

96-64-7278

MOTC-IOT-95-H1DA001

港灣構造物耐久性與維護機制 之研究(2/4)



交通部運輸研究所

中華民國 96 年 4 月

96-64-7278

MOTC-IOT-95- H1DA001

港灣構造物耐久性與維護機制 之研究(2/4)

著 者：陳桂清、饒正、柯正龍、蘇吉立、張道光

交通部運輸研究所

中華民國 96 年 4 月

96

港灣構造物耐久性與維護機制之研究
(2/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1009601079
定價 400 元

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣構造物耐久性與維護機制之研究. (2/4) /
陳桂清等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部
運研所, 民 96

面：公分

參考書目：面

ISBN 978-986-00-9567-8(平裝)

1. 港埠工程 - 管理

443.2

96008010

港灣構造物耐久性與維護機制之研究(2/4)

著者：陳桂清、饒正、柯正龍、蘇吉立、張道光

出版機關：交通部運輸研究所

地址：臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 96 年 4 月

印刷者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 130 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定價：400 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書坊臺視總店：臺北市八德路 3 段 10 號 B1•電話：(02)25781515

五南文化廣場：臺中市中山路 2 號 B1•電話：(04)22260330

GPN：1009601079

ISBN：978-986-00-9567-8 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物耐久性與維護機制之研究(2/4)			
國際標準書號 (或叢刊號) 978-986-00-9567-8(平裝)	政府出版品統一編號 1009601079	運輸研究所出版品編號 96-64-7278	計畫編號 95-H1DA001
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：陳桂清 研究人員：饒正、柯正龍、蘇吉立、張道光 聯絡電話：04-26587118 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自95年01月至95年12月
關鍵詞：耐久性、腐蝕、港灣設施、維護管理系統			
<p>摘要：</p> <p>臺灣四面環海，地處環太平洋地震帶上，每年地震、颱風等災害不斷，港灣構造物長年處於此巨大外力衝擊與海洋惡劣環境下，甚易造成港工構材諸如鋼板樁腐蝕、混凝土劣化、強度損失以及內部鋼筋腐蝕、斷裂，最後導致結構物損壞、崩塌等現象，對構造物之耐久性與安全性威脅甚大，對港埠之營運影響更為至鉅。</p> <p>本計劃研究執行期程為四年，第二年度持續執行四個子計畫，分別簡述如下；子計畫(一)：碼頭結構物現況調查研究，以澎湖馬公港之鋼管樁碼頭及基隆港鋼板樁碼頭腐蝕現況為調查重點；子計畫(二)：港灣鋼筋混凝土耐久性之研究，以探討應用新材料、新工法於港灣土建工程，藉以提升結構物之品質與耐久性為要；子計畫(三)：碼頭本體設施維護管理系統建置之研究 - 建置鋼板樁碼頭本體設施簡易安全檢測系統；子計畫(四)：活性粉混凝土補強R.C.構件與耐久性之研究(2/2)(與國立台灣科技大學共同合作研究)。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
96年4月	410	400	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p>密 機密 極機密 絕對機密</p> <p>(解密【限】條件： 年 月 日解密， 公布後解密， 附件抽存後解密， 工作完成或會議終了時解密， 另行檢討後辦理解密)</p> <p>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Durability and Maintenance Mechanism of Harbor Structures (2/4)			
ISBN (OR ISSN) 978-986-00-9567-8 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009601079	IOT SERIAL NUMBER 96-64-7278	PROJECT NUMBER 95-H1DA001
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chen Kuei-ching PROJECT STAFF: Cheng Raw, Ko Jeng-long, Su Ch-li, Chang Tao-kuang PHONE: 04-26587118 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2006 TO December 2006
KEY WORDS: durability, corrosion, wharf facility, maintenance management system			
ABSTRACT:			
<p>Taiwan, surrounded by sea, is located in the Pacific Earthquake Zone. Many earthquakes and typhoons attack the island each year. The structures of harbor facilities are deteriorated, corroded, damaged and collapsed on account of these huge natural forces and marine environments. The durability and security of the structures become vulnerable. Obviously, the port operation is affected.</p> <p>This project is the second year of a four-year study. In this study, four tasks are under investigation, shown as follows. (1) Field survey of port structures; (2) durability of reinforced concrete structures; (3) development of the maintenance and management system for harbor facilities, and (4) application of Rapid Portland Cement to the maintenance and durability study of reinforced concrete.</p>			
DATE OF PUBLICATION April 2007	NUMBER OF PAGES 410	PRICE 400	CLASSIFICATION RESTRICTED CONFIDENTIAL SECRET TOP SECRET UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
表目錄	XIV
圖目錄	XIX
照片目錄	XXVII
第一章 緒論	1-1
第二章 研究計畫概述	2-1
2.1 研究時程	2-1
2.2 計畫摘要與研究內容	2-1
2.2.1 子計畫(一)：碼頭構造物現況調查研究	2-1
2.2.1.1 計畫摘要	2-1
2.2.1.2 研究內容	2-2
2.2.2 子計畫(二)：港灣鋼筋混凝土耐久性之研究	2-2
2.2.2.1 計畫摘要	2-2
2.2.2.2 研究內容	2-3
2.2.3 子計畫(三)：碼頭本體設施維護管理系統建置之研究	2-3
2.2.3.1 計畫摘要	2-3
2.2.3.2 研究內容	2-4
2.2.4 子計畫(四)：活性粉混凝土補強 R.C.構件與耐久性之研究	2-4

2.2.4.1 計畫摘要	-----	2-4
2.2.4.2 研究內容	-----	2-5
第三章 碼頭結構物現況調查研究	-----	3-1
3.1 前言	-----	3-1
3.2 研究規劃與調查方法	-----	3-1
3.2.1 規劃流程	-----	3-3
3.2.2 資料蒐集與分析	-----	3-4
3.2.3 檢測範圍	-----	3-4
3.2.4 檢測內容	-----	3-4
3.2.4.1 陸上目視檢測	-----	3-4
3.2.4.2 鋼板(管)樁水下檢測	-----	3-4
3.2.4.3 棧橋式混凝土基樁碼頭目視檢測	-----	3-7
3.3 結果與討論	-----	3-7
3.3.1 馬公港碼頭現況檢測	-----	3-7
3.3.1.1 馬公港 1 號碼頭水下檢測	-----	3-10
3.3.1.2 馬公港 1 號碼頭陽極塊調查	-----	3-27
3.3.1.3 馬公港 1 號碼頭陽極塊發生電位	-----	3-28
3.3.2 基隆港鋼板樁現況檢測	-----	3-31
3.3.2.1 東 2 碼頭	-----	3-32
3.3.2.2 東 3 碼頭	-----	3-36
3.3.2.3 東 4 碼頭	-----	3-40

3.3.2.4 東 5 碼頭	3-43
3.3.2.5 東 6 碼頭	3-45
3.3.2.6 基隆港西 27 號碼頭	3-50
3.3.2.7 西 16 至西 18 號碼頭	3-54
3.3.2.8 東 19 號碼頭	3-56
3.3.2.9 西 14 號碼頭	3-58
3.4 結論與建議	3-63
第四章 港灣鋼筋混凝土耐久性之研究	4-1
4.1 前言	4-1
4.1.1 研究動機	4-1
4.1.2 研究目的	4-2
4.2 研究方法與步驟	4-2
4.2.1 高性能混凝土之耐久性研究	4-2
4.2.1.1 試驗規劃	4-2
4.2.1.2 研究背景	4-4
4.2.1.3 試驗方法與步驟	4-7
4.2.2 水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之性質	4-19
4.2.2.1 試驗規劃	4-19
4.2.2.2 混凝土之使用材料	4-19
4.2.2.3 混凝土配比	4-23
4.2.2.4 試體編號	4-23

4.2.2.3 試驗方法與設備	-----4-23
4.2.3 混凝土鹼質與粒料反應	-----4-24
4.2.3.1 試驗計畫	-----4-25
4.2.3.2 試驗材料	-----4-25
4.2.3.3 試驗器材	-----4-27
4.2.3.4 試驗步驟	-----4-27
4.3 試驗結果與討論	-----4-32
4.3.1 高性能混凝土耐久性研究	-----4-32
4.3.2 用水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之影響	-----4-41
4.3.3 混凝土鹼質與粒料反應	-----4-49
4.3.3.1 ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹試驗法	-----4-49
4.3.3.2 ASTM C1260 水泥砂漿棒加速膨脹試驗法	-----4-52
4.4 結論	-----4-55
第五章 碼頭本體設施維護管理系統建置之研究	-----5-1
5.1 前言	-----5-1
5.1.1 研究動機	-----5-1
5.1.2 研究目的	-----5-2
5.1.3 文獻回顧	-----5-2
5.1.4 研究方法、時程與目標	-----5-2
5.2 系統之基本界定	-----5-3
5.2.1 系統規劃	-----5-3

5.2.2	碼頭安全定義	5-4
5.2.3	檢測標的之界定	5-4
5.2.4	適用人員之界定	5-4
5.2.5	檢測時機之界定	5-5
5.2.6	檢測作業階段之界定	5-6
5.2.7	碼頭異象分類之統合	5-8
5.2.8	碼頭異象之特性	5-9
5.2.9	碼頭異象之成因與常現行為分佈狀況	5-9
5.2.10	碼頭本體設施結構之相關標定	5-11
5.2.11	碼頭本體設施定義與分類	5-11
5.2.12	導致碼頭外部異象基本機制之標定	5-11
5.2.13	碼頭基本檢測部位之標定	5-14
5.3	系統之建構	5-17
5.3.1	系統研建之淵源	5-17
5.3.2	系統研建之特點	5-17
5.3.3	系統之組成	5-18
5.3.4	系統表之編碼與分類	5-19
5.3.5	系統表 A0-常用碼頭及本體設施分類編碼表之建構	5-20
5.3.6	系統表 B0-碼頭基本勘查內容(項目)參考表之建構	5-20
5.3.7	系統表 C0-碼頭基本資料表之建構	5-21
5.3.8	系統表 D0-碼頭檢測圖述、照片與紀錄表之建構	5-23

5.3.9	系統表 E0-碼頭巡查報告表之建構	5-24
5.3.10	系統表 F1-碼頭勘查要點與 DER 評估報告表之建構	5-25
5.3.11	系統表 F2-碼頭勘查要點與 DER 評估報告表之建構	5-26
5.3.12	系統表 F3-碼頭勘查要點與 DER 評估報告表之建構	5-27
5.3.13	系統表 G0-碼頭外部異象度綜合評估簡易分類與各項基本對策表之建構	5-28
5.3.14	系統表 H0-碼頭基本檢測、監測、維護與對策參考表之建構	5-28
5.3.15	系統表 H1-安全檢測作業綱要與流程	5-29
5.3.16	系統表 H2-重力式碼頭水下檢測作業綱要與流程	5-30
5.3.17	系統表 H3-鋼版(管)樁碼頭水下檢測作業綱要與流程	5-31
5.3.18	系統表 S1-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構	5-32
5.3.19	系統表 S2-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構	5-33
5.3.20	系統表 S3-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構	5-34
5.3.21	系統表 S4-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構	5-35
5.4	系統之驗證與應用	5-35
5.4.1	臺中港 1 號碼頭歷史案例之驗證	5-36

5.4.2	澎湖縣龍門尖山港五期碼頭案例之驗證	5-37
5.4.3	基隆港 E-6 號碼頭現地調查之應用案例	5-38
5.4.4	基隆港 E-7 號碼頭現地調查之應用案例	5-39
5.5	結論與建議	5-40
第六章 活性粉混凝土補強 R.C.構件與耐久性之研究(1/2)		
6.1	緒論	6-1
6.1.1	研究目的	6-2
6.1.2	研究項目與流程	6-2
6.2	文獻回顧	6-5
6.2.1	活性粉混凝土之發展	6-5
6.2.1.1	活性粉混凝土之原理	6-5
6.2.1.2	添加鋼纖維對活性粉混凝土的影響	6-6
6.2.1.3	添加矽灰、石英粉對活性粉混凝土的影響	6-7
6.2.2	補強原理	6-7
6.2.2.1	一般剪力梁破壞模式	6-9
6.2.2.2	無剪力筋鋼筋混凝土梁之剪力強度	6-10
6.2.2.3	FRP 對剪力強度的影響	6-10
6.2.2.4	圍束鋼筋混凝土組成律	6-12
6.2.2.5	纖維複合材料圍束混凝土組成律	6-15
6.2.3	混凝土結構物之補強	6-19
6.2.3.1	補強材料特性考量	6-19

6.2.3.2	混凝土結構之補強材料	6-20
6.2.3.3	混凝土結構補強工法	6-20
6.2.3.4	RPC 修補混凝土結構物	6-21
6.3.	構件補強分析原理	6-26
6.3.1	具有剪力筋鋼筋混凝土梁之剪力強度	6-26
6.3.2	鋼筋混凝土梁之剪力行為	6-27
6.3.3	無箍筋之鋼筋混凝土梁剪力行為	6-27
6.3.4	有 CFRP 補強之鋼筋混凝土梁剪力分析	6-29
6.3.4.1	CFRP 補強梁剪力分析(一)	6-29
6.3.4.2	CFRP 補強梁剪力分析(二)	6-32
6.3.5	鋼筋混凝土梁鋼板補強力學行為	6-35
6.3.6	無圍束之鋼筋混凝土柱軸力行為	6-37
6.3.7	鋼筋混凝土柱軸力設計強度	6-37
6.3.8	有 CFRP 圍束之鋼筋混凝土柱軸力行為	6-38
6.3.9	鋼筋混凝土柱 CFRP 補強設計原理	6-39
6.3.9.1	CFRP 剪力破壞補強設計	6-39
6.3.9.2	CFRP 撓曲破壞補強設計	6-40
6.3.9.3	CFRP 搭接長度不足補強設計	6-41
6.3.10	圓形橋柱鋼板補強設計原理	6-42
6.3.10.1	剪力破壞鋼板補強設計	6-42
6.3.10.2	橋柱韌性補強設計	6-42

6.3.10.3	避免橋柱挫屈鋼板補強設計	-----6-43
6.3.10.4	搭接長度不足鋼板補強設計	-----6-44
6.3.10.5	圓形橋柱鋼板補強之最小厚度需求	-----6-45
6.4	修補材料與修補工法	-----6-52
6.4.1	前言	-----6-52
6.4.2	結構體修復補強工法探討	-----6-52
6.4.2.1	裂縫環氧樹脂灌注工法	-----6-53
6.4.2.2	鋼板（樑）補強工法	-----6-54
6.4.2.3	碳纖維補強工法	-----6-55
6.4.2.4	混凝土表面破損修補工法	-----6-57
6.4.2.5	斷面擴大補強工法	-----6-58
6.4.3	修復補強材料之種類	-----6-58
6.4.3.1	填補用修補材料	-----6-59
6.4.3.2	補強修補材料	-----6-59
6.5	試驗計畫	-----6-69
6.5.1	試驗材料	-----6-69
6.5.2	試驗儀器及設備	-----6-71
6.5.3	試驗項目	-----6-72
6.5.3.1	基本力學試驗	-----6-72
6.5.3.2	碳纖維貼片(CFRP)與活性粉混凝土(RPC)補強成 效試驗	-----6-72

6.5.4 試驗方法	6-73
6.5.4.1 流度試驗	6-73
6.5.4.2 基本力學試驗	6-73
6.5.4.3 碳纖維貼片(CFRP)與活性粉混凝土(RPC)補強成 效試驗	6-75
6.6.試驗成果與討論	6-87
6.6.1 水泥質材料之基本力學性質	6-87
6.6.2 小型抗彎抗壓補強成效	6-88
6.6.3 柱補強試驗結果	6-90
6.6.3.1 控制組	6-90
6.6.3.2 CFRP 補強組	6-91
6.6.3.3 RPC 補強組	6-93
6.6.4 梁補強試驗結果	6-94
6.7 RPC 補強施工程序及評估與補強方針	6-122
6.7.1 補強施工程序	6-122
6.7.1.1 RPC 圓柱補強工法	6-122
6.7.1.2 RPC 梁剪力補強施工程序	6-122
6.7.1.3 梁剪力補強施工程序	6-123
6.7.1.4 面板底層補強施工程序	6-124
6.7.2 評估與補強方針	6-125
6.7.2.1 評估方式	6-125

6.7.2.2 補強方針-----	6-126
6.8. 結論與建議-----	6-130
6.8.1 結論-----	6-130
6.8.1.1 RPC 基本材料性質-----	6-130
6.8.1.2 小型抗彎抗壓補強成效-----	6-130
6.8.1.3 縮小斷面柱補強功效-----	6-131
6.8.1.4 縮小斷面梁補強功效-----	6-131
6.8.2 建議-----	6-132
第七章 結論-----	7-1
參考文獻-----	參-1
附錄 A 簡報資料-----	附錄 A-1
附錄 B 審查意見及處理情形-----	附錄 B-1

表目錄

表 3.1 海水中鋼構造物之防蝕保護電位標準-----	3-6
表 3.2 馬公商港碼頭基本資料 -----	3-8
表 3.3 馬公港 1 號碼頭鋼管樁之平均腐蝕速率-----	3-12
表 3.4 馬公港 1 號碼頭鋼管樁腐蝕速率 (1) -----	3-13
表 3.5 馬公港 1 號碼頭鋼管樁腐蝕速率 (2) -----	3-14
表 3.6 馬公港 1 號碼頭鋼管樁保護電位值 (1) -----	3-25
表 3.7 馬公港 1 號碼頭鋼管樁保護電位值 (2) -----	3-26
表 3.8 馬公港 1 碼頭陽極塊發生電位量測結果 (1) -----	3-29
表 3.9 馬公港 1 碼頭陽極塊發生電位量測結果 (2) -----	3-30
表 3.10 基隆港結構型式-----	3-32
表 3.11 Z-38 鋼版樁斷面性能-----	3-34
表 3.12 基隆港東 2 碼頭鋼板樁厚度檢測結果-----	3-35
表 3.13 基隆港東 2 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率-----	3-35
表 3.14 基隆港東 2 碼頭鋼板樁保護電位量測值-----	3-36
表 3.15 基隆港東 3 碼頭鋼板樁厚度檢測結果-----	3-38
表 3.16 基隆港東 3 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率-----	3-39
表 3.17 基隆港東 3 碼頭鋼板樁保護電位量測值-----	3-40
表 3.18 基隆港東 4 碼頭鋼板樁厚度檢測結果-----	3-41
表 3.19 基隆港東 4 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率-----	3-42
表 3.20 基隆港東 4 碼頭鋼板樁保護電位量測值-----	3-43

表 3.21 基隆港東 5 碼頭鋼板樁厚度檢測結果	-----3-45
表 3.22 基隆港東 5 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率	-----3-46
表 3.23 基隆港東 5 碼頭鋼板樁保護電位量測值	-----3-47
表 3.24 基隆港東 6 碼頭鋼板樁厚度檢測結果	-----3-48
表 3.25 基隆港東 6 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率	-----3-49
表 3.26 基隆港東 6 碼頭鋼板樁保護電位量測值	-----3-50
表 3.27 基隆港東 7 碼頭鋼板樁破洞位置	-----3-50
表 3.28 基隆港東 7 碼頭鋼板樁厚度檢測結果	-----3-51
表 3.29 基隆港東 7 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率	-----3-52
表 3.30 基隆港東 7 碼頭鋼板樁保護電位量測值	-----3-53
表 3.31 基隆港西 16 至西 18 號碼頭鋼板樁保護電位量測值	-----3-54
表 3.32 基隆港東 19 號碼頭調查結果	-----3-56
表 4.1 試體之相關試驗內容	-----4-3
表 4.2 混凝土試體配比設計數據	-----4-5
表 4.3 圓柱試體長度直徑比	-----4-9
表 4.4 超音波脈波速度與混凝土品質之關係	-----4-10
表 4.5 混凝土電阻係數與鋼筋腐蝕活性之關係	-----4-10
表 4.6 ASTM C-876 鋼筋電位值與腐蝕機率之關係	-----4-13
表 4.7 粒料之基本物理性質	-----4-19
表 4.8 石門水庫淤砂物理性質表	-----4-21
表 4.9 石門水庫淤砂化學性質分析表	-----4-22

表 4.10	配比 A(水灰比 0.45)	-----	4-23
表 4.11	配比 B(水灰比 0.6)	-----	4-23
表 4.12	水泥成份檢測報告	-----	4-26
表 4.13	砂漿棒材料配比	-----	4-28
表 4.14	各試驗牆之中性化深度	-----	4-32
表 4.15	鑽心與灌製試體之超音波脈波速度(km/sec)	-----	4-34
表 4.16	鑽心試體之電阻係數	-----	4-35
表 4.17	鑽心與灌製試體之抗壓強度(kg/cm ²)	-----	4-36
表 4.18	試體抗壓強度試驗結果 (kg/cm ²)	-----	4-45
表 4.19	試體超音波脈波速度試驗結果 (km/sec)	-----	4-48
表 4.20	ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果	-----	4-50
表 4.21	ASTM C1260 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果	-----	4-53
表 5.1	高雄港碼頭外視異象實地勘查案例統計表	-----	5-8
表 5.2	系統表之編碼與分類狀況	-----	5-19
表 5.3	港灣設施安全檢測評估系統表-A0	-----	5-20
表 5.4	港灣設施安全檢測評估系統表-B0	-----	5-21
表 5.5	港灣設施安全檢測評估系統表-C0	-----	5-22
表 5.6	港灣設施安全檢測評估系統表-D0	-----	5-23
表 5.7	港灣設施安全檢測評估系統表-E0	-----	5-24
表 5.8	港灣設施安全檢測評估系統表-F1	-----	5-25
表 5.9	港灣設施安全檢測評估系統表-F2	-----	5-26

表 5.10	港灣設施安全檢測評估系統表-F3	-----5-27
表 5.11	港灣設施安全檢測評估系統表-G0	-----5-28
表 5.12	港灣設施安全檢測評估系統表-H0	-----5-29
表 5.13	港灣設施安全檢測評估系統表-S1	-----5-32
表 5.14	港灣設施安全檢測評估系統表-S2	-----5-33
表 5.15	港灣設施安全檢測評估系統表-S3	-----5-34
表 5.16	港灣設施安全檢測評估系統表-S4	-----5-35
表 5.17	臺中港 1 號碼頭安全檢測評估系統表-E0	-----5-37
表 5.18	澎湖縣龍門尖山港五期碼頭安全檢測評估系統表-E0	-----5-37
表 5.19	基隆港 E-6 號碼頭安全檢測評估系統表-E0	-----5-38
表 5.20	基隆港 E-7 號碼頭安全檢測評估系統表-E0	-----5-39
表 6.1	混凝土結構物劣化評等標準	-----6-62
表 6.2	RPC 材料特性-力學性質	-----6-63
表 6.3	RPC 材料特性-耐久性	-----6-63
表 6.4	活性粉混凝土配比表	-----6-67
表 6.5	卜特蘭第一型水泥之物理性質	-----6-77
表 6.6	卜特蘭第一型水泥之化學性質	-----6-78
表 6.7	矽灰基本性質試驗報告	-----6-78
表 6.8	水泥砂漿配比表 (kg/m ³)	-----6-78
表 6.9	碳纖維貼片基本性質表	-----6-79
表 6.10	底漆基本性質表	-----6-79

表 6.11	積層樹脂基本性質表	-----6-80
表 6.12	應變計規格表	-----6-80
表 6.13	水泥質材料基本力學試驗試體數量表	-----6-81
表 6.14	補強性能試驗試體數量表	-----6-81
表 6.15	RPC 流度試驗結果	-----6-96
表 6.16	NC 坍度試驗結果	-----6-96
表 6.17	RPC、NC 與 Mortar 抗壓強度試驗結果	-----6-96
表 6.18	RPC 與 NC 劈裂強度試驗結果	-----6-97
表 6.19	RPC、NC 與 Mortar 彈性模數與卜松比量測結果	-----6-97
表 6.20	RPC 補強 Mortar 抗彎試驗結果	-----6-97
表 6.21	混凝土圓柱抗壓補強成效	-----6-98
表 6.22	控制組韌性表	-----6-98
表 6.23	CFRP 補強組韌性表	-----6-98
表 6.24	RPC 補強組韌性表	-----6-99
表 6.25	未補強與 RPC、CFRP 補強之 R.C.梁降伏與極限載重表	--6-99
表 6.26	未補強與 RPC、CFRP 補強之 R.C.梁之位移能量表	-----6-99

圖目錄

圖 3.1 調查規劃流程圖	3-3
圖 3.2 檢測水深標示方式	3-5
圖 3.3 馬公港碼頭平面圖	3-7
圖 3.4 馬公港港區陸上調查結果	3-9
圖 3.5 馬公港 1 號碼頭鋼管樁結構斷面	3-10
圖 3.6 馬公港 1 號碼頭水下檢測結果	3-11
圖 3.7 馬公港 1 號碼頭鋼管樁平均腐蝕速率與水深之關係	3-12
圖 3.8 馬公港 1 號碼頭第 1 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-15
圖 3.9 馬公港 1 號碼頭第 3 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-16
圖 3.10 馬公港 1 號碼頭第 3-5 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-17
圖 3.11 馬公港 1 號碼頭第 6 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-18
圖 3.12 馬公港 1 號碼頭第 7 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-19
圖 3.13 馬公港 1 號碼頭第 8 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-20
圖 3.14 馬公港 1 號碼頭第 9 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-21
圖 3.15 馬公港 1 號碼頭第 10 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-22
圖 3.16 馬公港 1 號碼頭第 11 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-23
圖 3.17 馬公港 1 號碼頭第 12 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係	3-24
圖 3.18 馬公港 1 號碼頭陽極塊安裝位置	3-27
圖 3.19 馬公港 1 號碼頭陽極塊斷面型式	3-28

圖 3.20	基隆港碼頭平面圖	-----	3-31
圖 3.21	基隆港東 2 至東 4 碼頭斷面	-----	3-33
圖 3.22	Z-38 鋼板樁型式	-----	3-33
圖 3.23	基隆港東 2 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係	--	3-36
圖 3.24	基隆港東 3 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係	--	3-39
圖 3.25	基隆港東 4 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係	--	3-42
圖 3.26	基隆港東 5 至東 7 碼頭斷面示意圖	-----	3-43
圖 3.27	基隆港東 5 碼頭岸壁崩塌傾斜位置	-----	3-44
圖 3.28	基隆港東 5 碼頭岸壁崩塌傾斜情形	-----	3-44
圖 3.29	基隆港東 5 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係	--	3-46
圖 3.30	基隆港東 6 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係	--	3-49
圖 3.31	基隆港東 7 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係	--	3-52
圖 3.32	基隆港西 16 至西 18 號碼頭斷面示意圖	-----	3-53
圖 3.33	基隆港東 19 號碼頭斷面示意圖	-----	3-55
圖 3.34	基隆港東 19 號碼頭損壞情形 (1)	-----	3-57
圖 3.35	基隆港東 19 號碼頭損壞情形 (2)	-----	3-58
圖 3.36	基隆港西 14 號碼頭平面配置圖	-----	3-59
圖 3.37	基隆港西 14 號碼頭混凝土基樁斷面	-----	3-59
圖 3.38	基隆港西 14 號碼頭損壞情形 (1)	-----	3-61
圖 3.39	基隆港西 14 號碼頭損壞情形 (2)	-----	3-62
圖 4.1	試驗流程	-----	4-3

圖 4.2 單座試驗牆之設計詳圖 -----	4-5
圖 4.3 試驗牆埋設之監視系統詳圖 -----	4-6
圖 4.4 試驗牆曝露位置配置圖 -----	4-7
圖 4.5 四探針式之電阻量測示意圖 -----	4-12
圖 4.6 Anode-Ladder-System 之原理 -----	4-17
圖 4.7 Anode-Ladder-System 之排置詳圖 -----	4-18
圖 4.8 試驗流程 -----	4-20
圖 4.9 ASTM C227 法試驗及鑑定粒料活性流程圖 -----	4-29
圖 4.10 ASTM C1260 法試驗及鑑定粒料活性流程圖 -----	4-31
圖 4.11 超音波速之發展 -----	4-35
圖 4.12 混凝土之強度發展 -----	4-37
圖 4.13 腐蝕電位與齡期之關係 -----	4-39
圖 4.14 Ladder System 各陽極對陰之電位與齡期關係 -----	4-40
圖 4.15 淤泥粒徑分佈曲線 -----	4-41
圖 4.16 配比 A 試體之抗壓強度發展趨勢 -----	4-46
圖 4.17 配比 B 試體之抗壓強度發展趨勢 -----	4-46
圖 4.18 各配比試體之超音波脈波速度與齡期的關係 -----	4-47
圖 4.19 各配比試體之電阻係數與養生齡期的關係 -----	4-49
圖 4.20 大甲溪粒料各組試體 ASTM C227 膨脹量試驗結果 -----	4-50
圖 4.21 東河粒料各組試體 ASTM C227 膨脹量試驗結果 -----	4-51
圖 4.22 三仙台粒料各組試體 ASTM C227 膨脹量試驗結果 -----	4-51

圖 4.23	大甲溪粒料各組試體 ASTM C1260 膨脹量試驗結果	-----4-53
圖 4.24	東河粒料各組試體 ASTM C1260 膨脹量試驗結果	-----4-54
圖 4.25	三仙台粒料各組試體 ASTM C1260 膨脹量試驗結果	-----4-54
圖 5.1	碼頭外部異象 3 大特性之關聯圖	-----5-9
圖 5.2	導致重力式方塊碼頭結構外部異象之主要機制示意圖	---- 5-12
圖 5.3	導致重力式沉廂碼頭結構外部異象之主要機制示意圖	---- 5-13
圖 5.4	導致版樁式錨錠樁碼頭結構外部異象之主要機制示意圖	- 5-13
圖 5.5	減壓平版式碼頭外部異象機制意圖	----- 5-14
圖 5.6	重力式方塊碼頭檢測部位標稱示意圖	----- 5-15
圖 5.7	重力式沉廂碼頭檢測部位標稱示意圖	----- 5-15
圖 5.8	版樁式錨錠樁碼頭檢測部位標稱示意圖	----- 5-16
圖 5.9	減壓平版式碼頭檢測部位標稱示意圖	----- 5-16
圖 5.10	檢測系統組成架構示意圖	----- 5-18
圖 5.11	安全檢測作業綱要與流程-H1	----- 5-29
圖 5.12	重力式碼頭水下檢測作業綱要與流程圖	----- 5-30
圖 5.13	鋼版(鋼管)樁碼頭水下檢測作業綱要與流程圖	----- 5-31
圖 6.1	研究流程圖	----- 6-4
圖 6.2	鋼纖維破壞模式	-----6-23
圖 6.3	深梁 ($a/d \leq 1$) 之破壞模式	-----6-23
圖 6.4	短梁 ($1 < a/d \leq 2.5$) 之剪力破壞模式	-----6-24
圖 6.5	中度跨距梁 ($2.5 < a/d \leq 6$) 之斜張破壞模式	-----6-24

圖 6.6	長梁 ($6 < a/d$) 彎曲破壞模式	6-25
圖 6.7	各種不同纖維複材圍束混凝土模式之比較	6-25
圖 6.8	具剪力箍筋鋼筋混凝土梁剪力強度示意圖	6-46
圖 6.9	三分點載重剪力彎矩與裂縫示意圖	6-46
圖 6.10	無箍筋鋼筋混凝土梁計算說明示意圖	6-47
圖 6.11	鋼筋混凝土梁之拱作用	6-48
圖 6.12	CFRP 貼片定義	6-48
圖 6.13	RC 梁剪力貼片補強斷面	6-49
圖 6.14	垂直向部分複合三明治樑	6-49
圖 6.15	典型單軸向受壓混凝土之應力-應變曲線示意圖	6-50
圖 6.16	CFRP 包覆圍束示意圖	6-50
圖 6.17	不同 CFRP 包覆厚度之混凝土應力-應變圖	6-51
圖 6.18	圓形橋柱主筋搭接示意圖	6-51
圖 6.19	結構體修補面上可能產生的載重	6-64
圖 6.20	修補介面鍵結力機構示意圖	6-64
圖 6.21	裂縫灌注修補工法示意圖	6-65
圖 6.22	鋼板補強工法示意圖	6-65
圖 6.23	鋼樑補強工法示意圖	6-66
圖 6.24	碳纖維補強工法示意圖	6-66
圖 6.25	混凝土表面破損修補工法示意圖	6-67
圖 6.26	混凝土斷面擴大補強工法示意圖	6-68

圖 6.27	修補材料選擇之基本考量	6-68
圖 6.28	細粒料粒徑分佈圖	6-82
圖 6.29	鋼筋彎鈎規範示意圖	6-82
圖 6.30	RPC 抗彎補強試驗試體	6-83
圖 6.31	抗壓性能補強試驗	6-83
圖 6.32	縮小尺寸鋼筋混凝土柱試體	6-84
圖 6.33	縮小尺寸鋼筋混凝土梁試體	6-85
圖 6.34	縮小尺寸鋼筋混凝土梁試體應變計及位移計架設位置	6-86
圖 6.35	縮小尺寸鋼筋混凝土柱試體應變計及位移計架設位置	6-86
圖 6.36	RPC、NC 與 Mortar 抗壓強度發展曲線	6-100
圖 6.37	RPC 與 NC 劈裂強度發展曲線	6-100
圖 6.38	RPC 與 NC 彈性模數發展曲線	6-101
圖 6.39	控制組試體破壞外觀(1)	6-101
圖 6.40	控制組試體破壞外觀(2)	6-102
圖 6.41	控制組試體保護層剝落外觀	6-102
圖 6.42	控制組試體箍筋長度量測	6-103
圖 6.43	控制組柱軸向壓力與軸向位移圖	6-103
圖 6.44	控制組編號 1 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-104
圖 6.45	控制組編號 2 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-104
圖 6.46	控制組編號 3 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-105
圖 6.47	控制組編號 1 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖	6-105

圖 6.48 控制組編號 2 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖	6-106
圖 6.49 控制組編號 3 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖	6-106
圖 6.50 CFRP 補強組試體破壞外觀(1)	6-107
圖 6.51 CFRP 補強組試體破壞外觀(2)	6-107
圖 6.52 CFRP 補強組柱軸向壓力與軸向位移圖	6-108
圖 6.53 CFRP 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-108
圖 6.54 CFRP 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-109
圖 6.55 CFRP 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-109
圖 6.56 CFRP 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋 應變圖	6-110
圖 6.57 CFRP 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋 應變圖	6-110
圖 6.58 CFRP 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋 應變圖	6-111
圖 6.59 RPC 補強組試體破壞外觀(1)	6-111
圖 6.60 RPC 補強組試體破壞外觀(2)	6-112
圖 6.61 RPC 補強組試體破壞後界面黏結情形	6-112
圖 6.62 RPC 補強組柱軸向壓力與軸向位移圖	6-113
圖 6.63 RPC 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-113
圖 6.64 RPC 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-114
圖 6.65 RPC 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向、側向應變圖	6-114

圖 6.66	RPC 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋 應變圖 -----	6-115
圖 6.67	RPC 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋 應變圖 -----	6-115
圖 6.68	RPC 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋 應變圖 -----	6-116
圖 6.69	未補強 RC 梁載重與中點變位圖 -----	6-116
圖 6.70	RPC 補強 1 cm 梁載重與中點變位圖 -----	6-117
圖 6.71	CFRP 補強梁載重與中點變位圖 -----	6-117
圖 6.72	典型未補強 RC 梁加載前後之外觀 -----	6-118
圖 6.73	典型以 RPC 進行剪力補強加載前後之外觀 -----	6-119
圖 6.74	典型以 CFRP 進行剪力補強加載前後之外觀 -----	6-120
圖 6.75	典型未補強 RC 梁加載後裂縫狀況 -----	6-121
圖 6.76	典型以 RPC 進行剪力補強加載後裂縫狀況 -----	6-121
圖 6.77	RPC 圓柱補強工法示意圖 -----	6-128
圖 6.78	RPC 梁剪力補強 (預鑄版塊補強方式) 補強工法示意圖	6-128
圖 6.79	RPC 梁剪力補強 (現場澆注補強方式) 補強工法示意圖	6-129
圖 6.80	RPC 面板底層補強工法示意圖 -----	6-129

照片目錄

照片 4.1 混凝土試驗牆鑽心試驗	4-11
照片 4.2 超音波試驗儀	4-11
照片 4.3 混凝土電阻係數量測儀	4-12
照片 4.4 MnO_2 參考電極	4-15
照片 4.5 AgCl 參考電極	4-15
照片 4.6 Anode-Ladder-System 腐蝕監視系統	4-16
照片 4.7 可攜式 CANIN 量測儀	4-16
照片 4.8 94 年量測中性化較為嚴重的 OPC 混凝土試體	4-33
照片 4.9 95 年量測中性化較為嚴重的 OPC 混凝土試體	4-33
照片 4.10 塊狀水庫淤泥	4-42
照片 4.11 洛杉磯磨損試驗儀	4-42
照片 4.12 淤泥過篩	4-43
照片 4.13 雷射分析儀	4-43
照片 4.14 編號 AR 配比之坍度	4-44
照片 4.15 編號 BR 配比之坍度	4-44
照片 4.16 水庫淤泥結成糰塊狀	4-44
照片 4.17 增加水量水庫淤泥之工作性	4-44

第一章 緒論

臺灣四面環海，地處環太平洋地震帶上，每年地震、颱風等災害不斷，港灣構造物長年處於此巨大外力衝擊與海洋惡劣環境下，甚易造成港工構材諸如鋼板樁腐蝕、混凝土劣化、強度損失以及內部鋼筋腐蝕、斷裂，最後導致結構物損壞、崩塌等現象，對構造物之耐久性與安全性威脅甚大，對港埠之營運影響更為至鉅。

近年來，國內風災、地震頻傳，許多公共工程諸如交通設施，屢遭襲擊，一夕之間不是倒塌就是受損嚴重，結構物面臨岌岌可危，安全堪慮的窘境。自民國 88 年 921 大地震以及近幾年來之大小災襲後，各大商、漁港之碼頭、防波堤等設施陸續零星發生損壞，例如臺中港區 1 至 4A 碼頭之傾斜、損毀、後線土壤之沉陷、液化，蘇澳港區之南外廓防波堤沉箱之掏空塌陷、花蓮港新東防波堤胸牆之嚴重損毀、基隆港區數座鋼板(管)樁碼頭之腐蝕破損(洞)、背填土掏空導致碼頭面塌陷，或其它突發性無預警之損壞事例時有所聞。因此，港灣工程結構現況是否安全堪用，必需明確瞭解，俾採必要之防範措施。

由於國內五大國際商港其碼頭建造使用已久，部份碼頭已日益呈現老舊、損壞等現象，而新建碼頭之需求已趨萎縮，如何將現有之設施達到最有效率之使用，避免修護及龐大重建經費之耗費外，其營運停頓造成之不便及損失更難以估計。為此，碼頭維護管理機制之建立，必為未來港灣重要之課題。目前，港灣設施維護管理尚無一完整之系統，相關研究大多著重於較高階之港灣本體設施結構性之安全檢測與評估，對於執行細節諸如檢測作業之務實化、檢測程序之統一化、檢測斷面之標準化、劣化與損壞之異象行為，仍然有許多地方需要整合與建立，方能達成港灣設施之永續經營。

臺灣對外經貿運輸主要以海運為主，港埠設施之完善、營運正常與安全，攸關貨物之流暢與經濟發展。根據國家科技發展總目標、促進海洋永續發展，增強臺灣做為亞太地區商業及物流轉運中心的功

能，港灣設施功能扮演重要關鍵角色。因此，如何提升港灣設施之建設、工程品質與耐久性，以及維護、管理與安全極為重要，自不言可喻。

本年度已完成之工作內容如下；(1)基隆港東 2 至東 7 號、西 27 號鋼板樁碼頭、基隆港西 16 至西 18 號鋼管樁碼頭與澎湖馬公港區鋼管樁碼頭之腐蝕現況調查及資料建檔，並完成基隆港東 19 及西 14 號混凝土基樁碼頭之混凝土現況調查(2)高性能混凝土之耐久性試驗分析、水庫淤泥混凝土性質與鹼質粒料分析(3)碼頭本體設施維護管理系統建置之研究：本年度完成板樁式碼頭檢測系統之建置(4)活性粉混凝土(RPC)之縮小尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭或樑柱補強，以實際 R.C.構件驗證活性粉混凝土補強效果，建立補強施工程序及評估與補強方針。

第二章 研究計畫概述

2.1 研究時程

本計畫研究期程為四年，規劃為七個子計畫進行，自民國 94 年 1 月起至民國 97 年 12 月止。計畫執行一年後，為因應實務、時空與政策考量下，原計畫內容已縮減為四個子計劃，預計於民國 95 年 12 月中止。四個子計畫之研究內容分別簡述於 2.2 節中。

2.2 計畫摘要與研究內容

2.2.1 子計畫(一)：碼頭構造物現況調查研究

2.2.1.1 計畫摘要

臺灣四面環海為一典型海島氣候，地處環太平洋地震帶上，地震發生頻繁，加上每年颱風侵襲不斷，港灣構造物處於此巨大外力衝擊與海水鹽份浸泡等惡劣環境下，甚易造成港工構材諸如鋼板樁腐蝕、混凝土劣化、強度損失以及內部鋼筋腐蝕、斷裂等之破壞現象，對構造物之耐久性與安全性威脅甚大。

近年來，國內風災、地震頻傳，許多公共工程諸如交通設施，屢遭襲擊，一夕之間不是倒塌就是受損嚴重，結構物面臨岌岌可危，安全堪慮的窘境。臺灣對外經貿運輸主要以海運為主，港埠設施之完善、營運正常與安全，攸關貨物之流暢與經濟發展。自民國 88 年 921 大地震以及近幾年來之大小災襲後，各大商、漁港之碼頭、防波堤等設施陸續零星發生損壞，例如基隆港區數座鋼板(管)樁碼頭之腐蝕破損(洞)、蘇澳港區之南外廓防波堤沉箱之掏空塌陷、花蓮港新東防波堤胸牆之嚴重損毀，或其它突發性無預警之損壞事例，時有所聞。因此，港灣工程結構現況是否安全堪用，必需明確瞭解，俾採必要之防範措施。

近十數年來，臺灣本島五大商港區之碼頭結構物現況調查，已陸

續進行中。相對於離島地區之港灣設施，諸如澎湖馬公與金門碼頭之狀況，多年來都未曾進行調查與資料檔案建置，因此，本子計畫特別加入離島地區之港灣設施現況調查，做為研究重點之一。相關研究內容如下；

2.2.1.2 研究內容

第一年(馬公港鋼板樁碼頭現況調查)

馬公港部份鋼管樁碼頭使用迄今已超過二十年之設計年限，以往尚無腐蝕調查等相關資料，本年度將檢測 6-8 號碼頭鋼管樁，以建立該港區鋼管樁之腐蝕資料。研究重點如下：

- 1.海水水質調查分析
- 2.鋼管樁腐蝕現況調查
- 3.鋼管樁厚度量測
- 4.鋼管樁腐蝕速率分析

第二年(澎湖馬公港及基隆港東、西岸鋼樁碼頭現況調查)

本年度將持續檢測澎湖馬公港 1-2 號碼頭鋼管樁，此外，基隆港東西兩岸之鋼樁碼頭腐蝕狀況，距離上次調查時間均已超過五年，本年度將再進行檢查，研究重點如下：

- 1.海水水質調查分析
- 2.鋼管樁腐蝕現況調查
- 3.鋼管樁厚度量測
- 4.鋼管樁腐蝕速率分析
- 5.碼頭面版混凝土腐蝕現況調查

2.2.2 子計畫(二)：港灣鋼筋混凝土耐久性之研究

2.2.2.1 計畫摘要

港灣設施大量使用混凝土材料建造，由於混凝土為一多孔隙性之材料，於海洋環境下甚易受到海水或海風挾帶高量鹽份之侵入，造成鋼筋混凝土結構物中之鋼筋發生銹蝕、體積膨脹，導致混凝土的剝落、塌陷、終致損壞等之嚴重問題。

近年來，隨著時代之演進與科技的進步，新材料(諸如添加波索蘭摻料)、新施工技術(如免搗實自充填混凝土)、加速養護等工法，不斷的在開發應用，不但提升混凝土使用效能與工程品質，並大幅提高結構物之耐久性與安全性。臺灣對外經貿運輸主要以海運為主，港灣工程設施之建造、維護與安全極其重要，不言可喻。

2.2.2.2 研究內容

1. 混凝土材料之應用與性能提升之探討
2. 混凝土「鹼質與粒料反應」之現地調查與防治改善之探討
3. 自充填混凝土應用於港灣工程設施
4. R.C. 結構物之耐久性與鋼筋防蝕防治

2.2.3 子計畫(三)：碼頭本體設施維護管理系統建置之研究

2.2.3.1 計畫摘要

碼頭之營運頻繁，變數多，維護管理不易。且位處海洋環境，結構易受干涉、易老化，潛伏性問題多，常會造成港灣設施潛伏性與立即性的損壞，為確保碼頭正常運做及避免耗費巨資重建，藉助一套實用簡易之管理系統，做好碼頭維護管理是必要的，且營建自動化已為現今之趨勢，碼頭管理亦不應被排除在外。目前，港灣設施維護管理尚無一完整之系統，相關研究範圍多著重於較高階之港灣本體設施結構性之安全檢測與評估，且此部份之研究成果已漸趨成熟，唯許多細節尚待努力，如檢測作業務實化、檢測程序統一化、檢測斷面標準化、異象行為整合分析等。

本研究之目的，擬先分別研建各式碼頭之簡易性、實務性、系統

化與標準化之碼頭本體設施結構安全檢測系統，最後再整合建置一套碼頭本體設施維護管理系統，使爾後一般基層檢測人員或專業人員於執行檢測作業時有統一的調查模式、統一的溝通與描述語言，使調查模式簡單化、統一化與格式化，調查資料得以延續，資源得以整合，以利於日後港灣管理自動化之發展。

2.2.3.2 研究內容

第一年

建置重力式碼頭本體設施簡易安全檢測系統，研究重點如下：

1. 資料搜集及維護作業標準化

- (1) 搜集各港維護管理作業程序等資料
- (2) 整合現行檢測作業，包括簡化檢測作業程序、務實化、統一化
- (3) 統一碼頭設施檢測斷面標準化

2. 整合碼頭設施現況、損壞等異象行為之分類、分析

第二年

建置鋼板樁碼頭本體設施簡易安全檢測系統。

研究重點與第一年執行內容相同。

2.2.4 子計畫(四)：活性粉混凝土補強 R.C.構件與耐久性之研究

2.2.4.1 計畫摘要

鋼筋混凝土原為一耐久性極佳之營建材料，結構物建造完成起用後，甚小或不需維護。然而，臺灣四面環海，地處環太平洋地震帶上，地震發生頻繁，每年颱風侵襲不斷，早年建造之許多公共工程諸如橋樑、港灣等交通設施，由於使用年代已久，除了屢遭風災襲擊外，超負荷及不當使用，鋼筋混凝土結構物甚易造成劣化損壞，已面臨必需補強修護以維持其耐久性與使用性，如無適時進行修護，一旦損壞危及結構安全，打掉重建所需費用不貲。

鋼筋混凝土結構物維修補強是非常的複雜，要完成一項耐久性及其有效率的修補工程，需要有一套健全的作業流程，主要步驟可包括(a)修補分析、策略及設計(b)修補材料選擇(c)修補面的準備(d)鋼筋的清理、修補及保護(e)修補材料與底材界面的黏結力(f)澆置的技術。

本計畫為期兩年，主要以活性粉混凝土之補強材料，對補強鋼筋混凝土構件與其耐久性成效之評估與探討。

2.2.4.2 研究內容

第一年

1.補強材料之配比設計與力學性質探討

2.補強材料之基本性能及耐久性試驗

(1)耐久性試驗。

(2)基本性能試驗。

抗壓強度、抗彎強度、斜剪強度、直剪強度、劈張強度、鋼筋握裹強度、磨損試驗。

3.碳纖維貼片(CFRP)與活性粉混凝土(RPC)補強成效試驗。

4.建立各項理論模式與分析法。

第二年

進行縮小尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭或樑柱補強，以實際 R.C.構件驗證活性粉混凝土補強效果，並建立補強施工程序及建議評估與補強方針。

研究重點為：

1.依建築技術規則進行製作縮小尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭或樑柱補強，並比對實際傳統及高性能 R.C.構件驗證活性粉混凝土補強效果。

- 2.建立補強施工程序及評估與補強方針。
- 3.技術移轉給各使用單位及教育訓練說明。

第三章 碼頭結構物現況調查研究

3.1 前言

臺灣四周環海，港灣構造物除遭受惡劣的海洋環境侵蝕外，並需經年累月承受颱風侵襲所挾帶之強風猛浪及豪雨，此外，由於板塊作用經常發生規模不小之地震，均造成港灣構造物劣化毀損機率高於其他構造物。

港灣構造物主要包含防波堤及碼頭。碼頭則為提供船舶停靠、裝卸貨物之重要設施，其建造材料可分為鋼筋混凝土及鋼材兩種。由於國內主要商港部份碼頭設施使用已久，設施材料面臨日漸老化及劣化之問題，但考量營運及績效，碼頭改建困難；且碼頭改建需耗較長時程及龐大經費，因此，定期檢測及維修是延長碼頭壽命及確保營運安全有其必要。

國內商港碼頭構造型式主要為鋼板樁碼頭及棧橋式碼頭。鋼板樁碼頭使用鋼板樁作為檔土用；棧橋式碼頭則可分為以鋼管樁或混凝土基樁兩種。雖然鋼材具有較高強度、易塑造之特性，且施工快速等優點，但易發生腐蝕破壞，常因置於空氣中、飛沫帶及海水中，因氧化作用而產生的腐蝕，嚴重者會造成厚度減少、穿孔等現象會造成強度衰減而導致碼頭損壞。

碼頭之鋼筋混凝土結構部份，由於到波浪、地震、船撞擊等外力及遭氯離子、二氧化碳、硫酸鹽等侵入，造成混凝土發生龜裂、鬆脫、剝離等劣化情形，及鋼筋外露、鏽蝕、膨脹、斷裂等現象。將造成強度降低，危及碼頭承載能力。

目前碼頭靠泊之船舶多遠大於當初設計時噸位，碼頭構造物會因承受過大之應力而有加速損壞之跡象。鋼構碼頭常用鋁陽極塊提供鋼材防蝕所需。本研究將就鋼構碼頭之鋼材腐蝕、陽極塊消耗現況與防蝕電位等進行調查。

為確保碼頭營運安全，本研究選定馬公港 1 號及基隆港西 16 至西 18 號棧橋式鋼管樁碼頭、基隆港東 2 至東 7 版樁式鋼板樁碼頭、與東 19、西 14 號棧橋式混凝土基樁碼頭等進行現況調查，期能更了解選定之各碼頭構造物現況，並將研究成果配合本所港研中心碼頭本體設施維護管理系統建置之研究結果，提供各港務維護單位執行碼頭構造物安全檢測與評估之參考。

3.2 研究規劃與調查方法

3.2.1 規劃流程

本研究參考國內外相關文獻與調查報告後，依實際需求擬訂適當之調查方法與試驗項目，調查規劃流程如圖 3.1 所示。

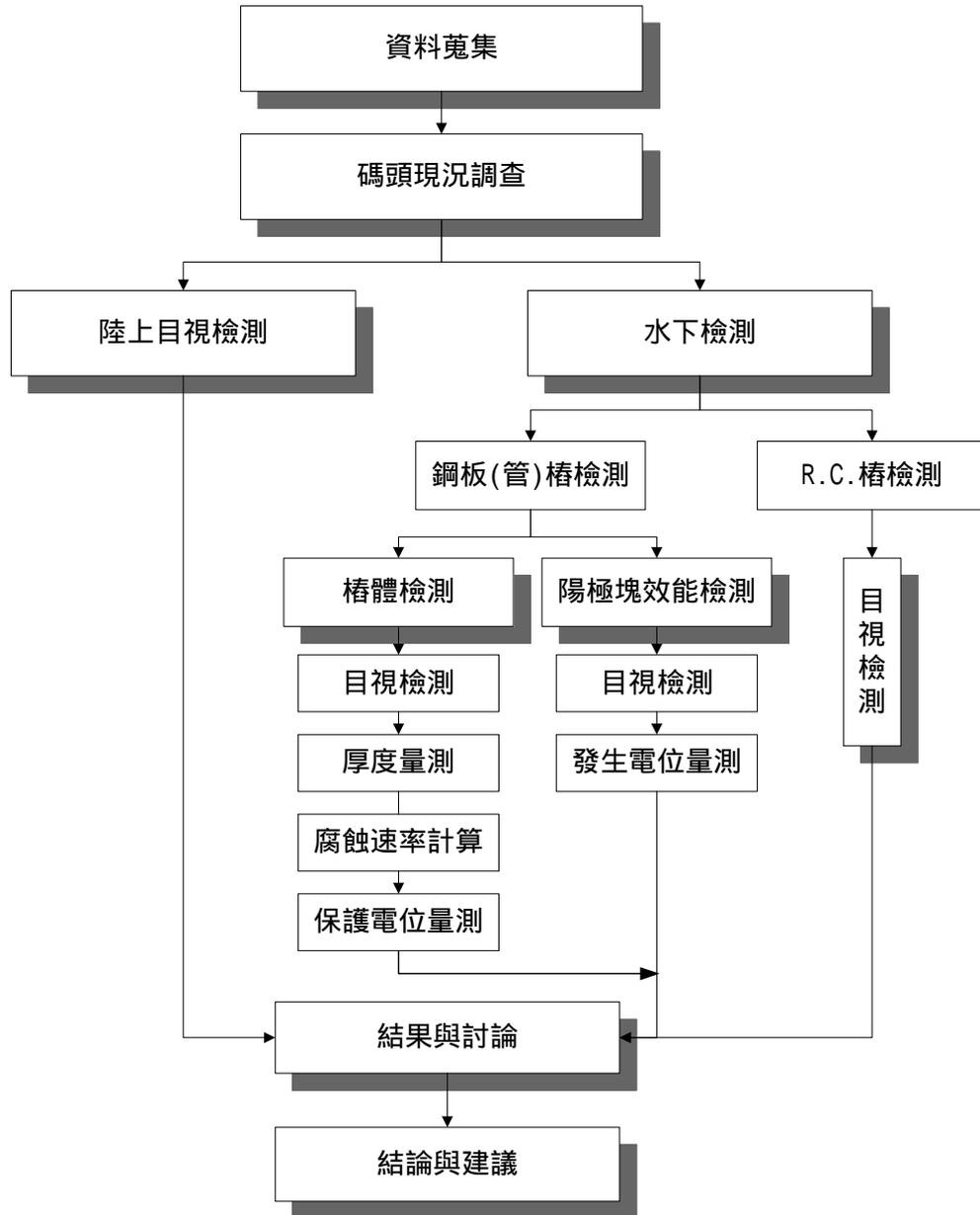


圖 3.1 調查規劃流程圖

3.2.2 資料蒐集與分析

蒐集鋼板（管）樁碼頭建造之原始資料，包括碼頭結構設計、板樁型式、防蝕處理方法、使用年限、施工、...等，以及國內外鋼板樁腐蝕防治相關文獻。

3.2.3 檢測範圍

本研究檢測範圍包括馬公港 1 號及基隆港西 16 及至 18 號棧橋式鋼管樁碼頭、基隆港東 2 至東 7 號版樁式鋼板樁碼頭、與東 19 西 14 號棧橋式混凝土基樁碼頭。

3.2.4 檢測內容

3.2.4.1 陸上目視檢測

近距離以目視及簡單量測儀器檢測碼頭面版、混凝土基樁等混凝土結構現況，檢測重點包括：水面上基樁表面腐蝕情況、混凝土保護層有否脫落、剝離及鋼筋外露、腐蝕、斷裂等。

3.2.4.2 鋼板（管）樁水下檢測

1. 目視檢測

由潛水人員潛入水下，近距離以目視檢測鋼板（管）樁表面腐蝕情況，如發現有破洞或變形則應先標定位置，丈量或記錄破洞大小，再檢查鋼板（管）樁後方級配是否有流失、淘空等現象，最後以照相或攝影存證。

2. 鋼板（管）樁厚度量測

(1) 選定檢測樁

馬公港 1 號之鋼管樁選取自海測算起第 1 列及第 3 列樁為測樁。

(2) 選定水深與量測位置

依鋼構碼頭之鋼樁腐蝕可能狀況及測樁位於海中帶之長度範圍，每支測樁選定二至十點水深作為量測點。U 型鋼板樁檢測凸面或凹面厚度，鋼管樁則依圓周四等分，取三或四點量測其厚度。檢測水深以平均海平面為基準，標示方式如圖 3.2 所示。

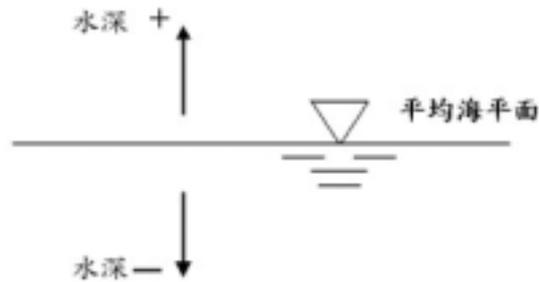


圖 3.2 檢測水深標示方式

(3) 厚度量測過程

使用工具敲除鋼板樁表面上附著之海生物體及鐵銹，敲除面積約 20 cm × 20 cm 左右後，以英國製之 Cygnus I 型超音波厚度儀之探頭，接觸已敲除清理乾淨之鋼樁表面，即可讀取鋼樁厚度。於每一水深測點量取兩次鋼樁厚度，平均後即為其現有厚度。

(4) 腐蝕速率計算

將各測點所測得之厚度數據平均之，可得鋼樁現有厚度。以鋼樁原有厚度減去現有厚度，得出鋼樁實際減少之厚度(即腐蝕厚度)。減少之厚度除以鋼樁使用之年數，即為其實際腐蝕速率。其計算公式如下；

$$\begin{aligned} \text{腐蝕速率} &= \text{腐蝕量} / \text{使用年期} \\ &= (\text{原始厚度} - \text{現有厚度}) / \text{使用年期} \quad (\text{公式 3.1}) \end{aligned}$$

3. 鋼板（管）樁保護電位量測

以銅/硫酸銅電極為準，量測時以高阻抗電位計或電錶之一端搭接於與鋼樁連結之不銹鋼電位測試棒上，另一端則置於欲量測之鋼樁旁。

防蝕效果的判斷標準如表 3.1 所示，若鋼鐵結構物之保護電位值較標準防蝕電位值為"負"時，鋼鐵結構物為保護狀態，若電位值比標準防蝕電位值"正"時，則表示保護不足或防蝕效果不佳。以飽和硫酸銅參考電極為例，若鋼鐵結構物之電位值較 -850 mV 為"負"，鋼鐵結構物為保護狀態，但若值較 -850 mV 為"正"，則表示保護不足或防蝕效果不佳。

表 3.1 海水中鋼構造物之防蝕保護電位標準

防蝕保護電位	參考電極
-780 mV	飽和甘汞電極 (SCE)
-800 mV	海水氯化銀電極 (Ag/AgCl/seawater)
-750 mV	飽和氯化銀電極 (Ag/AgCl/sat'd KCl)
-850 mV	飽和硫酸銅電極 (Cu/CuSO ₄)

4. 陽極塊調查

(1) 陽極塊外觀檢查

由潛水人員於水下近距離直接目視檢查陽極塊消耗情形及有否脫落等。

(2) 陽極塊發生電位量測

潛水人員以飽和硫酸銅電極，置放於陽極塊之上、中、下三處，間隔約 30 公分，岸上人員於三用電錶上讀出電位值。將陽極塊附著之海生物去除後，再以上述方法量測電位一次。

3.2.4.3 棧橋式混凝土基樁碼頭目視檢測

由潛水人員潛入碼頭 R.C.面版底下，近距離目視檢測混凝土基樁樁體、R.C.面版、大樑及隔樑等混凝土結構體現況，檢測重點包括：結構體表面破損情況，如發現有混凝土保護層脫落、剝離及鋼筋外露、腐蝕、斷裂等異常現象，應先標定破損位置，並設法丈量或記錄破損大小，最後以照相或攝影存證。

3.3 結果與討論

3.3.1 馬公港碼頭現況檢測

馬公港為澎湖與臺灣本島間貨物運輸最主要之港口，其對澎湖群島之重要性不言可喻，全港區共區分九座碼頭，碼頭平面圖及使用現況如圖 3.3、表 3.2 所示，以 1、2、6-8 號碼頭最為重要。本所港研中心於民國 94 年已針對 6-8 號碼頭鋼管樁完成調查，本年度將以 1 號碼頭為調查對象。

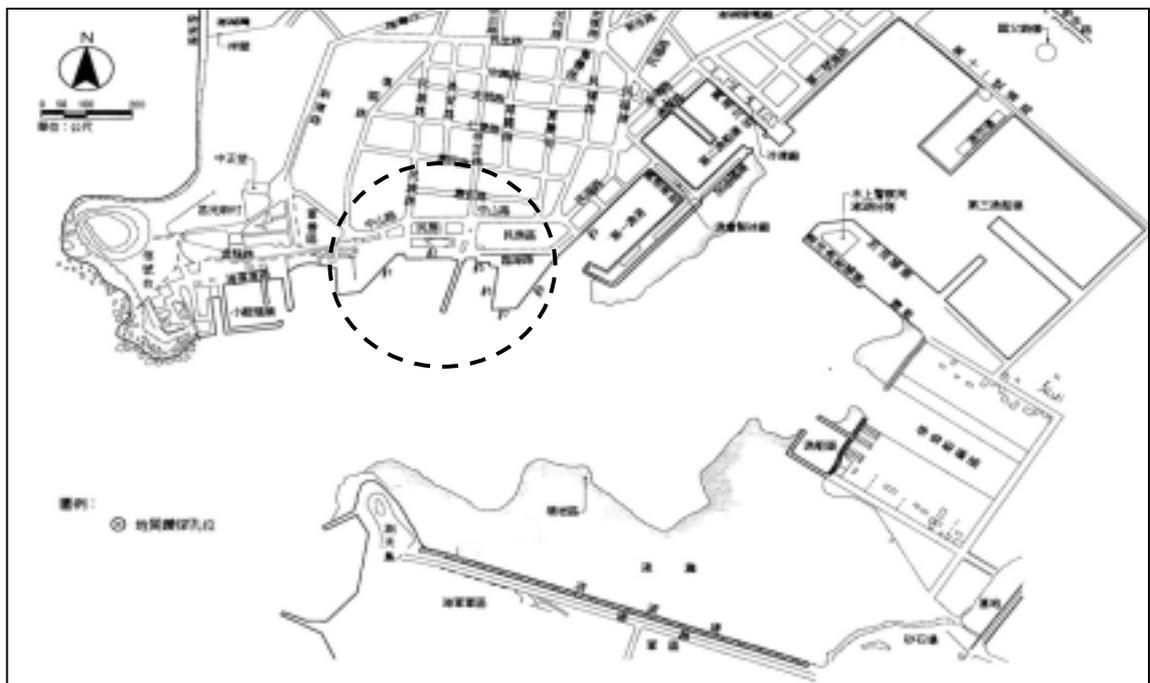


圖 3.3 馬公港碼頭平面圖

表 3.2 馬公商港碼頭使用現況說明表

碼頭編號	長度	設計水深	建造年月	用途	備註
1 號碼頭	127 m	- 6.0m	71/4	客、貨運	鋼管樁棧橋式碼頭，可供 8000 噸級客輪靠泊，目前高馬線客貨輪「臺華輪」靠此碼頭。
2 號碼頭	140m	- 5.8m	61/6	客運	混凝土基樁棧橋式碼頭，12 層港埠大樓位於碼頭後線，可供 3000 噸級以下客輪靠泊
3 號碼頭	137m	- 5.0m - - 8.0m	60/6	卸油、卸水、客運等	日據時代即有之突堤碼頭，無倉棧設施。
4 號碼頭	128m	- 3.5m - - 8.0m	60/6		
5 號碼頭	60m	- 3.5m	43/8	登陸艇	疊石岸壁式碼頭，無倉棧設施，可供軍方運補作業使用。
6 號碼頭	103m	- 7.5m	81/2	貨運	81 年改建為鋼管樁棧橋式東、南、西向三座碼頭，目前供高馬、安馬、布馬、花馬等航線 5000 噸級以下貨輪靠泊作業，無倉棧設施。
7 號碼頭	56m	- 7.5m	81/2	貨運	
8 號碼頭	140m	- 7.5m	81/2	貨運	
9 號碼頭	65m	- 2.5m - - 3.5m	29	離島交通船	疊石岸壁式碼頭，無倉棧設施，因緊鄰馬公第一漁港且水深不足，目前未使用。

全港區陸上目視調查發現少數碼頭構造物有破損情形，包括基樁混凝土剝落、電位測試裝置生鏽、護舷碰墊破損及岸壁混凝土破損，如圖 3.4 所示，惟破損情形輕微不致影響營運安全。



(1) 1 號碼頭現況



(2) 1 號碼頭第 1 單元基樁混凝土剝落



(3) 1 號碼頭第 1 單元路面劣化情形



(4) 1 號碼頭第 7 單元電位測試裝置生鏽



(5) 1 號碼頭第 7 單元護舷碰墊破損



(6) 4 號碼頭岸壁混凝土破損情形

圖 3.4 馬公港港區陸上調查結果

3.3.1.1 馬公港 1 號碼頭

本座碼頭建造於民國 71 年 4 月，全長為 127 公尺，靠海測前列樁之設計水深為 -6.0 公尺，民國 84 年改建為鋼管樁棧橋式結構，整座碼頭共分為 12 單元。潮汐帶部位之鋼管樁以混凝土保護，海中帶採用犧牲陽極塊法作為防蝕措施，每排打設 4 至 5 列鋼管樁，前 4 列鋼管樁以導電線焊接連通，陽極塊提供之保護電流能互相支援。碼頭結構斷面分別示於圖 3.5。

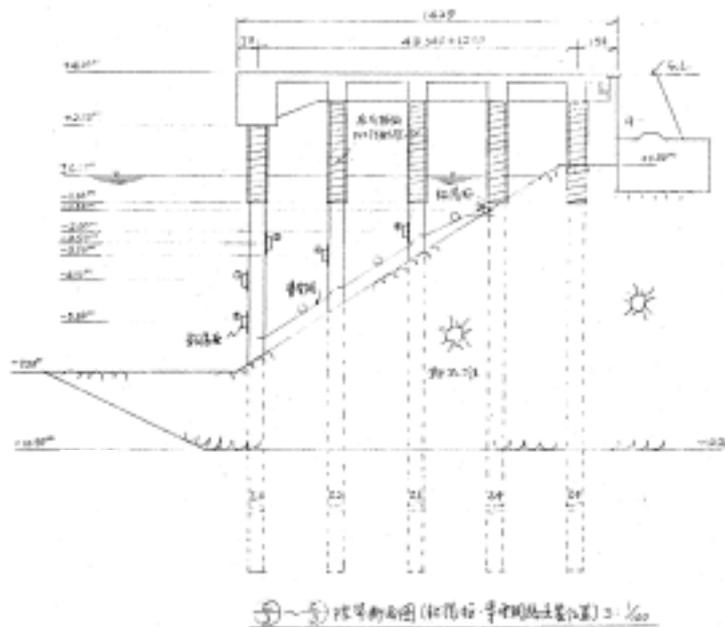
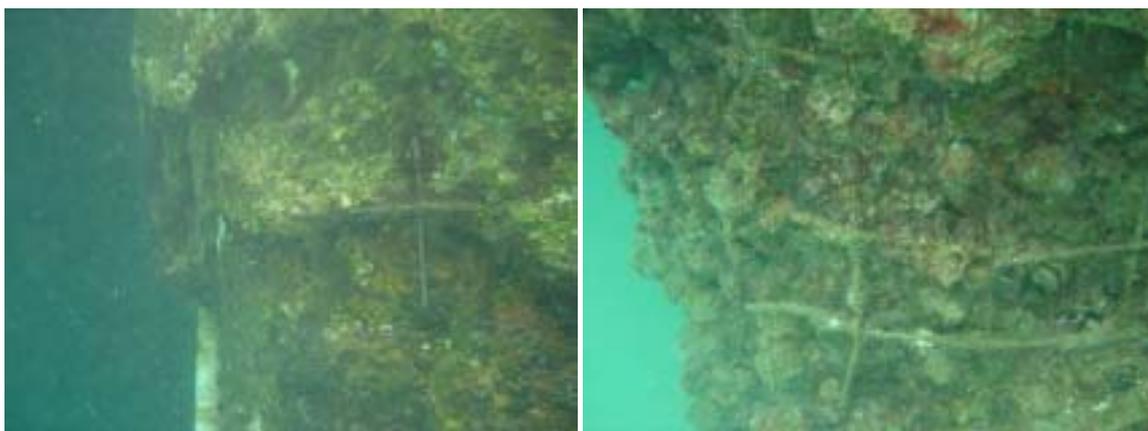


圖 3.5 馬公港 1 號碼頭鋼管樁結構斷面

1. 目視檢測

本座碼頭潮汐帶部位之鋼管樁以混凝土包覆保護，基樁外觀發現數處混凝土脫落、鋼筋外露情形（如圖 3.6），雖無立即性危害，仍應及早維修避免繼續損壞。鋼樁則無孔蝕或破洞等嚴重之腐蝕；潮汐帶及海中帶之鋼管樁表面附著許多如牡蠣、籐壺等大型海生物。



(1) 基樁混凝土脫落、鋼筋外露情形1 (2) 基樁混凝土脫落、鋼筋外露情形2



(3) 基樁聯通鋼線現況 (4) 基樁陽極塊佈滿漁網情形

圖 3.6 馬公港 1 號碼頭水下檢測情形

2. 鋼管樁厚度

本座碼頭因同排之鋼樁與樁鋼於靠海床處安裝導電網，及共選取 42 支樁為測樁，每支測樁依其所處實際水深，檢測水深為-1.0 m、-1.5 m、-2.0 m、-2.5 m、-3.0 m、-4.0 m 與-5.0 m 等 3 至 7 個不同水深測點。

表 3.3 及圖 3.7 為各檢測樁之平均腐蝕速率與水深之關係，各檢測水深之平均腐蝕速率為 0.04 ~ 0.05 mm/yr。表 3.4 至表 3.5 及圖 3.8

至圖 3.17 為各測樁腐蝕速率與水深之關係，單一測樁之最大腐蝕速率為 0.07 mm/yr.，低於設計允許值，腐蝕程度屬於輕微。

表 3.3 馬公港 1 號碼頭鋼管樁之平均腐蝕速率

水深(m)	-1.5	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0	-5.0
腐蝕速率 (mm/yr.)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

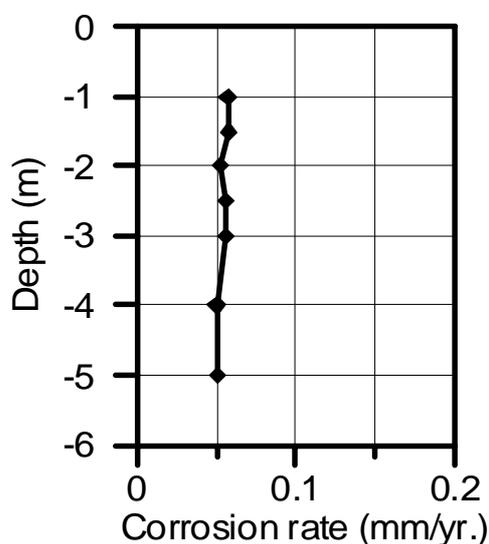


圖 3.7 馬公港 1 號碼頭鋼管樁之平均腐蝕速率與水深之關係

3. 鋼管樁保護電位

本座碼頭之鋼管樁保護電位選定自海測算起第 1 列及第 4 列樁，共隨機抽選 240 支測樁，量測水深為 -1.0 m、-3.0 m、及 -5.0 m，量測結果列於表 3. 6 至表 3.7。保護電位最大值為 -887mV，最小值為 -1041 mV，小於 -850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)標準防蝕電位值，管樁處於防蝕保護狀態。

表 3.4 馬公港 1 號碼頭鋼管樁腐蝕速率 (1) (單位 : mm/yr.)

位置 \ 高程 (m)	-1.0 -1.5 -2.0 -2.5 -3.0 -4.0 -5.0							位置 \ 高程 (m)	-1.0 -1.5 -2.0 -2.5 -3.0 -4.0 -5.0						
	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0	-5.0		-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0	-5.0
1-1-1	0.06	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	1-4-5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04		
1-1-2	0.05	0.05	0.04	0.06	0.06	0.05		1-4-6	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	
1-1-3	0.04	0.07	0.06	0.06				1-4-7	0.06	0.07	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05
1-1-4	0.06	0.06	0.05	0.06	0.07	0.05	0.06	1-4-8	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05
1-1-5	0.06	0.04	0.07	0.06	0.07	0.07		1-4-9	0.04	0.05	0.05	0.05			
1-1-6	0.07	0.06	0.06	0.06				4 平均	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
1-1-7	0.07	0.07	0.07	0.06	0.07	0.08	0.07	1-5-1	0.05	0.05	0.05	0.04	0.05	0.07	0.04
1-1-8	0.07	0.07	0.06	0.07	0.05	0.04		1-5-2	0.05	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	
1-1-9	0.05	0.05	0.06	0.05				1-5-3	0.06	0.05	0.05				
1-1-10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	0.06	1-5-4	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.06	0.06
1-1-11	0.05	0.04	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05	1-5-5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	
1-1-12	0.04	0.05	0.04	0.06	0.05	0.04	0.06	1-5-6	0.05	0.07	0.06				
1-1-13	0.05	0.05	0.06					1-5-7	0.06	0.07	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06
1-1-14	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05			1-5-8	0.05	0.06	0.08	0.07	0.07	0.06	0.06
1-1-15	0.05	0.06	0.06					1-5-9	0.07	0.07	0.06				
1 平均	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.06	5 平均	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05
1-3-1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	1-6-1	0.06	0.05	0.05	0.06	0.05	0.06	0.08
1-3-2	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	1-6-2	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05	0.05	
1-3-3	0.05	0.05	0.05	0.05				1-6-3	0.05	0.06	0.05				
1-3-4	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.05	0.05	1-6-4	0.05	0.05	0.05	0.07	0.05	0.05	0.06
1-3-5	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05		1-6-5	0.05	0.06	0.05	0.05	0.05	0.06	
1-3-6	0.05	0.06						1-6-6	0.05	0.06					
1-3-7	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.04	1-6-7	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.07	0.06
1-3-8	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.05		1-6-8	0.06	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05	
1-3-9	0.05	0.04						1-6-9	0.05						
1-3-10	0.04	0.04	0.05	0.04	0.05	0.06	0.05	6 平均	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	0.06	0.06
1-3-11	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04			1-7-1	0.06	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05
1-3-12	0.04	0.05						1-7-2	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	
1-3-13	0.04	0.05	0.05	0.04	0.04	0.05	0.05	1-7-3	0.06	0.06					
1-3-14	0.05	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05		1-7-4	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05	0.05
1-3-15	0.05	0.05	0.06					1-7-5	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	
3 平均	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	1-7-6	0.05	0.06	0.05				
1-4-1	0.05	0.05	0.04	0.05	0.04	0.05	0.04	1-7-7	0.04	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
1-4-2	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	1-7-8	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05	0.04	
1-4-3	0.04	0.05	0.05	0.05				1-7-9	0.05	0.05					
1-4-4	0.05	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.05	1-7-10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	0.05

表 3.5 馬公港 1 號碼頭鋼管樁腐蝕速率 (2) (單位：mm/yr.)

位置 \ 高程 (m)	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0	-5.0	位置 \ 高程 (m)	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0	-5.0
	1-7-11	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05			1-10-2	0.06	0.05	0.06	0.05	0.06
1-7-12	0.05	0.04	0.05					1-10-3	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		
7 平均	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	1-10-4	0.06	0.05	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05
1-8-1	0.04	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.04	1-10-5	0.05	0.05	0.06	0.08	0.06	0.05	0.06
1-8-2	0.04	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04		1-10-6	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.04	
1-8-3	0.04	0.05	0.05	0.04				1-10-7	0.06	0.05	0.05	0.07	0.06		
1-8-4	0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	1-10-8	0.06	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.06
1-8-5	0.04	0.04	0.05	0.06	0.04	0.04	0.06	1-10-9	0.06	0.07	0.06	0.06	0.06	0.05	0.06
1-8-6	0.05	0.05	0.04	0.05				1-10-10	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06		
1-8-7	0.04	0.04	0.05	0.05	0.04	0.04	0.05	1-10-11	0.06	0.05	0.06	0.06	0.06		
1-8-8	0.04	0.04	0.05	0.04	0.05	0.05		10 平均	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06
1-8-9	0.06	0.04	0.05					1-11-1	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05	0.06	0.05
1-8-10	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	0.07	0.06	1-11-2	0.05	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	
1-8-11	0.06	0.05	0.06	0.06	0.06	0.05		1-11-3	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	
1-8-12	0.06	0.05	0.05					1-11-4	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06
1-8-13	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	1-11-5	0.05	0.05	0.06	0.05	0.06	0.05	
1-8-14	0.05	0.07	0.05	0.06	0.06	0.06		1-11-6	0.06	0.05					
1-8-15	0.05	0.05	0.07					1-11-7	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05	0.06	0.07
8 平均	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	1-11-8	0.06	0.06					
1-9-1	0.06	0.07	0.06	0.06	0.05	0.08	0.06	1-11-9	0.05	0.06					
1-9-2	0.09	0.05	0.07	0.05	0.07	0.07		1-11-10	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05
1-9-3	0.06	0.06	0.06					1-11-11	0.06	0.06					
1-9-4	0.07	0.06	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	1-11-12	0.05	0.05					
1-9-5	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06		1-11-13	0.05	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05	0.06
1-9-6	0.08	0.06	0.06					1-11-14	0.06	0.05					
1-9-7	0.06	0.05	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06	1-11-15	0.06	0.06					
1-9-8	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07		11 平均	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05	0.05	0.06
1-9-9	0.06	0.07	0.08	0.07				1-12-1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05
1-9-10	0.07	0.08	0.05	0.06	0.05	0.07	0.07	1-12-2	0.05	0.04					
1-9-11	0.07	0.07	0.06	0.08	0.07	0.08	0.05	1-12-3	0.05	0.05					
1-9-12	0.06	0.07	0.06	0.06				1-12-4	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
1-9-13	0.06	0.04	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	1-12-5	0.06	0.05	0.04	0.06	0.05	0.05	0.05
1-9-14	0.06	0.06	0.06	0.07	0.05	0.07		1-12-6	0.06	0.06					
1-9-15	0.06	0.07	0.06					1-12-7	0.04	0.06					
9 平均	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.06	12 平均	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
1-10-1	0.05	0.06	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	總平均	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

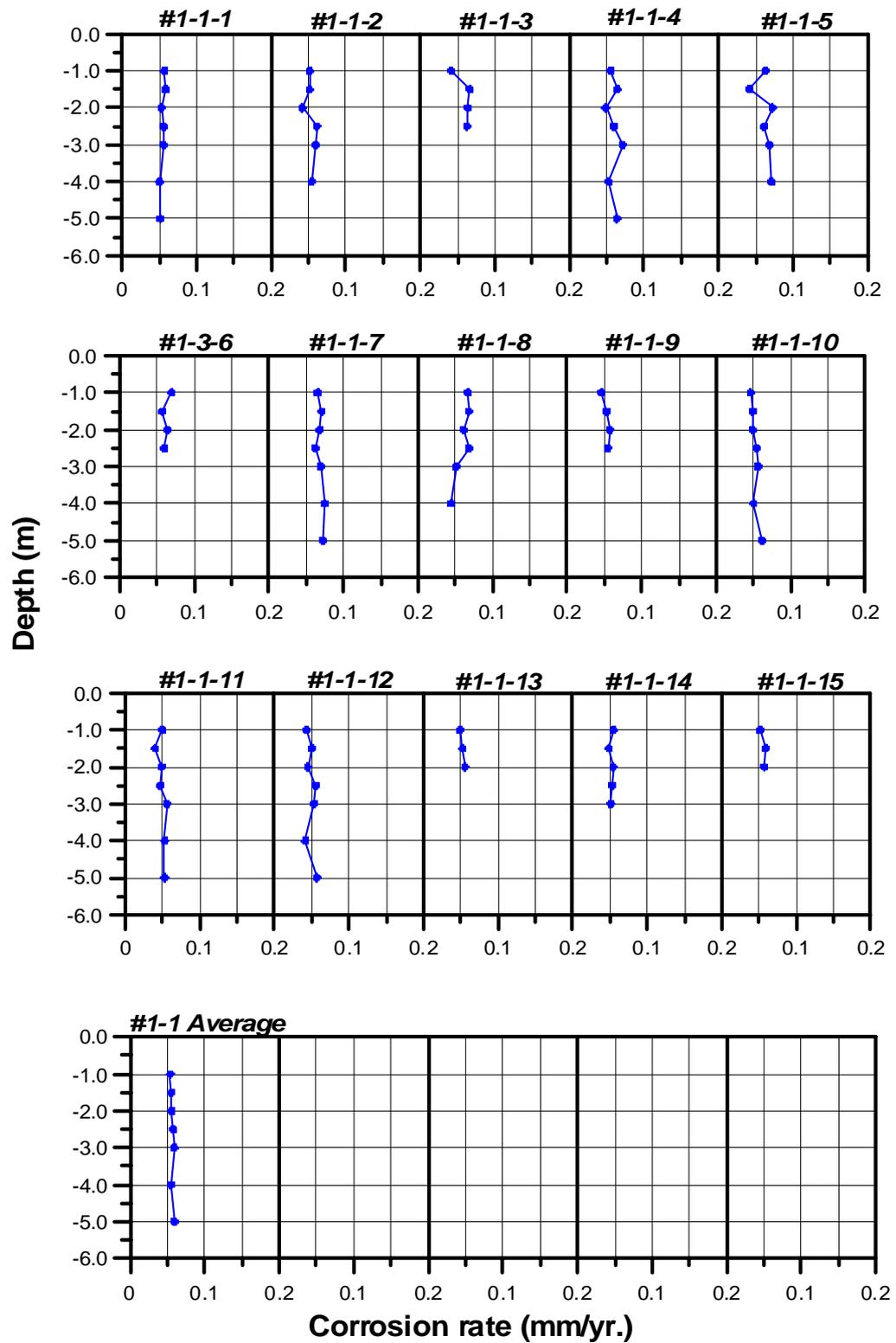


圖 3.8 馬公港 1 號碼頭第 1 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

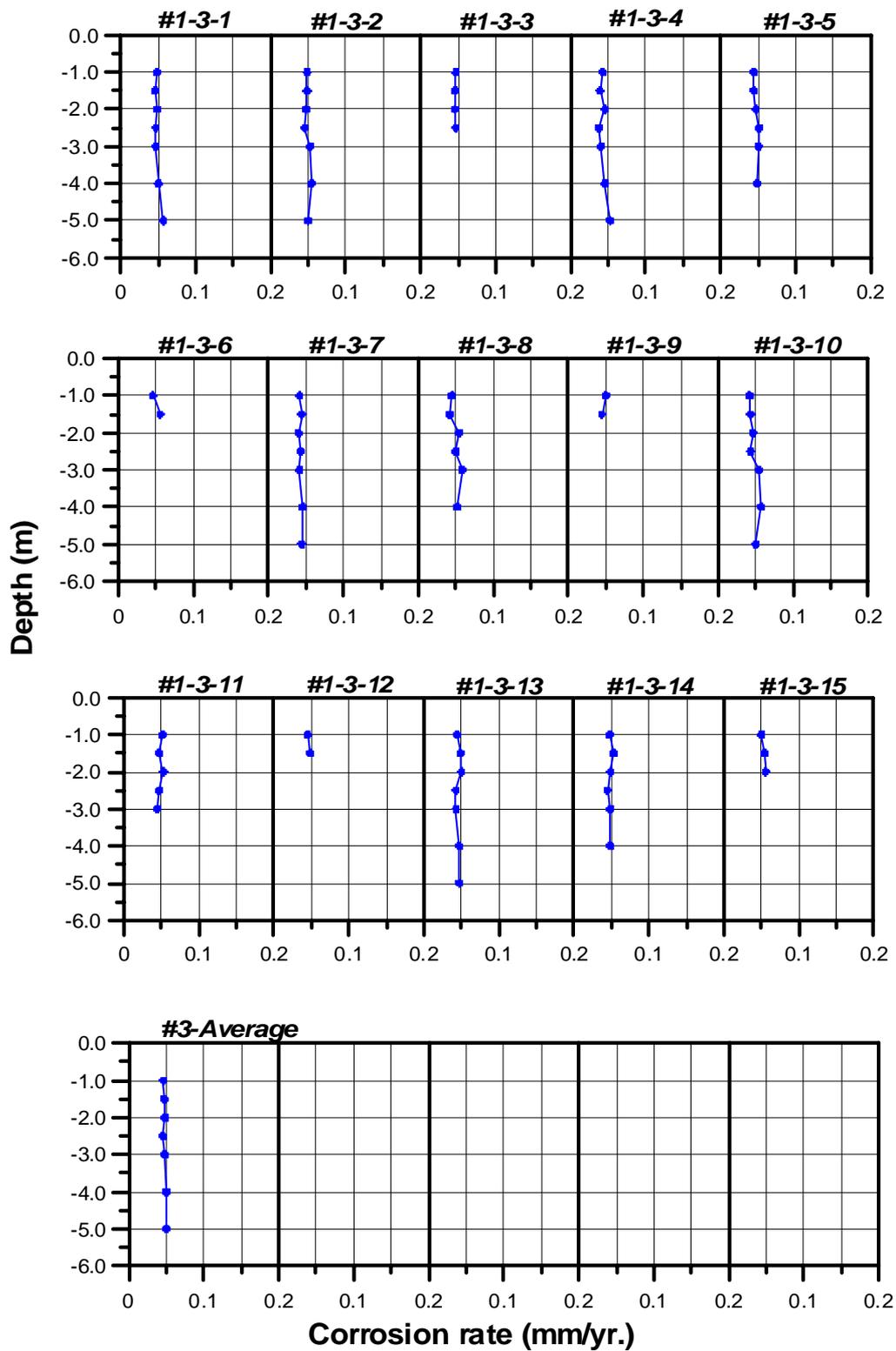


圖 3.9 馬公港 1 號碼頭第 3 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

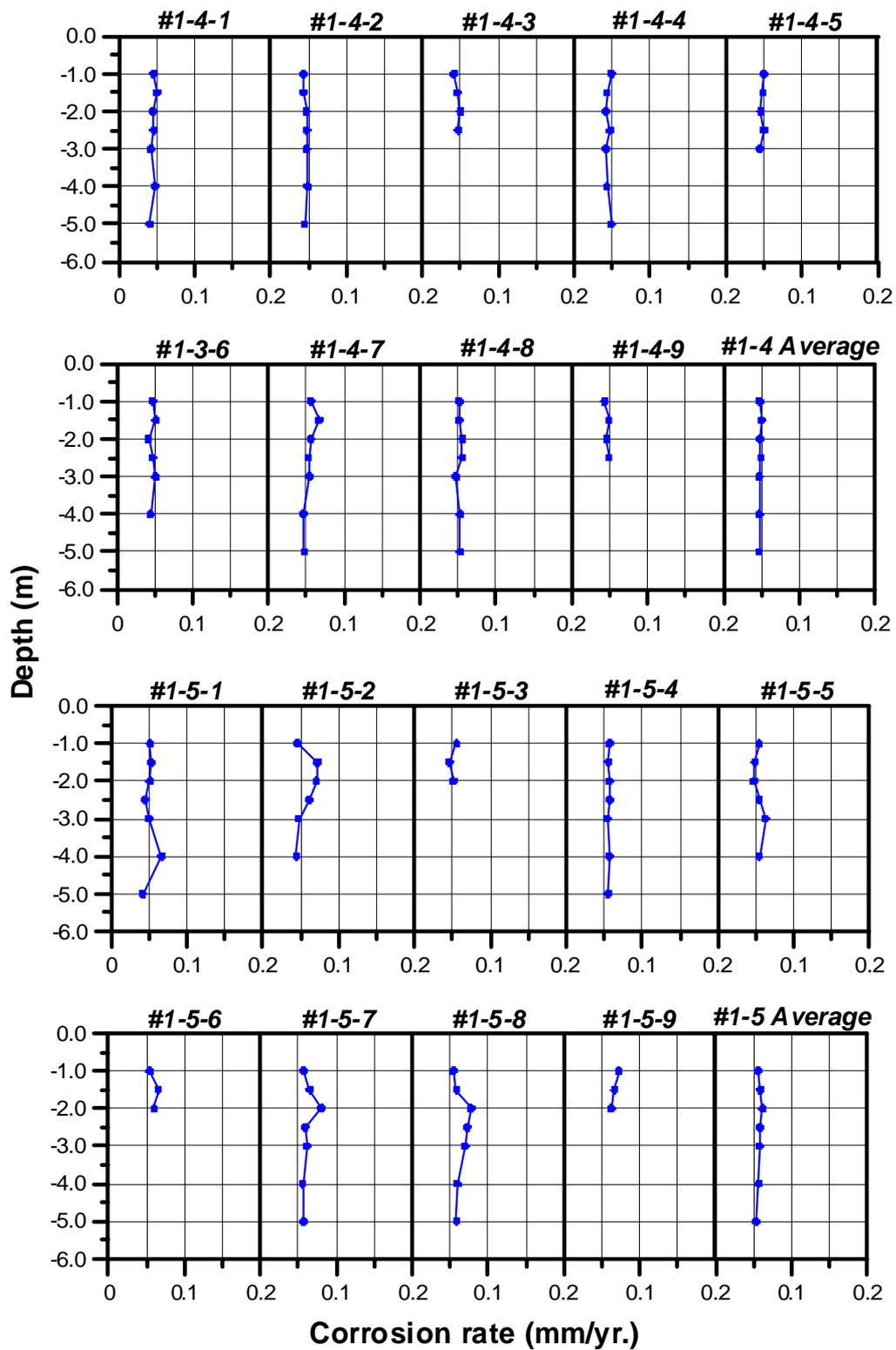


圖 3.10 馬公港 1 號碼頭第 4-5 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

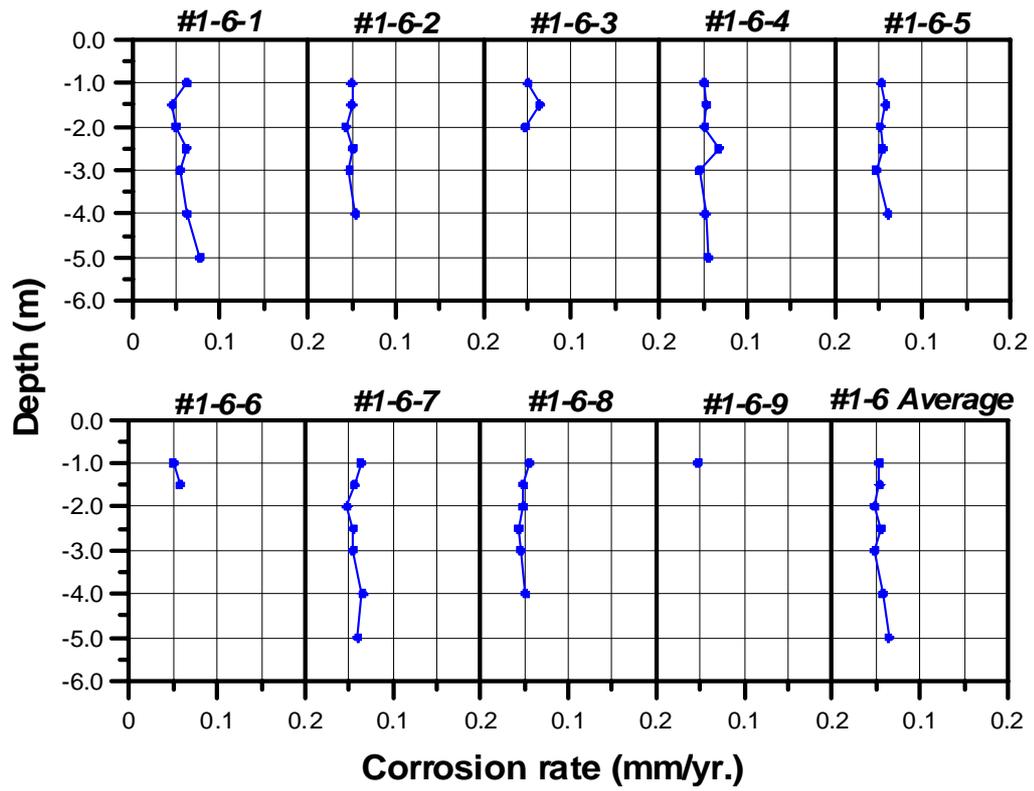


圖 3.11 馬公港 1 號碼頭第 6 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

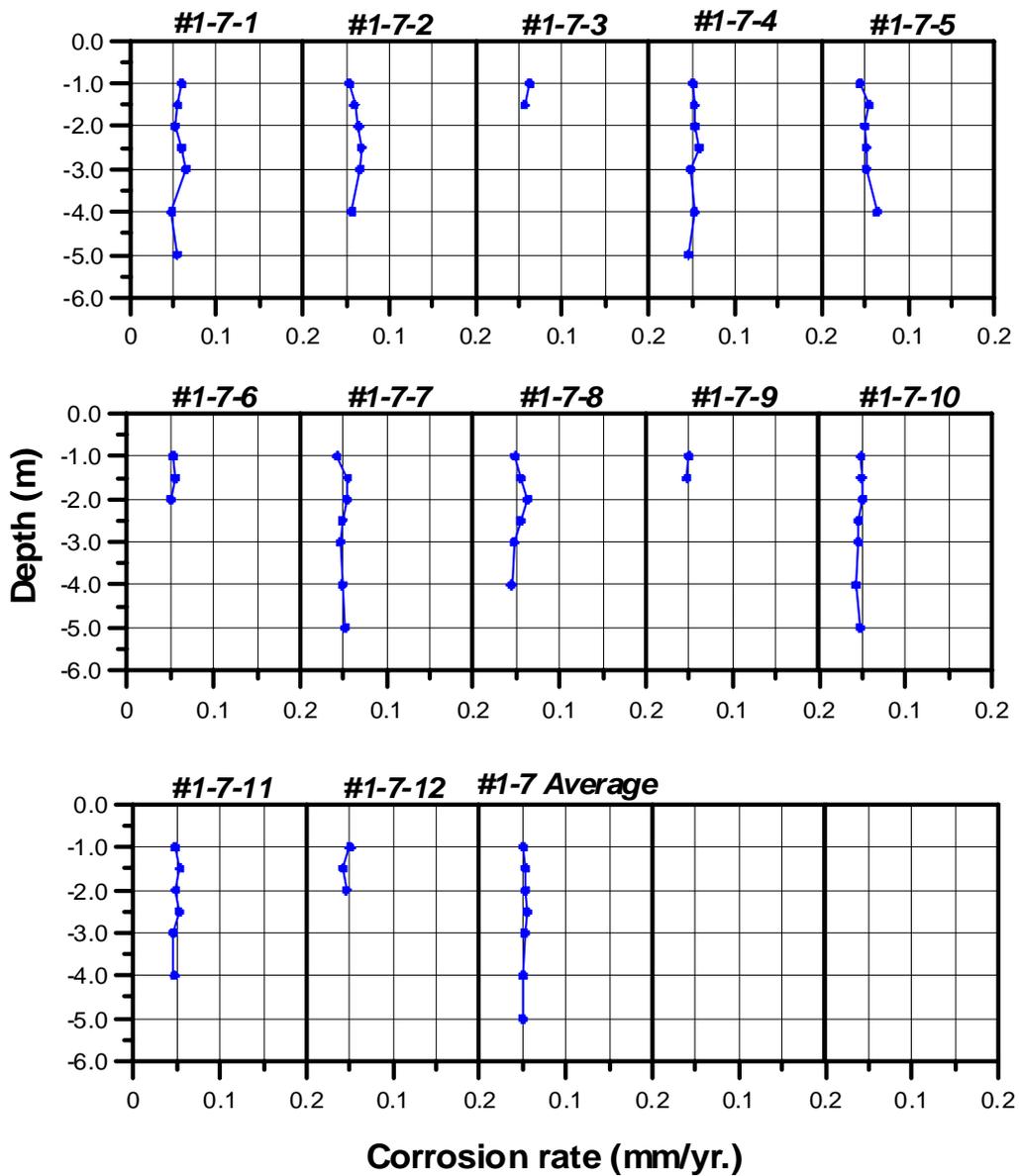


圖 3.12 馬公港 1 號碼頭第 7 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

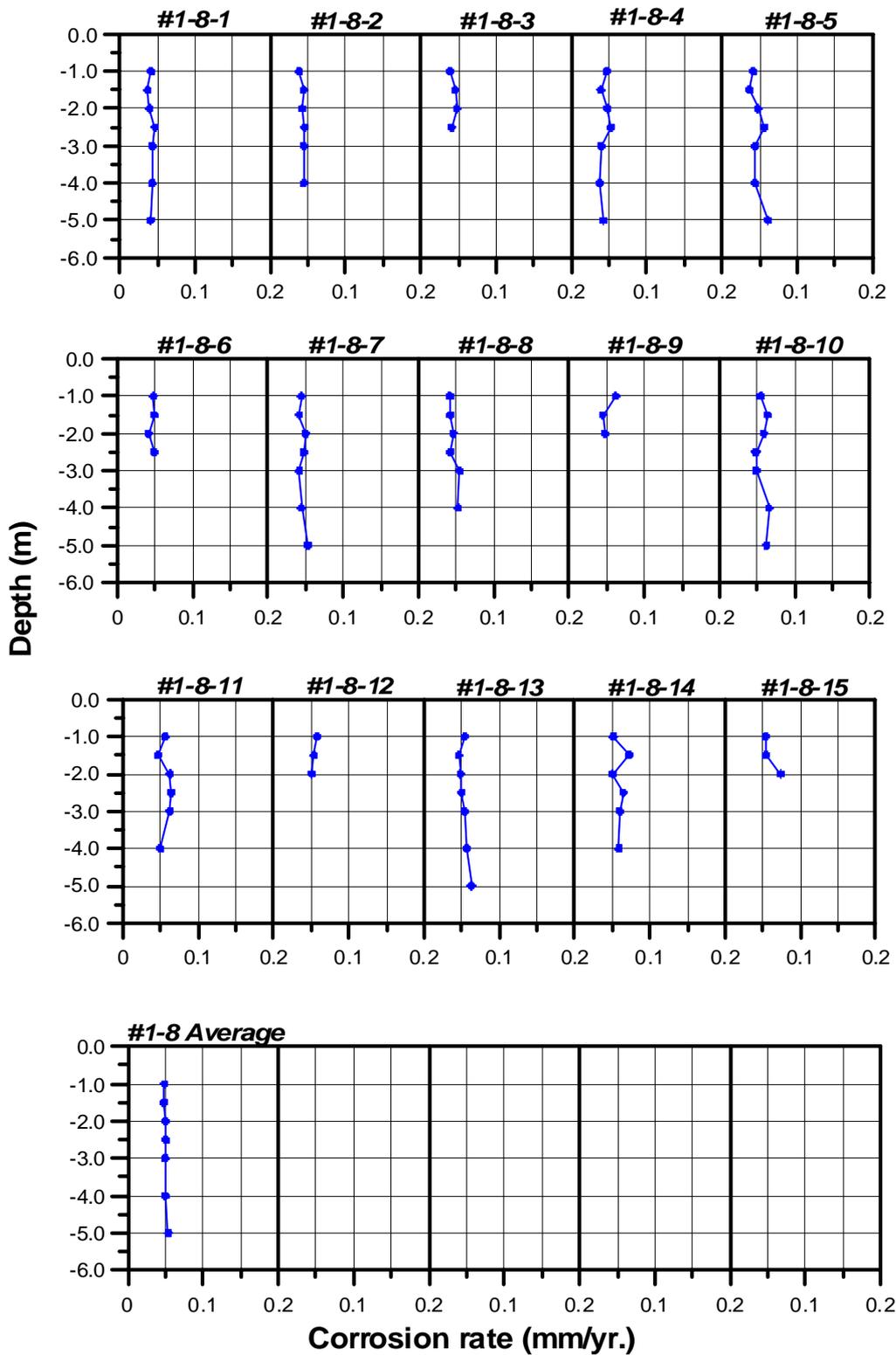


圖 3.13 馬公港 1 號碼頭第 8 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

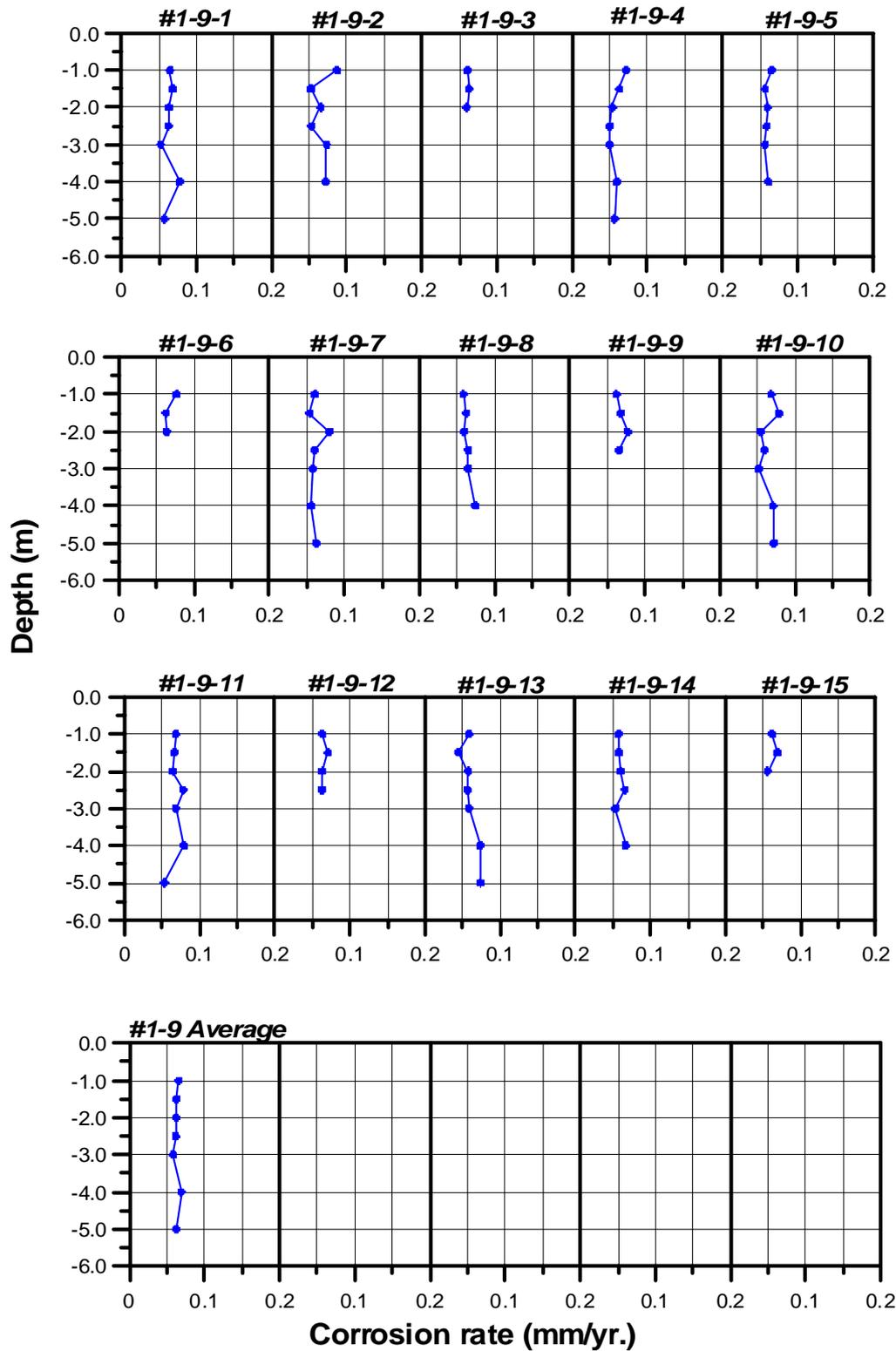


圖 3.14 馬公港 1 號碼頭第 9 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

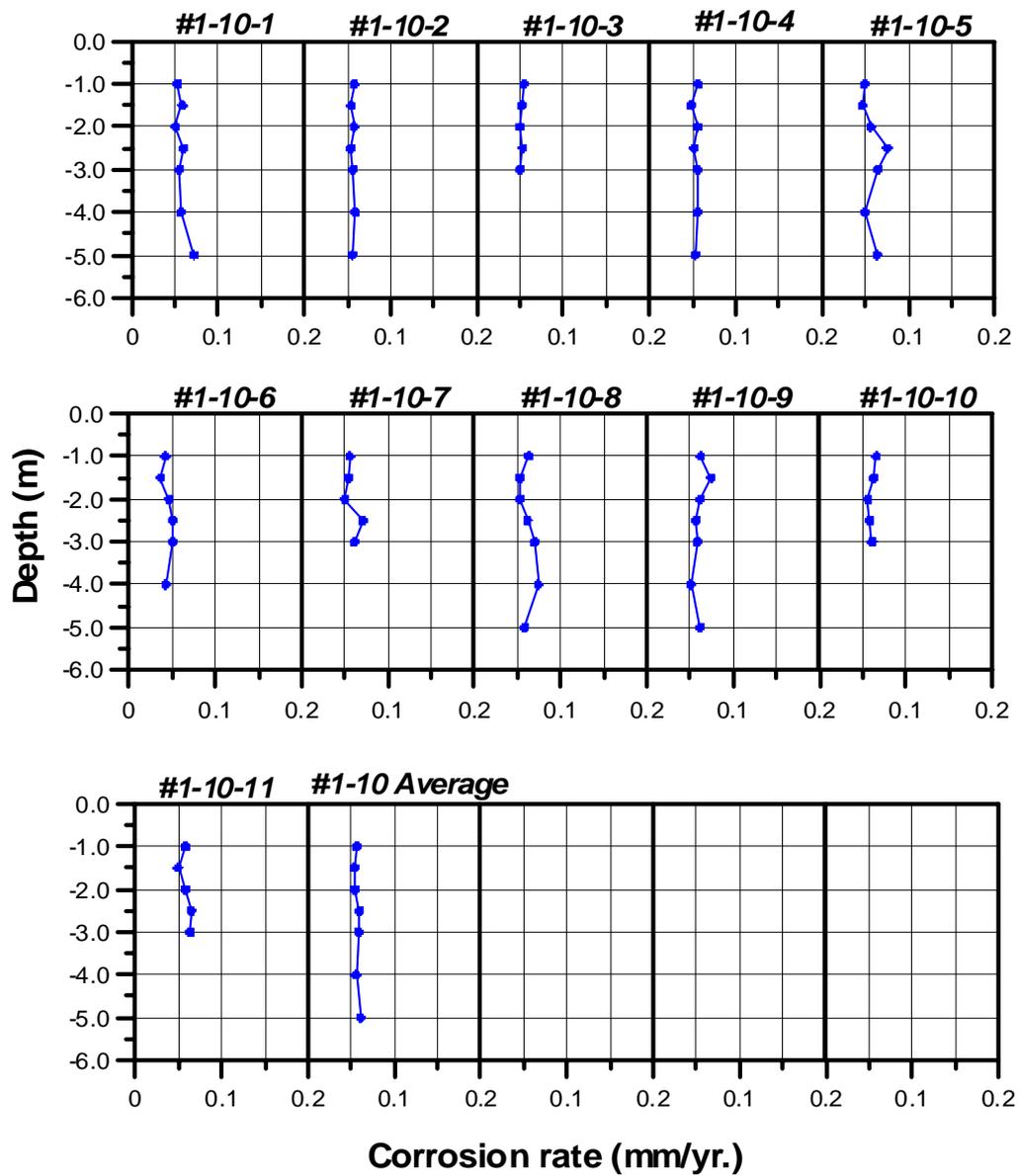


圖 3.15 馬公港 1 號碼頭第 10 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

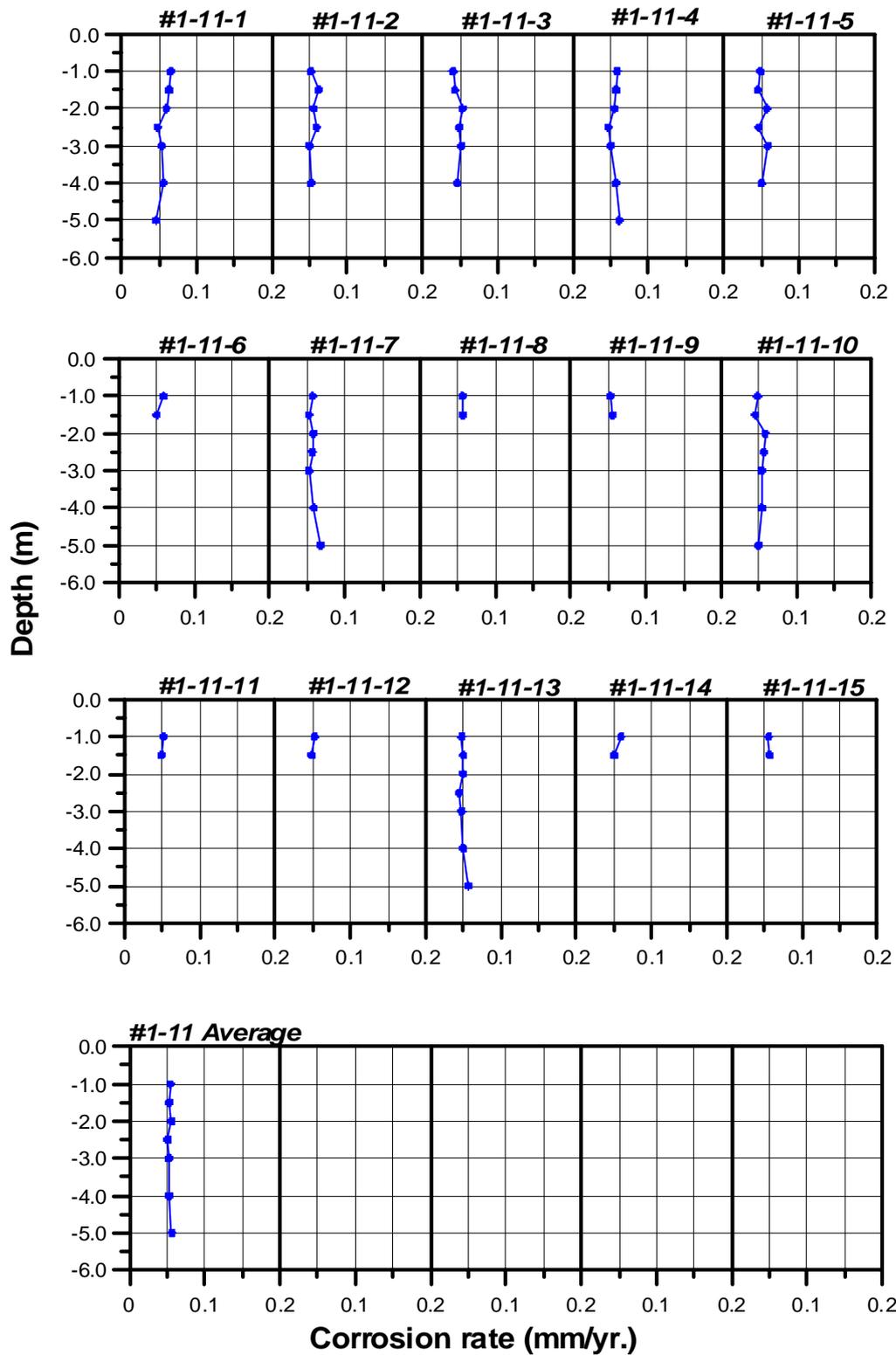


圖 3.16 馬公港 1 號碼頭第 11 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

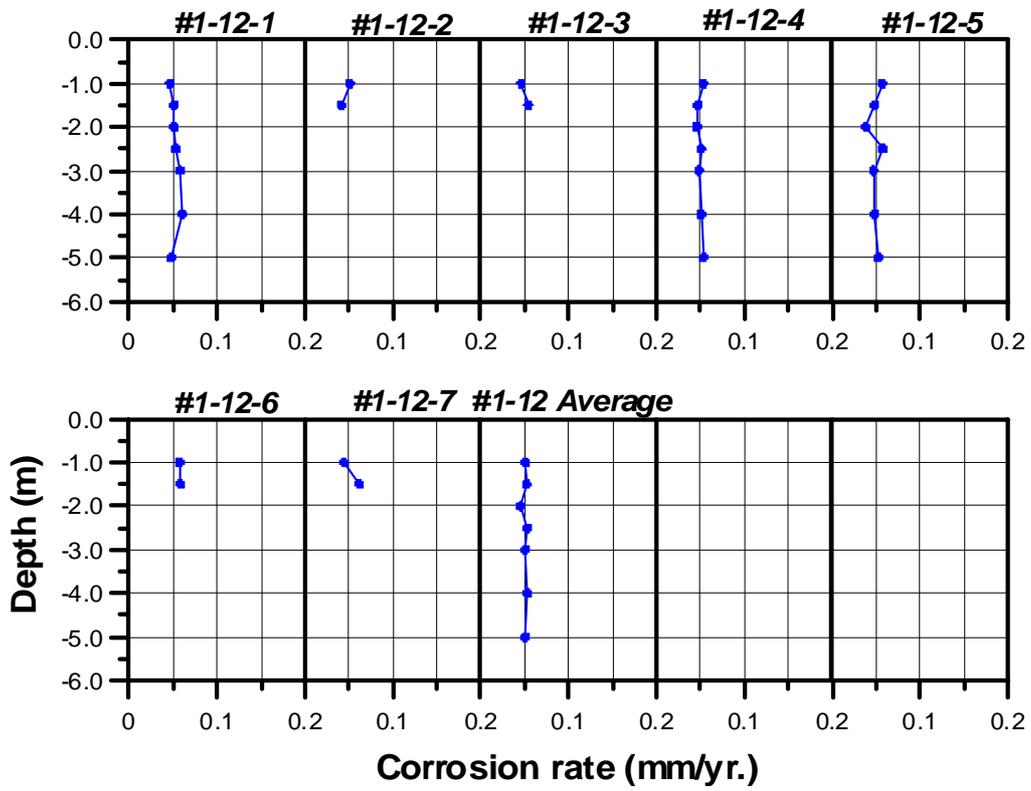


圖 3.17 馬公港 1 號碼頭第 12 單元鋼管樁腐蝕速率與水深之關係

表 3.6 馬公港 1 號碼頭鋼管樁保護電位值 (1) (單位：mV)

鋼樁 編號	鋼管樁保護電位			鋼樁 編號	鋼管樁保護電位			鋼樁 編號	鋼管樁保護電位		
	-1 m	-3 m	-5m		-1 m	-3 m	-5m		-1 m	-3 m	-5m
1	-995	-1008	-1006	41	-1000	-1017	-1012	81	-1004	-1006	-1013
2	-995	-992	-1017	42	-999	-1003	-1003	82	-1000	-1015	-1009
3	-990	-996	-1007	43	-997	-995	-984	83	-941	-942	-940
4	-990	-997	-1011	44	-992	-1001	-1025	84	-948	-946	-948
5	-980	-980	-982	45	-999	-1005	-1000	85	-958	-962	-960
6	-997	-1017	-1009	46	-1003	-1001	-996	86	-956	-960	-962
7	-1000	-1004	-1016	47	-1019	-1008	-1007	87	-944	-953	-957
8	-1000	-1005	-1021	48	-1001	-1010	-1000	88	-937	-937	-934
9	-999	-1004	-1013	49	-998	-1021	-999	89	-934	-933	-932
10	-1000	-1001	-1008	50	-995	-1016	-990	90	-938	-940	-944
11	-994	-994	-999	51	-991	-1003	-994	91	-946	-952	-956
12	-998	-1003	-1009	52	-994	-1007	-997	92	-941	-945	-944
13	-1008	-1004	-1009	53	-1003	-1003	-1009	93	-954	-934	-933
14	-999	-1004	-1013	54	-1010	-1002	-1012	94	-939	-931	-931
15	-1001	-1006	-1014	55	-1010	-994	-1003	95	-934	-937	-935
16	-1013	-1018	-1014	56	-999	-990	-1003	96	-937	-946	-943
17	-1009	-1012	-1022	57	-995	-1005	-995	97	-938	-938	-938
18	-1001	-1012	-1020	58	-997	-1005	-999	98	-942	-942	-942
19	-998	-1002	-1010	59	-1006	-1013	-1009	99	-946	-951	-938
20	-1008	-1011	-1021	60	-1004	-1010	-1020	100	-939	-948	-948
21	-1006	-1006	-1007	61	-997	-1005	-1004	101	-938	-943	-942
22	-1009	-1002	-1006	62	-994	-1025	-996	102	-939	-940	-945
23	-1002	-1013	-1033	63	-996	-1003	-996	103	-949	-953	-943
24	-1018	-1029	-1041	64	-998	-1002	-1007	104	-941	-943	-952
25	-1008	-1013	-1026	65	-1002	-1011	-1013	105	-939	-942	-947
26	-1003	-1012	-1009	66	-1005	-1011	-1016	106	-936	-938	-947
27	-995	-998	-997	67	-1012	-1016	-1025	107	-940	-944	-947
28	-999	-1001	-1005	68	-1006	-1009	-1008	108	-942	-946	-958
29	-998	-1001	-1017	69	-1004	-1009	-1027	109	-955	-949	-949
30	-996	-1019	-1002	70	-1002	-1025	-1006	110	-955	-955	-955
31	-996	-1001	-1012	71	-1003	-1022	-1005	111	-939	-940	-938
32	-1000	-1005	-1020	72	-1009	-1016	-1026	112	-941	-946	-956
33	-1002	-1010	-1017	73	-1010	-1009	-1017	113	-944	-950	-950
34	-1002	-1007	-1029	74	-1006	-1008	-1007	114	-947	-950	-952
35	-999	-1008	-1016	75	-1007	-1015	-1038	115	-950	-952	-963
36	-995	-1003	-995	76	-1000	-1002	-1000	116	-954	-965	-965
37	-1000	-1003	-1007	77	-1001	-1012	-1013	117	-949	-956	-967
38	-1003	-1022	-1015	78	-1008	-1025	-1028	118	-950	-954	-963
39	-1001	-1017	-1012	79	-1012	-1020	-1022	119	-949	-955	-959
40	-999	-1016	-1017	80	-1012	-1020	-1017	120	-945	-948	-949

表 3.7 馬公港 1 號碼頭鋼管樁保護電位值 (2) (單位：mV)

鋼樁 編號	鋼管樁保護電位			鋼樁 編號	鋼管樁保護電位			鋼樁 編號	鋼管樁保護電位		
	-1 m	-3 m	-5m		-1 m	-3 m	-5m		-1 m	-3 m	-5m
121	-949	-945	-949	161	-942	-943	-943	201	-907	-914	-915
122	-950	-955	-944	162	-936	-944	-941	202	-925	-916	-915
123	-946	-958	-962	163	-939	-943	-962	203	-915	-924	-921
124	-942	-943	-946	164	-943	-942	-943	204	-909	-909	-910
125	-943	-946	-952	165	-945	-946	-944	205	-925	-928	-936
126	-942	-941	-947	166	-944	-948	-949	206	-939	-946	-950
127	-940	-945	-951	167	-943	-948	-946	207	-943	-948	-952
128	-941	-940	-946	168	-944	-947	-949	208	-897	-900	-911
129	-947	-950	-961	169	-949	-943	-940	209	-911	-890	-887
130	-947	-946	-964	170	-940	-945	-927	210	-887	-902	-900
131	-954	-958	-969	171	-919	-921	-921	211	-904	-890	-905
132	-950	-972	-972	172	-925	-925	-924	212	-902	-910	-907
133	-974	-943	-944	173	-919	-916	-917	213	-910	-896	-905
134	-943	-943	-943	174	-920	-922	-923	214	-901	-921	-936
135	-951	-951	-941	175	-923	-925	-925	215	-937	-942	-941
136	-944	-950	-944	176	-944	-945	-943	216	-942	-948	-932
137	-943	-945	-952	177	-945	-948	-949	217	-934	-945	-933
138	-946	-949	-954	178	-945	-950	-947	218	-938	-946	-938
139	-952	-960	-949	179	-955	-955	-939	219	-941	-941	-934
140	-945	-953	-957	180	-949	-901	-902	220	-937	-939	-915
141	-945	-948	-946	181	-899	-899	-900	221	-929	-929	-925
142	-942	-947	-947	182	-900	-918	-920	222	-932	-937	-938
143	-942	-944	-950	183	-922	-919	-920	223	-931	-937	-938
144	-945	-949	-959	184	-921	-920	-916	224	-942	-941	-929
145	-947	-953	-957	185	-923	-920	-925	225	-933	-906	-894
146	-952	-952	-971	186	-929	-932	-938	226	-932	-901	-935
147	-964	-946	-945	187	-939	-941	-947	227	-936	-896	-925
148	-948	-948	-949	188	-943	-945	-949	228	-887	-891	899
149	-953	-949	-954	189	-950	-946	-946	229	-950	-972	-950
150	-945	-946	-947	190	-935	-935	-949	230	-974	-943	-974
151	-947	-947	-947	191	-942	-943	-948	231	-943	-943	-943
152	-945	-945	-948	192	-944	-948	-962	232	-951	-951	-951
153	-948	-948	-955	193	-932	-936	-914	233	-944	-950	-944
154	-949	-949	-965	194	-918	-914	-921	234	-943	-945	-943
155	-954	-954	-963	195	-917	-926	-917	235	-946	-949	-946
156	-949	-949	-954	196	-913	-929	-924	236	-952	-960	-952
157	-947	-947	-953	197	-933	-917	-923	237	-945	-953	-945
158	-945	-945	-959	198	-926	-918	-921	238	-945	-948	-945
159	-947	-947	-958	199	-931	-911	-913	239	-942	-947	-942
160	-943	-943	-945	200	-909	-905	-905	240	-942	-944	-942

3.3.1.2 馬公港 1 號碼頭陽極塊

馬公港 1 號碼頭鋼管樁於民國 84 年安裝犧牲陽極塊作為防蝕措施，以每排 5 列鋼管樁方式排列，自海側算起第 1 列樁於水深-2.5m 及 -4.0m (或 -5.5 m) 處安裝 2 支陽極塊，第 2 列樁於水深-3.0 m 處安裝 1 支陽極塊，第 3 列樁於水深-2.0 m 處安裝 1 支陽極塊，第 4 列樁於水深-1.3 m 處 (拋石斜坡上方位置) 安裝 1 支陽極塊陽極塊。安裝位置及陽極塊斷面型式如圖 3.18 及圖 3.19 所示。陽極塊尺寸為 (190+230) × 200×1000 cm，每支淨重約 113 公斤 (不含鐵蕊重)。

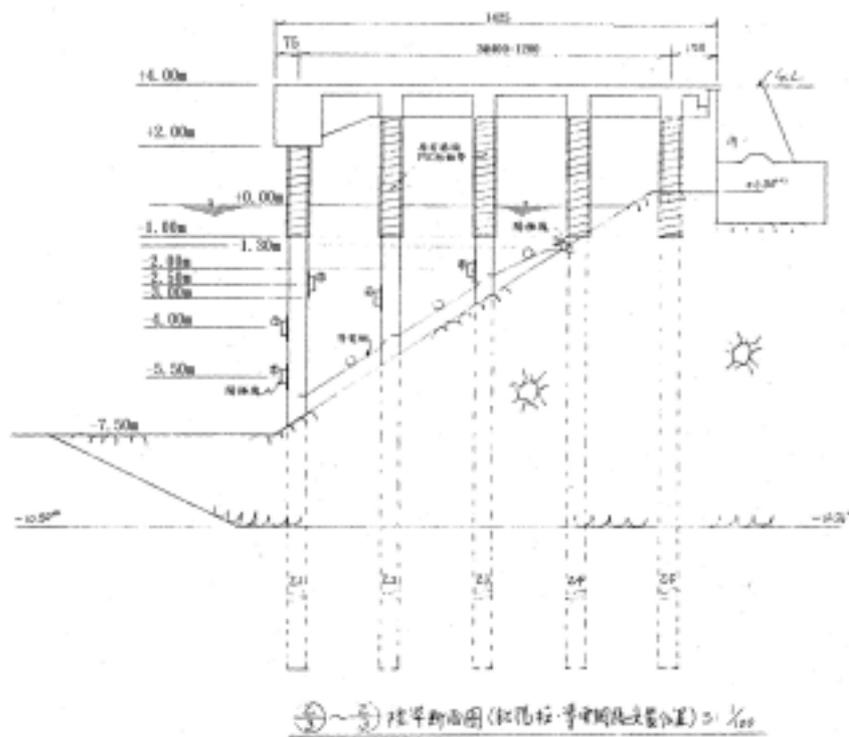


圖 3.18 馬公港 1 號碼頭陽極塊安裝位置

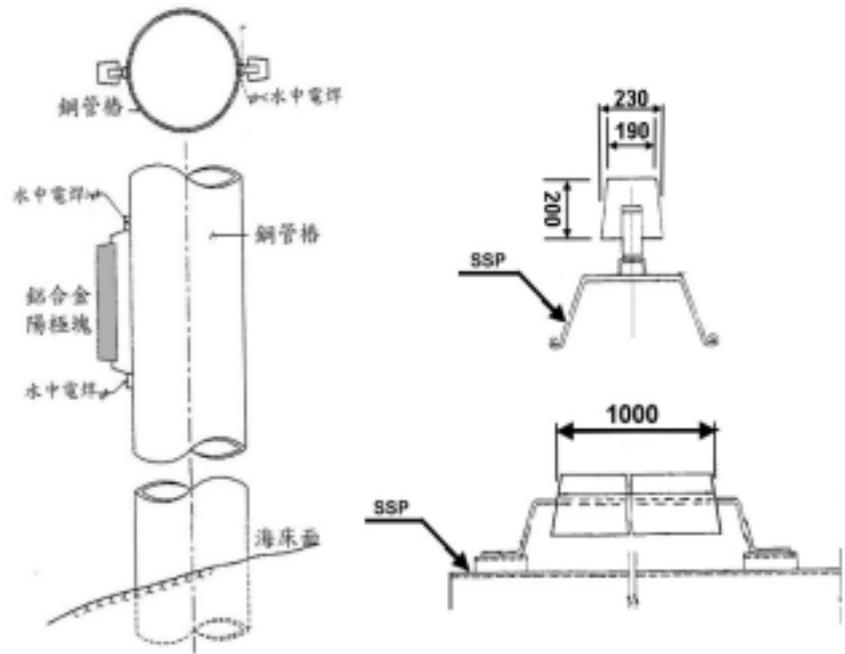


圖 3.19 馬公港 1 號碼頭陽極塊斷面型式

3.3.1.3 陽極塊發生電位

量測時，以高阻抗之數位電錶探棒之一端接觸於鋼板樁連結之不電位測試棒上，另一端探棒則連接銅/硫酸銅電極，並置於欲量測位置旁，量測位置選在陽極塊上中下三等份處。

陽極塊發生電位量測結果如表 3.8 至表 3.9 所示，發生電位最大值為 -864 mV ，最小值為 -997 mV ，已釋出足夠之防蝕保護電位。

表 3.8 馬公港 1 碼頭陽極塊發生電位量測結果 (1)

鋼樁 編號	陽極塊電位						鋼樁 編號	陽極塊電位					
	海生物清除前			海生物清除後				海生物清除前			海生物清除後		
	上	中	下	上	中	下		上	中	下	上	中	下
1	-917	-921	-933	-939	-941	-938	31	-926	-932	-920	-954	-966	-937
2	-950	-945	-921	-932	-922	-917	32	-929	-924	-921	-963	-938	-929
3	-943	--43	-924	-930	-945	-941	33	-943	-929	-923	-980	-997	-958
4	-931	-924	-923	-964	-928	-928	34	-934	-938	-933	-954	-950	-948
5	-924	-932	-929	-945	-947	-950	35	-926	-930	-918	-960	-972	-976
6	-940	-950	-950	-956	-980	-980	36	-935	-936	-932	-998	-971	-965
7	--952	-951	-933	-931	-938	-934	37	-931	-939	-927	-941	-933	-929
8	-947	-950	-901	-959	-961	-956	38	-920	-936	-935	-954	-955	-944
9	-966	-955	-963	-965	-957	-966	39	-918	-931	-921	-935	-940	-940
10	-955	-939	-946	-941	-961	-950	40	-930	-934	-923	-951	-958	-931
11	-922	-920	-921	-950	-928	-932	41	-905	-905	-907	-914	-913	-918
12	-917	-924	-910	-949	-928	-901	42	-898	-901	-903	-906	-907	-904
13	-911	-913	-909	-920	-936	-931	43	-911	-907	-908	-927	-933	-924
14	-940	-938	-933	-952	-943	-944	44	-904	-905	-898	-912	-924	-913
15	-911	-908	-911	-925	-926	-921	45	-921	-933	-925	-929	-941	-947
16	-917	-934	-914	-965	-946	-933	46	-898	-899	-903	-907	-920	-913
17	-895	-923	-933	-977	-949	-933	47	-889	-882	-880	-892	-890	-906
18	-920	-925	-924	-952	-953	-947	48	-901	-886	-884	-892	-891	-884
19	-915	-914	-915	-928	-932	-929	49	-889	-892	-892	-896	-897	-902
20	--920	-919	-915	-925	-927	-926	50	-884	-884	-885	-891	-889	-890
21	-928	-947	-928	-960	-981	-960	51	-901	-892	-883	-854	-892	-872
22	-927	-922	-918	-931	-929	-935	52	-894	-891	-889	-905	-894	-893
23	-936	-937	-929	-930	-982	-966	53	-920	-924	-915	-931	-931	-913
24	-914	-916	-913	-916	-925	-921	54	-892	-891	896	-903	-918	-911
25	-908	-913	-906	-922	-933	-917	55	-880	-880	-881	-884	-886	-886
26	-913	-916	-914	-924	-931	-929	56	-877	-892	-891	-897	-892	-893
27	-928	-926	-920	-947	-949	-983	57	-887	-891	-884	-887	-895	-889
28	-914	-924	-916	-929	-952	-931	58	-888	-891	-893	-896	-903	-899
29	-917	-916	-912	-956	-930	-927	59	-888	-891	-888	-894	-896	-895
30	-945	-938	-939	-971	-978	-954	60	-888	-891	-881	-897	-892	-893

表 3.24 馬公港 1 碼頭陽極塊發生電位量測結果 (2)

鋼樁 編號	陽極塊電位						鋼樁 編號	陽極塊電位					
	海生物清除前			海生物清除後				海生物清除前			海生物清除後		
	上	中	下	上	中	下		上	中	下	上	中	下
61	-893	-901	-907	-899	-907	-909	82	-906	-908	-908	-906	-913	-916
62	-893	-897	-898	-908	-909	-905	83	-895	-895	-903	-913	-913	-903
63	-921	-918	-890	-893	-907	-905	84	-882	-884	-887	-894	-888	-863
64	-891	-892	-895	-904	-907	-902	85	-877	-882	-882	-880	-882	-891
65	-922	-896	-902	-907	-909	-897	86	-891	-892	-894	-912	-901	-904
66	-876	-876	-878	-879	-887	-884	87	-880	-878	-879	-886	-881	-882
67	-889	-890	-892	-902	-912	-898	88	-894	-891	-892	-924	-901	-904
68	-891	-893	-894	-904	-911	-906	89	-890	-889	-887	-902	-901	-874
69	-892	-893	-896	-900	-920	-901	90	-872	-864	-873	-875	-872	-873
70	-884	-886	-879	-899	-897	-893	91	-871	-870	-872	-886	-882	-867
71	-866	-869	-871	-873	-877	-891	92	-892	-892	-889	-908	-901	-905
72	-870	-867	-866	-897	-895	-883	93	-885	-886	-888	-917	-902	-879
73	-894	-897	-896	-900	-901	-916	94	-886	-888	-888	-889	-891	-893
74	-907	-924	-921	-923	-930	-928	95	-883	-889	-890	-889	-895	-897
75	-914	-911	-910	-913	-916	-913	96	-893	-899	-894	-911	-921	-917
76	-916	-917	-911	-922	-920	-917	97	-884	-890	-885	-917	-907	-896
77	-911	-914	-909	-918	-922	-919	98	-879	-886	-883	-885	-885	-893
78	-915	-913	-916	-924	-918	-913	99	-883	-887	-887	-888	-891	-888
79	-887	-901	-898	-898	-906	-885	100	-875	-878	-876	-890	-886	-888
80	-889	-893	-894	-902	-899	-897	101	-881	-897	-883	-912	-897	-913
81	-894	-898	-892	-896	-902	-903	102	-873	-876	-884	-882	-883	-884

3.3.2 基隆港碼頭現況檢測

本次調查包括東 2 至東 7 號鋼板樁碼頭、西 16 至西 18 號鋼管樁碼頭與東 19、西 14 號混凝土基樁棧橋式碼頭。碼頭平面位置及結構型式等基本資料如圖 3.20 及表 3.10 所示。



圖 3.20 基隆港碼頭平面位置

表3.10 基隆港結構型式等基本資料

碼頭編號	用途	長度(m)	寬度(m)	深度(m)	碼頭結構	長度(m)	設計載重 T/M ²
東 2	客	200.00	10.5	-9.00	Z-38 鋼板樁		2.3
東 3	貨	170.00	10.5	-9.00	Z-38 鋼板樁		2.3
東 4	貨	306.30	10.5	-9.00	Z-38 鋼板樁		2.3
東 5	軍	169.20	10.5	-9.00	Z-38 鋼板樁		2.3
東 6	貨	180.00	15.0	-9.00	Z-38 鋼板樁		2.3
東 7	貨	178.00	27.0	-9.00	Z-38 鋼板樁		2.3
西 16	櫃	156.50	34.0	-12.0	鋼管樁棧橋式		4.0
西 17	櫃	207.00	34.0	-12.0	鋼管樁棧橋式		4.0
西 18	櫃	215.40	34.0	-12.0	鋼管樁棧橋式		4.0
東 19	散裝	220.00	30.0	-9.00	鋼管樁棧橋式 方塊式	206.0 14.0	2.5
西 14	貨	172.40	14.8	-9.00	混凝土擁壁式 RC 基樁式	46.2 126.2	2.0

3.3.2.1 東 2 碼頭

東 2 碼頭於民國 57 年完工，係以 Z-38 之鋼板樁建造，全長約 200 公尺，設計水深-9.00 公尺，至今已使用了 38 年，在民國 66 年曾施作陰極防蝕工程，採犧牲陽極法，民國 82 年因接近防蝕設計年限且陽極塊大都消耗殆盡，因此重新加裝陰極防蝕。碼頭斷面如圖 3.21，Z-38 鋼板樁型式及斷面性能分別如圖 3.22 及表 3.11。

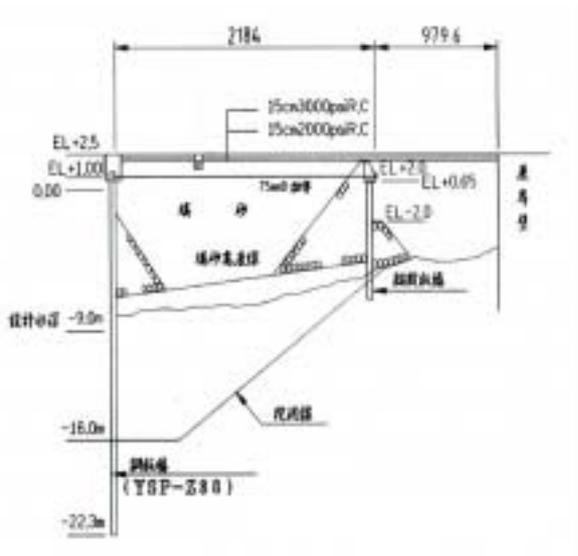


圖 3.21 東 2 至東 4 碼頭斷面

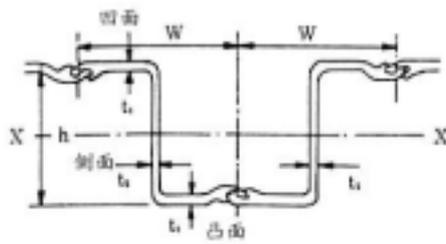


圖 3.22 Z-38 鋼板樁型式

表 3.11 Z-38 鋼板樁斷面性能^[5]

尺寸			鋼板樁單支時					壁長 1 公尺時		
有效寬	高度	厚度	斷面積	單位重	斷面二次矩	斷面係數	斷面二次半徑	單位重	斷面二次矩	斷面係數
b mm	h mm	t ₁ t ₂ mm	A cm ²	W Kg/m	I _x cm ⁴	Z _x cm ³	Z _w cm ³	W Kg/m	I _x cm ⁴ /m	Z _x cm ³ /m
400	364	17.2、11.4	122.2	96	27720	1520	5.21	240	69200	3800

鋼板樁厚度檢測結果如表 3.12 所示。表 3.13 及圖 3.23 為東 2 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率檢測結果，在高程 -0.05 m 處凸面之平均腐蝕速率 (0.09mm/yr.) 最大，凹面 (0.08mm/yr.) 次之，側面 (0.06mm/yr.) 最小，全區碼頭之鋼板樁外觀並未發現有孔蝕或穿孔破洞等現象。

由檢測高程觀察，在高程 +0.35m 處及高程 -0.05m 處之平均腐蝕速率最大約在 0.08 0.09mm/yr. 間，高程 -1.50m 處以下其平均腐蝕速率最小 (約在 0.02 0.05mm/yr.間)，其中最大腐蝕速率為高程 +0.35m 凸面之 0.13mm/yr.。由於鋼板樁使用時間已超過三十年，雖然腐蝕速率並未超過規範值，但仍需多加注意。鋼板樁腐蝕速率調查結果均小於 0.2mm/yr.，顯示防蝕工法已達到預期效益。

鋼板樁保護電位量測結果列於表 3.14：保護電位最大值為 -913 mV，最小值為 -1051 mV，平均為 -963 mV。由於陰極防蝕是以降低金屬之電位，來減緩金屬的溶解反應，進而達到降低或抑制腐蝕速率之目的，美國 NACE 於 1972 年曾訂定防蝕電位之標準為將結構物之電位控制至 -850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)以下，本座碼頭陽極塊保護電位均小於 -850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)，因此，已達保護鋼板樁之目的。

表 3.12 東 2 碼頭鋼板樁厚度檢測結果

測定樁號	高程 (m)	原厚度 (mm)	量測厚度 (mm)						平均厚度 (mm)			減少厚度 (mm)			腐蝕速率 (mm/yr.)		
			凸		側		凹		凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
1	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	15.4	15.0	9.2	9.0	14.9	15.0	15.2	9.1	15.0	2.0	2.3	2.3	0.05	0.06	0.06
	-0.05		13.9	14.8	9.8	9.5	14.7	14.7	14.4	9.7	14.7	2.9	1.8	2.5	0.08	0.05	0.07
	-0.50		15.1	15.0	10.0	10.1	14.0	14.5	15.1	10.1	14.3	2.2	1.4	3.0	0.06	0.04	0.08
	-1.00		15.8	15.6	10.4	10.6	15.6	15.5	15.7	10.5	15.6	1.5	0.9	1.7	0.04	0.02	0.05
	-1.50		15.8	15.8	10.2	10.4	15.5	15.4	15.8	10.3	15.5	1.4	1.1	1.8	0.04	0.03	0.05
	-2.00		15.7	15.5	10.5	10.5	15.4	15.4	15.6	10.5	15.4	1.6	0.9	1.8	0.04	0.02	0.05
	-3.00		15.8	15.8	10.6	10.6	15.3	15.6	15.8	10.6	15.5	1.4	0.8	1.8	0.04	0.02	0.05
	-4.00		16.0	15.8	10.6	10.4	15.9	15.9	15.9	10.5	15.9	1.3	0.9	1.3	0.04	0.02	0.04
	-5.00		16.0	16.0	10.8	10.8	16.0	15.9	16.0	10.8	16.0	1.2	0.6	1.3	0.03	0.02	0.03
2	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	14.8	15.1	10.0	9.8	14.8	14.6	15.0	9.9	14.7	2.3	1.5	2.5	0.06	0.04	0.07
	-0.05		13.0	13.9	9.8	9.6	14.0	14.3	13.5	9.7	14.2	3.8	1.7	3.1	0.10	0.05	0.08
	-0.50		14.1	14.4	10.0	9.8	15.0	15.1	14.3	9.9	15.1	3.0	1.5	2.2	0.08	0.04	0.06
	-1.00		15.6	15.2	10.2	10.2	15.5	15.5	15.4	10.2	15.5	1.8	1.2	1.7	0.05	0.03	0.05
	-1.50		15.8	15.6	10.3	10.2	15.5	15.4	15.7	10.3	15.5	1.5	1.2	1.8	0.04	0.03	0.05
	-2.00		15.8	15.8	10.4	10.4	15.6	15.6	15.8	10.4	15.6	1.4	1.0	1.6	0.04	0.03	0.04
	-3.00		15.6	15.6	10.6	10.5	15.2	15.3	15.6	10.6	15.3	1.6	0.9	2.0	0.04	0.02	0.05
	-4.00		15.6	15.7	10.2	10.4	15.5	15.6	15.7	10.3	15.6	1.6	1.1	1.7	0.04	0.03	0.05
	-5.00		15.8	15.8	10.4	10.3	15.8	15.8	15.8	10.4	15.8	1.4	1.1	1.4	0.04	0.03	0.04

表 3.13 東 2 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率

調查日期 高程 (m)	民國 90 年			民國 95 年		
	凸面	側面	凹面	凸面	側面	凹面
+0.35	0.08	0.06	0.08	0.06	0.05	0.07
-0.05	0.09	0.06	0.08	0.10	0.05	0.08
-0.50	0.07	0.05	0.07	0.08	0.04	0.07
-1.00	0.06	0.04	0.06	0.05	0.03	0.05
-1.50	0.05	0.03	0.05	0.04	0.03	0.05
-2.00	0.05	0.03	0.05	0.04	0.03	0.05
-3.00	0.05	0.03	0.05	0.04	0.02	0.05
-4.00	0.05	0.03	0.04	0.04	0.03	0.04
-5.00	0.04	0.02	0.04	0.04	0.02	0.04

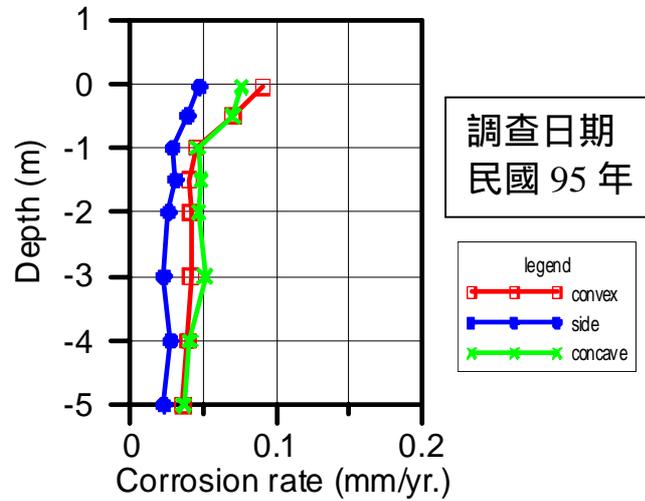


圖 3.23 東 2 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係

表 3.14 東 2 碼頭鋼板樁保護電位量測結果 (單位： - mV)

測點 高程 (m)	1			2			3			4			5		
	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
-1	1022	1021	1020	1027	1028	1028	1026	1026	1028	1038	1055	1049	1014	1014	1015
-4	1023	1025	1023	1030	1034	1035	1026	1026	1026	1034	1027	1027	1018	1028	1029
-7	1012	1013	1010	1029	1028	1026	1025	1029	1031	1024	1026	1024	1017	1023	1025

3.3.2.2 東 3 碼頭

東 3 碼頭於民國 57 年完工，係以 Z-38 之鋼板樁建造，全長約 170 公尺，設計水深 -9.00 公尺，至今已使用了 38 年，在民國 68 年曾施作陰極防蝕工程，採犧牲陽極法，民國 82 年因接近防蝕設計年限且陽極塊大都消耗殆盡，因此重新加裝陰極防蝕。碼頭斷面如圖 3.21，Z-38 鋼板樁型式及斷面性能分別如圖 3.22 及表 3.11。

鋼板樁厚度檢測結果如表 3.15 所示。表 3.16 及圖 3.24 為東 3 碼頭鋼板樁之平均腐蝕速率檢測結果，在高程 + 0.35 m、-0.05 m 處凸面之平均腐蝕速率 (0.09mm/yr.) 最大，凹面 (0.08mm/yr.) 次之，側面 (0.07mm/yr.) 最小，碼頭全區鋼板樁外觀並未發現有孔蝕或穿孔破洞等現象。

由於鋼板樁使用時間已超過三十年，雖然腐蝕速率並未超過規範值，但仍需多加注意。鋼板樁在完成防蝕措施後，其平均腐蝕速率降低，鋼板樁腐蝕速率均小於 0.2mm/yr.，腐蝕量 (減少厚度) 與民國 90 年之檢測結果相較並無明顯增加，顯示防蝕工法已達到預期效益。

表 3.15 東 3 碼頭鋼板樁厚度檢測結果

測定樁號	高程 (m)	原厚度 (mm)	量測厚度 (mm)						平均厚度 (mm)			減少厚度 (mm)			腐蝕速率 (mm/yr.)		
			凸		側		凹		凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
1	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	14.7	14.7	8.9	9.1	15.0	14.7	14.7	9.0	14.9	2.5	2.4	2.4	0.07	0.07	0.06
	-0.05		15.2	14.8	9.9	9.5	14.7	14.3	15.0	9.7	14.5	2.2	1.7	2.7	0.06	0.05	0.07
	-0.50		14.6	14.3	8.5	9.3	15.1	14.8	14.5	8.9	15.0	2.8	2.5	2.3	0.08	0.07	0.06
	-1.00		15.0	15.2	10.1	9.9	15.0	15.0	15.1	10.0	15.0	2.1	1.4	2.2	0.06	0.04	0.06
	-1.50		15.3	15.1	10.3	10.0	15.3	15.1	15.2	10.2	15.2	2.0	1.3	2.0	0.05	0.03	0.05
	-2.00		15.0	15.0	10.5	10.6	15.5	15.5	15.0	10.6	15.5	2.2	0.9	1.7	0.06	0.02	0.05
	-3.00		14.8	15.7	10.4	10.4	15.9	15.6	15.3	10.4	15.8	2.0	1.0	1.5	0.05	0.03	0.04
	-4.00		15.8	15.5	10.5	10.5	15.8	15.8	15.7	10.5	15.8	1.6	0.9	1.4	0.04	0.02	0.04
	-5.00		15.6	15.5	10.6	10.2	16.0	15.8	15.6	10.4	15.9	1.7	1.0	1.3	0.05	0.03	0.04
2	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	13.5	13.8	9.9	9.7	15.0	14.8	13.7	9.8	14.9	3.6	1.6	2.3	0.10	0.04	0.06
	-0.05		13.2	14.1	10.1	10.0	14.9	14.5	13.7	10.1	14.7	3.6	1.4	2.5	0.10	0.04	0.07
	-0.50		14.8	15.1	10.0	9.7	15.0	15.0	15.0	9.9	15.0	2.3	1.6	2.2	0.06	0.04	0.06
	-1.00		14.7	15.0	10.1	9.8	15.0	14.9	14.9	10.0	15.0	2.4	1.5	2.3	0.06	0.04	0.06
	-1.50		15.9	15.5	10.1	10.0	15.6	15.5	15.7	10.1	15.6	1.5	1.4	1.7	0.04	0.04	0.05
	-2.00		15.8	15.8	9.6	10.0	15.8	15.2	15.8	9.8	15.5	1.4	1.6	1.7	0.04	0.04	0.05
	-3.00		15.8	15.8	10.5	10.1	15.7	15.4	15.8	10.3	15.6	1.4	1.1	1.7	0.04	0.03	0.05
	-4.00		15.8	15.5	10.4	10.1	15.8	15.8	15.7	10.3	15.8	1.6	1.2	1.4	0.04	0.03	0.04
	-5.00		15.6	15.4	10.6	10.5	15.8	16.0	15.5	10.6	15.9	1.7	0.9	1.3	0.05	0.02	0.04
3	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	15.0	14.6	8.8	9.2	14.7	15.1	14.8	9.0	14.9	2.4	2.4	2.3	0.07	0.07	0.06
	-0.05		15.0	14.7	8.9	9.3	15.0	14.8	14.9	9.1	14.9	2.4	2.3	2.3	0.06	0.06	0.06
	-0.50		14.3	15.0	8.9	8.9	15.1	15.0	14.7	8.9	15.1	2.6	2.5	2.2	0.07	0.07	0.06
	-1.00		15.3	15.3	10.0	9.4	15.4	14.9	15.3	9.7	15.2	1.9	1.7	2.1	0.05	0.05	0.06
	-1.50		15.5	15.5	10.2	10.0	15.0	15.3	15.5	10.1	15.2	1.7	1.3	2.1	0.05	0.04	0.06
	-2.00		15.8	15.4	10.2	10.1	15.3	15.5	15.6	10.2	15.4	1.6	1.3	1.8	0.04	0.03	0.05
	-3.00		15.7	15.6	10.2	10.0	15.2	14.9	15.7	10.1	15.1	1.6	1.3	2.2	0.04	0.04	0.06
	-4.00		15.6	15.6	10.1	10.3	15.2	15.5	15.6	10.2	15.4	1.6	1.2	1.9	0.04	0.03	0.05
	-5.00		15.8	16.0	10.4	10.5	15.4	15.4	15.9	10.5	15.4	1.3	1.0	1.8	0.04	0.03	0.05

表 3.16 東 3 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 (mm/yr.)

調查日期 高程 (m)	民國 90 年			民國 95 年		
	凸面	側面	凹面	凸面	側面	凹面
+0.35	0.09	0.07	0.08	0.08	0.06	0.06
-0.05	0.09	0.07	0.08	0.08	0.05	0.07
-0.50	0.08	0.06	0.07	0.07	0.06	0.06
-1.00	0.06	0.05	0.06	0.06	0.04	0.06
-1.50	0.06	0.04	0.05	0.04	0.04	0.05
-2.00	0.05	0.03	0.05	0.04	0.04	0.05
-3.00	0.05	0.03	0.05	0.04	0.03	0.05
-4.00	0.05	0.03	0.05	0.04	0.03	0.04
-5.00	0.05	0.03	0.05	0.04	0.02	0.04

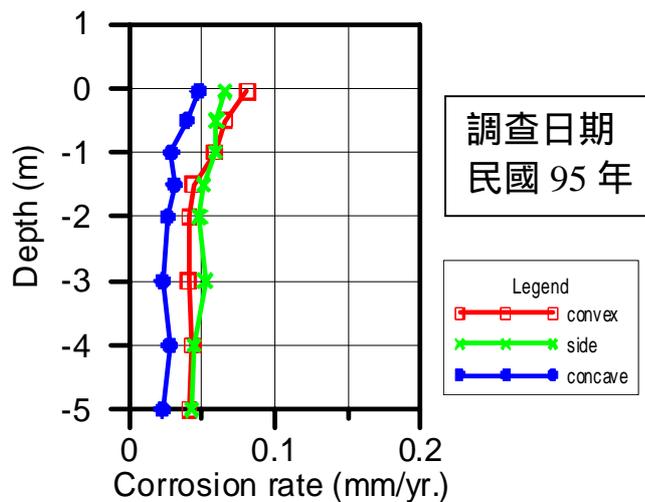


圖 3.24 東 3 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係

鋼板樁保護電位量測結果列於表 3.17：最大值為 -913 mV，最小值為 -991 mV，平均為 -957 mV，保護電位均小於 -850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)，因此，已達保護鋼板樁之目的。

表 3.17 東 3 碼頭鋼板樁保護電位量測結果 (單位： - mV)

測點 高程 (m)	1			2			3			4			5		
	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
-1	985	987	985	993	993	993	994	994	995	994	994	993	998	993	994
-4	988	989	992	1004	1000	997	994	994	995	993	995	996	995	992	992
-7	996	979	980	995	994	995	993	992	992	994	994	993	991	991	991

3.3.2.3 東 4 碼頭

東 4 碼頭於民國 57 年完工，係以 Z-38 之鋼板樁建造，全長約 180 公尺，設計水深 -9.00 公尺，至今已使用了 33 年，在民國 69 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法，民國 82 年因接近防蝕設計年限且陽極塊大都消耗殆盡，因此重新加裝陰極防蝕。碼頭斷面如圖 3.21，Z-38 鋼板樁型式及斷面性能分別如圖 3.22 及表 3.11。

鋼板樁厚度檢測結果如表 3.18 所示。表 3.19 及圖 3.25 為東 4 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率，在高程 -0.05m 處凸面及凹面之平均腐蝕速率(0.07mm/yr.)最大，側面(0.05mm/yr.)最小，全區碼頭鋼板樁外觀並未發現有孔蝕或穿孔破洞等現象。

由水深觀察，在高程 +0.35m、-0.05m、-0.50m 處之平均腐蝕速率最大約在 0.05~0.07mm/yr. 間，高程 -1.00m 處以下，其平均腐蝕速率最小，約在 0.04~0.06mm/yr. 間，平均腐蝕速率小於東 2、東 3 碼頭。

由於鋼板樁使用時間已超過三十年，雖然腐蝕速率並未超過規範值，但仍需多加注意。鋼板樁在完成防蝕措施後，其平均腐蝕速率降低，鋼板樁腐蝕速率均小於 0.2mm/yr.，腐蝕量(減少厚度)與民國 90 年之檢測結果相較並無明顯增加，顯示防蝕工法已達到預期效益。

鋼板樁保護電位量測結果列於表 3.20：最大值為 -877 mV，最小值為 -994 mV，平均為 -961 mV，保護電位均小於 -850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)，因此，已達保護鋼板樁之目的。

表 3.18 東 4 碼頭鋼板樁厚度檢測結果

測定樁號	高程 (m)	原厚度 (mm)	量測厚度 (mm)						平均厚度 (mm)			減少厚度 (mm)			腐蝕速率 (mm/yr.)		
			凸		側		凹		凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
1	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	14.3	14.0	8.0	7.9	13.9	14.0	14.2	8.0	14.0	3.1	3.5	3.3	0.08	0.09	0.09
	-0.05		13.7	13.6	8.2	8.0	13.9	13.9	13.7	8.1	13.9	3.6	3.3	3.3	0.10	0.09	0.09
	-0.50		13.0	13.3	8.1	8.0	13.8	12.9	13.2	8.1	13.4	4.1	3.4	3.9	0.11	0.09	0.11
	-1.00		12.9	13.0	8.3	7.7	12.4	12.6	13.0	8.0	12.5	4.3	3.4	4.7	0.12	0.09	0.13
	-1.50		14.3	14.0	9.0	8.8	14.0	13.8	14.2	8.9	13.9	3.1	2.5	3.3	0.08	0.07	0.09
	-2.00		14.4	14.9	9.3	9.4	14.4	14.5	14.7	9.4	14.5	2.6	2.1	2.8	0.07	0.06	0.08
	-3.00		15.3	15.0	10.0	9.5	15.0	14.9	15.2	9.8	15.0	2.1	1.7	2.3	0.06	0.05	0.06
	-4.00		15.7	16.1	9.4	9.4	15.3	15.4	15.9	9.4	15.4	1.3	2.0	1.9	0.04	0.05	0.05
	-5.00		15.8	15.8	9.0	9.3	15.8	15.8	15.8	9.2	15.8	1.4	2.3	1.4	0.04	0.06	0.04
2	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	13.4	14.3	9.0	8.1	14.1	13.7	13.9	8.6	13.9	3.4	2.9	3.3	0.09	0.08	0.09
	-0.05		14.0	16.9	8.7	8.3	13.4	14.1	15.5	8.5	13.8	1.8	2.9	3.5	0.05	0.08	0.09
	-0.50		13.0	14.0	7.4	8.0	13.0	12.8	13.5	7.7	12.9	3.7	3.7	4.3	0.10	0.10	0.12
	-1.00		12.9	13.0	7.5	8.0	10.7	12.0	13.0	7.8	11.4	4.3	3.7	5.9	0.12	0.10	0.16
	-1.50		14.4	14.4	8.9	9.0	13.9	13.9	14.4	9.0	13.9	2.8	2.5	3.3	0.08	0.07	0.09
	-2.00		15.0	14.9	9.0	8.7	14.4	15.0	15.0	8.9	14.7	2.3	2.6	2.5	0.06	0.07	0.07
	-3.00		15.4	15.8	9.4	9.5	15.5	15.4	15.6	9.5	15.5	1.6	2.0	1.8	0.04	0.05	0.05
	-4.00		15.6	15.6	9.5	10.0	15.6	15.7	15.6	9.8	15.7	1.6	1.7	1.6	0.04	0.05	0.04
	-5.00		15.5	15.8	9.5	9.9	15.6	15.4	15.7	9.7	15.5	1.6	1.7	1.7	0.04	0.05	0.05

表 3.19 東 4 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 (mm/yr.)

調查日期 高程 (m)	民國 90 年			民國 95 年		
	凸面	側面	凹面	凸面	側面	凹面
+0.35	0.07	0.05	0.07	0.05	0.04	0.07
-0.05	0.07	0.05	0.07	0.07	0.04	0.07
-0.50	0.07	0.05	0.06	0.08	0.04	0.07
-1.00	0.06	0.05	0.06	0.08	0.04	0.06
-1.50	0.05	0.05	0.06	0.07	0.04	0.05
-2.00	0.05	0.04	0.05	0.06	0.03	0.05
-3.00	0.04	0.04	0.05	0.05	0.03	0.05
-4.00	0.04	0.04	0.04	0.05	0.03	0.04
-5.00	0.04	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04

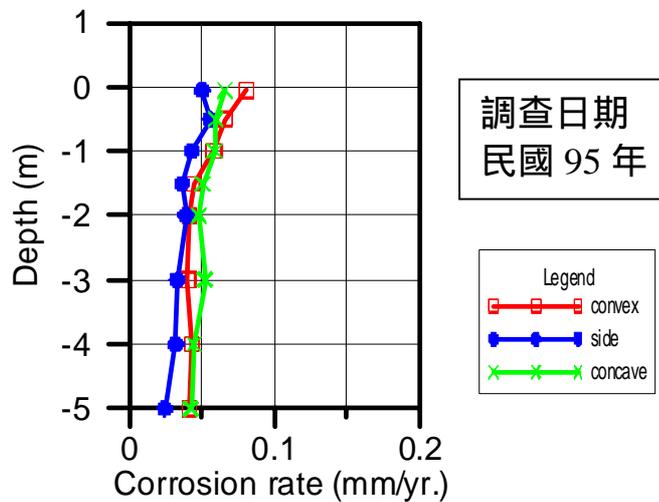


圖 3.25 東 4 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係

表 3.20 東 4 碼頭鋼板樁保護電位量測結果 (單位：- mV)

測點 高程 (m)	1			2			3			4			5		
	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
-1	977	977	976	982	982	982	978	970	972	979	980	981	972	972	971
-4	978	979	979	981	980	981	983	976	975	980	979	978	977	980	983
-7	980	980	980	980	980	979	972	970	969	978	977	977	967	969	970

3.3.2.4 東 5 碼頭

東 5 碼頭於民國 58 年完工，係以 Z-38 之鋼板樁建造，全長約 260 公尺，設計水深 - 9.00 公尺，至今已使用了 32 年，由港務局提供資料顯示，並無採用防蝕工法，但實際調查發現，靠近東 4 碼頭約 120 公尺範圍之鋼板樁，有安裝犧牲陽極，研判應為民國 82 年完成。碼頭斷面如圖 3.26，Z-38 鋼板樁型式及斷面性能如圖 3.22 及表 3.11。

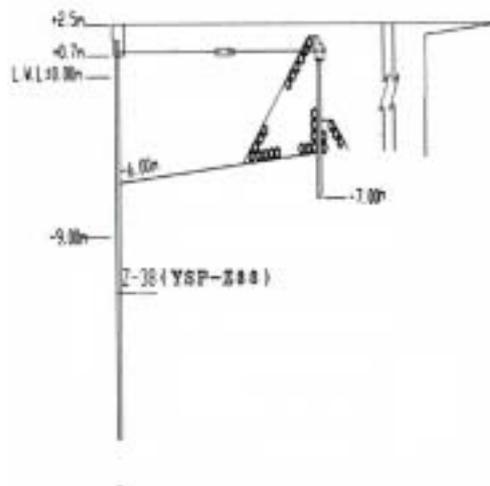


圖 3.26 東 5 至東 7 碼頭斷面示意圖

本碼頭曾於民國 92 年因鋼板樁背後級配料掏空流失,導致岸壁崩塌傾斜,破壞位置及破損情形如圖 3.27 及圖 3.28。維護單位已完成搶修,並將鋼板樁原有多處發生穿孔、破洞處以焊接鋼板工法修補之,同時採用安裝犧牲陽極之防蝕工法保護既有鋼板樁。

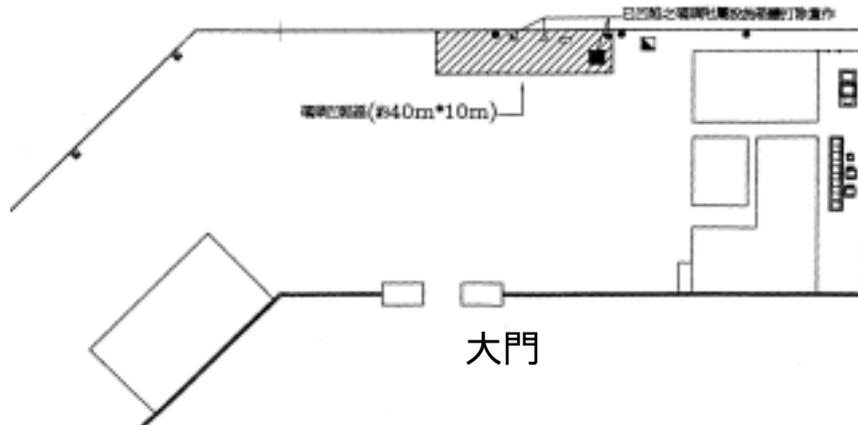


圖 3.27 基隆港東 5 碼頭岸壁崩塌傾斜位置



圖3.28 基隆港東5碼頭岸壁崩塌傾斜情形

鋼板樁厚度檢測結果如表 3.21 所示。表 3.22 及圖 3.29 為東 4 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率，在高程-0.50m 處凸面之平均腐蝕速率(0.09 mm/yr.)最大，凹面(0.08 mm/yr.)次之，側面(0.05 mm/yr.)最小。

各檢測樁之腐蝕速率觀之，在高程-0.50m 至-1.00m 間，測樁腐蝕速率大於或等於 0.10 mm/yr.，高程 + 0.35m 至-0.05m 間腐蝕速率亦將近 0.10 mm/yr。部分測點最大腐蝕量凸、凹面分別達 5.9 mm、4.3mm，側面達 3.5mm，均已超過原有厚度之 20 % 以上，由於本碼頭鋼板樁使用時間已超過三十年，鋼板樁亦曾有發現穿孔、破洞等嚴重腐蝕情況，建議日後仍應增加檢測應頻率，方能確保碼頭使用及營運安全。

表 3.21 東 5 碼頭鋼板樁厚度檢測結果

測定樁號	高程 (m)	原厚度 (mm)	量測厚度 (mm)						平均厚度 (mm)			減少厚度 (mm)			腐蝕速率 (mm/yr.)			
			凸		側		凹		凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	
1	+0.35	17.2	14.3	14.0	8.0	7.9	13.9	14.0	14.2	8.0	14.0	3.1	3.5	3.3	0.08	0.09	0.09	
	-0.05		13.7	13.6	8.2	8.0	13.9	13.9	13.7	8.1	13.9	3.6	3.3	3.3	0.10	0.09	0.09	
	-0.50		13.0	13.3	8.1	8.0	13.8	12.9	13.2	8.1	13.4	4.1	3.4	3.9	0.11	0.09	0.11	
	-1.00		12.9	13.0	8.3	7.7	12.4	12.6	13.0	8.0	12.5	4.3	3.4	4.7	0.12	0.09	0.13	
	-1.50		11.4	14.3	14.0	9.0	8.8	14.0	13.8	14.2	8.9	13.9	3.1	2.5	3.3	0.08	0.07	0.09
	-2.00			14.4	14.9	9.3	9.4	14.4	14.5	14.7	9.4	14.5	2.6	2.1	2.8	0.07	0.06	0.08
	-3.00			15.3	15.0	10.0	9.5	15.0	14.9	15.2	9.8	15.0	2.1	1.7	2.3	0.06	0.05	0.06
	-4.00			15.7	16.1	9.4	9.4	15.3	15.4	15.9	9.4	15.4	1.3	2.0	1.9	0.04	0.05	0.05
	-5.00			15.8	15.8	9.0	9.3	15.8	15.8	15.8	9.2	15.8	1.4	2.3	1.4	0.04	0.06	0.04
2	+0.35	17.2	13.4	14.3	9.0	8.1	14.1	13.7	13.9	8.6	13.9	3.4	2.9	3.3	0.09	0.08	0.09	
	-0.05		14.0	16.9	8.7	8.3	13.4	14.1	15.5	8.5	13.8	1.8	2.9	3.5	0.05	0.08	0.09	
	-0.50		13.0	14.0	7.4	8.0	13.0	12.8	13.5	7.7	12.9	3.7	3.7	4.3	0.10	0.10	0.12	
	-1.00		12.9	13.0	7.5	8.0	10.7	12.0	13.0	7.8	11.4	4.3	3.7	5.9	0.12	0.10	0.16	
	-1.50		11.4	14.4	14.4	8.9	9.0	13.9	13.9	14.4	9.0	13.9	2.8	2.5	3.3	0.08	0.07	0.09
	-2.00			15.0	14.9	9.0	8.7	14.4	15.0	15.0	8.9	14.7	2.3	2.6	2.5	0.06	0.07	0.07
	-3.00			15.4	15.8	9.4	9.5	15.5	15.4	15.6	9.5	15.5	1.6	2.0	1.8	0.04	0.05	0.05
	-4.00			15.6	15.6	9.5	10.0	15.6	15.7	15.6	9.8	15.7	1.6	1.7	1.6	0.04	0.05	0.04
	-5.00			15.5	15.8	9.5	9.9	15.6	15.4	15.7	9.7	15.5	1.6	1.7	1.7	0.04	0.05	0.05

表 3.22 東 5 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率

調查日期 高程 (m)	民國 90 年			民國 95 年		
	凸面	側面	凹面	凸面	側面	凹面
+0.35	0.10	0.09	0.10	0.06	0.05	0.07
-0.05	0.10	0.09	0.11	0.09	0.05	0.08
-0.50	0.15	0.11	0.13	0.07	0.04	0.07
-1.00	0.14	0.12	0.13	0.05	0.03	0.05
-1.50	0.09	0.09	0.09	0.04	0.03	0.05
-2.00	0.06	0.08	0.07	0.04	0.03	0.05
-3.00	0.05	0.07	0.06	0.04	0.02	0.05
-4.00	0.05	0.06	0.05	0.04	0.03	0.04
-5.00	0.04	0.06	0.05	0.04	0.02	0.04

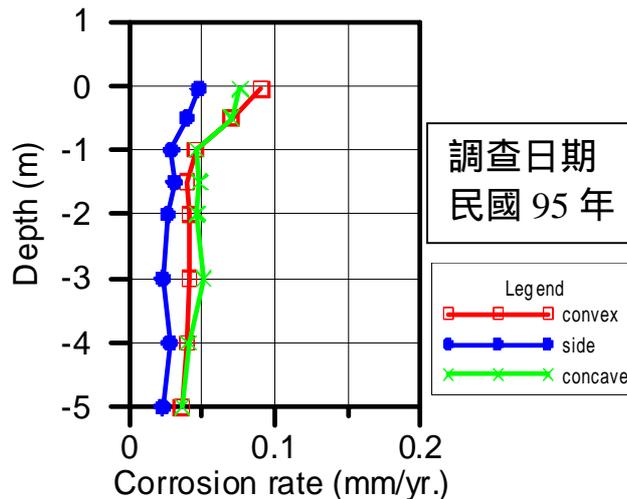


圖 3.29 東 5 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係

鋼板樁保護電位量測結果列於表 3.23：最大值為 - 814 mV，最小值為 - 916 mV，保護電位接近防蝕電位，顯示雖多已達到保護鋼板樁之效益，但水深 - 7m 處則仍不足，由於本座碼頭僅於高程 - 1m 及 - 3m 處安裝犧牲陽極塊，建議應於高程 - 5m 處增加安裝陽極塊，方能確保鋼板樁可受到足夠之防蝕保護。

表 3.23 東 5 碼頭鋼板樁保護電位量測結果 (單位： - mV)

測點 高程 (m)	1			2			3			4			5		
	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
-1	912	911	911	909	909	910	909	909	908	908	908	908	901	900	902
-4	916	915	913	917	913	911	914	913	912	913	912	911	909	911	912
-7	845	845	896	814	814	813	858	858	857	852	851	851	864	865	865

3.3.2.5 東 6 碼頭

東 6 碼頭於民國 59 年完工，係以 Z-38 之鋼板樁建造，全長約 180 公尺，設計水深 - 9.00 公尺，整座碼頭未作任何防蝕措施，在使用 23 年後，於民國 82 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。碼頭斷面如圖 3.26，Z-38 鋼板樁型式及斷面性能如圖 3.22 及表 3.11。

民國 90 年本所港研中心調查本座碼頭發現因未安裝陽極塊作為碼頭鋼板樁防蝕措施，鋼板樁有多處發生穿孔、破洞等現象。破洞集中在高程-0.25m 至-0.50m 間之潮汐帶附近，目前鋼板樁破洞處均以鋼板焊補工法修補之。

鋼板樁厚度檢測結果如表 3.24 所示。表 3.25 及圖 3.30 為東 6 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率，可看出鋼板樁在檢測高程 - 0.05 m 及 - 1.00 m 處凸面與凹面之平均腐蝕速率 (0.13mm/yr) 最大，側面 (0.12mm/yr.) 最小。腐蝕速率在本次調查範圍之各碼頭中屬最大。

民國 82 年未作防蝕工程前時，本座碼頭部份鋼板樁最大腐蝕速率達 0.28 mm/yr.，已有多處鋼板樁腐蝕速率超過 0.2mm/yr. 之規範，甚至穿孔、破洞；完成防蝕措施後至今，其腐蝕速率已明顯降低。

鋼板樁保護電位量測結果列於表 3.26：最大值為 -979 mV，最小值為 -1000 mV，保護電位大部份均小於-850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)，因此，已達保護鋼板樁之目的。

表 3.24 東 6 碼頭鋼板樁厚度檢測結果

測定樁號	高程 (m)	原厚度 (mm)	量測厚度 (mm)						平均厚度 (mm)			減少厚度 (mm)			腐蝕速率 (mm/yr.)		
			凸		側		凹		凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
1	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	13.9	14.3	8.0	8.0	14.3	13.8	14.1	8.0	14.1	3.1	3.4	3.2	0.09	0.09	0.09
	-0.05		13.6	14.0	8.0	9.1	14.0	14.0	13.8	8.6	14.0	3.4	2.9	3.2	0.09	0.08	0.09
	-0.50		14.1	13.8	6.3	7.3	14.0	13.6	14.0	6.8	13.8	3.3	4.6	3.4	0.09	0.13	0.09
	-1.00		13.7	13.4	8.4	9.0	14.0	14.0	13.6	8.7	14.0	3.7	2.7	3.2	0.10	0.07	0.09
	-1.50		14.6	15.1	9.3	9.0	14.8	14.0	14.9	9.2	14.4	2.4	2.3	2.8	0.06	0.06	0.08
	-2.00		14.8	15.0	9.5	9.0	15.3	15.7	14.9	9.3	15.5	2.3	2.2	1.7	0.06	0.06	0.05
	-3.00		15.3	15.5	9.4	9.4	15.5	15.0	15.4	9.4	15.3	1.8	2.0	2.0	0.05	0.05	0.05
	-4.00		15.5	16.0	9.6	10.0	15.5	16.1	15.8	9.8	15.8	1.5	1.6	1.4	0.04	0.04	0.04
	-5.00		15.7	16.1	9.6	9.6	15.7	15.9	15.9	9.6	15.8	1.3	1.8	1.4	0.04	0.05	0.04
2	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	14.1	14.0	8.9	8.0	13.9	14.3	14.1	8.5	14.1	3.2	3.0	3.1	0.09	0.08	0.09
	-0.05		13.9	13.7	9.0	8.4	14.3	14.0	13.8	8.7	14.2	3.4	2.7	3.1	0.09	0.07	0.08
	-0.50		13.0	13.5	8.0	7.8	13.3	13.8	13.3	7.9	13.6	4.0	3.5	3.7	0.11	0.10	0.10
	-1.00		12.7	13.0	9.0	8.4	13.8	14.2	12.9	8.7	14.0	4.4	2.7	3.2	0.12	0.07	0.09
	-1.50		14.4	14.1	8.3	9.0	14.3	14.9	14.3	8.7	14.6	3.0	2.8	2.6	0.08	0.08	0.07
	-2.00		15.3	15.0	9.0	9.2	15.2	15.0	15.2	9.1	15.1	2.1	2.3	2.1	0.06	0.06	0.06
	-3.00		15.5	15.4	9.4	9.0	15.5	15.7	15.5	9.2	15.6	1.8	2.2	1.6	0.05	0.06	0.04
	-4.00		16.1	15.6	9.5	9.4	16.0	15.7	15.9	9.5	15.9	1.4	2.0	1.4	0.04	0.05	0.04
	-5.00		15.9	15.9	9.9	9.6	15.1	15.7	15.9	9.8	15.4	1.3	1.7	1.8	0.04	0.05	0.05

表 3.25 東 6 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 (mm/yr.)

調查日期 高程 (m)	民國 90 年			民國 95 年		
	凸面	側面	凹面	凸面	側面	凹面
+0.35	0.11	0.10	0.11	0.09	0.09	0.09
-0.05	0.11	0.11	0.12	0.09	0.08	0.09
-0.50	0.13	0.12	0.13	0.10	0.11	0.10
-1.00	0.13	0.12	0.13	0.11	0.07	0.09
-1.50	0.09	0.09	0.09	0.07	0.07	0.07
-2.00	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.05
-3.00	0.06	0.07	0.06	0.05	0.06	0.05
-4.00	0.05	0.06	0.05	0.04	0.05	0.04
-5.00	0.05	0.06	0.05	0.04	0.05	0.04

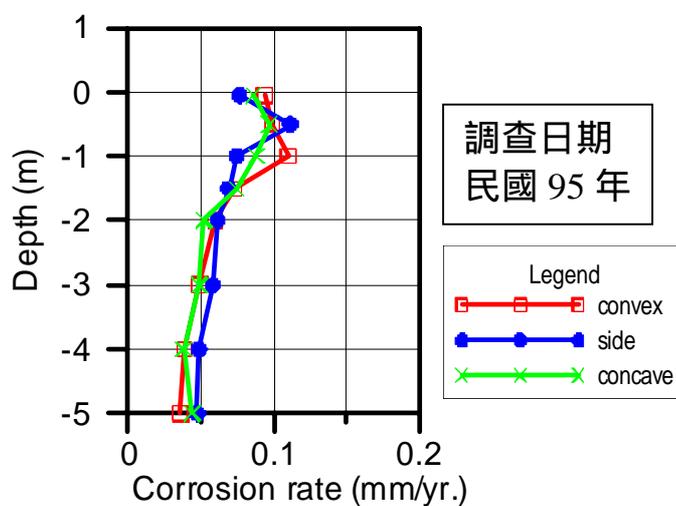


圖 3.30 東 6 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係

表 3.26 東 6 碼頭鋼板樁保護電位檢測結果 (單位： - mV)

測點 高程 (m)	1			2			3			4			5		
	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
-1	985	987	985	993	993	993	994	994	995	994	994	993	998	993	994
-4	988	989	992	1004	1000	997	994	994	995	993	995	996	995	992	992
-7	996	979	980	995	994	995	993	992	992	994	994	993	991	991	991

3.3.2.6 東七碼頭

東 7 碼頭於民國 59 年完工，係以 Z-38 之鋼板樁建造，全長約 178 公尺，設計水深 - 9.00 公尺，整座碼頭未作任何防蝕措施，在使用 23 年後，於民國 82 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。碼頭斷面如圖 3.26，Z-38 鋼板樁型式及斷面性能如圖 3.22 及表 3.11。

本次調查發現東 7 碼頭鋼板樁有於距東 6 碼頭 176、177 公尺兩處發生穿孔、破洞等現象。其中靠近距東 6 碼頭 176 公尺處之破洞尺寸，高 30 公分，寬 10 公分，且內部級配掏空深度大於 120 公分以上（如表 3.27），為碼頭營運安全計，應速予以補修。

表 3.27 東 7 碼頭鋼板樁破洞位置

破洞距起點 位置 (m)	高程 (m)	破洞大小 高×寬 (cm)	破洞 深度 (cm)	板樁面
176	-0.35	30×10	> 120	側面
177	-0.30	20×5	90	側面

鋼板樁厚度檢測結果如表 3.28 所示。表 3.29 及圖 3.31 為東 6 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率，鋼板樁在高程 - 0.05 m 及 - 1.00 m 處凸面、凹面、側平均腐蝕速率均約在 0.10 mm/yr. 左右，其它高程測點

之腐蝕速率較小。但由於鋼板樁使用時間已超過三十年，且有發現穿孔或破洞現象，建議應速予維修或整建。

鋼板樁保護電位量測結果列於表 3.30：最大值為 -970 mV，最小值為 -983 mV，保護電位均小於 -850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)，因此，已達保護鋼板樁之目的。

表 3.28 東 7 碼頭鋼板樁厚度檢測結果

測定樁號	高程 (m)	原厚度 (mm)	量測厚度 (mm)						平均厚度 (mm)			減少厚度 (mm)			腐蝕速率 (mm/yr.)		
			凸		側		凹		凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
1	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	15.1	14.7	8.3	8.0	14.3	14.2	14.9	8.2	14.3	2.3	3.3	3.0	0.06	0.09	0.08
	-0.05		14.8	14.4	8.1	7.2	15.1	14.6	14.6	7.7	14.9	2.6	3.8	2.4	0.07	0.10	0.06
	-0.50		13.9	13.3	7.9	7.5	13.9	13.6	13.6	7.7	13.8	3.6	3.7	3.5	0.10	0.10	0.09
	-1.00		13.0	13.6	8.4	8.0	13.0	14.0	13.3	8.2	13.5	3.9	3.2	3.7	0.11	0.09	0.10
	-1.50		14.4	14.8	9.0	8.9	14.7	15.1	14.6	9.0	14.9	2.6	2.5	2.3	0.07	0.07	0.06
	-2.00		15.2	14.9	9.4	9.0	14.5	15.5	15.1	9.2	15.0	2.2	2.2	2.2	0.06	0.06	0.06
	-3.00		14.8	15.4	10.1	9.4	15.4	15.6	15.1	9.8	15.5	2.1	1.7	1.7	0.06	0.05	0.05
	-4.00		15.5	15.6	9.5	9.0	16.1	15.8	15.6	9.3	16.0	1.7	2.2	1.3	0.05	0.06	0.03
	-5.00		15.7	15.7	9.5	10.0	15.5	16.0	15.7	9.8	15.8	1.5	1.7	1.5	0.04	0.05	0.04
2	+0.35	凸凹面 17.2 側面 11.4	14.3	14.0	9.1	8.8	14.0	15.1	14.2	9.0	14.6	3.1	2.5	2.7	0.08	0.07	0.07
	-0.05		14.0	15.0	8.3	8.0	15.3	15.0	14.5	8.2	15.2	2.7	3.3	2.1	0.07	0.09	0.06
	-0.50		15.3	14.8	8.0	7.9	13.9	14.0	15.1	8.0	14.0	2.2	3.5	3.3	0.06	0.09	0.09
	-1.00		14.4	14.7	8.0	8.5	14.3	14.7	14.6	8.3	14.5	2.7	3.2	2.7	0.07	0.09	0.07
	-1.50		15.2	15.0	9.1	8.9	14.8	15.1	15.1	9.0	15.0	2.1	2.4	2.3	0.06	0.07	0.06
	-2.00		16.0	15.5	8.9	9.4	15.3	15.0	15.8	9.2	15.2	1.5	2.3	2.1	0.04	0.06	0.06
	-3.00		15.4	15.4	9.4	8.3	16.1	15.5	15.4	8.9	15.8	1.8	2.6	1.4	0.05	0.07	0.04
	-4.00		15.7	16.0	9.4	9.2	15.5	16.3	15.9	9.3	15.9	1.4	2.1	1.3	0.04	0.06	0.04
	-5.00		16.1	16.0	9.9	9.5	15.7	15.9	16.1	9.7	15.8	1.2	1.7	1.4	0.03	0.05	0.04

表 3.29 東 7 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 (mm/yr.)

調查日期 高程 (m)	民國 90 年			民國 95 年		
	凸面	側面	凹面	凸面	側面	凹面
+0.35	0.08	0.10	0.09	0.07	0.08	0.08
-0.05	0.09	0.10	0.10	0.07	0.10	0.06
-0.50	0.10	0.11	0.11	0.08	0.10	0.09
-1.00	0.11	0.11	0.11	0.09	0.09	0.09
-1.50	0.07	0.08	0.08	0.06	0.07	0.06
-2.00	0.06	0.08	0.07	0.05	0.06	0.06
-3.00	0.06	0.07	0.06	0.05	0.06	0.04
-4.00	0.05	0.07	0.05	0.04	0.06	0.04
-5.00	0.05	0.06	0.05	0.04	0.05	0.04

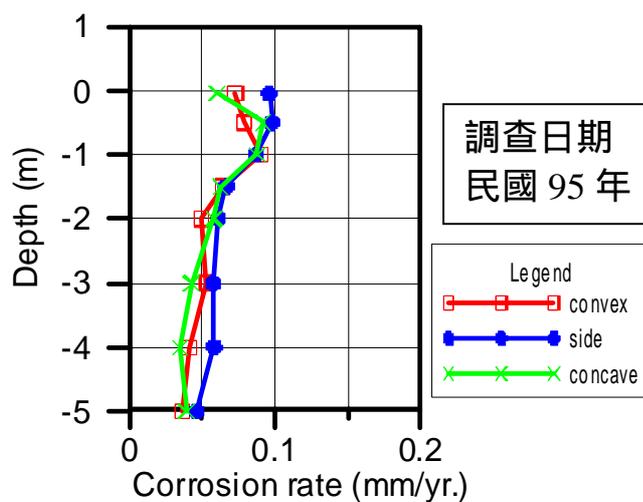


圖 3.31 東 7 碼頭鋼板樁檢測高程與平均腐蝕速率之關係

表 3.30 東 7 碼頭鋼板樁保護電位檢測結果 (單位：- mV)

測點 高程 (m)	1			2			3			4			5		
	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹	凸	側	凹
-1	978	970	972	979	980	981	972	972	971	979	979	980	977	977	978
-4	983	976	975	980	979	978	977	980	983	981	984	982	978	979	983
-7	972	970	969	978	977	977	967	969	970	981	980	980	980	980	972

3.3.2.7 西 16 至西 18 號碼頭

西 16 至西 18 號碼頭民國 59 年完工，原為混凝土基樁碼頭，民國 84 年起分別改用厚度 12 mm 之鋼管樁建造，寬度向海測延伸 20 公尺，各座碼頭長度分別為 156.5、207 及 215 公尺，設計水深均為 -12.00 公尺，鋼管樁採用陰極防蝕犧牲陽極工法。碼頭斷面示意如圖 3.32。

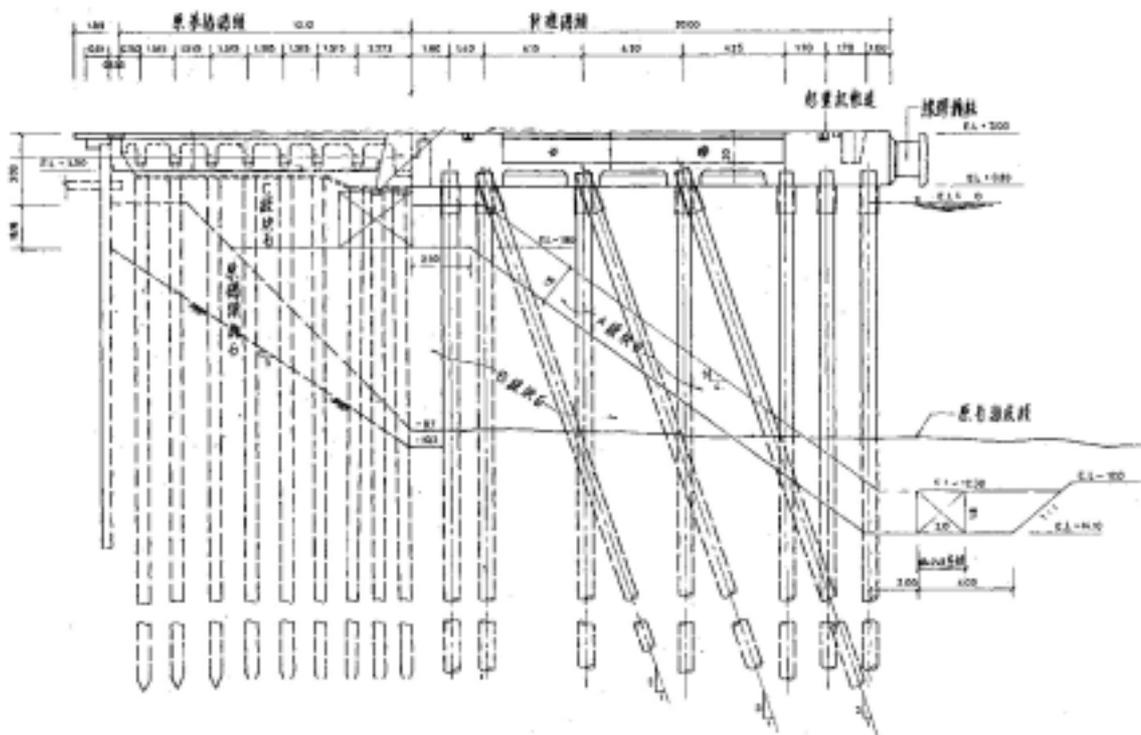


圖 3.32 西 16 至西 18 號碼頭斷面示意

檢測期間因碼頭停靠貨櫃船隻，為安全考量未能實施鋼管樁厚度檢測。鋼管樁保護電位則依據碼頭電位測試裝置位置進行，保護電位量測結果列於表 3.31：最大值為 - 1004 mV，最小值為 - 1073mV，保護電位均小於-850 mV (以 Cu/CuSO₄ 電極量測)，因此，已達保護鋼管樁之目的。

表 3.31 基隆港西 16 至西 18 號碼頭鋼管樁防蝕電位量測結果

檢測位置 (現場編號)	鋼管樁防蝕電位 (Cu/CuSO ₄ 參考電極)				防蝕電位 是否足夠
	水深 0m	水深 -3m	水深 -6m	水深 -9m	
No.1	-1017	-1025	-1025	-1021	是
No.2	-1030	-1038	-1036	-1023	是
No.3	1033	-1039	-1032	-1024	是
No.4	-1013	-1023	-1023	-1023	是
No.5	-1034	-1038	-1040	-1025	是
No.6	-1045	-1065	-1072	-1073	是
No.7	-1046	-1052	-1045	-1026	是
No.8	----	----	----	----	測試裝置脫落
No.9	-1051	-1063	-1058	-1036	是
No.10	-1051	-1058	-1058	-1046	是
No.11	-1044	-1052	-1048	-1039	是
No.12	-1033	-1039	-1033	-1034	是
No.13	-1050	-1036	-1033	-1019	是
No.14	-1038	-1052	-1045	-1041	是
No.15	-1022	-1032	-1027	-1018	是
No.16	-1009	-1012	-1014	-1004	是

3.3.2.8 基隆港東 19 號碼頭

東 19 碼頭於民國 59 年完工，原為重力式方塊碼頭，為營運需求，於民國 84 年改建，寬度向海測延伸 14.7 公尺，設計水深 - 9.00 公尺，長度 220 公尺之混凝土基樁棧橋式碼頭，碼頭斷面示意如圖 3.33。每排基樁共有 4 支直樁，間雜 2 支斜樁；由於碼頭面版高程僅為 +1.00 m，而基隆港高潮位常達 +1.81 m 左右，加上風浪及船隻通過，都將使其受海水波濺致氯離子等有害因子侵入混凝土內部，因而發生混凝土劣化及鋼筋生銹、腐蝕、斷裂等現象。

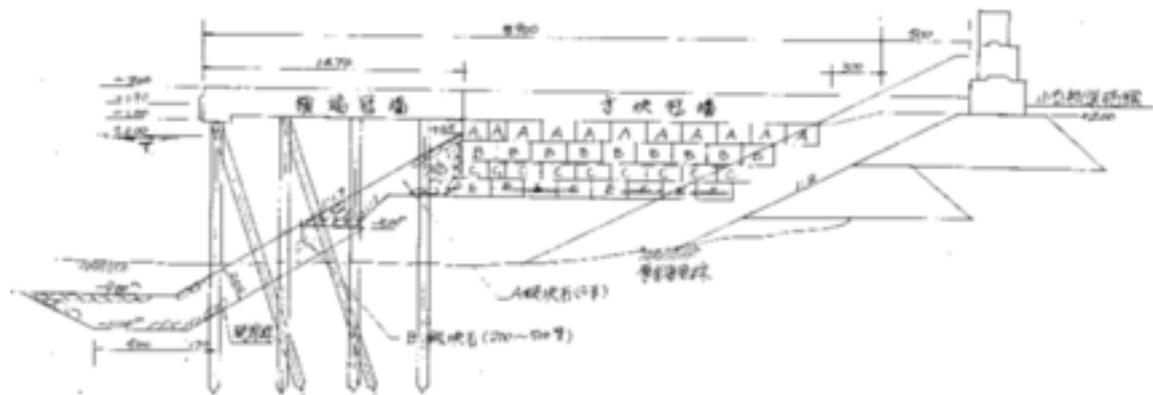


圖 3.33 基隆港東 19 號碼頭斷面示意圖

調查結果如表 3.33 及圖 3.31 至圖 3.32 所示。調查發現碼頭多處有面版與樁頭交接處鋼筋外露、面版底版鋼筋外露腐蝕生銹、面版底版滲水等異常現象，影響範圍超過本座碼頭面積 50% 以上，雖未造成立即性損壞。為考量碼頭營運安全，建議應儘早實施詳細檢測，如有需要應依據原有設計條件與碼頭現況比較，進行力學分析及評估碼頭營運安全。

表 3.32 基隆港東 19 號碼頭損壞情形

位置 (距起點距離)	損 壞 情 形
5.2m	面版與樁頭交接處鋼筋外露
13.0m	面版與樁頭交接處鋼筋外露
13.5m	樁頭鋼筋外露
16.6m	面版與樁頭交接處鋼筋外露
23.7m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
59.4m	面版底版鋼筋外露腐蝕生銹
64.6m	拉桿處部份 R.C.損壞
73.7m	第 1 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
73.7m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
73.7m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
76.4m	第 1 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
76.4m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
76.4m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
81.3m	第 1 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
81.3m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
81.3m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
83.8m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
83.8m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
89.4m	第 1 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
89.4m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
89.4m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
94.2m	第 1 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
94.2m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
94.2m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
109.6m	第 1 格面版底版滲水 (自海側算起)
112.0m	第 1 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
112.0m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
116.0m	第 2 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
116.0m	第 3 格面版底版鋼筋外露腐蝕生銹 (自海側算起)
終點處	自海側算起第 1 支樁 R.C.破損長約 2m



(1) 13.5m 處基樁混凝土劣化情形



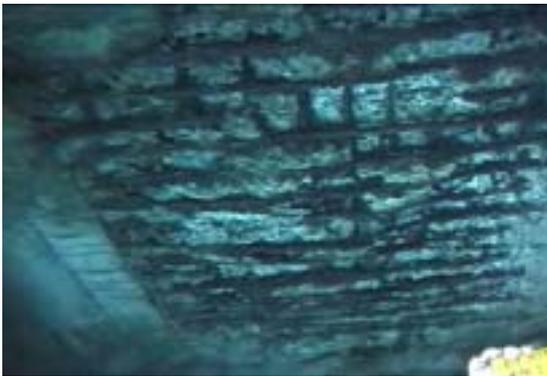
(2) 面版與樁頭交接處鋼筋外露



(3) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 1



(4) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 2

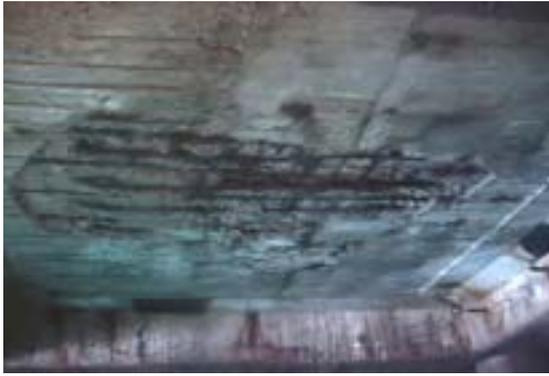


(5) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 3



(6) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 4

圖 3.31 基隆港東 19 碼頭調查結果 (1)



(1) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 1



(2) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 2



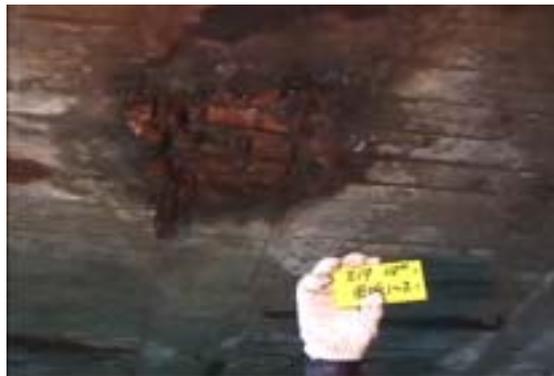
(3) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 3



(4) 面版與樁頭交接處鋼筋外露 4



(5) 面版混凝土滲水情形



(6) 面版混凝土滲水處鋼筋腐蝕外露

圖 3.32 基隆港東 19 碼頭調查結果 (2)

3.3.2.9 基隆港西 14 號碼頭

西 14 碼頭於民國 59 年完工，結構型式包括混凝土基樁棧橋式與擁壁重力式方塊兩種，碼頭平面配置圖如圖 3.33 所示，混凝土基樁部份斷面示如圖 3.34，大樑間距離僅 6.06 m，隔樑間距離亦僅 1.52 m，碼頭斷面示意如圖 3.33，每排共打設 9 支直樁。

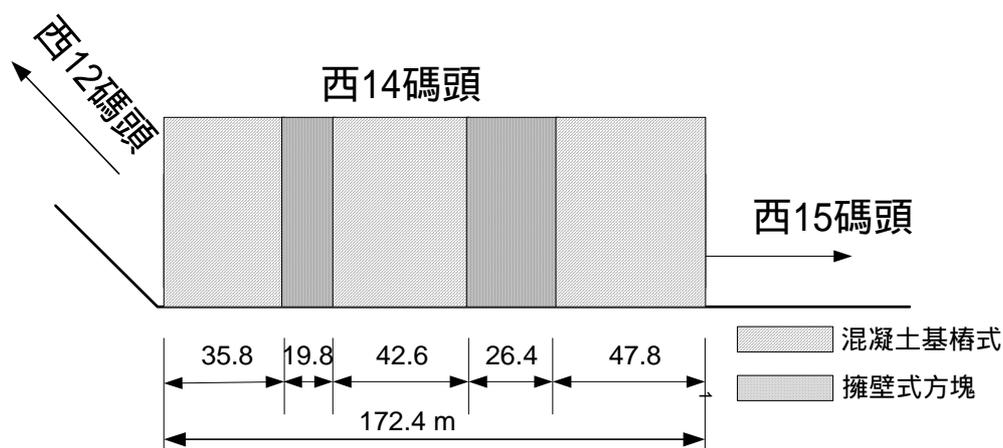


圖 3.33 西 14 碼頭平面配置圖

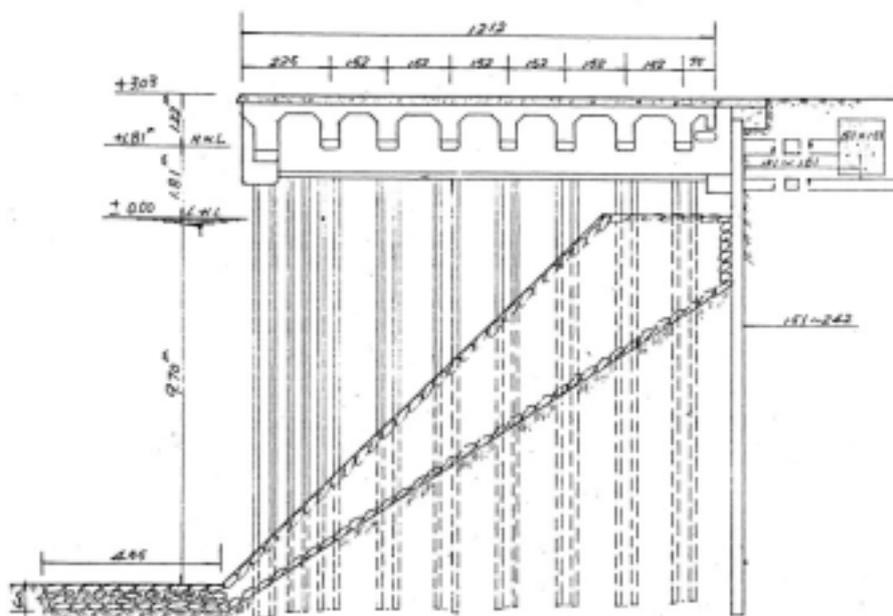


圖 3.34 西 14 碼頭斷面

碼頭大樑底部高程約為+1.00 m，而由於基隆港高潮位常達 +1.81 m 左右，加上風浪及船隻通過，都將使碼頭底部之 R.C.面版與樑長期受海水波濺，氯離子等有害因子侵入混凝土內部，而因發生混凝土劣化及鋼筋生銹、腐蝕、斷裂等現象。

調查結果如圖 3.35 至圖 3.36 所示。調查發現碼頭多處有面版與樁頭交接處鋼筋外露、面版底版鋼筋外露腐蝕生銹等異常現象，影響範圍超過本座碼頭面積 50% 以上，雖未造成立即性損壞。為考量碼頭營運安全，建議應儘早實施詳細檢測，如有需要應依據原有設計條件與碼頭現況比較，進行力學分析及評估碼頭營運安全。



(1) 面版鋼筋腐蝕生銹、混凝土剝落 1



(2) 底樑鋼筋腐蝕生銹、混凝土剝落 1



(3) 底樑鋼筋腐蝕生銹、混凝土剝落 2



(4) 底樑鋼筋腐蝕生銹、混凝土剝落 3



(5) 面版鋼筋腐蝕生銹、混凝土剝落 2



(6) 面版鋼筋腐蝕生銹、混凝土剝落 3

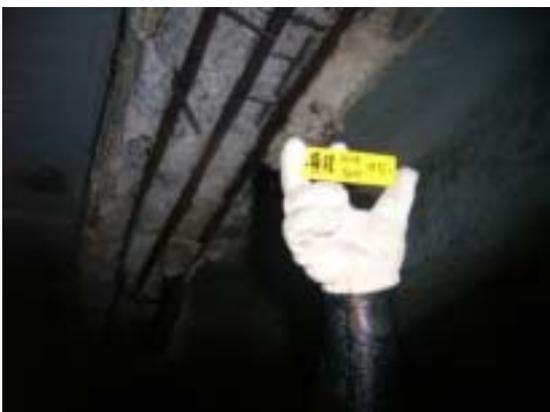
圖 3.35 西 14 碼頭構造物調查結果 1



(1) 面版鋼筋腐蝕生鏽、混凝土剝落 1



(2) 底樑鋼筋腐蝕生鏽、混凝土剝落 1



(3) 底樑鋼筋腐蝕生鏽、混凝土剝落 2



(4) 底樑鋼筋腐蝕生鏽、混凝土剝落 3



(3) 底樑鋼筋腐蝕生鏽、混凝土剝落 4



(3) 面版鋼筋腐蝕生鏽、混凝土剝落 2

圖 3.36 西 14 碼頭構造物調查結果 2

3.5 結論與建議

1. 本次調查之馬公港 1 號碼頭及基隆港各鋼樁碼頭，由目視檢視及量測鋼樁現有厚度與保護電位結果顯示，各座碼頭採安裝陽極塊之防蝕工法，可達到對鋼樁防蝕保護之目的。
2. 馬公港 1 號碼頭鋼管樁潮間帶部分以混凝土包覆保護，部份混凝土有脫落現象，雖不影響營運安全但仍應儘速維修。
3. 基隆港東 7 碼頭水下檢測發現兩處破洞，為避免因及配掏空導致碼頭岸壁及路面傾斜崩塌，建議破洞處可鋼板焊補、掏空區域採用填灌混凝土或水泥砂漿灌漿等工法修護之。
4. 基隆港東 19 及西 14 碼頭底部之 R.C.面版與樑，本次調查發現多處發生混凝土脫落及鋼筋生銹、腐蝕、斷裂等現象，嚴重危害碼頭結構安全，建議可採用外加電流式之陰極防蝕工法或其他適當工法防治。

第四章 港灣鋼筋混凝土耐久性之研究

4.1 前言

4.1.1 研究動機

臺灣地區四面環海，港灣鋼筋混凝土結構物長年處於高溫高濕的氣候且受到海洋惡劣環境之侵蝕下，易使混凝土產生劣化，再加上傳統混凝土有很多之缺陷，諸如施工性不良、工人擅自加水及未適當之搗實，造成材料析離、泌水及冷縫蜂窩之現象，這些不良因素在海洋環境下，更加速混凝土之劣化。混凝土為一多孔隙之材料，經由這些劣化因子的交互作用下，使其產生新裂縫致使有害物質如氯離子甚易入侵混凝土內部，破壞鋼筋表面之鈍態保護膜，造成鋼筋發生腐蝕銹斷，影響結構物安全甚巨。而高性能混凝土兼具安全性、耐久性、工作性、經濟性及環保性等優越的工程材料特性，若應用於港灣工程則可確保結構物在惡劣環境下有較長之耐久性。因而為了解高性能混凝土之耐久性，本研究將持續對本中心於民國 88 年灌製之高性能混凝土試驗牆進行監測，以了解此種新材料所製作之結構體在港灣環境下所具有之耐久性之特性。

由於臺灣的水庫淤泥嚴重，常需進行水庫的浚渫作業工作，而浚渫後所產生的大量的淤泥，則會造成環保的嚴重問題。然而如何利用這些淤泥廢棄物再生利用則是當今重要的課題。本研究乃藉由取得的石門水庫淤泥，探討取代一般混凝土的細粒料，評估其應用於混凝土的可行性。

又從以前之報告顯示臺灣東部之粒料有潛在發生「鹼質與粒料之反應」，且港灣環境具有高濕與高鹼質之特性，加上潮汐與風等外力及乾濕循環的作用，使的混凝土構造物之耐久性面臨嚴重之考驗。本所港研中心數年前即對國內各大商港進行混凝土構造物之鹼質與粒料反應之調查，本研究將繼續過去數港之分析模式對臺東地區之混凝土構

造物及其粒料來源進行調查與試驗，提供相關單位參酌，期望能協助港灣管理單位瞭解此一反應之潛勢與危害，進而在維修現有或規劃新建混凝土構造物時有所依據。

4.1.2 研究目的

本研究之主要目的；1.持續監測高性能混凝土的耐久性探討。2.以添加石門水庫之淤泥於混凝土中，探討混凝土之基本性能變化及其適用性，並評估對混凝土影響性，以提供爾後使用水庫淤泥於混凝土中之參考。3.持續對臺灣花東地區部份河川之混凝土結構物進行調查與試驗，以了解可能發生「鹼質與粒料反應」之潛勢。

4.2 研究方法與步驟

本研究分為三個單元來進行：第一單元為「高性能混凝土之耐久性研究」，延續去年的 HPC 試驗牆的監測研究。第二單元為「用水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之影響」。第三單元為「混凝土構造物鹼質與粒料反應之調查與潛勢分析」，延續鹼質與粒料混凝土試體之量測。

4.2.1 高性能混凝土之耐久性研究

4.2.1.1 試驗規劃

本研究之主要目的在探討本中心在 88 年灌製的高性能混凝土試驗牆之耐久性質。本研究中採用三種具本土性材料之高性能混凝土配比，其設計強度分別 3000 psi(210kgf/cm²)，4000 psi(280kgf/cm²)，5000 psi(350kgf/cm²) (試驗組)，與一組 4000 psi(280kgf/cm²)普通混凝土(控制組)製作之試驗牆(內排鋼筋及 Sensor)，於一定時間進行海水乾濕循環之曝露試驗，由於為了與大氣環境下試體之比較，於是選用一組 4000 psi 之 HPC 與 OPC 進行大氣曝露試驗，其試驗流程如圖 4.1 所示。相關試驗內容，述敘如表 4.1 所示。

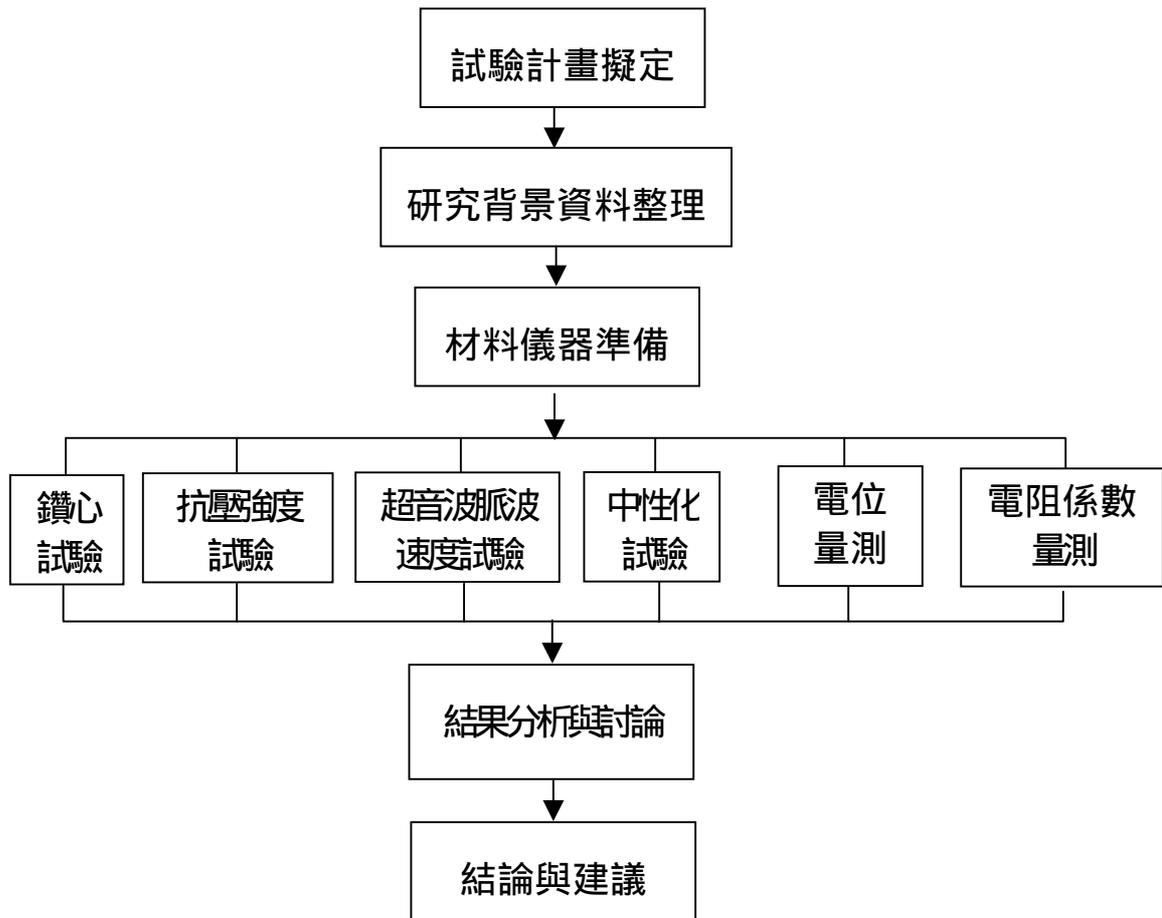


圖 4.1 試驗流程

表 4.1 試體之相關試驗內容

項目 檢測項目	試驗項目	試體種類
破壞性檢測 (試驗牆鑽心 試體)	中性化試驗、抗壓強度、超 音波脈波速度、電阻係數	鑽心試體 7.5×15cm
非破壞性檢測	超音波脈波速度、鋼筋電位 值量測	試驗牆

4.2.1.2 研究背景

本研究於民國 88 年共灌製六座高性能混凝土試驗牆，高性能混凝土特性是依據國科會 HPC 研究群於民國 85 年 12 月 8 日開會討論，提出研發推動本土化中強度高流動高性能混凝土之決議。其特性為 $f_c' = 4000 \sim 5000 \text{ psi}$ ，並具有以下之性質，水泥應有每公斤 15 psi 強度以上之效益，水泥用量低於 300 kg/cm^2 ，初期坍度為 $220 \pm 20 \text{ mm}$ ，坍流度為 $500 \pm 100 \text{ mm}$ ，45 分鐘後坍度應大於 200 mm，坍流度在 400 mm 以上，水灰比 0.42，波索蘭材料 30% 為原則之免搗實混凝土^[11]，試驗配比與灌製日期如表 4.2 所示。

本研究之 HPC 試驗牆共計有六面，其設計尺寸與鋼筋之排置如詳圖 4.2，同時為了瞭解混凝土之耐久性能，在試驗牆內部埋設了監測 (Sensor) 系統，以監控 RC 之性質，其埋設位置如詳圖 4.3 所示。

然而為了模擬海洋現地情況以及縮短在海洋自然環境條件下結構物發生腐蝕劣化所需之時間，因此必須藉由乾濕循環設備(控制環境變化因素)，進行試驗。本研究將製作之試體及試驗牆置於本所海水循環水槽附近的空地，利用定時之海水噴灑系統，每小時在試驗牆噴海水 15 分鐘，以加速混凝土劣化之速率。試體及試驗牆進行海洋曝露試驗之置放位置如圖 4.4 所示。

本次量測的試驗牆起於民國 88 年，原計畫「港灣環境下高性能混凝土結構體之性質研究」規劃的混凝土試體數量只有二年，故一些混凝土的試驗項目如抗壓強度、透水..等相關的試體數量也只到二年，但就混凝土試驗牆而言因內部有埋設多項 Sensor，可持續量測鋼筋混凝土的電位與電阻，所以高性能混凝土的耐久性研究將整理從一開始的資料與今年量測的數據作一個分析，同時配合破壞性檢測與非破壞性檢測持續對高性能混凝土做一個耐久性之評估。

表 4.2 混凝土試體配比設計數據

性質 編號	設計強度 (fc') kgf/cm ²	混凝土種類	重量(kg/m ³)						水膠比 (W/B)	水固比 (W/S)	水灰比 (W/C)	灌製日期
			粗骨材	細骨材	水泥	飛灰 + 爐石	水	強塑劑				
A	280 (4000psi)	HPC	990	780	250	200	140	10	0.31	0.079	0.56	88.05.06
B	280 (4000psi)	OPC	894	834	387	---	205	---	0.53	0.097	0.53	88.05.13
C	350 (5000psi)	HPC	1000	710	300	200	140	11	0.27	0.082	0.47	88.05.20
D	210 (3000psi)	HPC	980	880	200	220	140	9.5	0.35	0.077	0.70	88.05.23

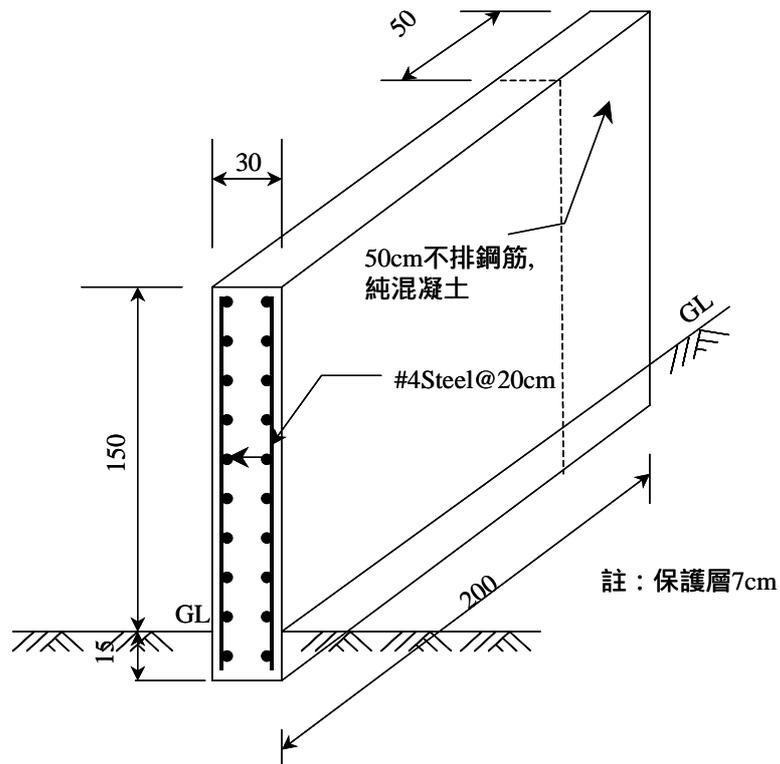


圖 4.2 單座試驗牆之設計詳圖

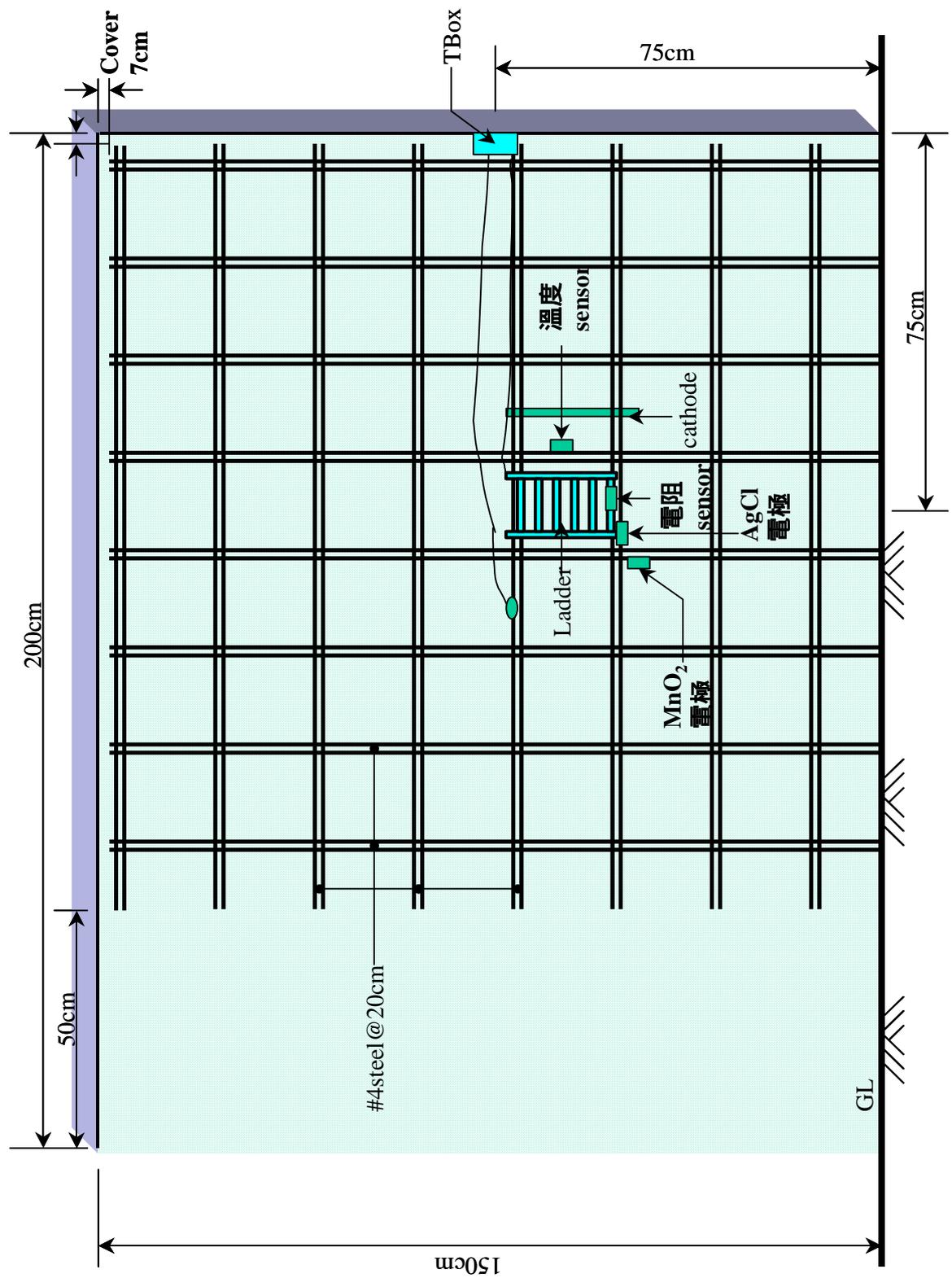


圖 4.3 試驗牆埋設之監視系統詳圖

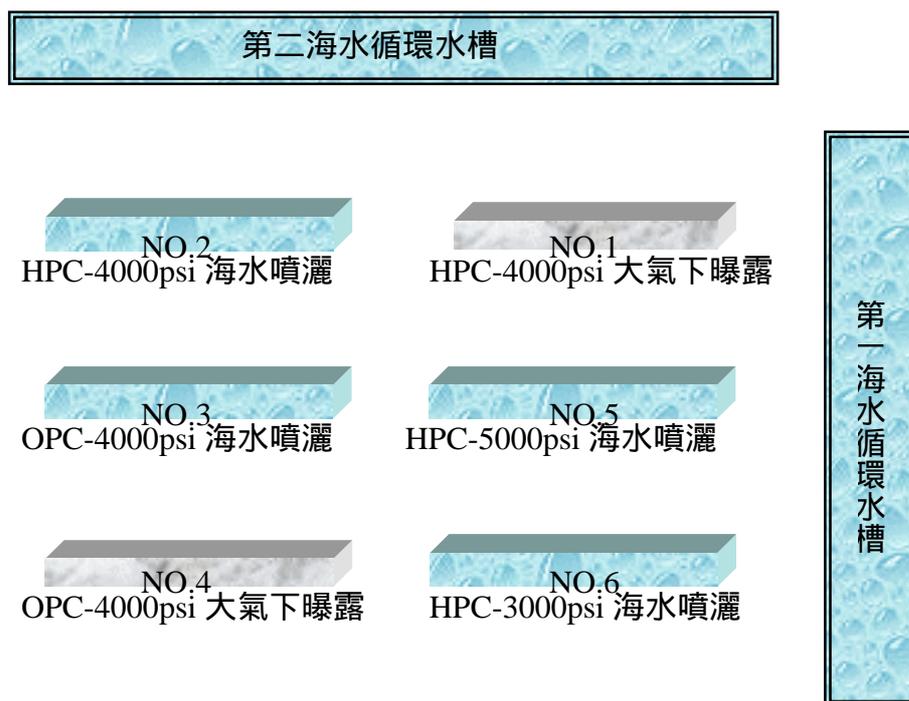


圖 4.4 試驗牆曝露位置配置圖

4.2.1.3 試驗方法與步驟

1. 混凝土試驗牆鑽心取樣

本研究之試驗是為破壞性試驗，試驗的主要目的是在決定結構體中部份區域之抗壓強度，同時取出之試體可做中性化試驗、超音波與電阻檢測。鑽心試驗是依據 CNS 規範中之規定，其取樣之試驗抗壓強度之圓柱試體，其試體直徑至少為最大粗粒料粒徑之 3 倍。鑽小試體長度最好為其直徑之 2 倍，或者不得小於其直徑。本次的鑽心試驗，於每面牆共鑽 3 顆試體，直徑為 7.5 公分，工作情形如照片 4.1 所示。

2. 中性化試驗

混凝土中的氫氧化鈣遇水後，會解離為鈣離子及氫氧離子，所以混凝土的 pH 值一般為 12~14，在此酸鹼度下鋼筋表面會形成一層具

有保護性之鈍化膜。然而空氣中的酸性物質(如二氧化碳、二氧化硫等)會降低混凝土的鹼度，其原先的 pH 值會降到 7~9 左右，此即混凝土之中性化。中性化不僅使混凝土失去保護鋼筋的作用，且破壞鋼筋表面的鈍化膜，使鋼筋在低鹼的環境下產生銹蝕；中性化的另一作用會加速混凝土的收縮，產生拉裂與結構破壞，對港灣構造物之影響更值得注意與防範。

測定混凝土中性化深度及中性化區域，最簡便也最常用之方法為酚太試劑，將現場所鑽取之混凝土試體或敲除之混凝土，放置在乾燥環境讓試體自然乾燥後，再將混凝土表面上噴灑酚太指示劑。

觀察指示劑顏色的變化，以判斷其中性化深度，該試劑在 pH 值在 8.5 以上之鹼性環境中會變為紅色，而 pH 值在小於 8.5 的環境下則為無色，實際測定則以剖面的分界點來判定未中性化程度。一般在維修時，即以此方法來判定應敲除混凝土劣化區域與決定修復範圍。中性化深度量測時最容易產生誤差有兩個：第一是指示劑不能放太久，否則混凝土變色不易；第二是混凝土試體取出後不能和空氣接觸太久，否則試體表面混凝土均已中性化就無從判斷混凝土中性化的深度。

3.鑽心試體抗壓試驗

鑽心試體進行抗壓試驗時應依以下之步驟進行:

(1)兩端平整處理

抗壓試驗用的圓柱體，其兩端需平滑並垂直於中軸，整個試體之直徑應相同，試體兩端平面上的突出物不得高出 5mm，並與垂直軸不得成 5°以上之角度，其直徑與試體之平均直徑相差不得大於 3 mm，超出上述三種情形時，需鋸切或鑿琢使合於上述規定。

(2)潮濕狀況

試體未進行抗壓試驗 40-48 小時前，需全部浸入保持室溫之飽和石灰水中，試體自水中取出後需即行試驗，自水中取出至試驗前之一段時間內，試體需覆以潮濕之麻布或棉毯，試驗需在試體潮濕狀況下進

行。

(3)蓋平

抗壓試驗之試體，兩端需平整以符合 CNS 1230 混凝土抗壓及抗彎在試驗室澆置及養濕法之要求。

(4)度量

試驗前應先量蓋平後之試體長度，準確至 1mm。其平均直徑取試體長之中央，量二個成直角之直徑再平均得之，亦需準確至 1mm。

(5)試驗

可依 CNS1232 混凝土圓柱試體抗壓強度之檢驗法試驗之。

(6)計算及報告

試體受力方向，與原結構物內受力方向之關係，需在報告內註明。試體之抗壓強度，可根據其平均直徑，算出每平方公分所受壓力。如試體長度直徑比小於 2 時，可將求得之抗壓強度乘以表 4.3 之更正因數(表中未列入之值，可由插入法求知)。

表 4.3 圓柱試體長度直徑比 (資料來源：CNS 1238)

試體長度直徑比	1.75	1.50	1.25	1.10	1.00
強度修正因數	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

抗壓試驗採用 ELE2000KN 之抗壓試驗機，試驗方法依據中國國家標準 CNS 1232 規範。

4.超音波脈波速度量測

使用英國 CNS 儀器公司出品之 PUNDIT(Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester)超音波脈波速度測定儀，量測在硬固混凝土材質內超音波脈波之傳遞速度，了解混凝土之品質狀況。儀器本體主要包括時間顯示器及脈波發射器和接收器等兩部份。其應用於混凝土強度檢測之原理為利用脈波發射器，將超音波脈波傳

入混凝土中利用接收器量測脈波在其內部之傳遞時間，再依據脈波的傳遞路徑計算脈波速度。

試驗進行時，依其發射探頭與接收探頭之位置，分為直接法、半直接法及間接法三種。前二種方法可得較令人滿意的結果。故實際檢測時，多應用直接法求出速度後，配合混凝土試體密度及彈性模數，以判斷混凝土品質及均勻穩定程度。脈波速度與混凝土品質關係如表 4.4 所示，可作初步研判^[12]。

表 4.4 超音波脈波速度與混凝土品質之關係^[12]

脈波速度(m/sec)	混凝土品質判別
<2500	不良
2500~3000	中等
>3000	優良

本研究之超音波試驗是針對鑽心試體進行量測，其試驗儀器如照片 4.2 所示。

5. 電阻係數試驗

以英國 Colebrand Advanced Engineering 公司之四探針並排之電阻量測儀器，量測時盡量避開或遠離鋼筋位置，將混凝土表面磨平，四個探針接觸表面按下，即可由儀板上讀出電阻值。圖 4.5 為四針式之電阻量測儀器示意圖，試驗儀器如照片 4.3。混凝土電阻係數與其中所含鋼筋之活性程度之關係如表 4.5 所示^[13]。

表 4.5 混凝土電阻係數與鋼筋腐蝕活性之關係⁽¹³⁾

電阻係數(kohm.cm)	鋼筋腐蝕活性程度
<5	非常高
5-10	高
10-20	低/中等
>20	低



照片 4.1 混凝土試驗牆鑽心試驗



照片 4.2 超音波試驗儀

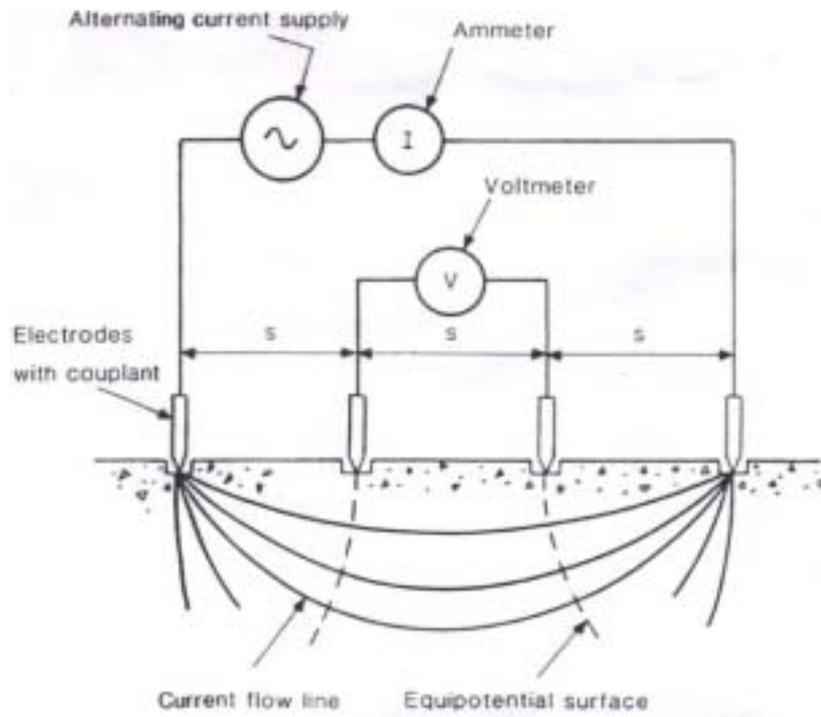


圖 4.5 四探針式之電阻量測示意圖



照片 4.3 混凝土電阻係數量測儀

6. 腐蝕電位量測

依據 ASTM C-876 規範⁽¹²⁾之方法，量測鋼筋的腐蝕電位。量測採用的參考電極為 Ag/AgCl，以海綿潤濕包裹參考電極前端，增加電荷傳導效應。量測時先將電位計上的「-」端與參考電極一端相接，而「+」端則與自鋼筋表面接出的導線相接，待電位計讀數穩定後，記錄其上所顯示之鋼筋腐蝕電位值。

偵測混凝土中鋼筋保護電位之參考電極，由於須埋置混凝土中，因此其規格必須適合埋置混凝土環境使用。本實驗評估二種埋置式參考電極於鹽害混凝土環境之使用效果，參考電極種類分別 MnO₂ 及 Ag/AgCl 見照片 4.4、4.5。為避免電位測量產生 IR drop 造成誤差，埋置時參考電極感應端與鋼筋保持 1~2cm 距離。本實驗牆試體中埋置之參考電極位置如圖 4.3 所示。根據 ASTM C-876 的建議，當以 Cu/CuSO₄ 參考電極來量測鋼筋腐蝕電位時，其腐蝕狀況可以根據下表 4.6 來判斷。

表 4.6 ASTM C-876 鋼筋電位值與腐蝕機率之關係^[12]

電位值範圍	鋼筋腐蝕狀態
-200mv < 電位值	90 % 機率不腐蝕
-350 < 電位值 < -200mv	腐蝕可能發生
電位值 < -350	90 % 機率發生腐蝕

7. Anode-Ladder System 監測系統量測

本研究採用德國製之 Anode-Ladder System 腐蝕監視系統，該系統包含了 1.陽極梯(Anode Ladder-AL)內含 6 根單獨的陽極元件及溫度偵測器。2.陰極桿(Cathode Bar-C)，為一塗上白金的鈦金屬桿，其直徑為 8mm，長度為 40cm。3.連接電纜線，主要連接(Sensor 與 terminal box)。4.終端盒(Terminal box-Tbox)，見照片 4.6。5.可攜式 CANIN 量測儀，

照片 4.7。

Anode Ladder System 之原理，乃是將數個陽極金屬埋置在不同深度的混凝土內，與在其附近之陰極桿形成一個通路，(見圖 3.6 所示)，由於混凝土之表面會有氯離子，二氧化碳及氧的滲入，只要臨界氯離子含量和碳化並未到達第一個陽極(A_1)的表面，所有的電流是小的忽略，但當 A_1 受到氯離子及二氧化碳之作用，則會與陰極之間增大電流，然而其他的電極是零。隨著時間的增長，其他的陽極也開始受到腐蝕，藉由連續的量測電流，則可得到臨界氯離子含量或 CO_2 侵蝕的深度與時間的關係。有了這些的數據後，鋼筋的腐蝕時間是可以被預估的。其原理如圖 4.6 所示。

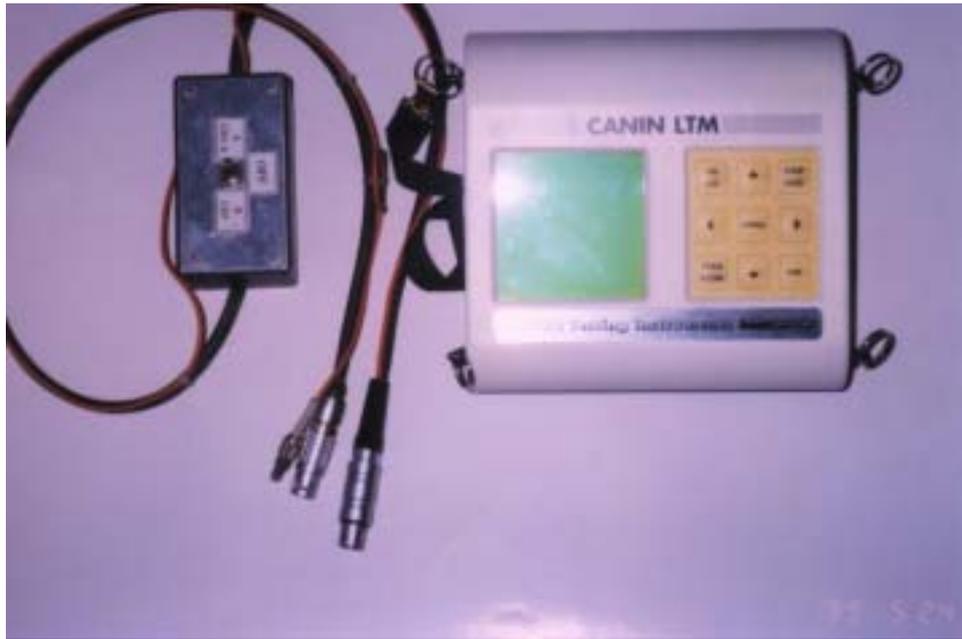
本試驗的 Anode -Ladder-System 之排置見詳圖 4.7 所示。試驗量測為 $A_1\sim A_6$ 與陰極之電位、電流及各陽極間之電阻作為判斷 $A_1\sim A_6$ 之陽極（亦就是在模擬不同混凝土保護層厚度下）腐蝕現況。如果此系統能正確評估內部鋼筋之腐蝕現況，即可應用於新建工程之結構體內，以便隨時監控混凝土及其內部鋼筋之現況。



照片 4.4 MnO₂ 參考電極



照片 4.5 AgCl 參考電極



照片 4.6 Anode-Ladder-System 腐蝕監視系統



照片 4.7 可攜式 CANIN 量測儀

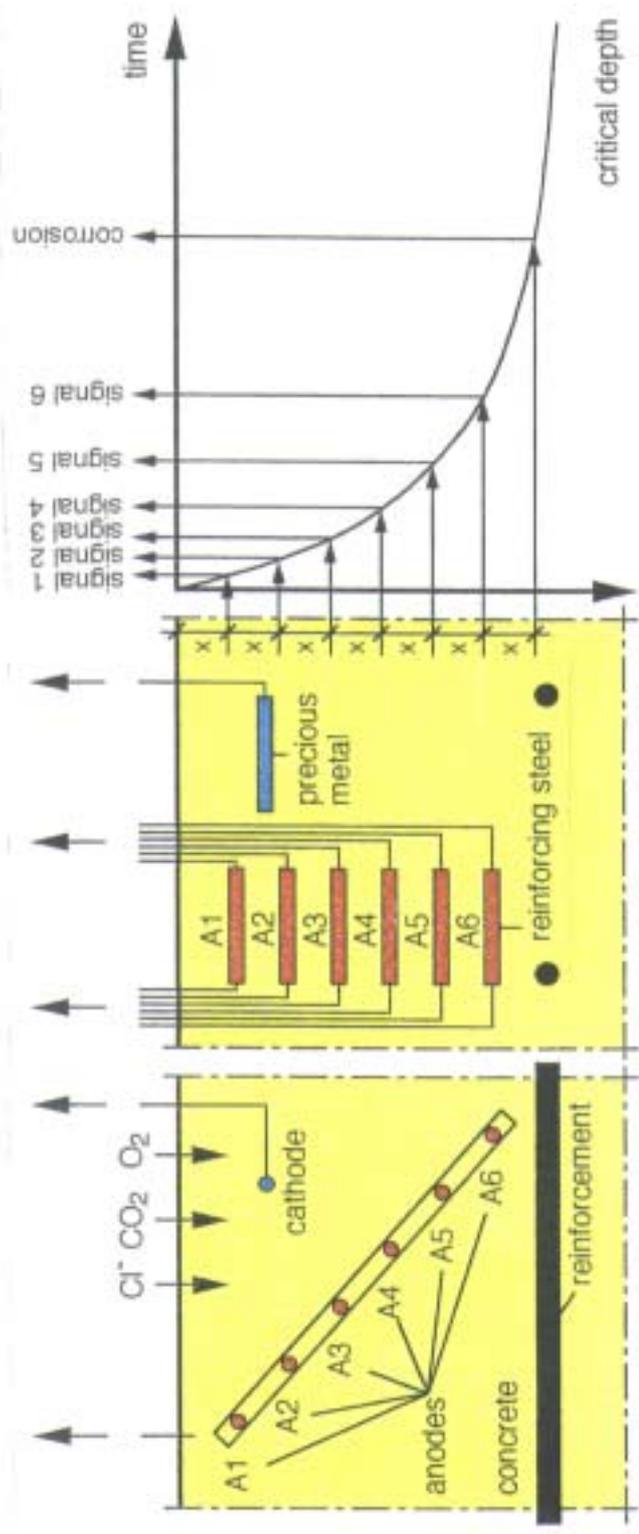


圖 4.6 Anode-Ladder-System 之原理

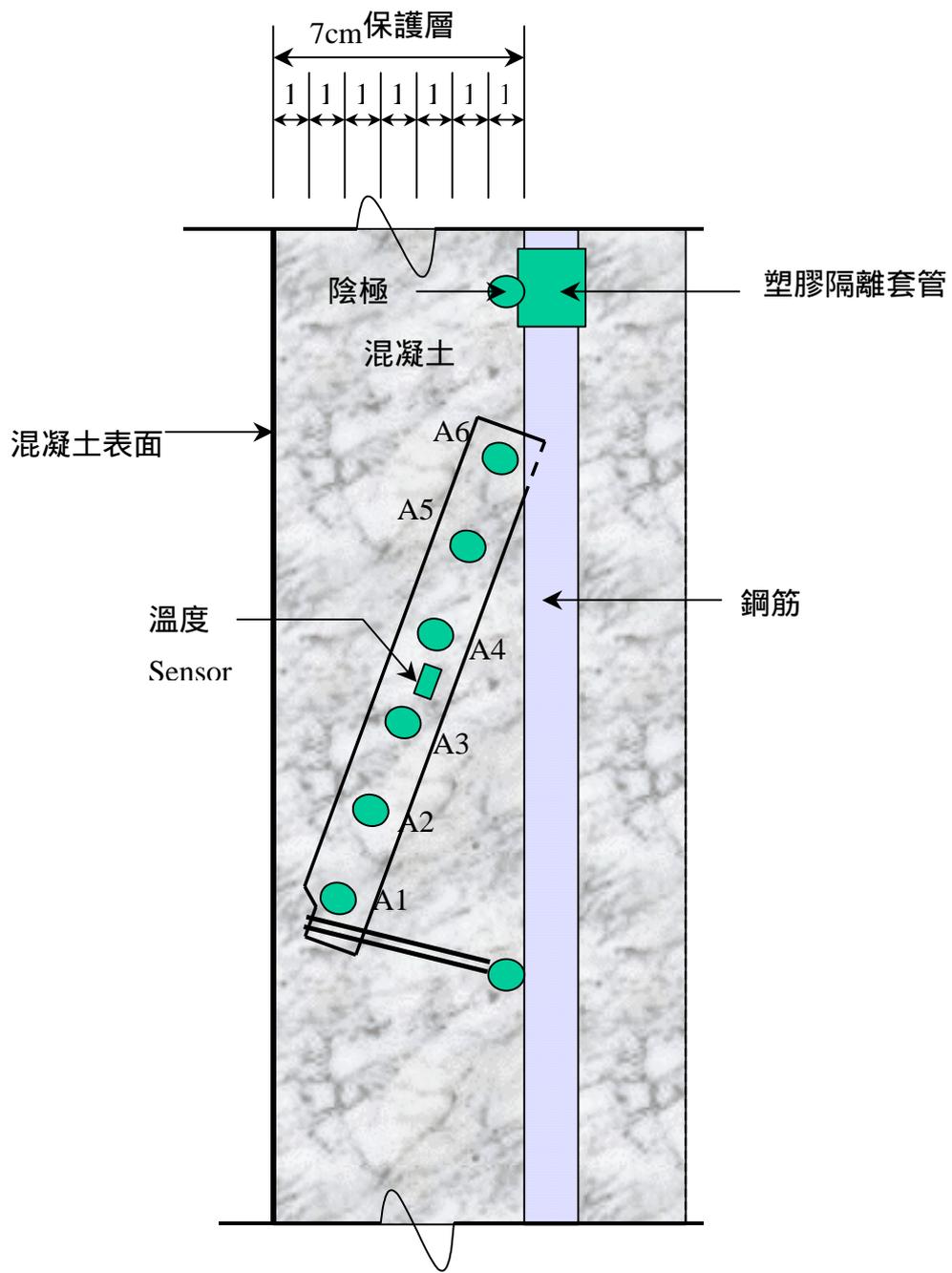


圖 4.7 Anode-Ladder-System 之排置詳圖

4.2.2 水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之性質

4.2.2.1 試驗規劃

採用 ACI 混凝土配比設計法，設計出一般混凝土的配比，再以水庫淤泥取代混凝土中的細粒料，進行漿體拌製之基本性質試驗，以及硬固後之各項試驗。試驗流程如圖 4.8 所示。

4.2.2.2 混凝土之使用材料

- (1)水泥：卜特蘭 型水泥。
- (2)拌合水：自來水。
- (3)粒料：粗粒料最大粒徑 1/2”，細粒料之細度模數 FM 為 2.70，粒料之物理性質如表 4.7。
- (4)水庫淤泥：採用石門水庫之淤泥，其物化性如下^[14]。

表 4.7 粒料之基本物理性質

物理性質	粗粒料	細粒料 (河砂)
細度模數 (FM)	-	2.70
比重 (SSD)	2.58	2.58
吸水率 (%)	1.72	2.20
乾單位重 (kg/m ³)	1529	-
乾比重	2.61	2.63
含水量 (%)	0.17	0.6

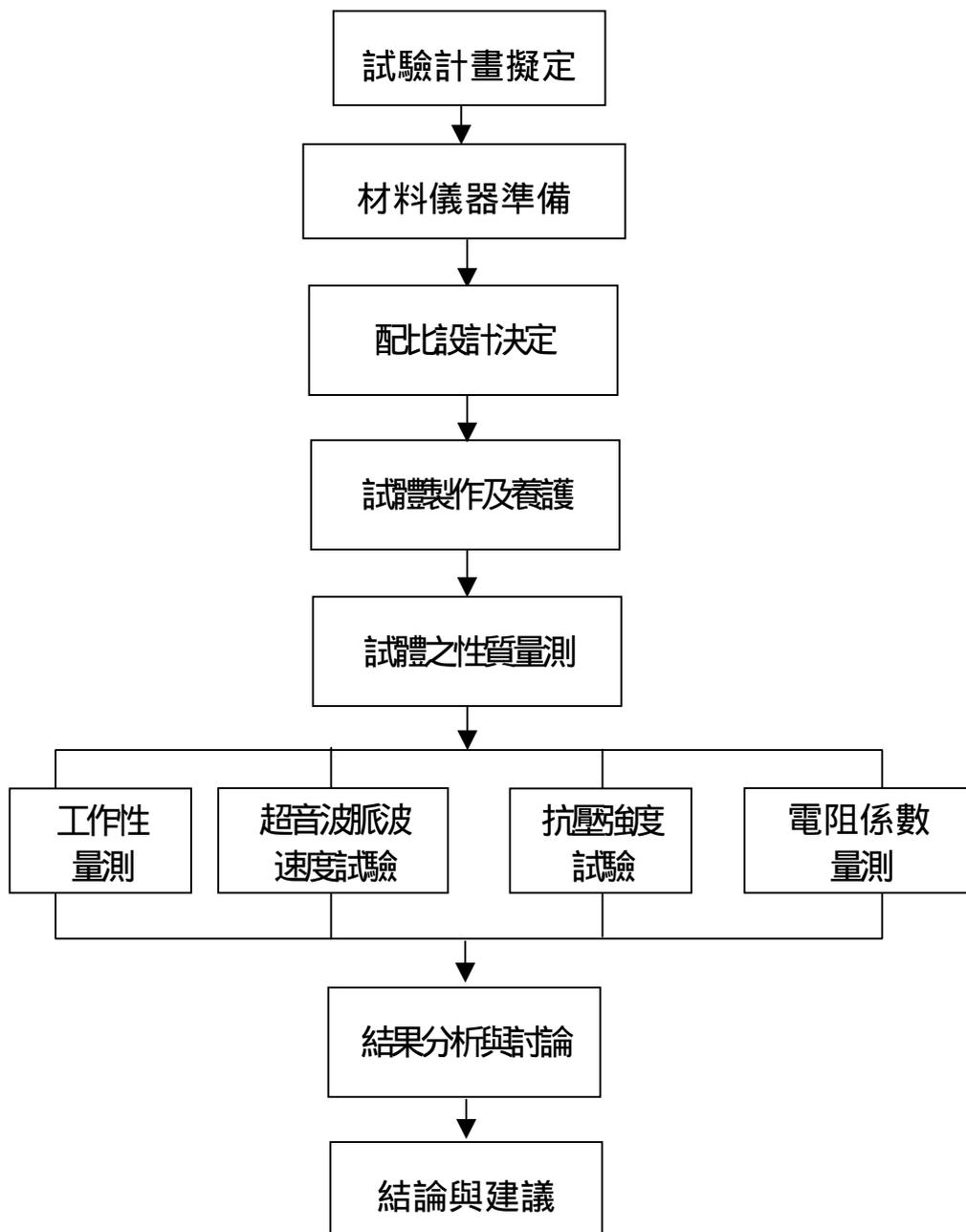


圖 4.8 試驗流程

1. 物理性質

依據底泥及集水區土壤樣體黏土礦物之組成及其含量標準分類，石門水庫沈積之淤泥多為伊利石（Illite）與綠泥石（Chlorite），其化學成分中矽佔 60.95 %、鋁佔 17.48 %、鐵佔 6.6 %，為既細又稠的高塑性黏土，且經由石門水庫第五號沈澱池之淤泥採樣，實際分析淤泥之物理、化學性質結果如表 4.8 及表 4.9 所示：由表 4.8 石門水庫淤砂物理性質成果表可知，第五號沈澱池之淤泥含水量平均為 27.06%，當地比重為 2.73，孔隙比在 0.76% 1.02%之間，液性限度約為 49.67%，塑性限度約為 29.55%，塑性指數約 20.12%。

2. 化學性質

依據表 4.9 石門水庫淤砂化學性質分析表可知，水庫淤泥之有機質含量約為 4.58% 4.73%，自然含水量介於 27.8 29.04%，總固體物平均值約為 71.60。而重金屬鎘、鉻、汞含量甚至低於儀器可偵測出之濃度。對於浚渫棄土是否導致土壤重金屬污染之問題，由檢測結果顯示浚渫土之重金屬含量很低，故此項顧慮應可排除。

表 4.8 石門水庫淤砂物理性質表

土樣編號	含水量 (%)	比重 (g/g)	孔隙比 (%)	液性限度 (L.L.) (%)	塑性限度 (P.L.) (%)	塑性指數 (P.I.) (%)
1	25.92	2.73	0.812	49.07	30.91	18.16
2	26.55		1.025	52.39	21.88	30.51
3	28.72		0.764	47.56	28.19	19.37
平均	27.06	2.73	0.867	49.67	29.55	20.12

附註： 依美國統一土壤分類表，判定淤泥為 ML（無有機質土壤，粉土）及 OL（有機質粉土）。

表 4.9 石門水庫淤砂化學性質分析表 (1/3)

樣品號碼	成分分析					平均值與標準偏差
	1	2	3	4	5	
PH	7.08	6.70	6.71	6.75	6.88	6.82±0.160
EC(導電度)	393	310	343	437	296	355.8±58.77
含水量(%)	27.85	29.04	28.47	29.03	27.59	28.40±0.665
灰份(%)	67.53	66.23	66.88	66.35	67.83	66.96±0.706
可燃份(%)	4.62	4.73	4.65	4.62	4.58	4.64±0.056
總固體物(%)	72.15	70.96	71.53	70.97	72.41	71.60±0.665

表 4.9 石門水庫淤砂化學性質分析表 (2/3)

單位：ppm

樣品號碼	金屬總量					平均值與標準偏差
	1	2	3	4	5	
Pb	28.22	28.72	29.07	28.29	26.83	28.23±0.853
Cd	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Cr	17.82	14.36	15.77	17.01	16.71	16.35±1.333
Cu	30.20	26.74	26.61	26.34	25.31	27.04±1.854
Zn	138.62	146.57	124.17	127.80	123.03	132.04±10.19

附註：ND—not detected，濃度過低無法偵測。

表 4.9 石門水庫淤砂化學性質分析表 (3/3)

單位：ppm

樣品號碼	溶出試驗 (TCLP)					平均值與標準偏差
	1	2	3	4	5	
Pb	ND	ND	0.06	0.07	0.09	0.04±0.042
Cd	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Cr	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Cu	0.08	0.02	0.01	0.04	0.02	0.03±0.028
Zn	1.08	1.38	0.95	1.45	0.91	1.15±0.248

附註：ND—not detected，濃度過低無法偵測。

4.2.2.3 混凝土配比

本研究以 ACI 混凝土配比設計法設計, 試體水灰比為 0.45 與 0.60, 設計強度分別為 450kg/cm^2 及 300kg/cm^2 , 漿體拌製所需之用量, 如表 4.10~4.11 所示。

表 4.10 配比 A(水灰比 0.45)

編號	粗粒料 (kg/m^3)	細粒料 (kg/m^3)	水 (kg/m^3)	水泥 (kg/m^3)	淤泥取代 細粒料 (kg/m^3)
AR	863	718	218	484	0 %
AD	863	718	218	484	100 %

表 4.11 配比 B(水灰比 0.6)

編號	粗粒料 (kg/m^3)	細粒料 (kg/m^3)	水 (kg/m^3)	水泥 (kg/m^3)	淤泥取代 細粒料 (kg/m^3)
BR	863	819	218	363	0 %
BD	863	819	218	363	100 %

4.2.2.4 試體編號

試驗共有二個不同之配比, 水灰比 0.45 配比其編號為 A, 水灰比 0.60 配比其編號為 B, 若水庫淤泥未取代細粒時第二編碼為 R, 若使用水庫淤泥取代細粒時第二編碼為 D。

4.2.2.5 試驗方法與設備

1. 抗壓強度試驗

採用 ELE2000KN 之抗壓試驗機, 試驗方法依據中國國家標準 CNS

1232 規範。

2. 超音波脈波速度量

可參考 4.2.1.3 節之第 4 點

3. 電阻係數試驗

可參考 4.2.1.3 節之第 5 點

4.2.3 混凝土鹼質與粒料反應

混凝土發生鹼質與粒料反應會導致混凝土開裂、龜裂、起泡爆裂，大幅降低其抗拉、抗壓強度和動彈性模數等力學性能，影響構造物設計功能，間接引起混凝土內部鋼筋腐蝕，造成構造物崩毀，降低其使用年限，使經濟蒙受重大損失受損危及人民生命財產安全，1995 年日本神戶大地震部份橋墩因鹼質與粒料反應造成損壞即為典型案例。

國內混凝土鹼質與粒料反應之調查研究，發現台灣東部部份地區之砂石具有活性，少數混凝土構造物如消波塊、堤防、橋樑和擋土牆等有鹼質與粒料反應跡象^[15-17]；研究結果顯示適量添加飛灰、爐石粉等卜作嵐材料與氫氧化鋰等添加劑可改善或抑制鹼質與粒料反應之發生，為確保混凝土構造物使用安全，建議新建或維護之混凝土結構物，應針對混凝土材料，尤以水泥和砂石粒料，事先進行有關鹼質與粒料反應之試驗與檢測^[17,18]。

鹼質與粒料反應發生時間多在構造物完工 5 ~ 12 年後，一旦發生損壞，其影響層面相當重大。由於台灣地區具備產生鹼質與粒料反應所需之高濕度和高含鹽分等條件，未來混凝土如發生鹼質與粒料反應，加上颱風、地震等天災侵襲，將嚴重威脅混凝土構造物安全，故如何早期發現混凝土鹼質與粒料反應危險，並採取適當之防制對策(包括補強、維修、強化、更新等)，對混凝土材料與構造物建立可供信賴的規範與檢測方法，為確保混凝土構造物安全、避免遭受重大損失的重要課題。

本節將以目前檢測混凝土鹼質與粒料反應常用之水泥砂漿棒測長法，選定兩種東部砂石與大甲溪粒料各添加不同摻料進行試驗，期能提供相關單位選用粒料及摻料參酌使用，以達抑制混凝土鹼質與粒料反應發生，確保混凝土工程品質之目的。

4.2.3.1 試驗計畫

1. 岩種及粒料試樣取樣

本研究首先蒐集國內相關文獻，依實際可能使用粒料來源，選定東河、三仙台等具高活性粒料地區之岩石及多為非活性粒料之大甲溪粒料。其中，三仙台主要岩種為紅色及綠色斑狀安山岩，東河為紅色、綠色及黃色斑狀安山岩、石灰石、變質砂岩^[18]。

2. 試驗方法及試驗流程

上述試樣取回試驗室後，經破碎、過篩、清洗及調整級配等程序，依據 ASTM C227 砂漿棒法、ASTM C1260 快速砂漿棒法等規範進行試驗，將含鹼量均調整為 1.0%，水泥砂漿棒水灰比採固定值 0.47。

研究進行步驟如下：

- (1) 檢測水泥成份及採集岩石與粒料試樣。
- (2) 將岩石與粒料試樣經破碎、過篩、調整級配後，依設計之水灰比、含鹼量、摻料等因素，分別進行 ASTM C1260 快速水泥砂漿棒試驗、ASTM C227 傳統水泥砂漿棒試驗，並在規定齡期量測試體長度變化。摻料種類包括飛灰、水淬爐石粉、石門水庫淤泥、活性粉（粒徑小於#200 篩）等。

4.2.3.2 試驗材料

- 1.水：ASTM C227 浸泡溶液使用去離子水，ASTM C1260 為蒸餾水。
- 2.水泥：成份如表 4.12 所示。

表 4.12 水泥成份檢測報告

試驗項目		樣品名稱			
		CNS 規範	台泥品牌水泥		
物 理 試 驗	細度	比表面積 cm^2/g	2800	3620	
化 學 成 份 %	SiO ₂			20.40	
	Al ₂ O ₃			5.38	
	Fe ₂ O ₃			3.27	
	CaO			61.88	
	MgO		6.0	3.85	
	SO ₃		3.5	2.43	
	Na ₂ O			0.30	
	K ₂ O			0.58	
	Eq. Na ₂ O = (Na ₂ O + 0.658 K ₂ O)			0.68	
	礦 物 組 成	C ₃ S			45.0
		C ₂ S			25.0
C ₃ A			8.7		
C ₄ AF			10.0		

3.非活性粒料：使用大甲溪粒料作為非活性粒料。

4.摻料：包括飛灰、水淬爐石粉、石門水庫淤泥、活性粉等。

5.試體含鹼量調整之藥劑及方法：試體含鹼量以添加 NaOH 調整之，添加方法如下列公式，砂漿棒材料配比如表 4.13 所示。

$$\text{NaOH添加量} = \left[\frac{\text{設計含鹼當量} - \text{水泥含鹼當量}}{\text{Na}_2\text{O分子量}} \right] \times 2 \times \text{NaOH分子量}$$

4.2.3.3 試驗器材

1.粒料處理

使用破碎機、顎碎機、細粒料搖篩機、烘箱等器材。

2.ASTM C227 砂漿棒法試驗設備

使用電子秤、拌合機、砂漿棒模具、砂漿棒儲存箱、養護箱、比長儀。

3.ASTM C1260 加速砂漿棒法試驗設備

使用電子秤、拌合機、砂漿棒、砂漿棒儲存箱、養護箱、恆溫橫濕水槽、比長儀。

4.2.3.4 試驗步驟

1.粒料處理

經過破碎、過篩、清洗、烘乾及儲存等過程。

2.ASTM C227 水泥砂漿棒法

依據 ASTM C227 之養護條件定期量測養護期間之水泥砂漿棒長度變化，評估某一水泥與粒料組合是否具發生鹼質與粒料反應潛勢。本試驗法較不適於檢驗鹼—碳酸鹽反應，因為此種反應所引起之水泥砂漿棒膨脹量，通常甚小於鹼—氧化矽之反應所致者。試驗流程如圖 4.9 所示。

表 4.13 砂漿棒材料配比 (0.513m³/每盤)

試體 編號	水泥	水	粒料							添加料	備註
			來源	#8	#16	#30	#50	#100	活性粉		
A	828.0	388.8	大甲溪	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	0	----
AF20	662.4	388.8	大甲溪	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	165.6	20%飛灰
AS40	496.8	388.8	大甲溪	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	331.2	40%爐石粉
AW10	745.2	388.8	大甲溪	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	82.8	10%沉泥
AR10	828.0	388.8	大甲溪	167.4	419.0	419.0	419.0	251.1	186.2	0	10%活性粉 取代粒料
B	828.0	388.8	東河	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	0	----
BF20	662.4	388.8	東河	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	165.6	20%飛灰
BS40	496.8	388.8	東河	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	331.2	40%爐石粉
BW10	745.2	388.8	東河	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	82.8	10%沉泥
BR10	828.0	388.8	東河	167.4	419.0	419.0	419.0	251.1	186.2	0	10%活性粉 取代粒料
C	828.0	388.8	三仙台	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	0	----
CF20	662.4	388.8	三仙台	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	165.6	20%飛灰
CS40	496.8	388.8	三仙台	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	331.2	40%爐石粉
CW10	745.2	388.8	三仙台	186.0	465.6	465.6	465.6	279.0	0.0	82.8	10%沉泥
CR10	828.0	388.8	三仙台	167.4	419.0	419.0	419.0	251.1	186.2	0	10%活性粉 取代粒料

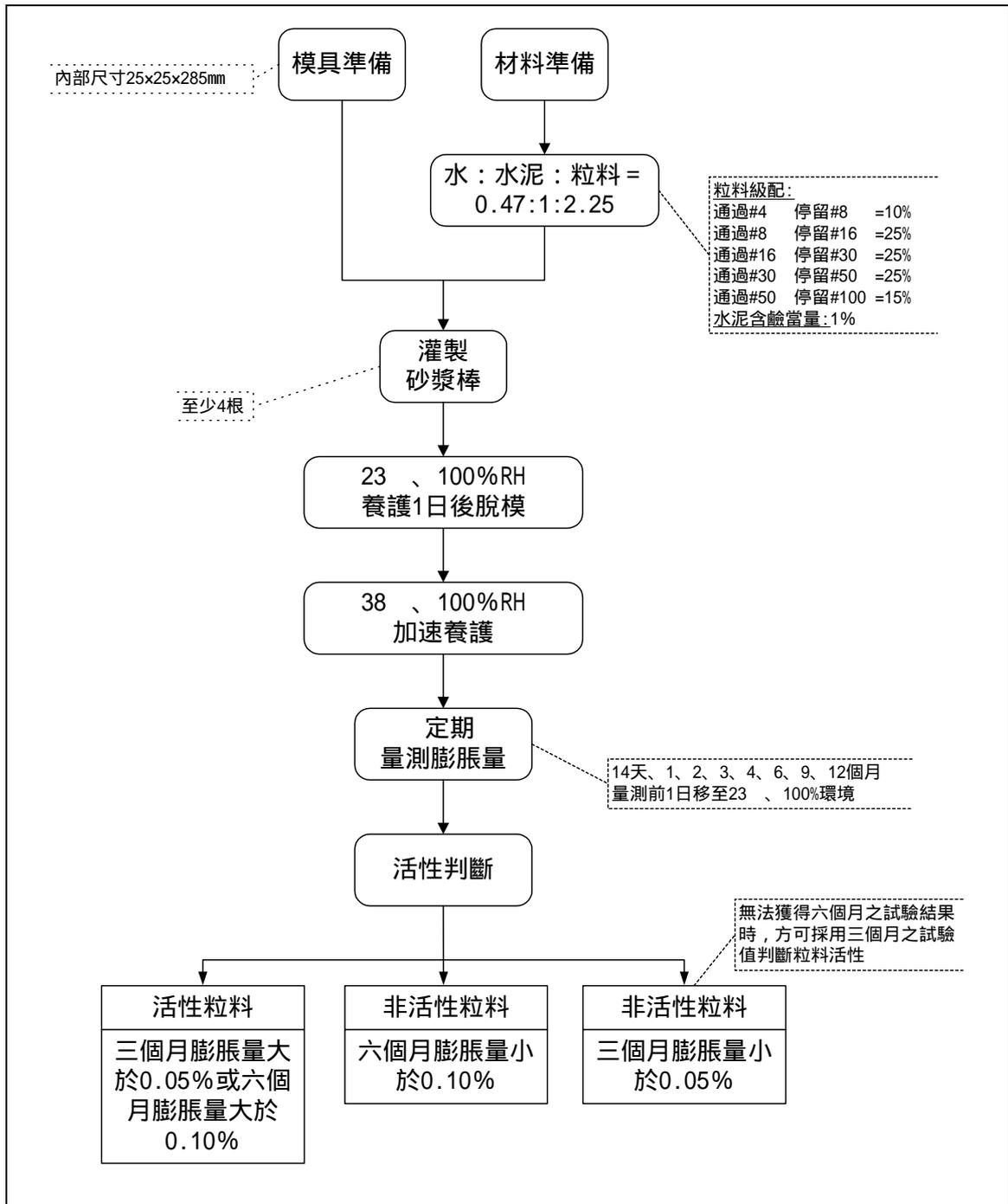


圖 4.9 ASTM C227 法試驗及鑑定粒料活性流程圖

3.ASTM C1260 加速水泥砂漿棒法

依據 ASTM C1260 量測儲存期間之水泥砂漿棒長度變化，判定粒料是否具反應活性。由於使用高溫高鹼的養護環境，本法特別適用於反應速率慢或反應晚期才產生膨脹之粒料；而有關水泥含鹼量、配比、試驗環境等則不在評估範圍內。另外，若發生過量膨脹量，則應再進行其他補充試驗以確認膨脹是由鹼—矽反應所引起。試驗流程如圖 4.10 所示。

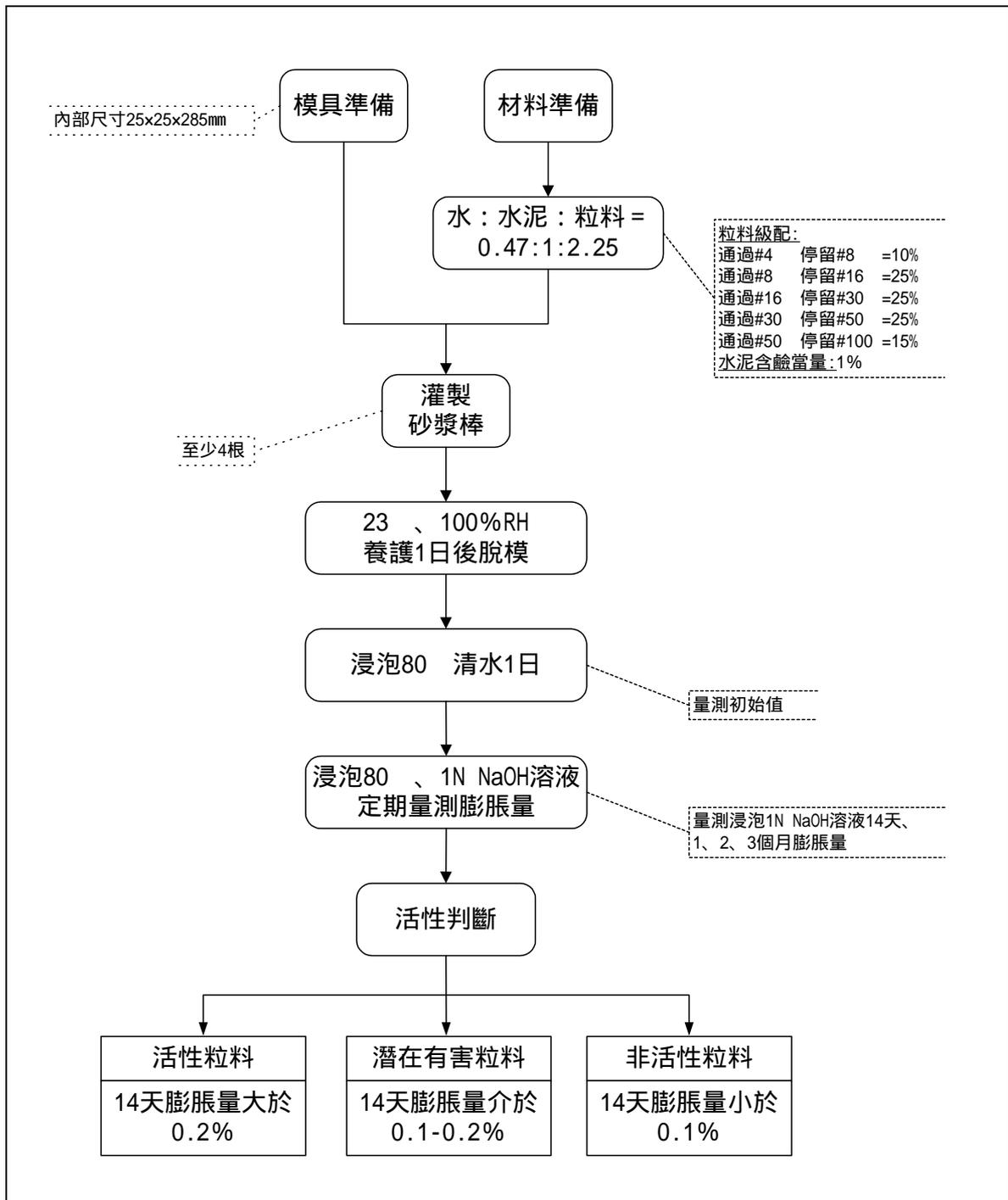


圖 4.10 ASTM C1260 法試驗及鑑定粒料活性流程圖

4.3 試驗結果與討論

4.3.1 高性能混凝土耐久性研究

1. 中性化試驗

本研究之中性化試驗，是將鋼筋混凝土試驗牆鑽心取下之試體，以酚太試劑進行檢測，檢測結果如表 4.14 所示。從表可發現持續兩年的量測也發現一般混凝土的中性化較大，且暴露於大氣下的較為嚴重，照片 4.8~4.9 為試驗牆混凝土鑽心試體中性化較為嚴重的 OPC 混凝土試體。

表 4.14 各試驗牆之中性化深度

混凝土配比	暴露環境	94 年量測 中性化深度(cm)	95 年量測 中性化深度(cm)
HPC-4000psi	Air	0.1	0.1
HPC-4000psi	Sea	0	0
OPC-4000psi	Sea	0.5	0.4
OPC-4000psi	Air	1.5	1.0
HPC-5000psi	Sea	0	0
HPC-3000psi	Sea	0	0

2. 超音波量測

超音波速測定，係藉由超音波脈動之傳遞以非破壞性之方式量測，由其傳遞速度瞭解混凝土之均勻性及組織之緻密性。

(1) 鑽心試體超音波量測

本試驗是量測六面試驗牆鑽心試體之超音波脈波速度，同時整理從 88 年起灌製之圓柱試體所量測各齡期之超音波脈波速度，量測結果整理如表 4.15 所示。從表中可看出經過六年之暴露試驗，其脈波速率均



照片 4.8 94 年量測中性化較為嚴重的 OPC 混凝土試體



照片 4.9 95 年量測中性化較為嚴重的 OPC 混凝土試體

大於 4.0km/sec，若從表 4.4 超音波脈波速度與混凝土品質之關係 > 3.0km/sec 其混凝土品質均屬優良，又從圖 4.11 發現高性能混凝土超音波脈波速度均大於一般混凝土，這也說明 HPC 較緻密，品質也較優。

表 4.15 鑽心與灌製試體之超音波脈波速度 (km/sec)

試驗牆 齡期	1	2	3	4	5	6	備註
7 天	3.721	3.721	3.711	3.711	3.914	3.72	灌製圓柱試體
14 天	3.840	3.840	3.823	3.823	4.031	3.850	
28 天	3.957	3.957	3.899	3.899	4.082	3.896	
56 天	4.001	3.999	3.914	3.976	4.110	3.948	
90 天	4.110	4.047	4.095	4.002	4.178	4.076	
180 天	4.206	4.218	4.129	4.059	4.263	4.163	
365 天	4.231	4.243	4.153	4.061	4.266	4.185	
545 天	4.237	4.300	4.18	4.080	4.285	4.226	
2350 天	4.595	4.628	4.201	4.147	4.625	4.618	
2615 天	4.588	4.601	4.211	4.201	4.618	4.599	

3. 鑽心試體電阻量測

混凝土電阻係數之大小在鋼筋混凝土結構物之腐蝕觀念中，可用來評估腐蝕電流通過混凝土介質的一種能力指標，電阻係數高表示電荷不易通過混凝土介質，電阻係數低則表示電荷較易流通，對混凝土內之鋼筋腐蝕威脅性高。此外，電阻係數亦可作為混凝土品質良窳鑑定標準之一。

表 4.16 為 94 年及今年 95 年鑽心試體量測之電阻係數值，從表可發現每一個配比的試體其電阻值均大於 30 K cm，依文獻表 4.5 得知電阻係數大於 20 K cm 其鋼筋腐蝕活性程度很低，而高性能混

土之電阻係數都比一般混凝土高，此乃可能是 HPC 較為緻密所致。

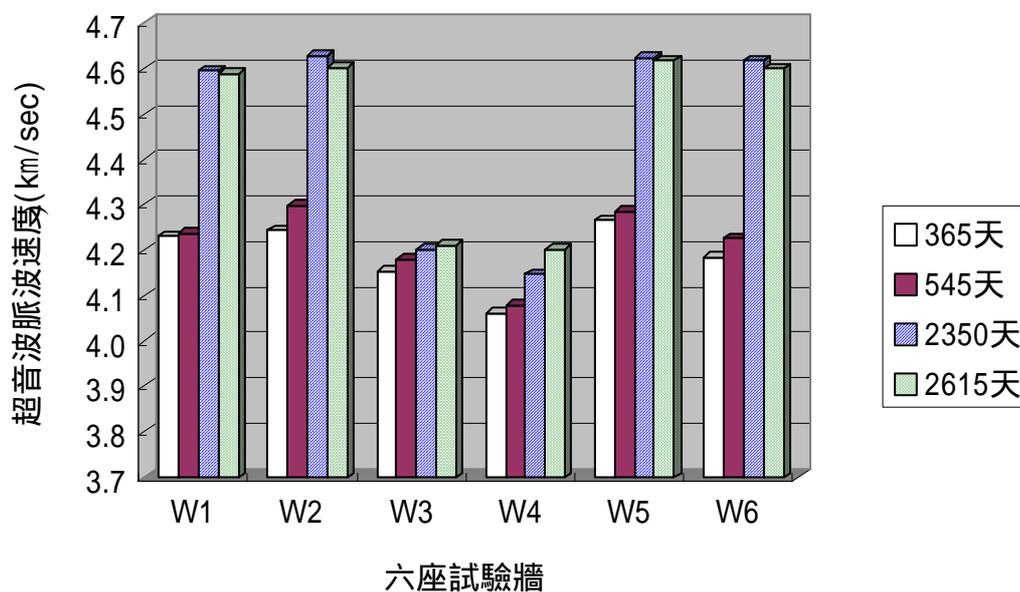


圖 4.11 超音波速之發展

表 4.16 鑽心試體之電阻係數

混凝土配比	暴露環境	94 年電阻係數 (K cm)	95 年電阻係數 (K cm)
HPC 4000psi	AIR	42.9	43.1
HPC 4000psi	SEA	44.4	45.3
OPC 4000psi	SEA	30.8	31.0
OPC 4000psi	AIR	34.2	34.6
HPC 5000psi	SEA	41.4	42.3
HPC 3000psi	SEA	51.8	52.1

4.抗壓試驗

混凝土之抗壓強度為現行混凝土品質控制之指標，在假定混凝土為均質材料之前提下，由混凝土單軸抗壓強度不但可知混凝土抗壓能力外，亦可評估混凝土之其他性質。例如抗壓强度高之混凝土，其彈性係數、抗拉強度、水密性及耐久性亦均較理想。

本研究經過兩年持續的量測，其抗壓強度見表 4.17 所示，強度發展如圖 4.12。從圖表中可看出各配比之高性能混凝土的強度均有提升之趨勢，而一般混凝土的強度卻有下降的情形，且從今年的量測也發現 HPC 之抗壓強度之發展已經趨於緩和，雖然本研究之試體為鑽心試體與先前灌製之圓柱試體不同，但仍可發現高性能混凝土經過超過 7.5 年的暴露試驗，其強度仍然未有降低，這可能是因為 HPC 有添加飛灰爐石等波索蘭材料，與水泥水化物產生波索蘭反應，使 HPC 結構更加緻密，而提升混凝土之晚期強度。然而一般混凝土的強度降低，也可從前面的中性化試驗得知 OPC 混凝土的中性化較為嚴重，其強度降低的原因可能是混凝土的正常老化所造成的結果。

表 4.17 鑽心與灌製試體之抗壓強度(kg/cm²)

試驗牆 齡期	1	2	3	4	5	6	備註
7 天	183	183	169	169	239	158	圓柱試體
14 天	228	228	192	192	299	180	
28 天	285	285	269	269	350	213	
56 天	305	311	282	280	405	255	
90 天	362	368	283	281	424	321	
180 天	407	419	306	285	520	391	
365 天	503	546	321	317	543	422	
545 天	534	580	389	351	586	474	
2350 天	599	629	342	299	591	525	鑽心試體
2645 天	603	634	350	301	594	531	

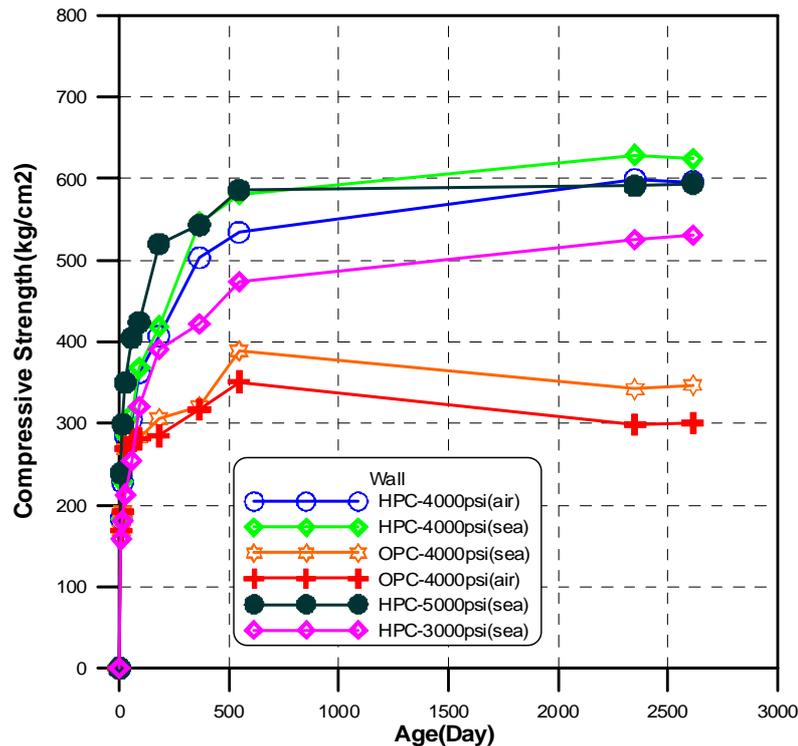


圖 4.12 混凝土之強度發展

5.腐蝕電位分析

本研究在各試驗牆埋設 MnO_2 與 $AgCl$ 等電極來量測混凝土電位變化。圖 4.13 為不同條件之 HPC 與 OPC 試體使用不同參考電極所測得之鋼筋腐蝕電位分佈情形。使用不同參考電極所測得之鋼筋腐蝕電位值似有明顯差距，事實上如換算以標準氫電極為基準零值電位時，則他們的電位值都應是一致的。因此圖 4.13 中各小圖內之用 MnO_2 與 $AgCl$ 電極所測得的電位值差距應介於 $-100 \sim -150mV$ 之間，顯然此兩種參考電極品質相當穩定，恰可相互對照校正。基本上 HPC 與 OPC 試體內之鋼筋，在試驗牆灌製後至水泥漿體大部份完成水化硬固階段（初期 0~30 天之間），電位變化最為激烈，從 $-500mV$ （以 $AgCl$ 為例說明各章節內之電位均已此表示之）上升至 $-200mV$ 附近，推就原因主要受到漿體內水分消長的影響，爾後隨著水泥漿體持續水化完全，漿體的穩定性與鹼性環境的上升，鋼筋之電位趨於穩定（小於 $-200mV$ ），亦即鋼筋處於鈍化狀態。本研究從去年(94 年)就持續量測，在經過 7.5 年期間，從圖 4.13 各小圖發現鋼筋腐蝕電位有持續下降之趨勢，但仍可比

較出 OPC 比 HPC 混凝土的腐蝕電位有較大的情形。

6. Anode Ladder System 之量測

圖 4.14 為以埋置於 HPC 及 OPC 試驗牆內之偵測元件(Anode Ladder System)所量測到不同保護層厚度處之陽極對陰極電位與時間之變化趨勢。從去年至今年量測之結果,大致並沒有多大變化,從圖可發現高性能混凝土的腐蝕電位在 $-5\sim-100\text{mV}$,而一般混凝土之電位在 $-5\sim-220\text{mV}$,OPC 比 HPC 之腐蝕電位有較大之趨勢,尤其是暴露在大氣下 OPC 混凝土其距離混凝土表面 1cm 的陽極梯,腐蝕電位達到 220mV 已經有腐蝕趨勢,同時由中性化試驗得知,該試驗牆之鑽心試體中性化最為嚴重,因此兩者間更可互相印證。

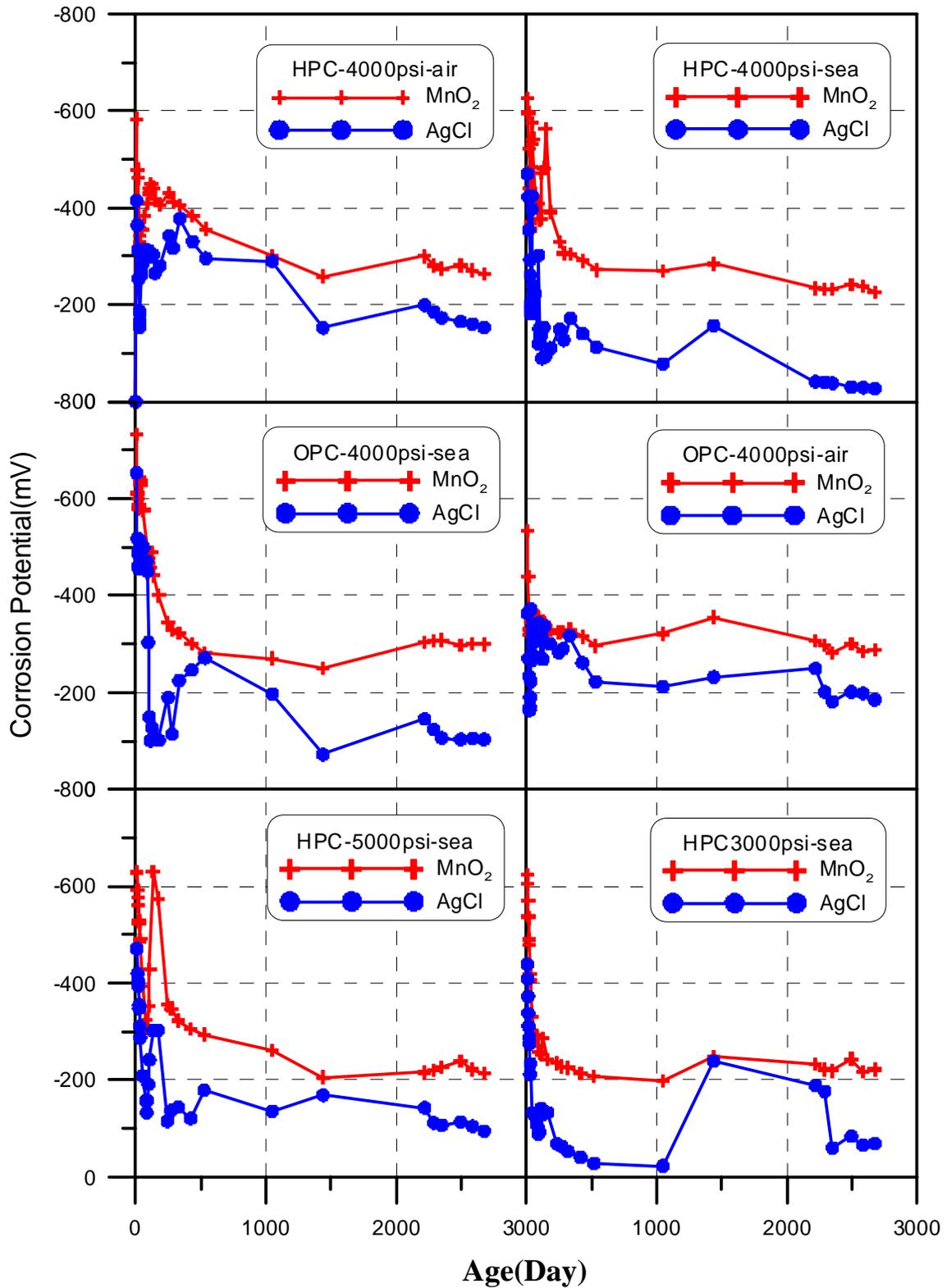


圖 4.13 腐蝕電位與齡期之關係

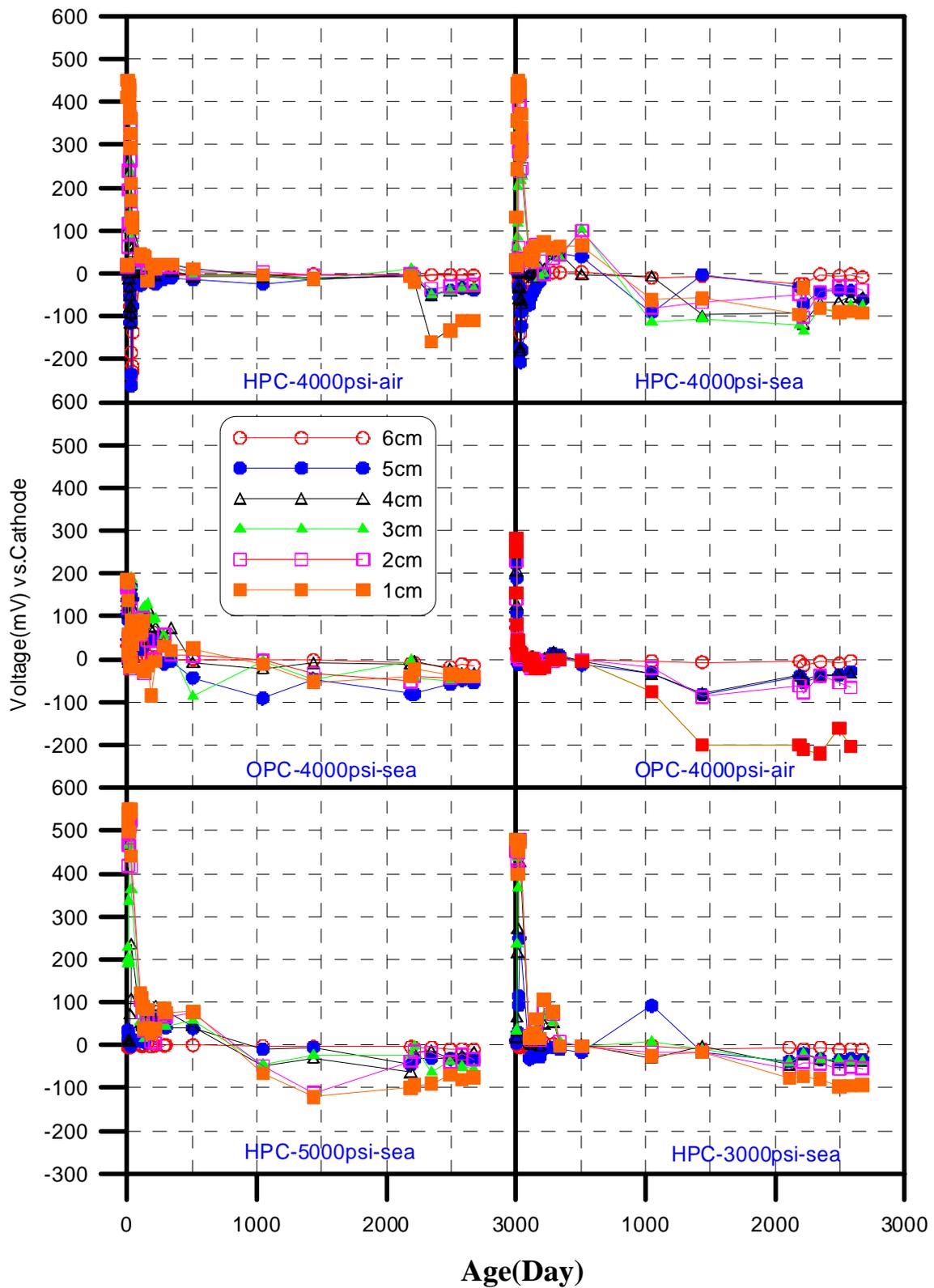


圖 4.14 Ladder System 各陽極對陰之電位與齡期關係

4.3.2 用水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之影響

1. 淤泥性質

本研究所使用之石門水庫淤泥都結成塊狀如照片 4.10 所示，故需先進行壓碎處理才可進行拌合。其粉碎方法則將塊狀淤泥放入洛杉磯磨損試驗儀(如照片 4.11 所示)內，同時製入鋼球，隨著機器轉動使淤泥塊進行粉碎，粉碎之淤泥經過篩網篩後如照片 4.12，再進行混凝土的後續研究。同時取出之淤泥也以雷射分析儀(如照片 4.13)分析其粒徑分佈，粒徑分佈曲線如圖 4.15 所示，從圖中淤泥的最大粒徑約為 0.015mm，若依統一土壤分類法粒徑小於 0.075mm 則可被歸類為粉土及黏土，又參考表 3.8 石門水庫淤砂物理性質，淤泥則被判定為 ML(無有機質土壤，粉土)及 OL(有機質粉土)

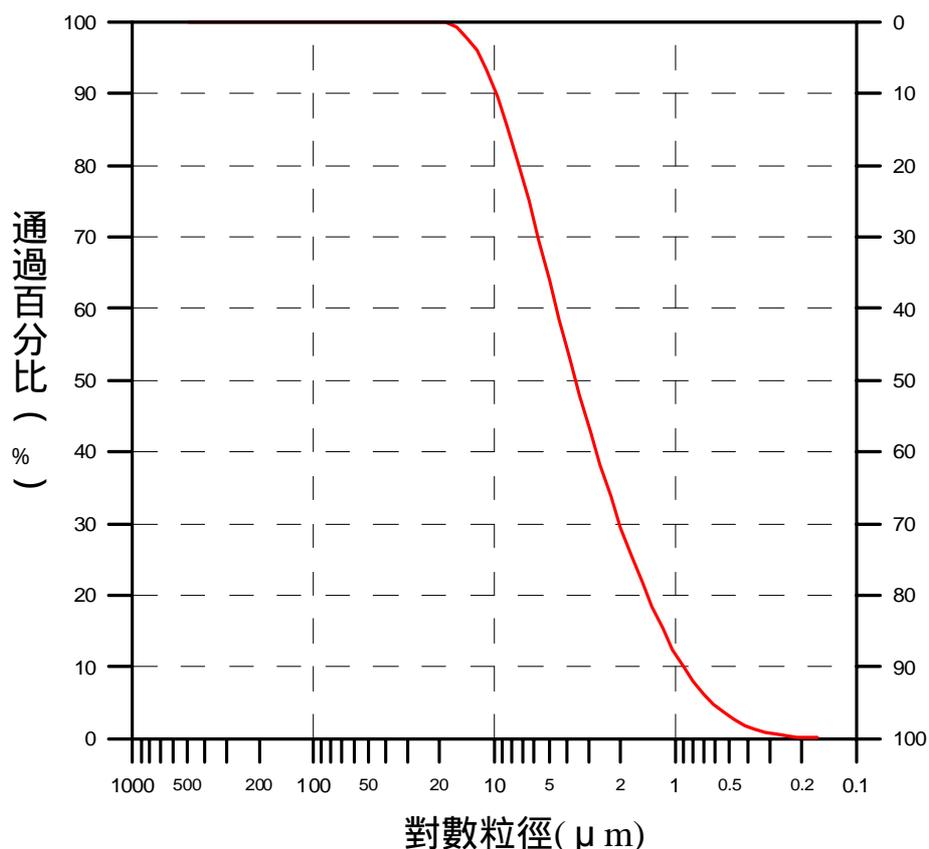


圖 4.15 淤泥粒徑分佈曲線



照片 4.10 塊狀水庫淤泥



照片 4.11 洛杉磯磨損試驗儀



照片 4.12 淤泥過篩



照片 4.13 雷射分析儀

2. 工作性與配比

本研究依 ACI 配比設計法所設計之配比，其配比 AR 與 BR 坍度均符合設計之需求，如照片 4.14~4.15 所示。但另外配比 AD 與 BD 經過拌合後發現以水庫淤泥取代細骨材的兩個配比在拌合鼓內混拌的混凝土都結成糰塊狀見照片 4.16，且依一般混凝土拌合的水量都不夠，故為使混凝土能順利拌製，經過試拌後以調整 AD 及 BD 的配比增加兩倍的用水量，以增加其工作性，但雖增加用水量，其工作性質還是不好，見照片 4.17 所示。



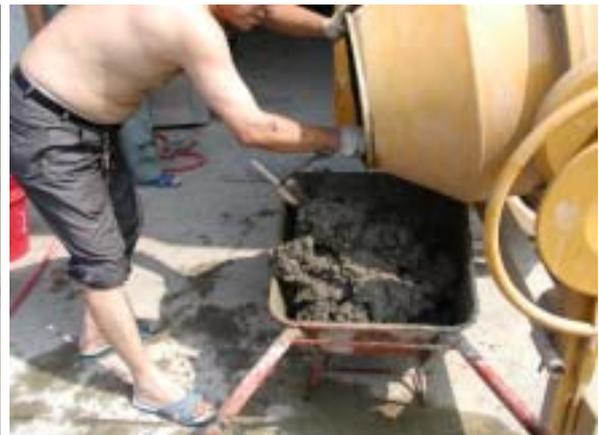
照片 4.14 編號 AR 配比之坍度



照片 4.15 編號 BR 配比之坍度



照片 4.16 水庫淤泥結成糰塊狀



照片 4.17 增加水量水庫淤泥之工作性

3. 抗壓強度

抗壓強度為混凝土品質控制之重要指標之一，如假設混凝土為均質材料時，單軸抗壓除了可知道混凝土抵抗壓力能力外，亦可推估其它物理性質，例如抗壓强度高時，相對其彈性模數、抗拉強度、水密性及耐久性亦均較為理想。

表 4.18 為彙整各配比試體之抗壓強度與養生齡期間之試驗結果，各配比試體之抗壓強度發展趨勢，則繪製於圖 4.16 至圖 4.17。從圖中可發現用水庫淤泥取代細骨材的配比 AD 及 BD 其強度與 AR 及 BR 配比比都低很多，這是必然的，因為本研究原本是以水庫淤泥來取代混凝土中的砂，但經過加入淤泥拌合後發現混凝土形成糰塊，根本無工作性可言，所以為了讓其能順利澆置，經過試拌發現加入原配比兩倍的用水量，才稍有工作性。當然水灰比變大，其抗壓強度一定會降低。又從圖表中顯示配比 A 之各類型試體之抗壓強度均較配比 B 高出甚多，驗證低水灰比可得較高強度混凝土。

表 4.18 試體抗壓強度試驗結果 (kg/cm²)

試體編號	齡期			
	7 天	14 天	28 天	56 天
AR	427	491	534	570
AD	101	138	143	151
BR	355	407	467	491
BD	51	66	83	90

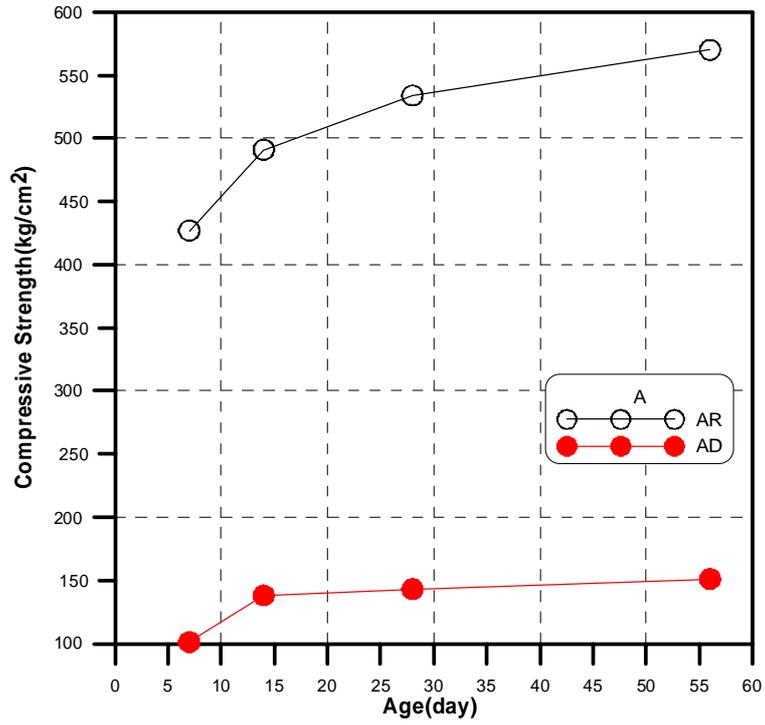


圖 4.16 配比 A 試體之抗壓強度發展趨勢

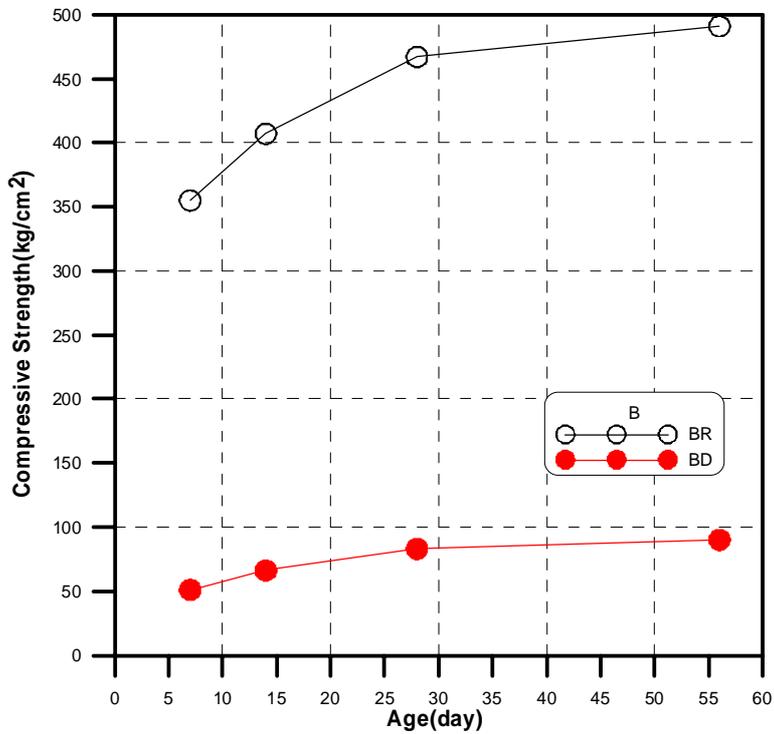


圖 4.17 配比 B 試體之抗壓強度發展趨勢

2. 超音波脈波速度

超音波脈波速度量測，係藉由超音波脈動在介質內之傳遞速度之快慢，可評估受測介質內部之均勻性及其組織之緻密性為何？當介質緻密時則脈波速度快，若介質內部有孔隙或裂縫存在時，則其脈波速度顯著變慢。

表 4.19 及圖 4.18 為各配比試體進行超音波脈波速度量測所得之結果。從圖表顯示配比 AR 及 BR 的一般混凝土之超音波脈波速均大於 4.0km/sec 以上，如依據表 4.4 混凝土品質等級判別標準，混凝土之品質相當穩定且屬於優良等級。然而 AD 及 BD 之添加淤泥之配比因為增加用水量使其水灰比增大，其脈波速就較低，但兩者在 56 天時其值大於 2.5km/sec 以上，依表 4.4 顯示混凝土品質屬於中等。同時從混凝土齡期脈波波速之發展趨勢與抗壓強度的趨勢，都非常相吻合。

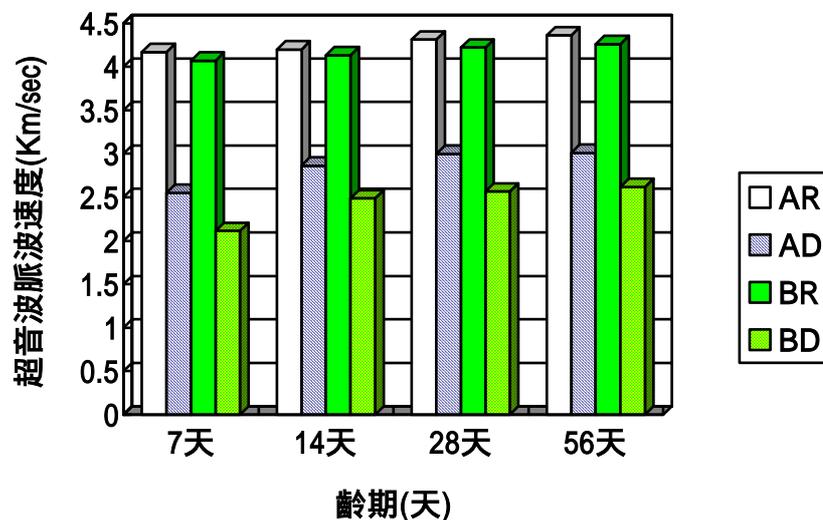


圖 4.18 各配比試體之超音波脈波速度與齡期的關係

表 4.19 試體超音波脈波速度試驗結果 (km/sec)

齡期 試體編號	7 天	14 天	28 天	56 天
AR	4.169	4.200	4.312	4.360
AD	2.551	2.861	2.999	3.011
BR	4.069	4.132	4.221	4.259
BD	2.113	2.486	2.566	2.617

3. 電阻係數

混凝土電阻係數之大小在鋼筋混凝土結構物之腐蝕觀念中，可用來評估腐蝕電流通過混凝土介質的一種能力指標，電阻係數高表示電荷不易通過混凝土介質，電阻係數低則表示電荷較易流通，對混凝土內之鋼筋腐蝕威脅性高。此外，電阻係數亦可作為混凝土品質良窳鑑定標準之一。

圖 4.19 為配比 A 與配比 B 試體之電阻係數試驗結果。圖中顯示，配比 AR 及 BR 混凝土之電阻係數均隨養生齡期之增加而增大，與混凝土之強度發展有相同之趨勢，且低水灰比有較高的電阻係數。然而配比 AD 及 BD 因為增加用水量所以造成電阻係數偏低，且電阻值在 5~7K .cm 之間，若依表 4.5 判定鋼筋腐蝕程度是很高的。

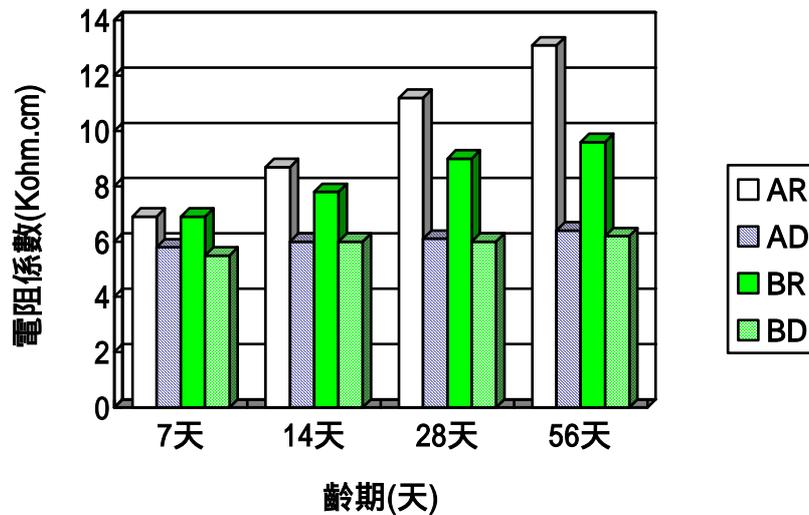


圖 4.19 各配比試體之電阻係數與養生齡期的關係

4.3.3 混凝土鹼質與粒料反應

4.3.3.1 ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹試驗法

膨脹量量測結果示於表 4.20 及圖 4.20 至圖 4.22。結果顯示，試體齡期達三個月時，大甲溪粒料未添加摻料及摻加 10% 沉泥兩組試體如以三個月膨脹量超過 0.05 % (0.069%、0.057%)，判斷屬具活性粒料；但六個月膨脹量則未超過 0.10 %，判斷屬不具活性粒料，故應視為具潛在活性危害，其餘各組則均屬於無活性危害(三個月膨脹量小於 0.05 % 且六個月膨脹量亦小於 0.10 %)。東河及三仙台粒料各組試體則三個月膨脹量超過 0.05 % 且六個月超過 0.10 %，均高於規定之臨界膨脹量，故判斷試驗所選用之東河及三仙台粒料各組配比為具有活性危害。

試驗結果顯示，三種粒料各組試體如摻加 20% 飛灰或 40% 爐石粉等具卜作嵐特性材料，可明顯降低發生鹼質與粒料反應之機率，摻加水庫沉泥或活性粉則效果較不明顯。由於活性粒料粒徑大於 0.85mm 或小於 0.074mm 時其膨脹量較小，故本研究摻加粒徑小於 0.074mm 之活性粉於試體中，能具有有效抑制鹼質與粒料反應效益^[17]。

表 4.20 ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (單位：%)

養護齡期 粒料	14 天	30 天	90 天	180 天	結果判斷		
					3 個月	6 個月	綜合判斷
大甲溪粒料	0.001	0.023	0.069	0.065	有害	無害	潛在有害
大甲溪粒料 + 20 % 飛灰	0.001	0.016	0.022	0.035	無害	無害	無害
大甲溪粒料 + 40 % 爐石粉	0.002	0.021	0.023	0.040	無害	無害	無害
大甲溪粒料 + 10 % 沉泥	0.001	0.033	0.057	0.058	有害	無害	潛在有害
大甲溪粒料 + 10 % 活性粉	0.001	0.022	0.032	0.055	無害	無害	無害
東河粒料	0.042	0.213	0.325	0.363	有害	有害	有害
東河粒料 + 20 % 飛灰	0.033	0.128	0.138	0.186	有害	有害	有害
東河粒料 + 40 % 爐石粉	0.025	0.138	0.135	0.193	有害	有害	有害
東河粒料 + 10 % 沉泥	0.025	0.178	0.213	0.322	有害	有害	有害
東河粒料 + 10 % 活性粉	0.018	0.157	0.244	0.299	有害	有害	有害
三仙台粒料	0.023	0.292	0.386	0.482	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 20 % 飛灰	0.016	0.194	0.234	0.313	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 40 % 爐石粉	0.025	0.191	0.295	0.351	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 10 % 沉泥	0.036	0.288	0.325	0.324	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 10 % 活性粉	0.029	0.285	0.317	0.338	有害	有害	有害

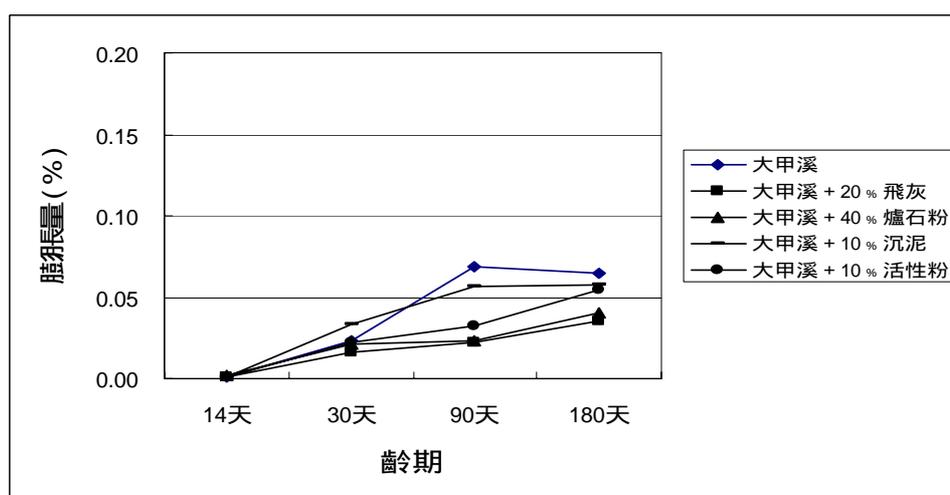


圖 4.20 大甲溪粒料各組試體 ASTM C227 膨脹量試驗結果

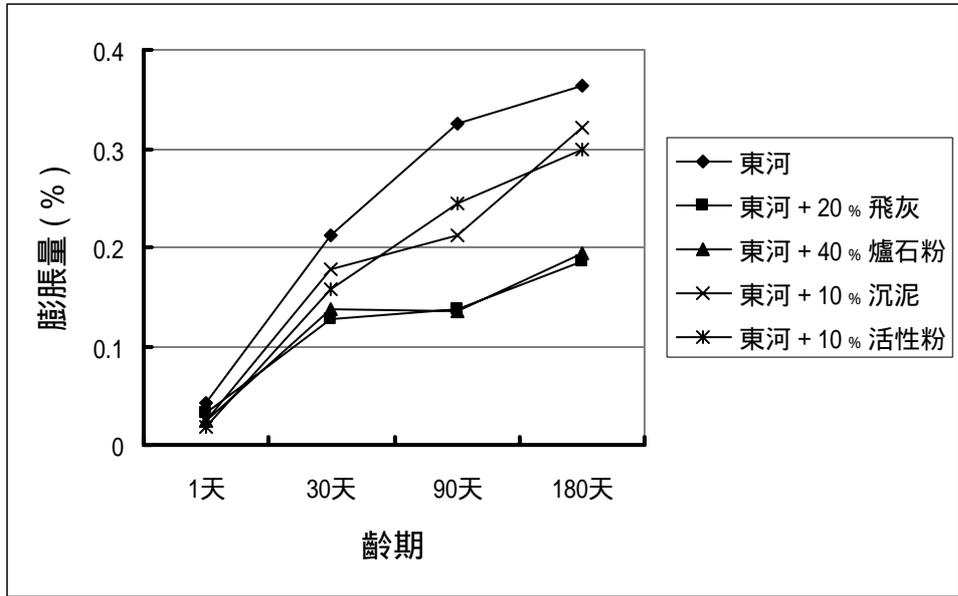


圖 4.21 東河粒料各組試體 ASTM C227 膨脹量試驗結果

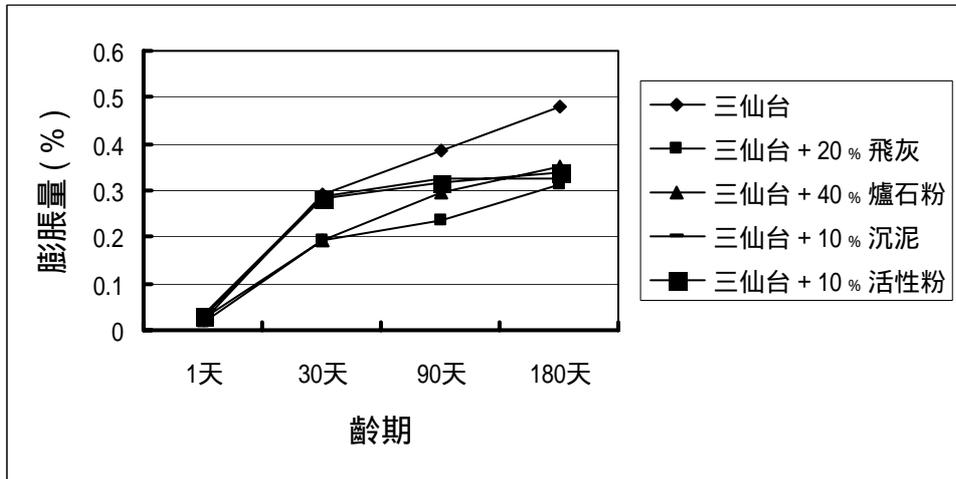


圖 4.22 三仙台粒料各組試體 ASTM C227 膨脹量試驗結果

國內早期如翡翠水庫等大型工程，為預防混凝土發生鹼質與粒料反應，多以 ASTM C289 及 C227 試驗為檢測標準，其他國內相關研究亦是，民國 84 年 CNS 並正式將此兩項試驗納入規範。本法之試驗結果與目前之現地經驗大致符合，但對於反應較慢之粒料仍存在不確定性；且試體置放於 38℃、相對濕度 100% 環境中長達六個月，溶液鹼性可能因濃度變化產生誤差，又粗粒料顎碎成細粒料後之反應行為未必全能代表粗粒料本身等，致使本法的準確性受質疑，目前許多國家已針對本法提出改良或不同試驗方法，故建議採用本法應與其他檢測法搭配應用。

4.3.3.2 ASTM C1260 水泥砂漿棒加速膨脹試驗法

試驗結果示如表 4.21 及圖 4.23 至圖 4.25。結果顯示，大甲溪粒料各組試體 14 天膨脹量介於 0.089 ~ 0.167 % 間，遠低於無害粒料界限值 0.1 %，但東河除添加爐石粉之試體 14 天膨脹量為 0.195% 屬不具活性者外，其餘各組與三仙台粒料之各組試體皆超過 0.2 %（東河：0.218 ~ 0.423 % 間，三仙台：0.234 ~ 0.586 % 間），依據規範判定皆屬於具活性危害。三種粒料各組試體如摻加 20% 飛灰或 40% 爐石粉等具卜作嵐特性材料，可明顯降低發生鹼質與粒料反應之機率，摻加水庫沉泥或活性粉則效果較不明顯。由於活性粒料粒徑大於 0.85mm 或小於 0.074mm 時其膨脹量較小，故本研究摻加粒徑小於 0.074mm 之活性粉於試體中，能有效抑制鹼質與粒料反應之效益。

表 4.21 ASTM C1260 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (單位：%)

養護齡期 粒料	1 天	7 天	14 天	結果判斷
大甲溪粒料	-0.002	0.087	0.131	不具活性
大甲溪粒料 + 20 % 飛灰	-0.005	0.064	0.089	不具活性
大甲溪粒料 + 40 % 爐石粉	0.002	0.065	0.094	不具活性
大甲溪粒料 + 10 % 沉泥	-0.008	0.073	0.167	不具活性
大甲溪粒料 + 10 % 活性粉	0.008	0.063	0.109	不具活性
東河粒料	0.047	0.087	0.423	具活性
東河粒料 + 20 % 飛灰	-0.003	0.068	0.218	具活性
東河粒料 + 40 % 爐石粉	0.002	0.082	0.195	不具活性
東河粒料 + 10 % 沉泥	0.020	0.078	0.313	具活性
東河粒料 + 10 % 活性粉	0.000	0.076	0.344	具活性
三仙台粒料	0.019	0.092	0.586	具活性
三仙台粒料 + 20 % 飛灰	0.000	0.054	0.234	具活性
三仙台粒料 + 40 % 爐石粉	0.016	0.061	0.295	具活性
三仙台粒料 + 10 % 沉泥	0.000	0.068	0.425	具活性
三仙台粒料 + 10 % 活性粉	0.019	0.088	0.517	具活性

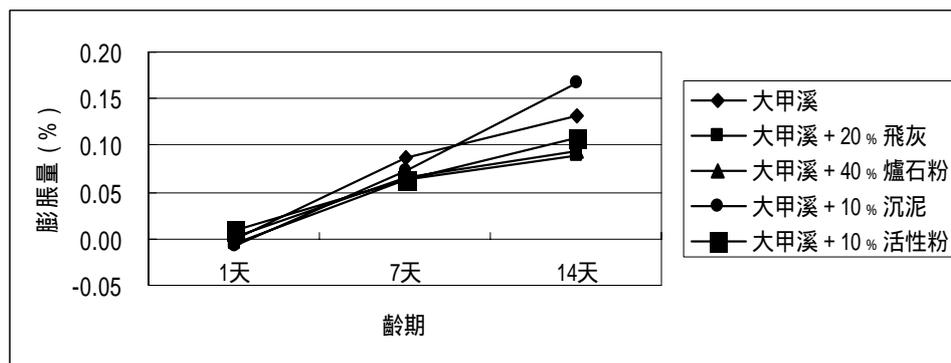


圖 4.23 大甲溪粒料各組試體 ASTM C1260 膨脹量試驗結果

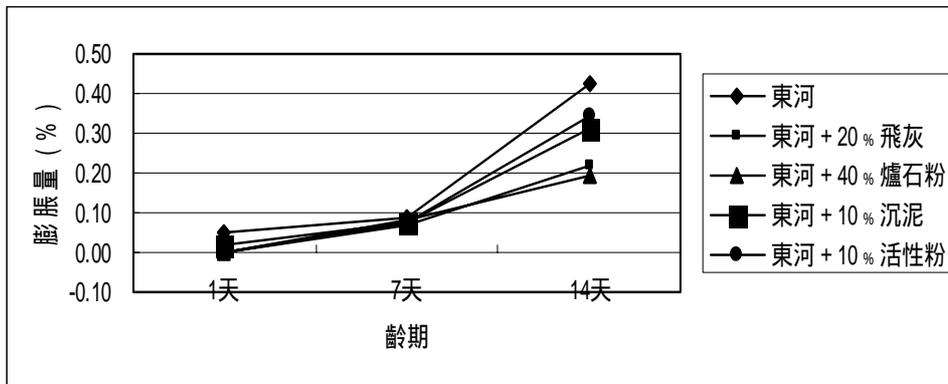


圖 4.24 東河粒料各組試體 ASTM C1260 膨脹量試驗結果

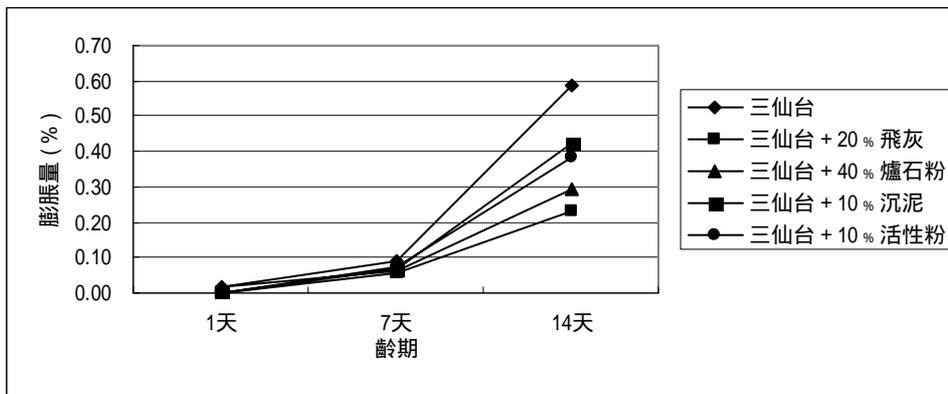


圖 4.25 三仙台粒料各組試體 ASTM C1260 膨脹量試驗結果

本法在澆置後僅需 16 天即可相當準確判定粒料活性程度，是快速檢測鹼質與粒料反應的利器，惟依據國外相關研究顯示，某些現地不具活性之粒料，以本法檢測卻可能屬具活性。因此，部份學者建議選用本法仍應注意不宜逕用為作判定合格或拒收之唯一依據，採用本法判定屬具活性危害粒料者，僅表示應做更進一步的檢測，例如混凝土角柱試驗膨脹量試驗（ASTM C1293）等，且膨脹界限可能會隨粒料的種類或組成而改變。

4.4 結論

- 1.本研究之高性能混凝土經過兩年持續量測，發現 OPC 之中性化較為嚴重，在鑽心試體的超音波及抗壓強度上 HPC 都比 OPC 佳，顯現有較好的耐久性，同時試驗牆內部之腐蝕電位監測已趨於緩和，變化並不大。
- 2.水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之研究發現淤泥並不適合以取代砂，因淤泥粉末太細，會大量吸水造成混凝土結糰，工作性變差，若加水增加工作性，會使混凝土強度降低。
- 3.本研究結果顯示摻加 20% 飛灰、40% 爐石粉或 10% 水庫沉泥、10% 活性粉於不具活性之大甲溪粒料或東河、三仙台等活性粒料中，均可達到抑制發生鹼質與粒料反應之目的。
- 4.抑制發生鹼質與粒料反應之效益，飛灰或爐石粉大於活性粉及水庫沉泥。
- 5.近年國內外相關研究顯示，ASTM C227 及 ASTM C1260 之檢測方法仍有部份須待修正或無法完全適用於各種粒料，建議重大工程如採用上述之檢測方法，必須輔以其他方法再確認。

第五章 碼頭本體設施維護管理系統建置之研究

5.1 前言

5.1.1 研究動機

本計畫之研究動機，可從 5 方面來說明：

A. 基本環境

碼頭營運頻繁變數多，維護管理本已不易，且面臨海洋環境，潛伏性問題多，極易構成潛伏性與立即性的損壞^[25]。加上臺灣面臨西太平洋又地處地震帶上，港灣設施承受暴潮、暴風、暴浪與地震侵襲之頻率高，港灣維護管理更加不易。

B. 歷史

臺灣各大港設施使用至今多已老舊，以李延恭等於 1996 之高雄港研究調查之統計為例^[24]，當時之高雄港既有碼頭中，建造 30 年以上或材料外視已有 60% 以上老化現象之碼頭即佔 1/4，若含建造 10~30 年或材料外視已有 30%~ 60% 老化現象之碼頭則佔 3/4，由此可知即早建立一套碼頭安全檢測系統更形重要。

C. 維護管理與永續經營之理念

基於維護管理與永續經營之理念，必須避免營運中災難的發生進而導致更大之經濟損失，有系統的做好碼頭維護管理是必要的，而碼頭安全檢測為實施碼頭維護管理之必要手段。

D. 潮流

營建自動化、維護管理與永續經營之理念已為現今之趨勢。維護管理已為一門工程，維護管理的問題將成為國內外工程界未來的挑戰，碼頭管理當然不應被排除在外。

E. 政策

交通部於交通土木工程建設科技所擬定之 21 世紀 4 大規劃方向中亦首重『交通工程建設(含港埠)之維護與管理』。

5.1.2 研究目的

臺灣現今碼頭維護面臨迄待解決或加強的重要課題有：維護理念之建立與改革、完善可行的維護系統與制度、維護技術的發展與維護人員之培訓等^[29]。本計畫主要之目的除在配合潮流與政策外，並為延續上述課題而施行。

5.1.3 文獻回顧

與碼頭檢測有關且較整體性之研究應屬港研中心李延恭 蘇吉立等於 1996 著手研究之高雄港老舊碼頭安全調查(李等, 1998)^[24]。以及蘇吉立於 2002^[31]發表於二十四屆海洋工程研討會論文集之"碼頭結構安全檢測系統之研建"。與整體維護管理有關較規模性之研究，則有運研所與海洋大學合作，於 2004 年 2 月剛完成之港灣構造物維護管理準則之研究(草案)^[24]。其它研究多屬個案碼頭或碼頭局部性結構之調查研究。2002 年本中心於中山大學李賢華教授參與相關合作後，亦曾著手研擬建立港灣設施維護手冊初稿^[37]。雖然港灣設施結構性之安全檢測與評估相關之研究成果，已漸趨成熟，唯許多細節尚待努力解決，如^[31]：1. 檢測程序應統一化、檢測斷面應標準化、異象行分析觀念有待整合。2. 檢測系統適用性、檢測階段、檢測作業程序等有待明確界定。3. 異象分類、檢測部位、檢測項目與檢測內容等有待明確界定與整合統一。4. 碼頭基本檢測部位名稱有待整合統一標稱。5. 可能導致各式碼頭異象之機制應統合分析。6. 檢測評估、記錄與報告應標準化。

5.1.4 研究方法、時程與目標

本研究係延承蘇吉立於 2002 之初步研究成果^[31]，並重新檢討整合相關研究之現有檢測之理念、方法程序與基本界定，於安全檢測評估系統表整合建置時，將配合歷史案例之輸入加以研討驗證，再應用於現有之現地案例，藉以反覆修正，使整個系統更具實用性。整體研究時程分為四年，逐年整合建置各式碼頭本體設施之檢測系統，使各類

檢測作業標準化與系統化，最後再整合相關資料庫建置成碼頭本體設施維護管理系統。目前進行中與完成之研究主題與重點如下：

1. 重力式碼頭檢測系統之建置 (94 年)

94 年度已建置完成之重力式碼頭檢測系統，於各年度中仍不斷之印證、檢討與修正。

2. 鋼板樁碼頭檢測系統之建置 (95 年)

本年度於鋼板樁碼頭檢測系統之建置，基本上乃先延續已完成之重力式碼頭檢測系統，並於持續之印證、檢討與修正中加以擴充，再建構成同時適合重力式與鋼板樁碼頭之檢測系統。

3. 棧橋式碼頭檢測系統之建置 (96 年)

4. 碼頭本體設施維護管理系統之建置 (97 年)

本研究之主要目標在於使檢測與維護管理作業系統化與簡易化，並以可行性與實用性為最終之目標，藉以提昇碼頭維護管理之功效，維護工程安全，減低災害損失，促進港埠管理現代化，提昇港埠功能與營運效率，達成碼頭本體設施維護管理自動化之目標。並期望本計劃之成果將有助於資源整合、培育專業技術人才及提高研究水準。

5.2 系統之基本界定

5.2.1 系統規劃

本研究對於系統之規劃建置分為兩階段。

第一階段首先規劃建置各式碼頭之檢測系統作為子系統，第二階段則結合子系統及整合相關之資料庫成為碼頭本體設施維護管理系統(主系統)。系統建置採用之軟體為 Microsoft Excel。主系統之組成架構則於子系統建置中逐年檢討建立。

整體規劃以系統化、簡易化與實用性為原則，故於系統規劃建置前必須對相關之基本觀念、檢測事項與檢測標的物等進行整合與界定。

5.2.2 碼頭安全定義

廣義之碼頭安全定義應包括：碼頭結構性之安全與碼頭工作性之安全^[25]。

影響碼頭結構性之安全因素雖較為繁雜，但其安全性均會反應於碼頭主體與附屬設施之外部異變現象，故可由碼頭主體與附屬設施之外部異變現象評估其影響因素與安全性。

影響碼頭工作性安全之主要因素包括：碼頭運作動線規劃不合理或碼頭運作動線受到干擾。無論碼頭運作動線規劃不合理或受到干擾，除可使碼頭營運效率降低外亦會使碼頭潛伏工作上之危險以及本體設施受損之危險性。而導致碼頭運作動線規劃不合理或受到干擾之可能因素包括^[25]：1.碼頭機能規劃配置不當。2.行政流程不當。3.管理控施不當。4.碼頭主體與附屬設施之異變現象。

本研究針所建置之安全檢測系統僅針對碼頭主體與附屬設施之外部異變現象以及碼頭結構性之安全進行調查、評估與建議適當之措施。

5.2.3 檢測標的之界定

本系統檢測標的將暫時適用於港灣設施之碼頭主體結構，排除附屬設施，而以碼頭主體結構之港灣設施為主，並將其分為：重力式碼頭、版樁式碼頭、棧橋式碼頭及防波堤 4 大類。本系統目前則暫不納入防波堤。

5.2.4 適用人員之界定

本系統之適用人員，居於下列兩大理念而界定：

1. 碼頭異象之相關理念

將構造物之安全檢測視同人類之醫學診治，已為蘇^[25,31]與陳^[32]等之之共識。本研究延用並進一步譚述蘇與陳等之共同思維。

本研究將碼頭初勘視同人類醫學之初診，當人體有所不適或健康狀況不佳時，常有一些表象或感覺，因此醫師於初診時常可經由看、聽、問、觸與查閱病例之診療手法，再配以醫師之專業

判斷即決定治療處方或建議進一部之細診措施，即人類於平時或一般症狀就醫初診時，醫師均不必用精密或先進之技術，而是先觀察人體之表面異狀，再輔以簡單之儀器進行必要之聽、觸診，同時詢問就診者之個人感覺，最後憑醫師個人之專業知識與經驗而完成初診，故人類醫學此階段之初診，本研究將視同碼頭初勘，而初診之醫師則視同碼頭初勘之一般基層檢測人員。而碼頭之細檢等同人類醫學之細診(或精診)，其措施常以先進儀器檢測或先進化驗技術為手段與方法，其檢測或化驗之結果經醫學之專業評估分析後再決定醫療之方法與程序，此等同於碼頭之細部檢測、評估分析後再決定處置方法與程序，此階段所需專業人員亦較為高階或更有經驗者。此外人類於平時無健康異狀時，醫學上乃需定期健檢，定期健檢則包含一般之診察與檢測，此觀念與方法亦如碼頭之定期安檢。

2. 實用與簡易之理念

本研究基於前項理念，與考量國內目前許多建物使用單位或管理單位均缺乏工程專業人才之狀況下，於系統之規劃設計上主張實用與簡易。故於初勘作業強調適用於一般基層檢測人員，本系統所稱一般基層檢測人員，係指有碼頭安全檢測經驗或受過碼頭設施安全檢測訓練之一般基層人員。本系統於細部檢測作業模式之規劃，則著重適用於經驗豐富之碼頭安全檢測人員、熟悉基本港灣工程之專業人員、專業檢測人員、專業監測人員與專業分析人員，於人員之專業須求上較為高階而廣泛。

5.2.5 檢測時機之界定

為使檢測性質與目的更簡明與務實的區分，本研究主要依檢測性質與目的，將檢測時機區分為：平時檢測(隨機性、一般性檢測)、例行檢測(定期監測、定期檢測與特殊項目監測與檢測)與災害檢測(工程、營運或天然災害檢測)。

各檢測時機詳述如下：

1. 平時檢測

平時檢測應屬隨機性與一般性檢測，可為定期與不定期檢測，期間應較短，本研究建議最好每天為之，但可依經濟及人力，並考量影響性(重要性)後，分類分項分工為之(各港應於各港之維護管理作業體系與維護計畫中明訂之)，平時檢測主要檢測目的在隨時掌控碼頭之外視異象，平時檢測一般為巡檢與初勘檢測。

2. 例行檢測

例行檢測係對特殊檢測項目施行定期檢測或針對特定事項進行追縱監測。特殊檢測項目如航道檢測、港池檢測、水下壁體檢測、水下基礎檢測---等，因此等項目無法利用外視異象之觀測與判斷，必須利用潛水人員於水下進行檢測或利用特殊儀器探測，檢測工作無法於平時隨時施行，必須依區域狀況施以定期檢測。

特定事項係指因應平時檢測之某種異象而進行之必要監測，其目的在追蹤該異象於給定時間之變化量或變化率。例行檢測本研究將其列為細部檢測。

3. 災害檢測

災害檢測係針對颱風災害、地震災害、施工災害、營運災害等檢測，屬即時檢測，其目的再提供現場之即時之應變措施與災後之評估資料。

5.2.6 檢測作業階段之界定

為使檢測作業標準化，本研究將檢測作業共區分為五個階段，各階段之基本作業內容界定如下：

1. 先期準備作業

包括搜集相關資訊、搜集基本資料、建立檢測計畫、建立檢測表、現地踏勘與檢測會議等。

2. 初勘作業

主要工作在勘查、記錄、描述現地各基本檢測部位之外視異

象，作業範圍限於海上碼頭岸壁面、碼頭岸肩面及碼頭後線適當縱深之表面範圍。除對特殊檢測項目、特定事項之檢測與追蹤外，任何檢測時機均須先經初勘作業。

本研究基於適用人員之界定理念，主張此階段不應仰賴特殊、笨重或精密之儀器，使用工具應以普遍性、簡單性及隨機性為主，並輔以目視檢測及專業經驗之概判。初勘可用工具如：檢測記錄表、筆、像機、捲尺、步計尺、測微尺、水線、垂球、鐵鎚、鋼釘、噴漆、石筆、工作袋--等(李等 1998、1999)^[24, 25]。

3. 初勘綜合評估作業

為本研究規劃檢測作業之第一階段評估。

於此階段之調查評估表，本系統初期將以 Microsoft Excel 之軟體規劃設計，使檢測員從勘查至評估均可以設計好之制式表格循環為之，並使系統評估結果之警示度，於表單輸出中自動評定。此階段之綜合評估結果可為即時維護管理之行政參考，亦為細部檢測之指標。

4. 細部檢測作業

作業範圍含蓋初勘範圍至與海下至海床。主要在再次確定及詳測初勘之結果、執行海下檢測、執行特殊項目之專業檢測或特殊事項之監測。此作業階段須仰賴特殊儀器設備、特殊專業人員與特殊方法之檢測與監測，其目的在佐證或釐清初勘之懷疑與判斷，檢、監測之結果亦為綜合評估作業之重要指標。

5. 綜合評估作業

為檢測作業之最後階段評估，本系統於 Microsoft Excel 規劃設計下，如同初勘，檢測員從勘查至評估均可以設計好之制式表格循環為之，系統評估結果之警示度與或基本對策亦自動評定。綜合評估結果可為後續維護管理之行政參考，亦為設施進行補救措施、高階分析之最終指標。

5.2.7 碼頭異象分類之統合

當人類有所不適或健康狀況不佳時,常會有一些現象呈現於人體外表,因此旁人才得以警覺,而觀察與檢測碼頭之整體結構安全狀況亦然,故碼頭異象之定義為,勘查檢測港灣設施時,於整體設施外部目視所見之表面異變或劣化之現象,本研究謂之碼頭異象。

碼頭異象分類係延伸引用蘇與李等之研究結果^[22,24],該分類係由現地初勘實際觀查統計綜合分類而得,依其對整體設施之影響性,由輕至重計分:1.腐蝕 2.龜裂 3.破裂 4.沉陷 5.拱起 6.傾斜 7.崩塌等七大異象(如表 5.1)。

表 5.1 高雄港碼頭外視異象實地勘查案例統計表^[24]

碼頭型式	重力式	錨錠式	橋樑式	混合式	合計	*可疑待查
碼頭座數	16	62	26	14	118	0
各式碼頭 %	13.56	52.54	22.03	11.86	100.00	0.00
異象類別	發生率百分比%(及座數)					
腐蝕 座數	7	2	3	8	20	40
本式 %	43.75	3.23	11.54	57.14		
全港區 %	5.93	1.69	2.54	6.78	16.95	33.90
龜裂 座數	11	31	8	14	64	0
本式 %	68.75	50.00	30.77	100.00		
全港區 %	9.32	26.27	6.78	11.86	54.24	0.00
破裂 座數	9	8	4	9	30	0
本式 %	56.25	12.90	15.38	64.29		
全港區 %	7.63	6.78	3.39	7.63	25.42	0.00
沉陷 座數	9	23	0	10	42	3
本式 %	56.25	37.10	0.00	71.43		
全港區 %	7.63	19.49	0.00	8.47	35.59	2.54
拱起 座數	5	2	0	3	10	1
本式 %	31.25	3.23	0.00	21.43		
全港區 %	4.24	1.69	0.00	2.54	8.47	0.85
傾斜 座數	7	1	0	4	12	59
本式 %	43.75	1.61	0.00	28.57		
全港區 %	5.93	0.85	0.00	3.39	10.17	50.00
崩塌 座數	6	1	0	1	8	0
本式 %	37.50	1.61	0.00	7.14		
全港區 %	5.08	0.85	0.00	0.85	6.78	0.00
超深 座數	1	1	0	0	2	77
本式 %	6.25	1.61	0.00	0.00		
全港區 %	0.85	0.85	0.00	0.00	1.69	65.25

1996 .10 蘇吉立

File Name:86KAL010.XLS

碼頭異象統合分類的目的為使調查員有統一的溝通與描述語言,並使調查模式簡單化、統一化與格式化。以利於日後自動化管理之實施。

5.2.8 碼頭異象之特性

碼頭異象彼此之間的行為常俱 3 大特性^[25]：1.互相伴隨發生 多樣性。2.互為因果 循環性。3.不斷的互為因果而擴大表徵 連續性。

3 大特性之關聯如圖 5.1，正因此關聯特性，若忽視一小小異象足可延誤拯救碼頭之時效，不可不慎。若不時時加以適當的安全檢測與維修，輕者將使碼頭運作之潛在危險性漸昇，重者將使碼頭結構之潛在危險性漸昇，甚至導致突發性之崩毀，不可不慎。

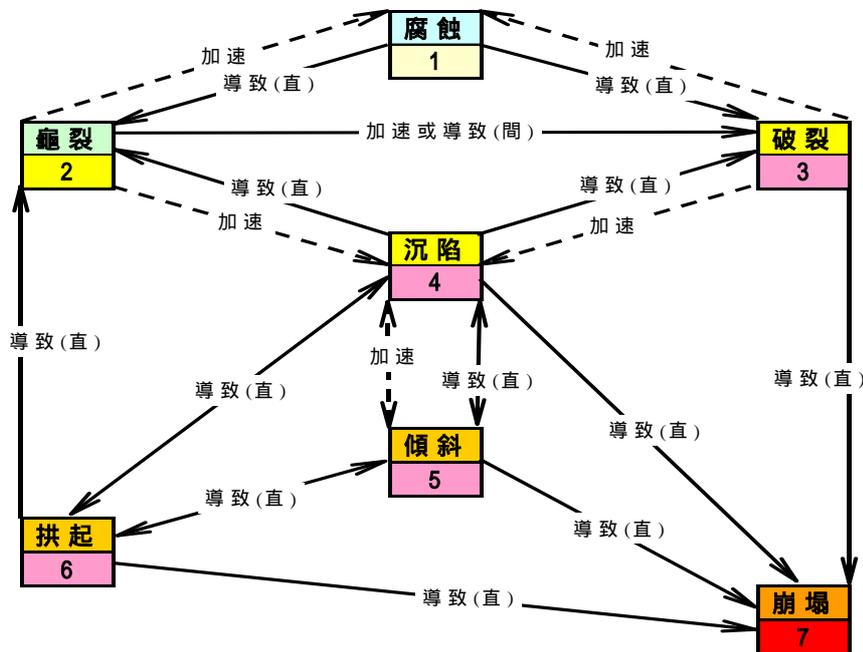


圖 5.1 碼頭外部異象 3 大特性之關聯圖^[38]

5.2.9 碼頭異象之成因與常現行為分佈狀況

重新檢討分析蘇，1998 之研究結果；導致各種碼頭異象行為之可能主要因素及常現各種碼頭異象行為分佈狀況分項歸納分析如下(以其對碼頭結構可能之潛在危險度由輕至重依序敘述)：

1. 腐蝕

可能主要成因包括；海洋環境自然因素、外力撞擊或磨損、

結構體之保護層厚度不均等。

常現各種腐蝕之外視異象行為分佈狀況有：A.樁 B.樑 C.壁體胸牆 D.防舷材 E.法線橫樑 F.繫船柱及基座 G.岸肩梁版等。

2. 龜裂

可能主要因素包括；材料因素（含腐蝕、疲勞及老化） 結構體保護層厚度不均、強度不均、應力集中、不當外力、地震力、長期反復載重、壓密沉陷、超載沉陷、基床滲水軟化、漏砂、傾斜或基礎結構失衡滑動等。

常現各種龜裂之外視異象行為分佈狀況有：A.PC 樁 B.樑 C.壁體胸牆 D.防舷材 E.法線橫樑 F.繫船柱基座（多造成 45 及 90 度拉裂） G.岸肩梁版 H. 岸肩地面 I.後線地面。

3. 破裂

同龜裂。

4. 沉陷

可能主要因素包括；不當外力、地震力、長期反復載重、壓密、超載、基床滲水軟化、漏砂、傾斜或基礎結構失衡滑動。

常現各種沉陷之外視異象行為分佈狀況有：A.壁體胸牆 B.法線橫樑 C. 岸肩梁版 D. 岸肩地面 E.後線地面。

5. 拱起

同沉陷。

6. 傾斜

可能主要因素包括；沉陷及導致沉陷之原因。

常現各種傾斜之外視異象行為分佈狀況有：A. 壁體胸牆 B.碼頭附屬建物。

7. 崩塌

可能主要因素包括；沉陷、傾斜及導致沉陷之原因，而大量

滲水、颱風、地震、不當外力及超載為加速崩塌之主因。

常現各種崩塌之外視異象行為分佈狀況有：A. 壁體胸牆 B. 岸肩梁版 C. 岸肩地面 D. 後線地面 E. 整體。

外視異象整體觀念之描述亦可以圖 5-1 說明之。瞭解圖中關係，將使安全調查之工作與研判之能力提昇。

5.2.10 碼頭本體設施結構之相關標定

為使碼頭結構安全調查者，能明確瞭解種種可能導致碼頭外視異象之基本機制，預先導正對可能異象行為之研判方向，同時提昇調查者之研判力，且為避免於同一異象原因之研判，因不同調查者而於研判之方向與結果產生太大之差異，對於碼頭本體設施結構必須先做好相關之標定。本研究對碼頭本體設施結構之相關標定包括：1. 導致碼頭本體設施結構外視異象之基本機制標定。2. 碼頭本體設施結構基本檢測部位之標定。

5.2.11 碼頭本體設施定義與分類

碼頭本體設施與相關之名詞，本研究基本上採用侯等(1996)編製而由交通部運輸研究所出版之"港灣工程專有名詞"書中之定義^[23]。為精簡研究範圍，使系統之相關處理作業簡化，本研究於碼頭本體設施之研究項目僅限於重力式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭三項，依序逐年研究，而重力式碼頭為今年之研究項目。依侯等(1996)所編『港灣工程專有名詞』一書之定義，重力式碼頭分為：沉箱式碼頭、L 型塊式碼頭、方塊式碼頭、空心方塊式碼頭與整塊式碼頭，為簡化系統之相關作業處理，本研究再將重力式碼頭劃分為：沉箱式碼頭與塊式碼頭兩大類。

5.2.12 導致碼頭外部異象基本機制之標定

本研究於碼頭結構，乃延用蘇(2002)^[31]所繪製建立之標準斷面示意圖，及所統合分析之所有可能導致各式設施異象基本機制之成果，加以檢討整合後重新建立。94 年已檢討整合建置完成導致重力式碼頭結

構異象之主要機制示意圖(如圖 5.2 與 5.3),今年(95 年)則增建完成導致版樁式碼頭結構異象之主要機制示意圖(如圖 5.4 與 5.5),各示意圖中所標示之 13 項行為,均為可能導致該類式碼頭外部異象之基本機制,其所發生之部位並非圖示中之單一點或部位,而是相關之整體或單元,如圖 5.2 中所示機制(12)地震力之影響範圍為碼頭整體,機制(2)不當撞擊力若指船舶未依規定靠岸,其可能產生範圍為岸壁任何部位,機制(2)不當撞擊力若指岸肩任何物體未依規定拋置吊放,其可能產生範圍為岸肩任何部位,機制(5)地表水滲流之可能產生範圍為整個岸肩及後線。

由各項或多項合成之基本機制所產生之外部異象,將不是單一之異象,異象所產生之部位與範圍亦將是多處與多面。

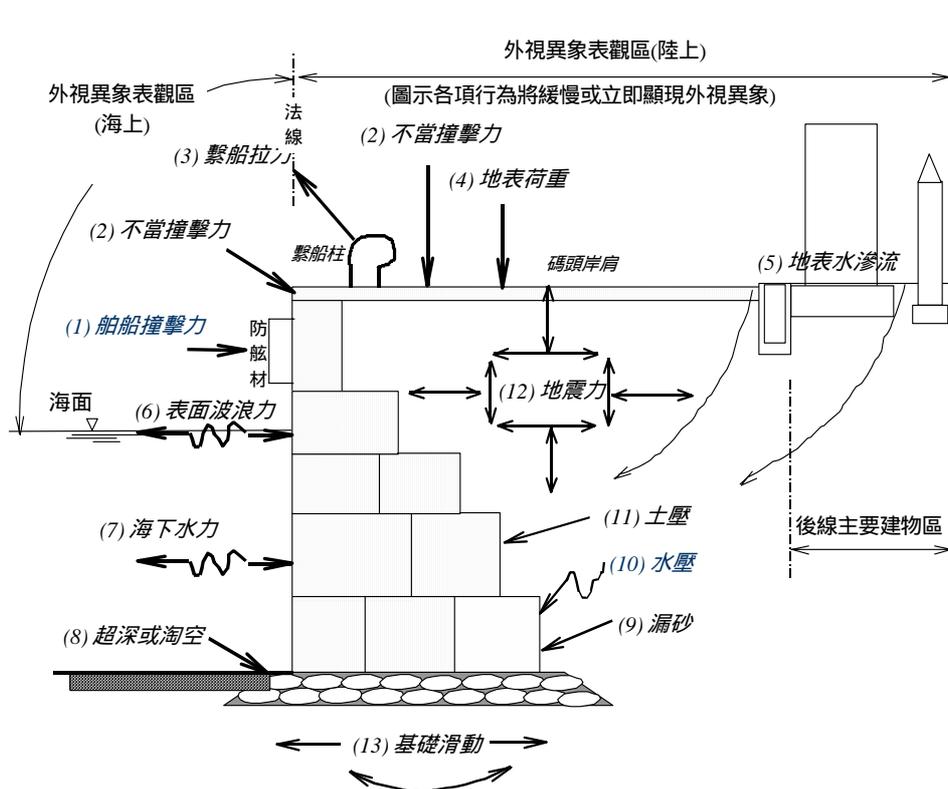


圖 5.2 導致重力式方塊碼頭結構外部異象之主要機制示意圖

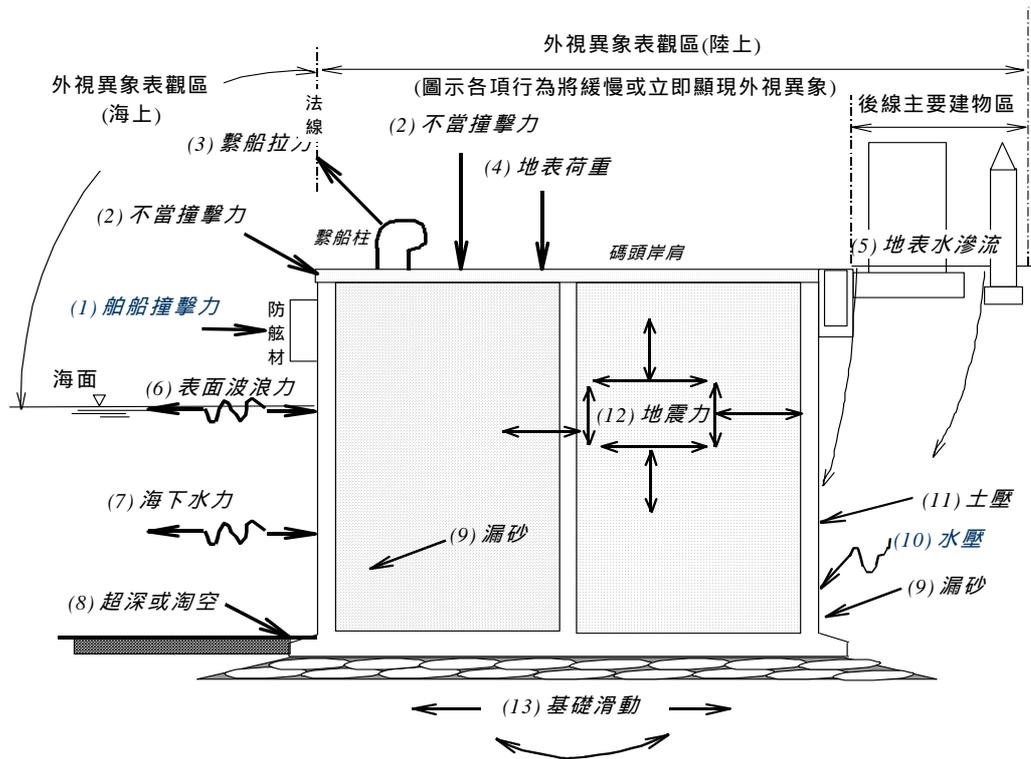


圖 5.3 導致重力式沉箱碼頭結構外部異象之主要機制示意圖

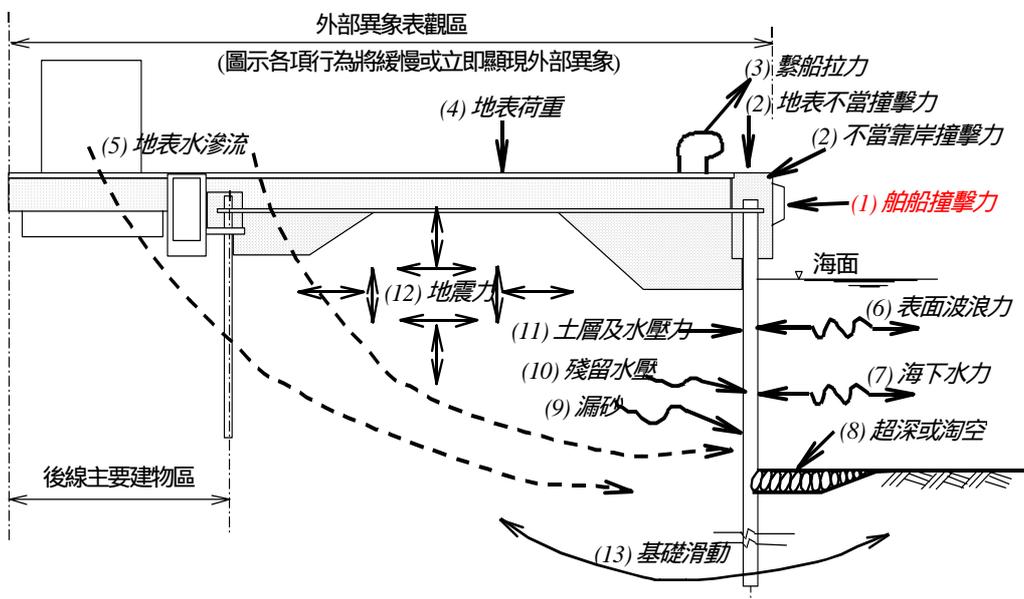


圖 5.4 導致版樁式錨錠樁碼頭結構外部異象之主要機制示意圖

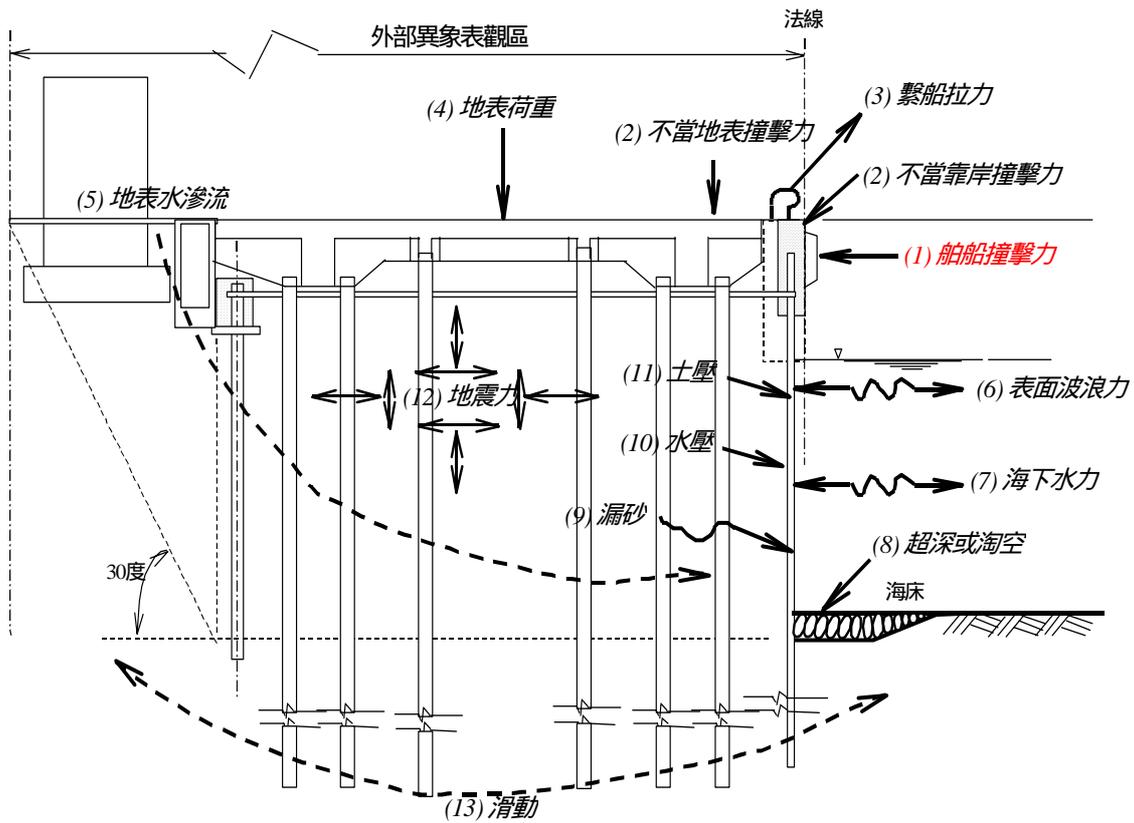


圖 5.5 減壓平版式碼頭外部異象機制意圖

5.2.13 碼頭基本檢測部位之標定

除了整合導正異象因素之分析研判基本方向外，亦統一標稱檢測部位與名稱，並依檢測順序與結構型式，加以編號標示。

圖 5.6 與圖 5.7 為 94 年整合建置完成之重力式碼頭檢測部位標稱示意圖，圖 5.8 與圖 5.9 則為本年度(95 年)增建完成之版樁式碼頭檢測部位標稱示意圖，圖中標稱之各項檢測部位，即為整合統一後系統之既定基本檢測部位，各部位之基本檢範圍，亦明確標定標準圖示中。

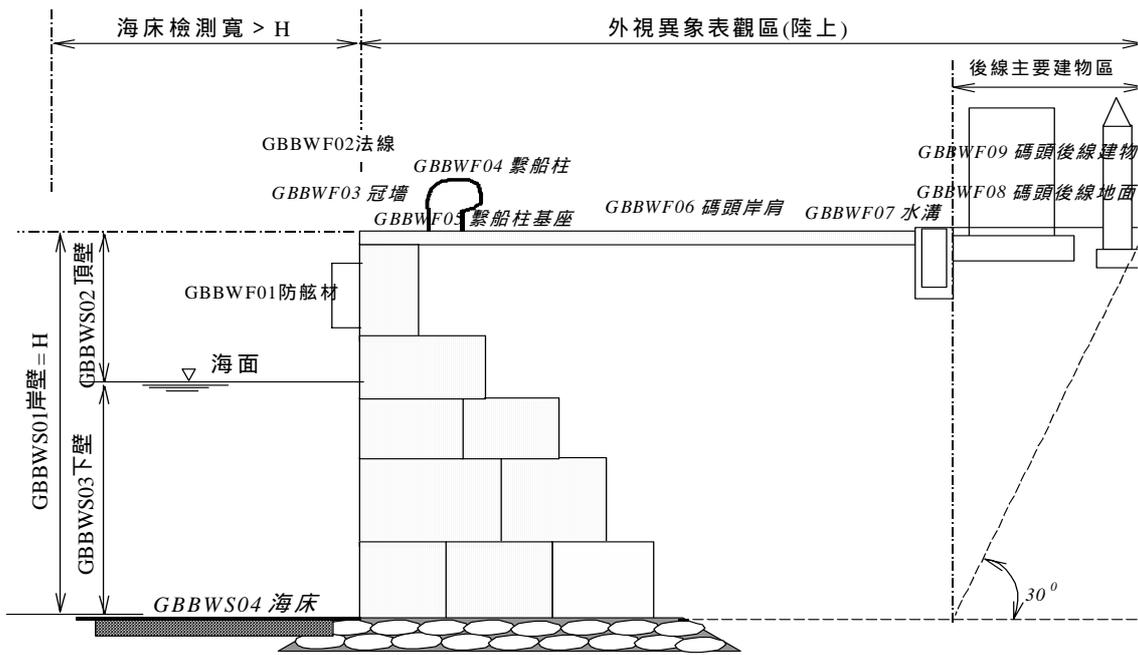


圖 5.6 重力式方塊碼頭檢測部位標稱示意圖

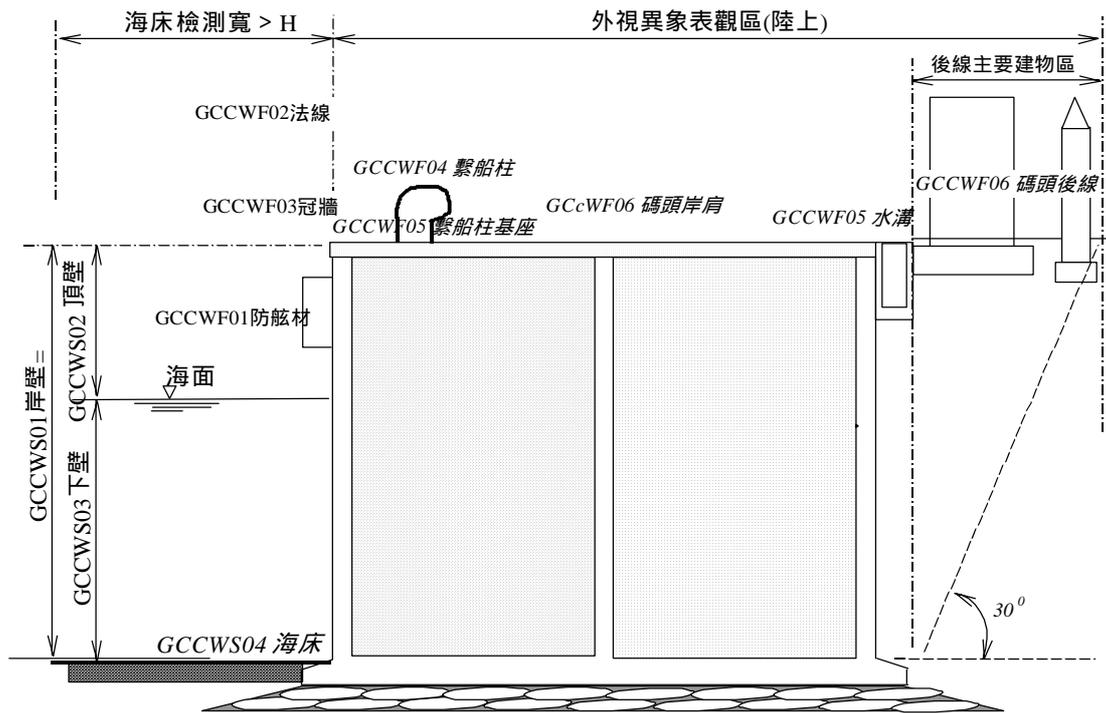


圖 5.7 重力式沉箱碼頭檢測部位標稱示意圖

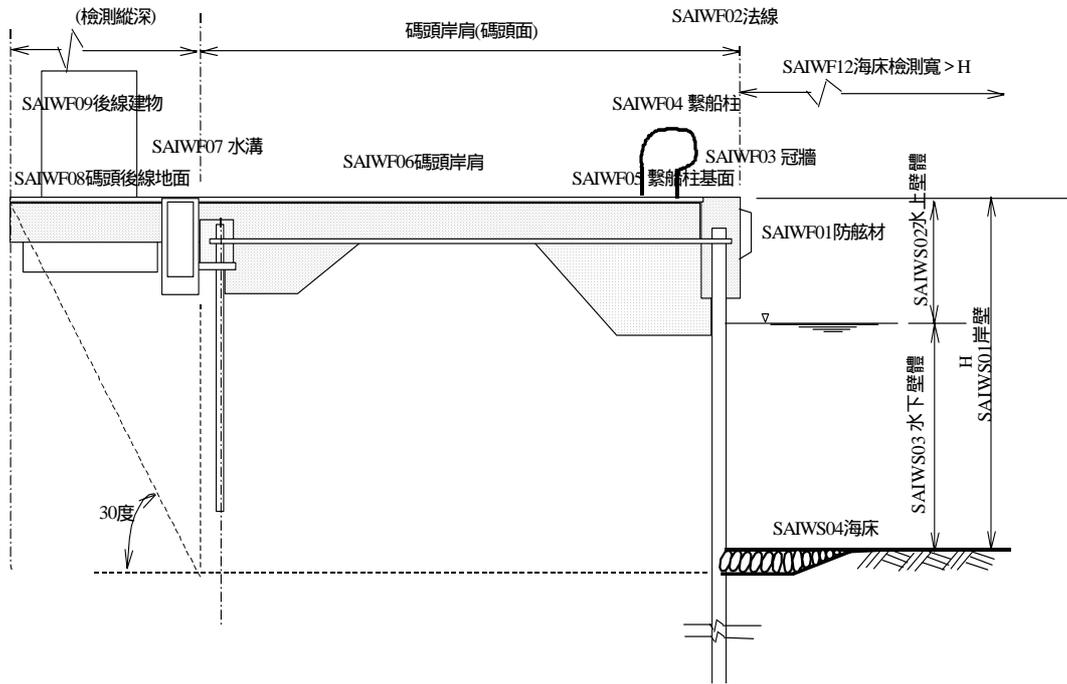


圖 5.8 版樁式錨碇樁碼頭檢測部位標稱示意圖

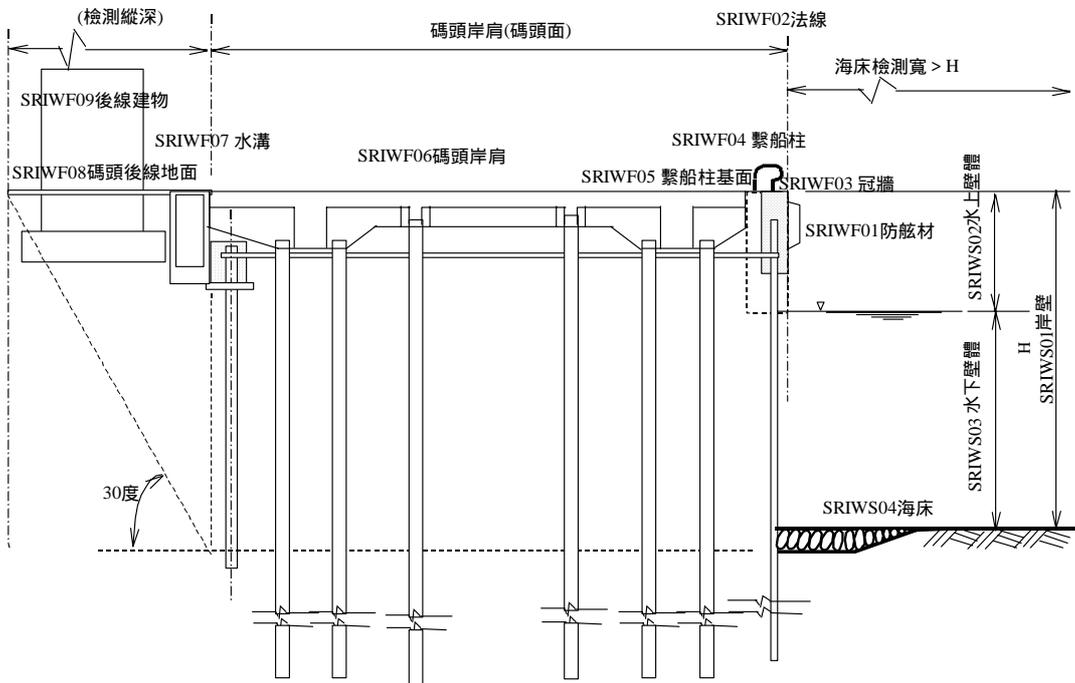


圖 5.9 減壓平版式碼頭檢測部位標稱示意圖

5.3 系統之建構

本研究擬建構之碼頭本體設施維護管理系統之初期架構將包括：港灣工程單價資料庫及碼頭本體設施安全檢測系統，因其間尚有許多事項有待整合，且人力與經費受限，故配合循序漸進之研究工作目前所稱之系統暫指碼頭本體設施之安全檢測系統。94 年已建置完成之檢測系統係以重力式碼頭為檢測標的，期間為達系統之實用性與可行性，曾以臺中港 1 號碼頭為歷史案例之驗證與修正。檢測系統本年度(95 年)再經檢討、修正重建後已同時適用於重力式與鋼板樁碼頭。故系統之版本已由 94 年系統更進為 95 年系統。

5.3.1 系統研建之淵源

系統表建構之基本構思，係源自李等 1998 至蘇 2002 等相關研究，期間並參酌公路局之橋梁檢測系統與李賢華 2002 之部份理念，並於理念與實務上加以整合與檢討修正。然系統之建置初期仍延續蘇 2002 所建置之架構，重新檢討修正該系統，使該系統更完整、合理與實用。

5.3.2 系統研建之特點

本系統之建構與展現，亦利用 Windows 作業視窗及 Microsoft Excell 作業軟體，將檢測前之基本資料建立、檢測中之異象描述與異象度評定、檢測後之分析評估與基本對策等，依序設計成一系列之安全檢測評估系統表，配合 Microsoft Excell 作業軟體之特性，研建一系列之安全檢測評估系統表而構成一檢測系統。本系統所強調之特點如下：

1. 明確界定檢測系統適用性。
2. 統合異象分類、檢測項目、檢測內容與異象行為分析觀念。
3. 檢測斷面、檢測記錄與檢測報告標準化。
4. 統合分析可能導致各式碼頭外視異象之行為機制。
5. 檢測部位、檢測部位名稱與檢測程序統一化。
6. 檢測評估自動化。

5.3.3 系統之組成

本研究所稱之系統，係指碼頭本體設施之安全檢測系統。

系統係由一系列之表格所組成。整體安全檢測評估系統表，係依內容與作業目的分別建立，並依作業程序與性質予以編號（系統整體組成架構如圖 5.10）。為達本系統所強調之標準化、統一化以及自動化之特點，與簡單實用之目的，本研究首先利用 Microsoft Excell 作業軟體之特性，建置一系列之系統表，如圖 5.10 中之各表。

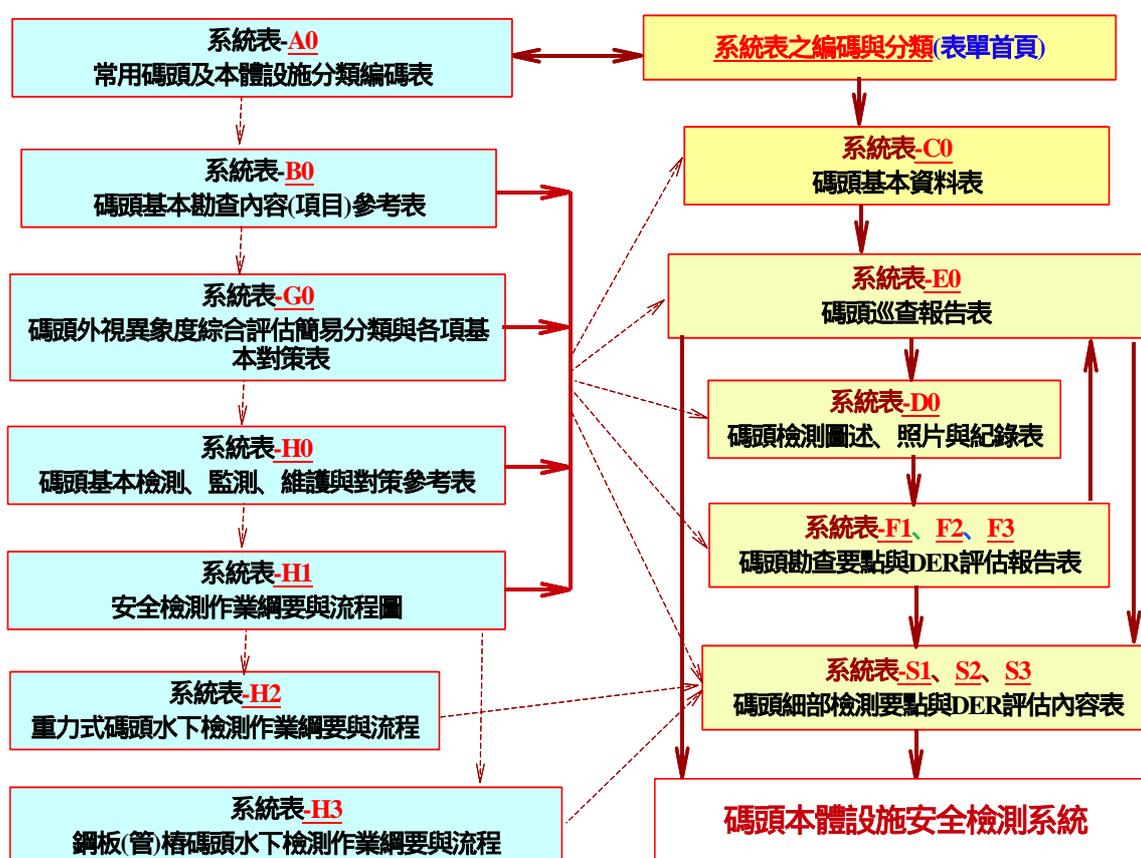


圖 5.10 檢測系統組成架構示意圖

系統表分為資料參考表與檢測評估表兩大類，如圖 5.10 中左半部之 A0、B0、G0、H0~3 為資料參考表，提供檢測作業、評估、與決策之參考。圖 5.10 中右半部之 C0、D0、E0、F1~3、S1~3 則為檢測評估表。

5.3.4 系統表之建構、編碼與分類

因本年度於鋼板樁碼頭檢測系統之建置，係延續已完成之重力式碼頭檢測系統，且於持續印證與檢討該系統後，對該系統原有之系統表已作部分修正並加以擴充，再整合建構成同時適合重力式與鋼板樁碼頭之檢測系統。本階段系統表之分類與編號狀況如表 5.2。各系統表之建構內容依序分述於下列各節。

表 5.2 系統表之編碼與分類狀況

系統表編碼	設施編碼	檢測性質編碼	檢測次數編碼	檢測表單編碼	分類
A0					常用碼頭及本體設施分類編碼表
B0					碼頭基本勘查內容(項目)參考表
C0	SSSW	OF	0001	01	碼頭基本資料表
D0	SSSW	OF	0001	01	碼頭檢測圖述、照片與紀錄表
E0	SSSW	OC	0001	01	碼頭巡查報告表
F1	SSSW	OF	0001	01	碼頭勘查要點與DER評估報告表
F2	SSSW	OF	0001	02	碼頭勘查要點與DER評估報告表
F3	SSSW	OF	0001	03	碼頭勘查要點與DER評估報告表
G0					碼頭外視異象度綜合評估簡易分類與各項基本對策表
H0					碼頭基本檢測、監測、維護與對策參考表
H1					安全檢測作業綱要與流程圖
H2					重力式碼頭水下檢測作業綱要與流程
H3					鋼板(管)樁碼頭水下檢測作業綱要與流程
S1	SSSW	OS	0001	01	碼頭細部檢測要點與DER評估內容表
S2	SSSW	OS	0001	02	碼頭細部檢測要點與DER評估內容表
S3	SSSW	OS	0001	03	碼頭細部檢測要點與DER評估內容表
S4	SSSW	OS	0001	04	碼頭細部檢測要點與DER評估內容表

代號補充說明					
SSS	系統	OC	平時巡查	FS	例行細勘
W	碼頭	OF	平時初勘	SF	災害初勘
OD	基本對策參考資料	OS	平時細勘	SS	災害細勘
		FF	例行初勘		

系統表中之編碼設計包刮：系統表編碼(2碼)、設施編碼(4碼)、檢測性質編碼(2碼)、檢測次數編碼(4碼)、檢測表單編碼(2碼)。設施編碼除 W 表示碼頭、SSS 表示系統共通性外，其它詳如表 3.2。檢測性質編碼中 OD 為基本對策參考資料，OC 為平時巡查，OF 為平時初勘，

OS 為平時細勘，FF 為例行初勘，FS 為例行細勘，SF 為災害初勘，SS 為災害細勘。

5.3.5 系統表 A0-常用碼頭及本體設施分類編碼表之建構

系統表 A0-為常用碼頭及本體設施分類編碼表，主要分類分為碼頭主體、附屬建物與附屬設施三大類，碼頭主體又以常用結構型式分為重力式、版樁式及棧橋式三大類，各類設施編碼詳如表 5.3。

表 5.3 港灣設施安全檢測評估系統表-A0

常用碼頭及本體設施分類編碼表					
碼頭主體		附屬建物		附屬設施	
編碼	結構型式	編碼	名稱	編碼	名稱
GCCW	重力式沉箱碼頭	BO	辦公室	CC	繫船柱基座
GLBW	重力式L型塊碼頭	BW	倉庫	CB	繫船柱
GCBW	重力式空心方塊碼頭	BT	通棧	CF	防舷材
GBBW	重力式方塊碼頭	BS	圓庫	C	車檔
SALW	版樁式錨碇版碼頭	BC	輸送設施	C	水溝
SAIW	版樁式錨碇樁碼頭	SY	堆貨場		
SRIW	平版樁基式碼頭(減壓平版式碼頭)	CY	貨櫃場		
TSVW	棧橋式鋼管直樁碼頭				
TSBW	棧橋式鋼管斜樁碼頭				
TPVW	棧橋式PC直樁碼頭				
TPBW	棧橋式PC斜樁碼頭				

5.3.6 系統表 B0-碼頭基本勘查內容(項目)參考表之建構

系統表 B0-為目前已標定之碼頭基本勘查內容(項目)參考表，其標定內容分為水下及陸上兩部份，陸上標定順序係由防舷材往上往內，水下標定順序係由岸壁往下往外，整體標定內容與順序代號詳如表 5.4。表中所標定之順序亦為本系統建議之現地檢測要點與順序。

表 5.4 港灣設施安全檢測評估系統表-B0

碼頭基本勘查內容(項目)參考表			
代號	內容(項目)	代號	內容(項目)
陸上勘查			
WF01-3	防舷材破裂	WF06-1	岸肩腐蝕
WF01-7	防舷材崩塌	WF06-2	岸肩龜縫
WF02-5O	法線外拱	WF06-3	岸肩破縫
WF02-5I	法線內拱	WF06-4	岸肩沉陷
WF03-1	冠牆腐蝕	WF06-5	岸肩拱起
WF03-2	冠牆龜縫	WF06-6	岸肩傾斜
WF03-3	冠牆破縫	WF06-7	岸肩崩塌
WF03-4	冠牆沉陷	WF07-3	水溝破裂
WF03-6	冠牆傾斜	WF07-4	水溝沉陷
WF03-7	冠牆崩塌	WF07-7	水溝崩塌
WF04-1	繫船柱腐蝕	WF08-3	後線地面破裂
WF04-3	繫船柱破裂	WF08-4	後線地面沉陷
WF05-3	繫船柱基面破裂	WF08-7	後線地面崩塌
WF05-6	繫船柱基傾斜	WF09-4	後線建物沉陷
WF05-7	繫船柱基崩塌	WF09-6	後線建物傾斜
		WF09-7	後線建物崩塌
水下巡檢			
WS01-C08	水深檢測	WS04-C12	海床掏刷檢測
WS01-C09	壁體破裂檢測	WS04-C13	海床拱起檢測
WS01-C10	壁體漏沙檢測	WS03-C14	鋼板腐蝕電位檢測
WS01-C11	壁體傾斜檢測	WS03-C15	鋼板厚度檢測

5.3.7 系統表 C0-碼頭基本資料表之建構

系統表 C0-為目前檢討整合修建完成之碼頭基本資料表,其整合修建完成之表單格式與內容詳如表 5.5,本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.5 港灣設施安全檢測評估系統表-C0

基本資料表SSSW-OF-0001-00																			
檢測資料屬性	區域		既有		改建		翻修		年份		月份								
	平時		例行		災害														
	巡查		初勘		細勘		特定		研究										
碼頭名稱																			
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港動	客	其它								
碼頭型式	重力式	✓	版樁式		棧橋式		平版樁基式		護岸		其它								
岸壁結構	方塊	✓	沉箱		鋼板		鋼管		PC圓樁		PC版樁		其他						
岸肩結構	方塊	✓	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁		其他						
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無		其他								
岸肩或背填料	砂		砂石級配		碎石級配		卵石級配		塊石級配		回填料		其它						
岸肩面板	RC		PC	✓	AC		卵石級配		碎石級配		其他								
碼頭起造日期	年		月		碼頭完工日期	年		月		碼頭啟用日期	年		月						
設計標高：	EL+m	基本設計圖(電子檔)																	
設計海床：	EL-m	平面	A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
設計坡度：	%	斷面	B	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
設計船舶：	噸(級)	細部	C	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
設計震度：	震度(gal)	施工照片	D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
		施工監測	E	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
基本完工照片																			
法線、防舷材照片	繫船柱、冠牆照片			岸肩照片			水溝照片												
照片編號	照片編號			照片編號			照片編號												
法線、防舷材照片	繫船柱、冠牆照片			岸肩順照片			後線地面照片												
照片編號	照片編號			照片編號			照片編號												
法線、防舷材照片	繫船柱、冠牆照片			岸肩照片			後線建物照片												
照片編號	照片編號			照片編號			照片編號												
檢測單位：	港灣技術研究中心					檢測人員：													

檢測日期： 年 月 日

第 1 頁 共 頁

5.3.8 系統表 D0-碼頭檢測圖述、照片與紀錄表之建構

系統表 D0-為目前檢討整合修建完成之碼頭檢測圖述 照片與紀錄表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 5.6。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.6 港灣設施安全檢測評估系統表-D0

碼頭檢測圖述、照片與紀錄表SSSW-OF-0001-00												
檢測資料 屬性	區域		既有		改建		翻修		年份		月份	
	平時		例行		災害	✓						
	巡查		初勘		細勘		特定		研究			
碼頭名稱												
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它	✓
碼頭型式	重力式	✓	版樁式		棧橋式		平版樁基式		護岸		其它	
岸壁結構	方塊	✓	沉箱		鋼板		鋼管		PC圓樁		PC版樁	其他
岸肩結構	方塊	✓	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁	其他
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無		其他	
岸肩或背填料	砂		砂石級配		碎石級配		卵石級配		塊石級配		回填料	其它
岸肩面板	RC		PC	✓	AC		卵石級配		碎石級配		其他	
基本外視異象檢測照片及描繪記錄圖												
檢測單位：	港灣技術研究中心					檢測人員：	蘇吉立					
檢測日期：	2006 年 3 月 16 日							第		頁 共		頁

5.3.9 系統表 E0-碼頭巡查報告表之建構

系統表 E0-為目前檢討整合新建完成之巡查報告表，其建置完成之表單格式與內容詳如表 5.7。主要在提供一般基層人員於平時、例行或災害時之綜合性快速檢測與評估報告用，報告之目的在提供決策之快速而適當處置之依據，亦為細部檢測之參考依據。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.7 港灣設施安全檢測評估系統表-E0

碼頭巡查報告表-GCCW-OC-0001-00																							
檢測資料屬性		區域		既有	✓	改建		翻修		年份		月份											
		平時	✓	特定		災害																	
		巡查		初勘		細勘		監測		研究	✓												
碼頭名稱																							
碼頭用途屬性		軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港動	客	其它											
碼頭型式		重力式	版樁式	棧橋式	✓	平版樁基式		護岸		其它													
岸壁結構		方塊	沉箱	鋼板		鋼管	✓	PC版樁		PC圓樁		其他											
岸肩結構		方塊	沉箱	鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁		其他											
錨碇結構		鋼版樁	鋼管樁	PC圓樁		PC版樁		無		其他													
岸肩或背填料		砂	砂石級配	碎石級配		卵石級配		回填料		其他			✓										
岸肩面板		RC	✓	PC		AC		碎石級配		其他													
巡查部位		外視異象							各項巡查評估結果														
		1	2	3	4	5	6	7															
		腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌															
編號		項目		外視異象等級																			
		A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O		
		等級分劃請參閱系統表08(主要以一般外視異象及其分佈範圍為分劃)																					
		分佈範圍分劃：100~45%為A、44~25%為B、24~5%為C、<5%為O																					
																		1~3項	4~7項				
SSSWF01	防核材				0				免評												0	0	
建議因應措施		無																					
SSSWF02	法線	免評																			免評		0
說明																							
SSSWF03	冠牆																				免評		0
說明																							
SSSWF04	繫船柱																				免評		免評
SSSWF05	繫船柱基																				免評		0
說明																							
SSSWF06	岸肩																				免評		0
說明																							
SSSWF07	岸肩水溝	免評																			免評		0
SSSWF08	後線地面	免評																			免評		0
SSSWF09	後線建物	免評																			免評		0
巡查綜合評估	整體警示度	腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌	綜合警示												0	0	
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	建議因應措施	正常																					
	個項	冠牆				繫船柱				繫船柱基				岸肩									
		無				無				無				無									
		岸肩水溝				後線地面				後線建物													
		無				無				無													
	檢、監測	法線		裂縫		沉陷		水下		強度		地質											
		否		否		否		否		否		否											
檢測單位：		港灣技術研究中心																					
檢測人員：		蘇吉立																					
檢測日期：		年 月 日										第 頁 共 頁											

5.3.10 系統表 F1-碼頭勘查要點與 DER 評估報告表之建構

系統表 F1-為目前檢討整合修建完成之之碼頭勘查要點與 DER 評估報告表，其建置完成之表單格式與內容詳如表 5.8。主要在提供一般基層人員於平時或災害時之初勘與評估報告用。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.8 港灣設施安全檢測評估系統表-F1

碼頭勘查要點與DER評估報告表SSSW-OF-0001-01																															
檢測資料屬性		區域	既有	✓	改建	翻修	年份	月份																							
		平時	例行	✓	災害																										
		巡查	初勘		細勘	特定	研究																								
碼頭名稱																															
碼頭用途屬性		軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它																			
碼頭型式		重力式	✓	版樁式	棧橋式	平版樁基式	護岸	其它																							
岸壁結構		方塊	✓	沉箱	鋼板	鋼管	PC版樁	PC圓樁	其他																						
岸肩結構		方塊	✓	沉箱	鋼管直樁	鋼管斜樁	PC斜樁	PC直樁	其他																						
錨碇結構		鋼版樁		鋼管樁	PC圓樁	PC版樁	無	其他																							
岸肩或背填料		砂		砂石級配	碎石級配	卵石級配	塊石級配	回填料	其他																						
岸肩面板		RC		PC	AC	卵石級配	碎石級配	其他																							
安檢部位與內容		D目視異象度				E分佈範圍%				R安全影響				檢測照						檢測圖			警示度								
A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)		A	B	C	O	N	A	B	C	O	N	A	B	C	O	N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	ABCO	ID(%)
界限分劃權重分配0、1、2、3四級		如各項分劃				4	5	0	高	中	低	無	ID% = (((D+E)*R)/18)*100																		
警示度ID之分劃：100~45%為高度警示(A)、44~25%為中度警示(B)、24~5%為低度警示(C)、4~0%為正常(O)																															
D目視異象度之分劃：極嚴重為3、中等嚴重為2、輕微為1、無為0																															
E分佈範圍%之分劃：100~45%為3、44~25%為2、24~5%為1、4~0%為0																															
SSSWF01	防眩材					2										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：無作用、崩塌或崩落時權重3，破裂時權重2，龜裂時權重1)																													
SSSWF02	法線					3										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：外移量>=30cm或內移量5>cm時權重3，外移量11~29cm或內移量5~2cm時權重2，外移量<=10cm或內移量<=2cm時權重1)																													
SSSWF03-1	冠牆腐蝕					2										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：破、拱時權重3，裂時權重2，銹水時權重1)																													
SSSWF03-2	冠牆龜裂					2										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：冠牆變形、裂縫貫穿權重3，冠牆未變形、裂縫貫穿權重2，冠牆未變形、裂縫未貫穿時權重1)																													
SSSWF03-3	冠牆破裂					2										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：冠牆變形、裂縫貫穿權重3，冠牆未變形、裂縫貫穿權重2，冠牆未變形、裂縫未貫穿時權重1)																													
SSSWF03-4	冠牆沉陷					3										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：沉陷量>15cm時權重3，15~5cm時權重2，<5cm時權重1)																													
SSSWF03-6	冠牆傾斜					3										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：傾斜量>2%時權重3，1.9~1%時權重2，<1%時權重1)																													
SSSWF03-7	冠牆崩塌					3										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：崩塌時權重分配3，>傾崩或崩陷時權重分配2，>崩破時權重分配1)																													
SSSWF04-1	繫船柱腐蝕					1										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：表面腐蝕剝落時權重2，腐蝕脫漆時權重1)																													
SSSWF04-3	繫船柱破裂					2										0			0												
1-3 勘查結果		正常																													
		(D分劃：破斷、破孔時權重3，破龜裂時權重2)																													
檢測單位：		港灣技術研究中心																													
檢測人員：		蘇吉立																													

檢測日期： 2006 年 3 月 16 日

第 1 頁共 3 頁

5.3.11 系統表 F2-碼頭勘查要點與 DER 評估報告表之建構

系統表 F2-為目前檢討整合修建完成之之碼頭勘查要點與 DER 評估報告表，其建置完成之表單格式與內容詳如表 5.9。主要在提供一般基層人員於平時或災害時之初勘與評估報告用。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.9 港灣設施安全檢測評估系統表-F2

碼頭勘查要點與DER評估報告表SSSW-OF-0001-02																					
檢測資料屬性	區域		既有	✓	改建		翻修		年份		月份										
	平時		例行	✓	災害																
	巡查		初勘	✓	細勘		特定		研究												
碼頭名稱																					
碼頭用途屬性																					
碼頭型式																					
岸壁結構																					
岸肩結構																					
錨碇結構																					
岸肩或背填料																					
岸肩面板																					
安檢部位與內容																					
A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)																					
界限分劃權重分配0、1、2、3四級																					
警告示度ID之分劃																					
D目視異象度之分劃																					
E分佈範圍%之分劃																					
SSSWF05-3 繫船柱基面裂縫																					
GBBWF05-6 繫船柱基傾斜																					
GBBWF05-7 繫船柱基崩塌																					
1~3 勘查結果																					
GBBWF06-1 岸肩腐蝕																					
GBBWF06-2 岸肩龜裂																					
GBBWF06-3 岸肩破裂																					
1~3 勘查結果																					
GBBWF06-4 岸肩沉陷																					
1~3 勘查結果																					
GBBWF06-5 岸肩拱起																					
GBBWF06-6 岸肩傾斜																					
GBBWF06-7 岸肩崩塌																					
5~7 勘查結果																					
檢測單位																					
檢測人員																					
檢測日期																					
										2										0	0
(D分劃：45°全長拉裂時權重分配2，龜裂時權重分配1)																					
										3										0	0
(D分劃：傾斜量>2%時權重分配3，1~1.9%時權重分配2，<1%時權重分配1)																					
										3										0	0
(D分劃：崩塌時權重分配3，>傾崩或崩陷時權重分配2，>崩破時權重分配1)																					
正常																					
										2										0	0
(D分劃：破、拱時權重分配3，裂時權重分配2，銹水時權重分配1)																					
										2										0	0
(D分劃：朝法線方向或平行法線全長龜裂時權重分配3，局部龜裂時權重分配2，腐蝕龜裂時權重分配1)																					
										2										0	0
(D分劃：朝法線方向或平行法線全長破裂時權重分配3，局部破裂時權重分配2，腐蝕破裂時權重分配1)																					
正常																					
										3										0	0
(D分劃：沉陷量>20cm時權重分配3，20~10cm時權重分配2，<10cm時權重分配1)																					
正常																					
										3										0	0
(D分劃：拱起量>10cm時權重分配3，10~5cm時權重分配2，<5cm時權重分配1)																					
										3										0	0
(D分劃：傾斜量>3%時權重分配3，>2%時權重分配2，>1%時權重分配1)																					
										3										0	0
(D分劃：崩塌時權重分配3，>傾崩或崩陷時權重分配2，>崩破時權重分配1)																					
正常																					
港灣技術研究中心																					
蘇吉立																					
2006年3月16日																					

5.3.12 系統表 F3-碼頭勘查要點與 DER 評估報告表之建構

系統表 F3-為目前檢討整合修建完成之之碼頭勘查要點與 DER 評估報告表，其建置完成之表單格式與內容詳如表 5.10。主要在提供一般基層人員於平時或災害時之初勘與評估報告用。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.10 港灣設施安全檢測評估系統表-F3

碼頭勘查要點與DER評估報告表SSSW-OF-0001-03																				
檢測資料屬性	區域		既有	✓	改建		翻修		年份		月份									
	平時		例行	✓	災害															
	巡查		初勘	✓	細勘		特定		研究											
碼頭名稱																				
碼頭用途屬性																				
碼頭型式																				
安檢部位與內容																				
A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)																				
D目視異常度之分類：極嚴重為3、中等嚴重為2、輕微為1、無為0																				
E分佈範圍%之分類：100-45%為3、44-25%為2、24-5%為1、4-0%為0																				
GBBWF07-3	水溝破裂						2												0	0
(D分劃：大量滲水時權重3，>輕微滲水時權重2，>看不出滲水時權重1)																				
GBBWF07-4	水溝沉陷						2												0	0
(D分劃：沉陷量>20cm時權重分配3，20~10cm時權重分配2，<10cm時權重分配1)																				
GBBWF07-7	水溝崩塌						2												0	0
(D分劃：崩塌時權重分配3，>傾崩或崩陷時權重分配2，>崩破時權重分配1)																				
勘查結果 正常或無																				
GBBWF08-3	後線地面破裂						2												0	0
(D分劃：因地面沉陷或基土流失時權重3，不明時2)																				
GBBWF08-4	後線地面沉陷						2												0	0
(D分劃：沉陷量>20cm時權重3，20~10cm時權重2，<10cm時權重1)																				
GBBWF08-7	後線地面崩塌						3												0	0
(D分劃：崩塌時權重分配3，>傾崩或崩陷時權重分配2，>崩破時權重分配1)																				
勘查結果 正常																				
GBBWF09-4	後線建物沉陷						2												0	0
(D分劃：沉陷量>20cm時權重3，20~10cm時權重2，<10cm時權重1)																				
GBBWF09-6	後線建物傾斜						2												0	0
(D分劃：傾斜量>2%時權重3，2~1.5%時權重2，<1%時權重1)																				
GBBWF09-7	後線建物崩塌						3												0	0
(D分劃：因地面沉陷或基土流失時權重3)																				
勘查結果 正常或無																				
檢測單位： 港灣技術研究中心																				
檢測人員： 蘇吉立																				
檢測日期： 2006年3月16日																				

5.3.13 系統表 G0-碼頭外部異象度綜合評估簡易分類與各項基本對策表之建構

系統表 G0-為目前檢討整合修建完成之碼頭外部異象度綜合評估簡易分類與各項基本對策表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 5.11。

表 5.11 港灣設施安全檢測評估系統表-G0

碼頭外視異象度綜合評估簡易分類與各項基本對策表					
外視異象分類		外視異象度綜合等級分類			
		A 級	B 級	C 級	D 級
1.腐蝕	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	一般外視異象	銹水、龜裂、破裂、拱起			
	檢、監測	C01~C04	C01~C04	C01~C04	
	維護與對策	G01、G04、G05、G13、G14、G15、G16、G17	G01、G04、G05、G07、G8、G16	G01、G04、G16	G01、G04
2.龜裂	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	一般外視異象	有規則長裂縫		不規則短裂縫	
	檢、監測	S02、C01~C05、SS02	S02、C01~C05、SS02	S02、C01~C05、SS02	S02、C01~C05、SS02
	維護與對策	G01、G05、G13、G14、G15、G16、G17	G01、G03、G05、G07、G08、G16	G01、G03、G16	G01、G03
3.破裂	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	一般外視異象	有規則長裂縫		不規則短裂縫	
	檢、監測	S02、C01~C05、SS02	S02、C01~C05、SS02	S02、C01~C05、SS02	S02、C01~C05、SS02
	維護與對策	G01、G05、G13、G14、G15、G16、G17	G01、G04、G05、G07、G08、G16	G01、G04、G16	G01、G03
4.沉陷	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	沉陷量	沉陷量大於20cm	沉陷量10~15cm	沉陷量5~10cm	沉陷量小於5cm
	檢、監測	S01~S03、C06~C08、SS01、SS03	S01~S03、C06~C08、SS01、SS03	S01~S03、C06~C08、SS01、SS03	
	維護與對策	G01、G05、G07、G14	G01、G05、G07、G14	G01、G05	G01
5.拱起	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	拱起量	拱起量大於10cm	拱起量10~5cm		拱起量小於5cm
	檢、監測	S01~S04、C06~C08、SS01~SS04	S01~S04、C06~C08、SS01~SS04		
	維護與對策	G01、G07、G14-G15	G01、G14-G15		G01
6.傾斜	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	傾斜量	2%(或法線外移>30cm)	2~1%(或法線外移10~30cm)	<1%(或法線外移<10cm)	無
	檢、監測	S01~S05、C06~C08、SS01~SS05	S01~S05、C06~C08、SS01~SS05	S01~S05、C06~C08、SS01~SS05	
	維護與對策	G01、G13-G15	G01、G07、G14-G15	G01、G14-G15	G01
7.崩塌	外視分佈範圍	>45%	45~25%	25~5%	<5%
	一般外視異象	崩塌	傾崩	崩塌	崩破
	檢、監測	S01~S06、C06~C08、SS01~SS06	S01~S06、C06~C08、SS01~SS06	S01~S06、C06~C08、SS01~SS06	S01~S06、C06~C08、SS01~SS06
	維護與對策	G01、G13-G17	G01、G13-G17	G01、G07、G14-G16	G01、G07-G08
註		A 表示高度警示	B 表示中度警示	C 表示警示	D 表示正常

蘇吉立200506更修1

5.3.14 系統表 H0-碼頭基本檢測、監測、維護與對策參考表之建構

系統表 H0-為目前檢討整合修建完成之碼頭基本檢測、監測、維護

與對策參考表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 5.12。

表 5.12 港灣設施安全檢測評估系統表-H0

碼頭基本檢測、監測、維護與對策參考表							
外部或水上		隱性或水下		監測		基本維護與對策	
代號	內容	代號	內容	代號	內容	代號	內容
S01	法線檢測	C01	腐蝕檢測	SS01	法線監測	G01	阻絕外部滲流水源
S02	裂縫檢測	C02	保護層厚度檢測	SS02	裂縫監測	G02	整治排水系統
S03	沉陷檢測	C03	強度檢測	SS03	沉陷監測	G03	裂縫填補
S04	拱起檢測	C04	劣化檢測	SS04	拱起監測	G04	面層清理補修
S05	傾斜檢測	C05	裂縫深度檢測	SS05	傾斜監測	G05	面層全面整修
S06	崩塌檢測	C06	孔洞檢測			G06	漏砂填補
		C07	地質補充調查			G07	部份管制
		C08	海下檢測			G08	部份補強
		C08-1	水深檢測			G09	岸肩警示
		C08-2	壁體破裂檢測			G10	岸肩交通管制
		C08-3	壁體漏沙檢測			G11	岸肩工作管制
		C08-4	壁體傾斜檢測			G12	海上警示
		C08-5	海床掏刷檢測			G13	全面管制
		C08-6	海床拱起檢測			G14	全面評估
		C08-7	鋼板腐蝕電位檢測			G14-1	結構設計校核
		C08-8	鋼板厚度檢測			G14-2	穩定分析
						G14-3	耐震分析
						G14-4	抗液化分析
						G15	全面補強
						G16	部份更修
						G17	全面改建

蘇吉立 200506 更修

5.3.15 系統表 H1-安全檢測作業綱要與流程

系統表 H1-為目前新建完成之碼頭安全檢測作業綱要與流程圖，其中建議之內容與流程詳如圖 5.11。

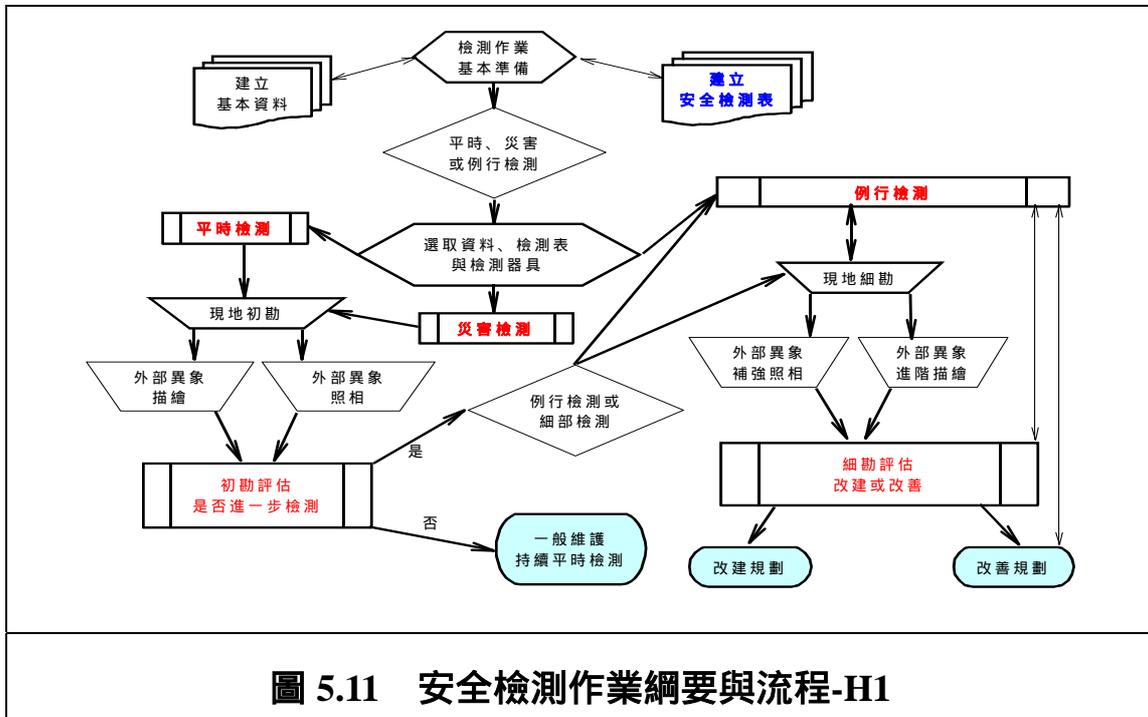
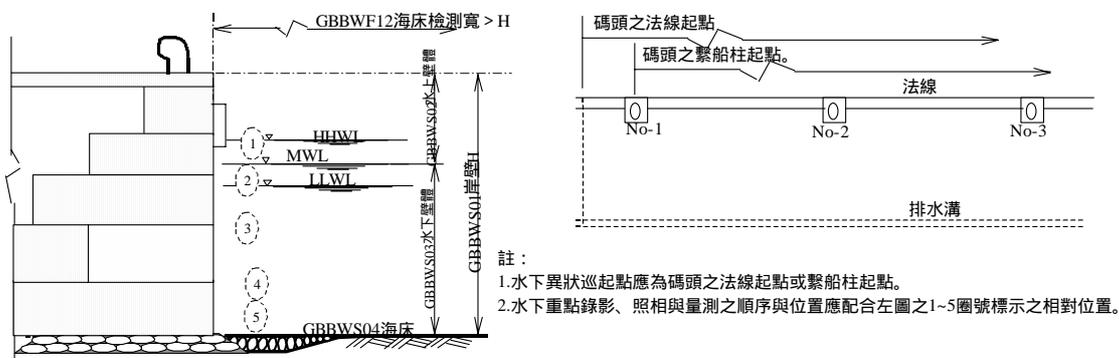


圖 5.11 安全檢測作業綱要與流程-H1

5.3.16 系統表 H2-重力式碼頭水下檢測作業綱要與流程

系統表 H2-為目前新建完成之重力式碼頭水下檢測作業綱要與流程圖，其中建議之內容與流程詳如圖 5.12。



重力式碼頭水下檢測範圍與部位標稱示意圖 2006 蘇吉立

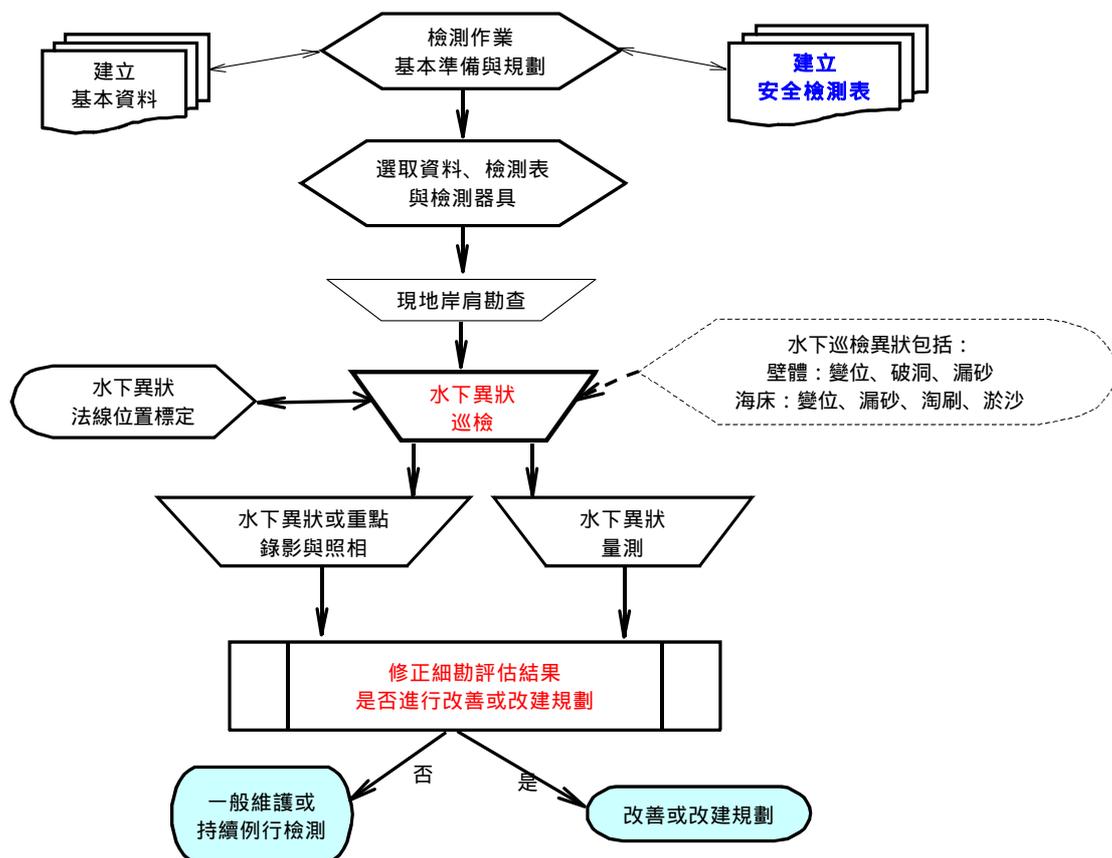
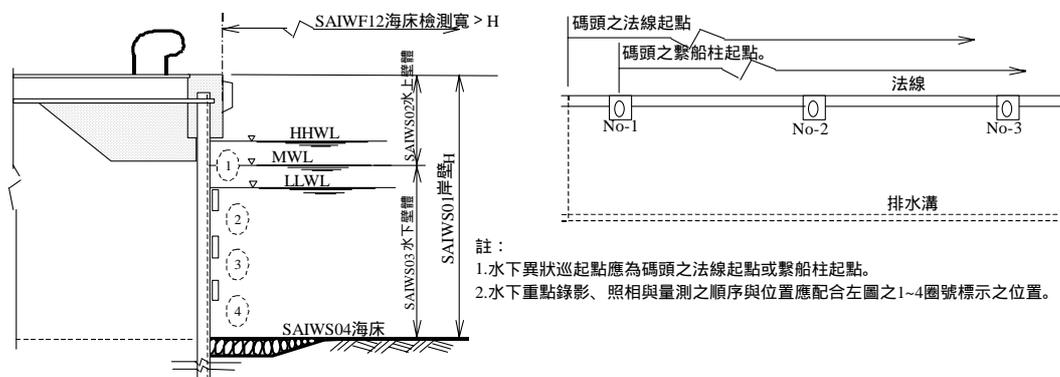


圖 5.12 重力式碼頭水下檢測作業綱要與流程圖

5.3.17 系統表 H3-鋼版(管)樁碼頭水下檢測作業綱要與流程

系統表 H3-為目前新建完成之鋼版(管)樁碼頭水下檢測作業綱要與流程圖，其中建議之內容與流程詳如圖 5.13。



鋼版(鋼管)碼頭水下檢測範圍與部位標稱示意圖 2006 蘇吉立

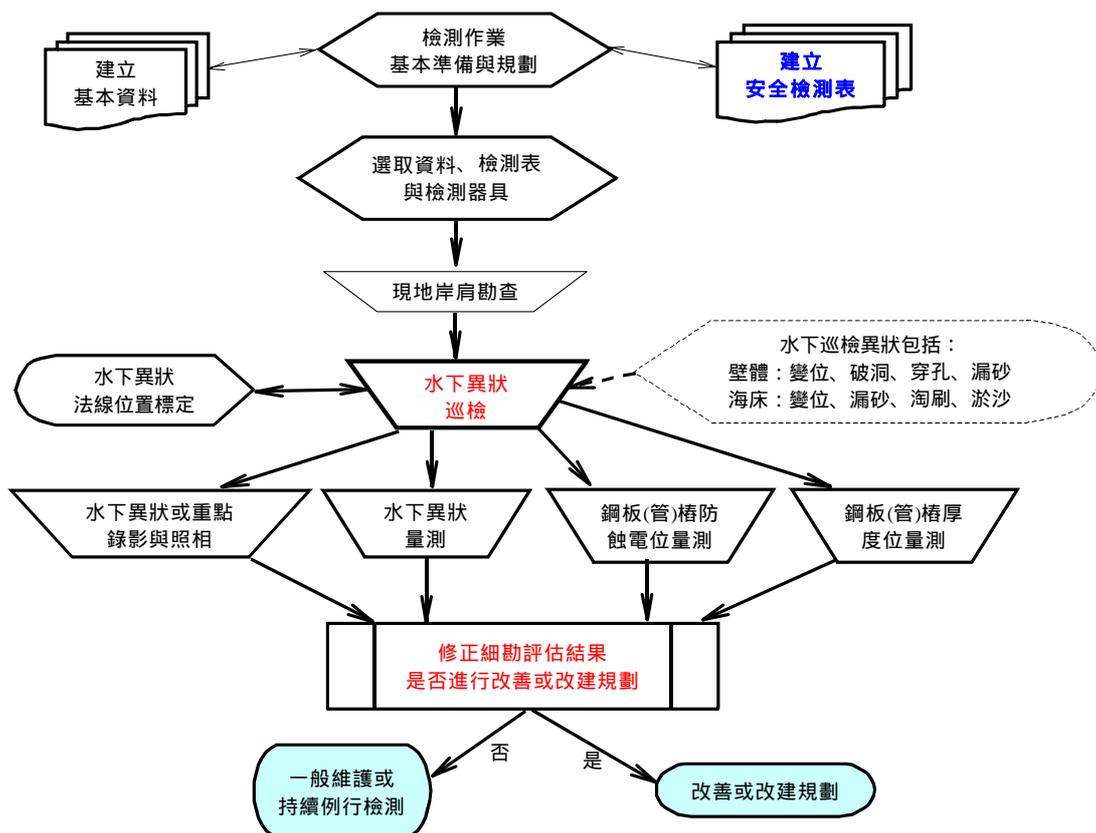


圖 5.13 鋼版(鋼管)樁碼頭水下檢測作業綱要與流程圖

5.3.18 系統表 S1-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構

系統表 S1-為目前檢討整合修建完成之碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 5.13。主要在提供一般基層人員於平時、例行或災害時之細勘與評估報告用。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.13 港灣設施安全檢測評估系統表-S1

碼頭細部檢測要點與DER評估內容表SSSW-OS-0001-01														
檢測資料屬性	區域		既有	✓	改建		翻修		年份		月份			
	平時		例行	✓	災害									
	巡查		初勘		細勘		特定		研究					
碼頭名稱														
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	敷	油	化	漁	港動	客	其它			
碼頭型式	重力式		版橋式		棧橋式		平板橋基式		護岸		其它			
岸壁結構	方塊	✓	沉箱		鋼板		鋼管		PC版樁		PC圍樁		其他	
岸肩結構	方塊	✓	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁		其他	
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圍樁		PC版樁		無		其他			
岸肩或背填料	砂		砂石級配		碎石級配		卵石級配		塊石級配		回填料		其他	
岸肩面板	RC		PC		AC		卵石級配		碎石級配		其他			
安檢部位與內容	D目視異象度		E分佈範圍%				R安全影響				ID%(((D+E)*R)/18)*100			
	A	B	C	O	N	A	B	C	O	A	B	C	O	
	如各項分劃					45	25	5	0	高	中	低	無	
	3	2	1	0		3	2	1	0	3	2	1	0	
	R分劃權重分配分0、1、2、3四級													
警示度分劃：A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)														
D目視異象度之分劃：極嚴重為3、中等嚴重為2、輕微為1、無為0														
E分佈範圍%之分劃：100~45%為3、44~25%為2、24~5%為1、4~0%為0														
目視異象度權重														
檢測、監測說明或紀錄														
ID等級														
SSWS01	防舷材						2							
細檢結果		正常												
檢測重點說明		岸壁嚴重傾斜防舷材失去作用 (細檢D分劃：無作用、崩塌或崩落時權重3，破裂時權重2，龜裂時權重1)												
SSWS02	法線						3							
S00	法線檢測		實測結果法線全線外移20~137cm										O	0
SS00	法線監測		無											
細檢結果		正常												
(細檢D分劃：持續外移>10cm或內移2cm時權重3，持續外移<=10cm或內移量<=2cm時權重2，非持續外移<10cm或內移<=2cm時權重1)														
SSWS03-1-3	冠牆A						2							
S02	裂縫檢測		檢測結果冠牆有5道1~20mm貫穿岸肩之裂縫										O	0
SS02	裂縫監測		無											
細檢結果		正常												
(細勘D分劃：變位破裂、變形破裂權重3，非腐蝕破裂、腐蝕破裂、腐蝕龜裂權重2，非腐蝕龜裂權重1)														
SSWS03-4-7	冠牆B						3							
S04	沉陷檢測		實測結果全線沉陷9cm~53cm										O	0
SS04	沉陷監測		無											
S06	傾斜檢測		實測結果全線傾斜0.5%~3.5%											
SS06	傾斜監測		無											
細檢結果		正常												
(細勘D分劃：崩塌、傾斜>2%、沉陷>15cm時權重3、傾斜1.9~1%、沉陷15~5cm時權重2，傾斜<1%、沉陷<5cm時權重配1)														
SSWS04	繫船柱						2							
細檢結果		正常												
檢測重點說明		檢測結果法全線有使用危險之處 (細勘D分劃：破斷、破孔、有使用危險之虞時權重3，破裂、龜裂、表面嚴重腐蝕剝落時權重2，腐蝕脫漆時權重1)												
檢測單位：		港灣技術研究中心												
檢測人員：		蘇吉立												
檢測日期：		年 月 日				評估表頁數(第 1 頁共 4 頁)				220602蘇吉立更修				

5.3.19 系統表 S2-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構

系統表 S2-為目前檢討整合修建完成之碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 5.14。主要在提供一般基層人員於平時、例行或災害時之細勘與評估報告用。本表已於 95 年實地應用與驗證中略作修正。

表 5.14 港灣設施安全檢測評估系統表-S2

碼頭細部檢測要點與DER評估內容表SSSW-OS-0001-02														
檢測資料屬性	區域		既有	✓	改建		翻修		年份		月份			
	平時		例行	✓	災害									
	巡查		初勘		細勘		特定		研究					
碼頭名稱														
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它			
碼頭型式	重力式		版樁式		棧橋式		平板樁基式		護岸		其它			
岸壁結構	方塊	✓	沉箱		鋼板		鋼管		PC版樁		PC圓樁		其他	
岸肩結構	方塊	✓	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁		其他	
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無		其他			
岸肩或背填料	砂		砂石級配		碎石級配		卵石級配		塊石級配		回填料		其他	
岸肩面板	RC		PC		AC		卵石級配		碎石級配		其他			
安檢部位與內容	D目視異象度		E分佈範圍%				R安全影響				ID%(((D+E)*R)/18)*100			
	A	B	C	O	N	A	B	C	O	A	B	C	O	
	R分劃權重分配分0、1、2、3四級													
	如各項分劃 45 25 5 0 高 中 低 無													
	警示度分劃：A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)													
D目視異象度之分劃：極嚴重為3、中等嚴重為2、輕微為1、無為0														
E分佈範圍%之分劃：100~45%為3、44~25%為2、24~5%為1、4~0%為0														
目視異象度權重						檢測、監測說明或紀錄						ID等級		
SSWS05	繫船柱基						3				0 0			
S02	裂縫檢測													
SS02	裂縫監測													
S04	沉陷檢測		實測結果外移20~137cm、沉陷9cm~53cm、傾斜0.5%~3.5%、有使用危險之虞											
SS04	沉陷監測													
S06	傾斜檢測		實測結果外移20~137cm、沉陷9cm~53cm、傾斜0.5%~3.5%、有使用危險之虞											
SS06	傾斜監測													
細檢結果		正常												
(細勘D分劃：崩塌、傾斜>2%、沉陷>15cm、有使用危險之虞時權重3，傾斜1.9~1%、沉陷15~5cm時權重2，傾斜<1%、沉陷<5cm時權重記1)														
GBBWS06-(1~3)	岸肩A						3				0 0			
S01	腐蝕檢測													
C01	保護層厚度檢													
C02	強度檢測													
C03	氯離子含量檢													
C04	中性化深度檢													
S02	裂縫檢測		檢測結果有5道1~20mm貫穿岸肩之裂縫、岸肩已傾斜及沉陷											
SS02	裂縫監測		無											
C05	裂縫深度檢測													
細檢結果		正常												
(細勘D分劃：變位破裂、變形破裂權重3，非腐蝕破裂、腐蝕破裂、腐蝕龜裂權重2，非腐蝕龜裂權重1)														
檢測單位：		港灣技術研究中心												
檢測人員：		蘇吉立												
檢測日期：		年 月 日				評估表頁數(第 2 頁共 4 頁)				220602蘇吉立更修				

5.3.20 系統表 S3-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構

系統表 S3-為目前檢討整合增建完成之碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 5.15。主要在提供一般基層人員於平時、例行或災害時之細勘與評估報告用。

表 5.15 港灣設施安全檢測評估系統表-S3

碼頭細部檢測要點與DER評估內容表SSSW-OS-0001-03																
檢測資料屬性	區域	既有	✓	改建	翻修	年份	月份									
	平時	例行	✓	災害												
	巡查	初勘		細勘	特定	研究										
碼頭名稱																
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它					
碼頭型式	重力式	版樁式	棧橋式	鋼管	平版樁基式	護岸	其它									
岸壁結構	方塊	✓	沉箱	鋼板	鋼管	PC版樁	PC圓樁	PC斜樁	PC直樁	其他						
岸肩結構	方塊	✓	沉箱	鋼管直樁	鋼管斜樁	PC斜樁	PC直樁	其他								
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁	PC圓樁	PC版樁	無	其他									
岸肩或背填料	砂		砂石級配	碎石級配	卵石級配	塊石級配	回填料	其他								
岸肩面板	RC		PC	AC	卵石級配	碎石級配	其他									
安檢部位與內容	D目視異象度		E分佈範圍%			R安全影響			ID%(((D+E)*R)/18)*100							
	A	B	C	O	N	A	B	C	O	R分劃權重分配0、1、2、3四級						
	如各項分劃					45	25	5	0	高	中	低	無	警示度分劃：A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)		
	3	2	1	0	3	2	1	0	3	2	1	0				
	D目視異象度之分劃：極嚴重為3、中等嚴重為2、輕微為1、無為0															
E分佈範圍%之分劃：100~45%為3、44~25%為2、24~5%為1、4~0%為0																
目視異象度權重												檢測、監測說明或紀錄		ID等級		
GCCWS06-(4~7)	岸肩B					3									0	0
S04	沉陷檢測		實測結果沉陷9cm~53cm有使用危險之虞													
SS04	沉陷監測															
S05	拱起檢測															
SS05	拱起監測															
S06	傾斜檢測		實測結果外移20~137cm、傾斜0.5%~3.5%有使用危險之虞													
SS06	傾斜監測															
C08-1	水深檢測															
C08-2	壁體破裂檢測															
C08-3	壁體漏砂檢測		水下檢測結果壁體漏砂													
C08-4	壁體傾斜檢測		水下檢測結果壁體傾斜													
C08-5	海床淘刷檢測															
C08-6	海床拱起檢測		水下檢測結果海床拱起													
C08-7	鋼板腐蝕電															
C08-8	鋼板厚度檢測															
細檢結果		正常														
(細勘D分劃：岸肩沉陷、傾斜或崩塌對應於海床淘刷超深、海床拱起、壁體拱起、壁體傾斜、漏砂時權重3)																
(細勘D分劃：岸肩沉陷對應於海床拱起、壁體拱起或漏砂時權重2，岸肩沉陷對應於海床或壁體無異象時權重1)																
GCCWS07	水溝					2									0	0
細檢結果		正常														
檢測重點說明		檢測結果全面嚴重後傾崩塌，與岸肩落差達10~90cm														
(細勘D分劃：崩塌漏砂、傾斜>2%、沉陷>15cm時權重3，漏砂、傾斜1.9~1%、沉陷15~5cm時權重2)																
(細勘D分劃：傾斜<1%、沉陷<5cm、龜裂時權重配1)																
GCCWS08	後線地面					2									0	0
細檢結果		正常														
檢測重點說明		檢測結果前半部嚴重崩塌漏砂及滲流、後半部嚴重液化噴砂崩塌與沉陷、全區沉陷達30cm~120cm														
(細勘D分劃：崩塌漏砂、傾斜>2%、沉陷>15cm時權重3，漏砂、傾斜1.9~1%、沉陷15~5cm時權重2)																
(細勘D分劃：傾斜<1%、沉陷<5cm、龜裂時權重配1)																
檢測單位：		港灣技術研究中心														
檢測人員：		蘇吉立														
檢測日期：		年 月 日														
評估表頁數(第 3 頁共 4 頁) 220602蘇吉立更修																

5.3.21 系統表 S4-碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表之建構

系統表 S4-為 95 年檢討整合增建完成之碼頭細部檢測要點與 DER 評估內容表，其整合修建置完成之表單格式與內容詳如表 3.16。主要在提供一般基層人員於平時、例行或災害時之細勘與評估報告用。

表 5.16 港灣設施安全檢測評估系統表-S4

碼頭細部檢測要點與DER評估內容表SSSW-OS-0001-04														
檢測資料屬性	區域		既有	✓	改建		翻修		年份		月份			
	平時		例行	✓	災害									
	巡查		初勘		細勘		特定		研究					
碼頭名稱														
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它			
碼頭型式														
岸壁結構	方塊	✓	沉箱		鋼板		鋼管		PC版樁	PC圓樁	其他			
	方塊	✓	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁	PC直樁	其他			
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無	其他				
岸肩或背填料	砂		砂石級配		碎石級配		卵石級配		塊石級配	回填料	其他			
	岸肩面板	RC	PC		AC		卵石級配		碎石級配	其他				
安檢部位與內容	D目視異象度			E分佈範圍%			R安全影響			ID%(((D+E)*R)/18)*100				
	A	B	C	O	N	A	B	C	O	A	B	C	O	
	R分劃權重分配0、1、2、3四級													
	警示度分劃：A(高)、B(中)、C(低)、O(正常)、N(不明)													
	3	2	1	0		3	2	1	0		3	2	1	0
D目視異象度之分劃：極嚴重為3、中等嚴重為2、輕微為1、無為0														
E分佈範圍%之分劃：100~45%為3、44~25%為2、24~5%為1、4~0%為0														
目視異象度權重														
檢測、監測說明或紀錄														
ID等級														
GCCWS09	後線建物						2							
細檢結果														
正常														
檢測重點說明														
檢測結構運輸設備及倉庫出現嚴重崩塌、傾斜、沉陷，已嚴重損壞														
監測重點說明														
無														
(細勘D分劃：崩塌、傾斜>2%、沉陷>15cm時權重3，傾斜1.9~1%、沉陷15~5cm時權重2，傾斜<1%、沉陷<5cm、龜裂時權重配1)														
整體基本維護與對策之建議														
編號	處置對策												說明	勾選
G01	阻絕外部滲流水源													✓
G02	整治排水系統													✓
G03	裂縫填補													✓
G04	面層清理補修													
G05	面層全面整修													
G06	漏砂填補													
G07	部份管制													
G08	部份補強													
G09	岸肩警示													
G10	岸肩交通管制													
G11	岸肩工作管制													
G12	海上警示													
G13	全面管制													
G14	全面評估													
G14-1	結構設計校核													
G14-2	穩定分析													
G14-3	耐震分析													
G14-4	抗液化分析													
G15	全面補強													
G16	部份更修													
G17	全面改建													✓
檢測單位： 港灣技術研究中心														
檢測人員： 蘇吉立														
檢測日期： 年 月 日 評估表頁數(第 4 頁共 4 頁) 220602蘇吉立更修														

5.4 系統之驗證與應用

為達系統之實用性與可行性，除藉歷史案例作為驗證與修正外，

並再將修正後之系統應用於現地。所有驗證與應用過之案例均同時建置於歷史檢測資料庫中。因已建案例資料繁多，下列各節僅列舉重力式與鋼板樁碼頭典型案例於系統表-E0-碼頭巡查報告表之驗證與應用之結果。

5.4.1 臺中港 1 號碼頭歷史案例之驗證

本案例係臺中港 1 號碼頭於西元 1999 年(民國 88 年)9 月 21 日車龍埔大地震後受損之現地調查狀況，與於 94 年系統套用之結果。

表 5.17 臺中港 1 號碼頭安全檢測評估系統表-E0

碼頭巡查報告表-GCCW-OC-0001-01															
檢測資料屬性	區域	TH	既有	O	改建	翻修	年份	2005	月份	5					
	平時		特定		災害	✓									
	巡查		初勘	✓	細勘	✓	監測		研究	✓					
碼頭名稱	台中港一號碼頭														
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它				
碼頭型式	重力式	✓	版樁式		棧橋式		平版樁基式		護岸		其它				
岸壁結構	方塊		沉箱	✓	鋼板		鋼管	PC版樁		PC圓樁		其他			
岸肩結構	方塊		沉箱	✓	鋼管直樁		鋼管斜樁	PC斜樁		PC直樁		其他			
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無	✓	其他				
岸肩或背填料	砂		砂石級配	✓	碎石級配	✓	卵石級配		回填料		其他				
岸肩面板	RC	✓	PC		AC	✓	卵石級配		碎石級配		其他				
巡查部位	外視異象												各項巡查評估結果		
	1	2	3	4	5	6	7								
	腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌								
編號	項目	外視異象等級												綜合等級	
		A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O		A
等級分劃請參閱系統表08(主要以一般外視異象及其分佈範圍為分劃)															
分佈範圍分劃：100-45%為A、44-25%為B、24-5%為C、<5%為O															
												1-3項	4-7項		
SSSWF01	防眩材	免評	免評	100	免評	免評	免評	100						A	
SSSWF02	法線	免評	免評	免評	80	100	免評	0						免評	A
說明															
SSSWF03	冠牆	0	30	30	80	免評	100	0						C	A
說明															
SSSWF04	繫船柱	100	100	100	免評	免評	免評	免評						A	免評
SSSWF05	繫船柱基	100	100	100	100	免評	100	100						A	A
說明															
SSSWF06	岸肩	0	30	30	80	免評	100	2						B	
說明															
SSSWF07	岸肩水溝	免評	100	100	100	免評	100	100						A	A
說明															
SSSWF08	後線地面	免評	100	100	100	免評	100	100						A	A
SSSWF09	後線建物	免評	100	100	100	免評	100	100						A	A
巡查綜合評估	整體警示度	腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌						綜合警示	
		0	65	65	90	100	100	51						B	A
	O	A	A	A	A	A	A	A						A	
	建議因應措施	整體	暫停使用、全面檢測與修護評估												
		個項	防眩材	繫船柱			繫船柱基			岸肩					
全面或部份更換			全面或部份翻修			全面或部份翻修或補強			加強巡檢、監測與維修						
岸肩水溝	後線地面			後線建物			冠牆								
全面翻修	全面翻修			全面翻修			加強巡檢、監測與維修								
檢、監測	法線	裂縫	沉陷	水下	強度	地質									
	是	是	是	是	是	是									
檢測單位：		港灣技術研究中心													
檢測人員：		蘇吉立													
檢測日期：		1999 年 9 月 23 日													

第 頁共 頁

5.4.2 澎湖縣龍門尖山港五期碼頭案例之驗證

本案例係於西元 2006 年(民國 95 年)3 月 16 日現地調查狀況與套用於本系統之結果。其驗證之結果如 95 年系統表-E0 之綜合評估內容，整體評估結果與當時之實際狀況與處置措施極盡相同。

表 5.18 澎湖縣龍門尖山港五期碼頭安全檢測評估系統表-E0

碼頭巡查報告表-SSSW-OC-0001															
檢測資料屬性	區域	PH	既有	✓	改建		翻修		年份	2006	月份	3			
	平時		例行		災害	✓	研究								
	巡查		初勘	✓	細勘		監測		研究						
碼頭名稱	澎湖縣龍門尖三港五期碼頭														
碼頭用途屬性	軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港勤	客	其它				
			✓			✓				✓					
碼頭型式	重力式	✓	版橋式		棧橋式		平版橋式		護岸	✓	其它				
岸壁結構	方塊	✓	沉箱		鋼板		鋼管		PC版樁		PC圓樁		其他		
岸肩結構	方塊	✓	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁		其他		
錨碇結構	鋼版樁		鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無	✓	其他				
岸肩或背填料	砂		砂石級配		碎石級配		卵石級配		塊石級配	✓	回填料		其他		
岸肩面板	RC		PC	✓	AC		卵石級配		碎石級配		其他				
巡查部位	外視異象							各項巡查評估結果							
	1	2	3	4	5	6	7								
	腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌								
編號	項目	外視異象等級												綜合等級	
		A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O		A
等級分劃請參閱系統表G0 (主要以一般外視異象及其分佈範圍為分劃)															
分佈範圍分劃：100~45%為A、44~25%為B、24~5%為C、<5%為O															
													1-3項	4-7項	
SSSWF01	防眩材	免評	免評	0	免評	免評	免評	免評	免評	免評	0		O		
SSSWF02	法線	免評	免評	免評	100	100	免評	免評	免評	免評	免評		免評	A	
	說明	壁體全線外傾，法線最大相對外位移量出現於兩期碼頭交接處(AOK+185m處)約135cm(已大於容許值30cm)													
SSSWF03	冠牆	0	50	10	100	免評	100	免評	100	免評	0		C	A	
	說明	壁體全線外傾，將導致冠牆傾、陷(實際傾、陷量應進行水準測量)													
SSSWF04	繫船柱	60	0	0	免評	免評	免評	免評	免評	免評	免評		C	免評	
SSSWF05	繫船柱基	0	60	0	100	免評	免評	免評	100	免評	0		C	A	
	說明	壁體全線外傾，將導致繫船柱基傾、陷(實際傾、陷量應進行水準測量)													
SSSWF06	岸肩	0	100	100	100	免評	免評	免評	100	免評	10		A		
	說明	全區沉陷3~30cm、全區沿法線方向約於E方塊與C方塊間全長破裂約3~5cm寬													
SSSWF07	岸肩水溝	免評	0	0	0	免評	免評	免評	0	免評	0		O	O	
	說明	無水溝													
SSSWF08	後線地面	免評	0	0	100	免評	免評	免評	100	免評	0		O	A	
SSSWF09	後線建物	免評	0	0	0	免評	免評	免評	0	免評	0		O	O	
巡查綜合評估	整體警示度	腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌	綜合警示						
		0	38	28	75	100	75	3	C	A					
		O	B	B	A	A	A	O	A						
	建議因應措施	整體	管制使用、全面檢測與修護評估												
		個項	防眩材	繫船柱			繫船柱基			岸肩					
無			一般維護			加強巡檢、監測與維護			部份或全面翻修						
岸肩水溝			後線地面			後線建物			冠牆						
無	部份或全面翻修			無			加強巡檢、監測與維修								
檢、監測	法線	裂縫	沉陷	水下	強度	地質									
	是	是	是	是	否	是									
檢測單位：	港灣技術研究中心														
檢測人員：	蘇吉立	柯正龍													
檢測日期：	2006 年 3 月 16 日						第 1 頁 共 1 頁								

5.4.3 基隆港 E-6 號碼頭現地調查之應用案例

本案例係基隆港 E-6 號碼頭於西元 2006 年(民國 95 年)4 月 20 日之現地調查，表 5.19 為 95 年系統表-E0 應用於基隆港 E-6 號碼頭現地調查之結果。

表 5.19 基隆港 E-6 號碼頭安全檢測評估系統表-E0

碼頭巡查報告表-SAIW-OC-0001																						
檢測資料屬性		區域	KI	既有	✓	改建		翻修		年份	2006	月份	4									
		平時	✓	例行		災害																
		巡查	✓	初勘		細勘		特定		研究												
碼頭名稱		基隆港東6碼頭																				
碼頭用途屬性		軍用	貨櫃	散雜	✓	水泥	穀	油	化	漁	港動	客	其它									
碼頭型式		重力式		版樁式	✓	棧橋式		平版樁基式			護岸		其它									
岸壁結構		方塊		沉箱		鋼板	✓	鋼管		PC版樁		PC圓樁		其他								
岸肩結構		方塊		沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁		PC斜樁		PC直樁		其他								
錨碇結構		鋼版樁	✓	鋼管樁		PC圓樁		PC版樁		無		其他										
岸肩或背填料		砂		砂石級配	✓	碎石級配	✓	卵石級配		塊石級配		回填料		其他								
岸肩面板		RC		PC		AC	✓	卵石級配		碎石級配		其他										
巡查部位		外視異象							各項巡查評估結果													
		1	2	3	4	5	6	7														
編號		外視異象等級																				
		A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	
項目		等級分劃請參閱系統表G0 (主要以一般外視異象及其分佈範圍為分劃)																				
		分佈範圍分劃：100~45%為A、44~25%為B、24~5%為C、<5%為O																				
																	1~3項	4~7項				
SSSWF01	防眩材	0	0	0		免評		免評		免評		0									O	
建議因應措施		無																				
SSSWF02	法線	免評		免評		免評		0				免評		0							免評	O
說明																						
SSSWF03	冠牆	0				100		0		免評		0		0							B	O
說明																						
SSSWF04	繫船柱	100		0		0		免評		免評		免評		免評							B	免評
SSSWF05	繫船柱基	0		30		0		0		免評		0		0							C	O
說明																						
SSSWF06	岸肩	0		100				100		免評		0		0							B	
說明		全區全長裂縫、全區碼頭面由現地AC鋪面之維修厚度與冠強之交接狀況可知至少沉陷5~10cm																				
SSSWF07	岸肩水溝	免評		0		0		0		免評		0		0							O	O
SSSWF08	後線地面	免評		0		0		0		免評		0		0							O	O
SSSWF09	後線建物	免評		0		0		0		免評		0		0							O	O
巡查綜合評估		整體警示度		腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌	綜合警示											
		0	25	25	25	0	0	0	0	0	C	C										
		O	B	B	B	O	O	O	O	C	C											
		建議因應措施		一般維護、基本檢測																		
		個項		冠牆				繫船柱				繫船柱基				岸肩						
				一般維修				加強巡檢、維護或補強				一般維護				加強巡檢、監測與維修						
				岸肩水溝				後線地面				後線建物										
				無				無				無										
		檢、監測		法線		裂縫		沉陷		水下		強度		地質								
				是		是		是		是		否		否								
檢測單位：		港灣技術研究中心																				
檢測人員：		蘇吉立																				

檢測日期：2006 年 4 月 20 日

第 1 頁共 1 頁

5.4.4 基隆港 E-7 號碼頭現地調查之應用案例

本案例係基隆港 E-7 號碼頭於西元 2006 年(民國 95 年)4 月 20 日之現地調查，表 5.20 為 95 年系統表-E0 應用於基隆港 E-7 號碼頭現地調查之結果。

表 5.20 基隆港 E-7 號碼頭安全檢測評估系統表-E0

碼頭巡查報告表-SAIW-OC-0001																			
檢測資料屬性		區域	KI	既有	✓	改建	翻修	年份	2006	月份	4								
		平時	✓	例行	災害														
		巡查	✓	初勘	細勘	特定	研究												
碼頭名稱		基隆港東7碼頭																	
碼頭用途屬性		軍用	貨櫃	散雜	水泥	穀	油	化	漁	港動	客	其它							
碼頭型式		重力式	版樁式	✓	棧橋式		平版樁基式		護岸		其它								
岸壁結構		方塊	沉箱		鋼板	✓	鋼管	PC版樁		PC圍樁		其他							
岸肩結構		方塊	沉箱		鋼管直樁		鋼管斜樁	PC斜樁		PC直樁		其他							
錨碇結構		鋼版樁	✓	鋼管樁	PC圍樁		PC版樁	無		其他									
岸肩或背填料		砂	砂石級配	✓	碎石級配	✓	卵石級配	塊石級配		回填料		其他							
岸肩面板		RC	PC		AC	✓	卵石級配	碎石級配		其他									
巡查部位		外視異象							各項巡查評估結果										
		1 腐蝕	2 龜裂	3 破裂	4 沉陷	5 拱起	6 傾斜	7 崩塌											
編號	項目	外視異象等級																	
		A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	A	B	C	O	A	B
等級分劃請參閱系統表G0 (主要以一般外視異象及其分佈範圍為分劃)																			
分佈範圍分劃：100~45%為A、44~25%為B、24~5%為C、<5%為O																			
										1~3項	4~7項								
SSSWF01	防舷材	0	0	0	免評	免評	免評	0	O										
建議因應措施		無																	
SSSWF02	法線	免評	免評	免評	0	0	免評	0	免評	O									
說明																			
SSSWF03	冠牆	0	0	100	0	免評	0	0	B	O									
說明																			
SSSWF04	繫船柱	100	0	0	免評	免評	免評	免評	B	免評									
SSSWF05	繫船柱基	0	30	0	0	免評	0	0	C	O									
說明																			
SSSWF06	岸肩	0	100	0	100	免評	0	0	B										
說明		全區全長裂縫、全區碼頭面由現地AC鋪面之維修厚度與冠強之交接狀況可知至少沉陷5~10cm																	
SSSWF07	岸肩水溝	免評	0	0	0	免評	0	0	O	O									
SSSWF08	後線地面	免評	0	0	0	免評	0	0	O	O									
SSSWF09	後線建物	免評	0	0	0	免評	0	0	O	O									
巡查綜合評估	整體警示度	腐蝕	龜裂	破裂	沉陷	拱起	傾斜	崩塌	綜合警示										
		0	25	25	25	0	0	0	C	C									
		O	B	B	B	O	O	O	C										
		整體																	
建議因應措施	個項	一般維護、基本檢測																	
		冠牆				繫船柱				繫船柱基				岸肩					
		一般維修				加強巡檢、維護或補強				一般維護				加強巡檢、監測與維修					
	岸肩水溝				後線地面				後線建物										
檢、監測	無				無				無										
	法線		裂縫		沉陷		水下		強度		地質								
		是		是		是		是		否		否							
檢測單位：		港灣技術研究中心																	
檢測人員：		蘇吉立																	

檢測日期：2006 年 4 月 20 日

第 1 頁 共 1 頁

5.5 結論與建議

重視維護管理之理念已為世界之潮流，亦為我國交通政策之一。碼頭營運雜而變數多，且身處海洋惡劣環境，容易產生潛伏性問題，而國內碼頭多已老舊且位處地震帶上，碼頭維護管理之工作與理念更有待加強。本計畫執行後之研究成果，可適當因應這些問題。

本計畫所採取之研究方法係檢討整合與碼頭維護管理有關之既有相關研究成果，並逐年整合建置各式碼頭本體設施之檢測系統，使各類檢測作業標準化與系統化，最後再整合相關資料庫建置成碼頭本體設施維護管理系統，未來完成之系統除了可使檢測與維護管理作業系統化與簡易化外，並可使系統趨向可行性與實用性，藉以提昇碼頭維護管理之功效，維護工程安全，減低災害損失，促進港埠管理現代化，提昇港埠功能與營運效率，達成碼頭本體設施維護管理自動化之目標。

本研究於 94 年完成相關基本觀念之整合、基本界定與重新整合建置完成適用於重力式碼頭之檢測系統(94 年系統)。

95 年系統再經檢討、修正重建後已同時適用於重力式與鋼板樁碼頭。故系統之版本已由 94 年系統更進為 95 年系統。

94 年系統已驗證過臺中港 1 號(重力式)碼頭之歷史案例，95 年系統除新增澎湖龍門尖山港五期(重力式)碼頭之現地案例驗證與應用外，並新增高雄港與基隆港等多處碼頭之應用。

本研究將持續加強歷史驗證與現地應用測試案例，並於歷史案例驗證與現地應用過程中不斷加以檢討修正，確保系統更務實而完整，所有驗證與應用過之案例均同時建置於歷史檢測資料庫中。

第六章 活性粉混凝土補強 R.C.構件與耐久性之研究

6.1 緒論

鋼筋混凝土材料為廿世紀最重要的土木工程材料之一，為結合高抗壓強度混凝土材料及高抗拉強度鋼筋材料之高強度複合材料，相較於傳統的磚石構造，鋼筋混凝土有著極佳的高強度、耐久性質，也較能承受劇烈氣候的影響，與木構造、鋼構造比較，亦有著極佳的耐火能力與體積穩定性，因此廣泛受到許多工程採用，為當今營造工程主要的建材。然而，鋼筋混凝土構造往往受到天然災害、環境侵蝕與人為影響等三個主要因素而造成劣化：

1.天然災害

臺灣地處太平洋地震帶上，是全球地震發生率最頻繁的地區之一，平均每年發生次數超過四千次，有感地震可達二百餘次，此災害輕則造成鋼筋混凝土構造龜裂、剝落，重則造成傾倒、損壞，尤以早期之鋼筋混凝土建築，其設計規範未依循耐震設計的要求，因此就結構方面而言，進行整體構造強度補強評估是目前首當之趨。

2.環境侵蝕

臺灣四周環海，構造物接觸海域環境甚多，加上亞熱帶環境特有的颱風侵襲，及土石流的沖刷，容易造成混凝土材料因裂縫中氯離子、水分的滲透造成鋼筋鏽蝕、混凝土劣化、導致膨脹開裂，進而強度降低，值得注意的是此一腐蝕機理是一直週而復始的發生，並且發生位置往往是在橋墩下緣、碼頭平台腹部等水涯線往返之處，因此就耐久性方面而言，如何以良好的材料進行補強，避免侵蝕的發生，也是減輕鋼筋混凝土劣化研究主要目標之一。

3.人為影響

良好的鋼筋混凝土材料仍須有良好的施工品質，如果施工過程不良，品質控制不一，或使用時超過原設計的用途，造成增加額外載重、

反覆之疲勞現象，或遭受外物撞擊、機械之週期震動等，對構造物造成一定程度安全性降低，無論是強度、耐久性均有影響，對於局部的損傷，補強是一項經濟、且又迅速獲得成效的方法，因此如何採用有效、經濟、迅速的補強方法亦為重要的研究主題。

6.1.1 研究目的

隨著混凝土材料的研發日新月進，許多高強度、高性能的配比與材料陸續被發展出來，其中礦物摻料及化學藥劑的添加更使得混凝土突破了舊有工作性與強度、耐久性無法取得平衡的問題，目前工程上常見的高強度混凝土 (HSC)、高性能混凝土 (HPC)、自充填混凝土 (SCC)、活性粉混凝土 (Reactive Powder Concrete, 簡稱 RPC) 等均是更為先進的混凝土配比材料。

活性粉混凝土 (RPC) 原為法國國防部之軍事機密。1990 年法國營造公司 Bouygues 集團也開始研發這種材料，並在 1994 年公開發表部分成果後，相關活性粉混凝土的研究於美國、加拿大也陸續呈現結果。RPC 的最主要特性為^[34-36]：

- (1) 去除粗骨材以改善均勻性。
- (2) 骨材級配採最佳化，藉以提高密實性。
- (3) 添加鋼纖維以增加韌性。
- (4) 使用良好的養護技術以改善混凝土微觀結構。
- (5) 抗彎、抗壓、彈性模數都比 HPC 為高。
- (6) 相較於混凝土的脆性破壞，RPC 破壞則屬於延展性破壞。
- (7) 因為密實性佳，因此滲透係數極低，具有良好耐久性。
- (8) 水泥、砂石的用量降低。對環境影響最小，具環保機能。
- (9) 施工方法同普通混凝土之拌和與澆置的方式。

國內對 RPC 材料的研發亦頗多著墨，但是對於應用在結構體上的補強則是尚在起步階段，故瞭解 RPC 材料對鋼筋混凝土梁、柱結構補強的行為及探討補強成效，為本計畫的研究目的。

6.1.2 研究項目與流程

本計畫於第一年參考國內外 RPC 相關文獻，建立 RPC 緻密配比設計理論重新設計多組 RPC 配比，並挑選其中一組較佳者，進行相同之基本性能、耐久性試驗及補強成效試驗。研究成果顯示：

- 1.RPC 在 28 天齡期抗壓強度約為一般混凝土 1.8~3 倍，劈裂強度最高可達 7.5MPa，抗彎強度則可提高原來強度之 68%，顯示出其高強度及高韌性之材料性能。
- 2.RPC 氯離子電滲量低於 100 庫倫；表面電阻值最大可達 1,500 k Ω -cm；沒有碳化的痕跡，超音波速約介於 4,300~4,600 m/s，氣體滲透係數約為 $1.716 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ ，在水中浸 72 小時吸水率僅 0.76%，經 500 轉同心圓車輪磨耗之磨損深度僅 0.13 mm。
- 3.以 RPC 進行 10 mm 圓柱補強時，能提升抗壓強度約 9~28%；當修補強厚度為 15 mm 時，則能提升抗壓強度達 40%，另外以 RPC 進行 U 型補強方式，不但可得到良好的抗彎強度，且延展性也大幅增加。

本年度計畫延續第一年之研究成果，將著重在補強實體 RC 構件之性能，主要研究項目如下：

- 1.依建築技術規則製作縮小尺寸鋼筋混凝土梁、柱，並進行補強，以實際 R.C.構件驗證活性粉混凝土補強效果。
- 2.進行碳纖維貼片(CFRP)與活性粉混凝土(RPC)補強成效試驗。
- 3.建立補強施工程序及評估與補強方針。

研究流程如圖 6.1 所示。

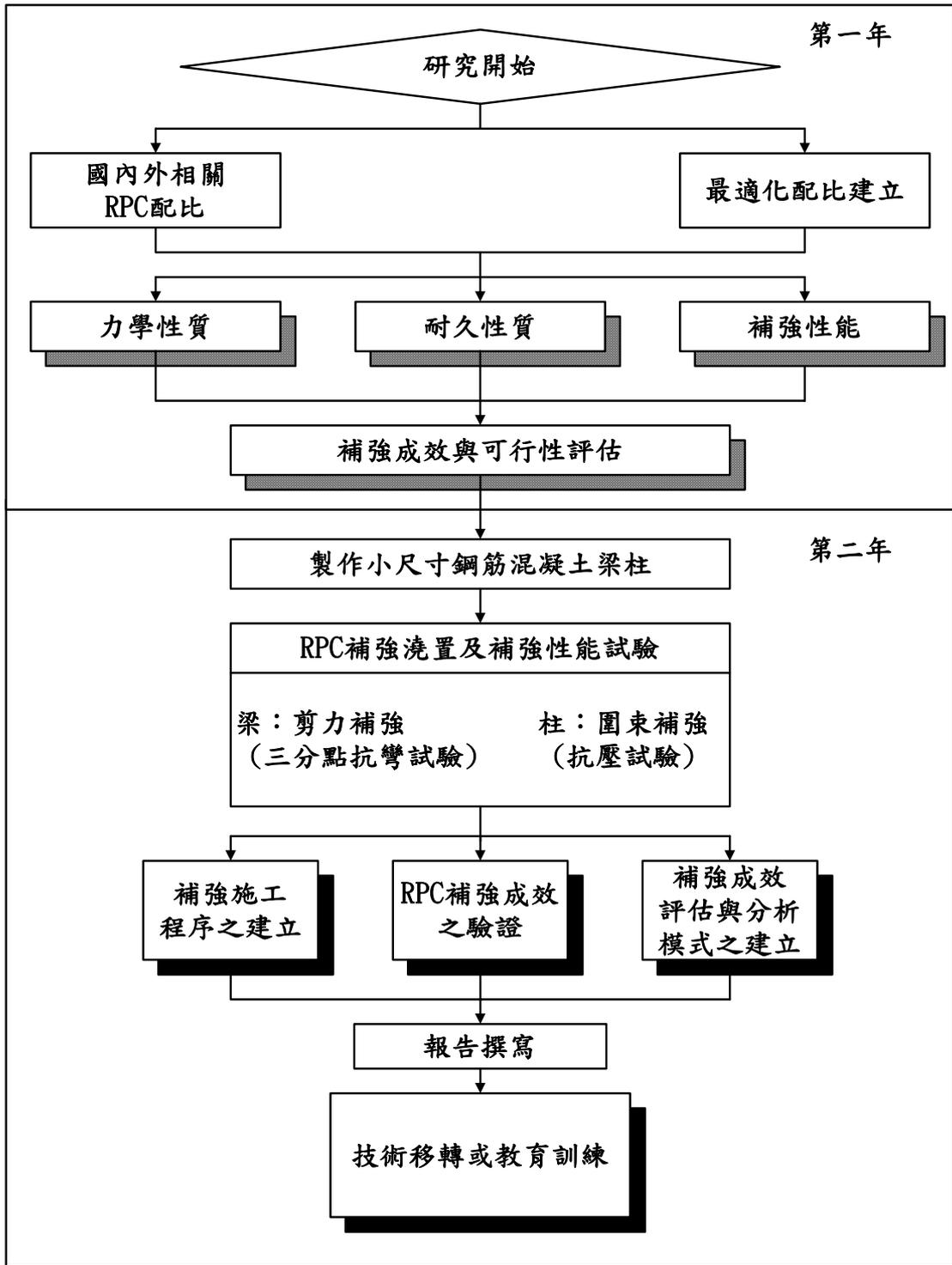


圖 6.1 研究流程圖

6.2 文獻回顧

6.2.1 活性粉混凝土之發展

活性粉混凝土(Reactive Powder Concrete, 簡稱 RPC)是繼高強度、高性能混凝土之後,由法國最大的營造公司 Bouygues 以 Pierre Richard 為主要的研究團隊,於 1993 年率先研發展出來的新型混凝土材料,由於此材料具有高強度、高耐久性、高韌性,以及具有良好的體積穩定性與環保生態指標,在相同的強度要求下,有著較小的結構尺寸,並能適用於反覆侵蝕的環境,現今已成為國內外土木材料界眾所矚目研究的焦點。

相較於其他混凝土的脆性, RPC 具有高韌性的性質,是因為加入了直徑 0.15~0.2 mm、長度 3~12 mm 的鋼纖維,使得此材料於破壞時有接近金屬般的韌性,經蒸汽養護後材料強度可達 200 MPa,如經高溫高壓處理,則強度可達 800 MPa,抗彎強度也具有 30~60 MPa,此強度相當於鋼鐵材料,但材料之成本單價卻相當低,因此無論是運用於結構主體或進行構造物補強,均有其經濟價值^[37-40]。

6.2.1.1 活性粉混凝土之原理

RPC 是由級配良好的水泥、細砂、石英粉、矽灰、飛灰、鋼纖維、高性能減水劑等組成,由於水泥、石英粉、矽灰、飛灰之粒徑介於 0.1~1 μm 間,提高了細度及材料的活性,使得內部的孔隙降低到最少,所以能具有高強度、高韌性、低孔隙率,主要的具體作法有^[41]:

1. 去除粒徑大於 1 mm 以上的粗粒料,以改善及增進材料內部的均勻性。
2. 採用能與水泥等活性粉材料相容、良好的減水劑,以降低用水量,一般而言水膠比控制在 0.21 以下。
3. 在材料成型的過程中施加壓力,以提高結構內部的密實性。
4. 添加鋼纖維,以增加韌性及體積穩定性。

5.透過高溫養護來加速活性粉末間之水化反應，改善材料微觀結構，並且促進細骨材與活性粉間之膠結力。

6.2.1.2 添加鋼纖維對活性粉混凝土的影響

RPC 中加入鋼纖維材料，除可增進原有混凝土材料之抗拉強度外，並可將脆性的基材轉換成韌性的基材，相對的也增加了抗彎、抗剪等力學性質，及提高耐磨性，此外，鋼纖維於混凝土中具有束制效果，因此可降低混凝土內孔隙或裂縫的發生或延伸。

但是纖維的數量、形狀、長度、材料性質及排列方式等將會影響 RPC 的強度及工作性，纖維含量愈高，其抗拉、抗彎、耐磨性均提高，但是工作性則相對降低，過多的鋼纖維有可能糾結成團狀，造成纖維在混凝土內分佈不均勻，進而造成較弱的破壞位置，糾成團狀也可能造成水泥砂漿無法充分填實，造成空隙的增加，因此，選擇適量的鋼纖維，將有助於強度、工作性二者的提升^[42-44]。

鋼纖維在混凝土中之抗拉強度與混凝土界面間握裹強度並不相同，一般鋼纖維的破壞模式可分為三項，如圖 6.2 所示^[43]：

1.拉脫破壞

纖維與混凝土之界面間，因纖維的柏松比作用，致使側向收縮，拉斷二者間的鍵結力，使得纖維產生拉脫、剝落現象，此外，若纖維所受的拉應力大於界面間的的剪力強度，也會造成纖維滑脫破壞。

2.拉斷破壞

纖維所受的拉應力大於纖維本身的抗拉強度，且小於界面間的剪力強度，造成纖維自身斷裂。

3.剪力破壞

纖維所受的剪應力大於纖維本身的抗剪強度，造成纖維自身被剪斷破壞。

6.2.1.3 添加矽灰、石英粉對活性粉混凝土的影響

矽灰在 RPC 中的主要作用有三點^[45]：

1. 填滿粒徑間的孔隙。
2. 產生良好的圓珠潤滑作用及流變性。
3. 與水泥水化後的產物 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 產生膠體，降低孔隙率、增加密實性、提高耐久性、控制鹼骨材反應。

所以選用的矽灰其 SiO_2 含量應大於 90% 以上，粒徑小於 $1 \mu\text{m}$ ，平均粒徑約 $0.1 \mu\text{m}$ ，比表面積大於 $20 \text{ m}^2/\text{g}$ ，密度約 $2.2 \text{ g}/\text{cm}^3$ ，顆粒呈圓球形狀。

RPC 中添加矽灰、石英粉可增加抗壓強度，原理乃為二者均具有活性，於高溫時易加速反應，但是二者對溫度的需求各有不同，矽灰在一般室溫 $20 \text{ }^\circ\text{C}$ 條件的養護下，強度貢獻比石英粉高，如加溫至 $90 \text{ }^\circ\text{C}$ 養護，其強度貢獻指數可達 40%，而此時石英粉貢獻有限，當以高溫 $200\sim 250 \text{ }^\circ\text{C}$ 進行養護時，石英粉明顯產生較多的 C-S-H 膠體，強度貢獻指數可達 15%^[46]。

6.2.2 補強原理

當混凝土受損需進行補強時，應考慮補強材料的相容性與黏結性，其中相容性包括熱膨脹係數、彈性模數、乾縮、潛變及化學相容性等等^[47]，黏結性則與溫度及濕度有很大的關係^[48]。補強的工法隨鋼筋混凝土損傷位置的不同、所採用的方法及材料也各有所不同，目前工程界常採用的材料可分為下列三類^[49]：

1. 填補用修補材料

當鋼筋混凝土結構物有裂縫及混凝土或保護層剝落時，以此材料填充空隙用，其特性為(1)灌注、填滿時具有良好的施工性、(2)與現有的混凝土有良好的黏結性、(3)修補材料其力學行為不亞於混凝土。

2.黏結用修補材料

主要用於將原有鋼筋混凝土與補強構件間作一有效的黏結，以達成力量有效傳遞。

3.主要受力用修補材料

用以分擔原有鋼筋混凝土結構的力量，以達到結構補強之目的。如以補強工法區分，則可分為下列四類^[49]：

1.裂縫灌注環氧樹脂工法

利用壓力注入寬度 0.3 mm 以上之裂縫，以防止水分滲入，造成鋼筋腐蝕，但環氧樹脂僅能將開裂之混凝土黏合，並無法提升整體混凝土強度。

2.鋼筋混凝土補強工法：

先敲除鬆動之混凝土，再將鋼筋植入，灌注水泥質材料或樹脂砂漿修補，但須注意新舊混凝土界面之黏結性。

3.鋼板包覆補強工法：

此工法常見於補強受損的梁構件，需藉由環氧樹脂黏結及螺栓固定，可以有效提升整體強度，缺點是鋼板自重大，補強元件幾何形狀易受限制，施工不易，且修補成本較高。

4.纖維複合材料補強工法：

以纖維複合材料（FRP）對梁、柱、版牆等結構元件補強，其質輕且施工容易，一般常採用碳纖維複合材料（CFRP）及玻璃纖維複合材料（GFRP）兩種材質，欲補強的混凝土表面需光滑平整，且貼覆 FRP 貼片需確保與混凝土表面緊密黏結，否則將會造成應力集中，降低補強效果。

本期研究計畫旨在探討補強成效，並製作縮小尺寸梁、柱進行評估，其中梁乃進行剪力補強評估，柱進行圍束補強評估，因此文獻中將針對梁之剪力及柱之圍束進行回顧，並於試驗中予以驗證比較。

6.2.2.1 一般剪力梁破壞模式^[50]

1. 深梁 ($a/d \leq 1$)

剪應力為影響深梁破壞之最主要因素，當裂縫產生時，會在內部形成壓力拱，如圖 6.3(a)之陰影部份所示，當裂縫持續延伸，梁構件因而成為一繫拱系統 (tied-arch system)，如圖 6.3(b)所示，並造成四種破壞型式：1. 錨錠破壞：支承處之張力鋼筋拔出造成混凝土破壞；2. 承壓破壞：承壓處之混凝土碎裂；3. 撓曲破壞：因壓力拱上方混凝土碎裂或張力筋降伏所引起；4. 肋拱破壞：將導致支承處上方之混凝土出現張力裂縫或肋拱內部之混凝土碎裂。

2. 短梁 ($1 < a/d \leq 2.5$)

與深梁一樣，其剪力強度較斜裂縫剪強度。當撓剪裂縫 (flexure-shear crack) 產生，會隨著載重增加而延伸至上方受壓區，並同時在鋼筋處產生二次裂縫，並隨著鋼筋方向水平延伸，如圖 6.4 所示，最後導致兩種可能破壞模式：(1) 剪張破壞：即鋼筋之錨錠破壞；(2) 剪壓破壞：上方受壓面附近之混凝土破碎。

3. 中等跨度梁 ($2.5 < a/d \leq 6$)

其破壞模式為先產生垂直撓曲裂縫，接著形成撓剪裂縫。當許多撓曲裂縫欲彎曲延伸時，就如同將梁構件下方切成齒狀 (tooth)，如圖 6.5 所示，而每個梁塊將無法承受持續增加之彎矩，最後造成斜撓一剪裂縫 (inclined flexure-shear crack) 而破壞。

4. 長梁 ($6 < a/d$)

在最大彎矩處之底部鋼筋會首先降伏，最後導致混凝土碎裂。除了最大彎矩處為垂直裂縫之外，在最大彎矩處及支承處之間皆為斜裂縫。而強度係由最大彎矩來決定，不受剪力之影響，如圖 6.6 所示。

前述所提為一般鋼筋混凝土梁破壞模式，如加上 FRP 或 RPC 後，由於材料行為模式不同，將會有不同的變化，亦為本研究的內容。

6.2.2.2 無剪力筋鋼筋混凝土梁之剪力強度

依據中國土木工程學會於民國九十三年十一月修訂之混凝土工程設計規範與解說^[51]之規定，當混凝土無剪力鋼筋，並僅承受剪力及撓曲之構材時，當混凝土之主拉應力達到破裂模數時，即達到剪力強度，亦為斜裂縫形成之開裂強度，其剪力計算強度 V_c 可由公式(6.1)表示：

$$V_c = \left(0.53\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots(6.1)$$

式中：

f'_c : 混凝土抗壓強度； kgf/cm^2

V_c : 混凝土剪力計算強度； kgf

V_u : 斷面之設計剪力強度； kgf

M_u : 斷面之設計彎矩強度； $kgf-cm$

ρ_w : 鋼筋比

b_w : 斷面寬； cm

d : 斷面最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離； cm

6.2.2.3 FRP 對剪力強度的影響

Malek 與 Saadatmanesh^[52]利用桁架模式及壓力場理論分析鋼筋混凝土梁於 FRP 補強後力學行為，假設垂直裂縫延伸方向最大主張應力，並依壓力場理論求得裂縫角度 θ_c ，考慮平衡條件可得混凝土桿件應力 f_c 與縱向鋼筋及複合材料上之軸力 ΔN 如(6.2)~(6.4)式所示：

$$\tan^2 \theta_c = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_y}{\varepsilon_1 - \varepsilon_x} \dots\dots\dots(6.2)$$

$$f_c = \frac{V}{b_v h_v \sin \theta_c \cos \theta_c} \dots\dots\dots(6.3)$$

$$\Delta N = \frac{V}{\tan \theta_c} \dots\dots\dots (6.4)$$

式中：

θ_c : 混凝土裂縫與水平方向的夾角

ε_x : 縱向應變

ε_y : 橫向應變

ε_1 : 主張應變

ε_2 : 主壓應變

V : 斷面剪力

b_v : 斷面之箍筋寬度

h_v : 斷面之箍筋高度

假設混凝土與 FRP 界面黏結良好，無相對位移產生，以傳統分析複合材料方法計算 FRP 貼片之應力，再以變形諧和條件分析鋼筋混凝土梁與 FRP 之應變及應力，可得 FRP 及垂直箍筋所提供之剪力，將 FRP 及垂直箍筋所提供之剪力組合視為斷面之剪力強度如下：

$$F_p = ht_p \left[\overline{Q_{13}}\varepsilon_2 + \overline{Q_{23}}\varepsilon_1 + \frac{\overline{Q_{12}}\varepsilon_2 + \overline{Q_{22}}\varepsilon_1}{\tan \theta_c} \right] = ht_p \left(\sigma_{12} + \frac{\sigma_{11}}{\tan \theta_c} \right) \dots\dots\dots (6.5)$$

$$F_v = E_s \varepsilon_y A_v \frac{h_v}{\tan \theta_c \times s} \dots\dots\dots (6.6)$$

$$V_i = F_v + F_p \dots\dots\dots (6.7)$$

式中：

F_p : FRP 提供之剪力

F_v : 箍筋提供之剪力

h : 斷面高

t_p : 梁腹兩側 FRP 總厚度

E_s : 箍筋彈性模數

A_s : 箍筋斷面積

ε_y : 箍筋降服應變

s : 箍筋間距

分析方法為先假設一斷面內剪力，選定介於 $20^\circ \sim 60^\circ$ 之 θ_c 為初始值，並依(6.4)式所得縱向鋼筋及複合材料上之軸力 ΔN ，分別按勁度分配至縱向鋼筋及 FRP 上以求得縱向應變 ε_x ，依(6.3)式所得混凝土桿件應力 f_c 求得主壓應變 ε_2 ，再依 (6.2)式壓力場理論求得主張應變 ε_1 及橫向應變 ε_y ，最後帶入(6.5)至(6.7)式可得該梁於補強後之剪力強度，重複前述步驟直至依(6.7)式所得梁之剪力強度等於所假設之斷面內剪力時，此時之所選定 θ_c 即為裂縫夾角。

Malek 與 Saadatmanesh^[19]再簡化上列複雜分析方法，改以(6.8)式所示：

$$V_f = \frac{h}{\tan \theta_c} F_{pu} t_p \dots\dots\dots (6.8)$$

式中：

V_f : FRP 提供之剪力

F_{pu} : FRP 垂直於於混凝土裂縫上之極限強度

依其研究結果發現，該式在應用低彈性模數之 FRP 如玻璃纖維等，才能真正發揮強度直至斷裂，對於彈性模數較高之 FRP 如碳纖維等，最大應變量仍需再修正。

6.2.2.4 圍束鋼筋混凝土組成律^[53]

無圍束作用之鋼筋混凝土承受軸向壓力時，為單純軸向壓縮與橫向擴張之應變變化之模式，當有圍束作用下，將從單軸向模式轉換成多軸向的行為模式，此時混凝土承受壓應力、拉應力、剪應力等多重複雜的問題，為瞭解並進行此方向之研究，將就國內外有關圍束方面

的文獻做一整理與回顧。

Kent and Park[1971] 提出應力應變模式由兩段曲線組成，上升段採用二次拋物線，而下降段採用直線。此模式中假設圍束效果與箍筋體積比及箍筋降伏強度成比例，而圍束效應與應力下降區段的斜率有關^[54]。

Muguruma et al.[1980] 以試驗結果建立一套運用兩段二次曲線模擬極限強度前之混凝土應力-應變行為，而以一線性直線模擬其下降區段；並以混凝土最大應力值與相對應之極限應變來決定圍束混凝土的應力-應變曲線^[55]。

Sheikh and Uzumeri[1982] 提出應力應變模式，以極限應力值和有效圍束係數來考慮圍束混凝土之效果，而有效圍束係數與箍筋體積比及箍筋捆紮方式有關^[56]。

Mander et al.[1988] 以 40 個圓形、方形與矩形的混凝土柱，以螺旋、圓形或矩形箍筋圍束後，作軸向壓力載重試驗，並且導入有效補強面積的觀念，認為有效補強面積和環向補強材料之疏密程度以及被補強材料包覆的核心斷面體積有關。並探討下列參數：柱斷面形式、箍筋形式、反覆載重與應變速率。試驗結果發現，在單軸壓力試驗下，以橫向箍筋圍束混凝土構件確實可以增加構件的強度與延展性；並提出修正上述 Park 等人的模式之公式，其最大抗壓強度 f_{cc} 可以下式表示：

$$f_{cc} = f_c \left[-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \left(\frac{f'_l}{f_c} \right)} - 2 \left(\frac{f'_l}{f_c} \right) \right] \dots\dots\dots (6.9)$$

式中 f'_l 表有效之側向圍束應力。此模式加上形狀因素與有效圍束係數後，可用來預測圓形、方形與矩形斷面混凝土的最大應力值^[57]。

Fujii et al.[1988] 提出應力應變模式，上升段及下降段分別由二次拋物線及三次曲線組成，此模式之有效圍束係數乃參考 Kent and Park 之模式^[58]。

Saatcioglu and Razvi[1992] 以螺旋箍筋與橫箍筋圍束圓形、方形與矩形斷面之不同尺寸的柱，於軸心載種與偏心載重作用下，建立一套以二次曲線模擬極限強度之前的圍束混凝土行為，並以一線性直線來模擬其下降區段，且下降區段的斜率決定於混凝土最大應力值的85%，同時提出混凝土超過極限應力之後，縱向鋼筋的行為明顯影響混凝土的變形，由於箍筋外圍部份混凝土的剝落，造成縱向鋼筋容易挫屈，因此若提供足夠的側向箍筋量，將可以提高縱向鋼筋的穩定性。並且由實驗結果發現圍束補強之混凝土柱所受的圍壓分佈並非均勻的，但可採用等效之平均圍壓來計算，進一步推導出螺旋箍筋圍束混凝土的單軸抗壓強度等於未圍束混凝土的單壓強度與混凝土側向圍束應力之總合，即為

$$f_{cc} = f_c + K_1 \times f_l \dots\dots\dots(6.10)$$

式中 K_1 為係數， f_l 為側向圍束應力，兩者關係可經由實驗資料求得，在不同程度的靜水壓力下，當側向圍束應力較高時，所對應的係數 K_1 較低，若在較高的側向圍束壓應力範圍， K_1 接近為一常數^[53]。經由回歸分析後修正文獻 Richart 提出 $K_1 = 6.7 \times (f_l)^{-0.17}$ ，並建立圓形混凝土受箍筋圍束之強度預測公式為^[60]

$$f_{cc} = f_c + 6.7 \times f_l^{0.83} \dots\dots\dots(6.11)$$

Hoshikuma et al.[1997]以 31 個不同斷面型式、不同尺寸大小的柱試體以及不同抗壓強度、不同箍筋排列及錨定方式做為變數來探討箍筋對混凝土的圍束效應，並依據其抗壓實驗結果建立箍筋圍束混凝土柱的應力-應變關係模式。結果顯示極限應力、極限應力所對應的破壞應變及破壞應變之後的應力下降率皆影響混凝土應力-應變關係曲線中較為重要的因素，同時又指出：

1. 初始勁度與箍筋之鋼筋比無關。
2. 若箍筋的鋼筋比增加，則極限應力與極限應力所對應的應變都會跟著增加，而使得極限應力所對應的應變之後的應力下降較為平緩。

3. 箍筋之鋼筋比不變時，減小箍筋間距會使得極限應力後的應力下降率較為平緩，且縱向鋼筋不會嚴重地向外挫曲。

4. 影響圍束效應的主要變數有箍筋體積比、箍筋間距、箍筋彎勾的形式、箍筋的降伏強度、柱斷面型式、未圍束之混凝土強度；若箍筋配置得當，則箍筋間距與彎勾形式之影響較不明顯。

經由回歸分析建立圍束混凝土強度 f_{cc} 之預測公式為^[61]：

$$f_{cc} = f_c + 3.8 \times f_l \dots\dots\dots(6.12)$$

Mirmiran and Shahaway[1997]製作 30 個 $\phi 150 \times 300 \text{ mm}$ 的混凝土圓柱試體，其中 24 個試體利用單向玻璃纖維料以 $\pm 15^\circ$ 角圍繞，然後進行單軸壓縮試驗。探討的參數包括混凝土的水灰比、玻璃纖維的厚度與圍束的層數。試驗過程中發現接近極限強度時，可以聽到試體內部的玻璃纖維所產生的爆裂聲；而大約於極限強度的 60~70 % 時，試體中央處開始出現由樹脂產生的白色斑點的小碎片，然後慢慢延伸到試體的頂部與底部。而研究結果顯示^[62]：

1. 以往對於纖維圍束補強的研究報告所提出來的強度預測過於高估，在設計上也有安全的疑慮。
2. 在單軸壓力試驗下，具有 FRP 套管圍束的混凝土圓柱試體的確能有效地增加其極限強度與延展性。且其應力-應變曲線沒有下降段（軟化區），而是呈現一雙線性的上升曲線，此與一般箍筋圍束的行為不同

Mirmiran[1997]並提出強度預測公式：

$$f_{cc} = f_c + 4.269 \times f_l^{0.587} \dots\dots\dots(6.13)$$

6.2.2.5 纖維複合材料圍束混凝土組成律

Fardis and Khalili[1982]進行玻纖圍束混凝土軸壓試驗，試體尺寸為 $75 \times 150 \text{ mm}$ 及 $100 \times 200 \text{ mm}$ 圓柱試體共 46 個。並提出雙曲線模式之

應力應變模型，適用於圓形斷面，模式中圍束混凝土強度和極限應變二者與圍束應力及無圍束混凝土強度有關^[63]。

Karbhari and Gao[1997]進行玻纖及碳纖圍束混凝土軸壓試驗，改變不同層數、疊層角度及樹脂配方共 19 個試體。由實驗結果整理並提出雙線性應力應變模型，適用於圓形斷面。模式中圍束混凝土強度和極限應變二者與纖維複材強度及無圍束混凝土強度有關，可分別由理論公式與經驗公式求得^[64]。

Kawashima et al.[1997]進行一連串之碳纖圍束混凝土軸壓試驗，試體尺寸為 200×600 mm，其參數包括：斷面形狀(圓形、方形)、碳纖厚度、碳纖彈性模數，並提出分別適用圓形及方形斷面之分數回歸模型。其應力應變模式由兩段曲線組成，在上升段採用分數模式，而第二段採用直線，可模擬纖維複材圍束混凝土軟化之現象。模式中圍束混凝土強度和極限應變與纖維複材強度、複材補強體積比及無圍束混凝土強度有關，可分別求得圓形及方形斷面之圍束混凝土應力應變模式^[65]。

Samaan et al.[1998]進行玻纖纏繞圍束混凝土軸壓試驗，試體尺寸為 152.5×305 mm，改變不同混凝土強度及纏繞角度共 30 個試體。並提出四參數雙線性分數模式之應力應變模型，適用於圓形斷面，模式中圍束混凝土強度和極限應變與纖維複材強度及無圍束混凝土強度有關^[66]。

Miyauchi et al.[1999]進行碳纖圍束混凝土軸壓試驗，試體規格為 150×300 mm 及 100×200 mm 圓柱試體，改變不同混凝土強度、疊層厚度及試體尺寸共 28 個試體。由實驗結果整理並提出兩段式應力應變模式，第一段為拋物線模式，第二段為直線模式，適用於圓形斷面。模式中圍束混凝土強度和極限應變與圍束應力及無圍束混凝土強度有關^[67]。

Toutanji[1999]進行玻纖及碳纖圍束混凝土軸壓試驗，試體尺寸為 76×305 mm，改變不同碳纖彈性模數及極限應變共 18 個試體。由實驗結果整理並提出兩段式應力應變模式，第一段為雙曲線模式，第二段為回歸分數模式，適用於圓形斷面。模式中圍束混凝土強度和極限應

變與纖維複材強度、極限應變及無圍束混凝土強度有關^[68]。

Saafi et al.[1999]進行玻纖及碳纖圍束混凝土軸壓試驗，試體尺寸為 152.4×435 mm，改變不同碳纖彈性模數、極限應變及複材圍束厚度共 30 個試體。同樣由實驗結果整理並提出兩段式應力應變模式，第一段為雙曲線模式，第二段為回歸分數模式，適用於圓形斷面。模式中圍束混凝土強度和極限應變與纖維複材強度、極限應變及無圍束混凝土強度有關^[69]。

Spoelstra and Monti[1999]提出理論解析模式，由軸壓應變與側向應變之關係，應用 Mander et al. 之圍束混凝土應力應變模式，迭代求得圍束混凝土應力應變關係曲線，此模式適用於圓形斷面^[70]。

Xiao and Wu[2000]進行碳纖圍束混凝土軸壓試驗，試體尺寸為 $\phi 152 \times 305 \text{ mm}$ ，改變不同混凝土強度及碳纖圍束厚度共 36 個試體。由實驗結果整理並提出雙線性應力應變模型，此模式適用於圓形斷面。模式中圍束混凝土強度和極限應變與纖維複材強度、極限應變及無圍束混凝土強度有關^[71]。

Li et al.[2003]提出的 Modified L-L Model 以莫耳-庫倫破壞準則為基礎理論所推導出來的，同時適用於混凝土受箍筋圍束、CFRP 圍束以及箍筋與 CFRP 共同圍束之應力-應變模式。由於混凝土圓柱試體包覆 FRP 之受力行為與土壤受三軸應力試驗之力學行為較為相似，因此可以依據莫耳-庫倫 (Mohr-Columb) 之土壤三軸應力關係來推導混凝土受圍束補強的破壞模式與準則。在側向圍束壓力作用下，依據莫耳-庫倫破壞包絡線 (Mohr-Columb Failure Envelope) 可得軸向最大應力 σ_1 為

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right) \dots\dots\dots(6.14)$$

式中：

σ_1 : 軸向最大應力

σ_3 : 側向圍束應力

c : 純剪強度

Φ : 內摩擦角

若將(6.16)式視為混凝土圍束，再加上軸壓試驗之三軸圍束應力關係式，其中 σ_3 為圍束應力，因此 $f_l = \sigma_3$ ， σ_1 為軸向最大壓應力，因此 $f_{cc} = \sigma_1$ 。當 $\sigma_3 = 0$ 時即為無圍束狀況，則

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right) \dots\dots\dots(6.15)$$

此為無圍束狀況之純混凝土試體的強度，因此

$$f_c = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right) \dots\dots\dots(6.16)$$

由上述之土壤三軸試驗應力關係式，並考量混凝土與 CFRP 間的變形一致性及圍束斷面的力平衡關係後，所提出圍束混凝土強度模式即為 M. L-L Model，其圍束混凝土之抗壓強度公式如下^[72]：

$$f_{cc} = f_c + f_l \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right) \dots\dots\dots(6.17)$$

Yuan et al.[2001]綜合整理以上各學者所提出之應力應變模式進行比較，採用 Xiao and Wu 之實驗結果。試體尺寸為 152×305 mm，純混凝土強度為 33.7 MPa、 $E_c = 4730\sqrt{f'_c}$ (MPa) 且混凝土之柏松比 ν 為 0.18，碳纖圍束厚度為 1.143 mm，材料之極限強度為 1577 MPa，彈性模數為 105 GPa。比較以上各種不同圍束混凝土模式之結果如圖 2-6^[53]所示，由圖中可以看出不同 FRP 圍束混凝土應力應變模式所預測之結果有非常大的差異^[73]。

林慶昌等[1998]製作 47 個 $\phi 150 \times 300$ mm 之純混凝土圓柱試體，以玻璃纖維作圍束補強試驗，探討玻璃纖維混凝土材料的圍束效應。其探討的參數包括：混凝土的強度、黏貼的材料、玻璃纖維布的編織方式、補強的層數以及玻璃纖維纏繞的連續性。研究的結果顯示：以玻璃纖維圍束補強結構物，任何一種方式之補強皆可有效增加柱之軸向極限

強度與延展性；而玻璃纖維厚度愈厚其效果愈明顯；以編織方式而言，其中以單向編織的玻纖效果最好；而應力-應變曲線是由雙曲線的上升曲線部分，與突然掉落並逐漸衰退的下降曲線部分所構成，此結果有異於一般的箍筋圍束混凝土。所提出的理論強度預測公式為^[74]：

$$f_{cc} = f_c \times \left[1 + 105.1 \times f_l^{-1.1} \times \left(\frac{f_l}{f_c} \right)^{2.15} \right] \quad \text{for} \quad \left(\frac{f_l}{f_c} \right) \leq (0.30923 f_c^{0.3})^{\frac{1}{0.26}} \dots\dots (6.18)$$

$$f_{cc} = f_c \times \left[1 + 32.5 \times f_l^{-0.8} \times \left(\frac{f_l}{f_c} \right)^{1.59} \right] \quad \text{for} \quad \left(\frac{f_l}{f_c} \right) > (0.30923 f_c^{0.3})^{\frac{1}{0.26}} \dots\dots (6.19)$$

6.2.3 混凝土結構物之補強

本章節將針對常見的補強材料、補強工法之適用性與選擇時之考量，以概略性回顧的方式做一簡單介紹，其細節將在 6.4 節另做詳盡介紹。

6.2.3.1 補強材料特性考量

當混凝土結構物因為設計不當、施工品質控制不良、受到衝擊載重、火害或化學侵害等因素，使混凝土劣化且強度衰減，導致結構承载力不足，有危害安全之虞，若此時欲增加結構物之使用年限，便需進行結構補強，選擇混凝土結構補強所需之修補材料，必須考量混凝土底材與修補材料相容性，包括熱膨脹係數、彈性模數、乾縮量、潛變及化學相容性等。

Wall 等[1988]以斜剪試驗測試新舊混凝土之黏結性，發現當修補材料之彈性模數與混凝土之彈性模數相近時，黏結效果最佳^[75]。Cabrera 等人[1997]認為材料黏結強度與溫度及濕度有很大的關係，並且藉由斜剪試驗結果得知，在相同載重之下，當修補材料與混凝土之彈性模數不同時，兩者將產生相對應力，此時低彈性模數之材料將產生較大之變形，顯示混凝土結構補強不僅考量修補材料之強度，修補材料與舊有底材之相容性亦非常重要^[81]。

6.2.3.2 混凝土結構之補強材料^[82]

鋼筋混凝土結構物依其受損行為不同，所使用的補強材料及修復工法也不盡相同，目前工程界常用的修復補強材料，依其用途約可分為下列三種：

1. 填補用修復補強材料

填補用修復補強材料主要用於填充鋼筋混凝土結構物有裂縫及大塊混凝土或保護層剝落；此種補強材料特性通常具有良好的施工性(灌注、填滿)，且能與既有的混凝土有良好的黏結性，故其修復補強材料其力學行為不亞於混凝土；目前工程界常用的填補用修復補強材料針對裂縫部分主要有低粘滯性環氧樹脂，針對大塊混凝土或保護層剝落部分，則有樹脂砂漿系列之修補材料。

2. 黏結用修復補強材料

黏結用修復補強材料主要用於將原有鋼筋混凝土與補強外加受力構件間作一有效的黏結，以達成力量有效傳遞之目的；目前工程界常用的黏結用修復補強材料有：黏著外加貼片(鋼板、FRP)的環氧樹脂、黏著植入鋼筋的化學膠結劑及黏著植入螺栓專用的化學螺栓固結劑。

3. 主要受力用修復補強材料：

主要受力用修復補強材料則著重於分擔原有鋼筋混凝土結構的力量，以達到結構補強之目的；所有新建的結構工程用材料，均可在修復補強工程中使用，如型鋼、鋼板、鋼筋、混凝土及纖維複合材料(CFRP、GFRP)。

6.2.3.3 混凝土結構補強工法^[82]

針對鋼筋混凝土結構不同構件之損害，需使用不同之修補工法來補強，一般較常採用的混凝土結構補強工法分為下列四種^[76-85]：

1. 裂縫灌注環氧樹脂工法

利用壓力注射可修補寬度 0.3 mm 以上之裂縫，以修復受損之

梁、柱、版牆等結構元件，防止水分滲入造成鋼筋腐蝕；但環氧樹脂僅能黏合開裂之混凝土，並無法提升整體混凝土強度。

2.鋼筋混凝土補強工法

當混凝土結構嚴重開裂或大量剝落時，需先敲除鬆動之混凝土，配合鋼筋植入灌注水泥質材料或樹脂砂漿修補，須注意新舊混凝土界面之黏結性。

3.鋼板包覆補強工法

此工法主要用於補強受損之梁構件，需藉由環氧樹脂黏結及螺栓固定，可有效提升整體強度；其缺點為鋼板自重大，補強元件幾何形狀易受限制，施工不易，且修補成本較高。

4.纖維複合材料補強工法

此工法可適用於補強受損之梁構件與柱構件，一般較常採用碳纖維複合材料(CFRP)及玻璃纖維複合材料(GFRP)，施作時混凝土補強表面需光滑平整，且貼覆 FRP 貼片需確保與混凝土表面緊密黏結，否則會造成應力集中，降低補強之效果。

目前國內以碳纖維(Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP)作為 RC 構件補強材料的相關研究工作則有相當好的成果，CFRP 作為 RC 構件補強具有重量輕、強度高、工期短、成本低、耐腐蝕、適用範圍廣、施作容易迅速等優點，可用為橋梁結構、房屋結構、隧道工程、管線工程、煙囪、古蹟等補強修復材料，主要補強方法包括柱包裹方式補強圍束力、梁及版貼片方式補強彎矩或剪力等工法，也大多具有相當好的成效。

6.2.3.4 RPC 修補混凝土結構物

吳夢嚴[2002]曾製作活性粉質砂漿及市售無收縮水泥砂漿分別補強混凝土撓曲型裂縫，結果顯示在適量含砂量下，這兩種裂縫修補材料皆可增加修補材料與混凝土介面間的互鎖性與體積穩定性，進而提高其修復成效^[86]。

吳建興[2003]曾製作小型混凝土梁構件，分別以 CFRP 補強一層、兩層及活性粉混凝土補強 1 cm 厚，進行抗彎試驗，結果顯示以 CFRP 貼片補強混凝土有很好的補強效果，隨著補強層數增加，抗壓強度有明顯的提升；以活性粉混凝土補強之試體，補強效果又比貼覆一層 CFRP 貼片為佳，且其黏結界面未發生破壞，顯示活性粉混凝土可適用於結構修復補強^[87]。

李明君等人[2002]以活性粉混凝土進行梁柱接頭修補，並施予反覆荷重模擬地震行為，結果顯示經補強後抗剪行為極佳，在承受反覆荷重過程中，其剪應力與剪應變關係亦保持彈性行為，並無剪力衰退現象，顯示較佳之耐震效果^[88]。

由以上文獻可知，由於活性粉混凝土具有超高強度及高韌性，具備了混凝土結構物修復補強材料之特性，而目前國內對於利用 RPC 作為 RC 構件修補或補強材料的研究並不多見，仍有待積極發展。

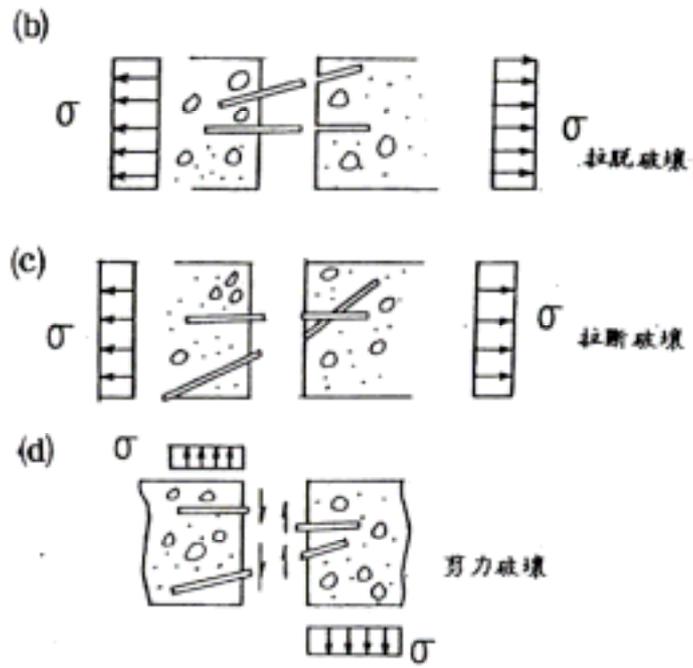


圖 6.2 鋼纖維破壞模式^[43]

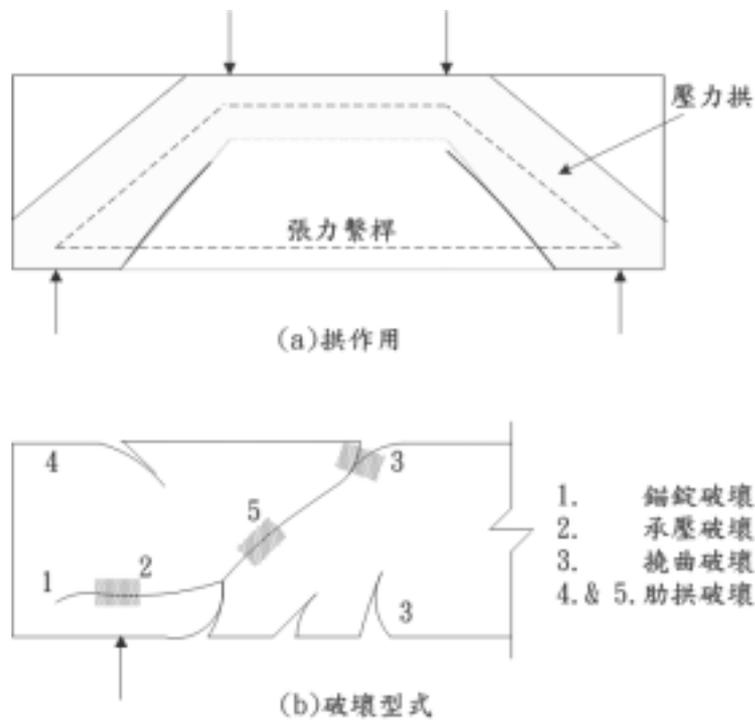


圖 6.3 深梁 ($a/d \leq 1$) 之破壞模式^[50]

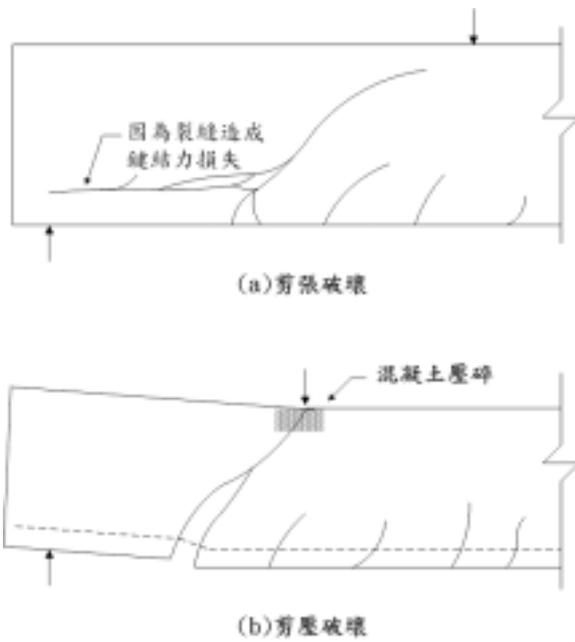


圖 6.4 短梁 ($1 < a/d \leq 2.5$) 之剪力破壞模式^[50]

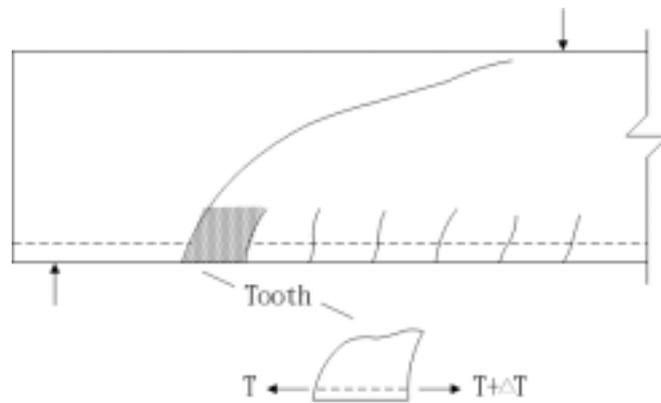


圖 6.5 中度跨距梁 ($2.5 < a/d \leq 6$) 之斜張破壞模式^[50]

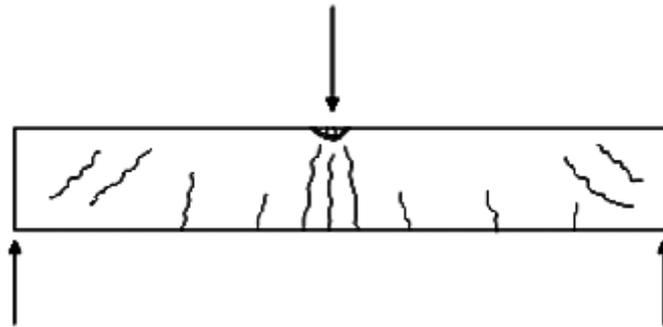


圖 6.6 長梁 ($6 < a/d$) 彎曲破壞模式^[50]

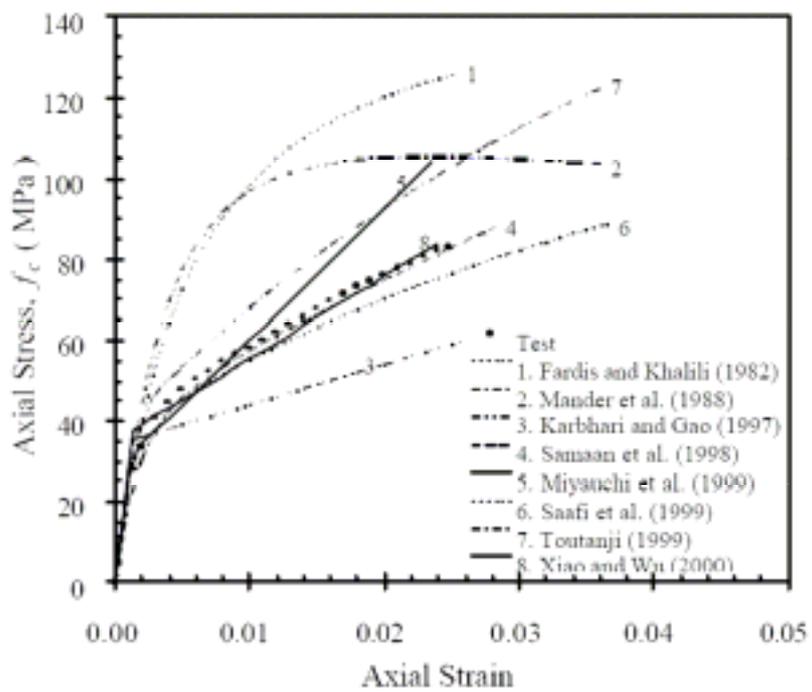


圖 6.7 各種不同纖維複材圍束混凝土模式之比較^[53]

6.3.構件補強分析原理

6.3.1 具有剪力筋鋼筋混凝土梁之剪力強度

剪力強度係基於在全部有效斷面 $b_w d$ 上之平均剪應力。無剪力筋鋼筋混凝土梁剪力假設由混凝土腹版承受，具有剪力筋鋼筋混凝土梁部份剪力假設由混凝土承受，其餘則由剪力筋鋼筋承受。梁不論有無剪力筋，其混凝土剪力計算強度 V_c 皆假設一樣。因此具剪力筋之鋼筋混凝土梁剪力設計，通常假設RC梁之剪力強度，為混凝土之剪力強度與剪力筋所提供剪力強度兩者之和，則

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(6.20)$$

式中： V_n = 具剪力筋之剪力強度

V_c = 混凝土提供之剪力強度

V_s = 剪力筋提供之剪力強度，不可取大於 $2.12\sqrt{f'_c}b_w d$

穿越裂縫之剪力筋所承受之極限剪力

$$V_s = nA_v f_y \sin\alpha$$

由圖6.1得， $nS = d(\cot 45^\circ + \cot\alpha)$

$$= d(1 + \cot\alpha)$$

因此，
$$V_s = \frac{d(1 + \cot\alpha)}{S} A_v f_y \sin\alpha$$

$$\Rightarrow V_s = \frac{A_v f_y d (\sin\alpha + \cot\alpha)}{S} \quad (\text{剪力筋為斜向肋筋}) \dots\dots\dots(6.21)$$

若 $\alpha = 90^\circ$ （剪力筋垂直排列）則

$$\Rightarrow V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad (\text{剪力筋為垂直肋筋}) \dots\dots\dots(6.22)$$

以標稱剪應力表示之，則

$$v_s = \frac{V_s}{b_w d} = \frac{A_v f_y (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_w S}$$

若 $\alpha = 90^\circ$ (剪力筋垂直排列) 則

$$\Rightarrow v_s = \frac{A_v f_y}{b_w S} \dots\dots\dots(6.23)$$

由上列之公式知，裂縫至少須有一支剪力筋通過，剪力筋方能提供剪力，若剪力筋間距過大則梁將如無箍筋梁一樣，此時規定剪力筋最大間距之原因。

6.3.2 鋼筋混凝土梁之剪力行為

鋼筋混凝土梁受載重作用時，內部斷面可能同時承受彎矩及剪力的作用，由圖 6.9^[89]之典型三分點載重（亦為本次梁補強研究之試驗方法）中剪力彎矩途中可得知，除了 BC 段為純彎矩作用外，AB 段及 CD 段均承受剪力及彎矩共同作用，其中長度 "a" 稱為剪跨長度 (shear span length)，"a" 與梁有效深度 "d" 的比值稱為剪跨比 (shear span ratio)。

從圖 6.9 之裂縫生成方式可以瞭解，BC 段受純彎矩作用，於梁底部產生裂縫，此裂縫為垂直向上延伸，稱之為撓曲裂縫 (flexure crack)，支承處因彎矩趨近於 0，剪力變成主要影響之作用力，梁腹部形成與水平方向成 45° 傾斜之裂縫，此裂縫稱之為剪力裂縫 (shear crack)，而 AB、CD 段中間受剪力及彎矩交互作用，梁底部形成撓曲裂縫，梁腹部形成剪力裂縫，二裂縫結合形成撓剪裂縫 (flexure-shear crack)。本次研究計畫中梁於試驗區段並未排列箍筋，所以以下將針對無箍筋之鋼筋混凝土梁進行探討。

6.3.3 無箍筋之鋼筋混凝土梁剪力行為

圖 6.10(a)^[89] 為一典型無箍筋梁受作用力產生之裂縫示意圖，主要裂縫為撓剪裂縫及剪力裂縫。撓剪裂縫通常出現在剪跨長度較大的情形下，從圖 6.10(b)[徐耀賜等，2002] 自由體圖中可得知此區域的混凝

土塊承受四種作用力：(1) 拉力區鋼筋鋼筋之拉力 T ，(2) 壓力區混凝土之壓力 C ，(3) 橫斷面之彎矩 M ，(4) 橫斷面之剪力 V 。由圖上可得左側彎矩 M 可由下式表示之：

$$M = T \cdot jd \quad \dots\dots\dots(6.24)$$

式中：

jd ：彎矩之力臂，假設為一常數

同理右側彎矩 $M + \Delta M$ 可由下式表示之：

$$M + \Delta M = (T + \Delta T) \cdot (jd) \quad \dots\dots\dots(6.25)$$

由 (6.24) 式、(6.25) 式可得

$$\Delta M = \Delta T \cdot jd \quad \dots\dots\dots(6.26)$$

再由斷面之彎矩平衡可得

$$\Delta M = V \cdot \Delta x \quad \dots\dots\dots(6.27)$$

由(6.26)式、(6.27)式可得

$$\Delta T = \frac{V \cdot \Delta x}{jd} \quad \dots\dots\dots(6.28)$$

依據文獻 [90-91] 可將 (6.28) 式重新表示為：

$$V = \frac{d}{dx}(Tjd) \quad \dots\dots\dots(6.29)$$

展開為

$$V = \frac{d(T)}{dx} \cdot jd + \frac{d(jd)}{dx} \cdot T \quad \dots\dots\dots(6.30)$$

上式意涵著二種狀況的產生，即為梁作用 (beam action) 與拱作用 (arch action)，根據傳統彈性梁理論 (elastic beam theory)，假設力臂“ jd ”為常數，則(6.30)式可改寫為：

$$V = \frac{d(T)}{dx} \cdot jd \dots\dots\dots(6.31)$$

上式中 $\frac{d(T)}{dx}$ 表示介於拉力鋼筋與受壓力區間的水平剪力流 (shear flow)，如圖 6.10(c) 所示。就鋼筋混凝土梁而言，若梁作用存在，則剪力流必定存在。

另一種情況是剪力流等於 0，則(6.30)式可改寫為

$$V = \frac{d(jd)}{dx} \cdot T \dots\dots\dots(6.32)$$

上式中 “ jd ” 為變數，意涵著 “ jd ” 沿著鋼筋混凝土梁而變化，水平剪力流並不存在，或受到斜裂縫存在而阻隔，此情形鋼筋混凝土梁的剪力傳遞屬於拱作用，如圖 6.11^[93] 所示，在拱作用的情形下，剪跨範圍內的壓力 “ C ” 仍呈現傾斜的形式，鋼筋拉力 “ T ” 位於下緣保持水平，且 “ C ”、“ T ” 都是常數。

拱作用可增強鋼筋混凝土梁的抗剪強度，例如短跨距的深梁、托架等等，不過大部分鋼筋混凝土梁的剪跨距比甚大，因此剪力行為通常可以梁作用來進行模擬。

6.3.4 有 CFRP 補強之鋼筋混凝土梁剪力分析

本研究計畫中梁之補強方法為兩側進行 RPC 包覆，試驗中 CFRP 亦進行相同補強方法，為瞭解其行為行為是否與 CFRP 有關，本單元將提出兩種 CFRP 之分析方法，以供試驗時之參考依據。

6.3.4.1 CFRP 補強梁剪力分析(一)

規範 ACI[1995] 及 AASHTO[1992] 均提到鋼筋混凝土梁的標稱剪力強度由混凝土本身及箍筋二者共同提供，如加上 CFRP 貼片輔以補強，則標稱剪力強度可以下式表示：

$$V_n = V_c + V_s + 0.85V_f \dots\dots\dots(6.33)$$

式中：

V_n :鋼筋混凝土梁標稱剪力強度

V_c :混凝土標稱剪力強度

V_s :鋼筋標稱剪力強度

V_f :CFRP 標稱剪力強度

其中係數 0.85 為強度折減因數，雖為規範規定，但也可是實際情況而設定，依據文獻[94-95]之建議，CFRP 之 V_f 值可由下列步驟求得。

1.求取有效寬度 w_{fe} (effective width)

本研究為兩側包覆，可得有效寬度 w_{fe} 為

$$w_{fe} = d_f - 2L_e \dots\dots\dots(6.34)$$

上式中 d_f 為 CFRP 有效深度 (effective depth) ，可採用鋼筋混凝土梁之有效深度， L_e 為 CFRP 有效膠結長度 (effective bonded length) ，依據文獻[94]之建議可以下式決定：

$$L_e = \frac{1}{\sqrt{n}} L_0 \dots\dots\dots(6.35)$$

式中： n :CFRP 於主要承受剪力方向黏貼之層數

L_0 :單層 CFRP 有效膠結長度

2.計算鋼筋混凝土梁橫斷面剪力強度折剪因數 R

由下列三式中取最小值

$$R = \min \begin{cases} 0.5622(\rho_f E_f)^2 - 1.2188(\rho_f E_f) + 0.778 & (a) \\ \frac{(f_c)^{2/3} w_{fe}}{\varepsilon_{fu} d_f} [738.93 - 4.06(t_f E_f)] \times 10^{-6} & (b) \\ \frac{0.005}{\varepsilon_{fu}} & (c) \end{cases} \dots\dots(6.36)$$

式中：

ρ_f ：為 CFRP 面積比例常數，由下式定義：

$$\rho_f = \frac{2t_f}{b} \times \frac{w_f}{s_f} \dots\dots\dots(6.37)$$

t_f ：CFRP 之厚度 (mm)

b ：梁斷面寬度 (mm)

w_f ：條狀 CFRP 之寬度(mm)，如圖 6.5^[27]所示

s_f ：兩條 CFRP 之中心距離(mm)，如圖 6.5^[27]所示

E_f ：CFRP 之彈性模數 (GPa)

ε_{fu} ：CFRP 之極限拉應變

在 R 之判別式中，(6.36a)式只適用於 CFRP 斷裂時之破壞模式，並且必須滿足 $\rho_f E_f \leq 0.7GPa$ ，(6.36b)式只適用於 CFRP 剝離 (debonding, delamination) 時之破壞模式，且軸向勁度 (axial rigidity) 需介於 $20\text{ mm} \cdot GPa \leq t_f E_f \leq 90\text{ mm} \cdot GPa$ 之間^[63-64]。

此外，另依據文獻[94]也可將 R 表示為下式：

$$R = \frac{k_1 k_2 L_e}{468 \varepsilon_{fu}} \leq \frac{0.005}{\varepsilon_{fu}} \dots\dots\dots(6.38)$$

此式中左側是限制 CFRP 貼片剝離的破壞模式，右側則是確保骨材連結的效應 (aggregate interlock)，其中

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{4000} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(6.39)$$

$$k_2 = \frac{d_{fe}}{d_f} \dots\dots\dots(6.40)$$

$$d_{fe} = d_f - 2L_e \dots\dots\dots(6.41)$$

(6.43)式僅適用於兩側包覆，亦為本次研究之方法，就一般補強

工作而言，R 值通常介於 0.25~0.35 之間，也就是 CFRP 貼片承受有效剪力約為 CFRP 極限斷裂強度的 25%~35% 之間。

3. 計算 CFRP 貼片提供之剪力強度 V_f

$$f_{fe} = Rf_{fu} \dots\dots\dots(6.42)$$

$$V_f = \frac{A_f f_{fe} (\sin \beta + \cos \beta) d_f}{s_f} \leq \left(\frac{2\sqrt{f'_c} bd}{3} - V_s \right) \dots\dots\dots(6.43)$$

式中：

f_{fu} ：CFRP 極限斷裂強度

f_{fe} ：CFRP 剪力破壞時之有效剪力

$A_f = 2t_f w_f$ ，CFRP 提供之剪力補強面積

V_s ：鋼筋提供之標稱剪力強度

β ：條狀 CFRP 貼片方向與鋼筋混凝土梁縱向方向所成的角度

f'_c ：混凝土 28 天抗壓強度

當 (6.43) 式已求得 CFRP 貼片之剪力強度，則梁之設計剪力強度帶至(6.33) 式可表示為

$$\phi V_n = V_c + V_s + 0.85V_f \dots\dots\dots(6.44)$$

其中折減因數 ϕ 以 CFRP 補強而言，一般取 0.7，為了確保 CFRP 剪力補強的效果，另參考文獻 [94]應滿足下列二式：

$$V_f \leq 4\sqrt{f'_c} bd \dots\dots\dots(6.45)$$

$$V_s + V_f \leq 8\sqrt{f'_c} bd \dots\dots\dots(6.46)$$

6.3.4.2 CFRP 補強梁剪力分析(二)

文獻[98]針對國內施工與材料特性，提出一套適合國內補強設計模式，如下所示，CFRP 貼片補強於鋼筋混凝土梁構件之表面，將結合鋼筋、

混凝土及 CFRP 成為三合一之結構桿件，對於桿件的彎矩強度、剪力強度及軸向強度等之提昇，可依設計之不同，達到所要的補強強度。

1. 針對 RC 樑(如圖 6.13)之剪力補強設計，通常可做下列基本假設^[18]：

(1) 補強後 RC 梁之剪力強度係由混凝土，剪力箍筋及 CFRP 三部分共同提供。決定標稱剪力強度 V_n 時，係假設在複合材料貼片破壞前箍筋已先降伏。

(2) V_c 之強度依「混凝土工程設計規範」簡算式之規定。 V_s 則僅考慮最常用之垂直剪力筋之強度。

(3) 為防止裂縫形成瞬間斷面突然破壞，規範有箍筋最小斷面 $A_{v,min}$ 之規定。

$$A_{v,min} = \frac{3.5 \times b_w \times s}{f_y} \quad (cm^2) \dots\dots\dots(6.47)$$

(4) 剪力筋所提供之剪力計算強度 V_s 不可取大於 $2.12\sqrt{f'_c}b_w d$ (kgf)。

(5) 剪力鋼筋之配置垂直於構材軸向者，其間距在非預力混凝土中不得超過， $d/2$ ，且不得大於 60cm。若 V_c 大於 $1.06\sqrt{f'_c}b_w d$ ，則所規定之最大間距應減半。

$$\begin{aligned} V_s \leq 1.06\sqrt{f'_c}b_w d, s_{max} &= \left(\frac{d}{2}, 60cm\right) \\ 1.06\sqrt{f'_c}b_w d < V_s < 2.12\sqrt{f'_c}b_w d, s_{max} &= \left(\frac{d}{4}, 30cm\right) \end{aligned} \dots\dots\dots(6.48)$$

(6) 除特別規定外， $\sqrt{f'_c} \leq 26.5kgf/cm^2$ 。

(7) 為有效控制斜拉開裂之寬度，剪力鋼筋之設計降伏強度不得大於 $4200kgf/cm^2$

(8) 構材端部，由於支承力所造成之壓應力，限制的裂縫的發展進而使其剪力強度增加，規範規定距支承 d 範圍內各斷面可依距支承 d 處斷面來設計。

(9) $\phi = 0.85$

2. RC梁剪力補強設計原理

若 RC 梁之剪力強度不足已承載外力所產生之剪力時，則可藉由 CFRP 貼片補強來增加其抗剪強度。而 CFRP 材料補強後所提供的剪力強度應符合下式：

$$V_n (\phi, \phi_f) \geq V_u \text{ (kgf)} \dots\dots\dots(6.49)$$

式中， V_u 為 RC 梁斷面之設計所需要剪力強度， ϕ 為剪力強度折減因數，依「混凝土工程設計規範」之規定， $\phi=0.85$ ， ϕ_f 為碳纖維之強度折減係數。以上各項剪力強度可由下列各公式分別求得。

(1)斷面設計需要剪力強度 V_u

V_u 係依「建築技術規則」組合使用載重及「混凝土工程設計規範」載重因數之規定，經由結構分析得之。

(2) RC 梁之斷面剪力計算強度 V_n

補強後斷面所提供之剪力強度為：

$$V_n = V_c + V_s + V_{cf} \text{ (kgf)} \dots\dots\dots(6.50)$$

式中：

(a)混凝土剪力計算強度 V_c

依「混凝土工程設計規範」之規定。

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \text{ (kgf)} \dots\dots\dots(6.51)$$

(b)剪力鋼筋之剪力計算強度 V_s

當剪力鋼筋為垂直肋筋時依「混凝土工程設計規範」之規定計算如下：

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \text{ (kgf)} \dots\dots\dots(6.52)$$

(c) CFRP 貼片之剪力強度 V_{cf}

RC 梁兩側貼 CFRP 補強其剪力強度 V_{cf} 計算如下：

$$V_{cf} = 2 \times d_{cf} \times f_{cf} \times t_{cf} \text{ (kgf)} \dots\dots\dots(6.53)$$

式中， $f_{cf} = E_{cf} \times \varepsilon_{cf}$ ，應變量可由試驗求得，以保守設計可假設 $\varepsilon_{cf} = 0.004$ 。

(d)補強後 V_n 值不可大於 $5V_c$ 。

(3) CFRP 剪力補強貼片之厚度 t_{cf}

由上節 (b) 中，令 $V_n = V_u / \phi$ 可得 CFRP 補強之最小厚度 t_{cf} ：

$$t_{cf} \geq \frac{V_u - (V_c + V_s) \phi}{2 \times \phi_{cf} \times d_{cf} \times f_{cf}} \text{ (cm)} \quad \phi = 0.85, \phi_{cf} = 0.75 \dots\dots\dots(6.54)$$

6.3.5 鋼筋混凝土梁鋼鈹補強力學行為

RC 樑因強度不足時，鋼鈹黏貼的補強方式是工程實務界經常採用之方式。然而，學術界針對鋼鈹補強設計方式之研究，較不多見，以致迄今仍無一具體可行的分析設計方式可資遵循，因而大部份工程師仍以工程直覺判斷作為設計基礎。其中，部分的補強設計或許有效，但都無法以定量的方式去評估其效果，另外則有部分的鋼鈹補強設計方式，對 RC 樑強度毫無助益，祇是增加結構體之載重而已^[99]。

鋼筋混凝土梁鋼鈹補強模擬為層狀複合材料梁，則介面結合情形對複合材料梁的力學性質有很大影響，若介面達完全結合效果，則水平向層狀之複合材料梁，可以依轉換斷面方式，來評估梁的力學行為。垂直向層狀之複合材料梁，若介面達完全結合效果，僅須依勁度比分配承受之外力。對水平向層狀複合樑而言，若介面無法達到完全複合效果，則在力學分析上須額外考慮不同材質間之相對垂直位移(介面層壓縮)及不同材質間之相對水平位移(介面層滑動)。

文獻[100-101]將介面層假設為均勻分佈的壓縮彈簧及阻尼緩衝器，以有限元素法分析複合三明治樑不同材質間的垂直相對位移問題，其研究並未將不同材質間的水平相對位移列入考慮。

文獻[102-104]以 RC 樑底用環氧樹脂粘貼鋼板為例，解析三明治樑在不同材質間的水平複合問題，其中假設環氧樹脂膠結層為均勻分佈的壓縮及剪力兩種彈簧組合，其推導過程中，先將兩種不同材質間的垂直相對位移假設為相同，以便分離軸力與撓曲的耦合聯立微分程式，最後再以線性疊加的方式，求解膠結層的剪應力及正應力。Roberts 的解析方法是目前在 RC 樑以鋼板補強彎矩強度研究上已常被引用的方式，唯其解析過程中，將軸力與撓曲的耦合聯立微分程式分離，唯其準確性有待進一步驗證。

RC 構件的鋼板貼片補強方式，1967 年就有補強設計實例出現 [102]，後續許多補強工程案例也採用此種補強方式。鋼板貼片補強方式以貼樑底或樑頂(補強彎矩)及貼樑兩側(補強剪力)的方式最為常見。而較為具體可行只有樑彎矩補強一項而已，剪力及軸力補強仍有待進一步研究。

以下將針對文獻[99]所提之垂直向部分複合三明治樑之撓曲理論及補強應用，作簡略說明，如圖 6.14。利用能量原理推導垂直向複合三明治樑之撓曲理論，可得二條四階之聯立微分方程式，如下：

$$E_1 I_1 v_1'''' - \frac{kh^3}{12}(v_1'' - v_2'') + kh(v_1 - v_2) = q_1 \dots\dots\dots(6.55)$$

$$E_2 I_2 v_2'''' - \frac{kh^3}{12}(v_1'' - v_2'') - kh(v_1 - v_2) = q_2 \dots\dots\dots(6.56)$$

式中：

下標"1"為第一種材料(如 R.C.梁)及下標"2"為第二種材料(如兩側鋼板)。

v_1 及 v_2 分別為第一種材料及第二種材料之 y 向位移函數

$E_1 I_1$ 及 $E_2 I_2$ 分別為第一種材料及第二種材料之撓曲剛度

k 為剪力彈簧常數

當膠結層之剪力彈簧常數為 $k=0$ 時，上兩式為兩獨立之撓曲微分方程式，再若膠結層之剪力彈簧常數 $k=\infty$ 時，上兩式隱含 $v_1=v_2$ 之束制

條件，亦即完全複合時兩種樑變形完全相同，此時 RC 樑與兩側鋼板可直接依撓曲勁度比 EI_S/EI_{RC} 分配外力。亦即兩側鋼板與 RC 樑分配所得之剪力比 V_S/V_{RC} 與彎矩比 M_S/M_{RC} 其值與兩側鋼板及 RC 樑之撓曲勁度比相同。亦即

$$EI_S/EI_{RC} = V_S/V_{RC} = M_S/M_{RC} \text{。}$$

但由於實際之膠結層剪應力彈簧常數為有限值，且樑端點位移及旋轉彈簧與端點螺栓配置有關，亦為有限值。故實際上之鋼板補強後 RC 樑，並無法達到真正完全複合之效果。亦即實務上之 RC 樑兩側補強鋼板應為一垂直向部分複合之三明治樑。文獻[99]分析結果顯示，一懸臂兩側鋼板補強之 RC 樑，補強鋼板並無法依其相對撓曲勁度分擔外力（剪力及彎矩），在支承面處會有逆向剪力發生，即因補強鋼板反而增加原 RC 樑之剪力。Sho-bond Co [1984]指出，側面補強鋼板的剪力補強方式，僅可抑制初期剪力裂縫之發生，唯對極限剪力強度幫助不大（因局部挫屈而剝離）^[105]。

6.3.6 無圍束之鋼筋混凝土柱軸力行為

當鋼筋混凝土柱承受軸向壓力作用時，從柏松比 (poisson's ratio) 可得知軸向應變壓縮或使得橫向應變擴張，一般而言，當軸向應力增加到混凝土抗壓強度 f'_c 之 75%~80% 倍時，柱體將產生龜裂，由圖 6.8^[56]觀察無鋼筋圍束之混凝土柱受軸向壓力載重之應力應變圖，當混凝土達開裂應變 ϵ_{cr} 後，此時橫向應變 ϵ_A 將迅速擴張，而軸向應變 ϵ_c 則是趨緩，此為無圍束作用下的基本力學性質。

6.3.7 鋼筋混凝土柱軸力設計強度

依據中國土木工程學會於民國九十三年十一月修訂之混凝土工程設計規範與解說^[18]之規定，柱軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列規定值：

$$\text{螺箍筋柱： } P_{n,max} = \phi 0.85 \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \dots\dots\dots (6.57)$$

$$\text{橫箍筋柱： } P_{n,max} = \varphi 0.8 \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \dots\dots\dots (6.58)$$

A_g = 總斷面積。

A_{st} = 縱向鋼筋之總斷面積。

柱之縱向鋼筋之總斷面積 A_{st} 應符合下式規定：

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g \dots\dots\dots (6.59)$$

若使用過高之鋼筋比，則造成澆置混凝土時施工之困難度增加，需考慮改用較大之柱斷面積以降低鋼筋比、或使用較高強度之混凝土或鋼筋，同時使用搭接方式續接之柱，其使用鋼筋量一般以不超過 $0.04A_g$ 為原則。最低鋼筋量之規定，用以確保柱符合鋼筋混凝土之基本行為，鋼筋在混凝土持續受壓時可減少混凝土乾縮及潛變的效應，試驗結果顯示乾縮與潛變會將若干載重自混凝土轉移自鋼筋，增加鋼筋之應力，鋼筋比降低將大幅增加鋼筋之應力。最大鋼筋量之限制是基於考慮經濟與澆置需求之實用上限。

螺箍筋之體積比 ρ_s 須符合下式之規定：

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \dots\dots\dots (6.60)$$

式中 f_y 為螺箍筋設計所用之規定降伏強度，但不得大於 4200 kgf/cm^2 。

柱之橫箍筋相關規定如下：

主鋼筋不大於 D32 者須用 D10 以上之箍筋；主鋼筋大於 D32 或為束筋者須用 D13 以上之箍筋。橫箍筋間距不得大於主鋼筋直徑之 16 倍或箍筋直徑之 48 倍，亦不得大於柱之最小邊寬。

6.3.8 有 CFRP 圍束之鋼筋混凝土柱軸力行為

當鋼筋混凝土柱以碳纖維貼片包覆時，如圖 6.16 所示^[89]，包覆的 CFRP 將具有防止柱體橫向擴張的功能，當軸向載重作用初期，CFRP

尚未產生圍束功能，當載重增加很大時，圍束的作用也隨之增加，並且包覆的厚度(即黏貼層數)與圍束的效果也有關，從圖 6.17^[106]可發現，當圍束層數愈多，所能承受的應力也就愈大，直到貼片受拉力斷裂為止。依據文獻[106]等之研究發現，在圓形、方形及矩形斷面的柱體試驗中，以圓柱的包覆圍束補強效果最好，方形次之，再其次是矩形斷面。

6.3.9 鋼筋混凝土柱 CFRP 補強設計原理

本節就圓形斷面橋柱以 CFRP 剪力、撓曲與搭接破壞之設計作介紹。

6.3.9.1 CFRP 剪力破壞補強設計

若橋柱之剪力強度不足以承擔產生塑性鉸所需剪力時，可藉由外包 CFRP 補強來增加抗剪強度，外包 CFRP 補強所提供之剪力強度 V_f 可由下式計算得到：

$$V_f = \frac{V^0}{\phi_s} - V_n \dots\dots\dots(6.61)$$

式中， V_f 為橋柱外包 CFRP 補強所提供之剪力強度 D ， V^0 為橋柱產生塑性鉸所須之柱剪力強度， ϕ_s 為剪力強度折剪因子可取 0.85， V_n 為橋柱剪力容量。

橋柱外包 CFRP 補強可視為橫向鋼筋處理，其補強之剪力強度 V_f 計算如下：

$$V_f = \frac{\pi}{2} t_j f_{jd} D \cot \theta \dots\dots\dots(6.62)$$

式中：

t_j : CFRP 補強之厚度

D : 鋼筋混凝土圓柱直徑

θ : 剪力裂縫與縱向鋼筋的夾角，設計時可假設 $\theta = 35^\circ$

f_{jd} : CFRP 之設計應力，環向的設計應變 (Hoop Strain) 若為 $\varepsilon_{jd} = 0.004$ ，則 $f_{jd} = E_j \varepsilon_{jd} = 0.004 E_j$ ，其中 E_j 為 CFRP 材料之彈性模數。由上兩式可得 CFRP 補強之最小厚度，計算如下：

$$t_j \geq \frac{\frac{V^0}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi}{2} f_{jd} D \cot \theta} \dots\dots\dots (6.63)$$

6.3.9.2 CFRP 撓曲破壞補強設計

CFRP 撓曲破壞補強設計厚度分述如下：

1. ATC-32 規範^[107]

$$t_j = \frac{D}{22.5} \left\{ \frac{f'_{cc}}{f_{ju}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] + 0.13 (\rho_1 - 0.01) \right\} \dots\dots\dots (6.64)$$

式中， D : 鋼筋混凝土圓柱直徑， f'_{cc} 取 $1.3 f'_c$ ， f_{ju} 為 CFRP 之極限應力， P 為柱之軸向壓力， f'_c 為混凝土極限壓應力， A_g 為柱之全斷面積， $\rho_1 = \frac{A_{st}}{A_g}$ 為縱向鋼筋比。

2. AASHTO 規範^[93]

$$t_j = \frac{D f'_c}{6 f_{ju}} \dots\dots\dots (6.65)$$

(1) Caltrans 規範^[108]

$$t_j = \frac{D f'_c}{6 f_{ju}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \dots\dots\dots (6.66)$$

(2) 圍束混凝土之理論極限應變^[109]

$$t_j = 0.1 \frac{D (\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \dots\dots\dots (6.67)$$

式中， ε_{cu} 為補強後圍束混凝土斷面之極限應變， f'_{cc} 為圍束混凝土之極限強度， f_{ju} 及 ε_{ju} 分別為 CFRP 之極限應力與極限應變。

6.3.9.3 CFRP 搭接長度不足補強設計

橋柱主筋的配置，若從基礎延伸至搭接段，再與柱底鋼筋搭接，常因搭接長度不足而無法發揮塑鉸區主筋應力超市降伏應力之需求。鋼筋搭接長度不足將會使混凝土與主筋接觸面發生開裂現象，降低主筋與混凝土間的接觸面積與握裹力。藉由補強的設計可增加混凝土的圍束應力，進而加大鋼筋即將發生搭接破壞時之混凝土開裂面之摩擦力。所需之圍束應力計算如下^[110-111]：

$$f_l \geq \frac{A_b f_s}{\mu p l_s} \dots\dots\dots(6.68)$$

其中，圓形橋柱之搭接破壞時混凝土開裂之周長 p 計算如下：

$$p = \frac{\pi D'}{2n_b} + 2(d_b + cc) \leq 2\sqrt{2}(d_b + cc) \dots\dots\dots(6.69)$$

式中， A_b 為縱向鋼筋之斷面積， cc 為混凝土保護層厚度，若在塑鉸區搭接時，計及實際降伏強度高於標準降伏強度 f_y ，且計及應變硬化， f_s 取 $1.5f_y$ 。 μ 為摩擦係數，取 1.4。 l_s 為搭接長度， p 為搭接破壞時之混凝土開裂面之周長， f_l 為橫向鋼筋之應變 $\varepsilon_s = 0.0015$ 時之圍束力。然而，主筋之搭接長度應該要檢驗其最小需求已達安全之標準。

$$l_{s(\min)} \geq \frac{0.15d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots(6.70)$$

基於 CFRP 圓形橋柱圍束補強而言，其 CFRP 補強之最小厚度，計算如下：

$$t_j = \frac{f_l D}{2f_{jd}} \dots\dots\dots(6.71)$$

為防止搭接處鋼筋產生滑動，則採用 CFRP 環向之設計極限應變 $\varepsilon_j = 0.0015$ ，故可得 CFRP 之設計應力 $f_{jd} = E_j \varepsilon_j = 0.0015E_j$ 。由上式可得 CFRP 補強之最小厚度：

$$t_j = \frac{f_l D}{0.003E_j} \dots\dots\dots(6.72)$$

6.3.10 圓形橋柱鋼板補強設計原理

柱鋼板包覆補強設計方法，按橋柱之剪力、韌性、預防主筋挫屈及搭接長度等設計原理，介紹如下。

6.3.10.1 剪力破壞鋼板補強設計

若橋柱之剪力強度不足以承擔產生塑性鉸所需剪力時，可藉由外包鋼板補強來增加抗剪強度，外包鋼板視為連續性橫向鋼筋處理，可求得圓形橋柱需補強之最小鋼板厚度，計算如下：

$$t_j \geq \frac{\frac{V^0}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D \cot \theta} \dots\dots\dots (6.73)$$

式中，D 為柱受力方向之斷面尺寸， t_j 為鋼板厚度， f_{yj} 為鋼板降伏強度， θ 可取 35° ， V^0 為橋柱產生塑性鉸所須之柱剪力強度。 ϕ_s 為剪力強度折剪因子可取 0.85， V_n 為橋柱剪力容量。而補強後應檢驗 V^0/A_c 是否超過 $0.2f'_c$ 。如超過 $0.2f'_c$ ，即使補強很厚鋼板，可能會達不到預期的效果^[109]。

6.3.10.2 橋柱韌性補強設計

外包鋼板補強來增加橋柱塑性鉸區的韌性，原則上視為連續性橫向鋼筋處理，用以增加混凝土圍束應力並改善極限強度與應變，達到斷面曲率韌性、極限塑性鉸轉角及整體橋樑韌性容量之需求。

1. ATC-32 規範^[107]

外包鋼板視為連續性橫向鋼筋，故可求得圓形橋柱需補強之最小鋼板厚度，計算如下：

$$t_j = \frac{D}{4} \rho_j = \frac{D}{4} \left\{ \frac{0.16f'_{cc}}{f_{je}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{cc} A_g} \right] + 0.13(\rho_1 - 0.01) \right\} \dots\dots\dots (6.74)$$

式中， f'_{cc} 取 $1.3f'_c$ ， f_{je} 取 $1.1f_{yj}$ ， $\rho_1 = \frac{A_{st}}{A_g}$ 為縱向鋼筋比。

2. AASHTO 規範^[93]

因補強後可忽略保護層剝落後鋼筋提供的圍束強度計算，故可計算圓形橋柱塑鉸區需補強之最小鋼板厚度，如下所示：

$$t_j = 0.03D \frac{f'_c}{f'_{yj}} \dots\dots\dots(6.75)$$

3. Caltrans 規範^[108]

同上所述，計算圓形橋柱塑鉸區需補強之最小鋼板厚度，如下所示：

$$t_j = 0.03D \frac{f'_c}{f'_{yj}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \dots\dots\dots(6.76)$$

4. 圍束混凝土之理論極限應變

由 Mander 等人與 Hoshikuma 等人之圍束混凝土之理論極限應變，可計算圓形橋柱塑鉸區需補強之最小鋼板厚度，如下所示^[57、61]：

$$t_j = \frac{0.18 \times D (\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc}}{f'_{yj} \varepsilon_{ju}} \quad (\text{Mander 等人}) \dots\dots\dots(6.77)$$

$$t_j = \frac{5.6 \times D (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}) f'_c{}^2}{f'_{yj} f'_{cc}} \quad (\text{Hoshikuma 等人}) \dots\dots\dots(6.78)$$

式中， ε_{ju} 為鋼板之極限應變， f'_{cc} 為圍束混凝土之抗壓強度， ε_{cc} 為圍束混凝土在抗壓強度 f'_{cc} 時所對應之應變， ε_{cu} 為圍束混凝土之極限應變。

6.3.10.3 避免橋柱挫屈鋼板補強設計

若由未補強圓形橋柱橫向鋼筋比小於 ATC-32 規範規定之最小橫向鋼筋比之需求時，則應對橋柱採取預防挫屈補強設計，可由下式得補強之最小鋼板厚度。

$$t_j = \frac{D n_b f_s^2}{8.89 E_{ds} E_t} \dots\dots\dots(6.79)$$

其中，

$$E_{ds} = \frac{4E_{su}E_i}{(\sqrt{E_{su}} + \sqrt{E_i})^2} \dots\dots\dots(6.80)$$

上(11)中只需用於細長柱之檢查，也就是 $\frac{L}{D} = \frac{M}{VD} > 4$ 時。

式中， n_b 為縱向鋼筋根數， f_s 為縱向鋼筋挫屈時之應力， E_t 為橫向鋼筋的彈性模數， E_i 為縱向鋼筋的彈性模數， E_{su} 為 f_s 至 f_{su} 之割線斜率， f_{su} 為縱向鋼筋之最高強度。

6.3.10.4 搭接長度不足鋼板補強設計^[110-111]

藉由補強的設計可增加混凝土的圍束應力，進而加大鋼筋即將發生搭接破壞時之混凝土開裂面之摩擦力。由所需之圍束應力及鋼板與橫向鋼筋所提供之圍束力可求得其縱向鋼筋搭接長度不足時所需補強之最小鋼板厚度，計算如下：

$$t_j = \frac{D(f_{l(需求)} - f_{l(橫向鋼筋)})}{6120} \dots\dots\dots(6.81)$$

其中，

$$f_{l(橫向鋼筋)} = \frac{2A_{sh}f_{sh}}{D'} \dots\dots\dots(6.82)$$

$$f_{l(需求)} \geq \frac{A_b f_s}{\mu p l_s} \dots\dots\dots(6.83)$$

$$p = \frac{\pi D'}{2n_b} + 2(d_b + cc) \leq 2\sqrt{2}(d_b + cc) \dots\dots\dots(6.84)$$

式中， A_b 為縱向鋼筋之斷面積， cc 為混凝土保護層厚度，若在塑鉸區搭接時，計及實際降伏強度高於標準降伏強度 f_y ，且計及應變硬化， f_s 取 $1.5f_y$ 。 μ 為摩擦係數，取 1.4。 l_s 為搭接長度， p 為搭接破壞時之混凝土開裂面之周長（如圖 6.18）， f_l 為橫向鋼筋之應變 $\epsilon_s = 0.0015$ ^[109] 時之圍束力， f_{sj} 與 f_{sh} 各為鋼板與橫向鋼筋在環向應變

0.0015 時之應力， D 為柱之直徑， D' 為圍束斷面之直徑， $f_{l(\text{橫向鋼筋})}$ 為橫向鋼筋所提供之圍束力。

6.3.10.5 圓形橋柱鋼板補強之最小厚度需求

以上各項所求得之圓形橋柱補強鋼板之最小厚度值，建議可依其補強需求而採用所計算之最大值補強之。

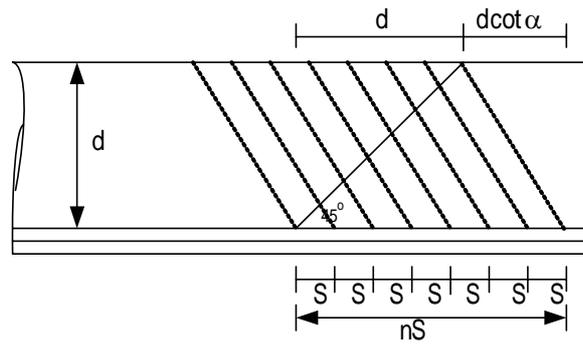


圖 6.8 具剪力箍筋鋼筋混凝土梁剪力強度示意圖

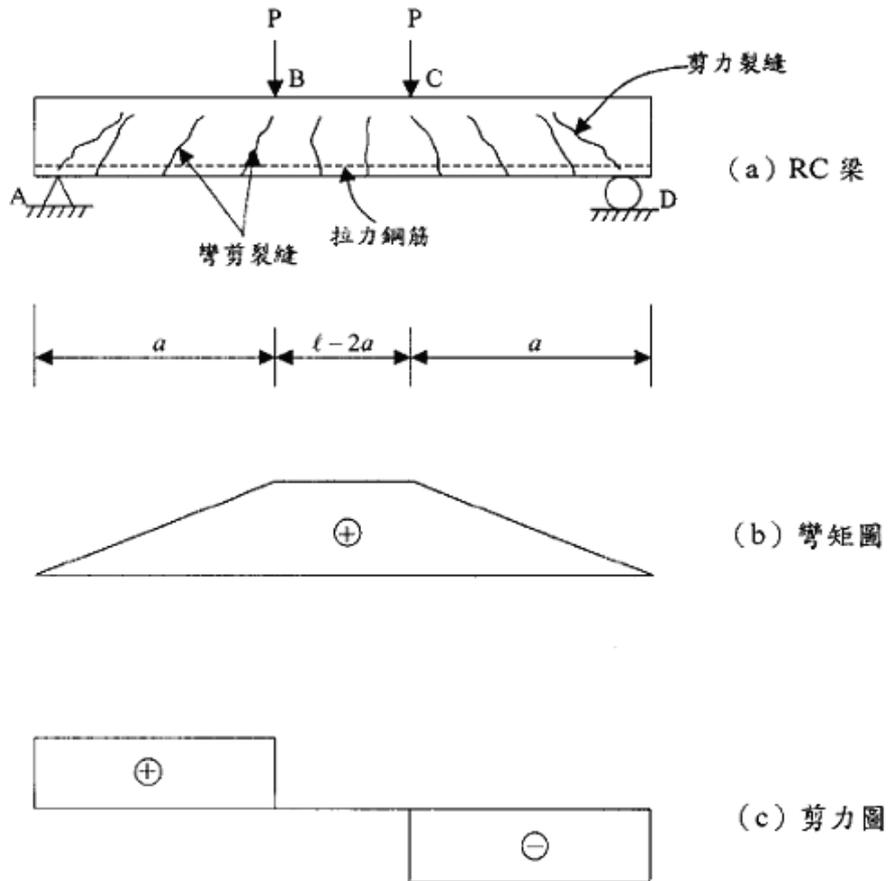
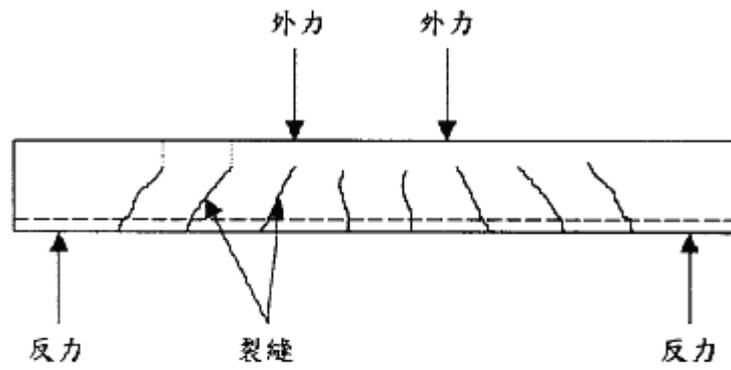
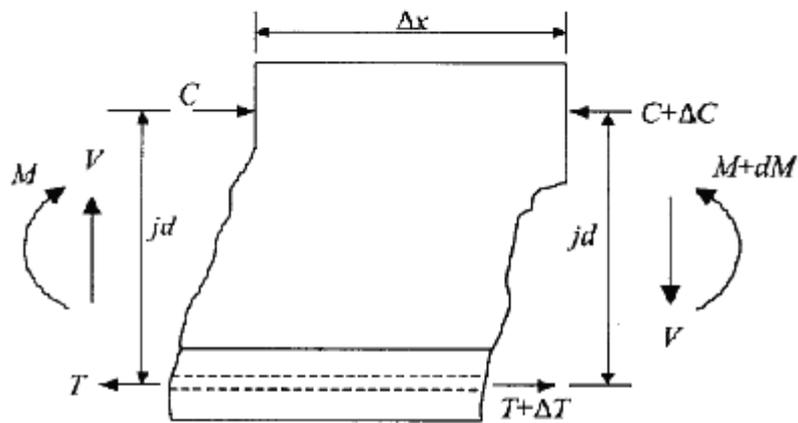


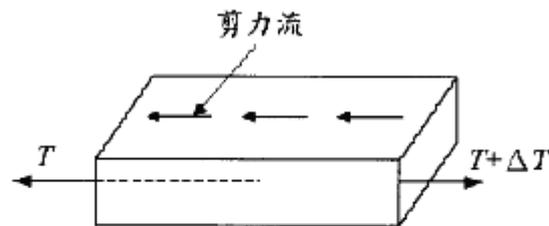
圖 6.9 三分點載重剪力彎矩與裂縫示意圖^[89]



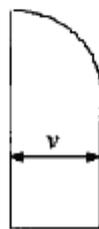
(a) RC 梁承受外力產生裂縫



(b) 兩斜裂縫間之獨立混凝土塊



(c) 混凝土塊下半部之自由體圖



(d) 平均簡應力

圖 6.10 無箍筋鋼筋混凝土梁計算說明示意圖^[89]

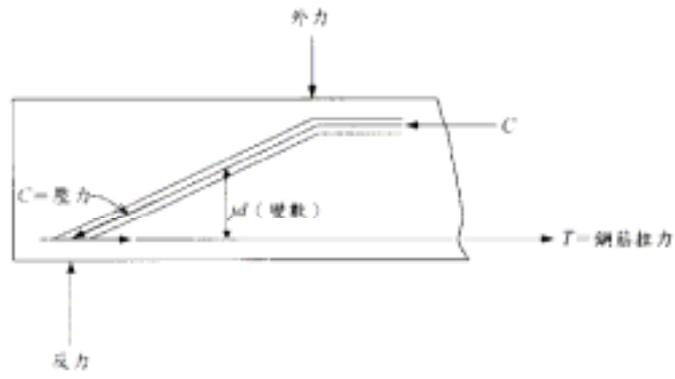


圖 6.11 鋼筋混凝土梁之拱作用^[89]

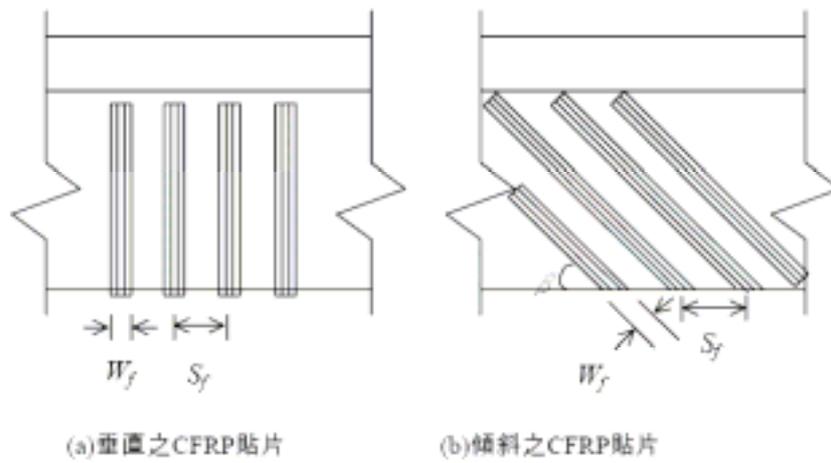


圖 6.12 CFRP 貼片定義^[89]

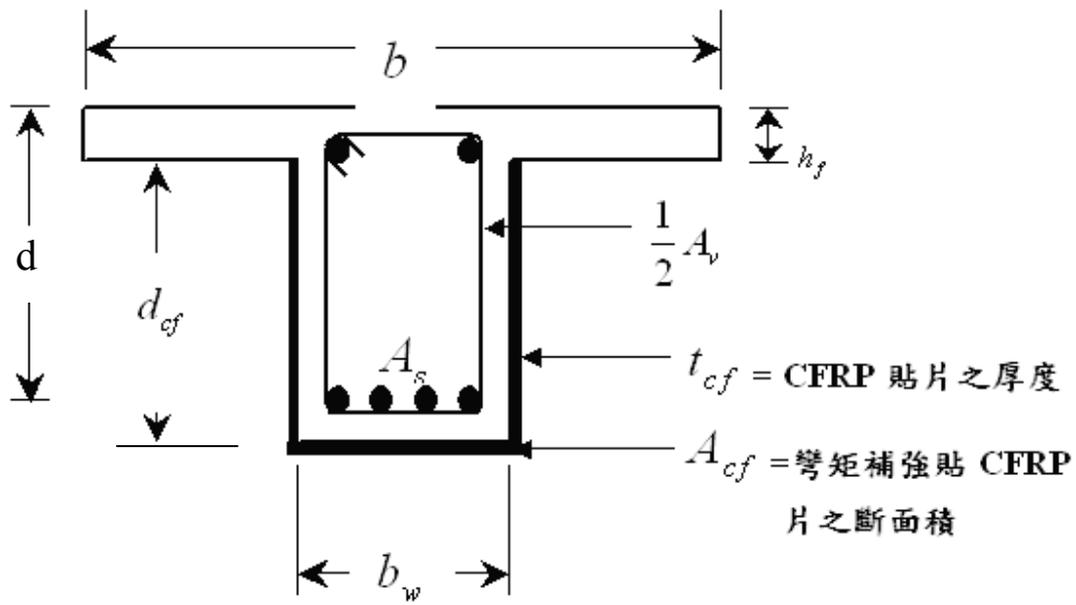


圖 6.13 RC 梁剪力貼片補強斷面

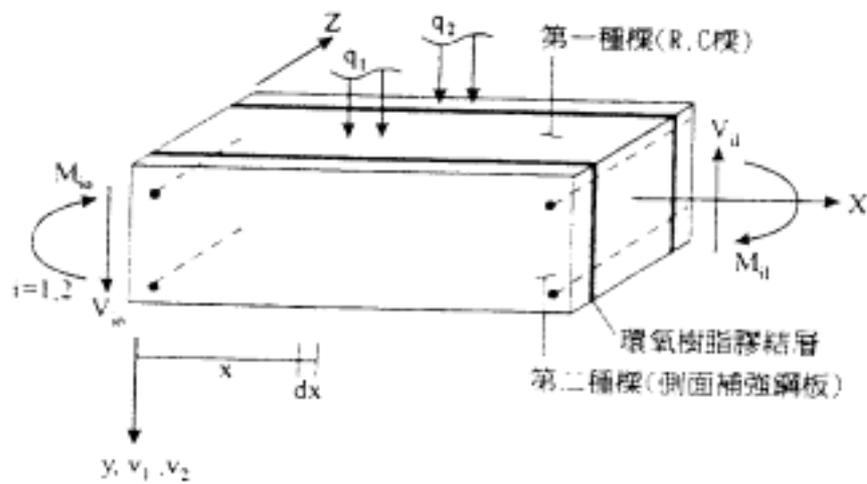
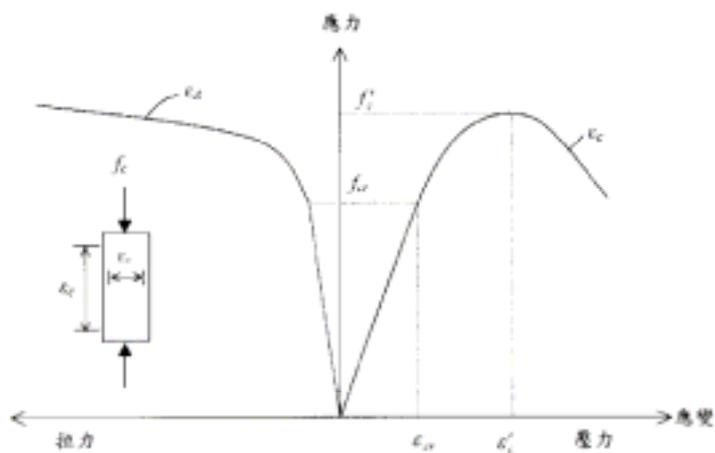


圖 6.14 垂直向部分複合三明治樑^[99]



說明：1.無鋼筋圍束混凝土

2. ϵ_c = 混凝土之軸向應變

3. ϵ'_c = 混凝土最大應力下所對應之應變

4. ϵ_{cr} = 裂縫初產生時之應變

圖 6.15 典型單軸向受壓混凝土之應力-應變曲線示意圖^[89]

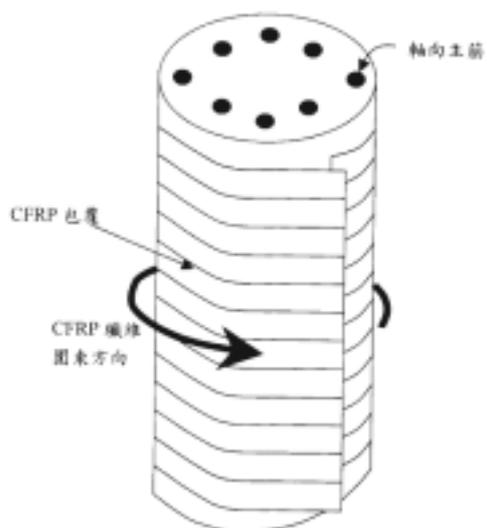


圖 6.16 CFRP 包覆圍束示意圖^[89]

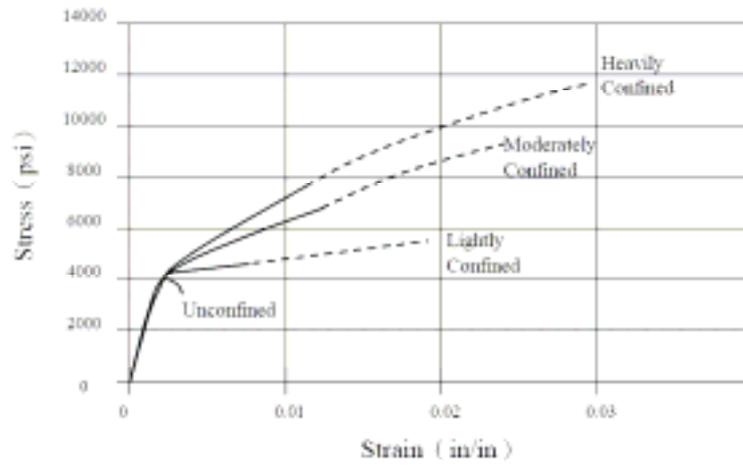


圖 6.17 不同 CFRP 包覆厚度之混凝土應力-應變圖^[106]

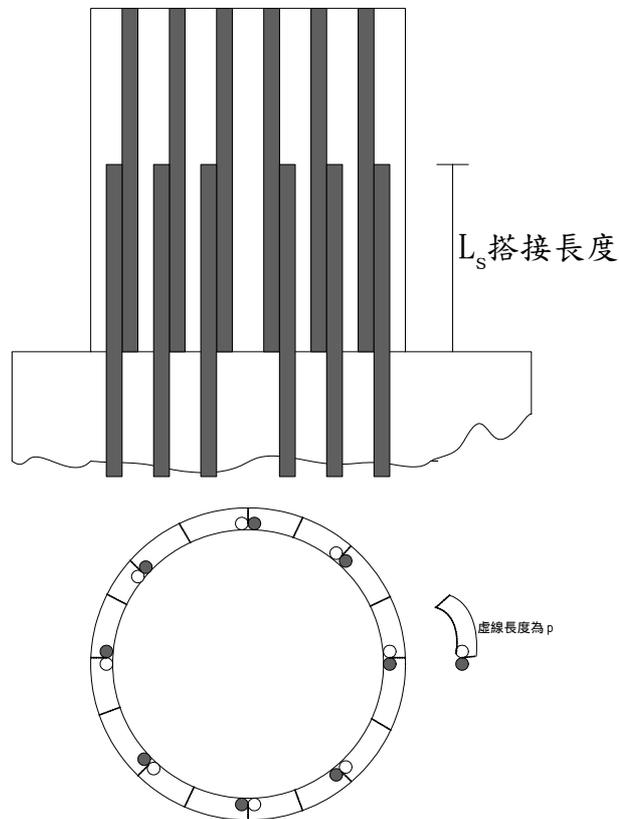


圖 6.18 圓形橋柱主筋搭接示意圖

6.4.修補材料與修補工法

6.4.1 前言

傳統混凝土結構物設計服務性能著眼於，滿足服務環境的機械性能，長期耐久性與結構安全性，不因環境與使用服務的交互影響而有劣化的情形，結構體修補面上可能產生的載重如圖 6.19 所示。但事實上常因設計因素，施工問題及使用材料等等問題，而影響到結構物的耐久性及安全性，自 921 大地震後，倒塌與受損的建築物是最好的證明。

修復補強系統內包含基材(R.C)、修補材料、黏著材料及外包覆補強材料。基材(原結構體)因外力(地震、載重)或環境作用，致使基材功能受損導致強度降低，無法提供預期服務性能，需依賴外包覆型補強材料(如鋼板、碳纖維或混凝土等)，恢復及提昇原設計及預期的服務性能。而欲發揮修補材料的性能，須藉由黏著材料(例如：環氧樹脂、壓克力樹脂、不飽和聚脂樹脂或無收縮砂漿等)，將基材與修復補強的材料結合在一起，在受力或使用環境作用下，均能結合而無分離的現象，圖 6.20 所示為修補介面鍵結力機構示意圖。

6.4.2 結構體修復補強工法探討

結構體之設計即為提供安全耐久的好服務性能，但常因設計不當，施工不良或是外力的作用而造成損壞，尤其是大自然的破壞力，其中以地震的破壞模式最為常見，而此種破壞模式對人民生命、財產之威脅也遠大於其他破壞模式。

震害後受損之結構體如何修復或補強為一大課題外；再則因耐震設計規範改變後許多以前依舊設計規範所設計興建之結構物之柱構件耐震能力不足部份，迄需加以補強來使這些結構物之結構構件符合現行耐震規範之要求，即是所謂補強(Rehabilitation)。一般而言，在選擇補強的方法時通常要考慮以下因素：(1)結構之安全性；(2)結構使用年限；(3)拆修結構之成本；(4)維修保養費用；(5)新維修材料或技術之成本

等，才能探討補強的成本效益。

結構物受損後，基本上有修復(Repair)及補強(Rehabilitation)兩種處理方式，修復旨在恢復結構物之原有設計強度，補強與加固則是將受損之結構構件，提升至未受損前之強度或超過原有構件之原始設計強度。唯修復補強的材料與工法種類繁多，故在選擇修復補強工法時，應考量：(1)目的：結構安全性。(2)方式：修復或補強。(3)修補材料的性能及規格。(4)結果：結構物使用年限要求。

以下針對目前工程界常用於 RC 構造物之修復補強工法作一簡單說明。

6.4.2.1 裂縫環氧樹脂灌注工法

常用之裂縫環氧樹脂灌注工法施作程序，如圖 6.21 所示。

1. 裂縫表面處理

以鋼刷或砂輪機，將裂縫部份之表面粉刷層或飾面磨除並以空壓機將粉塵及鬆動物質清除乾淨。

2. 安置灌注頭基座

於灌注頭基座以膏狀之環氧樹脂補土(EPOXY PUTTY)塗抹底部，以每隔 20~30cm 之距離黏貼於裂縫上。

3. 封塞灌注頭基座及裂縫

以膏狀之封塞劑封塞灌注頭基座四周使之固定，並沿裂縫表面披塗封塞劑，以防止灌漿時漏漿。

4. 安裝持續加壓式灌注頭

將持續加壓式灌注頭安裝於基座上。

5. 灌注修補材料

- (1)將混合好之修補材料灌注裂縫。
- (2)灌注時應以由下往上之順序為原則。

(3)檢視灌注過之注射筒內殘餘之修補材料劑量，若殘餘劑量所剩無幾，表示裂縫內尚未灌滿，應即刻補灌，直到不再吃漿為止。

6.敲除灌注頭及其基座

待裂縫內部之修補材料完全硬化後，即可敲除灌注頭及其基座。

7.表面復原處理

用砂輪機或鑿子將表面突出部份去除至與原壁面平齊，再以補土填平後恢復原飾面或粉刷層。

6.4.2.2 鋼板（樑）補強工法

常用之鋼板（樑）補強工法施作程序，如圖 6.22 及 6.23 所示。

1.表面處理

以破碎機將粉刷層去除，以利膠結材接著。

2.鋼板（樑）裁切及鑽孔

按設計裁切鋼板（樑）並於鋼板（樑）上鑽出灌注孔、出氣孔及固定孔。鑽孔位置及數量按實際需要而定。

3.鋼板（樑）安裝固定

視狀況需要以膨脹螺絲或化學螺栓將鋼板（樑）固定於正確位置。

4.安裝灌注孔及出氣孔

以膏狀之環氧樹脂補上(EPOXY Putty)塗抹於預留之灌注孔及出氣孔四周，封塞並使之固定。

5.鋼板(樑)四周及螺絲固定孔以膏狀之封塞劑封塞四周使之固定，以防止灌漿時漏漿。

6.高壓低速灌注膠結材

(1)採用氣動 Pump 將混合好之膠結材以高壓低速之方式灌注入，待膠結材從另一灌注孔溢出時，即可停灌注動作，封塞灌注孔並移置下一孔重複上述之步驟。

(2) 灌注時應以由下往上之順序為原則。

7. 去除灌注頭及出氣頭

待鋼鈹(樑)內部之膠結材完全硬化後，即可去除灌注頭及出氣頭。

8. 鋼鈹表面處理

將鋼鈹(樑)表面之鐵鏽去除後，以紅丹漆噴塗於鋼鈹(樑)表面做為防鏽處理，再視需要上漆或噴塗樹脂砂漿。

6.4.2.3 碳纖維補強工法

常用之碳纖維補強工法施作程序，如圖 6.24 所示。

1. 面層處理

- (1) 混凝土表面的劣化層（風化、游離石灰、脫模劑、剝離的砂漿、粉刷層、污物等）以砂輪機去除並研磨。
- (2) 以空壓噴嘴和毛刷將粉塵及鬆動物質去除，用水洗淨時，必須使其充分乾燥。

2. 斷面復舊

- (1) 將混凝土面層的不良部份（剝落、孔隙、蜂窩、腐蝕等）清除。若有鋼筋外露情形，先做好防鏽處理，再以強度相等或大於混凝土的環氧樹脂砂漿修補。
- (2) 裂縫以環氧樹脂灌注。
- (3) 裂縫或打除部份若有漏水情形時，應先以其他方法，做止水、導水處理。

3. 不平整修正

表面凸出部份（小突起等）以切割機或砂輪機將其削除並使其平滑，凹陷部份（打除部份）則以環氧樹脂補土或樹脂砂漿填補之。

4. 底漆塗佈

- (1) 將主劑和硬化劑依所規定的配比放置於拌合桶中，使用手提式電

動拌合機，使其均勻的混合（約兩分鐘）。一次的拌合量為在可使用時間內的施工量，超過可使用時間的東西，不可使用。（可使用時間依材料使用說明指示）。

(2)以毛刷滾輓均勻塗佈，依現場狀況決定是否塗佈第二道（初乾之後）。塗佈量隨施工面的方向及粗糙的程度有所變化。

(3)指觸乾燥時間約三個小時～半天。

(4)表面凸出處以砂輪機或切割機等削除，依狀況必要時用環氧樹脂補土做平整修正。

5.單向性強化纖維的粘貼

(1)單向纖維預先以剪刀、刀子依所設計的尺寸大小裁好。依使用量、裁剪尺寸、長度在兩米以內最適當。為防止保管期間的破損，裁剪數量只裁當日所需用的數量。

(2)施工面的底漆乾燥以指觸確認。底漆施工超過一個星期以上時，應以砂紙打磨。

(3)將環氧樹脂的主劑和硬化劑依所規定的配比放置於拌合桶中，使用手提式電動拌合機，使其均勻的混合（約兩分鐘）。一次的拌合量為在可使用時間內的施工量，超過可使用時間的東西，不可使用。（可使用時間依使用說明指示）。

(4)環氧樹脂用毛刷滾輓平均塗佈（塗於底漆上）。塗佈量因施工面的方向、粗糙度等影響會有變化，轉角部份要多塗。

(5)單向強化纖維粘貼於樹脂塗佈面後，撕去離型紙，然後以脫泡滾輓和橡皮刮刀順著纖維方向用力推平兩、三次，使樹脂浸透並去除氣泡。纖維（長向）方向的搭接長度要留 10cm，短向則不用留。

(6)粘貼後放置 30 分鐘，若纖維有浮出或脫線情形發生時，以滾輓或橡皮刮刀壓平修正。

(7)單向強化纖維表面再塗佈樹脂（塗於面層）。與 5)相同要領，以脫泡滾輓或橡皮刮刀順著纖維方向用力推展，使樹脂充分浸透和補

充。

(8)兩層以上的單向強化纖維相疊粘貼時，重複(4)-(7)的步驟。

6. 養護

為達成設計強度，下列養護時間是必要的。平均氣溫 10°C，養護期間兩週。平均氣溫 20°C，養護期間一週。

7. 完工後面層保護噴漆

(1)碳素纖維本身有阻擋紫外線防止樹脂劣化的效果。施工面如受日光直接照射時，耐候性塗料噴塗保護較為適當。

(2)噴塗保護漆要等樹脂初期硬化後施行。

(3)施工要依各種塗料的標準施工法施工。

6.4.2.4 混凝土表面破損修補工法

常用之混凝土表面破損修補工法施作程序，如圖 6.25 所示。

1. 混凝土破損處鑿除作業

(1)以破碎機將混凝土破損處鑿除(約 2-3cm)。

(2)以空壓機將鑿除表面之粉塵清除乾淨。

2. 鋼筋除鏽及防鏽作業

(1)以鋼刷將鋼筋表面鏽斑清除。

(2)將防銹漆塗刷於鋼筋表面，做為防鏽處理。

3. 破損處保護層修復補強作業

(1)於舊有混凝土表面以混凝土新舊接著劑處理。

(2)以壓克力樹脂拌合預拌式樹脂砂漿作成樹脂砂漿粉刷於混凝土破損表面。

4. 表面復原處理

(1)於舊有混凝土表面以混凝土新舊接著劑處理。

(2)以壓克力樹脂拌合預拌式樹脂砂漿作成樹脂砂漿噴塗於舊有混凝土表面，噴塗厚度約 2~3mm。

(3)砂漿粉平後恢復原飾面。

6.4.2.5 斷面擴大補強工法

常用之混凝土斷面擴大補強工法施作程序，如圖 6.26 所示。

1.混凝土破損處鑿除作業

(1)以破碎機將混凝土鑿除(約 2-3cm)保護層。

(2)以空壓機將鑿除表面之粉塵清除乾淨。

2.鋼筋除鏽及防鏽作業

(1)以鋼刷將鋼筋表面鏽斑清除。

(2)將防銹漆塗刷於鋼筋表面，做為防鏽處理。

3.鋼筋彎紮補強作業

按設計要求之數量及位置，將補強鋼筋彎紮固定於設計位置。

4.模板工程

按設計要求之數量及位置，將模板固定於設計位置。

5.混凝土灌漿作業

按設計要求之強度、數量及位置，將混凝土澆注於模板內。

6.養護

按設計要求，依不同位置進行拆模及養護。

7.表面處理

按設計要求，進行表面處理。

6.4.3 修復補強材料之種類

修補材料選擇的基本考量點如圖 6.27 所示。

6.4.3.1 填補用修補材料

1. 水泥砂漿

針對混凝土保護層剝落之修復，要求具有低用水量、低乾縮值、良好施工性及與既有混凝土可有效結合，故使用傳統的卜特蘭水泥砂漿為一經濟有效的方法。

2. 樹脂砂漿系修補材料

鋼筋混凝土構造發生混凝土保護層剝落時，除可使用上述的水泥砂漿來修補外，尚可以樹脂砂漿系列之修補材料加以修補。樹脂砂漿一般可分為環氧樹脂系砂漿(Epoxy-based mortar)、不飽和聚脂樹脂系砂漿(Unsaturated Polyester-based Mortar)及壓克力樹脂系砂漿(Acrylic-based mortar)等三大類樹脂砂漿。對工程而言，若能滿足(1)與原混凝土基材充分粘結；(2)強度及耐久性高於原混凝土基材等條件，均可作為混凝土剝落的適宜修補材料。

3. 裂縫灌注修補材料

結構體裂縫形成因素繁多，但可確定的為裂縫產生後，必因增加水及空氣的入侵途徑，而影響結構體的耐久性及安全性，是以各國皆對結構體裂縫寬度有所規範（見表 6.1），對於裂縫的修補方式，一般採用外加壓力的方式將修補材料灌入裂縫中，使用的灌注材料有水泥及樹脂類的裂縫灌注材，依修補目的不同而採不同之灌注材料。

6.4.3.2 補強修補材料

鋼筋混凝土構造物之修復補強工法中，常以外加貼片（鋼板、FRP...）、植入鋼材（螺栓、鋼筋）或擴大原有斷面等方法，以補強原有鋼筋混凝土構造。在既有鋼筋混凝土構造物上，欲外加貼片或植入鋼材，常須採適當之粘結材料加以確實粘結，以確保外加之貼片或植入之鋼材得以有效發揮其補強效果。

1.粘結材料

目前在工程界常被採用的粘結用修復補強材料約有(1)粘著外加貼片的環氧樹脂；(2)粘著植入鋼筋的化學膠結劑；(3)粘著植入螺栓專用的化學螺栓固結劑等三類粘結材料。

2.貼片補強材料

貼片補強設計的基本要領就是要使補強後的複合結構達到其完全的「撓曲強度」並保證其「韌性」存在，一般常用的材料有鋼板、碳纖維、玻璃纖維、克維拉纖維及 RPC 預鑄材，因此適當選取貼片種類，結構除可達到其最高破壞強度且增加其勁度外，尚可保持韌性破壞模態。完整的貼片設計應是在考慮各類荷重及折減因子後，根據材料極限強度及結構型態決定貼片的使用層數、搭接長度、粘接長度以及端點附近施加之錨碇或拴接的固定方式。

(1)鋼板材料

鋼板貼片補強之鋼材並無特殊規定，一般依設計選取所需之尺寸，並符合 ASTM A183-98^[112] 規範即可。

(2)纖維複合材料^[113-120]

纖維貼片補強是近年來美、日等先進國家所研發應用在土木工程的修復補強方法，FRP 乃由高強度纖維（如碳纖維 Carbon Fiber，玻璃纖維 Glass Fiber 或克維拉纖維 Kevlar）及樹脂（通常是環氧樹脂 Epoxy Resins）在常溫常壓下形成。纖維的排列方式為單向或雙向編織；一般土木工程，於 RC 結構物補強作業時，FRP 往往以手積層或預浸布積層的方式施作。

3.擴大原有斷面補強材料

在舊有混凝土斷面，敲除鬆動、腐蝕及品質不良之鋼筋及混凝土，以植筋或安裝點焊鋼絲網方式補強拉力部分，並於其外部灌注補強材料，以擴大斷面方式達到原設計斷面，甚至超越原設計要求。而灌注補強材料可分為下列兩項：

(1)無收縮水泥砂漿

無收縮水泥砂漿，係以天然石英骨材、波索蘭材料、無收縮添加劑與彈性乳膠複合而成。其材料必須符合抗壓強度(ASTM C 109)，泌水率(ASTM C 243)，膨脹率(ASTM C 827)及流度(ASTM C 230)之規定。

(2)RPC 活性粉混凝土

活性粉混凝土(RPC)具有超高強度、超高韌性和耐久性，自此材料於 1994 年被公開後，發展至今僅有 10 餘年歷史，此種材料在未來混凝土補強工程應用上會是一種重要之材料；由於 RPC 的強度、韌度及耐久性都超過傳統混凝土甚多。未來將會在土木、建築及許多特殊工程中廣泛地應用，法國所研發的 RPC 不但具有超高 200 MPa (29,000 psi)的抗壓強度。而且經特殊預鑄製程後更可高達 810MPa (117,500 psi)，且其抗彎強度也是超高的，約為 45MPa (6,500 psi)抗彎強度，經特殊預鑄製程後更可達到 140 MPa (20,300 psi)，另外其氯離子滲透係數僅為高性能混凝土的 3.3%或是普通混凝土的 1.8%^[34, 38]，如表 6.2 及表 6.3 所示，故其耐久性亦相當優異,因此是一種良好的補強材料。

表 6.1 混凝土結構物劣化評等標準^[51]

判定等級 檢查項目		A	B	C	D
裂縫	雙向裂縫	裂縫寬度大於 0.1 mm，且間隔大於 60 cm	(1)裂縫寬度大於 0.1 mm，且間隔 40~60 cm 間 (2)裂縫寬度小於 0.2 mm，且集中或呈龜甲狀	(1)裂縫寬度大於 0.1 mm，且間隔小於 40 mm (2)裂縫寬度大於 0.2 mm，且集中或呈龜甲狀	混凝土剝落，或有明顯之裂縫預測會剝落，可能造成第三者之障礙
	單向裂縫	裂縫寬度介於 0.1~0.2 mm，且間隔大於 1 m	(1)裂縫寬度大於 0.2 mm，且間隔 50~100 cm 之間 (2)裂縫寬度介於 0.1~0.2 mm，且集中	(1)裂縫寬度大於 0.2 mm，且間隔小於 50 cm (2)裂縫寬度大於 0.2 mm，且集中	混凝土剝落，或有明顯之裂縫預測會剝落，可能造成第三者之障礙
剝落		剝離面積小於 0.1 m ²	(1)剝離面積介於 0.1~0.3 m ² (2)小塊剝落(直徑小於 50 cm)	(1)剝離面積大於 0.3 m ² (2)大塊剝落(直徑大於 50 cm)	剝落或持續性剝落，可能造成第三者之障礙
蜂窩		局部有蜂窩	面積小於 0.2 m ³ 之蜂窩	面積大於 0.2 m ³ 之蜂窩	—
空洞		(1) 稍有不良聲音 (2) 局部有空洞	(1)面積小於 0.2 m ³ 之空洞 (2)主構件局部有明顯之空洞	面積大於 0.2 m ³ 之空洞	—
彎曲、變形		—	—	—	變形量大於規範之容許值
鋼筋、鋼腱或錨錠部位外露、鏽蝕		—	主筋外露長度小於 30 cm	(1)主筋外露長度 30~50 cm，或主筋局部外露、鏽蝕 (2) PC 鋼材局部外露	(1)主筋外露長度大於 50 cm，或主筋鏽蝕 (2)PC 鋼材外露 50 cm 以上或 PC 錨錠部位外露
滲水及游離石灰、鏽水流出		少量之滲水及游離石灰	(1)滲水及游離石灰，鏽水流出面積小於 0.3 m ³ (2)游離石灰單向發生	(1)滲水及游離石灰，鏽水流出面積大於 0.3 m ³ (2)游離石灰雙向發生，間隔 50 cm 以下	滲水並造成第三者之障礙
基礎入土深度		—	達原設計 4/5 以上	原設計 4/5~2/3	在 2/3 以下
阻水面積比		低於 5 %	介於 5~10 %	高於 10 %	—
橋墩方向與河川流向角度		低於 5 度以下	介於 5~10 度	介於 15~30 度	大於 30 度
異常聲音異常振動		—	有異常之聲音發生	主構件有搖晃之情形，於橋面站立時感覺有異常振動，或因車輛之衝擊有大的異常聲音發生	—
其他損傷		—	—	(1) 端隔樑浮起 (2) 橋面版間隙顯著	—

表 6.2 RPC 材料特性-力學性質^[34-35]

性質	普通 混凝土	高性能 混凝土	玻纖水泥 GRC	活性粉混凝 土 RPC-200	活性粉混凝 土 RPC-800
抗壓強度 (MPa)	10-40	60-100	50-80	170-230	500-810
抗彎強度 (MPa)	3-6	6-10	20-30	30-60	45-140
彈性模數 (GPa)	30-35	35-45	10-20	50-60	65-75

表 6.3 RPC 材料特性-耐久性質^[34-35]

性質	普通混凝土	高性能混凝土	活性粉混凝土
氯離子滲透係數 ($10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	1.1	0.6	0.02
碳化深度(mm)	10	2	0
凍融試驗脫落量(g/cm^2)	> 1000	900	7
吸水量(kg/m^2)	-	0.35	0.05
腐蝕速率($\mu\text{m}/\text{年}$)	-	0.25	< 0.01

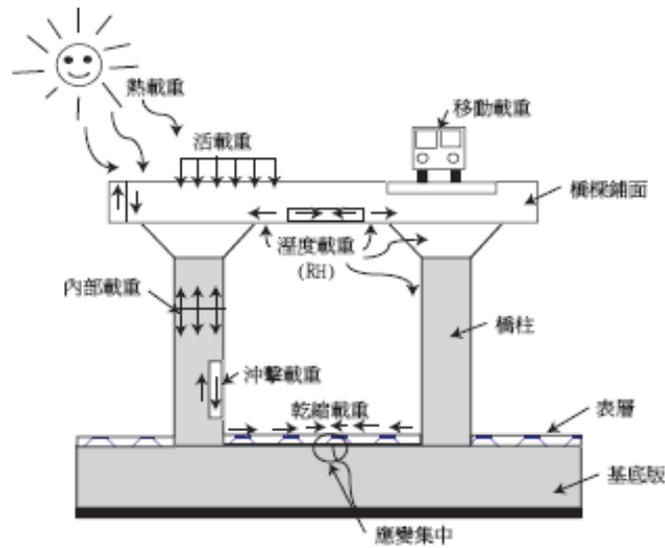


圖 6.19 結構體修補面上可能產生的載重

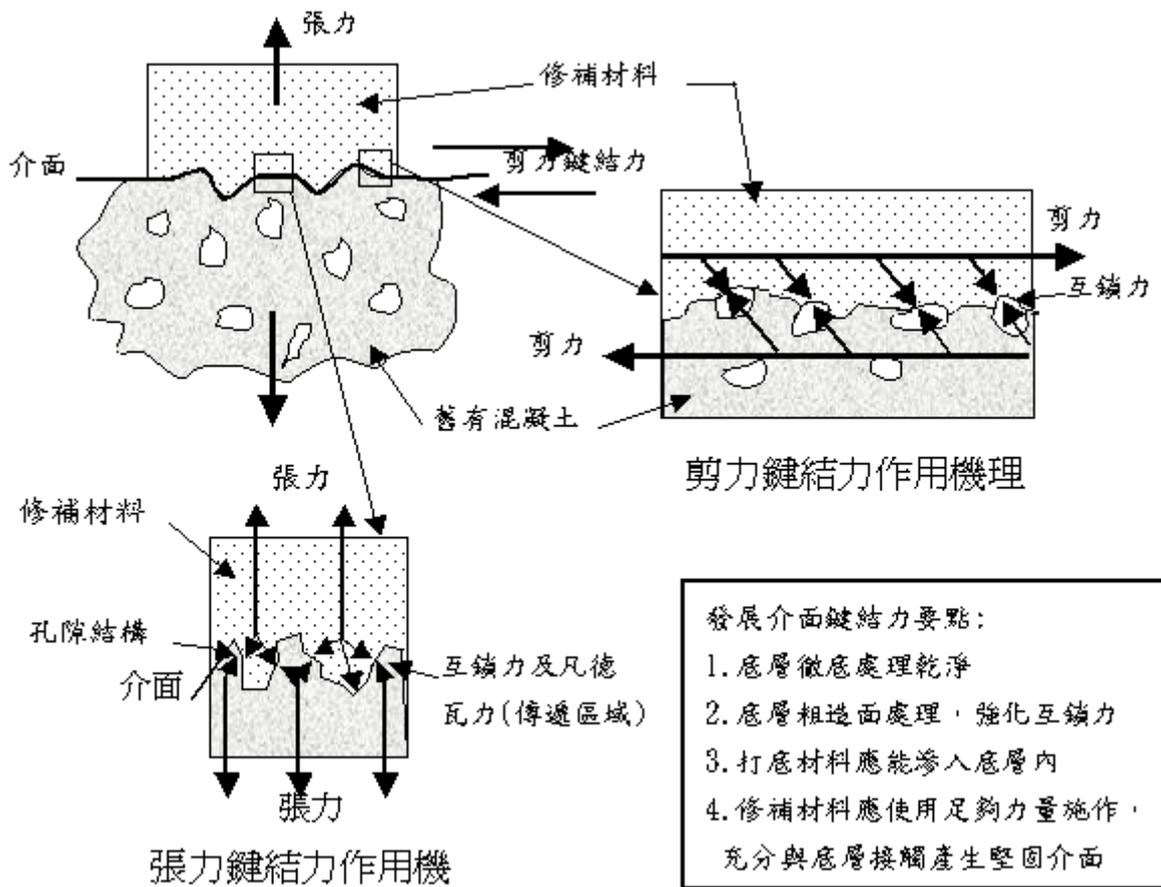
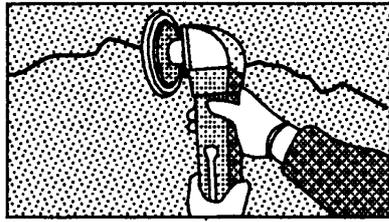
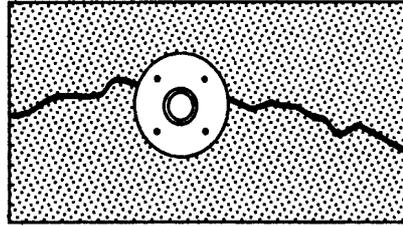


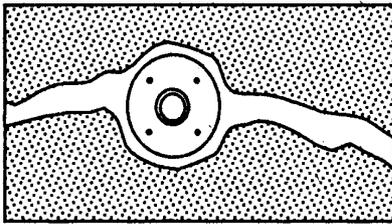
圖 6.20 修補介面鍵結力機構示意圖



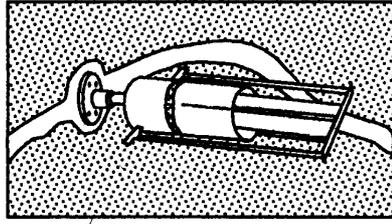
(1) 裂縫表面處理



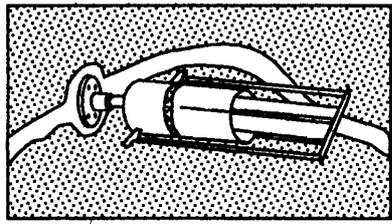
(2) 安置灌注頭基座



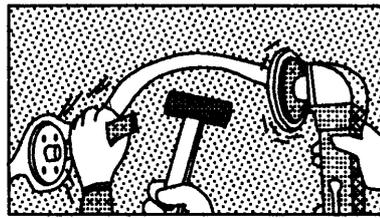
(3) 封塞灌注頭基座及裂縫



(4) 封塞裂縫



(5) 敲除灌注頭及其基座



(6) 表面復原處理

圖 6.21 裂縫灌注修補工法示意圖

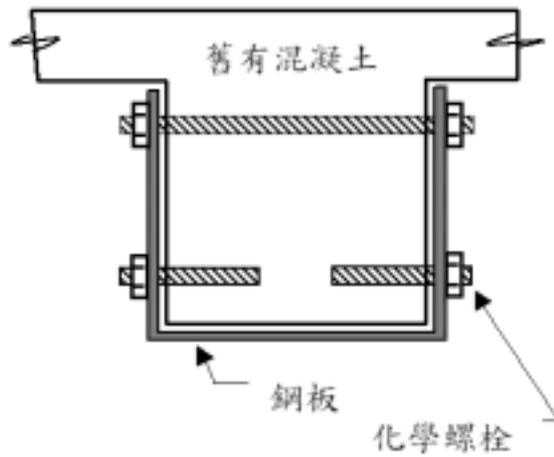


圖 6.22 鋼板補強工法示意圖

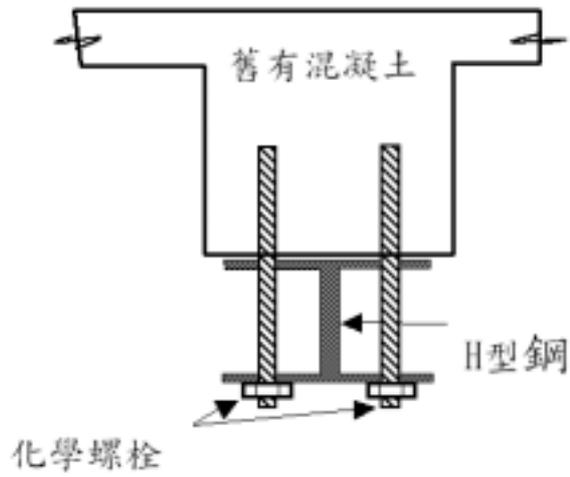


圖 6.23 鋼樑補強工法示意圖



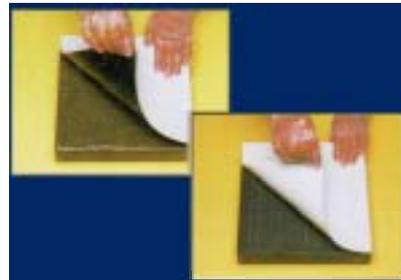
(1)面層處理 (2)斷面復舊 (3)不平整修正



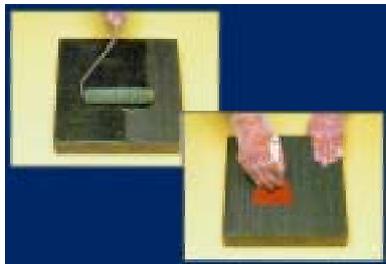
(4)底漆塗佈



(5)面漆塗佈

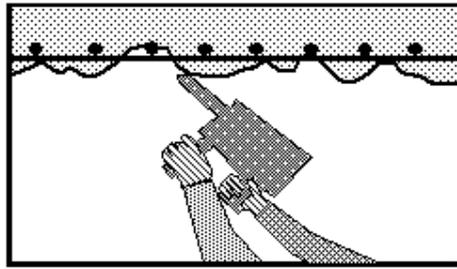


(6)單向性強化纖維的粘貼

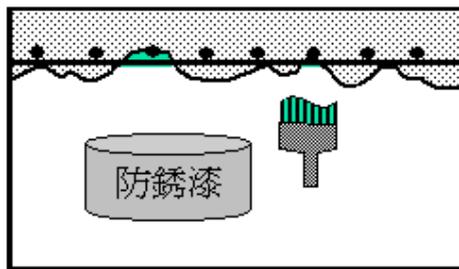


(7)面漆塗佈及脫泡

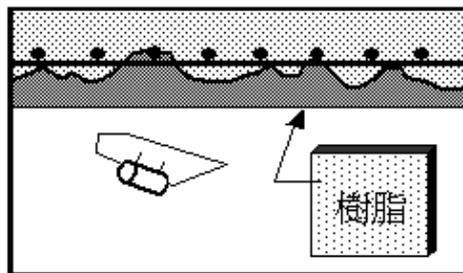
圖 6.24 碳纖維補強工法示意圖



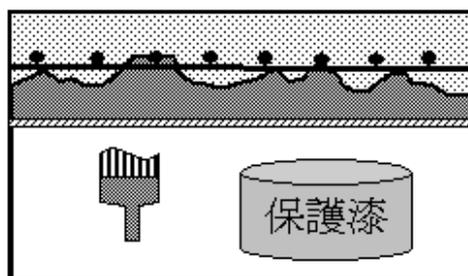
(1) 混凝土破損處鑿除作業



(2) 鋼筋除鏽及防鏽作業



(3) 破損處保護層修復補強作業



(4) 表面復原處理

圖 6.25 混凝土表面破損修補工法示意圖

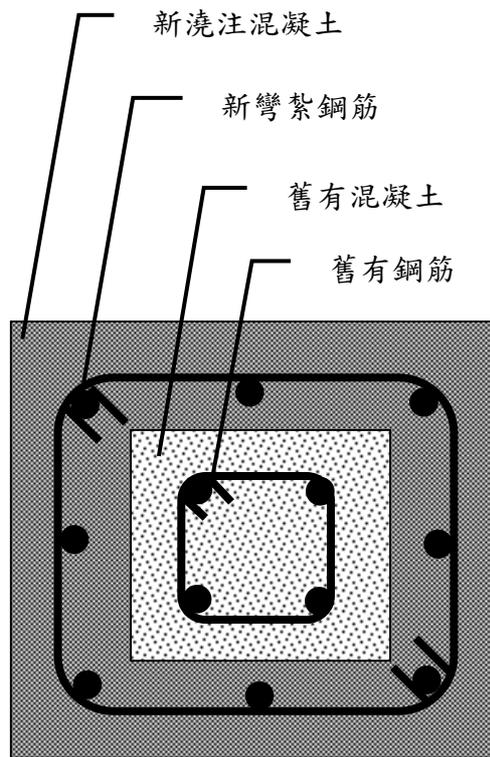


圖 6.26 混凝土斷面擴大補強工法示意圖

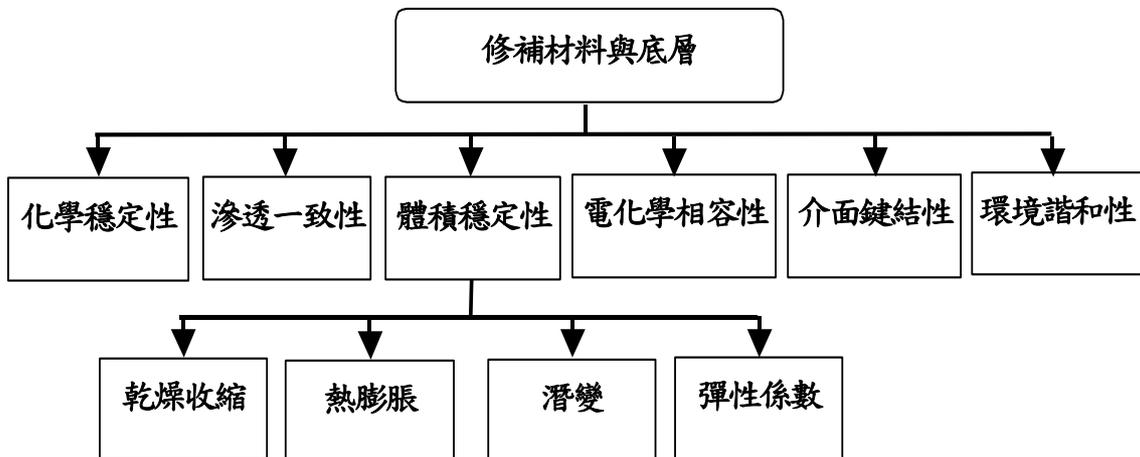


圖 6.27 修補材料選擇之基本考量

6.5 試驗計畫

6.5.1 試驗材料

本研究主要研究對象為活性粉混凝土，但為了配合試驗成果比較及補強試驗所需，仍須使用普通混凝土、水泥砂漿、碳纖維強化複合材料、鋼筋及應變計等材料。茲分述於下：

1. 活性粉混凝土 (RPC)

本計畫採用第一年研究成果中所建議之第15組RPC配比，配比如表6.4所示，其拌合材料茲分述如下：

(1) 水泥：

使用卜特蘭 I 型水泥，其化學成分與性質如表 6.5、6.6 所示。

(2) 矽砂：

使用國內生產之矽砂， SiO_2 含量高，含泥成分低，耐火性好且粒度控制均勻細緻，粒徑範圍 150~600 μm 。

(3) 矽灰：

採用國外進口之矽灰，粒徑約 0.1~0.2 μm 物理及化學性質列於表 6.4。

(4) 石英粉：

使用國內生產之石英粉，粒徑約 5~20 μm ，比重 2.7，為玻璃研磨而得， SiO_2 含量高，約佔 99%，與水泥顆粒粒徑屬同等級。

(5) 飛灰：採用飛灰為F級飛灰(平均粒徑為23 μm)。

(6) 爐石粉：本研究係採用爐石粉為之特細爐石粉。

(7) 拌和水：

本研究之拌和水均取用自來水，水質潔淨且不含油脂、酸、鹼、鹽類、有機物或其它有害物質。

(8) 鋼纖維：

使用之鋼纖維，長為 10 mm，直徑為 0.2 mm，表面光滑經過鍍銅處理呈金黃色，可防止因閒置於空氣中氧化而造成生鏽。

(9)強塑劑：

使用羧酸系之強塑劑，其優異之減水及流變性再礦摻料技術應用上，具有良好坍度維持功能，能提高強度及耐久性，符合現代營建工程之需求，採用一次購入的方式，使用前皆予以均勻搖動，防止沉澱，其藥劑特性可分為三點：

- (a) 高效分散工作，優良減水流變特性可降低水灰比提供高強度、高品質的混凝土，經濟效益顯著。
- (b) 具流變效應，可有效控制坍度損失，在運輸時間長仍具有高流動性、高強度需求，所以有緩凝之特性。
- (c) 施工時具有緻密性之功能，充分填充鋼柱內部，亦可降低施工噪音。

2. 常重混凝土

採用臺北地區某預拌廠之預拌混凝土，設計強度為 210 kgf/cm^2 ，設計坍度 250 mm，具高流動性之高性能混凝土。

3. 水泥砂漿

係於實驗室內自行拌合製作，配比如表 6.8 所示，其拌合材料茲分述如下：

- (1) 水泥：使用台灣水泥公司提供之卜特蘭 I 型普通水泥。
- (2) 砂：使用國內生產之河砂，粒徑分佈情形如圖 6.28 所示，其細度模數 (F.M.) 為 3.32。
- (3) 拌和水：同 RPC。

4. 碳纖維強化複合材料 (Carbon Fiber Reinforced Polymers, CFRP)

本試驗採用的碳纖維貼片是由國內生產之 UCP-200 型 CFRP 貼片。CFRP 貼片之物理性質及測試規範列於表 6.9。

用CFRP貼片黏貼於混凝土試體表面尚需依靠黏結劑黏結，其黏結劑包括底漆及積層樹脂。

(1)底漆(primer)：

底漆分為主劑與硬化劑二種，其物理性質與測試規範列於表6.10，使用時依重量比例為主劑：硬化劑=100：50 調製而成，用攪拌器攪拌使二種劑量能均勻混合，塗抹於混凝土表面，使得CFRP 貼片能與混凝土表面的接觸更加緊密，並且防止混凝土碎塊的剝落。

(2)積層樹脂：

底漆亦分為主劑與硬化劑二種，其物理性質與測試規範如表6.11 所示，使用時依重量比例為主劑：硬化劑=100：50 調製而成，用攪拌器攪拌使二種劑量能均勻混合。積層樹脂與底漆皆屬熱固性環氧樹脂，用途為黏結 CFRP 貼片於混凝土表面，並在 CFRP 貼片表層塗抹一層積層樹脂以膠結纖維材料。

5.鋼筋

本研究計劃中縮小尺寸鋼筋混凝土梁、柱試體部分，其內部需配置鋼筋，故採用#3、#4及#5三種竹節鋼筋號數，依照縮小尺寸鋼筋混凝土梁及柱試體所需的內部配置，根據CNS規範對主筋及箍筋做裁切及彎曲處理，如圖6.29所示。

6.應變計

本研究所使用之應變計為TML PFL-30-11-3L之應變計，其長度規格可依實驗之需求做選擇，本研究中所使用之應變計長度選用30 mm，附有3公尺導線，其規格係數如表6.12。

6.5.2 試驗儀器及設備

1.電子秤

載重達3,000 g，精度0.2 g，並有歸零裝置。

2.拌和機

符合CNS C3655 之小型拌合機，用於活性粉混凝土(RPC)及水泥砂漿之拌和。

3.流動台

符合CNS-1012 之流動台，用以測定工作度。

4.流度錐

為符合CNS-1012 之流動台之附屬配件，為上直徑7公分、下直徑10公分、高度5公分之錐型銅模。

5. 200 T 萬能試驗機

為型號HT-8391PC，內部試驗垂直空間400 mm、水平空間380 mm，油缸行程可達70 mm，最大力量噸數可到200T，用以測定混凝土試體之強度。

6.資料截取系統

為 Instrunet Model 100 資料截取系統具 16 個頻道，用來截取並記錄載重規 (Load Cell)及應變計 (Strain Gauge)所得到之數值。

7. MTS 600 T 萬能試驗機

為國立臺灣科技大學結構實驗室所提供之 MTS 600 T 萬能試驗機，作為縮小尺寸梁柱補強載重試驗。

6.5.3 試驗項目

6.5.3.1 基本力學試驗

對於本研究中之活性粉混凝土及常重混凝土等水泥質材料，將進行流度試驗與各齡期之抗壓強度、劈裂強度、抗彎強度、彈性模數與卜松比量測等基本力學試驗，其試驗齡期項目及數量如表6.13所示。

6.5.3.2 碳纖維貼片(CFRP)與活性粉混凝土(RPC)補強成效試驗

本研究之補強成效試驗項目分為以下三部份：

- 1.以水泥砂漿做為基材製作抗彎試體，底部澆灌1 cm厚之活性粉混凝土，並進行抗彎試驗。
- 2.以混凝土做為基材製作抗壓試體，外圍澆置1 cm厚之活性粉混凝土與碳纖維貼片做為補強，並進行抗壓試驗。
- 3.常重混凝土灌製之鋼筋混凝土梁與柱做為補強基材，利用碳纖維貼片與活性粉混凝土分別進行梁側邊與圓柱圍束補強，試體尺寸項目齡期如表6.14所示，分別比較兩種不同補強材料之補強成效與特性，並將建立活性粉混凝土補強工法程序與分析計算模式，以驗證第一年活性粉混凝土之補強成效。

6.5.4 試驗方法

6.5.4.1 流度試驗

活性粉混凝土之工作性測試係比照水泥砂漿，依ASTM C230M-03規定進行流度試驗，先以濕布將流度台及流度錐潤濕擦拭乾淨，再將流度錐放置流度台中央，分二層填入活性粉混凝土，每層搗實25下，再用刮刀將超過錐頂的水泥砂漿刮平，然後將流度錐提起，並啟動電動式流度台，於15秒內跌落25次，量取水泥砂漿之平均直徑，並依下式流度值：

$$Flow(\%) = \frac{D_2 - D_1}{D_1} \times 100\% \dots\dots\dots (6.85)$$

其中，D1：錐底直徑，

D2：量得之水泥砂漿平均直徑。

6.5.4.2 基本力學試驗

1.抗壓試驗

抗壓強度是水泥質材料品質檢驗最重要之標的，亦是混凝土結構設計之依據。在抗壓試驗中，加載的速率及時間與試體的含水率皆會影響混凝土抗壓強度。若加載速率過快且時間過短，所測得的

強度會比正常高出約15%；若加載時間過長，所測得的強度則會比正常低約30%。因為活性粉混凝土之抗壓強度，比高性能混凝土高出許多，為避免加載時間過長，所以本研究抗壓試驗之加載速率為每秒4.5~7.14 kgf/cm²，每組三個圓柱試體，依據ASTM C31、C192、C617之規定，活性粉混凝土試體尺寸比照一般水泥砂漿為 Φ 50×100 mm，普通混凝土試體尺寸 Φ 100×200 mm，並於飽和石灰水中養護，測試時石膏蓋平試體表面，以200T電腦式自動抗壓試驗機測試試體。

2. 彈性模數與卜松比量測

彈性模數E_c與卜松比ν為結構計算中重要之材料參數，其量測方式係於待測試體表面上之軸向與側向黏貼應變計，並連接至截取系統上，利用系統程式直接讀取試體在受壓過程中加載與應變之曲線，藉由所繪得之應力應變曲線計算彈性模數與卜松比。

3. 劈裂試驗

藉由劈張試驗可間接求取混凝土之抗拉強度，試體分為普通混凝土與活性粉混凝土兩種，普通混凝土試體尺寸為 Φ 100×200 mm，活性粉混凝土試體尺寸為 Φ 50×100 mm 圓柱試體，根據ASMT C469-96 或CNS 3801 進行試驗，以每分鐘7~14 kgf/cm²之加載速率加壓，直到圓柱試體裂成兩半，求得材料張力強度，其計算式如下：

$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi dh} \dots\dots\dots(6.86)$$

式中f_{ct}：材料劈張強度 (kgf/cm²)

P：最大荷重 (kgf)

d：試體直徑 (cm)

h：試體高度 (cm)

4. 抗彎試驗

活性粉混凝土抗彎試驗係依 ASTM 之規定，採三分點載重方式

進行，試體尺寸大小為 40×40×160 mm，加壓直至試體破壞，記錄最大破壞載重，其破裂模數計算式如下：

$$f_r' = \frac{PL}{bh^2} \quad (\text{當破壞面在中心點}L/3\text{之內}) \dots\dots\dots(6.87)$$

$$f_r' = \frac{3PL}{bh^2} \quad (\text{當破壞面在中心點}L/3\text{之外，不超過}0.05L) \dots\dots(6.88)$$

式中 f_r' ：破裂模數(kgf/cm²)；

P：最大荷重(kgf)；

L：跨距(cm)；

b：試體寬度(cm)；

h：試體高度(cm)。

6.5.4.3 碳纖維貼片(CFRP)與活性粉混凝土(RPC)補強成效試驗

1.抗彎性能補強

以水泥砂漿製作抗彎試體，於底部貼附 1 cm厚之RPC補強材料，如圖6.30所示，並分別在RPC齡期 3天、7天、28天、56天、90天，依CNS或ASTM規範進行抗彎試驗，量測抗彎強度，進行補強後之破壞行為探討。

2.抗壓性能補強

以混凝土灌製標準與縮小斷面圓柱試體，分別以未包覆、包覆一層CFRP貼片及1 cm厚 RPC補強材料等三種方式，如圖6.31所示，依CNS或ASTM規範進行抗壓試驗，量測抗壓強度，並貼附應變計記錄應力應變曲線。

3.縮小尺寸鋼筋混凝土柱試體規劃

製作 NC 組 R.C.圓柱試體，分別包覆一層 CFRP 貼片及 1 cm 厚 RPC 材料，其中主筋、腰部箍筋與混凝土表面貼上應變計，在鋼筋混凝土柱試體外圍分別包覆 CFRP、RPC 材料與未包覆，如圖 6.32 所示，按 CNS 或 ASTM 規範進行抗壓試驗，量取其抗壓強度，並記

錄應力應變曲線，應變計貼附位置如圖 6.34 所示，用以評估不同方式之補強成效。

(1)NC 組：

試體標稱尺寸 $\phi 28.5 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 2$ 支，試體採用 6 支#5 為主筋，#3 為箍筋，間距 9.2 cm。

(2)CFRP 組：

試體標稱尺寸 $\phi 28.5 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 2$ 支，試體採用 6 支#5 為主筋，#3 為箍筋，間距 9.2 cm，外圍進行 1 層 CFRP 補強。

(3)RPC 組：

試體標稱尺寸 $\phi 28.5 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 2$ 支，試體採用 6 支#5 為主筋，#3 為箍筋，間距 9.2 cm，外圍進行 1 cm 厚 RPC 補強。

(4)縮小尺寸鋼筋混凝土梁試體規劃：

製作縮小尺寸鋼筋混凝土梁試體，一組立面兩側包覆一層 CFRP 貼片，另一組立面兩側各灌注 1 cm 厚 RPC 材料，如圖 6.33 所示，內部縱向鋼筋貼上應變計，混凝土表面亦埋設應變計，按 CNS 或 ASTM 規範進行三分點抗彎試驗，量取其抗彎強度，比較其立面兩側包覆 CFRP、RPC 材料與未包覆之 NC 試體三者抗彎、抗剪強度之差異；並記錄應力應變曲線，應變計及位移計架設位置如圖 6.35 所示，用以評估不同方式之補強成效。

(a)NC 組：

試體標稱尺寸 $16 \text{ cm} \times 24 \text{ cm} \times 210 \text{ cm} \times 2$ 支，試體採用 5 支 #4 為主筋，#3 為箍筋，間距 10 cm。

(b)CFRP 組：

試體標稱尺寸 $16 \text{ cm} \times 24 \text{ cm} \times 210 \text{ cm} \times 2$ 支，試體採用 5 支 #4 為主筋，#3 為箍筋，間距 10 cm，兩側面進行 1 層 CFRP 補強。

(c)RPC 組：

試體標稱尺寸 16 cm×24 cm×210 cm×2 支，試體採用 5 支 #4 為主筋，#3 為箍筋，間距 10 cm，兩側面進行 1cm 厚 RPC 補強。

表 6.4 活性粉混凝土(RPC)配比表 (kg/m³)

石英砂				飛灰	石英粉	矽灰	爐石粉	水泥	水	強塑劑	鋼纖維
#30	#50	#100	#200								
413	296	206	146	166	70	79	184	553	165	41	156

表 6.5 卜特蘭第一型水泥之物理性質

物理性質	細度		330 m ² /kg
	正常稠度用水量		-
	假凝結		85 min
	凝結時間	初凝	2.1 hr
		終凝	3 hr
	健度		0.04%
	抗壓強度	3 天	197 kgf/cm ²
		7 天	296 kgf/cm ²
28 天		410 kgf/cm ²	

表 6.6 卜特蘭第一型水泥之化學性質

化學成分	二氧化矽 SiO ₂	21.32%
	氧化鋁 Al ₂ O ₃	6.17%
	氧化鐵 Fe ₂ O ₃	3.10%
	氧化鈣 CaO	64.5%
	氧化鎂 MgO	2.17%
	三氧化硫 SO ₃	1.93%
	游離石灰(Free Lime)	0.75%
	燒失量(L.O.I.)	0.56%
	不溶殘渣	0.2%
	矽酸三鈣 C ₃ S	45
	矽酸二鈣 C ₂ S	26
	鋁酸三鈣 C ₃ A	11.1
	鋁鐵酸四鈣 C ₄ AF	9.4

表 6.7 矽灰基本性質試驗報告

試驗項目	單位	試驗結果	規範
二氧化矽(SiO ₂)	%	94.59	ASTM C1240
燒失量(LOI)	%	0.97	
細度(NO.325 濕篩法通過量)	%	93.65	
與水泥拌和 7 天之活性指數	%	98.47	
比重	-	2.22	
※備註： 試驗地點－國立中興大學&台灣電力公司混凝土試驗研究中心			

表 6.8 水泥砂漿配比表 (kg/m³)

水	水泥	砂	強塑劑
235	392	1636	0.98

表6.9 碳纖維貼片基本性質表

	結果	測試規範
纖維種類	高強度碳纖維	—
纖維重量(g/m ²)	200	ASTM D3776 JIS K7071
纖維比重	1.80	—
設計厚度(cm/ply)	0.011	—
抗拉強度(kgf/cm/ply)	≥ 390	—
設計抗拉強度(kgf/cm ²)	42000	—
抗拉彈性係數(kgf/cm/ply)	≥ 25800	—
設計抗拉彈性係數(kgf/cm ²)	2.35±0.35×10 ⁶	—
破壞極限應變	0.018	—
厚度(cm/layer)	0.011	
纖維伸長率(%)	≥ 1.5	ASTM D3039 JIS K7073

表 6.10 底漆基本性質表

		試驗規範	測試結果
固成份(%)		CNS 13069	99.80
接著強度 (kgf/cm ²)	乾燥面	CNS 11053 JIS 5400	5.3
	濕潤面	CNS 11053 JIS 7113	30.3
※備註：試驗地點—工業技術研究院化學工程研究所			

表 6.11 積層樹脂基本性質表

	試驗規範	測試結果
固成份(%)	CNS 13069	99.80
抗張強度(kgf/cm ²)	ASTM D638 , JIS 7113	520
抗張彈性係數(kgf/cm ²)	ASTM D638 , JIS 7113	30500
彎曲強度(kgf/cm ²)	ASTM D790 , JIS 7203	920
抗張剪切強度(kgf/cm ²)	ASTM D1002 , JIS 6850	162
※備註：試驗地點－工業技術研究院化學工程研究所		

表 6.12 應變計規格表

Gauge length	30 mm
Gauge factor	2.13 ± 1%
Gauge resistance	120.4 ± 0.5 Ω
Temp. compensation	11 ×10 ⁻⁶ /°C
Transverse sensitivity	-0.7 %
Lead wires	10 / 0.12 3m

表 6.13 水泥質材料基本力學試驗試體數量表

試體名稱	試體尺寸	試驗項目	試驗齡期					
			新拌	3天	7天	28天	56天	90天
活性粉 混凝土	Φ 50 mm×100 mm	1.流度試驗	2	—	—	—	—	—
		2.抗壓試驗	—	3	3	3	3	3
		3.E、 ν 量測	—	3	3	3	3	3
		4.劈裂試驗	—	3	3	3	3	3
常重 混凝土	Φ 100 mm×200 mm	1.流度試驗	2	—	—	—	—	—
		2.抗壓試驗	—	3	3	3	3	3
		3.E、 ν 量測	—	3	3	3	3	3
		4.劈裂試驗	—	—	3	3	—	3

表 6.14 補強性能試驗試體數量表

	試體尺寸	試驗項目	試驗齡期				
			3天	7天	28天	56天	90天
Mortar / RPC	40 mm×40 mm×160 mm	抗彎補強試驗	3	3	3	3	3
NC 圓柱試體 (控制組)	φ 100 mm×200 mm	抗壓補強試驗	3	3	3	3	3
CFRP 組補強 圓柱試體	φ 100 mm×200 mm 外圍包覆一層 CFRP 貼布		3	3	3	3	3
RPC 組補強 圓柱試體	φ 100 mm×200 mm 外圍包覆 1cm 厚 RPC		3	3	3	3	3
NC 組	240 mm×160mm×2100mm	三分點 抗彎試驗	—	—	2	—	—
CFRP 組			—	—	2	—	—
RPC 組			—	—	2	—	—
NC 組	φ 285 mm×600 mm	抗壓試驗	—	—	2	—	—
CFRP 組			—	—	2	—	—
RPC 組			—	—	2	—	—

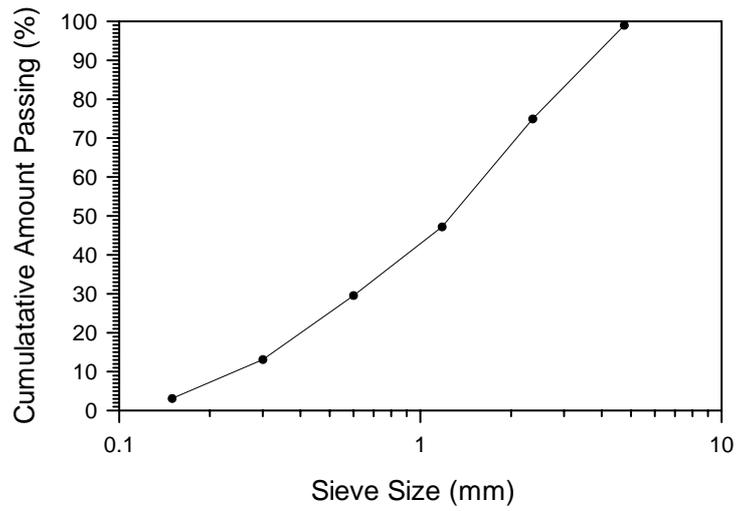


圖 6.28 細粒料粒徑分佈圖

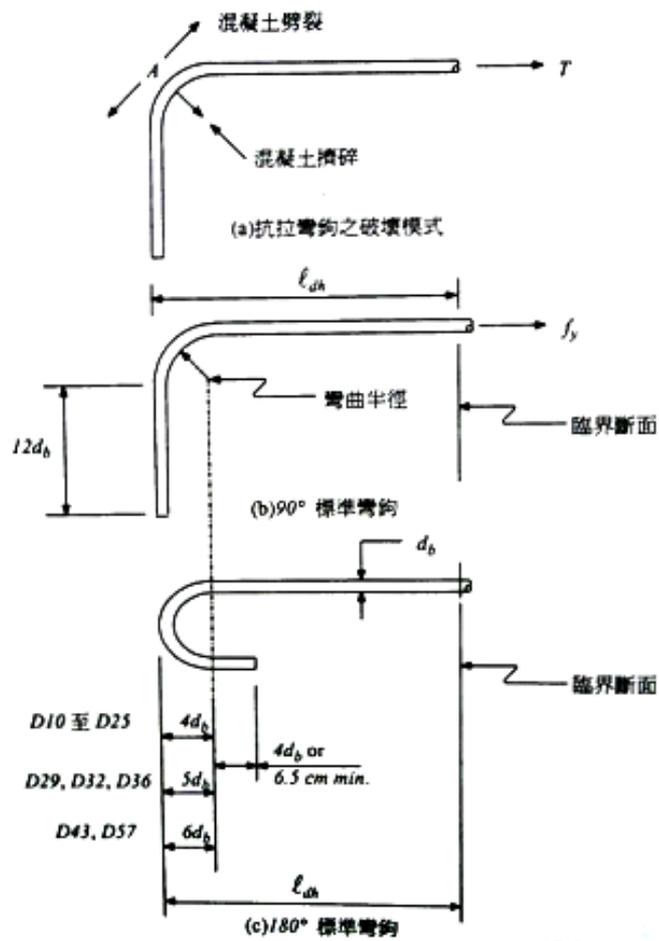


圖 6.29 鋼筋彎鈎規範示意圖 [51]

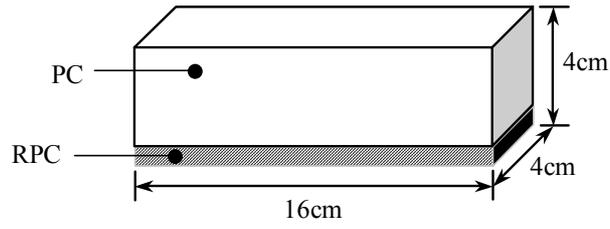
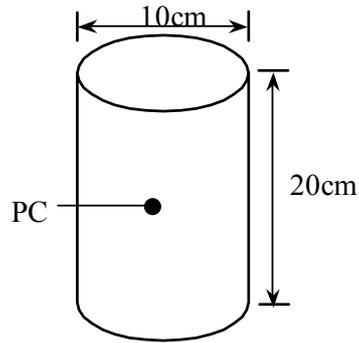
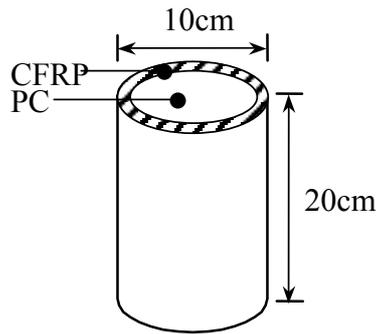


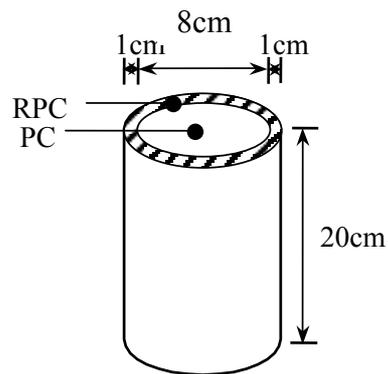
圖 6.30 RPC 抗彎補強試驗試體



(a) NC 控制組

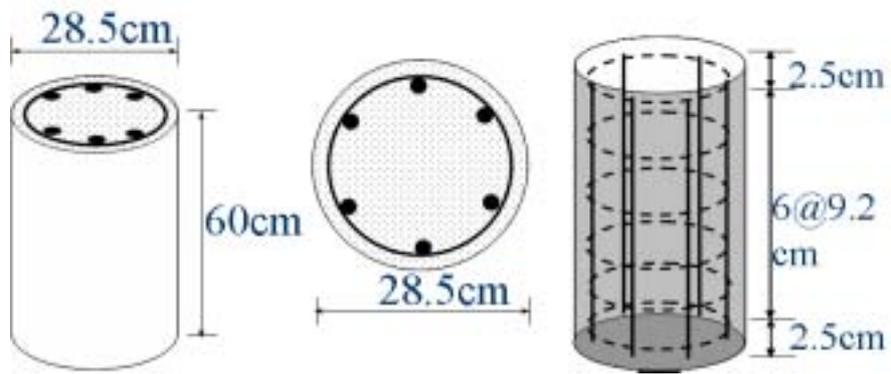


(b) CFRP 組

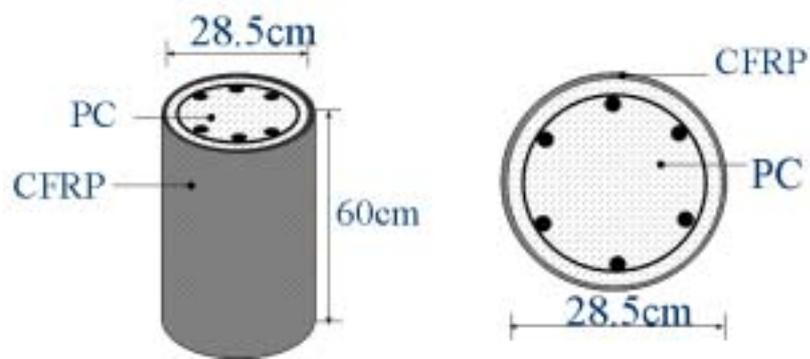


(c) RPC 組

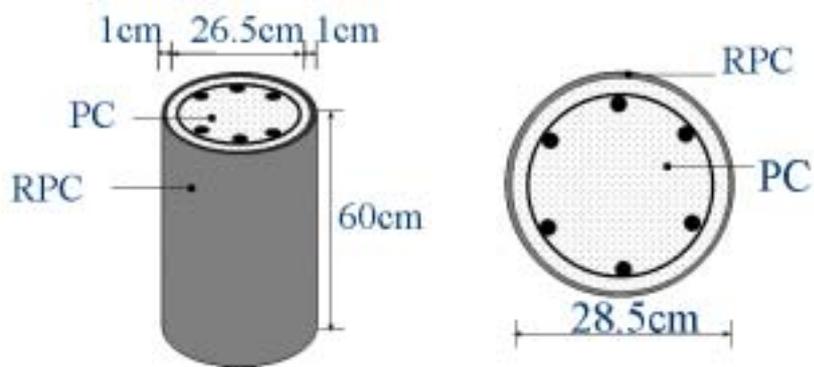
圖 6.31 抗壓性能補強試驗



(a) NC 控制組

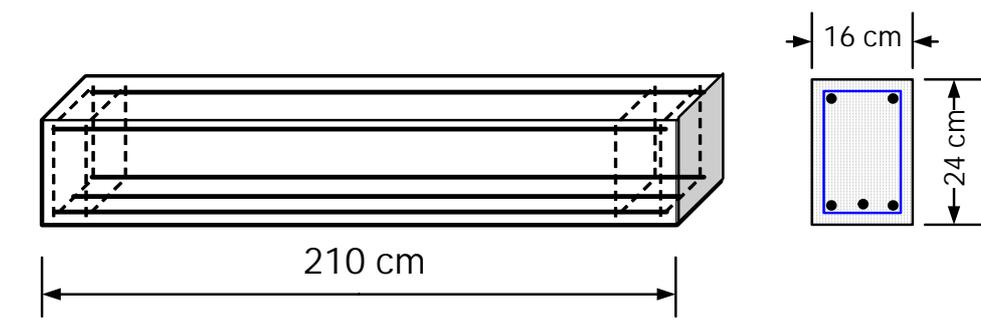


(b) CFRP 組

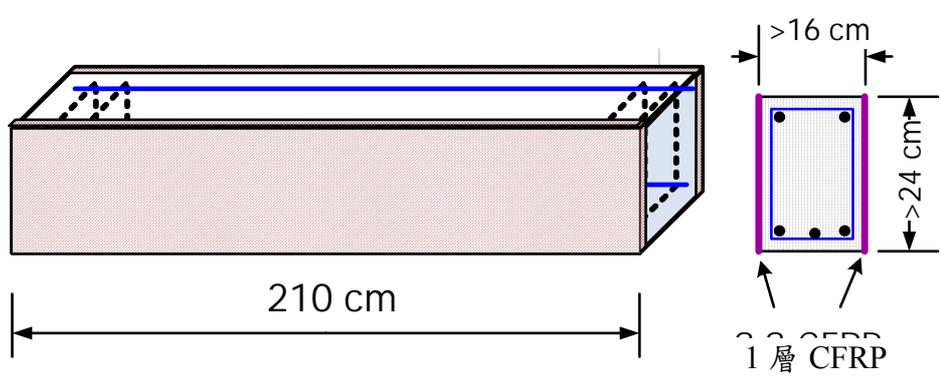


(c) RPC 組

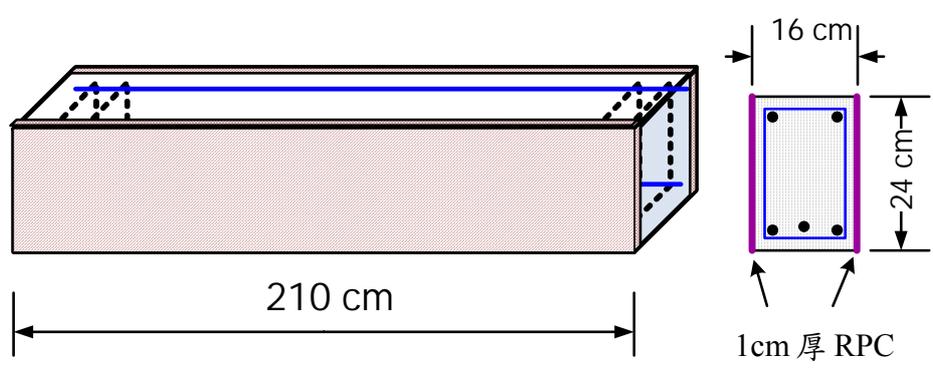
圖 6.32 縮小尺寸鋼筋混凝土柱試體



(a) NC 控制組



(b) CFRP 組



(c) RPC 組

圖 6.33 縮小尺寸鋼筋混凝土梁試體

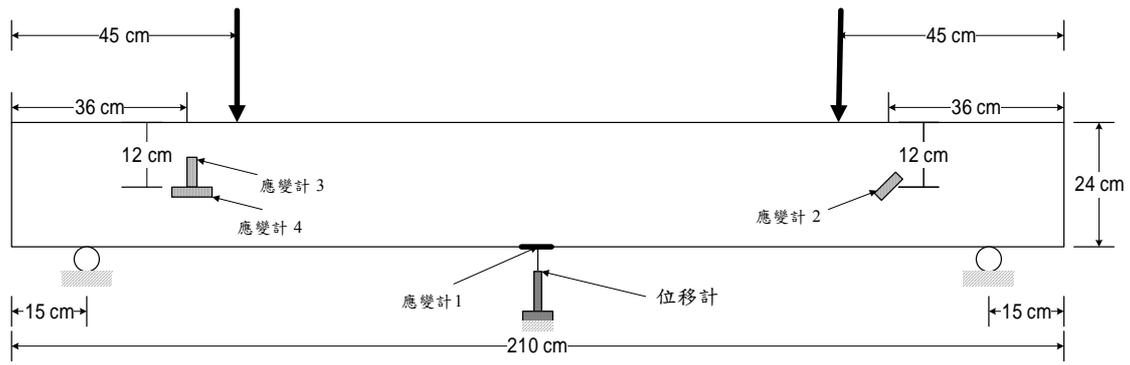


圖 6.34 縮小尺寸鋼筋混凝土梁試體應變計及位移計架設位置

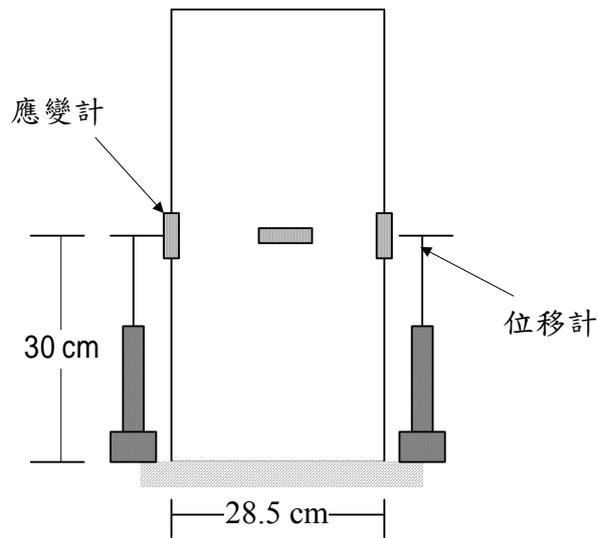


圖 6.35 縮小尺寸鋼筋混凝土柱試體應變計及位移計架設位置

6.6. 試驗成果與討論

本研究中水泥質材料之基本力學試驗、柱補強性能試驗與梁補強性能試驗結果，茲分述如下：

6.6.1 水泥質材料之基本力學性質

1. 工作性

RPC 流度試驗結果如表 6.15 所示，平均直徑約 240 mm，流度達 140%，於本年度研究中更改強塑劑型號之後，工作性獲得相當程度改善，已能符合現場進行補強施工所需。

用以灌注被補強基材之 NC，係採用高流動性預拌混凝土，經實際進行坍度試驗後，結果如表 6.16 所示，平均坍度達 233 mm，具有相當好的工作性，澆灌時只需少許震動即可充滿角隅。

2. 抗壓強度

RPC、NC、Mortar 於不同齡期的抗壓強度試驗結果如表 6.17 及圖 6.36 所示，從圖中可明顯看出 RPC 早期強度發展緩慢，3 天與 7 天齡期之抗壓強度幾乎並無太大差異，28 天齡期之抗壓強度僅達 85.67 MPa，強度不若國內外相關研究，主要係因在本研究中考量修補材料與基材兩者之諧和性，故不採用高溫高壓之養護方式來提高 RPC 之強度，但隨著齡期發展，由於內部卜作嵐材料（爐石、飛灰等）產生卜作嵐反應，致使組構更為緻密，抗壓強度便明顯提升，至 90 天齡期時抗壓強度提升為 114.08 MPa。

NC 的抗壓強度發展則與 RPC 不同，從圖 6.36 中可看出，抗壓強度於初期迅速提升，28 天齡期時抗壓強度為 30.17 MPa，而晚期強度發展趨緩，90 天齡期僅為 37.30 MPa。另外，Mortar 的抗壓強度發展在 7 天齡期時達 20.29 MPa，之後無明顯提升，28 天與 90 天齡期時抗壓強度分別為 21.07 MPa、23.43 MPa，此一強度發展趨勢與 NC 相似。

3. 劈裂強度

RPC 與 NC 劈裂強度試驗結果如表 6.18、圖 6.37 所示，RPC 與

NC 之劈裂強度發展與抗壓強度一致，RPC 於早期發展緩慢晚期，28 天齡期之劈裂強度為 12.41 MPa，至 90 天齡期時則明顯提升至 13.59 MPa。NC 之劈裂強度於 28 天齡期時達 2.89 MPa，之後發展漸緩，90 天齡期之劈裂強度為 3.68 MPa。

由照片中可明顯看出，因 RPC 試體中含有鋼纖維，在試體破壞後仍達到牢繫膠結材料之效果，使試體並未完全碎裂，仍保持原型。

4. 彈性強度與卜松比量測

彈性模數與卜松比的量測結果，如表 6.19 及圖 6.38 所示，由圖中可知 Mortar 的彈性模數發展最快，約在 7 天齡期已大致發展完成，而 RPC 與 NC 的彈性模數則在 28 天齡期後緩慢提升。RPC、NC 與 Mortar 在 28 天齡期時的彈性模數分別為 41.66、24.96、20.55 GPa， E_{RPC}/E_{NC} 與 E_{RPC}/E_{Mortar} 分別為 1.67、2.03，當齡期為 90 天時，RPC、NC 與 Mortar 的彈性模數分別為 42.63、27.40、21.01 GPa， E_{RPC}/E_{NC} 與 E_{RPC}/E_{Mortar} 分別為 1.55、2.03。另外，三種材料之卜松比在七天齡期之後皆相當接近，約 0.19 至 0.21 之間，由此可知，以 RPC 進行水泥砂漿基材或混凝土基材修補作業，可以得到很好之材料相容性，對於修補成效有很大的助益。

5. 綜合討論

綜合上述結果，可知在基本力學性質表現方面，Mortar 和 NC 的抗壓強度、劈裂強度及彈性模數在養護初期便大致發展完成，RPC 則因添加卜作嵐材料（矽灰、爐石及飛灰）且未經高溫高壓催化，故直到 28 天齡期後才逐漸發展。另外，由於 RPC 彈性模數與卜松比相當接近，使用 RPC 進行 R.C. 修補作業，將有很好之修補成效。

6.6.2 小型抗彎抗壓補強成效

1. 水泥砂漿抗彎補強成效

Mortar 抗彎補強成效試驗結果如表 6.20 所示，本試驗中之實驗組試體製作係先澆灌 Mortar，待其終凝後再澆灌 RPC，故兩種材料

之齡期相同，其中未補強 Mortar 在 28 天齡期時強度達到最高，而經 RPC 補強後，抗彎強度可提升 38.10%，效果顯著。隨著齡期增加，未補強之 Mortar 抗彎強度有逐漸下降的趨勢，即便如此，經 RPC 補強後，抗彎強度仍可提升超過 40%。

2. 混凝土圓柱抗壓補強成效

混凝土圓柱抗壓補強成效試驗結果如表 6.21 所示，其中未補強 NC 組其抗壓強度與彈性模數於不同補強齡期緩慢上升，主要係因本試驗在 NC 養護 28 天，才進行 RPC 與 CFRP 補強，當時其強度已大致發展完成。以 RPC 補強縮小斷面 NC 圓柱 1 cm 之補強成效在 3 天補強齡期時，提升率僅 0.12%，但隨著補強齡期增加，補強成效就愈明顯，在 90 天補強齡期時提升率已達 26.56%，另外，經 RPC 補強後會提高材料彈性模數與卜松比，此一現象顯示以 RPC 補強後能承受較多的載重，但側向變形也相當顯著。

另外，以 CFRP 補強 NC 圓柱之補強成效在不同補強齡期皆很穩定，補強後抗壓強度約 51.94 MPa ~ 55.28 MPa，較 RPC 補強後的抗壓强度高，而 CFRP 補強前後之材料彈性模數與卜松比則無太大變化。

3. 綜合討論

根據上述成果可知，由於 RPC 係為水泥質材料，在無高溫高壓的養護條件下，其補強效果無立即性，須隨著其強度發展才有明顯之補強成效，在補強齡期 28 天後，對於 Mortar 的抗彎補強成效超過 38%，對於 NC 的抗壓補強成效則超過 13%，其補強機制係利用 RPC 具有高彈性模數之特性，與內部 NC 組成複合材料，以承載較高之軸向載重，這點可由補強後材料之彈性模數介於 NC 與 RPC 之間得知，另外補強後之卜松比增加，意即在受力過程中側向變形較為明顯，且因 RPC 具有鋼纖維，可有效減緩裂縫擴大，避免爆裂，兼具警示意義。

而 CFRP 之抗壓補強成效超過 42%，且材料的彈性模數及卜松

比並無太大改變，顯示其補強機制係提供內部 NC 圍束力，與 RPC 補強機制不同。

6.6.3 柱補強試驗結果

本計畫圓柱之補強著重於比較不同圍束材料所提供的效果，其中控制組為一般鋼筋混凝土柱，內部除箍筋外，外圍無圍束材料；CFRP 補強組則是在立面外圍包覆一層 CFRP；RPC 補強組是將原橫斷面厚度內縮 1 cm，並改以 RPC 材料澆住，每組試體均製作三支以進行試驗。

6.6.3.1 控制組

1. 試體觀察

圖 6.39~6.40 為試體破壞外觀，從圖上可明瞭軸壓力作用使得試體側向水平張力增加，混凝土表面因此產生裂縫，由於張力作用為徑向，所以主要裂縫的走向為垂直。圖 6.41 為無圍束之保護層剝落後柱體核心，核心部分混凝土雖有開裂，因箍筋圍束的效應，尚能維持柱體本身完整性，也提升極限載重及相對應之應變值。

2. 公式驗證

圖 6.42 為試體編號 1 箍筋長度量測，經測量得其變形後總伸長量 $l_2 = 78.5 \text{ cm}$ ，原始週長 $l_1 = 73.8 \text{ cm}$ ，以應變公式(6.89)計算得其應變量

$$\varepsilon_s = \frac{l_2 - l_1}{l_1} \quad (6.89)$$

得 $\varepsilon_s = 0.064$ ，超過降伏應變 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{2800}{2.04 \times 10^6} = 0.0014$ ，但從圖 6.47 應變計監測中其側向應變低於 0.0011，推測箍筋因受壓導致鬆脫、變形，並未產生降伏。

主筋的降伏應變為 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{4200}{2.04 \times 10^6} = 0.0021$ ，觀察圖 6.47 可得當抗壓強度達 33.45 MPa 時主筋已降伏。

圖 6.43 為軸向壓力與軸向位移圖，從圖上可得極限載重平均約為

235 t，試體經極限載重後，破壞變形加大，採公式(6.90)標稱抗壓強度 P_n 檢核其數值

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (6.90)$$

式中 f'_c 從小型圓柱試體抗壓試驗可得為 350 kgf/cm^2 ，#5 鋼筋降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，帶入(6.2)式得 $P_n = 236 \text{ t}$ ，發現試驗值與理論值相當接近，因此可確認試驗成果的可靠度。

3. 應變監測

圖 6.44~6.46 顯示柱軸向應力與混凝土表面軸向、側向應變圖，從曲線中發現，當壓應力作用後，軸向應變隨之產生，由於卜松比效應，側向應變亦隨之產生，直至極限應力後迅速增大，以編號 1 試體為例，其極限應力 33 MPa 時，軸向應變為 0.0016，側向應變 0.00032，二者之比例關係是為混凝土卜松比 0.2。

基本上柱之設計應於極限載重前箍筋達到降伏，表示發揮圍束效果，以及主筋應達到降伏避免脆性破壞，圖 6.47~6.52 為柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖，從箍筋應變中可得知因側向張力的作用，使得箍筋的圍束力量增加，進而促使橫向應變逐漸增加，由於箍筋間距較大，並未發揮完整圍束效應，至試體達到極限強度前箍筋均未達到降伏應變，破壞型式屬於脆性破壞。除試體編號 1 於極限載重主筋應變開始降伏外，試體編號 2、3 均於極限載重後主筋才開始降伏，依據 Murat[Murat 等，1992]對於圍束混凝土韌性研究的定義，取韌性係數為極限載重下降 85%時之位移 δ_u 與主筋降伏時之位移 δ_y 的比值，由於控制組主筋大多於極限載重後降伏，可知其韌性係數極低，表 6.22 顯示試體編號 2 之韌性係數為 1.51。

6.6.3.2 CFRP 補強組

1. 試體觀察

圖 6.50~6.51 為 CFRP 補強組試體破壞外觀，從外表觀察發現，經由 CFRRP 圍束後的圓柱當 CFRP 達到極限強度時，瞬間產生爆裂

聲及斷裂，並與混凝土保護層一同脫落，顯示當軸壓力增加到混凝土極限載重時，混凝土內部已產生碎裂，此時依賴 CFRP 的圍束效果，一旦 CFRP 受拉力斷裂，其柱體本身的抗壓強度也隨之降低，值得注意的是，CFRP 的破壞是瞬時瞬間發生，並無預警現象。

2. 公式驗證

圖 6.52 為 CFRP 補強組柱軸向壓力與軸向位移圖，與圖 6.53 比較可以發現其極限載重較高，平均約為 280 t，三支試體全數強度均大於控制組，平均高約 20%，顯示 CFRP 的圍束提供了圓柱更高的抗壓能力，但是比較二圖破壞後曲線下降斜率發現控制組的斜率較為和緩，CFRP 補強組較為傾斜，說明了 CFRP 瞬時的爆裂造成破壞後的迅速變形。

已知 CFRP 材料如表 6.20 所示，帶入(6.52)~(6.54)式可求得圍束混凝土抗壓強度為 382 kgf/cm^2 ，再將此抗壓強度帶入(6.90)式得其標稱抗壓強度 245 t，試驗結果大於計算結果，顯示試驗結果具有可信度。

3. 應變監測

圖 6.53~6.55 為 CFRP 補強組柱軸向應力與表面 CFRP 軸向、側向應變圖，由於 CFRP 於表面並不承受軸力，但圍束提升了整體圓柱強度，與控制組相比較有較高的軸向應變；此外，相較於控制組箍筋僅是單一區域的圍束，CFRP 為全面性的圍束，因此當軸向應變產生後，受卜松比效應，側向應變隨即產生，當側向應變達到破壞極限應變時，CFRP 即產生爆裂破壞。

圖 6.56~6.58 為 CFRP 補強組柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖，其中箍筋側向應變於極限強度之前，幾乎無應變發生，這表示柱體本身的側向應變均由 CFRP 取代，直到 CFRP 斷裂後之後，箍筋才發揮圍束作用，並迅速產生應變，但此時柱體已破壞。換言之，當採用 CFRP 進行圍束時，箍筋效果已被 CFRP 取代。相較於控制組，主筋之降伏均於極限載重前發生，但此時混凝土已碎裂，全

賴 CFRP 圍束，因此當 CFRP 斷裂後，載重及位移迅速滑落，從表 6.23 CFRP 補強組韌性中可得其中 2 組韌性係數平均約為 1.2。

6.6.3.3 RPC 補強組

1. 試體觀察

圖 6.59~6.60 為 RPC 補強組試體破壞外觀，與圖 6.39~6.40 控制組比較後可以發現，經補強後的 RPC 材料達極限強度破壞後，裂縫產生較少，主要集中於初始的主要裂縫，另由於 RPC 抗壓強度較一般混凝土高，受壓後承受了軸向壓力及側向張力，於破壞時柱腹位置產生類似挫曲的水平裂縫，這與控制組之垂直裂縫有明顯的差異。因為 RPC 屬於高韌性材料，其變形行為有如金屬般，所以柱體達到極限強度破壞後，整體外觀仍保持良好，並無 CFRP 補強組瞬間爆裂剝落的現象。

圖 6.61 為試體破壞後觀察內部原混凝土與 RPC 二者界面，觀察發現，RPC 的主要裂縫會與原混凝土柱的裂縫一致，開裂之後由於界面黏結效果良好，因此破壞後二者變形仍保持諧和性。

2. 公式驗證

圖 6.62 為 RPC 補強組柱軸向壓力與軸向位移圖，從圖上可得極限載重平均約為 230 t，與控制組相似，由於 RPC 尚無可結構計算應用之公式，並且受力過程中除軸向作用力外，尚承擔圍束柱體本身並承受側向張力作用，其實際所貢獻之強度行為尚待推導。

3. 應變監測

圖 6.63~6.65 為 RPC 補強組柱軸向應力與表面 RPC 軸向、側向應變圖，無論從軸向應變或側向應變均可以發現其行為與 CFRP 類似，側向應變顯示 RPC 於受力初期即開始承擔張力作用，軸向應變與 CFRP 不同的是，CFRP 是材料貼附於混凝土表面，屬混凝土的變形，但 RPC 材料本身也承受軸力作用，因此顯示材料的應變過程，側向應變除試體編號 3 應變計斷裂外，韌性的作用使得試體編號 1、

編號 2 在達到極限載重後均有較長和緩水平傾斜應變。

圖 6.66~6.68 為 RPC 補強組柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖，其中箍筋的應變行為較為特別，於試體破壞之前，其應變大多屬於正值，據此推論箍筋均無承受側向張力作用，直至極限強度 RPC 開裂喪失圍束效果後才開始產生橫向應變，此破壞前幾乎不受張力的情形與 CFRP 相似，不同的是破壞後 RPC 發揮了韌性，均無柱體剝落的現象，不過，由於經 RPC 補強後之柱結構行為，目前尚無相關文獻可供參考，故對於此推論，仍有待進一步驗證。主筋之降伏均在極限載重之後，與控制組相同，表 6.24 顯示 RPC 補強組之韌性係數平均約為 1.29。

6.6.4 梁補強試驗結果

梁補強試驗結果如表 6.25 所示，載重與中點變位關係曲線如圖 6.69~6.71 所示，試驗前及試驗後破壞裂縫情形如圖 6.72~6.74 所示。

在初始階段，載重與中點位移係為線彈性關係，當載重持續增加，當超過某一臨界值時，載重與中點變位關係曲線之斜率明顯改變，該臨界值所對應之載重及變形分別定義為混凝土梁之降伏載重 P_y 及混凝土破裂變形 δ_y ，未補強前之混凝土平均破裂載重 P_y 為 25.26 ton，經 RPC 側邊補強 1 cm 或 CFRP 補強後皆能提高混凝土破裂載重，前者為 33.42 ton，後者為 34.06 ton，兩種剪力補強方式皆能提高約 32 % 破裂載重，且所得到之破裂載重相當接近。

當載重繼續增大，梁底部張應力完全由拉力筋所承擔，因此載重與中點變位曲線得以緩慢增加，直到梁底部裂縫持續延伸至頂端，喪失承載能力，曲線便迅速下降，而曲線最高點所對應之載重定義為混凝土極限載重 P_u ，未補強前之混凝土平均極限載重 P_u 為 29.73 ton，經 RPC 補強 1 cm 後及 CFRP 補強後分別為 37.69 ton 及 37.75 ton，兩種剪力補強方式皆能提高約 27 % 破裂載重，且所得到之極限載重相當接近。

若將載重位移曲線下方所涵蓋之面積視為該梁承受載重過程中所

吸收能量大小，並仿照 ASTM C1018-92 韌性指數計算的方式，分別計算各梁在 δ_y 、 $3\delta_y$ 及 $5.5\delta_y$ 時載重位移曲線下方面積，計算結果如表 6.26 所示，明顯發現經 RPC 補強後提升效果最佳，在 δ_y 、 $3\delta_y$ 及 $5.5\delta_y$ 時吸收能量之提升率分別為 50.29%、42.77% 及 36.52%。

梁裂縫之發展過程如圖 6.75~6.76 所示，未補強的 RC 梁底部混凝土在承受 12.50 kg 時出現開裂，裂縫多出現在梁中央處，且方向多為垂直方向，隨著載重增加至 20 kg 時，既有裂縫向上延伸，並且有新的剪斜裂縫出現在支承處與載重處之間，當載重繼續增加至 25 kg，在梁中央處之垂直向撓曲裂縫及兩側之斜向剪力裂縫向上延伸，梁上方承壓處部份混凝土已有壓碎情形，之後剪力裂縫隨著載重增加而迅速延伸向上至梁頂部，造成剪力破壞。

經 RPC 側邊補強 1 cm 後之 RC 梁，初始階段與未補強的 RC 梁相似，垂直向的開裂裂縫出現在梁中央處，不同的是，當載重增加至 25 kg 才有剪斜裂縫出現在支承處與載重處之間，最後造成 RC 梁失去承載力的是 14D—13A 的裂縫，造成撓曲破壞，顯見經 RPC 側邊補強 1 cm 後能有效增加 RC 梁之抗剪能力。

由於經 CFRP 補強之 RC 梁，在載重過程中不易觀察其裂縫發展，僅聽到長向纖維拉斷劈裂聲，最後當載重接近極限載重時，梁中央處纖維明顯延著與混凝土之介面開裂，並伴隨著裂縫迅速向上發展，造成撓曲破壞，過程相當迅速。

表 6.15 RPC 流度試驗結果

	平均直徑 (mm)	流度值 (%)	平均流度 (%)
1	245	145	140
2	235	135	
3	240	140	

表 6.16 NC 坍度試驗結果

	坍度值 (mm)	平均坍度 (mm)
1	230	233
2	235	

表 6.17 RPC、NC 與 Mortar 抗壓強度試驗結果

齡期 (天)	平均抗壓強度 (MPa)		
	RPC	NC	Mortar
3	75.27	10.51	9.54
7	75.87	18.82	20.29
28	85.67	30.17	21.07
56	86.49	33.73	22.15
90	114.08	37.30	23.43

表 6.18 RPC 與 NC 劈裂強度試驗結果

齡期 (天)	平均劈裂強度 (MPa)	
	RPC	NC
3	10.06	—
7	11.14	2.45
28	12.41	2.89
56	12.61	—
90	13.59	3.68

表 6.19 RPC、NC 與 Mortar 彈性模數與卜松比量測結果

齡期 (天)	平均彈性模數 (GPa)			平均卜松比		
	RPC	NC	Mortar	RPC	NC	Mortar
3	34.56	13.46	16.51	0.197	0.192	0.171
7	38.11	16.75	20.29	0.212	0.207	0.197
28	41.66	24.96	20.55	0.201	0.221	0.192
56	41.98	25.00	20.87	0.208	0.219	0.196
90	42.63	27.40	21.01	0.215	0.203	0.201

表 6.20 RPC 補強 Mortar 抗彎試驗結果

補強齡期 (天)	未補強平均抗彎強度 (MPa)	RPC 補強 1cm		
		$n=E_{RPC}/E_{Mortar}$	平均抗彎強度 (MPa)	提升率 (%)
3	13.02	2.09	13.06	0.31
7	13.08	1.88	19.55	49.46
28	14.54	2.03	20.08	38.10
56	14.48	2.01	20.65	42.61
90	13.82	2.03	19.76	42.98

表 6.21 混凝土圓柱抗壓補強成效

補強齡期 (天)	未補強 NC			RPC 補強 1cm				CFRP 補強			
	平均 抗壓 強度 (MPa)	平均 彈性 模數 (GPa)	平均 卜松比	抗壓強度		材料參數		抗壓強度		材料參數	
				平均值 (MPa)	提升率 (%)	彈性 模數 (GPa)	卜松比	平均值 (MPa)	提升率 (%)	彈性 模數 (GPa)	卜松比
3	32.68	24.67	0.219	32.72	0.12	35.72	0.265	54.57	61.78	22.67	0.195
7	33.97	24.12	0.192	34.54	1.68	32.90	0.222	54.90	61.61	23.19	0.190
28	33.76	26.85	0.219	39.89	18.16	33.23	0.226	51.94	53.85	25.65	0.197
56	36.65	28.23	0.244	41.72	13.83	37.83	0.277	52.39	42.95	27.91	0.207
90	37.92	28.27	0.221	47.99	26.56	39.34	0.277	55.28	45.78	28.12	0.226

表 6.22 控制組韌性表

試體編號	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_y}$
NC1	1.426	應變計斷裂	×
NC2	0.751	1.137	1.51
NC3	應變計斷裂	×	×

表 6.23 CFRP 補強組韌性表

試體編號	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_y}$
CFRP1	0.882	應變計斷裂	×
CFRP2	0.701	0.809	1.15
CFRP3	0.7565	0.931	1.23

表 6.24 RPC 補強組韌性表

試體編號	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_y}$
RPC1	應變計斷裂	×	×
RPC2	1.281	1.7255	1.35
RPC3	1.1985	1.475	1.23

表 6.25 未補強與 RPC、CFRP 補強之 R.C.梁降伏與極限載重表

	RC 未補強			RPC 側邊補強 1cm				CFRP 補強			
	1	2	平均值	1	2	平均值	提升率	1	2	平均值	提升率
P_y (ton)	26.36	24.15	25.26	34.29	32.54	33.42	32.30 %	33.76	34.35	34.06	34.84 %
P_u (ton)	30.08	29.38	29.73	39.6	35.78	37.69	26.96 %	36.28	39.21	37.75	26.77 %

表 6.26 未補強與 RPC、CFRP 補強之 R.C.梁之位移能量表

	RC 未補強			RPC 側邊補強 1cm				CFRP 補強			
	1	2	平均值	1	2	平均值	提升率	1	2	平均值	提升率
δ_y (mm)	7.40	7.00	7.20	7.32	8.07	7.70	6.94%	7.56	7.08	7.32	1.67%
$3 \delta_y$ (mm)	22.20	21.00	21.60	21.96	24.21	23.09	-	22.68	21.24	21.96	-
$5.5 \delta_y$ (mm)	40.70	38.50	39.60	40.26	44.39	42.33	-	41.58	38.94	40.26	-
$P-\delta_y$ (ton·mm)	113.14	96.39	104.77	151.86	163.06	157.46	50.29%	148.75	140.17	144.46	37.88%
$P-3 \delta_y$ (ton·mm)	509.50	467.16	488.33	694.43	699.93	697.18	42.77%	648.90	654.34	651.62	33.44%
$P-5.5 \delta_y$ (ton·mm)	1041.65	955.28	998.47	1363.14	—	1363.14	36.52%	1257.05	1202.14	1229.60	23.15%

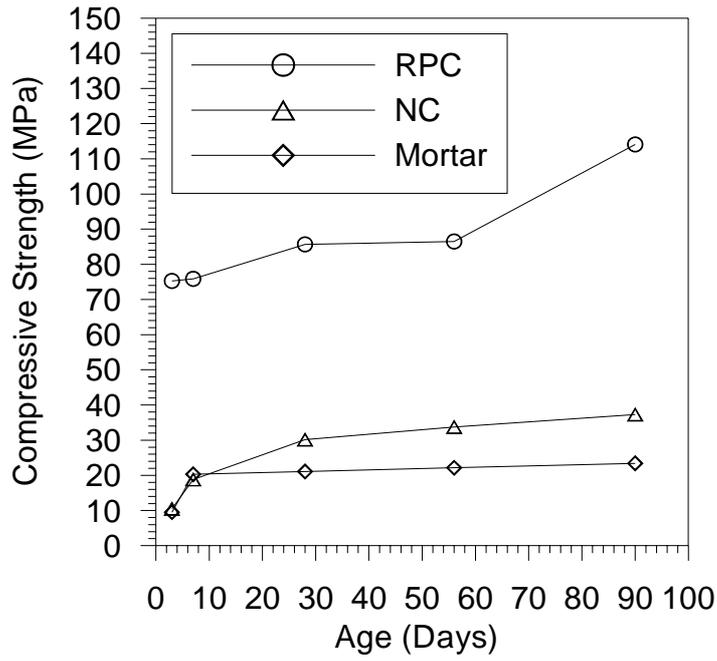


圖 6.36 RPC、NC 與 Mortar 抗壓強度發展曲線

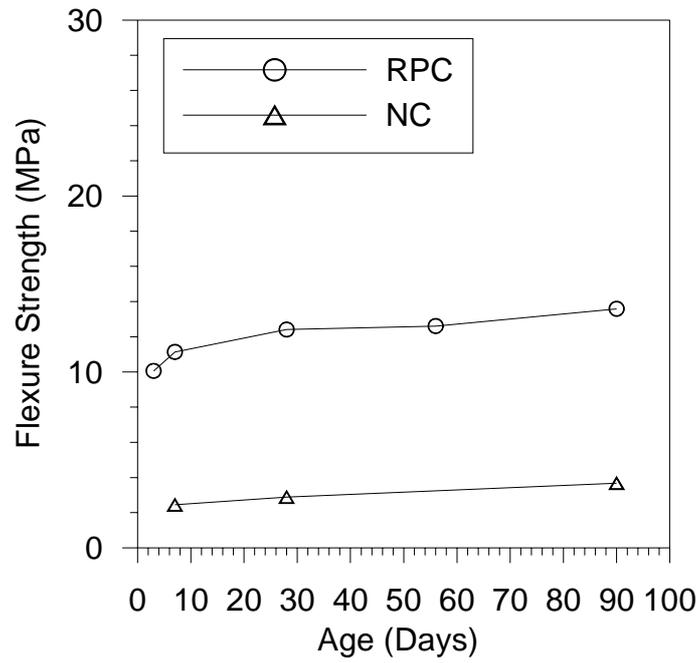


圖 6.37 RPC 與 NC 劈裂強度發展曲線

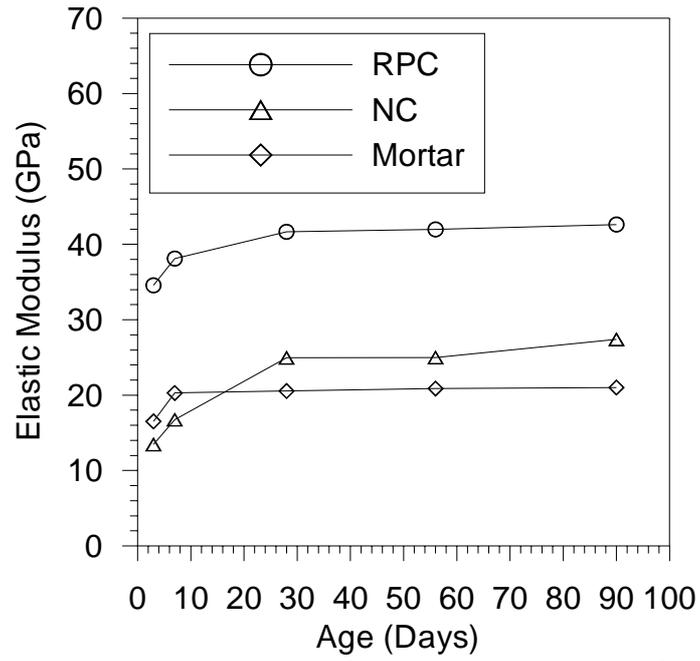


圖 6.38 RPC 與 NC 彈性模數發展曲線



圖 6.39 控制組試體破壞外觀(1)



圖 6.40 控制組試體破壞外觀(2)

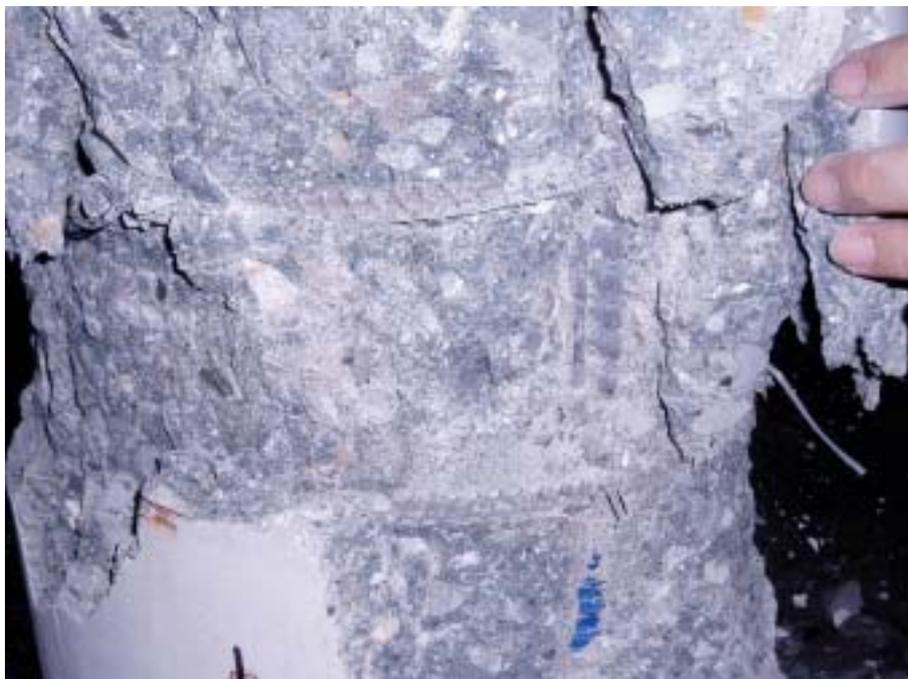


圖 6.41 控制組試體保護層剝落外觀



圖 6.42 控制組試體箍筋長度量測

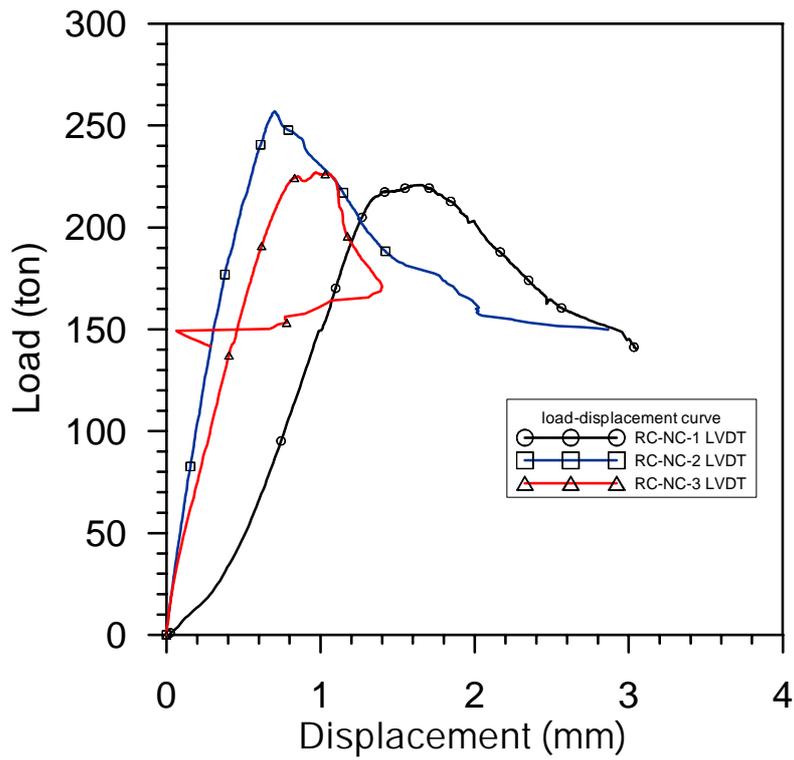


圖 6.43 控制組柱軸向壓力與軸向位移圖

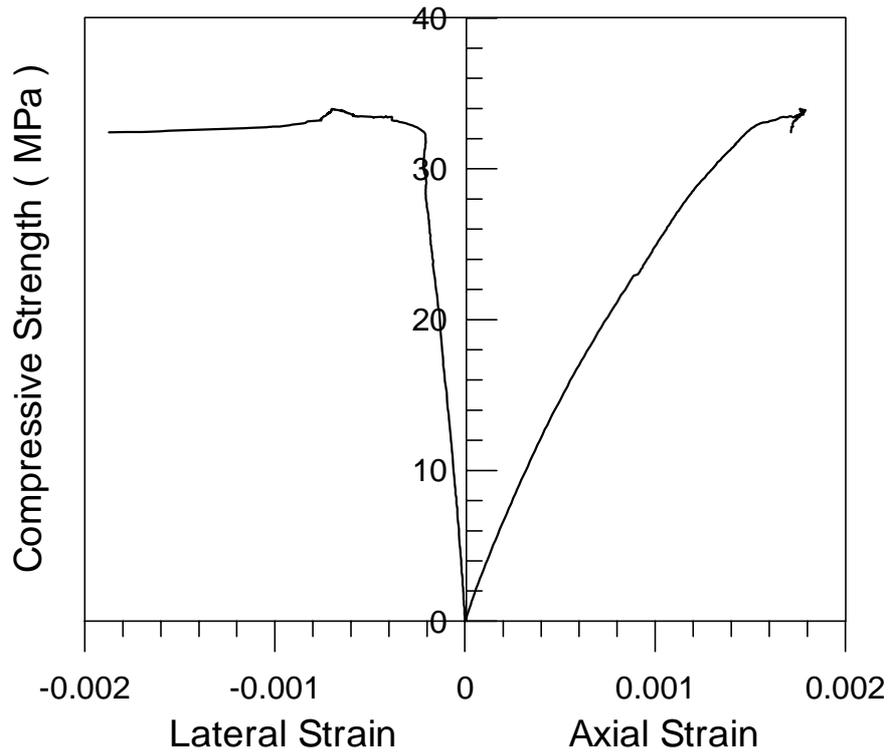


圖 6.44 控制組編號 1 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

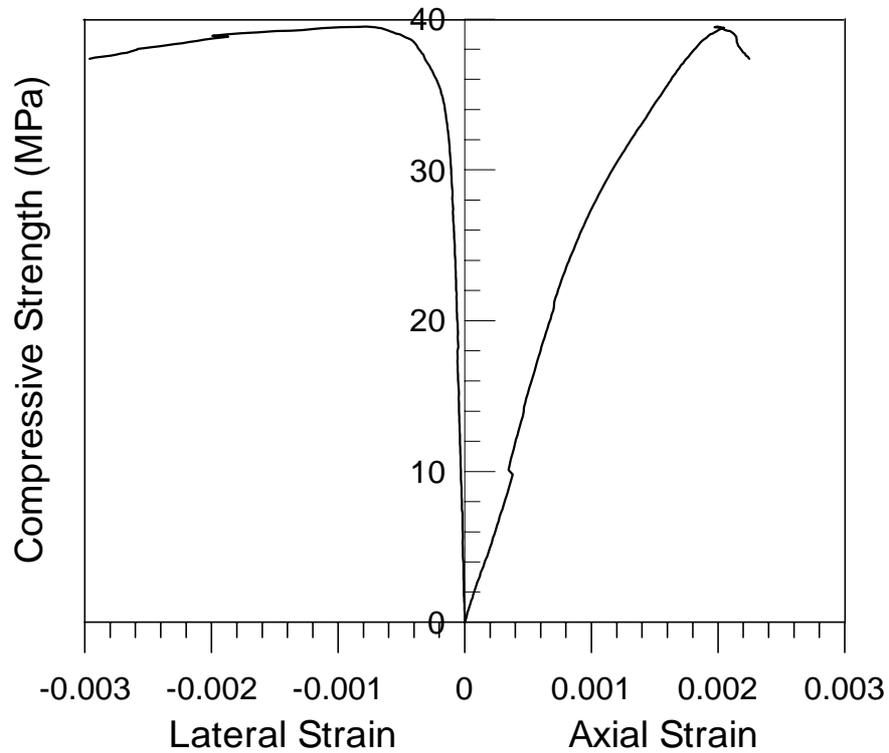


圖 6.45 控制組編號 2 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

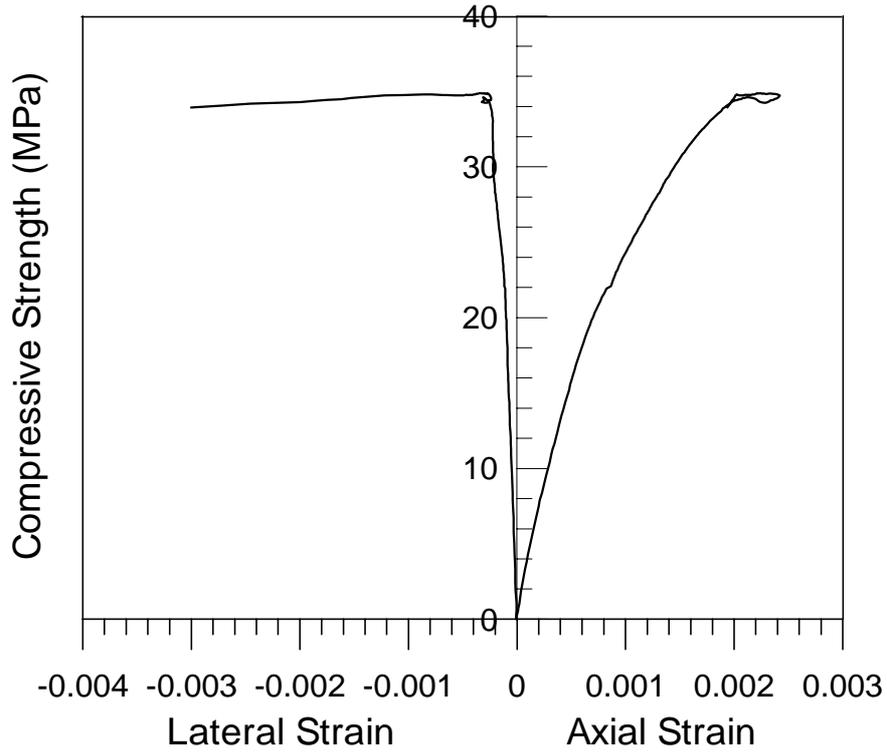


圖 6.46 控制組編號 3 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

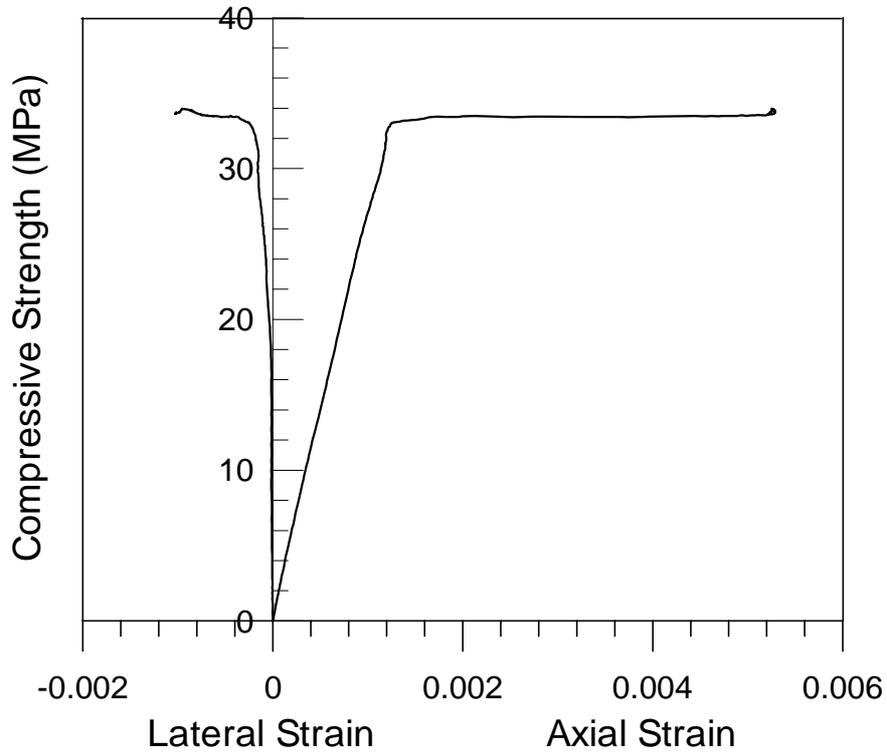


圖 6.47 控制組編號 1 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

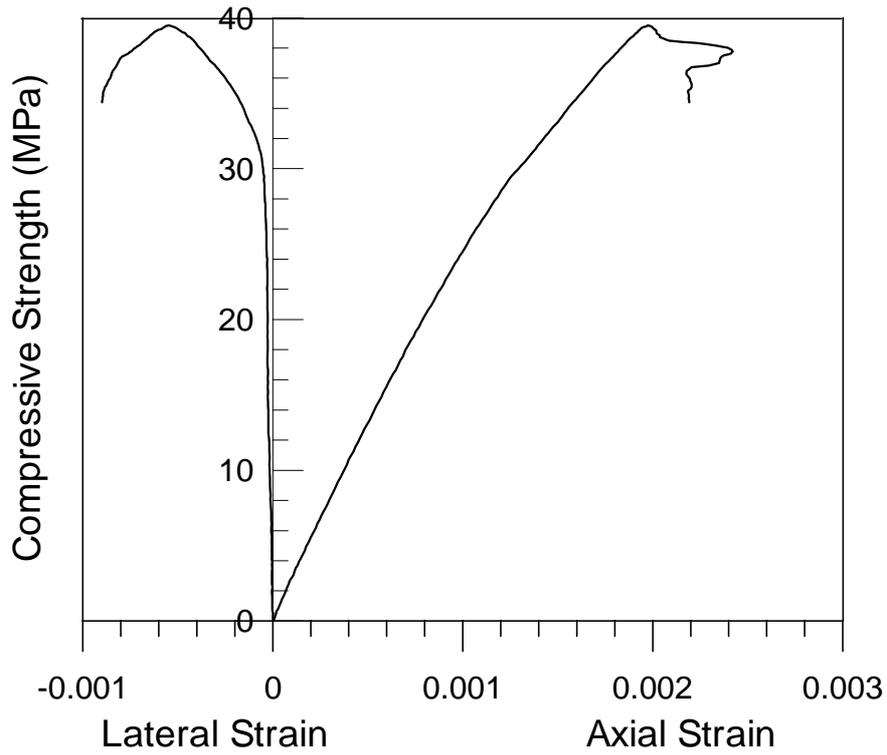


圖 6.48 控制組編號 2 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

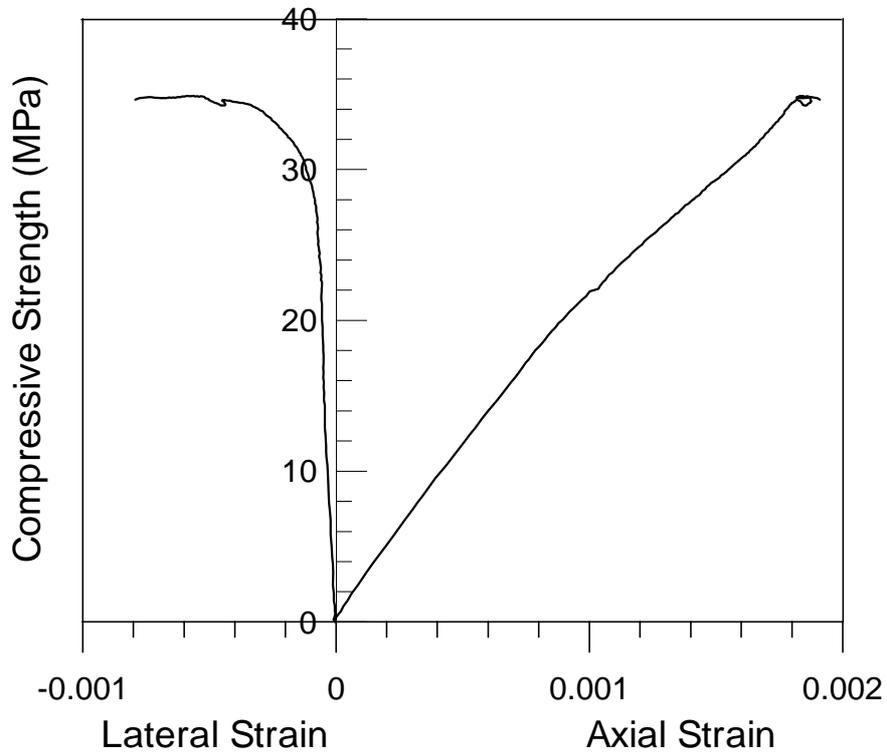


圖 6.49 控制組編號 3 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖



圖 6.50 CFRP 補強組試體破壞外觀(1)



圖 6.51 CFRP 補強組試體破壞外觀(2)

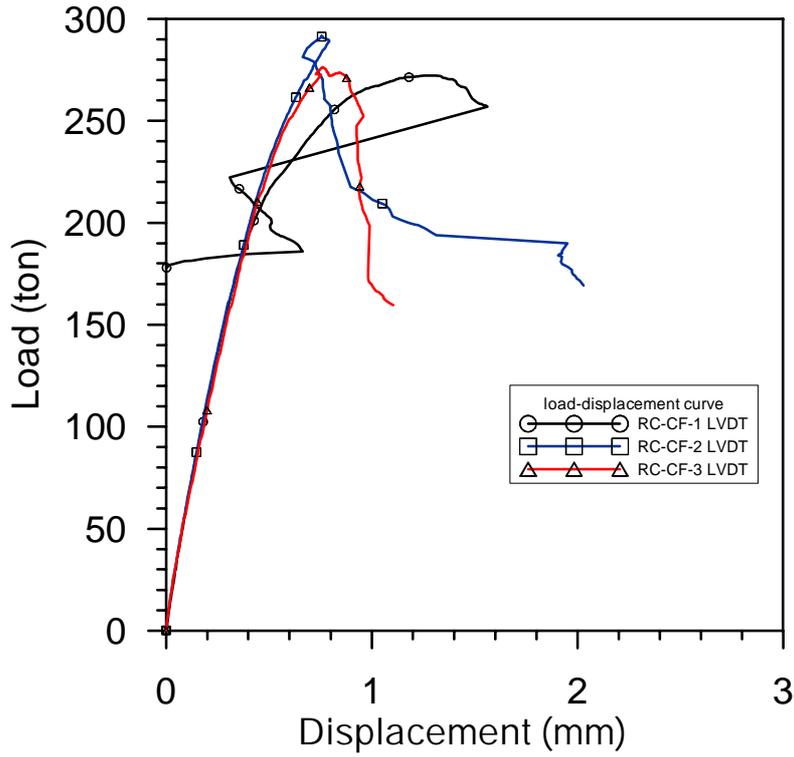


圖 6.52 CFRP 補強組柱軸向壓力與軸向位移圖

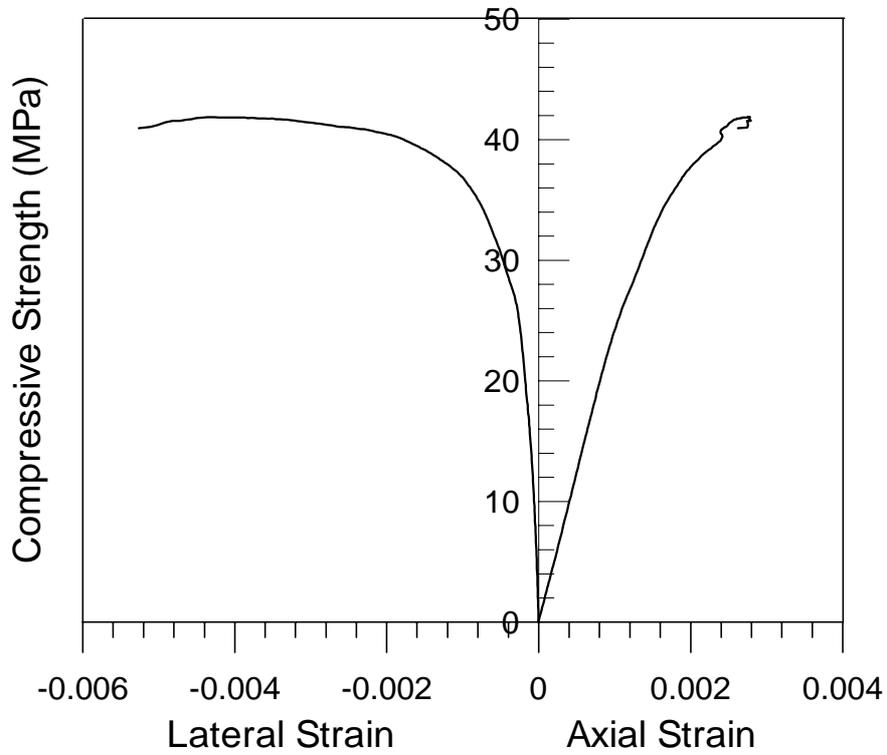


圖 6.53 CFRP 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

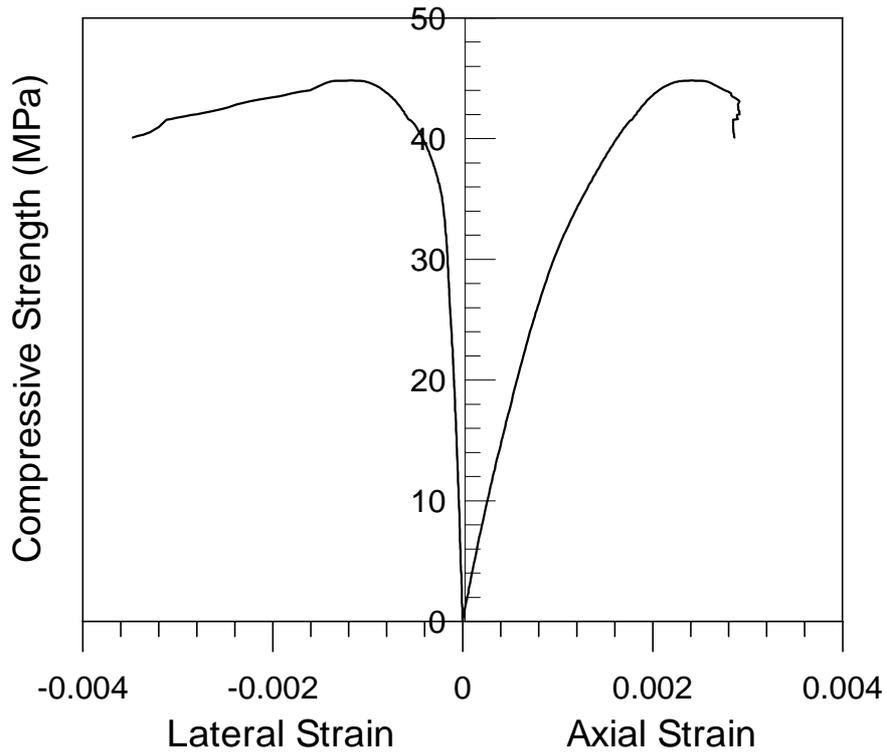


圖 6.54 CFRP 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

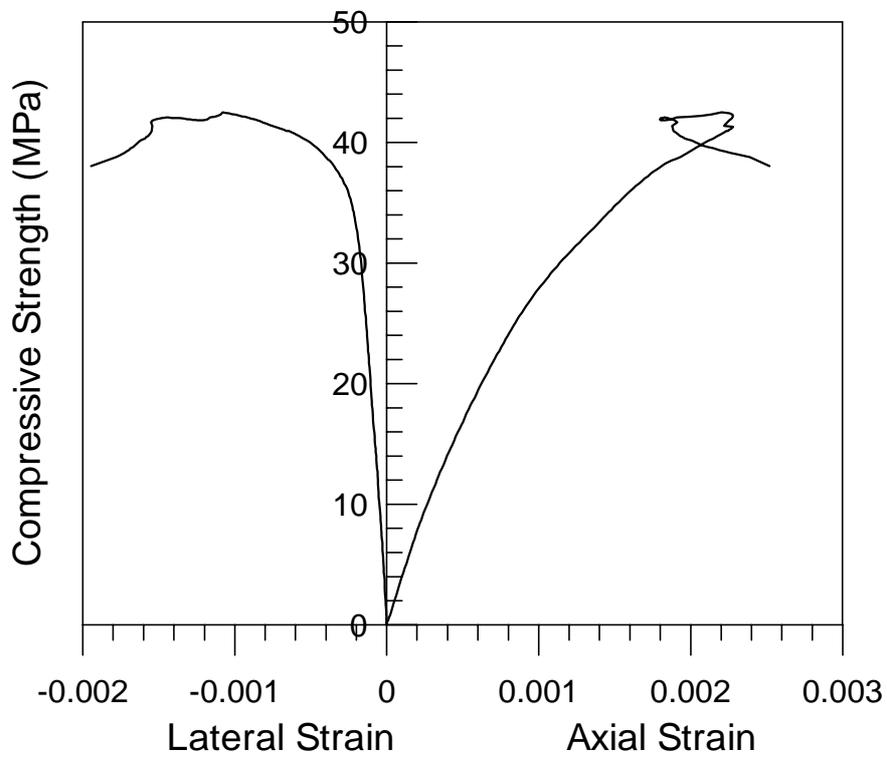


圖 6.55 CFRP 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

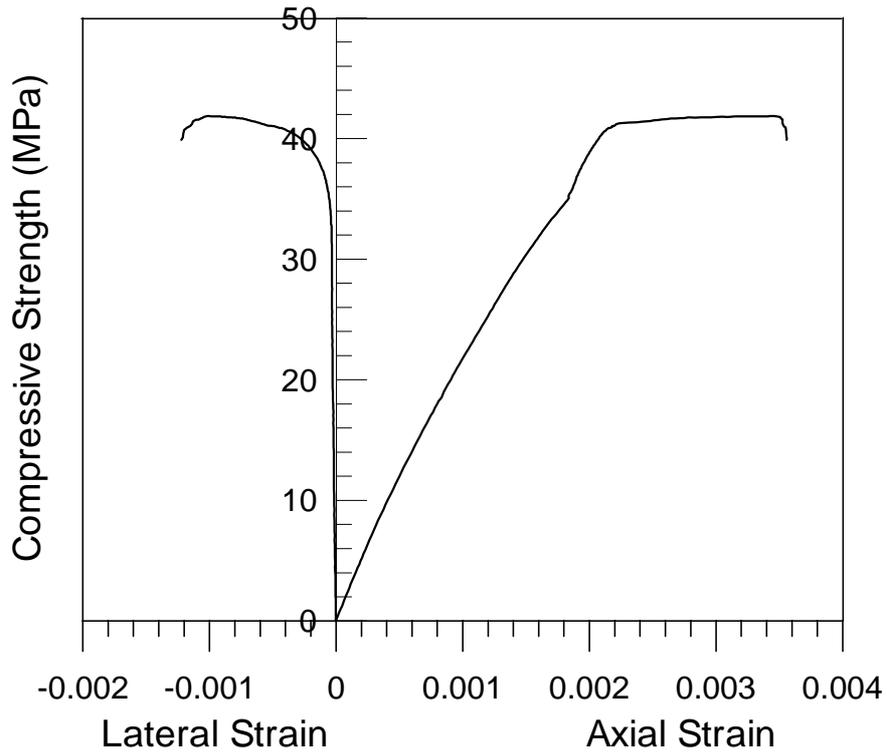


圖 6.56 CFRP 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

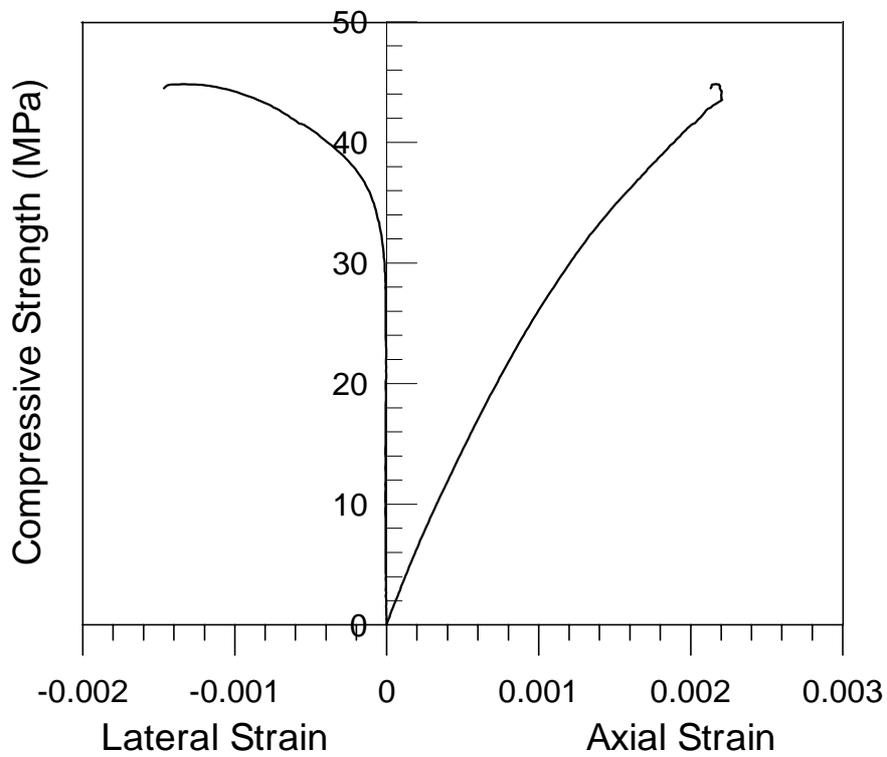


圖 6.57 CFRP 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

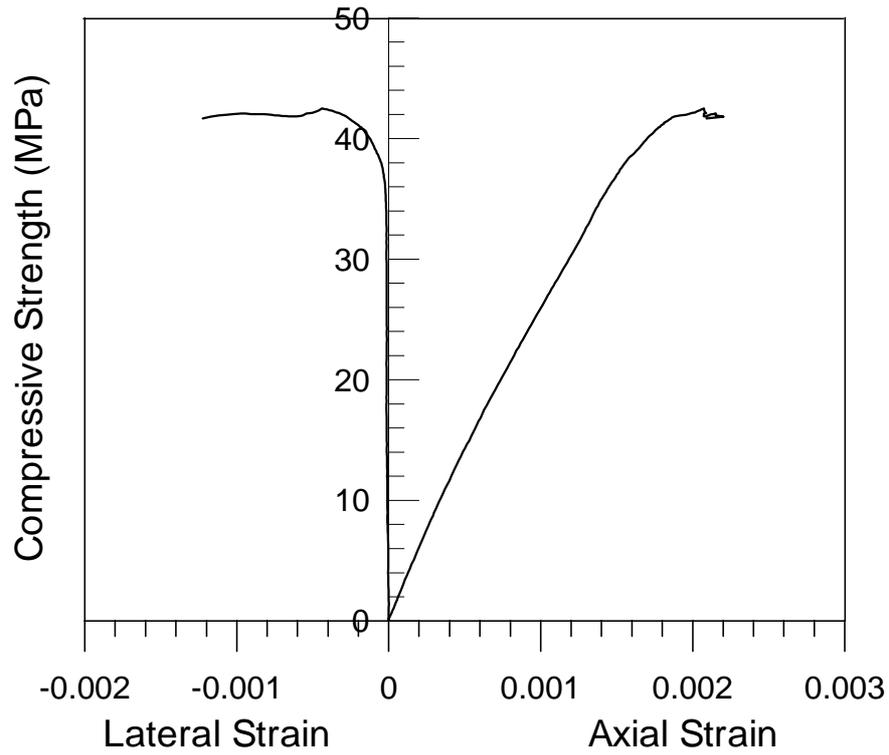


圖 6.58 CFRP 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖



圖 6.59 RPC 補強組試體破壞外觀(1)



圖 6.60 RPC 補強組試體破壞外觀(2)



圖 6.61 RPC 補強組試體破壞後界面黏結情形

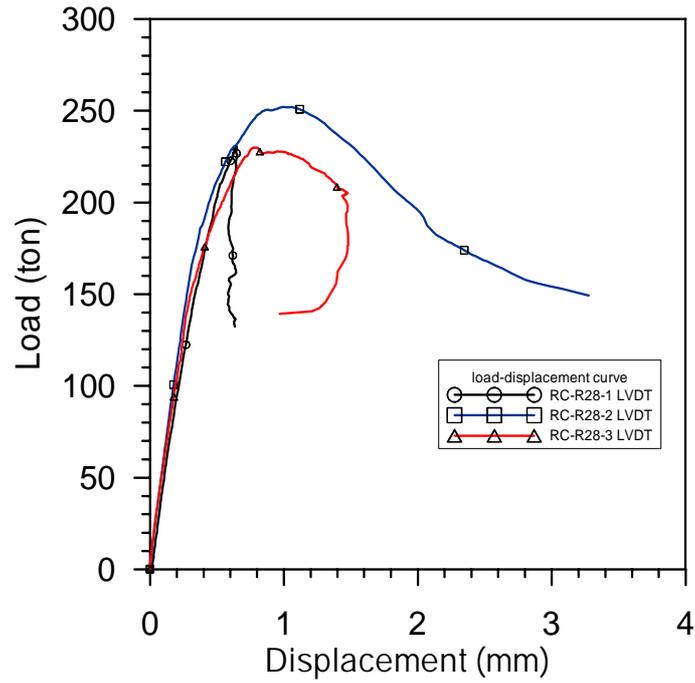


圖 6.62 RPC 補強組柱軸向壓力與軸向位移圖

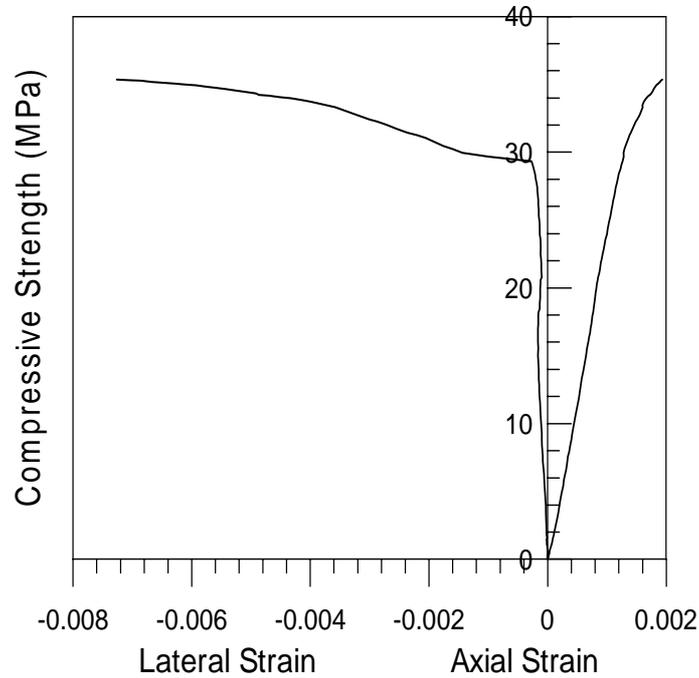


圖 6.63 RPC 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

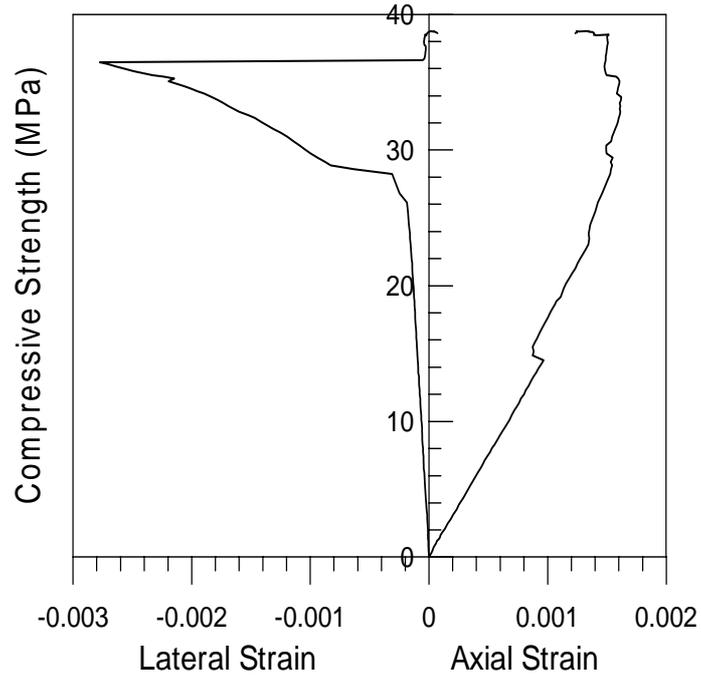


圖 6.64 RPC 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

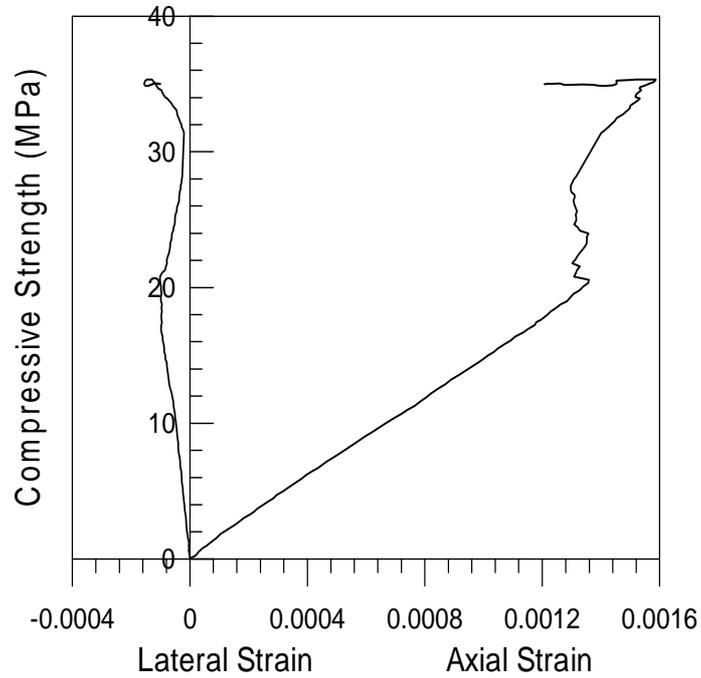


圖 6.65 RPC 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向、側向應變圖

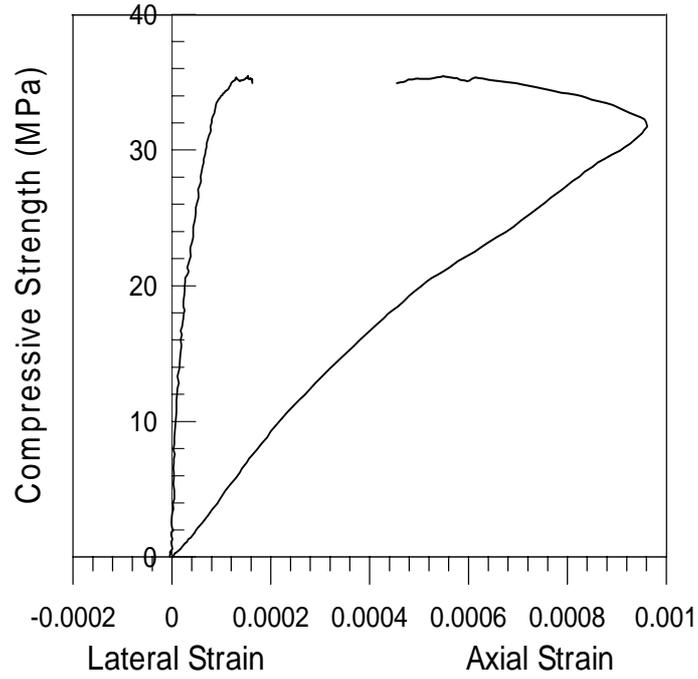


圖 6.66 RPC 補強組編號 1 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

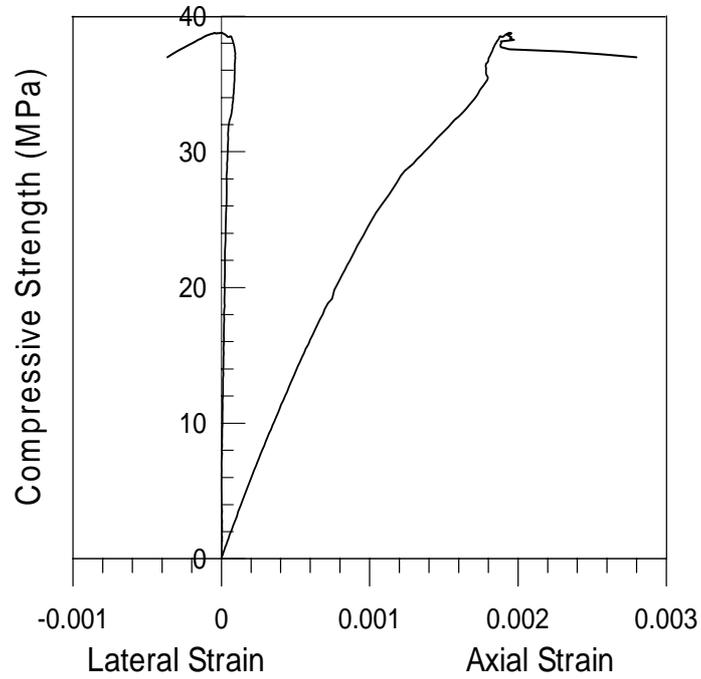


圖 6.67 RPC 補強組編號 2 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

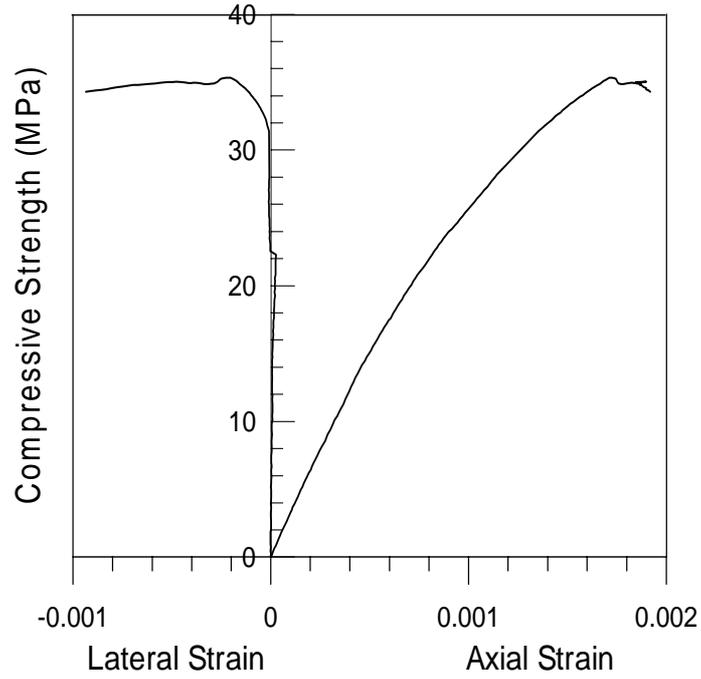


圖 6.68 RPC 補強組編號 3 柱軸向應力與軸向主筋、側向箍筋應變圖

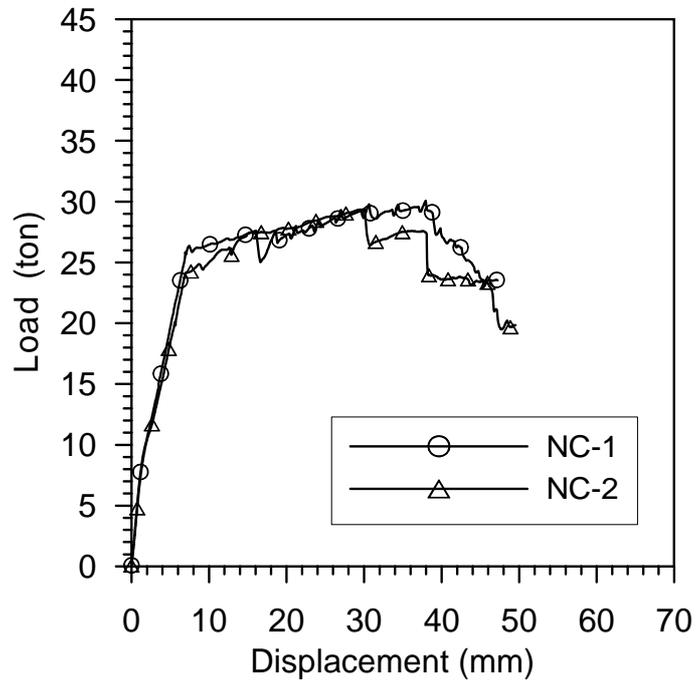


圖 6.69 未補強 RC 梁載重與中點變位圖

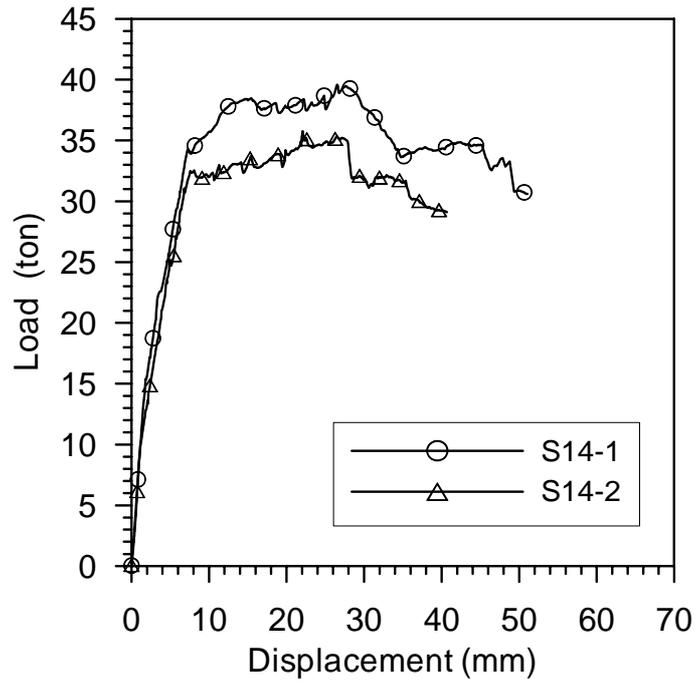


圖 6.70 RPC 補強 1 cm 梁載重與中點變位圖

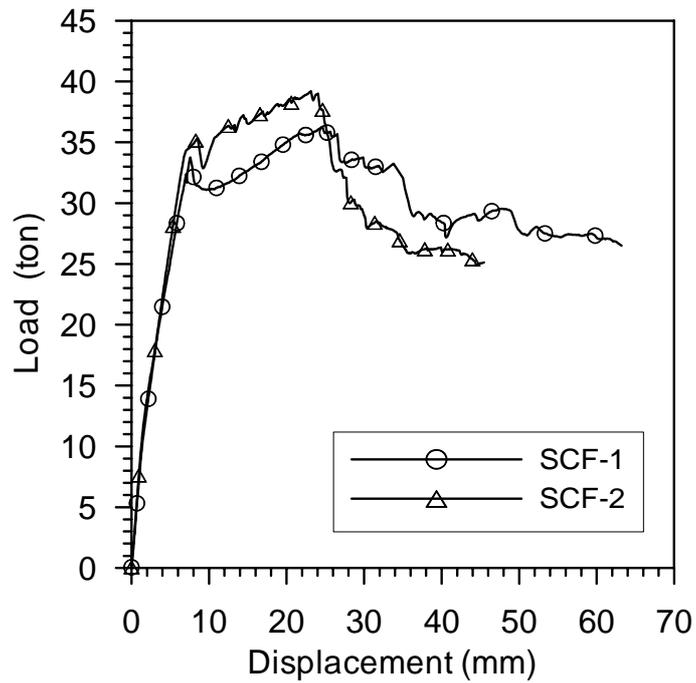
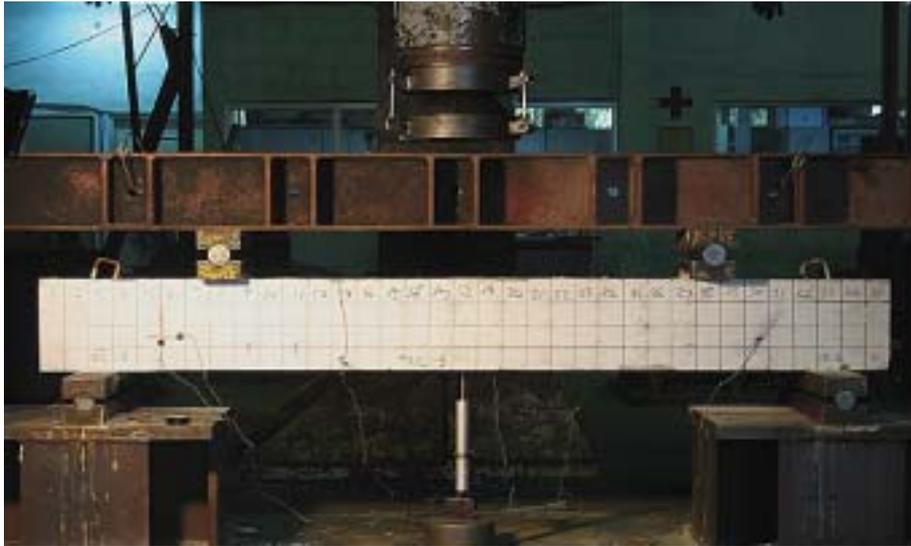
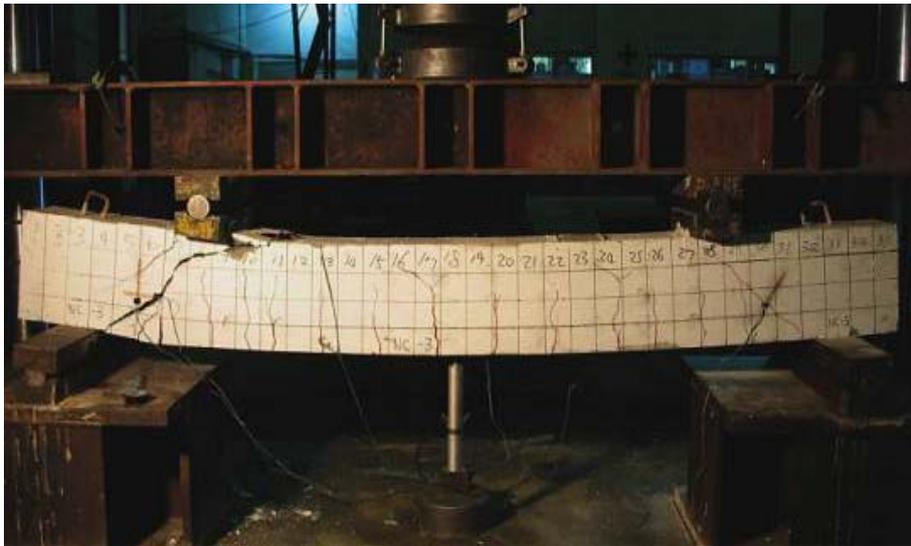


圖 6.71 CFRP 補強梁載重與中點變位圖



(a)破壞前



(b)破壞後

圖 6.72 典型未補強 RC 梁加載前後之外觀



(a)破壞前



(b)破壞後

圖 6.73 典型以 RPC 進行剪力補強加載前後之外觀



(a)破壞前



(b)破壞後

圖 6.74 典型以 CFRP 進行剪力補強加載前後之外觀

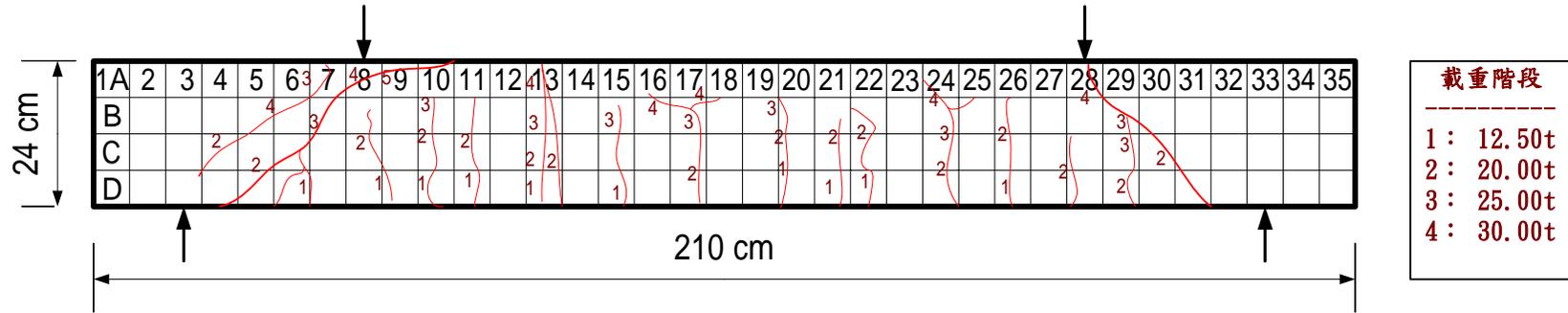


圖 6.75 典型未補強 RC 梁加載後裂縫狀況

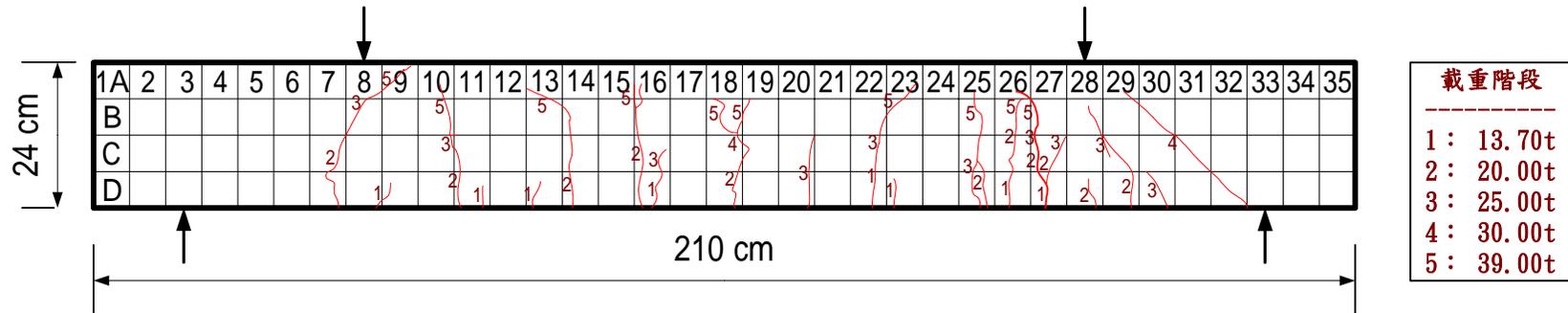


圖 6.76 典型以 RPC 進行剪力補強加載後裂縫狀況

6.7 RPC 補強施工程序及評估與補強方針

6.7.1 補強施工程序

6.7.1.1 RPC 圓柱補強工法

RPC 圓柱補強工法施作程序如圖 6.77 所示，並分述如下：

1. 混凝土破損處鑿除作業

- (1) 以破碎機將混凝土鑿除(約 2-3cm)保護層。
- (2) 以空壓機將鑿除表面之粉塵清除乾淨。

2. 鋼筋除鏽及防鏽作業

- (1) 以鋼刷將鋼筋表面鏽斑清除。
- (2) 將防銹漆塗刷於鋼筋表面，做為防鏽處理。

3. 鋼筋彎紮或點焊鋼絲網補強作業

按設計要求之數量及位置，將補強鋼筋彎紮或點焊鋼絲網固定於設計位置。

4. 模板工程

按設計要求之數量及位置，將模板固定於設計位置。

5. RPC 灌漿作業

按設計要求之強度、數量及位置，將 RPC 澆注於模板內。

6. 養護

按設計要求，依不同位置進行拆模及養護。

7. 表面處理

6.7.1.2 RPC 梁剪力補強施工程序

即預鑄 RPC 版塊補強方式，程序如圖 6.78 所示，並分述如下：

1.表面處理

以破碎機將粉刷層去除，以利膠結材接著。

2.RPC 預鑄版安裝固定

視狀況需要以鋼製夾具將 RPC 預鑄版固定於正確位置。

3.安裝灌注孔及出氣孔

以膏狀之環氧樹脂補上(EPOXY Putty)塗抹於預留之灌注孔及出氣孔四周，封塞並使之固定。

4. RPC 預鑄版四周以膏狀封塞劑封塞使之固定，以防止灌漿時漏漿。

5.高壓低速灌注膠結材

(1)採用氣動 Pump 將混合好之膠結材以高壓低速之方式灌注入，待膠結材從另一灌注孔溢出時，即可停灌注動作，封塞灌注孔並移置下一孔重複上述之步驟。

(2)灌注時應以由下往上之順序為原則。

6.去除灌注頭及出氣頭

待 RPC 預鑄版內部膠結材完全硬化後，即可去除灌注頭及出氣頭。

7. RPC 預鑄版表面處理

將預鑄版表面上漆或噴塗樹脂砂漿。

6.7.1.3 梁剪力補強施工程序

即現場澆置 RPC 補強方式，程序如圖 6.79 所示，並分述如下：

1.混凝土破損處鑿除作業

(1)以破碎機將混凝土鑿除(約 2-3cm)保護層。

(2)以空壓機將鑿除表面之粉塵清除乾淨。

2.鋼筋除鏽及防鏽作業

(1)以鋼刷將鋼筋表面鏽斑清除。

(2)將防銹漆塗刷於鋼筋表面，做為防鏽處理。

3.鋼筋彎紮補強作業

按設計要求之數量及位置，將補強鋼筋彎紮固定於設計位置。

4.模板工程

按設計要求之數量及位置，將模板固定於設計位置。

5.RPC 補強材灌漿作業

按設計要求之強度、數量及位置，將 RPC 補強材澆注於模板內。

6.養護

按設計要求，依不同位置進行拆模及養護。

7.表面處理

按設計要求，進行表面處理。

6.7.1.4 面板底層補強施工程序

此法適用於港灣工程中混凝土面板底層施工，程序如圖 6.80 所示，並分述如下：

1.表面處理

以破碎機將粉刷層去除，以利膠結材接著。

2. RPC 模版安裝固定

視狀況需要以鋼製夾具將 RPC 模版固定於修補面下方。

3.鑽掘灌注孔及出氣孔

在面層上方兩側之適當距離處鑽掘灌注孔及出氣孔。

4.灌注 RPC。

利用 RPC 之良好工作性，由灌注孔以自流方式灌入 RPC 材料，灌注時，須在同一側之灌注孔採來回依序施作，待另一側之所有灌注孔皆有 RPC 溢出時，即可停灌注動作。

6.7.2 評估與補強方針

6.7.2.1 評估方式

1. 界面黏結性評估

(1) 聲測法

本法係採用敲擊錘在修補面做掃描式敲擊，藉由發出的聲響判斷修補材料與基材之間是否密合，當修補品質良好，敲擊聲音較為低沉，若有孔洞時則會較為響亮。

(2) 敲擊回音法

1983年，Carino及Sansalone研究發展敲擊回音法，改變了應力波激發源為機械性的敲擊方式，接收器改成由點接觸之位移訊號接收器，除了直接在時間領域上，對量測到的位移波形作訊號分析外，亦透過快速傅利葉轉換(FFT)的處理，在頻率域上作訊號分析，藉由頻率域波形變化可應用於偵測版狀混凝土結構內部之各種瑕疵。

(3) 超音波法

超音波法乃藉由壓電式探頭發出超音波脈衝後量測回波之時距，由時距之長短來求得該物體之波速及缺陷位置，接觸式量測的超音波探頭基本上是一個面接觸的感測器，運用平面波的假設有其方便性，此法也較為眾人熟知，應用也相當廣泛。

2. 膠結材料評估

(1) 基本材料物性、化性評估

依照CNS、ASTM及JIS規範，對於膠結材料進行固成份、不揮發性、混合後初黏度、可操作時間等物化性質試驗與評估。

(2) 硬固性質評估

依照ASTM及JIS規範，對於膠結材料進行接著強度及硬化七天之抗張強度、抗張彈性係數、彎曲強度、抗張剪切強度等硬

固性質試驗與評估。

3.RPC 材料評估

(1)基本材料物性、化性評估

依照 CNS 及 ASTM 規範，對於 RPC 進行比重、工作度、凝結時間、SEM/EDS 微觀分析等物化性質試驗。

(2)硬固性質評估

依照 CNS 及 ASTM 規範，對於 RPC 進行抗壓強度、抗彎強度、劈裂強度、碳化試驗、電滲試驗、磨耗試驗等硬固性質試驗。

6.7.2.2 補強方針

1.RPC 補強材料之優點：

- (1)可配合現地構造物形狀澆置不同修補方式。
- (2)具有良好的耐久性、耐候性、韌性及強度。
- (3)與混凝土基材有良好的界面強度。
- (4)可藉由材料組成變化調整成不同彈性係數的材料，減少修補材與基材之間的差異變形。
- (5)與混凝土基材同為水泥質材料。

2.RPC 補強材料之缺點：

- (1)生產單價較高。
- (2)需較嚴謹的製程與品管程序，方能維持良好工作性及硬固性質。
- (3)如在現場澆置則需要模板組立作業成本及空間。
- (4)需有養護時間才能發揮強度。
- (5)不適合薄層修補。
- (6)補強功效受到基材表面濕潤度的影響。

3.結構型態適用性補強方針之考量：

- (1)港灣工程碼頭混凝土面版底層修補。
- (2)船埠邊緣損傷混凝土修補。
- (3)局部損傷的梁柱構件補強。
- (4)不規則曲面構造物損傷補強。
- (5)水工結構物受沖刷損傷面層之補強。
- (6)剛性路面防止高度磨耗損傷之補強。

4.修補方式、費用及技術補強方針之考量：

- (1)受損 RC 構件可進行局部修補以節省施工費用之情況。
- (2)需使用貫穿孔配合倒吊模板澆置 RPC 之施工情況。
- (3) RC 構造物具有大面積平面狀損傷範圍之修補。
- (4)受損傷構件邊緣具有銳角面之修補。

5.維修保養費用補強方針之考量：

- (1)修補構材須長期使用在潮濕或水流沖蝕環境以減低高維修費用之情況。
- (2)傳統修補工法所使用環氧樹脂黏結材因老化而喪失功能之環境。
- (3)修補材料在長期使用期間可能會發生裂縫損傷，但仍可具備某種程度之強度與韌性之修補情況。

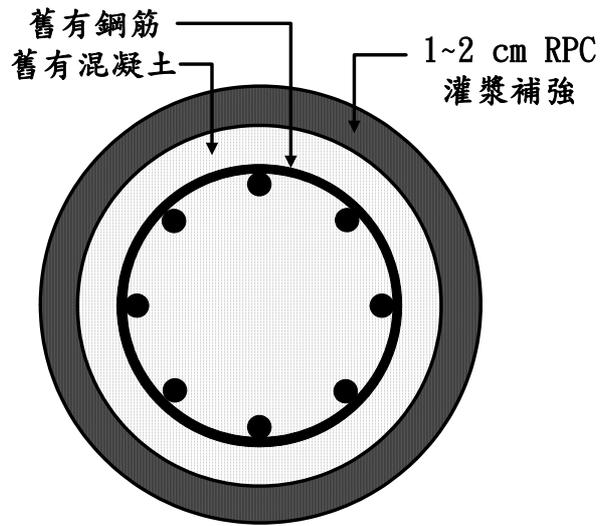


圖 6.77 RPC 圓柱補強工法示意圖

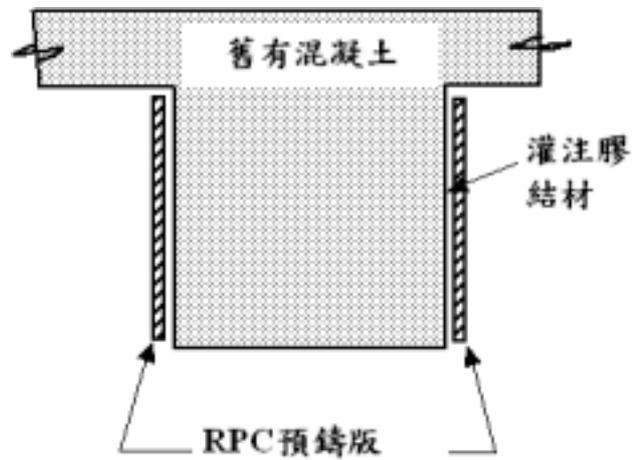


圖 6.78 RPC 梁剪力補強 (預鑄版塊補強方式) 補強工法示意圖

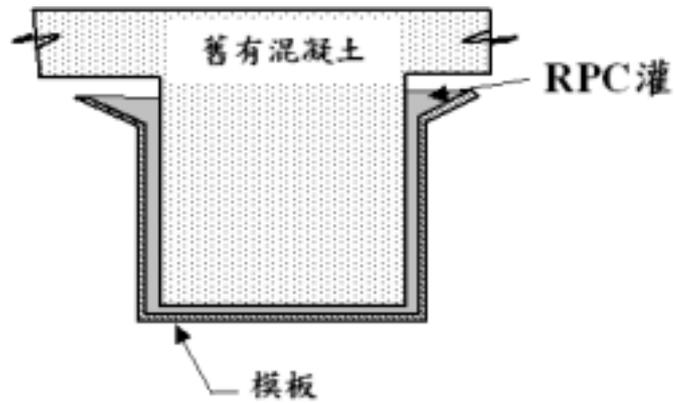


圖 6.79 RPC 梁剪力補強 (現場澆注補強方式) 補強工法示意圖

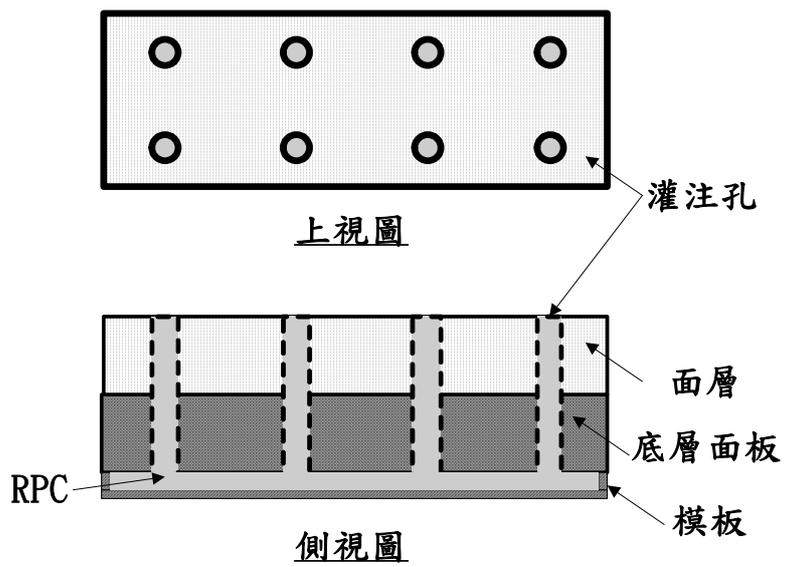


圖 6.80 RPC 面板底層補強工法示意圖

6.8. 結論與建議

6.8.1 結論

6.8.1.1 RPC 基本材料性質

- 1.RPC 流度試驗結果平均直徑約 240 mm，流度達 140%，工作度已獲得相當程度改善，符合現場進行補強施工所需。
- 2.在基本力學性質表現方面，Mortar 和 NC 的抗壓強度及劈裂強度在養護初期便大致發展完成，但由於本研究之 RPC 組成材料中，含有大量卜作嵐材料（矽灰、爐石及飛灰），且未經高溫高壓催化，故直到 28 天齡期後才逐漸發展。在 28 天齡期時，RPC 抗壓強度為 85.67 MPa、劈裂強度為 12.41 MPa；在 90 天齡期時，RPC 抗壓強度為 114.08 MPa、劈裂強度為 13.59 MPa。
- 3.在材料性質方面，Mortar 的彈性模數發展最快，約在 7 天齡期已大致發展完成，RPC 與 NC 的彈性模數則在 28 天齡期後緩慢提升。在 28 天齡期時，RPC 彈性模數為 41.66 GPa， E_{RPC}/E_{NC} 與 E_{RPC}/E_{Mortar} 分別為 1.67、2.03；在 90 天齡期時，RPC 彈性模數為 42.63 GPa， E_{RPC}/E_{NC} 與 E_{RPC}/E_{Mortar} 分別為 1.55、2.03。而三種材料之卜松比在七天齡期之後皆介於 0.19 至 0.21 之間，故以 RPC 進行水泥砂漿基材或混凝土基材修補，具良好之材料相容性，對於修補成效有很大的助益。

6.8.1.2 小型抗彎抗壓補強成效

- 1.RPC 係為水泥質材料，在無高溫高壓的養護條件下，其補強效果無立即性，須待具一定強度後才有明顯之補強成效。以 RPC 補強 1 cm，其補強齡期 28 天後，對於 Mortar 的抗彎補強成效超過 38 %，對於 NC 的抗壓補強成效則超過 13 %。
- 2.RPC 抗壓補強機制係利用本身高彈性模數特性，與內部基材組成複合材料後，而能承載較大之軸向載重。由於補強後抗壓構件之卜松比增加，受力過程中側向變形明顯，但因外層 RPC 具鋼纖維，減緩裂縫擴大及爆裂情形；以 CFRP 補強一層後其抗壓強度提升超過 42 %，

且材料的彈性模數及卜松比並無太大改變，顯示其補強機制係提供內部 NC 圍束力，與 RPC 補強機制不同。

6.8.1.3 縮小斷面柱補強功效

- 1.縮小斷面 RC 柱以 CFRP 補強一層之補強效果較佳，惟其破壞時為瞬時爆裂剝落，不具預警功能，若經 RPC 補強 1 cm 後，雖然抗壓強度提升效果並不顯著，但因 RPC 補強具有良好的韌性行為，使得柱體本身達到極限強度之後，仍能保持完整性，對於修補後結構再次受到破壞時能保有一定的安全性。
- 2.縮小斷面 RC 柱經 RPC 或 CFRP 補強後，在受力過程中箍筋幾乎不受張力作用，直到 RPC 或 CFRP 達到極限強度產生主要裂縫後，箍筋才產生作用。
- 3.RPC 與 NC 二者卜松比相似，在受力作用後變形均能保持諧和性。
- 4.本試驗進行為圓柱圍束，對於矩形等斷面進行圍束補強時，其角隅必須進行圓角處理，CFRP 才能發揮效果，但 RPC 材料則無須考量此點，即可進行力量傳遞，且無纖維之方向性問題。
- 5.對於結構補強時，因 CFRP 不耐磨損、高溫、火害、衝撞等，必須另做表面處理，但 RPC 具高耐磨、耐蝕、耐侵害之能力，前述之情形對於 RPC 材料均不會造成太大影響。

6.8.1.4 縮小斷面梁補強功效

- 1.縮小斷面 RC 梁經 RPC 補強 1 cm 後，提升 32 %開裂載重與 27 %極限載重，且提升效果與 CFRP 補強一層相同。
- 2.以 RPC 補強 1 cm 之縮小斷面 RC 梁中點位移為 δy 、 $3 \delta y$ 及 $5.5 \delta y$ 時吸收能量之提升率分別為 50.29 %、42.77 %及 36.52 %，比 CFRP 補強時高，顯示經 RPC 補強 1 cm 後較不易變形。
- 3.縮小斷面 RC 梁經 RPC 或 CFRP 補強後，皆可提高斷面之抗剪強度，由補強前之斜剪破壞改變為撓曲破壞。

6.8.2 建議

- 1.縮小斷面 RC 柱經 RPC 補強後，由於材料本身承受軸向作用力並負擔整體柱身圍束效果，因此詳細的承壓與圍束雙模分析理論仍待進一步研究；另外對於 RPC 用於混凝土構件修補，其勁度公式之歸納整理，也待後續研究。
- 2.實際狀況下撓曲構件往往需承受反覆承載，經 RPC 補強後所形成之複合撓曲構件，對於承受反覆承載能力值得進一步研究探討。
- 3.在本研究中，所採用之基材及修補材（RPC）均為單一配比，考量現地實際狀況，後續可進行基材性質不同時，RPC 材料其修補成效及諧和性評估研究。

第七章 結論

臺灣四面環海，地處環太平洋地震帶上，每年地震、颱風等災害不斷，港灣構造物長年處於此巨大外力衝擊與海洋惡劣環境下，構造物極易發生劣化、腐蝕、損壞、崩塌等問題，對構造物之耐久性與安全及港埠營運影響至鉅。臺灣對外經貿運輸主要以海運為主，港灣設施扮演重要關鍵角色，因此，如何提升設施之建設、工程品質與耐久性，以及維護、管理與安全極為重要，自不言可喻。本年度各子計畫執行所得初步結果，簡略歸納如下：

子計畫(一)：碼頭結構物現況調查研究

1. 本次調查之馬公港 1 號碼頭及基隆港各鋼樁碼頭，由目視檢視及量測鋼樁現有厚度與保護電位結果顯示，各座碼頭採安裝陽極塊之防蝕工法，可達到對鋼樁防蝕保護之目的。
2. 馬公港 1 號碼頭鋼管樁潮間帶部分以混凝土包覆保護，部份混凝土有脫落現象，雖不影響營運安全但仍應儘速維修。
3. 基隆港東 7 碼頭水下檢測發現兩處破洞，為避免因級配掏空導致碼頭岸壁及路面傾斜崩塌，建議破洞處可以鋼板焊補、掏空區域採用填灌混凝土或水泥砂漿灌漿等工法修護之。
4. 基隆港東 19 及西 14 碼頭底部之 R.C. 面版與樑，本次調查發現多處發生混凝土脫落及鋼筋生鏽、腐蝕、斷裂等現象，嚴重危害碼頭結構安全。

子計畫(二)：港灣鋼筋混凝土耐久性之研究

1. 本研究之高性能混凝土經過兩年持續量測，發現 OPC 之中性化較為嚴重，在鑽心試體的超音波及抗壓強度上 HPC 都比 OPC 佳，顯現有較好的耐久性，同時試驗牆內部之腐蝕電位監測已趨於緩和，變化並不大。
2. 水庫淤泥取代細粒料拌拌混凝土之研究發現淤泥並不適合以取代砂，因淤泥粉末太細，會大量吸水造成混凝土結糰，工作性變差，若加水增加工作性，會使混凝土強度降低。
3. 摻加 20% 飛灰、40% 爐石粉或 10% 水庫淤泥、10% 活性粉於不具活

性之大甲溪粒料或東河、三仙台等活性粒料中，均可達到抑制混凝土發生鹼質與粒料反應之效果。

4. 抑制發生鹼質與粒料反應之效益，飛灰或爐石粉大於活性粉及水庫沉泥。
5. 近年國內外相關研究顯示，ASTM C227 及 ASTM C1260 之檢測方法仍有部份須待修正或無法完全適用於各種粒料，建議重大工程如採用上述之檢測方法，必須輔以其他方法再確認。

子計畫(三)：碼頭本體設施維護管理系統建置之研究

1. 本研究於 94 年完成相關基本觀念之整合、基本界定與重新整合建置完成適用於重力式碼頭之檢測系統(94 年系統)。
2. 95 年系統再經檢討、修正重建後已同時適用於重力式與鋼板樁碼頭。故系統之版本已由 94 年系統更進為 95 年系統。
3. 94 年系統已驗證過臺中港 1 號(重力式)碼頭之歷史案例，95 年系統除新增澎湖龍門尖山港五期(重力式)碼頭之現地案例驗證與應用外，並新增高雄港與基隆港等多處碼頭之應用。

子計畫(四)：活性粉混凝土補強 R.C.構件與耐久性之研究

1. RPC 流度試驗結果平均直徑約 240 mm，流度達 140%，工作度已獲得相當程度改善，符合現場進行補強施工所需。
2. 在基本力學性質表現方面，Mortar 和 NC 的抗壓強度及劈裂強度在養護初期便大致發展完成，但由於本研究之 RPC 組成材料中，含有大量卜作嵐材料（矽灰、爐石及飛灰），且未經高溫高壓催化，故直到 28 天齡期後才逐漸發展。在 28 天齡期時，RPC 抗壓強度為 85.67 MPa 劈裂強度為 12.41 MPa；在 90 天齡期時，RPC 抗壓強度為 114.08 MPa、劈裂強度為 13.59 MPa。
3. RPC 係為水泥質材料，在無高溫高壓的養護條件下，其補強效果無立即性，須待具一定強度後才有明顯之補強成效。以 RPC 補強 1 cm，其補強齡期 28 天後，對於 Mortar 的抗彎補強成效超過 38 %，對於 NC 的抗壓補強成效則超過 13 %。
4. 縮小斷面 RC 柱以 CFRP 補強一層之補強效果較佳，惟其破壞時為瞬時爆裂剝落，不具預警功能，若經 RPC 補強 1 cm 後，雖然抗壓強度提升效果並不顯著，但因 RPC 補強具有良好的韌性行為，使得柱體本身達到極限強度之後，仍能保持完整性，對於修補後結構再次受到

破壞時能保有一定的安全性。

5.縮小斷面 RC 梁經 RPC 補強 1 cm 後，提升 32 %開裂載重與 27 %極限載重，且提升效果與 CFRP 補強一層相同。

參考文獻

- [1] 台灣省政府交通處港灣技術研究所，「基隆港碼頭鋼板樁腐蝕調查研究」港灣技術研究所專刊第 59 號，1990。
- [2] 台灣省政府交通處港灣技術研究所，「基隆港碼頭鋼板樁檢測及其維護改善方案研究」，港灣技術研究所專刊第 81 號，1993。
- [3] 交通部運輸研究所，「碼頭鋼板樁現況調查與腐蝕防治研究」，MOTC-IOT-IHMT-MA9011，2002。
- [4] 交通部運輸研究所，「花蓮港外港防波堤及碼頭鋼板樁監測 - 碼頭鋼板樁岸壁調查檢測」，IHMT-9001，2002。
- [5] 交通部運輸研究所，「港灣構造物檢測與耐久性試驗研究」，MOTC-IOT-91-HA04，民國 91 年 3 月，2002)。
- [6] 交通部運輸研究所，「港灣構造物檢測與耐久性試驗研究 (2/3)」，MOTC-IOT-92-H1BA04，民國 91 年 3 月，2002)。
- [7] 交通部，「港灣構造物安全檢測與評估之研究」，民國 89 年 9 月。
- [8] 交通部運輸研究所，「港灣構造物陰極防蝕準則(草案)」，MOTC-IOT-92-H1BB02，2003。
- [9] 台灣省政府交通處港灣技術研究所，「港灣及海岸構造物設計基準」，專刊第 123 號，p3-26，民國 86 年 1 月。
- [10] 日本運輸省港灣技術研究所，「港灣構造物腐蝕評價手法」，港灣技術資料，No.501，p11，1984。
- [11] 陳振川，「高性能混凝土研發及推廣研討論會文輯」，台北市台灣工業技術學院，P.2，民國 86 年 6 月。
- [12] ASTM C876-91，" Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete "。

- [13] 黃兆龍、湛淵源、廖東昇、楊偉奇，「污水處理防漏混凝土設計及施工驗證」，高性能混凝土設計及應用，p66，民國 88 年 5 月。
- [14] 「石門水庫淤泥浚渫作業辦理情形及成效」，水力處北區水資源局，2000。
- [15] 李釗，陳桂清，許書王，港區混凝土構造物鹼質與粒料反應調查與潛勢分析研究，台灣省政府交通處港灣技術研究所研究報告，1999 年。
- [16] 李釗、陳桂清、許書王、柯正龍、巫柏蕙，高雄港區混凝土構造物鹼質與粒料反應調查與潛勢分析研究，交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究報告，2000 年。
- [17] 李釗，許書王，台灣地區鹼質與粒料反應抑制策略之研究，國立中央大學土木工程研究所博士論文，1999 年。
- [18] 李釗，劉志堅，台灣地區粒料活性探討暨鹼質與粒料反應電化學維修策略研究，國立中央大學土木工程研究所博士論文，2003 年。
- [19] ASTM C1260-94 “Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)”，1998.
- [20] ASTM C227-97a “Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)”，1998
- [21] 蘇吉立 (1996) "高雄港老舊碼頭調查研究系列報告"，港灣報導，第 38 期，41 頁至 43 頁。
- [22] 李延恭、謝明志、蘇吉立 (1996) "老舊碼頭基礎安全性調查及評估"，中華民國第十八屆海洋工程研討會論文集，799 頁至 810 頁。

- [23] 侯和雄、林美霞、陳吉紀、王志成、張吉雄、陳森河、胡聰明(1996) "港灣工程專有名詞"，交通部運輸研究所與宇泰工程顧問公司之(85年)合作辦理計畫，交通部運輸研究所出版。
- [24] 李延恭、蘇吉立、謝明志、陳圭璋 (1998) "高雄港區老舊碼頭安全調查及評估研究"，台灣省交通處港灣技術研究所 87-研(七)，2 頁至 152 頁。
- [25] 蘇吉立 (1998) "重力式碼頭安全檢測與維修研究，港灣報導"，第 46 期，43 頁至 53 頁。
- [26] 李延恭、蘇吉立 (1999) "老舊碼頭調查及評估"，地工技術，第 74 期，93 頁至 104 頁。
- [27] 蘇吉立、李延恭 (2000) "921 集集地震後台中港北碼頭災象調查分析"，地工技術，第 77 期，65 頁至 76 頁。
- [28] 交通部運輸研究所編著 (2002) "橋樑檢測評估與維修人員訓練講習講義"。
- [29] 蘇吉立 (2002) "碼頭維護管理草案之初步建議"，港灣報導，第 59 期，49 頁至 57 頁。
- [30] 李賢華 (2002) "港灣構造物安全檢測與評估"，港灣構造物安全檢測與評估研習會論文集，5-24 頁。
- [31] 蘇吉立 (2002) "碼頭結構安全檢測系統之研建"，中華民國第二十四屆海洋工程研討會論文集，719 頁至 726 頁。
- [32] 陳宗禮、張大鵬等 (2003) "既有鋼筋混凝土結構物延壽之基本思維"，中國土木水利工程學會編著，既有鋼筋混凝土結構物之維修及補強研討會簡報資料，1 頁至 13 頁。

- [33] 曾志煌、王慶福、林美霞、簡連貴、蕭松山、張景鐘、楊文衡、鍾兆君、陳森河、林輝雄、胡聰明、紀志昌、方惠民、張上君、蔡宜狄、黃泓翔、江大齊、李昭平等(2003) "港灣構造物維護管理準則之研究",交通部運輸研究所與海洋大學河海工程學系之 (93 年)合作辦理計畫,交通部運輸研究所出版。
- [34] 苗伯霖,「新型高性能超高強建築材料-活性粉混凝土」,營建知訊,1996 年 7 月,162, pp. 52-60。
- [35] Richard, P. and M. Cheyrezy, "Composition of Reactive Powder Concretes", Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, pp. 1501-1511, 1995.
- [36] 陳振川、苗伯霖、李明君,「超高強高性能混凝土配比及性質研究」,期末報告,財團法人台灣營建研究院,1996。
- [37] 李騰芳、姚錫齡、徐力平、廖淑萍,「以活性粉混凝土(RPC)製造低階核廢料貯藏桶包封容器之研究」,土木水利,第二十六卷,第四期,第 72-78 頁,2000。
- [38] Dugat, J., N. Roux, and G. Bernier, "Mechanical Properties of Reactive Powder Concrete", Materials and Structures, Vol. 29, pp. 233-240, 1996.
- [39] Roux, N., C. Andrade, and M. Sanjuan, "Experimental Study of Durability of Reactive Powder Concretes", Journal of Materials in Civil Engineering, February, pp. 1-6, 1996.
- [40] Bonneau, O., M. Lachemi, E. Dallaire, J. Dugat, and P.-C. Aitcin, "Mechanical Properties and Durability of Two Industrial Reactive Powder Concretes", ACI Material Journal, Vol. 94, No. 4, pp. 286-290, 1997.
- [41] 任望東、段英麗,「活性粉末混凝土的性能研究及應用前景」,中外建築,第三期,第 194-196 頁,2004。
- [42] 賴榮森,「纖維混凝土之發展與應用」,財團法人台灣營建研究院,1983。

- [43] 宋佩瑄，「纖維混凝土實務」，現代營建雜誌社出版，台北，1991。
- [44] 楊錦懷、陳振川，「纖維與混凝土界面握裹力研究及纖維混凝土應用於預鑄接頭」，纖維混凝土發展與應用，台北，第 77-121 頁，1997。
- [45] 陳健、劉紅彬、賈玉丹、鞠楊，「活性粉末混凝土的研究與應用」，工業建築，第三十五期，第 663-667,672 頁，2005。
- [46] 何峰、黃政宇，「矽灰和石英粉對活性粉末混凝土抗壓強度貢獻的分析」，混凝土，第一九五期，第 39-42 頁，2006。
- [47] 吳建興，「活性粉混凝土補強混凝土構件與耐久性能之測試研究」，碩士論文，朝陽科技大學營建工程研究所，台中，2003。
- [48] Cabrera, P. J. G. and A. S. Al-Hasan, "Performance Properties of Concrete Repair Materials", Construction and Building Materials Journal, Vol. 11, No. 5-6, pp. 283-290, 1997.
- [49] 何明錦、吳傳威、彭添家，「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」，內政部建築研究所專題研究計畫成果報告，1998。
- [50] Wang Salmon 原著，凌合、高芳傑、彭生富共譯，「鋼筋混凝土設計」，高立圖書有限公司，1992。
- [51] 中國土木水利學會，「混凝土工程設計規範與解說」，科技圖書，P4-1~4-7，2005。
- [52] Malek, A. M., and Saadatmanesh, H., "Ultimate Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Fiber-Reinforced Plastic Plates," ACI Structural Journal, V. 95, No. 4, July-August, pp. 391-399 (1998).
- [53] 葉芳耀，「碳纖圍束混凝土柱軸壓強度與極限應變之影響因子研究」，博士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北，2003。
- [54] Kent, D. C., and Park, R., "Flexural members with confined concrete," Journal of the structural division, ASCE, Vol. 97, No. 7, pp. 1969-1990(1971).

- [55] Muguruma, H., Watanabe, S., Katsuta, S., and Tannka, S., “A stress-strain model of confined concrete,” Proceedings, JCA Cement and Concrete, Vol. 34, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp. 429-432 (1980).
- [56] Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M., “Analytical model for concrete confinement in tied columns,” Journal of the structural division, ASCE, Vol. 108, No. 12, pp. 2703-2722 (1982).
- [57] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., “Theoretical stress strain model for confined concrete,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826 (1988).
- [58] Fujii, M., Kobayashi, K., Miyagaya, T., Inoue, S., and Matsumoto, T., “A study on the application of a stress-strain relation of concrete,” Proceedings, JCA Cement and Concrete, Vol. 42, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp. 311-314 (1988).
- [59] Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., “Strength and ductility of confined concrete,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607 (1992).
- [60] Richart, F. E., A. Brandtzaeg, and R. L. Brown, “A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses”, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, pp. 104, 1928.
- [61] Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A. W., “ Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers,” Journal of structural engineering, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633 (1997).
- [62] Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1997). “Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites.” Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(5), 583-590.
- [63] Fardis, M. N., and Khalili, H., “FRP-encased concrete as a structural material,” Magazine of Concrete Research, Vol. 34, No. 122, pp. 191-202 (1982).

- [64] Karbhari, V. M., and Gao, Y., "Composite jacketed concrete under uniaxial compression verification of simple design equations," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 9, No. 4, pp. 185-193 (1997).
- [65] Kawashima, K., Hosotani, M., and Hoshikuma, J., "A Model for Confinement Effect for Concrete Cylinders Confined by Carbon Fiber Sheets," NCEER-INCEDE Workshop on Earthquake Engrg. *Frontiers of Transp. Fac.*, NCEER, State University of New York, Buffalo, N.Y., (1997).
- [66] Samaan, M., Mirmiran, A., and Shahawy, M., "Model of concrete confined with fiber composite," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 9, 1025-1031 (1998).
- [67] Miyauchi, K., Inoue, S., Kuroda, T., and Kobayashi, A., "Strengthening effects of concrete columns with carbon fiber sheet," *Transactions of Japan Concrete Institute*, Vol. 114, pp. 143-150 (1999).
- [68] Toutanji, H. A., "Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets," *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 3, 397-404 (1999).
- [69] Saafi, M., Toutanji, H. A., and Li, Z., "Behavior of concrete column confined with fiber reinforced polymer tubes," *ACI Materials Journal*, ASCE, Vol. 96, No. 4, 500-509 (1999).
- [70] Spoelstra, M. R., and Monti, G., "FRP-confined concrete model," *Journal of composites for construction*, ASCE, Vol.3, No. 3, 143-150 (1999).
- [71] Xiao, Y. and Wu, H., "Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 12, No. 2, pp. 139-146 (2000).
- [72] Li, Y.-F., C.-T. Lin and Y.-Y. Sung, " A Constitutive Model for Concrete Confined with Carbon Fiber Reinforced Plastics ", *Mechanics of Materials*,35, pp.603-619 (2003).

- [73] Yuan, X. F., Lam, L., and Smith, S. T., "FRP-confined RC columns under combined bending and compression: a comparative study of concrete stress-strain models," FRP Composites in Civil Engineering, Vol. I, pp. 749-758 (2001).
- [74] 林慶昌、施晉車、鄭皓元、李秉乾、廖為忠 (1998) , 「玻璃纖維複合材料圍束補強混凝土之承載行為探討」 , 第四屆結構工程研討會 , pp. 2173-2180.
- [75] Wall, J. S. and N. G. Shrive, "Factors Affecting Bond between New and Old Concrete," ACI Materials Journal, Vol. 85, No. 2, pp 117-125, 1988.
- [76] 林至聰、張寬勇、施邦築 , 「RC 材料以 CFRP 圍束補強後受往復力作用試驗之研究」 , 第四屆結構工程研討會 , pp. 2149-2156 , 民國 87 年 9 月。
- [77] 張寬勇、林至聰、施邦築 , 「RC 構件以 CFRP 補強之耐久性試驗研究」 , 第四屆結構工程研討會 , pp. 2093-2100 , 民國 87 年 9 月。
- [78] 施邦築、李有豐、朱國棟 , 「RC 結構補強之材料及工法」 , 土木技術 , 第 5 期 , 第 118-127 頁 , 民國 87 年 7 月。
- [79] 張瑞元 , 「纖維布貼片與水泥混凝土黏結效果之研究」 , 國立中央大學土木研究所 , 碩士論文 , 民國 86 年 6 月。(黃偉慶教授指導)
- [80] 李秉乾、吳岱祐、李宗澤、廖為忠 , 「鋼筋混凝土樑以玻璃纖維強化高分子貼片補強之研究」 , 八十七年度行政院公共工程委員會委託專案研究-橋樑結構修補技術研討會論文集 , pp. C1-C20 , 民國 87 年 , 台北。
- [81] 黃培彰、徐耀賜 , 「利用複合材料進行彎矩及剪力現地補強鋼筋混凝土 T 形梁之研究」 , 結構工程 , 民國 91 年 03 月 , 第 29-41 頁。楊錦懷、陳振川 , 「纖維與混凝土界面握裹力研究及纖維混凝土應用於預鑄接頭」 , 纖維混凝土發展與應用 , 台北 , 第 77-121 頁 , 1997。
- [82] 邱佑宗、朱國棟 , 「橋柱之檢測及碳纖維補強設計與施工」 , 強化塑膠 , 民國 91 年 6 月 , 第 50-59 頁。

- [83] 李有豐、朱育正、張國鎮，「碳纖維高分子複合材料於圓形 RC 橋柱撓曲破壞耐震補強之理論與實驗驗證」，中國土木水利工程學刊，民國 91 年 6 月，第 343-351 頁。
- [84] 徐耀賜、黃培彰，「RC 連續梁運用複合材料碳纖維貼片(CFRP)剪力補強之研究」，結構工程，民 90 年 6 月，第 31-44 頁。
- [85] 王仲宇、洪維鈞、林澄政，「矩形鋼筋混凝土橋柱碳纖維包覆耐震補強之實驗與分析」，中國土木水利工程學刊，90 年 3 月，第 71-85 頁。
- [86] 吳夢嚴，「混凝土裂縫修補後強度及破裂韌性之研究--活性粉質砂漿及無收縮水泥砂漿」，碩士論文，朝陽科技大學營建工程研究所，台中，2003。(干裕成教授指導)
- [87] 吳建興，「活性粉混凝土補強混凝土構件與耐久性能之測試研究」，碩士論文，朝陽科技大學營建工程研究所，台中，2003。(李明君教授指導)
- [88] 李明君、王勇智、吳建興、何偉智，「新材料應用於核能電廠防護或核廢料貯藏設施老劣化、腐蝕與抑制技術之基礎研究」，國科會研究報告，民國 91 年。(計畫編號：NSC 91-NU-7-324-001)
- [89] 徐耀賜，魏志霖，「混凝土橋梁構件之補強與加固」，現代營建，260 期，pp32，2002。
- [90] Park, Robert and Thomas Paulay, “Reinforced Concrete Structures”, A Wiley-Interscience Publication, Wiley, New York, 1975, pp. 769.
- [91] Schlaich, Joerg Kurt Schaefer, and Mattias Jennewein, “Towards a Consistent Design of Reinforced Concrete Structures”, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 32, No. 3, May-June 1987.
- [92] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-95)and Commentary(ACI 318R-95), American Concrete Institute, Detroit, MI, 1995, 369 pgs.

- [93] AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 15th Edition, Washington D. C., 1992.
- [94] Khalifa, A., Gold, W., Nanni, A., and Abdel-Aziz M.I., "Contribution of Externally Bonded FRP to the Shear Capacity of RC Flexural Members", Journal of Composites for Construction(JCC) -ASCE, Vol. 2, No.4, Nov. 1998, pp.195-202.
- [95] Maeda, T., Asano, Y., Sato, U., Ueda, T., and Kakuta, Y., "A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet", Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceeding of the Third Symposium, Vol. 1, Japan, Oct. 1997, pp. 279-286.
- [96] Ritchie, P. A., Thomas, D. A., Lu, L.-W., and Connelly, G. M. "External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics.", ACI Struct. J., 88(4), 490-500, 1991.
- [97] Saadatmanesh, H., and Ehsani, M. R. "RC beams strengthened with FRP plates, I: Experimental study.", J. Struct. Engrg., ASCE,117911, 3417-3433., 1991.
- [98] 彭添富, 李有豐, 張寬勇, 陳威杰, 「碳纖維強化高分子複合材料 (CFRP) 補強 RC 構件設計之研究」, 結構工程, 第十六卷, 第二期, 第 3-14 頁(1991)。
- [99] 蕭興臺, 「複合三明治樑之撓曲理論及其在 RC 樑鋼板補強之應用」, 中國土木水利工程學刊, 第九卷, 第三期, 第 399-407 頁(1997)。
- [100] Chen, Y. H. and Sheu, J. T., "Dynamic Characteristics of Layered Beam with Flexible Core, " Journal of Vibration and Acoustics, ASME. Vol.116, pp.350-356 (1994).
- [101] Chen, Y. H. and Sheu, J. T., "Beam on Viscoelastic Foundation and Layered Beam, " Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.121, No.2, pp.340-344 (1995).
- [102] Roberts, T. M., and H. Haji-kazemi, "Theoretical Study of the Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Externally Bonded Steel Plates," Proceeding of Institution of Civil Engineers, Vol. 187, No 2, pp. 39-55 (1989a).

- [103] Roberts, T. M., "Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentrations in the Adhesive Layer of Plated RC Beams," *The Structural Engineer*, Vol. 67, No. 12. pp. 229-233 (1989b).
- [104] Roberts, T. M., "Shear and Normal Stresses in Adhesive Joints," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 115, No. II. pp. 2460-2479 (1989c).
- [105] Sho-bond Co., "R.C.板及樑補強工法之研究", 日本建築研究所報告, 1984。
- [106] Nanni, A. and Bradford, N., "FRP Jacketed Concrete Under Uniaxial Compression", *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 2, 4, pp. 115-124, 1995.
- [107] ATC-32, *Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations*, Applied Technology Council, Redwood City California, 1996.
- [108] Caltrans, *Bridges, Design Specifications*, 1995.
- [109] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons, Inc., New York, 1996.
- [110] Priestley, M. J. N., and Seible, F., "Seismic and Retrofit of Bridges," *Structural Systems Research Project, Report No. SSRP-93/06*, University of California, San Diego, La Jolla, CA, July 1991.
- [111] Priestley, M. J. N., Seible, F. and Chai, Y. H., "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance," *Structural Systems Research Project, Report No. SSRP-93/06*, University of California, San Diego, La Jolla, CA, August 1992.
- [112] ASTM A183-998 , "Specification for Carbon-Steel Track Bolts and Nuts".
- [113] CNS 13553(JIS K7601) , 碳纖維試驗法(Method of Test for Carbon Fibers).

- [114] CNS 13062 (ASTM D3776) (JIS K7071) , 碳纖維及環氧樹脂預浸材料檢驗法(Methods of Test for Prepreg of Carbon Fiber and Epoxy Resins.)
- [115] CNS 13555 (ASTM D3039) (JIS K7073) , 碳纖維強化塑膠抗拉性能試驗法(Methods of Test for Tensile Properties of Carbon Fiber Reinforced Plastics.)
- [116] CNS 13556 (ASTM D790) (JIS K7074) , 碳纖維強化塑膠抗彎性能試驗法 (Methods of Test for Flexural Properties of Carbon Fiber Reinforced Plastics.)
- [117] CNS 7397 (ASTM D3776) , 玻璃纖維製品檢驗(Methods of Test for Fiber Glass Products.)
- [118] CNS 12780 (ASTM D790) (JIS K7055) , 玻璃纖維強化塑膠之抗彎性能測定法(Methods of Test for Flexural Properties of Glass Fiber Reinforced Plastics.)
- [119] CNS 13559 (ASTM D2344) , 碳纖維強化塑膠層間剪斷強度試驗法 (Methods of Test for Apparent Interlaminar Shear Strength of Carbon Fiber Reinforced Plastics.)
- [120] CNS 13557 (ASTM D2734) , 碳纖維強化塑膠之纖維含量及空孔率試驗法(Methods of Test for Fiber Content and Void Content of Carbon Fiber Reinforced Plastics.)

附錄 A

簡報資料

港灣構造物耐久性與維護機制之研究(2/4)

計劃主持人：陳桂清

研究人員：饒正、蘇吉立、柯正龍、張道光
羅建明、李昭明、何木火

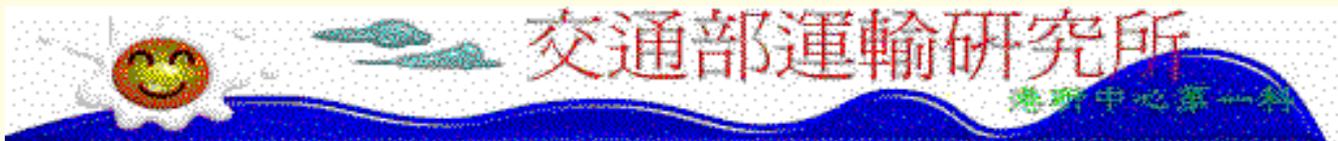


報告人：柯正龍
民國96年03月02



緒論 (1/2)

- 台灣四面環海，地處環太平洋地震帶上，每年地震、颱風等災害不斷。
- 港灣構造物長年處於此巨大外力衝擊與海洋惡劣環境下，甚易造成港工構材諸如鋼板樁腐蝕、混凝土劣化、強度損失以及內部鋼筋腐蝕、斷裂，最後導致結構物損壞、崩塌等現象。
- 構造物之耐久性與安全性威脅甚大，對港埠之營運影響更為至鉅。





緒 論 (2/2)

- 本年度為執行之第二年，計執行四個子計畫
- 子計畫一：碼頭構造物之現況調查研究，以澎湖馬公港及高雄港之鋼樁碼頭腐蝕現況為調查重點。
- 子計畫二：港灣鋼筋混凝土耐久性之研究，探討應用新材料、新工法於港灣土建工程，藉以提升結構物之品質與耐久性。
- 子計畫三：碼頭維護管理系統建置之研究。
- 子計畫四：活性粉混凝土補強R.C.構件與耐久性之研究(與國立台灣科技大學共同合作研究)。



子計劃一：碼頭構造物現況調查之研究

調查範圍：

馬公港：1號碼頭(棧橋式鋼管樁)

基隆港：東2-東7西27號碼頭(鋼板樁)

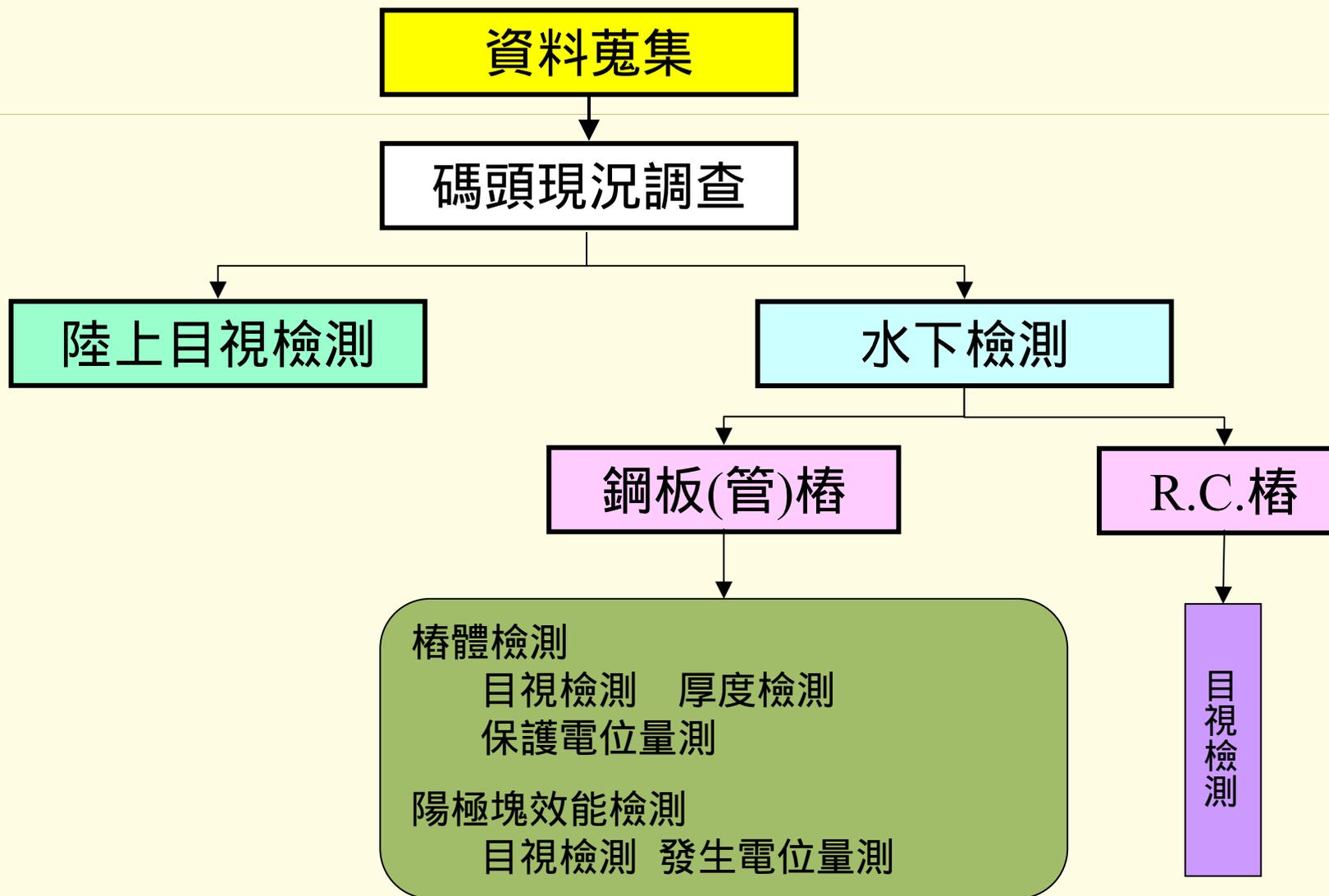
西16-西18號碼頭(棧橋式鋼管樁)

西14號碼頭(棧橋式R.C.樁)

東19號碼頭(棧橋式R.C.樁)

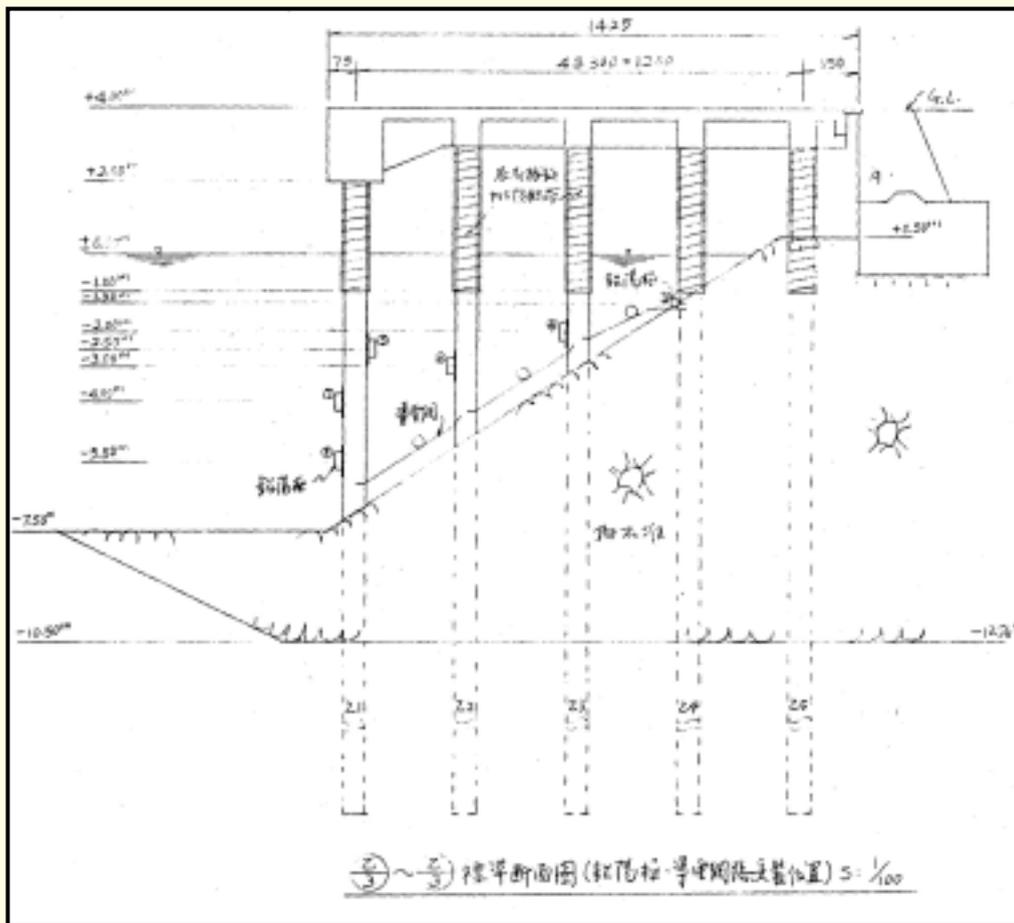


調查流程



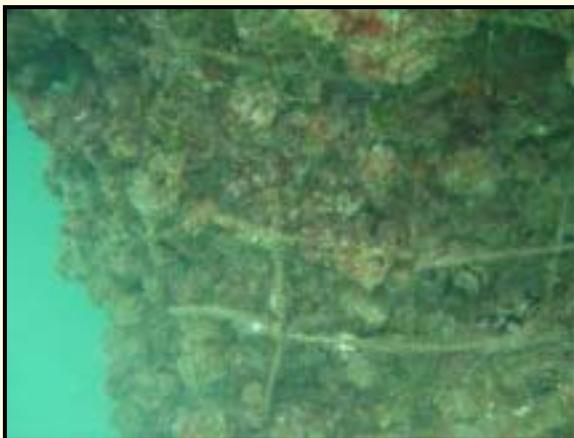


馬公港1號碼頭鋼管樁結構示意



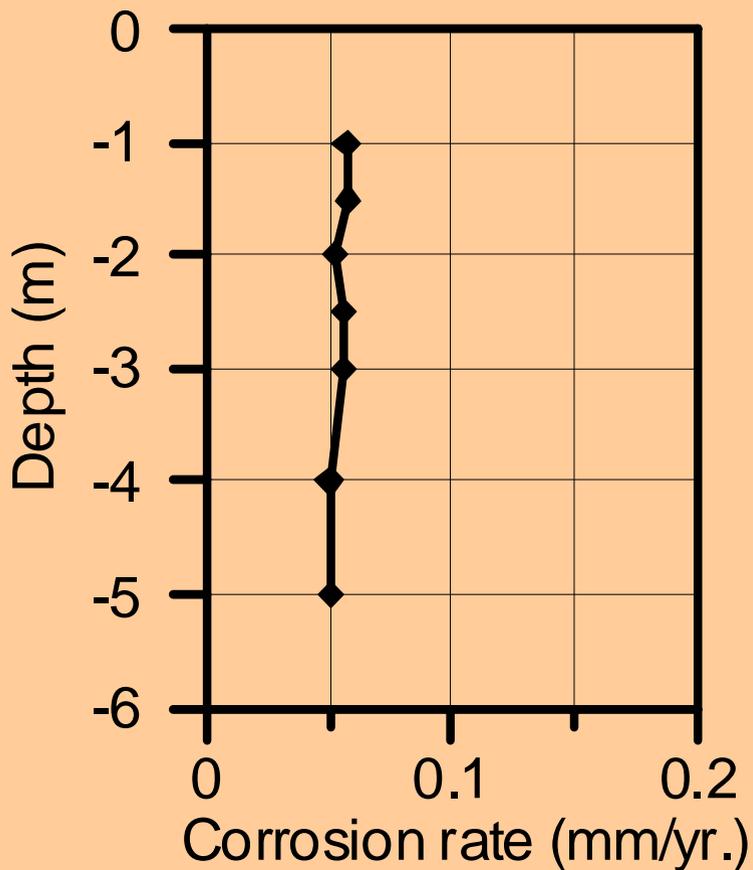


馬公港1號碼頭鋼管樁水下目視





馬公港1號碼頭鋼板樁之腐蝕速率



水深 (m)	腐蝕速率 (mm/yr.)
-1.0	0.05
-1.5	0.05
-2.0	0.05
-2.5	0.05
-3.0	0.05
-4.0	0.05
-5.0	0.05

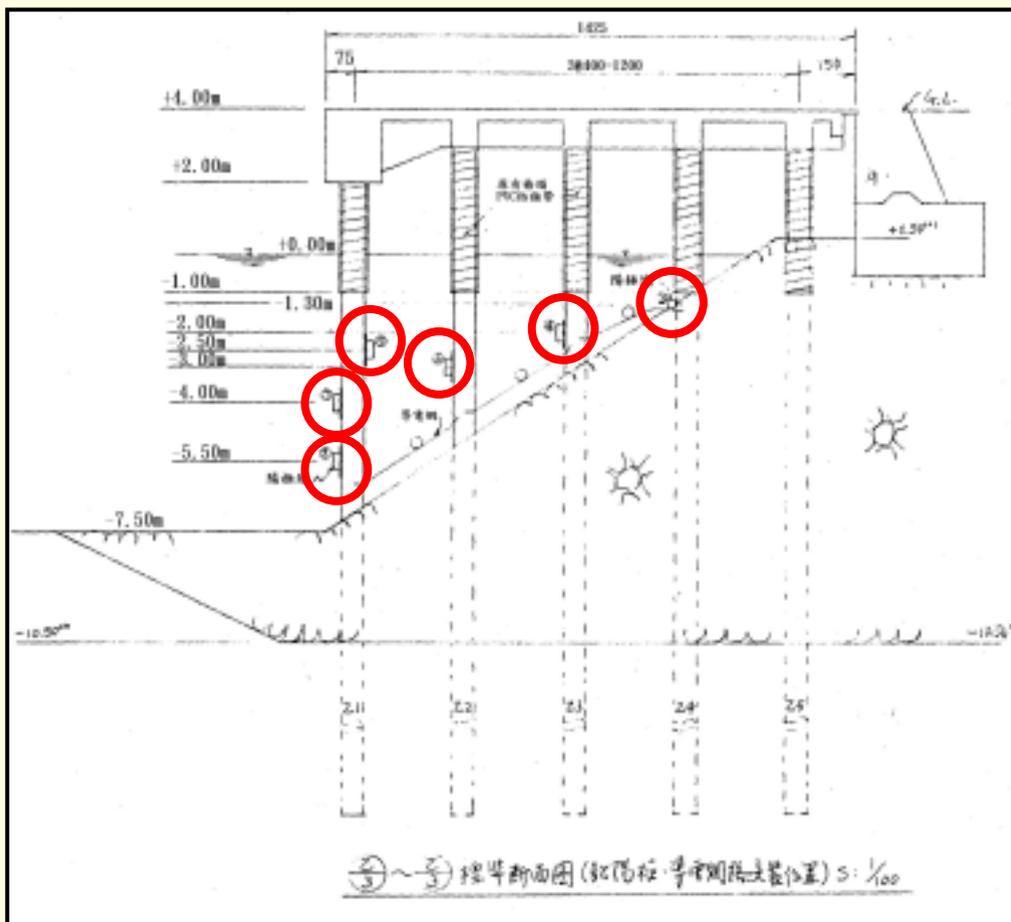


馬公港1號碼頭鋼板樁鋼管樁保護電位

- 隨機抽選240支測樁
- 量測水深為 -1.0 m、 -3.0 m、 及 -5.0 m
- 最大值為 -887mV，最小值為 -1041 mV，小於 -850 mV (以Cu/CuSO₄電極量測)標準防蝕電位值，管樁處於防蝕保護狀態。



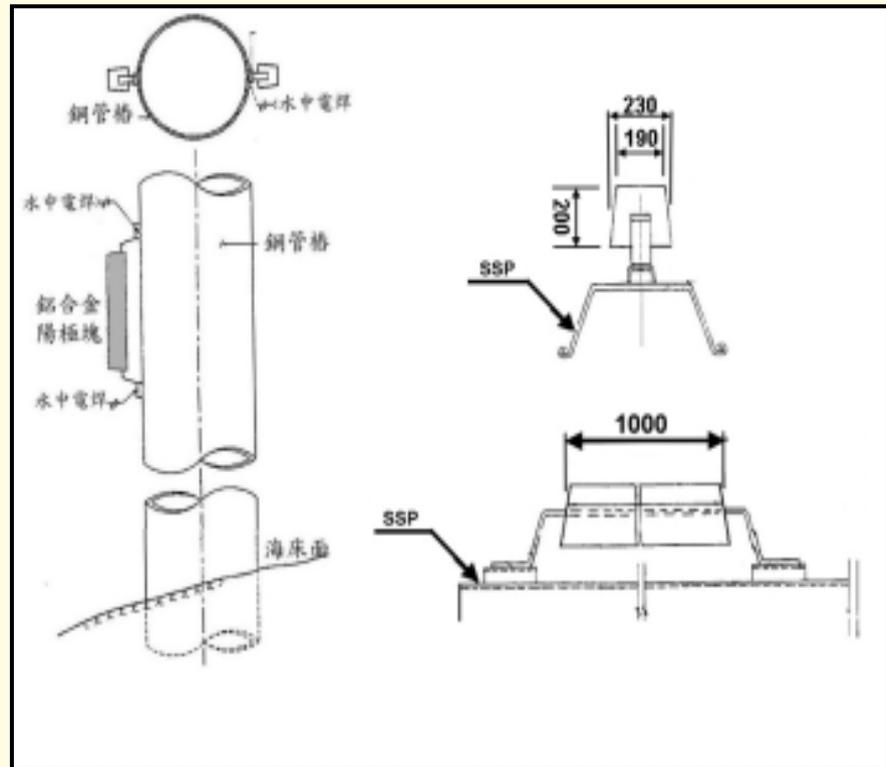
馬公港1號碼頭陽極塊安裝位置





馬公港1號碼頭楊極塊發生電位量測

- 量測時，以高阻抗之數
位電錶探棒之一端接觸
於鋼板樁上，另一端探
測則連接銅/硫酸銅電極，
並置於欲量測位置旁，
量測位置選在陽極塊上
中下三等份處。
- 陽極塊發生電位量最大
值為 -864 mV，最小值
為 -997 mV，已釋出足
夠之防蝕保護電位。





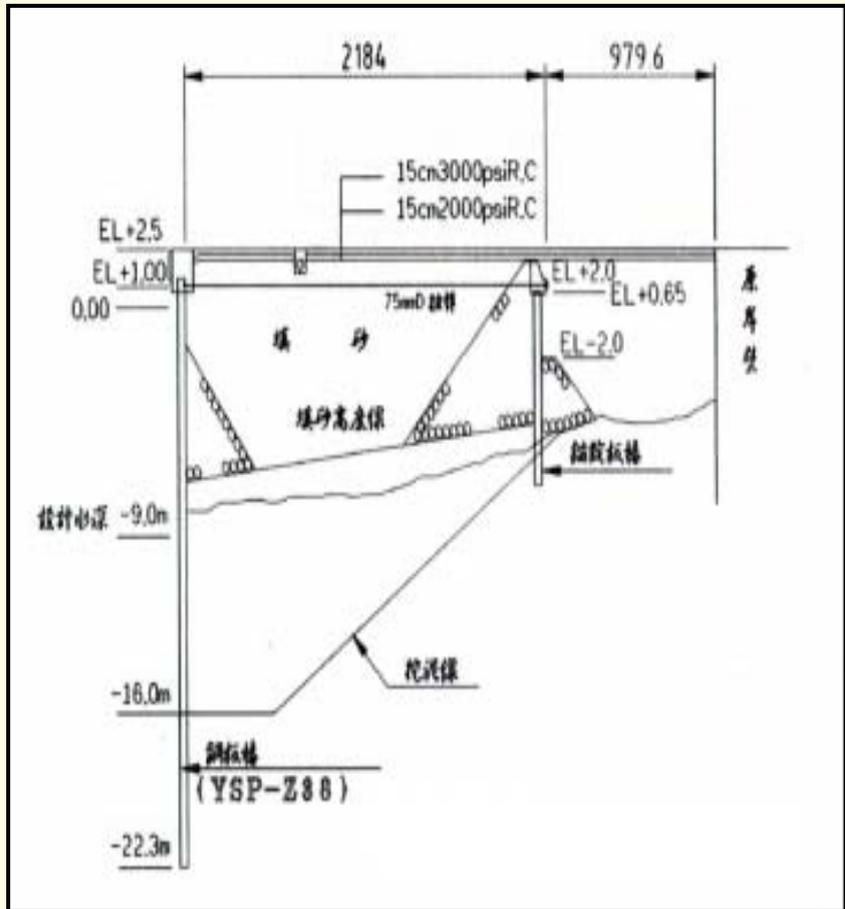
基隆港碼頭平面示意圖



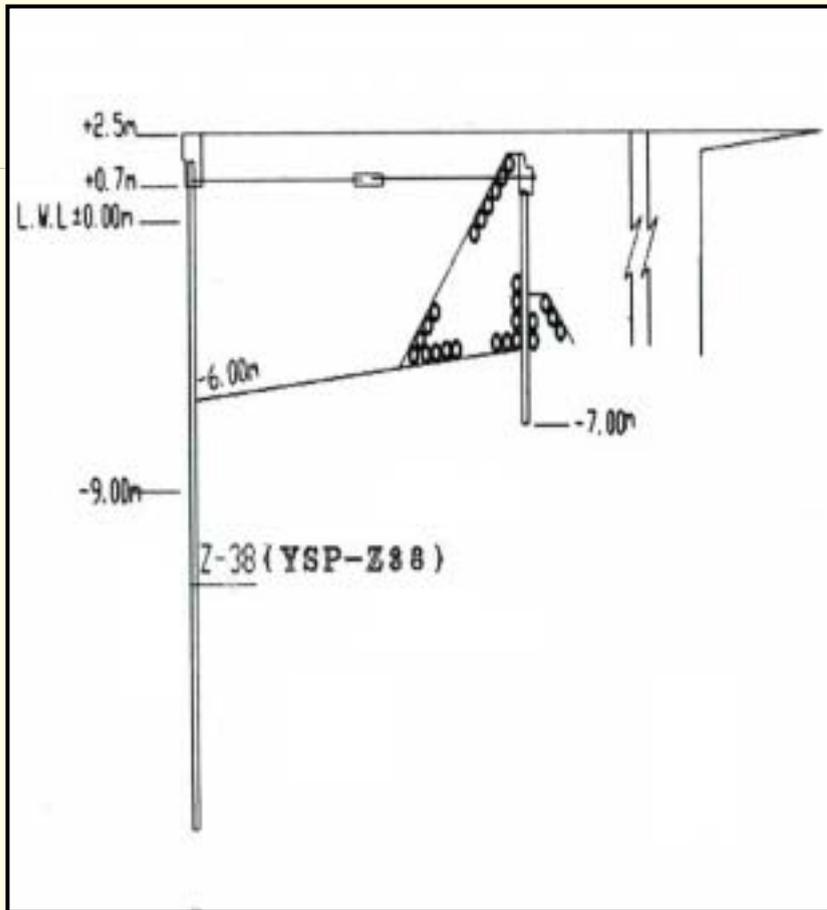


基隆港碼頭基本資料

碼頭編號	用途	長度(m)	寬度(m)	設計水深(m)	設計載重T/M ²
東2	客	200.00	10.5	-9.00	2.3
東3	貨	170.00	10.5	-9.00	2.3
東4	貨	306.30	10.5	-9.00	2.3
東5	軍	169.20	10.5	-9.00	2.3
東6	貨	180.00	15.0	-9.00	2.3
東7	貨	178.00	27.0	-9.00	2.3
西16	櫃	156.50	34.0	-12.0	2.3
西17	櫃	207.00	34.0	-12.0	4.0
西18	櫃	215.40	34.0	-12.0	4.0
東19	散裝	220.00	30.0	-9.00	4.0
西14	貨	172.40	14.8	-9.00	2.5



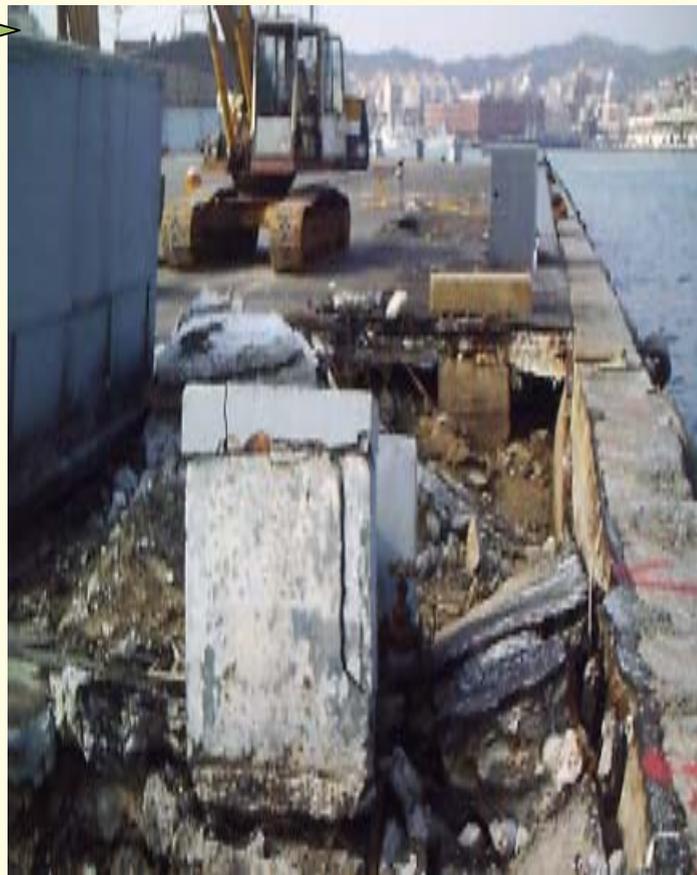
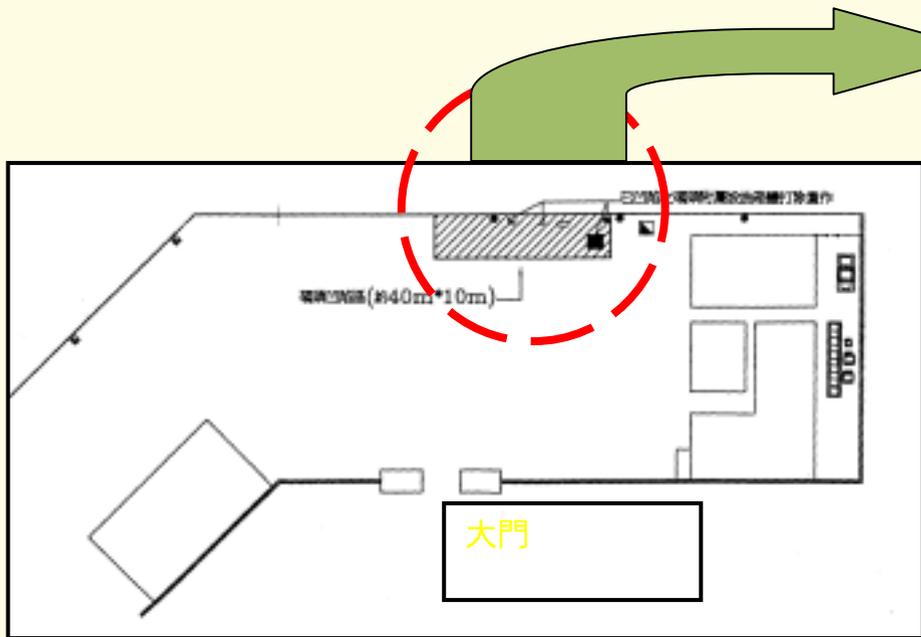
東2至東4碼頭斷面



東5至東7碼頭斷面



基隆港東5碼頭坍塌破壞情形





基隆港東6 - 東7碼頭



碼頭陸上現況

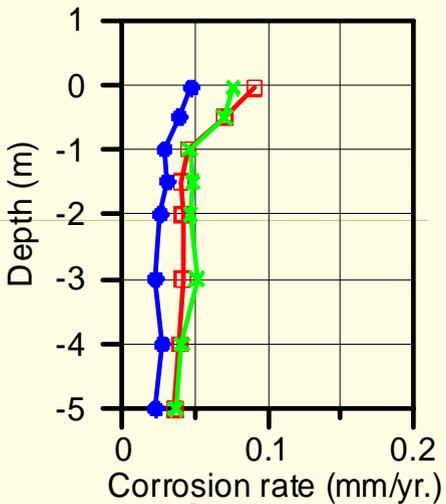


碼頭岸壁混凝土老化情形

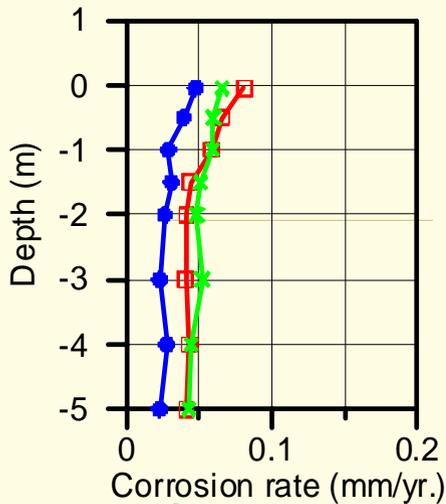


基隆港東7碼頭路面坍塌

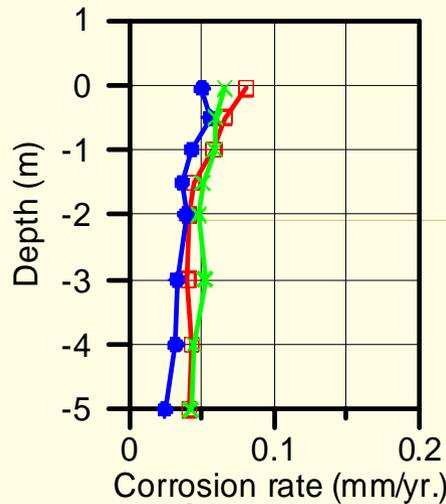




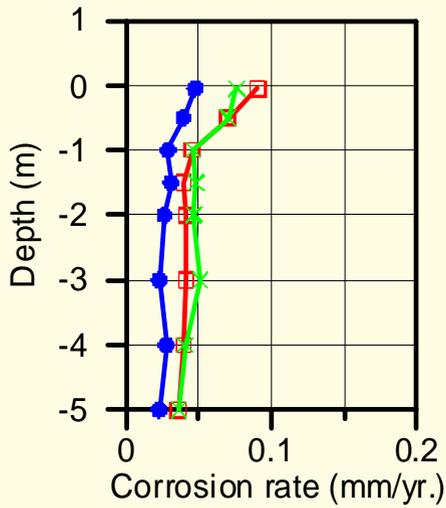
東2碼頭



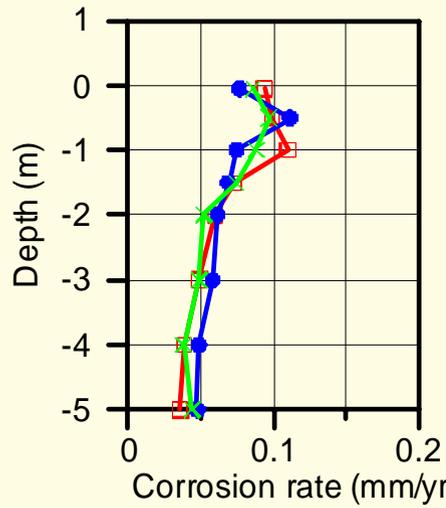
東3碼頭



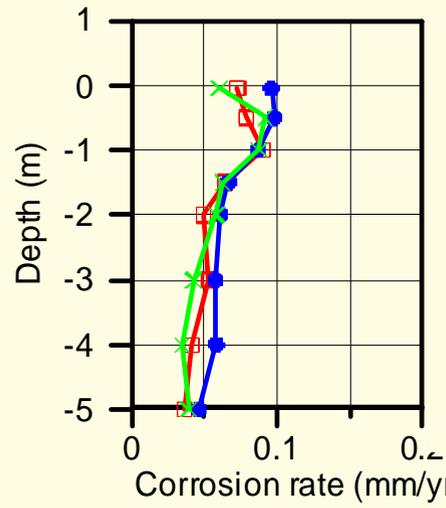
東4碼頭



東5碼頭



東6碼頭



東7碼頭

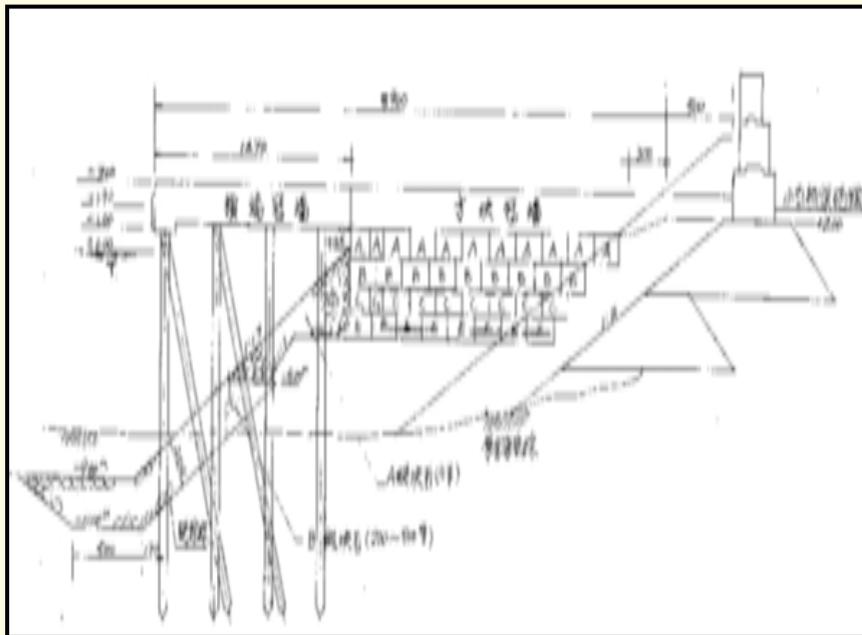


基隆港碼頭鋼樁保護電位

碼頭 編號	保護電位(mV , Cu/CuSO4參考電極)			備註
	最大	最小	平均	
東2	-913	-1051	-963	已達保護鋼樁防蝕目的
東3	-913	-991	-957	已達保護鋼樁防蝕目的
東4	-877	-994	-961	已達保護鋼樁防蝕目的
東5	-814	-916	-958	保護電位略嫌不足
東6	-979	-1004	-983	已達保護鋼樁防蝕目的
東7	-970	-983	-963	已達保護鋼樁防蝕目的
西16	-1004	-1073	-----	已達保護鋼樁防蝕目的
西17				已達保護鋼樁防蝕目的
西18				已達保護鋼樁防蝕目的



基隆港東19碼頭



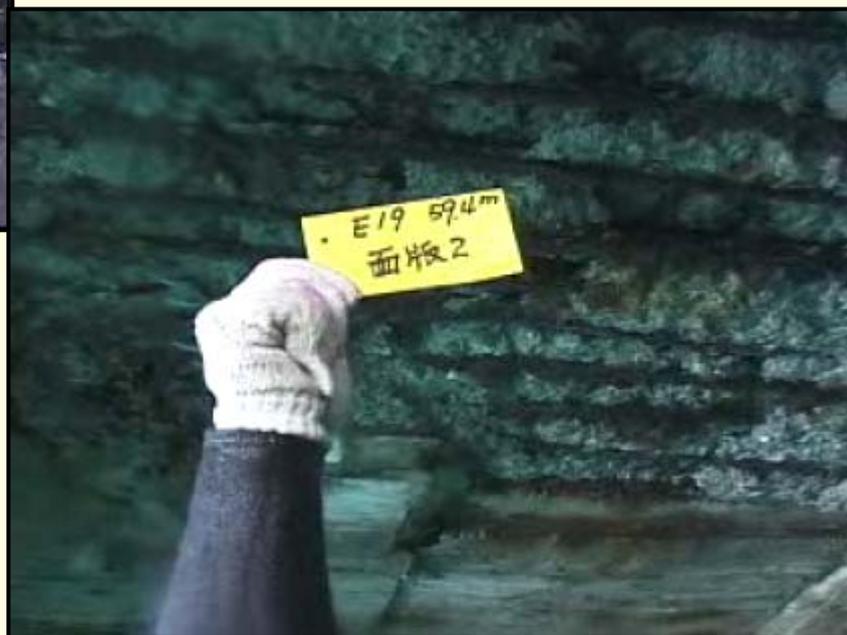
碼頭結構形式



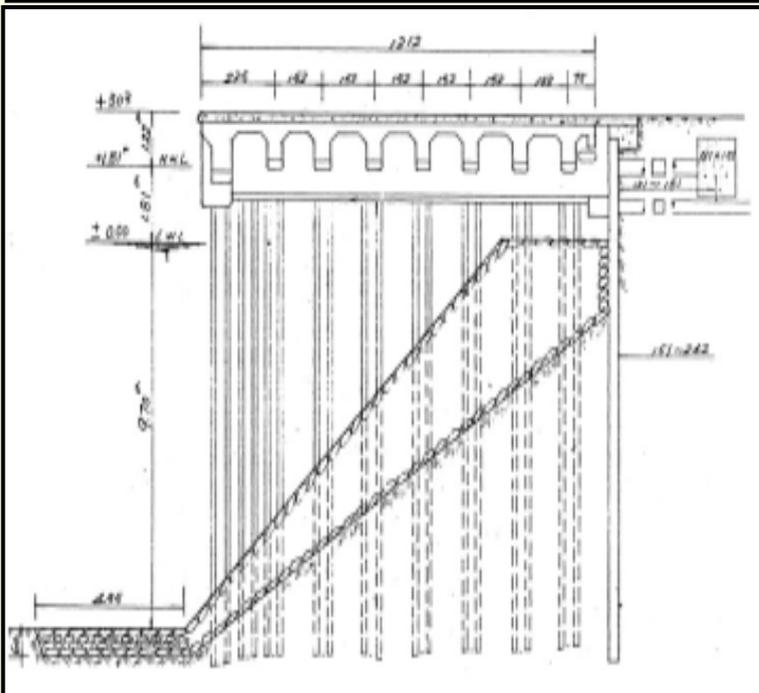
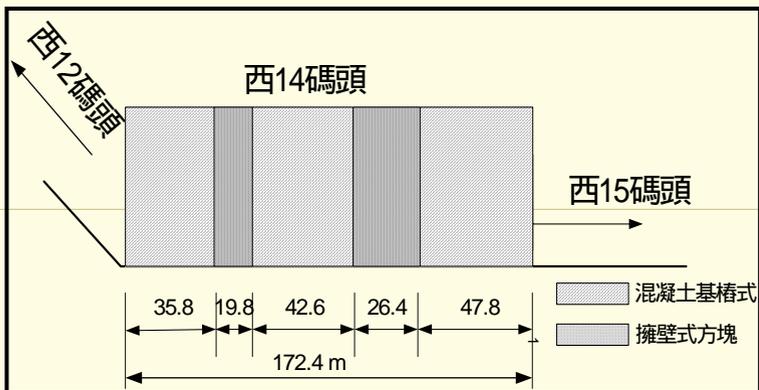
碼頭R.C.底版破壞現況



碼頭R.C.樁破壞現況



碼頭R.C.底版破壞現況



碼頭結構形式



碼頭陸上現況

基隆港西14碼頭



碼頭R.C.底版破壞現況



碼頭R.C.梁破壞現況



結論與建議 (1/2)



碼頭鋼樁之腐蝕速率均小於設計允許值，安裝犧牲陽極塊可達到鋼樁防蝕保護之目的。



基隆港部份碼頭鋼樁使用已超過40年，應加強檢查頻率。



基隆港東5碼頭鋼樁保護電位略嫌不足，建議應增設犧牲陽極塊安裝數量。



基隆港東19及西14棧橋式碼頭R.C.底版及梁多處發現混凝土劣化、鋼筋外露腐蝕生鏽等嚴重破損情形，建議應即時修護或進一步實施安全評估。



結論與建議 (2/2)



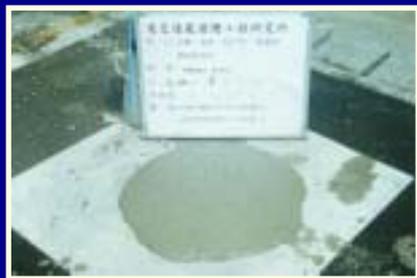
碼頭平時巡查時，可將鋼樁保護電位量測列為必須實施項目。



碼頭使用時間超過二十年以上者，應加強碼頭安全巡查頻率。



各維護單位可參酌相關規範及準則，研訂一套標準化可因地制宜之措施。



子計畫二：港灣鋼筋混凝土耐久性之研究



港灣構造物耐久性與維護機制之研究(2/4)

**Part 1 : 港灣環境下高性能混凝土結構
體之性質研究**

Part 2 : 用水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之影響

**Part 3 : 混凝土構造物鹼質與粒料反應之
調查與潛勢分析**

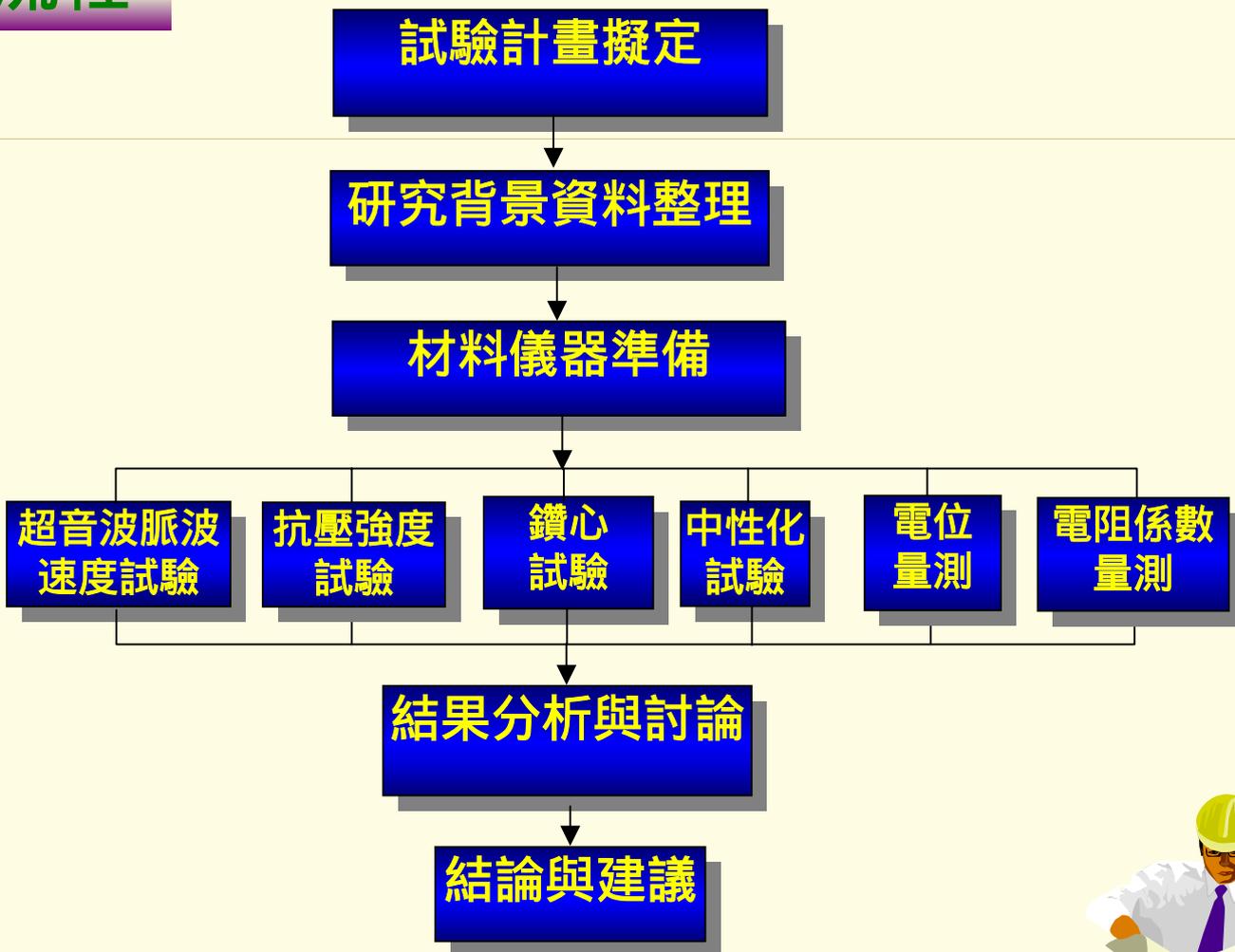
Part 1 : 港灣環境下高性能混凝土結構 體之性質研究

研究目的



在探討本中心在88年灌製的高
性能混凝土試驗牆之耐久性質

試驗流程





高性能混凝土之配比

性質 配比	設計強度 (Kgf/cm ²)	混凝土 種類	重量(kg/cm ³)						水灰比 (W/C)	灌製日期
			粗骨材	細骨材	水泥	飛灰 爐石	水	強 塑 劑		
A	280 (4000psi)	HPC	990	780	250	200	140	10	0.56	88.5.6
B	280 (4000psi)	OPC	894	834	387	-	205	-	0.53	88.5.13
C	350 (5000psi)	HPC	1000	710	300	200	140	11	0.47	88.5.20
D	210 (3000psi)	HPC	980	880	200	220	140	9.5	0.70	88.5.23





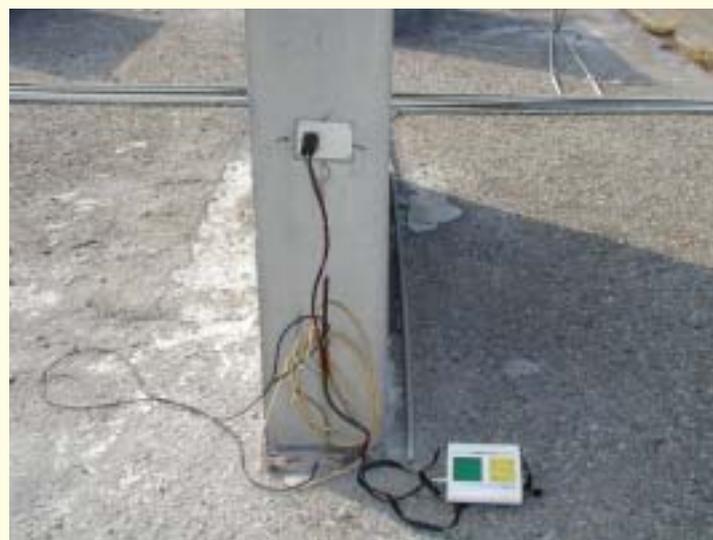
試驗牆鑽心情形



鑽心試體切割



電位量測



Ladder system量測

試驗結果



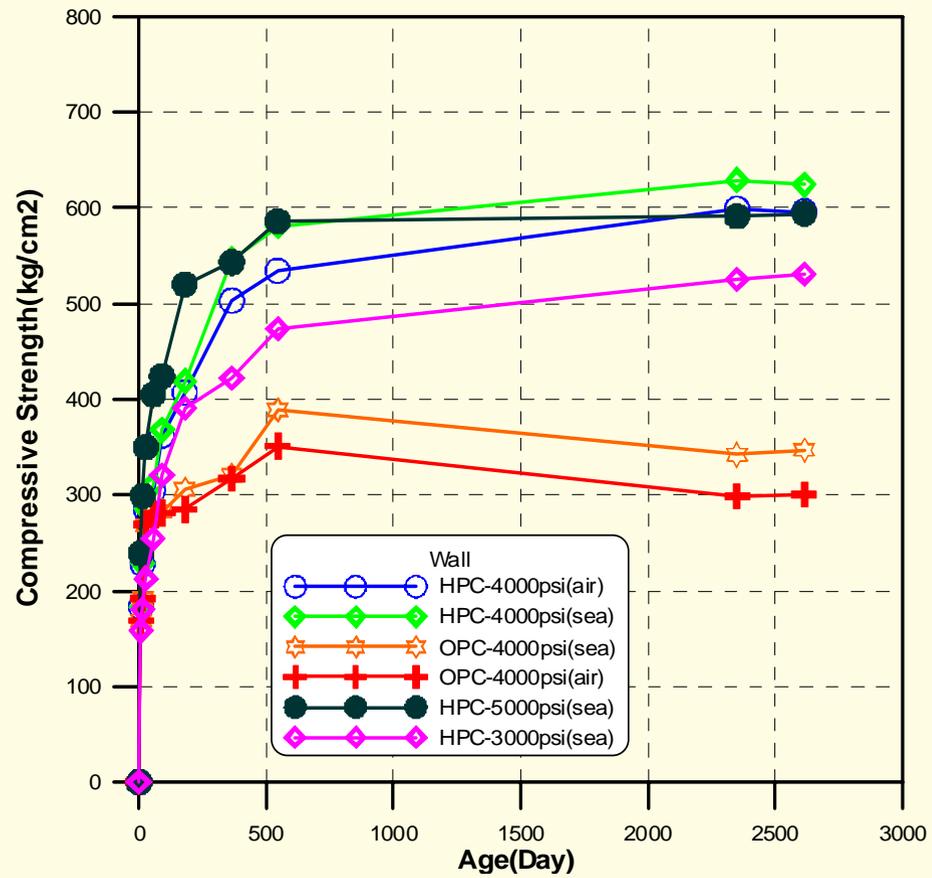
混凝土中性化與電阻係數

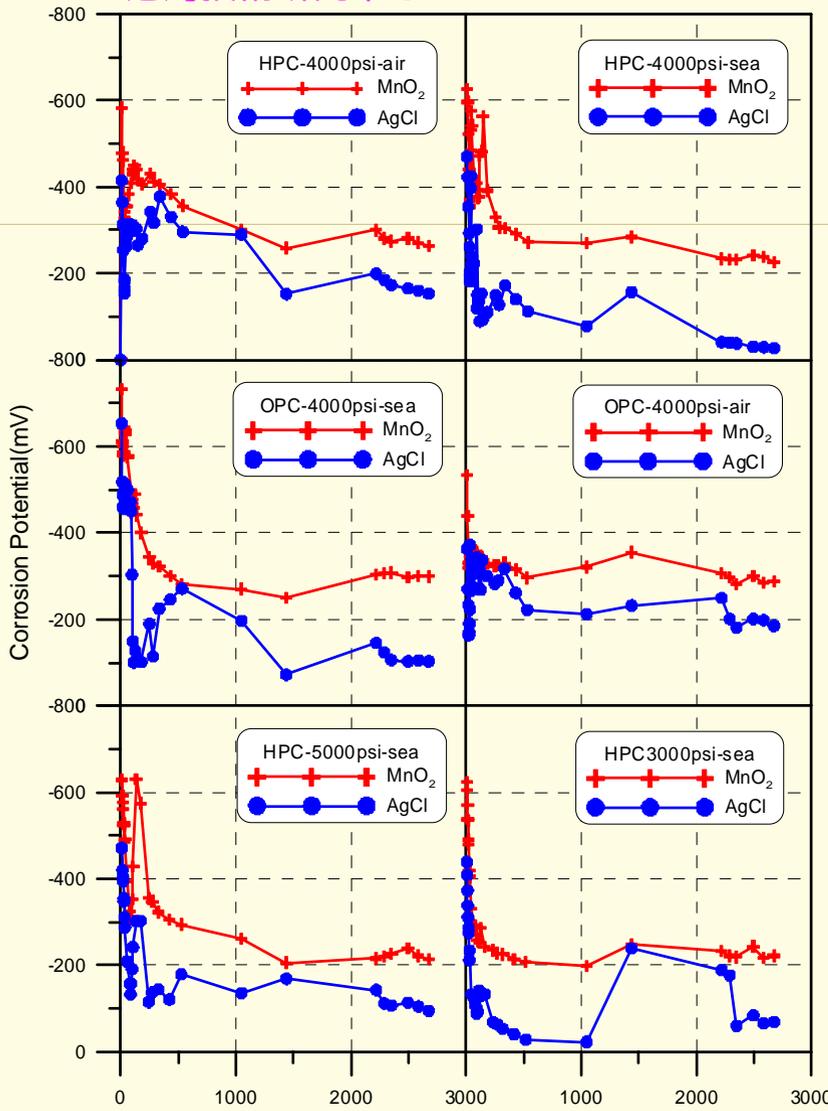
混凝土配比	暴露環境	94年		95年			
		電阻係數 K	cm	電阻係數 K	cm	94年 深度 (cm)	95年 深度 (cm)
HPC 4000psi	AIR	42.9		43.1		0.2	0.1
HPC 4000psi	SEA	44.4		45.3		0	0
OPC 4000psi	SEA	30.8		31.0		0.5	0.4
OPC 4000psi	AIR	34.2		34.6		1.5	1.0
HPC 5000psi	SEA	41.4		42.3		0	0
HPC 3000psi	SEA	51.8		52.1		0	0



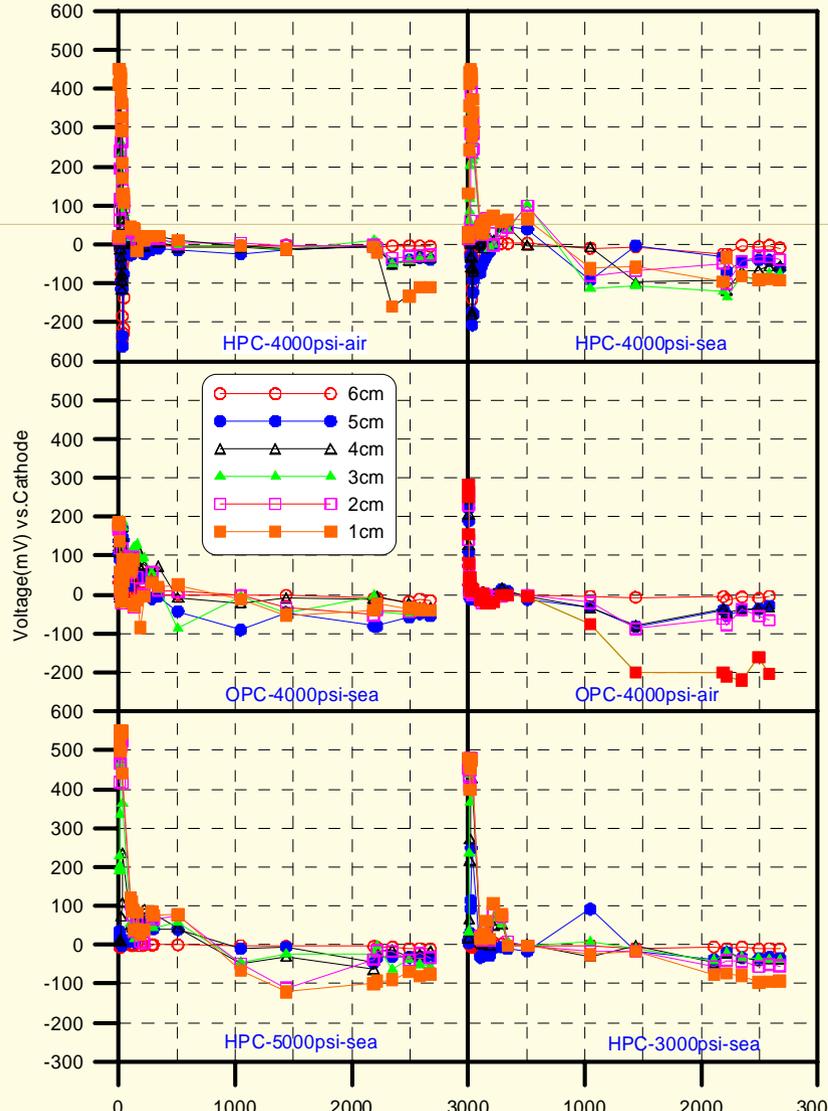


抗壓強度





腐蝕電位與齡期之關係

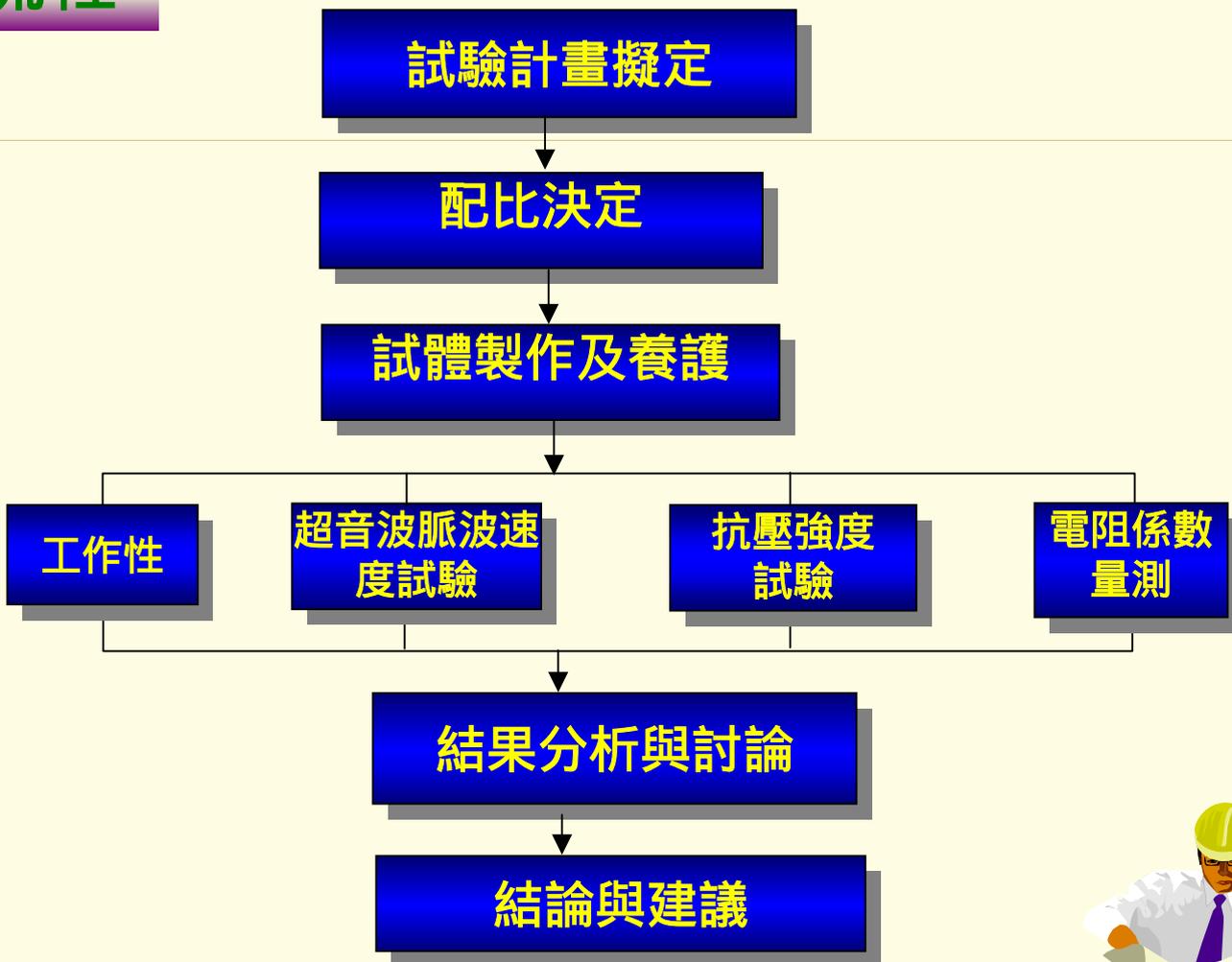


Ladder System各陽極對陰電位與齡期關係



Part 2：用水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之影響

試驗流程





配比設計A 水灰比(W/C = 0.45)

編號	粗骨材 (kg/m ³)	細粒料 (kg/m ³)	水(kg/m ³)	水泥 (kg/m ³)	淤泥取代 細粒料 (kg/m ³)
A-R	863	718	218	484	0%
A-D	863	718	218	484	100%

配比設計B 水灰比(W/C = 0.60)

編號	粗骨材 (kg/m ³)	細粒料 (kg/m ³)	水(kg/m ³)	水泥 (kg/m ³)	淤泥取代 細粒料 (kg/m ³)
B-R	863	819	218	363	0%
B-D	863	819	218	363	100%



水庫淤泥處理情形



塊狀水庫淤泥



洛杉磯磨損試驗儀



淤泥過篩



雷射分析儀

試驗結果

工作性



編號AR配比之坍度



編號BR配比之坍度



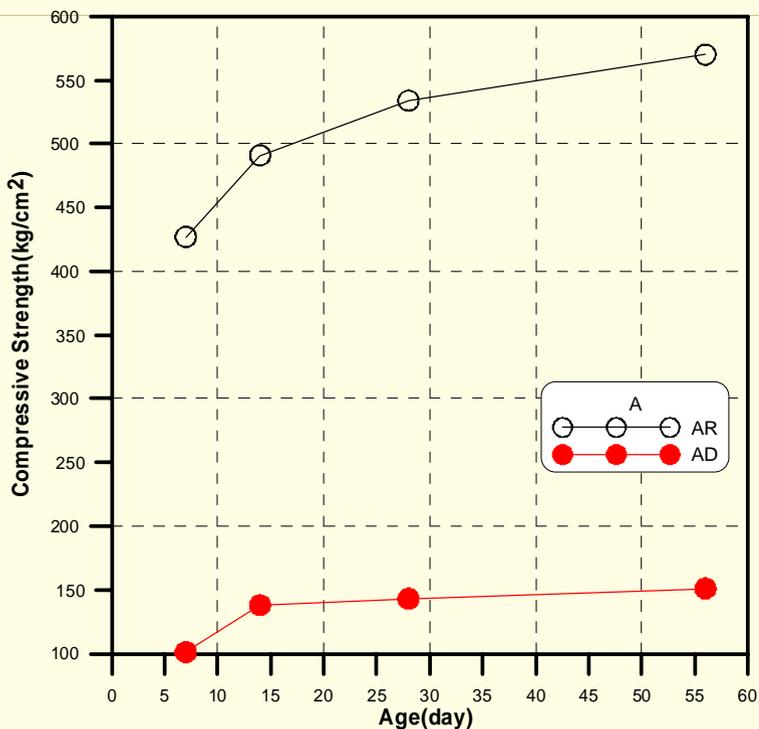
水庫淤泥結成糰塊狀



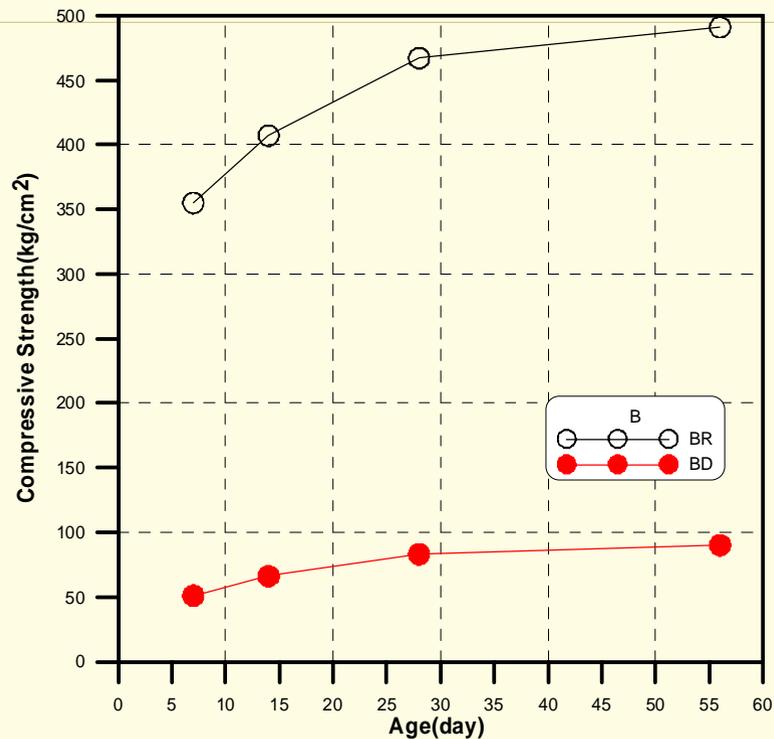
增加水量水庫淤泥之工作性



抗壓強度



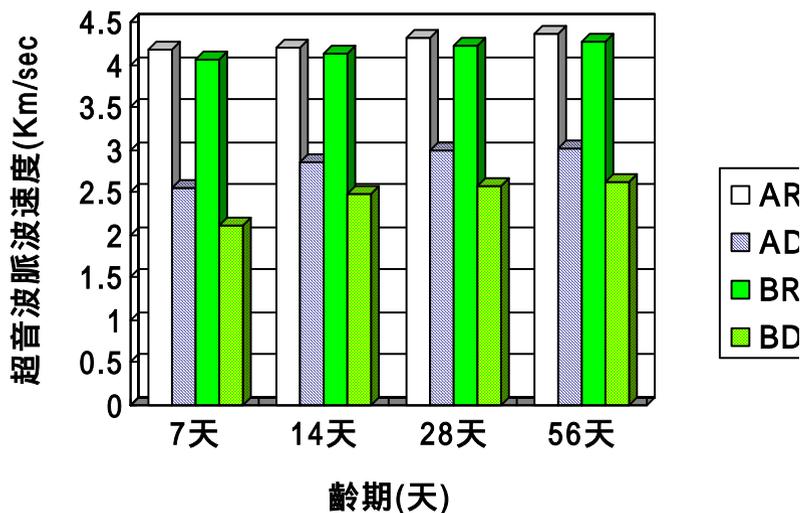
配比A試體之抗壓強發展趨勢



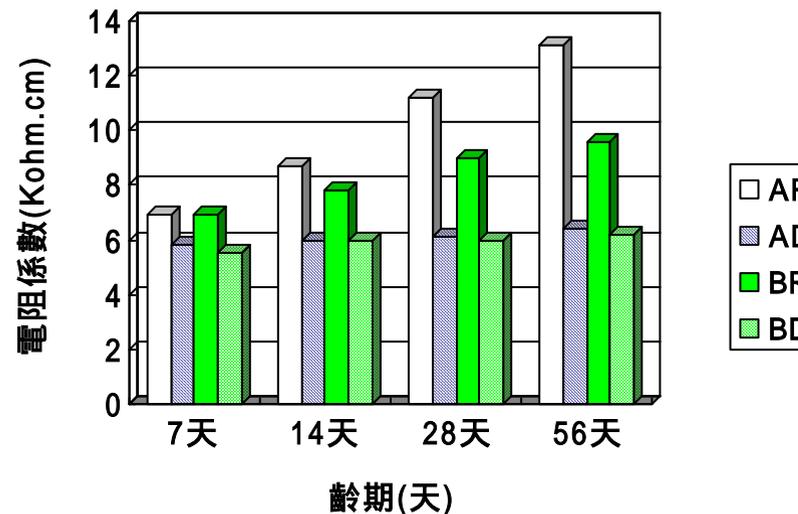
配比B試體之抗壓強發展趨勢



超音波與電阻係數



各配比試體之超音波脈波速度與齡期的關係

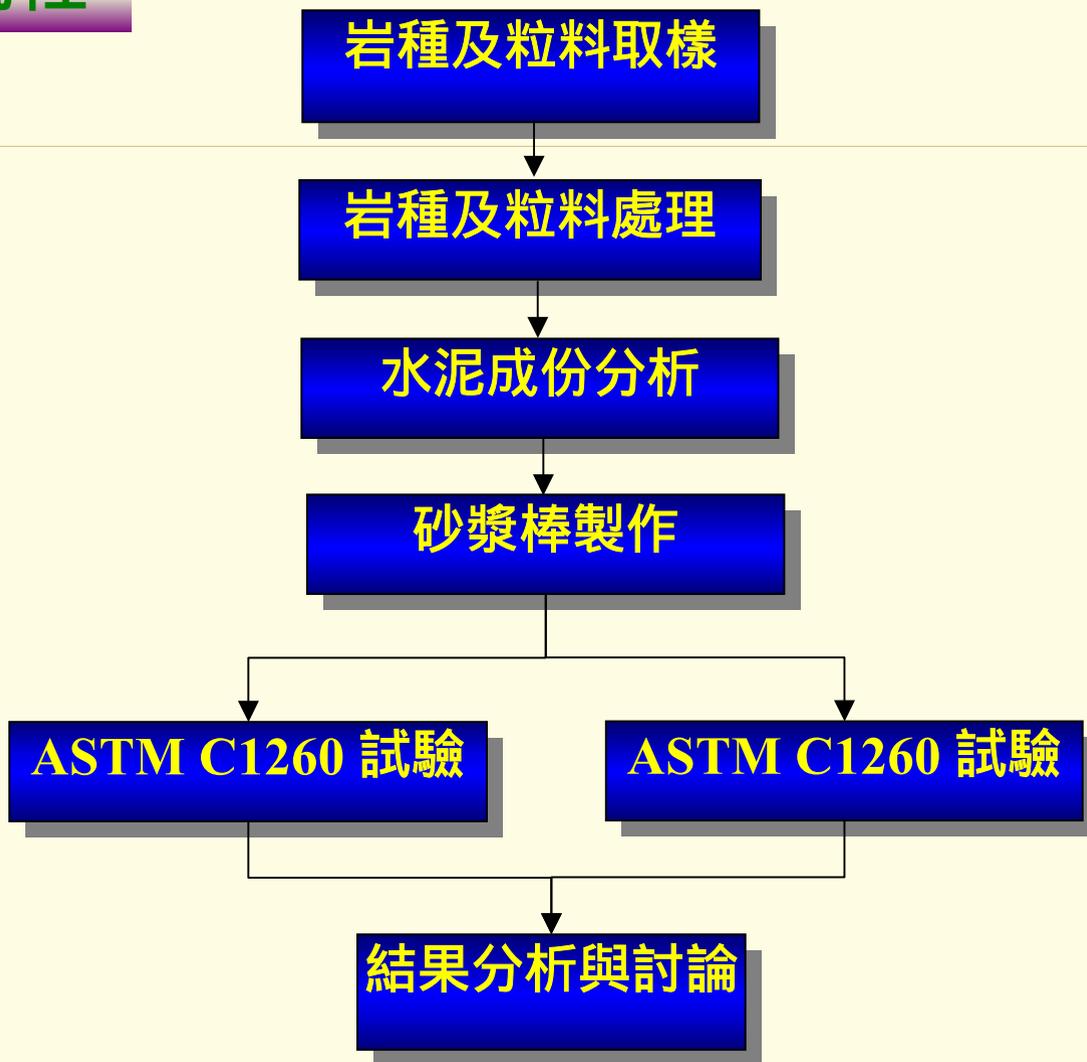


各配比試體之電阻係數與養生齡期的關係



Part 3：混凝土鹼質與粒料反應

研究流程





砂漿棒AAR判斷標準

ASTM C227	ASTM C1260 加速試驗
<p>活性粒料</p> <p>3個月之膨脹量$>0.05\%$或 6個月之膨脹量$>0.10\%$</p>	<p>活性粒料</p> <p>⇒14天之膨脹量$>0.20\%$</p> <p>潛在有害粒料</p>
<p>非活性粒料</p> <p>3個月之膨脹量$<0.05\%$ 6個月之膨脹量$<0.10\%$</p>	<p>⇒14天之膨脹量$0.10\sim 0.20\%$</p> <p>非活性粒料</p> <p>⇒14天之膨脹量$<0.10\%$間</p>



砂漿棒材料配比 (0.513m³/每盤)

試體代號*	水泥(g)	水(g)	粒料(g)	添加料(g)
A	828.0	388.8	#8 186.0	0g
AF20	662.4	388.8	#16 465.6	20 % 飛灰 165.6g
AS40	496.8	388.8	#30 465.6 #50 465.6	40 % 爐石粉 313.2g
AW10	745.2	388.8	#100 279.0	10 % 沉泥 82.8g
AR10	828.0	388.8	#8 167.4 #16 419.0 #30 419.0 #50 419.0 #100 251.1	10 % 活性粉取代粒料 186.2g

*試體代號A表粒料來源為大甲溪 B為東河 C為三仙台



ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (1/3)

粒料	齡期	1天	30天	90天	180天	結果判斷		
						3個月	6個月	綜合判斷
大甲溪粒料		0.001	0.023	0.069	0.065	有害	無害	潛在有害
大甲溪粒料 + 20 % 飛灰		0.001	0.016	0.022	0.035	無害	無害	無害
大甲溪粒料 + 40 % 爐石粉		0.002	0.021	0.023	0.040	無害	無害	無害
大甲溪粒料 + 10 % 沉泥		0.001	0.033	0.057	0.058	有害	無害	潛在有害
大甲溪粒料 + 10 % 活性粉		0.001	0.022	0.032	0.055	無害	無害	無害



ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (2/3)

粒料	齡期	1天	30天	90天	180天	結果判斷		
						3個月	6個月	綜合判斷
東河粒料		0.042	0.213	0.325	0.363	有害	有害	有害
東河粒料 + 20 % 飛灰		0.033	0.128	0.138	0.186	有害	有害	有害
東河粒料 + 40 % 爐石粉		0.025	0.138	0.135	0.193	有害	有害	有害
東河粒料 + 10 % 沉泥		0.025	0.178	0.213	0.322	有害	有害	有害
東河粒料 + 10 % 活性粉		0.018	0.157	0.244	0.299	有害	有害	有害



ASTM C227 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (3/3)

粒料	齡期	1天	30天	90天	180天	結果判斷		
						3個月	6個月	綜合判斷
三仙台粒料		0.023	0.292	0.386	0.482	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 20 % 飛灰		0.016	0.194	0.234	0.313	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 40 % 爐石粉		0.025	0.191	0.295	0.351	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 10 % 沉泥		0.036	0.288	0.325	0.324	有害	有害	有害
三仙台粒料 + 10 % 活性粉		0.029	0.285	0.317	0.338	有害	有害	有害



ASTM C1260 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (1/3)

粒料	齡期	1天	7天	14天	結果判斷
大甲溪粒料		-0.002	0.087	0.131	不具活性
大甲溪粒料 + 20 % 飛灰		-0.005	0.064	0.089	不具活性
大甲溪粒料 + 40 % 爐石粉		0.002	0.065	0.094	不具活性
大甲溪粒料 + 10 % 沉泥		-0.008	0.073	0.167	不具活性
大甲溪粒料 + 10 % 活性粉		0.008	0.063	0.109	不具活性



ASTM C1260 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (2/3)

粒料	齡期	1天	7天	14天	結果判斷
東河粒料		0.047	0.087	0.423	具活性
東河粒料 + 20 % 飛灰		-0.003	0.068	0.218	具活性
東河粒料 + 40 % 爐石粉		0.002	0.082	0.195	不具活性
東河粒料 + 10 % 沉泥		0.020	0.078	0.313	具活性
東河粒料 + 10 % 活性粉		0.000	0.076	0.344	具活性



ASTM C1260 水泥砂漿棒膨脹量試驗結果 (3/3)

粒料 \ 齡期	1天	7天	14天	結果判斷
三仙台粒料	0.019	0.092	0.586	具活性
三仙台粒料 + 20 % 飛灰	0.000	0.054	0.234	具活性
三仙台粒料 + 40 % 爐石粉	0.016	0.061	0.295	具活性
三仙台粒料 + 10 % 沉泥	0.000	0.068	0.425	具活性
三仙台粒料 + 10 % 活性粉	0.019	0.088	0.517	具活性



試驗結果

- ❑ 本研究之高性能混凝土經過兩年持續量測，發現OPC之中性化較為嚴重，在鑽心試體的超音波及抗壓強度上HPC都比OPC佳，顯現有較好的耐久性，同時試驗牆內部之腐蝕電位監測已趨於緩和，變化並不大。
- ❑ 水庫淤泥取代細粒料混拌混凝土之研究發現淤泥並不適合以取代砂，因淤泥粉末太細，會大量吸水造成混凝土結糲，工作性變差，若加水增加工作性，會使混凝土強度降低。
- ❑ 本研究結果顯示摻加20%飛灰、40%爐石粉或10%水庫沉泥、10%活性粉於不具活性之大甲溪粒料或東河、三仙台等活性粒料中，均可達到抑制發生鹼質與粒料反應之目的。





- ❑ 抑制發生鹼質與粒料反應之效益，飛灰或爐石粉大於活性粉及水庫沉泥。
- ❑ 近年國內外相關研究顯示，ASTM C227及ASTM C1260之檢測方法仍有部份須待修正或無法完全適用於各種粒料，建議重大工程如採用上述之檢測方法，必須輔以其他方法再確認。

子計畫三

碼頭本體設施維護管理系統建置之研究(2/4)

(板樁式碼頭檢測系統之建置)

研究人員：蘇吉立、陳桂清、饒正



一、前言

□研究動機

□計畫目的

□研究方法、時程與目標





研究動機

□ 迎合潮流、配合政策與因應基本環境

重視維護管理之理念已為世界之潮流，亦為我國交通政策之一。碼頭營運雜而變數多，且身處海洋惡劣環境，容易產生潛伏性問題，而國內碼頭多已老舊且位處地震帶上，本計畫即為因應這些問題而進行相關問題之研究。



計畫目的

1. 迎合潮流、配合政策與因應基本環境
如前述
2. 解決臺灣現今碼頭維護面臨的重要課題：
 - 2-1. 維護理念之建立與改革。
 - 2-2. 完善可行的維護系統與制度。
 - 2-3. 維護技術的發展。
 - 2-4. 維護人員之培訓。



研究方法

重新檢討整合相關研究之現有檢測理念與檢測方法

檢討整合內容包括：

1. 檢測標的、檢測人員、檢測時機(或目的)與檢測作業階段等基本界定。
2. 港灣設施常見異象之統合分類。
3. 各基本異象與相關行為之觀念。
4. 各式設施結構標準斷面示意圖之繪製。
5. 導致各式設施結構異象之可能機制。
6. 各式設施結構基本檢測部位之標稱與編號。
7. 安全檢測評估系統表之建置。



研究時程與目標

□ 時程

分四年逐年整合建置各式碼頭本體設施之檢測系統，使各類檢測作業標準化與系統化，最後再整合建置成碼頭本體設施維護管理系統。

1. 重力式碼頭檢測系統之建置 (94年)
2. 鋼板樁碼頭檢測系統之建置 (95年)
3. 棧橋式碼頭檢測系統之建置 (96年)
4. 碼頭本體設施維護管理系統之建置 (97年)

□ 目標

使檢測與維護管理作業系統化、簡易化。
並以可行與實用為最終之目標。



二、系統之基本界定

系統基本界定之目的

1. 明確瞭解導致碼頭外視異象之基本機制。
2. 預先導正調查者對可能異象行為之研判方向。
3. 提昇調查者之研判力
4. 同一異象原因之研判，避免因調查者不同而產生太大之差異。



本年度目前已完成之相關項目

1. 界定檢測標的。
2. 界定適用人員。
3. 界定檢測時機。
4. 界定檢測作業階段。
5. 統合碼頭異象分類。
6. 標定重力式碼頭結構外視異象之基本機制。
7. 標定重力式碼頭結構基本檢測部位。



檢測標的之界定

以碼頭主體結構為主，分為：

1. 重力式碼頭
2. 版樁式碼頭
3. 棧橋式碼頭
4. 防波堤

(防波堤暫不納入。)



適用人員之界定

居於下列因素與理念而界定：

1. 建物使用單位或管理單位均缺乏工程專業人才。
2. 碼頭初勘 = 人類醫學之初診。
3. 碼頭細勘 = 人類醫學之細診(或精診)。

**初勘階段適用於一般具專業知識或碼頭安全檢測經驗者。
細勘階段適用於較為高階或更有經驗之專業人員。**



檢測時機之界定

檢測時機分為三類：

1. 平時檢測

屬隨機性或一般性檢測，可為定期與不定期檢測。

2. 例行檢測

定期監測、定期檢測與特殊項目監測與檢測。

3. 災害檢測

工程、營運或天然災害檢測。



檢測作業階段之界定

□ 檢測作業標準化，並區分為五個階段：

1. 先期準備作業
2. 初勘作業
3. 初勘綜合評估作業
4. 細部檢測作業
5. 細部檢測綜合評估作業



碼頭異象之統合與分類

1. 碼頭異象之定義為：

勘查檢測港灣設施之碼頭或防波堤時
於整體設施之外部目視所見之表面異變或劣化之現象

2. 碼頭異象統合分類之目的：

使調查員有統一的溝通與描述語言，並使
調查模式簡單化、統一化與格式化。

3. 碼頭異象分類之統合：

由現地初勘實際觀查統計綜合分類而得。

依其對整體設施之影響性，由輕至重計分：

1.腐蝕 2.龜裂 3.破裂 4.沉陷 5.拱起 6.傾斜 7.崩塌等七大異象



碼頭本體設施結構之相關標定

1. 相關名詞定義與分類引用標準

採用侯和雄等(1996)編製由運輸研所出版之“**港灣工程專有名詞**”

2. 設施定義

為精簡研究範圍，簡化系統之相關處理作業
本研究項目僅限於碼頭本體設施之
重力式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭三項

3. 設施分類

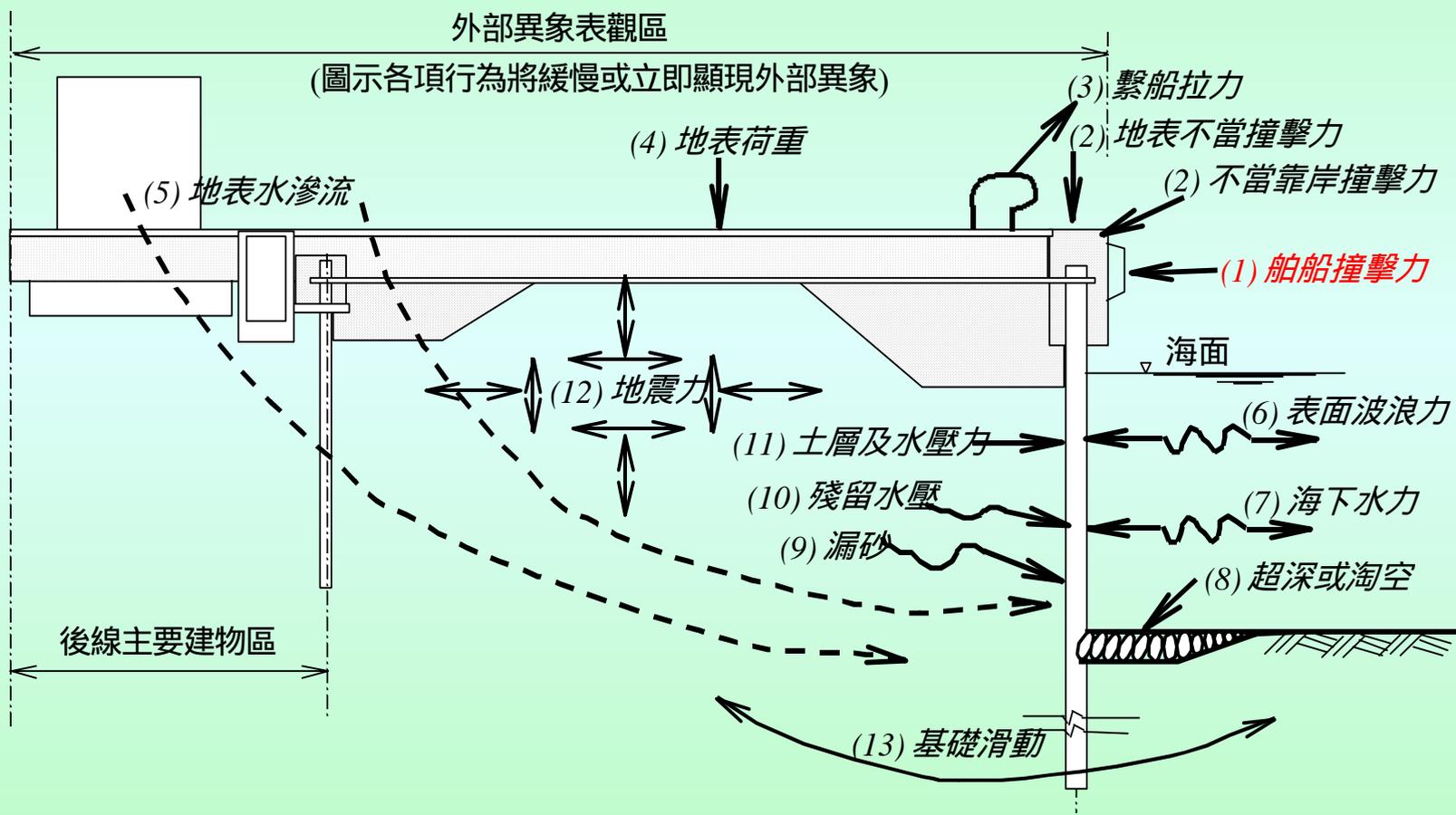
重力式碼頭分為：

沉箱式碼頭、L型塊式碼頭、方塊式碼頭、空心方塊式碼頭
與整塊式碼頭

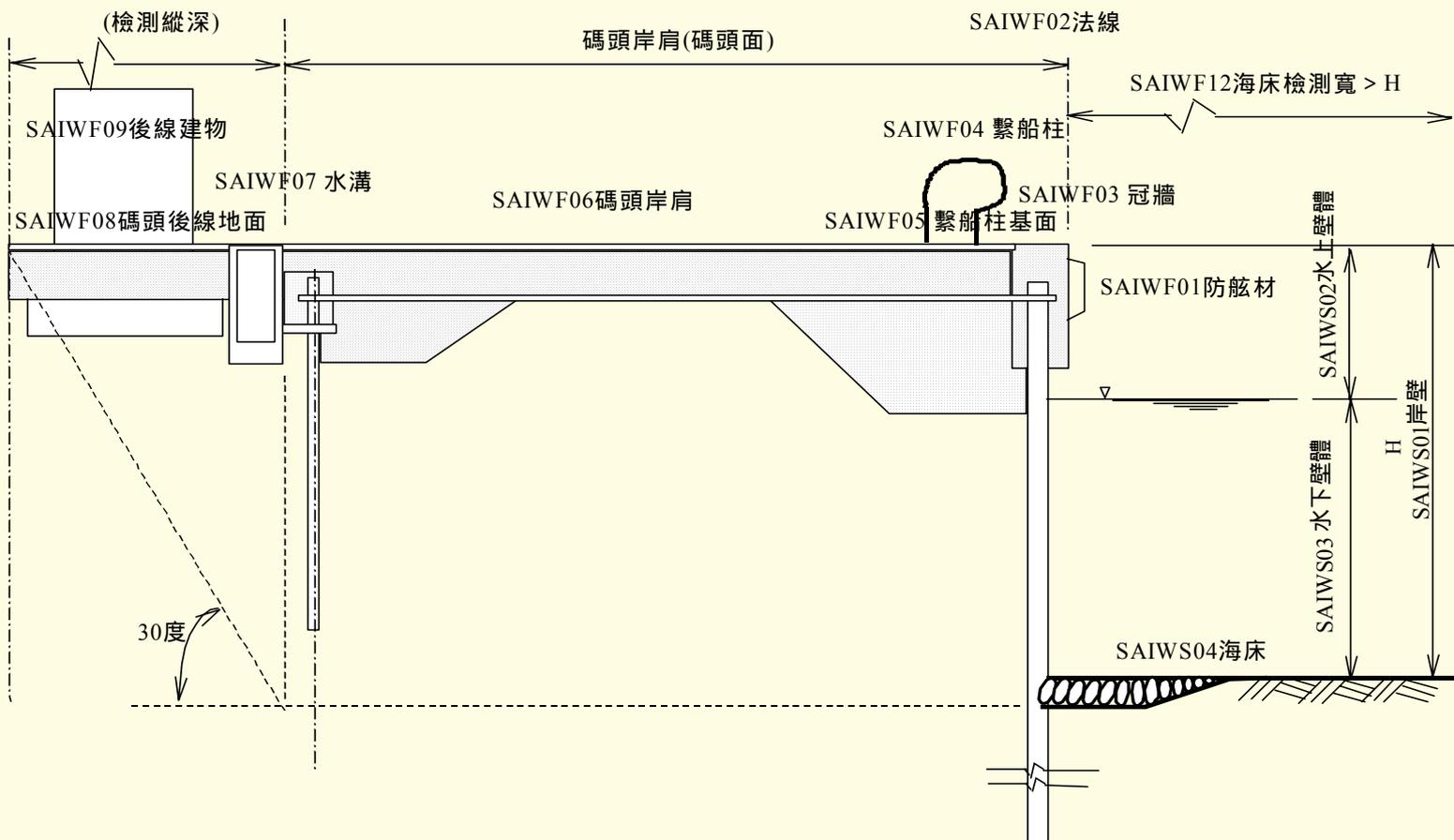
為簡化系統之相關作業處理，本研究再將重力式碼頭劃分為：
沉箱式碼頭與塊式碼頭兩大類。



版樁式錨錠樁碼頭異象基本機制之標定



版樁式錨碇樁碼頭基本檢測部位之標定





系統表之建構

系統之組成分為資料參考表與檢測評估表兩大類

左半部之A0、B0、G0、H0~3為資料參考表

提供檢測作業、評估、與決策之參考。

右半部之C0、D0、E0、F1~3、S1~3則為檢測評估表。

本年度於鋼板樁碼頭檢測系統之建置

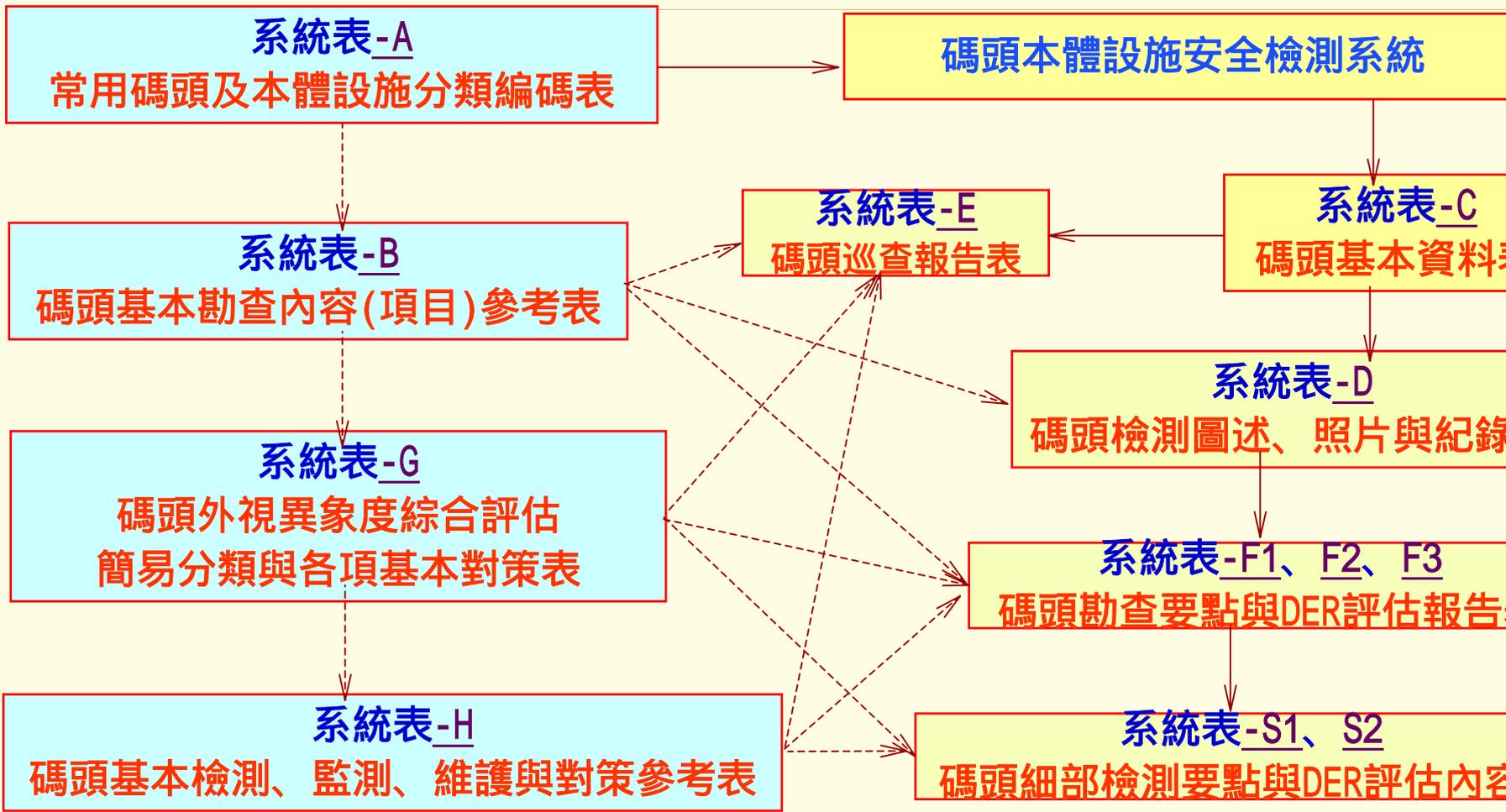
係延續已完成之重力式碼頭檢測系統

於持續印證與檢討該系統後，作部分修正並加以擴充

再整合建構成同時適合重力式與鋼板樁碼頭之檢測系統



三. 系統之建構





四、系統之驗證與應用



台中港1號碼頭歷史案例之驗證



澎湖縣龍門尖山港五期碼頭案例之驗證



高雄港1-1號碼頭現地調查之應用



高雄港1-2號碼頭現地調查之應用



基隆港E-6號碼頭現地調查之應用



基隆港E-7號碼頭現地調查之應用



五、結論與建議

□目前整體研究已完成

1. 系統之版本已由94年系統更進為95年系統。
2. 系統已修正適用於重力式與板樁式碼頭。
3. 重力式碼頭檢測系統利用臺中港1號碼頭歷史破壞與重建案例驗證，結果與當時之處置狀況尚為吻合。
4. 95年新增之現地案例驗證
澎湖龍門尖山港五期(重力式)碼頭
高雄港與基隆港等多處碼頭之應用。



五、結論與建議

□於系統之實用性上之建議

1. 系統更新應持續加強驗證與現地應用測試案例。
2. 驗證與現地應用應不斷加以檢討修正。
3. 驗證與應用過之案例均應建置於檢測資料庫。



子計畫四：

活性粉混凝土補強R.C.構件與耐久性之研究(2/2)

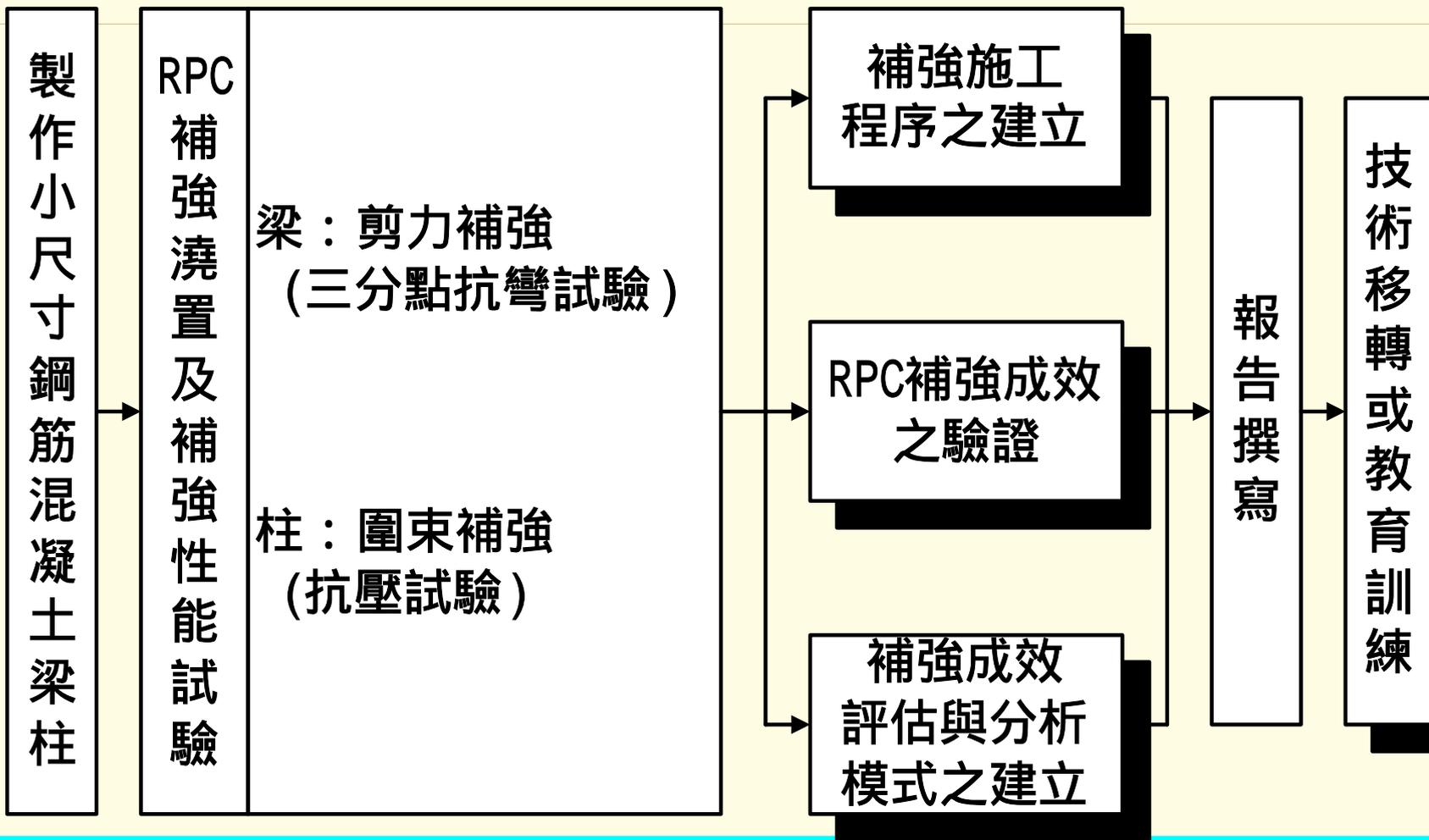
報告大綱

- 緒論
- 文獻回顧
- 試驗計畫
- 試驗成果與討論
- 結論與建議





緒論 - 研究流程





文獻回顧-RPC的主要特性

- 去除粗骨材以改善均勻性。
- 骨材級配採最佳化，以提高密實性。
- 添加鋼纖維以增加韌性。
- 使用良好的養護技術以改善混凝土微觀結構。
- 相較混凝土的脆性破壞，RPC屬延性破壞。
- 具有良好耐久性、環境影響最小。
- 施工方法同普通混凝土之拌和與澆置。



試驗計畫

- 一、**RPC之基本力學試驗。**
- 二、**縮小尺寸鋼筋混凝土梁**：區分為一般鋼筋混凝土(NC組)、以CFRP補強(CFRP組)及以RPC補強(RPC組)。
- 三、**縮小尺寸鋼筋混凝土柱**：區分為一般鋼筋混凝土(NC組)、以CFRP補強(CFRP組)及以RPC補強(RPC組)。



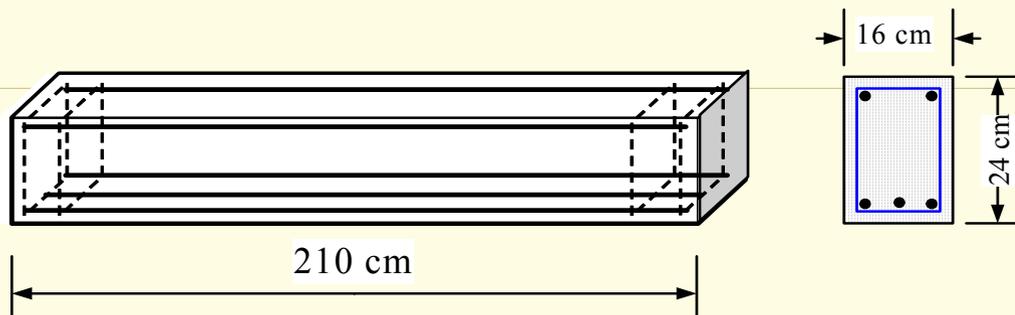
RPC之基本力學試驗

試體名稱	試體尺寸	試驗項目	試驗齡期				
			新拌	3天	7天	28天	56天
活性粉混凝土 (RPC)試體	$\phi 5 \times 10 \text{ cm}$	1.流度試驗	√	-	-	-	-
		2.抗壓試驗	-	√	√	√	√
		3.E、 ν 量測	-	√	√	√	√
		4.劈裂試驗	-	√	√	√	√
RPC抗彎補強試體	$4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$	1.抗彎試驗	-	√	√	√	√
混凝土 試體	$\phi 10 \times 20 \text{ cm}$	1.流度試驗	√	-	-	-	-
		2.抗壓試驗	-	√	√	√	√
		3.E、 ν 量測	-	√	√	√	√
		4.劈裂試驗	-	√	√	√	√
RPC及CFRP補 強試體	$\phi 10 \times 20 \text{ cm}$	1.抗壓試驗	-	√	√	√	√
		2.E、 ν 量測	-	√	√	√	√

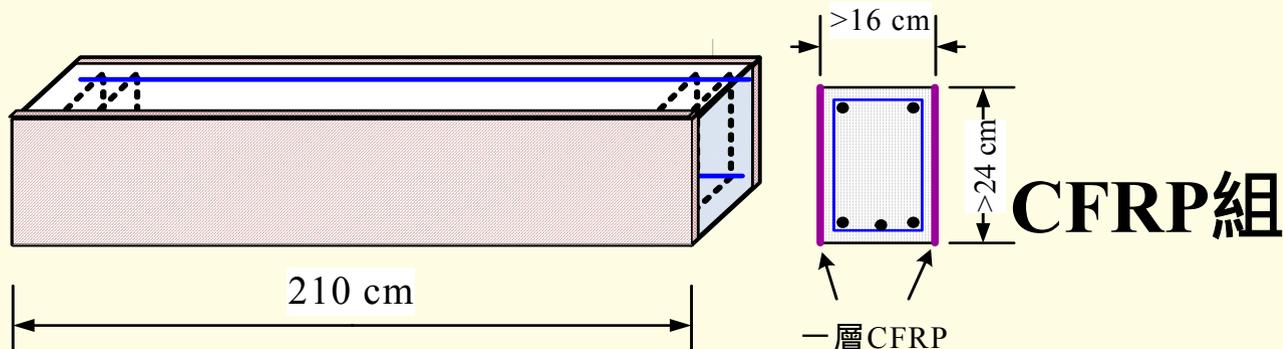


縮小尺寸鋼筋混凝土梁

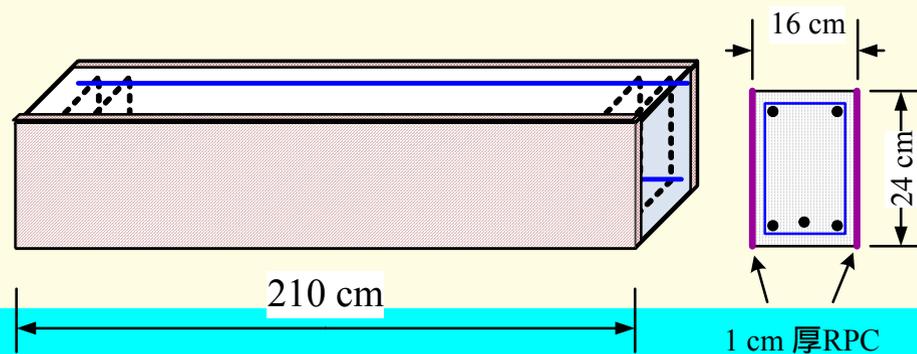
❖ NC組



❖



❖ RPC組

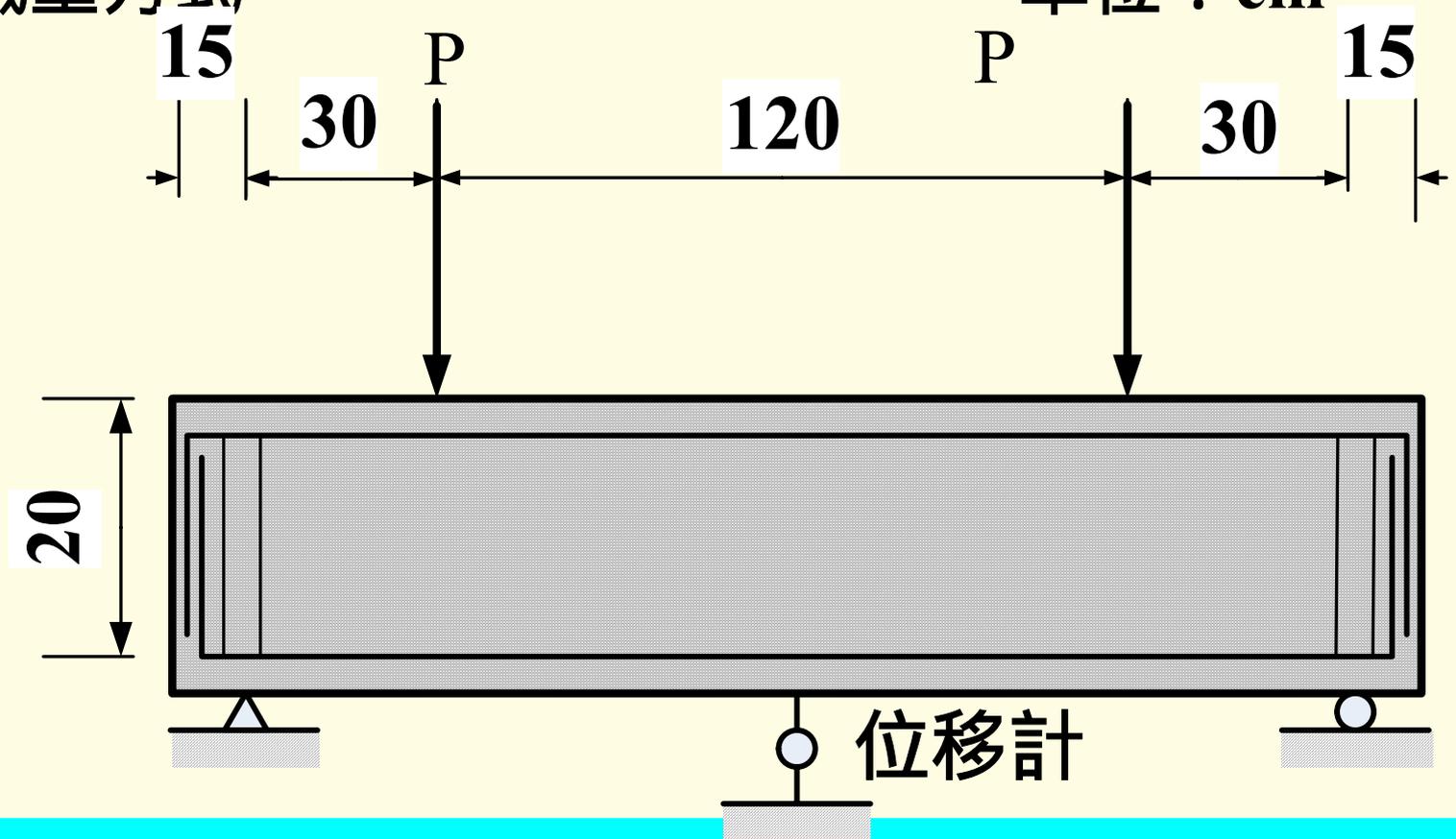




縮小尺寸鋼筋混凝土梁

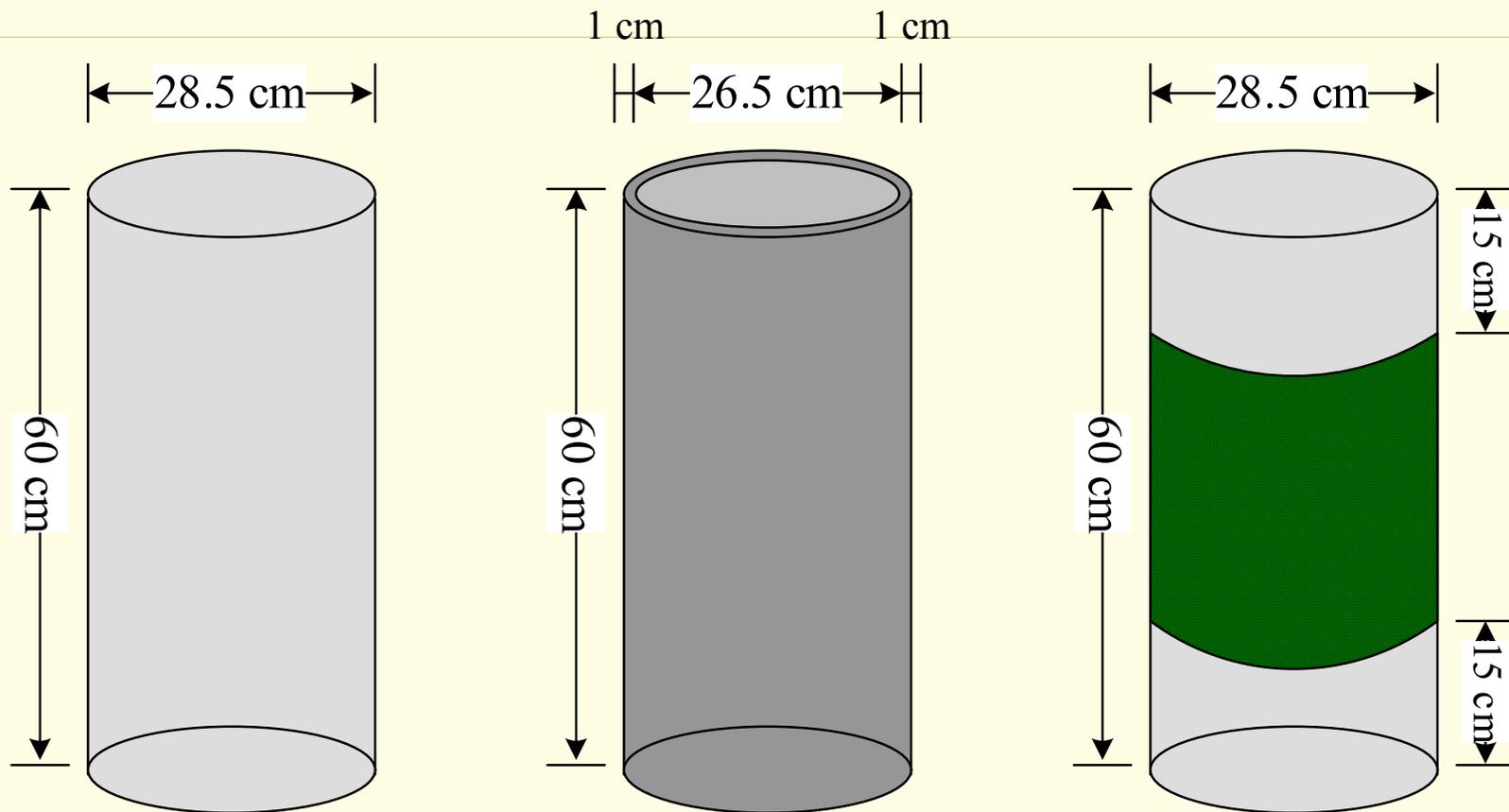
載重方式

單位：cm





縮小尺寸鋼筋混凝土柱



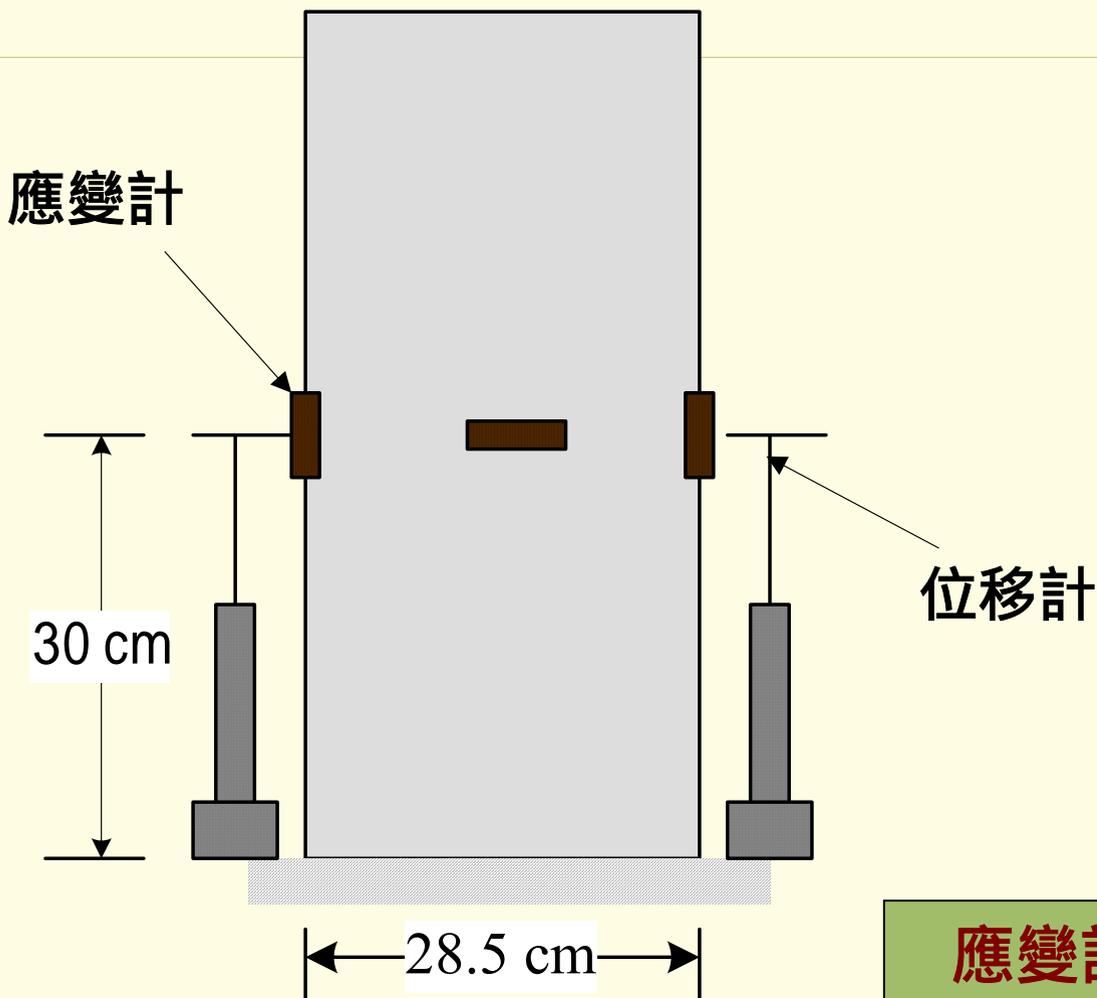
NC 組

CFRP 組

RPC 組



縮小尺寸鋼筋混凝土柱



應變計埋設位置



RPC流動性質

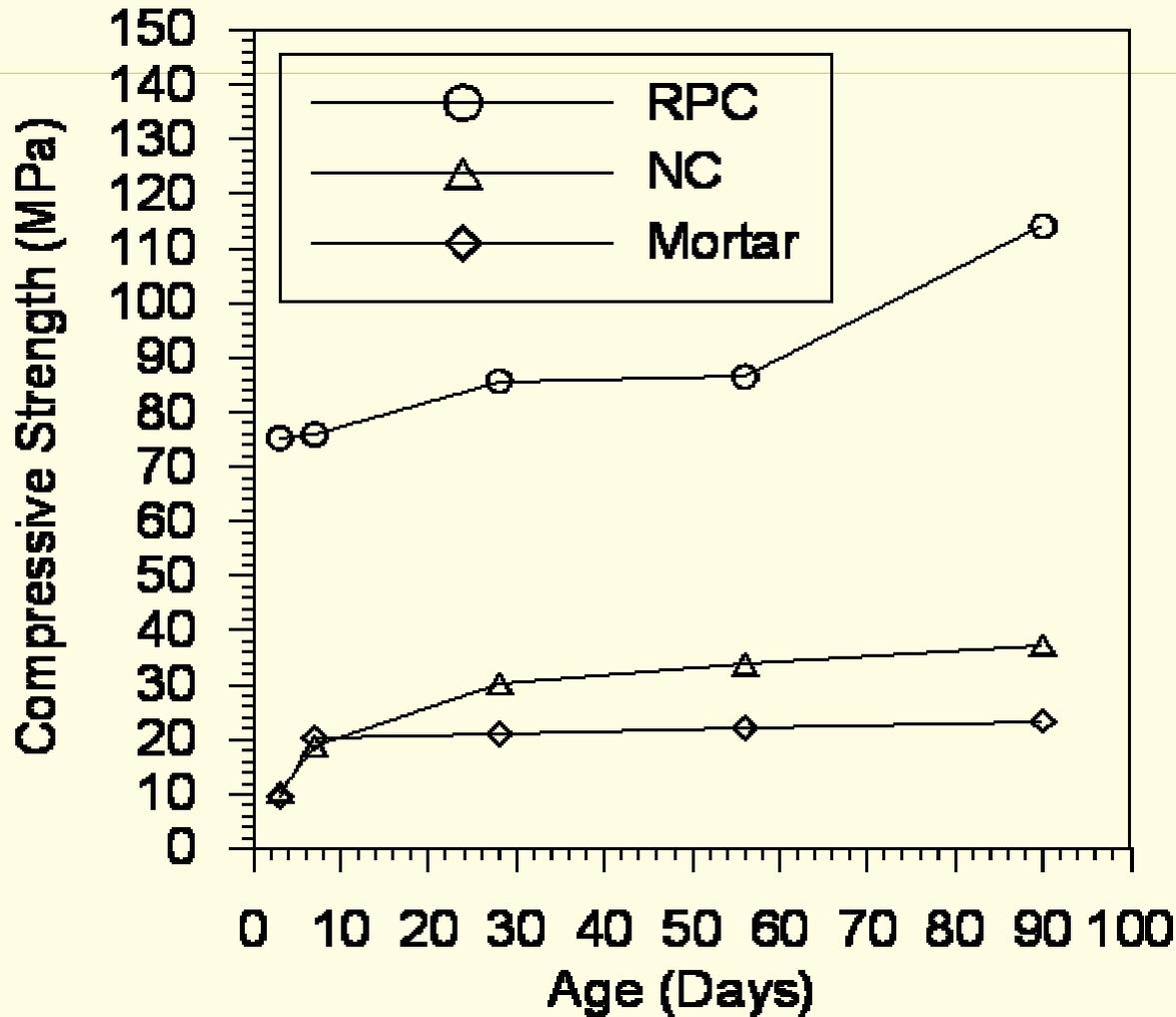
流度達140%，符合灌注作業之需求。



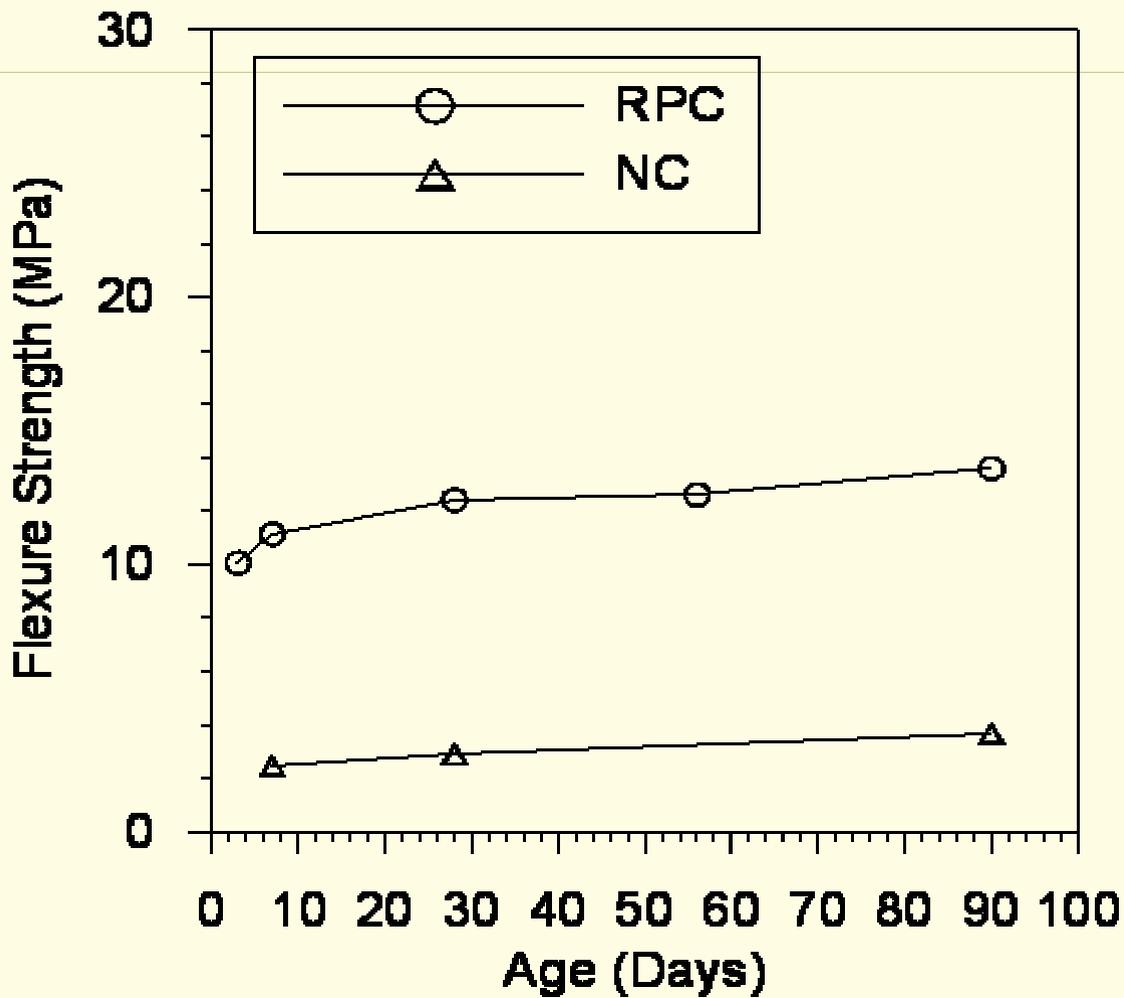


試驗成果與討論

抗壓強度



劈裂強度



彈性模數與卜松比量測

表 2-3 RPC、NC 與 Mortar 彈性模數與卜松比量測結果

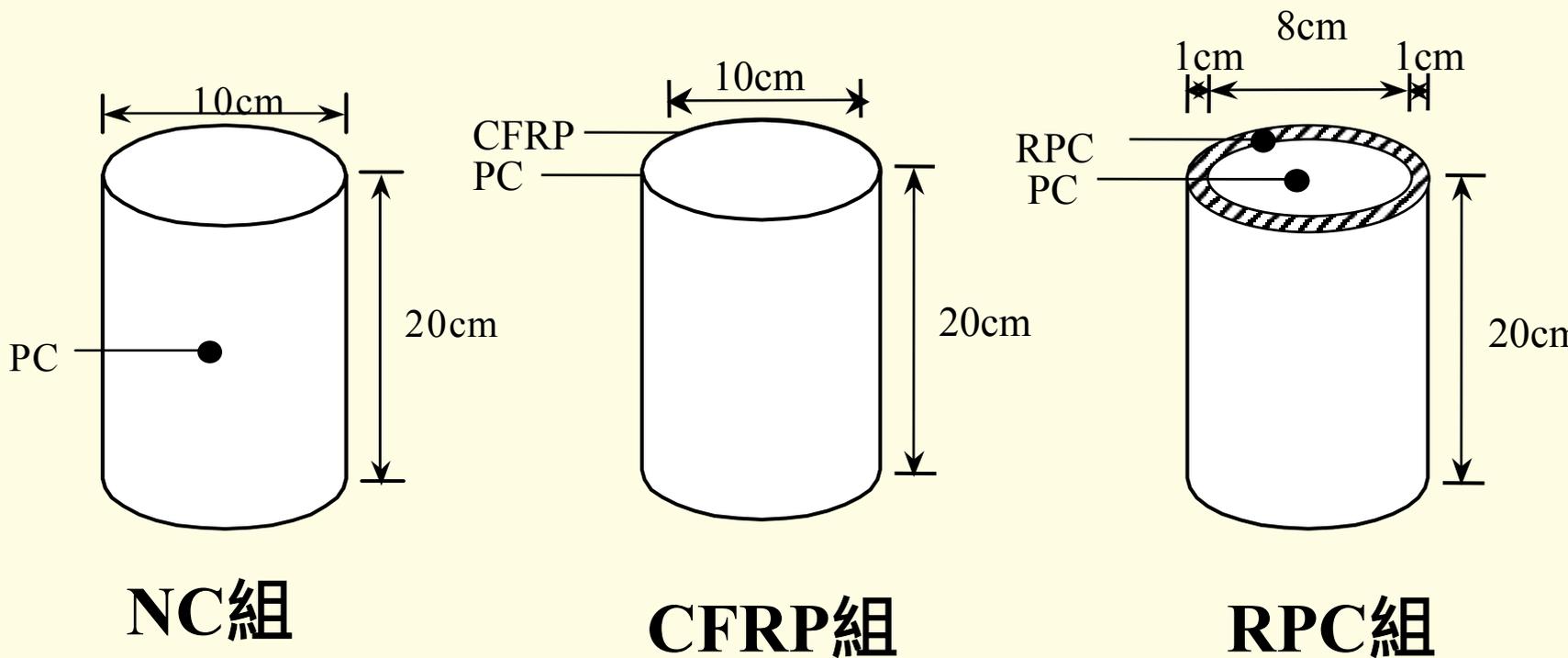
齡期 (天)	平均彈性模數 (GPa)			E_{RPC}/E_{NC}	E_{RPC}/E_{Mortar}	平均卜松比		
	RPC	NC	Mortar			RPC	NC	Mortar
3	13.46	13.46	16.51	2.57	2.09	0.171	0.192	0.171
7	16.75	16.75	20.29	2.28	1.88	0.197	0.207	0.197
28	24.96	24.96	20.55	1.67	2.03	0.181	0.221	0.192
56	25.00	25.00	20.87	1.68	2.01	0.178	0.219	0.196
90	42.63	27.40	21.01	1.56	2.03	0.215	0.203	0.201

小型抗彎補強成效試驗

表 2-4 RPC 補強 Mortar 抗彎試驗結果

補強 齡期 (天)	未補強 平均抗彎強度 (MPa)	RPC 補強 1cm		
		$n=E_{RPC}/E_{Mortar}$	平均抗彎強度 (MPa)	提升率 (%)
3	13.02	1.92	13.06	
7	13.08	1.88	19.55	
28	14.54	2.03	20.08	
56	14.48	2.01	20.65	
90	13.82	2.03	19.76	

小型抗壓補強成效試驗



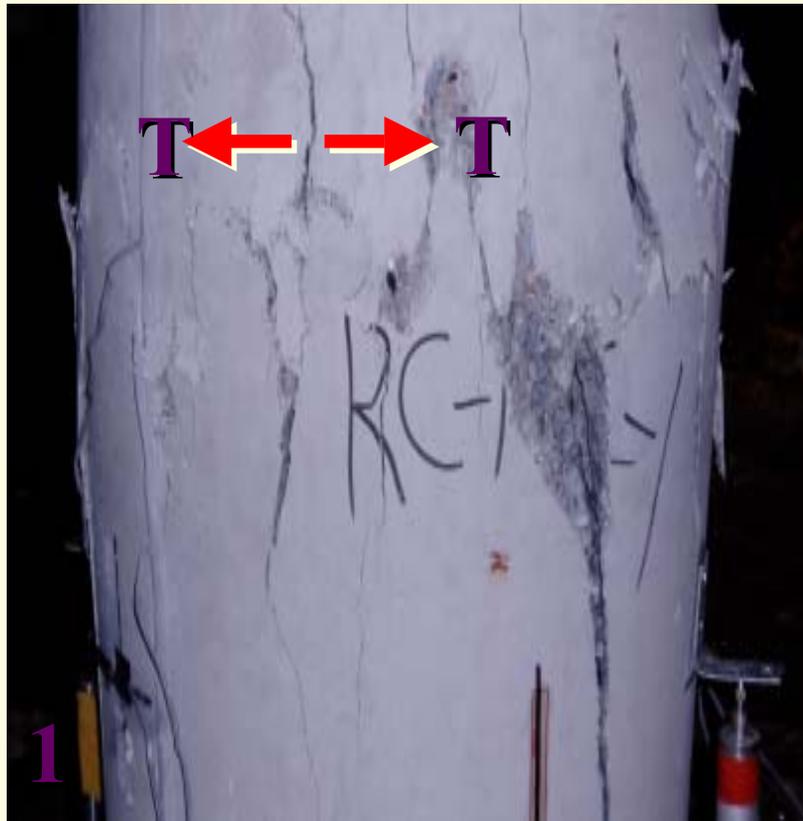
小型抗壓補強成效試驗

表 6-7 混凝土圓柱抗壓補強成效

補強齡期 (天)	未補強 NC			RPC 補強 1cm				CFRP 補強			
	平均 抗壓 強度 (MPa)	平均 彈性 模數 (GPa)	平均 卜松比	抗壓強度		材料參數		抗壓強度		材料參數	
				平均值 (MPa)	提升率 (%)	彈性 模數 (GPa)	卜松比	平均值 (MPa)	提升率 (%)	彈性 模數 (GPa)	卜松比
3	32.68	24.67	0.219	32.72		35.72	0.265	54.57	61.78	22.67	0.195
7	33.97	24.12	0.192	34.54		32.90	0.222	54.90	61.61	23.19	0.190
28	33.76	26.85	0.219	39.89		33.23	0.226	51.94	53.85	25.65	0.197
56	36.65	28.23	0.244	41.72		37.83	0.277	52.39	42.95	27.91	0.207
90	37.92	28.27	0.221	47.99		39.34	0.277	55.28	45.78	28.12	0.226

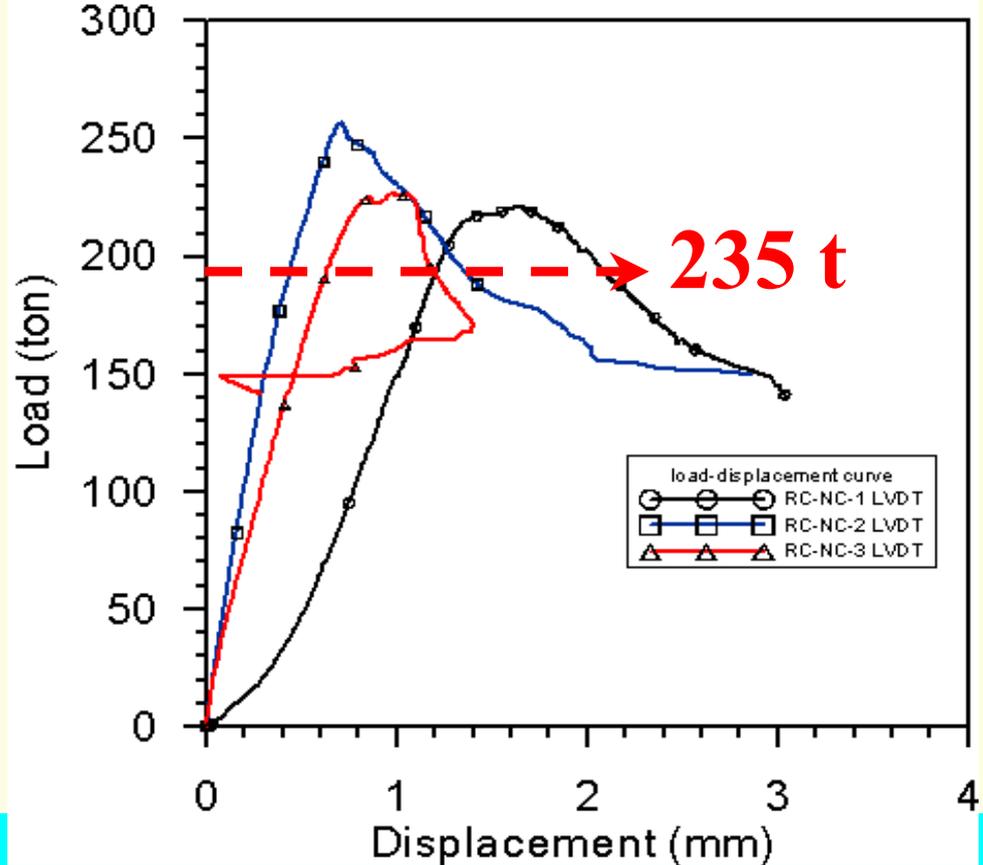
縮小尺寸RC柱控制組 試體觀察

側向張力使得保護層外混凝土龜裂剝落，導致試體破壞



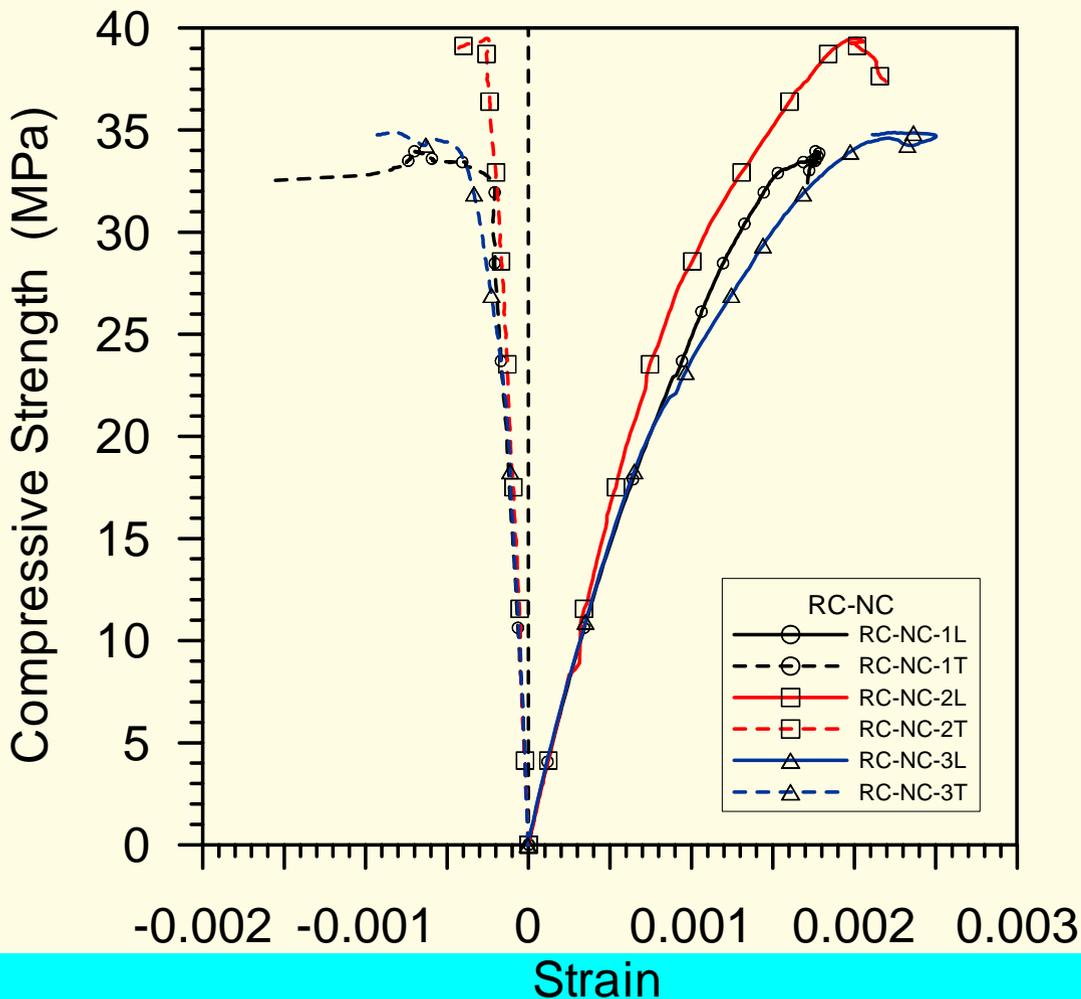
公式驗證：計算結果236 t f與試驗平均值235 t f相符合

$$P_n = 0.85 f'_c (A_o - A_{st}) + A_{st} f_v = 236 t$$





縮小尺寸RC柱 - 控制組 應力應變曲線



平均

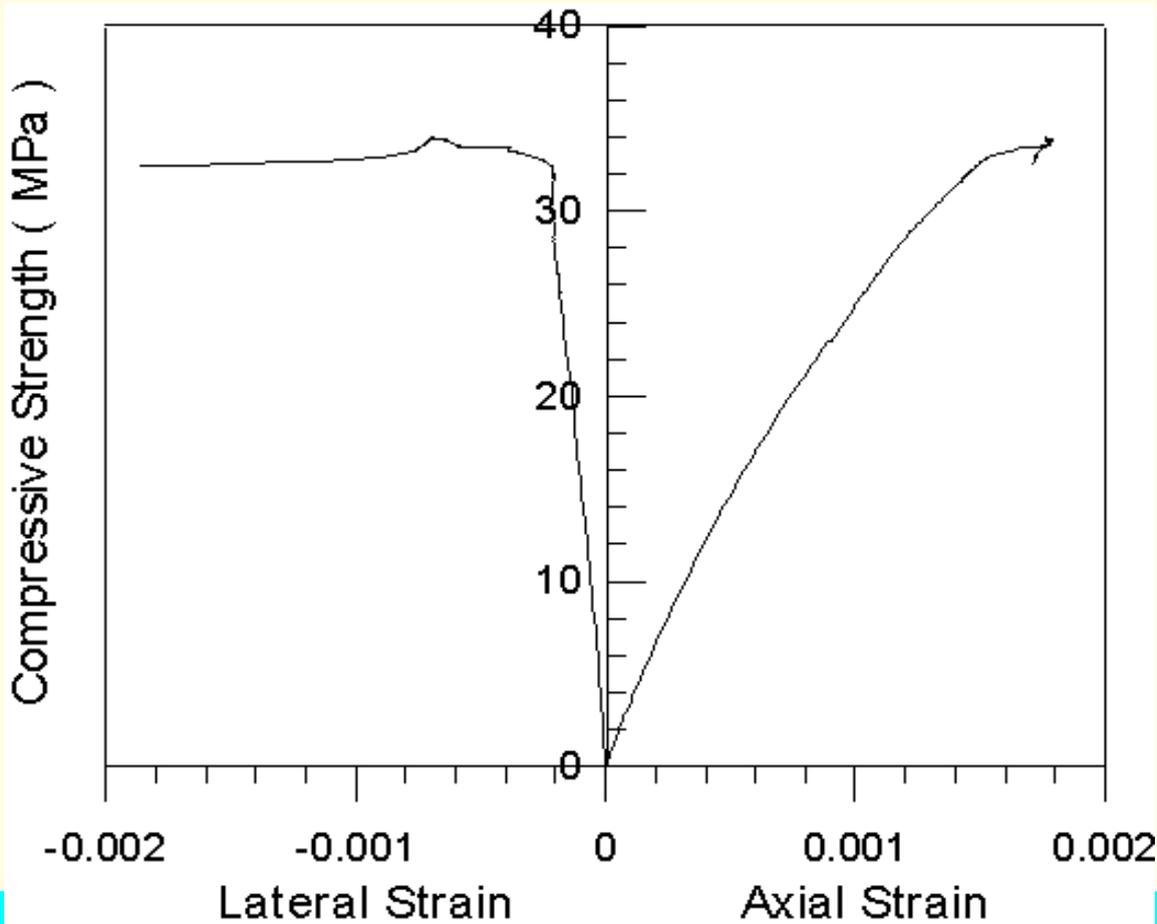
強度：36.119 (MPa)

彈性模數：29.334 (GPa)

卜松比：0.181

縮小尺寸RC柱 - 控制組 表面應變

隨軸壓力作用，軸向應變增加，側向應變亦隨卜松比產生



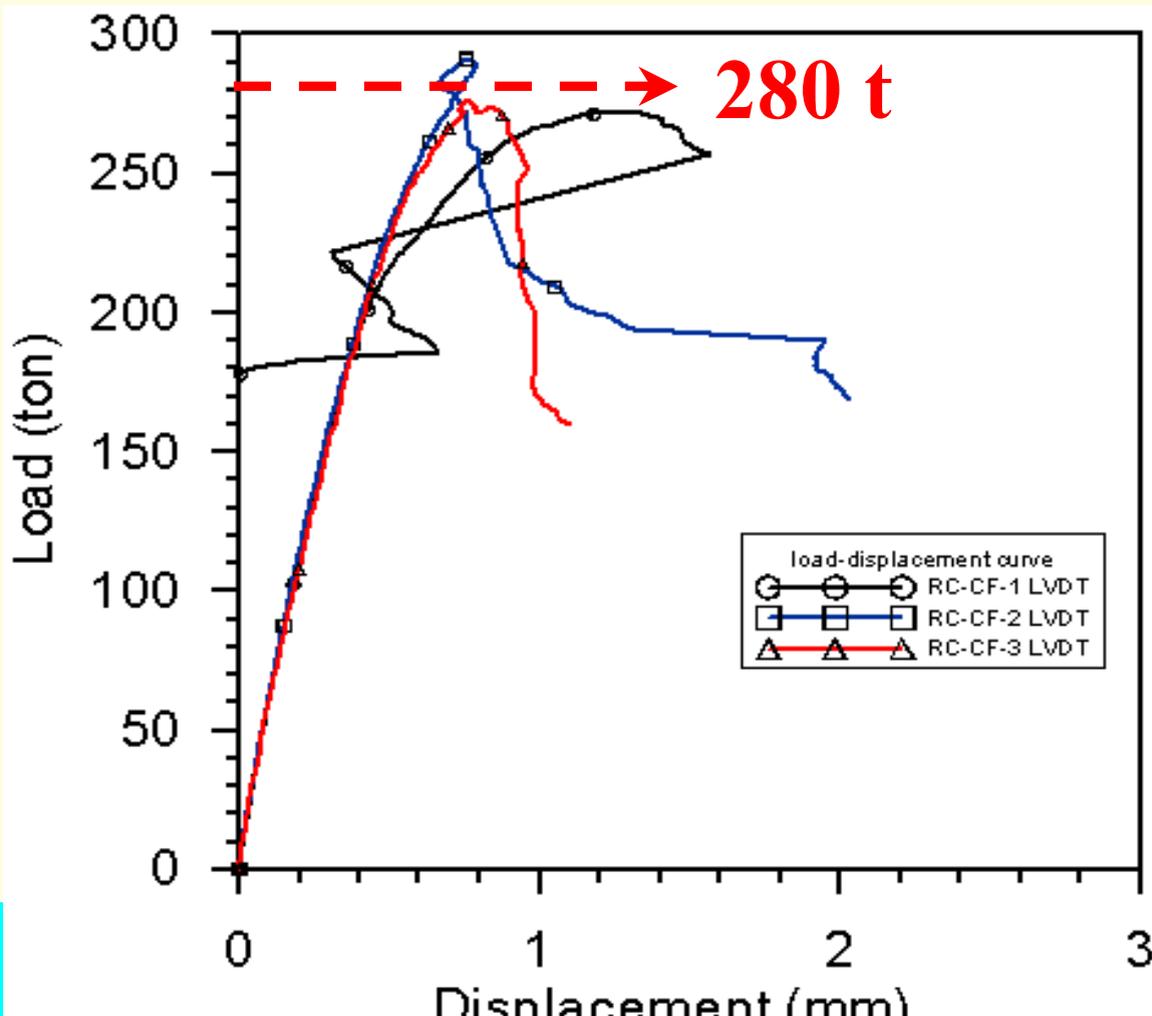
縮小尺寸RC柱 - CFRP組 試體觀察

極限載重後CFRP瞬時斷裂，試體破壞

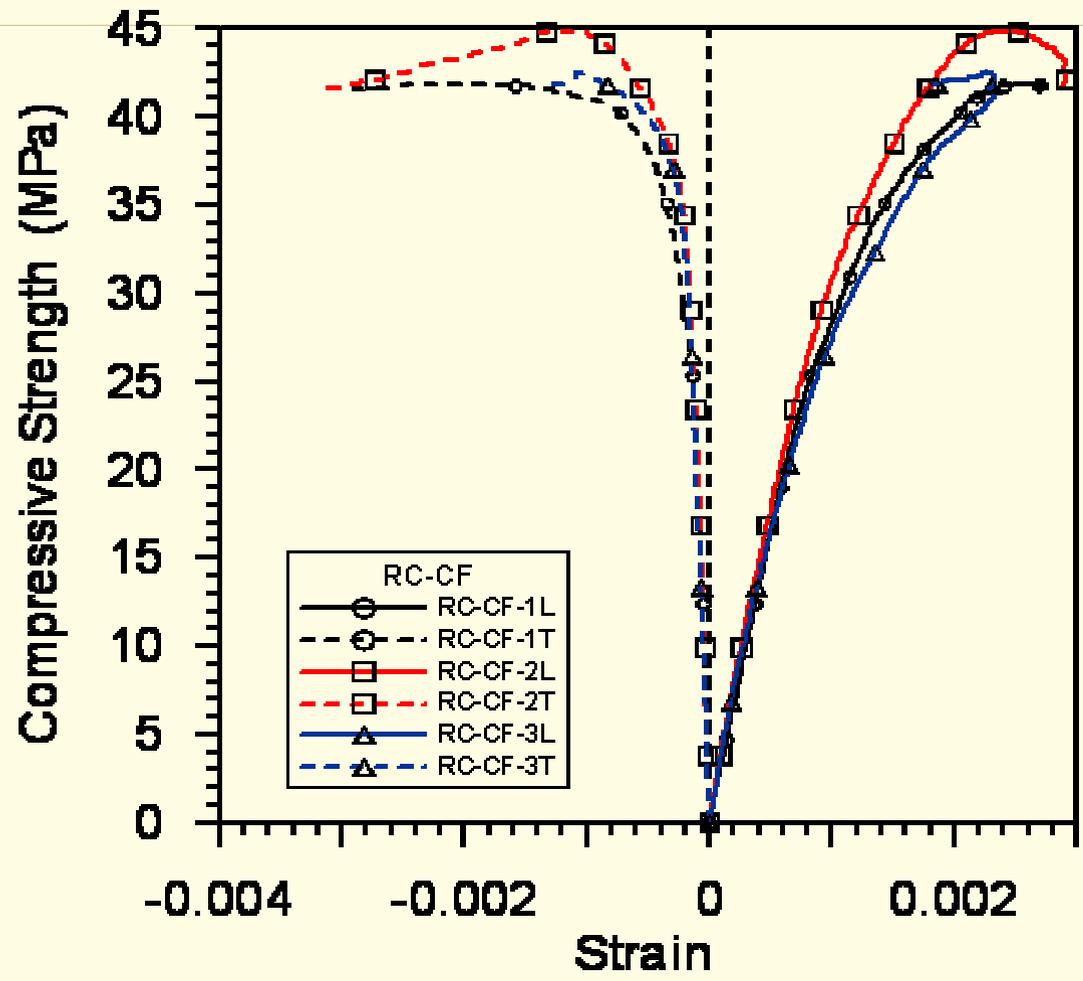


縮小尺寸RC柱 - CFRP組

公式驗證：試驗均值280 tf優於計算結果245 tf



縮小尺寸RC柱 - CFRP組 應力應變曲線

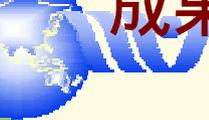


平均

強度：43.057 (MPa)

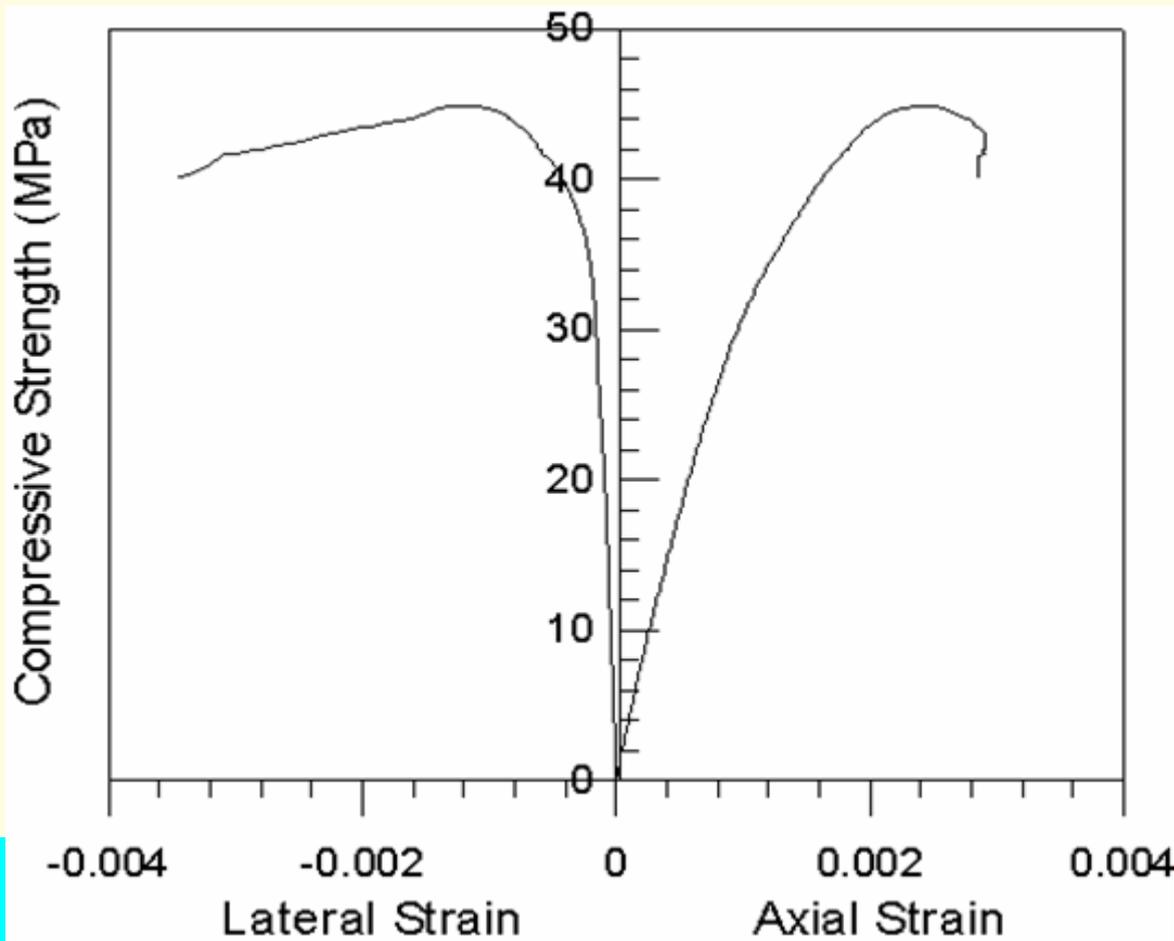
彈性模數：33.119 (GPa)

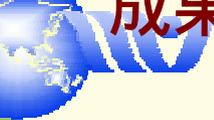
卜松比：0.165



縮小尺寸RC柱 - CFRP組 表面應變

CFRP隨軸壓力作用，軸向應變與側向應變同時產生，直至斷裂後側向應變迅速增加





縮小尺寸RC柱 - RPC組 試體觀察

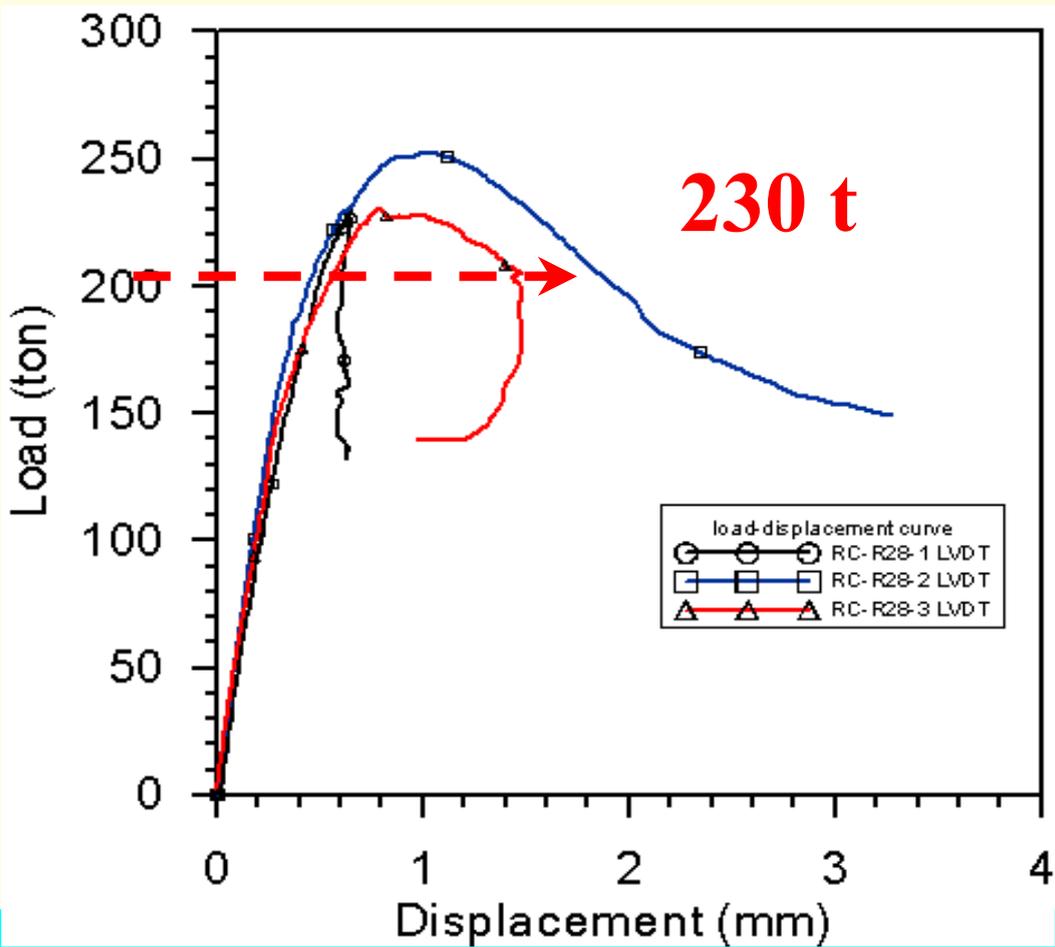
RPC承擔圍束及軸向載重，裂縫依主要裂縫加大，
最終圍束消失、並挫屈破壞





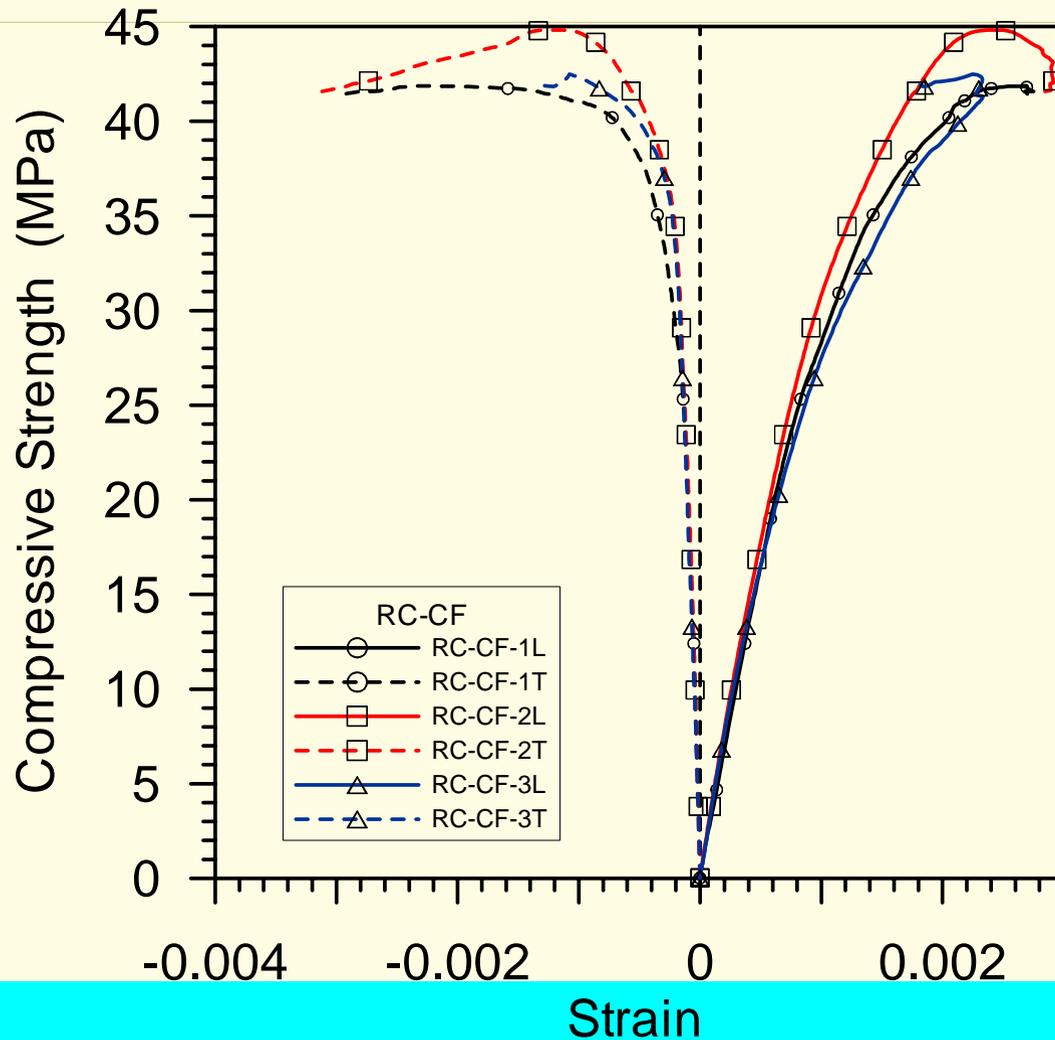
縮小尺寸RC柱 - RPC組 公式驗證

目前尚無分析公式，極限載重試驗結果與NC組相似





縮小尺寸RC柱 - RPC組 應力應變曲線



平均

強度：43.057 (MPa)

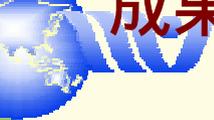
彈性模數：33.119 (GPa)

卜松比：0.165

縮小尺寸RC柱 - RPC組 界面行為

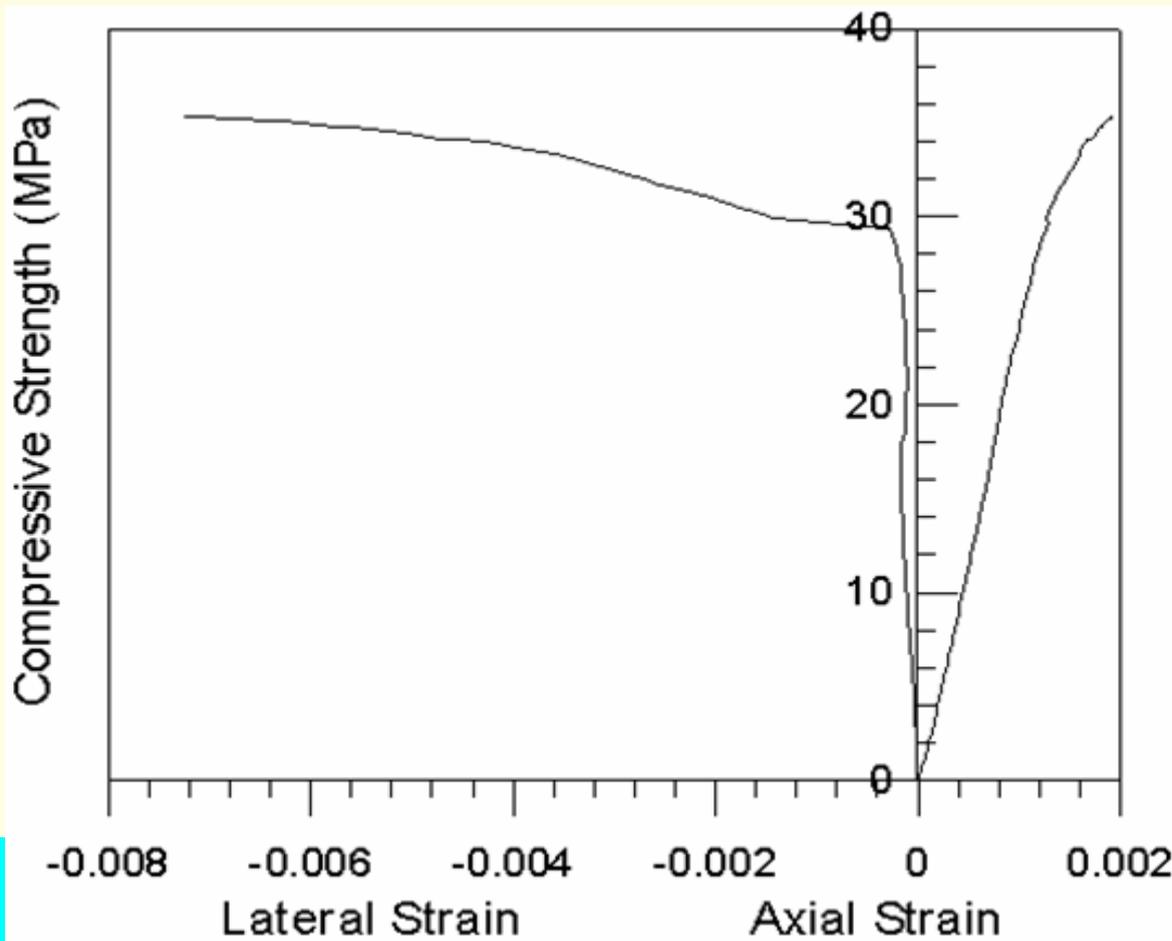
卜松比值相近，即使破壞後RPC與混凝土界面仍黏結良好，無剝離現象





縮小尺寸RC柱 - RPC組 表面應變

RPC隨軸壓力作用，軸向應變與側向應變同時產生，圍束效果消失後側向應變迅速增加



縮小尺寸RC柱

試體 編號	RC-NC		RC-CFRP		RC-R28	
抗壓 強度 (MPa)	33.963	36.119	41.861	43.057	35.458	36.516
	39.499		44.823		38.752	
	34.895		42.488		35.338	

抗壓強度一覽

縮小尺寸RC柱

彈性模數一覽

試體編號	RC-NC		RC-CFRP		RC-R28	
彈性模數E (GPa)	29.180	29.334	32.712	33.119	30.945	30.589
	29.370		34.835		31.281	
	29.452		31.811		29.542	

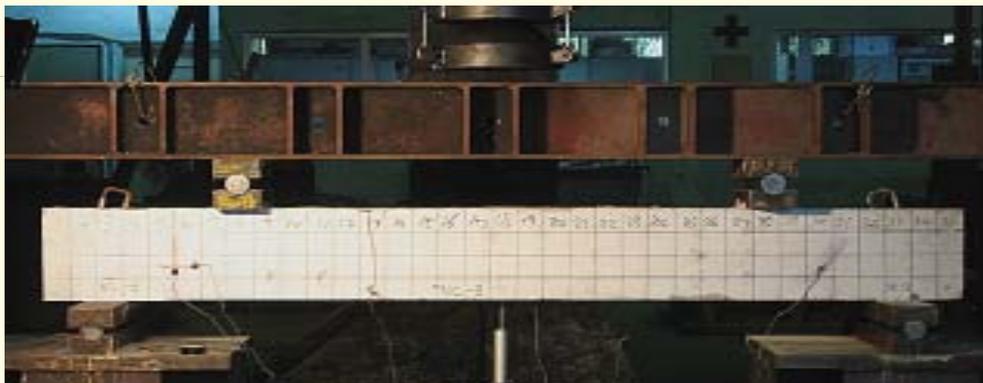
縮小尺寸RC柱

卜松比一覽

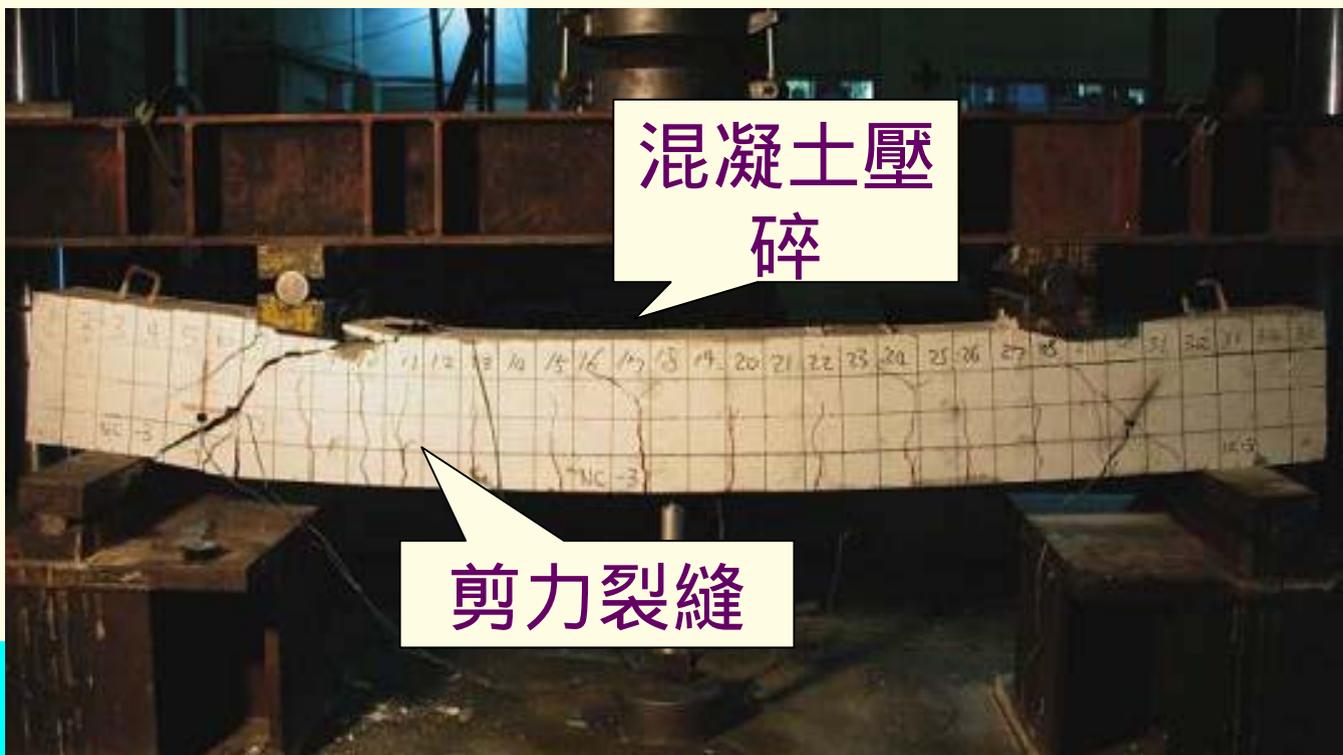
試體 編號	RC-NC		RC-CFRP		RC-R28	
卜松比 v	0.180	0.181	0.163	0.165	0.174	0.171
	0.182		0.163		0.172	
	0.182		0.168		0.167	

縮小尺寸RC梁 - 控制組

◀ 加載前



◀ 破壞後



縮小尺寸RC梁 - CFRP組

▶ 加載前



▶ 破壞後

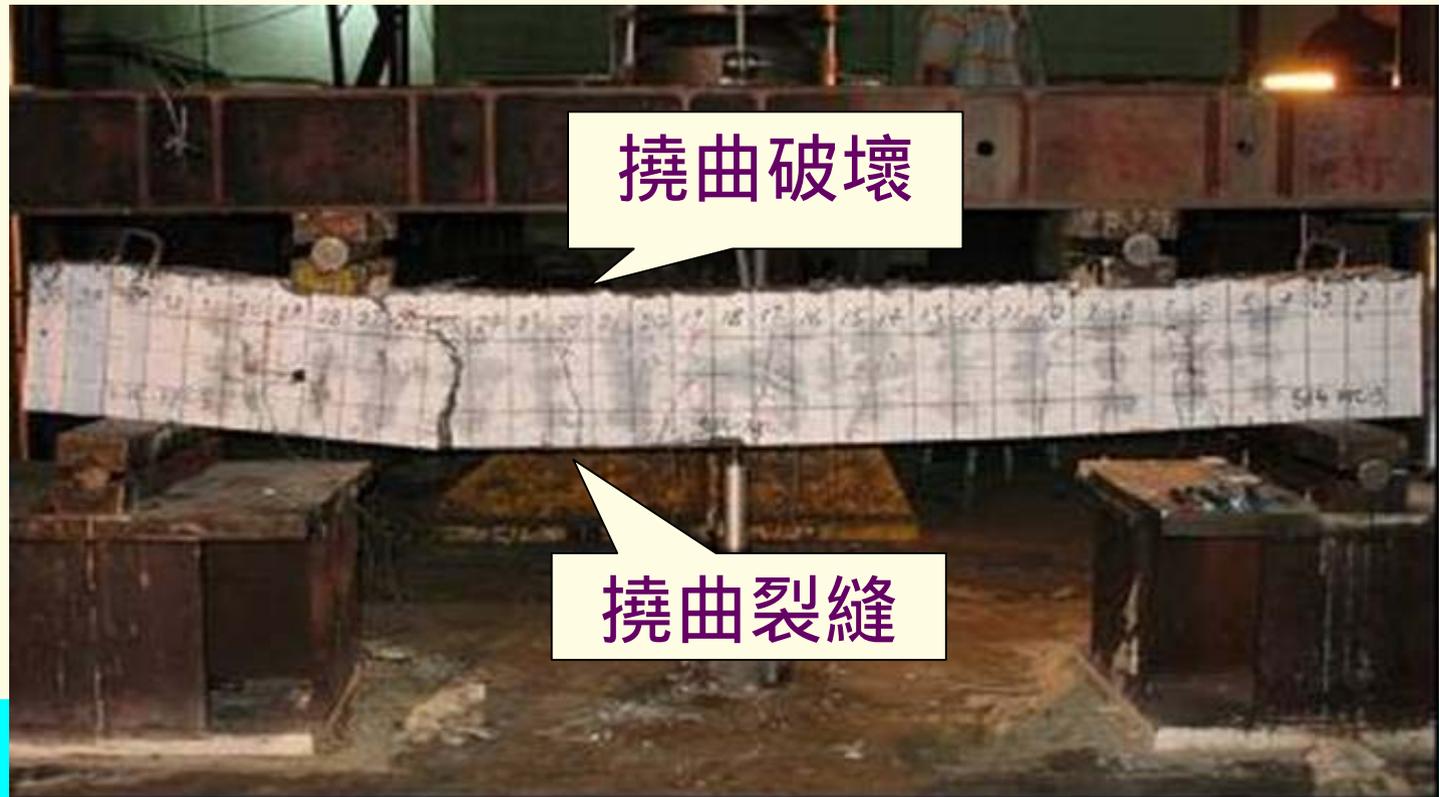


縮小尺寸RC梁 - RPC組

加載前



破壞後



縮小尺寸RC梁-破壞機理

○ 控制組：

支承處產生剪力裂縫，伴隨撓曲裂縫傾斜向上延伸，直至斷面無法承受載重，於頂部壓碎破壞。

○ CFRP組：

兩側面CFRP阻止了剪力裂縫的產生；梁中央因撓曲產生較大裂縫使得CFRP瞬時斷裂，試體立即破壞

○ RPC組：

兩側面1cm補強形同連續箍筋般，提供良好抗剪行為，使得破壞機理移轉至撓曲行為，鋼纖維提供韌性，試體破壞過程緩慢

縮小尺寸RC梁-裂縫分佈

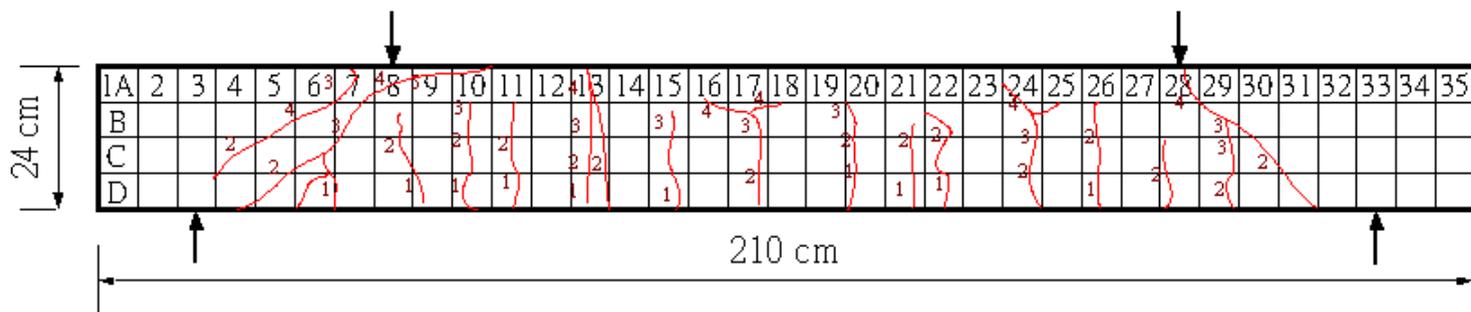


圖 2-8 典型未補強 RC 梁加載後裂縫狀況

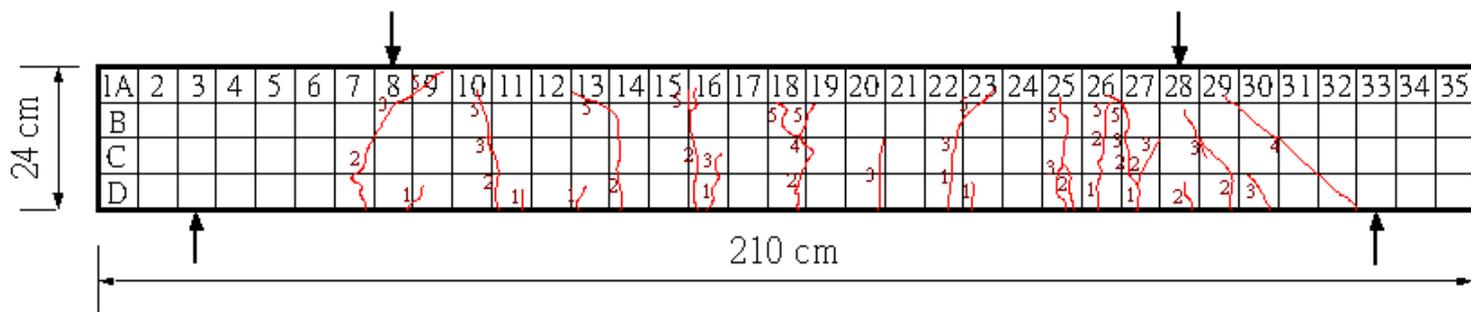


圖 2-9 典型以 RPC 進行剪力補強加載後裂縫狀況

縮小尺寸RC梁

❖ P_y : 主筋降伏時之載重 P_u : 極限破壞載重

表 2-8 未補強與 RPC、CFRP 補強之 R.C.梁降伏與極限載重表

	RC 未補強			RPC 側邊補強 1cm				CFRP 補強			
	1	2	平均值	1	2	平均值	提升率	1	2	平均值	提升率
P_y (ton)	26.36	24.15	25.26	34.29	32.54	33.42		33.76	34.35	34.06	34.84
P_u (ton)	30.08	29.38	29.73	39.6	35.78	37.69		36.28	39.21	37.75	26.77

縮小尺寸RC梁

三種梁試體韌性指數一覽表

表 2-9 未補強與 RPC、CFRP 補強之 R.C. 梁之位移能量表

	RC 未補強			RPC 側邊補強 1cm				CFRP 補強			
	1	2	平均值	1	2	平均值	提升率	1	2	平均值	提升率
δ_y (mm)	7.40	7.00	7.20	7.32	8.07	7.70		7.56	7.08	7.32	1.67%
$3\delta_y$ (mm)	22.20	21.00	21.60	21.96	24.21	23.09		22.68	21.24	21.96	—
$5.5\delta_y$ (mm)	40.70	38.50	39.60	40.26	44.39	42.33		41.58	38.94	40.26	—
$P-\delta_y$ (ton·mm)	113.14	96.39	104.77	151.86	163.06	157.46	50%	148.75	140.17	144.46	37.88%
$P-3\delta_y$ (ton·mm)	509.50	467.16	488.33	694.43	699.93	697.18	40%	648.90	654.34	651.62	33.44%
$P-5.5\delta_y$ (ton·mm)	1041.65	955.28	998.47	1363.14	—	1363.14	25%	1257.05	1202.14	1229.60	23.15%



結論與建議 (1/5)

RPC基本材料性質

- ❖ RPC流度試驗平均直徑約240 mm，流度達140 %，符合現場進行補強施工所需。
- ❖ 本研究之RPC組成材料中，含有大量卜作嵐材料（矽灰、爐石及飛灰），雖未經高溫高壓催化，但均能呈現良好力學效果。
- ❖ RPC卜松比與一般混凝土接近，材料相容性佳。



結論與建議 (2/5)

縮小斷面柱

- ❖ CFRP雖比RPC提供圍束後較高的極限載重，但破壞時屬脆性破壞，補強後的RPC因鋼纖維韌性的作用，即使達到極限強度，仍能維持柱體的完整性。
- ❖ 因RPC全域性的圍束，原柱體內的箍筋於極限載種前幾乎不發生作用。
- ❖ RPC與一般混凝土破壞後界面仍保持黏結、諧和，無剝落現象。



結論與建議 (3/5)

縮小斷面柱

- ❖ 對於結構補強時，因CFRP不耐磨損、高溫、火害、衝撞等，必須另做表面處理，但RPC具高耐磨、耐蝕、耐侵害之能力，前述之情形對於RPC材料均不會造成太大影響。



結論與建議 (4/5)

縮小斷面梁

- ❖ 梁進行CFRP及RPC補強，二者提升開裂載重與極限載重值相當。
- ❖ RPC比CFRP提供較佳的變形韌性空間。
- ❖ 經二側立面1 cm的RPC補強後，原剪力破壞模式均轉變為撓曲破壞模式。



結論與建議 (5/5)

縮小斷面梁

- ❖ 縮小斷面RC柱經RPC補強後，由於材料本身承受軸向作用力並負擔整體柱身圍束效果，因此詳細的承壓與圍束雙模分析理論仍待進一步研究。
- ❖ 實際狀況下撓曲構件往往需承受反覆承載，經RPC補強後所形成之複合撓曲構件，對於承受反覆承載能力值得進一步研究探討。

簡報完畢
敬請指教

星島之冠



附錄 B

審查意見及處理情形

交通部運輸研究所自辦研究計畫 審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣構造物檢測與耐久性試驗研究
執行單位：港研中心第一科

審查委員及其所提之意見	計畫承辦單位處理情形
中央大學土木系 李釗教授	
1.基隆港 RC 構造物是否有保護層厚度資料。	感謝指教，本研究案基隆港棧橋式碼頭水下部份係由潛水人員至混凝土構造物以目視檢測，調查結果為包括保護層厚度項目。
2.討論 HPC 耐久性時，建議考量 HPC4000 與 OPC4000 之配比不同。	感謝指教，將補充加強說明。
3.量測 HPC 電阻時，建議說明試體飽和度或含水條件。	感謝指教，將補充加強說明。
4.討論 AAR 時，對粒料說明是否有害或具活性，對添加飛灰、爐石粉等試體可討論抑制效果。	感謝指教，將補充加強說明。
5.水庫淤泥取代粒料，可考量部份取代或使用強塑劑。	感謝指教，未來相關研究將參考辦理。
台灣海洋大學河海工程系 張建智教授	
1.本報告內容豐富充實，具實用性。	感謝支持。
2.文中有些筆誤或大字錯誤處，請修正。	感謝指正，筆誤或大字錯誤處將依指正修正。

<p>如第 1-2 頁,馬公港區鋼板樁應修正鋼“管”樁。</p>	
<p>3.請於文中補充說明馬公港陽極塊海生物清除前後,電位的評異及考量。</p>	<p>感謝指教,將補充明之。</p>
<p>4.離島地區的腐蝕調查,如有機會,建議可增加金門地區。</p>	<p>未來相關研究,將參考辦理。</p>
<p>台灣海洋大學河海工程系 簡連貴教授</p>	
<p>1.研究成果豐碩充實,具有參考價值,研究團隊努力,值得肯定。</p>	<p>感謝支持。</p>
<p>2.本年度主要包括四個子計畫,建議強化說明各子計畫間與總計畫之關聯性,以作為評估參考。</p>	<p>感謝指教,將參照辦理。</p>
<p>3.碼頭本體設施維護管理系統建置相當實用,對港灣維護管理自動化有具體貢獻,本年度亦經再檢討及修正,已可適用於重力式與鋼板樁碼頭,請說明檢討及修正之重點,另有關既有相關研究成果之檢討整合,亦能適度納入補充,以供使用者參考應用。</p>	<p>系統建置詳 5.1.3 節及 5.1.4 節,不足處將於後續報告中加強改進;相關研究成果之檢討整合將於後續研究中加強說明。</p>
<p>4. 本報告內容各章節都有結論與建議,應修正避免與第七章重複,同時第七章結論應分類分別說明或再精簡表示,以突</p>	<p>感謝指教,將參照辦理。</p>

<p>顯本研究之貢獻，同時提出後續建議研究方向，以利讀者參考。</p>	
<p>5. 港灣構造物維護機制，建議應將原設計新建完成修復後之基本資料加入，以作為相關維護管理評估比對分析之依據，亦可適度與監測調查系統結合，以期落實自動化管理目標。</p>	<p>感謝指教，未來相關研究將參照辦理。</p>
<p>中興大學土木系 林炳森教授</p>	
<p>1. 計畫工作內容充實、完整，具工程實用價值，惟各試驗條件應詳述清楚並說明與整體計畫之相關性。</p>	<p>感謝支持及指教，將參照辦理。</p>
<p>2. 結論與建議應分不同計畫詳述。</p>	<p>將參照辦理。</p>