

91-32-718

MOTC-IOT-IHMT-DA900

# 現有結構物安全評估及維護研究



交通部運輸研究所

中華民國九十一年三月

91-32-718

MOTC-IOT-IHMT-DA9002

# 現有結構物安全評估及維護研究

著者：陳桂清、柯正龍、張道光、饒正、  
羅建明、林玲煥

交通部運輸研究所

中華民國九十一年三月

現有結構物安全評估及維護研究

著 者：陳桂清、柯正龍、張道光、饒 正、羅建明、林玲煥

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：台北市敦化北路 240 號

網 址：[www.iot.gov.tw](http://www.iot.gov.tw)

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十一年三月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 150 冊

工 本 費： 300

展 售 處：

交通部運輸研究所港灣技術研究中心 電話：(04)26564216

三民書局：台北市重慶南路一段 61 號 2 樓 電話：(02)23617511

五南文化廣場：台中市中山路 2 號地下 1F 電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市光復路 177 號 電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 電話：(07)3324910

GPN：1009100809

## 交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：現有結構物安全評估及維護研究			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009100809	運輸研究所出版品編號 91-32-718	
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：柯正龍、張道光、饒正、羅建明、林玲煥 聯絡電話：04-26564216 轉 415 傳真號碼：04-26571329			研究期間 自 85 年 7 月 至 90 年 12 月
關鍵詞：電化學技術、非破壞性檢測、耐久性、陰極防蝕			
<p>摘要：</p> <p>港灣設施常年處於海洋惡劣環境下，結構物之劣化(損壞)與安全性，日益受到質疑與勘慮。結構物之安全評估與維護制度是整體一致性的。本計畫之主要研究內容，包括混凝土材料病變劣化之診斷、結構物之現場調查與非破壞性檢測技術、安全評估制度與維護工法之探討，並制定「港灣構造物陰極防蝕準則（草案）」，期許建立一套完善之維護制度，提供各港務局使用。</p> <p>本計畫研究成果摘述如下：1. 建立港灣構造物檢測與安全評估制度。2. 建立鋼筋混凝土結構物之腐蝕防治與維護工法。3. 訂定「港灣構造物陰極防蝕準則（草案）」</p>			
出版日期	頁數	工本費	本 出 版 品 取 得 方 式
91 年 3 月	236	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按工本費價購。
機密等級：			
限閱 密 機密 極機密 絕對機密			
(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)			
普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Safety Evaluation and Maintenancing Strategy on Existed Marine Structures			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009100809		IOT SERIAL NUMBER 91-32-718
DIVISION: CENTER OF HARBOR & MARINE TECHNOLOGY DIVISION CHIEF: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Kuei-Ching Chen PROJECT STAFF: Jeng-Long Ko, Tao-Kuang Chang, Cheng Rau, Chien-Ming Lo Ling-Huan Lin  PHONE: 04-26564216 ext 415 FAX: 04-26571329			PROJECT PERIOD FROM July 1996 TO December 2001
KEY WORDS: Electrochemical technique, Non-destructive test, Durability, Cathodic protection			
ABSTRACT:  <p>Most harbor facilities are exposed to terrible marine environment all year long. Their deteriorations and safety have been questioned and concerned. In fact, structure safety evaluation and its maintenancing strategy are integrative and consistent. Therefore, in the study, the research topics were focused on concrete material deteriorated diagnoses, field investigation, in-site non-destructive test, and its rehabilitation methods. A draft of guidelines for harbor R.C. structures applying cathodic protection system was also written. to serve as references for the harbor authorities. The results are summarized as follows :</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. A field surveying and safety evaluation system on harbor structures was established.</li> <li>2. The corrosion protection and repairing methods on reinforced concrete structures were established.</li> <li>3. A guideline for cathodic protection applying on harbor R.C. structures was drafted.</li> </ol>			
DATE OF PUBLICATION Mar. 2002	NUMBER OF PAGES 236	PRICE 300	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# 目 錄

中文摘要	-----
英文摘要	-----
表目錄	-----
圖目錄	-----XI
第一章 前言	----- 1
1.1 計畫時程	----- 1
1.2 實施方法	----- 2
1.3 預期成果	----- 2
第二章 鋼筋混凝土非破壞檢測	----- 5
2.1 鋼筋混凝土非破壞性檢測	----- 5
2.2 現地觀察(目視檢測)	----- 8
2.3 混凝土強度之非破壞性檢測方法	----- 10
2.3.1 試錘法	----- 10
2.3.2 貫入針阻抗試驗法	----- 13
2.3.3 拉拔試驗法	----- 15
2.3.4 直接拔出試驗法	----- 16
2.3.5 超音波脈波速度試驗	----- 16
2.3.6 成熟度法	----- 19
2.3.7 彎裂試驗法	----- 20
2.3.8 混凝土鑽心取樣抗壓試體	----- 22

2.3.9 場製圓柱試體	24
2.3.10 結合方法	25
2.4 混凝土瑕疵之非破壞性檢測技術	25
2.4.1 超音波檢測法	25
2.4.2 敲擊回音法	29
2.4.3 透地雷達法	36
2.4.4 紅外線溫度感測法	38
2.4.5 輻射法	39
2.5 混凝土內部鋼筋狀態檢測	40
2.5.1 鋼筋腐蝕電位量測	40
2.5.2 電阻量測	42
2.5.3 量測瞬間腐蝕速率	44
2.5.4 保護層厚度	46
2.5.5 氯離子侵入分析	48
2.6 混凝土其它性質檢測	51
2.6.1 混凝土中性化深度	51
2.6.2 鹼質與粒料反應檢測	52
2.6.3 微震量測	53
2.6.4 載重試驗	53
第三章 結構物之安全檢測	55
3.1 碼頭結構型式	55

3.1.1 重力式碼頭	55
3.1.2 版樁式碼頭	58
3.1.3 樁基擁壁式碼頭	59
3.1.4 腳柱式碼頭	59
3.1.5 浮式碼頭	60
3.2 防波堤型式	60
3.3 港灣 R.C.結構物安全檢測項目	62
3.3.1 整體結構變形檢測	62
3.3.2 細部構材檢測	62
3.3.3 基礎地盤調查	63
3.3.4 碼頭附屬設施之檢測	63
3.4 檢測及評估實施時機	67
3.4.1 一般性安全檢測	67
3.4.2 緊急災變檢測	67
3.4.3 分階段檢測及評估	68
第四章 結構物安全檢測評估	71
4.1 初步安全檢測	71
4.1.1 結構物初步檢測評估表	71
4.1.2 初步檢測劣化評估值判定	74
4.1.3 初步檢測結果判定	77
4.2 細部安全檢測	78

4.2.1 碼頭基本資料	78
4.2.2 基礎地盤調查	79
4.2.3 重力式碼頭檢測重點	79
4.2.4 版樁式碼頭檢測重點	79
4.2.5 棧橋式碼頭檢測重點	79
4.2.6 沉箱式碼頭及防波堤檢測重點	79
4.2.7 拋石堤檢測重點	80
4.3 檢測結果評估	87
4.3.1 結構安全性原則	87
4.3.2 構造功能性原則	87
4.3.3 整體性評估原則	88
4.4 結構整體評估等級	88
4.4.1 第一階段檢測分級	88
4.4.2 第二階段檢測分級	88
第五章 電化學維修工法	91
5.1 電化學技術之發展	91
5.2 電化學維修工法	92
5.3 陰極防蝕法	92
5.3.1 陰極防蝕之理論	92
5.3.2 陰極防蝕之方式	97
5.3.3 防蝕電位之標準	99

5.3.4 防蝕設計與施工	100
5.3.4.1 設計前評估檢測	100
5.3.4.2 工程計算與設計	102
5.3.4.3 混凝土表面處理	103
5.3.4.4 負極排流點安裝	104
5.3.4.5 偵測電極安裝	105
5.3.4.6 鋼筋導電性改善	105
5.3.4.7 鈦網陽極安裝	105
5.3.4.8 混凝土修復施工	106
5.3.4.9 系統配線	107
5.3.4.10 監測控制系統安裝	107
5.3.5 陰極防蝕效果檢定	108
5.4 電化學去鹽法	109
5.4.1 去鹽之程序	109
5.4.2 影響去鹽成效之因素	110
5.4.3 試驗規畫與成果	112
5.4.4 試驗結果	116
5.4.5 綜合成效評估	133
5.5 電化學還鹼法	134
5.5.1 還鹼之程序	134
5.5.2 影響還鹼成效之因素	135

5.5.3 可能產生之負面效應-----	135
5.6 鋼筋腐蝕抑制劑之應用 -----	136
5.6.1 抑制劑之種類 -----	136
5.6.2 亞硝酸抑制鋼筋腐蝕之機理-----	137
5.6.3 試驗規劃-----	137
5.6.4 試驗結果-----	139
5.6.5 綜合成效評估 -----	142
參考文獻-----	145
附錄一 摘要報告 -----	附 1-1
附錄二 簡報資料 -----	附 2-1
附錄三 審查意見 -----	附 3-1
附錄四 港灣構造物陰極防蝕準則(草案) -----	附 4-1

## 表目錄

表 2.1 常用之鋼筋混凝土非破壞性檢測方法-----	7
表 2.2 美國混凝土協會(ACI Committee 224) 對破裂寬度限制之建議-----	8
表 2.3 英國(British Standard Institute)及其他設計規範對破裂寬度之限制-----	9
表 2.4 日本對海洋混凝土破裂寬度之限制-----	9
表 2.5 超音波脈波速度與混凝土品質關係-----	18
表 2.6 圓柱試體長度直徑比-----	24
表 2.7 鋼筋腐蝕電位與腐蝕機率關係-----	41
表 2.8 混凝土電阻係數與鋼筋腐蝕機率關係-----	42
表 2.9 腐蝕電流對腐蝕速率的簡易評估表-----	45
表 2.10 鋼筋混凝土之最小保護層厚度(ACI 318)-----	47
表 2.11 鋼筋混凝土之最小保護層厚度(AASHTO)-----	47
表 2.12 鋼筋混凝土之最小保護層厚度(CNS 3050)-----	48
表 2.13 鋼筋腐蝕機率與氯離子含量關係-----	51
表 3.1 港灣構造物細部構材檢測建議項目-----	63
表 3.2 港灣 R.C.構造物初步結構體安全檢測項目-----	64
表 3.3 港灣 R.C.構造物細部構材安全檢測項目-1-----	65
表 3.3 港灣 R.C.構造物細部構材安全檢測項目-2 (續)-----	66
表 4.1 港灣碼頭初步檢測評估表-----	72

表 4.2 防波堤初步檢測評估表-----	73
表 4.3 港灣碼頭初步檢測劣化程度與評估值關係-1-----	75
表 4.3 港灣碼頭初步檢測劣化程度與評估值關係-2 (續)-----	76
表 4.4 重力式碼頭細部檢測評估表-----	81
表 4.5 版樁式碼頭細部檢測評估表-----	82
表 4.6 棧橋式碼頭細部檢測評估表-----	83
表 4.7 沉箱式碼頭及防坡堤細部檢測評估表-----	84
表 4.8 港灣碼頭細部檢測劣化程度與評估值關係-1-----	85
表 4.8 港灣碼頭細部檢測劣化程度與評估值關係-2 (續)-----	86
表 5.1 試體配合設計比-----	113
表 5.2 試驗組合一-----	114
表 5.3 試驗組合二-----	115
表 5.4 試驗組合三-----	138
表 5.5 通電 30 天 $Cl^-$ 殘留之平均濃度-----	143
表 5.6 電化學處理後試體內鋼筋腐蝕電流之變化-----	144

## 圖目錄

圖 2.1 測微尺量測裂縫-----	10
圖 2.2 Pentex ASAHI 裂縫測微計-----	10
圖 2.3 試錘構造-----	11
圖 2.4 試錘試驗-----	11
圖 2.5 貫入針阻抗儀構造圖示意圖-----	14
圖 2.6 拉拔試驗示意圖-----	15
圖 2.7 直接拉拔試驗示意圖-----	16
圖 2.8 超音波試驗儀器-----	17
圖 2.9 超音波試驗操作原理-----	17
圖 2.10 成熟度與混凝土強度之關係-----	20
圖 2.11 彎裂試驗儀器設備及力作用方式示意圖-----	21
圖 2.12 可攜帶型混凝土鑽心取樣機-----	22
圖 2.13 場製圓柱試體試驗示意圖-----	25
圖 2.14 直接法-----	27
圖 2.15 半直接法-----	27
圖 2.16 同面法-----	27
圖 2.17 等距法量測-----	28
圖 2.18 多次法量測-----	28
圖 2.19 敲擊回音儀-----	29
圖 2.20 敲擊回音法量測示意圖-----	30

圖 2.21 混凝土聲阻係數（介質較大者）	31
圖 2.22 混凝土聲阻係數（介質較小者）	32
圖 2.23 改良式敲擊回音法偵測表面裂縫	35
圖 2.24 改良式敲擊回音法量測位置示意圖	35
圖 2.25 透地雷達法量測原理及方法	37
圖 2.26 透地雷達法測試剖面	37
圖 2.27 紅外線溫度感測法	39
圖 2.28 輻射法	39
圖 2.29 鋼筋腐蝕電位量測示意圖	41
圖 2.30 HDRAM 電阻測定儀	43
圖 2.31 四針式電阻計	43
圖 2.32 四針式電阻計檢測原理示意圖	44
圖 2.33 電磁儀器鋼筋測定儀	46
圖 2.34 快速氯離子測定儀	49
圖 3.1 沉箱重力式碼頭斷面示意圖	56
圖 3.2 空心方塊重力式碼頭斷面示意圖	56
圖 3.3 方塊重力式碼頭斷面示意圖	57
圖 3.4 L 型塊重力式碼頭斷面示意圖	57
圖 3.5 圓形細胞式碼頭	58
圖 3.6 斜樁錨碇式版樁碼頭斷面示意圖	58
圖 3.7 L 型擁壁式樁基碼頭斷面示意圖	59

圖 3.8 斜樁棧橋式碼頭斷面示意圖	60
圖 3.9 沉箱及沉箱混合式防波堤	61
圖 3.10 高基混成堤及拋石堤	61
圖 3.11 港灣結構安全檢測實施流程圖	69
圖 5.1 Fe 在含 $\text{Cl}^-$ 水溶液之 pH 與 E(電位值)之關係	93
圖 5.2 極化曲線圖	95
圖 5.3 R.C 結構物之陰極防蝕	98
圖 5.4 防蝕設計與施工流程	101
圖 5.5 工程設計流程	103
圖 5.6 電化學去鹽法之簡示圖	109
圖 5.7 試體尺寸與鋼筋配置圖	114
圖 5.8 去鹽試驗裝置	115
圖 5.9 電流 $9 \text{ A/m}^2$ , $\text{Cl}^-$ 去除率與通電時間之關係	117
圖 5.10 電流 $6 \text{ A/m}^2$ , $\text{Cl}^-$ 去除率與通電時間之關係	118
圖 5.11 電流 $3 \text{ A/m}^2$ , $\text{Cl}^-$ 去除率與通電時間之關係	118
圖 5.12 電流 $1 \text{ A/m}^2$ , $\text{Cl}^-$ 去除率與通電時間之關係	118
圖 5.13 通電 9 天與 18 天, 電流密度與 $\text{Cl}^-$ 去除率之關係	119
圖 5.14 通電 18 天, 混凝土內之 $\text{Cl}^-$ 分佈狀況	120
圖 5.15 定通電量不同電流密度與 $\text{Cl}^-$ 去除率之關係	121
圖 5.16 電流 $9 \text{ A/m}^2$ 通電 18 天, 鋼筋數量與 $\text{Cl}^-$ 分佈	122
圖 5.17 電流 $6 \text{ A/m}^2$ 通電 18 天, 鋼筋數量與 $\text{Cl}^-$ 分佈	123

圖 5.18	電流 $3 \text{ A/m}^2$ 通電 18 天，鋼筋數量與 $\text{Cl}^-$ 分佈	123
圖 5.19	電流 $1 \text{ A/m}^2$ 通電 18 天，鋼筋數量與 $\text{Cl}^-$ 分佈	124
圖 5.20	不同電流密度下，鋼筋數量與 $\text{Cl}^-$ 去除率之關係	125
圖 5.21	試體底表面生成物之 X 光繞射分析結果	126
圖 5.22	$9 \text{ A/m}^2$ 通電 18 天後，孔隙溶液中 $\text{Cl}^-$ 與 $\text{SO}_4^{2-}$ 分佈	127
圖 5.23	$9 \text{ A/m}^2$ 通電 18 天，孔隙溶液中 $\text{Na}^+$ 與 $\text{Ca}^{+2}$ 分佈	128
圖 5.24	混凝土內各深度層漿體之 pH 值變化	129
圖 5.25	為電流密度 $6 \text{ A/m}^2$ 通電期間混凝土電阻係數變化	130
圖 5.26	試體停止通電後，鋼筋腐蝕電位值之變化情形	131
圖 5.27	電流 $6 \text{ A/m}^2$ ，腐蝕電位隨通電時間之變化	132
圖 5.28	電流 $6 \text{ A/m}^2$ ，腐蝕電流隨通電時間之變化	133
圖 5.29	電流 $3 \text{ A/m}^2$ ，腐蝕電流隨通電時間之變化	133
圖 5.30	電化學還鹼法簡示圖	134
圖 5.31	電流 $6 \text{ A/m}^2$ 通電 30 天， $\text{Cl}^-$ 、 $\text{NO}_2^-$ 及 $\text{SO}_4^{2-}$ 之分佈	140
圖 5.32	電流 $1 \text{ A/m}^2$ 通電 30 天， $\text{Cl}^-$ 、 $\text{NO}_2^-$ 及 $\text{SO}_4^{2-}$ 之分佈	140
圖 5.33	電位與通電時間之變化(陰極槽為 $0.5 \text{ M NaNO}_2$ )	141
圖 5.34	電位與通電時間之變化(陰極槽為 $0.1 \text{ M NaOH}$ )	141
圖 5.35	電流 $6 \text{ A/m}^2$ 通電 30 天之 EIS 圖(陰極槽 $\text{NaNO}_2$ )	143

# 第一章 前言

近幾十年來交通建設等重大公共工程建設，均大量採用鋼筋混凝土結構興建，由於鋼筋混凝土材料甚具耐久性，因此甚少需要維護，但受使用環境(諸如腐蝕性的環境)及超負載 ...等等因素之影響，結構甚易受到損壞，其耐久性與安全性日益受到重視。

我國工程結構是否安全堪用，必需明確的瞭解，俾採必要之防範措施，基於此一要求，急需進行結構物安全評估工作。國外針對新舊結構物均有建立結構檢測方法及完善評估制度，使結構物達到安全，經濟、有效益之維護，增長使用之壽命。國內則尚未建立結構物評估制度，並無統一的測試方法，故鋼筋混凝土結構物之檢測技術研究有其必要性。

結構物之維修是為確保安全、使用功能及延長使用年限，目前我國工程與設施較注重興建，或全面維修，對於平常之維護均認為是例行公事，僅編列少數維護經費，做低效益、無專業技術之表面粗淺之維護工作。而英、美、日等先進國家則均依環境腐蝕特性，規劃一套完整之維護計畫，不但使維護經費做最有效之運用，並可杜絕龐大維護費用之浪費，且對人、社會及環境造成最低之衝擊。目前電化學之理論及技術已開始被應用於防治 R.C.結構物及金屬(鋼)構物腐蝕，成效顯見。因此，未來港灣結構物之劣化與維護時，陰極防蝕法、電化學去鹽法...等新技術之研發與應用均為本計劃重要之研究課題。

## 1.1 計畫時程

本計畫研究時程規劃為五年，自民國 85 年 7 月 1 日起至民國 90 年 12 月止，研究期間依實際狀況與需要，適當調整各階段之研究重點，並逐一執行完成，相關之研究內容、實施方法與研究成果，將逐一列述於各章節中。

## **1.2 實施方法**

### **1.研究文獻之蒐集及研析**

### **2.建立非破壞性檢測技術、方法**

研析鋼筋混凝土結構物劣化損壞之非破壞性檢測所需之試驗儀器、操作步驟與試驗項目。

### **3.探討電化學技術應用於 R.C.結構物之腐蝕防治與維護**

(1)陰極防蝕法試驗

(2)電化學去鹽工法試驗

(3)電化學還鹼工法試驗

### **4.探討港區水文、海生物與港工構材(結構物)腐蝕之機理**

(1)調查各港區海生物之種類及棲息環境之變化

(2)分析各港區結構物腐蝕之狀況

(3)研討各種鋼材在海水中之腐蝕機制

## **1.3 預期成果**

### **1.建立 R.C.結構物劣化非破壞性檢測技術**

### **2.完成港灣結構物陰極防蝕準則草案之訂定(R.C.結構物部份)**

### **3.建立電化學維修技術、工法**

### **4.建立港區內水文、海生物附著對結構體(鋼構物)腐蝕之相互關係**

本計畫執行期間部份研究主題，鑑於專業能力與人力之不足，曾與國立中山大學海工系、國立中央大學土木系及中華民國防蝕工程學會等學術單位，共同進行合作研究，先後完成「港區內海水、海生物附著等對港工構材之腐蝕」、「混凝土結構物鹼質與粒料反應之調查研究」、「港灣結構物陰極防蝕準則草案之訂定(R.C.結構物部份)」，成果豐碩並另著專刊報告，其它研究成果，則詳述於后。

## 第二章 鋼筋混凝土非破壞檢測

台灣四周環海，地處亞熱帶，終年溫濕多雨含鹽份高，為一腐蝕嚴重的海洋環境，因此不論港灣結構物，橋樑或建築物等都易受到鹽分等腐蝕因子侵襲，發生混凝土劣化及內部鋼筋銹蝕，常未達設計使用年限前即發生破壞，為考量鋼筋混凝土結構物安全，使其發揮應有之功能，實有必要對這些重要的結構物作定期或不定期檢測。

鋼筋混凝土的檢測工作，一般可依對其構件或試體有沒有毀壞分成破壞性及非破壞性檢測二種，破壞性檢測主要用於施工中灌鑄試體並將屆齡之試體破壞以求取抗壓、抗拉、抗彎強度等數據；非破壞性檢測係應用物理或化學方法及各種先進技術，配合目視觀察等，在不影響結構物使用安全為前提下，不破壞或僅局部破壞結構構件來檢測混凝土強度、均勻性、保護層厚度、裂縫及內部鋼筋可能銹蝕情形。

### 2.1 鋼筋混凝土非破壞性檢測

非破壞性檢測是對試體實施檢測時，不將試體破壞，但有部份方法如混凝土鑽心取樣祇要鑽心作業不對結構使用安全造成威脅亦可概括之。檢測時通常是藉由媒介物（如超音波、聲波、X 射線等）作用於受測試體，利用觀察媒介物變動所產生的變動，依據偵測系統將試體內部的各種物理性質轉換成訊號，將這些訊號所得結果整理分析後示於顯示設備，即可依據相關規範或法規進行研判工作。

傳統上鋼筋混凝土結構物在施工中，都以破壞性試驗做為混凝土品質管制的主要依據，結構物竣工後，負責維護的單位通常因人力及經費不足，僅派人員用目視檢測做為唯一的檢查方法，如發現結構物表面出現裂縫或有混凝土塊剝落等損害時，多直接採用柏油、混凝土砂漿或填加環氧樹脂等材料修補，很少詳細探究結構物內部可能發生缺陷或鋼筋銹蝕程度的影響，因此往往錯失維修的最佳時機，導致結構物受到更嚴重的損害後，須花費更多的人力和經費處理善後。應用

非破壞性檢測具有以下特點：

- 1.可適用於新建或老舊結構物。
- 2.不影響結構物之整體或部份構件安全並且快速簡便。
- 3.可直接於結構物鋼筋混凝土上全面實施檢測，所得的數據較標準試體更能反映實際的工程品質。
- 4.可連續檢測鋼筋混凝土內部裂縫、孔洞、不均勻性、凍害化學腐蝕等。
- 5.可進行非接觸檢測，例如紅外線、透地雷達等。
- 6.可重覆進行測試，結果可依據統計學原理分析。
- 7.檢測精度易受到其他因素影響，精度稍差，應結合數種方法所得結果綜合研判。

應用非破壞性檢測可以檢測鋼筋混凝土下列項目：

- 1.混凝土強度：主要測試抗壓強度以評估混凝土工程品質。
- 2.混凝土的裂縫寬度、深度和長度。
- 3.發生於混凝土內部或背面的孔洞、蜂窩等缺陷。
- 4.混凝土彈性模數：評估混凝土抵抗變形的能力。
- 5.混凝土溫度。
- 6.混凝土中的含水量及含氣量。
- 7.無法用尺等量測工具直接量測的尺寸及厚度。
- 8.鋼筋直徑、位置、保護層厚度和銹蝕情形。
- 9.其他，如位移變形均勻性等。

由於近代科學及工業技術的突飛猛進，經由各國專家及工程人員的不斷研究改進，現在已可將超音波、磁氣、電氣、微波吸附、聲波、

發射紅外線溫度感測、X 光線、放射線照相術、雷達穿透、中子溫度和活性分析等先進技術，應用於非破壞性檢測上，常用之鋼筋混凝土非破壞性檢測方法與參考規範，如表 2.1 所示。

表 2.1 常用之鋼筋混凝土非破壞性檢測方法

檢測目的	檢測方法	參考規範
混凝土強度	1.表面硬度法	
	衝錘法（試錘法）	ASTM C-805
	測試槍法	
	彈簧錘法	
	擺錘法	
	2.表面強度法	
	貫入阻力法	ASTM C-803
	拉拔試驗	ASTM C-900
	直接拉拔試驗	BS 1881-Part 207
	彎裂試驗法	ASTM C-873
	3.音速檢測法	
	超音波脈波波速法	ASTM C-597
	共振頻率法	ASTM C-215
	聲射法	
	4.成熟度檢測法	ASTM C-1074
	5.場鑄援助試體	ASTM C-873
	6.結合檢測法	
裂縫量測	1.超音波法	ASTM C-597
	2.敲擊回音法	
	3.共振頻率法	ASTM C-215
	4.透地雷達法	
	5.紅外線溫度感測法	ASTM D-4788
	6.幅射法	
鋼筋偵測	1.保護層厚度量測	
	2.鋼筋腐蝕電位	ASTM C-876
	3.鋼筋腐蝕電位與混凝土電阻	
	4.瞬間腐蝕速度：DC 線性極化法、AC 交流阻抗法、Harmonic Analysis 法、鋼筋斷面積減少法	
其他	1.混凝土中性化成程度	
	2.混凝土氯離子侵入分析	AASHTO T260
	3.混凝土透氣試驗	
	4.鹼質與粒料反應檢測	
	5.微震量測	
	6.載重試驗	

## 2.2 現地觀察(目視檢測)

現場實地觀察常用目視檢測配合簡易量繪工具實施，目視檢測為最簡便易用的方法。經由受過專業訓練人員目視檢測可以迅速剔除一些不影響結構物使用安全的缺陷或評估需要進行維修補強加固的輕重緩急順序，是最具省時與經濟效益的方法，但其缺點為易受到檢測人員主觀性影響且檢測多僅就結構物表面狀況作概括性判斷，精度較差，一般多用於初步或大面積之查勘。

混凝土的腐蝕作用，除了少數因材料本身或摻入雜質引起之化學反應外，多數為外界腐蝕因子如酸、鹼、硫化物、氯離子、水分等之侵入，要減少腐蝕最基本方法為減少腐蝕因子的入侵。混凝土的滲透性愈小，腐蝕的機率也會減小，鋼筋混凝土結構物設計時多以強度設計法為主，為能充分利用鋼筋之抗拉強度，承受拉力區域之混凝土會因抗拉強度較差，常有裂縫發生，這些裂縫便成為腐蝕因子入侵的捷徑，為鋼筋銹蝕膨脹的主因。

混凝土裂縫寬度可影響鋼筋銹蝕程度，裂縫寬度愈大銹蝕速率會愈加速。混凝土若發生過大之裂縫(港灣結構物於潑濺區大於 0.15mm)即應評估對鋼筋銹蝕的影響，通常混凝土樑底沿拉力筋方向之水平裂縫，為鋼筋生銹膨脹的前兆。腐蝕因子藉由水平裂縫更易侵入，容易造成保護層剝落崩壞，因此發現水平裂縫應即採取防蝕措施，阻止鋼筋進一步腐蝕，藉由目視檢測將裂縫位置及寬度描繪記錄為最簡便辦法。

表 2.2 美國混凝土協會(ACI Committee 224)  
對破裂寬度限制之建議

結構物暴露周圍環境	最大容許破裂寬度
乾燥空氣或有薄膜保護層	0.4 mm
潮濕或含水份之土壤	0.3 mm
除冰用之既及化學藥品	0.18 mm
浸濕於海水中或海水淺濺	0.15 mm
儲水結構體	0.10 mm

**表 2.3 英國(British Standard Institute)及其他設計規範  
對破裂寬度之限制**

設計規範	結構體荷重及周圍環境	結構體之形式	最大容許破裂寬度
BSI.GP110	一般結構及荷重	RC PC	0.33 mm 0.10 mm
	結構體腐蝕性之環境	RC PC	0.004 tc 0.10 mm
BSI.DD55	結構能在正常操作下之荷重	RC RC PC	0.3 mm 0.004 tc 0.10 mm
FIP	海洋結構	RC PC	0.30 mm 0.004 tc

**表 2.4 日本對海洋混凝土破裂寬度之限制**

設計規範	結構體暴露周圍環境	最大容許裂寬度
海洋混凝土構造物施工指針(1977)	大氣中、潑濺帶	0.15 mm
	海水中	0.20 mm
港灣設施之技術基準及解說(1979)	海水直接接觸部位	0.15 mm
	潮汐帶，飛沫帶	0.15 mm
	上述以外部位	0.20 mm

檢測地點如為光線充足場所，可採用測微尺（如圖 2.1 所示）或裂縫寬度測微計量測裂縫寬度。圖 2.2 所示為 Pentex ASAHI 裂縫測微計，其原理乃利用放大鏡將裂縫放大後直接讀取其寬度。

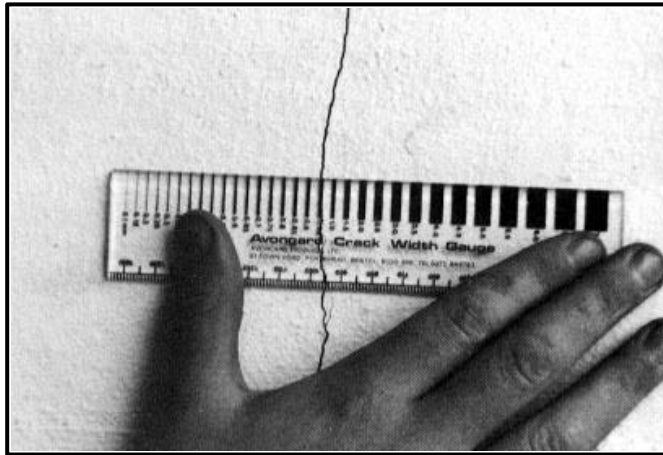


圖 2.1 測微尺量測裂縫（資料來源：參考文獻 47）



圖 2.2 Pentex ASAHI 裂縫測微計（資料來源：參考文獻 48）

## 2.3 混凝土強度之非破壞性檢測方法

### 2.3.1 試錘法

試錘法是利用試錘衝擊混凝土表面後，其反彈距離經指針讀出其反彈數。反彈數可以用來推算混凝土表面硬度，但不能指出內部的實際強度，故採用本法評估混凝土強度，一般多再配合其他方法後為之。其構造如圖 2.3 所示，主要包括：(1)外殼(2)衝擊桿(3)鎚塊及(4)彈簧等

四部份。檢測強度時，衝擊桿先與混凝土表面接觸，再將儀器推向混凝土表面，撞擊衝擊桿反彈帶動指針，顯示反彈距離。反彈距離的刻度數字由 10 到 100 之間，稱為反彈值，試驗方法如圖 2.4 所示。

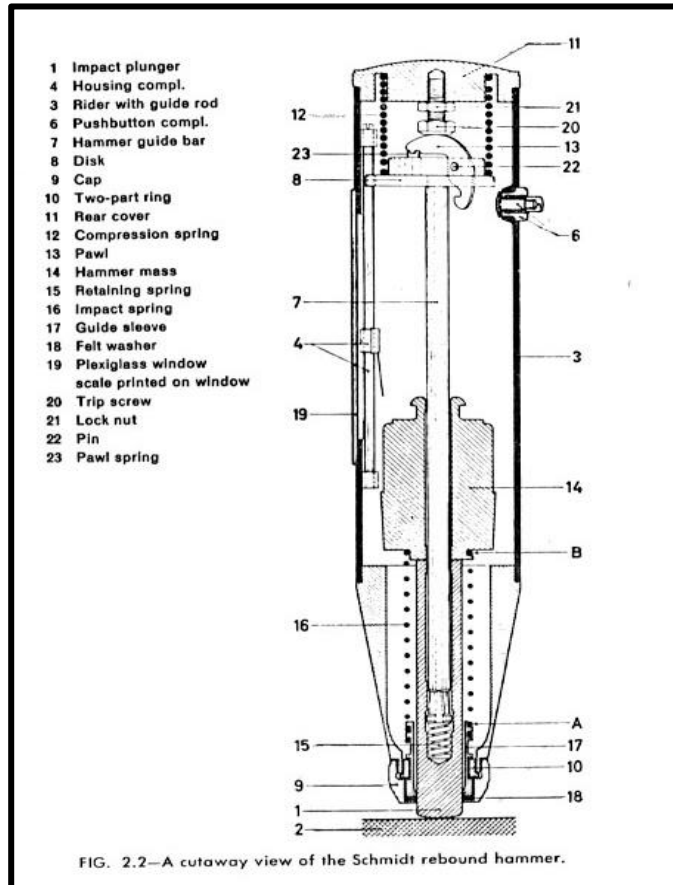


圖 2.3 試錘構造（資料來源：參考文獻 48）



圖 2.4 試錘試驗（資料來源：參考文獻 48）

影響試錘試驗的因素有<sup>[4-50]</sup>：

- 1.試體表面光滑程度：表面粗糙時測得強度會較實際強度為低。試驗前應用金鋼砂或砂紙將混凝土表面磨成光滑平面，混凝土表面光滑程度對試錘反彈數可能產生 5-25% 的誤差，但如用砂漿或其他材料鏟平，將降低其可信度。
- 2.試體的大小尺寸和剛性：試體應避免尺寸太小或細長，每一測試方格，應多取測點求其平均值(3 次以上)，混凝土初期強度如小於  $70\text{kg/cm}^2$  時，不適用本試驗方法。
- 3.表面和內部含水量：同一試體含水量較高時比乾燥狀態下所得之試錘反彈數低，現場混凝土含水量未知時，應事先將其表面潑濕，在面乾內飽和狀態下檢測。
- 4.試樣之齡期：齡期愈長所得之反彈數較大（混凝土表面硬度與齡期成正比）。
- 5.粗骨材、水泥、鑄模型式均會影響試錘反彈數：接觸到粗骨材會有較大的反彈數
- 6.混凝土中性化程度：混凝土會因中性化的關係而使表面硬度大於內部實際強度。

試驗前需先行校正才可得到客觀結果，如僅依據儀器所附參考圖表逕行判斷，將會產生極大誤差。試錘校正方法如下：

- 1.利用鑽孔機在現場鑽取試體數個，試體之直徑與高度比例須為 1：2。
- 2.將蓋平後之試體置於抗壓試驗機上，使用大約 15% 之抗壓荷重束縛試體(試體應為面乾內飽合狀態)。
- 3.在試體高度  $1/3 \sim 2/3$  位置內，每  $120^\circ$  測試一點，共取 5 個高度讀出 5 次試錘反彈數，測試位置應儘量錯開。
- 4.重複上述步驟，測試所有試體。

5.將每一個試體利用抗壓試驗機求出其抗壓強度，並和反彈數繪於圖上。用最小二乘法求出抗壓強度( $F_c$ )與反彈數( $N$ )間之關係。

$$F_c = A + BN + CN^2$$

式中  $N$ 為反彈數， $A$ 、 $B$ 、 $C$  為試驗常數

試錘試驗優點為簡單易用，缺點為影響因素很多，實施時應須詳細為之。

依 ASTM C-805 規定，每次檢測時取十個值之平均值，假如其中有一個值超過平均值達 7 個單位以上，此數據應予捨棄，然後再將剩餘的數值平均之，如果有二個值以上都大於平均值 7 個單位以上，則此組必須全部捨棄。

### 2.3.2 貫入針阻抗試驗法<sup>[51]</sup>

本試驗方法是利用特製的裝置和高強度的強化鋼針，以較高的固定動能衝擊混凝土表面後，用測微計量測貫入深度，並據此推算混凝土強度。以基本觀點來看，其方式與反彈鎚法的方式相類似，只是此方法利用較高能量的衝擊力。

圖 2.5 為美國 JAMES 儀器公司製造之 PPR-METER，儀器提供一固定能量(91 lbs inches)和可重覆使用七次的強化鋼針，檢測前應先清除混凝土表面粉末和雜質，再於其上繪製約 5-75cm 之方格，將貫入針置入儀器內部，轉動裝入螺帽(Load Nut)，使內部彈簧旋緊後按下開關，鋼針即會衝擊混凝土，並於混凝土表面留下一針洞，清除洞內粉末，用測微計量測貫入深度，每一方格應量測七點，剔除偏離中間值較遠之二點，取另外五點之平均值即為該方格之貫入深度，對照儀器所附之貫入深度與混凝土強度表，就可迅速查知混凝土強度<sup>[51]</sup>。

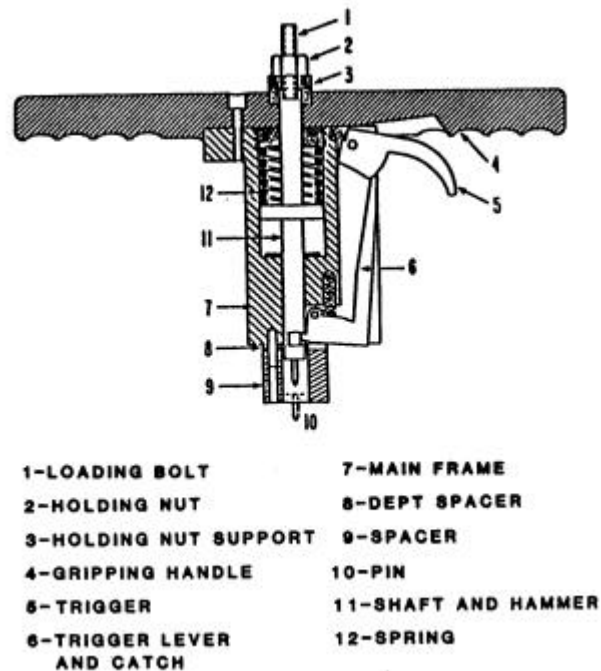


圖 2.5 貫入針阻抗儀構造示意圖（資料來源：參考文獻 51）

檢測時探頭的動能必須保持每次衝擊的動能一定。ASTM C-803 規定探頭的初時速度必須在 10 次的測試中保持在 3% 的標準偏差以內。試驗時應隨時檢查貫入針前端是否磨損或變短，如有損耗應即更換，彈簧雖可重覆使用而不會減少儲存動能，但仍須至少每年一次送回原廠或代理商進行校正，其他部份應定期清理乾淨。

探頭直接貫入水泥砂漿和骨材，通常破裂區域的裂縫會穿過水泥砂漿和粗骨材顆粒，所以，水泥砂漿和骨材的強度特性均會影響貫入深度；而混凝土的抗壓試驗所得的強度主要由水泥砂漿所控制。

探頭貫入試驗的一個重要特性為：混凝土強度和探頭貫入度的關係式中，粗骨材的種類扮演一個極重要的影響因子。由於探頭直接貫入混凝土內部，因此，試驗結果不會受到局部表面條件(例如水分含量)所影響。以鏟刀鏟平所得到的硬表面層將造成較小的貫入度值，而且所獲得的資料較為分散。除此之外，假設探頭垂直貫入混凝土表面，那麼貫入的方向將不是很重要。在實際操作上，通常量測探頭外露長度，然而，混凝土的強度與貫入深度，才具有基本的關係式存在。因

此，當評估試驗結果的變異性時，通常以貫入深度的變異係數來表示，而非外露長度。

### 2.3.3 拉拔試驗法

拉拔試驗是以拉拔預先埋入混凝土試體或結構物中的金屬螺栓來測定極限強度的測試方法。螺栓具有擴大的頭部，拉拔時，使用千斤頂施以拉力，其反作用力由以螺栓為圓心的反作用力環施加於混凝土表面（如圖 2.6 所示）。螺栓拔出時，一略呈錐形的混凝土碎塊會隨之拔出，此碎塊較大一面的直徑由反作用力環的直徑計之，較小一面之半徑，則以螺栓頂之直徑計之。ATM C-900 規定埋入深度和螺栓頭的直徑需相等，反作用力環內徑大小為插入螺栓頭直徑的 2.0 ~ 2.4 倍，若根據上述的螺栓頭直徑和反作用力環內徑的要求，被拔出之混凝土碎塊破壞錐形台的頂角介於  $54^{\circ}$  ~  $70^{\circ}$  間<sup>[47,52,53,54]</sup>。

拉拔強度最主要是受鄰近錐形碎塊部分的混凝土所控制，一般商業化的試驗螺栓埋入的深度約 25 ~ 30mm，如此則只有小部分體積的混凝土被測驗，且因為混凝土本身即為不均勻物質，平均每批拉拔試驗所得變異係數在 7% ~ 10% 的範圍內，這是標準圓柱試體抗壓試驗的 2 ~ 3 倍。

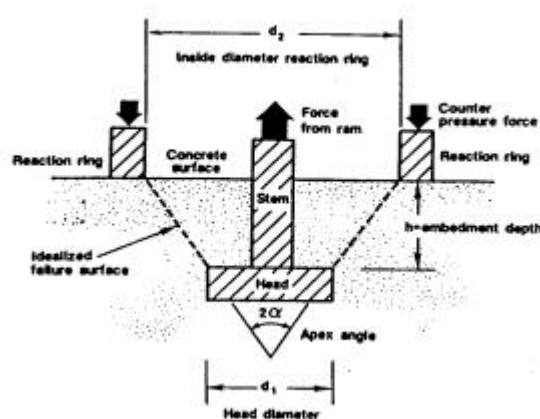


圖 2.6 拉拔試驗示意圖（資料來源：參考文獻 54）

#### 2.3.4 直接拉拔試驗法

本試驗乃利用接著劑(Adhesive)將一個 50mm 直徑之金屬圓盤黏結在混凝土表面，再透過儀器將圓盤直接拔起，並量測拔起圓盤所需的力，其示意圖如圖 2.7 所示，破壞必須發生在混凝土才算試驗有效。

直接拔出試驗可直接在混凝土表面進行，或先鑽心後再實施。鑽心後再進行試驗，可得較佳之結果，尤其是對混凝土因碳酸化而形成堅硬外殼者；並可直接用來評估雙層或修補混凝土之黏結強度(Bond Strength)。由於拔出所需力量與混凝土抗壓強度間之關係，受混凝土抗拉與抗壓強度間之關係所影響，影響因素包括混凝土材齡、骨材種類及尺寸、養護條件等。英國國家標準於 1992 年將直接拔出試驗法納入 BS 1881-Part 207 (BSI 1992)。

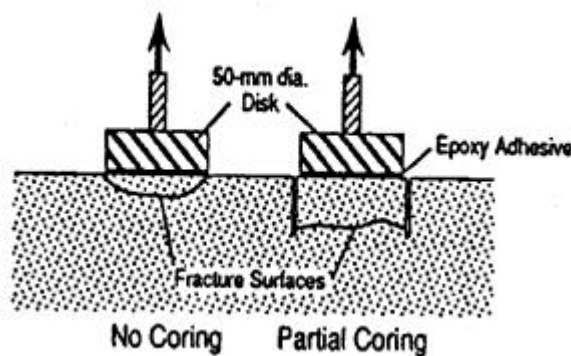


圖 2.7 直接拉拔試驗示意圖（資料來源：參考文獻 54）

#### 2.3.5 超音波脈波速度試驗

本試驗係以測定振動能量脈波在混凝土構件中的脈波傳遞速度，由脈波器 (Pulser) 送出短週期高電壓之訊號給發射器，發射器以本身共振頻率振動，發射器的振動脈波經由耦合液 (Viscous Coupling Fluid) 傳送至混凝土，經由混凝土被另一端之接收器接收，當接收器接收到脈波時，計時切斷並顯示出所歷經之時間。將發射器到接收器的直線路徑，除以所歷經時間得到混凝土中的脈波傳遞速度，可據以推估混凝土強度，試驗儀器及操作原理如圖 2.8、圖 2.9 所示。

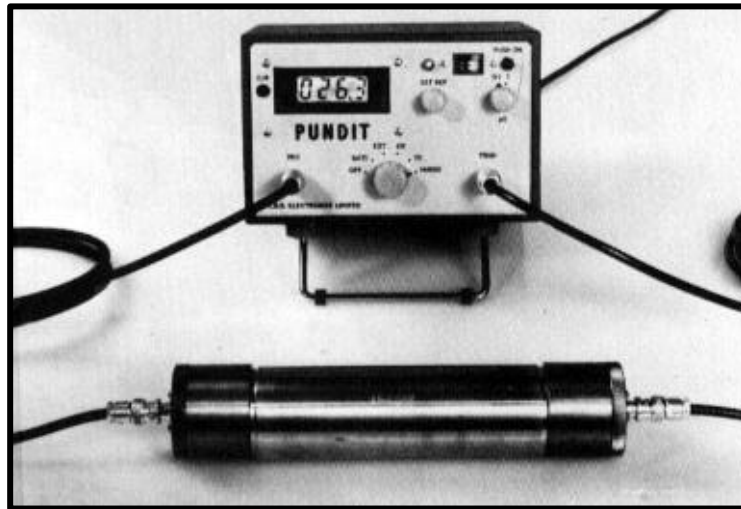


圖 2.8 超音波試驗儀器（資料來源：參考文獻 47）

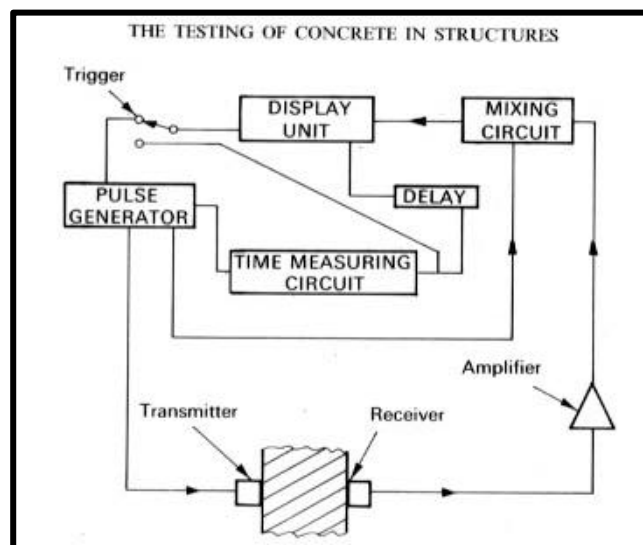


圖 2.9 超音波試驗操作原理（資料來源：參考文獻 47）

利用超音波評估混凝土強度時因影響混凝土性質之因素非常多，目前尚未能定出正確的係數而超音波又有衰減現象，因此，評估時仍須配合其他方法再下判斷。超音波脈波速度與混凝土品質關係如表 2.5 所示。

表 2.5 超音波脈波速度與混凝土品質關係（資料來源：參考文獻 49）

超音波脈波速度(m/s)	混凝土品質
<2500	不良
2500~3000	中等
>3000	優良

影響超音波脈波速度的因素如下：

- 1.骨材尺寸、級配和含水量：含水量愈高波速愈快。
- 2.水泥水化速度：波速與水泥水化速度成正比。
- 3.摻料。
- 4.搗實程度：搗實程度佳，波速較快。
- 5.混凝土齡期與養護狀況：混凝土強度隨其齡期增加而增加，脈波速度亦會隨之增加。脈波速度和混凝土的彈性模數開平方成正比，和混凝土密度開平方成反比，若根據 ACI 318 建議，混凝土彈性模數和抗壓強度的開平方成正比，則脈波速度和抗壓強度的四次方根成正比，這表示當混凝土抗壓強度隨材齡增加而增加，則脈波速度亦會相對地有微幅的增加，但在較後期材齡時，混凝土中的脈波速度並不會隨強度有敏感的改變。
- 6.溫度：不同環境溫度須做適度校正。
- 7.含水量：混凝土含水量是影響超音波脈波速度最重要的因素，當含水量由氣乾增加到飽和狀態時，脈波速度可能增加 5%左右。所以，若未考慮含水量的影響，則會對現地強度作出錯誤的結論，尤其是已成熟的混凝土。故檢測脈波速度與混凝土強度關係時，應和現有混凝土有類似的含水量。
- 8.試體長度(脈波路徑距離)：較短的路徑會造成較高的脈波速度，混凝土中最大骨材粒徑為 30mm 時，最小路徑為 100mm；最大骨材粒徑為 45mm 時，最小路徑為 150mm。

- 9.鋼筋：超音波在鋼筋中行進速度較在混凝土中快了約 40 %，所以脈波經過鋼筋密集的混凝土會較經過鋼筋量少的混凝土有較快波速。當鋼筋方向和脈波波傳方向平行時，因脈波可能折射進入鋼筋，而以在鋼筋中的波速傳至接收器，因此會大於實際在混凝土中的波速。故若不確知鋼筋的所在位置和方向，將導致對混凝土強度的錯誤判斷。
- 10.應力水準：混凝土承受較大應力時，會產生微細裂縫，這些微細裂縫會降低脈波速度，進而影響結果判斷。

此外，發射器和接收器間的波傳路徑上若有裂縫或孔隙也會造成影響，脈波會在不連續處產生繞射，使所經路徑增加，所經時間亦會增加。所以如果對於混凝土構件內部情形並沒有非常了解，此一減低的波速，可能被錯誤的研判為有較低的抗壓強度。

在此一試驗方法中，試驗結果並不因混凝土不均質而有很大的影響，因此具有極小的變異係數，但是這些好的結果不應被解釋成，用此方法即可無問題地獲得具有高可信度之現地強度的預測。

應用超音波除能檢測混凝土強度外，並可用來評估混凝土的均勻性和內部缺陷、孔隙或裂縫以及因為火災、冰凍、化學侵蝕的作用而使混凝土發生變化的程度，檢測方法詳如 2.4.1 所述。

#### 2.3.6 成熟度法

在北歐諸國等氣候變化較大的地區，有關成熟度檢測法的研究與應用頗受重視。主要是來評估新澆置橋樑構件在不同成熟度時的混凝土強度，從而決定相關的施工步驟(如模板的拆除、預力混凝土後拉法鋼線外力的施加、低溫環境下混凝土保護之解除等)。

由於混凝土開始水化作用時，混凝土之溫度便會隨著水化熱的產生而隨之增高，是以該檢測原理乃是利用混凝土的溫度變化來評估本身的強度。

試驗時，需先依該結構體所使用的混凝土先行建立其強度 - 成熟

度的關係式。現地的混凝土可藉由連續觀察記錄，從記錄所得的資料便可計算出現場混凝土的成熟度（溫度 - 時間因子，或是等值材齡）。得到成熟度後，再利用先前建立的強度 - 成熟度關係式可推估現場混凝土強度，如圖 2.10 所示。

ASTM C 1074 中則提供成熟試驗的步驟且對於如何從記錄到的溫度歷程計算出溫度 - 時間因子（或是等值材齡）有舉例說明。

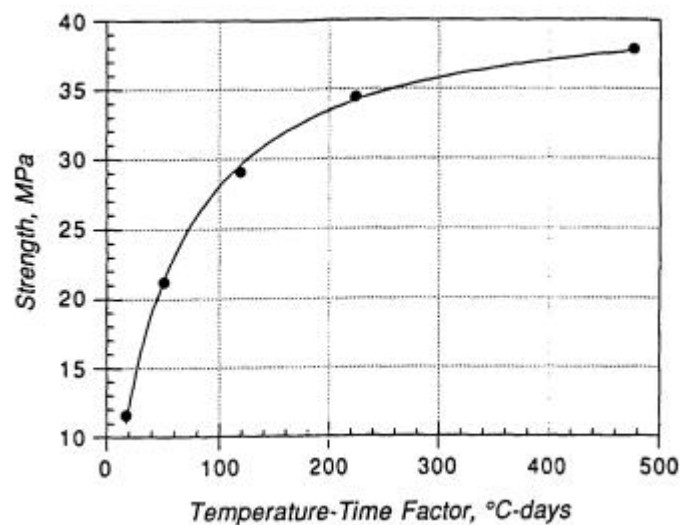


圖 2.10 成熟度與混凝土強度之關係（資料來源：參考文獻 52）

### 2.3.7 彎裂試驗法

彎裂試驗法(BO Test)由挪威 Johansen 於 1976 年發展出來，其儀器設備包括：(1)載重計(2)壓力計(3)加壓幫浦(4)內徑約 55mm 之塑膠套筒(Plastic Sleeve)(5)鑽頭（適用在鑽挖硬化混凝土），如圖 2.11 所示。

對於一個新建的結構物，在新澆置未硬化的混凝土中插入塑膠套筒，當需要測試現地強度時，將套筒移開，在平底擴孔內置入一個特殊手動的液壓千斤頂，而力作用位置如圖 2.11 所示，施力一直到中心圓柱體斷裂，加壓的液壓則由壓力計測得，最大的壓力以單位 bar (1 bar = 0.1MPa)表示，稱為彎裂數(Break-off Number)。再利用原先建立好的關係式(表)來推求混凝土的強度。

彎裂試驗可應用在混凝土的品質控制及品質保證。主要用於決定模板拆除及預力鋼鍵施力的時間，並可評估現存結構物之強度。根據報告指出，彎裂試驗對於混凝土養護條件的偵測，比拉拔及標準圓柱試體試驗更有效率。1990 年 ASTM 將彎裂試驗標準化 (ASTM C-1150)。

彎裂試驗最大優點為可於現地量測混凝土的強度，儀器安全且簡單，容易施作，試驗以鑽心方式進行，可減少事先規劃作業，可得到準確結果。但混凝土最大骨材粒徑須小於 19mm，且受測構件最小構件厚度不得大於 100mm，試驗需作後續修補工作。

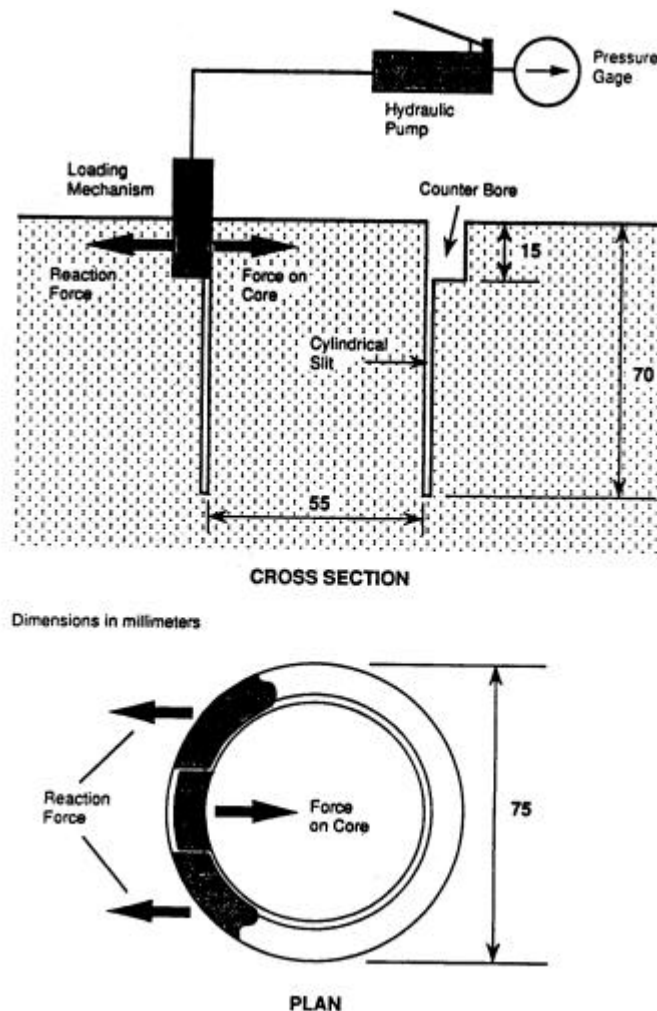


圖 2.11 彎裂試驗儀器設備及力作用方式示意圖  
(資料來源：參考文獻 52)

### 2.3.8 混凝土鑽心取樣抗壓試體

此一試驗屬部份破壞性試驗，試驗的主要目的是在決定結構體中部份區域之抗壓或抗拉強度，為了達到這些強度的量測，必須將此區域加壓力或拉力以致於達到破壞來評估其強度，因此這些測試對結構物或多或少會造成破壞性的傷害，是以破壞性的檢測乃是用來驗證非破壞性檢測之結果是否正確。

而混凝土鑽心取樣一般用於橋樑結構體損害頻繁處，以鑽心取樣方式，鑽取該處混凝土試體，再送回試驗室內經抗壓試驗求混凝土抗壓強度，此法已列入CNS國家標中。可攜帶型之混凝土鑽心取樣機(Coring Machine)已非常普遍(如圖 2.12 所示)，可以由上而下或由下往上鑽取，但由下往上鑽取一般而言較不方便。而使用本檢測方法需注意的一點是在混凝土充分凝固前，不可自構物內取出做強度試驗用之試驗，以免影響其水泥漿與骨材間之握裹力，通常在混凝土澆注 14 天後，方可進行鑽心取樣。但如試體有特殊之缺點，或因挖取而導致有損害之試體，不得用以試驗。CNS 規範中取樣試體之規定簡述如下：



圖 2.12 可攜帶型混凝土鑽心取樣機

- 1.圓柱試體: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。
- 2.樑狀試體:試驗抗彎強度之樑狀試體，一般為 15cm × 15cm 之斷面，長度至少需為 55cm。

在取試體時其應注意之事項為：

- 1.取圓柱試體:在垂直於一水平面取圓柱體時，鐵軸宜垂直於混凝土之底面，在垂直於一直立面或傾斜面取樣時，其位置宜近該面之中心。
- 2.鋸樑:鋸樑時應不使混凝土因震動或生熱而減少強度，鋸斷面應光滑、平行、平整、無階梯層狀及稜腳、凹凸紋缺陷等，在移動鋸得之試體時，需注意不可產生裂縫。

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 8-3 之更正因數(表中未列入之值，可由插入法求知)。

表 2.6 是混凝土鑽心取樣與前述衝錘法依其檢測對象、器具、限制條件與檢測誤差值等之比較。

表 2.6 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

##### 2.3.9 場製圓柱試體

場製圓柱試體是從新澆置的混凝土版取得試體，不需另外再施予鑽心。ASTM C-873 對於該法有詳盡敘述。其內容包括使用一種模具，如圖 2.13 所示，外管釘在模板上用來支撐圓柱模具，套筒可依不同的版厚來作調整。在版的澆置同時，模具內亦填滿混凝土，套筒內的混凝土亦隨著整個版進行養護，該法的目的在於得到一個完全和現場結構體有相同溫度歷程的試體。欲量測現場混凝土強度時，便將模具從外筒取出，剝去模具，得到一個混凝土圓柱試體，再施予蓋平，進行抗壓試驗。如果圓柱的長度/直徑的比值小於 2 時，量測到的抗壓強度需依照 ASTM C-42 中的因子加以修正。

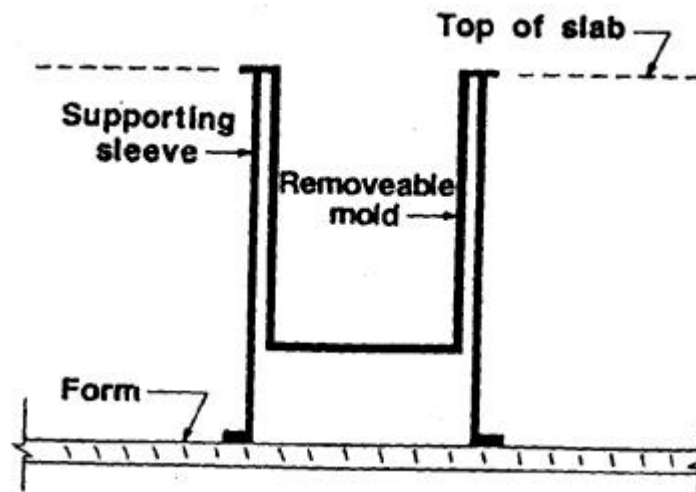


圖 2.13 場製圓柱試體試驗示意圖（資料來源：參考文獻 53）

### 2.3.10 結合方法

將兩種方法所得到的資料合併在一起，以一個簡單的關係式表示，該法可以改善單一方法的精準度問題，（如：反彈鎚和超音波波速、探頭貫入度和超音波波速的組合）。

以波速和反彈鎚的組合方式為例，依據報告可以改善其準確性，但是在大部份的應用上，這種改善程度是有限的。

## 2.4 混凝土瑕疵之非破壞檢測技術

混凝土結構可能因為長期使用，在材料品質的劣化、外在環境的影響、地震力的作用，或是因建造時施工品質不佳，以致於在結構體內部或表面產生瑕疵（裂縫、孔隙、蜂窩），嚴重威脅到其使用上之安全性，為了避免災害之發生，實有賴於能早期檢測出此等瑕疵，以利安全評估及維修之確實執行。

### 2.4.1 超音波檢測法

超音波檢測法是在待測物體上一點發出超音波脈波，量取從這一點傳到另一個點所需要的時間。由於波的傳遞速度是根據介質的性質

及質量而定，若已知質量及波的傳遞速度，便可評估其彈性性質，因此只要依據材料性質及所量測波速便可以用來評估材料之現存狀況。

使用超音波波速檢測法量測材料內部瑕疵之優點如下：

1. 可使用多種類之材料。
2. 可作深入內部的探傷、測厚及測定物性。
3. 檢測速度較快，儀器輕便。

以超音波波速量測評估材料品質必須謹慎的操作儀器，選用適當頻率，並準確的量測其經過試驗材料的傳遞時間，超音波在材料中移動的路徑長度也必須測量。為使傳送端子與混凝土表面間有很好的連結需以如凡士林、蜂蜜或潤滑油等塗抹其間作為耦合劑。如果混凝土表面非常粗糙不平，則需要用砂輪機磨平或快凝水泥漿蓋平以提供使用傳送端子的平滑表面。

由於超音波無法傳送穿過裂縫，因此，若有裂縫存在於傳送路徑上，則超音波會繞過裂縫而尋找其他路徑，故儀器所顯示的時間，係由繞行裂縫尖端後所得者，利用波傳時間差量測得之距離等特性可求得裂縫之深度。

量測波速穿過混凝土，探頭佈置有以下三種基本方式<sup>[53,54]</sup>：

#### 1. 直接傳遞法

在試驗時將發射與接收探頭靠在混凝土約兩面(如圖 2.14 所示)，因為路徑距離容易量測，並且可以獲得最靈敏的結果，所以使用最廣。

#### 2. 半直接傳遞法

由於混凝土表面的自然形狀需要(如圖 2.15 所示)，可使用此法，但此法靈敏性較小，而且由於傳送波的衰減，接受器所接收的信號較不清楚，但是若探頭之間的角度不大，且路徑又不長，則所得的結果尚能令人滿意。

### 3.同面法

混凝土表面僅有一面可接近時，可使用此傳遞法(如圖 2.16 所示)，例如碼頭面版或防波堤胸牆等大面積之混凝土。由於超音波的最大能量直接進入混凝土，所接收到的振幅訊號跟直接傳遞法比較少了許多，僅能指出較靠近表面之混凝土品質。

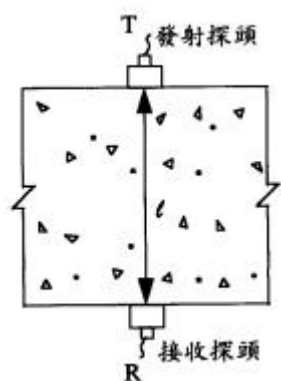


圖 2.14 直接法\*

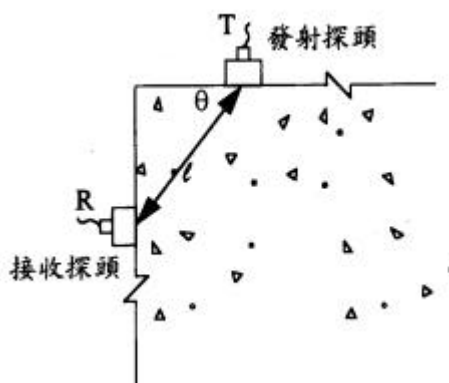


圖 2.15 半直接法\*

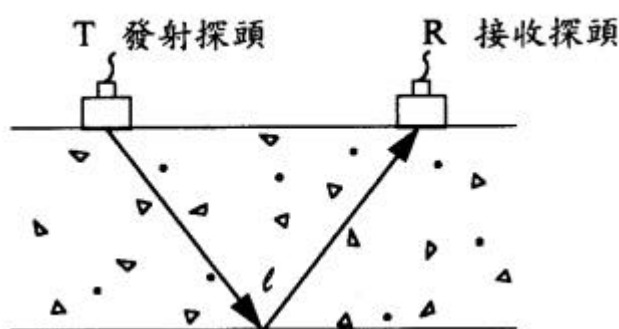


圖 2.16 同面法\*（\*資料來源：參考文獻 47）

利用同面法量測裂縫深度之方式有下列兩種方法：

#### (1)等距法量測

先在無裂縫之混凝土處量測超音波波傳時間  $t^*$ ，再求得波速  $v$ ，

$(v = \frac{L^*}{t^*})$ ，量測方法如圖 2.17 所示。

若量測時間差為  $2t$ ，路徑長為  $2L$ ，如圖 2.16 利用三角形畢氏定理可求裂縫深度  $C$ 。

$$2L = V(2t) , L = Vt , C = \sqrt{L^2 - X^2} \dots\dots\dots (2.1)$$

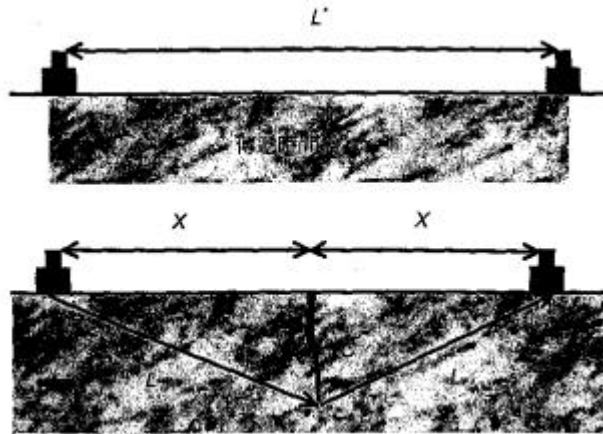


圖 2.17 等距法量測 (資料來源：參考文獻 53)

## (2)多次法量測

量測裂縫時探頭之安排方式如圖 2.18 所示，傳遞與接收感應器以等距離置於裂縫約兩側，選擇距離  $X_1$  與  $2X_1$ ，量測各自的傳遞時間。假設裂縫平面與混凝土裂縫周圍的混凝土品質是均勻的，可利用下式求得裂縫深度  $C$ ，其中  $T_1$  及  $T_2$  分別為超音波在距離  $X_1$  與  $2X_1$  之傳遞時間。

$$C = X_1 \sqrt{\frac{4T_2^2 - T_1^2}{T_2^2 - T_1^2}} \dots\dots\dots (2.2)$$

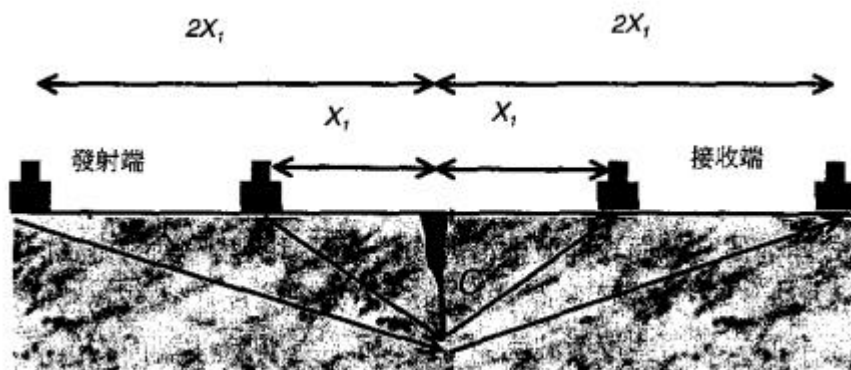


圖 2.18 多次法量測 (資料來源：參考文獻 53)

1967 年，ASTM 正式將超音波波速檢測法納入正式規範(ASTM C-597)。在歐洲，國際建築材料及結構試驗及研究實驗室聯合會(RILEM) 及英國皆有超音波檢測法之試驗標準。

#### 2.4.2 敲擊回音法<sup>[53,54]</sup>

1983 年，美國國家標準及科技院(National Institute of Standards and Technology) 研究發展出一種利用較低頻率暫態應力波傳原理之非破壞試驗法來偵測混凝土內部瑕疵，此技術稱為敲擊回音法，可改善傳統一般超音波法在混凝土材料應用上之限制（例如高頻波之散射衰減、激發能量不足及訊號辨識不易）。利用機械性的敲擊方法將暫態彈性波(應力波)導入測試的物體內並接收其反射之位移反應訊息。經由接收反射回來的訊號，經過快速傅立葉轉換(Fast Fourier Transform, FFT) 至頻率域來判讀混凝土內部是否有孔隙或裂縫，並計算出其孔隙位置。

敲擊回音試驗系統由三個主要元件（1）敲擊源（2）接收器及（3）含資料抓取卡之攜帶型電腦所組合而成。攜帶型電腦可用來抓取接收器送出的訊號，儲存數位化之位移波形及進行訊號分析<sup>[54]</sup>，如圖 2.19 所示。



圖 2.19 敲擊回音儀

在測試物體的表面利用機械性敲擊產生暫態應力波動並導入物體內，該應力波動包含有壓力波(P-Wave)、剪力波(S-Wave)及表面波(R-Wave)，其中壓力波及剪力波在物體內部依球狀的波形方式向前傳動，而表面波則沿著物體表面遠離敲擊點的方式向外擴散出去。當壓力波及剪力波遇到物體內部的瑕疵(如裂縫及孔隙)或物體的邊界時，將會被反射回去，這些反射波回到了敲擊面時，則產生表面的位移，此等位移反應可利用訊號接收器監測到，如果將接收器安排在靠近敲擊點處，則監測到之位移波形主要是因為壓力波到達所造成，如圖 2.20 所示。

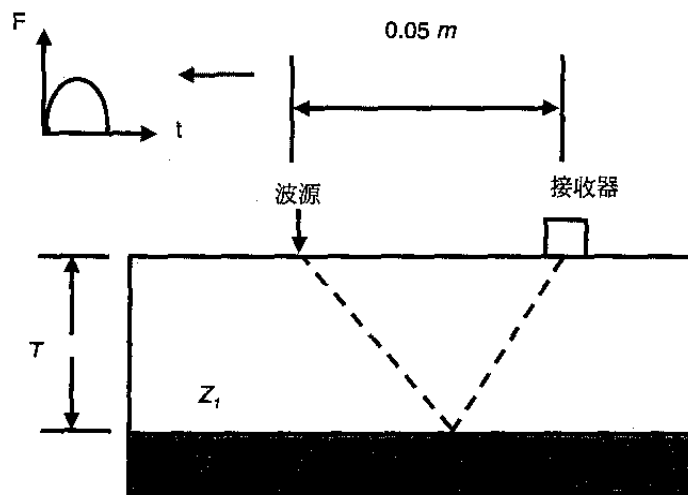


圖 2.20 敲擊回音法量測示意圖（資料來源：參考文獻 54）

當波在物體內部傳動若遇到不同的介質時，則波的部份能量會被反射，部份會被折射，反射波與折射波的振幅及入射波的振幅、與兩種介質的聲阻係數(Acoustic Impedance)有關，其中聲阻係數為 P-波波速與密度之乘積；當波為正向入射時，其關係式如下<sup>[54]</sup>：

$$A_{\text{reflected}} = \frac{A_1(Z_2 - Z_1)}{(Z_2 + Z_1)} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$A_{\text{refracted}} = \frac{A_1(2Z_2)}{(Z_2 + Z_1)} \dots\dots\dots (2.4)$$

其中  $Z_1$  為第一個物質的聲阻係數， $Z_2$  為底部物質的聲阻係數， $A_i$ 、 $A_{\text{reflected}}$  及  $A_{\text{refracted}}$  分別為入射波、反射波及折射波的振幅。若  $Z_2 > Z_1$  時，則  $A_{\text{reflected}} > 0$ ，即反射波與入射波同號；反之，若  $Z_2 < Z_1$  時，則  $A_{\text{reflected}} < 0$ ，即反射波與入射波異號。

在敲擊處產生一壓力波(C)後，若混凝土底部為聲阻係數較大之材料(如鋼筋)，則當波遇到此介質時所產生的反射波將同為壓力波。但當此反射壓力波傳至頂部時，由於頂部為自由反射介面，則此時的反射波將改變為張力波(T)。如此重複反射所得壓力波與張力波之示意圖如圖 2.21(a)所示。這些反射波回到敲擊面時會產生表面的位移，其位移示意圖如圖 2.21(b)所示；在圖 2.21(b)之位移波形圖中一開始有一個非常大之向下位移，此乃由於表面波到達所致，但當底面第一次反射回來的 P-波到達時，由於仍為壓力波故造成向上位移而非向下位移，此壓力波經由頂面之自由反射介面反射則變為張力波，傳至底部反射回來亦為張力波，此張力波到達頂面時便造成向下位移，如次重複反射即形成一向上及一向下交互出現之表面位移波形，如圖上標示之 2P、4P、6P 及 8P 處之位移反應。反之若混凝土底部接聲阻係數較小之介質，其反射所造成的張力及壓力情形與其所對應的表面位移波形，則如圖 2.22(a)及 2.22(b)所示。

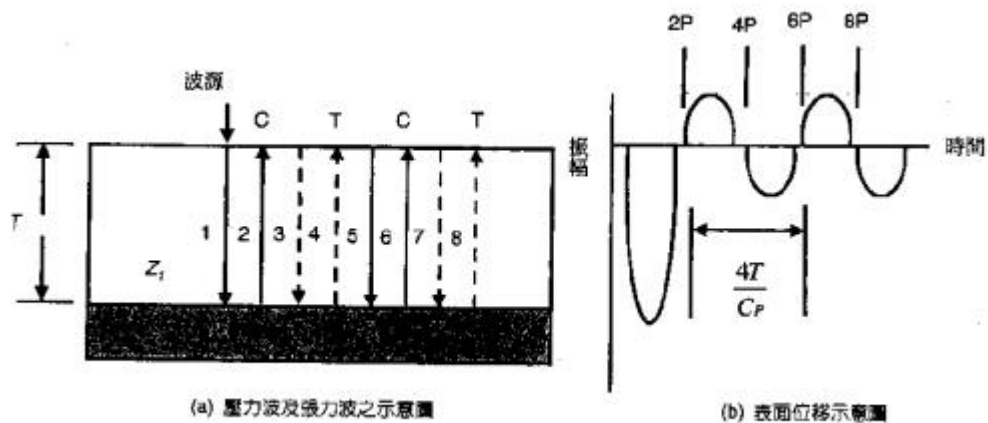


圖 2.21 混凝土聲阻係數（介質較大者）（資料來源：參考文獻 54）

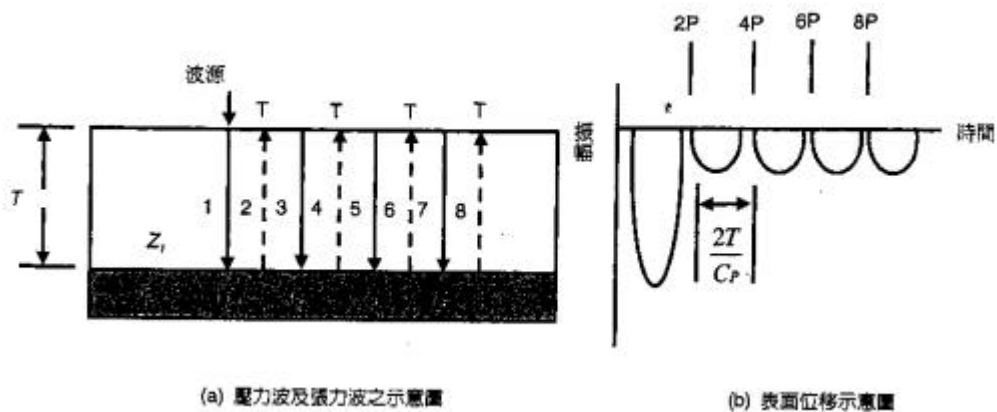


圖 2.22 混凝土聲阻係數（介質較大者）（資料來源：參考文獻 54）

頻率分析原理可利用圖 2.21(b)及 2.22(b)所示之敲擊回音反應來做說明。在圖 2.21(b)中，每次應力波到達頂面時，將引起一向上、一向下之位移，使得此一位移波形是有週期性的，對靠近敲擊位置的點而言，應力波來回一趟行經的路徑為版厚之四倍，所造成的週期則為行經路徑(4T)除以 P-波速度(  $C_p$  )；位移波形之頻率可依下列公式計算<sup>[4]</sup>：

$$f = \frac{C_p}{4T} \dots\dots\dots (2.5)$$

圖 2.22(b)中，應力波重覆造成頂面向下的位移反應，所需行經的路徑為版厚約兩倍，位移波形的頻率可依下列公式計算：

$$f = \frac{C_p}{2T} \dots\dots\dots (2.6)$$

數位頻譜之解析度(即兩點間之頻率差值)等於位移波形之記錄長度(記錄時間間距乘以記錄點數)之倒數，此一解析度將會影響利用式(2.5)或式(2.6)計算反射介面深度之精度。實際上，數位頻譜可由記錄到之數位化波行經快速傅利葉轉換(FFT)技巧求得，此一技巧乃基於任何一種波形皆可用一系列不同振幅、頻率及相角之正弦波的合來代表。

當混凝土內部存在孔隙或裂縫時，應力波遇到此等瑕疵(聲阻係數遠較混凝土小之介質)，將產生反射，其反射現象與圖 2.22 相似，若孔

隙或裂縫之深度為  $D$ ，則式(2.6)經改寫後，可用來測定瑕疵位置，其公式如下所示：

$$D = \frac{C_p}{2f} \dots\dots\dots (2.7)$$

若混凝土內部埋有鋼筋(深度為小)時，其應力波之反射現象與圖 8-20 相似，可將式(2.5)改寫後，用來評估鋼筋位置，其公式如下：

$$D = \frac{C_p}{2f} \dots\dots\dots (2.8)$$

一般而言，單探頭之敲擊回音儀可量測到混凝土內部之孔洞或瑕疵，雙探頭之敲擊回音儀，則可在時間域量測其裂縫深度，其原理類似超音波量測混凝土表面裂縫之深度，稱為改良式敲擊回音法。

改良式敲擊回音法以小直徑的鋼珠當為敲擊源，在表面敲擊後所產生的 P-波(壓力波)及 S-波(剪力波)向物體內部傳動(如圖 2.23(a)所示)，由於 P-波波速較快，所以 P-波之波前(Wave Front)先遇到裂縫之尖端，而 S 波則跟隨在後，入射 P-波在裂縫尖端處將產生繞射波  $P_dP$  (如圖 2.23(b)所示)，如同在裂縫尖端處形成一個波源，以球狀波形方式向四面八方傳動出去(如圖 2.23(c)所示)；當繞射波傳回至敲擊表面時將會產生擾動，為能記錄應力波從敲擊源出發，經由裂縫尖端繞射在抵達裂縫另一側表面的歷時，放在裂縫兩邊各配置一個接收器，與敲擊點同側之接收器監測所得之位移波形是因 R-波(表面波)的首先到達而造成一較大的向下位移，隨後的波形則是由反射波與繞射波到達產生擾動所致。另外與敲擊點不同側之接收器監測得之起始擾動訊號，為 P-波繞過裂縫尖端到達所引起，此乃因為表面開裂裂縫阻絕或延遲 R-波之到達所致，之後所測得的位移波形則為後續反彈波及繞射波到達所引起。量測位置示意圖示如圖 2.24，第一接收器與敲擊器距離為  $H_0$ ，敲擊器距離裂縫  $H_1$ ，第二接收器距離裂縫  $H_2$ ，當第一接收器收到由波源產生表面波訊號時，整個系統啟動擷取裂縫繞射波訊號，假設表面波到達時間為  $t_1$ ，繞射波到達時間為  $t_2$ ，所以從系統啟動到繞射波訊號到達的時間為  $t_2 - t_1$ ，但是敲擊乃發生在監測系統啟動之前的某一

時間，這個時間恰好是 R-波由敲擊源傳動至第一接收器所需時間，亦即除以 R-波的波速  $V_R$ ，於是 P-波由敲擊源至第二接收器所經歷的總時間加可做下列公式計算而得：

$$\Delta t = t_2 - t_1 + \frac{H_0}{V_R} \dots\dots\dots (2.9)$$

總時間得到後，P-波研定的總路徑則等於 P-波波速  $C_p$  乘以總時間，因此表面開裂縫之深度(C)可做下列公式計算得到：

$$C = \sqrt{\left[ \frac{(V_F \times \Delta t) + H_1^2 - H_2^2}{2 \times V_p \times \Delta t} \right]^2 - H_1^2} \dots\dots\dots (2.10)$$

若是兩接收器與裂縫之距離相等(即  $H_1 = H_2 = H$ )，則上式可改為：

$$C = \sqrt{\left[ \frac{(V_F \times \Delta t)}{2t} \right]^2 - H^2} \dots\dots\dots (2.11)$$

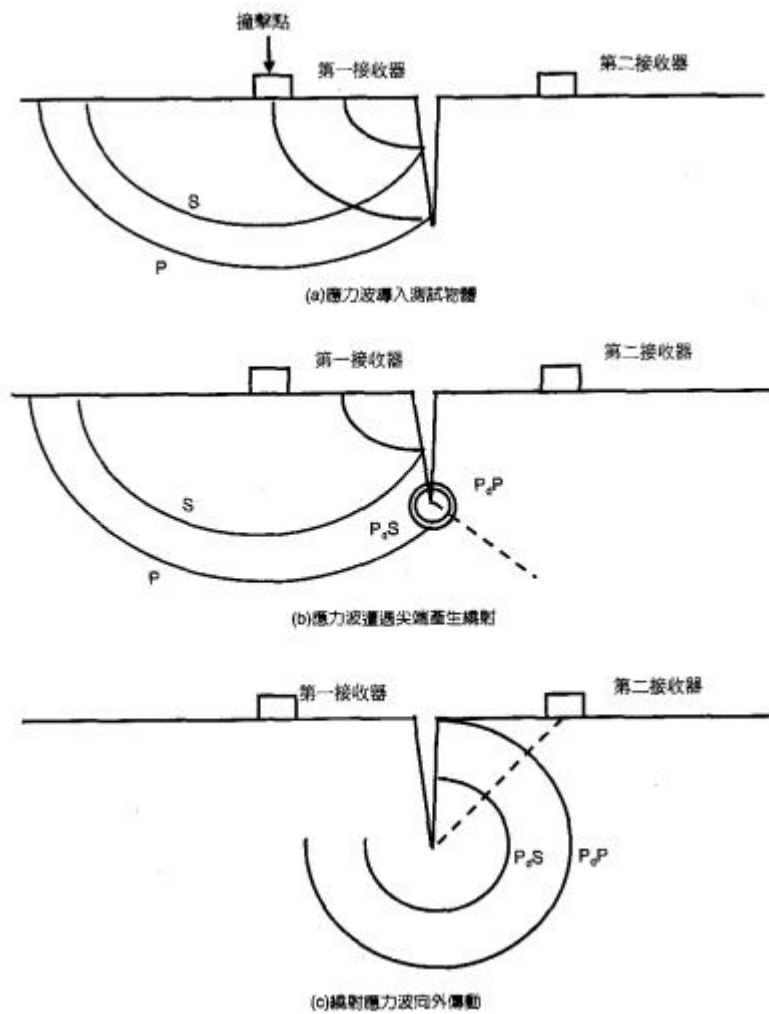


圖 2.23 改良式敲擊回音法偵測表面裂縫（資料來源：參考文獻 54）

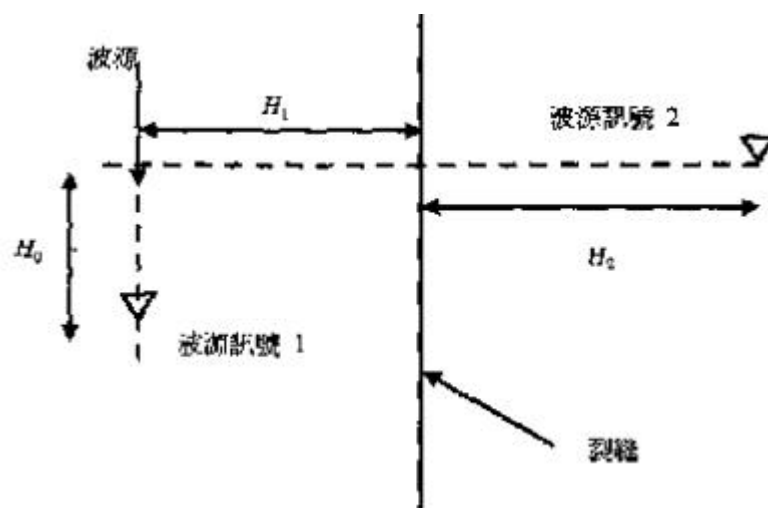


圖 2.24 改良式敲擊回音法量測位置示意圖（資料來源：參考文獻 53）

### 2.4.3 透地雷達法

透地雷達(Ground Penetrating Radar)簡稱 GPR，為一應用電壓為幾百伏特的發射線圈產生頻率為 10 至 2000 MHz 歷時為幾十億分之一秒(ns)的脈波(雷達波)射入地下或建築結構體內，此入射波經地下具不同電磁性質的地層界面與埋藏體反射或地層內管線、空洞及結構體內鋼筋等繞射至地表，由置放地表之高靈敏度接收天線以相等時距接受此訊號，其記錄時間長短視測勘目標深度及地層傳遞電磁波之速度而定，短至 1ns，長可達 32767 ns，量測原理及方法如圖 2.25 所示。

由地表不同位置接收到各波抵達地表的時間可繪成接收天線位置與訊號量測時間關係圖，稱雷達測試剖面，如圖 2.26 所示。此記錄經一般處理(如振幅衰減補償、濾波)或再加一些特殊處理(如速度分析、解迴旋、移位等)，即可用來推測地下地層的起伏、描繪地下的形貌及偵檢地下人為的構造體(例如碼頭面下級配厚度、地層分布、級配流失或空洞)或非金屬構造體內部結構(如防波堤胸牆版內的鋼筋等)。

以電磁波探測地下構造的觀念始於 1930 年代，而 GPR 在 1960 年代成功的應用於南、北極地區的冰層或冰川厚度的描繪，1970 年代漸用於非冰的環境。當對 GPR 法的優、缺點有較多瞭解後，此探勘技術漸被廣泛的應用，近年來 GPR 亦應用於河床底部地層構造及廢棄物分佈調查等。因此其應用範圍有逐漸擴大的趨勢。

GPR 愈來愈被重視，係基於以下原因<sup>[55]</sup>：

1. GPR 為非破壞性的調查方法，測勘儀器輕巧，攜帶方便。
2. 測勘時雷達天線不需插入地下，現場檢測較其他常用的地球物理法如地電阻法或震測法迅速。
3. 由於雷達波頻率甚高，對較淺地層具高解析度的描繪。
4. 資料處理除有專屬的軟體可用外，其處理過程與反射震測法相似，可將反射震測的套裝程式略加修改即可使用。

- 5.施測時大都為同支距(發射天線與接收天線保持等距)，所得之雷達波反應剖面圖與地下狀況近似，易於瞭解。
- 6.電子科技的進步，使測勘儀器量度解析度與精度均得以提高，加上個人電腦的處理資料程式的開發、計算能力的增強以及計算機價位大眾化，使透地雷達測勘資料處理較過去方便迅速。

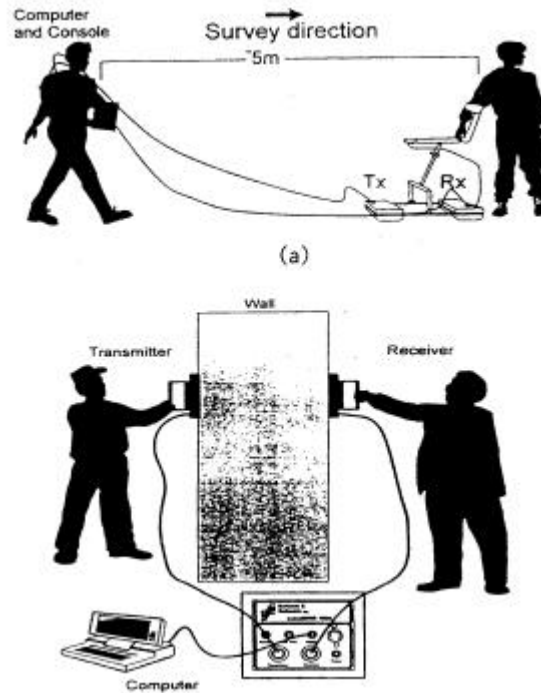


圖 2.25 透地雷達法量測原理及方法（資料來源：參考文獻 55）

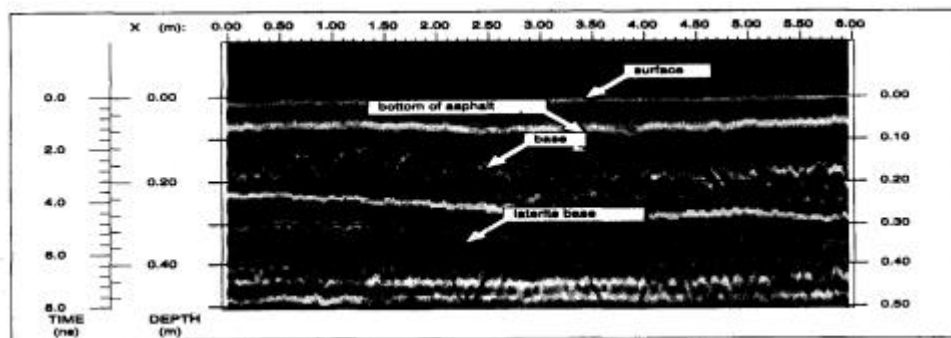


圖 2.26 透地雷達法測試剖面（資料來源：參考文獻 55）

#### 2.4.4 紅外線溫度感測法

紅外線溫度感測法在土木工程上的應用主要是用來偵測混凝土橋面版因為鋼筋腐蝕所產生的裂縫斷層。檢測結果經電腦處理後，可直接以影像顯示混凝土的瑕疵平面位置及水平尺寸。

紅外線溫度感測法即是偵測混凝土表面溫度。影響混凝土表面溫度之因素為混凝土內部結構的組織情形、表面條件及周圍環境條件。混凝土內如果有熱流 (Heat Flow) 出入時，瑕疵會影響其熱傳導的效果，造成混凝土表面溫度不均勻分佈。藉由記錄表面溫度，找出瑕疵的混凝土位置。檢測時以一種類似攝影相機的紅外線掃描器量測混凝土表面溫度，溫度差異將以不同顏色的影像來表示。

圖 2.27 為紅外線溫度感測法示意圖，常用在大面積之檢測，所以所選擇的熱源一定要兼具經濟性及均佈性，而太陽正符合這項要求。早晨時分，太陽逐漸照射混凝土表面，亦即熱流導入混凝土表面，在這時開始進行施測；同樣地，也可以利用日落黃昏時，白天所儲存的能量逐漸釋放出來，亦即熱流釋出。1987 年，ASTM 將該法納入 (ASTM D 4788)。

紅外線溫度感測法雖具有省時省力之優點，但仍有以下缺點<sup>[53]</sup>：

1. 檢測區域如果有陰影時，例如具有上面結構的橋樑或緊鄰結構物的鋪面區等，由於陰影會隨時間而移動，熱流未能在一種均勻的狀態下導入。此時，最好改以晚上施測。
2. 受到周圍環境的影響：如風、雲量等。
3. 除了大面積之橋面版、道路鋪面及機場跑道外，對一般混凝土結構裂縫無法進行檢測。

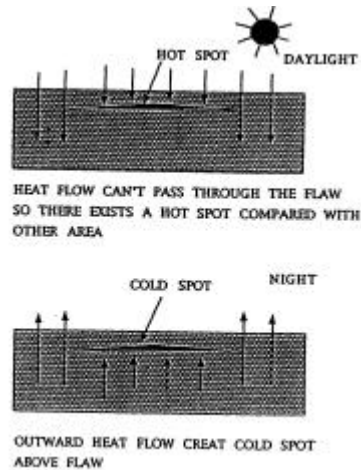


圖 2.27 紅外線溫度感測法（資料來源：參考文獻 54）

#### 2.4.5 輻射法

輻射法法是以 光、伽瑪射線、中子伽瑪射線等射源照射混凝土，穿透過程中，輻射線強度會因混凝土內瑕疵之吸收或藉由混凝土散射，使得輻射線強度減弱之原理，利用感應器接收輻射線貫穿混凝土後之強度，判定出混凝土之品質。依感應方法的不同，分為輻射照相法(Radiography)及輻射測量法(Rradiometry)兩種。

目前最廣泛使用的輻射法為伽瑪射線輻射測量法。檢測裂縫及瑕疵的方法為輻射線照相法，如圖 2.28 所示，主要系統分成(1)射線光束(2)影像收集兩部份。射線光束可以是 射線或是伽瑪射線。

光及伽瑪射線照相法雖可直接由影像中瞭解混凝土內部狀況，但施測費用十分昂貴，操作時具有高危險性。

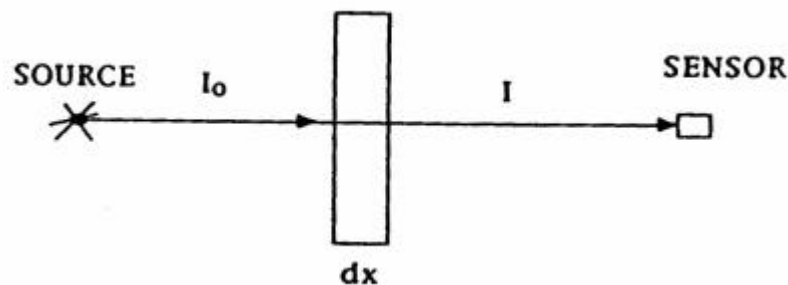


圖 2.28 輻射法（資料來源：參考文獻 54）

## 2.5 混凝土內部鋼筋狀態檢測

造成鋼筋腐蝕的主要原因有鹽害與中性化。當混凝土中鋼筋表面的氯離子超過一定的量時，鋼筋表面鈍化膜開始破壞，鋼筋開始腐蝕膨脹造成混凝土龜裂或崩落。港灣構造物新建期間，氯離子除了隨早強劑的使用而加入混凝土外，使用含氯離子的粒料（如海砂）或添加海水，都會造成氯離子含量過高。構造物興建完成後，環境中的氯離子更因海水波濺而吸附於混凝土表面並漸漸侵入混凝土內到達鋼筋表面。

氯離子主要來源，在寒帶國家主要為除冰鹽。港灣構造物氯離子之來源為海風或海水。台灣地區由於四周環海，除了港灣構造物外，其他如橋樑、建物等結構物亦很容易因海風或海水帶來鹽分滲入混凝土而造成鋼筋腐蝕。

混凝土材料暴露放大氣中，尤其是含有二氧化碳或二氧化硫等酸性氣體會使混凝土的 pH 值降低，造成其內部之鋼筋腐蝕。混凝土發生中性化時，係由最外層漸漸侵入內部，當中性化層到達鋼筋表面時，鋼筋腐蝕開始進行。故中性化速度為影響鋼筋腐蝕速率的原因之一。中性化速率和混凝土保護層厚度有關，保護層越厚，鋼筋表面混凝土中性化越慢。

常用之鋼筋腐蝕檢測方法有以下方法：

### 2.5.1 鋼筋腐蝕電位量測

混凝土內鋼筋腐蝕是一種電化學反應(Chemical Reaction)，在鋼筋表面會形成陰極（鈍態）和陽極（正在腐蝕中部份），不同位置會有不同的電位和電流型態，利用此種原理，可有效地測量某一範圍之電位分佈情形，以評估在鋼筋表面上發生腐蝕的可能程度。

鋼筋腐蝕電位量測前，須先在結構物上找出鋼筋位置，用鑽孔機破壞鋼筋保護層混凝土，使鋼筋能與測量儀器連接成一通路，將導線與

電錶連接後，移動參考電極即可量測出整個結構物內半電池腐蝕電位 (Half Cell)，如圖 2.29 所示。電極棒內之硫酸銅溶液應在飽和狀態，電極移動時溶液與內部銅棒須完全接觸同時電極前面須用海綿填充。測定前導線應檢查內部銅線是否腐蝕或電阻過大，才能讀出正確的腐蝕電位，結構物表面在量測前應潑水使成面乾內飽和狀態。

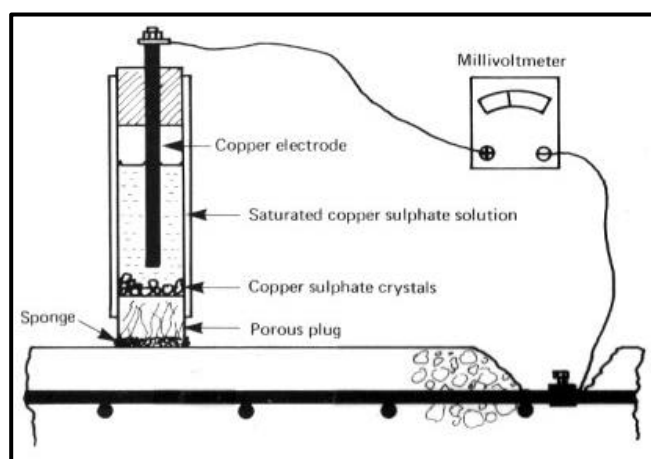


圖 2.29 鋼筋腐蝕電位量測示意圖（資料來源：參考文獻 47）

腐蝕電位與鋼筋腐蝕關係，依據 ASTM C-876 及 Van Daveer 建議電位在  $-200\text{mV CSE}$  時腐蝕機率各為小於 10% 和 5% 電位在  $-200\text{mV}$  至  $-350\text{mV CSE}$  時腐蝕機率為大於 50%，電位若小於  $-350\text{mV CSE}$  時，腐蝕機率則提高至大於 90% 和 95% (CSE 為硫酸銅電極)。如表 2.7 所示。

表 2.7 鋼筋腐蝕電位與腐蝕機率關係（資料來源：參考文獻 47）

腐蝕電位值 mV (CSE)	腐蝕機率
$> -200$	$< 5\%$
$-200 \sim -350$	$> 50\%$
$< -350$	$> 95\%$

利用腐蝕電位推估鋼筋腐蝕相當簡便，但其缺點為<sup>[53]</sup>：

1. 所得數據只能提供研判鋼筋是否可能發生腐蝕，無法測知鋼筋之腐蝕速率。
2. 腐蝕電位可能不適用於中性化的結構或海砂結構體，理由是中性化所引起的界面電位差，可能高達 200 mV，容易造成誤判。
3. 無法用於海水下方之構造物。

## 2.5.2 電阻量測

當電流經由混凝土內離子流動則會產生電阻，假設電阻與混凝土中孔隙量有關，電阻大表示混凝土內孔隙少，滲透性小，則腐蝕因子不易入侵，內部鋼筋不易腐蝕；孔隙中之水份多寡，對電阻影響亦大，水份多則電阻小。如與腐蝕電位併同考量當腐蝕電位小於 - 350 mV(硫酸銅參考電位)時，若混凝土電阻大於 12 K $\Omega$  - cm，則腐蝕速率很小；電阻小於 5 K $\Omega$  - cm 時，腐蝕速率會很大。

單獨考慮電阻時，電阻值大於 20 K $\Omega$  - cm，混凝土狀況極佳，鋼筋無腐蝕發生；當電阻小於 5 K $\Omega$  - cm 以下時，鋼筋腐蝕機率非常高；電阻在 5 - 10 K $\Omega$  - cm 之間，其腐蝕機率高，電阻在 10 - 20 K $\Omega$  - cm 時，腐蝕機率就變為較低。混凝土電阻係數與鋼筋腐蝕機率關係如表 2.8 所示。

表 2.8 混凝土電阻係數與鋼筋腐蝕機率關係（資料來源：參考文獻 48）

電阻值 (K $\Omega$ - CM)	鋼筋腐蝕機率
< 5	非常高
5 - 10	高
10 - 20	較低
> 20	非常低

圖 2.30 為英國 ELE 廠之 Hand-held Digital Resistivity Array Meter 電阻測定儀，此儀器符合英國 BS 1881 混凝土測試方法之要求，主要是由二個固定間距為 5cm 之探針 (Probe) 和可讀取電阻值之主機所組成。其操作為在混凝土面上用鑽孔機鑽出二個直徑大於 65mm，深度大於 8mm 以上的孔，孔與孔間距 5cm，在孔內注入傳導用油脂，插入探針後按下主機開關，即可求出電阻值。本法可相當快速而精確地量測混凝土電阻，儀器使用前可在室內利用不同標準電阻值的設備進行校正，電阻在 30 K - cm 內時，允許有  $\pm 1\%$  之內的誤差。另一常用方法為四針法，係量測混凝土之電流(I)和電壓(V)後，代入  $R = V/I$  之公式即可求出電阻（如圖 2.31 及圖 2.32 所示）。

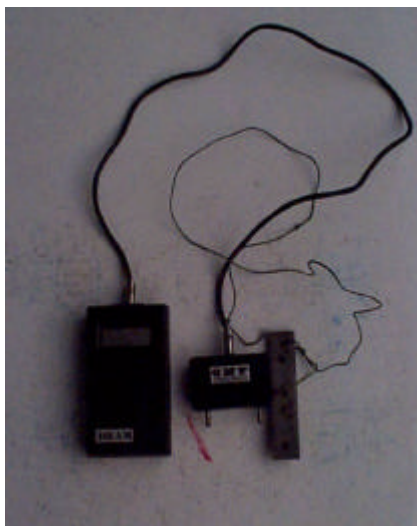


圖 2.30 HDRAM 電阻測定儀

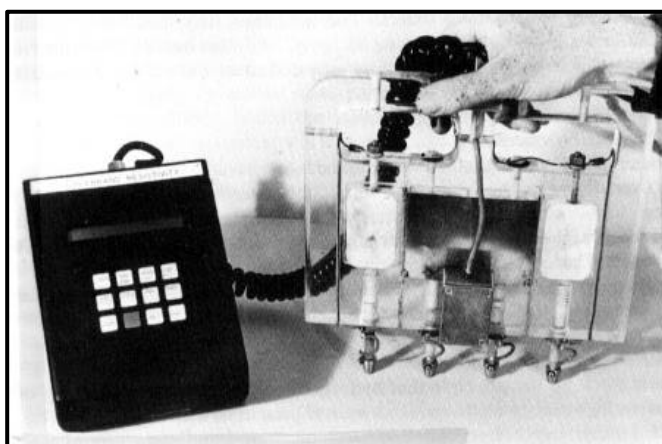


圖 2.31 四針式電阻計（資料來源：參考文獻 48）

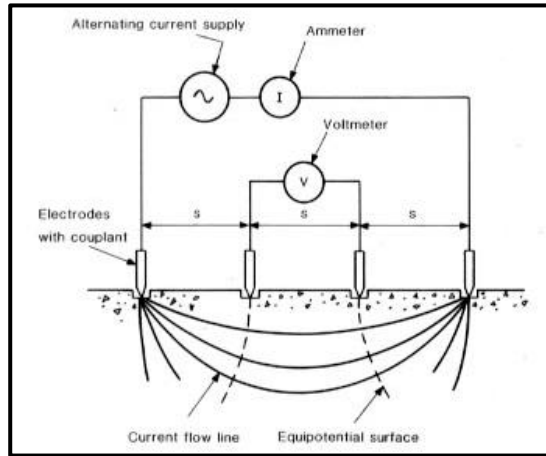


圖 2.32 四針式電阻計檢測原理示意圖（資料來源：參考文獻 48）

### 2.5.3 量測瞬間腐蝕速率

直接測量鋼筋腐蝕速率可以了解結構的腐蝕原因，協助規劃最適當的維修方法及評估防蝕措施的效果。由於腐蝕是一種電化學反應，測量其電化學反應速率就可以獲知鋼筋的腐蝕速率。在試驗室中，有以下幾種方法可以獲知鋼筋的腐蝕速率，包括（1）線性極化阻抗（2）交流阻抗（3）調和分析等電化學方法<sup>[53]</sup>。

檢測時只要將探頭放在欲檢測之位置上，再由電化學檢測設備量出腐蝕速率，如此，即可獲得整個鋼筋混凝土結構的腐蝕速率分佈情形。以下是量測瞬間腐蝕速率的幾種電化學技術：

#### 1. 線性極化阻抗

線性極化法的偵測係利用三極式（工作電極、參考電極和輔助電極）求得鋼筋混凝土極化斜率，以推估其腐蝕狀況。依據 Stern and Gearey 理論推算腐蝕速率如下：

$$\text{腐蝕速率} = \frac{b_a b_c}{2.3 b_a b_c} \times \Delta I / \Delta E = \frac{B}{R_p} \quad (2.12)$$

式中  $a$  = 陽極 Tafel 斜率；  $c$  = 陰極 Tafel 斜率

$I$  = 電流

$E$  = 電位差

$B$  = Stern - Gearey 常數

$R_p$  = 極化電阻

DC 線性極化的優點為可以快速獲得腐蝕速率，極輕微的腐蝕狀況亦可精確測出。

## 2.AC 交流阻抗法

利用 AC 交流阻抗法可測得混凝土比電阻或溶液電阻 ( $R_s$ )、鋼筋表面鈍化層電阻 ( $R_p$ ) 及電容值 ( $C_p$ )。測得結果以 Nyquist Plot 圖形表示，可分析其等效電路，了解鋼筋於混凝土內的腐蝕機構。腐蝕速率則由鈍化層電阻 ( $R_p$ ) 來推斷。

## 3.調和分析法

公式 (2.12) 中定值  $B$  一般都是假設值或由文獻獲得。電化學技術如 DC 線性極化法、AC 交流阻抗法均無法測得此一  $B$  值。使用調和分析法則可以測定公式中  $B$  值。其基本原理是施於系統一個固定頻率的正弦電壓波，然後分析回應電流訊號得之。

依英國 Broomfield et al. 等人將腐蝕電流數據與鋼筋腐蝕程度關係做成簡易評估表示如表 2.9，可作為迅速研判混凝土內部鋼筋腐蝕程度之初步參考。

表 2.9 腐蝕電流對腐蝕速率的簡易評估表 (資料來源：參考文獻 53)

腐蝕電流	腐蝕程度	說 明
$< 0.1 \mu A/cm^2$	不腐蝕	15 年內不腐蝕
$0.1 \sim 0.5 \mu A/cm^2$	輕微腐蝕	10 15 年內出現腐蝕現象
$0.5 \sim 5.0 \mu A/cm^2$	中等腐蝕	2 10 年內出現腐蝕現象
$> 5.0 \mu A/cm^2$	嚴重腐蝕	2 年內出現腐蝕現象

#### 2.5.4 保護層厚度量測

應用非破壞性電磁儀器鋼筋測定儀(R-Meter)，可以量測鋼筋保護層的厚度，瞭解施工品質，提早決定若保護層厚度不足時應採取之因應對策。儀器使用前須先選擇鋼筋直徑尺寸，再決定探頭的型式後，才能正確量測保護層厚度大小，儀器如圖 2.33 所示。

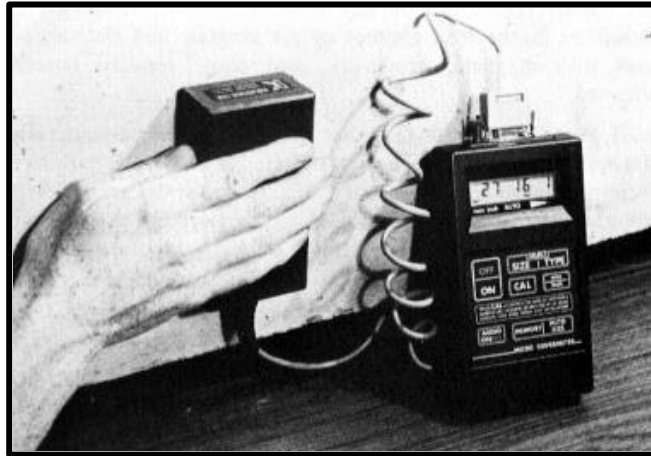


圖 2.33 電磁儀器鋼筋測定儀（資料來源：參考文獻 53）

在混凝土表面假如裂縫寬度相同，如保護層較厚則鋼筋表面接觸到腐蝕因子的機率較小，而且腐蝕因子有些會和未水化之水泥進行水化作用或產生沉積，因此具有較佳之自癒功效。保護層愈厚則對於防止水份、鹽份、氧氣等滲透之能力就愈大，故能提高防蝕能力。設計時應配合環境條件規定適當的保護層厚度，根據國外研究資料，在海洋環境下飛沫帶，鋼筋混凝土結構物的保護層厚度最少須 75 mm 以上。表 2.10 至表 2.12 為一般鋼筋混凝土構造物之最小保護層厚度之相關規定。

**表 2.10 鋼筋混凝土之最小保護層厚度(ACI 318)**

構造物曝露環境	最小保護層厚度 (in)
直接澆注且永久暴露於水中混凝土	3
露置於土中或大氣中之混凝土: # 6    # 18 鋼筋	2

**表 2.11 鋼筋混凝土之最小保護層厚度(AASHTO)**

構造物曝露環境	最小保護層厚度 (in)
直接澆注且永久暴露於水中混凝土	3
露置於土中或大氣中之混凝土: 主筋	2
肋筋、箍筋、螺旋箍筋	1.5
在溫暖氣候下之混凝土橋版: 頂層鋼筋	2
底層鋼筋	1
無積極防蝕措施且經常暴露於除冰鹽下之 混凝土橋版: 頂層鋼筋	2.5
底層鋼筋	1
不露置於大氣或接觸地面之混凝土 主筋	1.5
肋筋、箍筋、螺旋箍筋	1
直接澆注或永久露置於土中之混凝土樁	2

表 2.12 鋼筋混凝土之最小保護層厚度(CNS 3050)

構造物曝露環境	版		牆	梁	柱	基腳
	厚度 < 22.5 mm	厚度 > 22.5 mm				
不直接受風雨侵蝕之面	20	25	20	40	40	40
直接受風雨侵蝕之面 鋼筋 < D16 鋼筋 > D16	40	40	40	40	40	40
		50	50	50	50	50
經常與水或土壤接觸之面		65	65	65	75	65
混凝土直接澆置於土壤或岩石上，或與腐蝕性液體接觸之面	50	75	75	75	75	75
與海水接觸之面	75	100	100	100	100	100

### 2.5.5 氯離子侵入分析

氯離子侵入分析主要檢測混凝土構造物之硬固混凝土氯離子含量，檢查工作包括取樣前的取樣規劃、取樣方法及測試方法。

取樣的規劃必須考量取樣的位置、取樣試體之深度以及取出後之試體要分成多少個深度進行氯離子檢測。

混凝土取樣的方法可以分成鑽心取樣或是鑽取粉末取樣兩種方式。前者之優點是氯離子含量較不會因為鑽取位置的選擇而有所變動。後者優點是取樣工作較容易進行，但必須鑽取多次粉末，才能採足極具有代表性之試樣。

氯離子在硬固混凝土中是以游離型氯離子與化學固化型氯離子同時存在，依分析方法而結果不同，硬固混凝土內氯離子含量有三種不同表示方式，分別為總氯離子含量、水溶性氯離子含量及酸溶性氯離子含量。一般硬固混凝土中氯離子的檢測方法分為酸溶法與水溶法，以酸溶法所測得之氯離子含量，較接近總氯離子含量(為固化型加游離

型氯離子含量),但仍無法完全萃取出硬固混凝土內之氯離子;而水溶法則測得較接近游離型無離子含量,但如萃取時間超過 24 小時,則所測定之氯離子含量較趨於定值。目前 CNS 國家標準並沒有硬固混凝土氯離子含量的分析方法,分析多採用美國 AASHTO T260 的方法。

AASHTO 試驗法為酸溶法,可測得純氯離子含量,取 3g 的混凝土試樣(量至 mg),放入含 3ml 濃硝酸及 10ml 蒸餾水中煮沸,將溶液以雙層濾紙小心過濾,取 125-150ml 之過濾液,放在室溫中冷卻。

氯離子含量以下列三種方式決定:

1. 電位滴定法(Potentionmetric Titration)
2. Gran 圖示法(Gran Plot Method)
3. 自動滴定法(Automatic Titrator)

除以上所提之氯離子檢測方法外,圖 2.34 為目前較常使用的氯離子簡易測定法--快速氯離子測定儀,可用來測試硬固及新拌混凝土之氯離子含量。



圖 2.34 快速氯離子測定儀

其檢測程序如下：

(1)粉末的取樣

將鑽頭配合著盤狀塑膠製品，於垂直面上取樣，使粉末掉落在盤狀的塑膠製品內。為確保離子濃度的成份，取樣的深度宜在 10-25mm 間。

(2)萃取氯離子

將取樣的粉末裝在塑膠瓶內，填充至規定刻度，將粉末倒在黃色萃取溶液瓶內，輕輕搖晃約 5~10 分鐘(視粉末的顆粒大小而定)。

(3)氯離子含量電極探頭之準備

將電極探頭連接至電位量測電錶上，將探頭暫時放置於乾淨的空藥水瓶中。

(4)校正溶液電極電位

將電極探頭插入不同濃度之氯離子校正溶液中，配合電錶量測校正液濃度之電位值。

(5)量測濃度

將探頭洗淨並以濾紙擦拭後，將探頭浸入萃取溶液中輕輕攪拌，直到讀數穩定為止。記錄溶液的讀數，由校正曲線可對應出氯離子含量混凝土之重量百分濃度。

混凝土腐蝕機率與氯離子含量關係如表 2.13 所示。

表 2.13 鋼筋腐蝕機率與氯離子含量關係（資料來源：參考文獻 56）

氯離子佔有水泥 重量百分比	混凝土鋼筋周圍 之狀況	腐蝕危險程度
< 0.4%	1.已經中性化	高
	2.沒有中性化，但是製作混凝土時，C <sub>3</sub> A 含量 < 8%	中等
	3.沒有中性化，但是製作混凝土時，C <sub>3</sub> A 含量 8%	低
0.4~10%	同上欄 1.	高
	同上欄 2.	高
	同上欄 3.	中等
> 10%	同上欄 1.，2.，3.	高

## 2.6 混凝土其他性質檢測

### 2.6.1 混凝土中性化深度

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。

混凝土發生中性化時，由最外層漸漸向內侵入，中性化的進行時間和二氧化碳（CO<sub>2</sub>）在混凝土中反應及擴散的速率有關，中性化的速率可以下列之關係式表之：

$$D = k\sqrt{t} \dots\dots\dots (2.13)$$

其中  $D$  為中性化深度， $k$  為中性化係數，及  $t$  為時間。

由上式可知當保護層越厚時，鋼筋表面混凝土中性化越慢。當保護層增加一倍，中性化速率則延緩 4 倍。 $k$  則和二氧化碳滲透速度及混凝土中之氫氧化鈣濃度有關。

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。

## 2.6.2 鹼質與粒料反應檢測

波特蘭水泥中含有  $K_2O$  及  $Na_2O$  成份，若粒料中有  $SiO_2$  與  $Al_2O_3$  活性成份，則會發生化學反應，產生類似水玻璃之生成物，此生成物易吸水而容易膨脹，會造成混凝土產生裂縫，形成地圖狀的網狀裂痕，並使混凝土強度降低進而崩裂，此現象稱為鹼質與粒料反應 (Alkali Aggregate Reaction, AAR)。

鹼質與粒料反應目前有以下兩種快速檢測方法：

### 1. 醋酸鈾螢光法 (Uranyl Acetate Fluorescence Method)

試驗方法是將一定濃度的醋酸鈾  $[UO_2(C_2H_3O_2)_2]$  溶液噴灑於以去離子水適當濕潤過之新鮮混凝土面。SHRP 手冊建議反應 3 至 5 分鐘 (ASTM C856 建議 1 分鐘、AASHTO T 299-93 規定 30 至 60 秒) 後以去離子水洗去溶液。由於鈾會取代鹼質與粒料反應膠體中的鹼

質，且產生之反應產物在短波（254nm）紫外光的照射下會有黃綠色的反應特徵，據此可檢測鹼質與粒料反應的發生與否。

## 2. 雙染色法（Dual Staining Method）

利用亞硝酸鈷鈉（ $\text{Na}_3\text{Co}(\text{NO}_2)_6$ ）及玫瑰紅顏料 B（ $\text{C}_{28}\text{H}_{31}\text{N}_2\text{O}_3\text{Cl}$ ）兩種藥品的飽和溶液分別噴灑於混凝土表面。由於溶解的亞硝酸鈷鈉會與鹼質與粒料反應膠體中的鉀離子反應，形成一種帶六個結晶水的亞硝酸鈷鈉鉀（ $\text{K}_2\text{NaCo}(\text{NO}_2)_6 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ）黃色沈澱，而玫瑰紅顏料 B 則為鈣的染色劑，不會被 CSH 膠體吸收但會被富含鈣且含鉀量少的 ASR 膠體吸收。不但可檢測鹼質與粒料反應的發生，更可以辨識出不同成分的反應膠體。

### 2.6.3 微震量測<sup>[53]</sup>

任何結構物因受到風力、地盤微小振動或其他干擾的作用，無時不刻地產生振幅極小之微振動。因此，環境微振動測試即是利用相當靈敏的儀器，記錄下結構物的反應以決定結構物的基本振態及基本週期。可從橋樑自然頻率的改變，初步地判定其安全性。

另外微震量測之橋樑自然振動頻率也可以提供作為後續耐震能力評估之分析模型校核用<sup>[53]</sup>。

### 2.6.4 載重試驗<sup>[53]</sup>

載重與撓曲變形量或位移量是評估橋樑承載能力的重要量測項目之一，一般作法是在橋樑上部結構放置一已知重量之重物(通常是用卡車)，另外在，某些特定點量測其撓曲量或位移量（量測前需要仔細校正），由這些撓曲量或位移量，與已知載重可推算出橋樑目前的結構狀況及強度<sup>[53]</sup>。

## 第三章 結構物之安全檢測

港灣構造物一般由混凝土(PC)或鋼筋混凝土(RC)、鋼材、砂石級配及土石方等材料所構成，其中以鋼筋混凝土材料最被廣泛使用。港灣 RC 構造物又以碼頭及防波堤結構為主。碼頭為船舶停靠、裝卸物資時，最重要的繫靠設備。防波堤屬於港灣構造中之外廓工程，用以防止海洋波浪傳遞至港池內，維持港灣內水域之靜穩。其他岸上設施包含繫靠設備必要之碼頭附屬設施。由於港灣構造物在海洋環境下，經過波浪及上部荷重等外力長期作用，材料產生變形損壞或位移，甚至材料變質影響整個結構安全，因此必須定期實施安全檢測，俾利結構物之使用安全及維修加固，防止地震或颱風等災害造成更嚴重的損壞。

### 3.1 碼頭結構型式

碼頭依其材料及構造型式可概分為：重力式、版樁式、樁基擁壁式、腳柱式與浮式碼頭等。

#### 3.1.1 重力式碼頭

重力式碼頭係利用其本身重量，承受結構上部荷重，抵抗背填土壓力、正面水壓力以及船舶衝擊之力量。因壁體重量集中，僅適用於基礎良好之處。本型式之碼頭優點為堅固耐用，使用年限長。缺點為水深增大時，背填土壓力亦隨著增加，碼頭斷面及壁體重量將變大而不經濟，在軟弱地盤容易滑動，尤以地震時為甚。

重力式碼頭包括有鋼筋混凝土構造之沉箱碼頭、混凝土構造空心塊碼頭、混凝土構造方塊式碼頭、混凝土構造 L 型塊碼頭與鋼版樁構造井筒式碼頭(如圖 3.1 至圖 3.5)等。

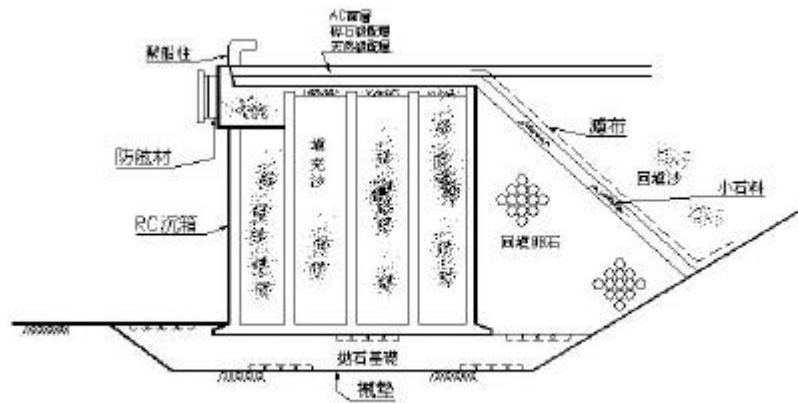


圖 3.1 沉箱重力式碼頭斷面示意圖

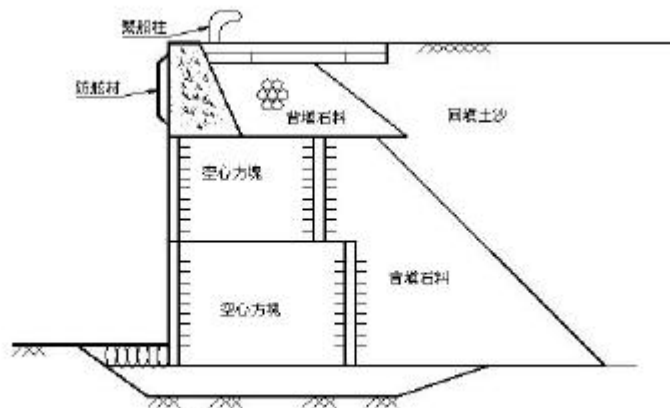
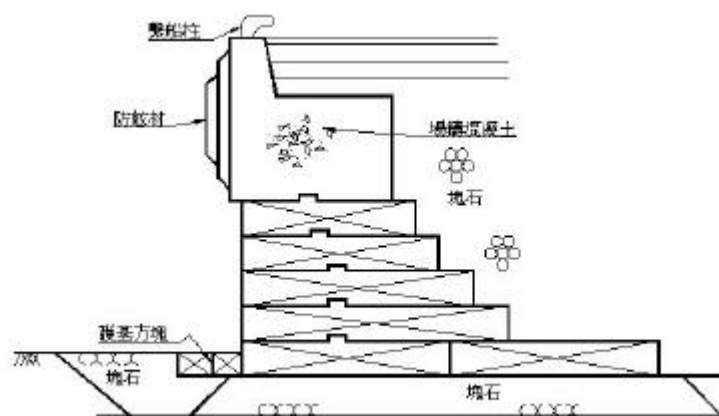


圖 3.2 空心方塊重力式碼頭斷面示意圖



**圖 3.3 方塊重力式碼頭斷面示意圖**

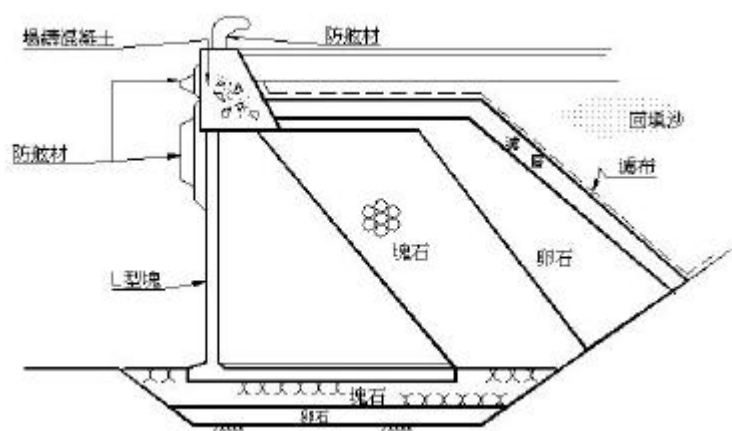


圖 3.4 L 型塊重力式碼頭斷面示意圖

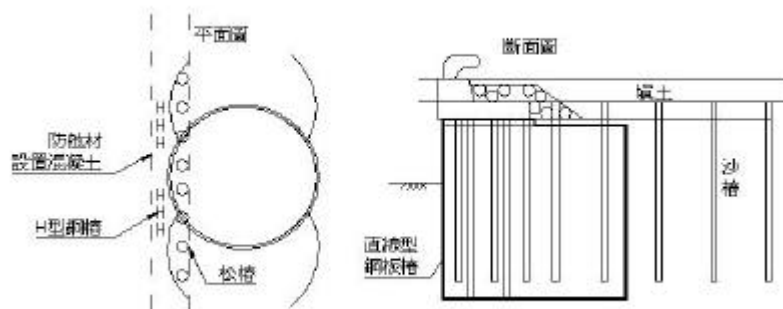


圖 3.5 圓形細胞式碼頭

### 3.1.2 版樁式碼頭

版樁式碼頭以版樁深入土中，築成直立岸壁，版樁由拉桿錨碇及版樁前方被動土壓支持，以抵抗外力。版樁材料一般使用鋼材，水深較淺時，亦可使用鋼筋混凝土。

版樁式碼頭適用於基礎較好之處，優點為施工容易，設備簡單，水中工事較少，工期短。缺點為耐用年限短，版樁如用鋼材需加防蝕措施。圖 3.6 所示即為斜樁錨碇系統的版樁碼頭。

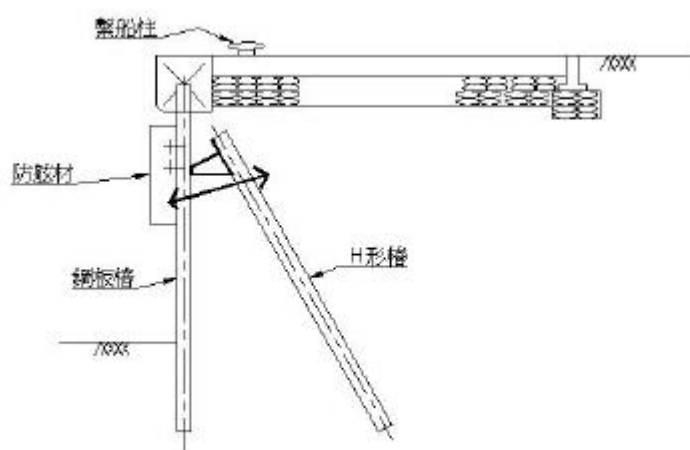


圖 3.6 斜樁錨碇式版樁碼頭斷面示意圖

### 3.1.3 樁基擁壁式碼頭

樁基擁壁式碼頭為上部用擁壁，下部用樁基支撐的形式。適用於基礎不佳之處，優點及缺點與版樁式碼頭相同，且擁壁與樁基水平接縫處不夠牢靠，不能承受較大的水平力。碼頭面版為鋼筋混凝土構造，基樁則以 PC、RC 或鋼管樁作為碼頭岸壁之支撐，圖 3.7 為 L 型樁基擁壁式碼頭。

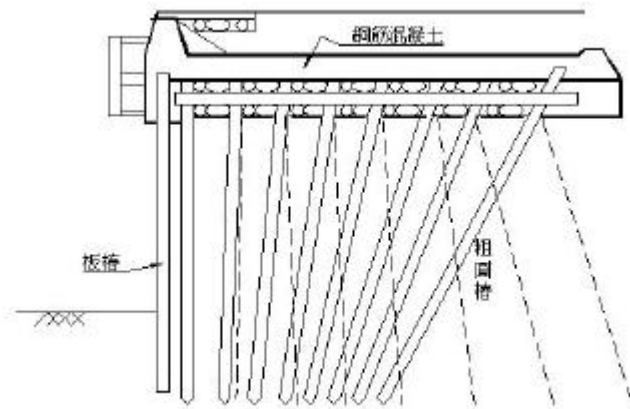


圖 3.7 L 型擁壁式樁基碼頭斷面示意圖

### 3.1.4 腳柱式碼頭

腳柱式碼頭可分為棧橋式及繫船台。用樁或各種形狀的柱體支持碼頭面，成為與海岸線垂直或平行的半座橋樑，稱為棧橋或橫棧橋。用樁或柱體築成孤立於海中或連接於碼頭的簡單繫船設備，稱為繫船台，其小型者僅為數支基樁所組成，故可稱為繫船樁。優點為不妨礙水流，反射波極小，構造輕，耐震力強，可利用現有護岸加築，延長亦方便。缺點為工程費用較大，對於船舶衝擊力及其他水平力的抵抗力較弱，有時亦受揚壓力作用，圖 3.8 為斜樁棧橋式碼頭。

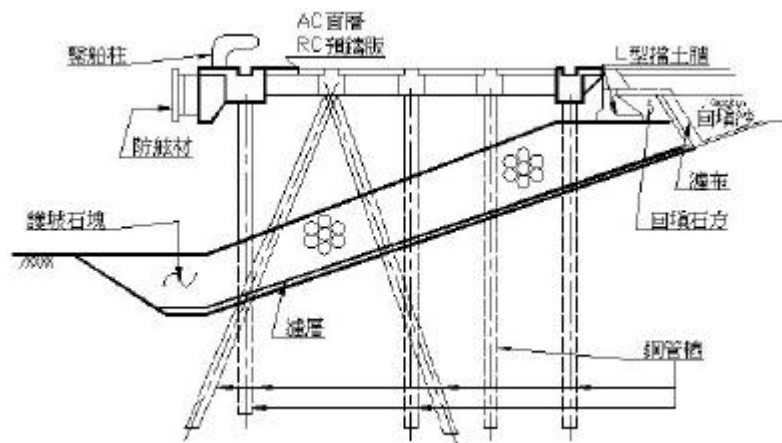


圖 3.8 斜樁棧橋式碼頭斷面示意圖

### 3.1.5 浮式碼頭

用中空的浮箱在海面與陸地相連，以靠船裝卸者為浮碼頭，孤立於泊地中供船繫纜及在海上用駁船裝卸者為繫船浮桶，或簡稱浮桶。適用於潮差較大的淺水碼頭，地震力強大之處，海中卸油可用特種浮桶。優點為與地盤支持力無關，設備增設或移動均方便而廉價，不必考慮地震問題。缺點為載荷力小，易隨波動搖。

## 3.2 防波堤型式

防波堤包括有直立堤、混成堤、拋石堤（或稱斜面堤）、消波塊堤及特殊防波堤等數種較傳統性之防波堤，較新發展的防波堤則包含了潛式防波堤及浮式防波堤。

防波堤依構造型式可分為：(1)沉箱式防波堤，係將沉箱直接放至於海底。(2)混凝土單塊式，整塊混凝土，有時用起重機吊放，有時即在水中澆灌，小型港灣常用之。(3)混凝土塊堆砌堤，用混凝土方塊堆砌成直立壁，常為小型港灣所用。(4)中空塊直立堤，用中空塊堆砌後，於中空位置放入鐵條，再澆灌混凝土，使成為一體以抵抗波壓力。(5)

圓筒式直立堤，以圓筒作為堤身，圓筒底切入海底沙灘，圓筒中再填砂石或灌入混凝土使成為一體。圖 3.9 及圖 3.10 為以上各種形式防波堤之示意圖。

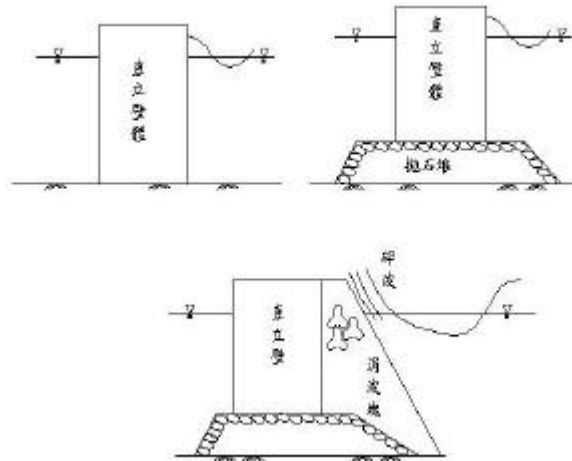


圖 3.9 沉箱及沉箱混合式防波堤

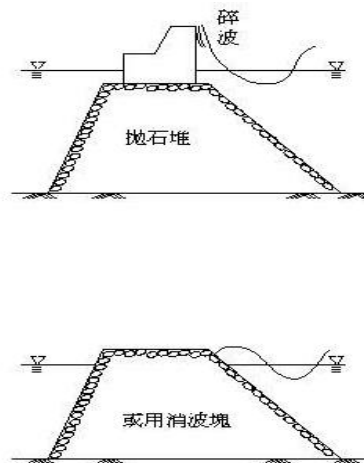


圖 3.10 高基混成堤及拋石堤

### 3.3 港灣 RC 結構物安全檢測項目

安全檢測項目依結構位置可概分為整體結構變形檢測、細部構材檢測、基礎地盤檢測及碼頭附屬設施檢測等。

整體結構變形檢測係檢測 RC 結構物可能產生之大變形或位移。細部構材檢測分為上部結構及下部結構等兩大部分，其中上部結構同質性較大；下部結構則依 R.C.結構物型式不同，受力行為不一，容易發生結構破壞處有所差異，故檢測細項也有所區分。檢測項目建議如下：

#### 3.3.1 整體結構變形檢測

整體結構變形檢測項目包括 RC 結構物(碼頭或防波堤)不均勻沈陷、岸肩伸縮縫破損、壁體傾斜、法線位移檢測等。當這些檢測結果顯示出 RC 結構物有沈陷或位移或傾斜時，則其他部位的結構，如基礎結構或護基拋石必須做進一步的檢測。

#### 3.3.2 細部構材檢測

細部構材檢測為整體結構變形檢測之外，進一步對不同型式 RC 結構物進行之檢測，細部構材檢測與 R.C.結構物之型式有關，因此，將以 R.C.結構物型式及構材性質分別討論之。其中包括上部結構破壞檢測及基礎結構破壞檢測，上部結構中如碼頭面版結構裂縫，裂縫位置、長度、寬度及深度，碼頭面版鋼筋腐蝕，混凝土強度變化及其他以目視或簡單測量儀器能觀察之破壞或損害現象等。

基礎結構檢測則與 RC 結構物型式關係密切，但檢測不易實施，一般需借助精密儀器配合。各種型式之港灣構造物施測項目建議如表 3.1 所示。

表 3.1 港灣構造物細部構材檢測建議項目

構造物名稱	建議檢測項目
重力式碼頭	碼頭岸側背填料空洞、碼頭前側基礎掏刷、混凝土塊破損或劣化、混凝土塊或層間產生相對位移、碼頭壁體破損前傾等。
版樁式碼頭	碼頭岸側背填料空洞、碼頭基礎掏刷、版樁法線方向變位、鋼版樁潮間帶及海下腐蝕、版樁裂縫或破損、鋼版樁接縫開裂、鋼版樁陰極防蝕陽極塊損耗、產生電流、鋼板樁腐蝕電位檢測等
棧橋式碼頭	碼頭面版強度及混凝土性質檢測、鋼管基樁潮間帶腐蝕及海下腐蝕、鋼管基樁基礎掏刷、鋼版樁陰極防蝕陽極塊損耗、產生電流、鋼板樁腐蝕電位檢測、碼頭靠船速度或撞擊振動監測等
沉箱式碼頭及防波堤	胸牆裂縫、沉箱結構裂縫、結構體鋼筋裂縫、沉箱壁體傾斜、護基方塊沈陷移動、拋石基礎沈陷移動或沖刷
拋石堤	不均勻沈陷、胸牆裂縫、胸牆壁體傾斜、拋石基礎沈陷移動或沖刷

### 3.3.3 基礎地盤調查

基礎地盤調查包括碼頭坐落處之地盤屬性、液化潛能評估，碼頭基礎掏空檢測，與防波堤則為堤趾沖刷之評估等。

### 3.3.4 碼頭附屬設施之檢測

檢測項目包括：防舷材破損及裂縫、繫船柱基礎裂縫及其他設置於岸上與泊船有關之設施之破壞或損害等。

表 3.2 及 3.3 為初步結構體檢測及細部構材安全檢測之項目，及其相對之檢測方法。

表 3.2 港灣 RC 構造物初步結構體安全檢測項目

結構安全 檢測區分	結構型式	檢測項目	檢測方法
初步 結構 體 檢 測	碼頭 主體結構	1.碼頭不均勻沈陷	沈陷計可量測土層之沈陷量，一般可採用探測式伸縮儀或稱測沉系統
		2.碼頭面版結構裂縫	小裂縫以裂縫測微尺量測、大裂縫或面版下以透地雷達探測
		3.碼頭面版鋼筋腐蝕	以鋼筋腐蝕探測儀量測
		4.岸肩伸縮縫破損	同 2.
		5.碼頭壁體傾斜或位移	以水準儀、經緯儀或配合 GPS 測量系統實施，裝設傾斜管、傾斜計、位移計或沈陷計等加以觀測
		6.其他以目視或簡單測量儀器能觀察之破壞或損害現象等	同上相關檢測方法
	附屬設施	1.防舷材破損及裂縫	目視觀察拍照、並做腐蝕、材料劣化檢視等
		2.船柱基礎裂縫	同上
		3.其他設置於岸上與泊船有關之設施等之破壞或損害等	同上

表 3.3 港灣 RC 構造物細部構材安全檢測項目-1

結構安全 檢測區分	結構型式	檢測項目	檢測方法
細 部 構 材	重力式碼頭	1.碼頭岸側背填料空洞	透地雷達探測或以探測孔開挖後以超音波儀器探測
		2.碼頭前側基礎掏刷	初步檢測以測掃聲納系統測量靠碼頭側海底地形變化
		3.混凝土塊破損或劣化	以強度試驗錘檢測
		4.混凝土塊或層間產生相對位移	如前述地形測量方法結果與完工實測結果比較
		5.碼頭壁體破損前傾等	同 4.
		6.碼頭岸背地下水位	利用觀測井或水壓計觀測地下水位變化情形。
	版樁式碼頭	1.碼頭岸側背填料空洞	利用觀測井或透地雷達檢測
		2.碼頭基礎掏刷	以人工檢測為主
		3.版樁法線方向變位	與碼頭位移或前傾之施測方法同
		4.鋼版樁潮間帶及海水下腐蝕	依每個港口及碼頭特性建立之腐蝕狀況做計算，決定週期性之檢測時機，若無可靠儀器或新方法時，以人工檢測為主
		5.版樁裂縫或破損	無可靠儀器或新方法時，於適當時機以人工檢測為主
		6.鋼版樁接縫開裂	同 5.
		7.鋼版樁陰極防蝕塊損耗檢測等	同 4.

表 3.3 港灣 RC 構造物細部構材安全檢測項目-2 (續)

結構安全 檢測區分	結構型式	檢測項目	檢測方法
細 部 構 材  檢 測	棧橋式碼頭	1.碼頭面版強度及混凝土性質檢測	利用混凝土強度測試錘、及第二章中所介紹方法加以檢測
		2.鋼管基樁潮間帶腐蝕及海水下腐蝕	依前述方法決定週期性之檢測時機，若無可靠儀器或新方法時，以人工檢測為主
		3.鋼管基樁基礎掏刷	以人工檢測為主
		4.陰極防蝕塊損耗檢測	同 2
		5.碼頭靠船速度或撞擊振動監測等	碼頭靠船速度或撞擊振動監測等：以現地裝置設定之側速儀及振動反應監測器測定
	沈箱式碼頭及防波堤	1.冠牆（胸牆）裂縫	除裂縫量測外並做強度檢測
		2.沉箱結構裂縫	同 1
		3.結構體鋼筋腐蝕	自然電位法
		4.沉箱壁體傾斜	與碼頭位移或前傾施測方法同
		5.護基方塊沈陷移動或沖刷	配合前述地形測量結果，做進一步潛水施測
		6.拋石基礎沈陷、移動或沖刷	同 5
	防波堤	1.不均勻沈陷	同上述諸法
		2.胸牆裂縫	同上述諸法
		3.胸牆壁體傾斜	同上述諸法
		4.拋石基礎沈陷、移動或沖刷	同上述諸法

### 3.4 檢測及評估實施時機

港灣構造物安全檢測實施可概分為，定期(或不定期)實施之一般性安全檢測，及在重大災害發生時之緊急檢測，檢測時機如大型颱風過後，重大地震發生時，碼頭營運中發生重大事故（如船隻操船不當而碰撞）以致造成碼頭結構安全受損，以及施工時因故造成之結構破壞等。

#### 3.4.1 一般性安全檢測

一般性安全檢測通常以定期方式進行，針對各種不同港灣構造物完工後使用之狀況、年限、環境等條件進行檢測，檢測時間並無強制性，可依實際需要進行。若發現較嚴重破壞狀況，但尚無需立即修復或立即修復有困難時，則應密集監測，以確保港灣構造物營運安全。

實施一般性檢測在如機具、人員調度困難或環境惡劣無法實施定期檢測時，可補充定期檢測之不足。故雖未明確規定檢測時間或間距，建議仍應在一定期間內，完成應檢測次數。

#### 3.4.2 緊急災變檢測

重大災害如颱風或地震發生後必須立即進行緊急檢測，其中颱風過後，應針對防止波浪侵襲之構造物如防波堤、消波設施等進行緊急檢測；地震發生時，則針對地表加速度及動力作用較敏感的港灣構造物，如重力式結構或為固定在與海床接觸處之結構等，亦應進行緊急檢測，根據以往之地震記錄顯示，可能造成破壞之地震大多為 4 級以上，因此建議 4 級以上地震發生時，應對所有港灣構造物進行全面性檢測；當震央位於港區鄰近地區且震度達 6 級以上之大地震發生時，更應儘速於 72 小時內完成緊急檢測並確認構造物受損情形，評估應否進行進一步之防護措施。此外，碼頭結構常因大型船隻碰撞，導致安全受損，或施工時因故造成之結構破壞等事故時，應針對個別構造物

及其周遭之港灣構造物進行緊急檢測。

### 3.4.3 分階段檢測及評估

檢測工作可區分為兩個階段實施，第一階段為初步檢測，一般性安全檢測及重大災害發生時之緊急檢測，均必須先經過第一階段之初步檢測，依初步檢測之結果，經過評估判定後再決定是否必須進行第二階段之檢測。

第一階段之檢測其檢測項目及檢測重點，依照港灣構造物之形式、使用狀況及環境條件等，建立表格，使得在經常性實施時具有較高的效率，及較正確之結果。

第一階段檢測工作完成後，即進入檢測結果初評階段，評估時其標準主要有兩大部分：

- 1.結構安全是否有問題
- 2.構造之功能性是否有問題。

第二階段的檢測工作若為一般性檢測時，第二階段的細部檢測工作將依構件位置、材料特性等來加以區分，並同樣將檢測之重點、具體要求之數據建立成表格化之形式，以便於能經常性的執行。

立即性的緊急檢測在第二階段實施時，屬於較嚴重損壞，必須立即修復的港灣構造，應建立檢測計畫，其檢測結果除了顯示構造破壞之程度之外，並將成為未來修復工作之重要參考。

第二階段檢測工作完成後，則進入檢測結果終評階段。

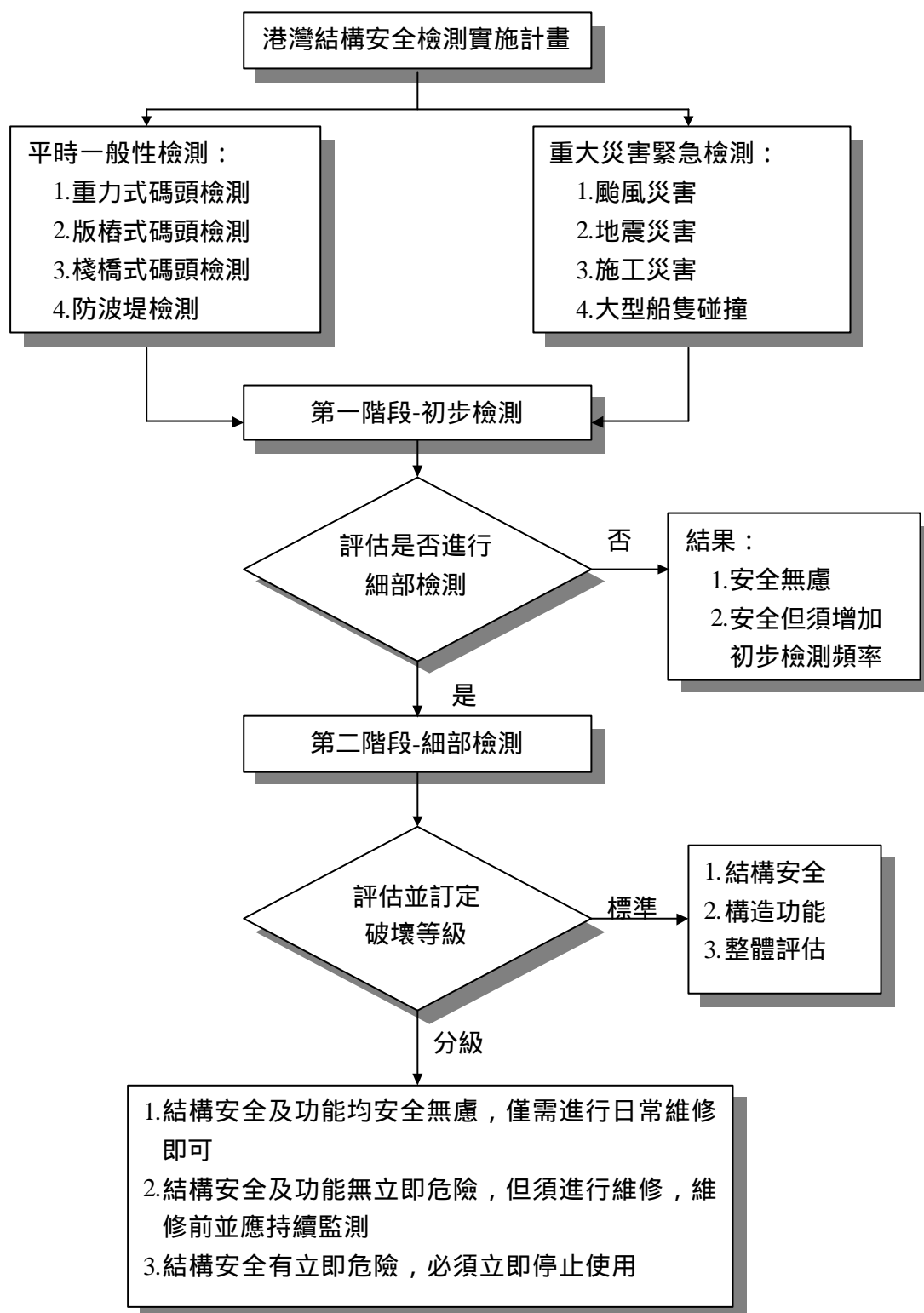


圖 3.11 港灣結構安全檢測實施流程圖

## 第四章 結構物安全檢測評估

港灣結構物經過必要之安全檢測後，除須將檢測結果彙整分析，並應建立系統性的評估制度，結合港區相關資料庫系統，將可能受損原因及相對應之檢測方法、分級評估制度及維護措施納入港區管理體系中，才能達到確保港灣構造物使用安全無虞，發揮港口營運提供船舶安全進出之功能。

港灣結構物安全檢測的評估過程可分為以下四個階段；(1) 初步安全檢測 (2) 細部安全檢測 (3) 檢測結果安全評估 (4) 港灣結構整體評估等級。

### 4.1 初步安全檢測

以目測方式及較簡單之測量儀器對碼頭整體結構變形或位移進行了解，如檢查碼頭面混凝土是否有剝離、裂縫、鋼筋外露等現象，附屬設施如橡膠護舷是否產生龜裂、破損等異狀現象，並加以拍照、量測、繪圖及描述記錄，配合結構物背景資料進行初步安全評估。

#### 4.1.1 結構物初步檢測評估表

結構物初步檢測評估表主要適用對象為碼頭及防波堤，表 4.1 為港灣碼頭結構初步檢測評估表，包括碼頭基本資料、過去檢測記錄、檢測人員及其單位與碼頭主體結構及附屬設施之檢測項目。表 4.2 則為防波堤結構初步檢測評估表。

表 4.1 港灣碼頭初步檢測評估表

碼頭 基本 資料	隸屬港口：		碼頭編號：		
	建造日期：		啟用日期：		
	靠泊船級	原設計：		實際使用：	
	碼頭法線版面標高：	長度： 縱深：	水域深度	原設計： 目 前：	
	靠泊船隻屬性	<input type="checkbox"/> 貨櫃 <input type="checkbox"/> 化學(油)品 <input type="checkbox"/> 雜貨輪 <input type="checkbox"/> 其他			
	碼頭構造型式	<input type="checkbox"/> 重力式 <input type="checkbox"/> 版樁式 <input type="checkbox"/> 棧橋式 <input type="checkbox"/> 其他			
	上次檢測	時間：	單位：	區分：	結果：
調查項目及評估值		破壞程度 D	破壞範圍 E	破壞影響性 R	(D+E)×R
整體 結構 變形 及 主結 構體 破壞 檢測	101 碼頭岸壁				
	102 碼頭法線				
	103 碼頭面版				
	104 混凝土強度				
	105 保護層厚度				
	106 鋼筋腐蝕探測				
	107 鋼版腐蝕檢測				
	108 岸肩伸縮縫				
主體結構破壞評估		$ID_P = \sum_{i=1}^{N_P} (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
非主 結構 設施 破壞 檢測	109 護舷材				
	110 繫船柱				
	111 擋車牆				
	112 排水給水設備				
	113 照明設施				
	114 油電管路				
	附屬設施破壞評估	$ID_A = \sum_{i=1}^{N_A} (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
整體破壞評估(初步檢測)		$ID_1 = \sum_{i=1}^N (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
檢測單位：		檢測人：		檢測時間：	

式中 D 之評估值可參照表 4.3 填寫，E 為所佔範圍%×10 以整數 0 到 5 表示，

$N_P$  及  $N_A$  分別為主結構及附屬設施受檢項目數，總檢測項目數  $N=N_A+N_P$

表 4.2 防波堤初步檢測評估表

堤防 基本 資料	隸屬港口：		堤防位置、編號：		
	建造日期：		啟用日期：		
	防波堤標高：	長度： 寬度：	水域深 度	原設計： 目 前：	
	防波堤構造型式	<input type="checkbox"/> 沈箱堤 <input type="checkbox"/> 拋石堤 <input type="checkbox"/> 合成堤 <input type="checkbox"/> 其他			
	上次檢測	時間：	單位：	區分：	結果：
調查項目及評估值		破壞程度 D	破壞範圍 E	破壞影響性 R	(D+E)×R
整體 結構 變形 及 主結 構體 破壞 檢測	201 堤面沈陷傾 斜				
	202 堤頭損壞				
	203 沉箱破損				
	204 胸牆壁體傾 斜				
	205 消波塊移位				
	206 混凝土強度				
	207 保護層厚度				
	208 鋼筋腐蝕探 測				
	209 胸牆裂縫				
整體破壞評估 (初步檢測)		$ID_1 = \sum_{i=1}^N (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
檢測單位：		檢測人：		檢測時間：	

#### 4.1.2 初步檢測劣化評估值判定

港灣結構物初步檢測評估時，區分為損壞程度(D)、損壞範圍(E)，及該構件損壞對整體結構之影響性(R)，稱為 D.E.R評估法。損壞程度(D)分為 0 到 5 級六等，級別為 1 級到 4 級時分別代表檢測對象之損壞程度，隨級別之增加其損壞程度亦隨之提高，級別為“0”級時則代表該檢測項目不存在。級別為“5”級時則代表該檢測項目無法判定或無法檢測，必須進行下一步之細部檢測，故等級為 5 時代表損壞程度高於 4。級別為 1 級到 4 級時，其損壞程度，其等級之決定詳如表 4.3 所述。

表 4.3 港灣碼頭初步檢測劣化程度與評估值關係-1

檢測項目	劣化現象	劣 化 程 度	D 值
碼頭壁體	傾斜、破損、 混 凝 土 剝 離 龜裂	1.混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出，或鋼筋部份露出	2
		2.混凝土龜裂，鋼筋完全露出	3
		3.可目視出傾斜或岸壁鋼筋完全露出而且腐蝕預力管露出	4
碼頭法線	變形、扭曲	1.儀器檢測出法線偏移、扭曲	3
		2.可目視觀察出法線偏移、扭曲	4
碼頭面版	龜裂、沈陷、 材質劣化	1.面版混凝土輕微剝落或龜裂開且鋼筋尚未露出，或鋼筋部份露出且無腐蝕現象	2
		2.儀器檢測出輕微沈陷，或面版鋼筋完全露出，無腐蝕現象	3
		3.可目視出沈陷、崩塌，或面版鋼筋完全露出而且有腐蝕現象	4
混凝土強度	強度降低、不足	1.強度不足為 10% 以內	1
		2.強度不足為 15% 以內	2
		3.強度不足為 20% 以內	3
		4.強度不足達 30% 以上	4
保護層厚度	不足	1.厚度不足為 20% 以內	1
		2.厚度不足為 30% 以內	2
		3.厚度不足為 40% 以內	3
		4.厚度不足達 50% 以上	4
鋼筋	鋼筋腐蝕	1.無明顯的鏽蝕區域	1
		2.局部區域有鏽蝕集中	2
		3.帶狀區域的鏽蝕、混凝土出現紅橙色成帶狀剝落	3
		4.一半區域的鋼筋鏽蝕，混凝土出現紅橙色剝落達構件 1/3 的範圍	4
鋼版樁腐蝕	鏽蝕	1.L.W.L.至平均低潮位附近無明顯鏽蝕	1
		2.平均低潮位附近起，於 L.W.L.附近可見紅橙色生鏽或皆見不到	2
		3.於 L.W.L.至海底，有連續性的帶狀鏽蝕區分布	3
		4.H.W.L. 以上的飛沫帶及平均低潮位接近 L.W.L.的附近，在鋼版樁表面有明顯凹洞及氧化物剝落現象	4

表 4.3 港灣碼頭初步檢測劣化程度與評估值關係-2(續)

檢測項目	劣化現象	劣 化 程 度	D 值
鋼版腐蝕 檢測	鏽蝕範圍	1.無明顯的鏽蝕區域	1
		2.局部區域有鏽蝕集中	2
		3.受到漂流物反覆侵蝕，形成帶狀區域的鏽蝕	3
		4.3/4 區域出現紅橙色的鏽蝕，且有明顯的凹洞或破洞	4
岸肩伸縮縫	變形、破壞	1.接縫處雜屑堆積使伸縮縫功能減弱	2
		2.埋入接頭上方之材料開裂，彈性材料變質但仍具水密性	3
		3.合成之材質開裂。伸展接頭完全被密封。壓力封完全掉入膨脹缺口。彈性元件開裂等	4
防舷材	開裂、材質劣化	1.材質表面褪色、輕微劣化，靠船時有輕微龜裂現象	2
		2.材質表面劣化明顯，靠船時能明顯觀察到龜裂現象	3
		3.材質老化、構件變形、脫落，靠船時開裂過大以失去避振功能	4
繫船柱	破損、變形	1.材質已有鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形	2
		2.材質鏽損狀況明顯，基座有龜裂情形	3
		3.材質鏽損甚至剝落，基座龜裂擴大	4
擋車牆	破損、變形	1.材質表面已有龜裂情形	2
		2.材質表面有明顯龜裂，基座有崩塌情形	3
		3.材質龜裂擴大或多處崩塌、破損、位移	4
排水、給水設備	破壞、斷裂	1.破損而有滲水現象	3
		1.斷裂失去功能	4
照明設施	破壞	1.部份損壞而只能發揮部份功能	3
		2.大部損壞失去功能性	4
油電管路	破壞	1.破損而有滲油、漏電現象	3
		2.斷裂而失去功能性	4

由於港灣結構物之環境，構造形式以及使用材料有其特殊性，且與傳統陸上橋樑有相當大的差異，故大部分的判定標準及判別方式多為首次訂定。其中 E 值為構件破壞範圍或破壞構件參數，以構件破壞數與受測構件數的百分比，或破壞面積與受測面積的百分比為參考，依其所座落範圍訂出“1”到“5”的等級，以百分比乘以十後，捨棄小數點為 E 值，大於五之值均以 5 填入表格。R 值之決定則有賴經驗及訓練，故暫不對 R 值提出參考建議。

#### 4.1.3 初步檢測結果判定

港灣構造物整體結構之安全性及破壞後之受力反應，不容易由構造物表面之初步檢測結果直接判定，由於檢測品質包括檢測人員之訓練及經驗都將嚴重影響評估結果，為確保檢測工作之客觀性及可靠性，將檢測評估方式適度量化仍有其必要性。初步安全檢測可視為第一階段檢測，檢測完成後，即進行初評階段。

整體檢測結果之判定及評估之標準主要分為：

1. 結構安全是否有問題。
2. 構造功能性是否有問題。

依據檢測結果，將各項檢測項目之檢測值經下列公式換算後，依其值所在範圍而決定最後等級。

$$ID_1 = \frac{\sum_i^N (D_i + E_i) R_i}{\sum_i^N R_i}$$

式中  $ID_1$  為初步檢測危險度指標(Index of Dangerousness)， $D_i$ 、 $E_i$ 、 $R_i$  分別為各項檢測中檢測人員填寫之檢測值， $N$  則代表檢測項目之總數。 $ID_1$  值越高則代表危險度越高，數值分配範圍為 0 到 10 間。

初步安全檢測階段判定結果分為以下三個等級：

- 1.0  $ID_I < 2$ ：安全無虞，無須進行細部檢測或增加檢測頻率。
- 2.2  $ID_I < 4$ ：安全無虞，無須進行細部檢測，但於未來必須增加檢測頻率。
- 3.非主體結構之  $ID_I \geq 4$ ，但其他主結構體之  $ID_I < 4$ ：為功能堪虞，小型立即性維修可改善功能狀況者應立即進行，如主結構體或整體檢測值之  $ID_I \geq 4$ ，必須進行第二階段之細部檢測以進一步了解構造物破壞狀況。

## 4.2 細部安全檢測

細部安全檢測為第二階段的結構安全檢測，必須配合非破壞性檢測儀器或其他更深入之檢測方法，才得以對港灣結構進行細部構材檢測。

細部安全檢測適用於：

- 1.目視檢測無法判定或檢測對象不易進行者。
- 2.經初步檢測結果判定必須進行細部檢測者。
- 3.為重大災害或事故發生後之緊急檢測。
- 4.工程維修進行中有特殊需求者。

不同型式的港灣構造物，進行細部檢測時檢測重點亦有所不同。依照碼頭及堤防型式不同，細部檢測評估表將有所區分。除表格中條列之檢測項目者外，如初步檢測過程中，主結構體部份 D 值等級判定為 3 以上時，細部安全檢測時應視情況以較可靠之儀器重新檢測，並會同細部檢測評估表之檢測項目及結果，共同做最後之安全等級評估。

### 4.2.1 碼頭基本資料

碼頭基本資料在細部檢測階段中，除了包括在第一階段初步檢測表中之所有基本資料之外，並將加入碼頭坐落位置、地盤屬性資料、

液化潛能評估等資料，同種類碼頭基礎結構型式，如以重力式碼頭為例，其基礎結構可能為 L 型塊式、空心方塊式、方塊式、場鑄混凝土或沉箱式等，其中沉箱式碼頭在細部檢測中，與沉箱式防波堤將另組成一份表格。基礎結構材料亦必須填註於細部檢測評估表中。

#### 4.2.2 基礎地盤調查

基礎地盤調查在細部檢測時為重要項目，由於調查時必須於水下作業，故宜慎重為之。調查重點為地盤所屬種類、液化潛能、沖刷及掏空檢測等。

#### 4.2.3 重力式碼頭檢測重點

重力式碼頭主要依賴碼頭本身之重量來抵抗外力的作用，避免發生傾倒、滑動或位移。故必須避免構造物重量損失如漏砂、混凝土塊流失或堤前空洞以致重心改變等。檢測項目詳如表 4.4 所示。

#### 4.2.4 版樁式碼頭檢測重點

版樁式碼頭依使用不同材料，調查時有不同的重點。台灣各港口版樁材料大部分均以鋼材為主，檢測時應以鋼材腐蝕情況為主。版樁式碼頭細部檢測項目詳如表 4.5 所示。

#### 4.2.5 棧橋式碼頭檢測重點

棧橋式碼頭基樁直接承載碼頭面版。基樁有鋼材及混凝土材料兩類。若材料選用鋼材，必須考慮腐蝕破壞情形。棧橋式碼頭檢測重點為材料腐蝕、振動特性以及樁基礎之掏刷狀況，細部檢測項目詳如表 4.6 所示。

#### 4.2.6 沉箱式碼頭及防波堤檢測重點

沈箱式碼頭亦屬重力式碼頭之一種，而沉箱式防坡堤則為除拋石堤以外在台灣各港區使用較多的防波堤。沉箱的結構材料主要以鋼筋

混凝土製成箱型構造，故破壞時除了典型重力式碼頭的破壞現象外，沉箱體破裂、傾倒或鋼筋外露等亦經常發生，檢測重點及具體項目詳如表 4.7 所示。

#### 4.2.7 拋石堤檢測重點

拋石堤為水深較淺處之港灣常用的堤防構造方式。由於堤身具有孔隙，堤心料（塊石）受波浪作用而掏空，進而影響整體結構的穩定性，以致造成堤面損壞。故堤面有不均勻沈陷現象或損壞、裂縫等現象時應特別注意。

細部檢測評估表中各檢測項目，同樣以破壞的程度、範圍及影響層面分級，由各個項目的分級結果再做整體安全性評估，其等級區分與破壞程度的關係可以參照表 4.8 中之參考值。

表 4.4 重力式碼頭細部檢測評估表

碼頭基本資料	隸屬港口：		碼頭編號：		
	建造日期：		啟用日期：		
	靠泊船級	原設計：		實際使用：	
	碼頭法線版面標高：	長度： 縱深：	水域深度	原設計： 目前：	
	靠泊船隻屬性	<input type="checkbox"/> 貨櫃 <input type="checkbox"/> 化學(油)品 <input type="checkbox"/> 雜貨輪 <input type="checkbox"/> 其他			
	基礎地盤資料	地盤屬性種類： <input type="checkbox"/> 第 1 類 <input type="checkbox"/> 第 2 類 <input type="checkbox"/> 第 3 類 <input type="checkbox"/> 第 4 類			
		液化潛能： <input type="checkbox"/> 高 <input type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 低			
	基礎結構形式	<input type="checkbox"/> L 型塊式 <input type="checkbox"/> 空心方塊式 <input type="checkbox"/> 方塊式 <input type="checkbox"/> 場鑄混凝土			
	基礎結構材料	<input type="checkbox"/> PC <input type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> 場鑄混凝土			
上次檢測	時間：	單位：	區分：	結果：	
調查項目及評估值		破壞程度 D	破壞範圍 E	破壞影響性 R	(D+E)×R
下部主結構破壞檢測	301 基礎沖刷				
	302 側牆岸壁 混凝土				
	303 壁體傾斜				
	304 壁體裂縫				
	305 保護層厚度				
	306 鋼筋腐蝕探測				
	307 鋼版腐蝕檢測 (井筒式碼頭)				
	308 漏砂檢測				
	309 陸側殘留水位				
主體結構破壞評估		$ID_U = \sum_{i=1}^{N_U} (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i^{N_U} R_i =$			
整體破壞評估(細部檢測)		$ID_2 = \sum_{i=1}^N (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i^N R_i =$			
檢測單位：		檢測人：		檢測時間：	

式中 D 之評估值可參照表 4.3 及 4.8 填寫，E 為所佔範圍 %×10 以整數 0 到 5 表示，

$N_P$  及  $N_U$  分別為上部及下部主結構受檢項目數，總檢測項目數  $N=N_U+N_P$

表 4.5 版樁式碼頭細部檢測評估表

碼頭基本資料	隸屬港口：		碼頭編號：		
	建造日期：		啟用日期：		
	靠泊船級	原設計：                      實際使用：			
	碼頭法線版面標高：	長度： 縱深：	水域深度	原設計： 目 前：	
	靠泊船隻屬性	<input type="checkbox"/> 貨櫃 <input type="checkbox"/> 化學(油)品 <input type="checkbox"/> 雜貨輪 <input type="checkbox"/> 其他			
	基礎地盤資料	地盤屬性種類： <input type="checkbox"/> 第 1 類 <input type="checkbox"/> 第 2 類 <input type="checkbox"/> 第 3 類 <input type="checkbox"/> 第 4 類			
		液化潛能： <input type="checkbox"/> 高 <input type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 低			
	基礎結構形式	<input type="checkbox"/> 錨錠版式 <input type="checkbox"/> 錨錠樁式 <input type="checkbox"/> 斜樁錨錠式 <input type="checkbox"/> 自立式 <input type="checkbox"/> 前斜樁式 <input type="checkbox"/> 雙重版樁式			
	基礎結構材料	<input type="checkbox"/> 鋼管樁 <input type="checkbox"/> 鋼版樁 <input type="checkbox"/> H型樁			
上次檢測	時間：	單位：	區分：	結果：	
調查項目及評估值		破壞程度 D	破壞範圍 E	破壞影響性 R	(D+E)×R
下部主結構體破壞檢測	401 基礎冲刷				
	402 版樁開裂				
	403 壁體傾斜				
	404 背填土沈陷				
	405 鋼版腐蝕檢測				
	406 鋼版現有厚度				
	407 防蝕塊檢測				
	408 漏砂檢測				
	409 陸側殘留水位				
	410 腐蝕電位量測				
	411 陽極塊檢測				
主體結構破壞評估		$ID_U = \sum_{i=1}^{N_U} (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
整體破壞評估(細部檢測)		$ID_2 = \sum_{i=1}^N (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
檢測單位：		檢測人：		檢測時間：	

式中 D 之評估值可參照表 4.3 及 4.8 填寫，E 為所佔範圍 %×10 以整數 0 到 5 表示，

$N_P$  及  $N_U$  分別為上部及下部主結構受檢項目數，總檢測項目數  $N=N_U+N_P$

表 4.6 棧橋式碼頭細部檢測評估表

碼頭 基本 資料	隸屬港口：		碼頭編號：		
	建造日期：		啟用日期：		
	靠泊船級	原設計：		實際使用：	
	碼頭法線版面標高：	長度： 縱深：	水域深度	原設計： 目 前：	
	靠泊船隻屬性	<input type="checkbox"/> 貨櫃 <input type="checkbox"/> 化學(油)品 <input type="checkbox"/> 雜貨輪 <input type="checkbox"/> 其他			
	基礎地盤資料	地盤屬性種類： <input type="checkbox"/> 第 1 類 <input type="checkbox"/> 第 2 類 <input type="checkbox"/> 第 3 類 <input type="checkbox"/> 第 4 類			
		液化潛能： <input type="checkbox"/> 高 <input type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 低			
	基礎結構形式	<input type="checkbox"/> 直樁式 <input type="checkbox"/> 斜樁式 <input type="checkbox"/> 圓柱式 <input type="checkbox"/> 腳柱式 <input type="checkbox"/> 橋墩式			
	基礎結構材料	<input type="checkbox"/> 鋼管樁 <input type="checkbox"/> PC 樁 <input type="checkbox"/> RC 樁			
	上次檢測	時間：	單位：	區分：	結果：
調查項目及評估值		破壞程度 D	破壞範圍 E	破壞影響性 R	(D+E)×R
下部 主結構 體 破壞 檢 測	501 基礎沖刷				
	502 混凝土樁劣化				
	503 基樁傾斜				
	504 鋼管腐蝕檢測				
	505 防蝕塊檢測				
	506 樁頂接頭檢測				
	507 碼頭整體振動 特性檢測				
主體結構破壞評估		$ID_U = \sum_{i=1}^{N_U} (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
整體破壞評估(細部檢測)		$ID_2 = \sum_{i=1}^N (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_i R_i =$			
檢測單位：		檢測人：		檢測時間：	

式中 D 之評估值可參照表 4.3 及 4.8 填寫，E 為所佔範圍 %×10 以整數 0 到 5 表示，

$N_U$  及  $N_U$  分別為上部及下部主結構受檢項目數，總檢測項目數  $N=N_U+N_P$

表 4.7 沉箱式碼頭及防坡堤細部檢測評估表

碼頭基本資料	隸屬港口：		碼頭編號：		
	建造日期：		啟用日期：		
	靠泊船級	原設計：		實際使用：	
	碼頭法線版面標高：	長度： 縱深：	水域深度	原設計： 目前：	
	靠泊船隻屬性	<input type="checkbox"/> 貨櫃 <input type="checkbox"/> 化學(油)品 <input type="checkbox"/> 雜貨輪 <input type="checkbox"/> 其他			
	基礎地盤資料	地盤屬性種類： <input type="checkbox"/> 第 1 類 <input type="checkbox"/> 第 2 類 <input type="checkbox"/> 第 3 類 <input type="checkbox"/> 第 4 類			
		液化潛能： <input type="checkbox"/> 高 <input type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 低			
	基礎結構材料	<input type="checkbox"/> PC <input type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> 場鑄混凝土			
上次檢測	時間：	單位：	區分：	結果：	
調查項目及評估值		破壞程度 D	破壞範圍 E	破壞影響性 R	(D+E)×R
下部主結構體破壞檢測	601 基礎冲刷移動				
	602 護基方塊沈陷移動				
	603 沉箱結構裂縫				
	604 沉箱壁體傾斜				
	605 胸牆裂縫				
	606 保護層厚度				
	607 鋼筋腐蝕探測				
	608 漏砂檢測				
	609 陸側殘留水位				
主體結構破壞評估		$ID_U = \sum_{i=1}^{N_U} (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_{i=1}^{N_U} R_i =$			
整體破壞評估(細部檢測)		$ID_2 = \sum_{i=1}^N (D_i + E_i) \times R_i \bigg/ \sum_{i=1}^N R_i =$			
檢測單位：		檢測人：		檢測時間：	

式中 D 之評估值可參照表 4.3 及 4.8 填寫，E 為所佔範圍 %×10 以整數 0 到 5 表示，

$N_P$  及  $N_U$  分別為上部及下部主結構受檢項目數，總檢測項目數  $N=N_U+N_P$

表 4.8 港灣碼頭細部檢測劣化程度與評估值關係-1

碼頭型式	檢測項目	劣化現象	劣化程度	D 值
重力式碼頭	基礎冲刷	刷深、沈陷、基礎護石位移	1.基礎顯示刷深現象，基礎護石觀察出沈陷、位移情形 2.基礎嚴重刷深現象，基礎護石嚴重沈陷或移動情形	3 4
	側牆岸壁混凝土	傾斜、破損、混凝土剝離龜裂	1.混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出，或鋼筋部份露出且無腐蝕現象。 2.混凝土龜裂，鋼筋完全露出，無腐蝕現象。鋼筋部份露出，而且有腐蝕現象。 3.可目視出傾斜或岸壁鋼筋完全露出而且腐蝕預力管露出。	2 3 4
	漏砂檢測	漏砂	1.牆面裂縫已可觀查出漏砂 2.背填砂經由大型破洞漏出，或孔洞內看不到砂	3 4
	殘留水位	水位變化	1.平均水位有稍微降低現象。 2.平均水位異常降低現象。	2 3
	版樁開裂	開裂長度、寬度	1.開裂長度達 10 公分至 20 公分 2.開裂長度達 20 公分至 30 公分 3.開裂長度達 30 公分以上	2 3 4
版樁式碼頭	鋼版厚度	厚度不足	1.平均厚度不足為 5%以內。 2.平均厚度不足為 10%以內。 3.平均厚度不足為 20%以內。 4.平均厚度不足達 20%以上。	1 2 3 4
	鋼版腐蝕	腐蝕	1.無明顯的鏽蝕區域。 2.局部區域有鏽蝕集中。 3.帶狀區域的鏽蝕、並有局部小型穿孔現象。 4.連續性多範圍鏽蝕，鋼版樁表面穿孔範圍擴大且有嚴重漏砂現象。	1 2 3 4 4
	防蝕塊	材料損耗狀況	1.陰極防蝕塊損耗達設計數量 1/3 時。 2.陰極防蝕塊損耗達設計數量 1/2 時。 3.陰極防蝕塊損耗達設計數量 2/3 時。	2 3 4

表 4.8 港灣碼頭細部檢測劣化程度與評估值關係-2 (續)

碼頭型式	檢測項目	劣化現象	劣化程度	D 值
棧橋式碼頭	基樁傾斜	基樁傾斜、位移	1.原設計非傾斜基樁產生傾斜現象 2.多支基樁均產生傾斜或傾斜已造成結構破壞	3 4
	鋼管腐蝕檢測	腐蝕、穿孔	1.無明顯的鏽蝕區域。 2.基樁局部區域有鏽蝕集中。 3.帶狀區域的鏽蝕、並有局部小型穿孔現象。 4.連續性多之鋼管樁鏽蝕，鋼管樁表面穿孔範圍擴大。	1 2 3 4
	樁頂接頭檢測	鬆動、破損	1.樁頂接頭稍有破損現象。 2.樁頂接頭破損造成連結問題或附近結構之破壞。	3 4
沉箱式碼頭	基礎冲刷	刷深、沈陷、基礎護石位移	1.基礎顯示刷深現象，基礎護石觀察出沈陷、位移情形 2.基礎嚴重刷深現象，基礎護石嚴重沈陷或移動情形	3 4
	側牆岸壁混凝土版	傾斜、破損、混凝土剝離龜裂	1.面版混凝土輕微剝落或龜裂開且鋼筋尚未露出，或鋼筋部份露出且無腐蝕現象。 2.儀器檢測出輕微沈陷，或面版鋼筋完全露出，無腐蝕現象。 3.可目視出沈陷、崩塌，或面版鋼筋完全露出而且有腐蝕現象。	2 3 4
	漏砂檢測	漏砂	1.牆面裂縫已可觀查出漏砂 2.背填砂經由大型破洞漏出，或孔洞內看不到砂	3 4
	沉箱面版鋼筋腐蝕	腐蝕	1.無明顯的鏽蝕區域。 2.局部區域有鏽蝕集中。 3.帶狀區域的鏽蝕、混凝土出現紅橙色成帶狀剝落。 4.一半區域的鋼筋鏽蝕，混凝土出現紅橙色剝落達構件 1/3 的範圍。	1 2 3 4

### 4.3 檢測結果評估

港灣構造物依照前述建立之檢測項目進行檢測與評估，評估時分成兩個階段進行。第一階段的評估工作包括結構安全性及構造物之功能性（如 4.1.3 節中所述），主要在判定構造物是否安全。如屬安全堪虞，則必須進行第二階段之細部檢測，進一步了解構造物破壞狀況。

第二階段之細部檢測工作完成後，可依第一階段之評估方式進行評估，評估時將現地檢測數據及圖表等資料，進行詳細分析，由於結構物安全評估，牽涉複雜的結構力學行為，為對整體結構之安全能有更正確的了解，必要時須進一步分析結構力學行為。

細部檢測評估包括結構安全性，構造功能性，整體考量等三項原則，說明如下：

#### 4.3.1 結構安全性原則

港灣構造物受損後，結構安全如未能由檢測所得之數據直接判斷時，必須經過力學分析加以判定。結構安全除了受到材料性能影響外，外力作用包括波浪及地震作用力、海水與土壤間的相互作用，因此，分析時並無適用公式可供引用，應同時考量靜力分析及動力分析，以求符合真實受力情形。

#### 4.3.2 構造功能性原則

港灣構造物均有其應用上之不同功能。構造物功能性無法發揮時並不代表結構之安全有問題，但結構如屬無法完全發揮功能，又未維修恐將進一步造成破壞而危及安全。構造物主要或附屬設施，不論合併評估或單獨評估，如評定等級屬於安全堪虞的第三等級時（如表 4.1 中非主體結構之  $ID_1 = 4$ ，但其他主結構體之  $ID_1 < 4$  時，小型立即性維修可改善安全或使用之功能狀況者）應立即進行修復，以維護港口之正常運作。

### 4.3.3 整體性評估原則

整體性評估除將第一階段檢測中的主結構體列入考慮之外，並將第二階段依碼頭型式不同，而進行之細部檢測結果一起納入評估。由安全性及功能性兩大原則評估後，只要其中之一，不論是安全性或功能性有問題時，即應進行修復工作，但在決定採取何種修復措施之前，則應做整體性的評估，其中包括經濟效益考量，並配合港灣整體營運採取最適切之修復措施。

## 4.4 結構整體評估等級

綜合前述各節將港灣結構檢測結果評估後，續密訂定出評估後之等級。檢測工作分兩階段進行時，各階段評估後之分級亦有所區分。

### 4.4.1 第一階段檢測分級

第一階段檢測工作完成後，即進入檢測結果初評階段，依據評估結果，構造之初步檢測結果可分成三個等級，如 4.1.3 節所示。

### 4.4.2 第二階段檢測分級

第二階段檢測分級中，除將第一階段檢測中的主結構體納入考慮外，依港灣構造物型式不同，而進行之細部檢測結果需一起列入評估。其評估方式如下：

$$ID_2 = \frac{\sum_i^N (D_i + E_i) R_i}{\sum_i^N R_i}$$

式中  $ID_2$  為細部檢測危險度指標， $D_i$ 、 $E_i$ 、 $R_i$  分別為各檢測中檢測人員填寫之檢測值， $N$  則代表檢測項目之總數，包括細部檢測及初步檢測主結構體之受測項目(若進行重新檢測，以較新的數據為準)。 $ID_2$  值越高則代表危險度越高，數值分配範圍為 0 到 10 間，其與判定結果

關係，與初步檢測階段類似分成三個等級並條列如下：

1. 0  $ID_2 < 3$ ：輕微受損、結構安全及構造功能無虞，僅需進行日常維修即可，但於未來必須增加初步檢測之頻率。
2. 3  $ID_2 < 6$ ：構造損壞，但結構安全及構造功能均無立即危險、應進行維修；若無法立即實施維修，則必須在維修前進行同步監測工作。
3.  $ID_2 \geq 6$ ：嚴重損壞，結構安全有立即危險，且構造功能無法發揮，必須立即停用並進行維修或拆除重建。

## 第五章 電化學維修工法

海洋環境下鋼筋混凝土結構物，由於受到海水的浸泡或海風中挾帶高含量鹽份之侵入，結構體中之鋼筋發生銹蝕，造成混凝土體積膨脹、崩裂，導致混凝土的劣化，表面剝落、塌陷、終致損壞。因此，如何有效消除或降低氯離子的存在，或阻止外界氯離子入侵混凝土內，則不但可防止內部鋼筋腐蝕，亦可提昇 R.C.結構物之耐久性。理論上，混凝土內各種離子之游動或消長，均可藉由化學勢能或電化學勢能或流體動力的差異來達成。近年來，科技的長足進步，目前電化學之理論及技術，已開始被應用於防治 R.C.結構物上之鋼筋腐蝕之研究與開發，成效相當顯見。

### 5.1 電化學技術之發展

電化學觀念應用於金屬腐蝕防治的技術，已有百餘年之歷史了。早於西元 1832 年英人 Humphery Davy<sup>[1]</sup>對軍方船艦外殼之防蝕開始，繼於 1834 年英人 M. Farady 進行金屬腐蝕量與電流關係之探討而發現了法拉第定律(Farady law)，爾後對電化學之相關理論更加了解且應用逐漸擴大。歷經百年來之發展，目前電化學防蝕技術已大規模應用於化工廠之管線、冷凝管、熱交換器、油槽、鑽油平台等各種結構物之防蝕，其技術之成熟與應用之廣泛，可謂不可同日而語。但應用於鋼筋混凝土環境下之防蝕乃是最近三十年的事情。

電化學理論處理一般水溶液環境下之金屬腐蝕相當容易，但在混凝土之環境下，由於混凝土為一高電阻材料應用上則較為困難，因此發展甚為緩慢與困難，有待突破。西元 1970 年初期美國聯邦公路總署<sup>[2,3,4,5]</sup>，曾對一些受鹽害腐蝕損壞之橋樑，進行陰極防蝕之維護，防蝕成效良好。1975 年英人 Lankard<sup>[6,7,8]</sup>另以外加通電方式，進行 R.C.結構物內部去除鹽份的試驗，以降低鋼筋受到氯離子的腐蝕侵襲，最後結論是以通電方式，能將有害的氯離子移出混凝土結構體外。上述之試

驗成果顯著，致使英、美、日、北歐等許多國家，紛紛投入以電化學方法處理混凝土結構物劣化腐蝕的問題之研究與開發。

## 5.2 電化學維修工法

電化學技術是一種非破壞性、高效率、有前景的修復方法之一，不但可在短時間內完成修護工作，更可大量減低結構物修護成本。目前較為成熟且廣泛被應用處理 RC 結構物防蝕之工法，有下列三種：

- 1.陰極防蝕法
- 2.電化學去鹽法
- 3.電化學還鹼法

## 5.3 陰極防蝕法<sup>[9~22]</sup>

鋼筋混凝土使用陰極防蝕保護，至今已有三十幾年的歷史。西元 1973 年美國聯邦公路總署(FHWA)，經過多年的試驗與研究，公開宣佈陰極防蝕為解決鋼筋混凝土橋樑腐蝕唯一有效的方法。1974 年加拿大亦開始引用陰極防蝕，來修護或改善鋼筋混凝土結構物之腐蝕劣化問題。爾後一兩年間美國及加拿大，有超過 150 座 R.C.結構物立即進行陰極防蝕措施，並將陰極防蝕列為各州公路橋樑維護時必需採用之防蝕工法。歐洲各國雖然均有良好的公路橋樑或公共工程設施，然對維修仍然相當重視，並以陰極防蝕做為維護之方法。目前全球的土木、結構、材料等工程師或政府官員，都承認陰極防蝕是最經濟、最有效對抗鋼筋腐蝕的方法。

### 5.3.1 陰極防蝕之理論<sup>[11]</sup>

金屬的腐蝕為一電化學反應。兩個不同狀態的金屬接觸在一起，

因有電位差異，形成了一個有腐蝕反應之電池作用。其電化學所產生之電動勢值，可由 Nernst 方程式得之，其關係式如下：

$$E = E^0 - \frac{RT}{nF} \ln \frac{a_1}{a_2}$$

E：電動勢(能)

$E^0$ ：標準狀況之電動勢

F：法拉第常數

T：溫度

$a_1$ ：生成物之活度

n：當量數(參與電子數)

$a_2$ ：反應物之活度

R：氣體常數

對於有效的陰極保護，可由下列二個不同論點來加以評估；

### 1. 熱力學觀點<sup>[1]</sup> (以電位評估)

依熱力學觀點，金屬腐蝕之電化學反應，可看成一個熱的反應系統。上述之電動勢值亦可轉換成系統之自由能，其關係如下：

$$\Delta G = -nEF$$

$\Delta G$ (自由能)是一狀態函數，它可預測電化學反應可否進行，如果 $\Delta G$ 值為負時，即表示系統(電化學反應)可自然進行，亦即金屬之腐蝕是自然發生的。金屬在水溶液中之腐蝕反應，主要涉及電位差異及 pH 值之變化，因此，由 E-pH 關係圖(圖 5.1)可簡潔歸納出腐蝕反應之完整熱力學平衡資料。

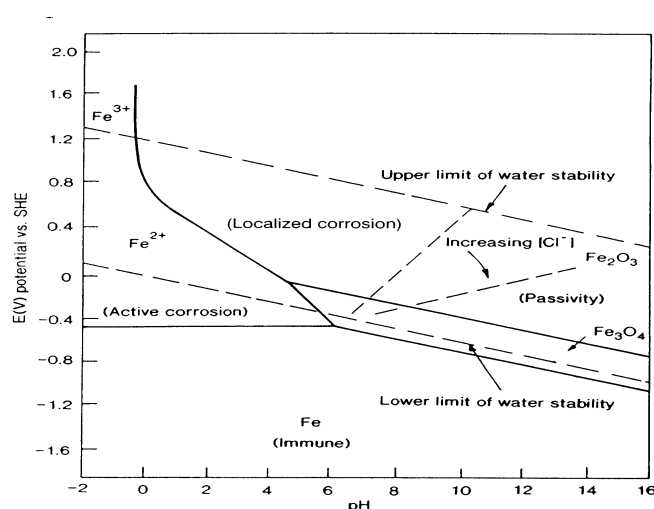


圖 5.1 Fe 在含  $\text{Cl}^-$  水溶液之 pH 與 E(電位值)之關係

其中電位控制了金屬與其離子間的平衡溶解度，而 pH 值控制了陰極反應並決定鈍態膜的穩定性，圖中可預測腐蝕反應之趨勢及其生成物，其腐蝕電位亦可利用下列三種方式，將 Fe 從腐蝕區域移轉至免疫區域(不起腐蝕作用)。

- (1)將電位降低至免疫區的範圍內(陰極保護)。
- (2)將電位提昇至鈍態(Passivity)區域內(陽極保護)。
- (3)提高溶液之 pH 值或鹼性溶液，亦可形成鈍態保護膜。

理論上電位值(E)與 pH 值之關係如下：

$$E = E^0 + (2.303 RT / nF) \ln [(A)^a / (B)^b]$$

E:電動勢(能) ,  $E^0$ :標準狀況下電動勢能 (25°C)

A:生成物之活度 , B:反應物之活度

F:法拉第常數 , n:當量數(轉移電子數) , a,b: 平衡係數

當  $pH < 9.0$   $E = -0.62V$  v.s. S.H.E

$9.0 < pH < 13.7$   $E = (-0.085 - 0.059 pH)V$  v.s. S.H.E

$13.7 < pH$   $E = (+0.320 - 0.0886 pH)V$  v.s. S.H.E

註：S.H.E 為標準氫電極電位(0.0 V)

欲使陽極(Fe)不發生氧化(腐蝕)行為，則必需抑制電子從陽極流出，因此，可由其它來源供給電子給陽極以達平衡。所提供之另一陽極(或電流(子))，其電位必需比原來陽極之電位為低，使原來之陽極(此時變為陰極)不易放出電子，達到保護目的。欲達成完全陰極保護之條件，可由下列公式表示之；

$$E_c + \Delta E_c + i_{cp} r_c = E_a$$

$E_c$ ：陰極區域之開路電位值  $\Delta E_c$ ：陰極區域之極化電位差

$i_{cp}$ ：外加電流(applied current)  $r_c$ ：陰極電流路徑上之電阻

$E_a$ ：陽極區域之開路電位值

當達平衡狀態時，陽極電流  $i_a = 0$ ，由施加陰極防蝕所產生之整個極化電位如下；

$$\Delta E_c + i_{cp} r_c$$

## 2. 動力學觀點<sup>[11]</sup> (以電流密度評估)

陰極防蝕所需之保護電流大小，視金屬自然腐蝕速率而定。Wanger 曾定義欲達到完全之陰極保護所需之最小保護電流時，欲被保護之金屬材料之電位，必須小於平衡狀態時之電位。又腐蝕電流受制於陰、陽極之極化程度及電解液之電阻大小。圖 5.2 為混合電位之極化曲線圖 (包含有陰、陽極電位控制曲線圖)。

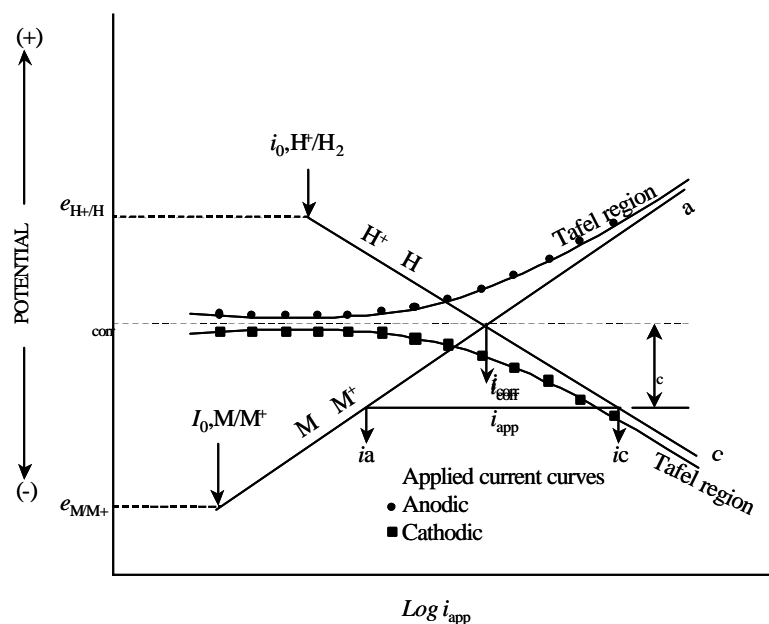


圖 5.2 極化曲線圖

當極化受陰極電位控制時，陰極之外加電流為；

$$i_{app,c} = i_c - i_a \quad (1)$$

當極化受陽極電位控制時，陽極之外加電流為；

$$i_{app,a} = i_a - i_c \quad (2)$$

如極化是受腐蝕電位( $E_{corr}$ )所影響時，其偏離平衡電位之變化(亦即極化電位變化量， $\epsilon$ )與電流之關係，則可由下列公式表示之：

$$\text{受陰極過電位影響時；} \quad \epsilon_c = \beta_c \log (i_c / i_{corr}) \quad (3)$$

$$\text{受陽極過電位影響時；} \quad \epsilon_a = \beta_a \log (i_a / i_{corr}) \quad (4)$$

將式(3)與式(4)轉換為指數形式後，代入式(1)中得下式：

$$i_{app,c} = i_{corr} (10^{-\epsilon_c / \beta_c} - 10^{\epsilon_a / \beta_a}) \quad (5)$$

將式(5)微分並整理後，求得極化電阻( $R_p$ )如下：

$$\begin{aligned} R_p &= [d\epsilon / di_{app}]_{E=0} = \Delta\epsilon / \Delta i_{app} \\ &= \beta_a \times \beta_c / (2.303 i_{corr} (\beta_a + \beta_c)) = B / i_{corr} \end{aligned}$$

或腐蝕電流如下；

$$i_{corr} = B / R_p = 0.026 / R_p$$

鋼筋腐蝕速率(腐蝕電流密度)則為；

$$I = i_{corr} / A (\text{鋼筋偵測之面積})$$

$i_a$ ：陽極氧化反應之電流

$i_c$ ：陰極還原反應之電流

$i_{app,a}$ ：外加陽極電流

$i_{app,c}$ ：外加陰極電流

$i_{\text{corr}}$ ：鋼筋腐蝕電流

$\beta_a$ ：陽極 tafel 曲線之斜率

$\beta_c$ ：陰極 tafel 曲線之斜率

$\varepsilon_c$ ：陰極極化電位變化量( $E_c - E_{\text{corr}}$ )

$\varepsilon_a$ ：陽極極化電位變化量( $E_a - E_{\text{corr}}$ )

B：為一常數 ( $B = \beta_a \times \beta_c / 2.303 (\beta_a + \beta_c) = 0.026$ )，混凝土環境下  
 $\beta_a$ 、 $\beta_c$  值均為 0.12。

$R_p$ ：極化電阻

$\Delta\varepsilon$ ：極化電位變化量

$\Delta i$ ：電流變化量

I：腐蝕電流密度

A：鋼筋偵測面積

### 5.3.2 陰極防蝕之方式

依電源供給方式的不同，防蝕方式可分為下列兩種；

#### 1. 外加電流法

此法乃以一外加直流電源供應所需之防蝕電流，而不需由消耗陽極來提供所需之防蝕電流。直流電源器上之「+」端接到輔助陽極，「-」端則接到被保護體，經由外圍之電解質溶液形成一迴路導通電流，來達成保護體被極化防蝕的目的。一般陸上 RC 結構物之陰極防蝕系統如圖 5.3。

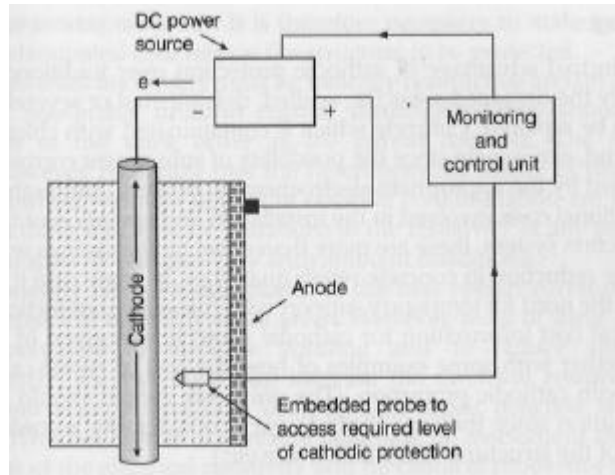


圖 5.3 R.C 結構物之陰極防蝕

## 2.犧牲陽極法

此法乃利用自然電位較低之金屬(如 Mg、Al、Zn)做為陽極，與被保護之金屬體偶合在一起，當陽極放出防蝕電流後，使被保護之金屬體的自然電位下降，當電位下降至防蝕電位時，則被保護體就不再發生腐蝕行為。根據美國佛州交通局(Florida Department of Transportation, FDOT)之研究<sup>[22]</sup>，依使用陽極之方式不同，犧牲陽極法可再細分為下列四種方式：

### (1)鋅熔射方式(Sprayed Sacrificial Zinc Metalizing System)

使用熔射鋅層被覆作為陽極，為防止高溫、高溼等嚴苛環境之破壞作用，一般常於壓克力樹脂施予封孔處理。施工時需先清除剝落的混凝土並噴砂處理至裸露的鋼筋表面，再將鋅熔射噴塗至混凝土及裸露的鋼筋表面，藉由鋅與鋼筋電連通之傳導或經由混凝土為介質，達到陰極保護的目的。鋅塗層之噴塗厚度為 0.38~0.5 mm (15~20 mils)，鋅與混凝土之結合力為 1034 kPa (150 psi)。若鋅塗層未直接噴塗於舊有鋼筋表面，亦可使用外加電流的方式進行陰極保護。

### (2)鋅板方式(Perforated Zinc Sheet System)

鋅板採用 ASTM A190 的 99.9%純鋅製成，密度為  $0.02 \text{ kg/m}^3$ ，以基樁為例製成鋅板，直接包覆於混凝土表面，鋅板外層再利用 50% 塑膠與 50%木質纖維製成之夾板包覆，夾板內側有凹槽可匯聚水氣以增加混凝土的導電性，並藉潮汐漲落可將鋅的氧化產物沖洗掉；而此夾板的固定方式則是利用 316 不銹鋼圈箍繫在舊有基樁結構上。鋅板與鋼筋間則利用銅線連接使之電連通。

#### (3)犧牲式陰極保護基樁夾層(Sacrificial Cathodic Protection Pile Jacket)

此法為鋅板系統之改良，為基樁 RC 結構於水下帶、潮間帶、飛沫帶之陰極防蝕使用。工法中以鋅網為主要陽極，內置於玻璃纖維製成之基樁夾層內，而另一鋅塊為輔助陽極，置於低潮線下 0.6 m 的海水中，利用銅線將陽極與鋼筋連接。施工時將兩片夾層包覆於混凝土表面，夾層與混凝土間間距 5 cm，然後以砂漿水泥灌注夾層。此系統不需外加電源且完工後甚少需維護，造價及施工均較外加電流式陰極保護系統經濟，已被 FDOT 廣為使用於海水環境下之陰極防蝕。

#### (4)鋅膜導電膠(3M Zinc-Hydrogel Anode 4727)

鋅板導電膠為 3M 公司之專利產品，其組成為一厚 0.254 mm 的鋅膜及一層離子導電膠。施工時將導電膠塗佈於混凝土上，而導電膠之另外一側上覆鋅膜，利用銅線將鋅膜與鋼筋電連通，以達到陰極保護的效果。此工法發展至今約 5 年，經驗指出導電膠在潮濕的環境中，會失去黏著力而導致鋅膜脫落，造成防蝕電流分佈不均。因此，此工法僅能適用於乾燥的大氣環境下。

### 5.3.3 防蝕電位之標準<sup>[10]</sup>

陰極防蝕是以降低金屬之電位，來減緩金屬的溶解反應，以達到降低或抑制腐蝕速率之目的。理論上把金屬的電位降低至其平衡電位，可使腐蝕率降低至幾乎為零。但這種作法卻不實際，主要理由有

二點：一是平衡電位不易確定，二是需求之外加電流很大而顯得很不經濟。美國 NACE 於 1972 年曾訂定防蝕電位之標準如下：

- 1.將結構物之電位控制至  $-850\text{ mV}$  (以  $\text{Cu/CuSO}_4$  電極量測)以下。
- 2.於通電後結構物之電位必須降低  $300\text{ mV}$  (往負方向移)。
- 3.結構物有陰極防蝕保護後，其極化電位必須向負端移  $100\text{ mV}$ 。

#### 5.3.4 防蝕設計與施工

RC 結構物陰極防蝕系統的設計與施工，在工法選定之初即需加以規劃，今以鈦網陽極外加電流式之系統作一說明，工作流程規劃如圖 5.4：

##### 5.3.4.1 設計前評估檢測

###### 1.結構物的安全

如果結構物已經評估為危險或不安全，除非已做適當補強工作，否則不應該進行陰極防蝕。因為陰極防蝕處理只可以控制鋼筋不再銹蝕，但無法使已生銹的鋼筋回復其原來的強度。

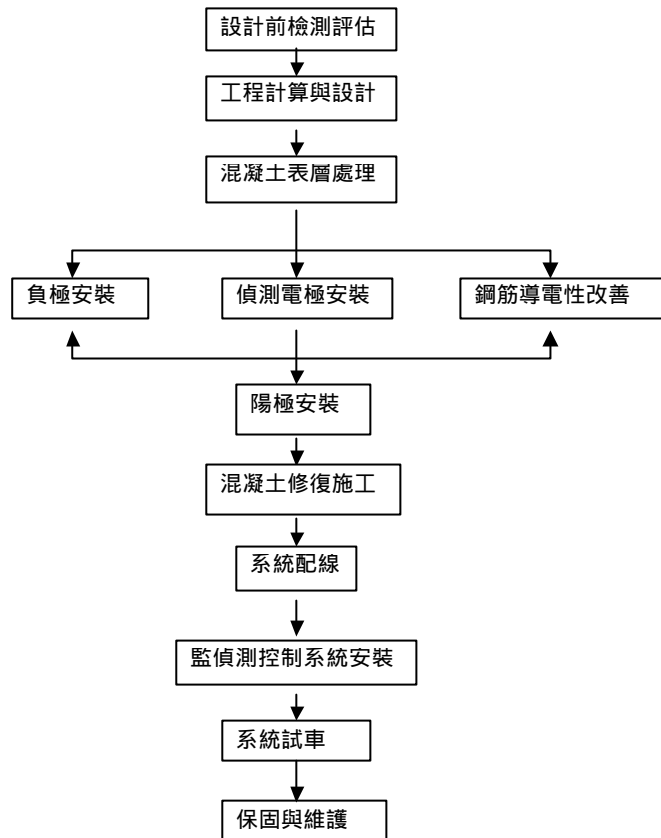


圖 5.4 防蝕設計與施工流程

## 2.導電性考量

鋼筋混凝土本身必須要能均勻分佈電流到各部份之鋼筋，因此以下項目必需檢測。

### (1)鋼筋間之電阻

使用熔接鋼絲網或用鐵絲搭接的鋼筋，只要電阻在容許值以下，即可保證良好的導電性質。但是，鋼筋生銹後，搭接用的鐵絲會銹斷，因此，鋼筋間之電阻變高時應進行補搭鋼筋，以改善鋼筋之導電性。

### (2)局部漏電位置

澆置混凝土時所用的模板可能會使用一些金屬固定物，如金屬墊腳、板模固定釘等，電流會集中在這些金屬而短路回到系統，造

成大部份鋼筋沒有受到保護。此外，保護層較薄的地方也會造成局部電流集中的現象。

以帽樑鋼筋混凝土結構為例，陰極防蝕系統安裝前應執行之調查工作如下：

a.保護層厚度

使用鋼筋位置探測儀，於混凝土表面進行探測混凝土保護層厚度分佈情形。

b.鋼筋腐蝕電位(流)

以 Ag/AgCl 參考電極及高阻抗電位計，量測鋼筋腐蝕電位，再以電化學交流阻抗方法進行鋼筋腐蝕電流檢測。

c.鋼筋導電性

鋼筋的連續性檢查由遠方兩端的接點阻抗來判斷，最大阻抗不得超過  $1\ \Omega$ ，每一個區域最少做 1 次測試(一般  $10\ m^2$  測一次)，若鋼筋電阻超過  $1\ \Omega$ ，應補搭鋼筋以達到導電之目的。

d.保護層剝落檢查

要實施陰極防蝕的區域均需進行剝離層測定，檢查混凝土因鋼筋腐蝕而剝落之狀況。檢查方法為使用鐵鎚敲擊混凝土表面之澆築瑕疵位置或因腐蝕剝落及裂縫位置，判斷是否出現空洞回聲。

e.比電阻量測

使用 Wenner Probe 四電極測量混凝土之比電阻係數，一般比電阻介於  $50\sim 5000\ k\ \Omega\cdot cm$  之間，但適用陰極防蝕系統之比電阻應在  $100\ k\ \Omega\cdot cm$  以下，且混凝土比電阻之均勻性為陰極防蝕系統的必要條件。

#### 5.3.4.2 工程計算與設計

依據設計前評估檢測所得數據與結構物工程配筋圖，進行鋼筋混凝土陰極防蝕單位面積需求電流計算及工程相關設計。設計流程如下圖 5.5：

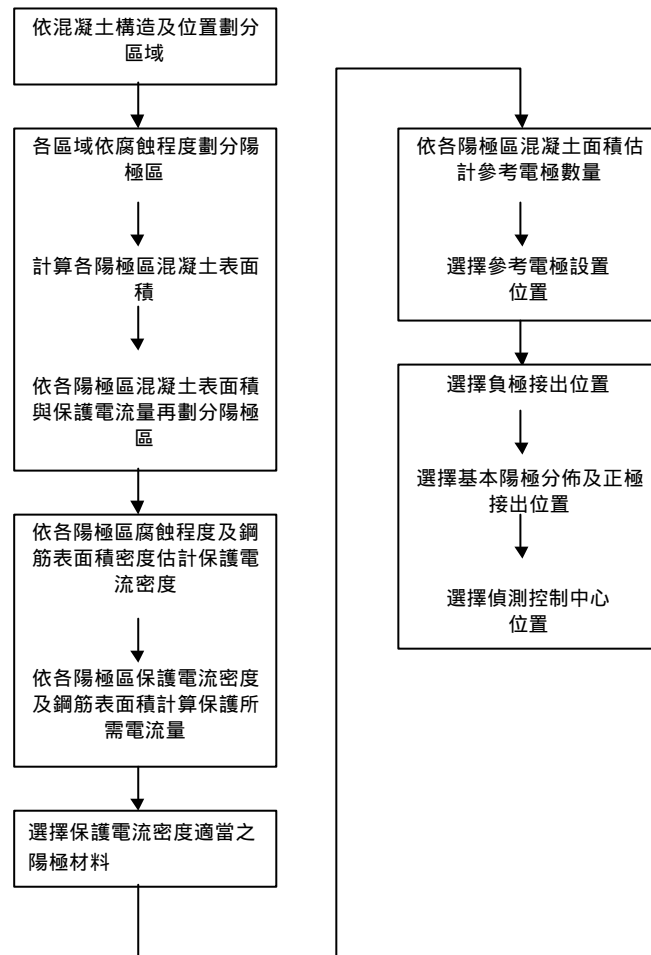


圖 5.5 工程設計流程

#### 5.3.4.3 混凝土表面處理

- 1.陽極區混凝土表面之油漬、塗漆、雜質、高電阻質修補材料、金屬物或剝落層等，可影響陽極電流分佈之物質，皆必須完全清除。
- 2.混凝土表層埋置之金屬物與鋼筋連接時必須挖除，以避免陰極防蝕電流集中或造成系統短路。

- 3.裸露之鋼筋必須加以除銹，混凝土可鑿除至鋼筋背後以促進修復水泥與鋼筋之握裹情況。
- 4.因鋼筋腐蝕或澆築瑕疵剝落之混凝土必須清除修復。
- 5.混凝土鑿除部位以無收縮式修復水泥填補，修復水泥電阻須在 50k $\Omega$ 以下，且必須為適合陰極防蝕系統使用，材料施工必須依供應廠商指示酌量調配使用。
- 6.混凝土表面使用水刀打毛，使表面均勻略微粗糙以促進陽極灌漿水泥之附著。
- 7.混凝土表層處理完成後，由監工人員執行檢查，檢查發現施工不符要求時，必須施予必要之更正。

#### 5.3.4.4 負極排流點安裝

- 1.負極排流點安裝位置依設計圖安裝之。
- 2.以鋼筋探測器尋出鋼筋位置後鑿出約可容納負極之孔洞，注意避免在同一支鋼筋上安裝工作電極及負極。
- 3.負極排流點之安裝方法為攻螺固定法，以自攻螺絲將已接好端子之導線鎖於鋼筋上，再用電阻計量測鋼筋與導線間之電阻，若電阻值趨近於零則表示之間接著良好。否則必須檢查原因(鋼筋之間導電性不佳或接著不良)予以排除負極接線確定無誤後以樹脂將接著處密封。
- 4.樹脂乾燥後以修補水泥加以覆蓋，之後再以電表量測各電極之間的電阻值，若電阻值異常或超過 1 $\Omega$  則須重新安裝。
- 5.負極排流點之導線依施工工程圖接至陽極區配電盒位置，各導線兩端須預留 30 cm 並覆以黑色熱縮套管及線標誌註明。
- 6.陽極範圍之引線以塑膠固定釘和束線帶依設計位置沿混凝土表面平貼固定必須不易脫落。

7.負極排流點安裝完成後，由監工人員執行檢查無誤方進行下一步驟之施工。

#### 5.3.4.5 偵測電極安裝

- 1.參考電極、工作電極安裝位置依設計圖安裝之。
- 2.先以鋼筋探測器尋找橫向及縱向鋼筋，並鑿出面積約可容納工作電極與參考電極之孔洞，參考電極及工作電極安裝位置距離不超過 50 mm
- 3.將參考電極以塑膠紮線帶固定於垂直方向之鋼筋上，參考電極之探頭朝橫向鋼筋距離約 1 cm
- 4.以螺絲將已接好端子導線(2.0 mm<sup>2</sup>)之工作電極鎖於螺旋筋上，再用電阻計量測鋼筋與引線間之電阻，若電阻值趨近於零則表示之間接著良好。否則必須重新接線。工作電極接線確定無誤後以樹脂將其接著處密封。
- 5.樹脂乾燥後以修補水泥加以覆蓋，之後再以電表量測其電位，若電位異常則需重新安裝。
- 6.參考電極及工作電極導線依施工圖接至配電盒位置，各導線續接部分覆以 10 cm 熱縮套管(參考電極為黃色，工作電極為藍色)及線標誌註明。
- 7.參考電極、工作電極安裝完成後，由監工單位人員執行驗收驗查。

#### 5.3.4.6 鋼筋導電性改善

- 1.鋼筋銹斷處會影響導電性，因此，必需將銹斷位置找出後，將混凝土鑿除至鋼筋處。
- 2.鋼筋進行除銹，鋼筋以銲接方式修補。

#### 5.3.4.7 鈦網陽極安裝

1. 鈦網陽極及鈦條基本陽極安裝位置依設計圖安裝之。
2. 鈦網陽極安裝時必須清除混凝土表面殘餘污漬或雜物，且鈦網必須完全平貼固定於乾淨混凝土表面。
3. 鈦網之安裝方法為混凝土鑽孔後，以適當的塑膠釘固定之，塑膠釘間距約為 30 cm，但須以鈦網完全平貼於混凝土表面為原則。
4. 鈦網之搭接方法為以 10 cm 長之鈦條於每間隔 30 cm 位置點銲搭接，每股鈦網均須點銲至少三點。
5. 鈦條基本陽極均接到正極接出位置，不可中途續接。
6. 鈦條基本陽極末端必須預留 10 cm 以上之長度，以做接線用。
7. 鈦條基本陽極與鈦網陽極必須做點銲接通，每兩目鈦網點一處，每處至少三點。
8. 鈦條基本陽極末端接正極導線必須於接線盒中完成。
9. 正極導線依設計圖接至陽極區配線盒位置，各導線兩端預留 30 cm 並覆以 10 cm 紅色熱縮套管和標誌說明。
10. 陽極範圍之導線以塑膠固定釘和束線帶依設計位置沿混凝土表面平貼固定必須不易脫落。
11. 陽極安裝完成後，由監工單位人員執行驗收檢查無誤，方進行下一步驟之施工。

#### 5.3.4.8 混凝土修復施工

1. 施工前，混凝土表面之油漬、灰塵或其它雜物必須清除乾淨。  
灌漿水泥必須依供應商指示酌量調配使用。
2. 覆蓋施工之混凝土表層必須使水份飽和，面乾後即行施工。覆蓋材料施工厚度為 1.0~1.5 cm，並完全覆蓋鈦網陽極，緊密附著於混凝土表面。

3.覆蓋層完工後，由監工單位人員執行驗收檢查確認。

#### **5.3.4.9 系統配線**

- 1.配電盒之安裝位置依設計圖安裝之。
- 2.配電盒底面(端子台左右兩側)取直徑 20~30 mm 導孔，將由陽極覆蓋層中接出之各電極導線、鈦條及續接導線引入配電盒中。
- 3.以塑膠釘固定配電盒，必須力求整齊美觀並且牢固不易鬆脫。
- 4.導孔及任何隙縫以矽膠密封。
- 5.鈦條於配電盒中連接正極導線，於端子台短路並連接正極續接導線。
- 6.工作電極及負極導線於端子台短路並連接負極續接導線。
- 7.各個參考電極導線接至端子台並連接各參考電極之續接導線。
- 8.所有導線務必於配電盒中端子台進行短路或續接，不可中途續接。
- 9.所有接至端子台之導線，末端務必以熱縮套管(負極黑色、正極紅色、工作電極藍色、參考電極黃色)及線標誌註明。
- 10.系統配線安裝完成後，由監工單位人員執行驗收檢查確認。

#### **5.3.4.10 監測控制系統安裝**

- 1.監測控制系統之區域監控及中心監控配備安裝位置依設計圖安裝。中心監控配備之配線，必須依設備原廠說明方法執行。
- 2.由中心監控箱接出之電源線及訊號線，經線管接至各個區域監控系統。電源線及訊號線必須於端子台續接，不可中途續接。
- 3.區域監控端子台之配線(包括接自陽極區之導線及監控導線)，必須依設備原廠說明方法執行。
- 4.監測控制系統安裝後，由監工人員檢查確認。

### 5.3.5 陰極防蝕效果檢定

#### 1. 混凝土表面處理

在港灣飛沫帶的 RC 結構物安裝陰極保護時，鈦網陽極系統覆蓋層與混凝土界面間應以水刀處理，比較水刀處理過之粗糙面與拆模後未經處理之混凝土面，可以瞭解此兩種情況下電流之分佈情形。混凝土表面以水刀處理後可增加鈦網陽極系統覆蓋層水泥之附著，並促進陽極電流分佈均勻。

#### 2. 結構物目視檢查

實施陰極保護後定期鑽心試樣檢測混凝土中氯離子濃度，並目視檢查結構物表面銹蝕及混凝土龜裂狀況。

#### 3. 參考電極評估

港灣 RC 結構陰極防蝕系統中之參考電極在飛沫帶較容易劣化，其原因是因混凝土結構長期曝曬於乾燥環境之故，如凝膠態參考電極易失濕而劣化，因此應採用固態型參考電極於經常曝曬之乾燥環境，並評估其於鹽害環境中之使用效果。

#### 4. 保護電位量測

RC 結構物以各種陽極系統施與陰極防蝕保護後，混凝土中鋼筋電位應定期監測，計算其極化量並判斷其防蝕功效。

#### 5. 斷電後鋼筋電位去極化量測

鋼筋混凝土陰極防蝕效果之檢測，根據美國腐蝕工程師學會 NACE RP290-90，英國混凝土學會技術規範 Concrete Society Technical Report No. 37，建議採用斷電後鋼筋電位去極化之方式(Potential Decay Method)判斷，即保護電位去極化量必須超過 100 mV，方能確定陰極防蝕達到設計之預期效果；同時亦建議鋼筋陰極防蝕保護之電位下限為-1100mV (對 Ag/AgCl 參考電極)。

## 5.4 電化學去鹽法<sup>[23~33]</sup>

電化學去鹽技術乃是應用電化學上之基本觀念，於電解質溶液中通入電流時，電解質溶液中之陽離子往陰極移動，陰離子往陽極游動等之現象，以及同性電荷相斥異性電荷相吸之原理，外加一直流電源，電源供應器之負端接於鋼筋(陰極)，正端接於混凝土表面外之輔助陽極網(陽極)，即可把鋼筋附近之  $\text{Cl}^-$  驅除，使  $\text{Cl}^-$  游向混凝土表面上(外)之輔助陽極，以達到降低混凝土內部孔隙溶液中之  $\text{Cl}^-$  濃度，最後致使鋼筋不再受  $\text{Cl}^-$  侵襲之防蝕的效應。基本上這種方式是一簡單的電化學反應程序，藉著電力驅動力將混凝土孔隙溶液中之  $\text{Cl}^-$  驅逐到混凝土外。

### 5.4.1 去鹽之程序

外加一電力場(Electrical Field)於混凝土內之鋼筋與混凝土表面間，鋼筋為陰極而混凝土表面之金屬網為陽極，置於電解槽內即可形成一通路，整個去鹽系統簡示圖如圖 5.6 所示，實際裝置如圖 5.8。

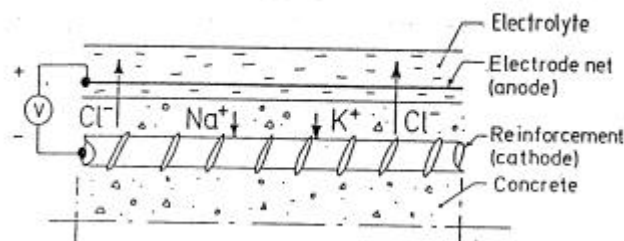
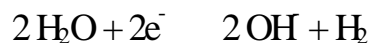
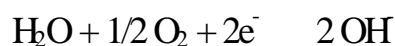


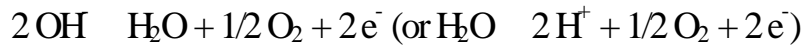
圖 5.6 電化學去鹽法之簡示圖

去鹽過程中之化學反應與孔隙溶液之離子游動狀況如下；

- 1.陰極端(混凝土內之鋼筋)；鋼筋附近有  $\text{OH}^-$  與  $\text{H}_2$  形成，其化學反應式如下：



2.陽極端(混凝土外之輔助電極；鈦網等)；有  $O_2$  及  $Cl_2$  形成，其化學反應式如下：



### 3.混凝土孔隙溶液

孔隙溶液中之陽離子諸如  $Na^+$ 、 $K^+$ 、 $Ca^{+2}$ 、 $H^+$  等向陰極端游動，鋼筋附近之陰離子( $OH^-$  及  $Cl^-$ )則向混凝土表面外之輔助陽極網游動。上述離子游動模式，可去除或降低鋼筋附近  $Cl^-$  濃度又可提升 pH 值。

## 5.4.2 影響去鹽成效之因素<sup>[33]</sup>

### 1.通電時間

理論上通電時間愈長去除氯離子之量相對亦增加，但基於經濟與實務考量，應配合它條件，以適當的試驗組合搭配處理為佳。

### 2.電流密度

施加的電壓越大則電流密度就越高，相對  $Cl^-$  去除的量越多。但是通電一段時間後，電流密度有下降的現象，可能混凝土內部的電阻起了變化。

施加的電流密度越大，固然可以獲得較佳的去鹽效果，但同時也會產生如混凝土溫度上升、陽極槽內之電解液迅速酸化、氯氣外洩，以及鋼筋附近混凝土軟化等副作用，因此，採用電流密度的大小必需做進一步的評估。

### 3. $Cl^-$ 污染的形式

如果  $Cl^-$  是由拌合材料中引進的，則有部份  $Cl^-$  會與水泥中的  $C_3A$  起化學反應，形成穩定的固結物。這一部份的  $Cl^-$  屬於化學結合或物理吸附型的氯離子，對鋼筋沒有直接的腐蝕威脅，但也不易被電化學的方法加以直接去除。游離型  $Cl^-$  對鋼筋有較大的腐蝕侵襲，在去鹽

過程中比較容易被加以去除。如果  $\text{Cl}^-$  係來自外界環境的污染，則這類的氯離子於混凝土中多以游離型存在，自然也就易於被電化學去鹽法來加以去除。

#### 4. 去除鹽量之多寡及其分佈狀況

氯化物存在於混凝土內之深度與分佈狀況，影響去鹽效率甚大。如在鋼筋附近(緊臨陰極端)之  $\text{Cl}^-$ ，其受電力場之作用力大，被驅出之量相對較離鋼筋較遠處為多。又分佈於電化學電流流經之路徑之  $\text{Cl}^-$  被去除量亦相對較其它部位為多。

#### 5. 中性化之程度

中性化產物( $\text{CaCO}_3$ )難溶於水且會沈澱在混凝土的孔隙結構中。碳化作用會減少混凝土的滲透性，增加混凝土電阻，相對不利離子的游動，且有中和孔隙溶液的作用。研究顯示，已碳化的混凝土其去除  $\text{Cl}^-$  的效果相對較差，不過外界的  $\text{Cl}^-$  亦比較不易滲入混凝土中。

#### 6. 混凝土品質

水灰比降低，意謂著混凝土強度上升、孔隙減小，外在氯離子不易滲入，對電化學去鹽而言，不利孔隙溶液內離子的移動。所以在水灰比較低的混凝土，去鹽的效果將會比較差。

#### 7. 溫度

在低溫( 0 ~ 40 )狀態下，影響去鹽的效果並不明顯。若混凝土溫度超過 40 ，則去鹽的效果將會隨著溫度的上升而增加。主要原因乃為漿體溫度上升時，孔隙溶液內離子的活性也跟著上升，離子更易游動、傳導，自然有利於通電作用的進行。

#### 8. 水泥種類

水泥種類不同其  $\text{C}_3\text{A}$  含量也不同。在混凝土拌合時，水泥成份中的  $\text{C}_3\text{A}$  與  $\text{Cl}^-$  結合形成難溶固態的氯化氯化鋁酸三鈣(  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$  )。混凝土中固結態與游離態氯離子的比例，與水泥的

細度、 $C_3A$  及石膏含量有關，並隨養治溫度與齡期的增加而增加。當水泥水化愈完全， $C_3A$  能夠固結氯離子的量越多，則混凝土中固定態氯離子的比例會越高，相形之下氯離子能被電化學解離驅出之量較少且不易。

#### 9.鋼筋之數量、排列與深度

試體內鋼筋的排列方式、數量與深度，對於電化學去鹽的效果影響很大。鋼筋在去鹽系統上本視為陰極，試體外之鈦網屬於陽極，陰、陽兩極之面積主控了電化學反應之快慢，換言之，陰、陽兩極面積愈大其電化學反應速率愈快。試體內鋼筋數量增加時亦即其陰極面積增加，則化學反應速率變快相對去鹽效率亦隨之提高。由於電荷傳遞之有效區域為陰、陽兩極之間，除此之外的區域則無去鹽效果。因此，有效通電區域的鋼筋數量越多，在相同電壓(電流密度)下，自然去鹽的效果就越好。

鋼筋之排列如方向、密度、深度、疊排等因素之差異，對去鹽之成效亦有一定程度之影響。如鋼筋平行排列所得去鹽之效果較交叉排列為佳，主要原因乃是平行鋼筋在通電過程中，鋼筋間並無電位相互干擾或牽制，電荷之移動(傳遞)都是直行向陽極方向游動。

#### 5.4.3 試驗規畫與成果

##### 1.試驗材料

水泥：使用台灣水泥公司出品之波特蘭 I 型水泥。

粒料：粗細骨材均為大甲溪砂石，最大粒徑 20 mm。

鋼筋：試體內埋置之鋼筋為低碳類鋼材，採用一般省產 # 3 號之竹節鋼筋(直徑為 10 mm)。

鹽類(氯化鈉)：使用台灣製鹽總廠生產之一般食用細鹽。

電解質溶液：氫氧化鈉(NaOH)、亞硝酸鈉(NaNO<sub>2</sub>)，亦可做為鋼筋腐蝕抑制劑用。

輔助陽極：美國 Eltech System Corporation 出品之 coated titanium mesh(鈦金屬網)。

## 2. 試體製作

試體之混凝土配比設計如下表 5.1。氯離子的添加量為水泥用量之 3%，在混凝土拌合時，加入拌合水中攪拌溶解之，使氯離子能均勻分佈於新拌混凝土中。

表 5.1 試體配合設計比

設計強度	280 kg/cm <sup>2</sup>	水泥用量	380 kg/m <sup>3</sup>
水灰比(W/C)	0.53	混凝土單位重	2309 kg/m <sup>3</sup>
設計坍度	10 cm	骨材最大粒徑	2.0 cm
水泥：細骨材：粗骨材 = 1:2.1:2.5			
每立方混凝土材料配合量(kg)			
材料	設計量	調整量*	
水泥	379.874	3.444	
水	175.212	1.222	
細骨材	799.805	12.34	
粗骨材	954.339	##	

(\*調整量為坍度每加減 1cm 之修正量)

試體之尺寸與鋼筋配置，如圖 5.7 所示。於澆置前，預先將鋼筋焊鑄成田字型的鋼筋網，並焊有一導線自鋼筋表面接出試體模外，然後

將田字型鋼筋網置於木製試體模內，進行試體灌製，鋼筋的保護層厚度為 4 公分(縱向)。

試體於澆置後第二天進行拆模作業，將試體置於 100% 相對溼度之養治室中養治。經 28 天的養治後取出陰乾後，進行相關試驗。

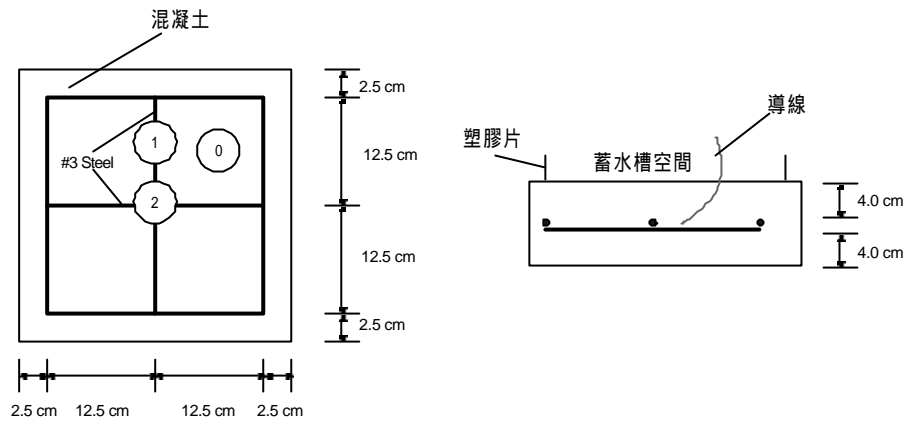


圖 5.7 試體尺寸與鋼筋配置圖

### 3.試驗參數與組合

#### (1)電解質溶液(陽極槽內)

配製 0.1 M NaOH 溶液，做為陽極槽內之電解質溶液。

#### (2)試驗組合

試驗之組合規畫如下表 5.2 與表 5.3。表 5.2 之組合以探討試體通電後之鋼筋腐蝕電位、腐蝕電流與混凝土電阻之變化。表 5.3 之組合，乃為去鹽效率之評估(亦即將試體內之鋼筋當做陰極，陽極槽內之鈦金屬網為陽極，進行去鹽之試驗)。

表 5.2 試驗組合一

電流密度( $A/m^2$ )	通電時間(天)
3	4、8、16、24
6	4、8、16、24

表 5.3 試驗組合二

電流密度( $A/m^2$ )	通電時間(天)
1	9、18、36
3	6、9、12、18
6	3、6、9、18
9	2、4、9、18

#### 4.試驗裝置

電化學去鹽試驗裝置如圖 5.8。圖中壓克力槽內充滿電解質溶液，陽極鈦網緊貼於混凝土試體底面下，部份試體浸泡於電解質溶液中約 0.5 cm 深、並以膠布與防水矽膠將試體與壓克力槽間之縫隙填滿，避免陽極槽內之電解液在通電過程中，因為生熱、蒸發等作用而溢出變少，試體暴露於大氣下之部份，則以溼紙巾加以纏繞，並於最外層包裹不透水之塑膠膜，維持試體於通電過程中處於水飽和的狀態。試體內之鋼筋連接於直流電源供應器之「-」端，陽極槽內之鈦網接至電源供應器之「+」端，整個系統形成一電化學導電迴路。

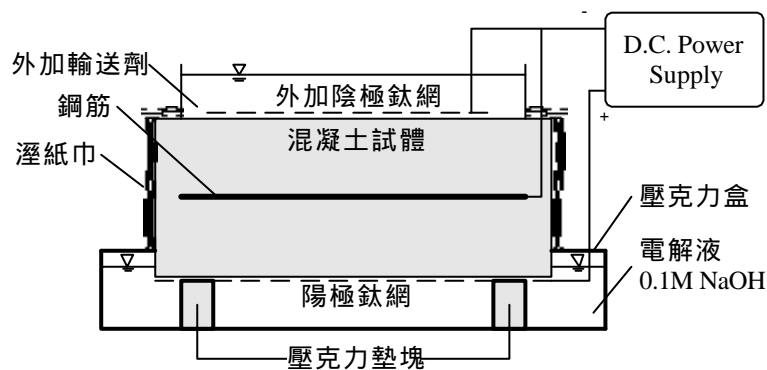


圖 5.8 去鹽試驗裝置

#### 5.試驗程序

試體通電前，先量測鋼筋之腐蝕電位與腐蝕電流密度，記錄鋼筋初始之腐蝕狀況。然後將陽極鈦網與電源供應器之「+」端相接，而由試體內鋼筋所接出的電線，則接到電源供應器之「-」端，以形成一導電通路。再依不同的通電時間與電流密度，進行電化學去鹽

的處理。通電過程中，定時記錄電源供應器的電壓值變化，並經由壓克力槽上的取樣孔，以針筒抽取陽極電解液做離子濃度變化分析，通電完成後，關閉電源供應器，將混凝土試體取出，觀測混凝土表面之變化，並刮取表面之反應生成物，然後進行後續的鑽心取樣作業。

#### 5.4.4 試驗結果

##### 1. 影響去鹽之因素

法拉第定律中述及電化學電解過程中，兩電極間物質之消長與通過之電量(庫倫)成正比。電量乃是電流與通電時間之函數，換言之，一般電化學反應過程中，物質之解離與生成量都與通電之電流大小、通電時間等因子有一定的關係存在。

電化學去鹽法類似一般電化學電解理論，因此，通電電流大小、通電時間、電極數量(相等於鋼筋數量、排列)、電荷傳遞路徑(有效電化學作用之區域)等因素，均對電化學去鹽效率之影響極為重要。試驗中，為探討上述各種因素對去鹽效率之影響，特以鋼筋至外在陽極鈦網間(直接受電力作用之範圍，亦即試體深度為 5~10 cm)之區域，做為分析試體內氯離子被去除百分率之基準。

氯離子去除百分率定義如下：

$$\text{氯離子去除百分率} = (A - B) / A \times 100 \%$$

A：試體內原始氯離子含量(混凝土試體原來添加  $11.4 \text{ kg/m}^3$  的氯化鈉，經 28 天養治後以水溶萃取法，測得其平均氯離子含量為  $6.86 \text{ kg/m}^3$ (訂為試體原始氯離子含量)。

B：試體內殘留氯離子含量。

##### (1) 通電時間

圖 5.9 至圖 5.12 分別為不同電流密度下，Cl<sup>-</sup>去除率與通電時間之關係。各圖中 Cl<sup>-</sup>之去除率均呈現隨著通電時間之增長而增加。在通電去鹽初期階段，則以 9 A/m<sup>2</sup> 其鹽份去除率最大，在通電第五天時已可去除 60% 左右，於第十天則可達到 82% 左右，爾後去除率轉趨於平緩。低電流密度(1 A/m<sup>2</sup>)，通電初期時其去除率顯然較小，在第九天時去除率僅達 17%左右，如通電時間持續增至 36 天時則可達 60% 左右，顯然整體最終去鹽率尚可。

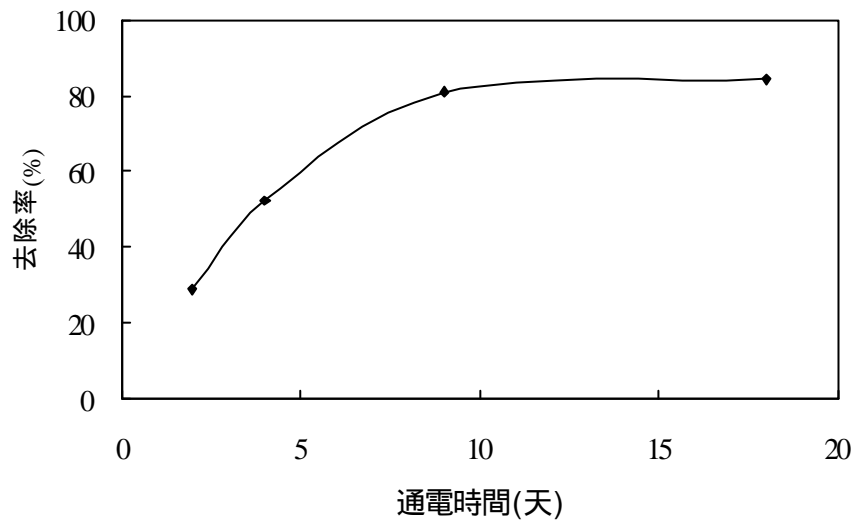


圖 5.9 電流 9 A/m<sup>2</sup>，Cl<sup>-</sup>去除率與通電時間之關係

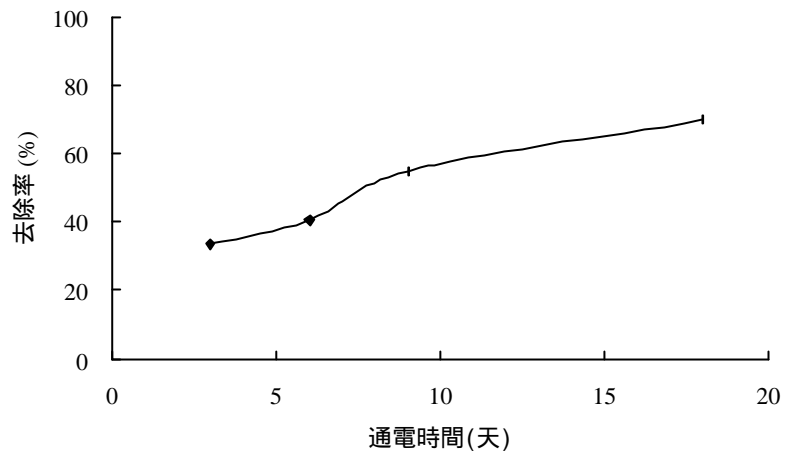


圖 5.10 電流 6 A/m<sup>2</sup> , CI去除率與通電時間之關係

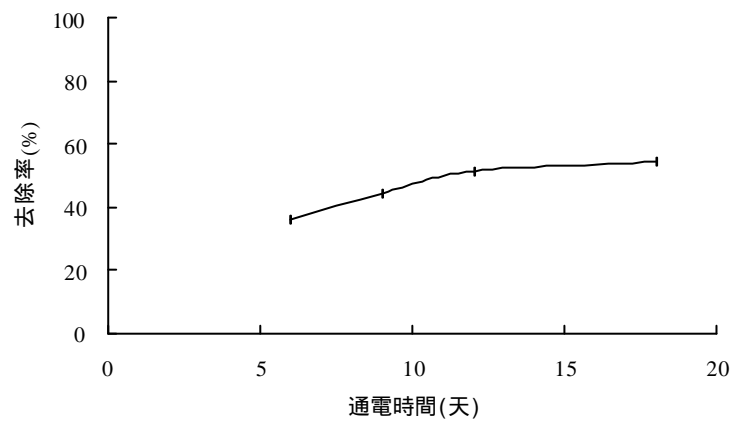


圖 5.11 電流 3 A/m<sup>2</sup> , CI去除率與通電時間之關係

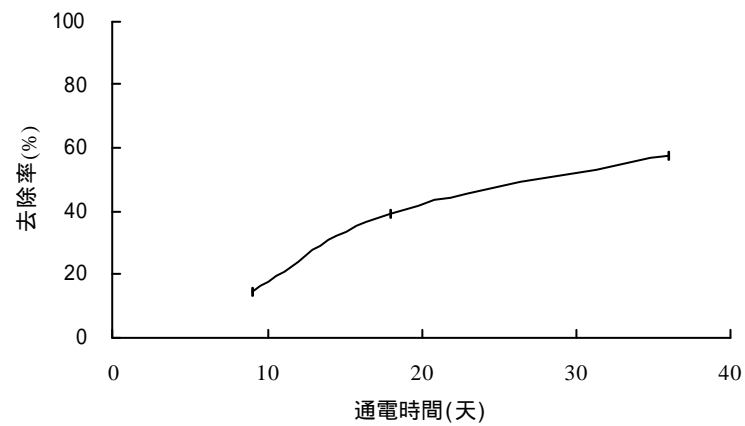


圖 5.12 電流 1 A/m<sup>2</sup> , CI去除率與通電時間之關係

## (2)電流密度

圖 5.13 為試體經過通電 9 天與 18 天後，其電流密度與氯離子去除率之關係。圖中顯示在同一通電時間下，電流密度與氯離子去除率幾乎呈正比的關係，亦即電流密度的愈大其 Cl 的去除率亦隨之增高。但是在電流密度  $9 \text{ A/m}^2$  時，試體經過 9 天與 18 天之處理後，兩者之 Cl 去除率相差甚小(僅相差 1~2%)；而電流密度為  $1 \text{ A/m}^2$  時，則通電 18 天期間之 Cl 去除率約為通電 9 天之 2.3 倍左右。

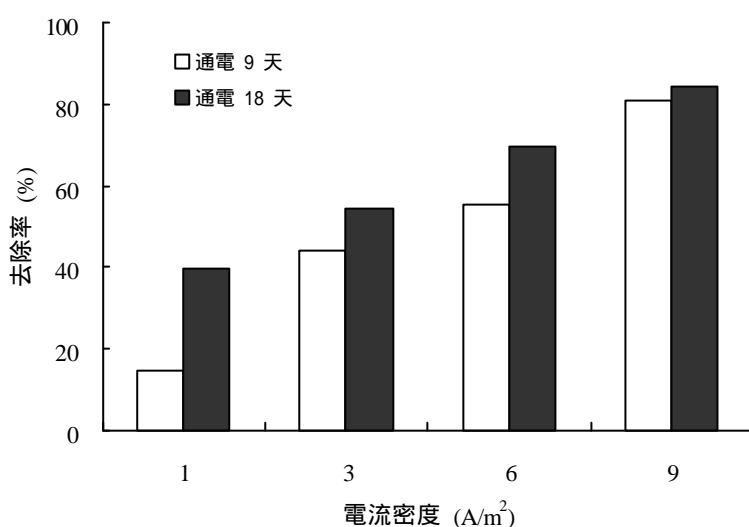


圖 5.13 通電 9 天與 18 天，電流密度與 Cl 去除率之關係

上述結果顯示在較高之電流密度下，經過短時間通電處理後，試體內之 Cl 已被驅除至極限，如繼續增長通電時間則再去除量已甚小。推究其原因乃是因為 Cl 的去除率與混凝土中 Cl 的濃度有關，初期通電階段 Cl 濃度較高較有利於游離性 Cl 的移動，自然也就比較容易被去除。所以電流密度越大者，其 Cl 被去除的早期速率越快，當混凝土內之 Cl 濃度降低時，濃度差之驅動力效應已不存在，因此晚期之去除率自然降低。

## (3)電荷移動路徑(有效電化學作用區域)

電化學反應過程中，電荷移動主要之有效路徑是在陰、陽兩極之間，它不但能影響反應的難易與速率，更是構成電化學反應必備

條件之一。圖 5.14 為不同電流密度下通電處理 18 天後，試體內之  $\text{Cl}^-$  濃度分佈狀況。圖中顯示受電化學作用而致使  $\text{Cl}^-$  濃度降低的區域，主要分佈在深度 5~10cm 之範圍(如圖 5.8 試體的下半部份)，亦即鋼筋至外在陽極鈦網間電流流通主要路徑，其  $\text{Cl}^-$  去除量隨著電流密度的增高呈現遞增的趨勢。另一區域為試體之上半部份(深度 0~5cm 之區間)，此區域為未直接受到電力場作用影響之範圍，其去除  $\text{Cl}^-$  之效應則不顯著，其間  $\text{Cl}^-$  濃度之分佈完全受到濃度差之自然擴散效應所主控。但是，在鋼筋附近的  $\text{Cl}^-$  濃度卻有降低的傾向，主要原因是受到相同電荷排斥的效應(鋼筋為陰極帶負電荷，鋼筋周圍的  $\text{Cl}^-$  亦為帶負電荷)，而被驅離向外游動。相較於圖 5.16 至圖 5.19 等四圖中無鋼筋通過之鑽心試體，在 4~5 cm 處(為鋼筋埋置的深度)，其氯離子濃度並無減少的現象便可獲得佐證。

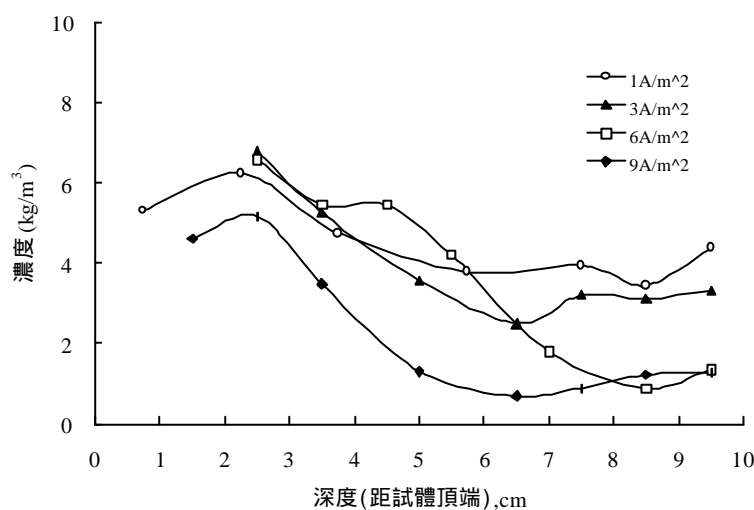


圖 5.14 通電 18 天，混凝土內之  $\text{Cl}^-$  分佈狀況

#### (4) 通電量

為了瞭解電流密度與通電時間之組合對於去鹽效率之影響，特另以「通電量」做為比較的基準。通電量之定義為：「通電之電流密度乘以通電時間」，單位為 (電流-時間)/電流通過之混凝土面積。圖 5.15 為通電量分別為 18 及 36 A-day/m<sup>2</sup> 下，不同電流密度對  $\text{Cl}^-$  去除率之關係。圖中顯示較低的通電量(18 A-day/m<sup>2</sup>)下，去

除  $\text{Cl}^-$  的效果隨著電流密度的增大而呈遞減的趨勢。而在較高的通電量( $36 \text{ A-day/m}^2$ )下，除了電流密度為  $9 \text{ A/m}^2$  的試驗組外，其餘的三種電流密度下，其去除  $\text{Cl}^-$  的效果亦隨電流密度的增大而遞減。

顯然在一定(相同)的通電量基礎上，通電電流密度較小的試驗組對  $\text{Cl}^-$  的去除效果有較佳的表現。原因可能是電化學去鹽處理乃是外加一電力場於混凝土系統上，屬於強制性的電化學反應作用；在剛開始進行電化學處理的第 1~2 天，整個系統會處於較不穩定的狀態。不穩定狀態對於高電流密度的試驗組(相同通電量下，通電時間較短者)影響較大，而對於通電時間較長的低電流密度試驗組，此一因素的影響則較低。

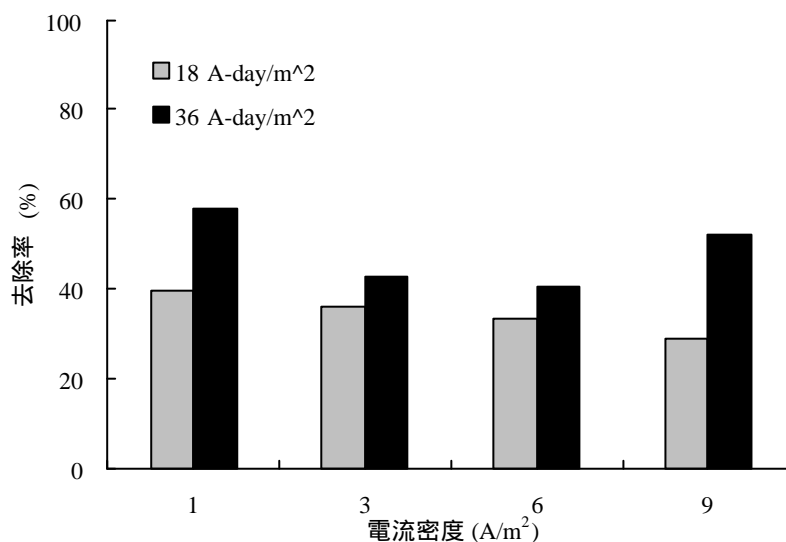


圖 5.15 定通電量不同電流密度與  $\text{Cl}^-$  去除率之關係

#### (5) 鋼筋分佈(數量、排列)

電化學去鹽過程中混凝土內部之鋼筋被視為陰極，因此鋼筋數量增加時表示陰極數量亦增加，同時陰極面積也相對增加。而陰極面積的大小及排列方式與電化學反應之速率成正比關係，因此混凝土內部鋼筋之排列、數量(密度)對去鹽效率有一定程度之影響。

圖 5.16 至圖 5.19 分別以 9、6、3、1 A/m<sup>2</sup> 通電 18 天後，鋼筋配置與氯離子濃度在試體內各深度層之分佈趨勢圖。各圖中均顯現在任一電流密度下，深度 5cm 處(鋼筋附近)及 5 至 10cm 間之每一深度層，有十字鋼筋(鋼筋呈十字交叉排列)通過之鑽心試體其內部 Cl<sup>-</sup> 之殘留濃度較低，亦即 Cl<sup>-</sup> 被去除量較大。有一根鋼筋通過之試體內其 Cl<sup>-</sup> 殘留濃度次之，無鋼筋通過之試體其 Cl<sup>-</sup> 殘留濃度最高(顯然去除效應不佳)。顯然鋼筋密度(排列、數量等因素)對去除 Cl<sup>-</sup> 的影響很大。比較上述四圖，以高電流密度下(如圖 5.16)，去除 Cl<sup>-</sup> 的量較多。

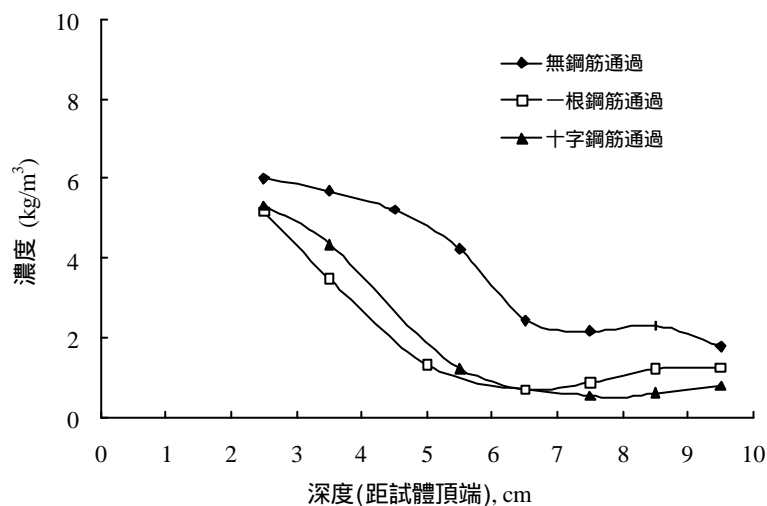


圖 5.16 電流 9 A/m<sup>2</sup> 通電 18 天，鋼筋數量與 Cl<sup>-</sup> 分佈

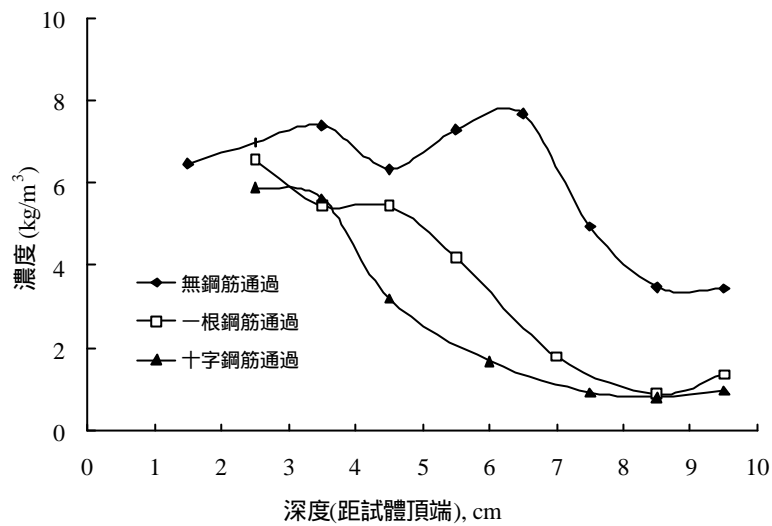


圖 5.17 電流 6 A/m<sup>2</sup> 通電 18 天，鋼筋數量與 Cl<sup>-</sup> 分佈

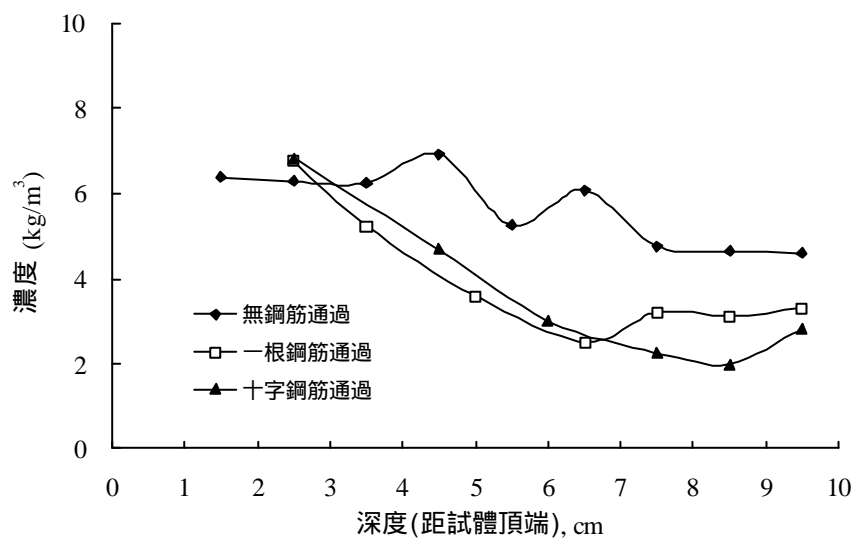


圖 5.18 電流 3 A/m<sup>2</sup> 通電 18 天，鋼筋數量與 Cl<sup>-</sup> 分佈

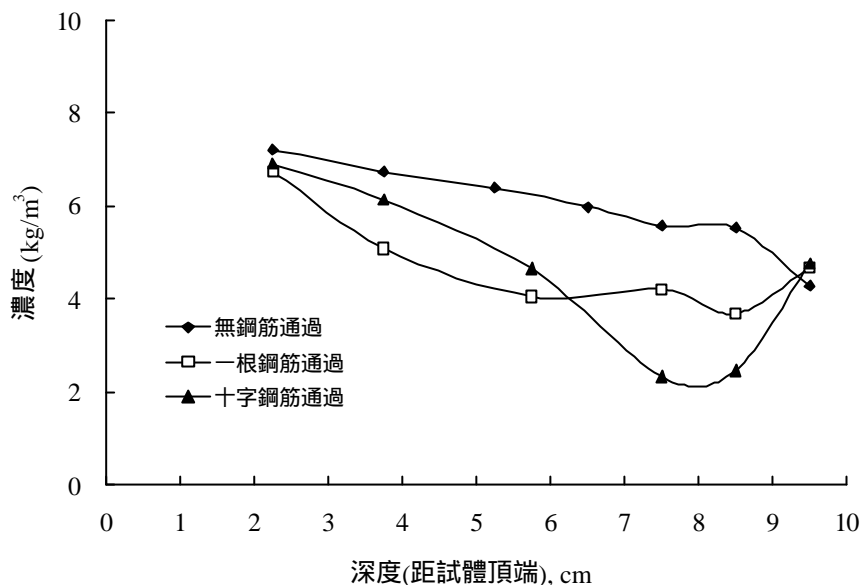


圖 5.19 電流  $1 \text{ A/m}^2$  通電 18 天，鋼筋數量與  $\text{Cl}^-$  分佈

另以鋼筋之配置(數量、排列)與通電電流密度對氯離子去除率之關係探討，結果如圖 5.20 所示。圖中顯示，無鋼筋通過之鑽心試體，其去除氯離子的百分率顯著低於有鋼筋通過的鑽心試體，兩者之差異約有 40~50%。有十字鋼筋通過之鑽心試體，其鋼筋數量(可視為陰極電極之面積)約為一根鋼筋之兩倍，按理其對氯離子之去除比率應比一根鋼筋通過者高出甚多至一倍才算合理，但實際上僅高出 10% 左右。推究其原因可能是鋼筋排列方式影響了電力場作用效應，因而降低了  $\text{Cl}^-$  之去除率。因為十字鋼筋通過的區域其  $\text{Cl}^-$  被驅趕的方向，由於鋼筋間所具之電荷性相同，而受到某一程度的互斥與牽制，未若一根鋼筋通過的區域， $\text{Cl}^-$  可以毫無束縛地被直向往陽極方向驅趕之。雖然電化學反應中電荷傳遞有其方向性，但在鋼筋附近仍會受到鋼筋電位相同所產生的牽制作用所影響。回顧檢視圖 5.16 至圖 5.19 中，在接近陽極電解液槽的區域內(深度 8~10cm)，十字鋼筋通過的鑽心試體可以去除較多的氯離子，即可證明在離鋼筋較遠的區域，上述的牽制作用消失，則鋼筋密度高的區域，其去除氯離子的效果將會較佳。

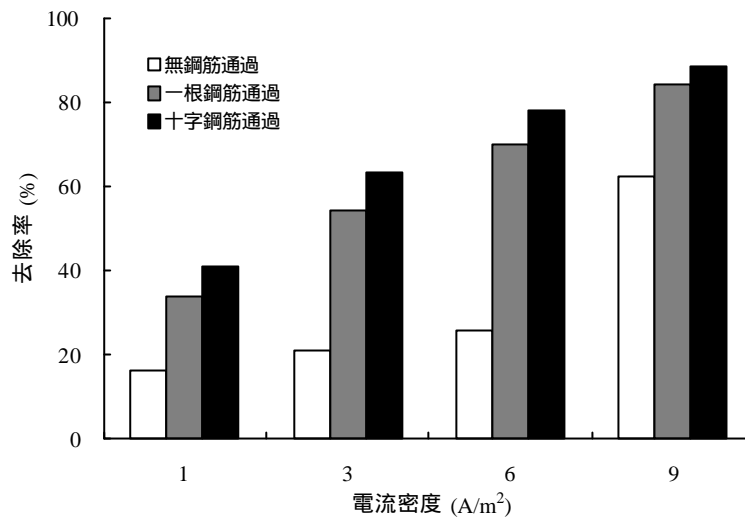


圖 5.20 不同電流密度下，鋼筋數量與 CI 去除率之關係

## 2. 混凝土材質之變化

### (1) 滲出物

試體經通電處理後，除了  $1 A/m^2$  的試體外，浸漬於陽極槽內之試體底表面均有紅褐色生成物(經刮取內部呈白色)產生，且生成量隨著電流密度的增大以及通電時間的增長而愈顯著，經 X-光線繞射分析鑑定，其主要成份為碳酸鈣( $CaCO_3$ )，如圖 5.21 所示。由於原始陽極槽內電解液中並無  $Ca^{+2}$  的存在，顯然這些生成物中的  $Ca^{+2}$  應是混凝土受通電處理(電力場)的作用下，內部孔隙溶液中之  $Ca(OH)_2$  被解離析出  $Ca^{+2}$  後，再與空氣中之  $CO_2$  接觸最後生成  $CaCO_3$ 。

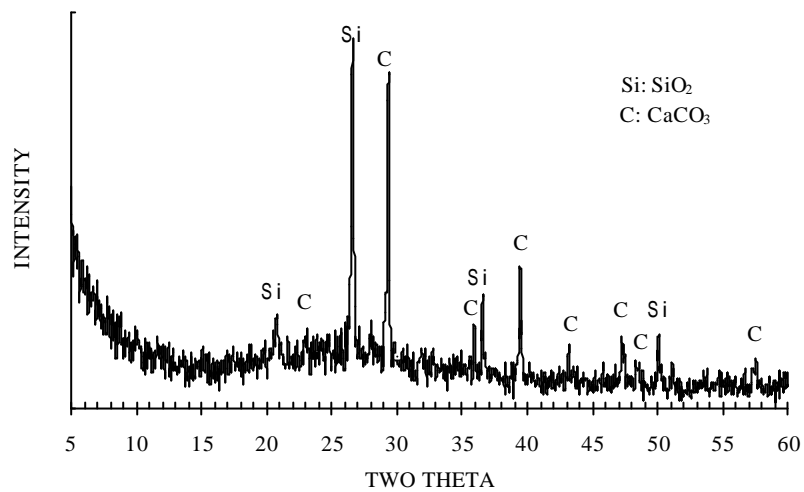


圖 5.21 試體底表面生成物之 X 光繞射分析結果

## (2) 孔隙溶液變化

孔隙溶液中之陰、陽離子在電力場作用下，因電荷相吸(斥)效應及毛細作用，可能會發生激烈之解離、游動、相斥、重新分佈或排列等現象，改變了原有之平衡或結合模式的狀態。圖 5.22 為  $9 \text{ A/m}^2$  電流密度下，試體經過 18 天通電去鹽處理後，混凝土內孔隙溶液之陰離子( $\text{Cl}^-$ 及  $\text{SO}_4^{2-}$ )濃度分佈趨勢。由於受到同電荷相斥之作用，在鋼筋附近(深度 5 cm 處)的  $\text{Cl}^-$ 被排斥，往試體底表面外之陽極方向游動，因此在鋼筋附近之氯離子濃度下降相當明顯，且隨著電流密度的增高其濃度降低的幅度更大。以  $9 \text{ A/m}^2$  及  $1 \text{ A/m}^2$  為例比較，氯離子濃度由原來的  $6.86 \text{ kg/m}^3$  分別下降至  $1.3 \text{ kg/m}^3$  及  $4.0 \text{ kg/m}^3$ 。而在試體上半區域(深度 0~5 cm 範圍)，由於此區域並非電荷流動之有效路徑，去除氯離子之效應則不彰。

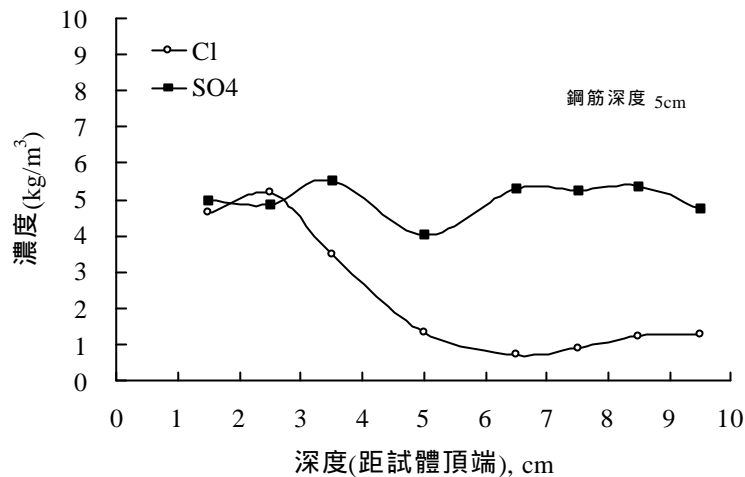


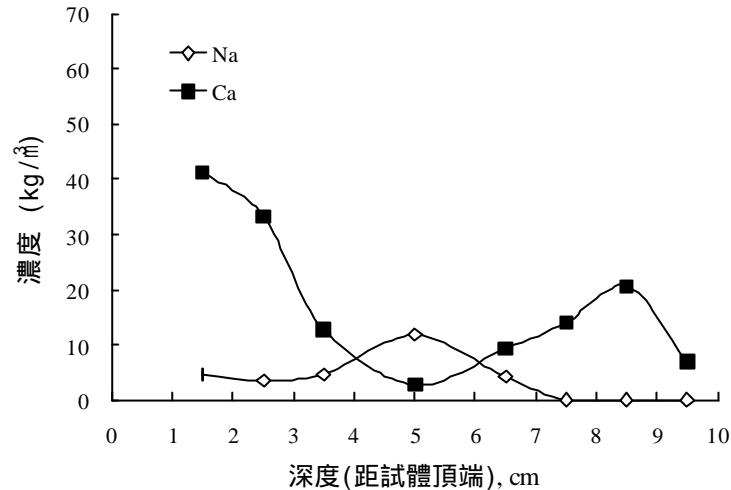
圖 5.22 9 A/m<sup>2</sup> 通電 18 天後，孔隙溶液中 Cl<sup>-</sup> 與 SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> 分佈

圖中 SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> 濃度之變化則相對顯現較為穩定，顯然電化學去鹽過程中並未影響硫酸鹽類的結合模式。探究原因可能是水泥中原含有約 5% 之石膏(Gypsum, CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O)，在水泥水化過程中，石膏幾乎全部與鋁酸三鈣(Tricalcium Aluminate, C<sub>3</sub>A)完全反應生成鈣鉚石(Ettringite)之水化產物。鈣鉚石水化產物為一穩定之化合物，在通電過程中僅部份受到破壞或解離成 SO<sub>4</sub><sup>-2</sup>。又 SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> 為具二價之負電荷相對於 Cl<sup>-</sup> 具一價負電荷時，較不具活潑性與導電性，而且 SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> 之分子重量較 Cl<sup>-</sup> 為重，在擴散作用時分子量與擴散速率成反比，因此 SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> 較不易被排斥而驅離，所以其濃度之分佈相對較穩定。

圖 5.23 為 9 A/m<sup>2</sup> 電流密度，經過 18 天通電後，混凝土內孔隙溶液之陽離子濃度分佈趨勢。圖中在鋼筋附近(深度 5cm 處)之 Na<sup>+</sup> 濃度均有明顯增加的趨勢，尤其在高電流密度下更顯突出。Na<sup>+</sup> 濃度增加可提升鋼筋附近漿體之鹼性環境，致使鋼筋表層更易再形成鈍化狀態。

另一方面，Ca<sup>+2</sup> 的濃度變化則較不一致。於較高電流密度(9.6 A/m<sup>2</sup>) 下，其 Ca<sup>+2</sup> 的濃度曲線與 Na<sup>+</sup> 之濃度曲線卻呈現相反的分佈趨勢，特別在鋼筋的附近 Ca<sup>+2</sup> 的濃度相對偏低。這是由於孔隙溶液中，當 Na<sup>+</sup> 的濃度增高時，可能會抑制漿體中鈣離子的溶出。所以在鋼

筋附近的  $\text{Na}^+$  相對較高時， $\text{Ca}^{+2}$  的濃度則遭到抑制。至於低電流密度 ( $3.1 \text{ A/m}^2$ ) 下，其  $\text{Ca}^{+2}$  的濃度並未因電化學的作用而產生特殊



的變化。

圖 5.23  $9 \text{ A/m}^2$  通電 18 天，孔隙溶液中  $\text{Na}^+$  與  $\text{Ca}^{+2}$  分佈

### (3) 混凝土之 pH 值變化

孔隙溶液中 pH 值可用來表示混凝土鹼性環境變化狀況，對混凝土品質現況之判定與鋼筋是否易於發生腐蝕影響至鉅。圖 5.24 為混凝土內部各深度層漿體之 pH 值變化趨勢。在各組試體中鋼筋附近因受電化學處理後，其 pH 值相對均較其它深度層為高，顯然鋼筋附近有  $\text{OH}^-$  產生，致使鋼筋附近鹼性升高，有利於鋼筋表面再度形成鈍化保護膜。

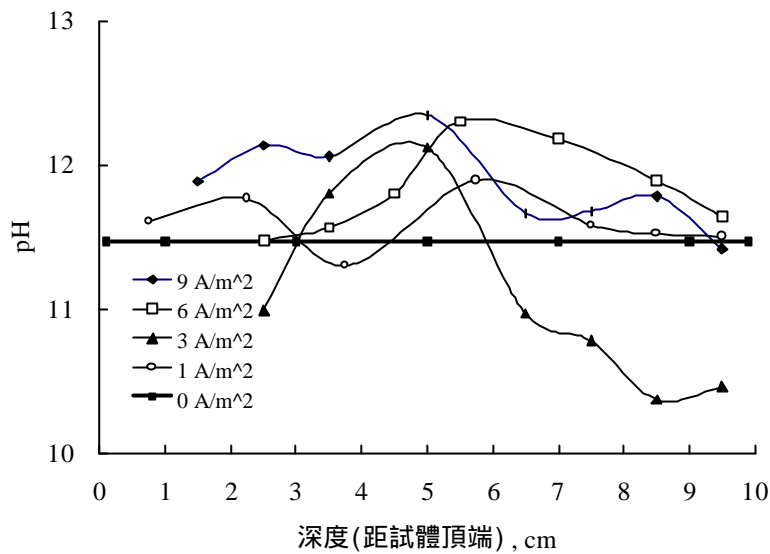


圖 5.24 混凝土內各深度層漿體之 pH 值變化

#### (4) 電阻係數之變化

混凝土電阻係數在腐蝕觀念中，可用來評估腐蝕電流通過混凝土介面的一種能力指標，例如電阻係數高表示電荷不易通過混凝土介面，電阻係數低則表示電荷較易移動，對混凝土內鋼筋腐蝕威脅性高。除此之外，電阻係數亦可作為混凝土品質鑑定方法之一。

在未進行電化學去鹽處理前，混凝土電阻係數值較低約介於 10~12 k $\Omega$ -cm 之間，爾後隨著施加不等通電時間處理後，電阻係數值分別逐漸遞增至 26~28 與 17~21 k $\Omega$ -cm。亦即經過 24 天之通電去鹽處理後，混凝土的最終電阻係數分別約增加 120~140 與 70~100 %。電阻係數的提高意謂混凝土內孔隙溶液中具導電性之游動離子含量已減少，另一方面可能一些較微小之孔隙路徑界面已被孔隙溶液中解離析出之較小離子給填塞，阻礙了離子電荷的流通。圖 5.25 為電流密度 6A/m<sup>2</sup> 通電期間混凝土電阻係數變化。

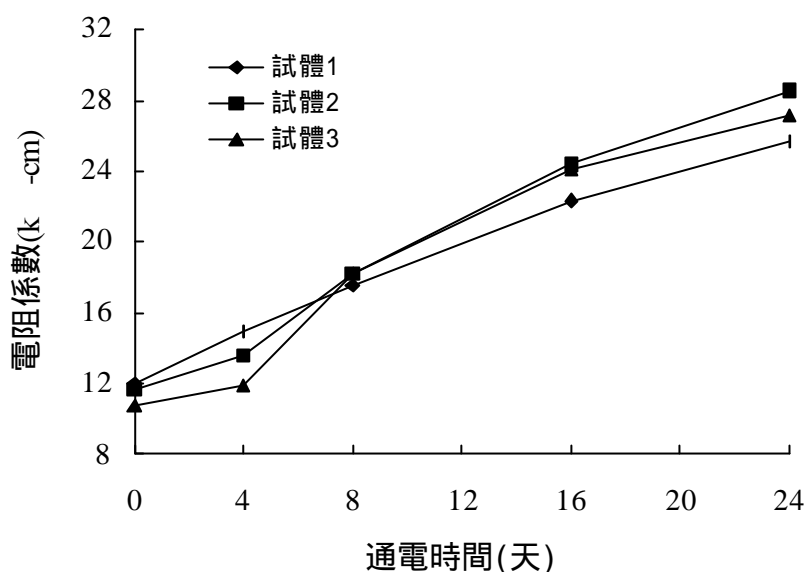


圖 5.25 為電流密度  $6\text{A/m}^2$  通電期間混凝土電阻係數變化

由於混凝土內  $\text{Cl}^-$  含量經電化學去鹽後已大幅減少且電阻係數倍增，佐證鋼筋附近周圍之腐蝕環境已大幅改善。又在高電阻係數之環境下，混凝土內之鋼筋已不易發生腐蝕作用，對提升鋼筋混凝土之耐久性助益甚大。

### 3.對鋼筋腐蝕狀態之改善

#### (1)腐蝕電位值之變化

試體進行通電去鹽處理前，鋼筋腐蝕電位值約介於  $-450 \sim -700 \text{ mV}$  之間，鋼筋處於嚴重腐蝕的狀態。由於通電期間，鋼筋猶如被當作陰極防蝕處理。圖 5.26 為試體以  $1\text{A/m}^2$  通電 2 天後斷電之，其鋼筋電位依然停留在  $-900 \sim -1000 \text{ mV}$ ，數天後才慢慢降至自然腐蝕電位。由於施加之電流密度遠大於一般 R.C. 結構物之陰極防蝕措施所需之電流密度，因此，如以更高電流密度或較長通電時間處理的試驗組，其鋼筋極化的現象將更為顯著。試體經  $3\text{A/m}^2$  以上的電流密度通電 18 天後，鋼筋的腐蝕電位均可維持在  $-900 \text{ mV}$  左右達一個月以上。

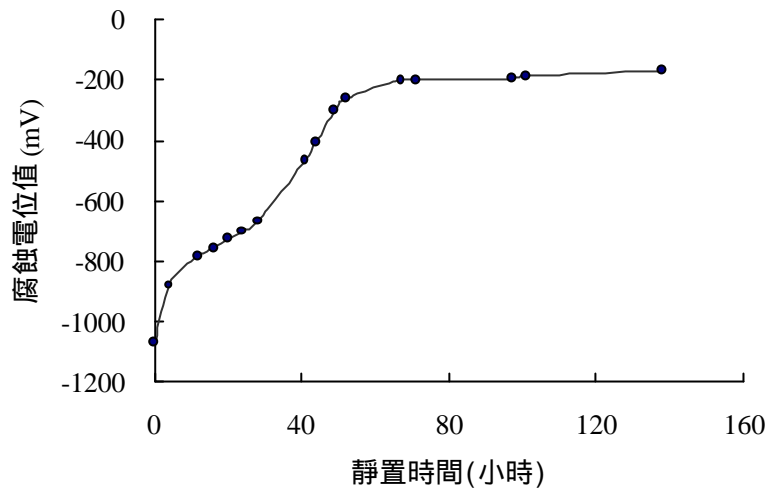


圖 5.26 試體停止通電後，鋼筋腐蝕電位值之變化情形

圖 5.27 為  $6 \text{ A/m}^2$  之電流密度通電處理後，鋼筋腐蝕電位值變化結果。通電前試體內之鋼筋腐蝕電位約介於  $-350$  至  $-400 \text{ mV}$  (以  $\text{Cu/CuSO}_4$  為參考電極)。經電化學去鹽處理後，鋼筋之腐蝕電位值明顯往正值方向移動，最終達到  $\pm 50 \text{ mV}$  之間。由於試體內之鋼筋為陰極，在通電處理過程中鋼筋猶如受到陰極防蝕處理之效應，加上鋼筋被極化的作用，此現象意謂鋼筋已由腐蝕狀態變為再鈍化狀態階段。根據從鑽心試體中取出的鋼筋，表面有黑色的鈍態氧化鐵保護膜生成且無明顯的銹斑存在，可以證實在電化學處理的過程中，鋼筋本身的腐蝕狀態已在改變，經過一段時間處理後，最後可獲得改善。由於電化學去鹽的過程，本身即是屬於一個使用超高(保護)電流密度的陰極防蝕措施，自然能夠讓鋼筋在通電期間受到保護，其表面的腐蝕反應無法產生。而在停止通電之後，由於鋼筋附近混凝土中氯離子濃度降低(因為已被去除甚多)，再加上周圍區域之鹼性上升，以及鋼筋本身在通電後的極化作用等因素影響，可以讓鋼筋於停止電化學處理之後，長時間維持在一個相對不腐蝕的狀態。

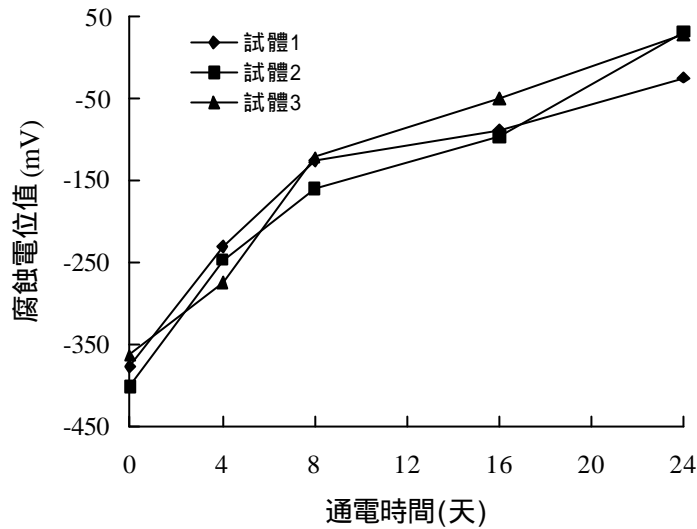


圖 5.27 電流  $6\text{A/m}^2$ ，腐蝕電位隨通電時間之變化

## (2)腐蝕電流之變化

圖 5.28 與圖 5.29 分別為以  $6$  及  $3\text{A/m}^2$  通電後，試體內鋼筋腐蝕速率變化的情形。通電前鋼筋的腐蝕電流密度(i.e.腐蝕速率)約為  $2.3$  至  $2.8\mu\text{A/cm}^2$  之間，依據 Broomfield 於 1994 年所發表之研究報告顯示，試體內之鋼筋已屬高等級之腐蝕狀態，預估結構體內之鋼筋將在兩年內發生嚴重之銹蝕。經電化學去鹽處理後，鋼筋腐蝕速率隨通電時間之增加，腐蝕電流密度逐漸遞降，24 天後已大幅降至  $0.7$  至  $0.5\mu\text{A/cm}^2$  之間，鋼筋腐蝕狀態由高等級降至中-高等級之狀態。又圖中顯示在經 8 天的電化學處理過程中，腐蝕電流密度驟降 50%左右，爾後之變化則趨於穩定。顯然電化學去鹽處理作用下，不但可降低或去除混凝土內有害之氯離子，提升鋼筋附近之鹼性環境，同時亦降低了鋼筋的腐蝕速率。整體而言，對提高 RC 結構物之耐久性有正面的效應。

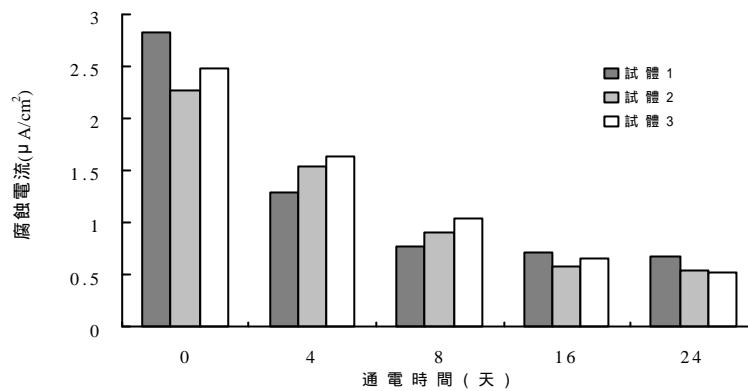


圖 5.28 電流 6 A/m<sup>2</sup>，腐蝕電流隨通電時間之變化

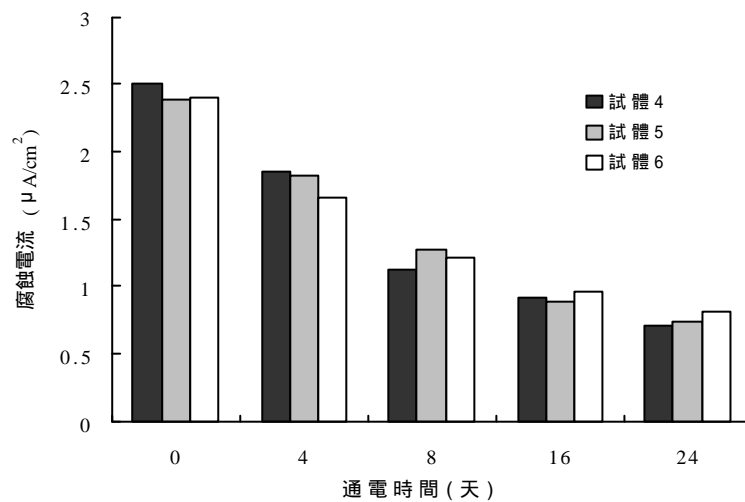


圖 5.29 電流 3 A/m<sup>2</sup>，腐蝕電流隨通電時間之變化

#### 5.4.5 綜合成效評估

1. 電流密度增加可以迅速達到去鹽的效果，不過其去鹽速率隨著時間的增加而遞減。原因係氯離子的濃度已下降至某一臨界值，進而使得後續的去鹽速率減緩。而在相同的通電量下，較低的電流密度似乎有較佳的去鹽效果。
2. 鋼筋分佈的位置，對於去鹽效果有明顯的影響。愈接近鋼筋的區域，其去鹽的效果愈佳。此外，鋼筋對於混凝土中，不在陽極鈦網與鋼筋

區域內的氯離子，亦會產生排斥作用，進而降低鋼筋附近的氯離子濃度。

- 3.經過電化學處理之後，鋼筋附近之混凝土鹼性環境有上升之趨勢。
- 4.試體經通電處理後，由鋼筋腐蝕電位檢測的結果以及試體粉碎後對鋼筋表面的觀察發現，鋼筋的腐蝕情形獲得良好的改善。

## 5.5 電化學還鹼法<sup>[34~37]</sup>

基本上電化學還鹼法與電化學去鹽法，是一體兩面原理相同，其還鹼過程簡示於如圖 5.30。還鹼最主要目的，為使混凝土之環境從已碳酸化(中性化)下，恢復至高鹼性環境使鋼筋得以保護。

### 5.5.1 還鹼之程序

在混凝土內之鋼筋與混凝土表面外之輔助電極間，引進一電力場(電源)之外力，藉由電滲流(Electro-osmotic Flow)、擴散(Diffusion)、毛

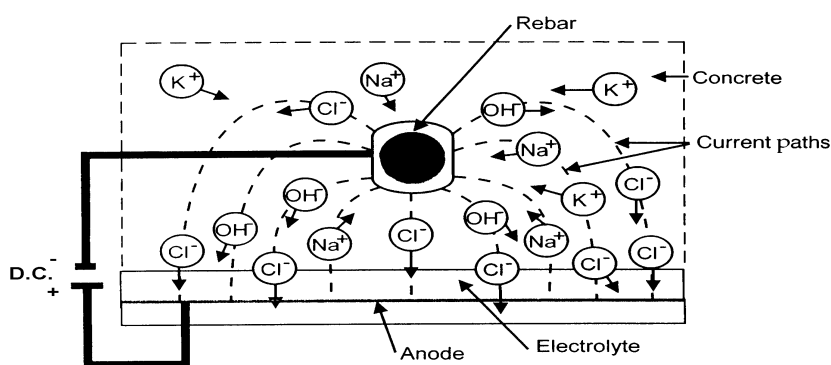
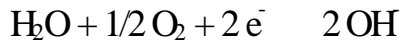


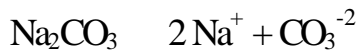
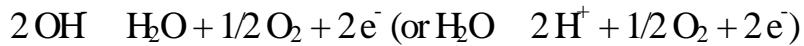
圖 5.30 電化學還鹼法簡示圖

細吸附(Capillary absorption)及電解作用(Electrolysis)之效應，前三種機理可將鹼性電解質溶液大量的輸入混凝土內之孔隙溶液中，同時使混凝土內之孔隙溶液 pH 值恢復至鹼性環境(pH 約為 13 左右)狀態，最後一種機理可致使鹼性電解質溶液中之鹼金屬離子，產生游動並繼續驅向陰極(鋼筋)方向前進，最後使混凝土內之鋼筋再度處於鈍態環境，得以被保護之。還鹼法之電化學反應及離子移動程序如下：

1.陰極(鋼筋)；氫氧根離子(OH)大量形成，其化學反應式如下：



2.陽極(混凝土外之輔助電極，鈦網等)；



3.混凝土內；

各種離子之游動情形，如陰離子(OH<sup>-</sup>、CO<sub>3</sub><sup>-2</sup>及 Cl<sup>-</sup>)從鋼筋(陰極)處附近向(混凝土)外面之輔助電極游動，而陽離子(Na<sup>+</sup>、K<sup>+</sup>、Ca<sup>+2</sup>)從外面陽極槽電解液中，滲入混凝土漿體，經由孔隙溶液之路徑，游向陰極(鋼筋表面)。同時在陰極端亦有下式反應伴隨發生：



### 5.5.2 影響還鹼成效之因素

1.電解液之種類(Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>、Ca(OH)<sub>2</sub>、NaNO<sub>2</sub>)

2.通電時間

3.通電電流大小

4.中性化之深度

5.混凝土品質(W/C，水泥含量等)

6.溫度

### 5.5.3 可能產生之負面效應

- 1.裂縫生成
- 2.產生氫氣對高應力鋼筋造成氫脆現象
- 3.造成鹼質與粒料反應，降低鋼筋握裹力

## 5.6 鋼筋腐蝕抑制劑之應用<sup>[38~46]</sup>

防制 R.C.結構物內鋼筋之腐蝕的方法，除了降低水灰比、提供足夠保護層厚度、防止或降低氯離子的含量等措施以提升或改善混凝土品質外，可從另一具有前瞻性、有未來前景之重要的防制策略「抑制鋼筋本身的腐蝕行為」著手。

所謂抑制鋼筋的腐蝕行為亦即抑制或降低鋼筋發生電化學反應的速率。一般用以控制金屬腐蝕速率的方法，可以分為三個方向：1.降低腐蝕反應中，陽極或陰極反應發生的速率。2.降低氧氣擴散到金屬表面的速度。3.增加腐蝕電流的電流阻抗。金屬之腐蝕抑制劑具有上述三項功用，而混凝土中常使用的腐蝕抑制劑諸如亞硝酸鹽、鉻酸鹽、磷酸鹽和矽酸鹽類，多根據前二項原理而加以應用。腐蝕抑制劑依據美國國家腐蝕工程學會之定義為：「一種物質以極稀的濃度加入環境中就可能減緩腐蝕現象」。其抑制機制如下：

- 1.在金屬底材表面上吸附緩蝕劑(腐蝕抑制劑)生成一層薄膜。
- 2.由於抑制劑的存在促使金屬底材長出一層厚實而緻密的腐蝕生成物，可阻止腐蝕行為的發生。
- 3.改變環境的特性，使腐蝕性成份失去活性或產生具保護性之生成物，阻止腐蝕的發生。

### 5.6.1 抑制劑之種類

一般金屬腐蝕抑制劑可以分為三種：1.陽極腐蝕抑制劑 2.陰極腐蝕抑制劑 3.吸附型腐蝕抑制劑。陽極腐蝕抑制劑會與腐蝕反應的生成物

反應，而形成鈍態的氧化膜，緊密吸附於金屬表面，藉以抑制陽極反應的速率，常見的陽極腐蝕抑制劑有亞硝酸鹽類與鉻酸鹽類。陰極腐蝕抑制劑則會阻止陰極反應的進行，但其生成物無法緊密吸附在金屬表面，所以成效較差，常見的陰極腐蝕抑制劑有磷酸鹽類和矽酸鹽類。至於吸附型腐蝕抑制劑，則是會吸附在金屬的表面，形成保護膜，藉以阻絕腐蝕反應物接近鋼筋表面。腐蝕抑制劑的使用，必須隨著氯離子含量的增加而加以提高，否則，若抑制劑的用量不足，將會導致鋼筋表面的電位產生差異，而形成「弱點」，反而會加速腐蝕反應的進行。

### 5.6.2 亞硝酸抑制鋼筋腐蝕之機理

如前所述，亞硝酸根離子是一種陽極的腐蝕抑制劑，其會與鋼筋腐蝕反應所產生的二價鐵離子( $\text{Fe}^{+2}$ )反應，形成三氧化二鐵( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )的鈍態氧化鐵保護膜，吸附於鋼筋的表面，藉以阻隔氯離子對於鋼筋腐蝕的危害。其反應式如下：



亞硝酸根離子存在於混凝土的量必須夠多，方能達到抑制鋼筋腐蝕的效果，否則將會因為鋼筋表面電位之差異，反而增加腐蝕反應發生的機率。

### 5.6.3 試驗規劃

- 1.試驗材料；(與電化學去鹽試驗之試體相同)
- 2.試體製作；(與電化學去鹽試驗之試體相同)
- 3.試驗參數與組合

#### (1)電解質溶液(陽極槽內)

配製 0.1 M NaOH 溶液，做為電化學反應時陽極槽內之電解質溶液。

#### (2)鋼筋腐蝕抑制劑

於電化學通電處理過程中，在試體上端表面圍成一蓄水槽空間做為一外在的陰極槽(如圖 5.8)，並將鋼筋腐蝕抑制劑注滿於蓄水槽空間內，以施加一電力場作用之外力方式將鋼筋腐蝕抑制劑強制驅入混凝土中。使用的外加輸送劑為 0.5 M 的  $\text{NaNO}_2$  與 0.1 M  $\text{NaOH}$  溶液；其中  $\text{NaNO}_2$  有抑制鋼筋腐蝕的效應，而  $\text{NaOH}$  則有恢復混凝土漿體鹼性的功能，並兼做比對組用。

### (3)試驗組合

表 5.4 為依通電時間、不同電流密度、不同鋼筋腐蝕抑制劑等相關參數所組之試驗組合三。

表 5.4 試驗組合三

電流密度 ( $\text{A/m}^2$ )	通電 時間	鋼筋腐蝕抑制劑
1	30 天	0.5 M $\text{NaNO}_2$ , 0.1 M $\text{NaOH}$
3	30 天	0.5 M $\text{NaNO}_2$ , 0.1 M $\text{NaOH}$
6	30 天	0.5 M $\text{NaNO}_2$ , 0.1 M $\text{NaOH}$

### 4.試驗裝置(如圖 5.8 與去鹽裝置相同)

將試體預置於圖 5.8 之試驗裝置系統下，於通電處理前先量測鋼筋之腐蝕電流以建立相關試驗項目之初始值。鋼筋腐蝕抑制劑(外加輸送劑)置於混凝土試體上端之圍蓄水槽內，以鈦網為輔助電極當陰極用(浸置於抑制劑試液中)，並接電源供應器之「-」端；然後將浸置於陽極槽內電解液中之另一陽極鈦網與電源供應器之「+」端相接構成一導電路徑。試體內之鋼筋在通電過程中不視為陰極因此並不接電。

### 5.試驗程序

完成上述試體安置後，即可依不同的通電時間與電流密度等試驗條件，進行電化學去鹽的處理。試體完成原設定之通電時間後，即刻停止通電並將試體取出，觀測混凝土表面之變化，並刮取表面之反應生成物，進行鋼筋腐蝕電位、腐蝕電流等量測及後續之鑽心取樣作業。試驗採用交流阻抗法(A.C.法)量測鋼筋腐蝕(電流密度)速率，使用儀器為 Solartron SI 1260 與 1287 型組合及 Scriber Associates, Inc.所發展之商用分析軟體，量測時施以 50 mV 固定之擾動信號於鋼筋，掃描頻率從 20 kHz 至 0.1 Hz。

#### 5.6.4 試驗結果

##### 1.抑制劑滲入之深度

試體內部原來並無亞硝酸鹽類( $\text{NO}_2^-$ )之成份，經通電處理後，檢測  $\text{NO}_2^-$  是否滲入試體內及其分佈深度，即可研判以電化學之技術，是否可將鋼筋腐蝕抑制劑由外界輸入至試體內。圖 5.31 至圖 5.32 為試體上表面陰極槽內注滿 0.5M  $\text{NaNO}_2$  之腐蝕抑制劑，分別以  $6 \text{ A/m}^2$  之電流密度通電 30 天後，抑制劑( $\text{NO}_2^-$ )滲入試體之分佈情形。比較二圖發現，電流密度愈大者其  $\text{NO}_2^-$  被驅入試體的深度較深，且較為均勻分佈於每一深度層，甚至有部份  $\text{NO}_2^-$  貫穿試體而進入陽極槽內。而電流為  $1 \text{ A/m}^2$  時， $\text{NO}_2^-$  被驅入試體的深度僅達到 5 cm 處，恰可觸及試體內之鋼筋，如持續進行通電處理時其效果理應與較大電流密度下之效應相當。由試驗結果顯示，以電化學之技術將外界之鋼筋腐蝕抑制劑輸送入試體內是可行的。

##### 2.鋼筋腐蝕電位之變化

圖 5.33 與圖 5.34 為陰極槽內分別為 0.5 M  $\text{NaNO}_2$  與 0.1 M  $\text{NaOH}$ ，鋼筋腐蝕電位變化與通電時間之關係圖。各圖中均顯示鋼筋之腐蝕電位於通電之初期會往負值方向移動，大約三天後腐蝕電位開始往正值方向移動。鋼筋腐蝕電位值變化的幅度顯然與電流的密度有關，例如  $6 \text{ A/m}^2$  之試驗組，其通電 30 天的電位值可升至大於 -100mV(鋼筋處於鈍態)， $1 \text{ A/m}^2$  之試體，則依舊維持在高度腐蝕的情

況下。之所以會有這樣的現象，應該與混凝土中  $\text{Cl}^-$  的濃度有關。表 5.5 顯示  $6\text{A}/\text{m}^2$  試體，其混凝土內的  $\text{Cl}^-$  平均濃度分別已降至  $0.88$  與  $1.17\text{ kg}/\text{m}^3$ ，因而讓鋼筋腐蝕的情況獲得改善。 $1\text{A}/\text{m}^2$  之試體其  $\text{Cl}^-$  的濃度在鋼筋附近仍有一高峰值，因此鋼筋仍舊維持在高度腐蝕的狀況。

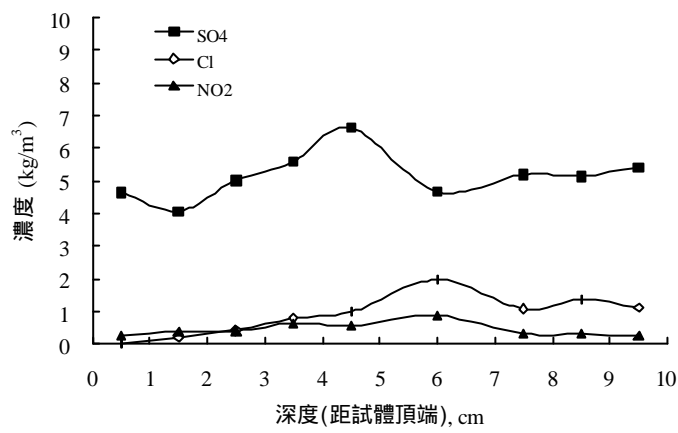


圖 5.31 電流  $6\text{A}/\text{m}^2$  通電 30 天， $\text{Cl}^-$ 、 $\text{NO}_2^-$  及  $\text{SO}_4^{2-}$  之分佈

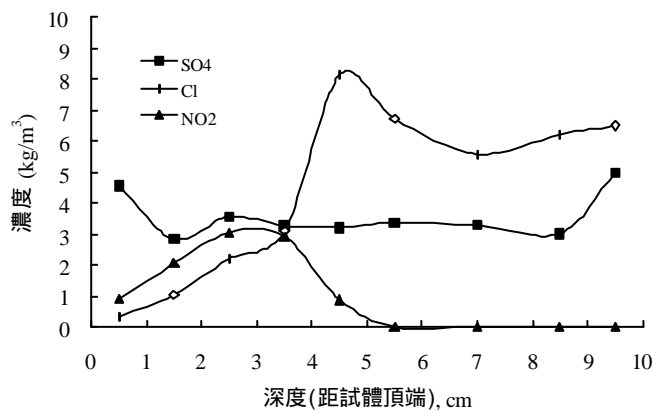


圖 5.32 電流  $1\text{A}/\text{m}^2$  通電 30 天， $\text{Cl}^-$ 、 $\text{NO}_2^-$  及  $\text{SO}_4^{2-}$  之分佈

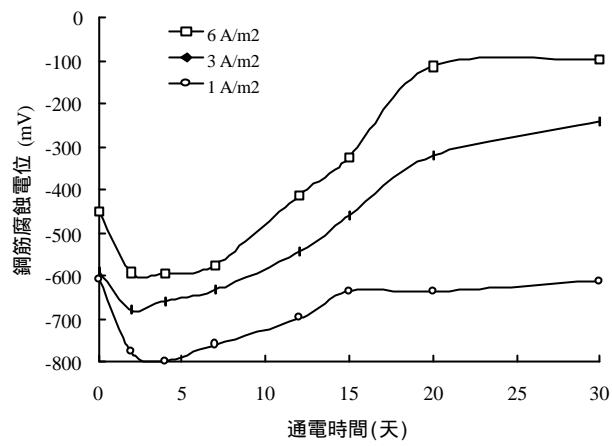


圖 5.33 電位與通電時間之變化(陰極槽為 0.5 M NaNO<sub>2</sub>)

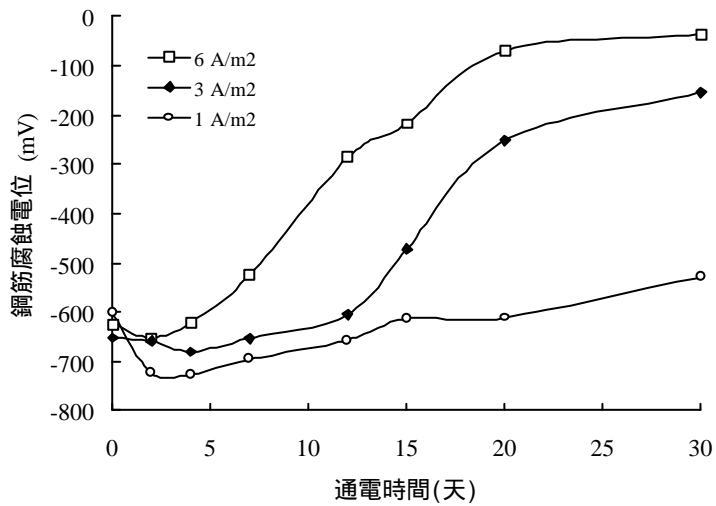


圖 5.34 電位與通電時間之變化(陰極槽為 0.1 M NaOH)

### 3.鋼筋腐蝕電流之變化

鋼筋腐蝕電流之變化，可由交流阻抗頻譜分析(EIS)圖得之。圖 5.35 為電流密度  $6\text{A/m}^2$  通電 30 天後之 EIS 圖(陰極槽內為  $\text{NaNO}_2$ )，表 5.6 為通電 30 天後之鋼筋腐蝕速率(電流)之變化情形。表中顯示尚處理前各試體鋼筋之腐蝕電流約介於  $1.97 \sim 2.62 \mu\text{A/cm}^2$ ，屬於較高等級(亦即較快速率)之腐蝕狀態。於通電 30 天後，鋼筋之腐蝕電流分別降低至  $0.69$  與  $1.24 \mu\text{A/cm}^2$  左右，鋼筋之腐蝕速率為中-低等級狀態。

顯然從外界輸入之鋼筋腐蝕抑制劑已成功地被驅入試體內，深入並觸及鋼筋表面且發生化學作用，再次形成一層鈍態保護膜，致使鋼筋腐蝕速率降低。又陰極槽內為  $\text{NaNO}_2$  對抑制鋼筋的腐蝕速率之效果顯然較陰極槽內為  $\text{NaOH}$  為佳，其原因為硝酸鹽類會與鐵金屬材料發生反應，產生三氧化二鐵( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )之鈍態保護膜而  $\text{NaOH}$  並無此效應，但能提高鋼筋附近之鹼性環境。

#### 5.6.5 綜合成效評估

- 1.利用電化學技術將腐蝕抑制劑，從外界輸送至試體內之鋼筋表面，以達到抑制鋼筋腐蝕之行為是可行的。
- 2.鋼筋腐蝕電位值隨通電電流密度愈大時下降幅度(以絕對值表示時)愈大，通電 30 天後(除了低電流密度  $1\text{A/m}^2$  外)腐蝕電位值由  $-500 \sim -600 \text{ mV}$  間，下降至腐蝕機率甚低之範圍內(小於  $-200 \text{ mV}$ )，顯示鋼筋腐蝕狀態有明顯之改善。
- 3.通電 30 天後，鋼筋腐蝕電流亦產生大幅度之降低，顯然鋼筋腐蝕抑制劑已發揮功效。
- 4.試體於通電期間曾發生短暫鋼筋腐蝕、銹水外滲之現象，致使試體表面有微裂縫產生。

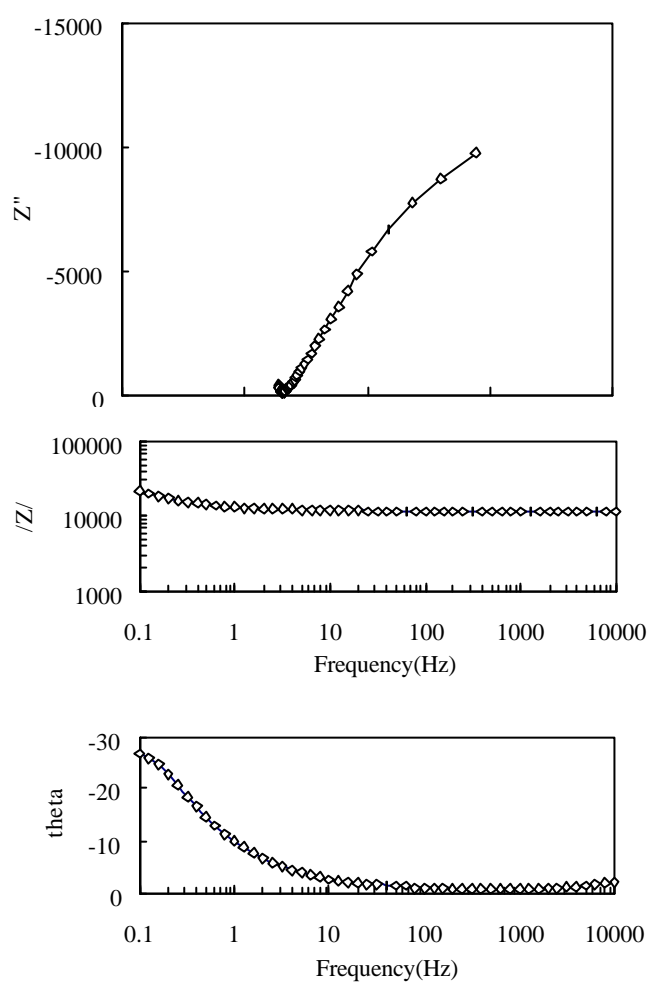


圖 5.35 電流  $6\text{A/m}^2$  通電 30 天之 EIS 圖(陰極槽  $\text{NaNO}_2$ )

表 5.5 通電 30 天  $\text{Cl}^-$  殘留之平均濃度

電流密度	陰極槽為 $\text{NaNO}_2$	陰極槽為 $\text{NaOH}$
$6\text{A/m}^2$	$0.88\text{ kg/m}^3$	$1.17\text{ kg/m}^3$
$3\text{A/m}^2$	$1.57\text{ kg/m}^3$	$2.15\text{ kg/m}^3$
$1\text{A/m}^2$	$4.43\text{ kg/m}^3$	$4.12\text{ kg/m}^3$

表 5.6 電化學處理後試體內鋼筋腐蝕電流之變化

電流密度 (A/m <sup>2</sup> )	陰極槽(NaNO <sub>2</sub> ) (μA/cm <sup>2</sup> )		陰極槽(NaOH) (μA/cm <sup>2</sup> )	
	通電前	通電後	通電前	通電後
6	2.52	0.69	2.35	0.96
3	1.97	0.77	2.62	1.15
1	2.32	1.04	2.01	1.24

## 參考文獻

- [1]J. Morgan, Cathodic Protection, 2nd ed., National Association of Corrosion Engineers, Texas, U.S.A., 1987.
- [2]Federal-Aid Highway Program Manual, Vol. 6, Ch. 7, Sect. 2, Subsection, April 5, 1976.
- [3]Title 23, Code of Federal Regulations, Part 650, Subpart F, "Concrete Bridge Decks."
- [4]"Interstate Resurfacing, Restoration, and Rehabilitation Needs Study, Update 1980," , Federal Highway Administration, U.S.A..
- [5]Bridge Deck Rehabilitation- A 1981 Perspective, "Federal Highway Administration, December 1981.
- [6]D. R. Landark, "Neutralization of Chloride in Concrete", Battels Columbus Laboratories, U. S. Department of Transportation, Federal High Way Administration, National Technical Information Service: Washington DC; FAWA-RD-76-60, PB-255309, 1975.
- [7]D. R. Landark, "Chloride Removal and Monomer Impregnation of Bridge Deck Concrete by Electro-Osmotic", Kansas Department of Transportation, Federal High Way Administration, FHWA-KS-RD-74-1, 1976.
- [8]J. E. Sater, "Electrochemical Removal of Chloride from Concrete Bridge Decks", Material Performance, pp. 21-25, 1976.
- [9]"Cathodic Protection of Reinforced Concrete Bridge Elements: A State-of-the-Art Report", SHRP-S-337, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington DC, U.S.A., 1993.
- [10]J. E. Bennett, J. B. Bushman, K. C. Clear, R. N. Kamp and W. J. Swiat, "Cathodic Protection of Concrete Bridges: A Manual of Practice", SHRP-S-372, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington DC, U.S.A., 1993.

- [11]S. C. Das, "Cathodic Protection Criteria for Steel in Concrete - Some Theoretical and Practical Considerations", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [12]P. M. Chess, Cathodic Protection of Steel in Concrete, 1st ed., E&FN SPON, London, U. K., 1998.
- [13]L. Delorme, P. Refait, J. M. Genin, G. Grimaldi and A. Raharinaivo, "Products Formed on Reinforcing Steel Under Cathodic Protection in Concrete", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited By N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [14]A. M. Almuti and M. S. Bashenini, "A Structure Option for the Repair of Reinforced Concrete Corrosion", *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [15]C. J. Mudd and P. Pedeferra, "Cathodic Protection of Steel in Concrete", *Material Performance*, Vol. 27, No. 9, PP. 18-24, 1988.
- [16]R. E. Weyers and P. D. Cady, "Cathodic Protection of Concrete Bridge Decks", *ACI Journal*/Nov.-Dec.,pp. 618-622,1984.
- [17]W. J. McCarter and S. Barclay, "A Comparison of Two Methods for Resistivity Measurements on Repair Mortar for Cathodic Protection Systems", *Cement and Concrete Research*, Vol. 23, No. 5, pp. 1178-1184, 1993.
- [18]M. G. Ali, A. S. Al-Gahtani and R. Sri Ravindrarajah, "Cathodic Protection Criteria for Two-Layered Reinforced Concrete Sections", *Fourth Canmet/ACI International Conference on Durability of Concrete*, Australia, 1997.
- [19]L. Bertolini, F. Bolzoni and P. Pedoferra, " Cathodic Prevention : Improvement of Corrosion Resistance of Reinforced and Prestressed Concrete Structures by Polarization Throughout The Service Life",

Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.

- [20]J. P. Guilbaud, G. Chalbajian, F. Derrien, A. Raharinaivo, "Electrochemical Behavior of Steel Under Cathodic Protection in Medium Simulating Concrete", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [21]K. Ishii, H. Seki, T. Fukute, K. Ikawa, M. Abe, "Influence of Environmental Factors on Galvanic Cathodic Protection of Steel in Concrete Structures", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited By N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [22] David Cerlanek, Ivan R. Lasa, "Energizing guidelines for Cathodic Protection Systems", Report No. 91-11b, State Materials Office Corrosion Research Laboratory, State of Florida Department of Transporation, March, 2000.
- [23]J. E. Bennett and T. J. Schue, "Electrochemical Chloride Removal from Concrete: A SHRP Contract Status Report," The NACE Annual Conference and Corrosion Show, Paper No. 316, Las Vegas, Nevada, U.S.A., 1990.
- [24]J. B. Miller, "Structural Aspects of High Powered Electrochemical Treatment of Reinforced Concrete", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [25]J. Tritthart, K. Pettersson and B. Sorensen, "Electrochemical Removal of Chloride From Hardened Cement Paste", Cement and Concrete Research, Vol. 23, No. 5, pp. 1095-1104, 1993.
- [26]S. Chatterji, "Simultaneous Chloride Removal and Realkalinization of Old Concrete Structures", Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 6, pp. 1051-1054, 1994.

- [27]N. R. Buenfeld and J. P. Broomfield, "Effect of Chloride Removal on Rebar Bond Strength and Concrete Properties ", *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, Vol. 2, Edited By N. Swamy, Shoffield Academic Press, pp. 1438-1450, 1994.
- [28]B. Elsener and H. Bohni, "Electrochemical Chloride Removal Field Test", *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, Vol. 2, Edited By N. Swamy, Shoffield Academic Press, pp. 1451-1462, 1994.
- [29]"Electrochemical Chloride Removal and Protection of Concrete Bridge Components; Laboratory Studies", SHRP-S-657, National Research Council, Washington DC, June 1993.
- [30]R. B. Polder, R. Walker and C. L. Page, "Electrochemical Chloride Removal Tests of Concrete Cores from A Coastal Structure ", *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, Vol. 2, Edited By N. Swamy, Shoffield Academic Press, pp. 1463-1472, 1994.
- [31]L. Odden, "The Repassivating Effect of Electrochemical Realkali-sation and Chloride Extraction", *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Academic Press, 1994.
- [32]K. Ishibashi, M. Ashida, M. Handa and T. Miyagawa, "Chloride Removal from Reinforced Concrete by Means of Electrochemical Treatment", *Concrete under Severe Conditions: Environment and Loading*, Vol. 1, Edited by K. Sakai, N. Banthia and O. E. Gjorv, E. & FN SPON, London, U. K., 1995.
- [33]C. Arya, Q. Sa'id-Shawqi and P. R. W. Vassie, "Factors Influencing Electrochemical Removal of Chloride from Concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 6, pp. 851-860, 1996.
- [34]N. M. Ihekweba, B. B. Hope and C. M. Hansson, "Carbonation and Electrochemical Chloride Extraction from Concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 7, pp. 1095-1107, 1996.

- [35]P. F. G. Banfill, "Features of the Mechanism of Realkalisation and Desalination Treatments for Reinforced Concrete", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Vol. 2, Edited by N. Swamy, Shoffield Acadmic Press, pp. 1489-1498, 1994.
- [36]"Realkalisation Case Study: Apartment Building in Blindernveien", Construction Repair, Vol. 9, No. 6, p. 2, 1995.
- [37]B. McFarland, "Electrochemical Repairs of Reinforced Concrete in the UK", Construction Repair, Vol. 9, No. 4, pp. 3-6, 1995.
- [38]O. E. Gjorv, "Important Test for Durability of Reinforced Concrete", ACI SP-144, pp. 545-574, 1994.
- [39]B. Hope, A. K. Ip, and D. G. Manning, "Corrosion and Electrical Impedance in Concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 15, No. 3, pp. 525-534, 1985.
- [40]H. Justnes and E. C. Nygaard, "Performance of Concrete with Calcium Nitrate Admixtures", Fourth Canmet/ACI International Conference on Durability of Concrete, Australia, 1997.
- [41]P. Gu, S. Elliott and J.J. Beaudoin, "Non Nitrite-Based Corrosion Inhibitors for Reinforced Concrete", Fourth Canmet/ACI International Conference on Durability of Concrete, Australia, pp. 389-407, 1997.
- [42]F. Gianetti, "Corrosion Inhibitors (Part 1)", Concrete Engineering International, pp. 31-35, March, 1998.
- [43]F. Gianetti, "Corrosion Inhibitors (Part 2)", Concrete Engineering International, pp. 47-51, April, 1998.
- [44]M. Haynes, "Use of Migratory Corrosion Inhibitors", Construction Repair, July/August, pp. 10-15, 1997.
- [45]H. Saricimen, "Effect of Inhibitors and Coatings on Rebar Corrosion", Materials Performance, May, 1998.

- [46] N. S. Berke, "Evaluation of Concrete Corrosion Inhibitors," Proceedings of the 12th International Corrosion Congress, NACE, Houston, Texas, pp. 3271-3286, 1993.
- [47] Peter Puller-Strecker "Corrosion Damaged Concrete : Assessment and Repair", CIRIA, U.K., 1987.
- [48] J.H. Bungey, "Testing of Concrete in Structures ", 2nd ed., Surry University Press USA, 1994.
- [49] BS 1881 Testing Concrete : Part 202, " Recommendation for Surface Hardness Testing by Rebound Hammer " ,BSI, UK, 1986.
- [50] ASTM C805-85 "Rebound Number of Hardened Concrete".
- [51] James PPR Manual, James Instruments Inc., U.S.A.
- [52] V.M. Malhotra, N J Carino, "Handbook on Nondestructive Testing of Concrete ", CRC Press, Inc., USA , 1991.
- [53] 「橋樑檢測評估與補強」, 李有豐、林安彥, 全華科技圖書, 2000。
- [54] 「混凝土非破壞性檢測技術介紹」, 林宜清, 海洋環境下工程品質與施工技術研討會, 港灣技術研究所, 1995。
- [55] 「透地雷達在橋樑檢測上的應用」, 楊潔豪、陳兆年、王思堯, 橋樑檢測評估及評估研討會, 交通部, 1997。
- [56] 「港灣構造物安全檢測與評估之研究 2/2」, 交通部委託國立中山大學辦理之研究計劃, 2001。

## 附錄一 摘要報告

# 現有結構物安全評估及維護研究

## 摘要報告

### 第一章 計畫概述

#### 1.1 前言

工程結構是否安全堪用，必需明確的瞭解，俾採必要之防範措施，基於此一要求，應進行結構物安全評估工作，國外針對新舊結構物均有建立結構檢測方法及完善評估制度，使結構物達到安全，經濟、有效益之維護，增長使用壽命。國內尚未建立結構物評估制度，故鋼筋混凝土結構物之檢測技術研究有其必要性。

#### 1.2 實施方法

- 1.研究文獻之蒐集及研析
- 2.建立非破壞性檢測技術、方法
- 3.探討電化學技術應用於 R.C.結構物之腐蝕防治與維護
- 4.探討港區水文、海生物與港工構材(結構物)腐蝕之機理

#### 1.3 預期成果

- 1.建立 R.C.結構物劣化非破壞性檢測技術
- 2.完成港灣結構物陰極防蝕準則草案之訂定(R.C.結構物部份)
- 3.建立電化學維修技術、工法
- 4.建立港區內水文、海生物附著對結構體(鋼構物)腐蝕之相互關係

## 第二章 鋼筋混凝土非破壞檢測

### 常用之鋼筋混凝土非破壞性檢測方法

檢測目的	檢測方法	參考規範
混凝土強度	1.表面硬度法	
	衝錘法（試錘法）	ASTM C-805
	測試槍法	
	彈簧錘法	
	擺錘法	
	2.表面強度法	
	貫入阻力法	ASTM C-803
	拉拔試驗	ASTM C-900
	直接拉拔試驗	BS 1881-Part 207
	彎裂試驗法	ASTM C-873
	3.音速檢測法	
	超音波脈波波速法	ASTM C-597
	共振頻率法	ASTM C-215
	聲射法	
	4.成熟度檢測法	ASTM C-1074
	5.場鑄援助試體	ASTM C-873
	6.結合檢測法	
裂縫量測	1.超音波法	ASTM C-597
	2.敲擊回音法	
	3.共振頻率法	ASTM C-215
	4.透地雷達法	
	5.紅外線溫度感測法	ASTM D-4788
	6.幅射法	
鋼筋偵測	1.保護層厚度量測	
	2.鋼筋腐蝕電位	ASTM C-876
	3.鋼筋腐蝕電位與混凝土電阻	
	4.瞬間腐蝕速度：DC 線性極化法、AC 交流阻抗法、Harmonic Analysis 法、鋼筋斷面積減少法	
其他	1.混凝土中性化成程度	
	2.混凝土氯離子侵入分析	AASHTO T260
	3.混凝土透氣試驗	
	4.鹼質與粒料反應檢測	
	5.微震量測	
	6.載重試驗	

## 第三章 結構物之安全檢測

港灣 R.C.構造物又以碼頭及防波堤結構為主。碼頭為船舶停靠、裝卸物資。防波堤屬於港灣構造中之外廓工程，用以防止海洋波浪傳遞至港池內，維持港灣內水域之靜穩。其他岸上設施包含繫靠設備必要之碼頭附屬設施。

### 3.1 安全檢測項目

安全檢測項目依結構位置可概分為整體結構變形檢測、細部構材檢測、基礎地盤檢測及碼頭附屬設施檢測等。整體結構變形檢測係檢測 R.C.結構物可能產生之大變形或位移。細部構材檢測分為上部結構及下部結構等兩大部分，其中上部結構同質性較大；下部結構則依 R.C.結構物型式不同，受力行為不一，容易發生結構破壞處有所差異，故檢測細項也有所區分。

### 3.2 檢測及評估時機

港灣構造物安全檢測實施可概分為，定期(或不定期)實施之一般性安全檢測，及在重大災害發生時之緊急檢測，檢測時機如大型颱風過後，重大地震發生時，碼頭營運中發生重大事故（如大型船隻操船不當而碰撞）以致造成碼頭結構安全受損，以及施工時因故造成之結構破壞等。

## 第四章、結構物安全檢測評估

港灣結構物安全檢測的評估過程可分為以下四個階段；（1）初步安全檢測（2）細部安全檢測（3）檢測結果安全評估（4）港灣結構整體評估等級。

### 4.1 初步安全檢測

以目測及較簡單之測量儀器對碼頭整體結構變形或位移進行了解，如檢查碼頭面混凝土是否有剝離、裂縫、鋼筋外露等，附屬設施如橡膠護舷是否產生龜裂、破損等異狀，並加以拍照、量測、繪圖及描述記錄，配合結構物背景資料進行初步安全評估。

### 1.初步檢測劣化評估值判定

港灣結構物初步檢測評估時，區分為損壞程度(D)、損壞範圍(E)，及該構件損壞對整體結構之影響性(R)，稱為 D.E.R.評估法。損壞程度(D)分為 0 到 5 級六等，級別為 1 級到 4 級時分別代表檢測對象之損壞程度，隨級別之增加其損壞程度亦隨之提高，級別為“0”級時則代表該檢測項目不存在。級別為“5”級時則代表該檢測項目無法判定或無法檢測，必須進行下一步之細部檢測，故等級為 5 時代表損壞程度高於 4。捨棄小數點為 E 值，大於五之值均以 5 填入表格。

### 2.初步檢測結果判定

整體檢測結果之判定及評估之標準主要分為：

- (1)結構安全是否有問題。
- (2)構造功能性是否有問題。

## 第五章 電化學維修工法

電化學技術是一種非破壞性、高效率、有前景的修復方法。目前較為成熟且廣泛被應用處理 R.C.結構物防蝕之工法，有下列三種：

- 1.陰極防蝕法
- 2.電化學去鹽法
- 3.電化學還鹼法

## 5.1 陰極防蝕法

鋼筋混凝土使用陰極防蝕保護，至今已有三十幾年的歷史。西元 1973 年美國聯邦公路總署(FHWA)，經過多年的試驗與研究，公開宣佈陰極防蝕為解決鋼筋混凝土橋樑腐蝕唯一有效的方法。1974 年加拿大亦開始引用陰極防蝕，來修護或改善鋼筋混凝土結構物之腐蝕劣化問題。爾後一兩年間美國及加拿大，有超過 150 座 R.C.結構物立即進行陰極防蝕措施，並將陰極防蝕列為各州公路橋樑維護時必需採用之防蝕工法。

## 5.2 電化學去鹽法

電化學去鹽技術乃是應用電化學上之基本觀念，於電解質溶液中通入電流時，電解質溶液中之陽離子往陰極移動，陰離子往陽極游動等之現象，以及同性電荷相斥異性電荷相吸之原理，外加一直流電源，電源供應器之負端接於鋼筋(陰極)，正端接於混凝土表面外之輔助陽極網(陽極)，即可把鋼筋附近之  $\text{Cl}^-$  驅除，使  $\text{Cl}^-$  游向混凝土表面上(外)之輔助陽極，以達到降低混凝土內部孔隙溶液中之  $\text{Cl}^-$  濃度，最後致使鋼筋不再受  $\text{Cl}^-$  侵襲之防蝕的效應。基本上這種方式是一簡單的電化學反應程序，藉著電力驅動力將混凝土孔隙溶液中之  $\text{Cl}^-$  驅逐到混凝土外。

## 5.3 電化學還鹼法

基本上電化學還鹼法與電化學去鹽法，是一體兩面原理相同。還鹼最主要目的，為使混凝土之環境從已碳酸化(中性化)下，恢復至高鹼性環境使鋼筋得以保護。

## **附錄二 簡報資料**

**港灣構造物陰極防蝕準則訂定（草案）研究**

**- 鋼筋混凝土篇**



交通部運輸研究所港灣技術研究中心



中華民國防蝕工程學會

# 港灣構造物陰極防蝕準則訂定(草案)研究

計畫編號：MOTC-IOT-IHMT-90-004

中華民國九十年十一月

# 港灣構造物陰極防蝕準則草案

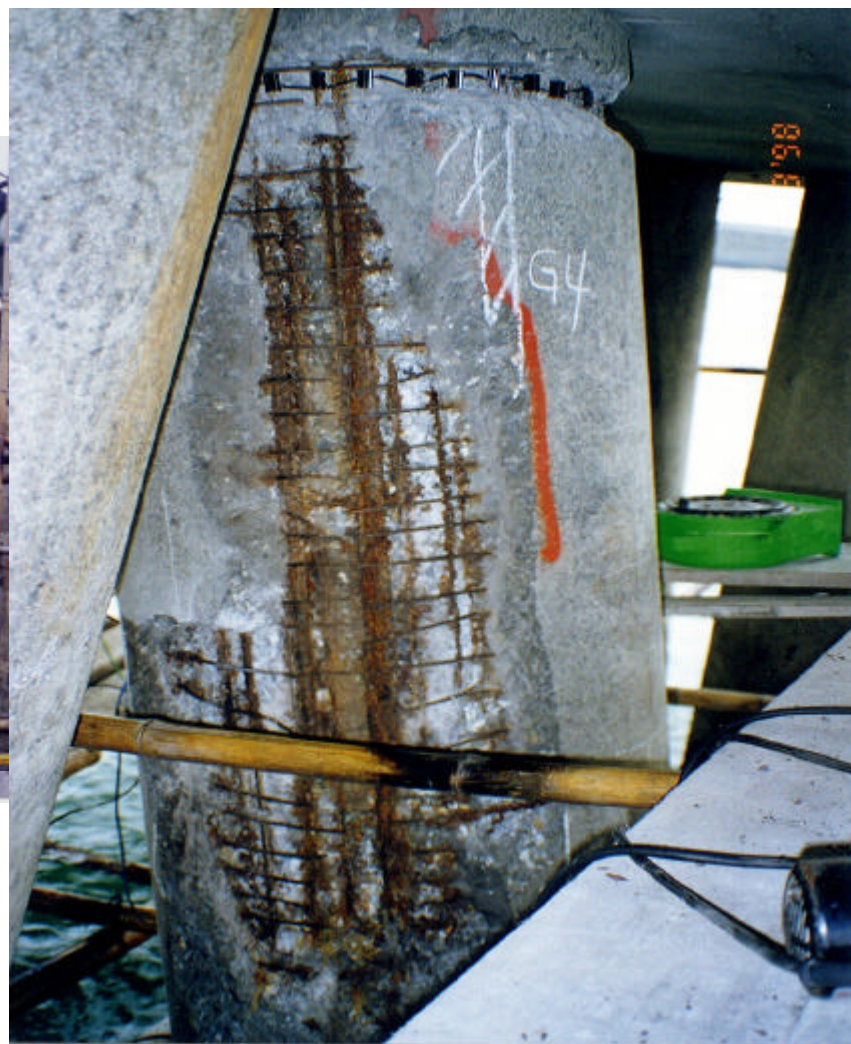
- 第一章、港灣構造物陰極防蝕準則總則
- 第二章、陰極防蝕設計前之調查評估
- 第三章、陰極防蝕系統設計需求
- 第四章、材料及裝置
- 第五章、系統安裝
- 第六章、試車運轉及驗收
- 第七章、系統操作與維護

# 鋼筋混凝土陰極防蝕工程

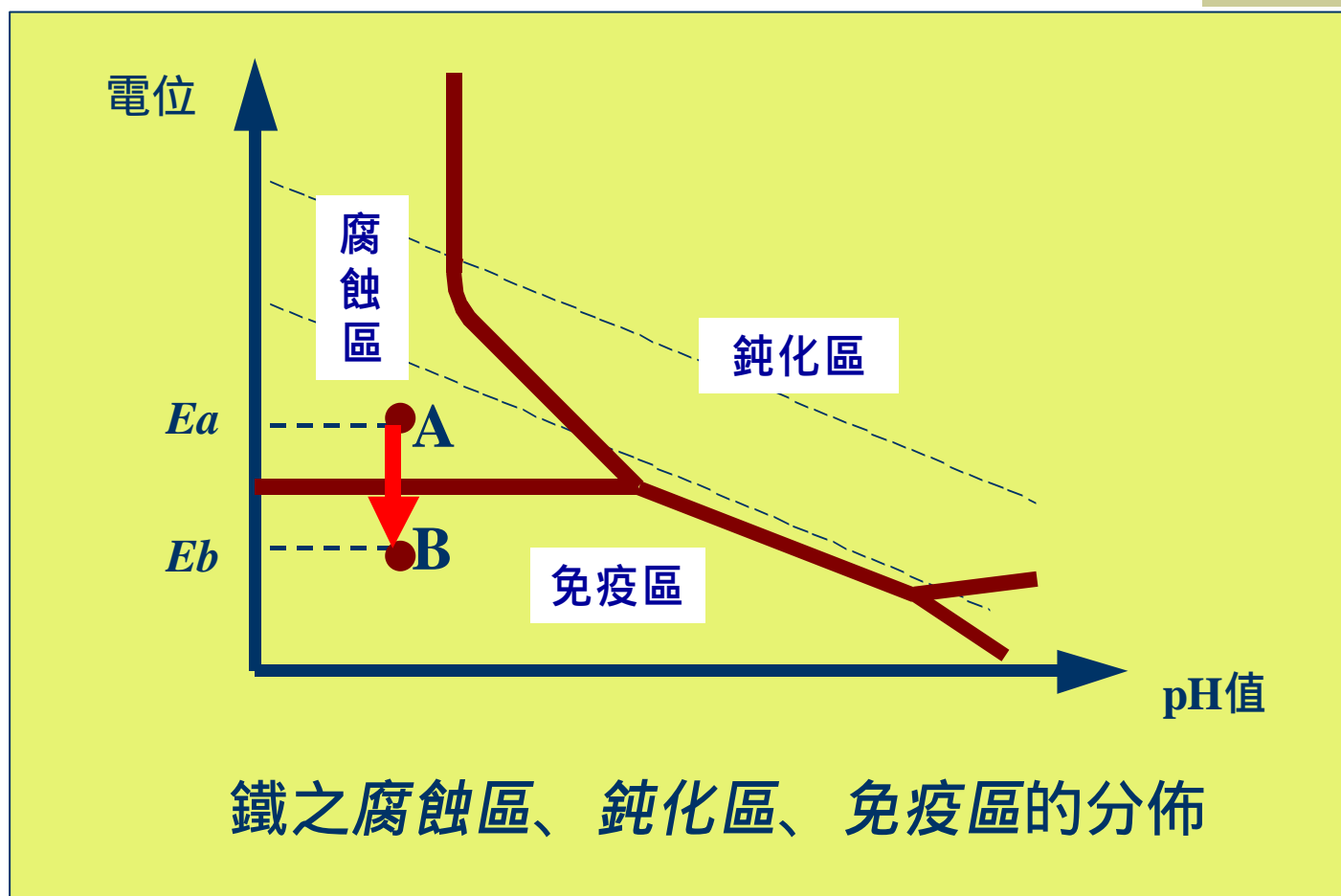
## 施工程序介紹



# 前言



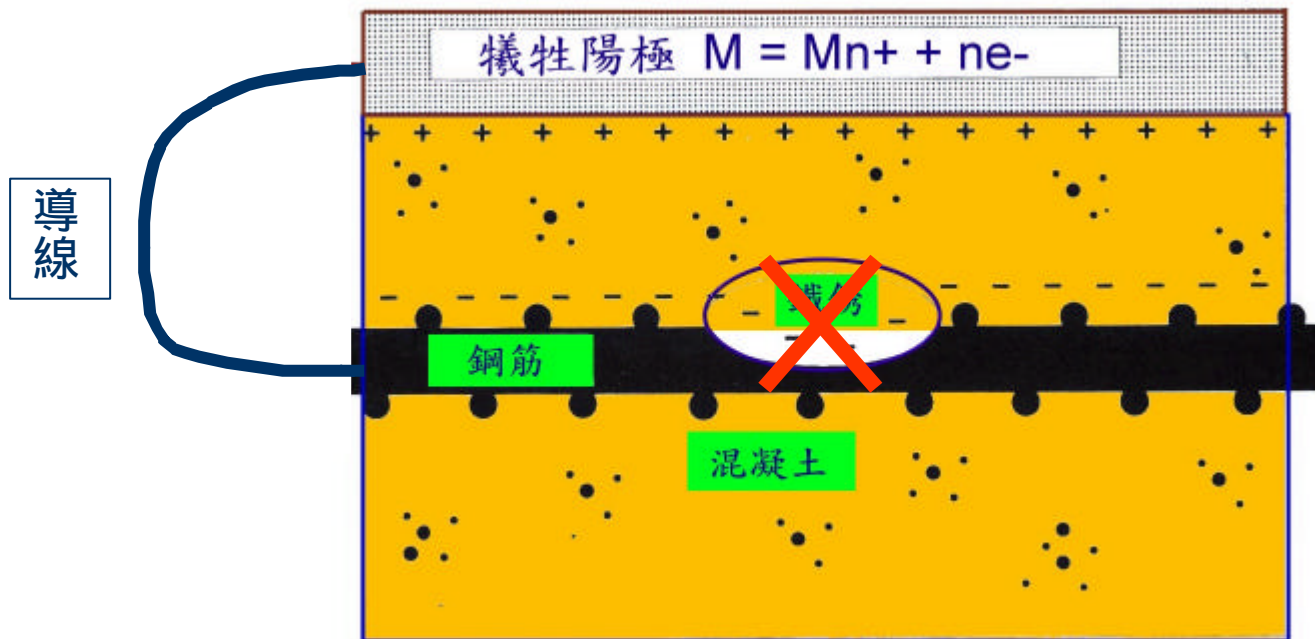
# 陰極防蝕原理



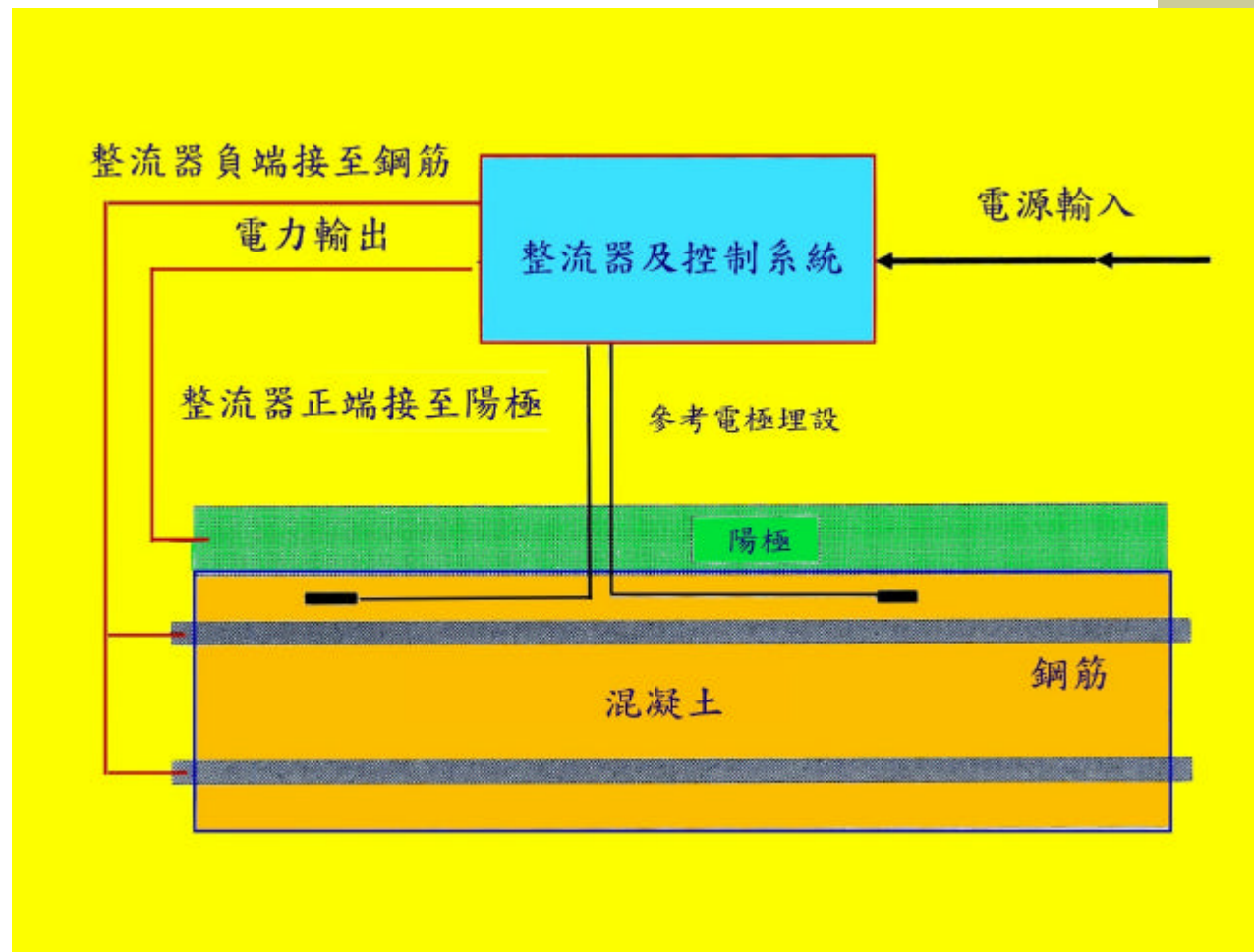
# 陰極防蝕的方法

- ◆ 犧牲陽極法(Sacrificial anode)  
驅動力(Driving force)：不同金屬間的電位差  
陽極材料：活性較大的金屬，如鋅等。
- ◆ 外加電流法(Imposed current)  
驅動力(Driving force)：外加電源整流器  
陽極材料：消耗率小之金屬，如鈦等。

# 鋼筋混凝土之犧牲陽極法



# 鋼筋混凝土之外加電流法





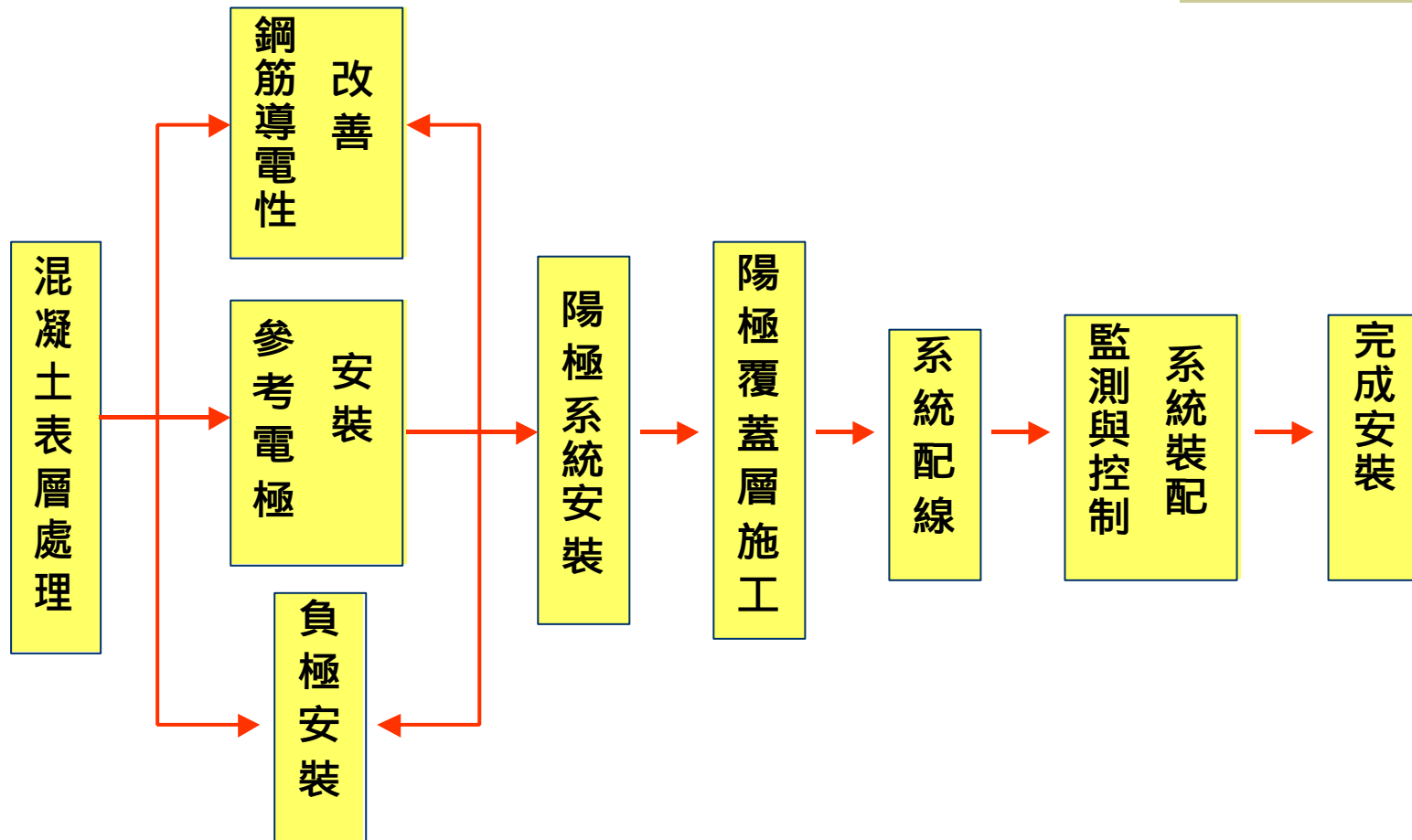
# 鋼筋混凝土結構物 陰極防蝕工程



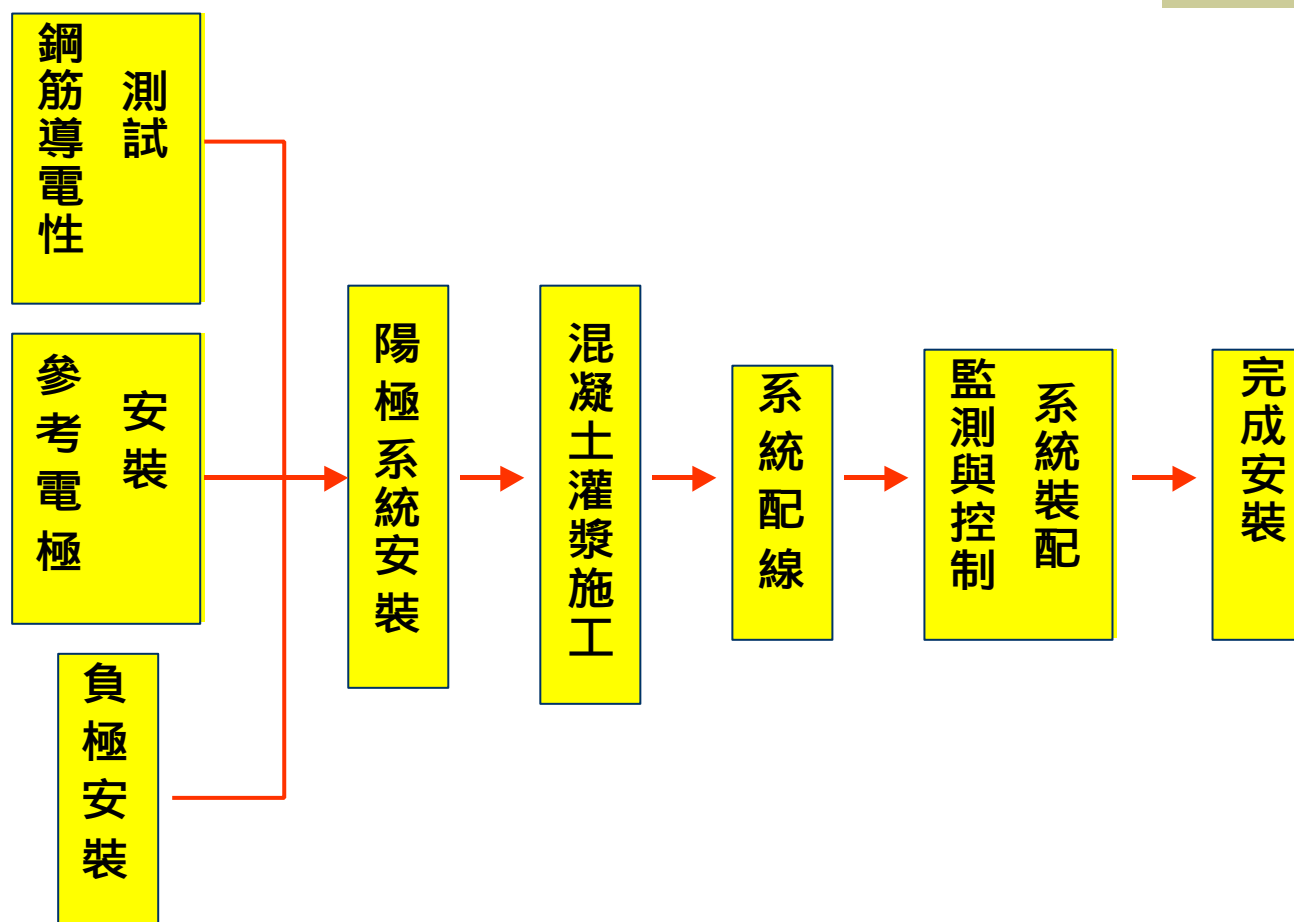
結構物陰極防蝕工程分為：

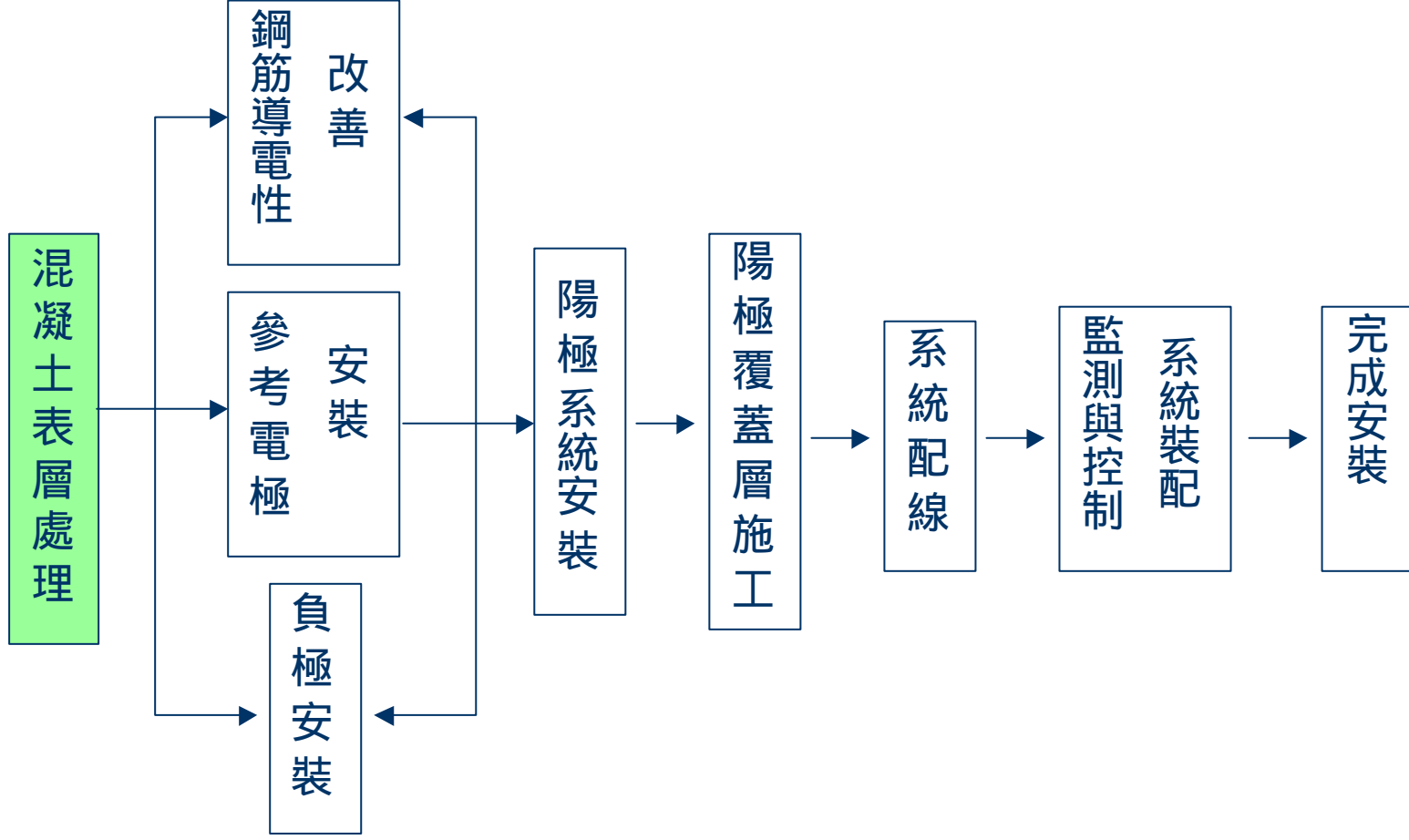
- ◆既有結構物陰極防蝕
- ◆新建結構物陰極防蝕

# 既有鋼筋混凝土結構物 陰極防蝕施工流程



# 新建鋼筋混凝土結構物 陰極防蝕施工流程





# 混凝土表層處理（一）



混凝土剝落層與  
個別金屬元件鑿除



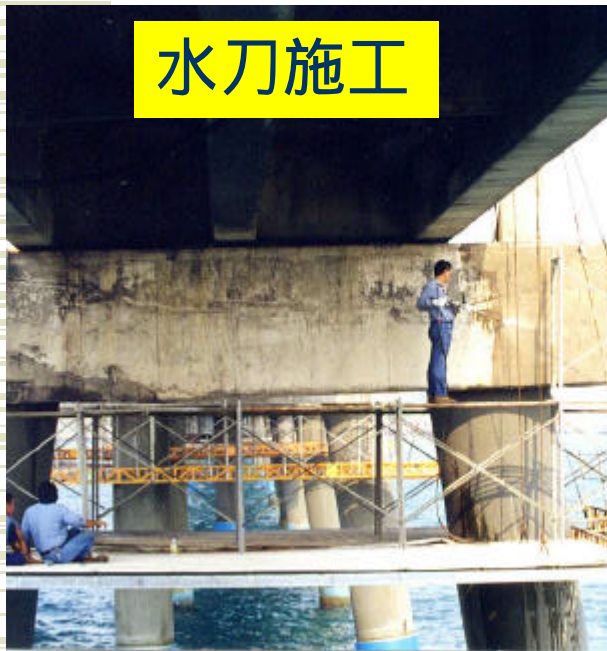
# 混凝土表層處理（二）

## 水刀施工



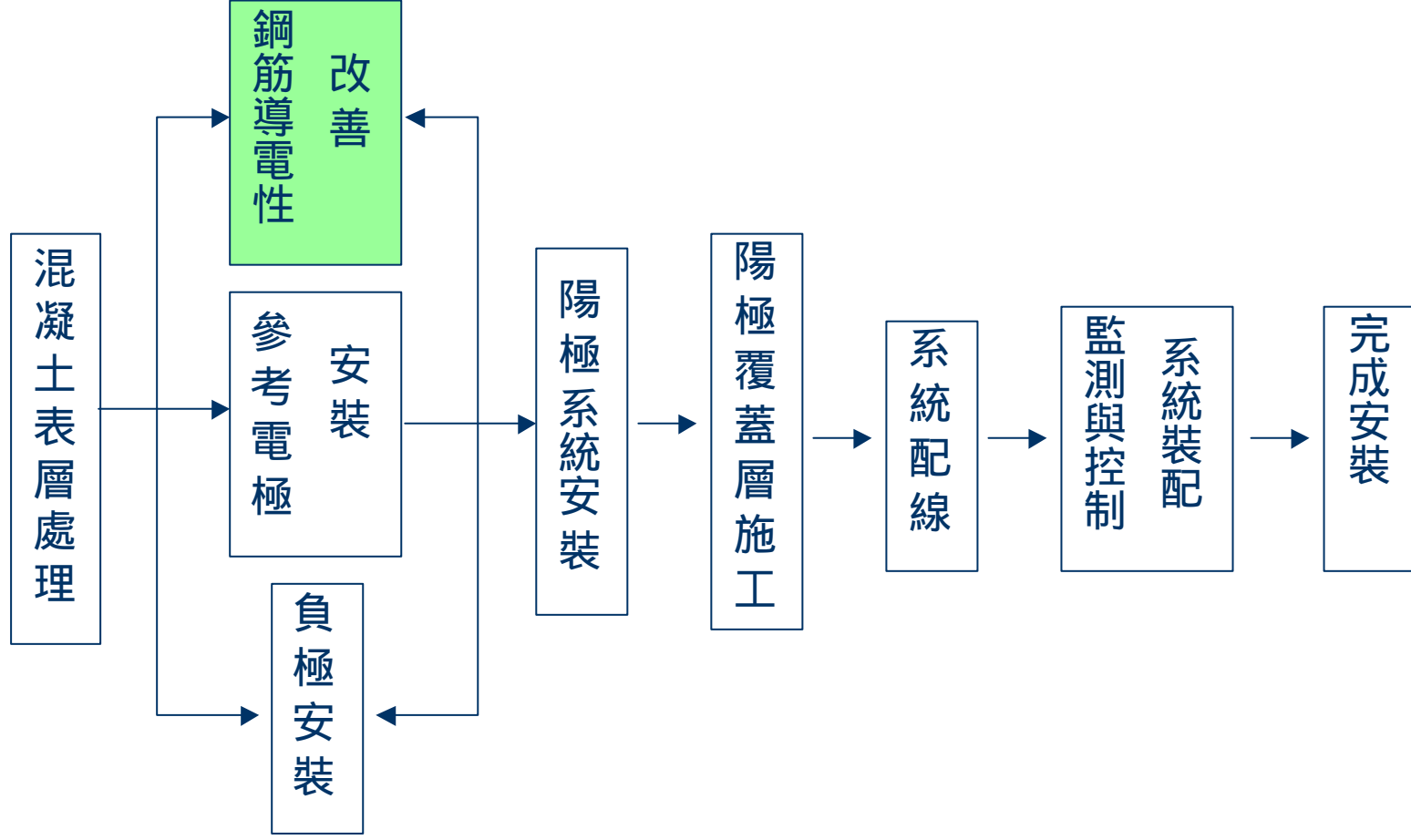
## 混凝土表層處理（二）

水刀施工



水刀處理完成面





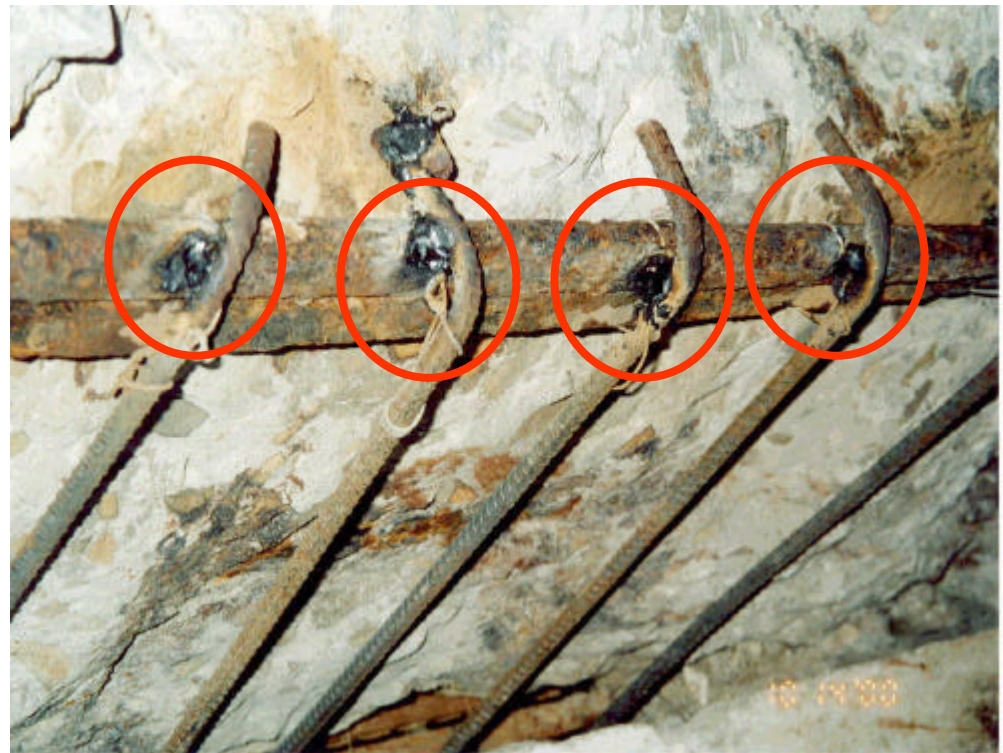
# 鋼筋導電性改善

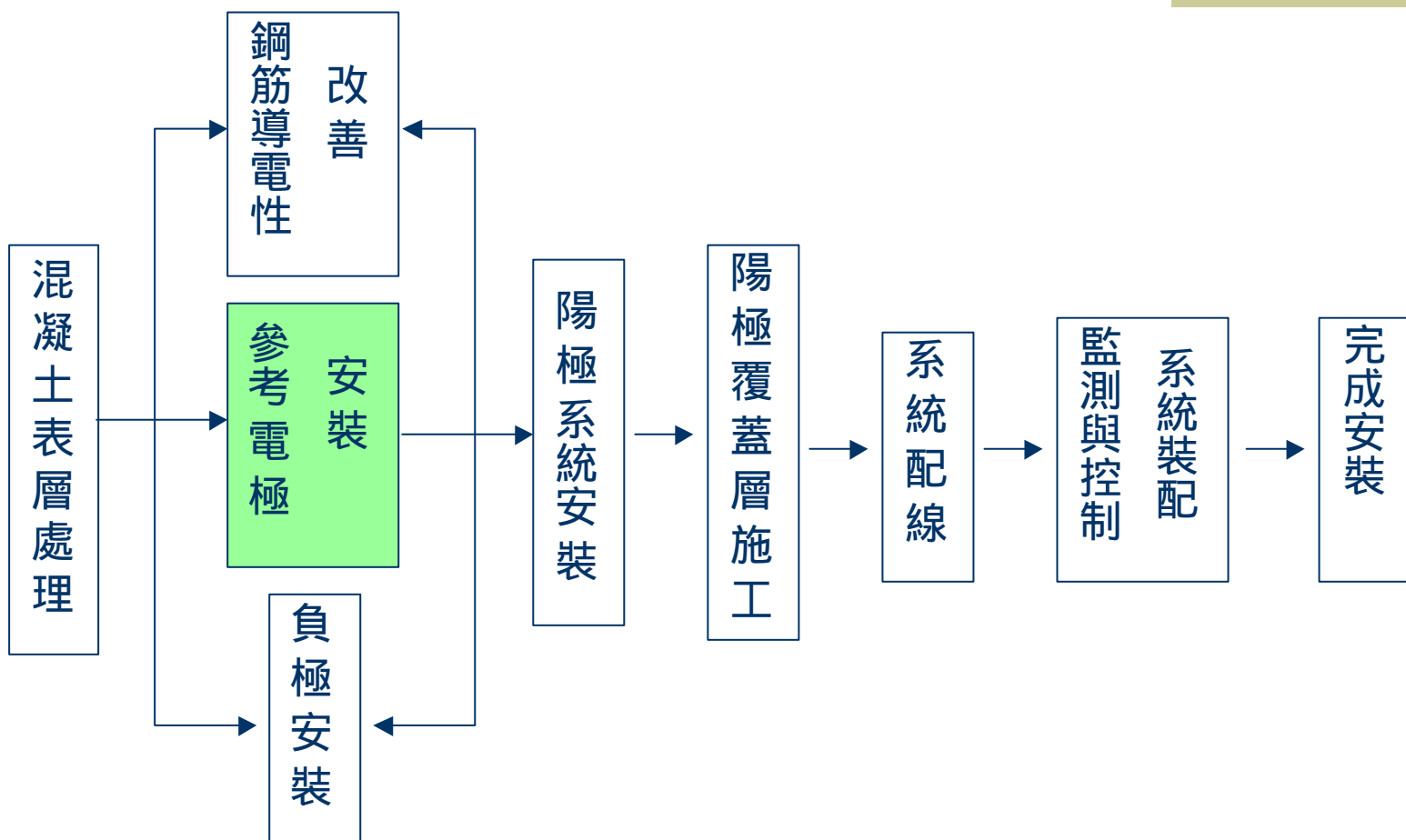
- ◆ 搭接不良
- ◆ 已成銹斷狀況



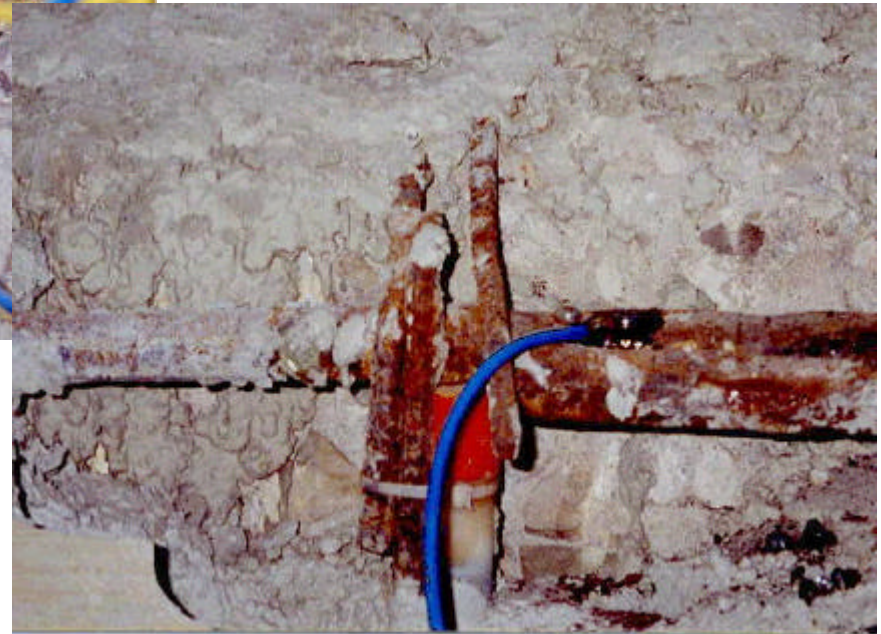
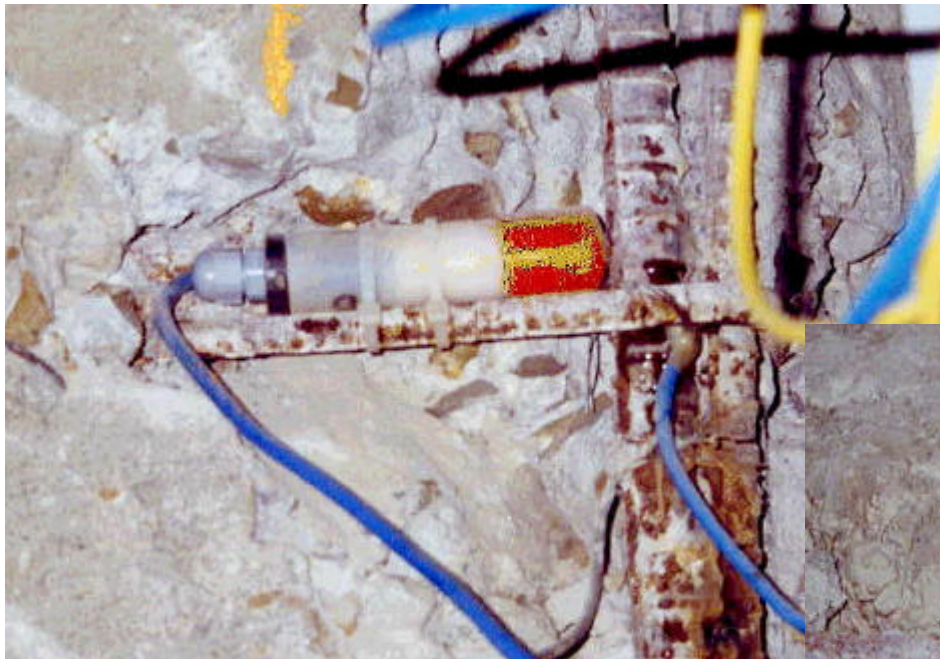
# 鋼筋導電性測試

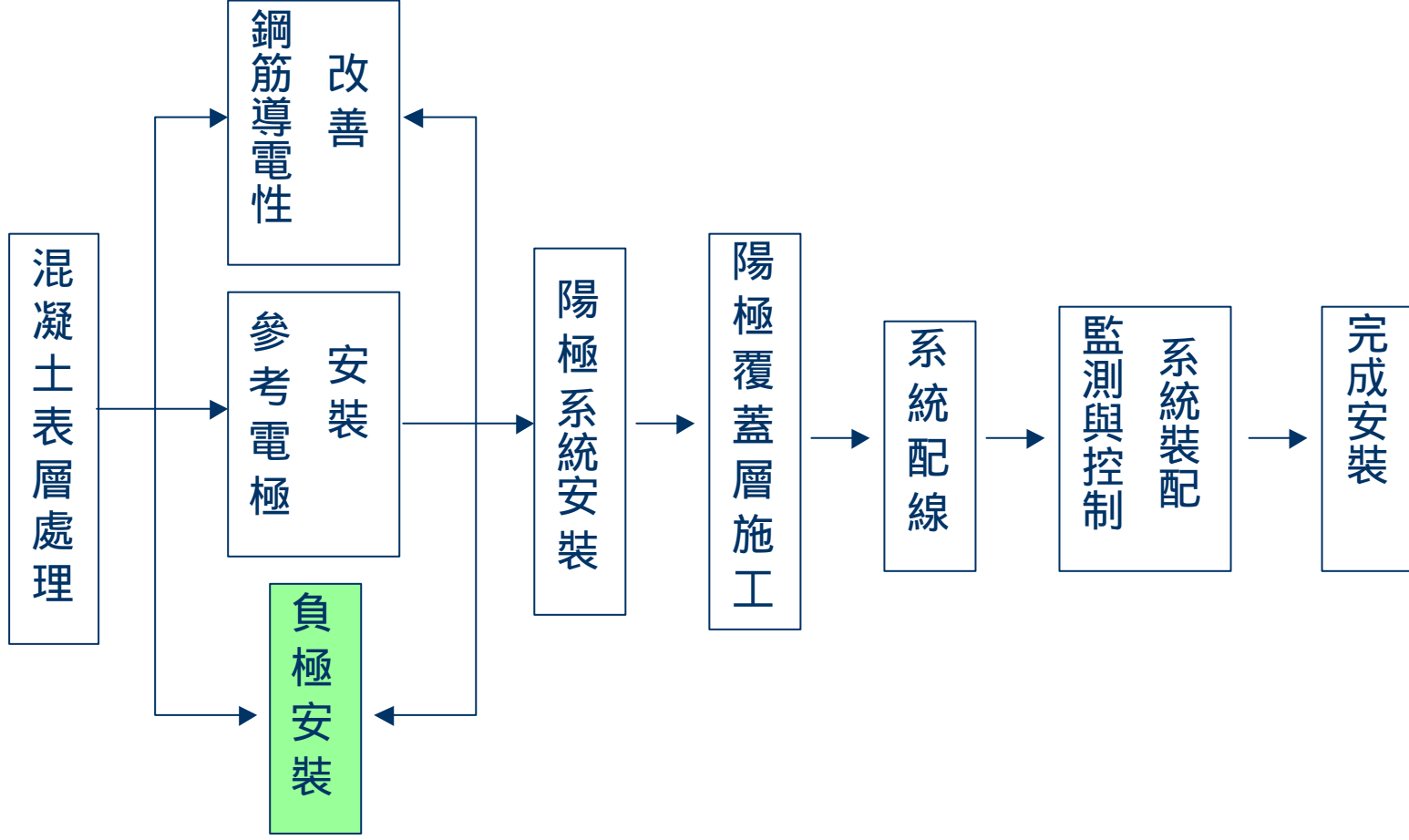
- ◆ 建議每10平方公尺  
進行一次測試
- ◆ 確認鋼筋間的電阻  
小於1歐姆



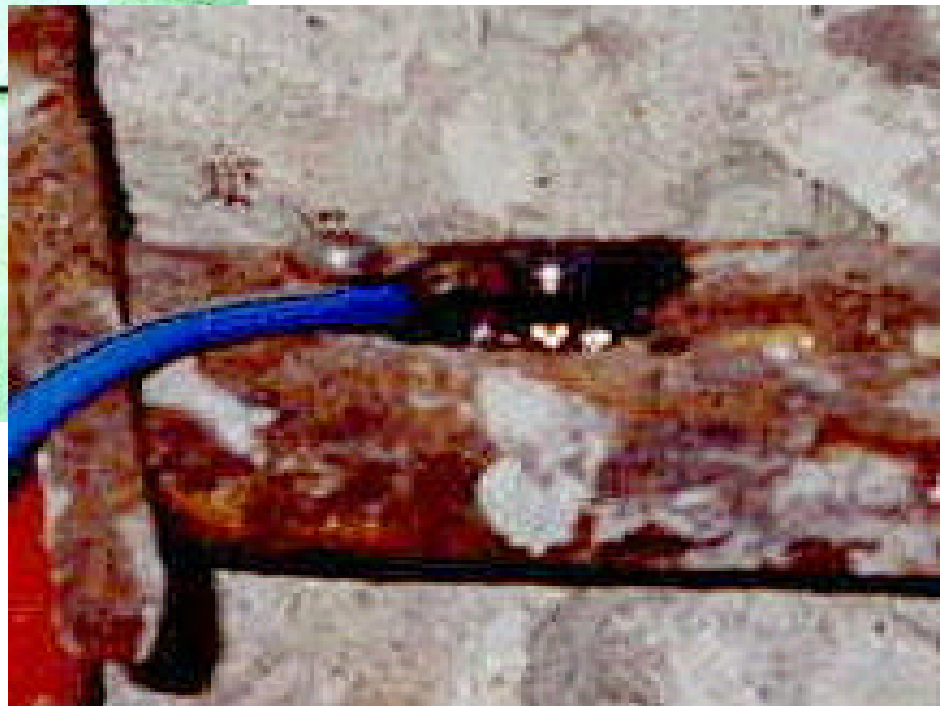


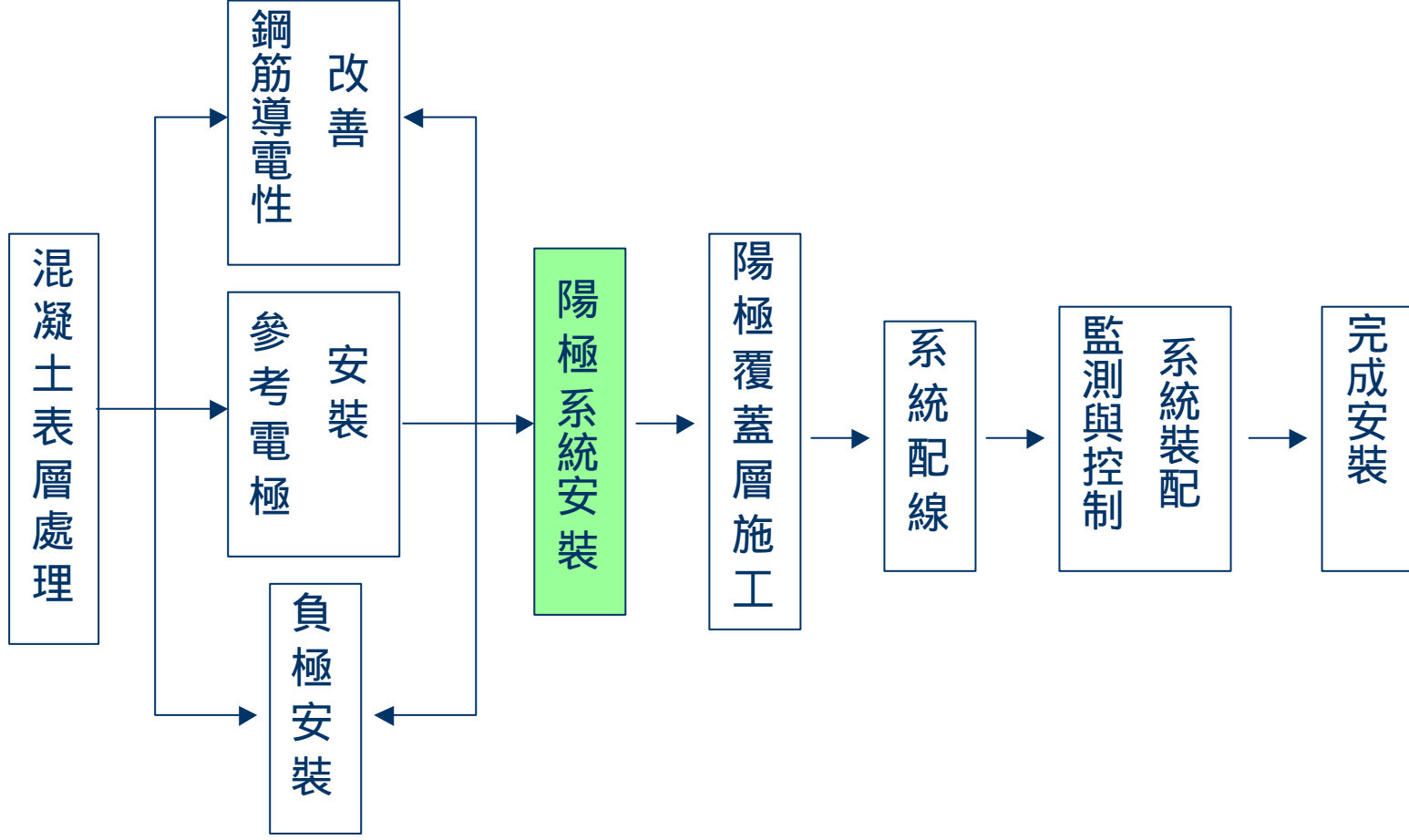
# 參考電極安裝



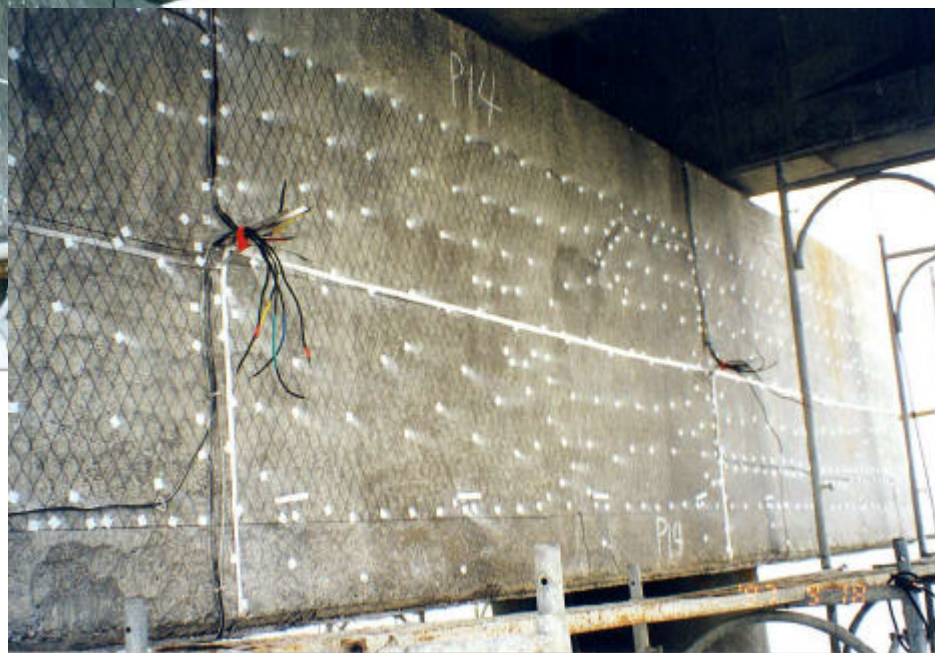


# 負極安裝



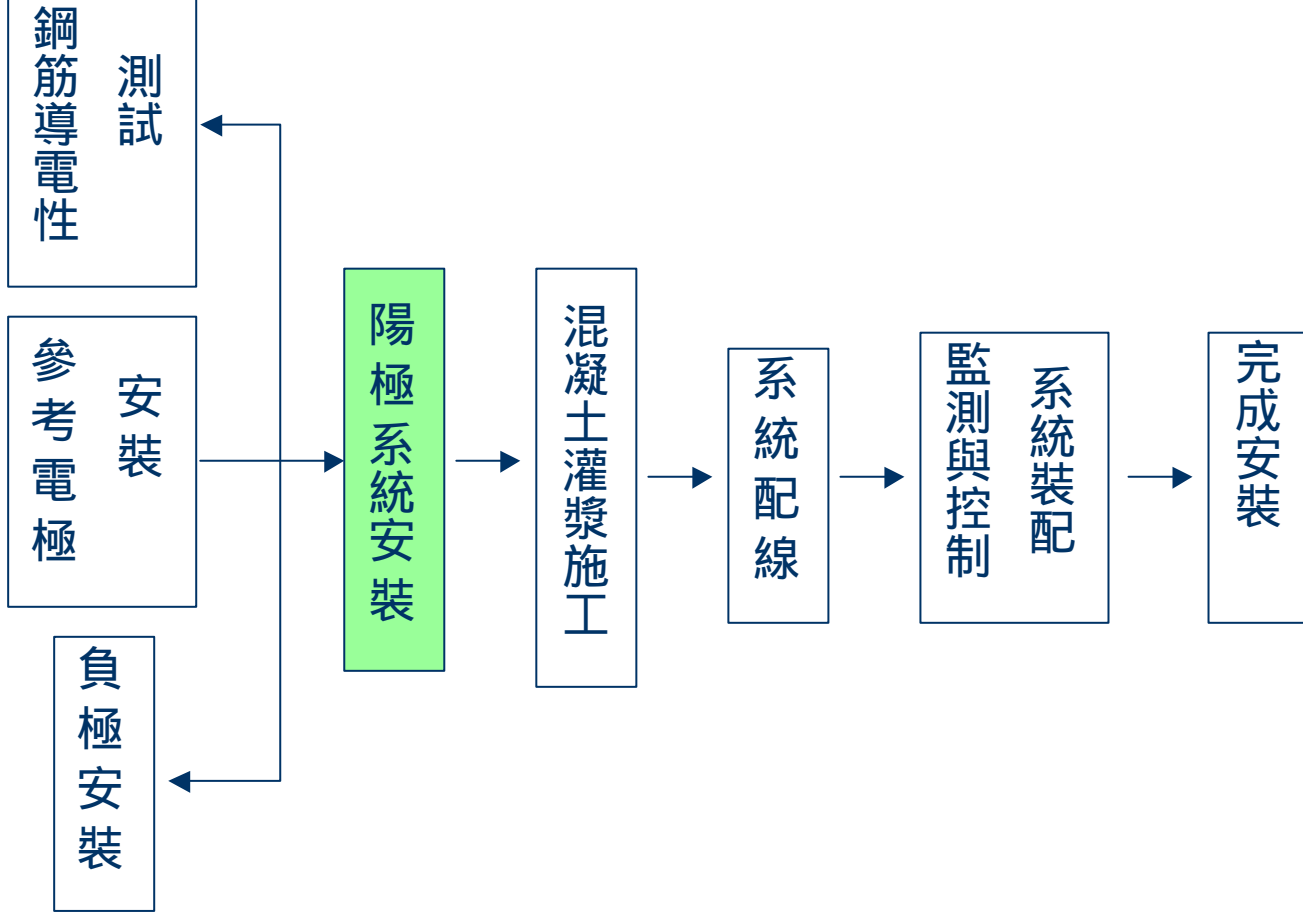


# 既有結構物之外加電流 鈦網陽極系統安裝

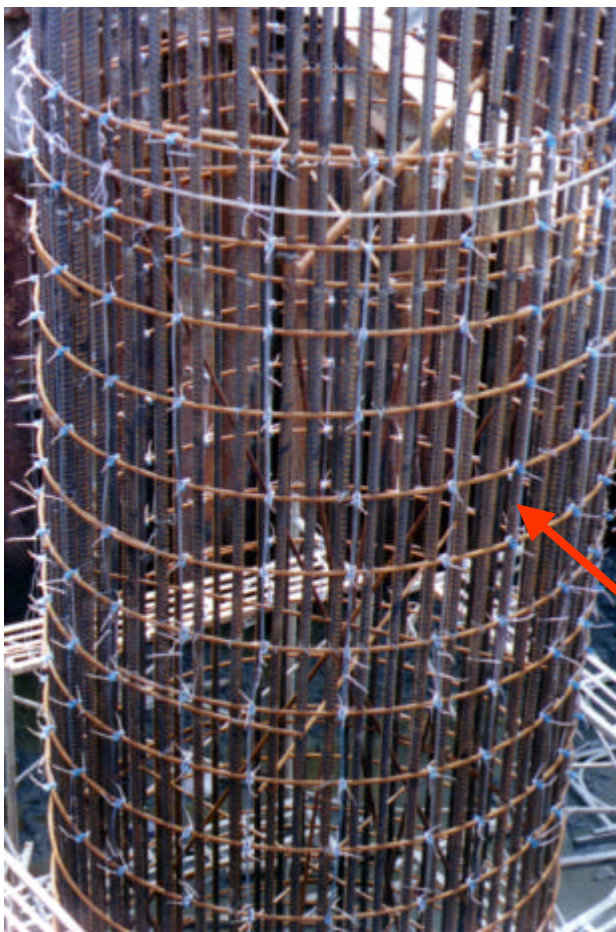


# 既有結構物犧牲陽極 鋅網陽極系統安裝

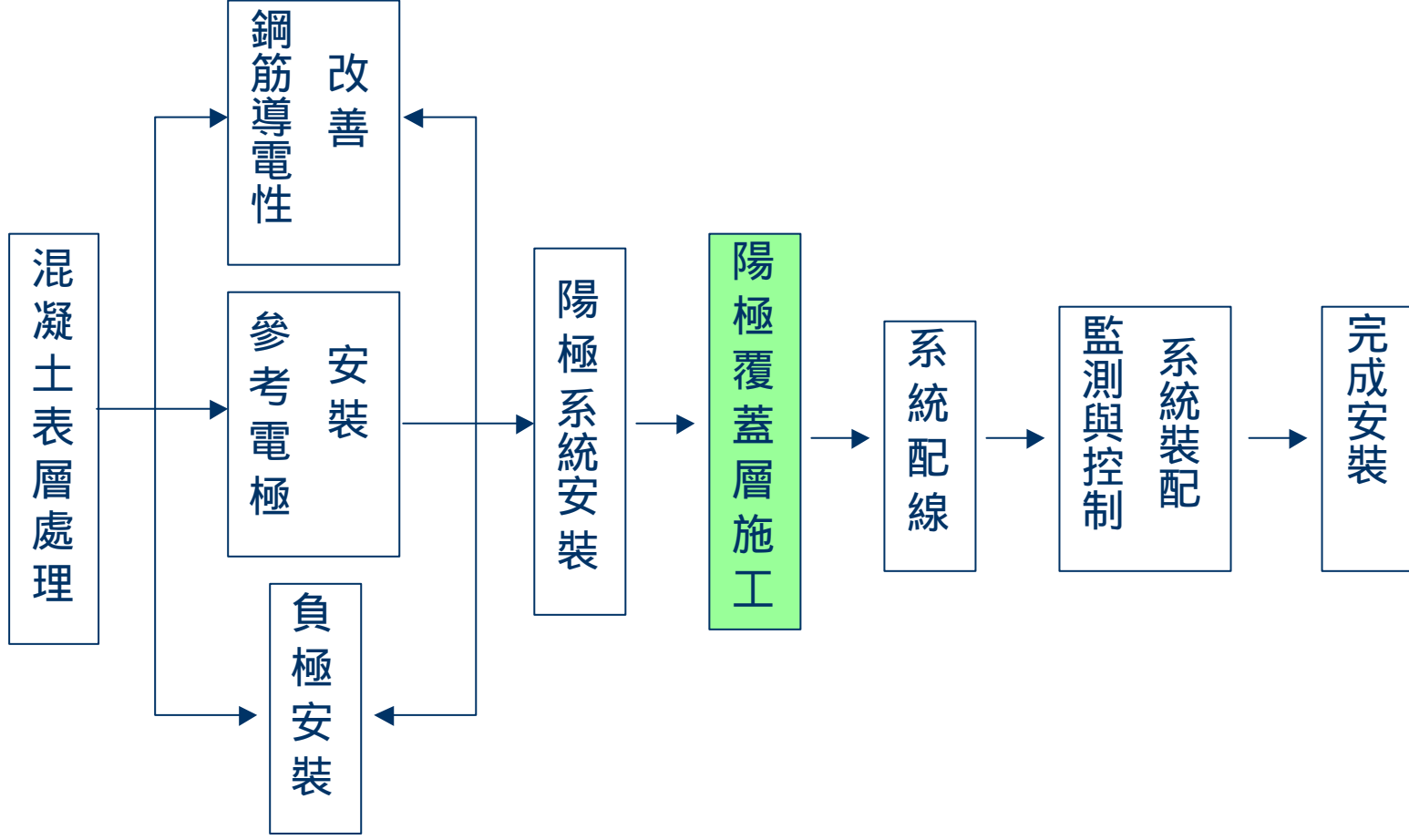




# 新建結構物外加電流 鈦網陽極系統安裝



帶狀鈦網陽極



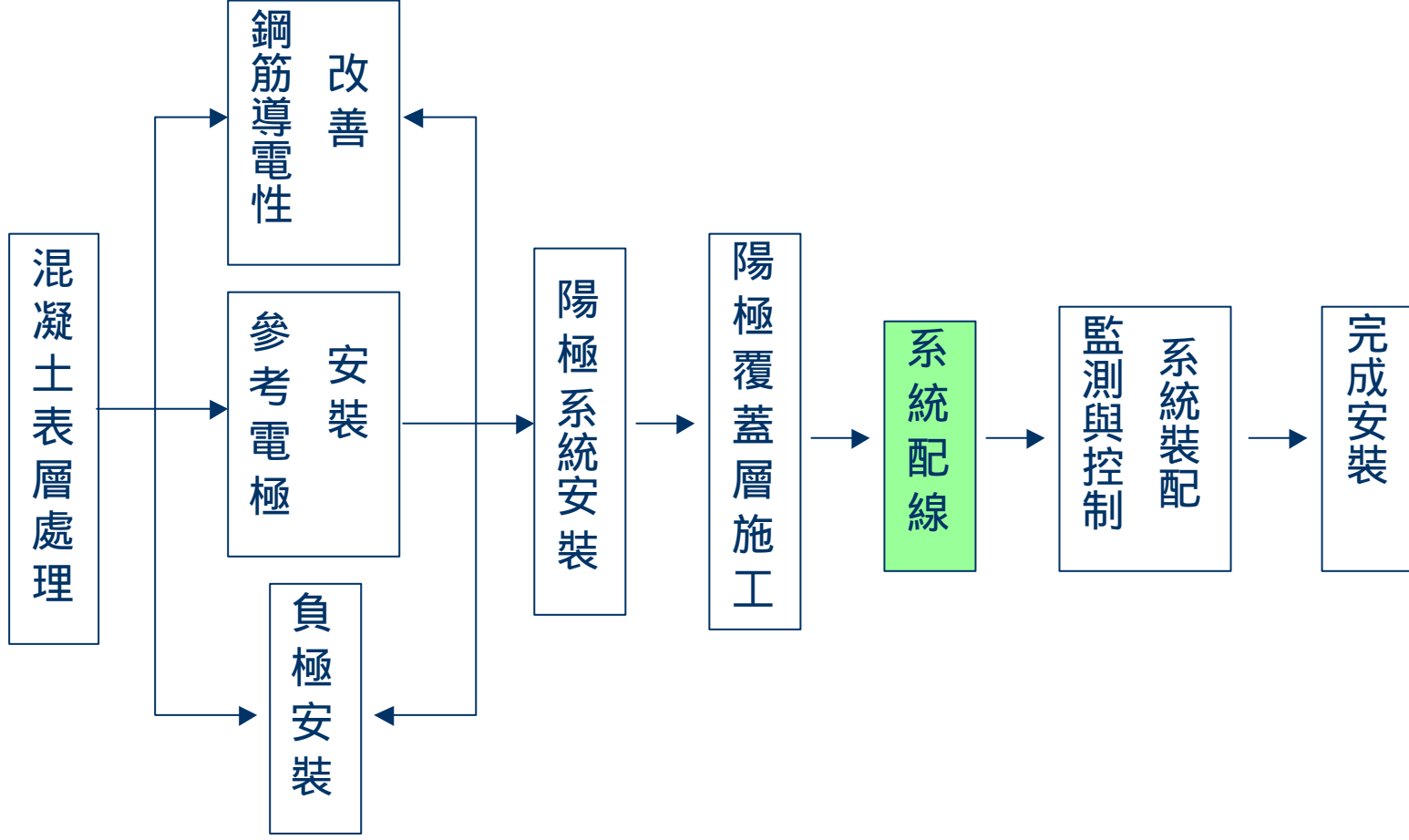
# 陽極覆蓋層施工

混凝土攪拌

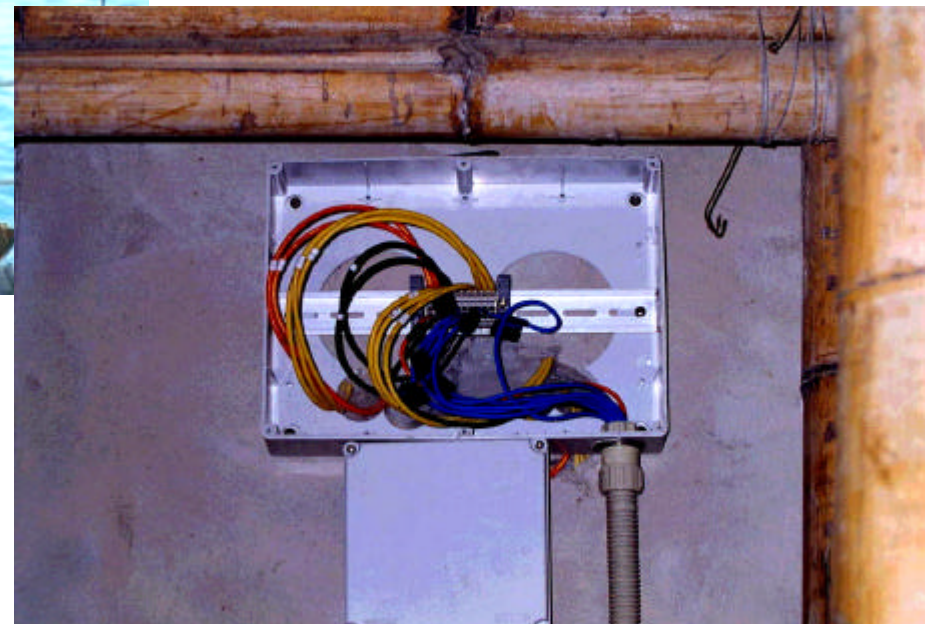


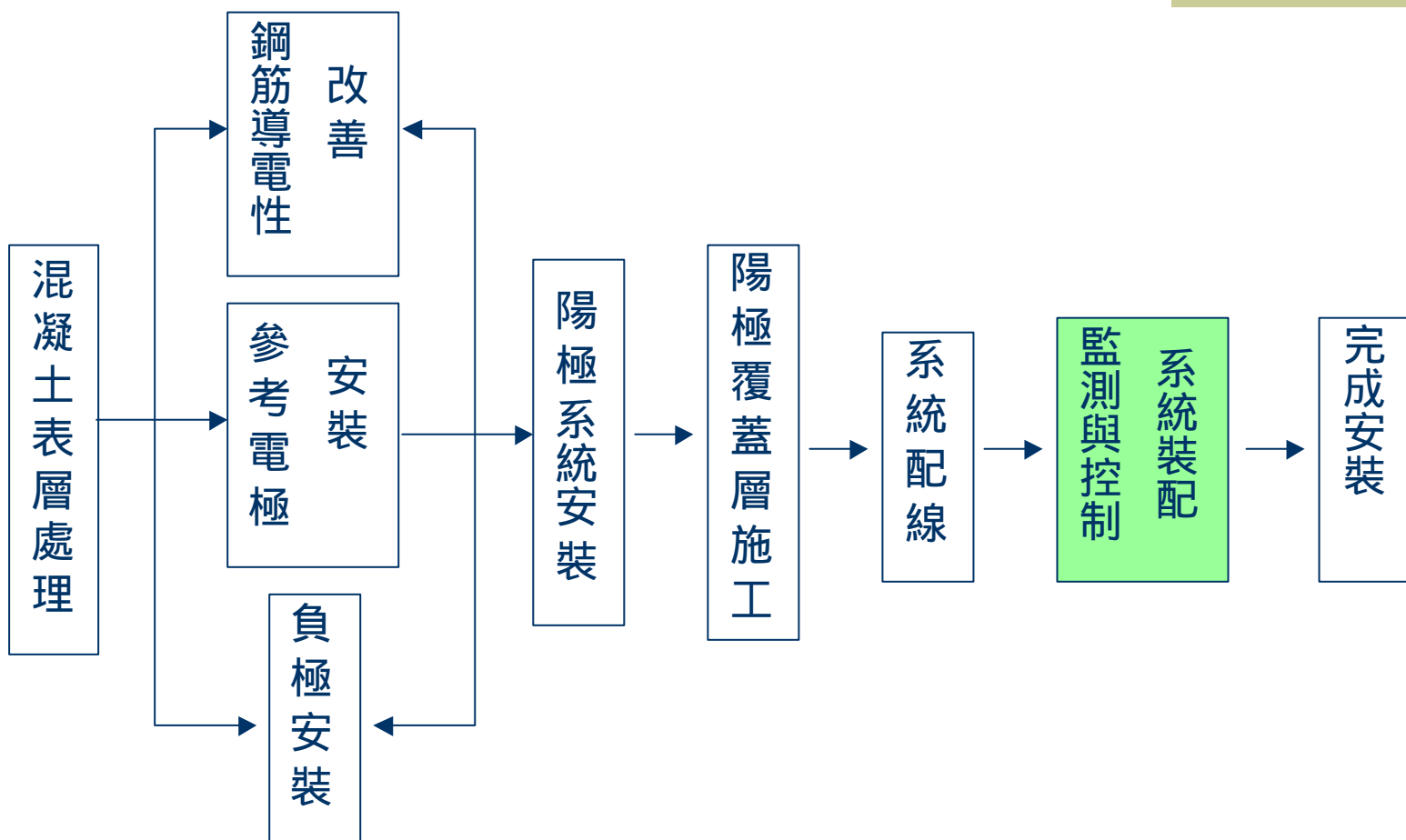
混凝土噴漿覆蓋施工



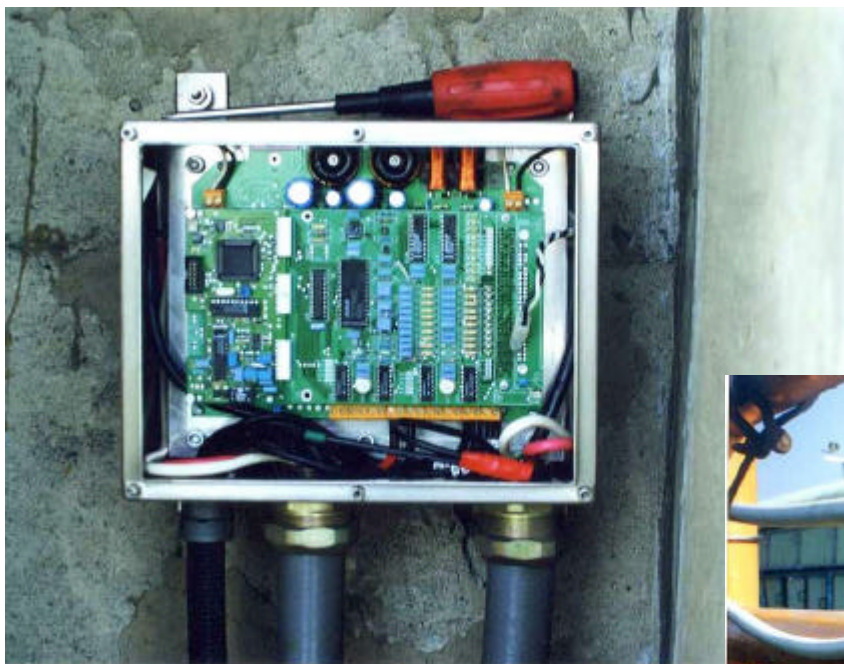


# 系統配線





# 監測與控制系統安裝



# 結語



## 附錄三 審查意見

## 港灣構造物陰極防蝕準則訂定（草案）研究

### 期末報告學者專家審查意見回覆表

審查委員及審查意見	意見回覆
<p>成功大學高振豐教授：</p> <p>1. 報告中犧牲陽極鋅網材料成份除鋅外還添加一些其他元素，但未看到添加銦元素，銦可以增加鋅陽極放電效果，為何不使用含銦的鋅犧牲陽極？</p> <p>2. 鋼筋混凝土陰極防蝕應考慮經濟原則，如材料、施工經費及未來維護費用等。</p> <p>3. 設計案例說明時應增加設計計算。</p>	<p>1. 答：報告中提到的鋅網規範為國內某棧橋碼頭的使用材料，為ASTM B6/B69，此為當時設計者選用的材料。準則中將避免規定陽極材料的成份，因材料的進步日新月異，若在準則中訂定材料規範，日後將有新材料無法使用的困境。</p> <p>2. 答：鋼筋混凝土陰極防蝕的方法選擇應依結構物所在環境，選擇適當工法；由於各工法及使用材料互異，自該考慮材料、施工經費及未來維護費用等。準則中僅針對工法及施工程序作詳細介紹，至於施工、材料費，用因考慮物價變化及廠商報價，準則及研究報告中並未提出，建議業主於設計施工前，召集各材料、施工廠商報價比較。</p> <p>3. 答：報告中棧橋碼頭的設計案例為工業技術研究院工業材料研究所於1997年為台電公司設計，設計計算書於其期末報告中有詳細的敘述。因智慧財產權問題，本學會工作團隊僅針對此案例提出概念設計，至於詳細計算書的取</p>

台灣海洋大學黃然教授：

- |   |   |
|---|---|
| 1. 報告中相關混凝土材料特性之敘述，建議修正（如研究報告中 p5、p8、p9）。 | 1. 答：將參考土木工程學會有關混凝土材料特性敘述，於定稿時修正  |
| 2. 陽極材料是否可考量鋁鋅合金，其材料選用標準或程序請說明。           | 2. 答：鎂、鋅、鋁等金屬或合金在工程上常被應用為犧牲陽極的材料。其中鎂具有高活性低極化之特性，是以其合金常被應用於土壤或純水等介質比電阻較高的環境中。至於在天然海水裏由於鎂陽極會造成過保護，低效率和較短的使用年限等缺點，使用較少。鋅具有理想適中的腐蝕電位和低極化，高陽極效率等優點，在陰極防設計上可應用到海洋環境中，尤其是利用純鋅來達到降低極化之目的。鋁及其合金亦被發展成為海水環境中犧牲陽極的材料。然純鋁中由於金屬表面薄膜的形成，會使腐蝕電位往正值(noble)方向進行，並且產生過度的極化，因此在其合金中添加微量(<1%)的鋅、水銀、銻或錫以保持其活性。再者由於鋁本身低密度、高電價的特性，每單位輸出所須的成本相當低，適合陽極材料的選擇，然由於其會鈍化的特性，不適用於土壤和淡水的環境中。鋼筋混凝土陰極防蝕犧牲陽 |

得，應得到台電公司之同意。

	極的採用，根據國外規範，目前多是採用鋅，如鋅網、鋅板、鋅塊、甚至鋅熔射；而鋁鋅合金的技術目前多使用於鋼材上。
3.防蝕準則草案條文，文字部分應可再潤飾修正，俾能符合實際需要。	3.答：準則草案內的文字及章節，將重新修正，於正式報告中提出。
交通部科技顧問室許書王技正：	
1.第二章文獻回顧部分，參考文獻應詳予註明。	1.答：遵照辦理。
2.準則草案 p12, 4.1.3 章節中，應符合 CNS 國家標準的要求”，是否應註明若沒有 CNS 國家標準規範時，如何處理。	2.答：若無 CNS 國家標準規範時，將請參照國外標準，如 ASTM 或 BS Standard 等。
3.準則草案 p 21，5.2 章節中，是否在防蝕工作進行前應確認結構物是否適合修補，像混凝土發生鹼質與粒料反應（AAR）時，修補幾乎是無效的。	3.答：由於陰極保護僅能使鋼筋維持現狀，不再銹蝕，並無法使鋼筋回復到未銹蝕前的尺寸大小；所以在進行陰極防蝕設計前，一定要先確認結構物的安全性，再判斷是否適合修補，然後進行陰極保護。
4.準則草案 p 11, 4.1.1 章節中，必須嚴格遵照製造商的指示和建議使用，建議應加以修正，改為應依合約規定，廠商提出施作方法及建議，經業主同意後使用。	4.答：遵照辦理。
運輸研究所運工組曾志煌組長：	
1.本研究題目範圍僅在鋼筋混凝土構造物，但國內各港口鋼板管樁	1.答：依照合約，本研究計畫僅針對鋼筋混凝土構造物制訂陰極防

<p>腐蝕問題似乎更為嚴重，準則內容是否考慮加入鋼管樁防蝕部分？</p>	<p>蝕準則草案，鋼板管樁腐蝕防蝕問題並未在本計畫內討論。確實，國內各港口鋼板管樁腐蝕問題更為嚴重，建請編擬經費，執行鋼板管樁防蝕準則草案之制訂。</p>
<p>2.鋼管樁海泥帶腐蝕問題應如何處理？</p>	<p>2.答：在此暴露區域內，鋼板管樁等結構物均係埋入於海底土層中，與海水接觸較小，一般而言鋼材之腐蝕速率很小，然而在污染的海域中，如有硫化氫(<math>H_2S</math>)或海泥中有硫酸還原菌存在的話，則鋼材的腐蝕性會增加，可使用外加電流式陰極防蝕法保護。</p>
<p>3.採用陰極防蝕所需經費如何估算？</p>	<p>3.答：鋼筋混凝土陰極防蝕經費，根據廠商提供，外加電流式陰極保護，新建結構物約 NT\$ 7000 元/<math>m^2</math>，既有結構物約 NT\$ 9000 元/<math>m^2</math>；確實經費需視被保護結構物所在環境而定。</p>
<p>4.陰極防蝕在水下施作有否困難？</p>	<p>4.答：目前基隆港鋼板管樁在水下均有犧牲陽極式陰極保護，而鋼筋混凝土結構在水下亦可使用鋅犧牲陽極保護，所以陰極防蝕在水下施作有無難。</p>
<p>5.陰極防蝕在工法何種可推薦使用？</p>	<p>5.答：鋼筋混凝土陰極防蝕的方法選擇應依結構物所在環境，選擇適當工法，報告中已將各環境適用的工法比較，如附表。</p>
<p>運輸研究所港研中心饒正研究員：</p>	

1.在短期內完成此準則草案，請問此準則是否可用？另外請建議本研究後續可進行之研究課題，以加強港灣構造物準則之適用性。	1.答：本學會工作團隊-工業技術研究院工業材料研究，於民國 85 年至 88 年間成功的使用陰極防蝕技術於台電興達電廠與大林電廠棧橋碼頭施作，今該團隊將其現場工作經驗提供予本學會，作為準則草案制訂的參考，因此該準則的適用性應無問題。
2.本準則之標題，是否可改為「港灣鋼筋混凝土構造物陰極防蝕準則草案」較符合本準則之內容。	2.答：將依照許書王技正建議及主席裁示：本研究報告與準則之標題，更改為「港灣構造物陰極防蝕準則草案-鋼筋混凝土篇」。
3.請將期中報告審查意見及辦理情形於期末定稿時附上。	3.答：遵照辦理。
4.圖表可否將英文部份改為中文？ 運輸研究所港研中心陳桂清研究員	4.答：遵照辦理。
1.本研究蒐集到之相關規範，請防蝕學會整理一份提供港研中心參考。	1.答：遵照辦理。
2.期末報告、準則草案等內容，上有多處錯字，或語意不明的地方，請更改	2.答：遵照辦理。
3.棧橋碼頭陰極防蝕設計案例，並未詳細列出工程設計與計算過程，從 p62 或 p66 之表 6.1，並無法瞭解設計過程及整個陰極防蝕系統安裝過程，請補充之。	3.答：報告中棧橋碼頭的設計案例為工業技術研究院工業材料研究所於 1997 年為台電公司設計，設計計算書於其期末報告中有詳細的敘述。因智慧財產權問題，本學會工作團隊僅針對此案例提出概念設計，至於計算書的取得，應得到台電公司的同意。陰極防

<p>高雄港務局楊義忠組長(書面資料)</p> <p>1. 準則草案表 3.1 內水下帶之鋅(鋁、鎂)塊犧牲陽極式防蝕系統，實際應用是否適用？</p>	<p>蝕系統安裝過程，在本學會製作的 VCD 中將有詳細介紹。</p> <p>1. 答：除鎂陽極不適用外，國外施工方式係利用導線將鋅或鋁陽極與混凝土內部鋼筋相連接，再將混凝土進行修補。</p>
---	--

附表

暴露環境 陰極防蝕系統		大 氣 帶	潮 間 帶 (含飛沫帶)	水下帶
外加電 流式	導電性塗料	○	△	△
	導電性橡膠	○	○	△
	鈦網陽極-外覆混凝土	⊙	○	○
	鈦網陽極-外覆保護夾層	○	⊙	⊙
犧牲 陽極 式	鋅熔射方式	⊙	△	△
	鋅網-外覆保護夾層方式	○	⊙	⊙
	鋅板導電凝膠	⊙	△	△

⊙防蝕效果理想                      ○防蝕效果良好                      △ 防蝕效果不佳

## 附錄四 港灣構造物陰極防蝕準則（草案）

### - 鋼筋混凝土篇

# 第一章、港灣構造物陰極防蝕準則總則

## 1.1 適用範圍

本準則僅適用於鋼筋混凝土結構需陰極保護者，不包括預力混凝土結構及金屬結構物。本準則適用於鋼筋混凝土結構之陰極防蝕工程設計、安裝、驗收、系統操作、與維護管理。

## 1.2 內容概要

本準則提供執行鋼筋混凝土結構陰極防蝕工程所需之各項要求及必要遵守規定。

解說：本章根據圖 1.1 執行一般鋼筋混凝土結構之陰極防蝕工程，主要工作項目包括環境調查評估(第二章)、陰極防蝕系統設計(第三章)、材料及裝置(第四章)、系統安裝(第五章)、運轉試車(第六章)、及系統操作與維護(第七章)等。

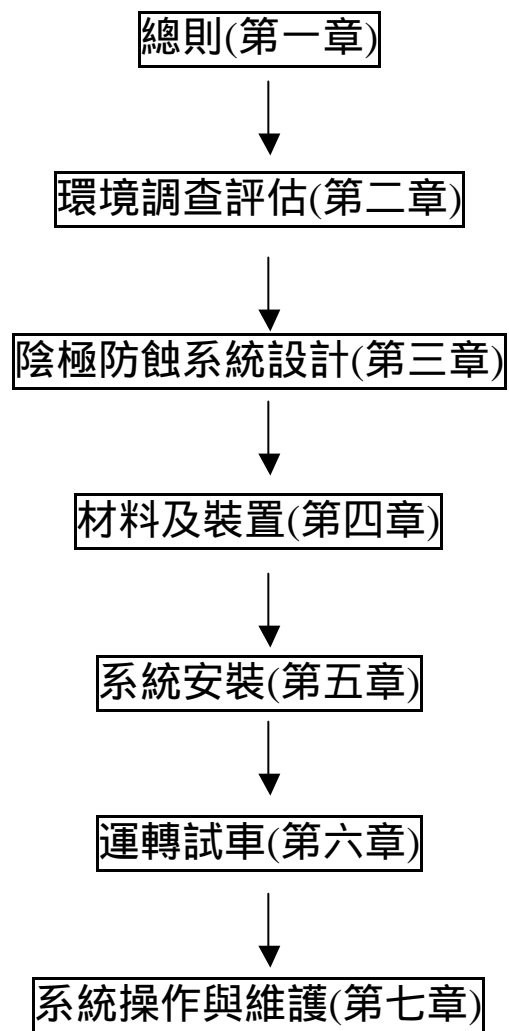


圖 1.1、鋼筋混凝土結構之陰極防蝕工程執行流程圖

### 1.3 參考規範

本準則所參考之相關規範及標準包括

- (1) “陰極防蝕用鎂合金犧牲陽極”，CNS-13518，H3163，  
1995/4，中華民國/經濟部標準檢驗局
- (2) ”陰極防蝕用鋅合金犧牲陽極”，CNS-13519，H3164，  
1995/4，中華民國/經濟部標準檢驗局
- (3) “陰極防蝕用鋁合金犧牲陽極”，CNS-13520，H3165，  
1995/4，中華民國/經濟部標準檢驗局
- (4) “陰極防蝕犧牲陽極性能檢驗法”，CNS-13521，  
H2118，1995/4，中華民國/經濟部標準檢驗局
- (5) “海洋混凝土構造物之防蝕指針(案)”，1990/3，日本/  
日本混凝土工學協會
- (6) ”鋼筋混凝土建築物之耐久性調查診斷及補修指針  
(案)、同解說”，1997，日本/日本建築學會
- (7) RP0290-90, “Standard Recommended Practice for  
Cathodic Protection of Reinforcing Steel in  
Atmospherically Exposed Concrete Structures”, 1990,  
National Association of Corrosion Engineers, U.S.A.
- (8) Model Specification for the Cathodic Protection of  
Reinforced Concrete, Concrete Society Technology  
Report No.37, The Concrete Society, 1991, U.K.

## 第二章、陰極防蝕設計前之調查評估

### 2.1 前言

鋼筋混凝土結構物若使用陰極防蝕技術作為保固方法，應進行下列調查。

### 2.2 結構物背景資料收集

應收集並詳閱所有圖面、規格、和測試結果，以評估鋼筋的位置、數量、和電連通性，以及混凝土的品質、成份。現有資料的蒐集和確認應執行現地和實驗室檢測。

### 2.3 目視檢測

應進行目測資料收集，以確定缺陷的類型和程度，以及任何將影響陰極防蝕應用的特點。先前修補的區域亦應查明。混凝土裂縫若非鋼筋腐蝕所造成的，則應確定其發生原因。若結構損壞徵兆明顯，應進行結構安全性評估。

### 2.4 保護層測量

混凝土保護層和鋼筋位置應加以測定或確認，以評估厚度不同保護層內鋼筋流過電流的大小。若鋼筋外側有陰極保護系之統網狀或板狀陽極，陽極與鋼筋間可能出現的短路情形應先查明。

### 2.5 剝落層位置調查

需進行陰極保護的區域，應檢查混凝土保護層剝落的情況。

解說：保護層的厚度可以磁漏法探測，剝落狀況以目視或敲槌回音方式調查；若剝落層較厚，則利用超音波或溫度紀錄法定位尋找。

## 2.6 鋼筋電連通性測試

先檢查鋼筋配置圖，確認鋼筋間的電連通性，然後再量測構造物鋼筋間的電阻以驗證。建議每一區域應執行數次鋼筋電連通性測試，且所有必須修補的暴露鋼筋，應檢查彼此和其他測試位置間的電連通性。

解說：測試所需的次數與構造物的大小和複雜性有關，且在現場測試前很難決定。建議每  $10\text{ m}^2$  混凝土表面應進行一次測試，且每一結構物至少須 4 次鋼筋電連通性測試，以確認鋼筋間的電阻值低於  $1\text{ ohm}_0$ 。

## 2.7 腐蝕電位量測

使用參考電極及高阻抗電位計來進行鋼筋電位量測，並將鋼筋可能腐蝕的區域紀錄於工程圖上。量測時使用的參考電極應為穩定、泛用、且方便取得之電極，而電位計應為高阻抗之儀器。電位量測時參考電極與混凝土間的接觸必須良好，任何塗膜或表面沈積物必須清除，並取適當距離量測一電位值，並利用電位資料繪出等電位圖。

解說：一般而言，鋼筋腐蝕電位量測時使用的參考電極為銀/氯化

銀參考電極，而使用的電位計阻抗則須高於 100 Mega-ohm。電位量測間隔距離為 1~2 m。腐蝕電位量測時必須注意剝落層區域的量測值，因剝落層區域的鋼筋電位較負，與其它區域鋼筋的腐蝕電位有顯著差別。

## 2.8 混凝土電阻係數

混凝土電阻係數量測是利用 Wenner 四極法於現場量測。

解說：測量電極的間隔通常為 10~75 mm，而一般混凝土電阻係數通常介於 5,000~50,000 ohm-cm。任何修補區域的電阻係數應接近於原來混凝土的電阻係數。

## 2.9 報告

上述所有測試結果均應詳細記錄，並轉送工程設計師參考。

### 第三章、陰極防蝕系統設計需求

#### 3.1 陰極防蝕系統選擇

系統設計時應依結構物所處環境，選擇適當之陰極防蝕系統。

解說：港灣結構物所處海洋環境極複雜，相關材料的使用會影響陰極防蝕系統功能。常使用之陰極防蝕系統如表 3.1 所示。

表 3.1、鋼筋混凝土陰極防蝕系統選擇

環境	環境分析	陰極防蝕系統選擇
大氣帶	結構物完全曝露於大氣中之各種介質，如氣體、日照...等；結構物多處於較乾燥的環境中	1. 鈦網陽極-外覆混凝土 2. 鋅熔射 3. 鋅板導電凝膠
潮間帶	範圍不僅包含高、低潮位間的潮汐帶，更包括平均高潮位以上至海面大氣帶下端之飛沫帶區域；結構物受乾濕循環交替作用	1. 鈦網陽極-外覆保護夾層 2. 鋅網-外覆保護夾層方式
水下帶	混凝土結構物長期浸泡在海水中	1. 鋅、鋁塊犧牲陽極式防蝕系統 1. 鈦網陽極-外覆保護夾層 2. 鋅網-外覆保護夾層

### 3.2 陰極防蝕系統功能需求

陰極防蝕系統除特別要求外，應可提供鋼筋單位表面積所需的防蝕電流密度  $10\sim 20\text{ mA/m}^2$ ，並提供足夠之電流量使被保護之結構物滿足「 $100\text{ mV}$  電位衰減量」準則。

解說：防蝕電流密度需求視結構物之特性與腐蝕性質而定。針對埋設或水中結構物，鋼筋表面積電流密度為  $5\text{ mA/m}^2$ ，而針對地上結構物則為  $10\sim 20\text{ mA/m}^2$ 。「 $100\text{ mV}$  電位衰減量」為當陰極防蝕系統到達穩定保護電位時進行斷電，量測瞬間斷電後的電位與斷電  $4\sim 24$  小時後的電位，其差值必需在  $100\text{ mV}$  以上(即斷電  $4$  至  $24$  小時鋼筋電位去極化量  $>100\text{ mV}$ )，方可確定陰極防蝕已達設計預期效果(參考 NACE Standard RP290-90)。但某些陰極防蝕系統之  $100\text{ mV}$  電位衰減量必須數天甚至數月始可達到，如已受防蝕保護達數月之久(或呈水飽和狀態)之結構物，電位衰減測量期間應超過  $24$  小時以上。

### 3.3 電流分佈原則

外加電流式陰極防蝕系統電流分佈，依下列準則以確保電流分佈均勻。

1. 陽極系統應區分為若干個獨立的陽極區，且每一陽極區應有個別控的變壓整流器輸出供電。每一陽極區的陽極應提供均勻的電流分佈，使此區域的鋼筋獲得適當的陰極保護。

## 2. 陽極應裝設如下

- (1) 陽極不得與混凝土結構內或結構表面之任何金屬元件接觸(包括鋼筋和非接受陰極保護的金屬元件), 以防止系統短路。
- (2) 陽極與所有金屬元件必須保持適當距離, 且每一陽極區域必須相互獨立。

解說：陽極材料安裝時需與任何金屬元件保持至少 15 mm 以上的距離。而陽極區域的劃分是以混凝土面積 1000 m<sup>2</sup> 或總供給電流量 2~5 Amp 來劃分。

## 3.4 陰極防蝕系統之餘裕度

1. 外加電流式陰極保護系統的整流器和線路的電流容量, 應依據鋼筋面積和所需保護電流密度來決定。整流器的輸出容量應高於原設計輸出值。
2. 構造物的每區域必須有數個適當負極接點, 並應平均分佈於區域內。

解說：通常整流器輸出容量應至少為原設計輸出值的 150%。負極接點數為 3 點, 其中兩點作為負極排流點, 一點作為電位測量點。

### 3.5 陰極防蝕系統監測

系統監測應使用預埋式參考電極或攜帶式參考電極進行，並記錄整流器的輸出電壓與電流值，瞭解系統運轉狀況。

## 第四章、材料及裝置

### 4.1 混凝土修補及鋪面材料

#### 4.1.1 材料類型

材料應配合陰極防蝕需要，並驗證其適用性。修補和鋪面使用材料應使用膠結材料，但若膠結材料主要成份為樹脂，如環氧樹脂、聚酯、或亞克力樹脂等，則此膠結材料不得使用。

針對本節的用途，修補及鋪面材料可分為三類：

1. 噴塗材料
2. 現場澆注混凝土
3. 鏟抹砂漿及膠結砂漿

噴塗材料、現場澆注混凝土、及鏟抹式砂漿等均可於現場拌合。若使用具專屬權的材料系統，施工單位必須嚴格遵照合約指示使用。

#### 4.1.2 材料性質

修補材料必須採用適當的施工方法，不得因熱效應或收縮效應而造成過度裂縫。

解說：修補材料須注意其與原混凝土間可能產生的收縮問題，若因熱或收縮效應產生過度裂縫，則過度裂縫之定義為裂縫寬度超過 0.3 mm 者。修補材料的電阻特性必須相容於原混凝土並適合陰極防蝕系統要求。

#### 4.1.3 構成材料選用

混凝土修補及鋪面使用材料，如水泥種類、水泥替代物、骨材、填隙料、摻料、水灰比，與混凝土中的氯離子含量、鹼性離子含量及硫含量等的檢測，均應符合中華民國國家標準；若無國家標準規定，則參考 ASTM, NACE Standard, British Standard 之規範。

#### 4.1.4 測試

修補或鋪面材料應滿足前節所述之多項要求，並提出測試報告。

解說：修補或鋪面材料的抗壓強度於 28 日後應為  $40 \text{ N/mm}^2$  左右。

修補或鋪面材料與原混凝土間的結合強度將會影響陰極防蝕效果，故建議使用適當試驗方法(如拉拔試驗等)，進行新舊混凝土間結合強度評估。

#### 4.2 陽極材料

陽極材料種類甚多，不論是外加電流式或犧牲陽極式的陰極保護系統，均有不同陽極材料可以選用。陽極材料的選擇應考慮結構物的特性、環境的適用性、與所需使用壽命等因素，以期達到預期保護之功能。

解說：

### 1. 鈦網陽極

鈦陽極基材為 Titanium, Grade 1 per ASTM B265, 外覆貴重金屬或其他金屬氧化物(Mixed Metal Oxide, MMO), 物理性質具延展性。其製成形狀有管狀、網狀、或條狀, 對鋼筋混凝土而言, 使用之陽極為網狀(鈦網)或條狀(鈦條)。鈦網網目在 30 x 70 mm 至 100 x 200 mm 之間, 且根據實驗室的加速試驗, 鈦網表面電流密度為  $200 \text{ mA/m}^2$  時, 鈦網陽極壽命約為 10-50 年, 壽命的長短由金屬氧化物被覆層之厚度與消耗率而定。換句話說, 陽極系統實際的壽命, 取決於陽極與混凝土界面間的劣化程度, 而此劣化現象的產生, 是因陽極過度放電時產生的酸性產物與混凝土反應, 促使混凝土劣化。因此, 美國聯邦高速公路局(FHWA)及英國 Concrete Society 建議, 陽極的最大電流密度應在  $110 \text{ mA/m}^2$  以下。再者, 鈦網的型式與尺寸會影響鈦網陽極提供電流密度的大小, 其值約在  $10\text{-}50 \text{ mA/m}^2$  之間。鈦陽極的安裝是以塑膠釘固定陽極於混凝土表面, 且為了防止電流供應不均, 鈦陽極上方需噴塗 10-15 mm 以上的保護層(混凝土)。

### 2. 鋅網

使用鋅網材料成份為 ASTM B6/B69。

### 3. 鋅熔射

鋅熔射所使用的陽極材料為純鋅, 依 ASTM B8331 或 ANSI/AWS 5.33 之規定, 鋅成分最少為 99.5%, 鋅線之線徑最少為 4.8 mm。噴塗厚度依照 FDOT 建議為 0.38~0.5 mm, 英國 Concrete Society 建議為 0.2 mm。

#### 4. 其他陽極材料系統

使用他種類陽極材料或新開發之陽極材料前，材料供應商應提供實驗室和現場試驗數據予工程師參考，業主並可針對新型陽極的使用，考量現場小型結構物試驗。

##### 4.3 交流電源

採用外加電流式陰極保護系統時，現場若有 AC 供電電源，則應提供單相 110/220 volt 或三相 220/480 volt 的電壓，且交流頻率為 60 Hz。交流電源線路應符合配電規則。

解說：有關電源供應的責任範圍與線路配置，應符合國內電力相關法規規定。交流電源之相位和電壓等條件，應視電源取得之方便性、安全性、與可靠性而定。

##### 4.4 整流器

###### 4.4.1 概要

整流器的總輸出電流值和電壓量應滿足陰極防蝕系統所需的電流量；且整流器運轉時，必須可在最大輸出的情況下持續操作。

解說：電流容量為所需的電流量加上 20%~50%的餘裕度；而電壓量則由傳導導線尺寸大小與陽極類型而定，一般為 5~48 Volts。

#### 4.4.2 電氣箱

整流器應裝設在可耐天候的電氣箱內，以防止灰塵、水分、及鹽分入侵。電氣箱應設於安全地方，並配置輕便鎖。所有整流器電氣箱可共用一鑰匙開啟。

#### 4.4.3 控制和連接

每一台整流器的輸出應包括下列元件：

1. 輸出控制分設 AC 側開關及 DC 側開關，且設置 AC 電源供應“on”指示燈、DC 電力輸出“on”指示燈。
2. 主電源應配置適當的漏電斷路器，以提供短路和過熱保護。
3. 每一輸入和輸出單應元配置電流表和電壓表，並裝設熔絲斷路器保護。各熔絲應標明電路名稱與額定容量，並貼上標籤。

解說：有鑑於陰極防蝕系統接線錯誤將會造成鋼筋的嚴重腐蝕，因此，整流器正負端應指定並採用不同尺寸的接線端子，以防止接線錯誤。端子應清晰標示“+ 陽極”和“- 鋼筋”。

#### 4.4.4 電子元件

所有電子元件均應鍍錫或在試車後以防水矽膠包覆。整流器在滿載情況下須可連續操作。整流器之 AC 側須加裝避雷保護裝置，而 DC 側則須加裝漣波濾波器。

#### 4.4.5 整流器檢測

整流器的各項要求於出廠前必須依照合約規定，在滿載狀況下進行測試，並於現場裝設後檢測其漣波率，以驗證整流器功能符合要求。

### 4.5 導線

#### 4.5.1 概要

所有導線應為銅導體，蕊線以絕緣包覆，並以顏色和編號區別。

#### 4.5.2 DC 導線

DC 導線為整流器正端至陽極與整流器負端至鋼筋間的導線。視通過電流大小，選用適當截面積的銅導線；不論導線為單蕊或多蕊，均須絕緣，並以顏色區分正電導線和負電導線。

解說：導線尺寸通常介於  $2.5\sim 16\text{ mm}^2$ ，其絕緣包覆為 PVC HDPE XLPE 或其他材質。

#### 4.5.3 參考電極導線

連接至參考電極的導線應符合第 4.5.1 節和第 4.5.2 節的規定，且導線顏色應與正負導線顏色不同。

解說：參考電極用的銅導線通常為  $2.5\text{ mm}^2$ ，在某些情況則可使用較粗的導線。若有受電磁干擾的可能，如高電壓 AC 電纜，

則應使用隔離線路。

#### 4.5.4 導線保護

非埋設的導線應裝設於導管內，或採取其他適當的保護措施。導管採用 PVC 管或金屬管。進出導管的線路最終需由接線箱連接。

#### 4.6 數位伏特計

陰極保護系統之防蝕效果需使用數位伏特計與參考電極來量測鋼筋電位。

解說：使用的數位伏特計 (DVM)，輸入阻抗值至少為 100 Mega-ohm，解析度至少為 1 mV。

#### 4.7 參考電極

##### 4.7.1 概要

參考電極應具有出廠證明，詳列參考電極類型、理論電位、和相對於其它標準電極之測試電位。

##### 4.7.2 預埋式參考電極

預埋式參考電極的數量和位置必須考慮測試環境的代表性，並採特別設計，使其適於長期埋設在混凝土中。埋設參考電極之導線應依照第 4.5.3 節的規定，並具足夠長度以延伸至接線箱，接線箱外不得有導線續接的情況。

解說：預埋式參考電極常採用銀/氯化銀參考電極。埋設位置距離  
混凝土修補區域大約 0.5~1.0 m

#### 4.7.3 攜帶式參考電極

攜帶式參考電極用於混凝土表面鋼筋電位量測。量測時使用潮濕海棉置於混凝土上，再將參考電極置於海棉上，以量測鋼筋電位。

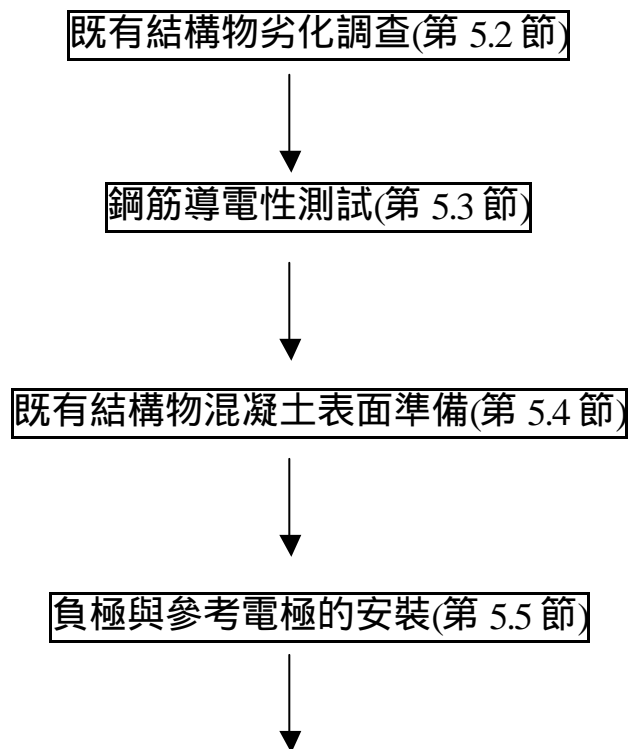
解說：攜帶式參考電極通常採用銀/氯化銀參考電極，但其他類型之參考電極如銅/硫酸銅參考電極亦可使用。

## 第五章、系統安裝

### 5.1 系統安裝總則

陰極防蝕系統的施工根據結構物特性區分為既有結構物與新建結構物二種工作流程。

解說：既有結構物陰極防蝕系統安裝工作流程如圖 5.1 所示，包括：既有結構物劣化調查(第 5.2 節)、鋼筋導電性測試(第 5.3 節)、既有結構物混凝土表面準備(第 5.4 節)、負極接點與參考電極安裝(第 5.5 節)、混凝土修補(第 5.6 節)、陽極安裝(第 5.7 節)、及配電安裝(第 5.8 節)等。新建結構物陰極防蝕系統之安裝工作流程如圖 5.2 所示，包括：鋼筋導電性測試(第 5.3 節)、負極接點與參考電極安裝(第 5.5 節)、陽極安裝(第 5.7 節)、及配電安裝(第 5.8 節)等。



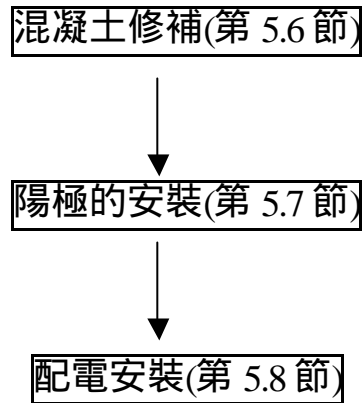


圖 5.1、既有結構物之系統安裝工作流程

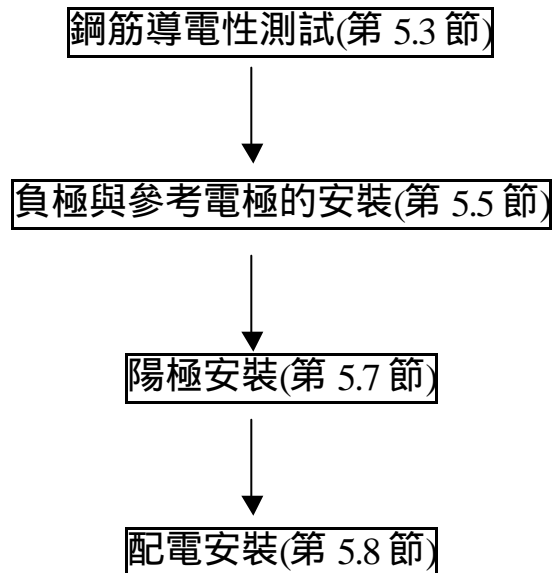


圖 5.2、新建結構物之系統安裝工作流程

## 5.2 既有結構物劣化調查

結構物的表面應進行目測或回音等適當的測試方法調查，以確定剝落層、蜂巢腐蝕位置、與先前修補的區域。混凝土剝落層區域應予敲開鑿除，以評估鋼筋斷面損失量及剝落層的厚度；此外，先前修補區域和此區域內的鋼筋斷面損失，亦應詳細記錄。

### 5.3 鋼筋電連通性測試

陰極防蝕施工前需先確認結構物鋼筋的電連通性。檢測鋼筋電連通性不良的區域，並進行鋼筋間電阻量測，以確保鋼筋之電連通性。若發現電連通性不良的地方，應予改善。

解說：鋼筋間電連通性的確認為量測鋼筋間的電阻，且電阻值不得超過 1 ohm。

### 5.4 既有結構物混凝土表面準備

剝落層或蜂巢狀混凝土，以及電阻係數過高的修補材料應予敲開、清除。若蜂巢狀混凝土深入範圍超越主鋼筋，則鑿除深度應至主鋼筋後之適當距離。此外，應以敲錘回音測試法或其他方法來確保所有剝落層均已清除。若修補至結構物底層，或修補區域過大，則必須檢測新舊混凝土間的接合性。混凝土表面若有與鋼筋接觸的任何繫網、釘子或其他鐵製元件，應予切開，並與鋼筋保持一定距離。

解說：鑿除深度不應超過主鋼筋後 30 mm。若需修補至結構件底層，修補區域約 10%的面積應切開，並鑿至鋼筋後 15 mm 深度。若混凝土表面出現可能與鋼筋接觸的繫網、釘子或其他鐵製元件，應予切開，並與鋼筋保持至少 10 mm 的距離。

## 5.5 負極接點與參考電極的安裝

### 5.5.1 負極接點的安裝

鋼筋接點安裝前，應先將接點處之鋼筋完全除銹；安裝後，接點處與其附近的鋼筋應以非導電性環氧樹脂塗敷，待環氧樹脂硬化後，方可進行後續工作。每一陽極區，鋼筋的負極排流點不得少於兩個。負極(鋼筋)接點的安裝可採用下列其中一種方法：

1. 鑽攻(drilling and tapping)
2. 壓接(clamping)
3. 熱劑銲(thermit welding)
4. 銷硬銲(pin brazing)(亦即拉弧硬銲 drawn arc brazing)
5. 銲接(welding)
6. 硬銲(brazing)

### 5.5.2 金屬固定件

混凝土內的任何金屬固定件應與鋼筋電連通。若使用導線(cables)提供電連通，應符合第 4.5.2 節之要求，並採黑色包覆。

### 5.5.3 參考電極安裝

參考電極應按圖示位置安裝。若參考電極設置區域需作混凝土修補，參考電極可在修補前安裝，此時參考電極應使用適當的塑膠夾具固定並與鋼筋平行，但不相接觸。參考電極位置距鋼筋應不超過某一特定距離。

若參考電極所在位置不需任何修補，參考電極的裝設應開挖一孔洞，然後將參考電極置於孔洞內，與鋼筋相距適當距離；完

成後該孔洞應利用水泥拌漿填補。若安裝供性能評估和驗收試驗的參考電極，其距修補區域通常不低於某一距離。

解說：混凝土修補區域參考電極的安裝，參考電極與鋼筋間的距離應小於 40 mm。若參考電極所處位置不需任何修補，參考電極與鋼筋間的距離通常為 5~40 mm。此外，為提供性能評估與驗收試驗，則參考電極的安裝應距修補區域 500~1000 mm。

參考電極安裝時應注意防止電極周圍形成氣袋，且參考電極應儘量靠近混凝土內的鋼筋。

## 5.6 混凝土修補

原修補區域的混凝土電阻係數應先利用 Wenner 四極法或類似裝置於現場量測。欲修補的混凝土表面，則使用壓縮空氣或其他適當方法(如噴砂方式)清除灰塵及附著於混凝土表面之碎物和污染物質(如油污、髒物)。壓縮空氣不得含有油污、可溶性鹽份或其他有害物質。鬆落骨材亦應清除，清除後混凝土表面以水清洗，乾燥後方可進行修補作業。混凝土修補後需要足夠的保護層厚度以防止陽極安裝時與鋼筋接觸，造成短路。

解說：修補材料的電阻係數應低於 20,000 ohm，或與現有混凝土的電阻係數相當。

## 5.7 陽極安裝

所有陽極系統的安裝工作必須符合各陽極系統之特定規格要求。

解說：陽極系統安裝時，導電性塗料或被覆(overlay)必須無污染與雜質。若使用導電性塗料，陽極及混凝土表面須要乾燥；若使用被覆水泥，混凝土表面的粗糙度和潮溼程度，將視使用的被覆材料而定。

### 1. 導電性塗料

結構物表面應以噴砂或其它適當方法處理，除去油污、油脂、污物、水氣、和粗糙的聚集物；噴砂後混凝土表面應保持乾燥，避免後續污染。鋼筋與導電性塗料間的接觸，將會導致系統短路、失效，或造成混凝土內其他部位鋼筋的局部腐蝕。

### 2. 常溫電弧鋅熔射

常溫電弧鋅熔射必須以適當的工法施工，平均膜厚需達適當要求，並應採用核准程序量測。熔射層厚度量測可依 ASTM E367 以磁性測定法測量。檢測時應 50 平方公尺取 25 點作厚度量測，每點量測 5 次，取其平均值判定是否合乎標準。

### 3. 鈦網陽極

鈦網陽極安裝時必須清除混凝土表面殘餘汙漬或雜物，且鈦網必須完全平貼固定於乾淨混凝土表面。鈦網安裝之方法為混凝土鑽孔後，以適當的塑膠釘固定之。塑膠

釘間距約為 30 cm，以鈦網完全平貼於混凝土表面為原則。鈦網搭接方式為以長 10 cm 之鈦條，於鈦網上每隔 30 cm 位置，點焊搭接，每股鈦網至少需點焊三點。鈦條基本陽極需直接接至整流器正極接出位置，不可中途續接。

## 5.8 配電安裝

### 5.8.1 導線安裝

所有導線包括 AC 電源線、DC 電源線、參考電極導線等，應置於導管內，且導線接續僅限於接線箱內接續，線路長度須適當配置。若發現導線絕緣損壞或線路打結，應立即更換。陰極防蝕系統測試前，所有 DC 線路和儀錶線路應進行電連通和極性 (polarity) 測試，避免線路接錯或短路。配線施工應依照國內電工法規規定和標準裝設。

### 5.8.2 整流器安裝

整流器應裝設於圖示位置的電氣箱內。整流器的所有金屬零件，應使用連接器(connector)與現有接地系統相連接，或依照國內電工法規規定和標準，設計獨立的接地系統。

## 第六章、試車運轉及驗收

### 6.1 運轉前系統確認與測試

系統運轉前應先進行測試，以確保所有構件安裝、連結迴路均已正確的配線、連接、和標示；並檢測各迴路之電連通性。在外加電流式陰極防蝕系統中，設定整流器輸出值為設計保護電流量之 20%，使用適當的伏特計和參考電極，量測鋼筋電位變化方向，以確定 DC 輸出的正確極性。

### 6.2 系統試運轉

完成第 6.1 節程序，並且陽極系統滿足最低養護期後，陰極防蝕系統方可通電。即犧牲陽極系統進行正、負極導線連接，而外加電流系統則進行整流器輸出調整。其通電程序應針對各陽極區域分別執行，使用每一陽極區域中預埋的參考電極或攜帶式的參考電極，量測鋼筋保護電位。外加電流系統採電流逐漸增加方式，使鋼筋保護電位達 -750 mV(相對於銀/氯化銀參考電極)，或電位變化量達 300 mV 以上。到達保護標準後，系統應按此輸出維持運轉一段時間；若無法維持此防蝕電位，則須再調整整流器輸出，以達保護電位標準。值得注意的，於電位量測前 24 小時內，不得進行整流器輸出調整。

解說：鋼筋電位到達保護標準後，系統應按此水準維持運轉至少 7 日以上，一般為 14~28 天。若進行系統性能測試如「100 mV 電位衰減量」，則在前次電流調整後 7 天進行。

### 6.3 性能驗收

陰極防蝕系統完成第 6.2 節之試運轉要求，並達到第 3.2 節所述之系統功能後，於一定時間內必須進行性能驗收。驗收時必須使用核准且經校正過的儀器，量測記錄整流器的輸出電流、輸出電壓，鋼筋的保護電位等。

解說：外加電流式陰極防蝕系統之性能驗收通常為系統完成試運轉後 7~10 天期間進行，而犧牲陽極式陰極防蝕系統的性能驗收時間，則可能在系統完成試運轉數個月之後。

### 6.4 書面資料

陰極防蝕系統驗收完成之後，必須保存設計、安裝、試運轉、操作、和維護手冊資料等相關紀錄和文件。

解說：本準則建議系統設計、安裝、試運轉、操作、和維護手冊需包含以下資料。

1. 設計和安裝
  - 參考電極的位置、方位與可能偵測深度
  - 監測設備
  - 陽極材料和被覆種類
  - 陽極區域/陽極安裝
  - 陽極和負極連接系統
  - 導線、導管與接線箱
  - 鋼筋的電連通性測試

- 鋼筋電通性與連接方法
- 陽極安裝前混凝土的表面準備，包括殘留金屬或外露金屬的處理
- 電源、接地、與固定方式
- 陽極系統、被覆厚度、電阻、強度、黏性試驗結果
- 施工日期和時間(說明安裝問題和解決方法)
- 整流器之電壓與電流的最大容許值

## 2. 系統試運轉

- 程序說明
- 校正、驗證試驗的程序和結果
- 極化前狀況
- 電位量測結果，含讀取時間和天候條件，包括：
  - 極化前狀況
  - 「通電」電位
  - 瞬間「斷電」電位
  - 4 小時極化衰減量
  - 24 小時極化衰減量
- 結果分析、操作功能調整(即電力輸出與保護電位達成)

## 3. 操作和維護手冊

手冊應包含系統操作所需的資料。包括：詳細圖說、電路圖、使用材料性能資料、試驗結果數據、與操作程序等：

### A 節 - 操作

- 系統說明、裝設時間、作用原理
- 電源系統之詳細資料、額定值、固定構件、保護系統、接地、控制等
- 系統操作方法、調整時機、控制功能、操作限度、關閉和重新通電程序
- 監控 - 執行量測的步驟、位置、接點、監測結果之判斷依樣
- 系統監控 - 建議試驗方案、完成標準試驗之步驟檢查表、需保存之記錄清單

#### B 節 - 維護

- 所有設備安裝的技術資料
- 日常維護和操作的指引，包括故障檢查步驟、診斷、整流指引和接線圖
- 製造商詳細資料和備用品清單
- 陽極維護和局部修補指引
- 陽極更新程序，包括使用材料與工具資料

## 第七章、系統操作與維護

### 7.1 檢測項目

系統應進行的項檢測工作包括：運轉中檢查、性能檢測、及系統再確認。在系統供電運轉時，至少每月進行一次檢查。而性能檢測之頻率則為前兩年每季一次，之後，每半年進行一次檢查；檢測範圍包括所有陰極保護設備與紀錄量測結果。系統再確認之執行頻率為每年至少一次，確認項目包括系統設備的再校準，資料的再確認，以及系統未來運轉建議。

### 7.2 系統運轉中檢查

運轉中之檢查為電源於「開啟」的狀態下，紀錄量測每一陽極區域的 DC 供電電流和鋼筋的保護電壓。若系統運轉出現問題，如供電不良等，則須立即改善修護。

### 7.3 性能檢測

性能檢測項目包括：防蝕構件的目視檢查、陽極系統檢查、裝設線路、電源、性能量測等。

#### 7.3.1 防蝕構件的目視檢查

利用近距離目視檢查，注意結構物是否有任何損壞、腐蝕或變化的位置及其程度。

### 7.3.2 陽極系統檢查

所有陽極區域均須進行全面目視檢查，且根據不同陽極系統的特性，選用適當的方法進行檢查。

### 7.3.3 裝設線路

目視檢查所有外露線路(即陽極供電、鋼筋接線和監測設備)的固定與絕緣狀況。

### 7.3.4 電源

進行電源供電情況檢查，注意所有輸入和輸出電線的完整性，以及所有控制系統的設定和運作。

### 7.3.5 性能量測

應量測記錄下列性能數據：每一陽極區域的整流器 DC 輸出電壓值、輸出電流值、及鋼筋保護電位值。

量測鋼筋保護電位時，應使用第 4.7 節指定之預埋式參考電極或攜帶式參考電極，在下列條件下進行：

- (1) 陰極防蝕電流在通電狀況；
- (2) 陰極防蝕電流在瞬間斷電狀況；
- (3) 切斷陰極防蝕電流，量測去極化 4 至 24 小時後之電位。

解說：量測瞬間斷電電位和去極化電位時，必須中斷整流器之 DC 輸出迴路。即當陰極防蝕系統到達穩定保護電位時進行斷

電，量測鋼筋瞬間斷電後的電位與斷電 4~24 小時後的電位，其差值必需在 100 mV 以上(即斷電 4 至 24 小時鋼筋電位去極化量>100 mV)，方可確定陰極防蝕已達設計預期效果。

#### 7.4 系統再確認

系統再確認項目應包括：第 7.3 節所述性能監測之全部項目、預埋式參考電極功能試驗、操作資料/建議確認等。

##### 7.4.1 再確認第 7.3 節所述之性能監測所有項目。

##### 7.4.2 預埋式參考電極功能試驗

於陰極防蝕系統為關閉狀態下，進行所有預埋式參考電極應與外接標準參考電極之比較，量測並記錄電位，以確認所有預埋式參考電極的準確性。

##### 7.4.3 操作資料之建議與確認

檢查操作資料，確認系統性能評估、防蝕可能效益、與系統未來運轉的建議。

建議事項包括下列：系統維護或改良的要求，系統操作和監測準則，監測的頻率與範圍。

### 7.5 書面資料

運轉檢查、性能監測和系統確認等應建立書面資料，並作為更新操作和維護手冊(第 6.4 節)的一部份。