

115-013-7E13

MOTC-IOT-114-H1CA001h

# 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁 腐蝕劣化之影響



交通部運輸研究所

中華民國 115 年 3 月

115-013-7E13

MOTC-IOT-114-H1CA001h

# 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁 腐蝕劣化之影響

著者：黃烟宏、謝幼屏

交通部運輸研究所

中華民國 115 年 3 月

GPN:1011500180

定價 200 元

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響  
/ 黃焜宏, 謝幼屏著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運輸研究所, 民 115.03  
面 ; 公分  
ISBN 978-986-531-750-8(平裝)

1.CST: 橋梁工程 2.CST: 公路管理 3.CST: 鋼筋混凝土 4.CST: 氣候變遷 5.CST: 浸蝕

441.8

115001400

氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

著 者：黃焜宏、謝幼屏

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：105004 臺北市松山區敦化北路 240 號

網 址：[www.iot.gov.tw](http://www.iot.gov.tw) (中文版>數位典藏>本所出版品)

電 話：(04)2658-7200

出版年月：中華民國 115 年 3 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 46 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：200 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸科技及資訊組•電話：(02)2349-6789

國家書店松江門市:104472 臺北市中山區松江路 209 號•電話：(02)2518-0207

五南文化廣場：400002 臺中市中山路 6 號•電話：(04)2226-0330

GPN：1011500180 ISBN：978-986-531-750-8 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

## 交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響			
國際標準書號(或叢刊號) ISBN 978-986-531-750-8(平裝)	政府出版品統一編號 1011500180	運輸研究所出版品編號 115-013-7E13	計畫編號 MOTC-IOT-114-H1CA001h
本所主辦單位：運輸技術研究中心 主管：蔡立宏 計畫主持人：黃烟宏 研究人員：謝幼屏 聯絡電話：(04)2658-7200 傳真號碼：(04)2657-1329			研究期間 自 114 年 1 月  至 114 年 12 月
關鍵詞：氣候變遷、橋梁、使用年限、腐蝕、腐蝕防治策略			
<p><b>摘要：</b></p> <p>大多數鋼筋混凝土橋梁於規劃設計與興建時，係假設未來氣候狀況與目前相同，惟依據 IPCC 第六次氣候變遷評估報告，未來氣溫正以前所未有的速度遞增，劇烈降雨或強烈颱風等天然災害產生的頻率也漸趨增加。因此，本計畫係透過TCCIP氣候變遷模擬情境資料，探討溫度效應對鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響，並彙整相關腐蝕防治對策，做為鋼筋混凝土橋梁管理及設計人員之參考依據。評估結果顯示，氣候變遷造成之溫度效應將會造成鋼筋混凝土橋梁有效使用年限損失5.0%至7.2%(設計使用年限50年)及4.8%至10.7%(設計使用年限100年)，因此，建議設計階段應將氣候變遷之影響納入考量，並制定適當之腐蝕防治策略，以利降低後續維護管理風險。另本計畫提出各縣市之溫度效應放大因子建議值，供設計人員做為增加設計保護層厚度之參考，以利維持鋼筋混凝土橋梁耐久性，並綜整各種腐蝕防治措施，建議設計人員選用時應綜合考量環境條件、設計使用年限、初期與維護成本、施工可行性等因素，整合應用多項腐蝕防治策略，以增加鋼筋混凝土橋梁之整體耐久性。</p> <p><b>研究成果效益：</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 完成氣候變遷溫度效應對臺灣地區鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響，並評估及擬定相關腐蝕防治對策。</li> <li>2. 提供各縣市溫度效應放大因子之建議值，做為設計保護層厚度之依據。</li> </ol> <p><b>提供應用情形：</b></p> <p>提供公路局、高速公路局、縣市政府等橋梁管理機關未來施政之應用。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
115 年 3 月	282	200	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Impact of climate change on the corrosion of reinforced concrete bridges in Taiwan.			
ISBN (OR ISSN) 978-986-531-750-8 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1011500180	IOT SERIAL NUMBER 115-013-7E13	PROJECT NUMBER MOTC-IOT-114- H1CA001h
DIVISION:Transportation Technology Center DIVISION DIRECTOR: Li-Hung Tsai PRINCIPAL INVESTIGATOR: Yan-Hong Huang, PROJECT STAFF: Yu-Ping Hsieh PHONE: (04)2658-7200 FAX: (04)2657-1329			PROJECT PERIOD From January 2025 To December 2025
KEY WORDS: Climate Change, Bridge, Service Life, Corrosion, Corrosion Prevention Strategies			
<p><b>Abstract:</b></p> <p>Most reinforced concrete (RC) bridges were planned, designed, and constructed under the assumption that future climatic conditions would remain stationary. However, the IPCC Sixth Assessment Report (AR6) explicitly indicates that global temperatures are rising at an unprecedented rate, accompanied by an increasing frequency of natural disasters such as extreme precipitation and intense typhoons. Consequently, this study utilizes climate change simulation data from the TCCIP to investigate the impact of temperature effects on the service life of RC bridges and compiles relevant anti-corrosion countermeasures for the reference of bridge management and design personnel. According to the evaluation results, the temperature effects of climate change are projected to cause a loss in the effective service life of RC bridges ranging from 5.0% to 7.2% (for a 50-year design life) and 4.8% to 10.7% (for a 100-year design life). Therefore, it is recommended that designers incorporate climate change impacts into their design considerations and establish appropriate anti-corrosion strategies to mitigate subsequent maintenance and management risks. Furthermore, this study proposes recommended values for the temperature effect amplification factor for various counties and cities, serving as a reference for designers to increase concrete cover thickness to maintain structural durability. Finally, the study synthesizes various anti-corrosion measures, suggesting that designers should comprehensively evaluate environmental conditions, design service life, initial and maintenance costs, and construction feasibility to integrate multiple strategies for enhancing the long-term durability of RC bridges.</p> <p><b>Benefits of Research Results:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Completed the assessment of climate change–induced temperature effects on the service life of reinforced concrete bridges in Taiwan and formulated corresponding corrosion mitigation strategies.</li> <li>2. Provided recommended temperature effect amplification factors for each county and city to serve as a basis for designers in determining the required thickness of protective concrete cover.</li> </ol> <p><b>Application Availability:</b></p> <p>Provide a reference for future policy applications by the Directorate General of Highways, the Freeway Bureau, and local government road management agencies.</p>			
DATE OF PUBLICATION Mar. 2026	NUMBER OF PAGES 282	PRICE 200	
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

## 目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目 錄.....	III
圖目錄.....	VII
表目錄.....	XV
第一章 前言.....	1-1
1.1 研究緣起.....	1-1
1.2 研究目的.....	1-2
1.3 研究範圍及對象.....	1-2
1.4 研究內容與工作項目.....	1-2
第二章 文獻回顧.....	2-1
2.1 鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化機制.....	2-1
2.1.1 鋼筋腐蝕原理.....	2-1
2.1.2 鋼筋混凝土腐蝕劣化類型.....	2-3
2.2 氯離子入侵引致之鋼筋混凝土腐蝕.....	2-6
2.2.1 氯離子擴散機制.....	2-7
2.2.2 臨界氯離子濃度.....	2-10
2.2.3 鋼筋混凝土使用年限預測模型概述.....	2-18
2.2.4 鋼筋混凝土耐久性設計.....	2-23
2.2.5 鋼筋混凝土腐蝕速率分析模型.....	2-25
2.3 氣候變遷之觀測與預測計畫.....	2-30
2.3.1 氣候變遷對基礎建設之影響趨勢.....	2-30

2.3.2 耦合模式比對計畫.....	2-31
2.3.3 政府間氣候變遷專門委員會.....	2-31
2.3.4 臺灣氣候變遷推估與調適資訊平台 <sup>[105]</sup> .....	2-36
2.4 降雨量與相對濕度之轉換關係式.....	2-40
2.5 考量鹽害環境作用之鄉鎮區範圍.....	2-42
第三章 氣候變遷模擬資料處理及相對濕度推估.....	3-1
3.1 AR6 統計降尺度資料格式與處理流程.....	3-1
3.1.1 資料變數儲存格式說明.....	3-1
3.1.2 網格資料篩選流程.....	3-1
3.1.3 網格資料平均處理.....	3-5
3.2 各縣市區域之溫度推估結果.....	3-8
3.3 相對濕度資料推估.....	3-17
3.4 小結.....	3-30
第四章 氣候變遷對鋼筋混凝土橋梁之影響.....	4-1
4.1 鋼筋混凝土腐蝕劣化影響參數.....	4-1
4.2 分析結果與討論.....	4-2
4.2.1 氣候變遷對混凝土設計厚度之影響.....	4-2
4.2.2 氣候變遷對使用年限損失之影響.....	4-11
4.2.3 鋼筋直徑腐蝕縮減量之評估.....	4-19
4.2.4 考量氣候變遷之溫度效應放大因子.....	4-23
4.3 小結.....	4-30
第五章 鋼筋混凝土橋梁腐蝕防治策略.....	5-1
5.1 增加鋼筋保護層厚度.....	5-1
5.2 降低混凝土氯離子擴散係數.....	5-2
5.2.1 降低水膠比.....	5-4

5.2.2 使用輔助膠結材料(Supplementary Cementitious Materials, SCMs) .....	5-5
5.2.3 選擇適當粒料.....	5-8
5.2.4 適當的養護時間及養護條件.....	5-10
5.2.5 其他方法.....	5-10
5.3 添加腐蝕抑制劑.....	5-12
5.4 增加混凝土表面防護塗層 .....	5-17
5.5 電化學處理技術(Electrochemical Treatment) .....	5-20
5.5.1 陰極保護法(Cathodic Protection, CP) .....	5-20
5.5.2 電化學去鹽法(Electrochemical Chloride Extraction, ECE) .....	5-22
5.6 抗腐蝕鋼筋 .....	5-24
5.6.1 環氧樹脂塗佈鋼筋(Epoxy-Coated Rebar, ECR) .....	5-24
5.6.2 鍍鋅鋼筋(Galvanized Rebar) .....	5-26
5.6.3 纖維強化聚合物(Fiber Reinforced Polymer, FRP)鋼筋 .....	5-30
5.6.4 不銹鋼鋼筋(Stainless Steel Rebar, SSR).....	5-33
5.6.5 MMFX/ChromX 鋼筋 .....	5-39
5.7 腐蝕防治策略建議方案.....	5-44
5.8 小結 .....	5-48
第六章 結論與建議.....	6-1
6.1 結論 .....	6-1
6.2 建議.....	6-4
6.3 成果效益與應用 .....	6-5
6.4 提供政府單位應用狀況.....	6-5
參考文獻.....	參-1

附錄一 需考慮鹽害影響區域所對應的網格座標.....	附 1-1
附錄二 專家學者座談會會議紀錄.....	附 2-1
附錄三 第 1 次工作會議紀要.....	附 3-1
附錄四 第 2 次工作會議紀要.....	附 4-1
附錄五 第 3 次工作會議紀要.....	附 5-1
附錄六 期末報告審查委員意見處理情形表.....	附 6-1
附錄七 期末報告簡報資料.....	附 7-1

## 圖目錄

圖 2.1 鋼筋腐蝕的電化學反應.....	2-3
圖 2.2 混凝土基礎因物理性硫酸鹽侵蝕而嚴重劣化.....	2-5
圖 2.3 混凝土因鹼質與粒料反應造成之裂縫及剝落.....	2-5
圖 2.4 鋼筋混凝土腐蝕初始階段及擴展階段示意圖.....	2-7
圖 2.5 粒料與水泥漿體間之界面過渡區示意圖.....	2-9
圖 2.6 日本公益社團法人土木學會評估公式之臨界氯離子濃度.....	2-12
圖 2.7 氫氧根離子增加對 $[Cl^-]/[OH^-]$ 比例之影響.....	2-13
圖 2.8 臨界氯離子濃度受相對濕度之影響(示意圖).....	2-15
圖 2.9 臨界氯離子濃度受相對濕度之影響(試驗資料).....	2-16
圖 2.10 尺寸效應對臨界氯離子濃度之影響.....	2-18
圖 2.11 高斯誤差函數圖.....	2-21
圖 2.12 氯離子擴散係數之溫度調整因子隨溫度變化之情形.....	2-22
圖 2.13 氯離子擴散係數之濕度調整因子隨孔隙相對濕度變化之情形 .. .....	2-23
圖 2.14 溫度修正因子 $f_T$ 與溫度變化之關係.....	2-29
圖 2.15 相對濕度修正因子 $f_{RH}$ 與相對濕度變化之關係.....	2-29
圖 2.16 氯離子濃度修正因子 $f_{Cl}$ 與時間變化之關係.....	2-30
圖 2.17 共享社會經濟情境的減緩與調適挑戰.....	2-34
圖 2.18 氣候變遷推估情境組合.....	2-34
圖 2.19 降尺度方式示意圖.....	2-38
圖 2.20 AR6 統計降尺度資料變數之臺灣分析網格圖.....	2-39
圖 2.21 AR6 統計降尺度資料變數之網格示意圖.....	2-40
圖 2.22 基期與未來時期示意圖.....	2-40

圖 2.23 澳洲墨爾本與布里斯本年平均相對濕度與濕潤時間之關係 .....	2-41
圖 2.24 鹽害環境作用等級分區之海岸線劃分示意圖.....	2-43
圖 2.25 鹽害環境作用等級分區.....	2-44
圖 3.1 溫度資料月資料檔案格式示意圖.....	3-2
圖 3.2 網格切分示意圖(1 個座標點擴增為 25 個座標點).....	3-2
圖 3.3 需考量鹽害影響區域使用 AR6 統計降尺度網格資料位置圖..	3-3
圖 3.4 SSP1-2.6 氣候變遷情境之各分析模式推估結果.....	3-6
圖 3.5 SSP2-4.5 氣候變遷情境之各分析模式推估結果.....	3-6
圖 3.6 SSP3-7.0 氣候變遷情境之各分析模式推估結果.....	3-7
圖 3.7 SSP5-8.5 氣候變遷情境之各分析模式推估結果.....	3-7
圖 3.8 經系集平均及 20 年移動平均處理後之各氣候變遷情境溫度推估圖 .....	3-8
圖 3.9 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-9
圖 3.10 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-10
圖 3.11 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-10
圖 3.12 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-11
圖 3.13 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-11
圖 3.14 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-12
圖 3.15 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均) .....	3-12

圖 3.16	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-13
圖 3.17	臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-13
圖 3.18	臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-14
圖 3.19	臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-14
圖 3.20	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-15
圖 3.21	臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-15
圖 3.22	臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-16
圖 3.23	臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-16
圖 3.24	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均).....	3-17
圖 3.25	鄰近海岸線之自動氣象監測站位置.....	3-18
圖 3.26	臺灣北部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係.....	3-19
圖 3.27	臺灣中部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係.....	3-19
圖 3.28	臺灣南部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係.....	3-20
圖 3.29	臺灣東部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係.....	3-20
圖 3.30	臺灣全島濕潤時間與相對濕度之迴歸關係.....	3-21
圖 3.31	臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度 .....	3-22
圖 3.32	臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度 .....	3-22
圖 3.33	臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度 .....	3-23

圖 3.34	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度 .....	3-23
圖 3.35	臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度 .....	3-24
圖 3.36	臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度 .....	3-24
圖 3.37	臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度 .....	3-25
圖 3.38	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度 .....	3-25
圖 3.39	臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度 .....	3-26
圖 3.40	臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度 .....	3-26
圖 3.41	臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度 .....	3-27
圖 3.42	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度 .....	3-27
圖 3.43	臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度 .....	3-28
圖 3.44	臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度 .....	3-28
圖 3.45	臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度 .....	3-29
圖 3.46	臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度 .....	3-29
圖 4.1	臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP1-2.6) .....	4-3
圖 4.2	臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP2-4.5) .....	4-3
圖 4.3	臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP3-7.0) .....	4-4
圖 4.4	臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP5-8.5) .....	4-4
圖 4.5	各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP1- 2.6) .....	4-5
圖 4.6	各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP2- 4.5) .....	4-5
圖 4.7	各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP3- 7.0) .....	4-6

圖 4.8 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP5-8.5) .....	4-6
圖 4.9 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP1-2.6) .....	4-7
圖 4.10 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP2-4.5) .....	4-8
圖 4.11 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP3-7.0) .....	4-8
圖 4.12 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP5-8.5) .....	4-9
圖 4.13 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP1-2.6) .....	4-9
圖 4.14 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP2-4.5) .....	4-10
圖 4.15 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP3-7.0) .....	4-10
圖 4.16 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP5-8.5) .....	4-11
圖 4.17 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP1-2.6，設計年限 50 年).....	4-12
圖 4.18 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP2-4.5，設計年限 50 年).....	4-13
圖 4.19 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP3-7.0，設計年限 50 年).....	4-13
圖 4.20 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP5-8.5，設計年限 50 年).....	4-14
圖 4.21 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失(設計年限 50 年).....	4-14

圖 4.22 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失率(設計年限 50 年)	4-15
圖 4.23 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP1-2.6, 設計年限 100 年)	4-16
圖 4.24 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP2-4.5, 設計年限 100 年)	4-16
圖 4.25 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP3-7.0, 設計年限 100 年)	4-17
圖 4.26 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP5-8.5, 設計年限 100 年)	4-17
圖 4.27 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失(設計年限 100 年)....	4-18
圖 4.28 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失率(設計年限 100 年)	4-18
圖 4.29 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP1-2.6).....	4-20
圖 4.30 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP2-4.5).....	4-20
圖 4.31 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP3-7.0).....	4-21
圖 4.32 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP5-8.5).....	4-21
圖 4.33 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP1-2.6)....	4-22
圖 4.34 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP2-4.5)....	4-22
圖 4.35 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP3-7.0)....	

.....	4-23
圖 4.36 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP5-8.5).....	4-23
.....	4-23
圖 4.37 溫度效應放大因子變化量對鋼筋保護層厚度增加率之影響 .....	4-25
.....	4-25
圖 4.38 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 50 年，SSP1-2.6).....	4-25
圖 4.39 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 50 年，SSP2-4.5).....	4-26
圖 4.40 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 50 年，SSP3-7.0).....	4-26
圖 4.41 考量氣溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 50 年，SSP5-8.5).....	4-27
圖 4.42 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP1-2.6).....	4-27
圖 4.43 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP2-4.5).....	4-28
圖 4.44 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP3-7.0).....	4-28
圖 4.45 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP5-8.5).....	4-29
圖 5.1 鋼筋混凝土構造物腐蝕防治策略.....	5-2
圖 5.2 維持設計使用年限 50 年之氯離子擴散係數縮減率 .....	5-3
圖 5.3 維持設計使用年限 100 年之氯離子擴散係數縮減率 .....	5-3
圖 5.4 波特蘭水泥之水膠比對氯離子擴散係數之影響.....	5-4
圖 5.5 添加 SCMs 對氯離子擴散係數的影響.....	5-8
圖 5.6 腐蝕抑制劑分類方式.....	5-14

圖 5.7 混凝土表面防護塗層機制種類.....	5-18
圖 5.8 犧牲陽極式陰極保護系統示意圖及現場施作照片.....	5-21
圖 5.9 外加電流式陰極保護系統示意圖及現場施作照片.....	5-22
圖 5.10 電化學去鹽法示意圖.....	5-23
圖 5.11 環氧樹脂塗佈鋼筋外觀比較.....	5-26
圖 5.12 熱浸鍍鋅的典型鍍層結構.....	5-27
圖 5.13 連續鍍鋅鋼筋(CGR)的製造流程.....	5-29
圖 5.14 FRP 鋼筋的結構組成及外觀.....	5-30
圖 5.15 墨西哥的 Progresso 碼頭.....	5-39
圖 5.16 MMFX 鋼筋的微結構示意圖.....	5-40
圖 5.17 不同類型鋼筋的臨界氯離子濃度.....	5-41

## 表 目 錄

表 2-1 鋼筋腐蝕速率分析模型 .....	2-27
表 2-2 歷次 IPCC 評估報告主要內容與意義 .....	2-32
表 2-3 統計降尺度與動力降尺度的主要差異 .....	2-37
表 2-4 TCCIP 提供之降尺度資料 .....	2-38
表 2-5 AR6 統計降尺度資料變數於不同模擬情境下之分析模式數量 .....	2-39
表 2-6 鹽害環境作用等級及其混凝土材料規定 .....	2-42
表 2-7 不同鹽害環境作用等級之混凝土表面氯離子濃度 .....	2-43
表 2-8 鹽害環境作用等級之分區範圍 .....	2-43
表 2-9 需考慮鹽害環境作用之鄉鎮區 .....	2-44
表 3-1 需考量鹽害影響區域(部分)採用之 AR6 統計降尺度網格座標 .....	3-4
表 3-2 臺灣縣市於各氣候變遷模擬情境之溫度變化彙整 .....	3-17
表 3-3 臺灣各分區濕潤時間、相對濕度及降雨量之關係式 .....	3-21
表 4-1 各縣市符合設計使用年限之溫度效應放大因子 $\beta_t$ .....	4-29
表 4-2 各縣市考量氣候變遷效應之鋼筋保護層厚度增加率(單位：%) .....	4-30
表 5-1 常見混凝土用纖維之基本性質 .....	5-12
表 5-2 FRC 之纖維類型、材料與特性 .....	5-12
表 5-3 混凝土表面防護塗層分類及相關特性 .....	5-19
表 5-4 熱浸鍍鋅鋼筋鍍鋅層之規定 .....	5-28
表 5-5 聚合物基體的基本物理與化學性質 .....	5-31
表 5-6 常見不鏽鋼鋼筋之類型及合金成分 .....	5-34
表 5-7 使用不鏽鋼鋼筋的優缺點比較 .....	5-36

表 5-8 BS 6774(2001 年版)中不同服務條件下的不鏽鋼鋼筋選用指引 .....	5-37
表 5-9 BA 84/02 中不鏽鋼鋼筋的選用建議.....	5-37
表 5-10 Marqueset 等人(2006)建議之不鏽鋼鋼筋選用分類.....	5-38
表 5-11 腐蝕防治策略之作用機制及優缺點說明 .....	5-46
表 5-12 建議腐蝕防治策略之施作順序 .....	5-48

# 第一章 前言

## 1.1 研究緣起

混凝土因其高抗壓強度、耐久性、可施工性和經濟效益而被廣泛應用於世界各地的建築物和社會基礎設施系統的建設。然而，由於受到各種劣化因素的影響，隨著使用時間的推移，耐用性可能會降低，因此需要進行系統性的維護。

多數土木基礎設施於規劃設計與新建時，係假設未來的氣候狀況與目前相同，然而有越來越多的證據顯示，未來的溫度正以前所未有的速度遞增，劇烈降雨或強烈颱風等天然災害產生的頻率也漸趨增加。鋼筋混凝土結構的典型壽命為 50 至 100 年，但卻常常短短 10 年就開始產生劣化現象，鋼筋混凝土劣化主要原因為其內部鋼筋產生腐蝕現象，而氯離子則是造成鋼筋腐蝕的主要原因之一。沿海地區的基礎設施更因長期曝露於高鹽度及水分的環境，混凝土結構物產生腐蝕劣化之情形比一般內陸之混凝土構造物更為嚴重。此外，結構物周遭環境溫度的升高及高濕度亦會加速鋼筋腐蝕，也因此縮短鋼筋混凝土構造物的有效使用年限。

依據聯合國政府間氣候變遷專門委員會(Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC)第 6 次氣候變遷評估報告(6th Assessment Report, AR6)指出，自 1850 年以來的觀測紀錄顯示明確的全球暖化趨勢，且近年來暖化趨勢急遽增強：2001 年至 2020 年全球表面溫度相較 1850 年至 1900 年高出  $0.99^{\circ}\text{C}$  ( $0.84^{\circ}\text{C}$  至  $1.10^{\circ}\text{C}$ )。另依據環境部國家氣候變遷科學報告 2024 指出，臺灣短期內(2021 年至 2040 年)將平均增溫  $0.6^{\circ}\text{C}$  至  $0.8^{\circ}\text{C}$ ，在世紀末時(2081 年至 2100 年)將平均增溫  $1^{\circ}\text{C}$  至  $3.4^{\circ}\text{C}$ 。

因此，瞭解氣候變遷對於土木基礎設施劣化的衝擊，並納入未來新建鋼筋混凝土橋梁的設計，能有效延長鋼筋混凝土橋梁的使用年限及降低維修的頻率。本計畫主要探討氣候變遷衝擊下，對鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響並研提相關腐蝕防治對策。

## 1.2 研究目的

本計畫研究目的係探討氣候變遷條件下，溫度及相對濕度變化對鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響程度，並研擬腐蝕防治改善對策，以期能延長鋼筋混凝土橋梁使用年限。

## 1.3 研究範圍及對象

本計畫研究範圍主要探討氣候變遷對於臺灣地區鋼筋混凝土橋梁之腐蝕劣化影響程度，研究對象為各機關轄管之鋼筋混凝土橋梁。

## 1.4 研究內容與工作項目

本計畫以 1 年期程執行，期程自 114 年 1 月 1 日至 114 年 12 月 31 日止，共計 12 個月，研究內容及工作項目如下：

### 1. 文獻回顧

蒐集鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化機制、鹽害腐蝕劣化影響因子、鋼筋混凝土耐久性評估方法、鋼筋腐蝕速率模型等相關文獻，做為後續研究之依據。

### 2. 建立鋼筋混凝土耐久性設計方式及蒐集氣候變遷模擬資料分析

(1) 蒐集 TCCIP 不同氣候變遷情境(SSP1-2.6、SSP2-4.5、SSP3-7.0、SSP5-8.5)之溫度變化模擬資料，評估溫度效應對臺灣各縣市之鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響。

(2) 蒐集臺灣各測站歷年降雨量與相對濕度等氣象資料，用以推估不同氣候變遷情境下之相對濕度變化量，並做為後續鋼筋腐蝕量評估之用途。

### 3. 鋼筋腐蝕對鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響及腐蝕防治對策

進行鋼筋混凝土腐蝕耐久性參數分析，比較氣候變遷造成之溫度效應對於鋼筋混凝土橋梁耐久性之影響程度，並提出因應氣候變

遷溫度效應之設計建議與相關防治對策，以利延長鋼筋混凝土橋梁  
構造物之使用年限。



## 第二章 文獻回顧

### 2.1 鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化機制

腐蝕造成的經濟損失是全球性的重大問題，這些損失不僅包括直接的維修和更換費用，還包括間接損失，如停產、安全事故、環境污染以及因腐蝕導致的效率降低等。依據國際腐蝕工程師協會(NACE International)2016年的研究指出<sup>[1]</sup>，全球每年因腐蝕造成的直接經濟損失約為 2.5 兆美元，這相當於全球 GDP 的約 3.4%，該研究還指出，透過實施腐蝕預防，全球每年可以節省 15%~35%的腐蝕損害成本，即約 3,750 億至 8,750 億美元。我國 2024 年的 GDP 約為 25 兆 5,500 億元，雖然我國目前沒有如同 NACE 全面且詳細的腐蝕經濟損失統計，但根據聯合國世界腐蝕組織(WCO)的數據顯示，腐蝕造成的經濟損失約佔全球 GDP 的 3.0%~5.0%<sup>[2]</sup>，故我國 2024 年因材料腐蝕造成的經濟損失約為新臺幣 7,700 億元至 1.28 兆元之間。

鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)是目前橋梁結構中最普遍使用的建材，具有良好的結構強度與耐久性。雖然混凝土本身對鋼筋提供了物理與化學保護，但在長期服役的過程中，尤其是在嚴苛的環境條件下，其保護作用會逐漸喪失，導致鋼筋發生腐蝕，進而引發混凝土剝落、龜裂、結構強度下降等劣化問題。橋梁是交通運輸系統中的關鍵構件，若未能妥善掌握其劣化機制與影響因素，可能導致結構失效、甚至災害事故，嚴重影響民眾日常生活及生命安全。

#### 2.1.1 鋼筋腐蝕原理

混凝土保護層是鋼筋的物理屏障，能夠阻擋外部水分、氧氣與腐蝕性離子的侵入，使鋼筋與外部環境隔離，另因混凝土內部的氫氧根離子(OH<sup>-</sup>)濃度高，使混凝土的 pH 值通常維持在 12.5 以上，在此條件下，鋼筋表面會形成一層穩定的鈍化膜(passive layer)，因此能有效抑制鋼筋的腐蝕。然而，當上述保護機制遭到破壞，如鹼度下降、裂縫形成、氣

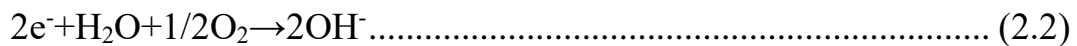
離子侵入等，造成鋼筋表面的氯離子濃度超過臨界值時，鈍化膜將由穩定狀態轉變為活化狀態，導致鋼筋開始發生電化學腐蝕反應。

鋼筋腐蝕屬於典型的電化學反應機制，其在鋼筋表面同時伴隨陽極之電子釋放反應與陰極之電子消耗反應的進行。此過程須以混凝土孔隙溶液所提供之電解質環境為媒介，並在具備完整電路與電流傳輸條件下方能持續進行。鋼筋表面的陽極及陰極反應式如下<sup>[3]</sup>：

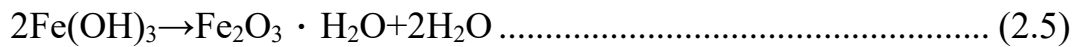
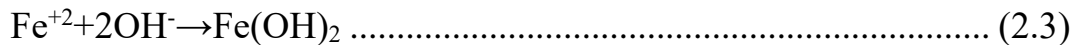
1. 陽極反應：鋼鐵溶解於孔隙水中並釋放出電子。



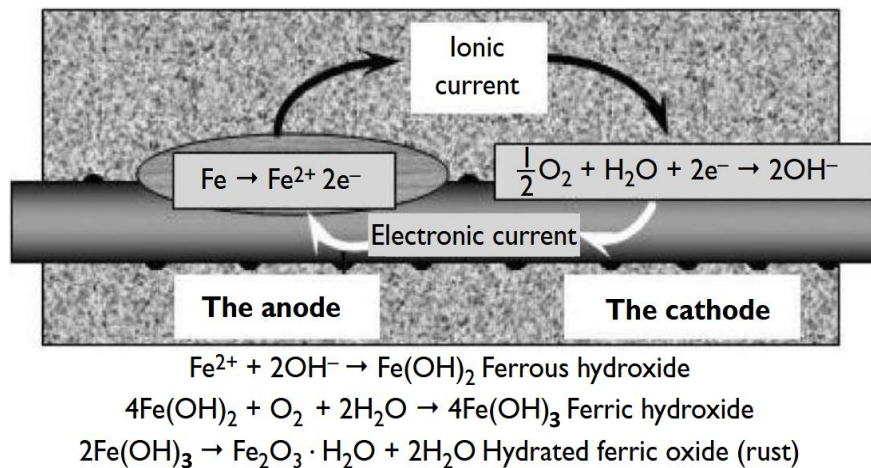
2. 陰極反應：陽極反應中產生的兩個電子必須在鋼筋表面的其他區域被消耗，以維持電中性。因此，該電子在陰極區與水和氧氣結合，生成氫氧根離子。



當陽極及陰極反應同時進行時，會形成腐蝕電流，使陽極產生的鐵離子向陰極移動，且與陰極產生的氫氧根離子結合成氫氧化亞鐵  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  沉澱物，並接續與氧氣及水發生反應生成氧化鐵  $\text{Fe}(\text{OH})_3$  及水合氧化鐵  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$  (即鐵鏽) 等沉澱物，化學反應式如下。



上述完整的化學反應示意圖如圖 2.1 所示，未水化的  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  其體積大約是原鋼材的 2 倍，當其水化後體積會進一步膨脹且變得多孔，其體積的膨脹量可達原鋼筋的 6~10 倍，因而於混凝土內部產生內應力，最終導致混凝土的開裂、分層和剝落，同時於鋼筋上亦生成紅棕色易剝落之鏽蝕物。



資料來源：[3]

**圖 2.1 鋼筋腐蝕的電化學反應**

### 2.1.2 鋼筋混凝土腐蝕劣化類型

混凝土發生劣化的原因可分為物理、機械和化學等 3 個因素，其中，物理性劣化可由凍融循環或硬化水泥漿體與粒料之間的熱膨脹差異引起；機械性劣化通常由磨損、衝擊和侵蝕造成；化學性劣化可能來自於環境的化學物質滲入而發生，例如，大氣、海洋和土壤環境的氯化物侵入、碳化和硫酸鹽侵蝕等，也可能因混凝土成分間的反應而發生，例如，鹼-矽(ASR)、鹼-碳酸鹽反應(ACR)、延遲鈣礬石生成(DEF)以及養護過程中水化產物分佈不均，導致長期強度損失<sup>[4]</sup>。以下說明各項化學性劣化的原因。

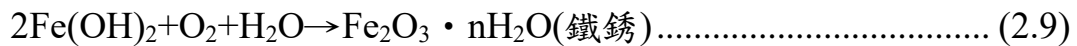
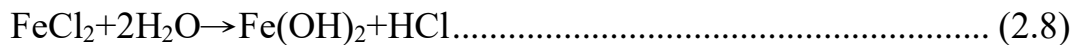
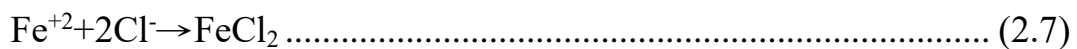
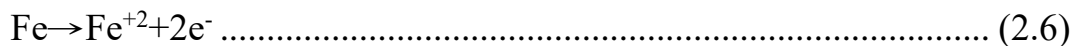
#### 1. 混凝土中性化：

混凝土中性化是指混凝土產生碳化(carbonation)的過程，當大氣中的二氧化碳 CO<sub>2</sub> 浸透入混凝土內部後，會與水泥水化物之氫氧化鈣 Ca(OH)<sub>2</sub> 反應生成碳酸鈣 CaCO<sub>3</sub>，由於碳酸鈣具微酸性，因而導致混凝土的鹼性下降，當混凝土內部 pH 值降至 9 以下時，鋼筋表面的鈍化膜會失去穩定性，因而造成鋼筋表面開始腐蝕<sup>[5]</sup>。腐蝕產物(如鐵鏽)的體積膨脹會造成混凝土龜裂、保護層剝落，形成惡性循環，加速劣化。混凝土中性化本身並不直接導致腐蝕，但混凝土中性化後破壞了防腐屏

障，是誘發腐蝕的前驅條件。因此，若碳化區域同時存在氧氣與水，且環境濕度合適，就會發生嚴重腐蝕。

## 2. 氯離子侵蝕：

氯離子(Cl<sup>-</sup>)可來自海風、融冰鹽或海砂混凝土，當氯離子穿透混凝土保護層並在鋼筋表面累積達到臨界濃度時，會破壞鋼筋表面鈍化膜，並與溶出之鐵離子反應生成水溶性之氯化鐵(FeCl<sub>2</sub>)，觸發腐蝕反應，即使混凝土仍具高鹼性，鋼筋仍會腐蝕。氯化鐵會溶解且離開鋼筋的表面，擴散進入混凝土的孔隙溶液中，並與氫氧根離子(OH<sup>-</sup>)反應生成Fe(OH)<sub>2</sub>，並釋放出氯離子，Fe(OH)<sub>2</sub>會進一步與氧、水反應生成鐵銹。上述一連串的反应，鋼筋將不斷地產生腐蝕反應，使鐵離子溶出離開鋼筋表面，且由於反應中會再度釋放出氯離子，使得氯離子可以反覆不斷地參與腐蝕反應<sup>[5]</sup>，其侵蝕機理與反覆過程如下：



## 3. 硫酸鹽侵蝕：

硫酸鹽可能來自多種來源，例如含有高濃度硫酸鹽的地下水、土壤、工業廢水或海水，其通常以硫酸鈉(Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>)、硫酸鎂(MgSO<sub>4</sub>)或硫酸鈣(CaSO<sub>4</sub>)等形式存在。硫酸鹽可以透過混凝土的孔隙結構、毛細管作用或裂縫滲入到混凝土內部，一旦硫酸鹽溶液侵入混凝土，就會與水泥水化後形成氫氧化鈣(Ca(OH)<sub>2</sub>，又稱熟石灰)和水化鋁酸鈣(Calcium Aluminate Hydrates)等主要產物，這些產物又會與硫酸鹽反應生成石膏(Gypsum)及鈣礬石(Ettringite)2種體積大幅膨脹的新物質，因此導致混凝土開裂、剝落與表面粉化<sup>[6]</sup>(如圖 2.2 所示)。



資料來源：[7]

圖 2.2 混凝土基礎因物理性硫酸鹽侵蝕而嚴重劣化

#### 4. 鹼質與粒料反應：

鹼質與粒料反應(Alkali-Aggregate Reaction, AAR)是一種發生在混凝土內部的化學反應，AAR 反應的最終產物是一種凝膠狀物質，這種凝膠會吸收周圍的水分而膨脹，對混凝土內部產生巨大的膨脹壓力，導致混凝土開裂和崩壞，如圖 2.3 所示。AAR 主要有 2 種形式：鹼-矽反應 (Alkali-Silica Reaction, ASR) 和 鹼-碳酸鹽反應 (Alkali-Carbonate Reaction, ACR)<sup>[4]</sup>，說明如下：



資料來源：[4]

圖 2.3 混凝土因鹼質與粒料反應造成之裂縫及剝落

(1) 鹼-矽反應(Alkali-Silica Reaction, ASR)：ASR 是最常見且破壞力最大的鹼質與粒料反應類型，當混凝土中的鹼( $\text{Na}_2\text{O}$ 、 $\text{K}_2\text{O}$ )與粒料中存在的活性非晶質或低結晶矽酸鹽接觸時，在有水存在的條件下發生反應，生成鹼-矽膠狀產物，這種凝膠會從混凝土的孔隙中吸收水分，導致體積膨脹，對周圍的混凝土基質產生巨大的膨脹壓力。當這個壓力超過混凝土的抗拉強度時，就會在粒料周圍產生龜裂，並形成俗稱「地圖龜裂」(map cracking)的網狀裂縫，最終導致混凝土結構的強度和耐久性大幅下降<sup>[6]</sup>。

(2) 鹼-碳酸鹽反應(Alkali-Carbonate Reaction, ACR)：ACR 相較於 ASR 來說較為少見，當粒料中含有白雲石(Dolomite,  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ )時，鹼性溶液會與白雲石反應，使其中的碳酸鎂( $\text{MgCO}_3$ )分解，此分解作用會產生氫氧化鎂( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ )和碳酸鈣( $\text{CaCO}_3$ )並導致體積膨脹，使粒料表面變酥鬆，降低粒料與水泥漿體的黏結力。

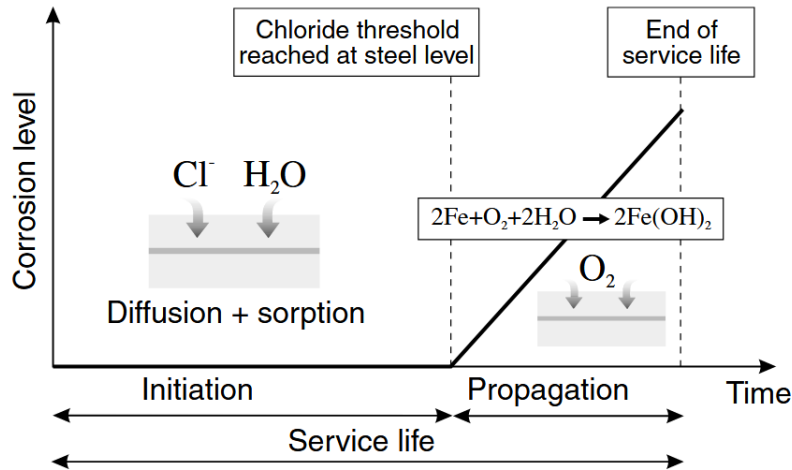
由於本計畫僅探討氣候變遷下氯離子侵蝕對鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響，後續僅針對氯離子造成之鋼筋混凝土腐蝕劣化進行說明。

## 2.2 氯離子入侵引致之鋼筋混凝土腐蝕

引起鋼筋腐蝕的氯離子來源主要可分為預拌混凝土時引入的氯鹽及來自外部環境的氯鹽等 2 種，依照我國 CNS3090 規定鋼筋混凝土及預力混凝土之新拌混凝土中水溶性氯離子含量均需低於  $0.15\text{kg}/\text{m}^3$ ，而外部環境的氯鹽則來自於海洋環境或融冰鹽，屬於外界不可控之影響因素<sup>[8]</sup>。

鋼筋混凝土結構物的腐蝕過程包含初始階段(initiation phase)和擴展階段(propagation phase)等 2 個階段(如圖 2.4 所示)，初始階段是指從結構投入使用到鋼筋開始腐蝕的時間，這個時間的長短取決於氯離子侵入的速率，以及達到臨界腐蝕條件所需的時間，而擴展階段則從鋼筋腐蝕開始到出現明顯結構損壞的時期，完整的鋼筋混凝土結構物的使用年限(service life/useful life)即包含上述 2 個腐蝕階段。由於擴展階段時間約介於 3 至 7 年<sup>[9]</sup>，腐蝕初始階段的時間遠大於擴展階段，故在預

測混凝土結構使用年限時，預測初始階段的持續時間非常重要。本計畫於後續探討鋼筋混凝土橋梁使用年限時將不考慮腐蝕擴展時間，使用年限視為腐蝕起始時間。



資料來源：[10]

圖 2.4 鋼筋混凝土腐蝕初始階段及擴展階段示意圖

### 2.2.1 氯離子擴散機制

在混凝土複合材料微結構中，氯離子由混凝土表面傳輸至鋼筋表面產生鋼筋腐蝕反應的路徑，主要受到混凝土組成相間之複雜界面影響，氯離子主要傳輸路徑包含三部分：(1)水泥漿體內部的孔隙與微裂縫；(2)粒料與水泥漿體間之界面過渡區(Interfacial Transition Zone, ITZ)；(3)鋼筋與漿體間的界面層(Steel-Concrete Interfacial, SCI)，這三者具有不同的微觀結構與物理特性，決定氯離子實際傳輸速率<sup>[11-13]</sup>。

#### 1. 水泥漿體孔隙：

氯離子可以透過多種機制滲入混凝土等材料中，包括由毛細作用引起的擴散、由滲透性與濃度梯度變化所造成的擴散、在電場作用下的遷移、由壓力梯度引起的移動，以及水分吸收與水蒸氣擴散的綜合作用。在所有這些機制中，氯離子的擴散是最主要的傳輸方式<sup>[14]</sup>。在混凝土中的氯離子可區分為自由氯離子(free chloride ions)及結合氯離子(bound chloride ions)2種狀態。其中，結合氯離子無法自由移動，不會

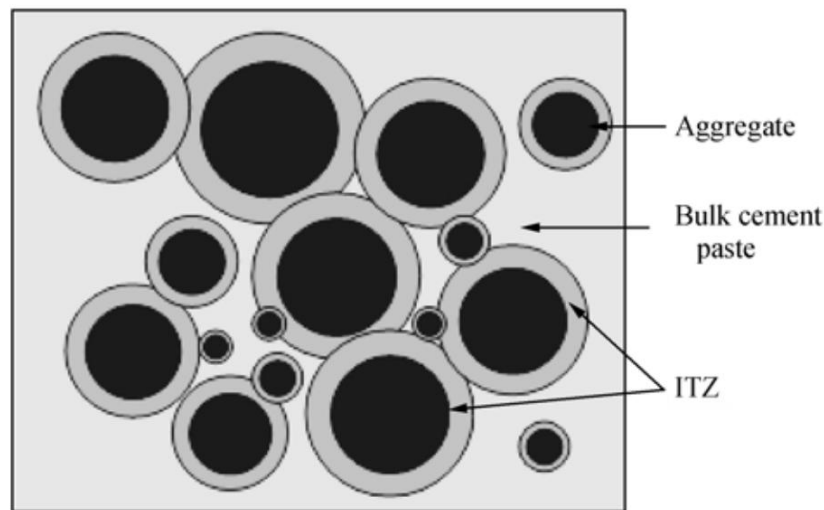
直接參與鋼筋的鏽蝕過程，其可區分為於水化矽酸鈣(C-S-H)凝膠表面或孔隙壁上之物理吸附(physically adsorbed)氯離子及與水泥水化產物(特別是水化鋁酸鹽)發生化學反應，生成穩定化合物弗氏鹽(Friedel's salt)之化學結合(chemically bound)氯離子<sup>[15]</sup>；自由氯離子則溶解在混凝土孔隙溶液中，並可以自由移動，當自由氯離子的濃度達到臨界值時，鋼筋表面的鈍化層(passive film)會被破壞，導致鋼筋開始產生鏽蝕反應，因此自由氯離子濃度才是導致鋼筋發生鏽蝕的主要原因<sup>[16]</sup>。此外，結合的氯離子可能因外部環境中的硫酸鹽侵蝕及碳化導致 pH 值降低等因素而被釋放，轉化為具腐蝕性的自由態氯離子，因而加速鋼筋發生腐蝕反應<sup>[15,17]</sup>。

氯離子在水泥漿體中主要以溶解於毛細孔及凝膠孔中的離子形式進行傳輸，毛細孔一般孔徑介於 10nm 至 10 $\mu$ m 之間，且其體積比例與水膠比密切相關。當水膠比較高時，水化後所殘留的毛細孔體積較大，孔隙之間的連通性提高，故氯離子可透過較短且連續的通道進行快速擴散。相反地，當水膠比降低或摻入卜作嵐材料(如飛灰、爐石、矽灰等)時，水化產物 C-S-H 膠體會逐漸填補毛細孔，導致孔徑縮小及孔隙率下降，使氯離子擴散路徑更為曲折，降低氯離子擴散係數<sup>[8,18]</sup>。

## 2. 粒料與水泥漿體間之界面過渡區(Interfacial Transition Zone, ITZ)

當水泥顆粒在相對平坦的粒料表面堆積時因壁效應(wall effect)導致水泥顆粒無法有效地填補粒料表面的空間，因此粒料表面與硬化水泥漿體交界處會形成一個微觀薄層過渡區域(如圖 2.5 所示)，其厚度約僅 30 至 100 $\mu$ m(約佔混凝土總體積的 0.2%以下)，該區域即稱為粒料與水泥漿體間之界面過渡區(ITZ)，該區域之水泥含量較低且具有較高的含水量，因此 ITZ 區域的局部水灰比會高於遠處的「主體」漿體區域<sup>[12,19-23]</sup>。ITZ 區域的 C-S-H 凝膠密度低且 Ca(OH)<sub>2</sub> 晶體含量高<sup>[11]</sup>，空間填充效果不如基體漿體，故 ITZ 的孔隙率較水泥漿體高出 2 至 3 倍<sup>[24]</sup>，該區域的氯離子擴散係數約為水泥漿體的 6 至 18 倍<sup>[19,24-26]</sup>，甚至有可能高達 30 至 40 倍<sup>[23,27]</sup>。因此，雖然於水泥漿中添加粒料會因粒料本身的不滲透性(稀釋效應)迫使氯離子於擴散過程中必須繞過粒料顆粒進

行傳輸，因而導致氯離子傳輸的路徑增長(曲折效應)而降低氯離子擴散速率，但因粒料與水泥漿體間之界面過渡區具有較高的孔隙率，故當粒料含量大於 0.5 時，高孔隙率的 ITZ 會在空間中形成連通網絡，其加速效應可能抵銷甚至超過緻密粒料的稀釋與曲折效應<sup>[21,28]</sup>，在微觀尺度上，氯離子能沿著粒料表面進行快速傳輸，形成「繞過」主體水漿體的局部快速擴散通道，故 ITZ 能顯著地加速氯離子在混凝土中的擴散速率<sup>[25,29]</sup>。



資料來源：[30]

圖 2.5 粒料與水泥漿體間之界面過渡區示意圖

### 3. 鋼筋與漿體間的界面層(Steel-Concrete Interface, SCI)：

SCI 是鋼筋與周圍水泥漿體之間的微觀過渡區域，其界面結構雖不完全等同於 ITZ，但其物理特徵與傳輸行為具有相似性，存在局部高孔隙率區域。SCI 區域常出現的缺陷包括泌水層(bleed-water zones)、宏觀界面空隙(macroscopic voids)、微裂縫和分離(separation)，該缺陷導致局部形成比水泥漿體更高孔隙率的區域，並為氯離子提供了優先的傳輸路徑，使氯離子能有效地縮短傳輸路徑，繞過較緻密的水泥漿體，迅速到達鋼筋表面，加速鋼筋發生初始腐蝕的時間<sup>[11,29,31,32]</sup>。

### 2.2.2 臨界氯離子濃度

臨界氯離子濃度(critical chloride concentration)或稱為臨界氯離子閾值(Critical Chloride Threshold, CCT)是指混凝土中鋼筋去鈍化(depassivation)時，鋼筋表面所含的最低氯離子含量，當氯離子濃度超過該臨界值時，混凝土中的鋼筋鈍化層就會被破壞，進而導致鋼筋產生鏽蝕反應。從電化學的角度來看，鋼筋發生腐蝕的條件取決於鋼筋的腐蝕電位是否低於孔蝕電位，但由於鋼筋部分直接與混凝土孔隙溶液接觸，其他部分可能被水化產物覆蓋，在一定程度上可被隔絕於腐蝕性物質之外。因此，混凝土中鋼筋之 CCT 不僅受純電化學因素影響，還與物理性防護有關<sup>[33]</sup>。

Stewart 與 Rosowsky(1998)<sup>[34]</sup>由文獻中發現臨界氯離子濃度通常位於 0.6 至 1.2kg/m<sup>3</sup> 的範圍，在相似的結構中，由於溫度、水泥種類、水泥添加料、水分含量等的不同，臨界氯離子濃度仍可能出現變化，因此該研究將臨界氯離子濃度視為一個在 0.6 至 1.2kg/m<sup>3</sup>(約等於 0.17%至 0.3%水泥重量百分比)範圍內均勻分布的隨機變數。

Glass 與 Buenfeld(1997)<sup>[35]</sup>由歷史發表的文獻中發現臨界氯離子濃度範圍介於 0.17%到 2.5%水泥重量百分比，差異源於多種可能的影響因素，鋼筋與混凝土界面狀況被認為是影響因數中最重要參數之一，但尚未明確各因素的重要性，且氯離子含量的增加大致上會線性提升腐蝕風險。根據現有的文獻，Glass 與 Buenfeld 建議暴露於溫帶歐洲氣候的建築物，臨界氯離子濃度建議值為 0.4%水泥重量百分比，對於暴露於更具侵蝕性的環境中的結構，臨界氯離子濃度建議值為 0.2%水泥重量百分比<sup>[36]</sup>。上述中 0.2%至 0.4%水泥重量百分比約等於 0.03%至 0.07%混凝土重量百分比(假設水泥用量為 350~400kg/m<sup>3</sup>，混凝土密度為 2300kg/m<sup>3</sup>)，因此 Life-365<sup>TM</sup> 即參考該研究成果，程式中內定臨界氯離子濃度為 0.05%混凝土重量百分比<sup>[37]</sup>。

Angst 等人(2009)<sup>[33]</sup>蒐集自 1959 年至 2008 年發表的文獻指出，臨界氯離子濃度分布於 0.04%至 8.34%水泥重量百分比，此呈現巨大分散

性的原因為不同的實驗方法及影響混凝土中因氯化物導致腐蝕的眾多因素密切相關；Cao 等人(2019)<sup>[38]</sup>仿照 Angst 等人(2009)的研究方式，蒐集自 1968 年至 2015 年於中國發表的案例，該研究指出中國的臨界氯離子濃度介於 0.09%至 3.4%膠結重量百分比、0.1%至 0.483%砂漿重量百分比、0.025%至 0.18%混凝土重量百分比，該研究結果與 Angst 等人(2009)的研究結果相似，亦顯示高度的分散性。

日本公益社團法人土木學會(2012)<sup>[39]</sup>提供了不同水泥之鋼筋臨界氯離子濃度( $C_{cr}$ )的評估公式(單位為  $\text{kg}/\text{m}^3$ )，相關公式如下：

1. 普通波特蘭水泥(OPC)：

$$C_{cr}=3.4-3.0w/c \dots\dots\dots (2.10)$$

2. 高爐水泥及飛灰水泥(PSC 及 PPC)：

$$C_{cr}=3.1-2.6w/c \dots\dots\dots (2.11)$$

3. 低熱高爐水泥及早強波特蘭水泥(LHSC 及 RHC)：

$$C_{cr}=2.6-2.2w/c \dots\dots\dots (2.12)$$

4. 矽灰水泥(SFC)：

$$C_{cr}=1.2 \dots\dots\dots (2.13)$$

上述 4 個評估公式僅須由水灰比參數即可求得臨界氯離子濃度，使用上極為便利，且依上述 4 個公式計算所得的臨界氯離子濃度介於 1.2 至 2.3 $\text{kg}/\text{m}^3$ (如圖 2.6 所示)。陳育聖等人(2019)即使用上述評估公式進行臺灣本土化混凝土結構物耐久性分析，計算結果顯示合乎實務應用<sup>[40]</sup>。

依據上述文獻研究成果顯示，CCT 並非單一數值，其可能受到很多因素之影響。影響 CCT 的主要原因大致可歸納為混凝土材料性質、鋼筋特性、暴露環境因素及試驗方法等，各項說明如下：

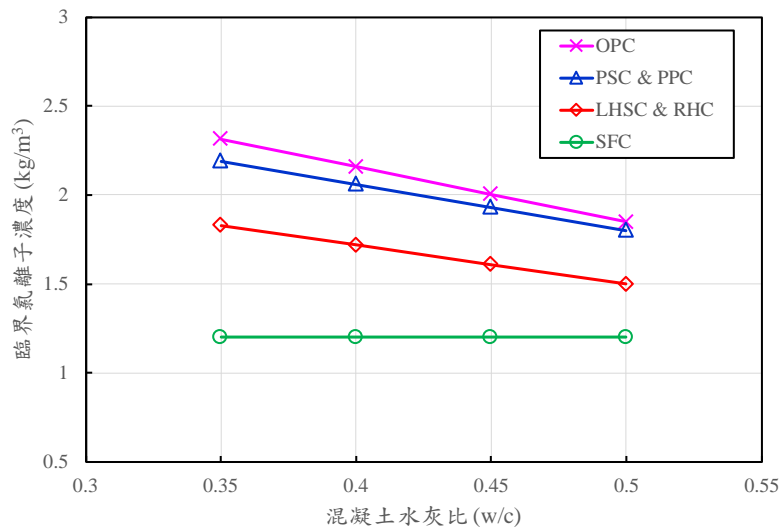
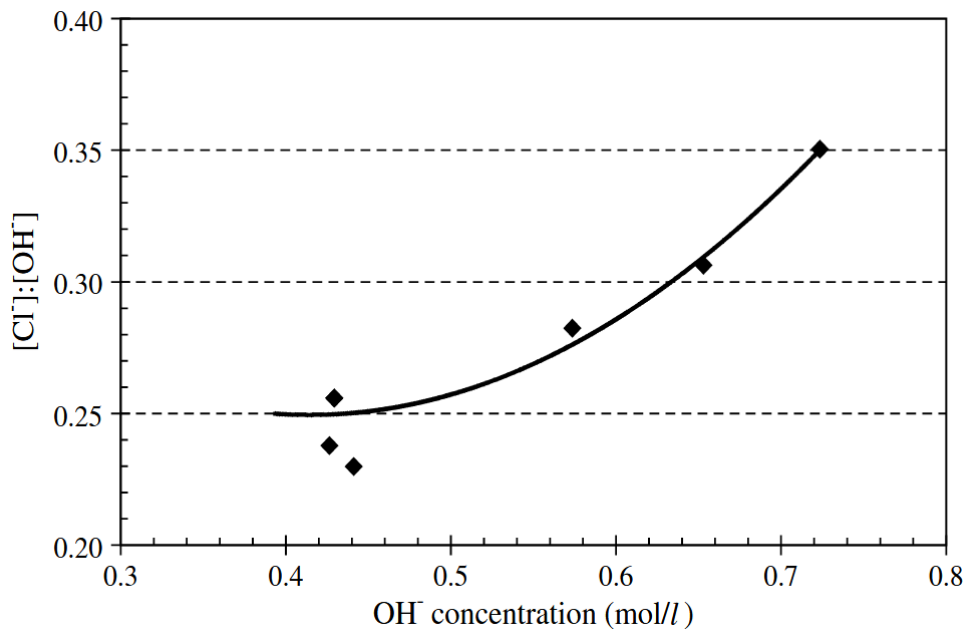


圖 2.6 日本公益社團法人土木學會評估公式之臨界氯離子濃度

### 1. 混凝土材料與組成：

- (1) 孔隙溶液 pH 值：混凝土孔隙溶液中含有  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 、 $\text{NaOH}$  及  $\text{KOH}$ ，因此其 pH 值通常介於 12.5 至 14 之間，該高鹼性環境是維持鋼筋鈍化狀態的必要條件，且 CCT 會隨著 pH 值增加而增加<sup>[17,33]</sup>。孔隙溶液的 pH 值最初主要取決於膠結材的類型，但在後期階段可能會受到持續的水化作用及混凝土中性化等因素之影響，而逐漸變小。當 pH 值降低時，結合的氯離子會釋放至孔隙溶液中，因而降低 CCT。然而，當 pH 值大於 12.6 時，結合氯離子的含量會顯著下降<sup>[41,42]</sup>。在總氯離子含量固定的情況下，pH 值的增加伴隨  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$  比例的增加(如圖 2.7 所示)，這代表即使  $\text{OH}^-$  具有抑制腐蝕的作用，但  $\text{OH}^-$  的增加仍會提升腐蝕風險<sup>[17]</sup>。
- (2) 水膠比(water-binder ratio)：降低水膠比有助於提高混凝土孔隙溶液的 pH 值(高鹼性)，並改善 ITZ 及 SCI 的孔隙結構和緻密性，有利於鋼筋表面維持穩定的鈍化層，且緻密的混凝土結構可以更有效地阻止外部酸性物質入侵(如二氧化碳造成的碳化)，從而更好地維持混凝土的高鹼性環境，使鈍化層更穩定，故需要更高的氯離子濃度才能破壞這層更穩固的鈍化膜，即提高了 CCT<sup>[38]</sup>。



資料來源：[17]

圖 2.7 氫氧根離子增加對 $[Cl^-]/[OH^-]$ 比例之影響

(3) 卜作嵐添加料：常用的卜作嵐添加料有飛灰(Fly Ash, FA)、高爐爐渣粉(Ground Granulated Blast-Furnace Slag, GGBFS)、矽灰(Silica Fume, SF)等，添加卜作嵐摻料有助於增加混凝土的氯離子結合能力，因此，需要更多的總氯離子進入混凝土才能達到啟動腐蝕所需的自由氯離子濃度，提高了以總氯離子表示的 CCT；但因卜作嵐材料進行二次水化反應時，可能會消耗氫氧化鈣並降低孔隙溶液中的氫氧根離子濃度(即 pH 值下降)，因而影響鋼筋鈍化層穩定性，故會降低啟動腐蝕所需的臨界自由氯離子濃度。雖然強化的結合作用傾向於提高以總氯離子計量的 CCT，但卜作嵐摻料對 pH 值的潛在影響可能會抵消這一好處，甚至在某些情況下導致 CCT 降低<sup>[17,33,38]</sup>。

(4) 鋼筋-混凝土界面(SCI)：混凝土中的鋼筋-水泥界面區在微觀結構上往往是最脆弱的區域，會直接影響 CCT。在混凝土澆築過程中，由於泌水現象(水從密實的組分中分離並聚集)會使水和較輕的組成分積聚在骨料顆粒或鋼筋的表面之下，形成 100~200 $\mu$ m 寬之泌水區，導致鋼筋附近區域的水灰比較高，並於水平鋼筋下方形

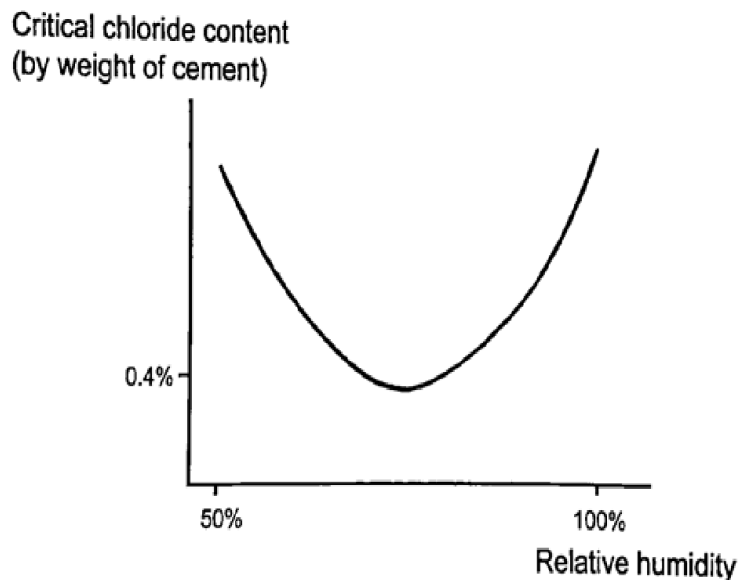
成縫隙(gaps)或更高的孔隙率<sup>[11,32]</sup>，而該界面氣孔含量(air void content at the steel-concrete interface)的增加，將會導致 CCT 急遽下降<sup>[17]</sup>。另因鋼筋表面上存在一層緻密且富含石灰(lime-rich layer)的固態水化產物，其可做為物理屏障，限制電荷轉移反應，並緩衝孔隙溶液的 pH 值之變化，即當局部化學條件改變(例如，在點蝕附近 pH 值局部下降)時，阻止 pH 值跌落至足以啟動腐蝕的臨界值，若 SCI 處缺乏此水泥水化產物(即存在缺陷或孔隙)，該區域的 pH 值容易發生局部下降，無法抵抗腐蝕啟動時的局部化學變化。由於 SCI 存在微觀缺陷及不連續性，無法估計空氣孔隙的數量及歸納微觀缺陷的特性，爰無法對 SCI 進行量化，導致 CCT 在不同結構和實驗中具有相當程度的差異性<sup>[17,33]</sup>。

## 2. 鋼筋特性：

- (1)鋼筋類型：不同合金成分的鋼筋具有截然不同的 CCT，例如，鍍鋅鋼筋之 CCT 平均約為普通碳鋼鋼筋的 1.14 倍至 4 倍以上；不鏽鋼鋼筋之 CCT 平均約為普通碳鋼鋼筋的 3.14 倍至 7.17 倍(依鋼種不同而有所差異)<sup>[43,44]</sup>。
- (2)鋼筋電位：鋼筋的電位越正(越高)，鋼筋越容易去鈍化，CCT 通常會降低；反之，鋼筋的電位越負(越低)，CCT 可能越高。Alonso 等人(2002)<sup>[45]</sup>的研究指出，電位與 CCT 之間存在著指數關係，在介於+250 至 -200mV SCE 的電位區間時(鈍化狀態的特徵電位範圍)，CCT 無明顯隨膠結材類型(binder types)改變，當電位低於 -200mV SCE 時，CCT 會顯著增加，對於游離氯離子(free chloride)臨界值，會從約 1%增加到 4%的水泥重量，對於總氯離子(total chloride)含量，臨界值則從 1%增加到 8.34%水泥重量。對於暴露在大氣中的結構(通常在充足氧氣的大氣條件下)，鋼筋的電位通常在+100 至 -200mV SCE 之間，而由於水下混凝土結構物位於低氧氣環境，鋼筋的電位通常在 -400 至 -500mV SCE 之間，因此 CCT 較高。此外，除了環境因素外，透過陰極保護技術，可以降低鋼筋的電位來達到提高臨界氯離子濃度的目的<sup>[33,46]</sup>。

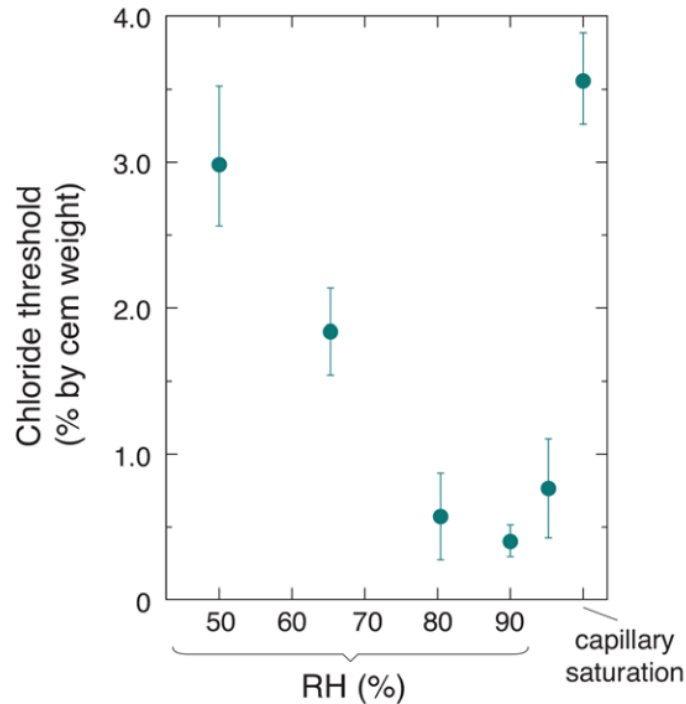
### 3. 暴露環境因素：

- (1) 溫度：Hussain 等人(1995)<sup>[47]</sup>研究指出，混凝土暴露於溫度 20°C 與 70°C 時，CCT 會降低 81%~89%。
- (2) 濕度及氧氣含量：CCT 會隨相對濕度變化而有所差異(如圖 2.8 所示)，當相對濕度介於 60%至 80%時，CCT 明顯較低，代表在該濕度範圍內，腐蝕反應可能在氯化物含量較低的情況下啟動<sup>[48]</sup>。由於腐蝕的過程需要氧氣及水，在完全飽和的情況下，氧氣無法進入混凝土孔隙，因此需要較高的氯離子濃度才能破壞鋼筋的鈍化層；在過於乾燥的情況下，雖然氧氣容易進入，但因水分不足，氯離子難以在混凝土孔隙中移動，亦不利於產生腐蝕反應，故需要較高的氯離子濃度才能觸發腐蝕反應。當混凝土內部相對濕度 (RH) 介於 90%至 95%或暴露於乾濕循環的混凝土時，最容易發生腐蝕反應<sup>[33]</sup>，且當水分狀況從 90%相對濕度改變為毛細飽和 (capillary saturation) 狀態，CCT 大約變成 10 倍<sup>[49]</sup>，如圖 2.9 所示。例如，飛濺區 (splash and spray zones) 常具備充足的水分及氧氣，故該區域的 CCT 較低且常是發生腐蝕最嚴重的區域<sup>[38]</sup>。



資料來源：[50]

圖 2.8 臨界氯離子濃度受相對濕度之影響(示意圖)



資料來源：[49]

圖 2.9 臨界氯離子濃度受相對濕度之影響(試驗資料)

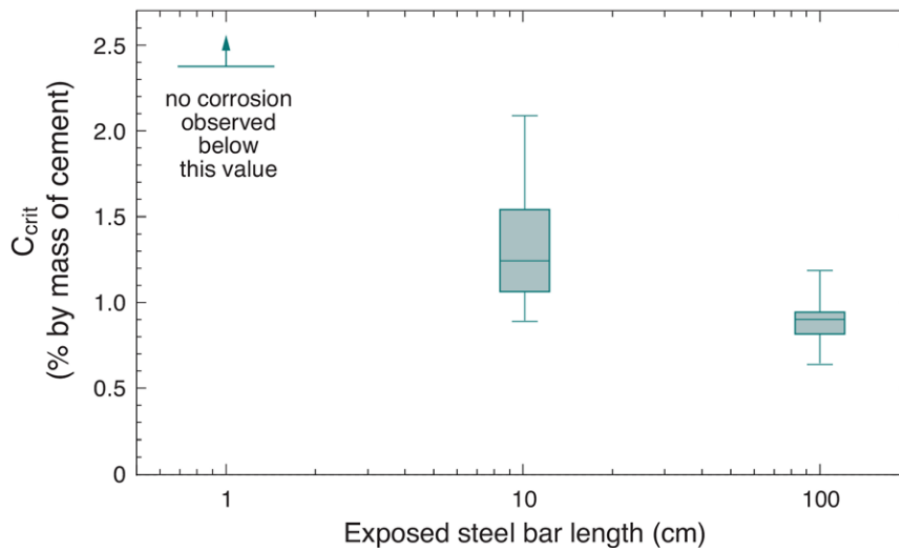
(3) 機械應力(mechanical stresses)：機械應力或載荷對 CCT 的影響通常是間接的，主要透過改變混凝土的微觀結構和 SCI 的物理條件，從而影響氯離子的傳輸過程和腐蝕發生的電化學閾值。當應力增加時，可能會造成混凝土結構物產生裂縫或損壞區(damage zone)，增加 SCI 之孔隙率，因而導致 CCT 降低<sup>[38]</sup>。

#### 4. 試驗方法與尺寸效應：

(1) 鋼筋去鈍化時刻的定義：Andrade 等人(2008)<sup>[51]</sup>建議當腐蝕電流密度持續高於  $0.1\sim 0.2\mu\text{A}/\text{cm}^2$  時，鋼筋可視為達到去鈍化；Ghods 等人(2010)<sup>[52]</sup>則建議偵測腐蝕啟動的判斷標準為電位達  $-250\text{mV}$ ，但 Sánchez 和 Sagüés(2016)<sup>[53]</sup>在研究環氧塗層鋼筋的研究中，則以鋼筋電位達到  $-200\text{mV}$  時進行 CCT 量測；Garcia 等人(2014)<sup>[54]</sup>在其含爐石的混凝土研究中則以電位變化約  $-250\text{mV}$  做為檢測腐蝕啟動的判斷準則。因此，採用不同的試驗方法或定義去鈍化的準則不同，會導致 CCT 量測值的差異。

- (2) 氯離子導入方法與傳輸機制：實驗室將氯離子引入試體的方法可分為自然傳輸法、混合法及電遷移試驗等。其中，自然傳輸法為模擬實際暴露條件，氯離子透過擴散或毛細吸收結合擴散進入試體，通常需要很長的時間；混合法為於配製混凝土時直接將氯化物摻入，雖然能使總氯離子含量分佈均勻，但會改變氯離子結合和水化產物之間的電化學反應，可能導致與自然傳輸法不同的 CCT；電遷移試驗則是透過對試件施加外部電場或電位來驅動氯離子傳輸，以加速測試過程，常用的試驗方法為快速氯離子遷移試驗(RCM)，雖然 RCM 加速了氯離子的滲透，但亦引入了電場效應，可能會影響 OH<sup>-</sup>離子的移動，提高試體內部 pH 值且氯離子結合能力可能會被忽略或顯著減弱，此外，RCM 通常於試體完全飽和的條件下施作，亦限制了氧氣的供應，因此通過 RCM 間接推算的 CCT 數值可能與實際情況有所不同影響<sup>[33,55]</sup>。
- (3) 鋼筋表面狀況：Li 和 Sagüés(2001)<sup>[56]</sup>研究了鐵鱗(mill scale)、噴砂和預生鏽的鋼筋，結果顯示噴砂鋼筋的臨界氯離子濃度最高；Pillai 和 Trejo(2005)<sup>[57]</sup>研究結果顯示，在完全去除原始表面並進行表面拋光後，ASTMA706、微合金鋼及 304 不銹鋼鋼筋之平均 CCT 有所提高，而 ASTMA615 及 316LN 不銹鋼鋼筋之平均 CCT 則降低；Mohammed 和 Hamada(2006)<sup>[58]</sup>比較了不同表面狀況之鋼筋，例如，鐵鱗、拋光、棕色和黑色生鏽鋼筋、水泥漿覆蓋之鋼筋(預鈍化)，結果顯示各種鋼筋的臨界氯離子濃度均不相同，鋼筋的臨界氯離子濃度依序為：預鈍化>黑色生鏽>拋光>棕色生鏽>鐵鱗。因此，進行量測 CCT 試驗時的鋼筋表面狀態，包括預先存在的銹蝕層、鐵鱗或有無進行其他表面處理等，均會影響鋼筋鈍化及去鈍化的難易度<sup>[59]</sup>，進而影響 CCT 的量測結果。
- (4) 尺寸效應：當鋼筋埋置入混凝土時，鋼筋表面的異質性(heterogeneity)會顯著放大隨機行為，初始腐蝕是一種局部現象，故在較大的暴露面積上，存在缺陷(腐蝕起始點)的機率更高，從

而影響測得的 CCT。當樣本尺寸的增大(例如，鋼筋長度增長)，CCT 及其變異性皆會降低<sup>[49]</sup>，如圖 2.10 所示。



資料來源：[49]

圖 2.10 尺寸效應對臨界氯離子濃度之影響

上述的影響因素之間往往會互相關聯，其中鋼筋與混凝土的界面狀況可能是影響臨界氯離子濃度的最主要因素，其次為混凝土孔隙溶液 pH 值與鋼筋電位，由於臨界氯離子濃度的影響因素眾多，實務上要尋求一個能普遍適用於各種結構的「唯一臨界值」是相當困難的<sup>[33,60-62]</sup>，另因 CCT 存在尺寸效應，來自小規模實驗的數據通常過於樂觀，當應用 CCT 於實際工程中時，必須考慮所有影響 CCT 的因素，包括材料特性、暴露條件(水分、溫度)、電位以及結構因素(如樣本尺寸)等<sup>[49]</sup>。

### 2.2.3 鋼筋混凝土使用年限預測模型概述

混凝土結構使用年限是一個極重要的設計參數，使用年限會顯著影響施工成本。為有效評估混凝土構造物使用年限，目前已發展多種混凝土使用年限預測模型，用以評估混凝土結構物在不同氯鹽腐蝕環境下之耐久性，例如，ERFC 模型、Life-365<sup>TM</sup> 模型、ClinConc 模型、CDD 模型、CHLODIF 模型、DuraCrete 機率模型等，然而由於各模型在技術與數學方法上的差異，所得到的結果通常也不一致<sup>[63]</sup>。

Oslakovic 等人(2010)<sup>[64]</sup>的研究指出 CHLODIF 模型在結果上產生了較大的差異和不切實際的大範圍初始腐蝕時間，Life-365<sup>TM</sup> 模型的結果與實際情況相當吻合，而當使用材料之參數被準確地建模時，DuraCrete 模型也能得到合理結果。

Pillai 及 Annapareddy(2013)<sup>[65]</sup>採用 Life-365<sup>TM</sup>、CHLODIF、ClinConc 及 DuraCrete 等 4 種模型進行混凝土使用年限之預估，該研究指出 Life-365<sup>TM</sup> 及 ClinConc 模型預測之初始腐蝕時間相似，DuraCrete 模型對每個輸入參數的敏感性都很高，因此，若輸入參數能夠準確建模，建議使用 DuraCrete 模型進行使用年限預測，但也指出 Life-365<sup>TM</sup> 是最易使用的分析模型。

Athibaranan 等人(2022)<sup>[63]</sup>進行了 ERFC、Life-365<sup>TM</sup>、ClinConc 及 CDD 等 4 種分析模式的比較，研究顯示混凝土保護層厚度、氯離子擴散係數及臨界氯離子濃度是預測腐蝕起始時間的關鍵因素，以自由氯離子濃度為驅動力，並考慮氯離子結合作用對擴散係數影響的模型(例如，ClinConc 及 CDD 模型)，會得到較長的使用年限預測結果，以總氯離子濃度為基礎的模型(例如，ERFC 模型及 Life-365<sup>TM</sup> 模型)，則給出相對保守的結果；另 ERFC 模型和 Life-365<sup>TM</sup> 預測的使用年限結果相近，ClinConc 和 CDD 模型雖然均考慮結合氯離子的影響，但分析之使用年限呈現顯著的不同，因此，在環境條件適中且問題簡單時，可使用 ERFC 或 Life-365<sup>TM</sup> 模型，但在氯滲透現象複雜、環境條件嚴苛的情況下，應根據可用參數類型選擇 ClinConc 或 CDD 模型。總體而言，模型的選擇應依據可用的數據類型與條件而定，並無最佳模型。

陳育聖等人(2019)<sup>[40]</sup>考量 Life-365<sup>TM</sup> 程式之氯離子擴散係數無法自行設定，且該程式內定之鋼筋臨界氯離子濃度為混凝土重量 0.05%，低於多數已發表的文獻等因數，爰參考 Life-365<sup>TM</sup> 擴散係數衰減公式及日本混凝土標準示方書建議之公式<sup>[39]</sup>，建立臺灣本土化混凝土鹽害耐久性分析流程，惟該流程並未考量溫度效應對氯離子擴散係數之影響。本計畫係參考該研究成果，並引入溫度效應以反應氣候變遷對氯離子擴散係數之影響。

混凝土滲透性是其耐久性的一項重要指標，當混凝土滲透性較高時，氯離子容易滲透入鋼筋混凝土內部，造成鋼筋與氯離子產生化學反應，導致鋼筋產生腐蝕現象<sup>[66]</sup>。如果假設混凝土相對濕潤時，氯離子滲透入混凝土的過程，可以視為一維半無限固體之擴散現象，因此可以使用 Fick 第二擴散定律進行分析，如下式<sup>[67]</sup>：

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \dots\dots\dots (2.14)$$

其中， $C(x,t)$ 代表氯離子濃度， $x$ 代表混凝土表面下的深度， $t$ 代表氯離子擴散之時間， $D_c$ 代表混凝土中氯離子擴散係數。

當假設混凝土為半無限、孔隙、均勻且等向性(isotropic)材料，混凝土與氯離子之間不發生反應(例如氯結合)，混凝土內部於初始狀態時之氯離子濃度為  $C_i$ (即  $C(x,0)=C_i$ )，混凝土表面氯離子濃度為  $C_s$ (即  $C(0,t)=C_s$ )，混凝土內無限遠處氯離子濃度維持為  $C_i$ (即  $C(\infty,t)=C_i$ )，Fick 第二擴散定律可求解如下式<sup>[40,68]</sup>：

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{\alpha}} \right) \right] \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\alpha = \int_0^t D_c(\xi) d\xi \dots\dots\dots (2.16)$$

當氯離子擴散係數  $D_c$  為常數時(即不隨時間、溫度等改變)<sup>[34,69-72]</sup>，混凝土內部氯離子濃度可簡化如下<sup>[68]</sup>：

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \dots\dots\dots (2.17)$$

上式中， $\operatorname{erf}$ 代表高斯誤差函數，數值介於-1至1之間，如圖 2.11 所示。

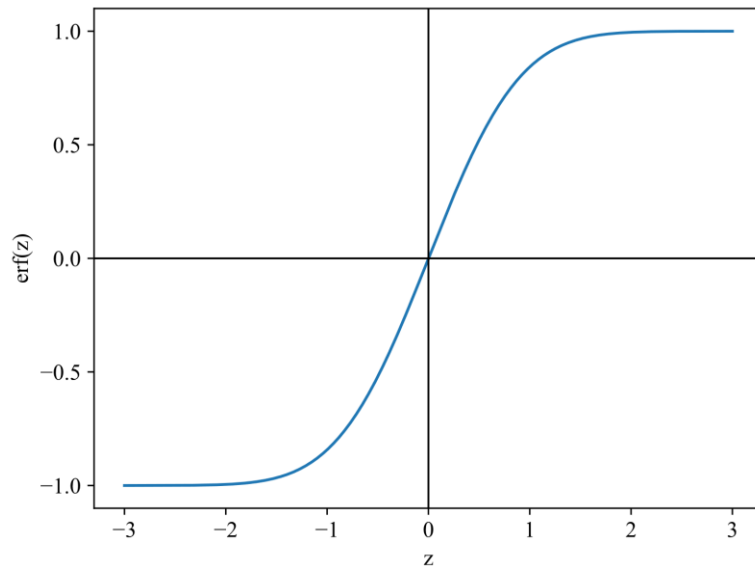


圖 2.11 高斯誤差函數圖

當考慮氯離子擴散係數  $D_c$  不為常數時，氯離子擴散係數可表示為時間、溫度及混凝土內部孔隙相對濕度(pore relative humidity)的函數<sup>[10,37,71,73,74]</sup>，如下所示：

$$D_c(t, T, RH_p) = F_1(t) F_2(T) F_3(RH_p) \dots \dots \dots (2.18)$$

$$F_1(t) = D_{c,ref} (t_{ref}/t)^n \dots \dots \dots (2.19)$$

$$F_2(T) = \exp \left[ \frac{U_c}{R} \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(t)} \right) \right] \dots \dots \dots (2.20)$$

$$F_3(RH_p) = \left[ 1 + \left( \frac{1 - RH_p}{1 - RH_c} \right)^4 \right]^{-1} \dots \dots \dots (2.21)$$

$$D_{c,ref} = 10^{-12.06 + 2.4w/c} \dots \dots \dots (2.22)$$

$$n = 0.2 + 0.4(\%FA/50 + \%SG/70) \leq 0.6 \dots \dots \dots (2.23)$$

其中， $F_1$  為假設氯離子擴散速率隨著時間而漸減，該經驗公式假設參考溫度 (reference temperature) 為 20 °C 及參考濕度 (reference humidity) 為 75% 之狀況，因此，若實際溫度及濕度不同於上述的參考條件時，則需採用式(2.20)及式(2.21)進行溫度及濕度的修正<sup>[75]</sup>； $t_{ref}$  代表量測氯離子擴散係數的參考時間(單位：年)，數值為 0.0767 年(即 28

天)； $n$  代表混凝土老化因子(aging factor)，本計畫參考 Life-365™ 的建議，由飛灰(FA)及高爐爐渣粉(SG)取代之水泥重量百分比計算，其中飛灰取 15%，高爐爐渣粉取 35%<sup>[40]</sup>； $D_{c,ref}$  代表當  $t_{ref}$  等於 28 天時之參考氯離子擴散係數，其數值受到溫度、水泥類型、養護時間及混凝土性質(例如，黏結劑的水灰比及混凝土壓縮強度)之影響<sup>[76,77]</sup>，本計畫採用參考 Life-365™ 的建議，採用 Stanish(2000)<sup>[78]</sup>所提出之公式進行計算(單位： $m^2/s$ )； $F_2$  代表溫度調整因子，隨著溫度的增加而漸增，且溫度小於  $20^\circ C$  時數值小於 1.0，且溫度大於  $20^\circ C$  時數值大於 1.0，如圖 2.12 所示； $U_c$  代表活化能(activation energy)，取  $35,000 J/mol$ <sup>[37]</sup>； $R$  代表氣體常數，取  $8.314 Jmol^{-1}K^{-1}$ ； $T_{ref}$  代表參考絕對溫度，取  $293 K$ (即  $20^\circ C$ )； $T(t)$  代表隨時間變化的絕對溫度歷時(單位為  $K$ )，本計畫採用 TCCIP 模擬之 4 種不同氣候變遷情境之溫度推估(詳第三章)； $F_3$  代表濕度調整因子，隨著混凝土內部孔隙相對濕度(pore relative humidity)增加而漸增，其調整值介於 0 至 1.0 之間，詳如圖 2.13 所示； $RH_c$  代表參考相對濕度或臨界濕度，取 0.75(即 75%)； $RH_p$  代表混凝土內部孔隙相對濕度，當  $RH_p$  等於 1.0 時代表混凝土接近飽和狀態，此時混凝土內部氯離子擴散不受限制，而當  $RH_p$  小於  $RH_c$  時，混凝土內部氯離子擴散明顯下降，即當混凝土太乾時，氯離子無法透過孔隙水移動而造成擴散停止。

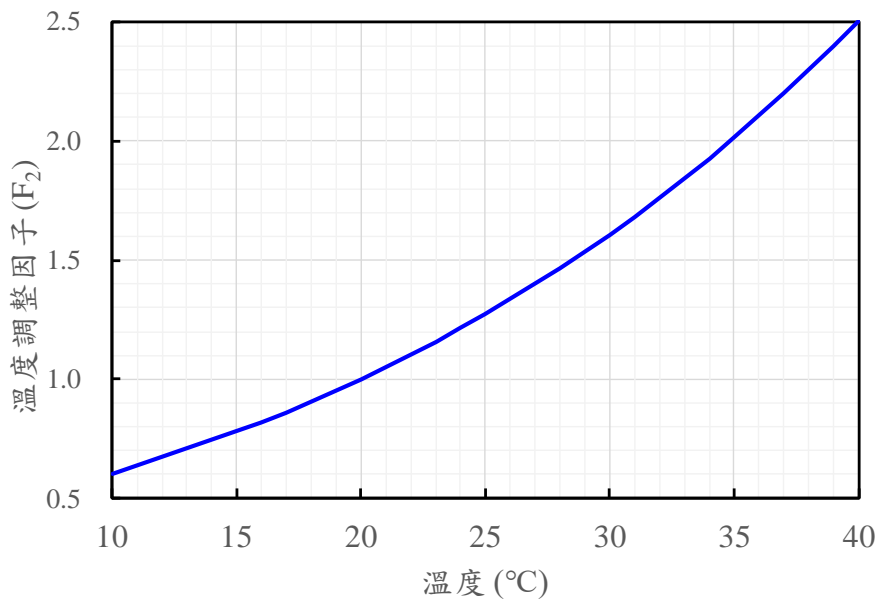


圖 2.12 氯離子擴散係數之溫度調整因子隨溫度變化之情形

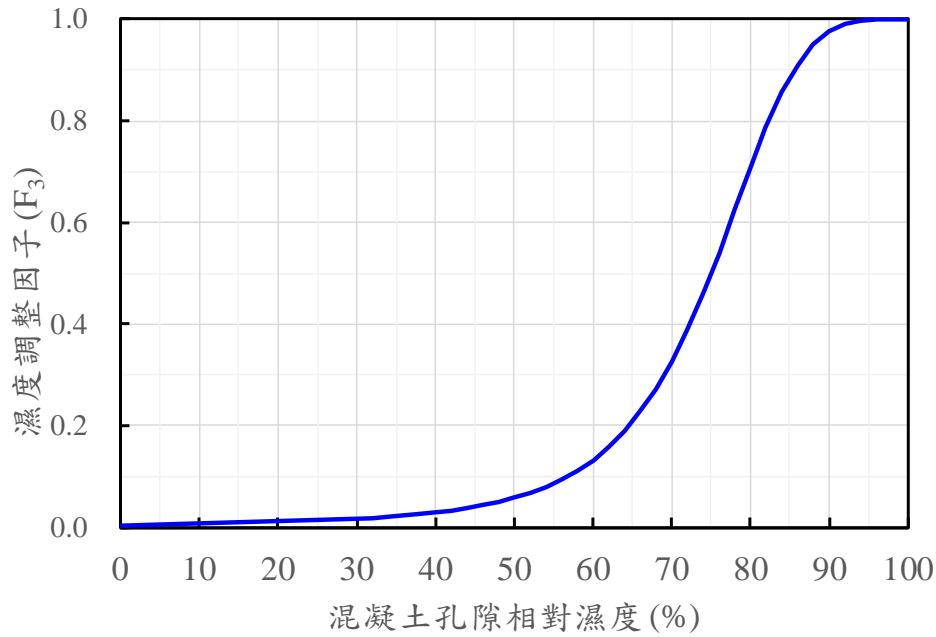


圖 2.13 氯離子擴散係數之濕度調整因子隨孔隙相對濕度變化之情形

由於混凝土內部之孔隙相對濕度  $RH_p$  取得不易，且其數值修正量介於 0 至 1 之間，即考慮濕度調整因子時實際上是降低混凝土內部氯離子擴散速率。因此，本計畫保守假設混凝土處於飽和狀態，僅以溫度調整因子  $F_2$  進行混凝土內部氯離子擴散速率之修正<sup>[37]</sup>。綜上，後續採用之氯離子擴散係數修正如下：

$$D_c(t,T)=F_1(t)F_2(T)\dots\dots\dots (2.24)$$

### 2.2.4 鋼筋混凝土耐久性設計

當混凝土內部的鋼筋表面氯化物濃度達到臨界氯化物濃度時，鋼筋表面將會去鈍化並開始產生腐蝕反應<sup>[34,79,80]</sup>，為考量一定時間後( $t_s$ )氯離子擴散係數的衰減於就會停止而維持定值，本計畫參考 Life-365<sup>TM</sup> 的建議值取  $t_s=25$  年<sup>[37]</sup>，因此，式(2.16)可區分為 2 種情形：

(1) 當鋼筋初始腐蝕時間小於 25 年時：

$$\begin{aligned} \alpha &= \int_0^t D_c(\xi) d\xi = \int_0^t [D_{c,ref}(t_{ref}/\xi)^n] F_2(T) d\xi \\ &= t_{ref}^n D_{c,ref} \int_0^t \xi^{-n} F_2(T) d\xi \dots\dots\dots (2.25) \end{aligned}$$

(2) 當鋼筋初始腐蝕時間大於 25 年時：

$$\alpha = \int_0^t D_c(\xi) d\xi = \int_0^t F_1(\xi) F_2(T) d\xi$$

$$= t_{ref}^n D_{c,ref} \left[ \int_0^{t_s} \xi^{-n} F_2(T) d\xi + t_s^{-n} \int_{t_s}^t F_2(T) d\xi \right] \dots\dots\dots (2.26)$$

依照我國「公路橋梁設計規範」，高速公路、重要公路、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁或經主管機關認為必要者，設計年限不小於 100 年，其他公路橋梁，設計年限不小於 50 年<sup>[81]</sup>。爰此，進行鋼筋混凝土橋梁耐久性設計時，實際上鋼筋設計使用年限均大於 25 年，故應以式(2.15)及式(2.26)計算設計年限內鋼筋混凝土橋梁內部鋼筋表面之氯離子濃度。另當不考慮溫度效應之影響時，式(2.26)可以簡化如下<sup>[40]</sup>：

$$\alpha = t_{ref}^n D_{c,ref} F_2(T_{design}) [(1-n)^{-1} t_s^{1-n} + t_s^n (t-t_s)] \dots\dots\dots (2.27)$$

上式中， $T_{design}$  代表設計時之溫度， $F_2(T_{design})$  代表設計溫度時之溫度調整因子。考量鋼筋表面氯離子濃度不可超過臨界氯離子濃度( $C_{cr}$ )，以求得符合設計年限之混凝土保護層厚度( $d_c$ )，耐久性設計方程式如下所示：

$$C_{cr} \geq C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \text{erf} \left( \frac{d_c}{2\sqrt{\alpha}} \right) \right] \dots\dots\dots (2.28)$$

重新整理式(2.28)可得設計保護層厚度計算公式如下：

$$d_c \geq 2\sqrt{\alpha} \left[ \text{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s - C_i} \right) \right] \dots\dots\dots (2.29)$$

上式中，臨界氯離子濃度  $C_{cr}$  本計畫係採用日本公益社團法人土木學會(2012)的建議公式進行計算，即式(2.11)之計算公式；混凝土內部於初始狀態時之氯離子濃度  $C_i$  應小於  $0.15\text{kg/m}^3$ ，本計畫假設取 0.15；混凝土表面氯離子濃度  $C_s$  則與鹽害環境作用等級有關，介於 4 至  $30\text{kg/m}^3$ ，將於後續 2.5 小節再進行詳細說明。

## 2.2.5 鋼筋混凝土腐蝕速率分析模型

腐蝕速率是評估腐蝕持續時間和造成損壞的重要因素，現有的腐蝕劣化分析模型大多是經驗性模型，並將腐蝕速率估計為時間的函數，表 2-1 為彙整發表文獻之鋼筋腐蝕速率模型<sup>[34,79,82-95]</sup>，分析模型大致可分為恆定腐蝕速率模型(constant corrosion rate models)和時變腐蝕速率模型(time-variant corrosion rate models)2 種類型。恆定腐蝕速率模型是假設在鋼筋混凝土結構物在服務年限內，鋼筋腐蝕速率視為常數，實際腐蝕速率通常從極低值開始增加，在相對早期達到最大值，然後下降至接近恆定值，因此，恆定腐蝕速率模型可能無法準確反映真實的腐蝕過程<sup>[96]</sup>；時變腐蝕速率模型則是假設鋼筋腐蝕速率為時間之函數。

由於混凝土內部之鋼筋腐蝕速率會受到溫度、相對濕度及混凝土性質等影響<sup>[79,89,97]</sup>，Guo 等人(2015)<sup>[79]</sup>提出 Vu 及 Stewart(2000)之腐蝕速率模型應進行溫度及相對濕度修正，本計畫後續採用此修正腐蝕速率模型進行鋼筋腐蝕量之計算，該修正腐蝕速率模型說明如下<sup>[75,79]</sup>：

$$i_{corr}(t)=0.0161 \times 0.85 t^{0.29} \times [37.8(1-w/c)^{-1.64}] / d_c \times f_T f_{RH} f_{Cl} \dots \dots \dots (2.30)$$

$$f_T=1+K_T[T(t)-20] \dots \dots \dots (2.31)$$

$$f_{RH}=\exp \left[ -6000 \left( \frac{RH-75}{100} \right)^6 \right] \dots \dots \dots (2.32)$$

$$f_{Cl}=\frac{Cl_s+C_{cr}}{2C_{cr}} \dots \dots \dots (2.33)$$

其中，常數 0.0161 為將腐蝕速率  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  轉換為  $\text{mm}/\text{year}$  的轉換係數<sup>[75,76]</sup>； $t$  代表腐蝕開始之後的年數(單位：年)； $w/c$  代表混凝土水灰比； $d_c$  代表鋼筋的保護層厚度(單位：mm)； $f_T$  代表溫度修正因子，當溫度小於或等於  $20^\circ\text{C}$  時， $K_T$  等於 0.025，當溫度大於  $20^\circ\text{C}$  時， $K_T$  等於 0.073<sup>[97]</sup>，其與溫度變化的關係圖，如圖 2.14 所示<sup>[75]</sup>； $f_{RH}$  代表相對濕度修正因子， $RH$  為相對濕度(單位：%)，其與相對濕度變化的關係圖如圖 2.15 所示<sup>[75]</sup>； $Cl_s$  代表鋼筋表面的氯離子濃度，可由式(2.15)求得， $f_{Cl}$  代表氯離子

濃度修正因子，其與時間之關係如圖 2.16 所示<sup>[75]</sup>。因此，鋼筋腐蝕後的剩餘直徑( $d_f$ )及斷面積腐蝕率( $\eta$ )可由下式計算<sup>[71,75,76]</sup>：

$$d_f = d_o - 2\Delta d \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\Delta d = \int_{t_i}^{t_c} i_{corr} dt \dots\dots\dots (2.35)$$

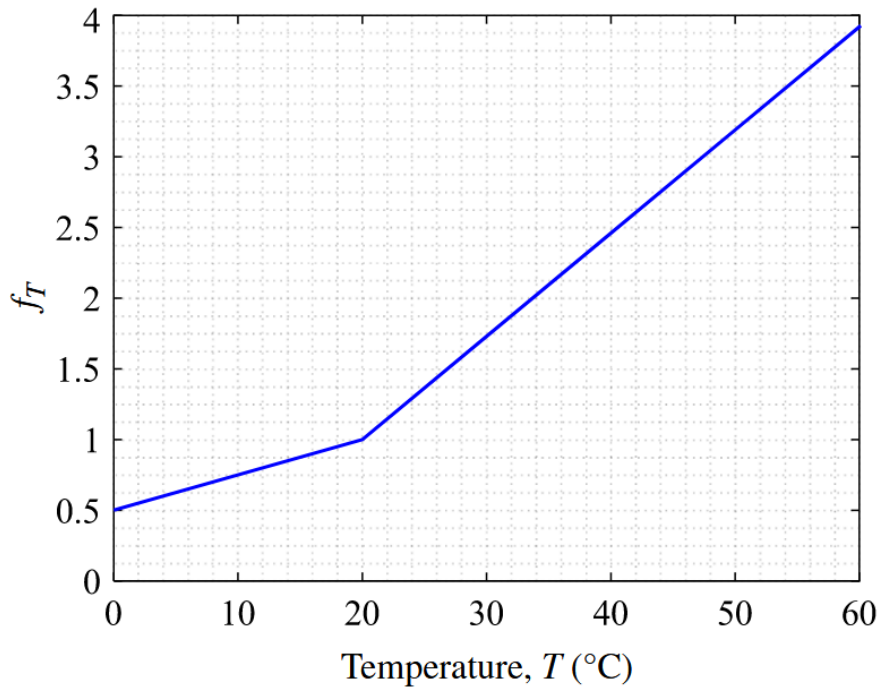
$$\eta = (1 - d_f^2/d_o^2) \times 100\% \dots\dots\dots (2.36)$$

其中， $d_o$  代表鋼筋的原始直徑(單位：mm)， $\Delta d$  代表鋼筋直徑縮減量(單位：mm)， $t_i$  代表鋼筋的初始腐蝕時間(單位：年)， $t_c$  代表鋼筋混凝土結構物的使用壽命(單位：年)。

表 2-1 鋼筋腐蝕速率分析模型

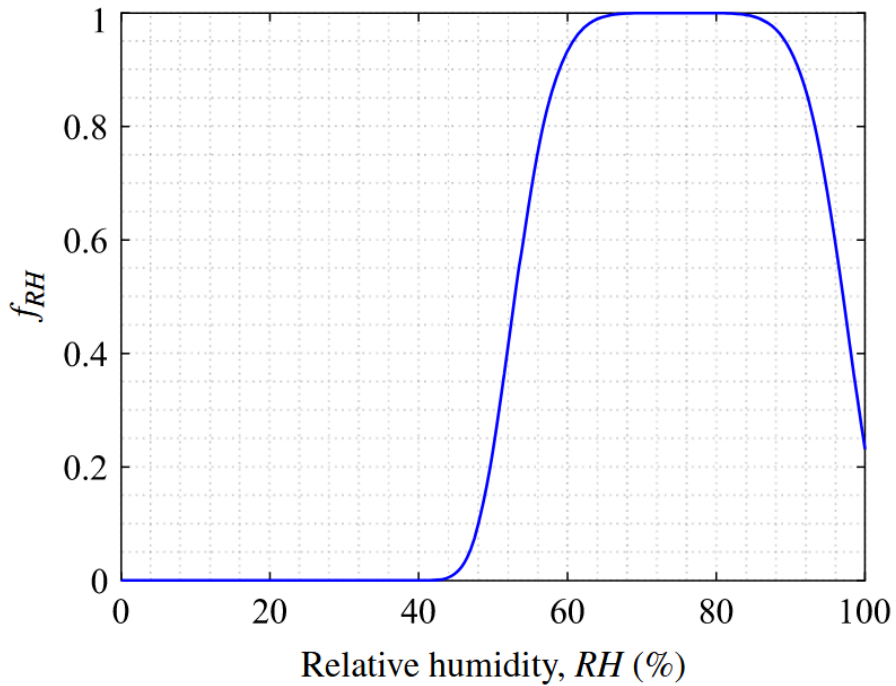
作者	分析模型	參數說明
Morinaga (1988)	$i_{\text{corr}}=109.26[2.59-0.05T-6.89h-22.87C_{O_2}-0.99C_t+0.14Th+0.51TC_{O_2}+0.01TC_t+60.81hC_{O_2}+3.36hC_t+7.32C_{O_2}C_t]$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	T 代表溫度( $^{\circ}\text{C}$ )； $h=(\text{RH}-45)/100$ ，為相對濕度 RH 修正因子； $C_{O_2}$ 代表氧氣濃度(%)； $C_t$ 代表氯離子含量(%)
Alonso 等人(1988)	$i_{\text{corr}}=1000/\rho_{\text{con}}$ ( $\text{mA}/\text{m}^2$ )	$\rho_{\text{con}}$ 代表混凝土電阻率(resistivity)。
Yalçyn 及 Ergun (1996)	$i_{\text{corr}}(t)=i_{\text{corr},o}e^{-0.0011t}$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) $i_{\text{corr},o}(t)=0.53$	t 代表初始腐蝕後的時間(日)。
Stewart 及 Rosowsky (1998)	$i_{\text{corr}}=1.5$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	N/A
Liu 及 Weyers (1998)	$i_{\text{corr}}(t)=0.925\exp\left[\frac{8.37+0.618\ln(1.69\text{Cl})-3034/T}{-0.000105R_c+2.32t^{-0.215}}\right]$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	$\text{Cl}$ 代表氯離子濃度( $\text{kg}/\text{m}^3$ )；T 代表鋼筋表面深度處的混凝土年平均溫度(K)； $R_c$ 代表混凝土保護層的電阻( $\Omega$ )；t 代表初始腐蝕後的時間(年)。
Ahmad 及 Bhattacharjee (2000)	$i_{\text{corr}}=37.726+(6.12C)(2.231A^2B)+(2.722B^2C^2)$ ( $\text{nA}/\text{cm}^2$ )	$A=\frac{\text{水泥含量}(\text{kg}/\text{m}^3)-300}{50}$ ， $B=\frac{w/c-0.65}{0.075}$ ， $C=\frac{\%C_a\text{Cl}_2(\text{水泥重量})-2.5}{1.25}$
DuraCrete (2000)	$i_{\text{corr}}=\frac{k_o}{\rho(t)}F_{\text{Cl}}F_{\text{Galv}}F_{\text{Oxide}}F_{O_2}$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) $\rho(t)=\rho_o f_e f_t(t/t_o)^n$	$k_o$ 代表迴歸參數常數(104)； $F_{\text{Cl}}$ 考量氯離子含量的影響因子； $F_{\text{Galv}}$ 考量 galvanic 效應的影響因子； $F_{\text{Oxide}}$ 考量氧氣連續生成及腐蝕速率老化的影響因子； $\rho(t)$ 代表混凝土在時間 t 時使用符合性試驗(compliance test)量測到的實際電阻率( $\Omega\text{m}$ )； $\rho_o$ 代表混凝土在時間 $t_o$ 時使用符合性試驗(compliance test)量測到的電阻率( $\Omega\text{m}$ )；n 代表在電阻率 $\rho_o$ 時老化的影響因子； $f_e$ 為考量暴露之影響，針對 $\rho_o$ 的修正因子； $f_t$ 為考量電阻率試驗方法的影響因子。

Vu 及 Stewart (2000)	$i_{\text{corr}}(t) = 0.85t^{-0.29} \cdot i_{\text{corr},o} \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$ $i_{\text{corr},o} = \frac{37.8(1-w/c)^{-1.64}}{d_c}$	$d_c$ 為鋼筋保護層厚度(mm)； $t$ 代表初始腐蝕後的時間(單位為「年」)； $w/c$ 代表混凝土水灰比，ACI318-19 規範敘明暴露於大氣下的結構物水灰比不應該大於 0.5。
Li (2004)	$i_{\text{corr}}(t) = 0.3683 \ln(t) + 1.1305 \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$	$t$ 代表初始腐蝕後的時間(年)。
Scott (2004)	$i_{\text{corr},o} = \left(1.43 \frac{C_{c90}}{f} + 0.02\right) e^{\left[1.2 \left(2 \frac{d_c}{20}\right) \left(\frac{C_{c90}}{f}\right)^3\right]} \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$ $f = 10^{( 0.5-S -0.5+S)}$	$f$ 代表爐渣修正因子； $S$ 代表爐渣重量比值，以小數表示； $C_{c90}$ 代表 90 天的氯離子傳遞指數(mS/cm)。
日本混凝土工程協會(2004)	$V_{\text{corr}}(t) = (1/d_c)^{0.5} \times [0.578Cl_s + 2.3w/c - 1.52] \text{ (%/year)}$	N/A
Kong 等人 (2006)	$\ln(i_{\text{corr}}) = 8.617 + 0.618 \ln C_t - 3034/T - 5 \times 10^{-3} \rho \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$	$C_t$ 代表總氯離子含量(kg/m <sup>3</sup> )； $T$ 代表鋼筋表面溫度(K)； $\rho$ 代表混凝土電阻率(kΩ·cm)。
Martinez 及 Andrade (2009)	$i_{\text{corr}} = B/R_p \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$	$B$ 是由陽極與陰極 Tafel 斜率結合後產生的常數； $R_p$ 代表極化電阻 (polarization resistance)，單位為 kΩcm <sup>2</sup> 。
Guo 等人(2015)	$i_{\text{corr}}(t) = \frac{(1-w/c)^{-1.64}}{d_c} \left(\frac{Cl_s + C_{cr}}{2C_{cr}}\right) \times \left\{ \frac{(T_{\text{high}} - T_{\text{low}}) \sin[2\pi(t - a_s)]}{8.6(t - a_s)} + 7.6 \right\}$ $\times e^{2283(1/284.15 - 1/T_{\text{mean}}) - 6000(RH/100 - 0.75)^6} \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$	$Cl_s$ 代表鋼筋表面的氯離子濃度(kg/m <sup>3</sup> )； $C_{cr}$ 代表臨界氯離子濃度(kg/m <sup>3</sup> )； $T_{\text{high}}$ 代表平均高溫(K)； $T_{\text{low}}$ 代表平均低溫(K)； $a_s$ 代表初始腐蝕季節因子，春天為 0.07，夏天為 0.7，秋天為 0.43，冬天為 0.25； $T_{\text{mean}}$ 代表鋼筋表面深度處的年平均溫度(K)； $RH$ 代表相對濕度(%)。
Lu 等人(2019)	$i_{\text{corr}} = \frac{1}{\sqrt[3]{(1+t)}} \exp\left(1.23 + 0.618 \ln Cl_t - \frac{3034}{T(2.5+RH)} - 5 \times 10^{-3} \rho\right) \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$	$Cl_t$ 代表混凝土氯離子濃度(kg/m <sup>3</sup> )； $T$ 代表溫度(K)； $t$ 代表初始腐蝕後的時間(年)； $\rho$ 代表混凝土電阻率(kΩ·cm)。
Lun 等人(2021)	$i_{\text{corr}} = 1.3 \frac{(1-w/c)^{-1.64}}{\sqrt[3]{(1+t)d_c}} \exp\left(1.23 + 0.618 \ln Cl_t - \frac{3034}{T(2.5+RH)}\right) \text{ (}\mu\text{A/cm}^2\text{)}$	$Cl_t$ 代表混凝土氯離子濃度(kg/m <sup>3</sup> )； $T$ 代表溫度(K)； $t$ 代表初始腐蝕後的時間(年)。
資料來源：參考[79]		



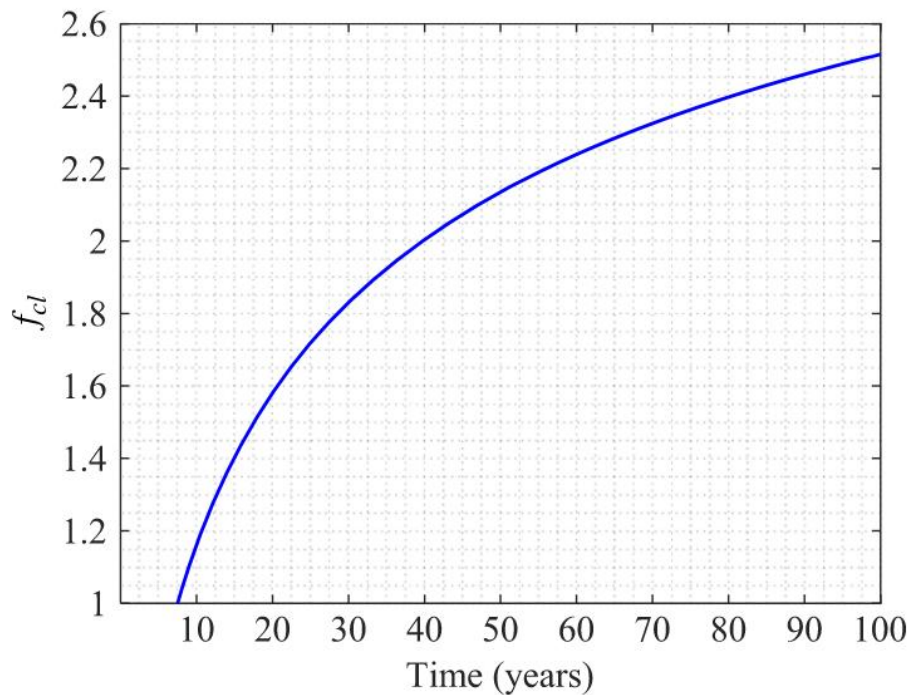
資料來源：[75]

圖 2.14 溫度修正因子  $f_T$  與溫度變化之關係



資料來源：[75]

圖 2.15 相對濕度修正因子  $f_{RH}$  與相對濕度變化之關係



資料來源：[75]

圖 2.16 氯離子濃度修正因子  $f_{cl}$  與時間變化之關係

## 2.3 氣候變遷之觀測與預測計畫

### 2.3.1 氣候變遷對基礎建設之影響趨勢

全球暖化與氣候變遷是由溫室氣體(特別是二氧化碳，CO<sub>2</sub>)長期累積排放所引發的環境危機。自工業革命以來，全球 CO<sub>2</sub>濃度穩定上升，氣候專家指出若排放趨勢不變，至 2100 年全球平均氣溫可能上升 4 至 5°C。

氣候變遷對基礎建設的影響是一個全球關注的重要議題，隨著極端氣候事件日益頻繁、氣溫上升與海平面上升等問題加劇，基礎建設(如道路、橋梁、水壩、港口、建築物等)正面臨自然災害發生頻率與強度增加等挑戰，這些災害可能導致基礎設施損壞，進而造成經濟損失<sup>[98-100]</sup>。氣候變遷的影響是多面向的，不僅涉及結構完整性、地形穩定性，也影響整體基礎設施系統的韌性。這些挑戰促使工程設計、風險管理與韌性規劃必須採用創新方法，以確保基礎設施能夠因應不斷變化的氣候條件<sup>[101]</sup>。

### 2.3.2 耦合模式比對計畫

耦合模式比對計畫(Coupled Model Intercomparison Project, CMIP)是由世界氣候研究計畫(World Climate Research Programme, WCRP)發起和協調的大型國際合作項目，用於協調和組織世界各地的氣候模型團隊(例如，美國 GFDL 及 NCAR、英國 Hadley Centre、德國 MPI-M、法國 CNRM、日本 MIROC 等)進行標準化的(Global Climate Models, GCMs)和地球系統模式(Earth System Models, ESMs)氣候模擬實驗。CMIP 並非單一之氣候模型，而是一個標準化的框架和協議，確保所有參與的模型都在相同的輸入條件下運行(如不同的溫室氣體排放情境)，並輸出相同格式數據，這使得科學家能夠比對不同模型之結果、集合平均和不確定性評估。CMIP 經歷了多個階段(CMIP1、CMIP2、CMIP3、CMIP5、CMIP6 等)，CMIP6 為目前最新一期的耦合模式比對計畫。

### 2.3.3 政府間氣候變遷專門委員會

政府間氣候變遷專門委員會(Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC)係 1988 年由聯合國環境規劃署(UNEP)與世界氣象組織(WMO)共同成立，其不進行原創研究，而是評估全球氣候科學研究的成果，其核心工作仰賴世界各地科學研究機構開發和運行的氣候模型，而 CMIP 則是 IPCC 獲取這些模型結果的關鍵機制。

IPCC 自 1990 年起發布第 1 次評估報告(First Assessment Reports, AR1)，並每 5~7 年發布新的一次評估報告，提供氣候變遷的科學評估報告給各國政府做為政策制定的參考。截至目前為止，最新一期的評估報告為 2021 年發布的 AR6，其結論的措辭更為強烈和明確的警示了氣候危機的緊迫性，它為各國政府制定國家自主貢獻(NDCs)和實現巴黎協定目標，提供最新之科學依據，特別強調全球升溫控制應在 1.5°C 內行動之急迫性，歷次評估報告主要內容，詳如表 2-2 所示。

表 2-2 歷次 IPCC 評估報告主要內容與意義

評估報告	發布年份	主要內容與意義
AR1	1990	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ 首度系統化整理氣候變遷科學，確認人類活動可能影響全球氣候。</li> <li>➤ 該報告促成聯合國大會通過制定《聯合國氣候變化綱要公約》(UNFCCC)的簽署。</li> </ul>
AR2	1995	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ 首度明確指出「人類活動對氣候有可偵測的影響」。</li> <li>➤ 為《京都議定書》(1997)奠定基礎，開始具體討論溫室氣體減排的目標。</li> </ul>
AR3	2001	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ 首次引入了未來氣候變遷情境的預測，並更詳細地評估了氣候變遷的衝擊和潛在的調適措施，並提出了「減緩(Mitigation)」和「調適(Adaptation)」兩個應對氣候變遷的基本議題。</li> <li>➤ 為《京都議定書》的生效提供了重要的科學支持，並確立了國際氣候談判的兩個主要方向：減少排放(減緩)和應對影響(調適)。</li> </ul>
AR4	2007	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ 明確指出「極有可能」(&gt;90%機率)人類是過去 50 年全球暖化的主因。提出了將全球增溫控制在 2°C 以內的終極目標，並詳細分析了各部門的減排潛力。</li> <li>➤ 這份報告大大提升了公眾和政策制定者對氣候變遷嚴重性的認知，它也推動了後京都議定書時代的國際氣候談判，為之後的《巴黎協定》奠定基礎。</li> </ul>
AR5	2013~2014	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ 重申並強化了人類對氣候系統影響的證據，指出人類活動是 1950 年以來觀測到暖化的「主導因素」。</li> <li>➤ 引入了「代表性濃度路徑(RCPs)」做為未來溫室氣體情境的基礎。</li> <li>➤ 首次納入「碳預算」概念，提出若要控制升溫在 2°C 內，必須限制總累積碳排放。</li> <li>➤ 這份報告為 2015 年《巴黎協定》的達成提供了關鍵的科學依據，確立了全球共同努力將氣溫升幅控制在 2°C 以內，並努力追求 1.5°C 目標的共識。</li> </ul>
AR6	2021~2023	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ 科學證據更明確地指出氣候變遷「毋庸置疑是由人類造成」，若不大幅減排碳，升溫將超過 1.5°C。</li> <li>➤ 提出多種情境預測，強調全球淨零碳排的急迫性。</li> <li>➤ AR6 是迄今為止最全面、最權威的氣候科學評估，其結論更為強烈和明確警示了氣候危機的緊迫性。它為各國政府制定國家自主貢獻(NDCs)和實現《巴黎協定》目標提供了最新的科學依據，特別是強調了將全球升溫控制在 1.5°C 內的行動急迫性。</li> </ul>

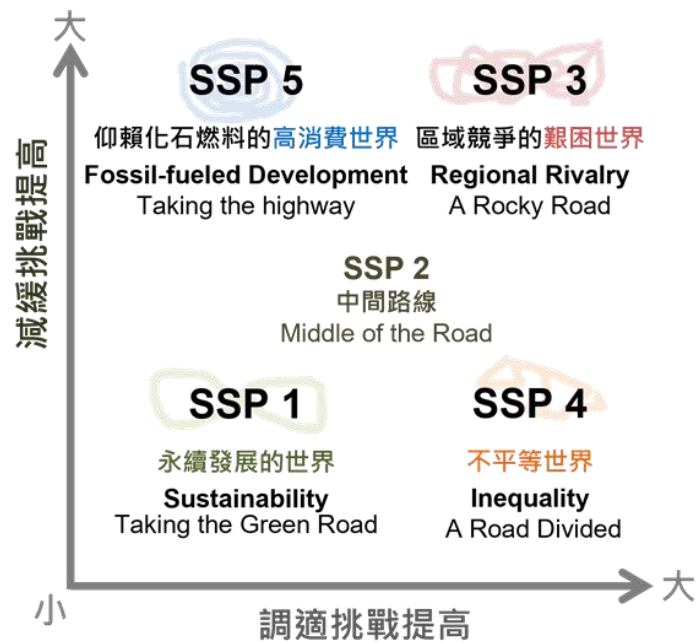
IPCC 在不同評估報告中使用的模擬情境(scenarios)是其未來氣候預測的基礎，將未來每年溫室氣體排放量的推估值導入地球系統模式進行長期氣候模擬，得到相對應的全球地表平均溫度變化。在 AR5 中

使用的模擬情境為代表性濃度路徑 (Representative Concentration Pathways, RCPs)<sup>[102]</sup>，RCPs 描述的是未來大氣中溫室氣體濃度的軌跡，並由此推導出相應的輻射強迫力 (radiative forcing) 水準。AR5 使用了四種 RCPs，代表了不同的未來排放和政策情境，四種 RCPs 說明如下：

1. RCP2.6：最樂觀的情境，輻射強迫力在 2100 年達到  $2.6\text{W/m}^2$  的峰值後開始下降。這意味著溫室氣體排放大幅減少，甚至可能實現淨負排放，目標是將全球暖化控制在  $2^\circ\text{C}$  以下。
2. RCP4.5：中低排放情境，輻射強迫力在 2100 年穩定在  $4.5\text{W/m}^2$ 。
3. RCP6.0：中高排放情境，輻射強迫力在 2100 年穩定在  $6.0\text{W/m}^2$ 。
4. RCP8.5：最高排放情境，輻射強迫力在 2100 年達到  $8.5\text{W/m}^2$ ，且持續上升，這代表了溫室氣體排放持續高速增長，沒有採取積極的氣候政策。

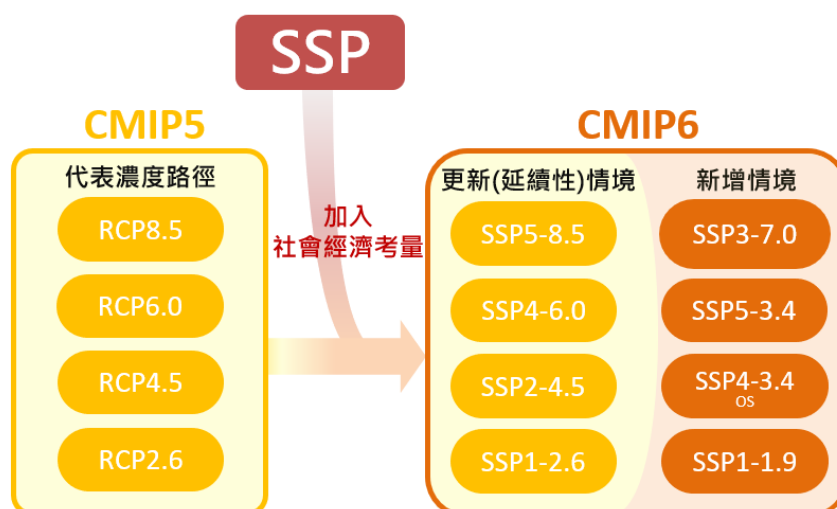
目前 IPCC 發布的 AR6 評估報告中使用 CMIP6 新一代 ESM 的模擬結果，有別於 AR5 只使用代表濃度途徑做為氣候變遷推估排放情境，而是使用共享社會經濟路徑 (Shared Socioeconomic Pathway, SSP)<sup>[103]</sup> 為新一代氣候變遷情境的重要組成，結合氣候變遷研究界多個研究社群成果，為社會經濟情境與氣候情境共同交織成的新情境框架<sup>[104]</sup>。SSPs 是一系列描述未來社會經濟發展模式的假設，這些模式不考慮氣候變化的影響，也不預設新的氣候政策，它們為氣候模型提供了一系列可能的社會經濟背景，從而能夠推導出不同的溫室氣體排放情景。SSPs 的發展旨在彌補之前 RCPs 的不足，因為 RCPs 主要關注輻射強迫力，但沒有考慮社會經濟發展和政策選擇對排放的影響。SSP 以全球或區域性的社會與經濟發展程度做為區分，不同 SSP 主要差異來自對全球人口增長、受教育機會、城市化、經濟增長、資源可用性、技術發展和需求驅動因素的不同假設，區分為 SSP1 至 SSP5 等 5 種不同社經發展情境，各種 SSP 設定均隱含著減緩氣候變遷衝擊，與調適行動的社會經濟挑戰，如圖 2.17 所示。藉由 SSP 的導入，CMIP6 將社會經濟與溫室氣體輻射強迫力彼此搭配，推出 8 個推估情境矩陣組合 (SSP-RCP)，包

含 4 個更新 CMIP5 既有情境的更新情境，使兩者間有延續性的觀察，更新情境輻射強迫力的路徑與過往之對應 RCP 幾乎完全相同。此外，CMIP6 另外再新增 4 個情境以擴展對未來氣候發展的探索(詳如圖 2.18 所示)。



資料來源：[105]

圖 2.17 共享社會經濟情境的減緩與調適挑戰



資料來源：[105]

圖 2.18 氣候變遷推估情境組合

為利銜接與比較 CMIP5，AR6 暖化情境將 SSP1-2.6、SSP2-4.5、SSP3-7.0 及 SSP5-8.5 做為 4 個主要模式模擬情境，四種 SSP 暖化情境的說明如下<sup>[106]</sup>：

1. SSP1-2.6(永續之路+低排放)：

(1) 意義：此情境描繪一個理想化的全球發展軌跡，假設國際社會在經濟、科技與治理面皆大幅朝向永續模式轉型，能源效率顯著提升，再生能源與電氣化普及率大幅增加，並配合碳捕集與負排放技術的推展，使溫室氣體排放量快速下降，最終可達成本世紀中葉接近 RCP2.6 的輻射強迫力目標。

(2) 結果：在此情境下，全球升溫可望得到有效控制，並有機會將增溫幅度限制在 2°C 以內，甚至接近 1.5°C。相較其他情境，此情境對生態系統與人類社會的氣候風險相對較低。

2. SSP2-4.5(中間路線+中等排放)：

(1) 意義：此為「中間道路」情境，假設全球在本世紀延續既有的社會經濟發展趨勢，缺乏顯著的政策強化，也未出現重大衝擊或突破。在此情況下，溫室氣體排放於本世紀中期達到高峰後逐漸下降，最終朝向 RCP4.5 的中等輻射強迫力目標發展。此情境通常被視為接近目前政策趨勢的基準狀況。

(2) 結果：全球升溫將持續增加，並可能落在 2°C 至 3°C 之間。雖然仍有一定程度的減排行動，但仍可能面臨顯著的氣候風險與社會衝擊。

3. SSP3-7.0(區域對抗+高排放)：

(1) 意義：這是一個相對悲觀的情境，假設世界陷入區域對抗和民族主義，國際合作減少，各國重視自身安全與經濟發展而忽視環境議題，減排政策推動受阻甚至停滯，導致溫室氣體排放量持續增加，輻射強迫力接近 RCP7.0 甚至更高。

(2) 結果：全球暖化將非常嚴重，可能導致多個地區出現災難性的氣候影響，生態系統崩潰的風險增高。

#### 4. SSP5-8.5(化石燃料發展+極高排放)：

(1) 意義：此為「高耗能、高排放」的情境，假設全球經濟以化石燃料為主要動力，追求快速的經濟增長和消費升級，環境問題被忽視。在缺乏有效減排政策的情況下，溫室氣體排放量持續飆升，導致輻射強迫力達到 RCP8.5 的極高水準，雖然此情境較不可能發生，但可視為未來可能的最極端情況。

(2) 結果：最嚴峻的氣候變遷情境，全球平均氣溫可能在本世紀末上升超過 4°C，導致毀滅性的氣候衝擊，包括極端熱浪、大規模乾旱、海平面大幅上升、生物多樣性銳減以及對人類社會和經濟的巨大衝擊。

#### 2.3.4 臺灣氣候變遷推估與調適資訊平台<sup>[105]</sup>

臺灣氣候變遷推估與調適資訊平台 (Taiwan Climate Change Projection Information and Adaptation Knowledge Platform, TCCIP) 是由國家科學及技術委員會於 2009 年啟動的重要計畫，其核心宗旨是為政府、研究機構、產業和民眾提供臺灣氣候變遷的全面資訊，以支持氣候變遷的減緩與調適決策。

全球尺度的大氣環流模式雖能較完整的模擬整體地球的狀態，但提供的資料解析度也較低(200~300)公里，可能整個臺灣只有 2~3 筆資料，無法捕捉到局部地形(如山脈、海岸線)對氣候的精細影響。然而，許多氣候變遷衝擊評估和調適規劃(例如，水資源管理、農業、都市防災)需要更精細、更接近實際地理尺度的氣候資訊。在氣候變遷研究中，降尺度(downscaling)是將全球氣候模式(GCMs)的大尺度模擬結果，轉換為區域或局部尺度(例如數公里到數十公里)的氣候資訊的關鍵技術。這對於評估氣候變遷的在地衝擊和制定調適策略至關重要。降尺度技術主要分為統計降尺度(statistical downscaling)和動力降尺度

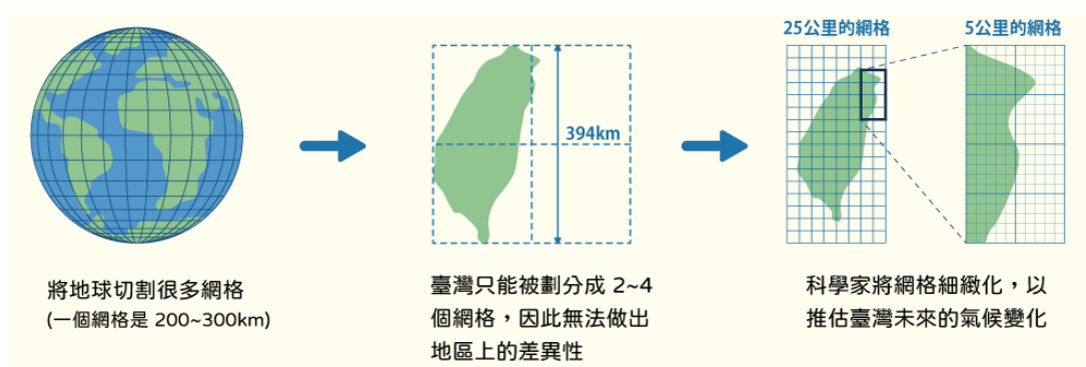
(dynamical downscaling)2種，兩者的差異如表 2-3 所示，統計降尺度和動力降尺度各有其優缺點，在實際應用中，研究者通常會根據具體的研究目的、可用的計算資源以及資料特性來選擇最適合的方法，或者結合兩者（例如，先用動力降尺度生成一個較粗的區域氣候場，再用統計降尺度進一步精化到更小的尺度，或者使用統計方法對動力降尺度的結果進行偏差校正）。

表 2-3 統計降尺度與動力降尺度的主要差異

特性	統計降尺度	動力降尺度
原理	基於大尺度與小尺度間的統計關係	基於物理定律和大氣模式模擬
計算成本	較低	較高（需超級電腦）
靈活性	可直接推估特定站點資料	推估整個區域的網格資料
物理機制	無直接的物理過程模擬	有詳細的物理過程模擬
偏差校正	易於校正 GCM 模式偏差	模式本身可能存在偏差，需要額外校正
處理極端事件	較弱，受限於歷史資料的統計特性	較強，能較好地模擬極端事件的物理過程
時間點	適用於短期和長期氣候推估	適用於短期和長期氣候推估（但計算耗時）
主要假設	大尺度與小尺度間的統計關係在未來保持不變	物理定律在未來氣候情境下仍然適用

TCCIP 透過統計降尺度技術，提升資料的空間解析度，讓粗糙的全球模式資料更加細緻化，同時符合過去歷史氣象數據特性，從數百公里解析度提升至 5 公里解析度(如圖 2.19 所示)，適用臺灣複雜多變的地形，並提供多氣候模式的推估資料，讓氣候推估研究更加完整全面。目前 TCCIP 網站上提供多種不同類型的降尺度資料供研究人員申請使用(詳如表 2-4 所示)，其中一般人員註冊後即可以下載的降尺度資料有 AR4 統計降尺度資料(降雨量、平均溫)、AR5 統計降尺度資料(降雨量、平均溫、最高溫、最低溫)、AR5 動力降尺度資料(平均溫、最高溫、最低溫)、AR5 颱風降尺度模式輸出及雨量修正(降雨量、路徑分類、雨量排名)、AR6 統計降尺度資料(降雨量、平均溫、最高溫、最低溫)等 5 種降尺度資料，而需與 TCCIP 討論後決定資料之提供或合作方式的資料為 AR5 動力降尺度模式輸出(風場、濕度、輻射、氣壓)及 AR6 離島測

站統計降尺度資料(降雨量、平均溫、最高溫、最低溫)等 2 種降尺度資料。



資料來源：[105]

圖 2.19 降尺度方式示意圖

表 2-4 TCCIP 提供之降尺度資料

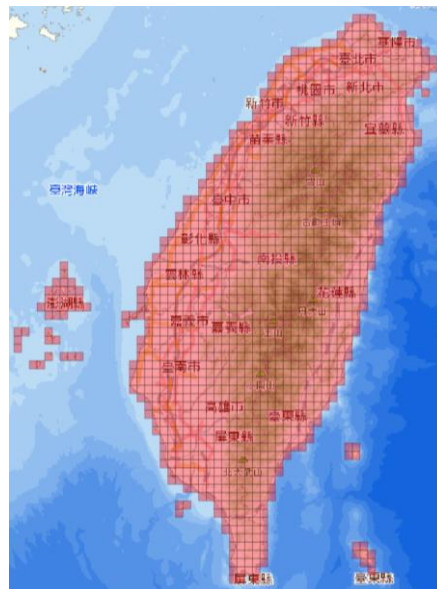
資料名稱	時間 尺度	空間 尺度	時間長度	資料 變數
AR4 統計降尺度	月	0.05°	歷史模擬 1961~1999 推估 2006~2099	降雨量 平均溫
AR5 統計降尺度	日 月	0.05°	歷史模擬 1960~2005 推估 2006~2100	降雨量 平均溫 最高溫 最低溫
AR5 動力降尺度	月	0.05°	歷史模擬 1979~2015 世紀中 2039~2065 世紀末 2075~2099	平均溫 最高溫 最低溫
AR5 動力降尺度 模式輸出	時	0.05°	歷史模擬 1979~2015 世紀中 2031~2065 世紀末 2073~2099	風場 濕度 輻射 氣壓
AR5 颱風降尺度 模式輸出及雨量修正	時	0.05°	歷史模擬 345 場 世紀中 613 場 世紀末 440 場 全球暖化程度 2°C、4°C 616 場	降雨量 路徑分類 雨量排名
AR6 統計降尺度	日 月	0.05°	歷史模擬 1960~2014 推估 2015~2100 全球暖化程度 1.5°C、2°C、3°C、4°C	降雨量 平均溫 最高溫 最低溫
AR6 離島測站統 計降尺度	日	測站	歷史模擬 1985~2014 推估 2015~2100	

資料來源：[105]

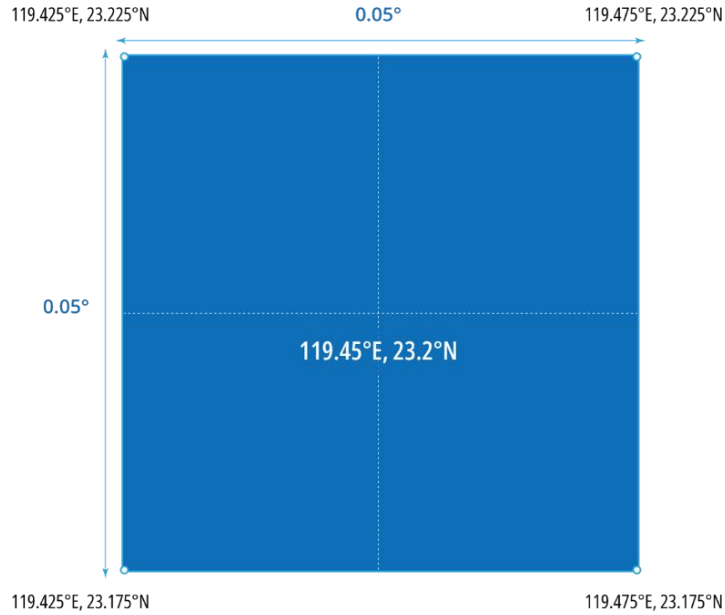
本計畫主要是採用 AR6 統計降尺度結果，進行後續鋼筋混凝土凝土結構物腐蝕劣化影響之評估，AR6 選取源自 21 個研究中心所開發的模式，共有 31 組模式的模擬結果，目前 TCCIP 提供的 AR6 統計降尺度資料變數有降雨量、平均溫、最高溫及最低溫等共 4 種，各資料變數於不同 SSP 模擬情境下提供之分析模式數量，如表 2-5 所示。各種分析模式均依 WGS 1984 座標系統提供 1,471 個網格之分析結果，臺灣的分析網格如圖 2.20 所示，每一筆資料為以該資料經緯度為中心之網格範圍內的數值平均，網格示意圖如圖 2.21 所示。為瞭解不同排放情境之下，未來氣候推估相對於過去的變化，所有模式需要使用同一段過去的時間來比較，稱之為「基期」。同時，為瞭解基期之實際氣候狀態，觀測資料需要選取相同一段時期做為對照。根據 IPCC AR6 使用的參考時期，基期為 1995-2014 年，並將未來時期分為短期 2021-2040 年、中期 2041-2060 年、長期 2081-2100 年(如圖 2.22 所示)<sup>[107]</sup>。

**表 2-5 AR6 統計降尺度資料變數於不同模擬情境下之分析模式數量**

資料變數	基期 (1995-2014 年平均)	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
雨量資料	31	28	29	27	29
溫度資料	28	25	26	23	26

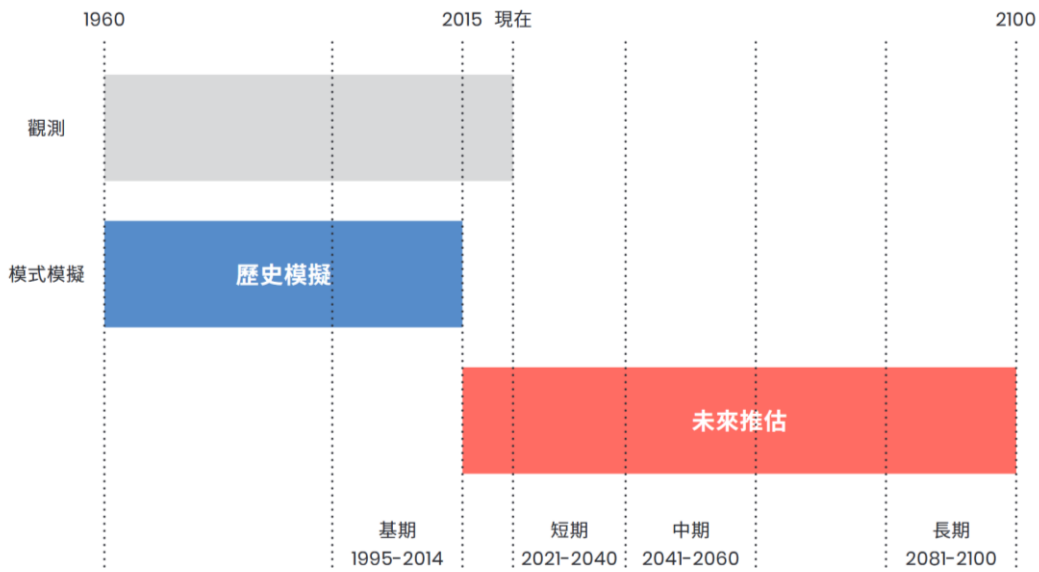


**圖 2.20 AR6 統計降尺度資料變數之臺灣分析網格圖**



資料來源：[105]

圖 2.21 AR6 統計降尺度資料變數之網格示意圖



資料來源：[107]

圖 2.22 基期與未來時期示意圖

## 2.4 降雨量與相對濕度之轉換關係式

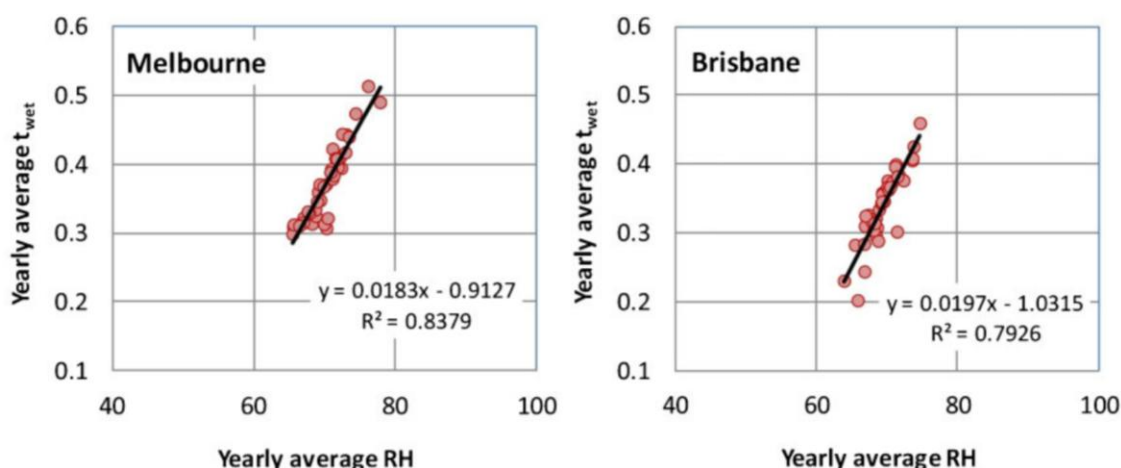
本計畫採用修正的 Vu 與 Stewart(2000)分析模型進行氣候變遷造成之腐蝕量評估，該模型需有溫度及相對濕度的預估歷時資料才可進行

鋼筋混凝土結構物之腐蝕量估算，惟 TCCIP 提供之 AR6 統計降尺度資料為溫度資料(平均溫、最高溫、最低溫)及降雨量資料，並無直接提供相對濕度之模擬結果，該相對濕度之模擬結果需由 AR5 動力降尺度模式重新進行輸出，並需另與 TCCIP 討論後決定資料之提供或合作方式。爰此，基於相對濕度資料取得不易，且需耗費大量計算成本之考量，本計畫參考 Nguyen 等人(2013)<sup>[108,109]</sup>之研究，採用 AR6 統計降尺度之雨量資料間接推估相對濕度。

依據 Nguyen 等人(2013)<sup>[108]</sup>研究澳洲墨爾本與布里斯本的結果，濕潤時間(TOW)與相對濕度(RH)呈現線性關係(如圖 2.23 所示)，其中濕潤時間定義為全年中溫度高於 0°C 且相對濕度大於 80% 之時間百分比；另 Nguyen 等人(2013)<sup>[109]</sup>分析澳洲氣象局的資料後，發現濕潤時間大致與降雨天數呈現線性關係，結果如下：

$$TOW = 0.22D_{rain} \dots\dots\dots (2.37)$$

其中， $D_{rain}$  代表每一年中的總降雨天數(days/year)，而降雨日定義為當日降雨量大於 0.2mm 時，視為 1 個降雨日。因此，當求得濕潤時間與相對濕度關係式後，再透過式(2.36)則可以求得相對濕度與年降雨量之轉換關係式。



資料來源：[108]

圖 2.23 澳洲墨爾本與布里斯本年平均相對濕度與濕潤時間之關係

## 2.5 考量鹽害環境作用之鄉鎮區範圍

依據交通部公路橋梁設計規範第十二章「耐久性設計」之「12.4.3 海洋鹽害環境」小節一般規定「海洋和臨海地區接觸海水、飛沫、大氣中氯鹽等氯化物的鋼筋混凝土構件，應按海洋鹽害環境進行耐久性設計。」另依距離海岸之距離，將海洋鹽害環境之作用等級分為極嚴重鹽害區、嚴重鹽害區及中度鹽害區 3 種等級，並規定該鹽害等級之混凝土最大水膠比及最低抗壓強度，如表 2-6 所示。其中極嚴重鹽害區係指橋梁位於海水中，會受海浪飛沫影響之部份，如橋墩柱；至於未直接受海浪飛沫影響之部份，如橋面版則為嚴重鹽害區；若橋面版冬季需做撒鹽除冰，橋面則屬極嚴重鹽害區<sup>[81]</sup>。

表 2-6 鹽害環境作用等級及其混凝土材料規定

環境作用等級	離海岸的距離	最大水膠比	最低抗壓強度 $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
極嚴重鹽害區	海水中飛沫區	0.4	350
嚴重鹽害區	離海岸 300 公尺以內之區域	0.4	350
中度鹽害區	離海岸 300 公尺至 3 公里以內之區域	0.45	280
資料來源：[81]			

財團法人臺灣營建研究院(2015)提出不同鹽害環境作用等級，對應之混凝土表面氯離子濃度及飛來鹽總氯鹽量，如表 2-7 所示，並依鹽害作用等級劃分需考慮鹽害之甲區及乙區的地域(如表 2-8 所示)，2 個分區對應的鄉鎮位置圖如圖 2.24 及表 2-9 所示，其餘地區則因距離海岸線較遠，不需考量鹽害對鋼筋混凝土結構物之影響。爰此，本計畫後續僅針對表 2-9 所列之 94 個鄉、鎮、區(16 個縣市)進行相關腐蝕速率影響分析與評估<sup>[110]</sup>。

表 2-7 不同鹽害環境作用等級之混凝土表面氯離子濃度

環境作用等級	混凝土表面氯離子濃度		飛來鹽總氯鹽量 (mg/100cm <sup>2</sup> /day)
	kg/m <sup>3</sup>	%	
極嚴重鹽害區	20~30	0.870~1.304	1.58~6.57
嚴重鹽害區	10~20	0.435~0.870	0.79~1.58
中度鹽害區	4~10	0.174~0.435	0.32~0.79
資料來源：[110]			

表 2-8 鹽害環境作用等級之分區範圍

環境作用等級	離海岸線距離	
	甲區	乙區
極嚴重鹽害區	海水中飛沫區 及離海岸 100 公尺以內之區域	海水中飛沫區
嚴重鹽害區	離海岸 100 公尺 至 300 公尺之區域	離海岸 100 公尺以內之區域
中度鹽害區	離海岸 300 公尺 至 3 公里之區域	離海岸 100 公尺 至 1 公里之區域
資料來源：[110]		



資料來源：[110]

圖 2.24 鹽害環境作用等級分區之海岸線劃分示意圖

表 2-9 需考慮鹽害環境作用之鄉鎮區

鹽害等級分區	縣(市)	市(鄉、鎮、區)
甲區 (離海岸線 3 公里 以內之濱海地帶)	基隆市	全區(中山區、安樂區、七堵區、仁愛區、暖暖區、中正區、信義區)
	新北市	貢寮區、瑞芳區、萬里區、金山區、石門區、三芝區、淡水區、八里區、林口區
	桃園市	蘆竹區、大園區、觀音區
	苗栗縣	後龍鎮、通霄鎮、苑裡鎮
	臺中市	大甲區、大安區、清水區、梧棲區、龍井區
	彰化縣	伸港鄉、線西鄉、鹿港鎮、福興鄉
	屏東縣	恆春鎮-東岸、滿州鄉、牡丹鄉
	花蓮縣	壽豐鄉、吉安鄉、花蓮市
宜蘭縣	蘇澳鎮、五結鄉、壯圍鄉、礁溪鄉	
乙區 (離海岸線 1 公里 以內之濱海地帶)	桃園市	新屋區
	新竹縣	新豐鄉、竹北市
	新竹市	全區(東區、北區、香山區)
	苗栗縣	竹南鎮
	彰化縣	芳苑鄉、大城鄉
	雲林縣	麥寮鄉、臺西鄉、四湖鄉、口湖鄉
	嘉義縣	東石鄉、布袋鎮
	臺南市	北門區、將軍區、七股區、安南區、安平區、南區
	高雄市	茄萣區、永安區、彌陀區、梓官區、楠梓區、左營區、鼓山區、旗津區、小港區、林園區
	屏東縣	新園鄉、東港鎮、林邊鄉、佳冬鄉、枋寮鄉、枋山鄉、獅子鄉、車城鄉、恆春鎮-西岸、恆春鎮-南岸
	臺東縣	達仁鄉、大武鄉、臺東市、卑南鄉、東河鄉、成功鎮、長濱鄉、太麻里鄉
	花蓮縣	豐濱鄉、新城鄉、秀林鄉
	宜蘭縣	頭城鎮、南澳鄉
資料來源：[110]		

## 第三章 氣候變遷模擬資料處理及相對濕度推估

### 3.1 AR6 統計降尺度資料格式與處理流程

#### 3.1.1 資料變數儲存格式說明

由 TCCIP 網站下載 AR6 統計降尺度資料，預設為採用資料夾進行歷史模擬(1960 年~2014 年，共 55 年，資料夾名稱「historical」)及 4 種模擬情境(2015 年~2100 年，共 86 年，資料夾名稱「SSP126、SSP245、SSP370、SSP585」)分類，相關資料格式說明如下：

1. 每個分析模式下的分析結果，以 1 個 CSV 檔案儲存 1 年的分析結果，故每個資料夾中共有「分析模式數量×年數量」個 CSV 檔案。以模擬情境 SSP1-2.6 為例，其溫度資料共有 25 個分析模式(詳如表 2-5 所示)，模擬年數共 86 年，故資料夾 SSP126 中共計有 2,150 個 CSV 檔案。
2. 每個 CSV 檔案以 WGS 1984 座標系統提供全臺 1,471 個網格之分析結果，因其中有 59 個網格為無效值，以-99.9 數值表示<sup>[111]</sup>。
3. 每個資料網格代表  $0.05^{\circ} \times 0.05^{\circ}$  的經緯度範圍，約為 5 公里×5 公里的大小，CSV 檔案內的經緯度座標值代表網格中心點的座標位置。
4. CSV 檔案開啟後檔案顯示如圖 3.1 所示，欄位由左至右依序為經度、緯度、以及所有時間序列的變數資料，時間是由左至右遞增，由上到下則是所有網格點。

#### 3.1.2 網格資料篩選流程

AR6 統計降尺度資料將全臺灣分割成 1,471 個網格，而由 2.5 節可知需考量鹽害影響之區域為位於距離海岸線距離 3 公里內的鄉、鎮、區(如表 2-9 所示，共計 94 個鄉鎮區)，目前 AR6 統計降尺度資料所提供的網格解析度約為 5 公里×5 公里範圍內的平均值，該網格實際上可能涵蓋多個行政區，但若藉由網格中心點之經緯度座標進行行政區定

位時，該網格中心點僅會座落於某 1 個行政區，因而誤判網格無涵蓋其他行政區的情形產生。因此，為找出需考量鹽害影響之區域所對應的網格資料，本計畫採以下流程進行 94 個目標鄉鎮區之網格篩選：

1. 網格切分為 25 個座標點：將原本 AR6 統計降尺度資料僅有 1 個座標點的網格，加密切分為 25 個座標點(如圖 3.2 所示)，因此每個座標點間的距離可縮短為約 1.25 公里。

經緯度		日期YYYYMM												
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	
1	LON	LAT	203001	203002	203003	203004	203005	203006	203007	203008	203009	203010	203011	203012
2	119.3	23.3	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
3	119.3	23.35	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
4	119.3	23.4	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
5	119.35	23.4	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
6	119.4	23.2	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
7	119.45	23.2	18.3694	20.8133	22.9936	25.3231	27.1867	29.7004	30.4469	30.9061	29.2792	27.6868	24.2325	19.4805
8	119.45	23.55	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
9	119.5	23.25	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
10	119.5	23.35	18.3636	20.857	23.0438	25.3188	27.1609	29.7528	30.4695	30.942	29.2603	27.639	24.2113	19.4684
11	119.5	23.4	18.3491	20.8705	23.058	25.3255	27.1477	29.7337	30.444	30.8855	29.2234	27.597	24.1906	19.4427
12	119.5	23.5	18.2441	20.7974	22.985	25.1992	26.9758	29.5913	30.2886	30.7288	29.0137	27.3655	24.0252	19.2793
13	119.5	23.55	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
14	119.5	23.6	18.1953	20.7811	22.9839	25.1589	26.9143	29.5695	30.2406	30.6991	28.9223	27.2661	23.9262	19.1727
15	119.5	23.65	18.1886	20.7952	22.9898	25.1798	26.9089	29.5676	30.2394	30.6897	28.9203	27.2628	23.9227	19.156
16	119.55	23.35	18.3736	20.8483	23.0354	25.2829	27.1661	29.7868	30.4931	30.9931	29.2752	27.6461	24.2351	19.4951
17	119.55	23.5	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
18	119.55	23.55	18.2663	20.8147	22.9987	25.1792	26.9863	29.6698	30.3482	30.8226	29.0535	27.3858	24.0539	19.3091
19	119.55	23.6	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
20	119.55	23.65	18.2132	20.7973	22.9966	25.1646	26.9292	29.6291	30.2971	30.758	28.9697	27.3008	23.9654	19.1969
21	119.55	23.7	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
22	119.6	23.25	18.3992	20.8357	23.0277	25.2773	27.2473	29.8705	30.5713	31.0894	29.3684	27.746	24.3108	19.5521
23	119.6	23.5	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9	-99.9
24	119.6	23.55	18.1965	20.7103	22.9003	25.0678	26.9186	29.65	30.3383	30.8224	29.0432	27.3575	24.0299	19.2752

溫度數值

圖 3.1 溫度資料月資料檔案格式示意圖

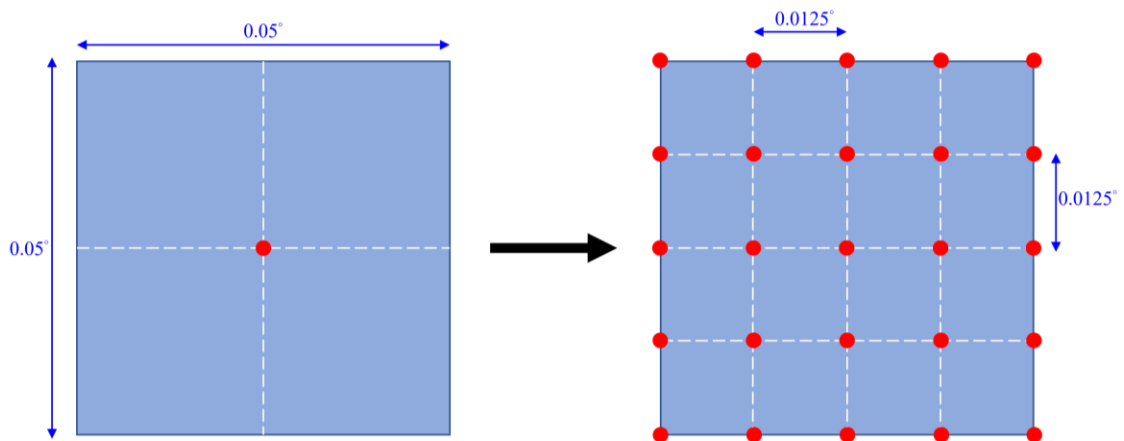


圖 3.2 網格切分示意圖(1 個座標點擴增為 25 個座標點)

2. 確認座標點的行政區位置：使用此擴增的 25 個座標點位進行行政區判斷，若 25 個座標點中有 1 個座標點位於目標行政區，則進行下 1 步驟。
3. 計算海岸線距離：若座標點與海岸線距離小於 4 公里，則納入目標鄉鎮區資料的平均計算。

本計畫採用 AR6 統計降尺度資料為平均溫度資料與降雨量資料，依上述流程進行篩選後，94 個目標鄉鎮區採用之網格位置，如圖 3.3 所示，共計篩選出 341 個網格座標點位，各目標鄉鎮區採用的網格數量有所不同，表 3-1 為部分需考量鹽害影響區域採用 AR6 統計降尺度網格座標，其餘區域使用之詳細網格經緯度座標資料，如附錄一所示。

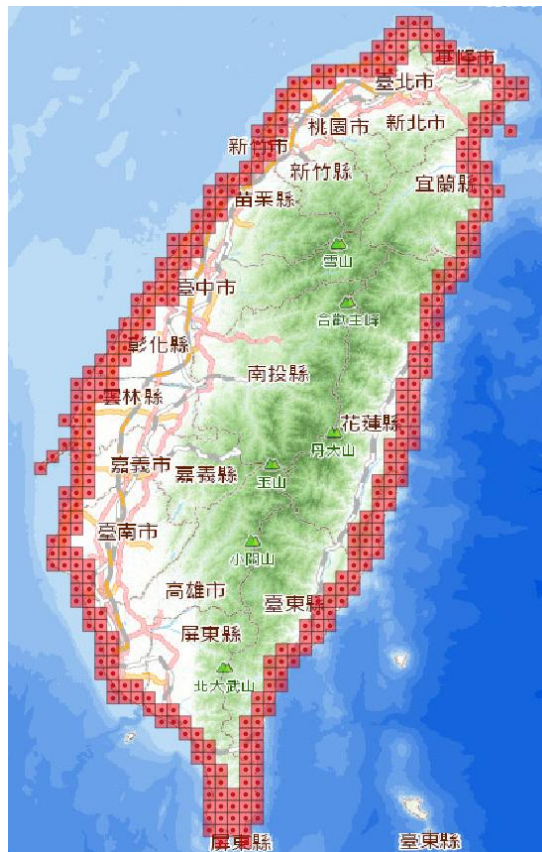


圖 3.3 需考量鹽害影響區域使用 AR6 統計降尺度網格資料位置圖

表 3-1 需考量鹽害影響區域(部分)採用之 AR6 統計降尺度網格座標

縣市	鄉鎮區	AR6 統計降尺度網格座標(WGS 1984 座標系統)
宜蘭縣	蘇澳鎮	(N24.45°, E121.8°)(N24.5°, E121.8°)(N24.6°, E121.8°)(N24.65°, E121.8°) (N24.5°, E121.85°)(N24.55°, E121.85°)(N24.6°, E121.85°)(N24.65°, E121.85°) (N24.6°, E121.9°)
宜蘭縣	五結鄉	(N24.7°, E121.75°)(N24.65°, E121.8°)(N24.7°, E121.8°)(N24.65°, E121.85°) (N24.7°, E121.85°)
宜蘭縣	壯圍鄉	(N24.7°, E121.75°)(N24.75°, E121.75°)(N24.8°, E121.75°)(N24.7°, E121.8°) (N24.75°, E121.8°)(N24.8°, E121.8°)(N24.7°, E121.85°)
宜蘭縣	礁溪鄉	(N24.75°, E121.75°)(N24.8°, E121.75°)(N24.8°, E121.8°)(N24.85°, E121.8°)
宜蘭縣	頭城鎮	(N24.85°, E121.8°)(N24.9°, E121.8°)(N24.85°, E121.85°)(N24.9°, E121.85°) (N24.95°, E121.85°)(N24.9°, E121.9°)(N24.95°, E121.9°)(N25.0°, E121.9°) (N24.85°, E121.95°)(N25.0°, E121.95°)
宜蘭縣	南澳鄉	(N24.3°, E121.75°)(N24.35°, E121.75°)(N24.4°, E121.75°)(N24.45°, E121.75°) (N24.35°, E121.8°)(N24.4°, E121.8°)(N24.45°, E121.8°)(N24.5°, E121.8°) (N24.6°, E121.8°)(N24.5°, E121.85°)(N24.55°, E121.85°)
基隆市	中山區	(N25.15°, E121.7°)(N25.15°, E121.75°)
基隆市	安樂區	(N25.15°, E121.7°)(N25.1°, E121.75°)(N25.15°, E121.75°)
基隆市	七堵區	(N25.15°, E121.65°)(N25.15°, E121.7°)(N25.1°, E121.75°)
基隆市	暖暖區	(N25.1°, E121.75°)
基隆市	仁愛區	(N25.1°, E121.75°)(N25.15°, E121.75°)
基隆市	信義區	(N25.1°, E121.75°)(N25.15°, E121.75°)(N25.1°, E121.8°)(N25.15°, E121.8°)
基隆市	中正區	(N25.15°, E121.75°)(N25.1°, E121.8°)(N25.15°, E121.8°)
新北市	貢寮區	(N24.95°, E121.85°)(N24.95°, E121.9°)(N25.0°, E121.9°)(N25.05°, E121.9°) (N25.1°, E121.9°)(N25.0°, E121.95°)(N25.05°, E121.95°)(N25.0°, E122.0°) (N25.05°, E122.0°)
新北市	瑞芳區	(N25.1°, E121.75°)(N25.1°, E121.8°)(N25.15°, E121.8°)(N25.1°, E121.85°) (N25.15°, E121.85°)(N25.1°, E121.9°)
新北市	萬里區	(N25.2°, E121.6°)(N25.15°, E121.65°)(N25.2°, E121.65°)(N25.15°, E121.7°) (N25.2°, E121.7°)
新北市	金山區	(N25.2°, E121.6°)(N25.25°, E121.6°)(N25.2°, E121.65°)(N25.25°, E121.65°)
新北市	石門區	(N25.25°, E121.5°)(N25.3°, E121.5°)(N25.25°, E121.55°)(N25.3°, E121.55°) (N25.2°, E121.6°)(N25.25°, E121.6°)(N25.3°, E121.6°)
新北市	三芝區	(N25.25°, E121.45°)(N25.2°, E121.5°)(N25.25°, E121.5°)(N25.3°, E121.5°) (N25.25°, E121.55°)
新北市	林口區	(N25.1°, E121.3°)(N25.1°, E121.35°)(N25.15°, E121.35°)(N25.1°, E121.4°) (N25.15°, E121.4°)(N25.2°, E121.4°)(N25.1°, E121.45°)(N25.15°, E121.45°) (N25.2°, E121.45°)(N25.25°, E121.45°)(N25.15°, E121.5°)(N25.2°, E121.5°) (N25.25°, E121.5°)
新北市	八里區	(N25.1°, E121.35°)(N25.15°, E121.35°)(N25.1°, E121.4°)(N25.15°, E121.4°) (N25.1°, E121.45°)(N25.15°, E121.45°)
桃園市	蘆竹區	(N25.1°, E121.25°)(N25.1°, E121.3°)(N25.1°, E121.35°)
桃園市	大園區	(N25.05°, E121.15°)(N25.1°, E121.15°)(N25.05°, E121.2°)(N25.1°, E121.2°) (N25.1°, E121.25°)
桃園市	觀音區	(N25.0°, E121.0°)(N25.0°, E121.05°)(N25.05°, E121.05°)(N25.0°, E121.1°) (N25.05°, E121.1°)(N25.05°, E121.15°)(N25.1°, E121.15°)
桃園市	新屋區	(N24.95°, E121.0°)(N25.0°, E121.0°)(N24.95°, E121.05°)(N25.0°, E121.05°) (N25.0°, E121.1°)
新竹縣	新豐鄉	(N24.85°, E120.95°)(N24.9°, E120.95°)(N24.85°, E121.0°)(N24.9°, E121.0°) (N24.95°, E121.0°)(N24.95°, E121.05°)
新竹縣	竹北市	(N24.85°, E120.95°)(N24.9°, E120.95°)(N24.85°, E121.0°)
新竹市	北區	(N24.85°, E120.9°)(N24.8°, E120.95°)(N24.85°, E120.95°)(N24.85°, E121.0°)

### 3.1.3 網格資料平均處理

由於 AR6 統計降尺度資料提供多種不同研究中心所開發之分析模式，各種分析模式皆有所差異，且為瞭解氣候變遷之長期變化趨勢，本計畫針對 TCCIP 提供之 AR6 統計降尺度資料進行以下 3 種資料平均處理<sup>[107]</sup>：

1. 區域平均處理：本計畫針對 94 個需考量鹽害影響之區域進行氣候變遷影響分析，附錄一顯示單一鄉鎮區可能涵蓋多個 AR6 統計降尺度網格資料。因此，將該區域內所有網格進行平均值計算，以求得代表該區域的氣候推估資訊。
2. 系集平均處理：每一個 SSP 氣候變遷情境皆有不同數量的分析模式推估結果(詳如表 2-5 所示)，稱之為多模式系集，針對多模式系集推估的氣候變遷訊號，通常會計算所有模式的平均值，稱為系集平均(若計算所有模式的中位數，稱為系集中位數)。對於氣候模式的模擬，普遍以系集平均或中位數做為最佳推估結果。爰此，本計畫採用系集平均方式進行 AR6 統計降尺度資料變數(平均溫度及降雨量)之處理，以獲得各種不同分析模式推估結果之平均結果。
3. 氣候平均：在氣象領域應用中，常使用移動平均消除時間序列之短期波動變化，以呈現氣候平均狀態之長期變化。本計畫採用 20 年移動平均的計算方式，得到未來推估 AR6 統計降尺度資料變數長期變化趨勢。例如，2024 年氣候變數值為 2015-2034 年氣候平均值、2025 年氣候變數值為 2016-2035 年氣候平均值...以此類推。

以臺中市梧棲區(網格位置 E120.5°N24.25°)為例，圖 3.4 至圖 3.7 為於 4 種不同氣候變遷情境下之各種分析模式推估的溫度變化情形(已進行區域平均處理)，但因不同分析模式之分析結果存在差異性，故呈現較雜亂的線形變化，惟除 SSP1-2.6 排放情境外較不明顯外，其餘排放情境可看出溫度有隨著時間而上升之趨勢。圖 3.8 為各氣候變遷情境分析結果經過系集平均與氣候平均後之溫度變化推估結果，可以明顯發現經過系集平均處理過後的溫度變化僅呈現局部的小幅度變化，再

經過 20 年移動平均處理過後，則消除了短時間內的波動變化，整體溫度推估結果呈現平緩的長期趨勢結果。

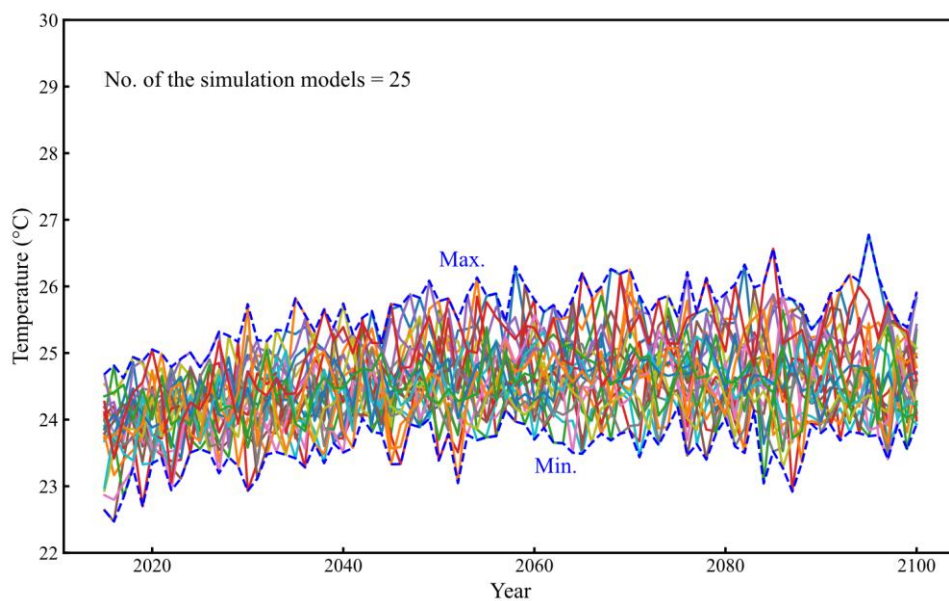


圖 3.4 SSP1-2.6 氣候變遷情境之各分析模式推估結果

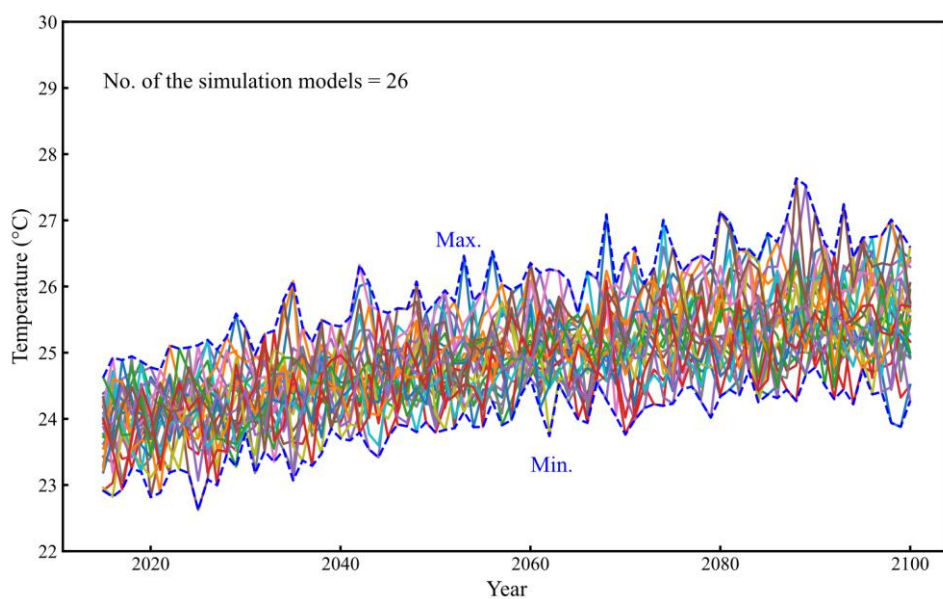


圖 3.5 SSP2-4.5 氣候變遷情境之各分析模式推估結果

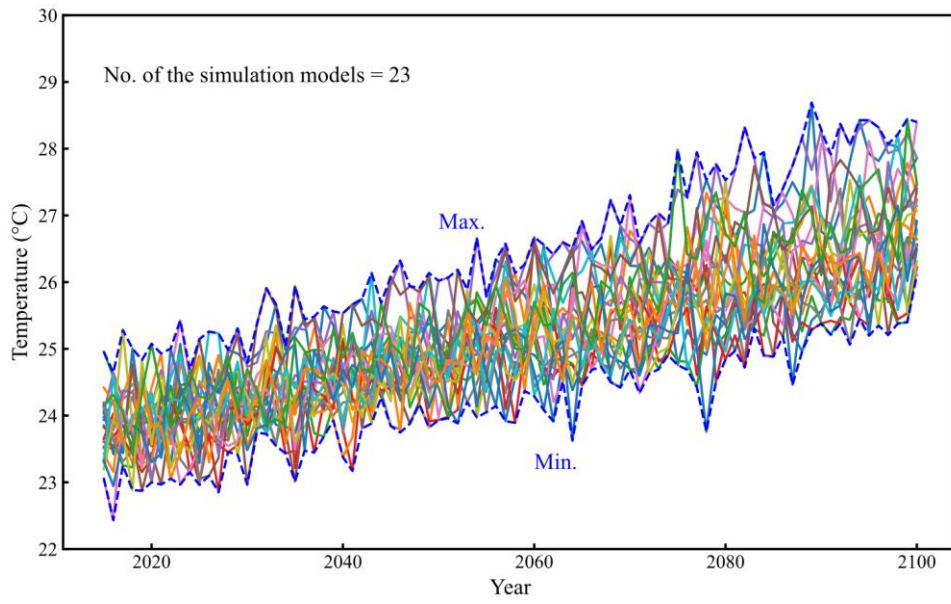


圖 3.6 SSP3-7.0 氣候變遷情境之各分析模式推估結果

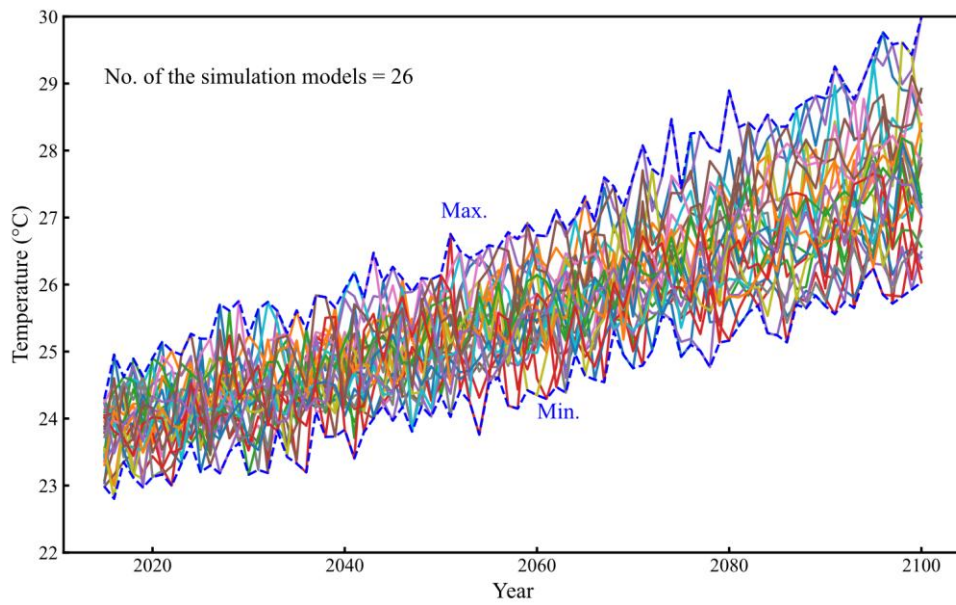


圖 3.7 SSP5-8.5 氣候變遷情境之各分析模式推估結果

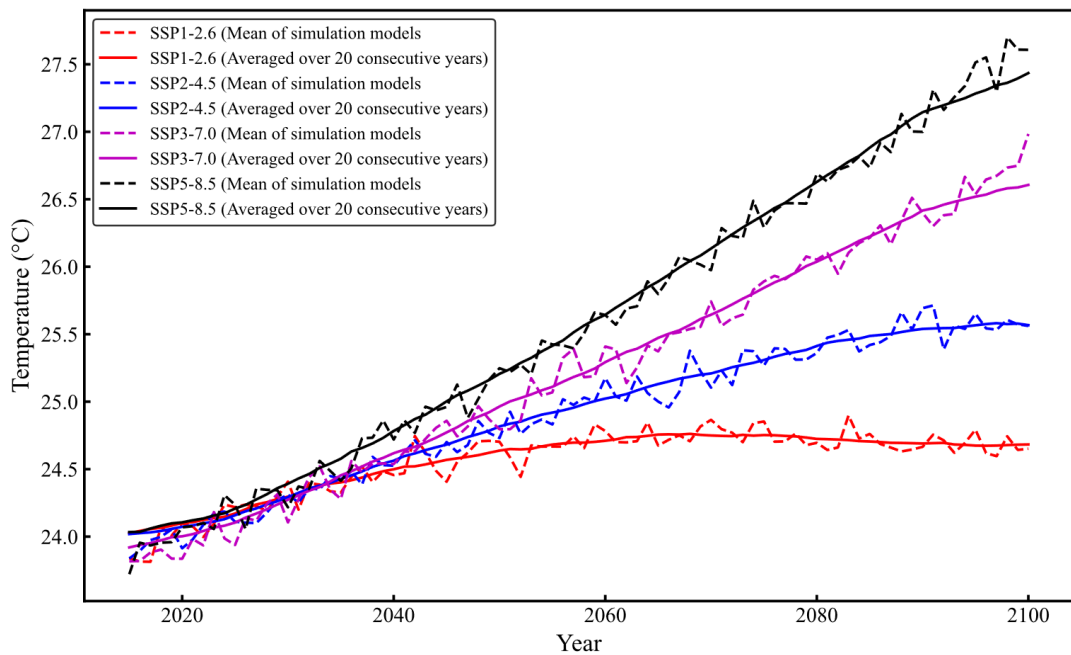


圖 3.8 經系集平均及 20 年移動平均處理後之各氣候變遷情境溫度推估圖

### 3.2 各縣市區域之溫度推估結果

圖 3.9 至圖 3.24 為 4 種不同氣候變遷模擬情境之臺灣北部、中部、南部及東部各縣市區域經區域平均、系集平均及氣候平均之結果，地理分區採用國家發展委員會之劃分原則，臺灣北部包含宜蘭縣、基隆市、新北市、桃園市、新竹市、新竹縣，臺灣中部包含苗栗縣、臺中市、彰化縣、雲林縣，臺灣南部包含嘉義縣、臺南市、高雄市、屏東縣，臺灣東部包含花蓮縣、臺東縣，各地理分區於 2015 年至 2100 年之最高最低溫及各區域高低溫變化情形，詳如表 3-2 所示。

氣候變遷模擬情境 SSP1-2.6 時，北部縣市於 2015 年至 2100 年之高低溫介於 21.9~24.2°C，中部縣市介於 23.5~25.0°C，南部縣市介於 24.5~26.5°C，東部縣市介於 21.7~25.9°C，另各區域之高低溫變化約為 0.6~0.7°C；氣候變遷模擬情境 SSP2-4.5 時，北部縣市於 2015 年至 2100 年之最高最低溫介於 21.9~25.0°C，中部縣市介於 23.5~25.8°C，南部縣市介於 24.5~27.3°C，東部縣市介於 21.7~26.7°C，另各區域之高低溫變化約為 1.3~1.6°C；氣候變遷模擬情境 SSP3-7.0 時，北部縣市於 2015 年

至 2100 年之最高最低溫介於 21.9~26.0°C，中部縣市介於 23.4~26.8°C，南部縣市介於 24.4~28.3°C，東部縣市介於 21.6~27.7°C，另各區域之高低溫變化約為 2.4~2.7°C；氣候變遷模擬情境 SSP5-8.5 時，北部縣市於 2015 年至 2100 年之最高最低溫介於 22.0~26.8°C，中部縣市介於 23.5~27.6°C，南部縣市介於 24.5~29.0°C，東部縣市介於 21.7~28.4°C，另各區域之高低溫變化約為 3.0~3.4°C。整體而言，模擬結果顯示臺灣各地區的平均溫度將隨著氣候變遷情境之惡化而呈現顯著的上升趨勢，在最極端的氣候變遷情境 SSP5-8.5 下，全臺各區域均預計將經歷 3.0°C 至 3.4°C 的劇烈升溫。其中，臺灣南部地區在所有情境中均保持最高的平均溫度範圍，在 SSP5-8.5 情境下之最高溫可達 29.0°C。本計畫後續將採用上述模擬氣候變遷之平均溫度變化結果，進行鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之相關影響分析。

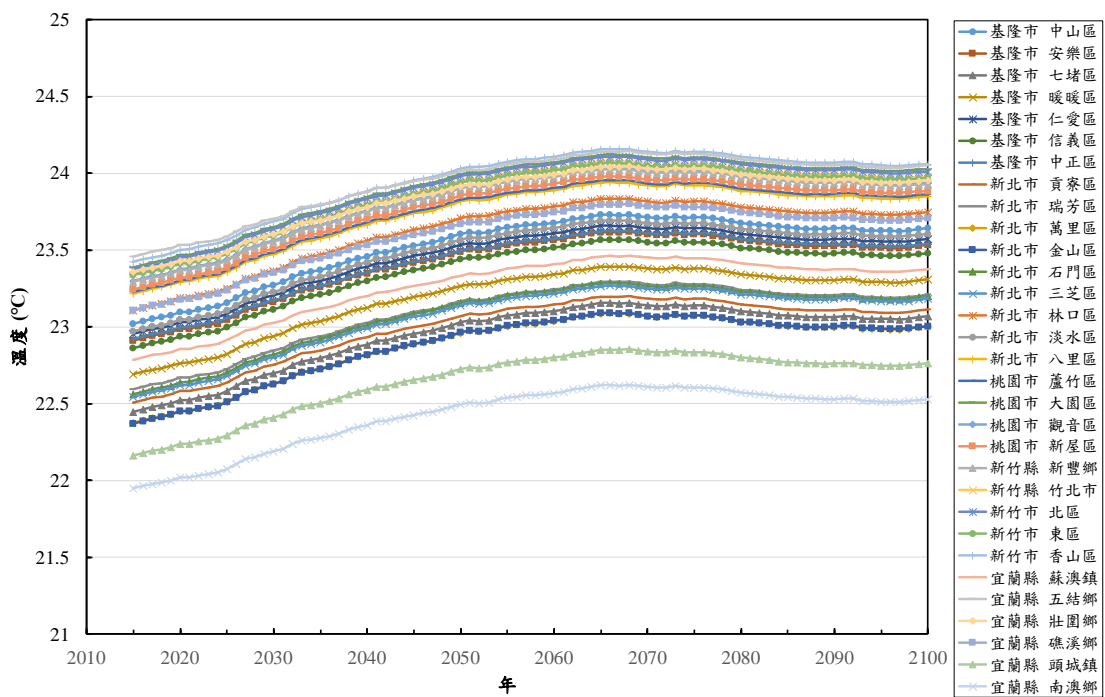


圖 3.9 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

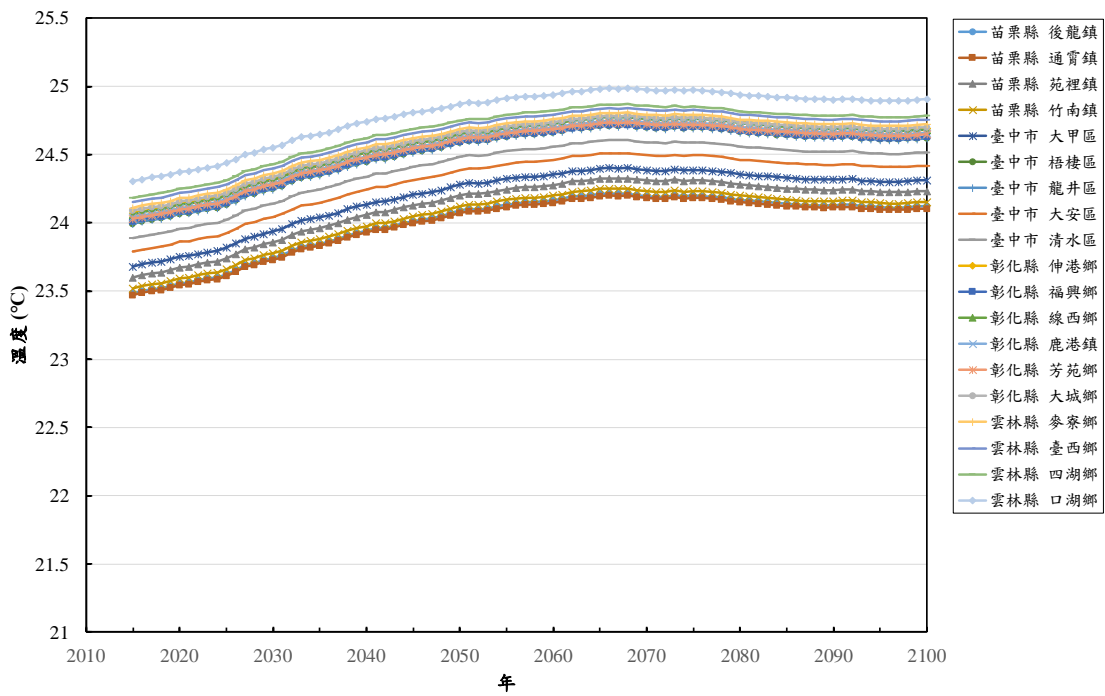


圖 3.10 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

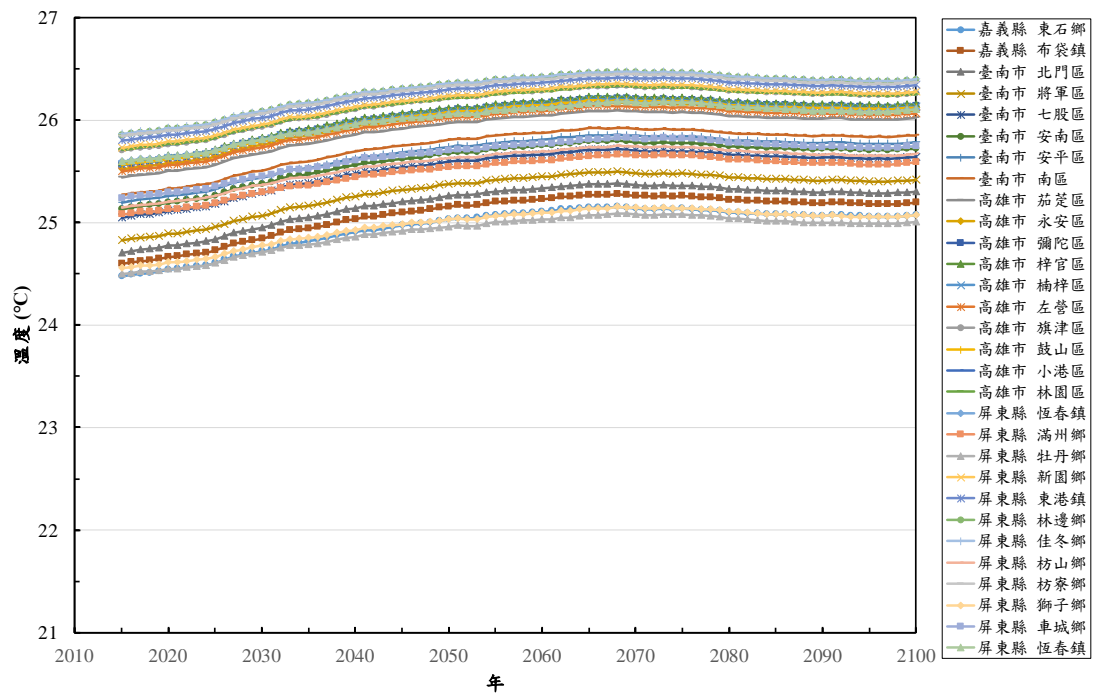


圖 3.11 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

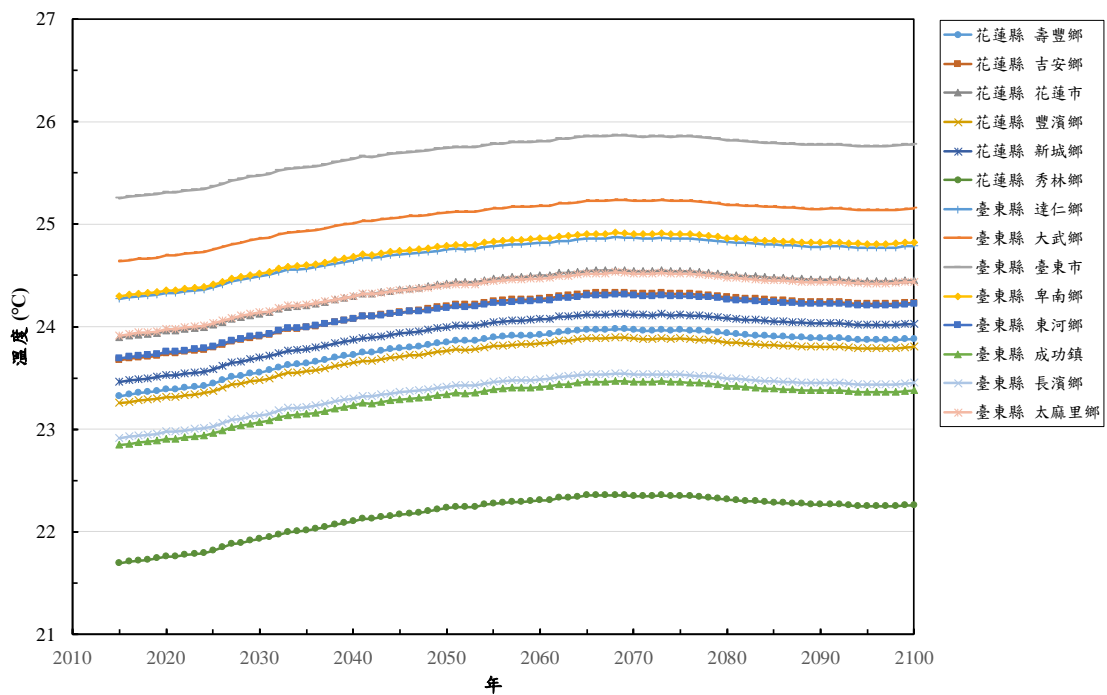


圖 3.12 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

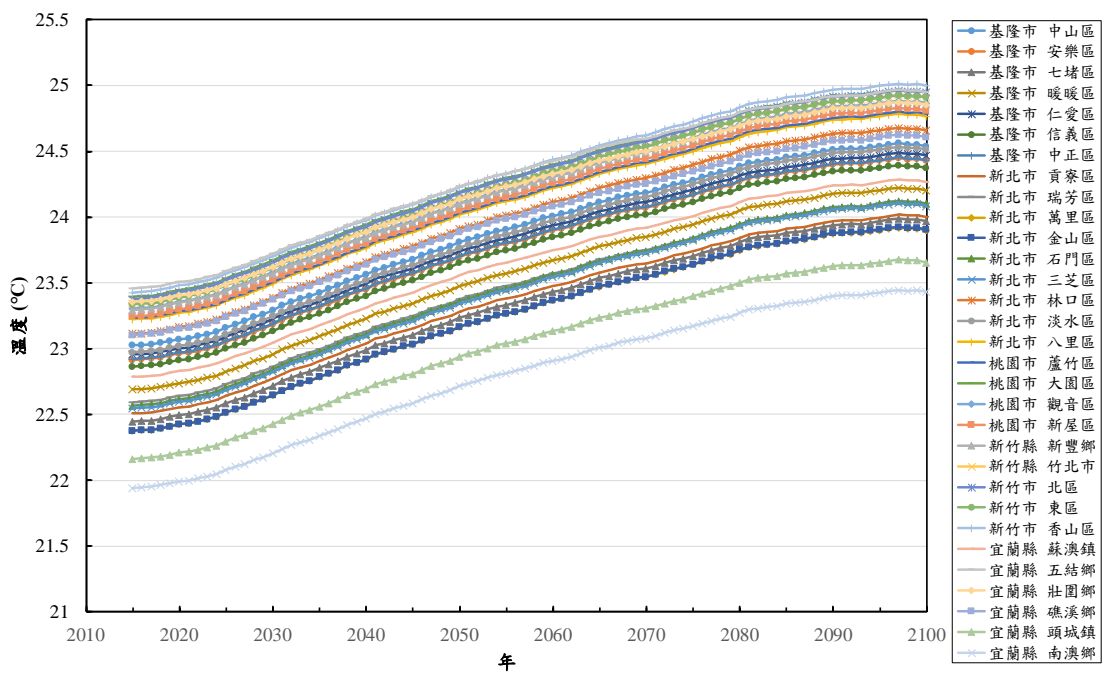


圖 3.13 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

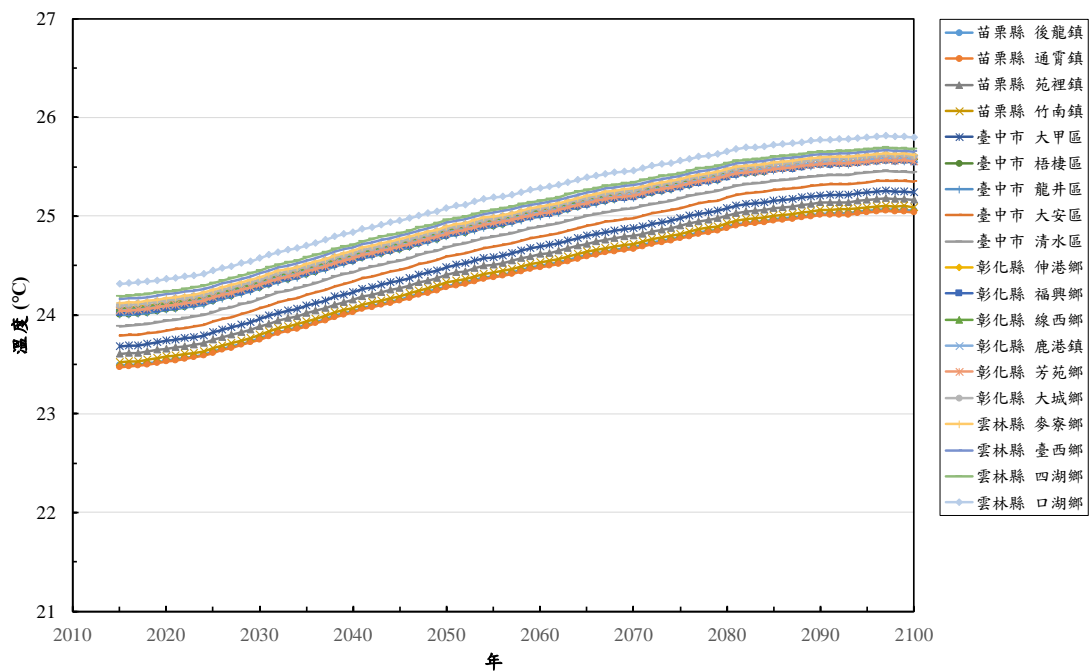


圖 3.14 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

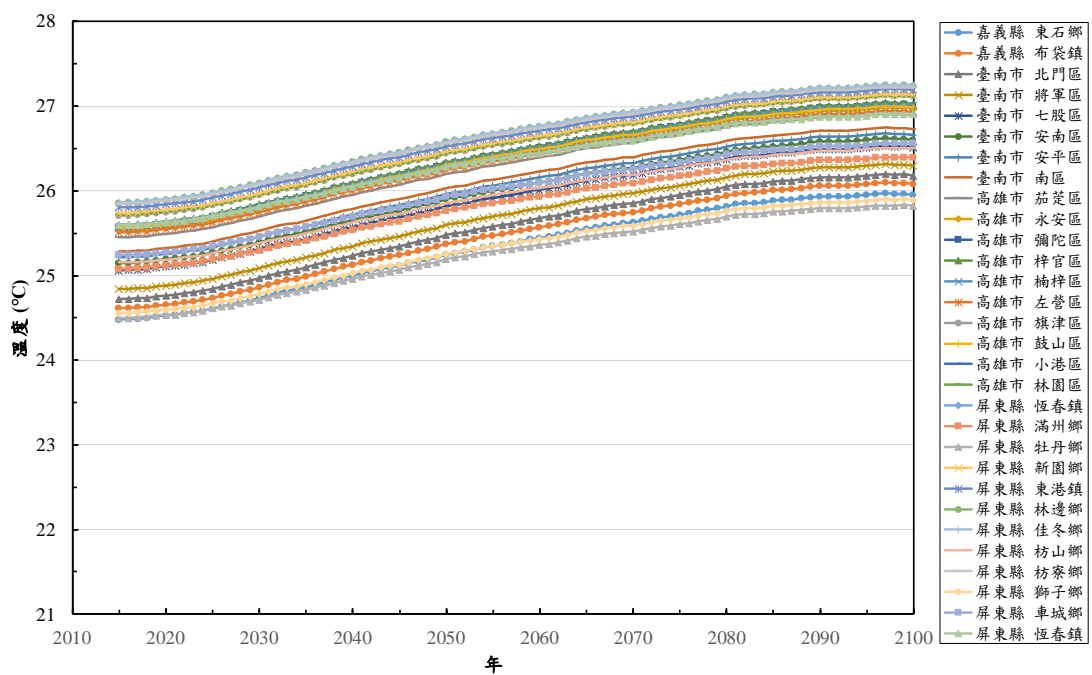


圖 3.15 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

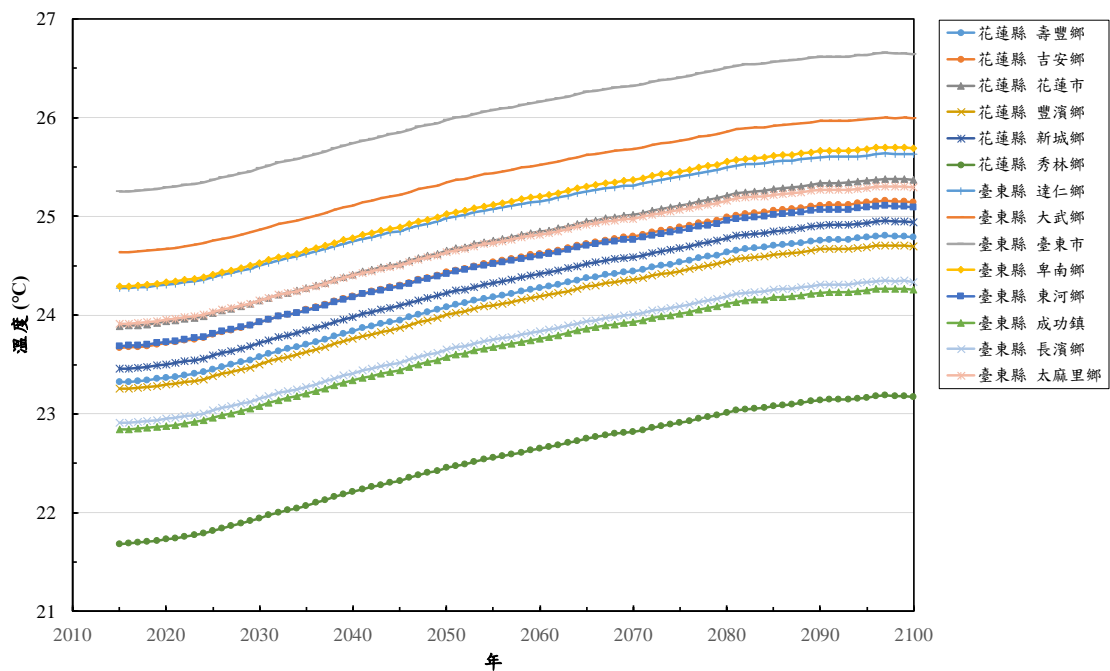


圖 3.16 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

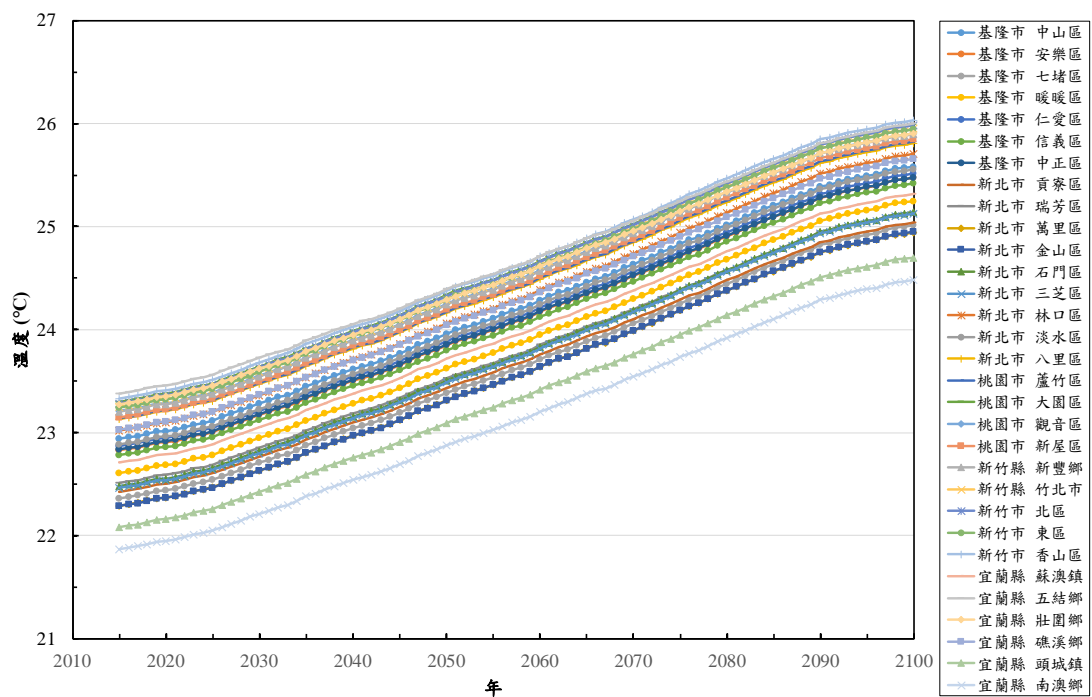


圖 3.17 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

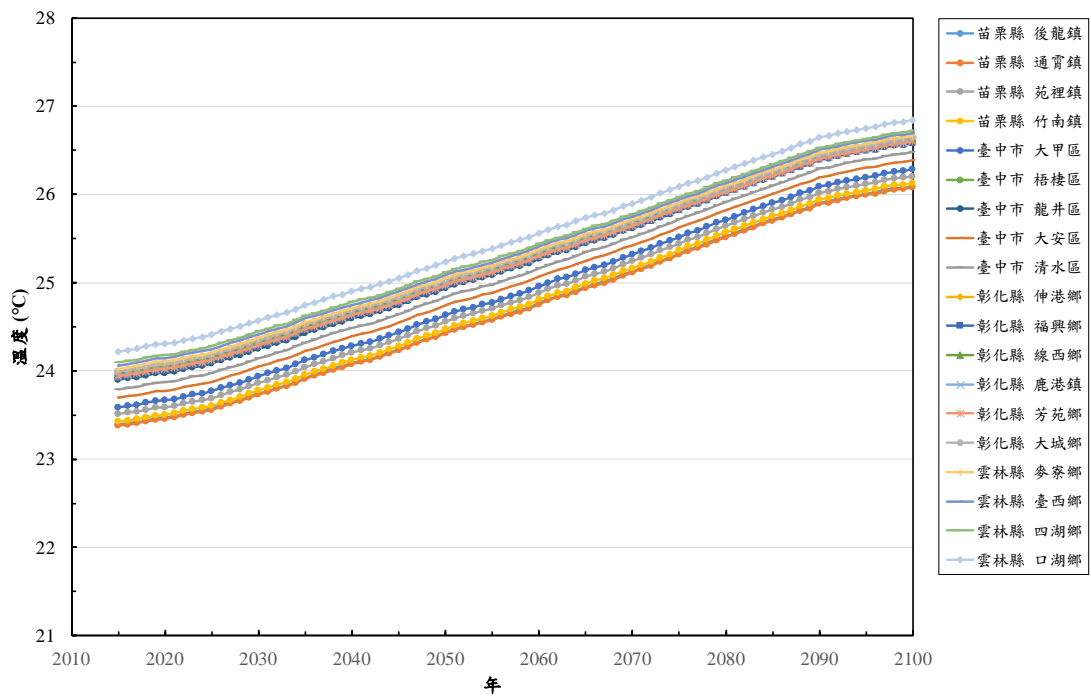


圖 3.18 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

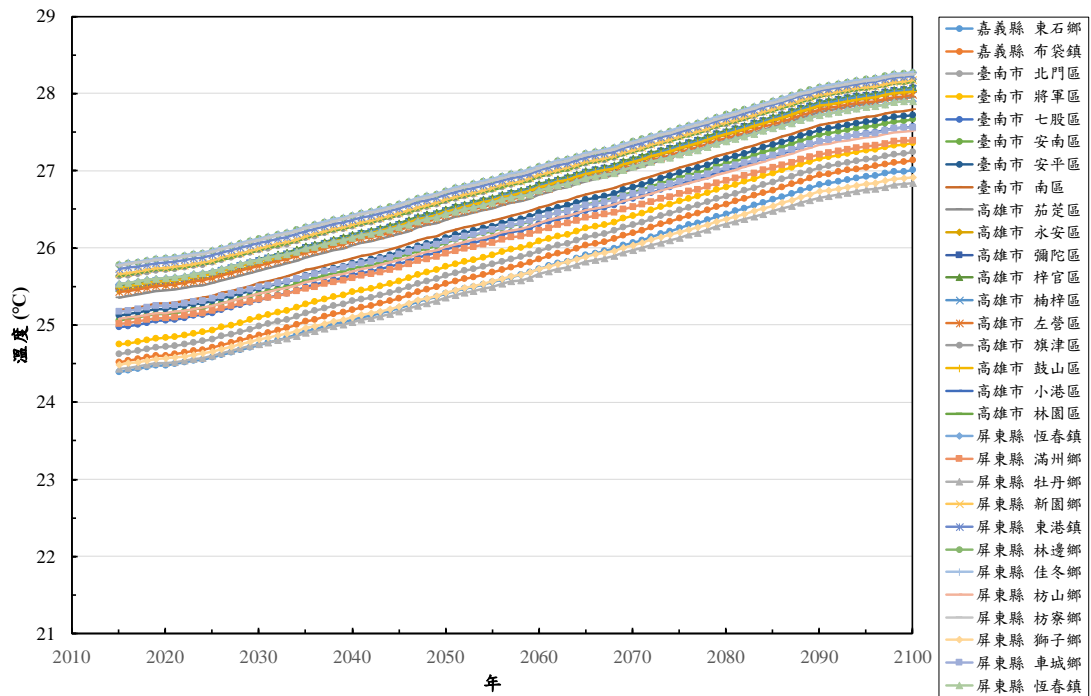


圖 3.19 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

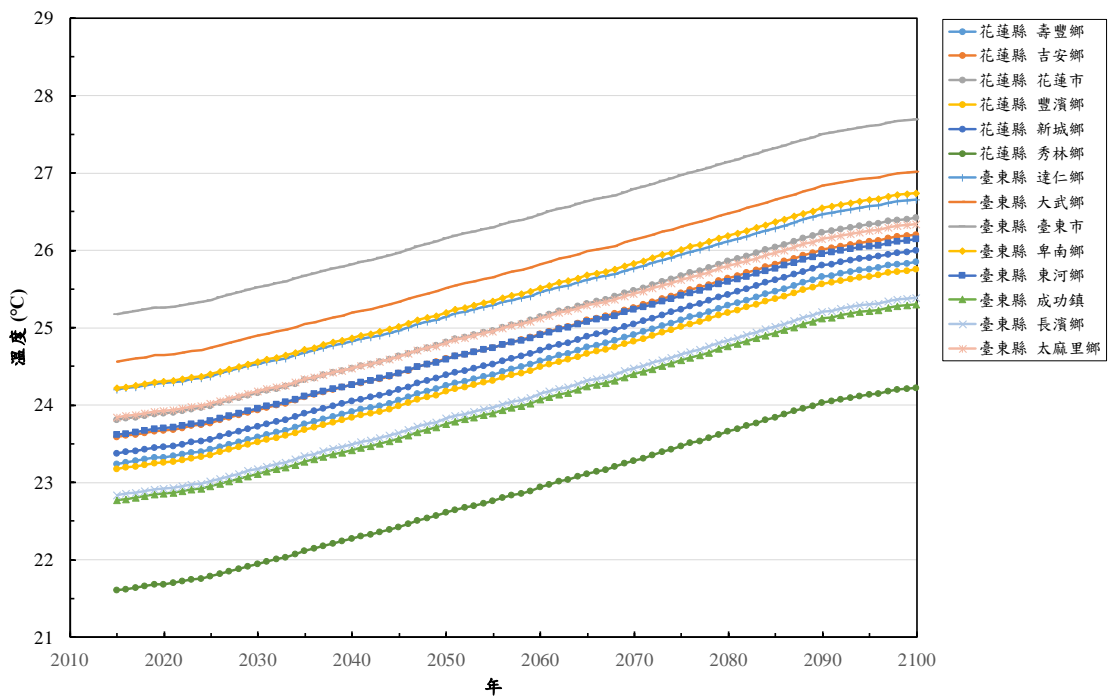


圖 3.20 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

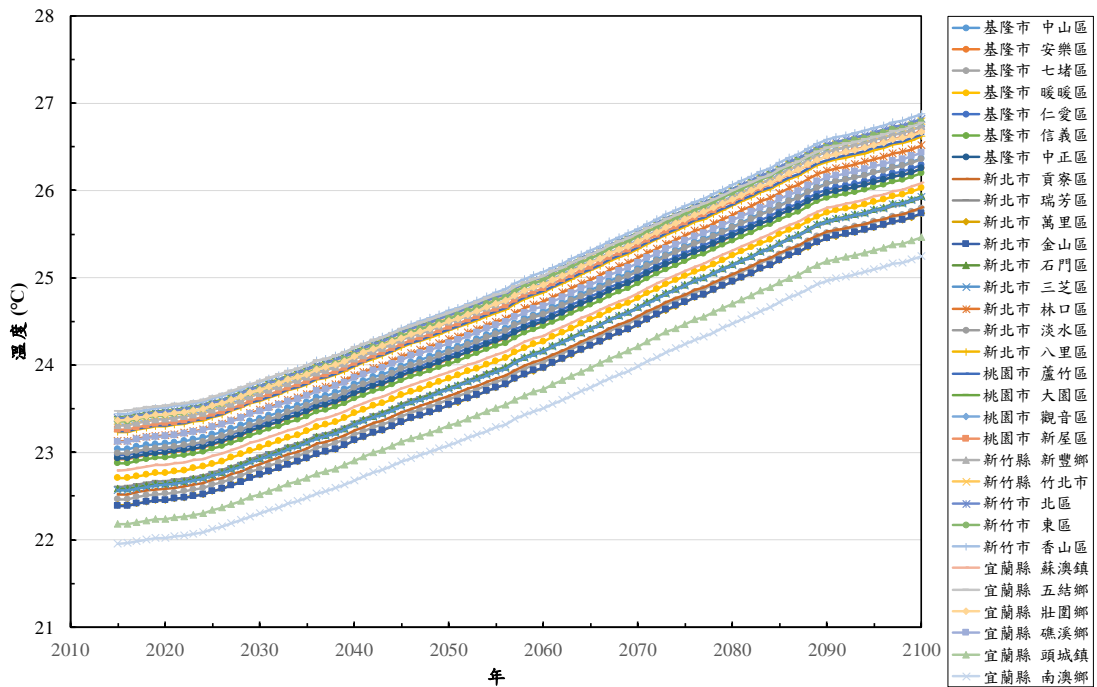


圖 3.21 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

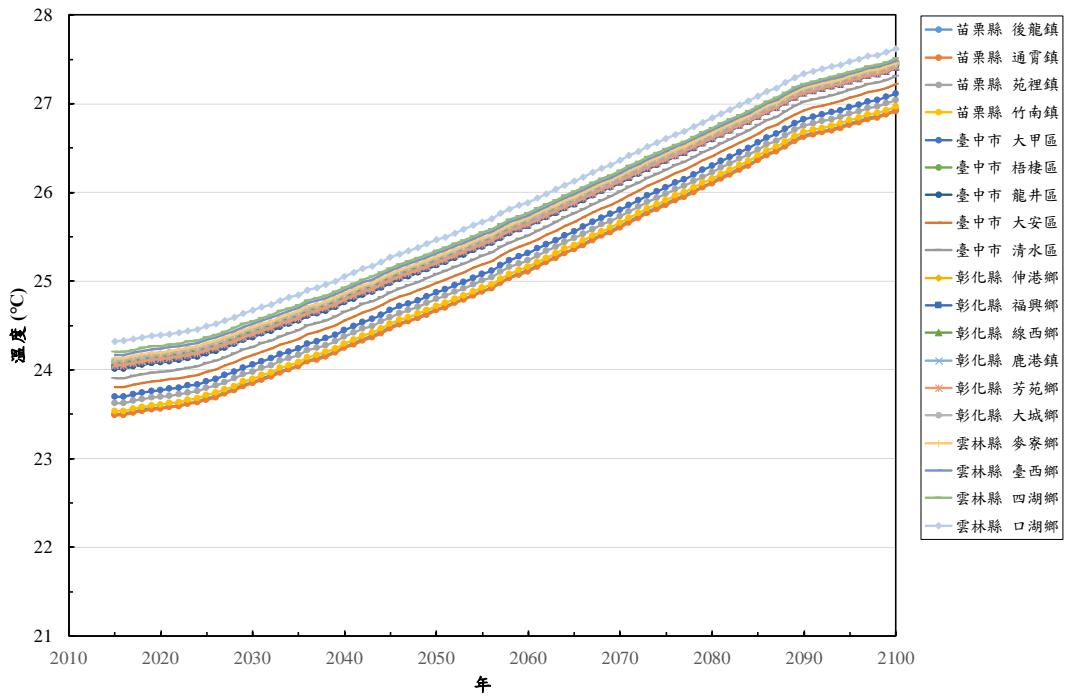


圖 3.22 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

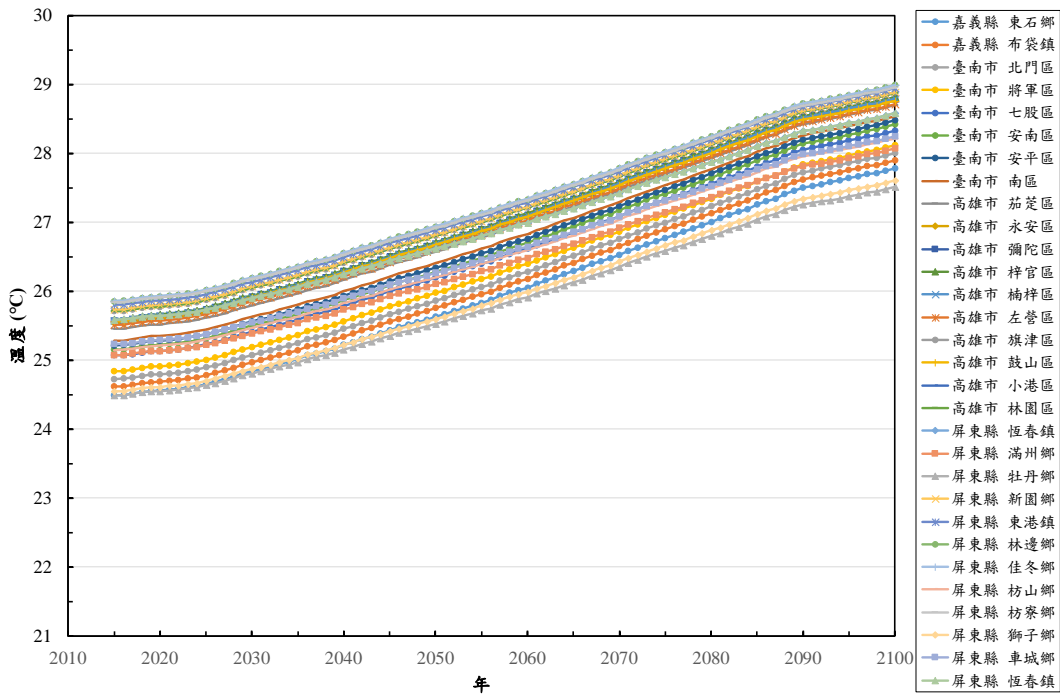


圖 3.23 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

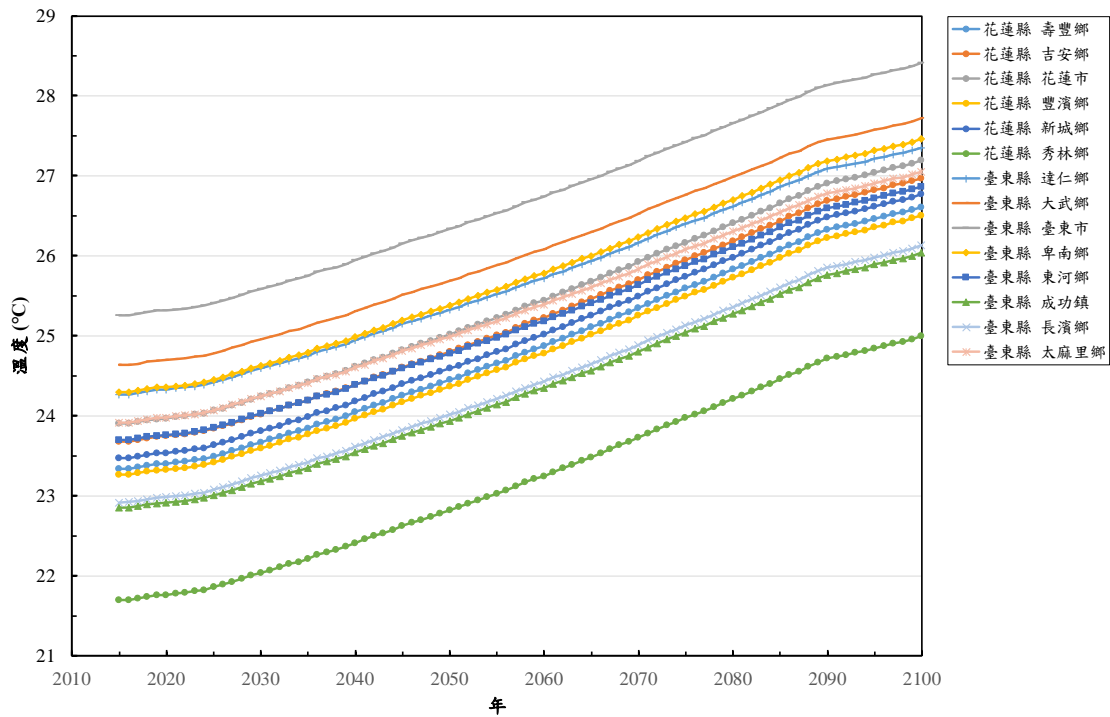


圖 3.24 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之溫度(經區域平均、系集平均及氣候平均)

表 3-2 臺灣縣市於各氣候變遷模擬情境之溫度變化彙整

氣候變遷模擬情境		SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
北部縣市	最低溫	21.9	21.9	21.7	21.7
	最高溫	24.2	25.0	26.2	27.1
中部縣市	最低溫	23.5	23.5	23.3	23.3
	最高溫	25.0	25.8	27.0	27.9
南部縣市	最低溫	24.5	24.5	24.3	24.3
	最高溫	26.5	27.3	28.4	29.3
東部縣市	最低溫	21.7	21.7	21.5	21.5
	最高溫	25.9	26.7	27.8	28.7
各區域溫差增加量		0.6~0.7	1.3~1.6	2.4~2.7	3.0~3.4
單位：℃					

### 3.3 相對濕度資料推估

本計畫為獲得臺灣各地濕潤時間與相對濕度之關係，爰透過交通部中央氣象署網站下載 2021 年至 2024 年鄰近海岸線之 86 個自動氣象站監測資料(監測站位置如圖 3.25 所示)，並據以進行各測站之濕潤時間與相對濕度資料整理。因部分監測站為近 2 年新安裝，故僅有 2023

年至 2024 年全年完整資料，另因測站故障維修期間無有效的量測紀錄，故為確保測站資料具代表性，當監測站有效紀錄大於 300 天時，本計畫始採用該監測站之紀錄資料。

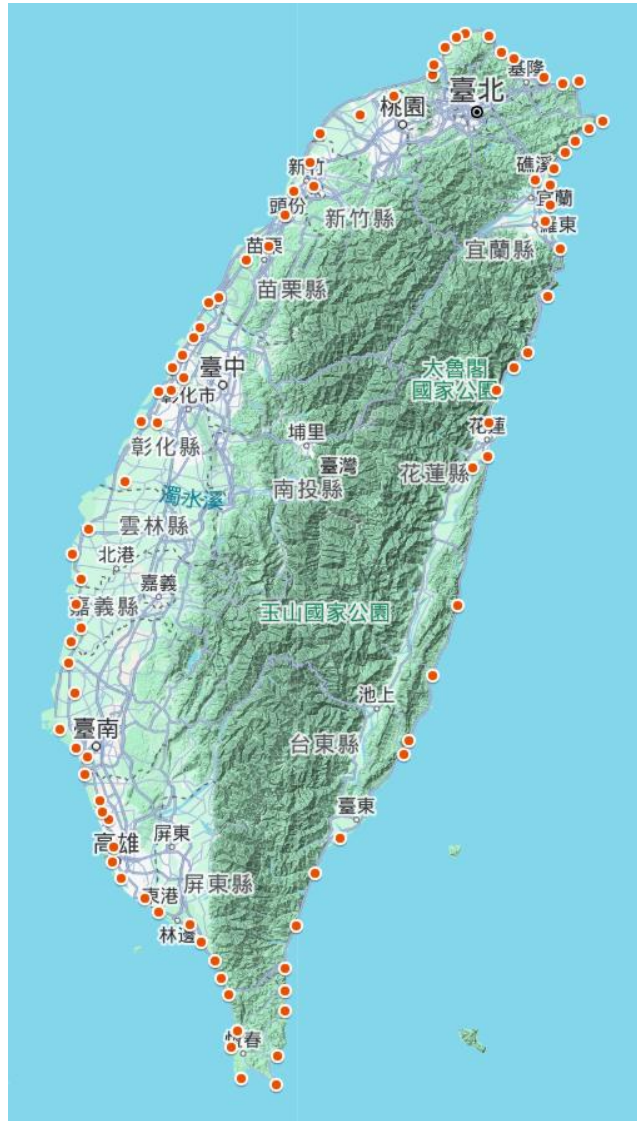


圖 3.25 鄰近海岸線之自動氣象監測站位置

圖 3.26 至圖 3.29 為臺灣北部、中部、南部及東部地區濕潤時間與相對濕度之迴歸關係圖，另圖 3.30 為臺灣全島測站一併進行迴歸分析之結果。各分區之判定係數  $R^2$  均大於 0.9，顯示濕潤時間與相對濕度呈現高度線性相關性。

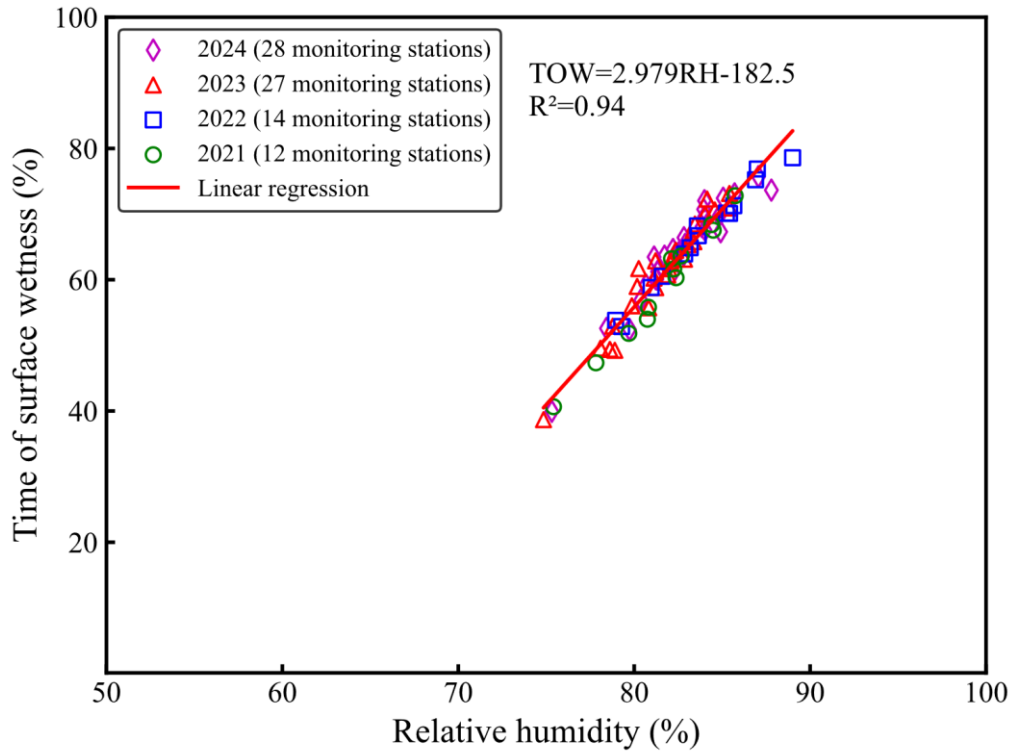


圖 3.26 臺灣北部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係

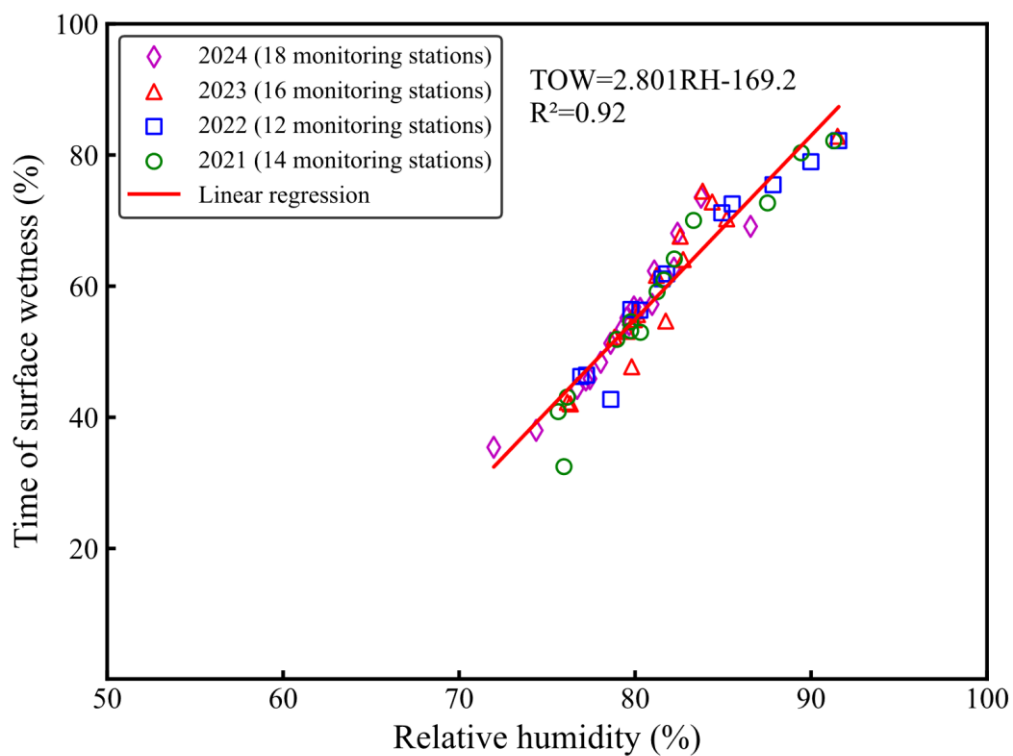


圖 3.27 臺灣中部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係

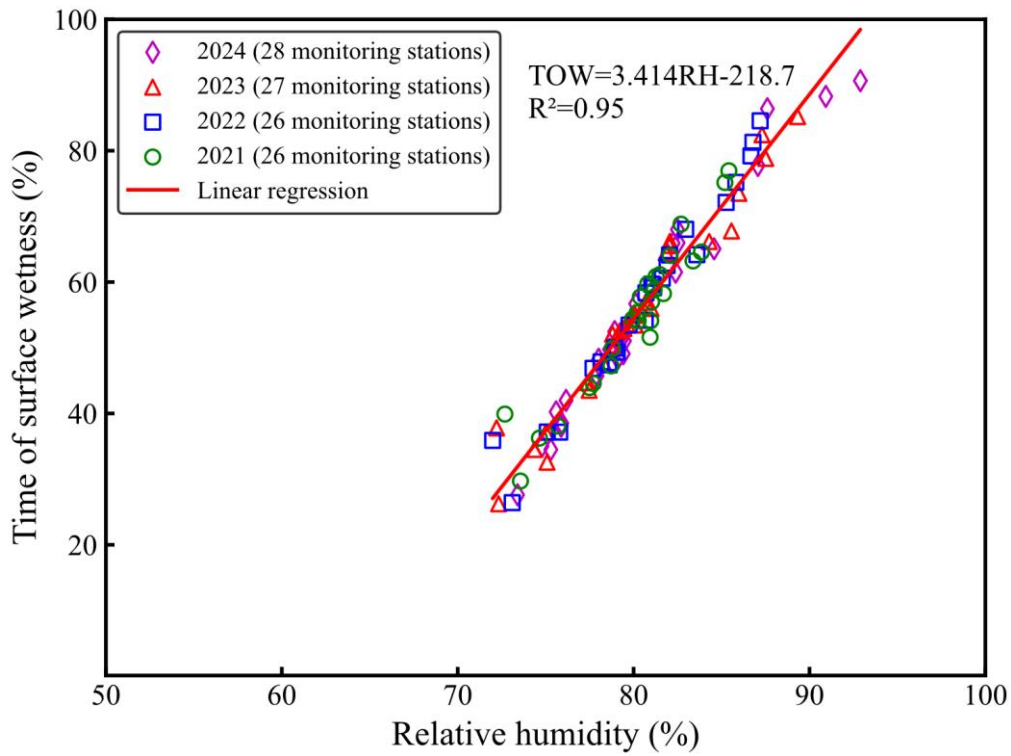


圖 3.28 臺灣南部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係

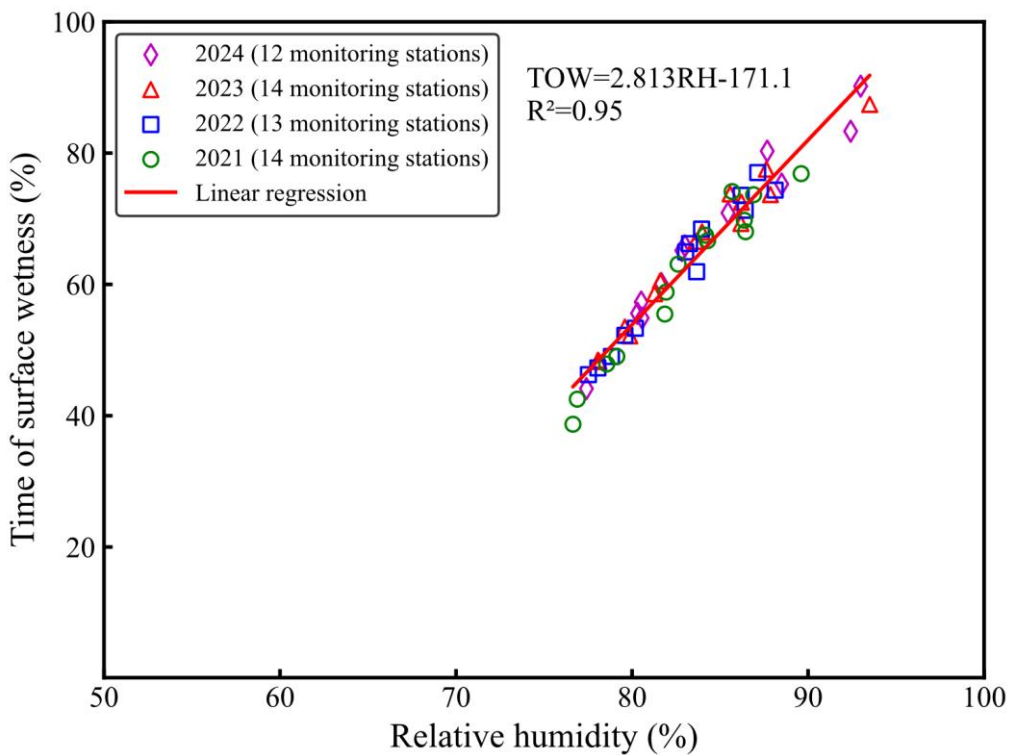


圖 3.29 臺灣東部濕潤時間與相對濕度之迴歸關係

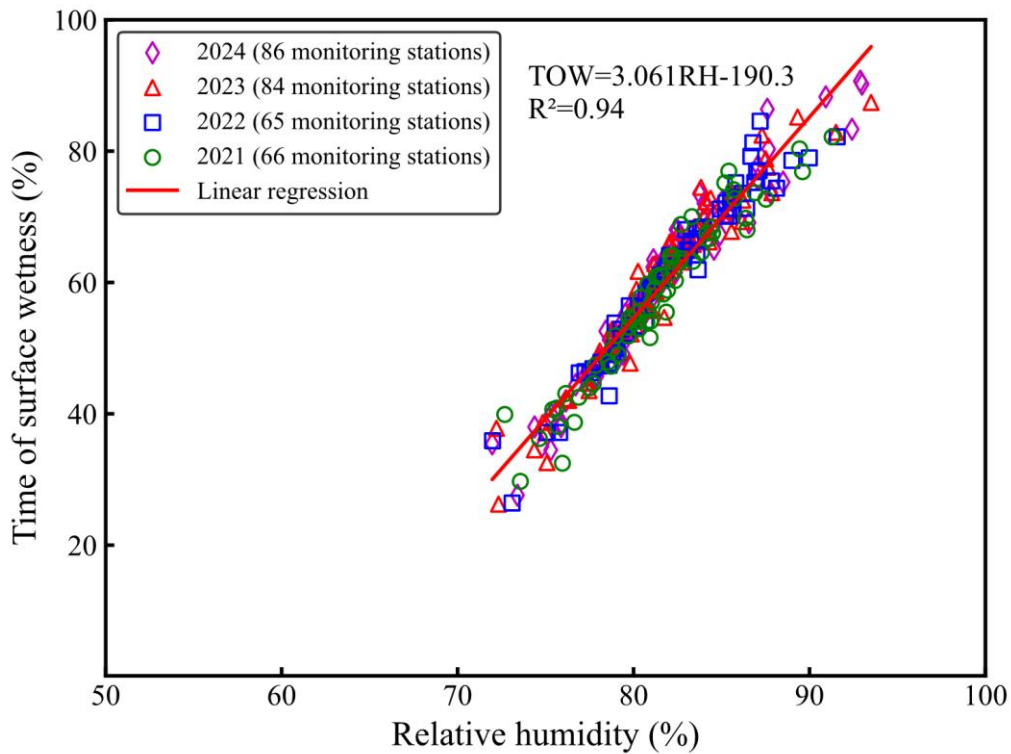


圖 3.30 臺灣全島濕潤時間與相對濕度之迴歸關係

因此，結合上述迴歸關係式與式(2.36)後，即可得出臺灣各分區相對濕度與降雨量之關係式，整理結果如表 3-3 所示。AR6 統計降尺度之降雨量模擬結果透過表 3-3 之各分區關係式轉換成相對濕度資料之結果如圖 3.31 至圖 3.46 所示。整體而言，4 種氣候變遷情境下之各縣市相對濕度推估量變化不大，均分佈於 64%至 73%之間。本計畫後續於進行鋼筋腐蝕量估算時，即以此相對濕度資料進行推估。依式(2.31)之計算結果，相對濕度修正因子  $f_{RH}$  約介於 0.989 至 1.0 之間，故依此相對濕度修正因子計算所得之腐蝕量應屬較保守之計算結果。

表 3-3 臺灣各分區濕潤時間、相對濕度及降雨量之關係式

分區	TOW-RH	RH- $D_{rain}$	$R^2$
北部	$TOW=2.979RH-182.5$	$RH=0.074D_{rain}+61.3$	0.94
中部	$TOW=2.801RH-169.2$	$RH=0.079D_{rain}+60.4$	0.92
南部	$TOW=3.414RH-218.7$	$RH=0.064D_{rain}+64.1$	0.95
東部	$TOW=2.8134RH-171.1$	$RH=0.078D_{rain}+60.8$	0.95
臺灣全島	$TOW=3.061RH-190.3$	$RH=0.072D_{rain}+62.2$	0.94



圖 3.31 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度

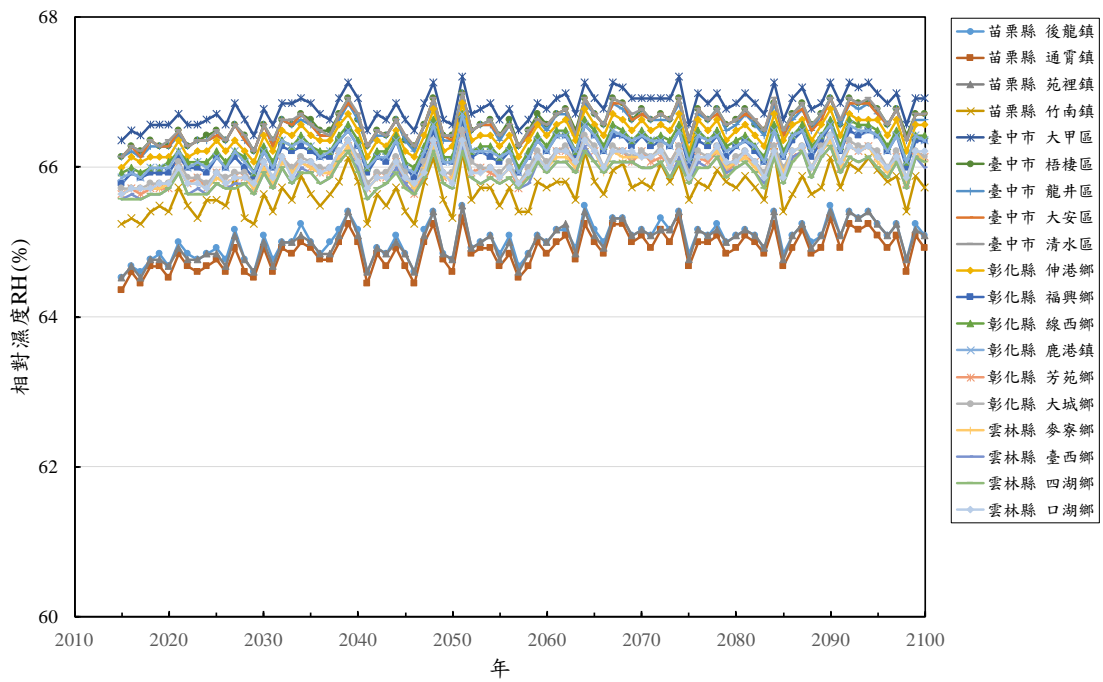


圖 3.32 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度

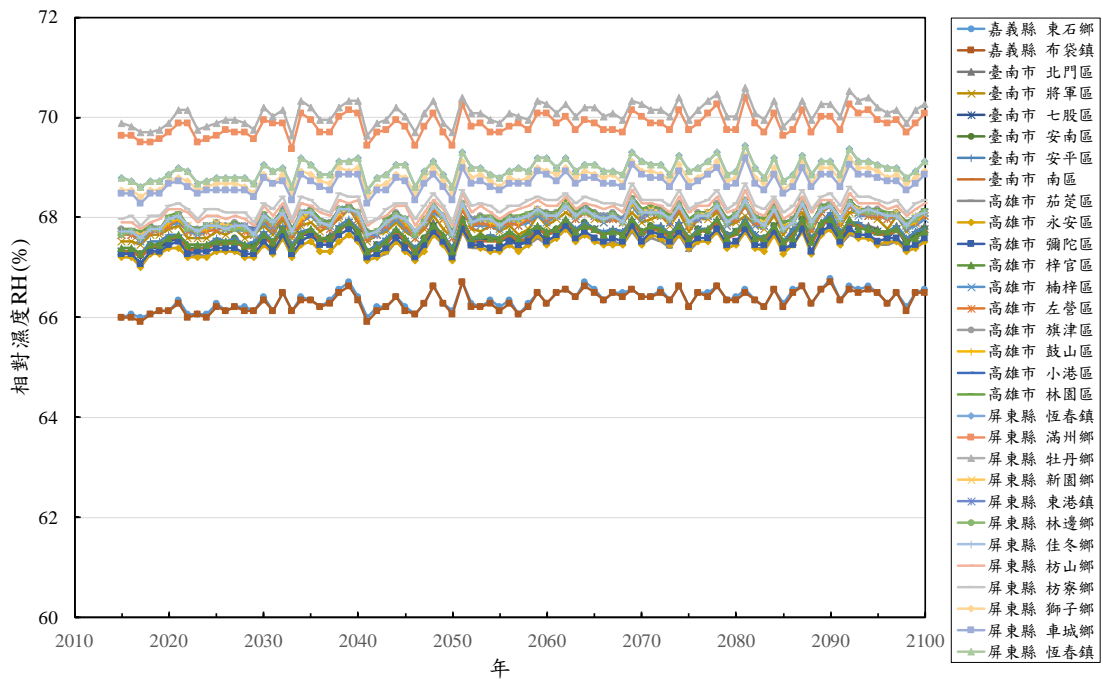


圖 3.33 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度

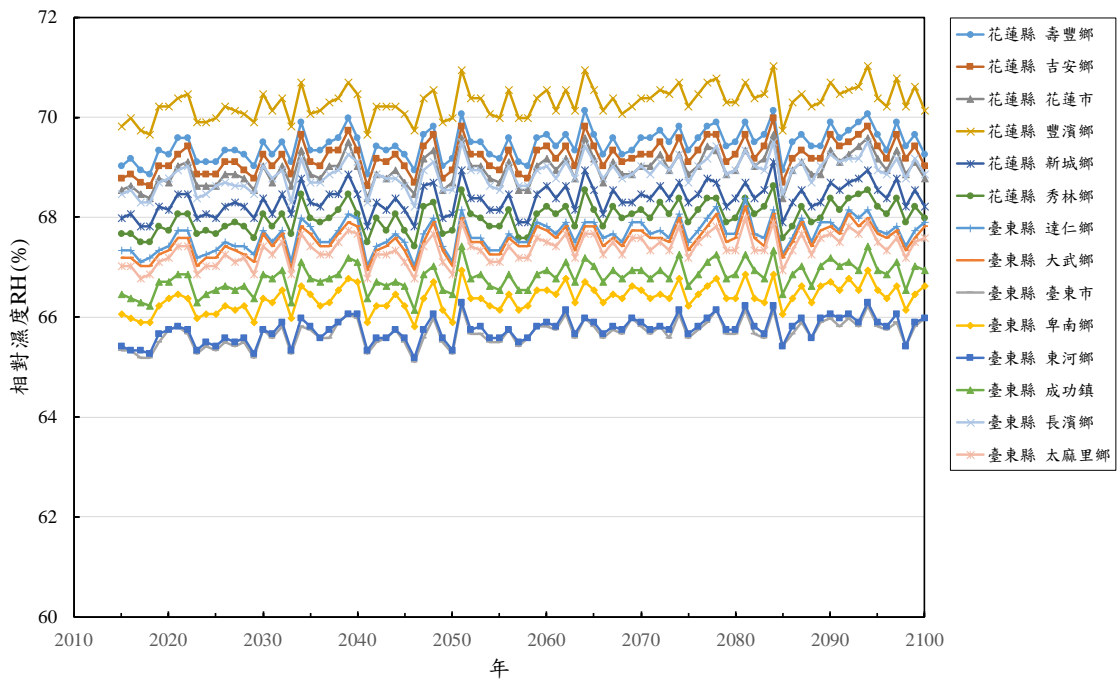


圖 3.34 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP1-2.6 之相對濕度



圖 3.35 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度



圖 3.36 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度

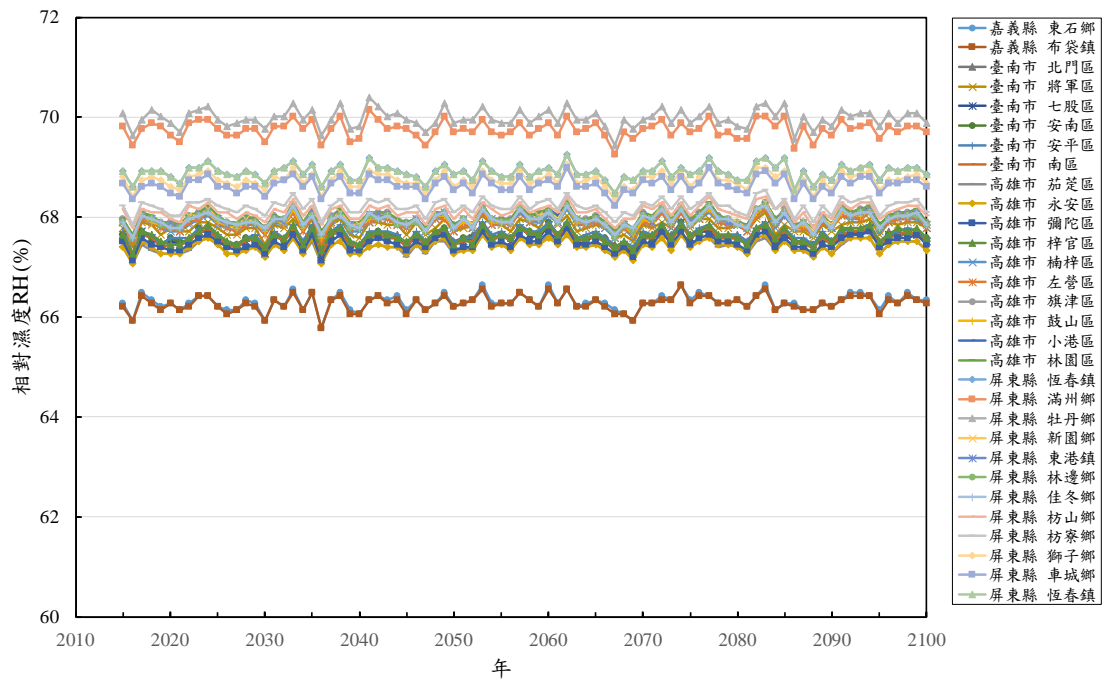


圖 3.37 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度

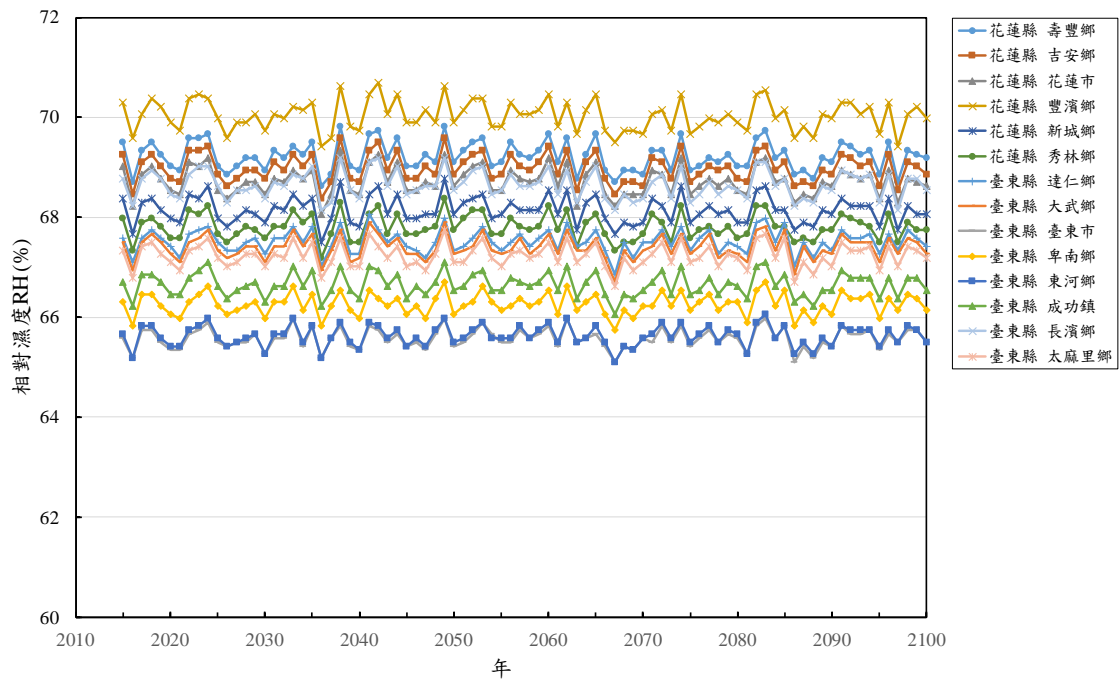


圖 3.38 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP2-4.5 之相對濕度



圖 3.39 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度

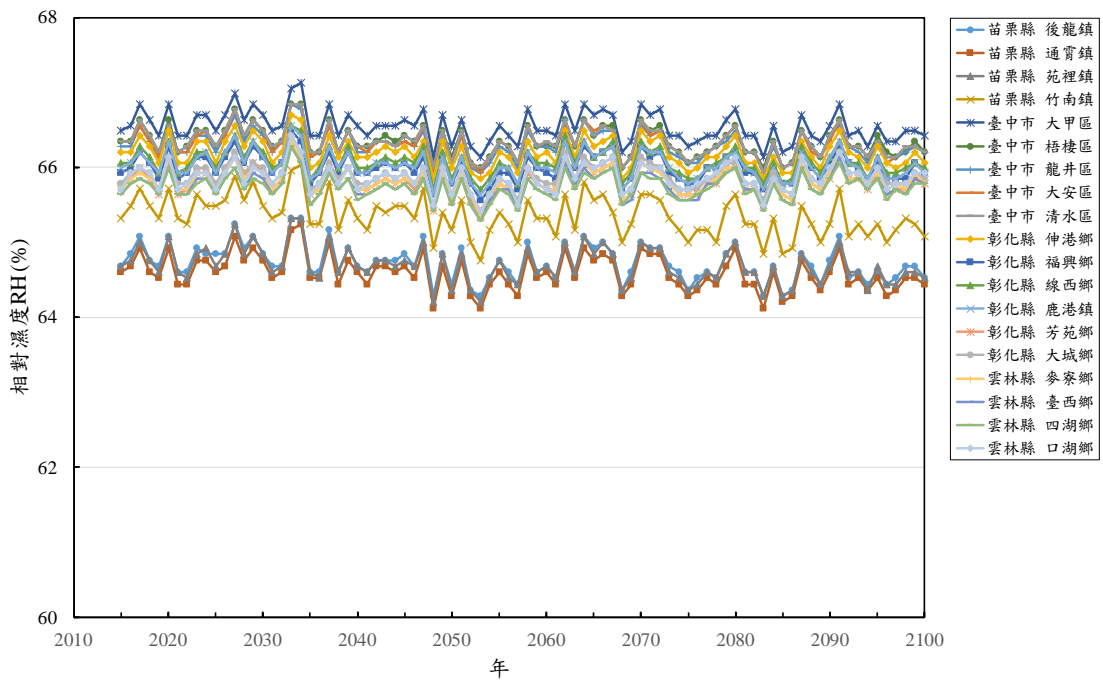


圖 3.40 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度

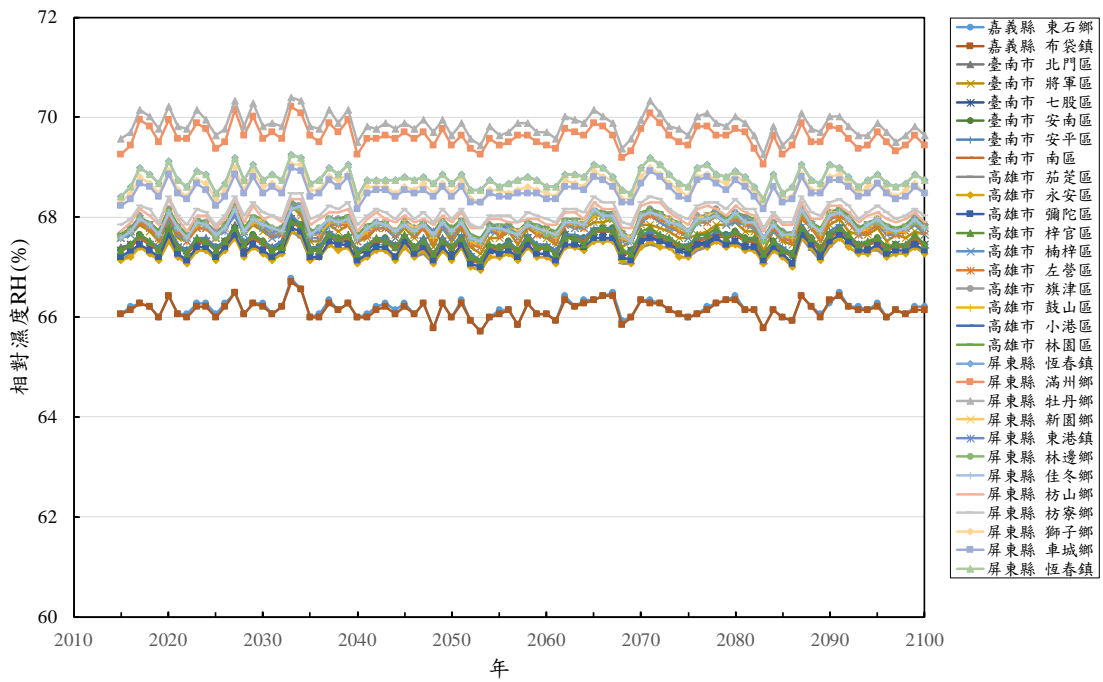


圖 3.41 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度

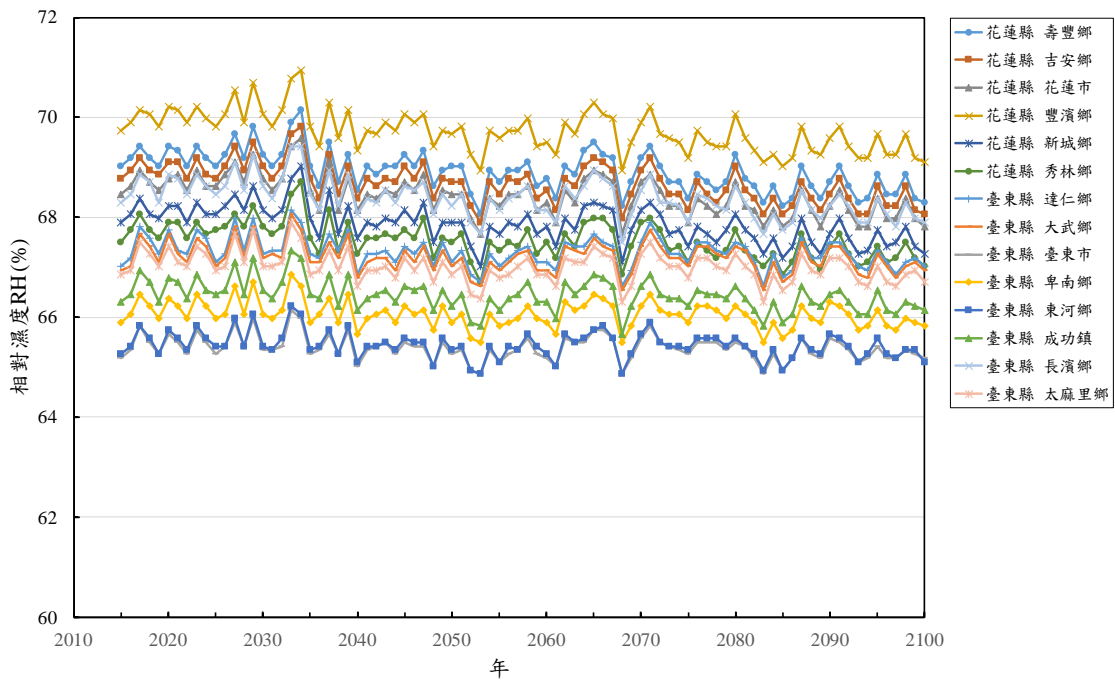


圖 3.42 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP3-7.0 之相對濕度



圖 3.43 臺灣北部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度

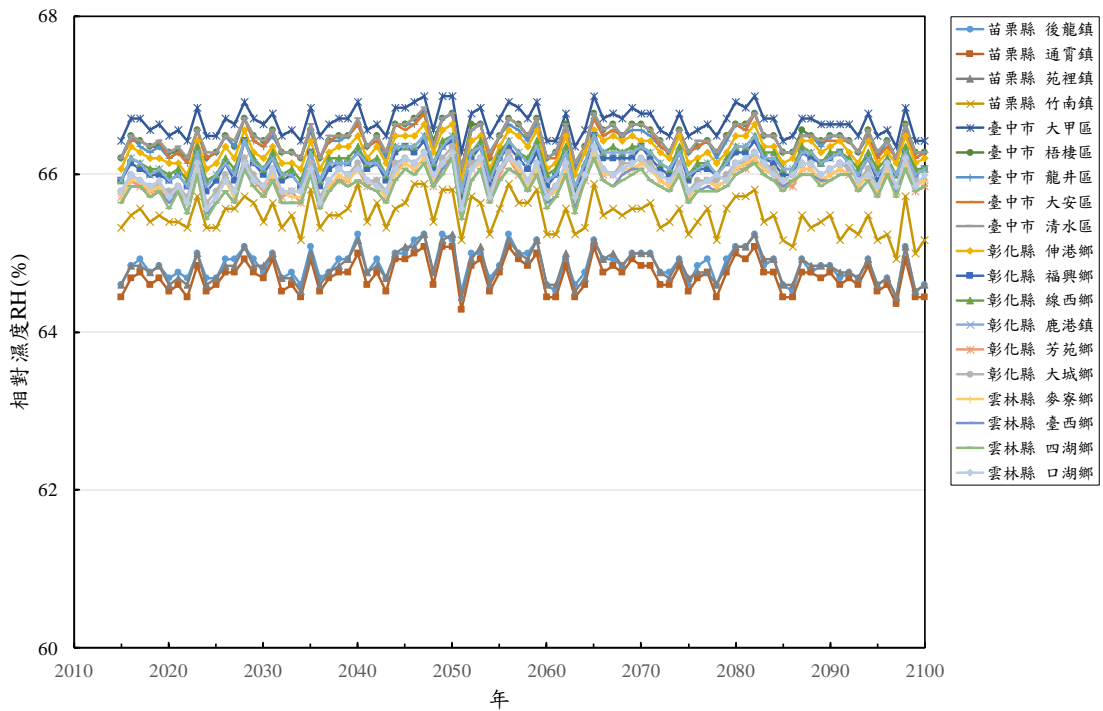


圖 3.44 臺灣中部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度



圖 3.45 臺灣南部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度

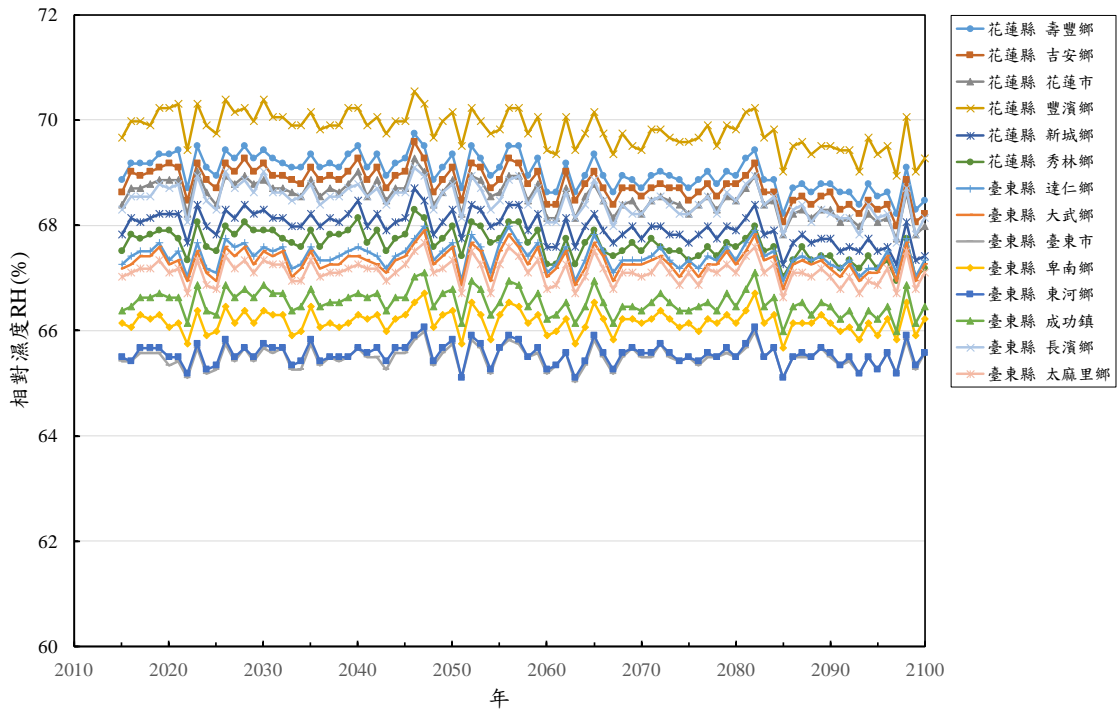


圖 3.46 臺灣東部縣市於氣候模擬情境 SSP5-8.5 之相對濕度

### 3.4 小結

TCCIP 以 5 公里×5 公里範圍之網格，提供全臺灣 1471 個網格區域之 AR6 統計降尺度資料，本計畫以海岸線距離為網格篩選原則，共計篩選出 341 個網格座標，後續做為 94 個需考量鹽害影響之鄉鎮區計算平均溫度使用。另本計畫依據測站氣象資料，做為以 AR6 統計降尺度之雨量資料推估相對濕度之參考。本章之結論如下：

1. 臺灣各地區的平均溫度將隨著氣候變遷情境之惡化而呈現顯著的上升趨勢，在最極端的氣候變遷情境 SSP5-8.5 下，全臺各區域均預計將經歷 3.0°C 至 3.4°C 的劇烈升溫。臺灣南部地區在所有氣候變遷情境中均保持最高的平均溫度範圍，在 SSP5-8.5 情境下之最高溫可達 29.0°C。
2. 本計畫透過現地測站之氣象資料，提出臺灣北部、中部、南部、東部及全臺灣之濕潤時間與相對濕度之迴歸公式，判定係數  $R^2$  均大於 0.9，顯示濕潤時間與相對濕度呈現高度線性相關性。另參考 Nguyen 等人(2013)降雨天數與濕潤時間之結果，本計畫另提出由降雨天數推估相對濕度之迴歸公式。依據本計畫提出之迴歸公式，各縣市相對濕度於 4 種氣候變遷情境下之推估值介於 64% 至 73%，以此相對濕度量值計算所得之腐蝕量屬較保守之計算結果。

## 第四章 氣候變遷對鋼筋混凝土橋梁之影響

### 4.1 鋼筋混凝土腐蝕劣化影響參數

本小節係採用第 2.2 節中之相關公式進行鋼筋混凝土橋梁之耐久性分析，以求得符合設計使用年限之鋼筋保護層厚度  $d_c$ ，該評估之各項參數說明如下：

1. 溫度變化曲線及相對濕度變化曲線：TCCIP 共提供 4 種氣候變遷情境(SSP1-2.6、SSP2-4.5、SSP3-7.0、SSP5-8.5)之模擬資料，本計畫採用經區域平均、系集平均及氣候平均後之數據資料(詳第三章)，探討此 4 種氣候變遷情境下溫度及相對濕度變化對鋼筋混凝土耐久性之影響。
2. 混凝土水膠比  $w/b$ ：依據我國「公路橋梁設計規範」第 12.4.3 節之規定，鹽害環境下混凝土最大水膠比為 0.45，故本計畫探討僅探討水膠比介於 0.35 至 0.45 對鋼筋混凝土橋梁耐久性之影響。
3. 混凝土表面氯離子濃度  $C_s$ ：為探討中等鹽害區、嚴重鹽害區及極嚴重鹽害區之情況，本計畫依財團法人營建研究院(2015)之研究結果(詳見 2.5 節)，探討混凝土表面氯離子濃度介於 4 至 30kg/m<sup>3</sup> 等不同鹽害等級之影響。
4. 設計使用年限：依照我國「公路橋梁設計規範」，高速公路、重要公路、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁或經主管機關認為必要者，設計年限不小於 100 年，其他公路橋梁，設計年限不小於 50 年。爰此，以下章節將分別討論氣候變遷效應對設計年限 50 年及 100 年之鋼筋混凝土橋梁之影響。

## 4.2 分析結果與討論

### 4.2.1 氣候變遷對混凝土設計厚度之影響

圖 4.1 至圖 4.4 為以臺中市梧棲區為例，當橋梁設計使用年限為 50 年，在 4 種不同氣候變遷情境(SSP1-2.6~SSP5-8.5)下，考量與未考量氣候變遷之溫度效應時，保護層厚度差異隨混凝土表面氯離子濃度變化之關係，並分別以 3 種水膠比( $w/b=0.35$ 、 $0.4$ 、 $0.45$ )表示不同混凝土品質等級對保護層厚度需求的影響。圖中虛線部分代表無考慮溫度效應之鋼筋保護層厚度設計結果，實線部分則為考量未來氣候變遷情境造成之溫度變化進行鋼筋保護層厚度設計之結果，另圖 4.5 至圖 4.8 則為 4 種不同氣候變遷情境下，94 個分區考量溫度效應所造成之保護層厚度差異量。

整體而言，在所有水膠比下，無論是否考量氣候變遷之影響，保護層厚度皆隨混凝土表面氯離子濃度增加而上升，且考量氣候變遷效應之設計保護層厚度皆顯著高於未考量氣候變遷效應者。由圖 4.5 至圖 4.8 可知，於氣候變遷情境 SSP1-2.6 之鋼筋保護層厚度約需增加 0.4mm 至 1.9mm，於氣候變遷情境 SSP2-4.5 之鋼筋保護層厚度約需增加 0.5mm 至 2.1mm，於氣候變遷情境 SSP3-7.0 之鋼筋保護層厚度約需增加 0.5mm 至 2.2mm，於氣候變遷情境 SSP5-8.5 之鋼筋保護層厚度約需增加 0.6mm 至 2.6mm，4 種氣候變遷情境對保護層厚度之影響差異性不大(僅約 0.1mm 至 0.7mm)，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增加率約為 1.7%至 2.6%，此結果顯示氣候變遷之溫度效應將加速氯離子在混凝土中的擴散行為，導致混凝土內部鋼筋腐蝕風險上升，因此需要增加保護層厚度以維持相同的耐久年限，且保護層厚度增加量隨混凝土表面氯離子濃度增加而逐漸增加。

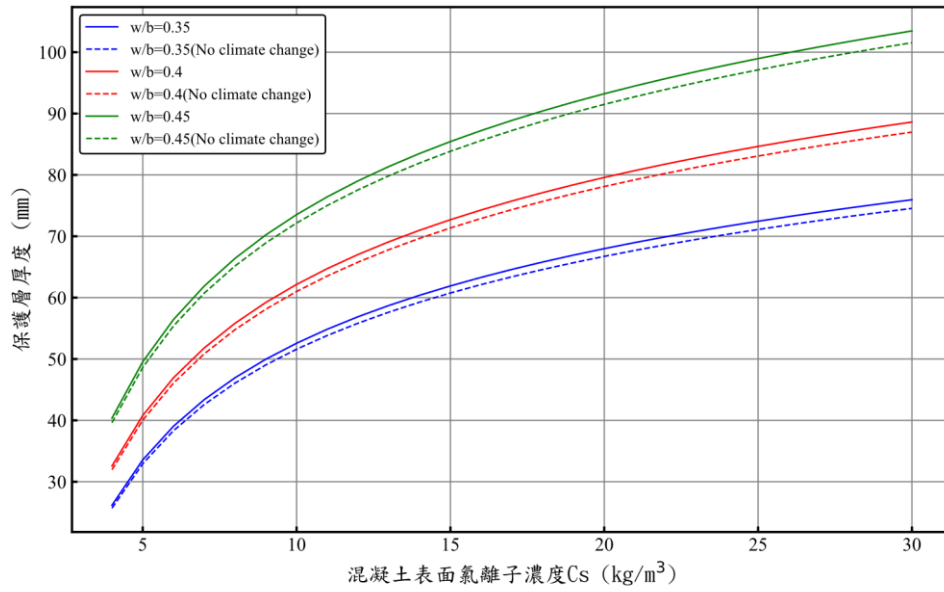


圖 4.1 臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP1-2.6)

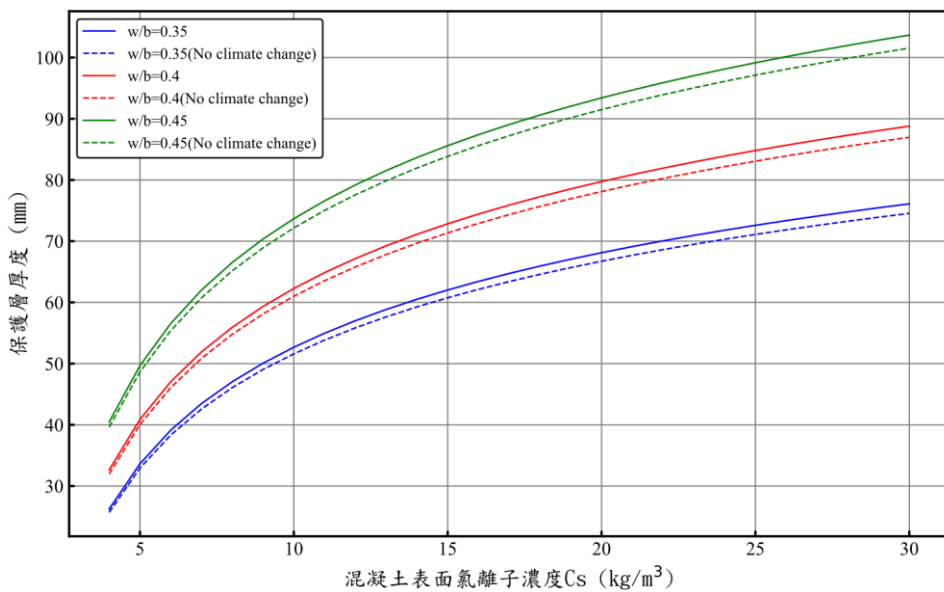


圖 4.2 臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP2-4.5)

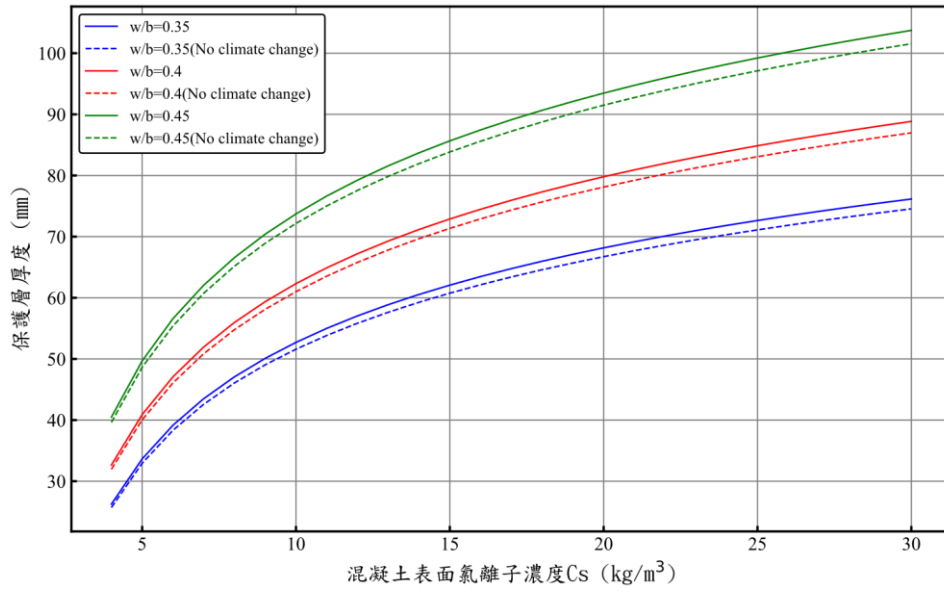


圖 4.3 臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP3-7.0)

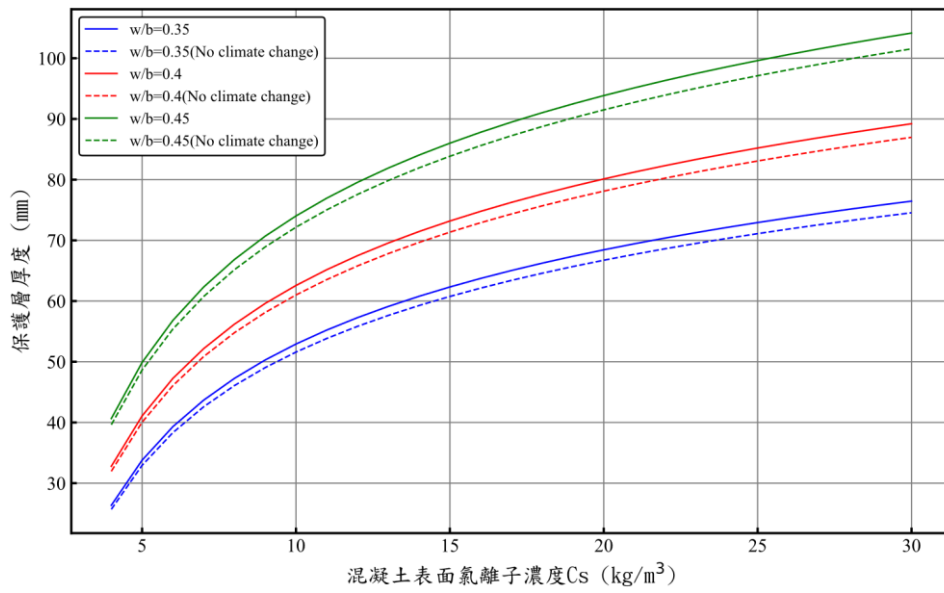


圖 4.4 臺中市梧棲區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP5-8.5)

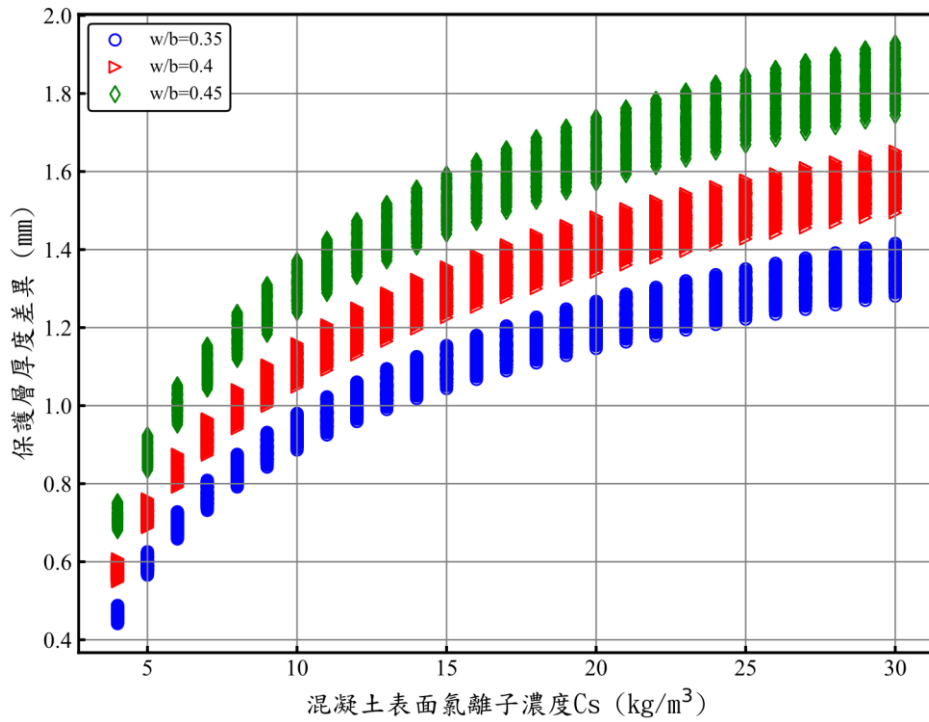


圖 4.5 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP1-2.6)

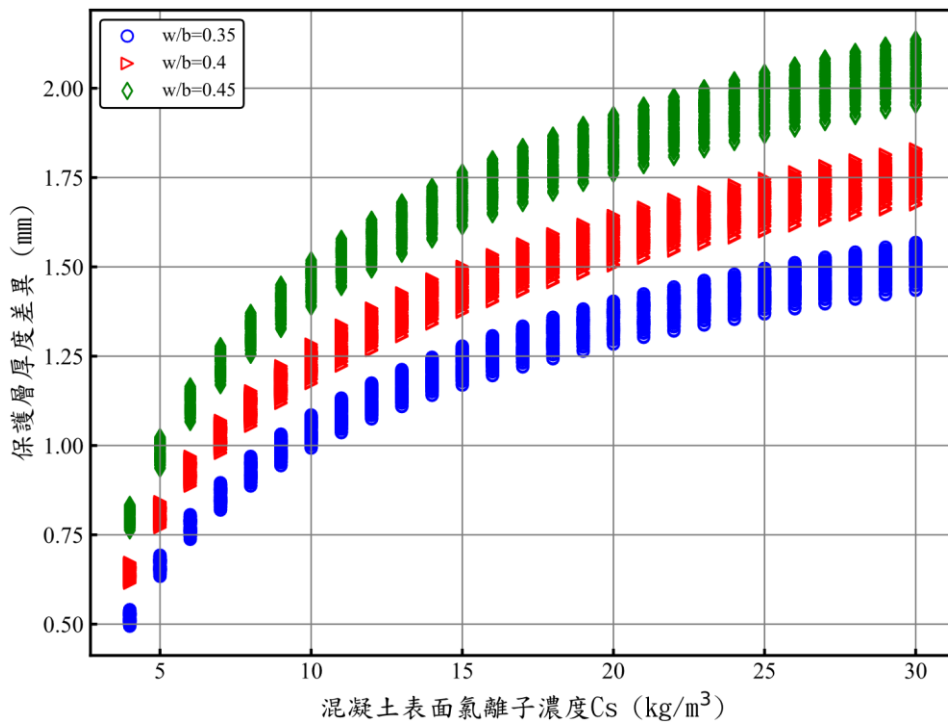


圖 4.6 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP2-4.5)

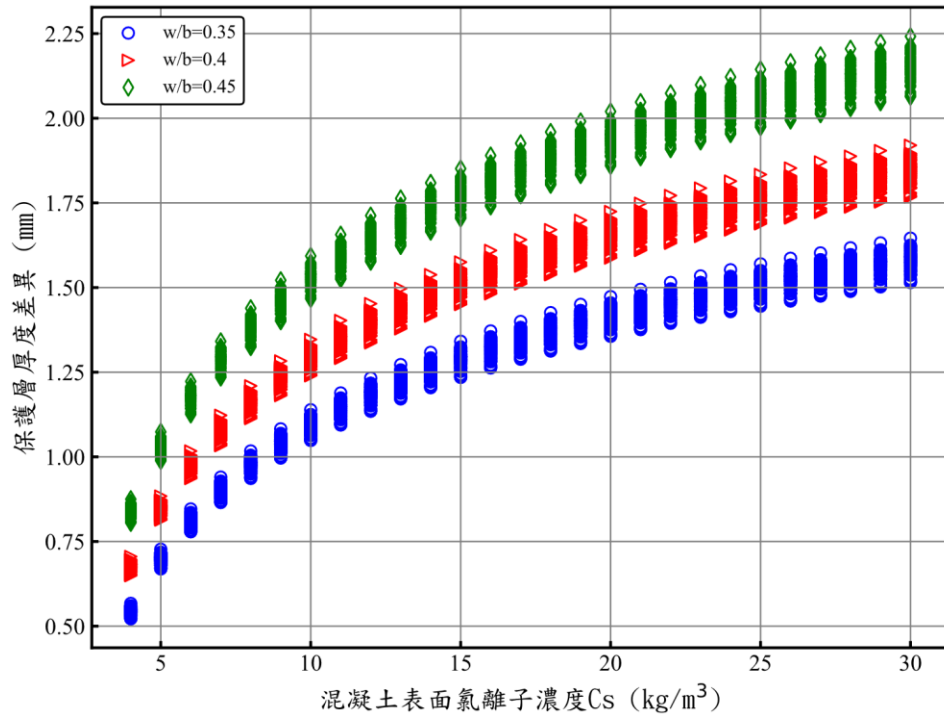


圖 4.7 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP3-7.0)

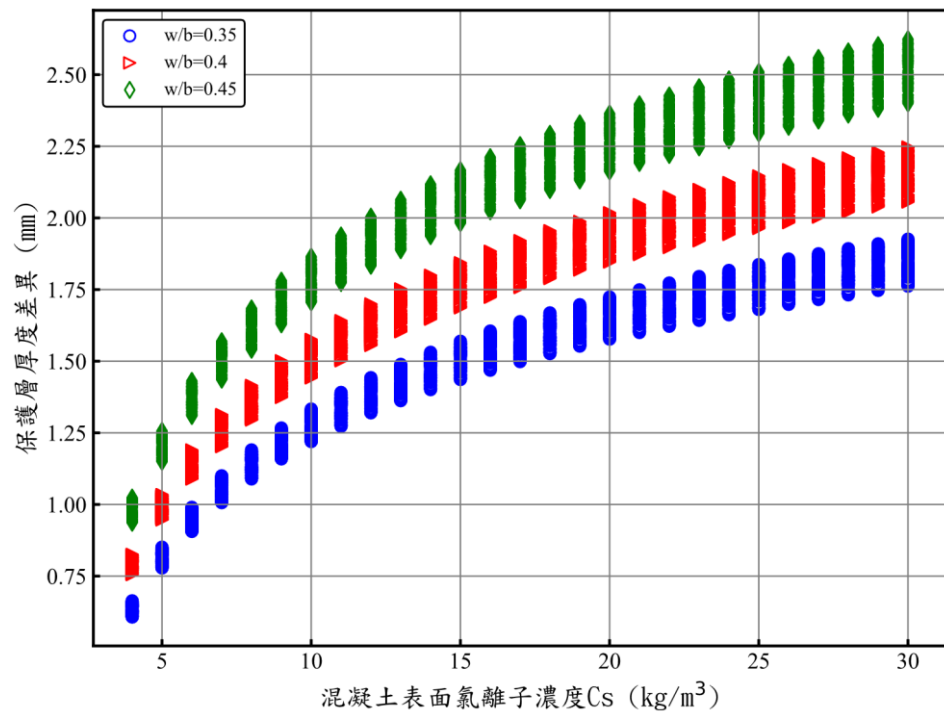


圖 4.8 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度差異圖(SSP5-8.5)

當設計使用年限提高至 100 年之需求時，臺中市梧棲區於 4 種不同氣候變遷情境下需要的鋼筋保護層厚度如圖 4.9 至圖 4.12 所示，此時鋼筋保護層厚度比設計使用年限 50 年之鋼筋保護層厚度約增加 10mm 至 25mm。於設計使用年限 100 年時，因氣候變遷效應影響之鋼筋保護層增加量趨勢與設計年限 50 年時之鋼筋保護層增加量趨勢相同，即混凝土表面氯離子濃度增加及水膠比增加時，因應氣候變遷效應之鋼筋保護層增加量亦會逐漸增加。圖 4.13 至圖 4.16 為維持設計使用年限 100 年時，94 個分區於 4 種不同氣候變遷情境下需要增加之鋼筋保護層厚度。於氣候變遷情境 SSP1-2.6 之鋼筋保護層厚度約需增加 0.6mm 至 3.0mm，於氣候變遷情境 SSP2-4.5 之鋼筋保護層厚度約需增加 0.9mm 至 4.1mm，於氣候變遷情境 SSP3-7.0 之鋼筋保護層厚度約需增加 1.2mm 至 5.2mm，於氣候變遷情境 SSP5-8.5 之鋼筋保護層厚度約需增加 1.4mm 至 6.5mm。4 種氣候變遷情境之保護層厚度增加量約僅 0.8mm 至 3.5mm，此因氣候變遷效應造成之鋼筋保護層厚度增加率約為 1.9%至 5.0%，略大於使用年限 50 年時之鋼筋保護層厚度增加率。

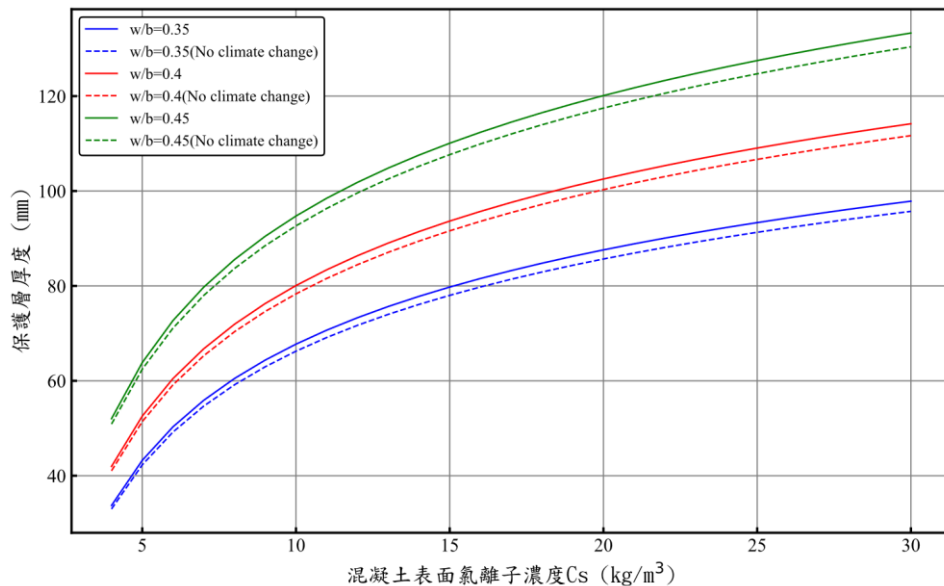


圖 4.9 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖 (SSP1-2.6)

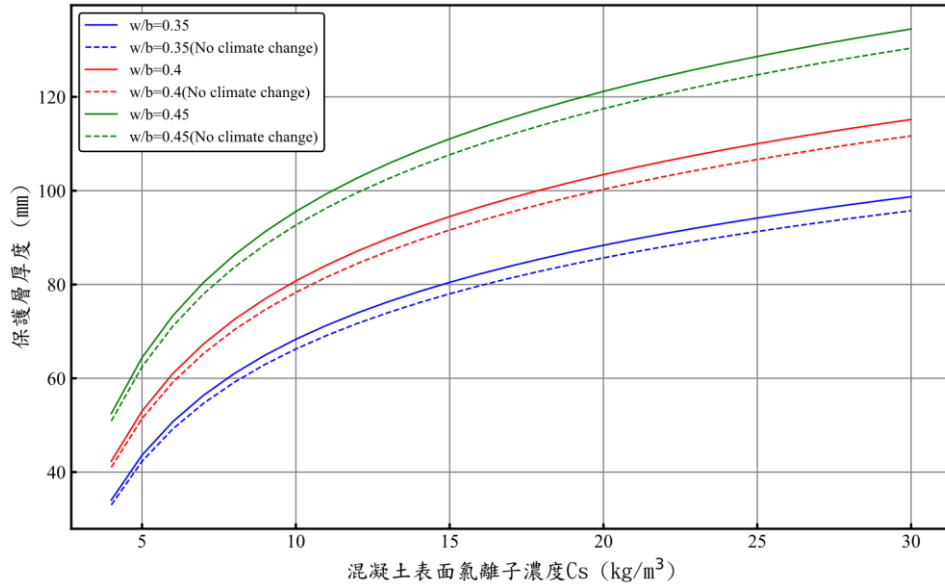


圖 4.10 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP2-4.5)

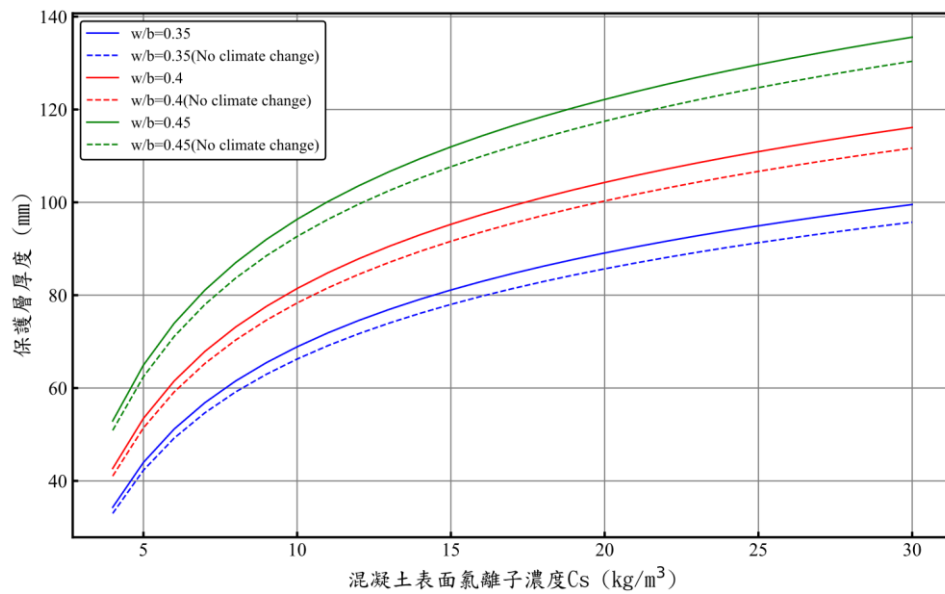


圖 4.11 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP3-7.0)

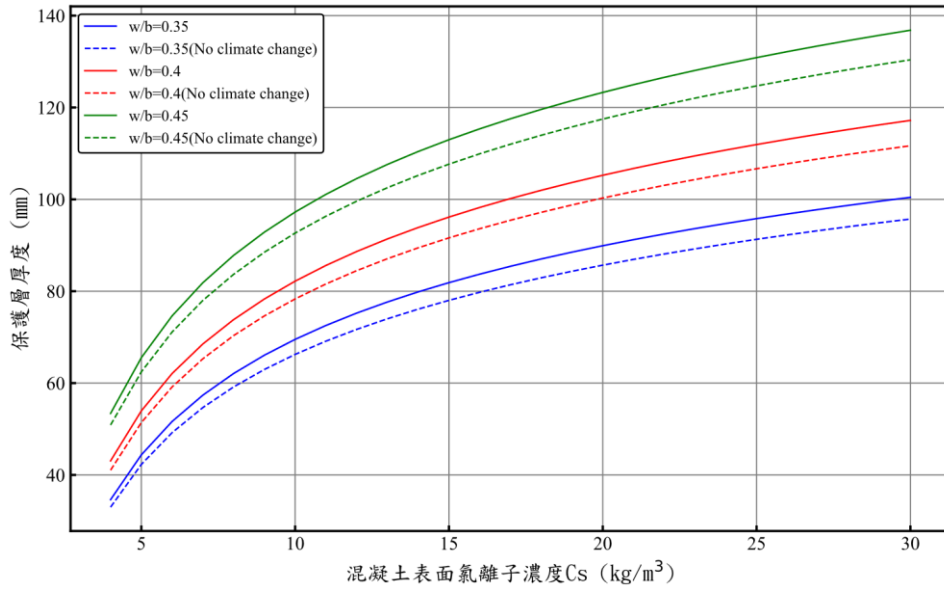


圖 4.12 臺中市梧棲區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度變化圖(SSP5-8.5)

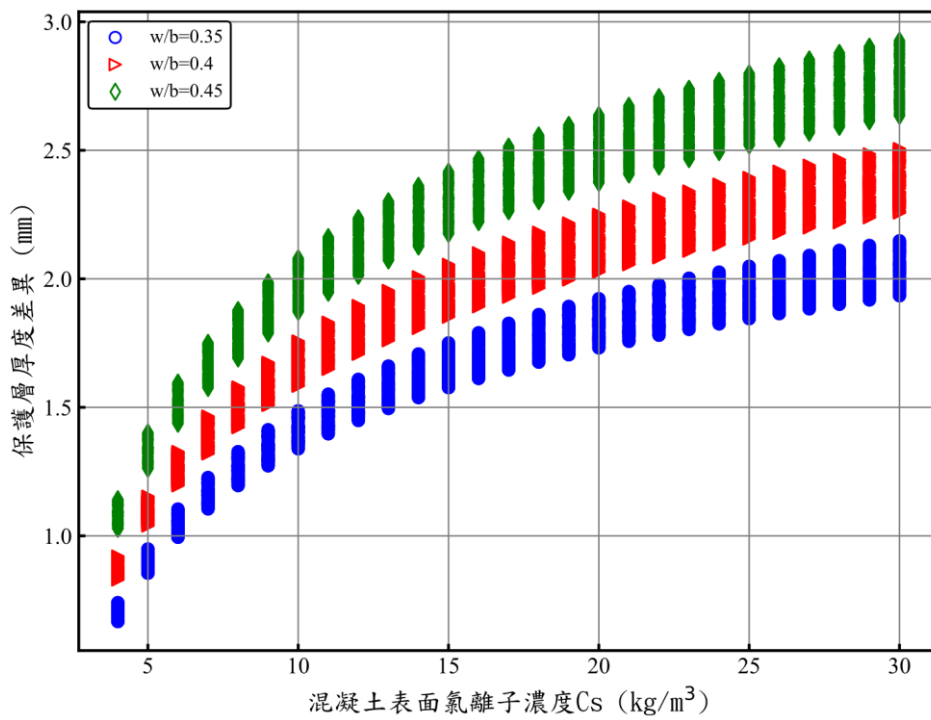


圖 4.13 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖 (SSP1-2.6)

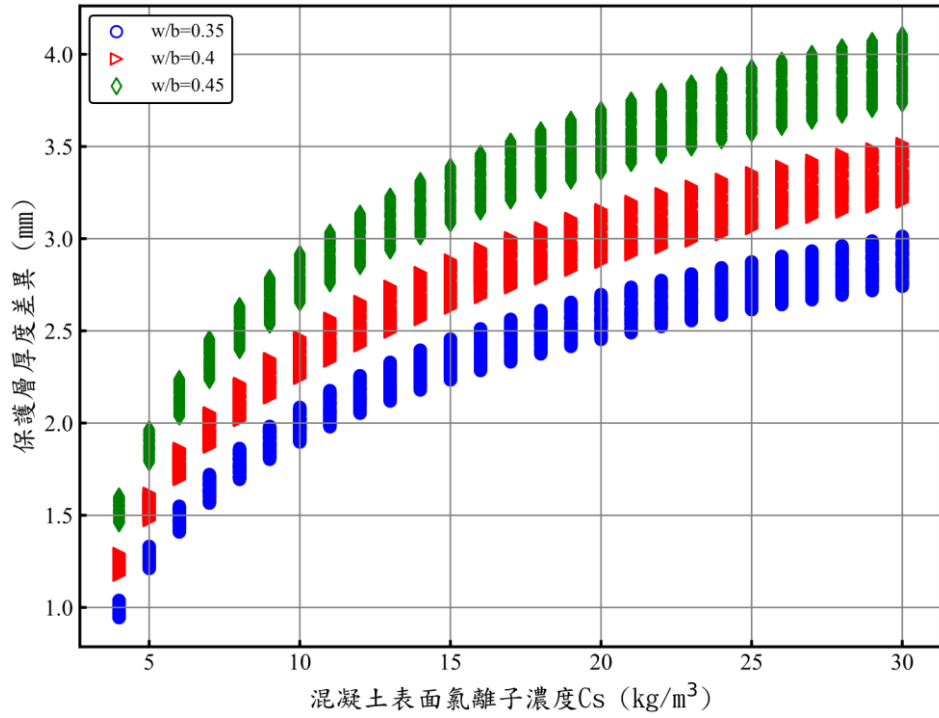


圖 4.14 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖 (SSP2-4.5)

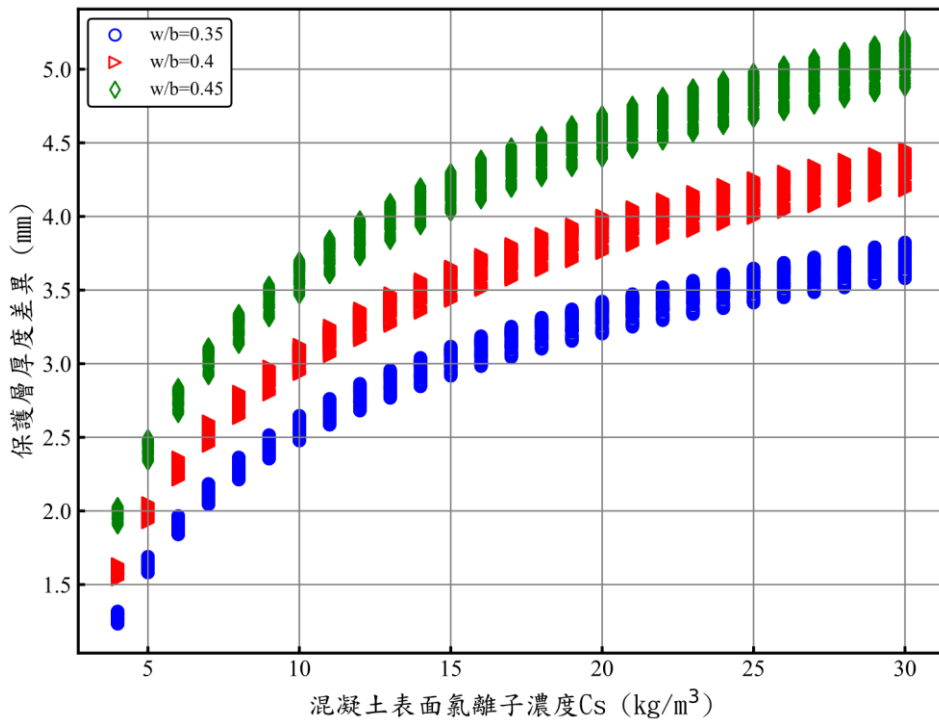


圖 4.15 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖 (SSP3-7.0)

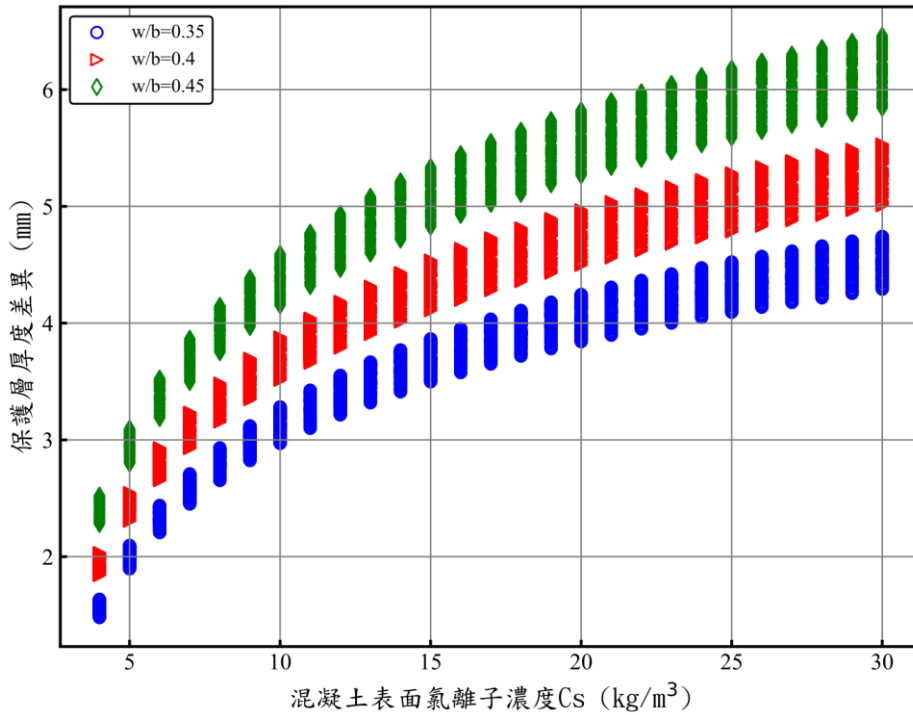


圖 4.16 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋保護層厚度差異圖 (SSP5-8.5)

#### 4.2.2 氣候變遷對使用年限損失之影響

由於氣候變遷的影響，上升的溫度及相對濕度會加速混凝土內部的氯離子擴散速率，因而造成鋼筋提早發生腐蝕反應而縮短鋼筋混凝土構造物的使用年限。本計畫使用年限損失( $\Delta t_{\text{loss}}$ )及使用年限損失率( $\Delta P_{\text{loss}}$ )定義如下：

$$\Delta t_{\text{loss}} = t_{\text{design}} - t_{\text{SSP}} \dots\dots\dots (4.1)$$

$$\Delta P_{\text{loss}} = \Delta t_{\text{loss}} / t_{\text{design}} \times 100\% \dots\dots\dots (4.2)$$

其中， $t_{\text{design}}$  代表鋼筋混凝土橋梁的設計使用年限，取 50 年或 100 年； $t_{\text{SSP}}$  代表無考量氣候變遷效應之設計鋼筋保護層厚度於氣候變遷條件下之預估使用年限。

圖 4.17 至圖 4.20 為設計使用年限 50 年時，需考量鹽害環境縣市於氣候變遷情境 SSP1-2.6 至 SSP5-8.5 之平均使用年限，各縣市之平均使用年限損失及使用年限損失率計算結果如圖 4.21 及圖 4.22 所示。在

氣候變遷情境 SSP1-2.6 時，各縣市平均使用年限損失約介於 2.5 年~2.8 年，使用年限損失率約為 5.0%~5.6%；在氣候變遷情境 SSP2-4.5 時，各縣市平均使用年限損失約介於 2.8 年~3.0 年，使用年限損失率約為 5.6%~6.0%；在氣候變遷情境 SSP3-7.0 時，各縣市平均使用年限損失約介於 2.9 年~3.0 年，使用年限損失率約為 5.8%~6.0%；當考量最嚴峻之氣候變遷情境 SSP5-8.5 時，各縣市平均使用年限損失約介於 3.2 年~3.6 年，對應之使用年限損失率約為 6.4%~7.2%。整體而言，設計使用年限 50 年之鋼筋混凝土橋梁，在考量氣候變遷效應時，將會縮短使用年限約 2.5 年至 3.6 年，即造成 5.0%至 7.2%的橋梁使用壽命損失率，且 4 種氣候變遷情境間之使用年限損失評估結果差異小於 1 年，氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之使用年限損失率差異約為 1.5%，此差異較低之原因係因於使用年限 50 年時，氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之氣溫差異僅約 1.5°C，故造成該差異較小。

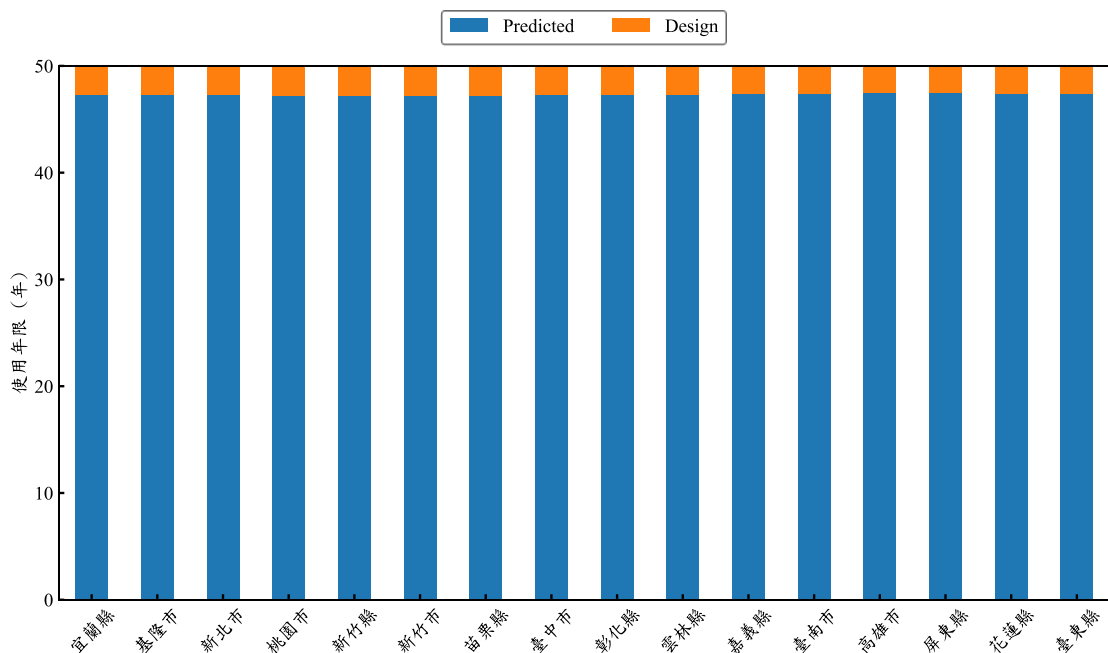


圖 4.17 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP1-2.6，設計年限 50 年)

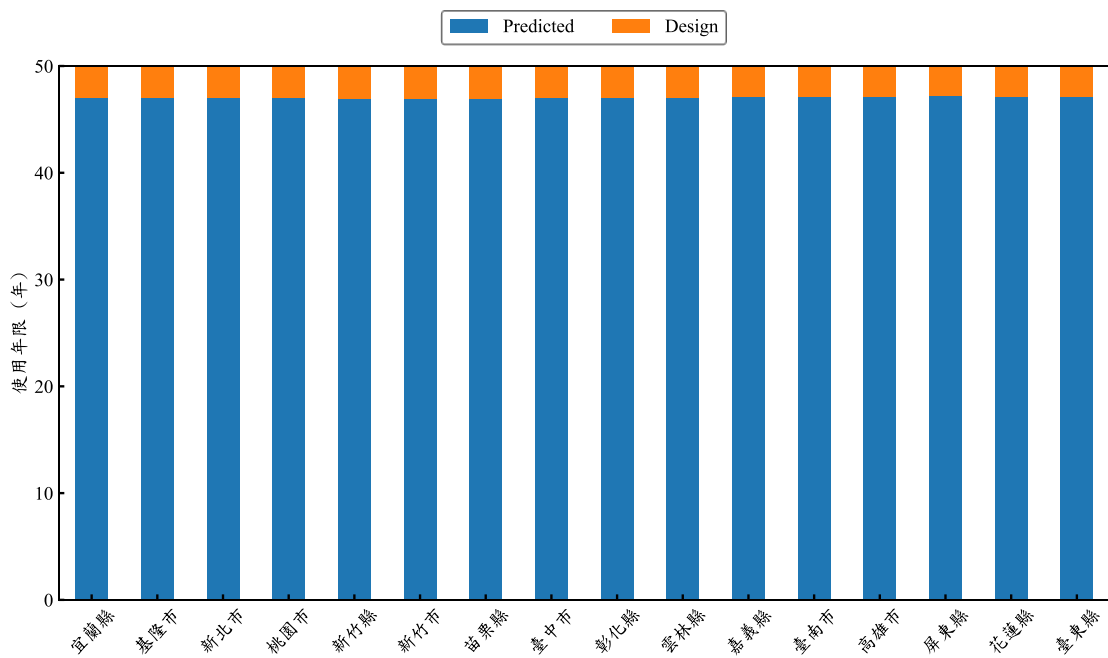


圖 4.18 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP2-4.5，設計年限 50 年)

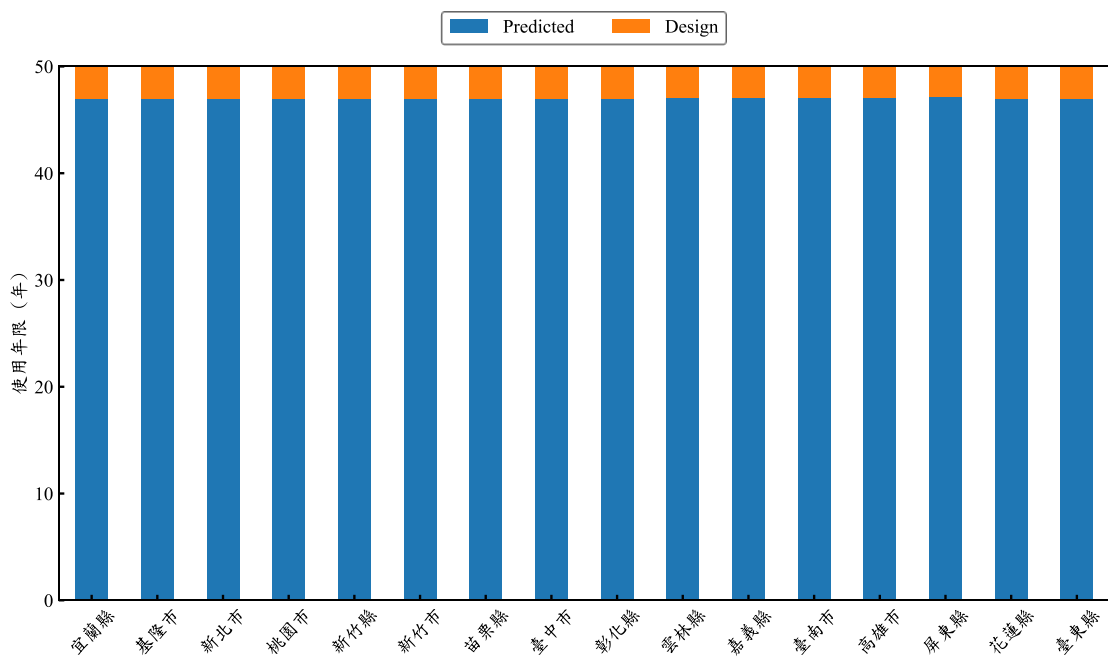


圖 4.19 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP3-7.0，設計年限 50 年)

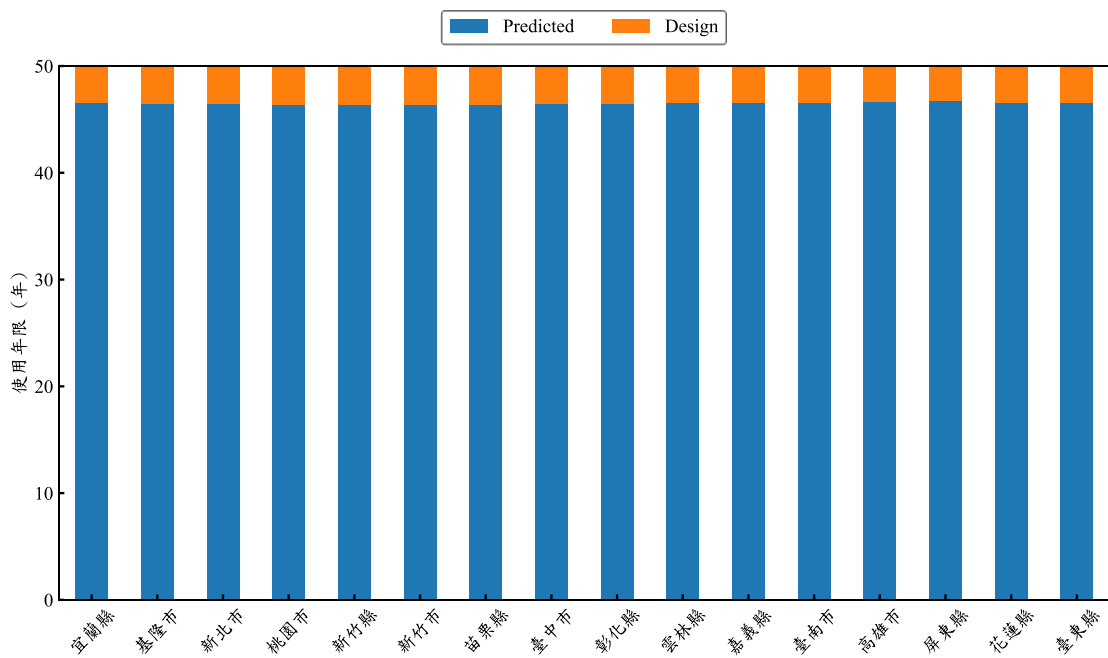


圖 4.20 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP5-8.5，設計年限 50 年)

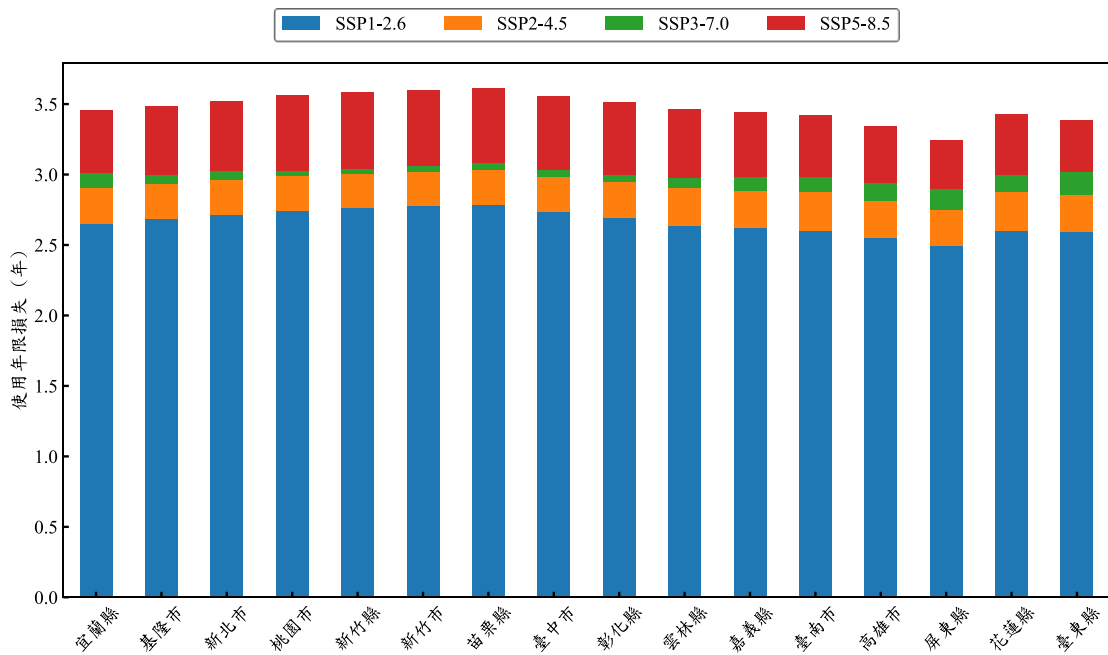


圖 4.21 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失(設計年限 50 年)

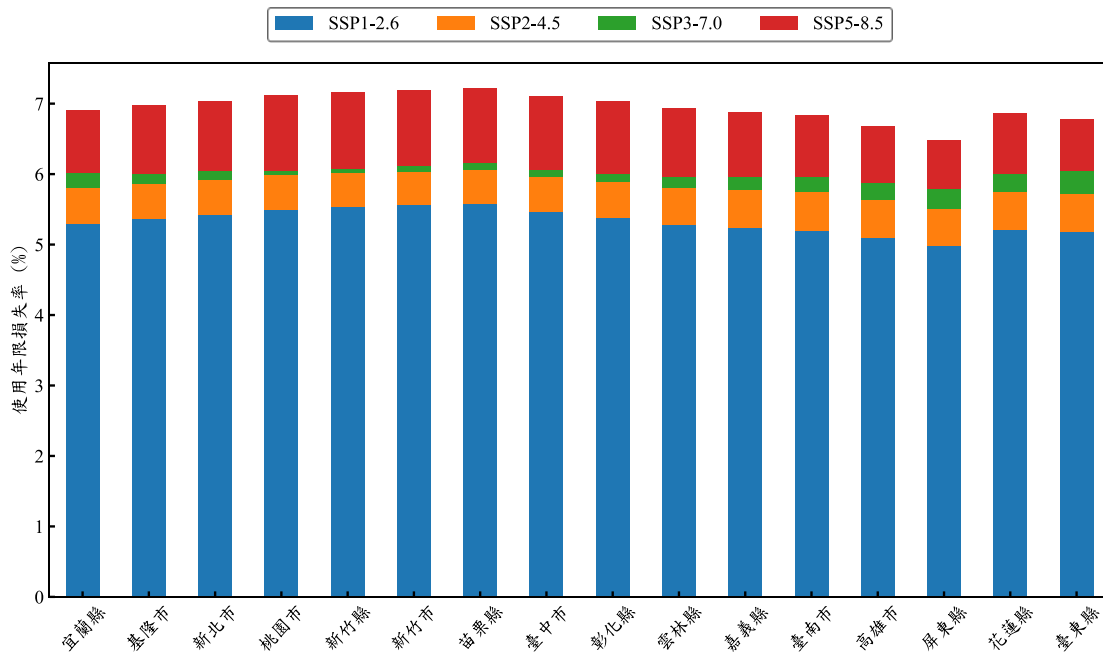


圖 4.22 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失率(設計年限 50 年)

當設計年限提升至 100 年時，各縣市於 4 種氣候變遷情境 SSP1-2.6 至 SSP5-8.5 之平均使用年限如圖 4.23 至圖 4.26 所示，各縣市平均使用年限損失及使用年限損失率計算結果如圖 4.27 及圖 4.28 所示。在氣候變遷情境 SSP1-2.6 時，各縣市平均使用年限損失約介於 4.8 年~5.5 年，使用年限損失率約為 4.8%~5.5%；在氣候變遷情境 SSP2-4.5 時，各縣市平均使用年限損失約介於 6.6 年~7.4 年，使用年限損失率約為 6.6%~7.4%；在氣候變遷情境 SSP3-7.0 時，各縣市平均使用年限損失約介於 8.2 年~8.9 年，使用年限損失率約 8.2%~8.9%；當考量最嚴峻之氣候變遷情境 SSP5-8.5 時，各縣市平均使用年限損失約介於 9.6 年~10.7 年，對應之使用年限損失率約為 9.6%~10.7%。整體而言，設計使用年限 100 年之鋼筋混凝土橋梁，在考量氣候變遷效應時，將會縮短使用年限約 4.8 年至 10.7 年，即造成 4.8%至 10.7%之橋梁使用壽命損失率，且 4 種氣候變遷情境間之使用年限損失評估結果差異約為 1~2 年，氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之使用年限損失率差異約為 5%。

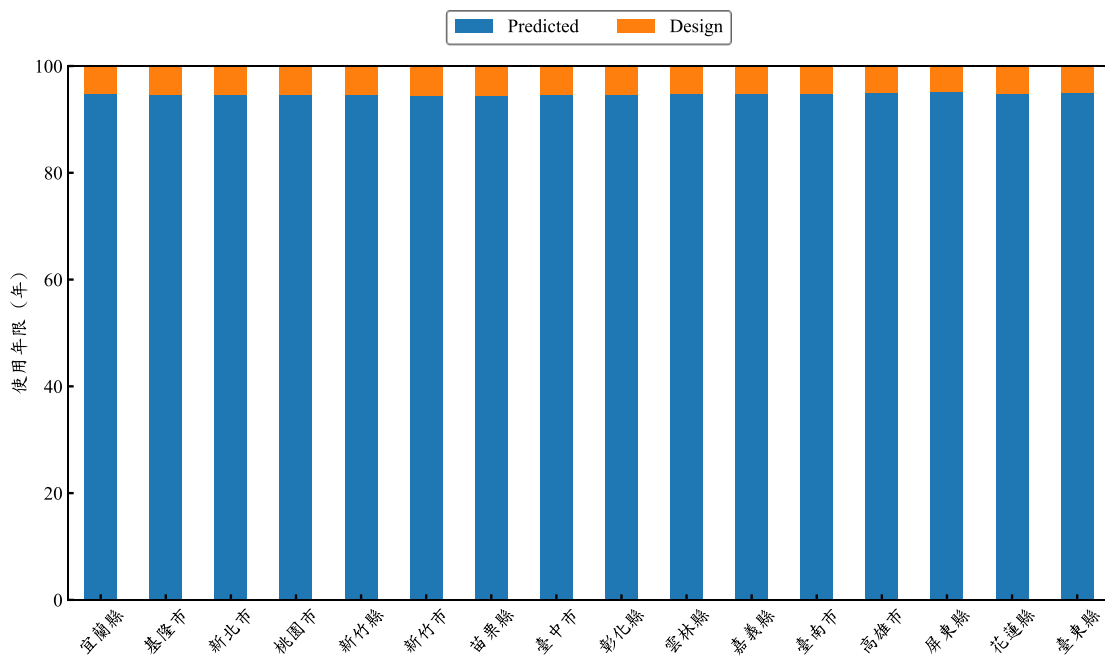


圖 4.23 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP1-2.6，設計年限 100 年)

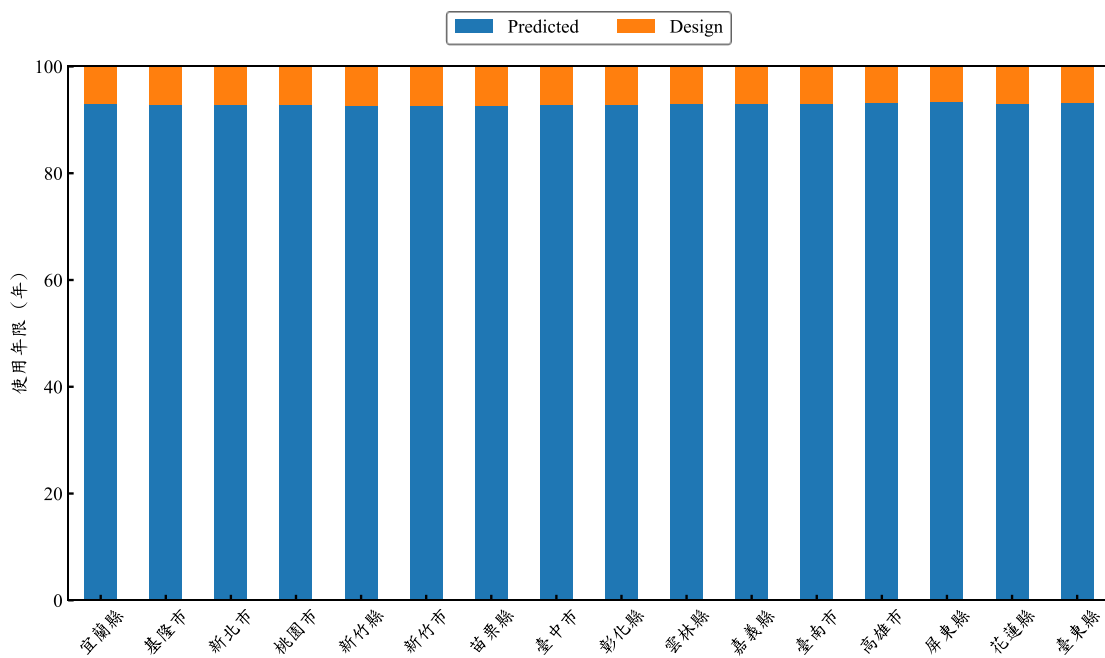


圖 4.24 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP2-4.5，設計年限 100 年)

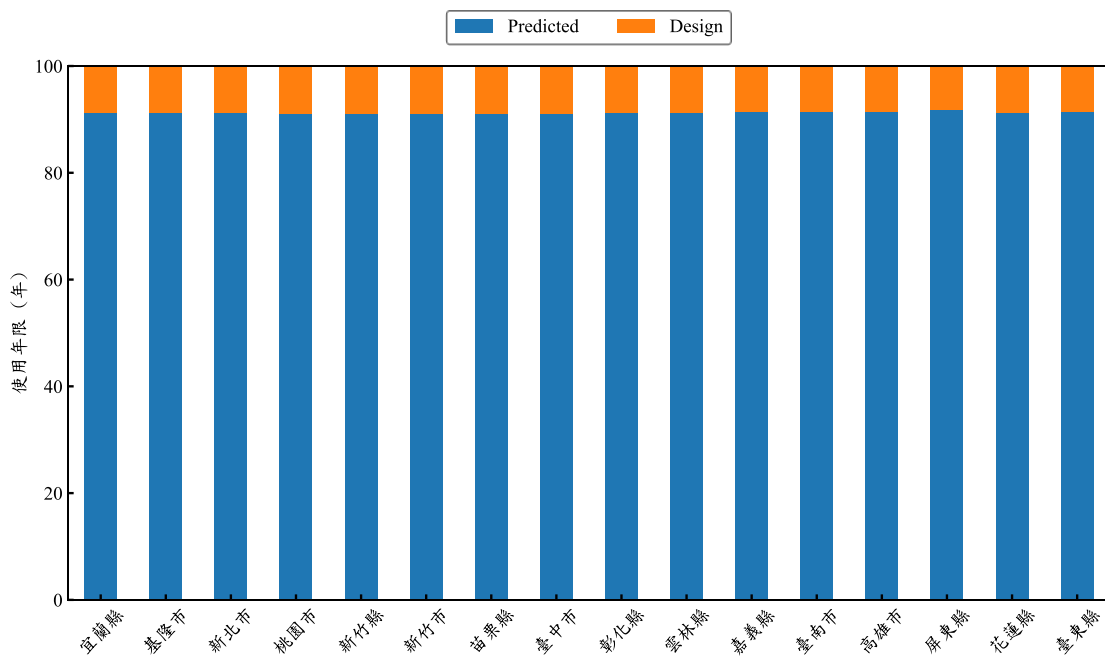


圖 4.25 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP3-7.0，設計年限 100 年)

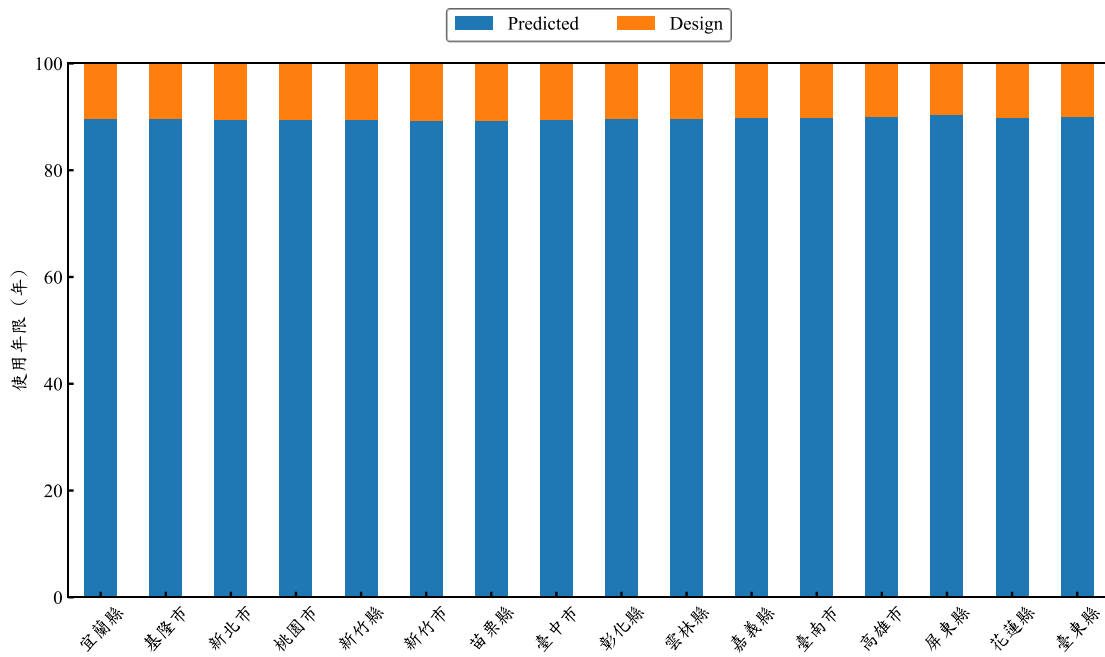


圖 4.26 需考量鹽害環境縣市之使用年限(SSP5-8.5，設計年限 100 年)

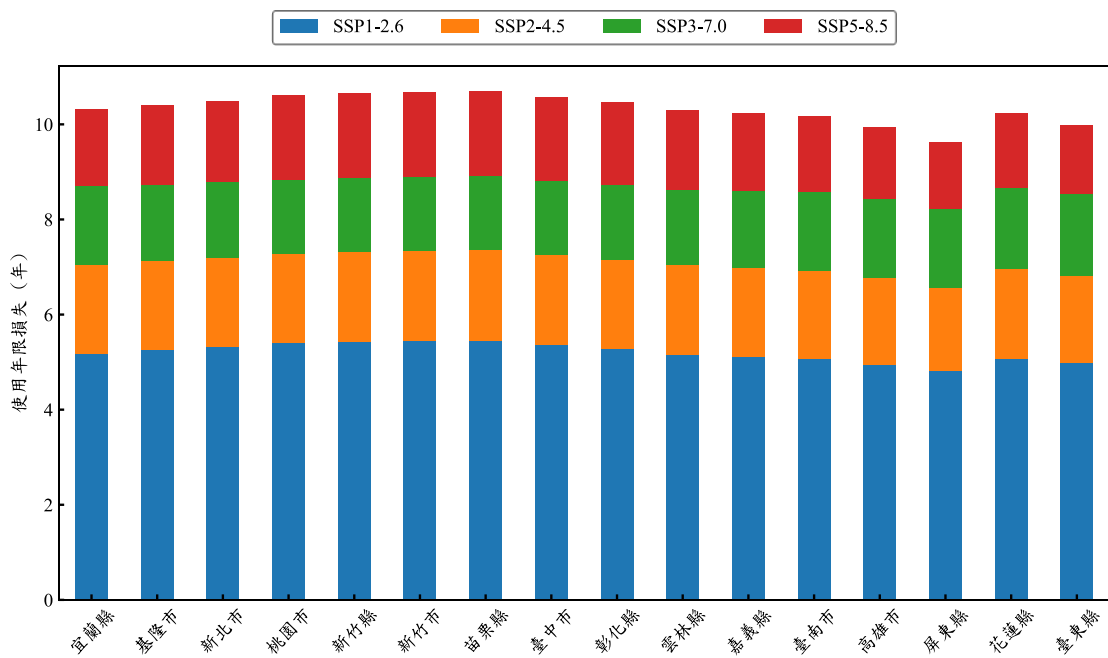


圖 4.27 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失(設計年限 100 年)

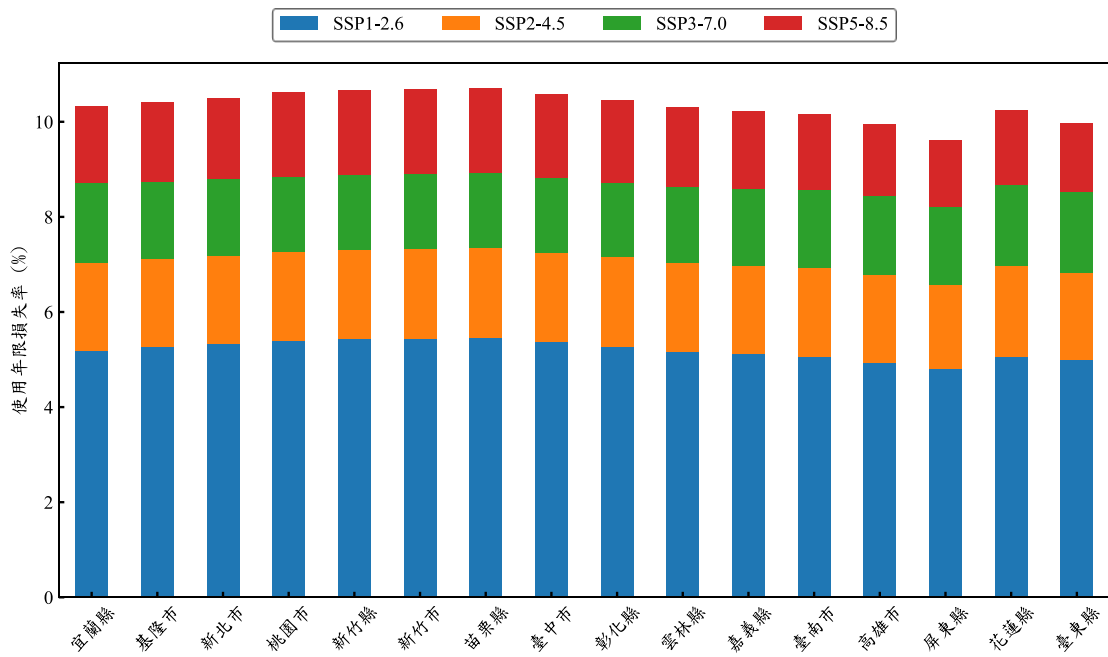


圖 4.28 需考量鹽害環境作用縣市之使用年限損失率(設計年限 100 年)

### 4.2.3 鋼筋直徑腐蝕縮減量之評估

當鋼筋混凝土橋梁因氣候變遷因素造成鋼筋提前產生腐蝕現象時，將會造成鋼筋有效斷面的縮減，因而可能對整體橋梁產生結構性的影響。在 4 種不同氣候變遷情境下，設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量約為 0.07mm 至 0.3mm(如圖 4.29 至圖 4.32 所示)，當設計使用年限為 100 年時，鋼筋直徑腐蝕量略為提高至 0.09mm 至 0.54mm(如圖 4.33 至圖 4.36 所示)。以建築常用 D22 鋼筋為例，此時鋼筋斷面積腐蝕率約佔 0.6%至 2.7%(設計使用年限 50 年)及 0.8%至 4.9%(設計使用年限 100 年)；而對 D10 箍筋而言，此鋼筋斷面積腐蝕率則約佔 1.4%至 5.9%(設計使用年限 50 年)及 1.8%至 10.5%(設計使用年限 100 年)。

雖然上述鋼筋 D22 的斷面積腐蝕率僅約為 0.6%~4.9%，但因腐蝕造成鋼筋斷面減少會導致結構物承载力下降，且腐蝕產物的體積膨脹會造成混凝土開裂、鋼筋外露及保護層剝落等，另混凝土開裂後又會加速更多氯離子及水分侵入，形成腐蝕加速循環，因此即使腐蝕量比例小，也可能導致橋梁結構性能在後期呈現快速惡化。箍筋在結構中主要負責剪力抵抗、防止主筋束狀失穩及控制裂縫寬度等功能，上述分析顯示因氣候變遷效應，達到設計使用年限時，箍筋斷面積腐蝕率可能達 1.4%~10.5%，該腐蝕造成的結構影響可能比主筋更早出現，例如，剪力強度降低、橋梁震後韌性下降及裂縫加大導致混凝土剝落等，因此在未來氣候變遷情境下，箍筋腐蝕可能成為影響橋梁耐久性劣化的關鍵控制因子。

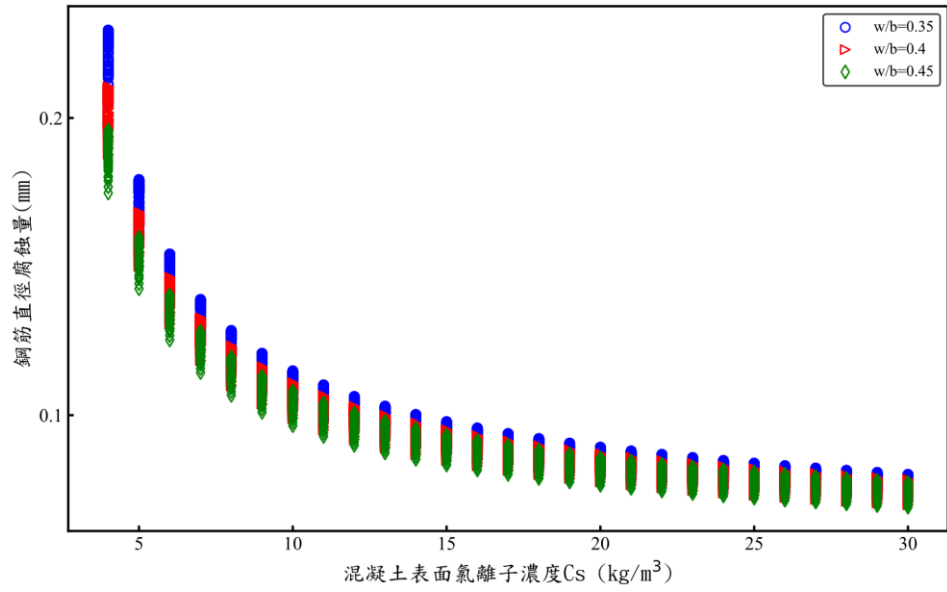


圖 4.29 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP1-2.6)

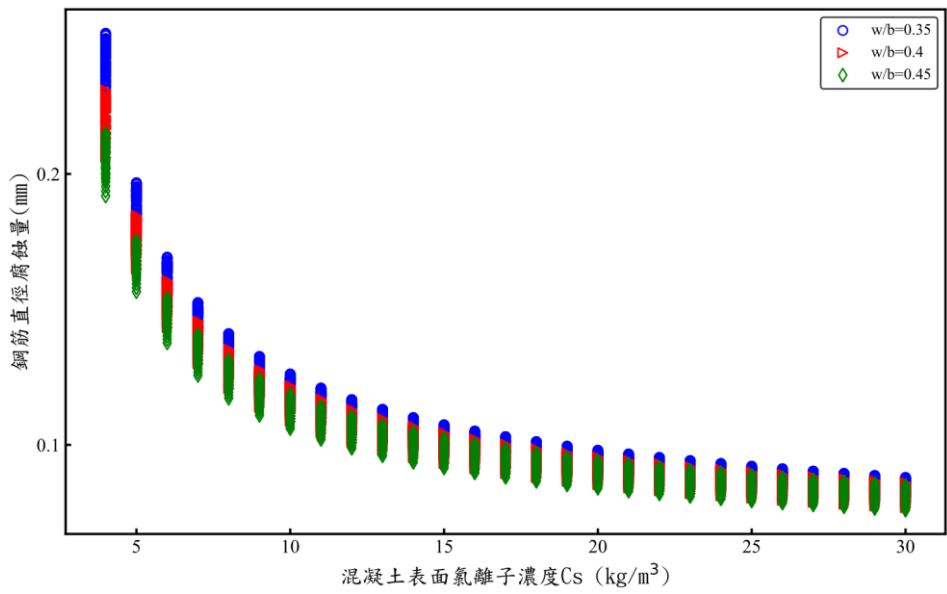


圖 4.30 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP2-4.5)

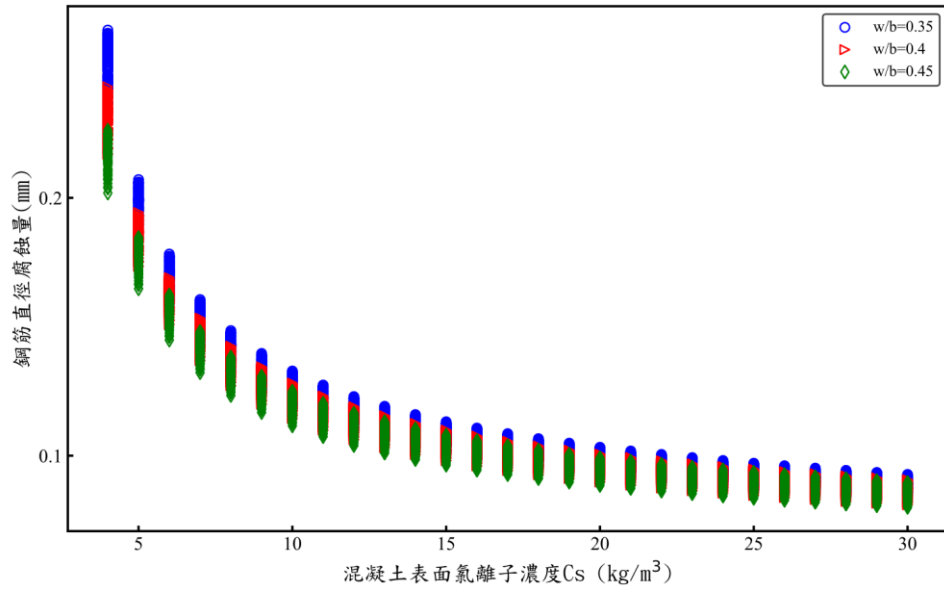


圖 4.31 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP3-7.0)

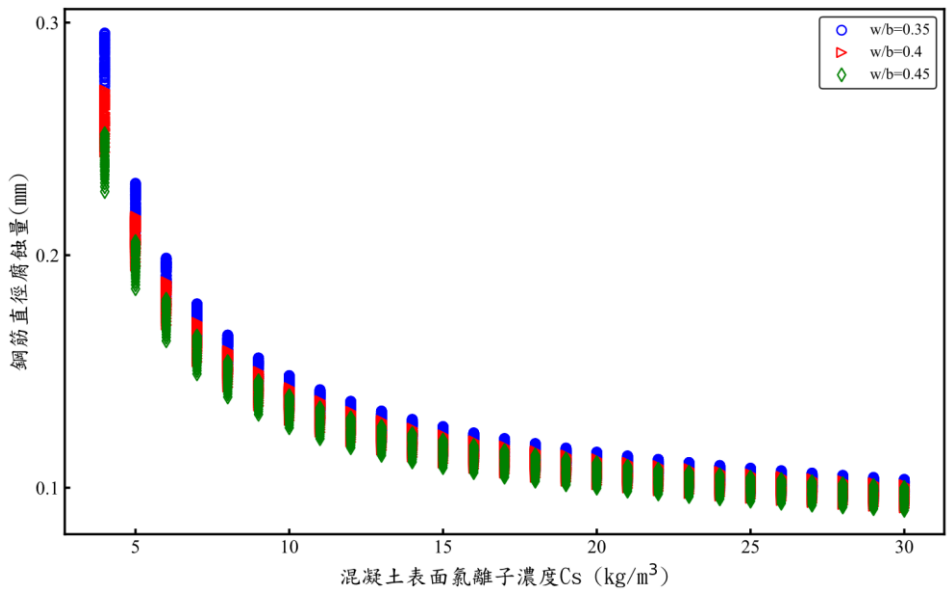


圖 4.32 各分區於設計使用年限 50 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP5-8.5)

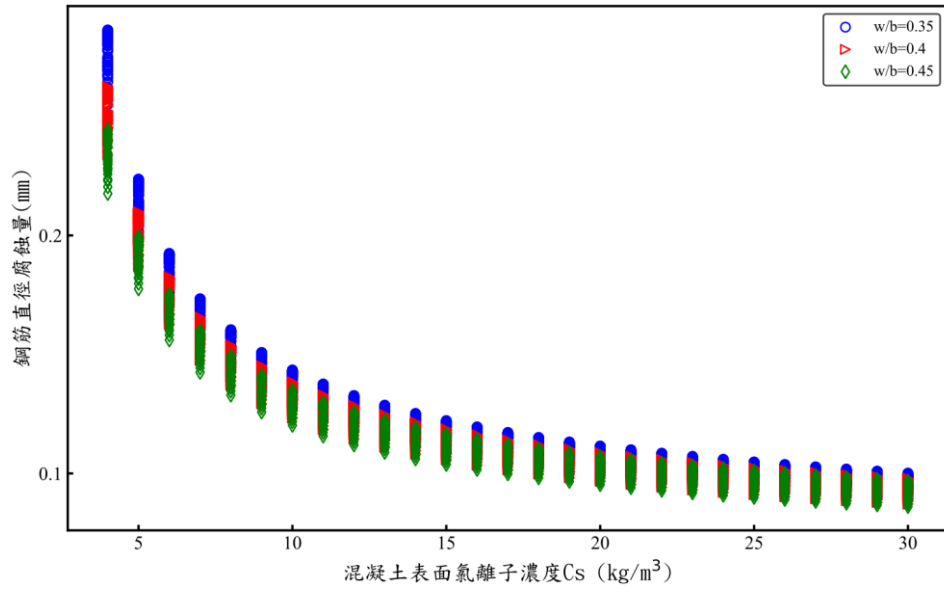


圖 4.33 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP1-2.6)

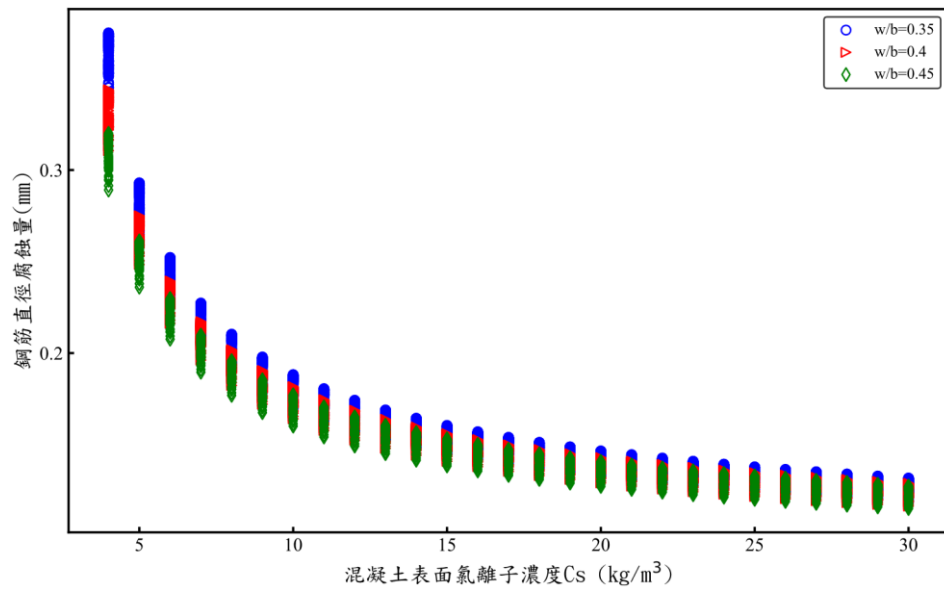


圖 4.34 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP2-4.5)

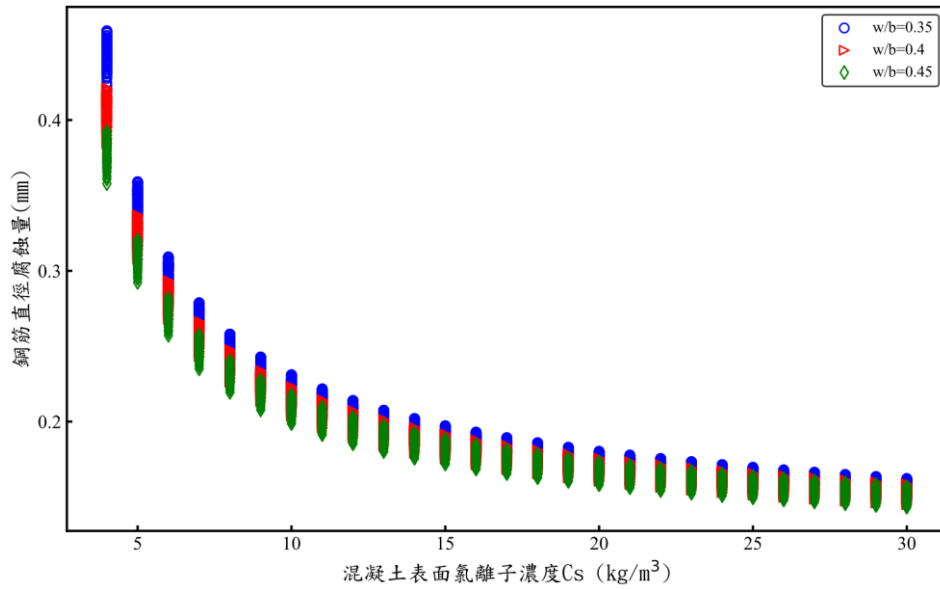


圖 4.35 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP3-7.0)

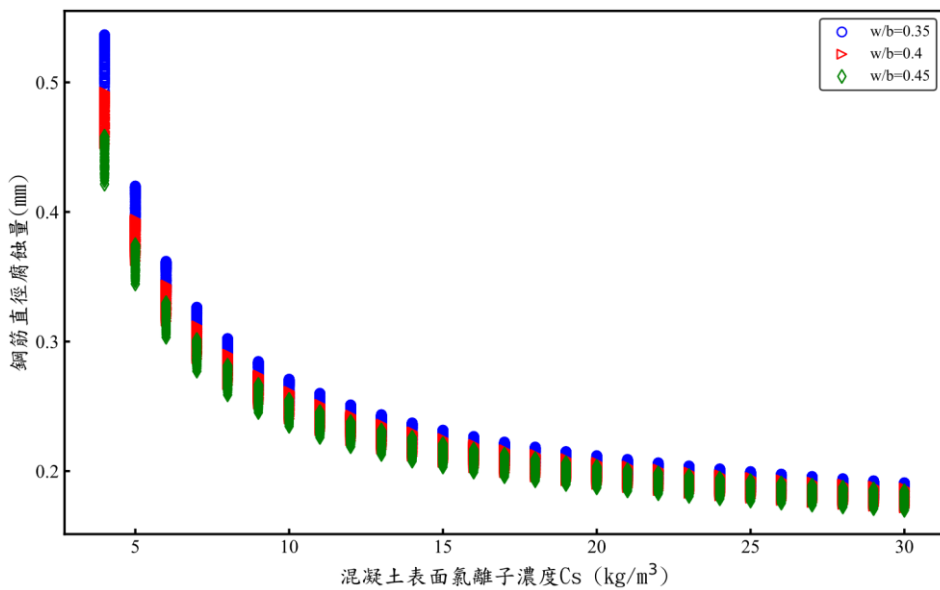


圖 4.36 各分區於設計使用年限 100 年之鋼筋直徑腐蝕量(SSP5-8.5)

#### 4.2.4 考量氣候變遷之溫度效應放大因子

由上述分析可知，氣候變遷造成的溫度效應將會導致鋼筋提前發生腐蝕反應，並導致鋼筋混凝土橋梁縮短有效使用年限。若忽略氣候變遷效應，將低估實際所需的保護層厚度，造成鋼筋混凝土橋梁耐久性不足的風險。然而，要考慮氣候變遷之溫度效應時，則需先有模擬氣候變

遷情境之溫度變化歷時曲線，並經由式(2.26)進行數值積分計算，對於實務設計人員難免較麻煩且易計算出錯。為簡化設計流程，本小節探討以增加式(2.27)之氯離子擴散係數方式涵蓋氣候變遷之溫度效應，做為增加設計保護層厚度之參考。爰此，式(2.28)耐久性設計方程式可修正如下：

$$C_{cr} \geq C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{d_c}{2\sqrt{\alpha_t}} \right) \right] \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\alpha_t = \beta_t D_{c,ref} F_2(T_{design}) t_{ref}^n [(1-n)^{-1} t_s^{1-n} + t_s^n (t-t_s)] \dots\dots\dots (4.4)$$

上式中， $\beta_t$  代表考量氣候變遷之溫度效應放大因子。重新整理式(4.3)可得考量溫度效應之簡化設計保護層厚度計算公式如下：

$$d_c \geq 2\sqrt{\alpha_t} \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s - C_i} \right) \right] \dots\dots\dots (4.5)$$

圖 4.37 為相同條件下(即相同水膠比、初始混凝土表面氯離子濃度、設計使用年限等)，鋼筋保護層厚度增加率隨  $\beta_t$  之變化圖，當  $\beta_t$  由 1.0 增加到 1.1 時，鋼筋保護層厚度會逐漸由 0% 增加至約 5%。另於 4 種不同氣候變遷情境下，考量  $\beta_t$  介於 1.0 至 1.1 進行混凝土保護層厚度設計，其使用年限評估結果如圖 4.38 至圖 4.41(使用年限 50 年)及圖 4.42 至圖 4.45(使用年限 100 年)所示。由圖中可知，使用年限明顯隨  $\beta_t$  增加而增加，表 4-1 為各縣市符合設計使用年限 50 年及 100 年時之  $\beta_t$  彙整結果。

當設計使用年限為 50 年時，因各縣市之溫度增加量均相似，故各縣市間之  $\beta_t$  差異僅約 0~0.01；另此時氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之溫度增量差異僅約 1.5°C，故各縣市於 4 種氣候變遷情境之  $\beta_t$  介於 1.03~1.05，氣候變遷情境間之差異量僅約 0.01~0.02。當設計使用年限為 100 年時，各縣市間之  $\beta_t$  差異與設計使用年限 50 年時相同，僅約 0~0.01；另此時氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之溫度增量差異可達約 3.0°C，故各縣市於 4 種氣候變遷情境之  $\beta_t$  介於 1.04~1.10，氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之差異量增加為 0.05~0.06。

雖然上述各縣市之間之  $\beta_t$  差異不大，但設計者須注意臺灣南、北縣市實際存在 2~3°C 的溫度差異，例如，北部縣市的溫度約介於 22~23.5°C，南部縣市約介於 24.5~26°C，南部縣市之氯離子擴散係數可能會高於北部縣市，因此南部縣市之設計保護層厚度應該略大於北部縣市之設計保護層厚度，以提供鋼筋混凝土橋梁足夠之耐久性。

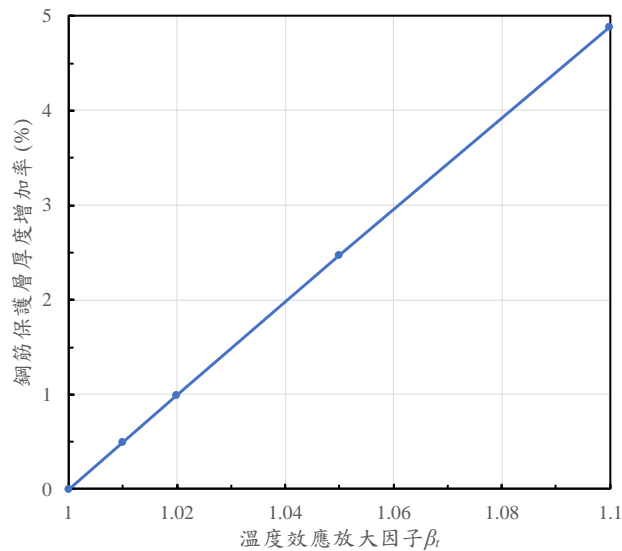


圖 4.37 溫度效應放大因子變化量對鋼筋保護層厚度增加率之影響

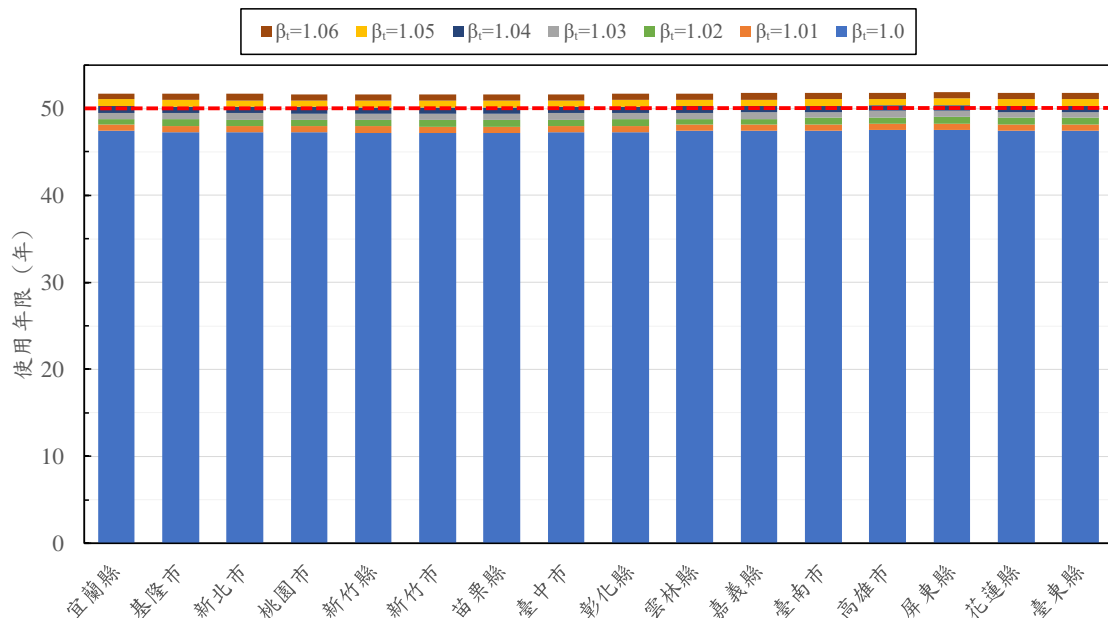


圖 4.38 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 50 年，SSP1-2.6)

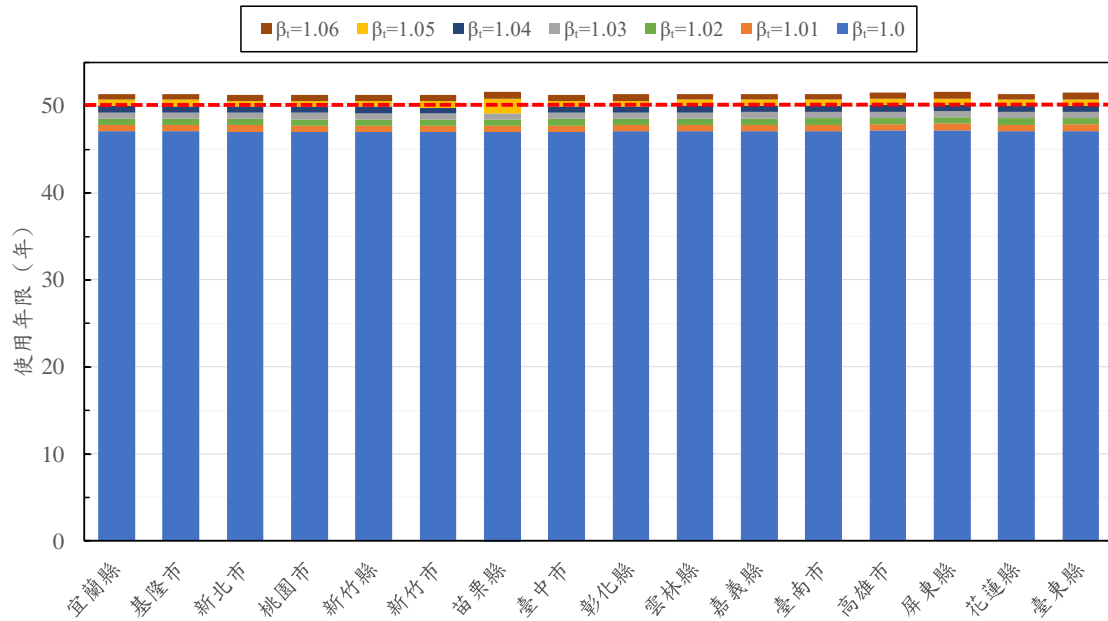


圖 4.39 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限制估結果(設計使用年限 50 年，SSP2-4.5)

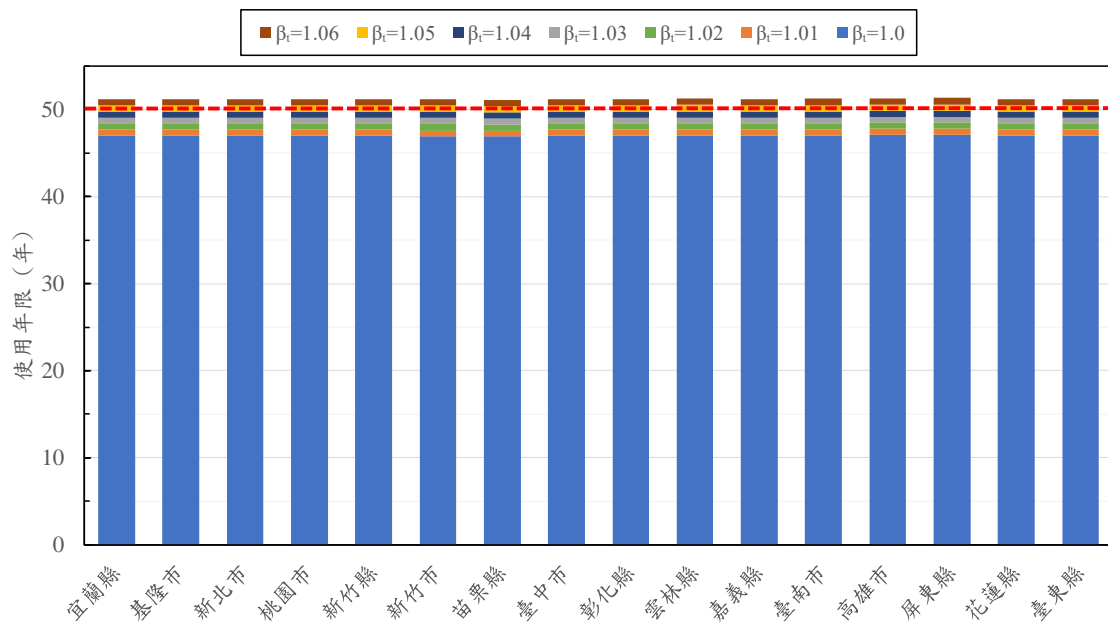


圖 4.40 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限制估結果(設計使用年限 50 年，SSP3-7.0)

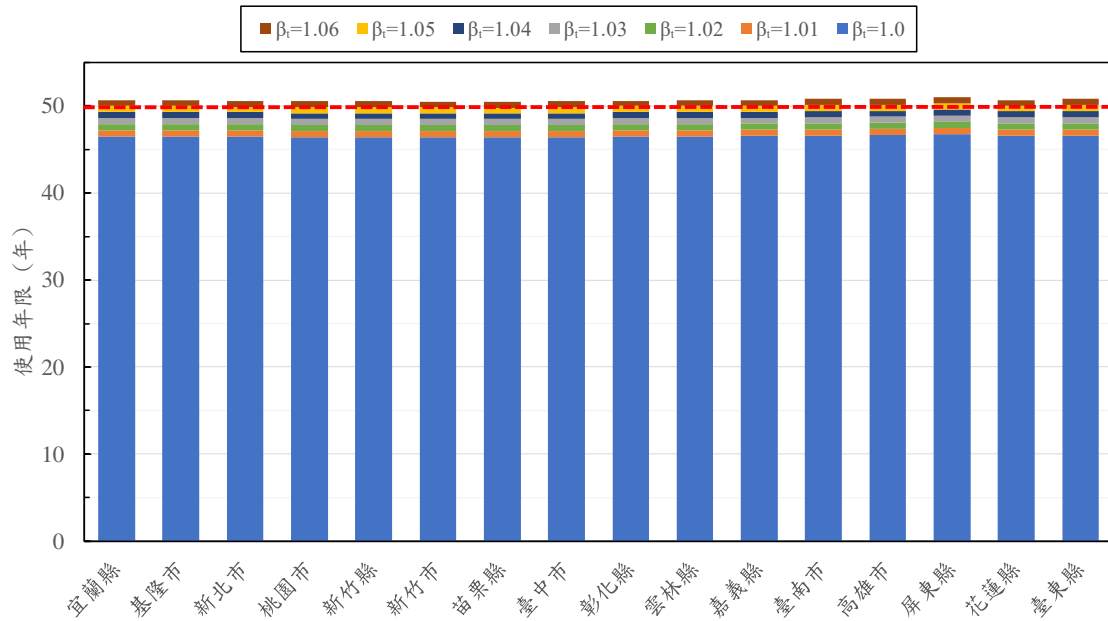


圖 4.41 考量氣溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 50 年，SSP5-8.5)

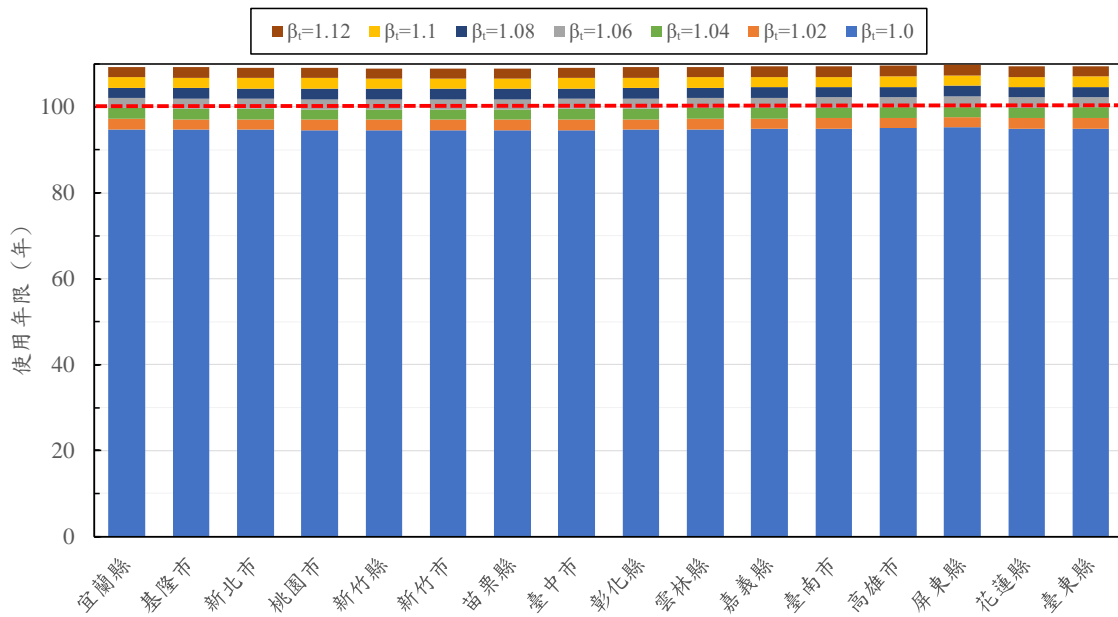


圖 4.42 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP1-2.6)

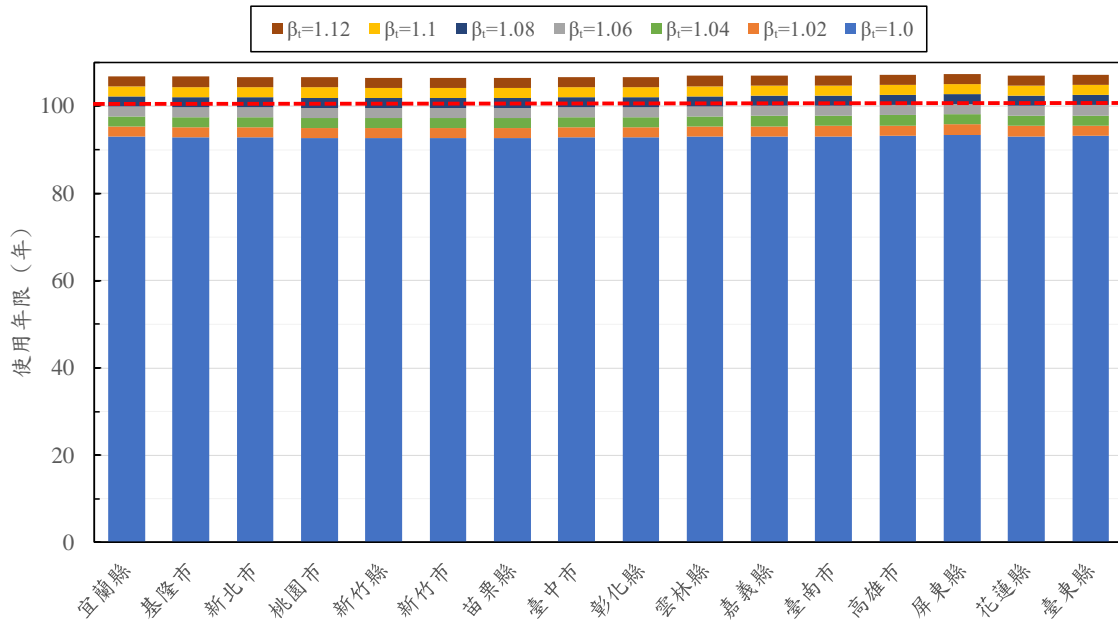


圖 4.43 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP2-4.5)

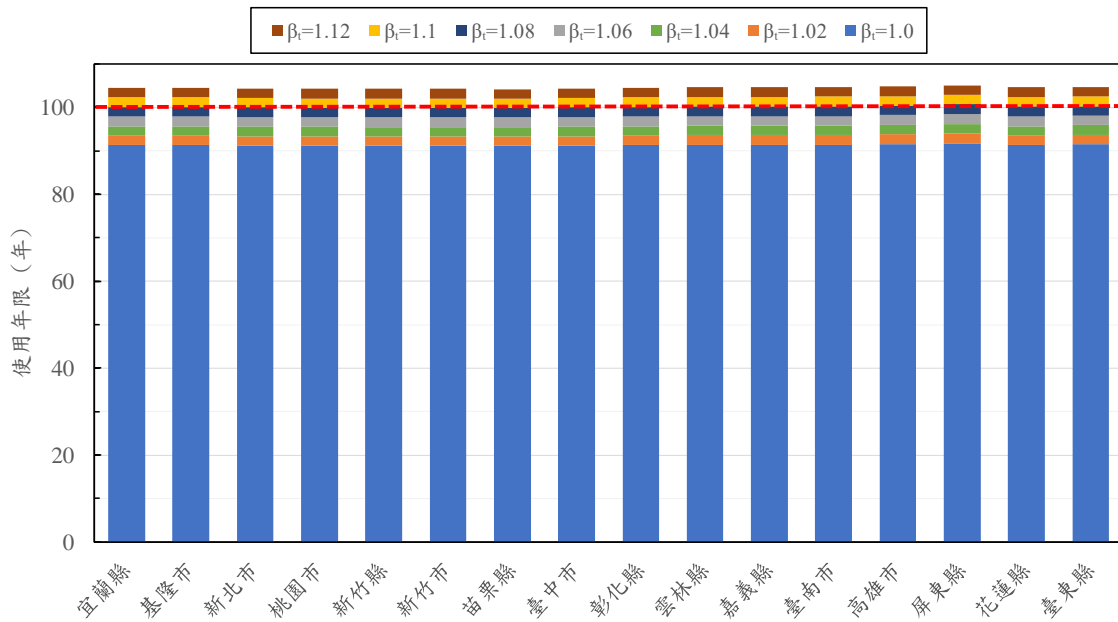


圖 4.44 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP3-7.0)

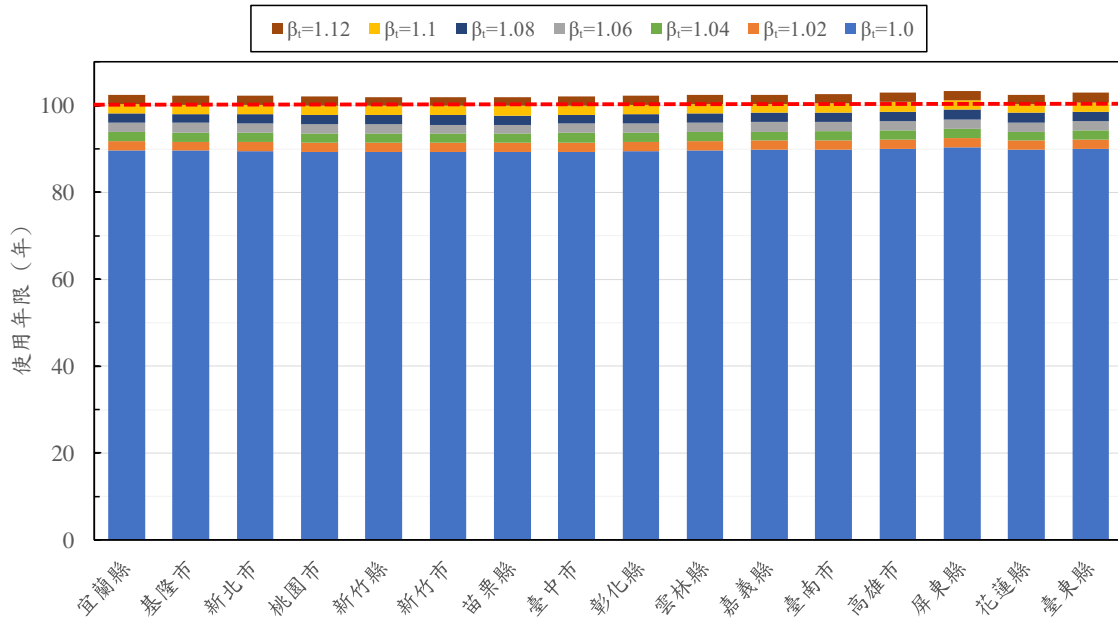


圖 4.45 考量溫度效應放大因子之各縣市鋼筋混凝土橋梁使用年限評估結果(設計使用年限 100 年，SSP5-8.5)

表 4-1 各縣市符合設計使用年限之溫度效應放大因子  $\beta_t$

縣市	設計使用年限 50 年				設計使用年限 100 年			
	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
宜蘭縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
基隆市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
新北市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
桃園市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
新竹縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.06	1.08	1.10
新竹市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.06	1.08	1.10
苗栗縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.06	1.08	1.10
臺中市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
彰化縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
雲林縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
嘉義縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
臺南市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
高雄市	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.09
屏東縣	1.03	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.07	1.09
花蓮縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10
臺東縣	1.04	1.04	1.04	1.05	1.04	1.06	1.08	1.10

表 4-2 為維持設計使用年限(50 年或 100 年)下，各縣市因應氣候變遷效應之鋼筋保護層厚度增加率。其中，當設計使用年限為 50 年時，保護層厚度增加率約為 1.5%~2.5%；當設計使用年限為 100 年時，保護層厚度增加率約為 2.0%~4.9%。以原設計 5~10 公分保護層為例，為避免氣候變遷造成的鋼筋混凝土橋梁提前發生腐蝕現象及增加維護成本，設計保護層厚度約需增加 0.08 公分至 0.25 公分(使用年限 50 年)或 0.1 公分至 0.5 公分(使用年限 100 年)。

**表 4-2 各縣市考量氣候變遷效應之鋼筋保護層厚度增加率(單位：%)**

縣市	設計使用年限 50 年				設計使用年限 100 年			
	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
宜蘭縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
基隆市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
新北市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
桃園市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
新竹縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.9	4.9
新竹市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.9	4.9
苗栗縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.9	4.9
臺中市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
彰化縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
雲林縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
嘉義縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
臺南市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
高雄市	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.4
屏東縣	1.5	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.4	4.4
花蓮縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9
臺東縣	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	3.0	3.9	4.9

### 4.3 小結

當鋼筋混凝土構造物內部鋼筋表面的氯離子濃度超過臨界氯離子濃度時，鋼筋即開始產生腐蝕現象，而鋼筋表面氯離子濃度則受到氯離子擴散速率及擴散路徑長短之影響。本章探討 4 種氣候變遷模擬情境 (SSP1-2.6、SSP2-4.5、SSP3-7.0、SSP5-8.5) 於不同水膠比( $w/b=0.35$ 、 $0.40$ 、

0.45)及鹽害環境等級( $C_s=4\sim 30\text{kg/m}^3$ )條件下，對鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響，相關結論說明如下：

1. 氣候變遷造成全球溫度上升，將會加速混凝土內部氯離子擴散速率，因而導致鋼筋提早發生初始腐蝕，縮短鋼筋混凝土橋梁有效使用年限。
2. 為維持原設計使用年限，當鹽害環境較嚴峻或混凝土水膠比較大時，將會加大鋼筋保護層厚度的增加量。當設計使用年限為 50 年時，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增量約為 0.4mm 至 2.6mm，增加率約為 1.7%至 2.6%；當設計使用年限為 100 年時，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增量約為 0.6mm 至 6.5mm，增加率約為 1.9%至 5.0%。
3. 若設計時無考量未來氣候變遷效應之影響，將會縮短鋼筋混凝土橋梁有效使用年限，使橋梁提早發生腐蝕現象。當設計使用年限為 50 年時，氣候變遷效應造成之使用年限損失約為 2.5 年至 3.6 年，即造成 5.0%至 7.2%的有效使用年限損失率，且於 4 種氣候變遷情境間之使用年限損失評估結果差異小於 1 年，氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之使用年限損失率約為 1.5%；當設計使用年限為 100 年時，氣候變遷效應造成之使用年限損失約為 4.8 年至 10.7 年，即造成 4.8%至 10.7%的有效使用年限損失率，且 4 種氣候變遷情境間之使用年限損失評估結果差異約為 1~2 年，氣候變遷情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之使用年限損失率差異約為 5%。
4. 因氣候變遷效應之影響，鋼筋混凝土橋梁達設計使用年限時，鋼筋直徑腐蝕縮減量約為 0.07mm 至 0.3mm(設計使用年限 50 年)或 0.09mm 至 0.54mm(設計使用年限 100 年)。對於建築常用 D10 箍筋之斷面積腐蝕率可達 1.4%~10.5%，該箍筋腐蝕造成的結構影響可能比主筋更早出現，因此箍筋腐蝕可能成為影響鋼筋混凝土橋梁耐久性劣化的關鍵控制因子。

5. 本章提出採用溫度效應放大因子( $\beta_t$ )來涵蓋氣候變遷之溫度效應，做為增加設計保護層厚度之依據。當設計使用年限為 50 年時，各縣市於 4 種氣候變遷情境之  $\beta_t$  介於 1.03~1.05(差異僅約 0.01~0.02)，此時應可不考量氣候變遷情境間之差異性；當設計使用年限 100 年時，各縣市於 4 種氣候變遷情境之  $\beta_t$  介於 1.04~1.10(差異約 0.05~0.06)，建議設計人員應依氣候變遷情境選擇對應的溫度效應放大因子，以充分考量不同溫度變化增量對鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響。
6. 各縣市符合設計使用年限之  $\beta_t$  詳如表 4-1，對應之鋼筋保護層厚度增加率詳表 4-2。其中，當設計使用年限為 50 年時，保護層厚度增加率約為 1.5%~2.5%；當設計使用年限為 100 年時，保護層厚度增加率約為 2.0%~4.9%。

此外，本章之研究成果主要係討論氣候變遷溫度效應對鋼筋混凝土橋梁之影響，然而，氣候變遷是一個多維度的耦合現象，除了溫度升高，伴隨而來的降雨型態改變、相對濕度波動以及強風效應，皆會影響混凝土表面之氯離子沉積速度，並且與氯離子在混凝土內部的傳輸行為息息相關，對於四面環海、鹽害環境嚴峻的臺灣而言，上述這些多重複合因子均可能會影響橋梁之耐久性。

本計畫採用的 Fick 第二擴散定律雖具評估基礎，但本質上仍屬簡化模型。該模型難以完整捕捉乾濕循環誘發的毛細吸力等動態邊界條件，亦忽略了多重氣象因子的耦合效應。實務上，風速會加速水分蒸發並改變混凝土孔隙的飽和度，而降雨則會動態調節表面氯離子濃度的分布。由於本計畫尚未將降雨量、相對濕度及風速等氣候變遷變數納入計算，其推估之橋梁有效使用年限可能與實際觀測值存在偏差。因此，未來研究應納入更多元的環境指標，以提升預測模型的準確性與可靠度。

## 第五章 鋼筋混凝土橋梁腐蝕防治策略

隨著氣候變遷日益加劇，全球各地的極端氣候事件，如高溫、豪雨、乾旱和海平面上升，都對混凝土橋梁的耐久性和安全性造成了嚴峻的考驗。IPCC 第六次評估報告(AR6)中指出<sup>[112]</sup>，「在人為系統中，氣候調適(adaptation)是對實際或預期氣候變遷及其影響進行調整(process of adjustment)的過程，以調和(moderate)潛在損害或利用有利機會；在自然系統中，調適則是系統因應實際氣候及其影響的調整過程，且人為干預可以促進這一過程。」氣候變遷對混凝土結構物的影響是一項系統性的工程，因此需要從材料、施工、設計等多方面共同努力，以利降低混凝土橋梁的腐蝕風險及延長使用壽命。

為確保鋼筋混凝土橋梁在未來氣候變遷下的耐久性及符合設計使用年限，設計人員必須謹慎考慮各種防護措施，延長氯離子擴散至鋼筋表面之時間，並提高鋼筋對氯離子侵蝕的抵抗能力。提高鋼筋混凝土橋梁耐久性最直接的保護措施有增加鋼筋保護層厚度、調整水泥配比(例如降低水膠比、加入礦物性添加料等)、限制裂縫寬度等；但當結構處在更嚴苛的環境時，就必須採用附加保護措施來進一步確保鋼筋混凝土結構物使用的耐久性，例如，採用電化學處理技術、使用抗腐蝕鋼筋、添加腐蝕抑制劑、增加混凝土表面防護塗層等調適措施(詳如圖 5.1 所示)，以下各小節將分別說明各種腐蝕防治策略之實際作用。

### 5.1 增加鋼筋保護層厚度

增加鋼筋保護層厚度是最直接延長鋼筋混凝土橋梁耐久性的做法，此方法物理性的加長了氯離子的傳播路徑，有效延長了氯離子傳遞至鋼筋的時間，因而直接性的延後了鋼筋腐蝕的時間。由第四章的分析可知，因應氣候變遷效應之影響，於設計使用年限 50 年時，需要增加 1.7%~2.6%保護層厚度(約 0.4mm 至 2.6mm)以符合原設計使用年限需求；於設計使用年限 100 年時，需要增加 1.9%~5.0%保護層厚度(約 0.6mm 至 6.5mm)以符合原設計使用年限需求。惟需注意保護層的厚度

亦不可能無限制的增加，若保護層厚度已超過 10 公分以上時，設計者可能需要考量其他措施來減緩氣候變遷效應之影響。

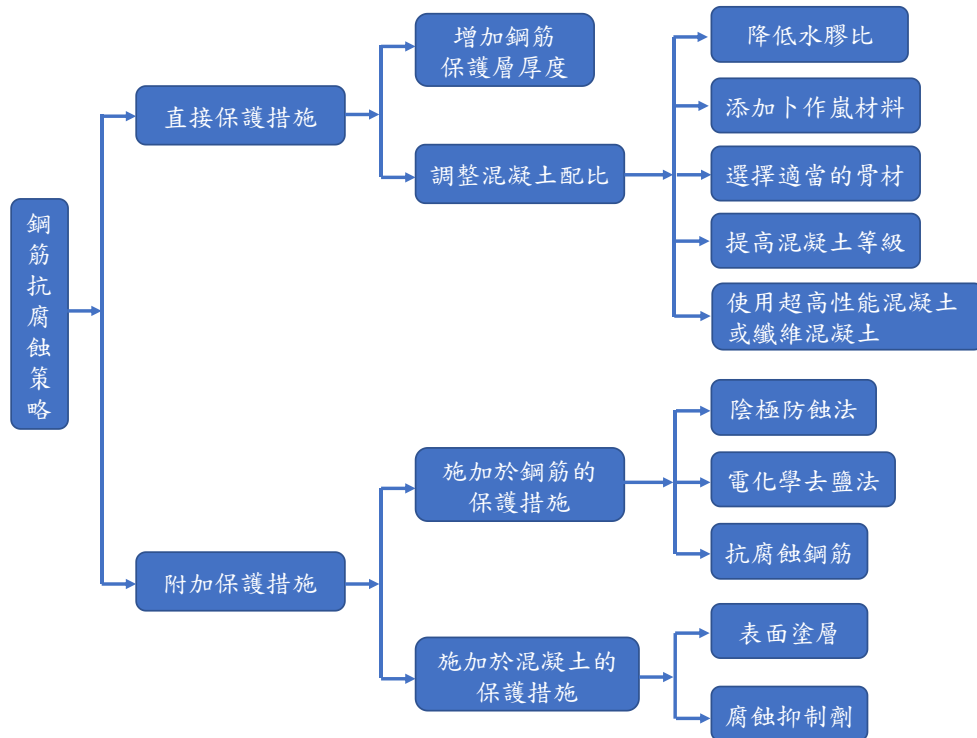


圖 5.1 鋼筋混凝土構造物腐蝕防治策略

## 5.2 降低混凝土氯離子擴散係數

降低氯離子擴散係數能延緩鋼筋發生腐蝕反應的時間，延長鋼筋混凝土橋梁使用年。當設計使用年限為 50 年時，為使鋼筋混凝土橋梁維持原設計使用年，各縣市使用之混凝土需降低的氯離子擴散係數縮減率如圖 5.2 所示。於氣候變遷情境 SSP1-2.6 時，各縣市混凝土的氯離子擴散係數縮減率約需降低 3.3%~3.7%；於氣候變遷情境 SSP2-4.5 時，各縣市約需降低 3.7%~4.1%；於氣候變遷情境 SSP3-7.0 時，各縣市約需降低 3.9%~4.2%；於氣候變遷情境 SSP5-8.5 時，各縣市約需降低 4.4%~5.0%。當設計使用年限為 100 年時，為使鋼筋混凝土橋梁維持原設計使用年，各縣市使用之混凝土需降低的氯離子擴散係數縮減率如圖 5.3 所示。於氣候變遷情境 SSP1-2.6 時，各縣市混凝土的氯離子擴散係數縮減率約需降低 3.8%~4.3%；於氣候變遷情境 SSP2-4.5

時，各縣市約需降低 5.3%~6.0%；於氣候變遷情境 SSP3-7.0 時，各縣市約需降低 6.9%~7.5%；於氣候變遷情境 SSP5-8.5 時，各縣市約需降低 8.2%~9.2%。

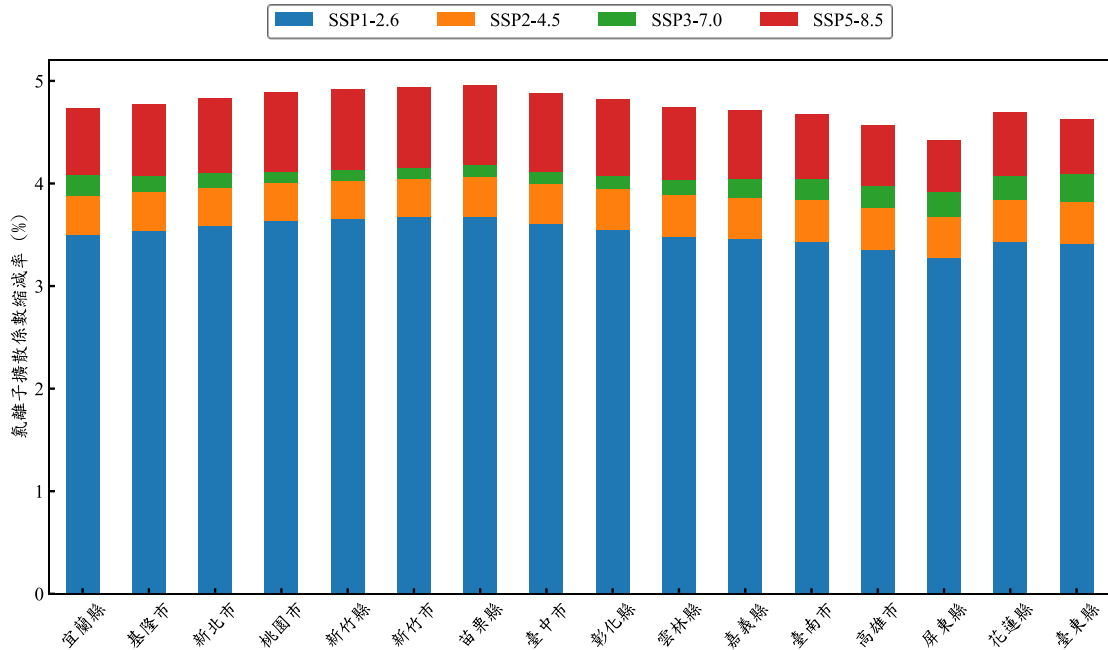


圖 5.2 維持設計使用年限 50 年之氣離子擴散係數縮減率

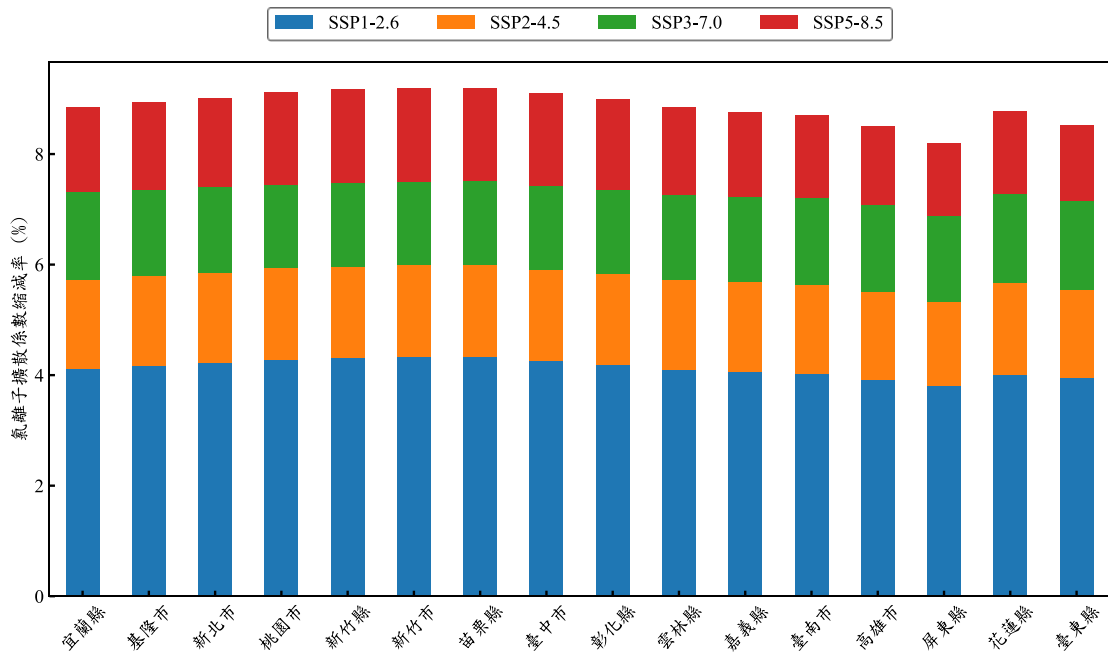
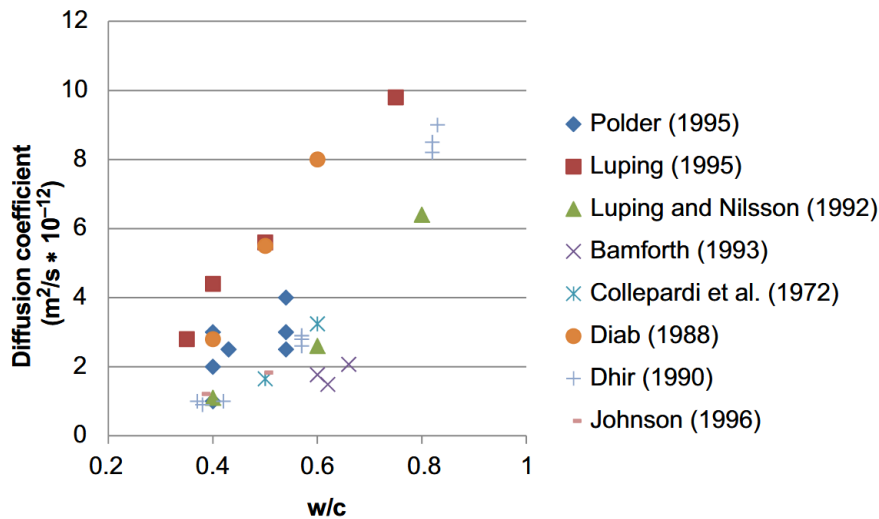


圖 5.3 維持設計使用年限 100 年之氣離子擴散係數縮減率

影響混凝土內部氯離子擴散係數主要因素為混凝土材料的密實度(緻密性)，當混凝土材料越密實且裂縫較小時，氯離子擴散係數越低，有助於提高鋼筋混凝土橋梁的耐久性，以下說明常用於提高混凝土密實度及裂縫控制的方法<sup>[8,113]</sup>。

### 5.2.1 降低水膠比

當水膠比較高時，會導致水泥水化反應不完全，留下大量未被水化產物填補的孔隙，因此混凝土內部孔隙率較高且呈現高度連通狀態，氯離子能夠透過連通的孔隙快速地進行傳輸。隨著水膠比降低時，混凝土內部的孔隙縮小，混凝土的整體密實度越高，故能夠減緩氯離子擴散速度。另因水泥中  $C_3A$  與水反應時會生成鈣鋁水合物(AFt)，如鈣礬石(ettringite)，隨著水泥的進一步水化，AFt 會逐漸轉化為單鈣鋁酸鹽(AFm)，AFm 能與氯離子反應生成弗氏鹽(Friedel's salt)，對氯離子進行化學固定，進一步降低自由氯離子濃度，因此當混凝土在低水膠比時，能增強氯離子結合能力，能有效抑制氯離子的擴散。此外，在相同的水膠比條件下，因粒料種類與含量、水泥類型、暴露於氯化物之前的成熟程度等因素，試驗所得之氯離子擴散係數亦會有所差異(如圖 5.4 所示)。



資料來源：[113]

圖 5.4 波特蘭水泥之水膠比對氯離子擴散係數之影響

## 5.2.2 使用輔助膠結材料(Supplementary Cementitious Materials, SCMs)

輔助膠結材料也稱為卜作嵐材料，用來取代部分水泥用量，可以產生潛在水硬性反應(latent hydraulic reactivity)或卜作嵐反應(或稱火山灰反應)(pozzolanic reactivity)，細化混凝土內部孔隙結構，降低孔隙連通性，並產生能固定氯離子的化合物，從而顯著降低氯離子擴散係數。國內外常用於混凝土中的卜作嵐材料有飛灰(FA)、高爐爐渣粉(GGBFS)、矽灰(SF)、偏高嶺土(Metakaolin)等，以下說明各項卜作嵐材料的特性。

### 1. 飛灰(FA)

飛灰為燃煤火力發電廠燃燒煤炭後，由煙道氣攜帶出的細微灰粒，經電靜除塵器或布袋過濾器收集所得的副產品，其主要由二氧化矽( $\text{SiO}_2$ )、三氧化二鋁( $\text{Al}_2\text{O}_3$ )、三氧化二鐵( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )、氧化鈣( $\text{CaO}$ )等氧化物組成，並可區分為 C 類及 F 類等二種類型的飛灰。其中，C 類飛灰為由次煙煤或褐煤燃燒產生，除具有卜作嵐特性外，亦具有若干膠結性，F 類飛灰為燃燒無煙煤或煙煤所產生之飛灰，具有卜作嵐特性。目前臺灣火力發電廠主要燃燒的是煙煤，少部分為次煙煤，故目前臺灣電力公司火力電廠生產之飛灰多屬 F 類。國內推廣使用的 F 類飛灰  $\text{CaO}$  含量偏低，添加入混凝土時膠結性較差，故 F 類飛灰使用量不宜太多，反而 C 類飛灰  $\text{CaO}$  含量較多，膠結性比較好，但 F 類飛灰在後期能達到比 C 類飛灰更低的氯離子擴散係數。常用飛灰取代波特蘭水泥的比例約為 15%至 35%，但我國公共工程委員會之施工網要規範第 03050 章規定，飛灰用量不得超過總膠結材料重量之 25%，若飛灰、水淬高爐爐渣粉及矽灰等卜作嵐材料混用做為膠結材料時，卜作嵐材料總量不得超過總膠結材料重量之 50%，且其中飛灰不得超過 15%<sup>[113-117]</sup>。

當飛灰摻入混凝土中時，早期水化反應速率相對較慢。隨齡期增加，飛灰與水泥水化生成的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  發生二次卜作嵐反應，生成更多的 C-S-H 膠體與含鋁矽酸鈣水化物(C-A-S-H)。C-S-H 膠體填補毛細孔隙，使孔隙結構更加緻密並減少連通孔通道；C-A-S-H 表面含帶正電或極

性活性位點，可物理性吸附氯離子，降低自由氯離子濃度。另因飛灰中也含有  $\text{Al}_2\text{O}_3$  成分，可以進一步促進 AFt 和 AFm 的生成，有助於固定游離氯離子，提高混凝土的耐氯離子侵蝕性能<sup>[6,118]</sup>。

## 2. 高爐爐渣粉(GGBFS)

高爐爐渣是煉鋼廠高爐冶煉鐵水時產生的熔融爐渣，爐渣經乾燥處理後，再研磨成細粉，即為高爐爐石粉(又稱水淬高爐爐渣粉)，是煉鋼副產物之一。高爐爐渣粉主要成分與水泥相近，包含氧化鈣( $\text{CaO}$ )、二氧化矽( $\text{SiO}_2$ )、氧化鋁( $\text{Al}_2\text{O}_3$ )和氧化鎂( $\text{MgO}$ )。當在水泥中添加高爐爐石粉時，其會與水產生潛在水硬性反應，也會與水化水泥漿體發生卜作嵐反應，並形成更緻密與細化的微觀結構。GGBFS 在混凝土中的常見替代比例為 40%至 80%，當 GGBFS 添加量大於 40%時，能大量降低長齡期的氯離子擴散係數，增加混凝土結構的長期耐久性<sup>[119]</sup>。在臺灣，GGBFS 在混凝土中做為礦物摻料的添加量上限是總膠結材料重量的 50%<sup>[113,117]</sup>。

## 3. 矽灰(SF)

SF 是電爐冶煉矽鐵合金或提煉工業矽材時產生的超細粉末副產品，粒徑大約是水泥顆粒的 1/100，屬於奈米(nanometer, nm)級別，比表面積非常大，其外觀為非常細小的玻璃狀球形顆粒，主要成分幾乎是非結晶二氧化矽( $\text{SiO}_2$ )<sup>[120]</sup>。相較於其他卜作嵐材料，SF 是一種高反應性的卜作嵐材料，少量使用就可以提高混凝土的性質<sup>[121]</sup>，添加 SF 的混凝土，能藉由 SF 本身的小顆粒特性，有效填充於水泥顆粒間的孔隙，使水泥漿體更加緻密，且 SF 中的活性  $\text{SiO}_2$  會與水泥水化過程中產生的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  發生反應，生成更多緻密的矽酸鈣水化物(C-S-H 膠體)，進而顯著提高混凝土的早期和最終抗壓強度，並增加整體結構的緻密性，大幅降低混凝土的孔隙率和透水性等，有效增強抵抗氯離子侵蝕、硫酸鹽侵蝕和鹼質與粒料反應的能力，延長混凝土的使用壽命。

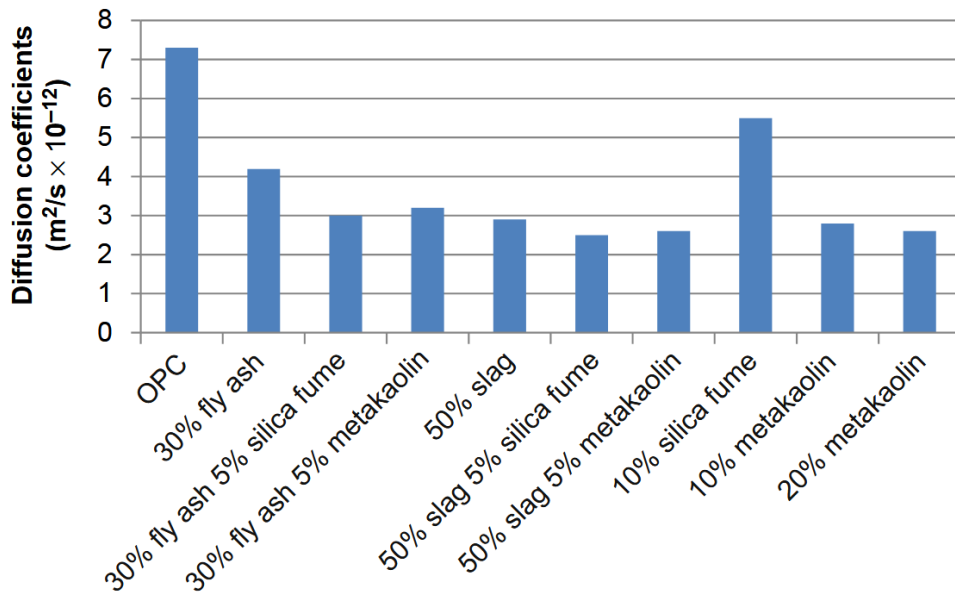
SF 的典型添加量為水泥重量的 3%至 10%，若超過 10%時會導致混凝土的工作性下降<sup>[113]</sup>，另當添加量達到 15%至 20%時，在矽灰的水

化過程可能會導致  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  被完全消耗，使 pH 值在 28 天時降至接近 12.5，增加鋼筋受氯離子侵蝕的腐蝕風險，而當添加量不超過 10% 時，對鋼筋的防腐蝕保護似乎不受影響<sup>[120]</sup>，我國的施工綱要規範第 03050 章即規定矽灰用量不得超過總膠結材料重量之 10%<sup>[117]</sup>。此外添加 5% 至 10% 的 SF，可降低氯離子擴散係數約 50%<sup>[122,123]</sup>，但添加量超過 7.5% 之後，對氯離子擴散係數的改善效果有限<sup>[124]</sup>。

#### 4. 偏高嶺土(Metakaolin)

偏高嶺土是由高嶺土經過煨燒(或稱脫水)處理，破壞其晶體層狀結構所形成的一種高活性材料，其主要成分為二氧化矽( $\text{SiO}_2$ )及氧化鋁( $\text{Al}_2\text{O}_3$ )。偏高嶺土的粒徑約為 1~2 $\mu\text{m}$ ，能夠在骨料與水泥漿體的界面過渡區內實現密實堆積，從而增強水泥漿體的密度，並使混凝土的微觀結構更加緻密和均勻。此外偏高嶺土在水泥漿體中會產生卜作嵐反應，生成更多水化矽酸鈣(C-S-H)凝膠，進一步細化水化水泥漿體的孔隙結構，並有效降低氯離子擴散係數。偏高嶺土的高活性表現與矽灰相當，但添加偏高嶺土後會降低混凝土的工作性，因此需要使用更高的高效能減水劑(superplasticizer)劑量，以確保達到所需的工作性能，一般建議使用的水泥重量取代量為 5% 至 10%，可以達到強度、施工性及耐久性的最佳平衡<sup>[113,125-127]</sup>。此外，添加 8% 至 12% 的偏高嶺土，可以降低氯離子擴散係數 50% 至 60%<sup>[128]</sup>。

總結而言，適當的使用 SCMs 能夠有效的降低氯離子擴散係數(如圖 5.5 所示)，使用雙元摻合(binary blends)(波特蘭水泥+一種 SCM)或三元摻合(ternary blends)(波特蘭水泥+2 種 SCMs)，能顯著提升混凝土在氯化物環境中的耐久性，相同的總替代比例下，三元摻合混凝土抗氯離子的能力優於二元摻合混凝土<sup>[113]</sup>。



資料來源：[113]

圖 5.5 添加 SCMs 對氯離子擴散係數的影響

### 5.2.3 選擇適當粒料

粒料對混凝土氯離子擴散係數的影響，主要涉及粒料本身的性質（例如擴散係數和形狀等）、粒料含量與粒徑分佈等，粒料對飽和混凝土中氯離子擴散的影響可分為稀釋與曲折效應(dilution and tortuosity effect)及界面過渡區(ITZ)效應，其中尤以 ITZ 的特性影響程度更為關鍵<sup>[25,129]</sup>。

#### 1. 稀釋與曲折效應(dilution and tortuosity effect)

當緻密的粒料被加入水泥漿體中時，它取代了原本可能做為氯離子傳輸通道的部分水泥漿體體積，優質粒料(天然粒料)通常被認為是實質上不透水或具有極低的氯離子擴散係數(通常接近於零)，因此在混凝土的總體積中，氯離子可以擴散的有效面積和體積被「稀釋」或「減少」了，這即是粒料的稀釋效應；另也因為粒料的氯離子擴散係數極低，因此在混凝土中會對氯離子形成物理上的阻礙，氯離子被迫繞過粒料顆粒移動，使其實際擴散路徑比理論直線距離更長、更曲折，這即是曲折效應。簡而言之，稀釋效應關注的是路徑的數量或體積被減少，而曲折效應關注的是剩餘路徑的複雜程度被增加，此兩種效應結合起來，使得

粒料成為提高混凝土抗氯離子侵蝕能力的重要組成部分，從而降低混凝土整體的氯離子擴散係數<sup>[129,130]</sup>。

## 2. 界面過渡區(ITZ)效應

由於 ITZ 的孔隙率遠大於水泥漿體數倍，氯離子透過 ITZ 能快速於混凝土中進行傳輸，當 ITZ 的高孔隙區在空間中形成連通網絡時，其加速效應可能抵銷甚至超過緻密粒料的稀釋與曲折效應。混凝土中粒料的形狀、礦物成分(表面性質)和粒徑級配等均會影響 ITZ 的性質，為有效增加 ITZ 緻密性及降低孔隙連通性，並降低氯離子擴散係數，粒料的選用原則如下：

- (1) 選用較圓滑的粒料：粒料形狀會影響 ITZ 的分佈與特性，規則的圓形粒料(如天然卵石或河砂)相較於棱角分明的碎石，能使水泥漿體在粒料表面堆積更均勻且緊密，從而降低 ITZ 的多孔性和連通性，減少氯離子在 ITZ 的快速傳輸路徑，但粒料形狀的差異會隨著使用時間增長而減弱<sup>[131]</sup>。
- (2) 選用緻密且低吸水率的粒料：選擇本身緻密且低孔隙率的天然粒料，例如優質玄武岩或石灰石，會比含有花崗岩粒料的混凝土提供更大的稀釋與曲折效應，使混凝土呈現展現出更佳的耐久性<sup>[132]</sup>。另外，隨著全球對環保永續、減碳及循環經濟的重視，公共基礎設施、道路鋪設、都市建築等都逐漸採用再生粒料(Recycled Concrete Aggregates, RCA)，但由於 RCA 孔隙率與吸水率通常較高，當 RCA 於拌合與硬化過程中釋放水分時，會提高 RCA 周圍水泥漿體水膠比，並惡化 ITZ 的微結構，使氯離子擴散係數急劇增加。因此，在耐久性要求高的構造物中使用使用 RCA 時，必須特別注意粒料預處理、含水控制及界面改質策略，以降低 ITZ 劣化對氯離子滲透的負面影響，確保結構長期服務性能<sup>[133,134]</sup>。
- (3) 優化粒徑級配：採用連續級配等優化級配，可以使粒料顆粒之間堆積更緊密，以利減少粒料間的空隙及減少水泥漿體用量，進而減少

ITZ 的總體積(ITZ 總體積與粒料總表面積成正比)，並降低 ITZ 對整體氯離子擴散的負面影響<sup>[19,135]</sup>。

- (4)增加最大粒徑：在粒料體積含量不變的情況下，增加粒料的最大粒徑會減少粒料的總表面積，從而間接減少 ITZ 的總體積，有助於降低氯離子擴散係數<sup>[136]</sup>。但需注意，ITZ 的厚度與粒料大小無關<sup>[137]</sup>，只受到水泥粒子的平均粒徑及養護環境影響，採用細度更高的水泥可以有效縮小 ITZ 的厚度；添加 SCMs 可以促進 C-S-H 水化產物生成並填充 ITZ 孔隙，使 ITZ 更加密實、縮小厚度及降低連通性<sup>[6]</sup>。另優化施工技術(例如，確保均勻拌合和適當振動，減少泌水和分層)以及採用標準的養護方法，有助於促進水泥的充分水化，從而提高 ITZ 緻密性，間接控制 ITZ 之厚度或減小高孔隙率區域的範圍<sup>[25]</sup>。

#### 5.2.4 適當的養護時間及養護條件

混凝土中的水泥及 SCMs 產生水化反應的時間會持續數個月至數年，但大部分的水化反應會在 1 個星期內完成，而其中第 1 周若能維持適當的養護條件(例如，混凝土內部溫度介於 5 至 70°C，內部相對濕度大於 80%)，才能夠確保產生良好的水化反應。混凝土在初期時，微觀結構呈現多孔隙構造，因此氯離子擴散係數較大，當混凝土在良好的濕潤養護條件下，隨著時間增加，將會持續生成更多的水化產物，使混凝土的孔隙結構更加緻密，因而降低混凝土的氯離子擴散係數並提高耐久性，尤其當使用 SCMs 更需要較長的時間才能發揮卜作嵐反應，生成更多緻密的水化物；當養護條件不佳時，將導致混凝土內部水化反應不佳，因此，混凝土內部會形成大量孔隙、毛細管道與裂縫，因而使氯離子更容易擴散至鋼筋表面<sup>[113,138]</sup>。

#### 5.2.5 其他方法

高強度混凝土的微觀結構比一般混凝土更為緻密且孔隙率較低，故選擇高於設計需求的混凝土強度等級是降低氯離子擴散係數的一種間接方法，可以顯著提升結構的抗氯鹽侵蝕能力<sup>[139]</sup>。

此外，使用纖維混凝土(Fiber-Reinforced Concrete, FRC)也是一個有效的腐蝕防治策略。FRC 是在傳統混凝土中添加短纖維複合材料，以提升抗裂性、韌性與延展性，纖維可為金屬、非金屬或聚合物材料，該纖維在混凝土中負責抵抗微裂縫發展和擴展的功用，常見的纖維材料有金屬、玻璃、化學纖維和天然纖維等，相關物理性質及材料特性如表 5-1 及表 5-2 所示。FRC 與傳統鋼筋混凝土(RC)是互補的關係，RC 中的碳鋼鋼筋主要用於承受巨觀尺度(macro-scale)的拉應力，而 FRC 中的纖維則主要作用於微觀尺度(micro-scale)以控制裂縫。與普通混凝土相比，FRC 有著高拉伸應變和強度的能力，並在混凝土軟化之前形成應變硬化，故 FRC 可以吸收高能量。雖然 El-Dieb(2009)<sup>[140]</sup>的研究曾指出在氯鹽環境下，添加鋼纖維對混凝土耐久性的提升效果並不顯著，但有更多的研究顯示 FRC 的纖維能夠抑制微裂縫的形成與擴展，有效限制水分、氯離子與二氧化碳等有害物質滲入結構體內部，進而延長結構物的使用壽命並延長劣化傳播階段的時間<sup>[141]</sup>。FRC 中的最佳纖維含量取決於混凝土等級、纖維類型和縱橫比，對於聚乙烯醇(PVA)和聚乙烯(PE)等纖維，其最佳含量約在 1~2%的範圍內<sup>[142,143]</sup>，鋼纖維的最佳含量約在 1.5~2.5%間<sup>[144-146]</sup>，對於長度達約 70mm 的聚丙烯纖維(PP)，其最佳含量約在 0.5~1%間<sup>[147,148]</sup>。

採用超高性能混凝土(UHPC)也是一個有效的防止鹽害腐蝕的方法，UHPC 的水膠比通常介於 0.15 至 0.25<sup>[149]</sup>，氯離子滲透係數低於  $1.4 \times 10^{-13} \text{m}^2/\text{s}$ <sup>[150]</sup>，約僅為一般混凝土氯離子滲透係數的 1/10~1/30，能有效阻擋氯鹽等有害物質侵入，在鹽害嚴重的區域或主要構件使用 UHPC 進行興建，能提供更緻密的混凝土結構，有利於延長 RC 結構物的使用年限。目前世界上已有超過 20 個國家將 UHPC 應用於橋梁工程，其中美國、加拿大、日本、中國、馬來西亞等國家應用 UHPC 的橋梁均在 20 座以上<sup>[151]</sup>，國內亦有成功使用 UHPC 進行老屋噴漿補強、預鑄工法補強、裝置藝術、薄殼屋頂等應用，但實際應用在大型公共工程的案例很有限，例如目前僅有應用於臺南都會區北外環道路的伸縮縫及快速道路橋柱之包覆補強<sup>[152,153]</sup>。因此，國內未來如能於大型工程

積極採用 UHPC 進行新式橋梁的興建，應能有效提高國內橋梁結構的耐久性，降低維護管理的頻率。

**表 5-1 常見混凝土用纖維之基本性質**

纖維種類	直徑 ( $\mu\text{m}$ )	長度 (mm)	比重 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	抗拉強度 (MPa)	彈性模數 (GPa)	極限 伸長率(%)
鋼	5-1000	10-60	7.85	200-2600	195-210	0.5-5.0
聚乙烯 (PE)	25-1000	-	0.96	80-600	1.4-5	12-100
高模聚乙烯 (HMPE)	20-24	6-12	0.97	2500-3000	80-120	2.5-5
亞苯基 (PBO-AS)	13	6	1.54	5800	180	3.5
聚丙烯 (PP)	10-200	5-50	0.90-0.91	310-760	3.5-14.7	6-15
聚乙烯醇 (PVA)	9-760	6-12	1.2-2.5	800-3600	20-80	4-12
玻璃	6-35	10-50	2.54-2.70	1500-4000	72-80	2.5-4.8
椰子	100-400	-	1.12-1.15	120-200	19-25	10-25
黃麻	100-200	-	1.02-1.04	250-350	25-32	1.5-1.9
石棉	0.02-25	5-40	2.55-3.2	200-1800	164	2-3
碳	7-20	3-12	1.2-2	600-4000	200-390	0.4-11

資料來源：[141]

**表 5-2 FRC 之纖維類型、材料與特性**

類型	材料	特性
鋼纖維	不鏽鋼、碳鋼	高強度、高模數、改善抗裂與抗衝擊性能
聚丙烯纖維	PP	耐化學腐蝕、重量輕、提升塑性收縮抗裂
聚乙烯纖維	PE	高韌性、高強度、低密度
聚酯纖維	PET	耐久性佳、價格便宜
碳纖維	CF	超高強度、導電性、價格昂貴
玻璃纖維	GFRC (AR-GF)	良好耐蝕性、適用於預鑄件
天然纖維	椰殼纖維等	環保可再生，但耐久性與一致性較差

### 5.3 添加腐蝕抑制劑

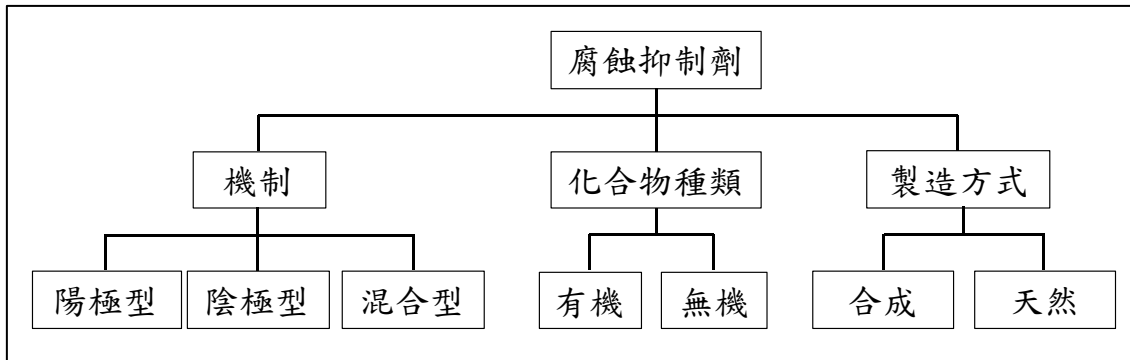
腐蝕抑制劑(corrosion inhibitors)是目前控制鋼筋腐蝕最常用且有效的方法之一，在鋼筋混凝土結構中，可以直接添加到混凝土拌合物中或塗佈在混凝土表面，用以抑制氧化或還原反應。由於腐蝕抑制劑的效能隨抑制劑的類型、混凝土特性、現場使用狀況有顯著差異，因此很難預

估使用腐蝕抑制劑後的有效防護年限與成效<sup>[154]</sup>。腐蝕抑制劑抵抗鋼筋腐蝕的原理可分為三種，說明如下：

1. 鈍化(passivation)：這類抑制劑會與鋼筋表面的鐵離子反應，形成一層緻密的保護膜(通常是氧化物)，這層保護膜能將鋼筋與外界的腐蝕性物質(如氯離子、氧氣和水)隔絕，維持鋼筋表面的鈍化狀態，從而抑制腐蝕反應的發生。
2. 物理阻擋(physical barrier)：這類抑制劑通常是含有胺基或羧基的化合物。它們會在鋼筋表面吸附，形成一層疏水性薄膜，物理性地阻擋氧氣、水和氯離子接觸到鋼筋，進而防止腐蝕。
3. 陰極保護(cathodic protection)：這類抑制劑會干擾腐蝕反應中的陰極反應，例如抑制氧氣的還原反應，從而降低整體腐蝕電流，達到保護效果。

腐蝕抑制劑可以依照作用機制、化合物類型及製造方式等進行分類，如圖 5.6 所示。由腐蝕抑制劑的作用機制來看，腐蝕抑制劑可分為陽極型抑制劑(anodic inhibitors)、陰極型抑制劑(cathodic inhibitors)及混合型抑制劑(mixed inhibitors)，相關說明如下：

1. 陽極型抑制劑：當添加抑制劑後，造成腐蝕電位產生至少+85mV 的正向位移時，該抑制劑即歸類為陽極型抑制劑<sup>[155]</sup>。陽極型抑制劑主要在鋼筋的陽極區域發揮作用，透過生成鈍化膜來阻止鐵離子溶出，代表物質有亞硝酸鹽類抑制劑，成功應用陽極型抑制劑的前提必須確保其濃度足夠，以維持金屬表面穩定鈍化狀態，若濃度過低，可能導致局部鈍化層破裂，鹽分會集中攻擊這些弱點，導致嚴重的集中腐蝕或點蝕<sup>[156]</sup>。常用的陽極型抑制劑有亞硝酸鈣  $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$ 、亞硝酸鈉  $\text{NaNO}_2$ 、鎢酸鈉  $\text{Na}_2\text{WO}_4$ 、鉬酸鈉  $\text{Na}_2\text{MoO}_4$ 、鉻酸鋰  $\text{Li}_2\text{CrO}_4$  等無機類抑制劑，其中鎢酸鈉被廣泛研究為一種環保的陽極型無機腐蝕抑制劑<sup>[157]</sup>。目前鋼筋混凝土中最常用的且經過廣泛測試的基準抑制劑是亞硝酸鹽類(例如，亞硝酸鈣及亞硝酸鈉)，陽極型抑制劑的性能已全面通過測試，且在市場上具有成本優勢<sup>[158]</sup>。



資料來源：重繪自[159]

圖 5.6 腐蝕抑制劑分類方式

2. 陰極型抑制劑：當添加抑制劑後，造成腐蝕電位產生至少-85mV 的負向位移時，該抑制劑即歸類為陰極型抑制劑<sup>[155]</sup>。主要在鋼筋的陰極區域發揮作用，如某些磷酸鹽或鋅酸鹽，此類抑制劑會在陰極區塊形成一層薄膜，阻礙氫離子還原為氫氣的過程，並可能吸附在金屬表面，限制氧氣到達陰極區域(鋼筋表面)參與還原反應，或形成保護層改變陰極電位過程，簡言之，陰極型抑制劑主要通過抑制陰極還原反應(如氧氣還原或氫氣釋放)來達到保護鋼筋的作用，相較於陽極型，此類在混凝土中的應用較少。Song 及 Saraswathy(2006)<sup>[160]</sup>在對浸入 3%氯化鈉溶液的混凝土進行的實驗指出，當 ZnO 濃度為 2%時，抑制效率可達 94.16%，這表明此類抑制劑於混凝土領域有持續的研究和潛在應用。
3. 混合型抑制劑：當添加抑制劑後，腐蝕電位在陽極或陰極方向上的位移小於 85mV 時，則該抑制劑被歸類為混合型。混合型抑制劑通常透過在金屬表面形成吸附膜，同時抑制陽極和陰極反應，將陽極和陰極曲線都推向較低的電流密度<sup>[155,161]</sup>。此類抑制劑結合陽極型與陰極型的優點，提供更全面的保護，亦是目前主流的產品。代表性的混合型抑制劑為烷醇胺類(alkanolamines)，例如二甲基乙醇胺(DMEA)，DMEA 與亞硝酸鈉一樣，是更常用且已廣泛用於市場上的基準抑制劑<sup>[158]</sup>。此外，目前有許多新興的綠色腐蝕抑制劑(如生薑提取物、銀杏葉提取物、瓜爾豆膠等)，由於其腐蝕電位位移小於 85mV，因此被歸類為混合型抑制劑<sup>[161]</sup>。

另由化學成分的角度來看，防蝕抑制劑可分為無機型與有機型兩大類，相關說明如下：

1. 無機腐蝕抑制劑：無機腐蝕抑制劑主要由金屬鹽類或無機化合物組成，其作用機制通常為鈍化，也就是在鋼筋表面形成一層緻密的保護性鈍化膜，隔絕腐蝕性物質，主要包含亞硝酸鹽(nitrite)、鉻酸鹽(chromate)、鉬酸鹽(molybdate)、磷酸鹽(phosphate)等<sup>[162]</sup>。亞硝酸鹽是最早商業化的陽極型抑制劑之一，亞硝酸根離子( $\text{NO}_2^-$ )能夠將鋼筋表面的鐵氧化成穩定的氧化鐵( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )，形成鈍化層，當氯離子入侵時，亞硝酸根會優先與之反應，減少氯離子到達鋼筋表面的機會。亞硝酸鈣(calcium nitrite)具有良好的防蝕效果，能夠降低鋼筋腐蝕速率並顯著提高鋼筋腐蝕時的起始臨界氯離子濃度，以延遲腐蝕發生的時間<sup>[163]</sup>。然而，當混凝土混合物中添加的亞硝酸鹽類抑制劑劑量超過水泥重量的 4%時，會導致長期抗壓強度降低<sup>[164]</sup>。由於亞硝酸鹽可以與金屬加工中常用作添加劑的潤滑劑中的胺類反應，它們會形成亞硝胺的致癌物，亞硝酸鹽與鉻酸鹽對人體安全與環境有一定的不良影響，已在歐美等國被限制或禁止使用<sup>[8]</sup>。
2. 有機腐蝕抑制劑：有機抑制劑通常含有帶有氮、氧、硫等元素的官能基，這些分子能夠吸附在鋼筋表面，形成一層單分子或多分子有機保護膜，從而抑制陰極與陽極的腐蝕反應，阻止腐蝕性物質接觸鋼筋<sup>[165]</sup>。目前常見的有機防蝕抑制劑包括烷基胺(alkyl amine)、胺類與胺基酸(amine and amino acid)、咪唑啉(imidazoline)、脂肪酸酯(fatty acid ester)等。Angst 等人(2015)<sup>[166]</sup>曾使用氨基醇(alkanolamines)的腐蝕抑制劑(Sika FerroGard 901)進行實驗，結果發現未加入抑制劑的混凝土構造物，大約 8~9 年於保護層深度 15mm 處開始發生腐蝕，有使用抑制劑的混凝土構造物在經過 18 年後還未發生腐蝕。

目前市面上大多數常見的防蝕抑制劑仍屬於合成類，對環境有負面影響，並存在健康與安全風險，近年來由於環保意識及相關法規的要求，天然、無毒、可分解的綠色抑制劑(green inhibitors)已成為重點研發的項目，萃取自植物的腐蝕抑制劑具有製作簡單、成本低廉，並具備生

物可分解性，因此綠色抑制劑已逐漸被廣泛開發並應用<sup>[161,167,168]</sup>，也成為水泥與混凝土研究中的新興領域。綠色抑制劑的防蝕機制主要依靠綠色材料結構中所含的活性基團(如羧酸鹽、胺基與羰基)，這些活性基團可吸附於鋼筋表面，形成保護膜，阻礙腐蝕性電解質接觸金屬活性位點，並同時抑制陰極反應(氧氣還原)及陽極反應(鐵溶解)，新形成的保護膜亦能對氯離子產生排斥作用，某些提取物(如竹葉提取物)甚至能與混凝土反應生成疏水性鹽類，堵塞孔隙，減少氧氣和氯離子進入，進一步提供防蝕效果<sup>[155,158,169]</sup>，部分綠色腐蝕抑制劑可高達 94%的防蝕效率，已可與常見的合成抑制劑(如亞硝酸鈉)達到相同的功效<sup>[158,159]</sup>。

腐蝕抑制劑除了可以在新建混凝土結構物中使用外，亦可使用於既有的老舊結構物做為修復過程的一部分。在既有結構物中，腐蝕抑制劑的主要目的為在鋼筋表面形成或修復鈍化層，使用方式分為以下幾類：

1. 表面應用及滲透(surface application and migration)：此種方式是將腐蝕抑制劑直接塗覆在混凝土表面，讓其滲透到混凝土孔隙中，直至鋼筋表面。當氯離子或碳化作用導致鋼筋周圍的鈍化層破壞後，此方法的目的為重新於鋼筋表面形成新的保護膜或修復現有的鈍化層<sup>[170]</sup>。
2. 電化學注入法(Electrochemical Injection of Corrosion Inhibitors, EICI)：當結構物受到氯離子或碳化物嚴重污染，需要將抑制劑快速且深層地導入鋼筋周圍時，可以使用電化學方法，驅動帶電的抑制劑分子遷移。Pan 等人(2008)<sup>[171]</sup>的研究指出，使用四丁基銨溴化物(TBA-B)與四甲基銨氯化物(TMA-C)腐蝕抑制劑能分別將鋼材的腐蝕速率降低 85%與 75%。
3. 在修補材料中做為摻合劑：當對既有結構進行局部修補(例如鑿除舊的腐蝕混凝土並進行回填)時，可以在新拌的修補砂漿或混凝土中添加腐蝕抑制劑，其可保護被修補區域的新鋼筋或暴露的舊鋼筋。用

作混凝土參料的腐蝕抑制劑有烷醇胺類<sup>[166]</sup>、亞硝酸鈣<sup>[164]</sup>及瓜爾豆膠<sup>[172]</sup>等。

4. 暴露鋼筋之表面預處理：在進行混凝土修補時，如果鋼筋暴露出來，可以在埋入新混凝土之前對鋼筋表面進行處理，抑制劑(例如亞麻仁油酸鹽)可以與水泥混合成漿狀，用刷子塗抹於鋼筋表面，形成厚度約 1mm 的保護層，乾燥固化後再塗上第二層，然後將鋼筋重新嵌入混凝土中<sup>[173]</sup>。

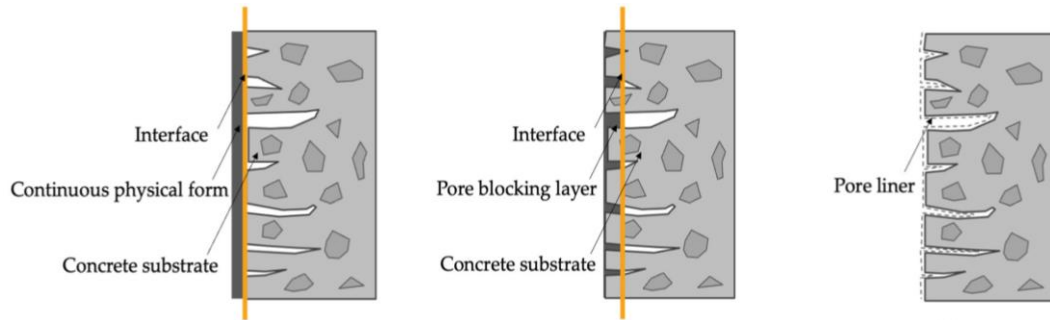
## 5.4 增加混凝土表面防護塗層

在混凝土表面增加防護塗層的目的在於形成阻隔層，以利降低氯離子的滲透速率及混凝土含水量，因而降低鋼筋腐蝕速率<sup>[174]</sup>，延長混凝土結構的耐久性。根據防護塗層種類，會有降低 9%~88% 氯離子擴散係數降低的差異<sup>[175,176]</sup>。表面防護塗層的效果主要取決於塗層的擴散係數、塗層厚度、塗層老化效應等，當塗層的擴散係數越小、塗層厚度越厚、塗層老化速率越慢，則表面防護塗層所能夠提供的保護效果越佳。由於兼具實用性、高效率與成本效益，混凝土表面塗層被視為提升鋼筋混凝土結構抵抗氯鹽腐蝕一項強而有力的方法，並可應用於新建或使用中的結構<sup>[177]</sup>。

混凝土表面防護塗層的防護機制與使用的材料密切相關，不同材料的表面塗層透過各自的防衛機制發揮保護混凝土的功效。塗層的保護機制可分類為成膜型塗層(film forming)、封孔作用塗層(pore blocking)、孔隙內襯型塗層(pore liner)等 3 種類型(如圖 5.7 所示)，各種類型的保護機制說明如下<sup>[174,175]</sup>：

1. 成膜型塗層(film forming)：在混凝土表面形成一層連續的物理薄膜，阻擋水與氯離子進入。
2. 封孔作用型塗層(pore blocking)：與部分膠結材料成分發生反應，在混凝土孔隙與裂縫中生成不溶性填料，填補混凝土表層孔隙，使傳輸路徑中斷，降低滲透性。

3. 孔隙內襯型塗層(pore liner)：塗層材料滲透進入孔隙後，附著於孔壁形成連續的親水或疏水薄層，延緩水及氯離子擴散速率。



(a)成膜型塗層

(b)封孔作用型塗層

(c)孔隙內襯型塗層

資料來源：[177]

### 圖 5.7 混凝土表面防護塗層機制種類

目前已有多種混凝土表面塗層材料可供應用，提升混凝土的氯鹽阻抗能力是評估表面防護塗層效能的關鍵指標。依據防護塗層特性可將塗層區分為無機塗層、有機塗層及有機-無機混合塗層等三類，各類別代表性的材料、優缺點彙整如表 5-3 所示。傳統有機塗層聚氨酯對氯鹽侵蝕的防護效果優於無機塗層，但以聚氨酯為代表的傳統有機塗層存在環境污染問題<sup>[175]</sup>且有機塗層的防護效果可能會因暴露於紫外線或環境因子而逐漸劣化；無機矽烷塗層具有卓越的長期有效性及耐候性，即使經過 12 年仍可維持該塗層系統的有效性<sup>[178]</sup>，且在塗層中添加矽烷(silane)能夠做為防蝕抑制劑，顯著降低鋼筋的腐蝕速率<sup>[179]</sup>，另矽烷類的防護劑(例如，Protectosil<sup>®</sup>)已使用於全世界的橋梁工程中，滲透型矽烷能夠有效避免因表面損傷或風化而喪失防護功能，尤其適合在橋面等高負荷交通磨損後仍保有優異防水效果的應用<sup>[180]</sup>；無機聚合材料(geopolymer)是一種新興的環保材料，其成分多使用工業副產品(例如高爐爐石粉、飛灰)或變高嶺土，其原料容易取得、成本低、環保、製作簡單且與波特蘭水泥基材間具有良好的黏著力，除裝飾及基本的保護作用外，另已開發用於防火、防水、隔熱、防腐蝕等不同的功能<sup>[181]</sup>，以無機聚合材料製作而成的防腐蝕砂漿塗料塗抹於鋼筋混凝土表面

時，明顯可以降低氯離子滲透性，並提高混凝土電阻率<sup>[182]</sup>。另近年來的研究者也開始將奈米材料(如黏土礦物與碳奈米管)添加入聚合物塗層中，納米材料能有效填補塗層中的孔隙增加氯離子的擴散路徑、提升塗層的性能、改善生物降解穩定性，因此能夠延長混凝土表面塗層的有效使用壽命，並增強其整體防蝕效能<sup>[8,183,184]</sup>。

表 5-3 混凝土表面防護塗層分類及相關特性

分類	代表性材料【防護機制】	優點	缺點
有機塗層	1. 壓克力(Acrylic)【FF】 2. 聚氨酯(PU)【FF】 3. 環氧樹脂(Epoxy)【FF】 4. 高分子量甲基丙烯酸酯(HMWM)【FF】 5. 醇酸樹脂(Alkyds)【FF】	1. 優良附著力 2. 防水性佳 3. 彈性佳、裝飾性好	1. 耐老化性較差。 2. 易受紫外線/高溫影響 3. 某些有揮發性有機化合物(VOCs)污染問題
無機塗層	1. 矽烷/矽氧烷(Silane/Siloxane)【PL】 2. 滲透結晶塗料(如 Xypex)【PB】 3. 無機聚合材料(Geopolymer)【FF或PB】 4. 氧矽酸鎂(Magnesium Silicates)【PB】 5. 氟矽酸鋅(Zinc Fluorosilicates)【PL】	1. 耐候性與穩定性高，能抵抗紫外線、溫度波動、pH 值變化和濕氣 2. 與混凝土相容佳 3. 多為環保無機材料	1. 缺乏彈性，易因基材裂縫而失效 2. 美觀性與裝飾性差
有機-無機複合塗層	1. 壓克力改性水泥塗層【FF+PB】 2. 環氧/矽烷改性地聚合物塗層【FF+PL】 3. 矽酮(Silicones)【PL】 4. 奈米複合塗層(如聚合物+SiO <sub>2</sub> )【多重機制混合】	1. 結合雙方優勢 2. 同時具備防水、抗氣、抗裂等多重功能	1. 成本高 2. 配方與施工較複雜 3. 有些仍屬發展中技術
說明： 1. FF 代表成膜型塗層；PB 代表封孔作用型塗層；PL 代表孔隙內襯型塗層。 2. 整理自[177]。			

各類型的表面防護塗層均可有效提供混凝土橋梁耐久性的防護，但因塗層材料特性的不同，在系統保護的有效性、持續性、整體經濟性及對周遭環境的損壞等可能均有所差異。因此，為了有效抵銷氣候變遷效應對氯離子入侵混凝土內部造成鋼筋腐蝕之風險，需謹慎選擇適當的混凝土防護塗層，全面考慮塗層材料的可持續性，包括材料選擇、全生命週期成本、環境影響評估等，以促進此方法在工程實務中的廣泛應用<sup>[177]</sup>。

## 5.5 電化學處理技術(Electrochemical Treatment)

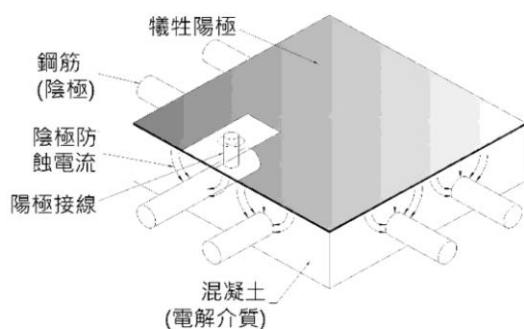
電化學處理技術的基本原理是採用施加外部電流，以改變鋼筋周圍的局部環境，透過使鋼筋處於陰極狀態，可促使氯離子被移除，並在其表面產生氫氧根離子(OH<sup>-</sup>)，進而提高 pH 值並維持鋼筋的鈍化狀態，達到有效抑制鋼筋腐蝕的效果。電化學處理技術主要可分為陰極保護法(cathodic protection)與電化學脫氯法(electrochemical dichlorination)2種，分別說明如下。

### 5.5.1 陰極保護法(Cathodic Protection, CP)

陰極保護是一種主動式的電化學防蝕技術，其核心原理是將需要保護的鋼筋轉變為電化學電池的陰極，使鋼筋不再發生陽極的氧化腐蝕反應，從而阻止鋼筋發生腐蝕。鋼筋混凝土使用陰極防蝕保護，至今已有五十幾年的歷史，這項技術已證實能夠做為控制混凝土中之鋼筋腐蝕的一種有效方法，被廣泛應用於保護橋梁、海港結構、管道和停車場等暴露在嚴苛環境中的鋼筋混凝土結構，美國聯邦州公路運輸署(FHWA)於 1973 年甚至公開宣佈陰極保護法為唯一有效解決鋼筋混凝土構造物(橋梁)腐蝕的方法<sup>[185]</sup>。實現陰極保護法有犧牲陽極式陰極保護及外加電流式陰極保護兩種主要方式，相關說明如下：

#### 1. 犧牲陽極式陰極保護(Sacrificial Anode CP, SACP)

SACP 利用一種比鋼筋更活潑的金屬(如鋅、鋁或鎂)做為犧牲陽極，當這些犧牲陽極被安裝在混凝土表面或內部，並透過導線與鋼筋連接後，就會形成一個電化學電池。由於犧牲陽極的電位比鋼筋低，它會優先發生氧化反應而腐蝕，並釋放出電子，這些電子會流向鋼筋，使鋼筋得到保護成為陰極，SACP 示意圖及現場施作照片如圖 5.8 所示。採用 SACP 的優點為不需要外部電源，系統簡單，維護成本較低；缺點則為犧牲陽極會隨著時間消耗殆盡，需要定期更換且因其保護電流較小，通常適用於局部修復或較小範圍的保護。

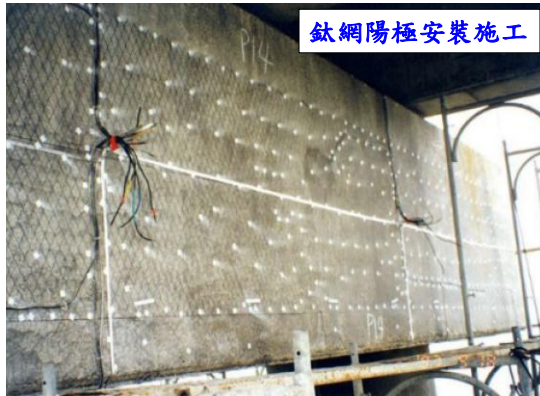
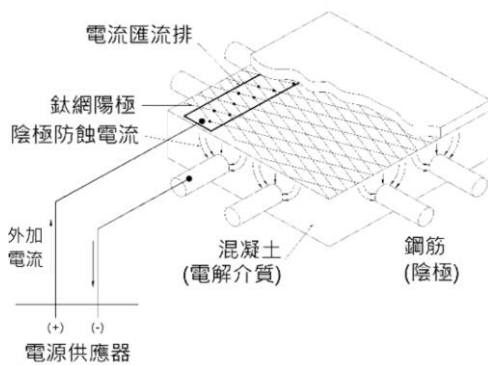


資料來源：[186,187]

圖 5.8 犧牲陽極式陰極保護系統示意圖及現場施作照片

## 2. 外加電流式陰極保護(Impressed Current CP, ICCP)

ICCP 需要一個外部電源(通常是整流器)，將其正極連接到一個耐腐蝕的惰性陽極(如鈦網或導電聚合物塗層)，負極則連接到鋼筋，電源會強制驅動電流，從陽極流經混凝土介質，最終到達鋼筋，這個外加的電流會使鋼筋電位降至足以防止腐蝕的程度，使整個鋼筋表面都處於陰極狀態，ICCP 示意圖及現場施作照片如圖 5.9 所示。ICCP 若採用低電流密度時(約  $0.5\sim 2\text{mA}/\text{m}^2$ )，可提高產生點蝕所需的氯離子臨界濃度；若採用高電流密度時(約達  $15\sim 20\text{mA}/\text{m}^2$ )，可防止氯鹽引發腐蝕，並促使其從鋼筋-混凝土界面脫離<sup>[188]</sup>。為使保護效果達到最佳，必須根據混凝土中現有的氯離子濃度設定合適的電流密度，以防止氯離子的侵入及擴散。一般而言，需要連續長期供電才能有效抑制鋼筋腐蝕，但在如潮間帶等特殊環境中，也可採用間歇式供電來降低長期維護成本<sup>[8]</sup>。採用 ICCP 的優點為能夠提供足夠大的電流，適用於大型結構物的廣泛保護，且可以透過控制電源來精準調整保護效果，陽極壽命長，系統維護頻率較低；缺點則為需要外部電源和複雜的控制系統，初始安裝成本高，且若因設計或控制不當，可能導致過度保護而導致鋼筋氫脆，反而會損害鋼筋。



資料來源：[154]

圖 5.9 外加電流式陰極保護系統示意圖及現場施作照片

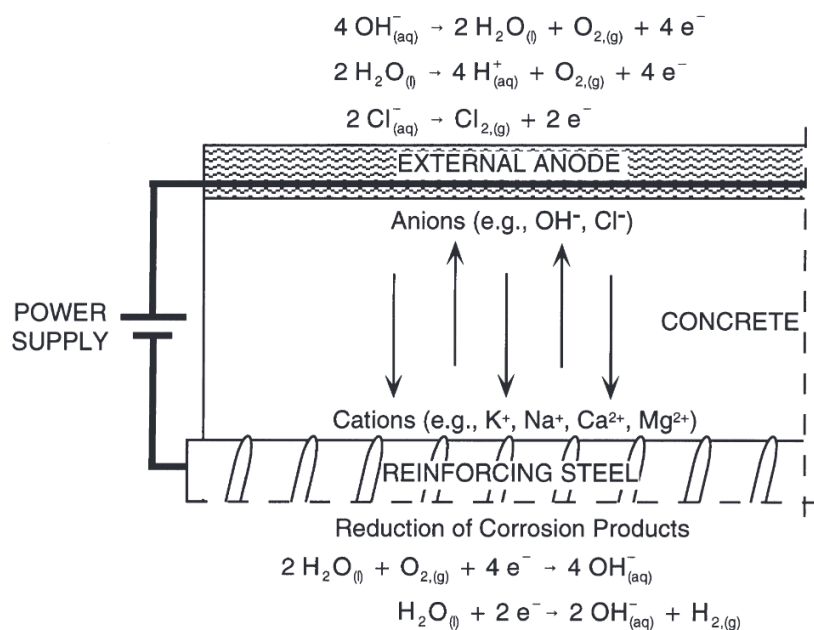
陰極保護系統的作用在於降低鋼筋腐蝕的速率，因此其無法恢復已經腐蝕的鋼筋，且不建議在預力混凝土上使用 ICCP，因為可能會造成高強度的鋼腱產生氫脆現象，若為後拉預力的結構，則經防蝕工程師評估後，可以使用 SACP。此外，陰極防蝕最重要的特點在於電力的連通性，因此必須確保所有需要保護的鋼筋彼此間存在電連通，當使用無機物塗裝鋼筋(例如，環氧樹脂塗佈鋼筋)時，即可能會有電連通的問題，因此使用陰極保護法前應進行考量<sup>[154]</sup>。

### 5.5.2 電化學去鹽法(Electrochemical Chloride Extraction, ECE)

傳統的修補方法通常只能覆蓋或隔離混凝土表面，無法去除已入侵內部的氯離子，電化學去鹽法能夠將深層的氯離子從混凝土中抽取出來，從根本上解決鋼筋腐蝕的根源問題。電化學去鹽法能夠降低鋼筋周圍的氯離子濃度，並在處理過程中提高 pH 值，使鋼筋表面重新形成鈍化膜，恢復其防護能力，因此能夠有效阻止或減緩腐蝕的進程，避免因鋼筋膨脹導致的混凝土開裂、剝落等損壞，從而大幅延長鋼筋混凝土橋梁等結構設施的使用年限，圖 5.10 為電化學去鹽法示意圖。

ECE 所需的電流密度高於陰極保護法(約為  $0.5\text{A}/\text{m}^2 \sim 5\text{A}/\text{m}^2$ )，以加速氯離子的遷移與排除<sup>[8]</sup>，陰極反應會產生氫氧根離子，提升 pH 值，並促進鋼筋重新鈍化，施加的電流強度越大，則鋼筋表面或混凝土中的氯離子移除的效果就越高<sup>[189]</sup>。但施加的電流密度必須嚴格控制，過高

可能導致鋼筋氫脆(hydrogen embrittlement)<sup>[190]</sup>，過低則會延長處理時間且效果不佳。另外，電化學去鹽法施作過程可能導致混凝土孔隙溶液中的鹼含量增加，因此可能會引起鹼質與粒料(AAR)反應，造成混凝土膨脹與開裂的破壞問題<sup>[191]</sup>。因此，這項技術需要專業的設備和經驗豐富的團隊來執行，初始成本較高，施工中需持續監測電流、電壓及鋼筋電位，處理時間通常需要數週到數月，視氯離子濃度和混凝土厚度而定。



資料來源：[192]

圖 5.10 電化學去鹽法示意圖

影響 ECE 去鹽效果的因素包括處理電流密度、氯離子含量與分佈、鋼筋數量、混凝土特性(例如，滲透性、電阻係數)等，去鹽處理完成後，雖然鋼筋周圍的氯離子濃度已降低，但混凝土本身的防護能力可能因處理而有所下降，因此，通常需要進行後續結構的表面塗層或修補，以防止氯離子再次入侵。另 ECC 能用在各種類型的混凝土中抑制腐蝕，但不推薦在預力或後預力之混凝土構件上使用，因為可能會使高強度鋼產生氫脆<sup>[154]</sup>。

## 5.6 抗腐蝕鋼筋

鋼筋腐蝕是鋼筋混凝土結構劣化的主因，由於傳統的防腐措施(例如，表面塗層、增加混凝土保護層、使用腐蝕抑制劑、陰極保護)存在局限性或只能延長壽命約 20 年<sup>[193]</sup>，近年來的研究也顯示使用環氧樹脂塗佈鋼筋、鍍鋅鋼筋、纖維增強聚合物(FRP)鋼筋、不銹鋼鋼筋等可提高混凝土內部鋼筋的抗腐蝕門檻，以下針對各種抗腐蝕鋼筋進行說明。

### 5.6.1 環氧樹脂塗佈鋼筋(Epoxy-Coated Rebar, ECR)

ECR 是一種在普通碳鋼鋼筋表面，透過靜電噴塗(electrostatic spray coating)或靜電粉末塗裝(electrostatic powder coating)的方式，均勻塗上一層薄而堅韌的環氧樹脂，有效隔絕水、氯離子和其他腐蝕性物質，保護內部鋼筋不受侵蝕<sup>[194]</sup>，因此能避免因鋼筋腐蝕膨脹導致的混凝土開裂、剝落等問題，有效提升混凝土結構的耐久性與使用年限。雖然 ECR 的初始成本比普通鋼筋高，但從長遠來看，使用 ECR 能顯著提升建築物施工品質並降低建築物因維護和修繕所產生的費用<sup>[195]</sup>。需注意的是 ECR 與混凝土之間的鍵結性能和抗滑移性通常低於未塗層的普通碳鋼鋼筋<sup>[196]</sup>，當鋼筋表面在塗覆前若殘留污垢和灰塵，會導致塗層與鋼筋基材之間的黏附性變差<sup>[195]</sup>，另當其暴露於高溫(例如 800°C)狀態下，會因為鋼筋與混凝土之間的熱膨脹不相同，從而使得極限握裹應力降為 0 ksi<sup>[197]</sup>。此外，環氧樹脂塗層本身非常輕薄，不會增加鋼筋的重量，其施工方式與普通鋼筋相同，綁紮與混凝土澆築過程無需額外特別處理，但環氧樹脂塗層很容易於搬運、切割或綁紮時刮傷或破損，一旦環氧樹脂塗層受損，腐蝕性物質就會從破損處滲入，反而加速局部腐蝕，現場若發現塗層破損，需要用專用的環氧樹脂修補漆進行修補，這增加了施工的複雜性<sup>[120]</sup>。因此，環氧樹脂塗佈鋼筋是一種有效的防腐蝕解決方案，特別適合應用於氯離子侵蝕嚴重的環境，但其最大的挑戰在於施工過程中的塗層保護，為了確保其防腐蝕效果，在搬運、加工和安裝時必須格外小心，避免塗層破損。

使用於鋼筋混凝土構造物內之 ECR 樹脂塗層必須符合 CNS 4938 「環氧樹脂漆」之品質規定，我國 ERC 的規範並不像普通鋼筋那麼明確，而是被包含在混凝土結構耐久性、防蝕設計或鋼筋性質等章節中，例如，「建築物混凝土結構設計規範」第 20.5.2 小節規定塗佈鋼筋應符合該節所列之「相關規定」，即須符合 ASTM A775/A775M 或 A934/A934M 之規定<sup>[198]</sup>。其中，ASTM A775/A775M 適用於先完成塗層再進行加工的鋼筋，其塗層塗料採用靜電噴塗方式進行鋼筋塗裝，其塗層較均勻，但必須具備足夠的柔韌性(flexibility)及耐衝擊性，以承受塗層後進行的彎曲加工；若使用先完成加工再進行塗層的鋼筋則須符合 ASTM A934/A934M 之規定，該塗層塗料為粉末狀熱固性環氧樹脂，並採用靜電粉末塗裝方式進行鋼筋塗裝，其塗層密著性較強且耐久性佳，此類型的鋼筋不預期會再進行彎曲或重彎，故塗層不需要具備很高的柔韌性，若再進行彎折加工，可能會造成塗層的嚴重損壞<sup>[199,200]</sup>。

因傳統的 ECR 表面是一層光滑的樹脂膜，其會降低混凝土與鋼筋之間的握裹力(bond strength)，於高溫或長期荷載下會產生滑移的問題，常導致橋面板出現早期橫向裂縫，故為了提高傳統 ECR 與混凝土的握裹性能，伊利諾州交通部(IDOT)提出開發紋理環氧樹脂塗佈鋼筋(Texture Epoxy-Coated Rebar, TECR)的需求，其機制是通過在常規環氧樹脂塗層上應用額外的聚合物粉末層，使表面粗糙化，從而增加鋼筋與混凝土界面的附著力和摩擦力，圖 5.11 為碳鋼鋼筋、傳統 ECR 及 TECR 的外觀比較照片。在撓曲測試中，TECR 表現出優於傳統 ECR 的抗裂紋擴大能力，以及顯著更高的抗滑移性，但在直接拉拔試驗中，雖然 TECR 最初表現出良好的力-滑移行為和高初始抗滑移性，但一旦達到峰值強度，其抗滑移能力會急劇退化，這說明握裹力損失較快，鑑於觀察到的迅速退化現象，可能需要進一步的研究來優化塗層並全面瞭解其結構行為。此外，在伊利諾州最近新建並使用 TECR 的橋梁結構中，仍在早期就出現了橫向裂縫，這代表 TECR 預期的結構性能優勢在實際應用中並未完全實現。總結來說，TECR 為一種有前景的解決方案，

旨在透過紋理化表面同時實現防腐蝕和增強握裹力的目標，但其握裹力達到峰值後的穩定性和耐久性仍是需要克服的主要挑戰<sup>[196,201,202]</sup>。



(a)碳鋼鋼筋

(b)傳統 ECR

(c)TECR

資料來源：[201]

圖 5.11 環氧樹脂塗佈鋼筋外觀比較

### 5.6.2 鍍鋅鋼筋(Galvanized Rebar)

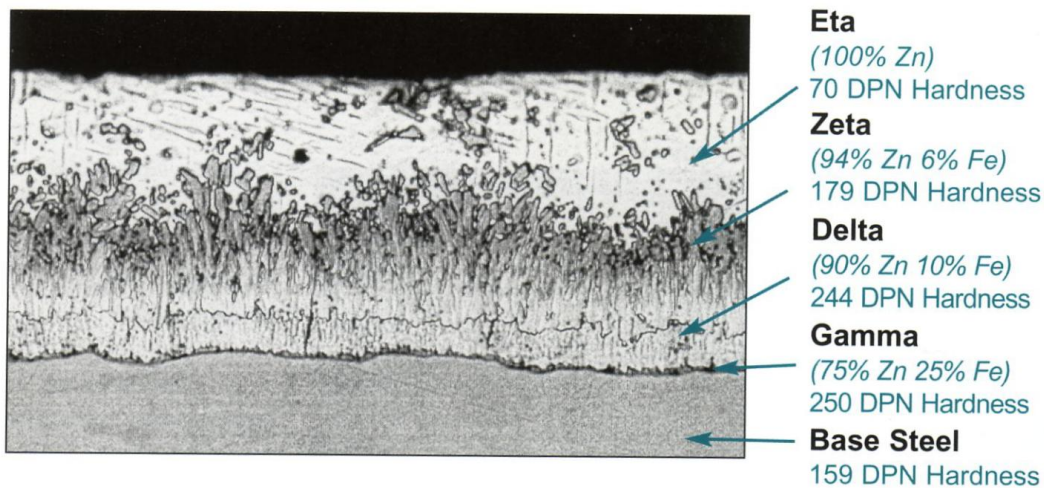
鍍鋅鋼筋在混凝土中的有效防護來自於其電化學性質以及在水泥化學環境中的反應行為，構成了對鋼筋腐蝕主因的多重防線。鋅鍍層做為物理隔離層，阻擋水分、氧氣與氯離子等腐蝕介質進入混凝土內部；另因鋅的電化學活性高於鋼鐵(鋅為陽極)，當鍍層受損或鋼筋外露時，周圍的鋅會優先腐蝕，保護鋼筋不被腐蝕。在新拌混凝土的高鹼環境( $\text{pH} > 12.5$ )中，鋅表面會經歷一段鈍化期(約 27 至 30 小時)，與水泥反應生成氫氧鋅鈣( $\text{CaHZn}$ )保護膜，消耗約 10 微米的外層鋅鍍層，此階段的腐蝕損耗對整體鍍層厚度而言可忽略不計，形成  $\text{CaHZn}$  膜後，鋅表面實現鈍化，其腐蝕速率可與鈍化碳鋼相當甚至更低<sup>[203]</sup>。

鍍鋅鋼筋的臨界氯離子濃度閾值為傳統碳鋼鋼筋的 2 至 4 倍<sup>[44,204]</sup>，因此可以大幅延緩海洋或除冰鹽環境中的腐蝕啟動時間；另當混凝土碳化導致  $\text{pH}$  下降至 11.5 左右時，傳統碳鋼鋼筋的鈍化膜會崩解而開始腐蝕，但鋅在中性或偏鹼條件下仍具穩定性，甚至在碳化混凝土中，其腐蝕速率可能更低，實現「碳化免疫」。採用鍍鋅鋼筋的橋面板，其預期使用壽命可達 100 年，遠高於採用另一種環氧樹脂塗層鋼筋的 55 年，這項發現凸顯了鍍鋅鋼筋在長期耐久性方面，相較於其他先進防護技術的卓越表現<sup>[203]</sup>。

依照鍍鋅鋼筋製造的技術，目前可分為以下 2 種類別：

## 1. 熱浸鍍鋅鋼筋(Hot-Dip Galvanized Rebar, HDGR)

熱浸鍍鋅鋼筋通常也稱為批次鍍鋅(batch galvanizing)或後製鍍鋅(after fabrication)，是一種歷史悠久且廣泛用於混凝土結構中的鋼筋防蝕解決方案。熱浸鍍鋅是將已清潔並預先助熔處理過的直條或彎曲鋼筋浸入約攝氏 450 度的熔融鋅鍋中，當鋼材加熱至與熔融鋅溫度相同時，鋼鐵與熔融鋅之間會產生冶金反應，從鋼鐵/鋅介面開始形成一系列鋅-鐵互金屬合金層(intermetallic alloy layers)，包括伽瑪(Gamma)、戴爾塔(Delta)和澤塔(Zeta)層，這些合金層使鍍層具備堅韌、耐磨損和強附著力的特性，最外層通常是基本上純鋅(Eta 層)的塗層，如圖 5.12 所示<sup>[203]</sup>，由於鍍層硬度高於基材鋼本身，因此整體鍍層不僅牢固，還具備出色的耐磨性，故鍍鋅鋼材可如同一般鋼材一樣進行搬運、加工與施工。此外，如同其他工業產品的鍍鋅處理，鋼筋表面的鋅鍍層可以防止水分、氧氣與氯鹽接觸鋼筋表面(即提供屏障保護)，並且當鍍層受損、鋼材外露時，鋅會優先發生腐蝕，保護鋼筋本體不受損害(即犧牲陽極保護)。



資料來源：[203]

圖 5.12 熱浸鍍鋅的典型鍍層結構

HDGR 應符合 CNS 14771 「鋼筋混凝土用熱浸鍍鋅鋼筋」(對應 ASTM A767)<sup>[205,206]</sup>之規定，HDGR 的最小鍍鋅層附著量如表 5-4 所示。當鋼筋的裸點及損傷(不含末端切斷面)總面積超過 1%時，需重新鍍鋅，

若損傷面積小於 1%時或其他因製造、搬運、組裝造成之損傷及末端切斷面等，則需依 CNS 15257 之規定進行修補<sup>[207]</sup>。此外，若在鍍鋅後再進行彎曲等加工作業，可能導致鍍鋅層破裂或剝落，其加工損傷的程度會隨著鋼筋直徑、彎曲直徑及速率增加而加劇，若有因彎曲鋼筋而造成鍍鋅層損傷時，可依 CNS 15257 之規定進行修補以防止發生腐蝕，但為避免損傷鍍鋅層的完整性，建議應先完成鋼筋加工作業後，再進行熱浸鍍鋅作業。

**表 5-4 熱浸鍍鋅鋼筋鍍鋅層之規定**

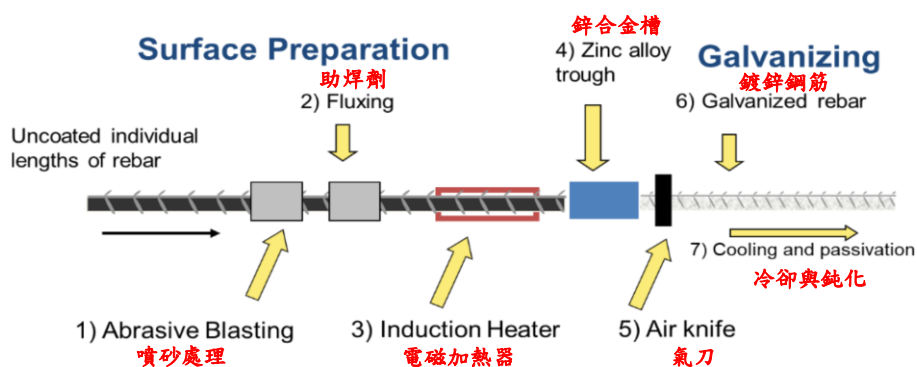
鍍鋅等級	竹節鋼筋稱號	最小鍍鋅層附著量 (g/m <sup>2</sup> )	鍍鋅層厚度 <sup>(a)</sup> (μm)
等級一	D10	915	128
	D13 以上	1070	150
等級二	D10 以上	610	85
註(a)：鋅密度採用 7,140kg/m <sup>3</sup> ，鍍鋅層附著量(g/m <sup>2</sup> )=鍍鋅層厚度(μm)×7.14			

HDGR 目前在全世界已被廣泛應用，除一般建築與工程外，在沿海與海洋結構方面及交通基礎設施方面，都陸續採用 HDGR 來提供足夠的防腐蝕能力。國外採用 HDGR 有名的建築物包含雪梨歌劇院、紐西蘭和澳洲國會大廈以及倫敦國家劇院等，國內採用鍍鋅鋼筋的公共工程案例則有國立海洋生物博物館、金門大橋、淡江大橋及第三座液化天然氣接收站棧橋新建工程等<sup>[203,208-210]</sup>。

## 2. 連續鍍鋅鋼筋(Continuous Galvanized Rebar, CGR)

CGR 是一項新興發展的技術，製造流程示意圖如圖 5.13 所示，其核心製程包括機械清潔、感應預熱，然後將鋼筋在生產線上以約 10m/min 的速度，在惰性環境中快速通過熔融鋅浴(添加約 0.2%的鋁)，浸入鋅浴的時間極短(約 1 到 2 秒)，鋼材在熔融鋅溫度(約 465°C)下的總停留時間不超過 4 到 5 秒，鍍層的厚度約僅 50~60μm，CGR 的表面鍍層結構幾乎完全由純鋅(Eta 層)組成，僅在鋼/鋅介面處保留一層極薄的(約 0.1μm 厚)三元合金抑制層(Fe<sub>2</sub>Al<sub>5-x</sub>Zn<sub>x</sub>)，相比傳統的批次式熱浸鍍鋅(HDG)鋼筋，CGR 生產過程具備高效率、經濟性，且能顯著提升鍍鋅鋼筋的附著力與可成形性，CGR 製程的快速預熱和鍍鋅避免了傳

統 HDG 批次處理中可能因冷加工應力引起的氫脆風險，此外 CGR 的生產過程無揮發性有機化合物(VOCs)或產生有害空氣污染物，對環境影響也更小<sup>[203,211]</sup>。另由於 CGR 的鍍層幾乎是純鋅，因此 CGR 具有高度延展性，其可以在鍍鋅後進行彎曲、扭轉或拉伸等加工作業，而不會出現像 HDGR 加工後造成塗層開裂或剝落的現象，因此在施工便利性上，CGR 比 HDGR 更適合現場加工與大量應用，採用 CGR 有助於簡化供應鏈物流並縮短交貨時間<sup>[211,212]</sup>。中國福建於 2011 年開始了世界上首條 CGR 生產線的營運，目前 CGR 已逐漸應用於美國及中國的工程案件中，並於印度的新設施中量產。美國則於 2018 年在愛荷華州獨立城建造了第一座採用 CGR 鋼筋的橋梁，該橋於混凝土橋台、防撞牆與橋面中使用了 75 噸的 CGR 鋼筋，由於能在現場直接彎製連續鍍鋅鋼筋，不僅節省了施工時間，還減少了對當地道路的交通影響<sup>[203,204]</sup>。



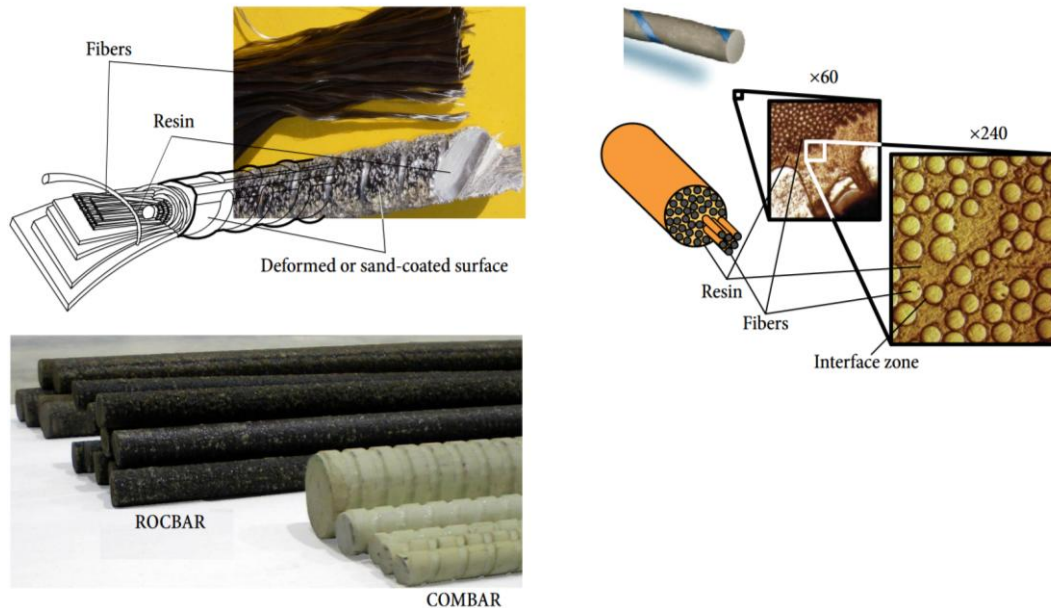
資料來源：[213]

圖 5.13 連續鍍鋅鋼筋(CGR)的製造流程

ASTM A1094 標準中<sup>[214]</sup>，定義 Coating Grade 50 的最低鍍層厚度為 50 $\mu\text{m}$ ，並提供關於連續鍍鋅鋼筋的運輸、儲存及施工現場操作的建議，雖然 CGR 的標準厚度(50 $\mu\text{m}$ )遠薄於傳統 HDGR Class 1 所要求的 150 $\mu\text{m}$ ，但研究顯示 CGR 這種較薄的純鋅塗層能提供與 HDGR 較厚的合金塗層相當或更優異的耐腐蝕性<sup>[213]</sup>。另使用 CGR 的混凝土結構，結構性能與耐腐蝕性能上均優於使用碳鋼鋼筋、環氧樹脂塗佈鋼筋、不鏽鋼鋼筋的混凝土結構<sup>[215]</sup>。

### 5.6.3 纖維強化聚合物(Fiber Reinforced Polymer, FRP)鋼筋

FRP 鋼筋是一種複合材料，主要用於替代傳統的碳鋼鋼筋，尤其在腐蝕性環境中表現優異，其材料組成主要包含高強度纖維(fiber)、樹脂(resin)、介面區(interface zone)、填充物(fillers)和添加劑(additives)等(詳如圖 5.14 所示)，相關說明如下<sup>[216-218]</sup>：



資料來源：[216]

圖 5.14 FRP 鋼筋的結構組成及外觀

#### 1. 核心組成部分

(1)纖維：是 FRP 鋼筋的主要承載受力的組件，例如，玻璃、碳、芳香族聚醯胺等，具有較高變形模量的纖維有助於提高 FRP 的力學行為。目前應用於土木工程領域的 FRP 鋼筋其主要的纖維材料及特性說明如下：

A.玻璃纖維鋼筋(GFRP)：是最常見且成本較低的 FRP 鋼筋。

B.碳纖維鋼筋(CFRP)：具有極高的強度和剛度，機械性能最佳，但價格昂貴。

C.芳綸纖維鋼筋(AFRP)：例如 Kevlar®，具有高韌性和耐衝擊性。

D.玄武岩纖維鋼筋(BFRP)：其性能介於玻璃纖維和碳纖維之間，具有良好的耐熱性。

(2)樹脂：聚合物基體(polymeric matrix)的基礎組成部分，其主要作用是協助將應力從一根纖維轉移或分散到另一根纖維，並保護纖維免受環境(例如水分、化學物質、紫外線等侵蝕)和機械損害，熱固性(thermosetting)聚合物是最常用於 FRP 構件的樹脂，例如聚酯樹脂(Polyesters)、環氧樹脂(Epoxy)和乙烯基酯樹脂(Vinyl-ester)等，表 5-5 為聚合物基體的物理及化學性質。

**表 5-5 聚合物基體的基本物理與化學性質**

材料性質	熱固性樹脂		
	聚酯樹脂 (Polyesters)	環氧樹脂 (Epoxy)	乙烯基酯樹脂 (Vinyl-ester)
密度(kg/m <sup>3</sup> )	1200-1400	1200-1400	1150-1350
張力強度(MPa)	34.5-104	55-130	73-81
變形模數(GPa)	2.1-3.45	2.75-4.10	3.0-3.5
柏松比	0.35-0.39	0.38-0.40	0.36-0.39
熱膨脹係數(10 <sup>-6</sup> /°C)	55-100	45-64	50-75
飽和度(%)	0.15-0.6	0.08-0.15	0.14-1.30
資料來源：[216]			

(3)介面區：是指纖維和基體之間的區域，此介面區是微觀層級的結合層，控制著纖維與基體之間應力如何轉移與分佈，因此其性能直接關係到 FRP 鋼筋的強度、韌性、耐久性與長期行為，對 FRP 複合材料的性能有顯著影響。

## 2. 其他組件與結構細節

(1)填充物的作用是降低成本和收縮率。

(2)添加劑可能包括增塑劑、阻燃劑、發泡劑、偶聯劑、塗層和顏料，有助於改善複合材料的機械和物理性能以及可加工性。

(3)表面處理與塗層：FRP 鋼筋通常以棒材的形式製造，複雜、不平整和粗糙的形狀有助於提昇 FRP 鋼筋與混凝土之間的黏結品質，採用噴砂塗層表面(sand-coated surfaces)通常無法確保足夠的握

裹品質(bond quality)，這可能導致鋼筋在混凝土中產生滑移變形，因此具有變形(螺紋或凹凸)表面處理的 FRP 鋼筋能提供較高的握裹強度，更適合於土木工程結構之應用。

FRP 鋼筋因其不易腐蝕、高抗拉強度(GFRP 的抗拉強度比一般結構鋼筋高出 5 至 6 倍)、電絕緣、非磁性、良好的疲勞性能等，也常被使用在橋面板等結構或醫療設施(如 MRI 室)、雷達站、磁浮軌道等特殊用途中，但與常用的碳鋼鋼筋相比，FRP 鋼筋由於成本較高、彈性模數低、脆性材料、不耐高溫、抗剪能力差等，FRP 鋼筋目前仍無法完全取代碳鋼鋼筋，通常是做為特定高性能或特殊需求結構的輔助或主要補強材料。FRP 鋼筋的密度約為鋼的 1/6~1/4，可以減輕運輸成本和加快現場安裝和施工進度，但 FRP 鋼筋不能在現場彎曲(除非使用熱塑性樹脂)，若於現場進行彎曲加工時，會導致 FRP 鋼筋抗拉強度降低 40% 到 50%，此外需注意紫外線輻射會對大多數聚合物樹脂的機械性能造成損害，芳綸纖維對紫外線侵襲最為敏感<sup>[216-218]</sup>。

全球最具代表性的 GFRP 鋼筋混凝土結構，為一條位於沙烏地阿拉伯吉贊經濟城郊區的防洪減災渠道，該渠道總共使用了一千萬公尺長的 GFRP 鋼筋，長度達 21 公里。JEC-FMC 原本設計是採用環氧樹脂塗佈鋼筋(ECR)，目標設計壽命為 50 年，且熱收縮裂縫寬度限制為 0.3mm，但由於該工程路徑通過含鹽沼澤、平地 and 沙丘，且地下土壤中的氯化物和硫酸鹽濃度很高(分別為 1.6%及 0.5%)，再加上含鹽的洪水等極端環境威脅，該工程於 2018 年變更為使用 GFRP 鋼筋，預計服務壽命將超過 100 年，且無需重大維修，新設計遵循 ACI 440.1R-15 規範，並將裂縫寬度限制放寬至 0.7 毫米，由於 GFRP 具有耐腐蝕性，原設計中的微矽(microsilica)被取消，水泥用量也得以減少。GFRP 的使用提供了一個耐久且壽命更長的結構解決方案，同時也縮短整體施工時間，由於 GFRP 的重量遠低於傳統鋼筋，不需使用重型機具搬運與安裝，大幅降低了施工人力需求。該案對於一個典型的 30x30 公尺的面板進行 GFRP 與 ECR 方案成本分析比較，結果顯示 GFRP 方案的鋼筋節省 11%、混凝土節省 10%、鋼筋綁紮節省 42%、勞動力節省 67%、

起重機費用節省 100%(無需使用起重機)，整體總直接成本節省了 21%<sup>[219]</sup>。

FRP 鋼筋屬於線性彈性材料，直到破壞前不會屈服(無塑性變形)，故 FRP 鋼筋破裂會導致結構構件突然且災難性的破壞，設計需要考慮 FRP 鋼筋缺乏延展性的問題。因此，設計者不能依據以前設計碳鋼鋼筋的經驗進行 FRP 鋼筋的設計，詳細的設計流程可以參考 ACI440.1R-15 設計規範<sup>[217]</sup>，另因 ACI 於 2022 年針對 GFRP 發布了 ACI440.11-22 設計規範<sup>[220]</sup>，預期將對 GFRP 相關研究的出版趨勢產生影響，也可以讓使用者更有信心實際應用於工程中<sup>[218]</sup>。

#### 5.6.4 不銹鋼鋼筋(Stainless Steel Rebar, SSR)

SSR 是一種高效能的材料，主要用於提高鋼筋混凝土結構的耐久性，特別是在高腐蝕性環境或要求長服務年限的結構物中使用<sup>[221]</sup>。不銹鋼基本上是鐵(Fe)合金，其中主要的合金元素是鉻(Cr)，鉻的存在能促使鋼材表面形成一層薄且能自我修復的氧化鉻鈍化膜，在有氧氣存在時，這層膜提供了強大的被動保護層來抵抗腐蝕，其一般大氣腐蝕速率至少比碳鋼慢一千倍<sup>[193,222,223]</sup>。為了改善強度、耐腐蝕性或其他性能，不銹鋼中通常會添加其他合金元素，例如，添加鎳(Ni)可以提高延展性和成形性，對耐腐蝕性有積極影響；添加鉬(Mo)可以提高對氯化物引起的孔蝕(pitting corrosion)的抵抗力；添加氮(N)能夠顯著提高機械性能，包括強度和延展性；添加錳(Mn)有時用於取代鎳，以降低成本，例如低鎳奧氏體型不銹鋼<sup>[221,223,224]</sup>。

用於混凝土中的 SSR 主要有奧氏體不銹鋼(Austenitic)和雙相不銹鋼(Duplex)兩種類型，其中，奧氏體不銹鋼的磁導率極低，適用於對抗磁性有高要求的建築物，例如，電子製造廠或軍事工程建築<sup>[193]</sup>，典型不銹鋼鋼筋有 AISI 304L、AISI 316L 及 XM-28；雙相不銹鋼為綜合奧氏體與鐵素體的不銹鋼特性，其具有卓越的降服強度、良好的耐點蝕和縫隙腐蝕能力，成本通常低於奧氏體不銹鋼，典型的不銹鋼鋼筋有 22-05、23-04、21-01，各類型不銹鋼鋼筋之類型及成分詳如表 5-6 所示。

其中，22-05 雙相不鏽鋼和 316L 奧氏體不鏽鋼即使在氯化物高污染(例如，鋼筋表面氯離子含量高達水泥重量的 5%)和高溫環境(例如 40°C)下，也表現出極佳的耐腐蝕性能；304L 奧氏體不鏽鋼在混凝土中的耐腐蝕性略低於 316L 奧氏體型不鏽鋼和 22-05 雙相不鏽鋼；21-01 低鎳雙相不鏽鋼的臨界氯離子濃度約在水泥重量的 1.33%至 3%之間，耐腐蝕性較低，僅適用於腐蝕性較溫和的環境，但具價格競爭力。SSR 的耐腐蝕性取決於合金成分、溫度、氯離子濃度等，另雙相不鏽鋼鋼筋的抗腐蝕性能通常優於奧氏體不鏽鋼鋼筋<sup>[223,224]</sup>。

表 5-6 常見不鏽鋼鋼筋之類型及合金成分

微結構 類型	鋼種 名稱	等級			合金成分(%)			
		AISI	EN 10088-1	UNS	Cr	Ni	Mo	其他
奧氏體 (Austenitic)	304L	304L	1.4307	S30403	17.5-19.5	8-10	-	-
	316L	316L	1.4404	S31603	16.5-18.5	10-13	2-2.5	-
	XM-28	-	-	S24100	16.5-19	0.5-2.5	-	Mn : 11-14 N : 0.2-0.45
雙相 (Duplex)	22-05	318L	1.4462	S31803	21-23	4.5-6.5	2.5-3.5	N : 0.1-0.22
	23-04	-	1.4362	S32304	22-24	3.5-5.5	0.1-0.6	N : 0.05-0.2
	21-01	-	1.4162	S32101	21-22	1.4-1.7	0.1-0.8	Mn : 4-6 N : 0.2-0.45

資料來源：[224]

不鏽鋼材料具有高強度、高延展性(塑性)和優良的韌性，奧氏體和雙相不鏽鋼筋的延展性約是碳鋼鋼筋的 3 倍<sup>[225]</sup>。不鏽鋼的應力-應變曲線呈現連續非線性的顯著應變硬化(strain hardening)特性，沒有明顯的屈服點或屈服平台，直接應用現有針對普通鋼筋設計規範(例如使用彈塑性理想化模型)進行設計，而無充分利用這種特性來提高混凝土梁的抗彎能力和延展性，可能導致對斷面承載力做出過於保守或不安全的設計，例如，中國規範 GB 50010 和美國規範 ACI 318 在預測不鏽鋼筋混凝土梁的抗彎承載力時，會得到保守的設計結果<sup>[193,223]</sup>。此外，SSR 的彈性模數通常低於普通鋼筋，因此在正常使用階段時，使用 SSR 的混凝土構件會產生更大的變形和更寬的裂縫，但也由於不鏽鋼的耐腐蝕性強，設計時可以放寬對混凝土保護層厚度或最大裂縫寬度的要求，有助於減輕結構自重和減少鋼筋用量<sup>[193]</sup>，例如，普通鋼筋混凝土的最大允許裂縫寬度通常為 0.10 至 0.20mm，而對於不鏽鋼鋼筋混凝土構

件，建議可放寬至 0.30 至 0.40mm<sup>[226]</sup>；另英國公路局在 BA 84/02 規範中建議，在不鏽鋼鋼筋混凝土結構中，可允許將最小混凝土保護層厚度減少至 30mm，對於高侵蝕性環境，建議仍應維持至少 40mm 的保護層厚度<sup>[227]</sup>。

SSR 初期材料成本約比碳鋼鋼筋的 4 至 10 倍<sup>[193,221]</sup>，完全使用 SSR 取代碳鋼鋼筋可能會造成建造成本過高，但因 SSR 可與普通碳鋼鋼筋搭配使用，因為它們之間的電偶腐蝕(galvanic corrosion)效應可以忽略不計<sup>[224]</sup>，因此可以僅在結構中暴露於最嚴重腐蝕條件的部位或預期後續難以到達維修的構件位置使用 SSR，而在其他區域則使用普通碳鋼鋼筋，以維持整體成本考量及降低後續維護的複雜度。雖然不鏽鋼鋼筋的單價較高，但使用 SSR 對整個工程總成本增加幅度通常只有約 10%，若將結構的整個生命週期納入考量，通過減少維護成本和延長使用壽命(如在沿海橋梁中可延長至 120 年)，可以抵消初始投資成本，使用 SSR 的建築物維護和修復成本可大幅下降高達 50%<sup>[221]</sup>。SSR 的選擇取決於環境的侵蝕性、所需的防腐蝕程度、機械性能要求、可焊性、建造成本的增加以及預期的服務壽命延長程度，使用 SSR 的主要優缺點彙整如表 5-7 所示。

不同等級的 SSR 具有不同程度的抗腐蝕能力，惟大多數國際設計標準並未明確提供選擇最合適 SSR 等級的設計指引，目前選用 SSR 等級可參考 BS 6744(2001 年版)、BA 84/02、Markeset 等人(2006)的建議，該建議並無明確考慮合金需抵抗的實際氯離子濃度，僅依據服務環境與暴露條件進行分級，且所涵蓋的 SSR 等級僅為當時市場上可取得的材料，並未納入後來新開發的不鏽鋼鋼筋等級<sup>[223]</sup>。其中，BS 6774(2001 年版)<sup>[228]</sup>根據不同暴露環境提供了不鏽鋼鋼筋等級的選擇建議，如表 5-8 所示，該表適用於新建工程與修復或補強工程，惟此表已於 2016 年修訂版時被移除；公路與橋梁設計手冊<sup>[229]</sup>提供了道路及基礎設施使用不鏽鋼鋼筋等級的選擇建議，詳如表 5-9 所示；Markeset 等人(2006)<sup>[226]</sup>則根據點蝕抗力當量值(Pitting Resistance Equivalent Number, PREN)提出對應不同腐蝕等級之不鏽鋼鋼筋選用建議，如表 5-10 所示。

表 5-7 使用不鏽鋼鋼筋的優缺點比較

項目	優點 (Advantages)	缺點 (Disadvantages)
耐久性與抗腐蝕性	<ol style="list-style-type: none"> <li>卓越的耐腐蝕性：不鏽鋼筋表面會形成自修復的鈍化膜，提供強大的腐蝕保護。</li> <li>極高的氯化物閾值：臨界氯離子濃度遠高於碳鋼鋼筋，至少高於碳鋼鋼筋 10 倍以上，甚至可能高於 20 倍或 75 倍。</li> <li>腐蝕速率極低：在高氯離子環境中，不鏽鋼鋼筋的腐蝕速率比碳鋼鋼筋低約 10 倍至 100 倍(取決於鋼材牌號)。</li> <li>本體防腐：抗腐蝕性是鋼筋的整體特性(bulk property)，因此在處理過程中，切割或表面損壞不會影響其完整性。</li> <li>延長服務年限：可顯著延長結構壽命，例如，海岸橋梁預計可達 120 年，某些建築設計壽命甚至達 750 年。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>焊接與表面處理敏感性：高溫產生的氧化物(例如軋製氧化皮或焊接氧化物)會對耐腐蝕性產生不利影響，必須將其從鋼材表面完全去除。</li> <li>電偶腐蝕風險(需注意)：當不鏽鋼與碳鋼在同一結構中耦合使用時，雖然實驗顯示在碳鋼被活化腐蝕時，不鏽鋼陰極反應的過電壓較高，導致對碳鋼腐蝕速率的增幅影響可忽略，但設計時仍有人會對此存在「無端擔憂」(unfounded fear)。</li> </ol>
成本與經濟效益	<ol style="list-style-type: none"> <li>低生命週期成本(LCC)：雖然初始成本高，但因大幅減少或避免維護、檢查和修復的需要，總體 LCC 可能更低。</li> <li>降低維護成本：在服務期內，累積維護成本預計可降低 50%。</li> <li>可持續性：不鏽鋼是高度耐用且易於回收的材料。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>初始成本高昂：不鏽鋼鋼筋的價格通常比普通碳鋼鋼筋高 4 到 10 倍，這是限制其應用和廣泛使用的主要原因。</li> <li>對總項目成本的影響：雖然初始成本高，但對整個項目的總建造成本增加可能僅約 10%。</li> </ol>
機械與結構性能	<ol style="list-style-type: none"> <li>高強度、延展性與韌性：具備優秀的機械性能，包括高強度、高延展性(塑性)和優良的韌性，奧氏體和雙相不鏽鋼筋的延展性約是碳鋼筋的 3 倍。</li> <li>顯著的應變硬化特性：應力-應變曲線具有明顯的應變硬化特性(Strain Hardening)，在設計中可利用其潛力。</li> <li>疲勞與溫度性能：具有優良的疲勞性能，且在高溫下(超過 550°C)比碳鋼保留更多的強度和在整個溫度範圍內保留更多的剛度。</li> <li>設計靈活性：由於耐久性強，可以放寬對混凝土保護層厚度或最大裂縫寬度的要求，有助於減輕結構自重和減少鋼筋用量。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>彈性模量較低：不鏽鋼的彈性模量(E)通常低於普通鋼筋。例如，高強度不鏽鋼筋的彈性模量可能僅為普通鋼筋的 0.69 倍。</li> <li>應力-應變曲線非線性：缺乏明確的屈服點或屈服平台，應力-應變曲線通常是連續非線性的。</li> <li>傳統設計規範不適用：由於材料本質差異，目前針對普通鋼筋設計的規範和理想化材料模型(如彈塑性)不適用於不鏽鋼鋼筋混凝土結構，可能導致不準確的預測。</li> <li>導致更大變形和裂縫：較低的彈性模量和非線性特性會導致在正常使用階段，構件產生更大的變形和更寬的裂縫。</li> </ol>
特殊應用	<ol style="list-style-type: none"> <li>抗磁性：奧氏體不鏽鋼的磁導率極低，適用於對抗磁性有高要求的建築物，例如電子製造廠或軍事工程。</li> <li>錨固長度：由於一些研究顯示不鏽鋼筋的握裹性能可能較碳鋼鋼筋差，可能需要更大的錨固長度或搭接長度。</li> </ol>	<p>熱膨脹係數差異：奧氏體不鏽鋼的熱膨脹係數高於混凝土和傳統碳鋼，這可能引起對混凝土裂縫的擔憂，儘管尚未有文獻報告因此造成損壞。</p>

資料來源：整理自 [193,221-224]

**表 5-8 BS 6774(2001 年版)中不同服務條件下的不鏽鋼鋼筋選用指引**

不鏽鋼鋼筋等級	服務條件			
	針對設計使用年限較長，或未來難以進行維護的結構或構件	針對暴露於氯化物污染環境，且未放寬耐久性設計要求(例如混凝土保護層厚度、品質或防水處理等要求)的結構或構件。	用於連結接縫或穿透混凝土表面，且同時受到氯化物污染影響的鋼筋(例如傳力鋼筋或錨栓)	針對暴露於氯化物污染環境，且擬放寬一般耐久性要求(例如減少保護層厚度、降低混凝土品質或省略防水處理)的結構。
1.4301	1	1	5	3
1.4436	2	2	1	1
1.4429	2	2	1	1
1.4462	2	2	1	1
1.4529	4	4	4	4
1.4501	4	4	4	4
符號說明： 1：腐蝕抵抗性與成本的適當選擇。 2：對應用而言，耐腐蝕性的規格過高。 3：在某些情況下可能適用：應諮詢專家意見。 4：適用於專業應用的鋼種：應在諮詢腐蝕專家後才能指定使用。 5：不適用於該項應用。				

**表 5-9 BA 84/02 中不鏽鋼鋼筋的選用建議**

暴露條件	不鏽鋼鋼筋等級
混凝土中的不鏽鋼鋼筋，用於正常暴露於氯化物環境下的場所，如樓板底部、邊梁、隔牆、接縫和基礎結構。	1.4301
如上述情況，但針對特定結構或構件因特殊原因需進一步放寬耐久性設計之要求，例如：當無法於結構物全壽命期間保證其防水層之完整性時。	1.4436
直接暴露於氯化物或含氯水環境中的構件，例如傳力桿、錨固螺栓以及其他從混凝土中伸出的部件。	1.4429 1.4436
適用於所有環境暴露條件下，具備使用高強度鋼筋之特定結構需求。	1.4462 1.4429

表 5-10 Markeset 等人(2006)建議之不鏽鋼鋼筋選用分類

抗腐蝕等級	鋼材類型	不鏽鋼鋼筋等級	PREN
等級 0	碳鋼	-	-
等級 1	奧氏體不鏽鋼 (不含 Mo 金屬)	1.4301	19
		1.4541	17
等級 2	奧氏體不鏽鋼 (含 Mo 金屬)	1.4401	25
		1.4429	26
		1.4436	26
		1.4571	25
等級 3	雙相不鏽鋼	1.4462	36

在鋼筋混凝土結構中使用 SSR 最著名的應用案例是墨西哥的 Progresso 碼頭，該碼頭建於 1937 年至 1941 年間，使用了 AISI 304 鋼筋，該碼頭在海洋環境中使用了超過 60 年後，沒有出現嚴重的腐蝕跡象。相比之下，附近一座於 1960 年代建造的普通碳鋼筋混凝土橋梁，由於嚴重腐蝕而在 1982 年被拆除，如圖 5.15 所示<sup>[193,221]</sup>。歐洲自 1980 年代中期開始廣泛應用不鏽鋼鋼筋，而北美則自 1990 年代中期開始逐漸增加不鏽鋼鋼筋的使用量。近年來，由於基礎設施老化和惡化問題日益嚴重、對結構物耐久性與安全性要求的提高、減少後續維修頻率及維護成本的考量下，迅速增加不鏽鋼鋼筋於結構物之應用<sup>[223,224]</sup>。一般碳鋼的臨界氯離子濃度約為水泥質量的 0.4%，不鏽鋼的臨界氯化物濃度比傳統碳鋼高出至少 10 倍，甚至高於 20 倍，對於雙相型不鏽鋼臨界氯化物濃度最高可達普通鋼筋的 75 倍<sup>[193,221]</sup>，在惡劣環境下使用 SSR 可將結構預期使用壽命延長至 100 年以上，甚至可達 120 年或更久<sup>[230]</sup>。此外，SSR 也被用來防止碳化引起的腐蝕，例如位於倫敦 Guild-Hall Yard East 的一棟建築物內部有一個羅馬競技場，其興建於 2000 年，設計使用壽命為 750 年，其新建的鋼筋混凝土牆即是使用不鏽鋼鋼筋<sup>[224]</sup>。

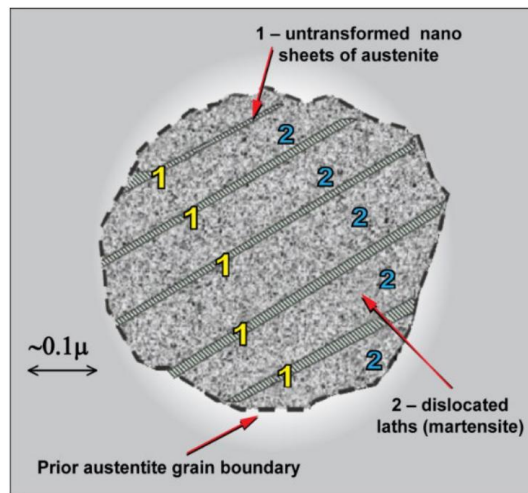


資料來源：[193,231]

圖 5.15 墨西哥的 Progresso 碼頭

### 5.6.5 MMFX/ChromX 鋼筋

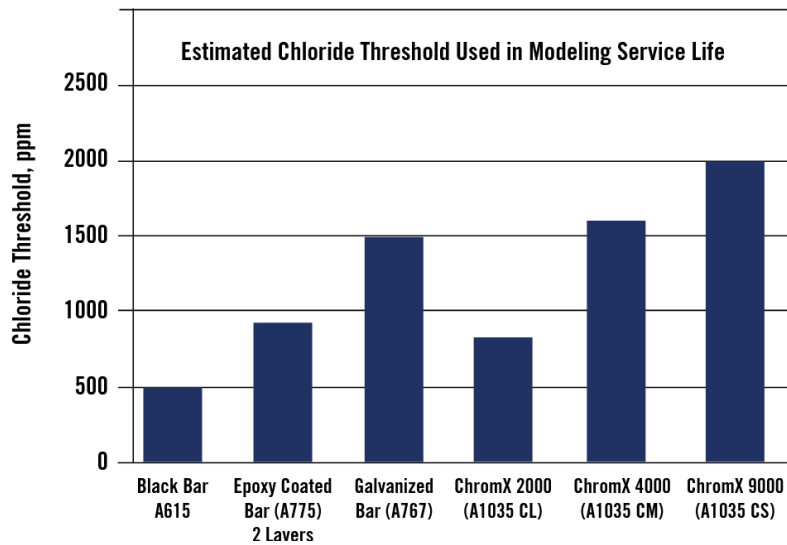
MMFX 鋼筋(Micro-composite, Multi-Structural, Formable Steel)是一種專有的高性能、耐腐蝕合金鋼產品，最初由加州大學的 Gareth Thomas 教授於 1999 年發明。MMFX 鋼筋為提高鋼筋的耐腐蝕性及強度，降低鋼筋的碳含量並提高鉻金屬成分，是一種低碳鉻合金鋼，其採用專有的奈米鋼鐵技術(MMFX nanotechnology)和受控軋製生產過程製造，微結構是一種層壓板條結構(laminated lath structure)，由板條馬氏體(lath martensite)基質和薄層殘留奧氏體(retained austenite)組成(如圖 5.16 所示)，在晶界處不存在碳化物，這種缺乏碳化物的特性，最大限度地減少了微型伽伐尼電池(micro galvanic cell)的形成，從而降低了腐蝕的驅動力。MMFX 鋼筋最初由 MMFX 科技公司於 2000 年生產推出，並於 2001 年推出化學成分不同的 MMFX-2 鋼筋，後來該技術及品牌於 2017 年被 Commercial Metals Company(CMC)收購並將 MMFX 鋼筋以 ChromX 品牌進行銷售，ChromX 系列鋼筋通常有兩個層級，Grade 100 系列的鋼筋降伏強度約為 690 MPa，Grade 120 系列的鋼筋降伏強度約為 830 MPa<sup>[232-234]</sup>。



資料來源：[232]

圖 5.16 MMFX 鋼筋的微結構示意圖

目前 MMFX 鋼筋的產品可分為 ChromX 9000、ChromX 4000 及 ChromX 2000 等三個系列，其化學成分的主要區別在於碳和鉻的含量，這些成分的差異即決定了各系列產品的耐腐蝕等級和機械性能，鉻含量越高時，鋼筋的耐腐蝕性越強，MMFX 鋼筋的腐蝕速率約為普通碳鋼的 1/3。其中，ChromX 9000 系列為與 MMFX-2 同一技術等級的鋼筋，其最大碳含量為 0.15%，鉻含量介於 8.0%~10.9%，能在海水、侵蝕性土壤和除冰鹽區域等嚴酷腐蝕環境提供高耐腐蝕保護，該系列擁有 ASTM A1035 Type CS 級別認證(Corrosion-Resistant Steel)，可滿足 100 年的使用壽命要求，其臨界氯離子閾值是碳鋼鋼筋的 4 倍以上，環氧樹脂塗佈鋼筋的 2 倍，鍍鋅鋼筋的 1.3 倍(如圖 5.17 所示)；ChromX 4000 系列沿用 MMFX 的高強度微結構技術，其最大碳含量為 0.2%，鉻含量介於 4.0%~7.9%，適用於中度腐蝕環境(ASTM A1035 Type CM)，可做為環氧樹脂塗層鋼筋或鍍鋅鋼筋的經濟替代品，其臨界氯離子閾值是碳鋼鋼筋的 3 倍以上；ChromX 2000 系列屬於最經濟的版本，其最大碳含量為 0.3%，鉻含量介於 2.0%~3.9%，主要優勢在於高強度帶來的設計效益和成本節省，適用於比傳統碳鋼要求稍高耐久性，但腐蝕環境較輕微的區域(ASTM A1035 Type CL)，其臨界氯離子閾值是標準碳鋼的 1.5 倍以上 [232,234,235]。



資料來源：[234]

圖 5.17 不同類型鋼筋的臨界氯離子濃度

MMFX 鋼筋的設計理念之一是透過內在合金(如鉻)與精密控制的微結構來抵抗腐蝕，而非僅依賴外部塗層，故即使鋼筋表層有輕微損傷，也不容易直接引發鋼筋腐蝕。MMFX 鋼筋被認為具有與不鏽鋼相似的耐腐蝕性，但成本低於不鏽鋼的一半。由於 MMFX 鋼筋具有更高的強度、抗疲勞性和延展性(最小抗拉強度為 1,030MPa)，在結構設計中可以減少鋼筋用量，從而節省總體成本，例如，相比採用 Grade 60(降伏強度 410 MPa)等級的傳統鋼筋使用量，使用 Grade 100(降伏強度 690 MPa)的 MMFX 鋼筋在筏式基礎設計中可節省總鋼材成本 24%；相比於傳統鋼筋，MMFX 降服強度極高，在橋梁結構中使用時，通常要求按照 AASHTO LRFD 規範進行設計，在混凝土梁中使用 MMFX 鋼筋能有較佳的層間位移表現，故提供更好的裂縫控制能力；雖然 MMFX 初始成本高於傳統碳鋼或 ECR(材料成本通常為普通碳鋼筋的 2~3 倍)，但由於 MMFX 鋼筋具有較高的臨界氯離子濃度及較低的腐蝕速率，故 MMFX 鋼筋能延長 RC 結構物的服務年限，降低後續更換及維護的費用，通過生命週期成本分析(LCCA)顯示，MMFX 是一種具有較低生命週期成本的解決方案，其生命週期成本優於 ECR<sup>[232-234,236]</sup>；另若將 MMFX 鋼筋與綠色超高性能混凝土(GUHPC)結合使用，相較於傳統的

碳鋼鋼筋混凝土結構，在溫和腐蝕條件下，預計服務壽命可延長 500%，在嚴重腐蝕條件下，更可延長 674%<sup>[237]</sup>。

MMFX 鋼筋的第一個實際案例位於美國愛荷華州跨越南狸溪 (South Beaver Creek) 的一座橋梁，其橋面長約 83.5 公尺，寬度 12 公尺，整個橋面鋪設共使用約 37.5 噸的 MMFX 鋼筋做為橋面鋼筋。MMFX 鋼筋已經被應用於美國、加拿大、墨西哥、中東、智利的公共基礎設施和公/私營開發項目中，總體來看，MMFX 鋼筋在美國是最成熟、應用最廣泛的案例，已被廣泛用於美國各地的橋梁和公路項目，其他國家則多為特定基礎設施或試驗工程階段<sup>[232-238]</sup>。因此，MMFX 鋼筋的設計參考規範和標準主要集中在北美地區的結構設計領域，規範涵蓋了建築物和橋梁設計，並針對地震區域進行了特殊考量，MMFX 鋼筋的設計必須符合 ASTM A1035/A1035M 材料規格，並依據 ACI 318 建築規範或 AASHTO LRFD 橋梁設計規範進行結構設計，同時參考 ICC-ES 和 ACI 等機構針對高強度鋼筋的特定修改和指導意見<sup>[239-243]</sup>。

MMFX 鋼筋雖然在理論與實驗上展現出高強度及高耐蝕性的明顯優勢，但目前尚無法全面取代傳統碳鋼鋼筋，大致上可歸納為六大類原因，說明如下：

#### 1. 成本與經濟性考量：

- (1) 材料成本通常為普通碳鋼鋼筋的 2~3 倍，雖然 MMFX 在耐蝕性上延壽潛力大，但財務審查多以初期造價為主，工程單位非以生命週期成本(LCC)量化整體效益，導致不易通過採用。
- (2) 若工程位於一般環境(非鹽害或海岸)，採用傳統碳鋼鋼筋配合適當厚度的混凝土保護層及防水系統已足夠，採用 MMFX 反而不具成本效益。

#### 2. 設計與規範限制：

- (1) 大多數國家建築設計規範仍以 Grade 60 (420 MPa) 或 Grade 75 (520 MPa) 為主要設計依據，MMFX 鋼筋屬於 Grade 100 (690 MPa) 或 120 (830 MPa)，部分設計條文仍缺乏完整驗證。
  - (2) 因應力-應變曲線不同於普通鋼筋，需重新計算錨定長度與接頭設計，現場常無對應的設計經驗或試驗數據。
3. 施工與工地實務問題：
- (1) MMFX 鋼筋與普通碳鋼鋼筋之間存在微弱電位差，在一般混凝土環境中電偶腐蝕風險低，但於氯化物環境下應避免混用，以防局部腐蝕加速，因此工程實務上通常建議在同一構件中統一使用單一材質，以簡化耐久性設計。另 MMFX 鋼筋屬於未塗層合金鋼，顏色與傳統黑鋼相似，現場若無明確標識易混用。
  - (2) 強度高導致彎曲、成型時需更大彎曲半徑與力量，若施工單位未更換折彎設備，MMFX 鋼筋易產生裂紋。
  - (3) 高鉻含量的 MMFX 鋼材具熱敏感性，不當焊接會造成晶界脆化，降低焊接區的延性與韌性，在受力或環境腐蝕作用下容易造成局部區域破裂現象，故焊接時需遵守 ASTM A1035 附錄或製造商焊接標準程序(如預熱、低氫焊條等)，因此實務上建議以機械接頭取代焊接。
  - (4) 目前只有部分鋼廠(例如美國 CMC、智利 CAP、UAE MMFX Steel DMCC 等)能生產該鋼筋，其他國家若要進口，成本與交貨時間均不利工程進度。
4. 性能認知與市場接受度不足：
- (1) 橋梁與建築結構屬長期公共資產，設計單位通常偏好「已知可靠」材料，即使新材料理論上更好，也需長時間觀察證據。相較於 SSR 及 ECR 等，MMFX 鋼筋仍屬近 20 年的新技術，尚無超過 50 年的實地監測資料。

- (2) 每新增一種鋼筋材料，都需重新做拉伸、彎曲、疲勞、黏結強度試驗，設計單位若未被要求常不願自行負擔材料驗證的成本。
  - (3) 因缺乏本地設計經驗，在美國以外地區，多數結構顧問或審查單位未熟悉 ASTM A1035，因此難以納入設計報告或審查系統。
5. 替代方案競爭激烈：由於 ECR、HDGR、GFRP、SSR 等鋼筋規範已發展相對成熟，且性能被充分驗證，故比新材料更具可信任感。
6. 專利與技術授權問題：
- (1) MMFX 技術早期受美國專利保護，欲自行生產需取得授權或技術轉移。
  - (2) MMFX 技術國際授權不普及，亞洲、歐洲多數鋼廠無授權，若需使用需進口或簽訂技術合作協議，造成供應風險與成本提高。
  - (3) 多數公共工程採「開放競爭」採購條件，若僅一家公司供貨，往往無法通過採購公平性審查，因此難以指定使用。

## 5.7 腐蝕防治策略建議方案

本章透過整理國內外相關文獻，彙整各類可有效提升鋼筋混凝土橋梁耐氯離子侵蝕能力的輔助技術與策略，涵蓋材料選用、混凝土設計、表面保護、以及後期維護管理等不同面向，各種腐蝕防治策略之作用機制及優缺點如表 5-11 所示，無論是從混凝土性能設計、鋼筋材料選擇、表面保護系統或電化學維護技術的角度切入，本章所探討之各項措施皆為延長混凝土橋梁使用壽命、提升結構安全性與降低生命週期成本的可行手段。

然而，在面對氣候變遷帶來的極端環境挑戰時，為確保鋼筋混凝土橋梁的耐久性，單一的腐蝕防治策略可能略嫌不足，工程設計人員可能需要整合應用多項腐蝕防治策略，以利增加整體鋼筋混凝土橋梁的安全性。腐蝕防治策略可視為一套系統性工程，考量成本效益、環境嚴苛程度、設計使用年限及施作可行性等，本計畫初步建議之腐蝕防治策略

順序如表 5-12 所示。其中，第一優先之腐蝕防治策略為降低水膠比、添加 SCMs 及增加保護層厚度等基礎性防護，其特點是成本增加極低，但可顯著提升結構之抗腐蝕耐久性；第二優先之腐蝕防治策略為增加混凝土表面塗層(外層屏蔽)及添加腐蝕抑制劑(內層保險)等輔助性防護策略，當環境氯離子濃度預期會顯著升高，或基礎防護不足以因應 100 年使用年限時，應考慮添加此類措施；第三優先之腐蝕防治策略為使用抗腐蝕鋼筋或超高性能混凝土(UHPC)等高性能材料，尤其針對跨海大橋、直接接觸浪濺區之墩柱，或難以維護的地下結構，更應採用此類高端腐蝕防治策略。

表 5-11 腐蝕防治策略之作用機制及優缺點說明

措施類型	分類	作用機制	優點	缺點
增加鋼筋保護層厚度	-	延長氯離子或碳化物到達鋼筋的時間。	成本低；已納入設計規範。	需高品質施工，裂縫風險高，導致 Cl <sup>-</sup> 與 CO <sub>2</sub> 更易滲入。
降低混凝土氯離子擴散係數	降低水膠比	降低混凝土孔隙率以延長腐蝕物到達鋼筋的時間。	成本低；已納入設計規範。	降低可施工性、增加水化熱、需外加劑。
	添加卜作嵐材料(高爐石粉、矽灰、飛灰)	降低混凝土孔隙率以延長腐蝕物到達鋼筋的時間。	成本適中；降低水化熱；節省水泥用量及提高暴露於海岸結構物耐久性。	降低可施工性、成本及供應可得性存在潛在問題；適用於海洋與嚴苛環境。
	提高混凝土強度	提高混凝土緻密性。	力學與耐久性雙重提升；技術成熟與標準化。	增加材料成本；潛在收縮和開裂風險；施工難度增加；養護條件要求高。
裂縫控制	纖維混凝土	纖維抑制微裂縫形成與擴展，提升混凝土緻密性。	提高抗裂、抗衝擊性與韌性，減少裂縫滲透途徑。	材料分散性需控制、成本略高、配比設計需修正。
腐蝕抑制劑	無機腐蝕抑制劑 有機腐蝕抑制劑 綠色腐蝕抑制劑	於鋼筋表面形成保護層。	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 成本適中、可與其他技術併用。</li> <li>2. 無機：使用方便、劑量少、效果顯著、經濟、且不影響混凝土強度。</li> <li>3. 有機：有機物中的化學鍵可促進吸附於金屬表面。</li> <li>4. 綠色：無毒、環保可生物分解、易取得、成本低。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 需要在超過 20 年仍保持有效性；在海洋環境中可能被沖洗掉、劑量需要隨暴露環境做調整。</li> <li>2. 無機：部分抑制劑具有毒性與危害性(如亞硝酸鹽)，已被多國禁止使用。</li> <li>3. 有機：難分解且具有毒性。</li> <li>4. 綠色：無法根除現場腐蝕源。</li> </ol>
混凝土表面防護塗層	有機塗層 無機塗層 有機-無機複合塗層	延長氯離子或碳化物到達鋼筋的時間。	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 維護容易。</li> <li>2. 有機：優良附著力及防水性。</li> <li>3. 無機：耐候性與穩定性高</li> <li>4. 複合：同時兼具防水、抗氯、抗裂等多重功能。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 外觀改變時需維護；密封劑施作時受氣候影響。</li> <li>2. 有機：易受紫外線及高溫影響產生劣化；有揮發性有機化合物(VOCs)污染問題。</li> <li>3. 無機：缺乏彈性，易因基材裂縫而失效；美觀性較差。</li> <li>4. 複合：成本較高、施工較複雜。</li> </ol>

措施類型	分類	作用機制	優點	缺點
電化學處理技術	犧牲陽極式陰極保護 外加電流式陰極保護	使鋼筋成為陰極以防止腐蝕。	理論上壽命可達 100 年，已有相關規範；可提高臨界氯離子濃度。	初期成本高、維護多、技術複雜；犧牲陽極式需定期更換陽極；外加電流式須經常檢查導電迴路電源設備。
	電化學去鹽法	以外加電場使混凝土中氯離子移出鋼筋區域。	可恢復部分已受氯污染結構之耐蝕性、非破壞性修復方法。	成本高、需專業設備與人員、效果受混凝土電阻與厚度影響。
抗腐蝕鋼筋	環氧樹脂塗佈鋼筋	塗層阻止氯離子進入鋼筋表面。	優秀的耐氯離子腐蝕能力；維護成本低；成熟的技術和規範。	易在運輸施工中受損；握裹力下降；施工要求嚴格。
	鍍鋅鋼筋	具較高氯離子容忍度與碳化抗性，提供犧牲性保護。	易取得、施工如同碳鋼鋼筋。	若混凝土品質差或氯含量高，效果下降，與碳鋼鋼筋接觸時可能加速腐蝕。
	纖維強化聚合物鋼筋	耐腐蝕。	理論上壽命極長、易施工、非磁性。	較低的剛度和脆性破壞特性。
	不銹鋼鋼筋	具耐蝕鋼筋功能。	若使用正確等級，壽命無限；可回收利用；可與碳鋼鋼筋搭配使用。	初期成本高；不同鋼種的性能差異大，大多數國際設計標準並未明確提供選擇最合適不鏽鋼鋼筋等級的設計指引。
	MMFX 鋼筋	透過特殊顯微組織與低鉻成分提高抗氯化腐蝕能力	高強度，可減少鋼筋用量；優於碳鋼的耐蝕性；無塗層問題；免維護。	成本高於碳鋼但低於不鏽鋼；焊接需控制以防晶界脆化。

資料來源：彙整自[3,8,244]

表 5-12 建議腐蝕防治策略之施作順序

建議順序	策略類別	代表性方法	主要優勢	適用時機	選用標準
1	直接防護	降低水膠比、添加 SCMs、增加保護層厚度	成本最低、最直接、技術最成熟	所有新建橋梁之基礎防禦	必選
2	外部屏障	無機矽烷滲透劑、有機防護表面塗層	施工快速、經濟性高、兼具修復功能	鹽害區、飛濺區、既有結構延壽	視環境添加
3	化學輔助	陽極型、混合型或綠色腐蝕抑制劑	施工靈活、可修復鈍化層	嚴苛環境補強、修復工程	視環境添加
4	高性能材料	抗腐蝕鋼筋、UHPC	壽命極長 (>100 年)、降低維護負擔	極端嚴苛環境、難以維修之構件	極端環境

## 5.8 小結

延長氯離子傳遞至鋼筋表面之時間、阻隔氧氣及水分滲入混凝土、提高鋼筋臨界氯離子濃度等方法，能有效延長鋼筋混凝土橋梁的有效使用年限。本章所述各種腐蝕防治策略之作用概要彙整如下：

1. 混凝土性能是防腐蝕設計的關鍵，增加保護層厚度則是最直接的物理防護手段，有效延長氯離子抵達鋼筋的時間，減少腐蝕風險。
2. 氯離子擴散係數與混凝土的緻密性高度相關，因此提高混凝土的緻密性及減少可能產生的裂縫，將可以最大限度的降低氯離子擴散係數。降低水膠比、摻入卜作嵐材料(如飛灰、矽灰、高爐爐渣粉)、使用適當的粒料並進行合適的養護，將有助於生成更多的水化產物膠體，用以填補粒料與水泥漿體間的界面過渡區之孔隙，提高混凝土的孔隙結構緻密性；使用纖維混凝土或超高性能混凝土(UHPC)則有助於抑制裂縫產生與擴展，進一步阻擋水分與鹽分的通道。
3. 在混凝土外部防護方面，施作表面塗層也是一種具有經濟性與高效能的防蝕方法。透過無機類塗覆矽烷、矽氧烷類滲透劑，能夠形成疏水層並保有透氣性，適合應用於大面積橋面或橋墩表面；有機類塗層如聚氨酯或高分子聚合物則提供較佳之附著性及防水性阻隔保護，特別適用於風浪飛濺區或工業污染區域。表面塗層亦可做為陰極保護系統的輔助機制，減少外加電流需求，提升整體防護效益。

然而，塗層需定期檢測與維護，確保無剝落、龜裂等缺陷，否則反而可能造成表面積水與鹽分集中，促進腐蝕發生。

4. 針對既有橋梁結構，可採用陰極保護系統來延緩或終止鋼筋腐蝕反應，或透過電化學去鹽法來抽離混凝土中已滲入的氯離子，做為中長期補強措施。此外，腐蝕抑制劑亦能使用於老舊結構物之修補過程，可直接塗覆在混凝土表面、使用電化學注入法、做為修補材料中之摻合劑、塗抹於鋼筋表面做為預處理等，可使鋼筋表面形成或修復鈍化層，將進一步提升結構耐久性。
5. 在鋼筋材料方面，環氧樹脂塗佈鋼筋透過施加絕緣塗層，隔絕鋼筋與腐蝕介質的接觸，應用廣泛；鍍鋅鋼筋則依賴鋅層的犧牲陽極效應，當氯離子滲透時鋅層會優先消耗以保護鋼筋本體；不鏽鋼鋼筋則憑藉其優異的金屬成分與被動膜特性，即使暴露於高氯離子環境中也能維持穩定狀態，並可與普通碳鋼鋼筋搭配使用，因為它們之間的電偶腐蝕效應可以忽略不計；MMFX 鋼筋是一種高強度、低銨的微合金鋼筋，兼具高 CCT 值與優良力學性能，可在高鹽害結構中發揮長期保護作用；而 FRP 鋼筋完全不參與電化學反應，無鋼筋腐蝕風險，適合應用於永久性或高濕環境中，但其延性與構造行為仍有待進一步研究確認。
6. 面對氣候變遷帶來的極端環境挑戰，單一腐蝕防治策略可能無法確保鋼筋混凝土橋梁的耐久性，建議工程設計人員應考量成本效益、環境嚴苛程度、設計使用年限及施作可行性等，整合應用多項腐蝕防治策略，以增加鋼筋混凝土橋梁的耐久性，本計畫初步建議之腐蝕防治策略施作順序詳如表 5-12。



## 第六章 結論與建議

鋼筋混凝土構造物憑藉其良好的結構強度、耐久性與經濟效益，自 20 世紀以來廣泛應用於全球各地的橋梁建設中，至今仍是全球興建橋梁與大型公共基礎設施的主要材料之一。然而，當混凝土橋梁處於鹽害嚴重的區域，環境中的氯離子會透過混凝土的孔隙逐步滲入，使鋼筋混凝土橋梁面臨加速腐蝕的威脅，並最終破壞鋼筋表面的鈍化膜，導致混凝土產生裂縫、剝落與結構劣化的情形提早發生，若未能適時檢修與補強，不僅嚴重影響整體橋梁結構安全性與耐久性，還可能造成公共安全風險與嚴重生命財產損失。

近年來由於全球氣候變遷造成之極端氣候事件與環境變化，正加速鋼筋混凝土橋梁產生腐蝕劣化之情形，舉例來說，溫度升高會促進化學反應速率，包括氯離子的擴散與鋼筋腐蝕反應速度；海平面上升與風暴潮頻率增加，則使沿海橋梁更頻繁暴露於高濃度鹽霧與飛濺區域；此外，暴雨與淹水事件可能導致氯化物更快地滲透至混凝土內部，提早啟動腐蝕機制。這些氣候因素使得過往設計所預期的混凝土橋梁使用年限面臨挑戰，原本預估可達 50 至 100 年的壽命，在高腐蝕風險環境下可能大幅縮短。

本計畫探討 4 種氣候變遷模擬情境(SSP1-2.6、SSP2-4.5、SSP3-7.0、SSP5-8.5)於不同水膠比( $w/b=0.35$ 、 $0.40$ 、 $0.45$ )及鹽害環境等級( $C_s=4\sim 30\text{kg/m}^3$ )條件下，對鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響，並彙整文獻上各種鋼筋混凝土橋梁腐蝕防治策略供設計人員參考，以下為本計畫之結論與建議。

### 6.1 結論

1. 臺灣各地區的平均溫度將隨著氣候變遷情境之惡化而呈現顯著的上升趨勢，其中臺灣南部地區在所有氣候變遷情境中均保持最高的平

均溫度範圍，在最極端的氣候變遷情境 SSP5-8.5 下之最高溫可達 29.0°C。

2. 本計畫提出臺灣北部、中部、南部、東部及全臺灣之濕潤時間、相對濕度及降雨天數之迴歸公式(表 3-3)，可做為依年降雨天數推估相對濕度之參考。
3. 為維持原設計使用年限，當設計使用年限為 50 年時，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增量約為 0.4mm 至 2.6mm，增加率約為 1.7%至 2.6%；當設計使用年限為 100 年時，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增量約為 0.6mm 至 6.5mm，增加率約為 1.9%至 5.0%。
4. 氣候變遷造成全球氣溫升高，導致鋼筋提早發生初始腐蝕，縮短鋼筋混凝土橋梁有效使用年限。若設計時無考量氣候變遷溫度效應，設計使用年限為 50 年時，氣候變遷效應造成之使用年限損失約為 2.5 年至 3.6 年，即造成 5.0%至 7.2%的橋梁有效使用年限損失率；當設計使用年限為 100 年時，氣候變遷效應造成之使用年限損失約為 4.8 年至 10.7 年，即造成 4.8%至 10.7%的橋梁有效使用年限損失率。
5. 因氣候變遷效應之影響，鋼筋混凝土橋梁達設計使用年限時，D10 箍筋之直徑面積腐蝕率可達 1.4%~10.5%，可能成為影響鋼筋混凝土橋梁耐久性劣化的關鍵控制因子。
6. 本計畫提出採用溫度效應放大因子( $\beta_t$ )來涵蓋氣候變遷之溫度效應，做為設計人員增加保護層厚度之依據。當設計使用年限 50 年時，各縣市符合設計使用年限之溫度效應放大因子介於 1.03~1.05，對應之鋼筋保護層厚度增加率介於 1.5%~2.5%；當設計使用年限 100 年時，各縣市符合設計使用年限之溫度效應放大因子介於 1.04~1.10，對應之鋼筋保護層厚度增加率介於 2.0%~4.9%，詳如表 4-1 及表 4-2 所示。其中，由於臺灣南部及北部的溫度差異約為 2~3°C，設計人員應

依臺灣南、北縣市實際的溫度進行鋼筋保護層厚度設計，以利維持鋼筋混凝土橋梁的耐久性。

7. 面對未來的氣候變遷條件下，為確保新建鋼筋混凝土橋梁的耐久性及符合設計使用年限，可透過調整混凝土參數(增加鋼筋保護層厚度、降低水膠比、加入礦物性添加料、使用高強度混凝土等)降低氯離子擴散速率，或採用附加保護措施(採用電化學處理技術、使用抗腐蝕鋼筋、添加腐蝕抑制劑、增加混凝土表面防護塗層等)進一步確保混凝土結構使用的耐久性。
8. 既有的鋼筋混凝土橋梁，可透過陰極保護系統來延緩或終止鋼筋腐蝕反應，或透過電化學去鹽法來抽離混凝土中已滲入的氯離子，做為中長期補強措施。腐蝕抑制劑亦能使用於老舊結構物之修補過程，可直接塗覆在混凝土表面、使用電化學注入法、做為修補材料中之摻合劑、塗抹於鋼筋表面做為預處理等，可使鋼筋表面形成或修復鈍化層，將進一步提升結構耐久性。增加混凝土表面防護塗層亦可增強既有鋼筋混凝土橋梁之耐久性，但因各類型的表面防護塗層材料有效性、持續性、整體經濟性及對周遭環境的損壞等可能均有所差異，為有效抵消氣候變遷效應對氯離子入侵混凝土內部造成鋼筋腐蝕之風險，應全面考慮塗層材料的可持續性(包括材料選擇、全生命週期成本、環境影響評估等)，以促進塗層工法在實務中的廣泛應用。
9. 各種提升鋼筋混凝土橋梁耐氯離子侵蝕能力的輔助技術與防腐蝕措施之優缺點詳表 5-11，各種技術方法並無絕對的優劣，選用時應綜合考量環境條件、設計使用年限、初期與維護成本、施工可行性與後期檢測維護策略等因素，進行整體評估與最佳化配置。
10. 為保障結構安全與耐久性，建議設計者應將氣候變遷之影響納入設計考量，並應根據橋梁所在的具體環境，綜合考慮多種腐蝕防治措施的搭配與應用，以利維護管理單位長期維護與降低風險，本計畫初步建議之腐蝕防治策略施作順序，詳如表 5-12。隨著技術的進步，

對鋼筋混凝土橋梁耐久性的保障措施會更加多樣化、精細化，為橋梁結構提供更長的使用壽命，並最大限度地減少未來氣候變遷所帶來的風險。

11. 面對氣候變遷所帶來的腐蝕風險升高與結構耐久性挑戰，未來勢必要投入更多研究資源於新材料、新技術與智慧管理系統之開發，才能確保混凝土橋梁在嚴苛環境下依然維持長期穩定與安全。透過智慧監測手段掌握橋梁腐蝕狀況、預測劣化趨勢，提前發現問題並規劃最適時的維護與補強措施，能夠有效避免橋梁發生大範圍損壞或失效之風險。

## 6.2 建議

1. 本計畫主要係探討氣候變遷溫度效應對鋼筋混凝土橋梁之影響，惟氣候變遷除造成溫度增加外，亦會影響降雨量、相對濕度、風速等，其可能會影響混凝土表面氯離子濃度之沉積速度，因此，建議未來仍應檢視現行計算公式於臺灣本島氣候條件下之適用性，並評估引入更能反映實際暴露環境之指標(如濕潤時間、降雨型態與乾濕循環等)，以修正區域差異推估結果，使分析更貼近臺灣橋梁之實際劣化行為。
2. 本計畫所使用的氯離子擴散係數衰減模型與參考擴散係數均引用自國外經驗公式。鑒於混凝土材料、粒料性質和施工養護條件的本土差異，建議未來應持續蒐集臺灣本土的長期氯離子擴散係數試驗數據，以校正本土化參數，進一步提高使用年限預測模型的準確度。
3. 建議針對高鹽害、高溫、高濕地區進行系統性風險評估，建立橋梁耐久性風險分級制度，並據以制定差異化的檢測頻率與維護策略。對於位於高風險區域之鋼筋混凝土橋梁，應優先投入監測、補強或防護工程，以降低因腐蝕導致結構劣化與公共安全事件的可能性。此外，透過風險分級制度亦有助於維護資源之最適配置，提高基礎設施管理效率。

4. 各項防護工法(如表面塗層、腐蝕抑制劑、陰極保護、電化學去鹽法、改良混凝土材料等)的實際耐久性受到環境條件、施工方法與材料特性等多重因素影響。目前國內缺乏長期之橋梁現地試驗資料，使得各工法之效益評估多仰賴短期試驗或國外經驗。因此，選定沿海或高腐蝕區域設置試驗試驗區，並搭配感測器進行長期監測，以蒐集不同工法在實際環境下之效能與劣化行為。此資料將有助於客觀比較各防護方案之長期耐久性與生命週期成本，並可做為未來更新設計規範、維護策略及材料選用提供重要科學依據。
5. 在鋼筋混凝土橋梁耐久性設計中，傳統設計方法已全面因氣候變遷的因素帶來了全新的挑戰。因此，在未來橋梁設計與維護策略中，須從過去的「被動補強」轉向「預防導向」與「全生命週期管理」模式。應結合生命週期成本分析(Life Cycle Cost Analysis, LCCA)，將材料初期成本與後期維護費用一併納入考量，並依環境條件評估最合適的防蝕材料與技術。

### **6.3 成果效益與應用**

1. 完成氣候變遷溫度效應對臺灣地區鋼筋混凝土橋梁使用年限之影響評估及擬定相關腐蝕防治對策。
2. 提供各縣市建議之溫度效應放大因子，供設計人員做為設計保護層厚度之依據。

### **6.4 提供政府單位應用狀況**

提供公路局、高速公路局、國營臺灣鐵路股份有限公司、縣市政府等橋梁管理機關未來施政之應用。



## 參考文獻

1. Koch, G., Varney, J., Thompson, N., Moghissi, O., Gould, M., and Payer, J., “International Measures of Prevention, Application, and Economics of Corrosion Technologies Study,” In: NACE International (2012).
2. 謝幼屏，「臺灣腐蝕環境分類資訊系統應用介紹(簡報檔)」，2024。
3. Broomfield, J. P., Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair, CRC Press (2007).
4. Wang, X., Nguyen, M., Stewart, M. G., Syme, M., and Leitch, A., Analysis of Climate Change Impacts on the Deterioration of Concrete Infrastructure – Part 1: Mechanisms, Practices, Modelling and Simulations – A Review, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation (2010).
5. 陳桂清，「港灣 RC 構造物腐蝕檢測與防蝕原理」，鋼筋混凝土構造物防蝕技術與應用研討會論文集，2002。
6. Mehta, P. K. and Monteiro, P. J. M., Concrete Microstructure, Properties, and Materials, McGraw-Hill (2006).
7. Hooton, R. D., “Future Directions for Design, Specification, Testing, and Construction of Durable Concrete Structures,” Cement and Concrete Research, Vol. 124, 105827 (2019).
8. Xu, Q., Liu, B., Dai, L., Yao, M., and Pang, X., “Factors Influencing Chloride Ion Diffusion in Reinforced Concrete Structures,” Materials, Vol. 17, No. 13, 3296 (2024).
9. Weyers, R. E., “Service Life Model for Concrete Structures in Chloride Laden Environments,” Materials Journal, Vol. 95, No. 4, 445–453 (1998).
10. Martín-Pérez, B., Pantazopoulou, S. J., and Thomas, M., “Numerical Solution of Mass Transport Equations in Concrete Structures,” Computers & Structures, Vol. 79, No. 13, 1251–1264 (2001).
11. Muslim, F., “A Review on The Microstructure of Interfaces in Reinforced Concrete and Its Effect on The Bond Strength,” CSID Journal of Infrastructure Development, Vol. 3, No. 1, 102–113 (2020).
12. Scrivener, K. L., Crumbie, A. K., and Laugesen, P., “The Interfacial

- Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete,” *Interface Science*, Vol. 12, No. 4, 411–421 (2004).
13. Rong, G., He, T., Zhang, G., Li, Y., Wang, Y., and Xie, W., “A Review on Chloride Transport Model and Research Method in Concrete,” *Materials Research Express*, Vol. 10, No. 4, 042002 (2023).
  14. Vieira, D. R., Moreira, A. L. R., Calmon, J. L., and Dominicini, W. K., “Service Life Modeling of a Bridge in a Tropical Marine Environment for Durable Design,” *Construction and Building Materials*, Vol. 163, 315–325 (2018).
  15. Cao, Y., Guo, L., and Chen, B., “Influence of Sulfate on the Chloride Diffusion Mechanism in Mortar,” *Construction and Building Materials*, Vol. 197, 398–405 (2019).
  16. Tang, L. and Nilsson, L. O., “A Numerical Method for Prediction of Chloride Penetration into Concrete Structures,” In: *The Modelling of Microstructure and its Potential for Studying Transport Properties and Durability* (pp. 539-552), Dordrecht: Springer Netherlands (1996).
  17. Ann, K. Y. and Song, H. W., “Chloride Threshold Level for Corrosion of Steel in Concrete,” *Corrosion Science*, Vol. 49, No. 11, 4113–4133 (2007).
  18. Farahani, A., Taghaddos, H., and Shekarchi, M., “Prediction of Long-Term Chloride Diffusion in Silica Fume Concrete in a Marine Environment,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 59, 10–17 (2015).
  19. Caré, S., “Influence of Aggregates on Chloride Diffusion Coefficient into Mortar,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, No. 7, 1021–1028 (2003).
  20. Ollivier, J. P., Maso, J. C., and Bourdette, B., “Interfacial Transition Zone in Concrete,” *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 2, No. 1, 30–38 (1995).
  21. Winslow, D. N., Cohen, M. D., Bentz, D. P., Snyder, K. A., and Garboczi, E. J., “Percolation and Pore Structure in Mortars and Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, No. 1, 25–37 (1994).
  22. Kim, H. K. and Lee, H. K., “Hydration Kinetics of High-Strength

- Concrete with Untreated Coal Bottom Ash for Internal Curing,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 91, 67–75 (2018).
23. Xu, Z., Bai, Z., Wu, J., Long, H., Deng, H., Chen, Z., Yuan, Y., and Fan, X., “Microstructural Characteristics and Nano-Modification of Interfacial Transition Zone in Concrete: A Review,” *Nanotechnology Reviews*, Vol. 11, No. 1, 2078–2100 (2022).
  24. Bourdette, B., Ringot, E., and Ollivier, J. P., “Modelling of the Transition Zone Porosity,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 4, 741–751 (1995).
  25. Sun, G. W., Sun, W., Zhang, Y. S., Liu, Z. Y., and Wang, C. H., “Influence of Aggregates on Chloride Ion Diffusion Coefficient in Cement-Based Composite Materials,” *Journal of the Chinese Ceramic Society*, Vol. 39, No. 4, 662–669 (2011).
  26. Delagrave, A., Bigas, J. P., Ollivier, J. P., Marchand, J., and Pigeon, M., “Influence of the Interfacial Zone on the Chloride Diffusivity of Mortars,” *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 5, No. 3, 86–92 (1997).
  27. Wang, Y., Wu, L., Wang, Y., Liu, C., and Li, Q., “Effects of Coarse Aggregates on Chloride Diffusion Coefficients of Concrete and Interfacial Transition Zone under Experimental Drying-Wetting Cycles,” *Construction and Building Materials*, Vol. 185, 230–245 (2018).
  28. Zheng, J. J. and Zhou, X. Z., “Prediction of the Chloride Diffusion Coefficient of Concrete,” *Materials and Structures*, Vol. 40, No. 7, 693–701 (2007).
  29. Liu, J., Chen, X., Rong, H., Yu, A., Ming, Y., and Li, K., “Effect of Interface Transition Zone and Coarse Aggregate on Microscopic Diffusion Behavior of Chloride Ion,” *Materials*, Vol. 15, No. 12, 4171 (2022).
  30. Sun, G., Zhang, Y., Sun, W., Liu, Z., and Wang, C., “Multi-Scale Prediction of the Effective Chloride Diffusion Coefficient of Concrete,” *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 10, 3820–3831 (2011).
  31. Koleva, D. A., Hu, J., Fraaij, A. L. A., Stroeven, P., Boshkov, N., and de

- Wit, J. H. W., “Quantitative Characterisation of Steel/Cement Paste Interface Microstructure and Corrosion Phenomena in Mortars Suffering from Chloride Attack,” *Corrosion Science*, Vol. 48, No. 12, 4001–4019 (2006).
32. Angst, U. M., Geiker, M. R., Michel, A., Gehlen, C., Wong, H., Isgor, O. B., Elsener, B., Hansson, C. M., François, R., Hornbostel, K., Polder, R., Alonso, M. C., Sanchez, M., Correia, M. J., Criado, M., Sagüés, A., and Buenfeld, N., “The Steel–Concrete Interface,” *Materials and Structures*, Vol. 50, No. 2, 143 (2017).
  33. Angst, U., Elsener, B., Larsen, C. K., and Vennesland, Ø., “Critical Chloride Content in Reinforced Concrete-A Review,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, No. 12, 1122–1138 (2009).
  34. Stewart, M. G. and Rosowsky, D. V., “Time-Dependent Reliability of Deteriorating Reinforced Concrete Bridge Decks,” *Structural Safety*, Vol. 20, No. 1, 91–109 (1998).
  35. Glass, G. K. and Buenfeld, N. R., “The Presentation of the Chloride Threshold Level for Corrosion of Steel in Concrete,” *Corrosion Science*, Vol. 39, No. 5, 1001–1013 (1997).
  36. Glass, G. and Buenfeld, N., “Chloride Threshold Levels for Corrosion Induced Deterioration of Steel in Concrete,” *Chloride Penetration into Concrete*, 429–440 (1995).
  37. Life-365™ Consortium III, *Life-365 Service Life Prediction Model™ and Computer Program for Predicting the Service Life and Life-Cycle Cost of Reinforced Concrete Exposed to Chlorides* (2020).
  38. Cao, Y., Gehlen, C., Angst, U., Wang, L., Wang, Z., and Yao, Y., “Critical Chloride Content in Reinforced Concrete-An Updated Review Considering Chinese Experience,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 117, 58–68 (2019).
  39. 日本公益社團法人土木學會，「混凝土標準示方書(設計編)」，2012。
  40. 陳育聖，詹穎雯，楊仲家，「臺灣臨海環境受鹽害鋼筋混凝土耐久性之本土化研究」，*中國土木水利工程學刊*，第 31 卷，第 3 期，217 – 229 頁，2019。
  41. Glass, G. K., Hassanein, N. M., and Buenfeld, N. R., “Neural Network

- Modelling of Chloride Binding,” Magazine of Concrete Research, Vol. 49, No. 181, 323–335 (1997).
42. Tritthart, J., “Chloride Binding: II. The Influence of the Hydroxide Concentration in the Pore Solution of Hardened Cement Paste on Chloride Binding,” Cement and Concrete Research, Vol. 19, 683–691 (1989).
  43. Pease, B. J., Lund, M., Alapour, F., and Langlois, A.-M., Service Life Design for Bridges Summary Guide, The second Strategic Highway Research Program (SHRP2) (2019).
  44. Darwin, D., Browning, J., O’Reilly, M., and Xing, L., Critical Chloride Corrosion Threshold for Galvanized Reinforcing Bars (Project Code – ZC-24-2), University of Kansas Center for Research, Inc. (2007).
  45. C. Alonso, M. Castellote, and C. Andrade, “Chloride Threshold Dependence of Pitting Potential of Reinforcements,” Electrochimica Acta, Vol. 47, No. 21, 3469–3481 (2002).
  46. Andrade, C. and Izquierdo, D., “Statistical Treatments of Chloride Threshold and Corrosion Propagation Rate,” Corrosion and Materials Degradation, Vol. 3, No. 4, 598–611 (2022).
  47. Hussain, S. E., Rasheeduzzafar, Al-Musallam, A., and Al-Gahtani, A. S., “Factors Affecting Threshold Chloride for Reinforcement Corrosion in Concrete,” Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, 1543–1555 (1995).
  48. Presuel-Moreno, F., Arias, W., Echevarria, V., Shill, S., and Wu, Y. Y., Diffusion vs. Concentration of Chloride Ions in Concrete (BDK79-977–03), Florida Atlantic University (2014).
  49. Angst, U. M., Isgor, O. B., Hansson, C. M., Sagüés, A., and Geiker, M. R., “Beyond the Chloride Threshold Concept for Predicting Corrosion of Steel in Concrete,” Applied Physics Reviews, Vol. 9, No. 1, 011321 (2022).
  50. Richardson, M. G., Fundamentals of Durable Reinforced Concrete, CRC Press (2023).
  51. Andrade, C., Garcés, P., and Martínez, I., “Galvanic Currents and Corrosion Rates of Reinforcements Measured in Cells Simulating Different Pitting Areas Caused by Chloride Attack in Sodium

- Hydroxide,” *Corrosion Science*, Vol. 50, No. 10, 2959–2964 (2008).
52. Ghods, P., Isgor, O. B., McRae, G. A., and Gu, G. P., “Electrochemical Investigation of Chloride-Induced Depassivation of Black Steel Rebar under Simulated Service Conditions,” *Corrosion Science*, Vol. 52, No. 5, 1649–1659 (2010).
  53. Andrea N. Sánchez and Alberto A. Sagüés, “Chloride Corrosion Threshold Dependence on Steel Potential in Reinforced Concrete,” In: *CORROSION 2014*, 1–10 (2016).
  54. Garcia, V., François, R., Carcasses, M., and Gegout, P., “Potential Measurement to Determine the Chloride Threshold Concentration That Initiates Corrosion of Reinforcing Steel Bar in Slag Concretes,” *Materials and Structures*, Vol. 47, No. 9, 1483–1499 (2014).
  55. Wang, Y. and Fu, K., “Comparisons of Instantaneous Chloride Diffusion Coefficients Determined by RCM Method and Chloride Natural Diffusion Test,” *Construction and Building Materials*, Vol. 223, 595–604 (2019).
  56. Li, L. and Sagüés, A. A., “Chloride Corrosion Threshold of Reinforcing Steel in Alkaline Solutions—Open-Circuit Immersion Tests,” *Corrosion*, Vol. 57, No. 1, 19–28 (2001).
  57. Pillai, R. G. and Trejo, D., “Surface Condition Effects on Critical Chloride Threshold of Steel Reinforcement,” *ACI Materials Journal*, Vol. 102, No. 2, 103 (2005).
  58. Mohammed, T. U. and Hamada, H., “Corrosion of Steel Bars in Concrete with Various Steel Surface Conditions,” *ACI Materials Journal*, Vol. 103, No. 4, 233 (2006).
  59. Mahallati, E. and Saremi, M., “An Assessment on the Mill Scale Effects on the Electrochemical Characteristics of Steel Bars in Concrete under DC-Polarization,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, No. 7, 1324–1329 (2006).
  60. Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., and Polder, R., *Corrosion of Steel in Concrete*, Wiley (2004).
  61. Cigna, R., Andrade, C., Nürnberger, U., Polder, R., Weydert, R., and Seitz, E. (Eds. ), *Corrosion of Steel in Reinforced Concrete Structure (COST 521: Final Report)* (2002).

62. Glass, G. K. and Buenfeld, N. R., “Chloride Threshold Levels for Corrosion Induced Deterioration of Steel in Concrete,” In: Proc. RILEM Int. Workshop “Chloride Penetration into Concrete” (1997).
63. Athibaranan, S., Karthikeyan, J., and Rawat, S., “Investigation on Service Life Prediction Models of Reinforced Concrete Structures Exposed to Chloride Laden Environment,” Journal of Building Pathology and Rehabilitation, Vol. 7, No. 1, 16 (2022).
64. Stipanovic Oslakovic, I., Bjegovic, D., and Mikulic, D., “Evaluation of Service Life Design Models on Concrete Structures Exposed to Marine Environment,” Materials and Structures, Vol. 43, No. 10, 1397–1412 (2010).
65. Pillaia, R. G. and Annapareddy, A., “Service Life Models for Chloride-Laden Concrete Structures: A Review and Nomographs,” International Journal of 3R’s, Vol. 4, No. 2, 563–580 (2013).
66. 黃于哲，「鹽分滲透水泥砂漿之實驗分析」，碩士學位論文，國立雲林科技大學，2006。
67. Crank, J., The Mathematics of Diffusion, Oxford University Press (1979).
68. Carslaw, H. S. and Jaeger, J. C., Conduction of Heat in Solids, Oxford University (1947).
69. Borah, M. M., Dey, A., and Sil, A., “Service Life Assessment of Chloride Affected Bridge Located in Coastal Region of India Considering Variation in the Inherent Structural Parameters,” Structural, Vol. 23, 191–203 (2020).
70. Dey, A. and Sil, A., “Advanced Corrosion-Rate Model for Comprehensive Seismic Fragility Assessment of Chloride Affected RC Bridges Located in the Coastal Region of India,” Structures, Vol. 34, 947–963 (2021).
71. Choe, D. E., Gardoni, P., Rosowsky, D., and Haukaas, T., “Probabilistic Capacity Models and Seismic Fragility Estimates for RC Columns Subject to Corrosion,” Reliability Engineering & System Safety, Vol. 93, No. 3, 383–393 (2008).
72. 蕭輔沛，邱建國，涂豐鈞，「考慮劣化與震損影響之 RC 校舍耐震

- 能力評估研究(NCREE-12-018)」，國家地震工程研究中心，2012。
73. El Hassan, J., Bressolette, P., Chateauneuf, A., and El Tawil, K., “Reliability-Based Assessment of the Effect of Climatic Conditions on the Corrosion of RC Structures Subject to Chloride Ingress,” *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 10, 3279–3287 (2010).
  74. DuraCrete, *Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions (BE95-1347/R7)*, EU - Brite EuRam III (2000).
  75. Mohamed Mortagi and Ghosh, J., “Climate Change Considerations for Seismic Vulnerability Assessment of Aging Highway Bridges,” *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, Vol. 6, No. 1, 04020005 (2020).
  76. Zhang, Y., Ayyub, B. M., and Fung, J. F., “Projections of Corrosion and Deterioration of Infrastructure in United States Coasts Under a Changing Climate,” *Resilient Cities and Structures*, Vol. 1, No. 1, 98–109 (2022).
  77. Saetta, A. V., Scotta, R. V., and Vitaliani, R. V., “Analysis of Chloride Diffusion into Partially Saturated Concrete,” *Materials Journal*, Vol. 90, No. 5, 441–451 (1993).
  78. Stanish, K., *Predicting the Diffusion Coefficient of Concrete from Mix Parameters*, University of Toronto (2000).
  79. Guo, Y., Trejo, D., and Yim, S., “New Model for Estimating the Time-Variant Seismic Performance of Corroding RC Bridge Columns,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, No. 6, 04014158 (2015).
  80. Yu, H. and Hartt, W. H., “Effects of Reinforcement and Coarse Aggregates on Chloride Ingress into Concrete and Time-to-Corrosion: Part 1—Spatial Chloride Distribution and Implications,” *Corrosion*, Vol. 63, No. 9, 843–849 (2007).
  81. 交通部，「公路橋梁設計規範」，交通部，2015。
  82. DuraCrete, *Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures-Final Technical Report (Project BE95-1347, Document BE95-1347/R17)* (2000).
  83. Alonso, C., Andrade, C., and González, J., “Relation between Resistivity and Corrosion Rate of Reinforcements in Carbonated Mortar Made with Several Cement Types,” *Cement and Concrete Research*,

- Vol. 18, No. 5, 687–698 (1988).
84. Ahmad, S. and Bhattacharjee, B., “Empirical Modeling of Indicators of Chloride-Induced Rebar Corrosion,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 27, No. 3, 195–207 (2000).
  85. Martínez, I. and Andrade, C., “Examples of Reinforcement Corrosion Monitoring by Embedded Sensors in Concrete Structures,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 31, No. 8, 545–554 (2009).
  86. Otieno, M., Beushausen, H., and Alexander, M., “Prediction of Corrosion Rate in RC Structures-A Critical Review,” In: 15–37 (2011).
  87. 日本コンクリート工学会(JCI)、「コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム(委員報告書)」, 2004。
  88. Lun, P., Lu, Z., Zhang, X., Zhang, Q., and Zhao, R., “Experimental Study and Suggested Mathematical Model for Chloride-Induced Reinforcement Corrosion Rate,” *Structures*, Vol. 34, 2014–2029 (2021).
  89. Liu, T. and Weyers, R., “Modeling the Dynamic Corrosion Process in Chloride Contaminated Concrete Structures,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, No. 3, 365–379 (1998).
  90. Vu, K. A. T. and Stewart, M. G., “Structural Reliability of Concrete Bridges Including Improved Chloride-Induced Corrosion Models,” *Structural Safety*, Vol. 22, No. 4, 313–333 (2000).
  91. Li, Q. C., “Reliability Based Service Life Prediction of Corrosion Affected Concrete Structures,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 10, 1570–1577 (2004).
  92. Yalcyn, H. and Ergun, M., “The Prediction of Corrosion Rates of Reinforcing Steels in Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 10, 1593–1599 (1996).
  93. Lu, Z. H., Lun, P. Y., Li, W., Luo, Z., Li, Y., and Liu, P., “Empirical Model of Corrosion Rate for Steel Reinforced Concrete Structures in Chloride-Laden Environments,” *Advances in Structural Engineering*, Vol. 22, No. 1, 223–239 (2019).
  94. Morinaga, S., “Prediction of Service Lives of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcement Steel,” *Special Report of Institute of Technology*, Vol. 23, 5–16 (1988).
  95. Kong, Q., Gong, G., Yang, J., and Song, X., “The Corrosion Rate of

- Reinforcement in Chloride Contaminated Concrete,” *Low Temperature Architecture Technology*, Vol. 111, 1–2 (2006).
96. Trejo, D. and Monteiro, P. J., “Corrosion Performance of Conventional (ASTM A615) and Low-Alloy (ASTM A706) Reinforcing Bars Embedded in Concrete and Exposed to Chloride Environments,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, No. 3, 562–571 (2005).
  97. DuraCrete, *Modelling of Degradation: DuraCrete–Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures*, European Union (1998).
  98. Biondini, F., Lounis, Z., and Ghosn, M., “Structures and Infrastructures under Climate Change: An Introduction,” In: *Effects of Climate Change on Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructure Systems: Safety, Reliability, and Risk* (2024).
  99. Leal Filho, W., Abeldaño Zuñiga, R. A., Sierra, J., Dinis, M. A. P., Corazza, L., Nagy, G. J., and Aina, Y. A., “An Assessment of Priorities in Handling Climate Change Impacts on Infrastructures,” *Scientific Reports*, Vol. 14, No. 1, 14147 (2024).
  100. Dong, Y. and Frangopol, D. M., “Probabilistic Time-Dependent Multihazard Life-Cycle Assessment and Resilience of Bridges Considering Climate Change,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 30, No. 5, 04016034 (2016).
  101. Gall, V., Alsahly, A., and Davila, J. M., “Impact of Climate Change on Natural Terrain Stability and Infrastructure Integrity: Insights and Case Studies from Colombia,” *Geomechanics and Tunnelling*, Vol. 17, No. 5, 527–534 (2024).
  102. Taylor, K. E., Stouffer, R. J., and Meehl, G. A., “An Overview of CMIP5 and the Experiment Design,” *Bulletin of the American Meteorological Society*, Vol. 93, No. 4, 485–498 (2012).
  103. Riahi, K., Van Vuuren, D. P., Kriegler, E., Edmonds, J., O’neill, B. C., Fujimori, S., Bauer, N., Calvin, K., Dellink, R., and Fricko, O., “The Shared Socioeconomic Pathways and Their Energy, Land Use, and Greenhouse Gas Emissions Implications: An Overview,” *Global Environmental Change*, Vol. 42, 153–168 (2017).
  104. 許晃雄，李明旭，「國家氣候變遷科學報告 2024」，國家科學及技術

- 委員會與環境部聯合出版，2024。
105. 臺灣氣候變遷推估資訊與調適知識平台  
<https://tccip.ncdr.nat.gov.tw/>。
  106. Masson-Delmotte, V., Zhai, P., Pirani, A., Connors, S. L., Péan, C., Berger, S., Caud, N., Chen, Y., Goldfarb, L., and Gomis, M., Climate Change 2021: The Physical Science Basis, Contribution of working group I to the sixth assessment report of the intergovernmental panel on climate change (2021).
  107. 國家災害防救科技中心，「臺灣氣候變遷關鍵指標圖集：AR6 統計降尺度版」，國家災害防救科技中心，2024。
  108. Nguyen, M. N., Wang, X., and Leicester, R. H., “An Assessment of Climate Change Effects on Atmospheric Corrosion Rates of Steel Structures,” Corrosion Engineering, Science and Technology, Vol. 48, No. 5, 359–369 (2013).
  109. Nguyen, M. N., Leicester, R. H., Wang, C.-H., and Foliente, G. C., “Corrosion Effects in the Structural Design of Metal Fasteners for Timber Construction,” Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 9, No. 3, 275–284 (2013).
  110. 財團法人臺灣營建研究院，「臺灣地區大氣中氯鹽與橋梁腐蝕劣化環境之研究」，交通部公路總局，2015。
  111. 王俊寓，林士堯，「AR6 統計降尺度資料說明文件(1.2 版)」，2024。
  112. IPCC, Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press (2022).
  113. Poursaee, A., Corrosion of Steel in Concrete Structures, Elsevier (2016).
  114. 行政院公共工程委員會，「公共工程飛灰混凝土使用手冊」，行政院公共工程委員會，1999。
  115. 陳純森，「談循環經濟材料再利用-飛灰」，技師報，2023。
  116. Papadakis, V. G., “Effect of Supplementary Cementing Materials on Concrete Resistance against Carbonation and Chloride Ingress,”

- Cement and Concrete Research, Vol. 30, No. 2, 291–299 (2000).
117. 行政院公共工程委員會，「公共工程施工綱要規」，2025。
  118. M.D.A., T., *Supplementary Cementing Materials in Concrete*, CRC Press (2013).
  119. Seleem, H. E.-D. H., Rashad, A. M., and El-Sabbagh, B. A., “Durability and Strength Evaluation of High-Performance Concrete in Marine Structures,” *Construction and Building Materials*, Vol. 24, No. 6, 878–884 (2010).
  120. Böhni, H., *Corrosion in Reinforced Concrete Structures*, CRC Press (2005).
  121. 陳柏榮，「卜作嵐材料對混凝土影響之探討」，交通部臺灣鐵路管理局花蓮工務段，2010。
  122. Sandberg, P., Tang, L., and Andersen, A., “Recurrent Studies of Chloride Ingress in Uncracked Marine Concrete at Various Exposure Times and Elevations,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, No. 10, 1489–1503 (1998).
  123. Toutanji, H., McNeil, S., and Bayasi, Z., “Chloride Permeability and Impact Resistance of Polypropylene-Fiber-Reinforced Silica Fume Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, No. 7, 961–968 (1998).
  124. Shekarchi, M., Rafiee, A., and Layssi, H., “Long-Term Chloride Diffusion in Silica Fume Concrete in Harsh Marine Climates,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 31, No. 10, 769–775 (2009).
  125. Weng, T. L., Lin, W. T., and Cheng, A., “Effect of Metakaolin on Strength and Efflorescence Quantity of Cement-Based Composites,” *The Scientific World Journal*, Vol. 2013, No. 1, 606524 (2013).
  126. Afolayan, T., Adetoye, O., and Sani, A., “A Review on the Effect of Pozzolanic Properties of Metakaolin in Concrete,” *International Journal of Research Publication and Reviews*, Vol. 3, No. 1, 1383–1388 (2022).
  127. Al-Hashem, M. N., Amin, M. N., Ajwad, A., Afzal, M., Khan, K., Faraz, M. I., Qadir, M. G., and Khan, H., “Mechanical and Durability Evaluation of Metakaolin as Cement Replacement Material in Concrete,” *Materials*, Vol. 15, No. 22, 7868 (2022).

128. Gruber, K., Ramlochan, T., Boddy, A., Hooton, R., and Thomas, M., “Increasing Concrete Durability with High-Reactivity Metakaolin,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 23, No. 6, 479–484 (2001).
129. Hobbs, D. W., “Aggregate Influence on Chloride Ion Diffusion into Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 12, 1995–1998 (1999).
130. Zhang, J., Ying, Z. X., Chen, Z. W., Wang, H. L., Li, J. H., Yue, H., and Zheng, J. J., “Analytical Solution for Chloride Diffusivity of Concrete with Aggregate Shape Effect,” *Materials*, Vol. 14, No. 14, 3957 (2021).
131. Zhao, R., Wang, M., and Guan, X., “Exploring Exact Effects of Various Factors on Chloride Diffusion in Cracked Concrete: ABAQUS-Based Mesoscale Simulations,” *Materials*, Vol. 16, No. 7, 2830 (2023).
132. Finkler, F. A., Reginato, L. A., Lorenzi, A., and Lorenzi, L. S., “Study of the Influence of Aggregates on Chloride Ion Penetration in Concrete,” In: *XX Congreso de Control de Calidad En La Construcción*, 16–31 (2025).
133. Sun, D., Huang, W., Liu, K., Ma, R., Wang, A., Guan, Y., and Shen, S., “Effect of the Moisture Content of Recycled Aggregate on the Mechanical Performance and Durability of Concrete,” *Materials*, Vol. 15, No. 18, 6299 (2022).
134. Yang, G., Li, Q., Guo, Y., Liu, H., Zheng, S., and Chen, M., “Study on the Mechanical Properties and Durability of Recycled Aggregate Concrete under the Internal Curing Condition,” *Materials*, Vol. 15, No. 17, 5914 (2022).
135. Fattouh, M. S., Abouelnour, M. A., Mahmoud, A. A., Fathy, I. N., El Sayed, A. F., Elhameed, S. A., and Nabil, I. M., “Impact of Modified Aggregate Gradation on the Workability, Mechanical, Microstructural and Radiation Shielding Properties of Recycled Aggregate Concrete,” *Scientific Reports*, Vol. 15, No. 1, 18428 (2025).
136. Garboczi, E. J. and Bentz, D. P., “Computer Simulation of the Diffusivity of Cement-Based Materials,” *Journal of Materials Science*, Vol. 27, No. 8, 2083–2092 (1992).
137. Scrivener, K. L. and Nematı, K. M., “The Percolation of Pore Space in the Cement Paste/Aggregate Interfacial Zone of Concrete,” *Cement and*

- Concrete Research, Vol. 26, No. 1, 35–40 (1996).
138. Mindess, S., Young, J. F., and Darwin, D., Concrete, Prentice-Hall (2003).
  139. Wang, X. M., Nguyen, M., Stewart, M. G., and Syme, M., Analysis of Climate Change Impacts on the Deterioration of Concrete Infrastructure – Part 2: Modelling and Simulation of Deterioration and Adaptation Options, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation (CSIRO) (2010).
  140. El-Dieb, A. S., “Mechanical, Durability and Microstructural Characteristics of Ultra-High-Strength Self-Compacting Concrete Incorporating Steel Fibers,” Materials & Design, Vol. 30, No. 10, 4286–4292 (2009).
  141. Paul, S. C., van Zijl, G. P. A. G., and Šavija, B., “Effect of Fibers on Durability of Concrete: A Practical Review,” Materials, Vol. 13, No. 20, 4562 (2020).
  142. Li, V. C., Horikoshi, T., Ogawa, A., Torigoe, S., and Saito, T., “Micromechanics-Based Durability Study of Polyvinyl Alcohol-Engineered Cementitious Composite,” Materials Journal, Vol. 101, No. 3, 242–248 (2004).
  143. Paul, S. C. and van Zijl, G. P., “Mechanically Induced Cracking Behaviour in Fine and Coarse Sand Strain Hardening Cement Based Composites (SHCC) at Different Load Levels,” Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 11, No. 11, 301–311 (2013).
  144. Dahake, A. and Charkha, K., “Effect of Steel Fibers on Strength of Concrete,” Journal of Engineering, Science & Management Education, Vol. 9, No. 1, 45–51 (2016).
  145. Wille, K., Kim, D. J., and Naaman, A. E., “Strain-Hardening UHP-FRC with Low Fiber Contents,” Materials and Structures, Vol. 44, No. 3, 583–598 (2011).
  146. Zheng, Y., Wu, X., He, G., Shang, Q., Xu, J., and Sun, Y., “Mechanical Properties of Steel Fiber-reinforced Concrete by Vibratory Mixing Technology,” Advances in Civil Engineering, Vol. 2018, No. 1, 9025715 (2018).
  147. Babafemi, A. J. and Boshoff, W. P., “Tensile Creep of Macro-Synthetic

- Fibre Reinforced Concrete (MSFRC) under Uni-Axial Tensile Loading,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 55, 62–69 (2015).
148. Guerini, V., Conforti, A., Plizzari, G., and Kawashima, S., “Influence of Steel and Macro-Synthetic Fibers on Concrete Properties,” *Fibers*, Vol. 6, No. 3, 47 (2018).
149. 顏誠皜，洪崇展，「超高性能混凝土(UHPC)材料與結構應用」，中華技術，第 139 期，40 – 55 頁，2023。
150. Voo, Y. L. and Foster, S. J., “Characteristics of Ultra-High Performance ‘Ductile’ Concrete and Its Impact on Sustainable Construction,” *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, Vol. 3, No. 3, 168–187 (2010).
151. 陳育聖，「超高性能混凝土 UHPC 之發展介紹」，營建知訊，第 483 期，2023。
152. 洪崇展，吳瑞安，蔣啟恆，陳明谷，吳秉益，顏誠皜，「臺南都會區北外環道路-超高性能混凝土(UHPC)伸縮縫之國內首例應用」，中國土木水利工程學刊，第 34 卷，第 1 期，53 – 62 頁，2022。
153. 洪崇展，「超高性能纖維混凝土 UHPC：結構修繕與補強(簡報資料)」，2023。
154. 劉楨業，梁智信，翁榮洲，張奇偉，鄭振定，鄭華，「混凝土結構物修補技術指引」，財團法人中興工程顧問社，2009。
155. Fazal, B. R., Becker, T., Kinsella, B., and Lepkova, K., “A Review of Plant Extracts as Green Corrosion Inhibitors for CO<sub>2</sub> Corrosion of Carbon Steel,” *NPJ Materials Degradation*, Vol. 6, No. 1, 5 (2022).
156. Asaad, M. A., Hussein, M. N., and Saleh, A. T., “Corrosion Inhibitors for Reinforced Concrete Structures Exposed to Aggressive Environments: A Review,” *International Research Journal of Modernization in Engineering Technology and Science*, Vol. 3, No. 2, 19–27 (2021).
157. Kumar, A., “Introduction of Inhibitors, Mechanism and Application for Protection of Steel Reinforcement Corrosion in Concrete,” *Corrosion*, (2020).
158. Casanova, L., Ceriani, F., Messinese, E., Paterlini, L., Beretta, S.,

- Bolzoni, F. M., Brenna, A., Diamanti, M. V., Ormellese, M., and Pedferri, M., “Recent Advances in the Use of Green Corrosion Inhibitors to Prevent Chloride-Induced Corrosion in Reinforced Concrete,” *Materials*, Vol. 16, No. 23, 7462 (2023).
159. Zomorodian, A. and Behnood, A., “Review of Corrosion Inhibitors in Reinforced Concrete: Conventional and Green Materials,” *Buildings*, Vol. 13, No. 5, 1170 (2023).
160. Song, H.-W. and Saraswathy, V., “Analysis of Corrosion Resistance Behavior of Inhibitors in Concrete Using Electrochemical Techniques,” *Metals and Materials International*, Vol. 12, No. 4, 323–329 (2006).
161. Liu, Y., Song, Z., Wang, W., Jiang, L., Zhang, Y., Guo, M., Song, F., and Xu, N., “Effect of Ginger Extract as Green Inhibitor on Chloride-Induced Corrosion of Carbon Steel in Simulated Concrete Pore Solutions,” *Journal of Cleaner Production*, Vol. 214, 298–307 (2019).
162. Abd El Haleem, S. M., Abd El Wanees, S., Abd El Aal, E. E., and Diab, A., “Environmental Factors Affecting the Corrosion Behavior of Reinforcing Steel II. Role of Some Anions in the Initiation and Inhibition of Pitting Corrosion of Steel in  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  Solutions,” *Corrosion Science*, Vol. 52, No. 2, 292–302 (2010).
163. Ann, K. Y., Jung, H. S., Kim, H. S., Kim, S. S., and Moon, H. Y., “Effect of Calcium Nitrite-Based Corrosion Inhibitor in Preventing Corrosion of Embedded Steel in Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, No. 3, 530–535 (2006).
164. Li, X., O’Moore, L., Wilkie, S., Song, Y., Wei, J., Bond, P. L., Yuan, Z. G., Hanzic, L., and Jiang, G. M., “Nitrite Admixed Concrete for Wastewater Structures: Mechanical Properties, Leaching Behavior and Biofilm Development,” *Construction and Building Materials*, Vol. 233, 117341 (2020).
165. Ormellese, M., Berra, M., Bolzoni, F., and Pastore, T., “Corrosion Inhibitors for Chlorides Induced Corrosion in Reinforced Concrete Structures,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, No. 3, 536–547 (2006).
166. Angst, U. M., Büchler, M., Schlumpf, J., and Marazzani, B., “An Organic Corrosion-Inhibiting Admixture for Reinforced Concrete: 18

- Years of Field Experience,” *Materials and Structures*, Vol. 49, No. 7, 2807–2818 (2015).
167. Palanisamy, S. P., Maheswaran, G., Selvarani, A. G., Kamal, C., and Venkatesh, G., “Ricinus Communis– A Green Extract for the Improvement of Anti-Corrosion and Mechanical Properties of Reinforcing Steel in Concrete in Chloride Media,” *Journal of Building Engineering*, Vol. 19, 376–383 (2018).
  168. Satapathy, A. K., Gunasekaran, G., Sahoo, S. C., Amit, K., and Rodrigues, P. V., “Corrosion Inhibition by Justicia Gendarussa Plant Extract in Hydrochloric Acid Solution,” *Corrosion Science*, Vol. 51, No. 12, 2848–2856 (2009).
  169. A. Ahmed, M., Amin, S., and A. Mohamed, A., “Current and Emerging Trends of Inorganic, Organic and Eco-Friendly Corrosion Inhibitors,” *RSC Advances*, Vol. 14, No. 43, 31877–31920 (2024).
  170. Tritthart, J., “Transport of a Surface-Applied Corrosion Inhibitor in Cement Paste and Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, No. 6, 829–834 (2003).
  171. Pan, T., Nguyen, T. A., and Shi, X., “Assessment of Electrical Injection of Corrosion Inhibitor for Corrosion Protection of Reinforced Concrete,” *Transportation Research Record*, Vol. 2044, No. 1, 51–60 (2008).
  172. Goni, L. K. M. O., Mazumder, M. A. J., Goni, L. K. M. O., and Mazumder, M. A. J., “Green Corrosion Inhibitors,” *Corrosion Inhibitors*, (2019).
  173. Matilla, A. L., Barrio, M. I. P., Escamilla, A. C., Ferrer, J. P., and Prieto, T. G., “Analysis of the Effectiveness of the Application of Corrosion Inhibitors to Steel Re-Bars Embedded in Concrete,” *Applied Sciences*, Vol. 14, No. 8, 3364 (2024).
  174. Bentur, A., Berke, N., and Diamond, S., *Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice*, CRC Press (1997).
  175. Medeiros, M. H. F. and Helene, P., “Surface Treatment of Reinforced Concrete in Marine Environment: Influence on Chloride Diffusion Coefficient and Capillary Water Absorption,” *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 3, 1476–1484 (2009).

176. Sakr, M. R. and Bassuoni, M. T., “Silane and Methyl-Methacrylate Based Nanocomposites as Coatings for Concrete Exposed to Salt Solutions and Cyclic Environments,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 115, 103841 (2021).
177. Liao, J., Wang, Y., Sun, X., and Wang, Y., “Chloride Penetration of Surface-Coated Concrete: Review and Outlook,” *Materials*, Vol. 17, No. 16, 4121 (2024).
178. Schueremans, L., Van Gemert, D., and Giessler, S., “Chloride Penetration in RC-Structures in Marine Environment – Long Term Assessment of a Preventive Hydrophobic Treatment,” *Construction and Building Materials*, Vol. 21, No. 6, 1238–1249 (2007).
179. Jones, M., Dhir, R., and Gill, J., “Concrete Surface Treatment: Effect of Exposure Temperature on Chloride Diffusion Resistance,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 1, 197–208 (1995).
180. 陳啟泰，「混凝土表面保護劑於結構物之防蝕應用」，營建知訊，第438期，24 – 30 頁，2019。
181. 黃志弘，吳家和，鄭大偉，「無機聚合塗料之發展及應用」，土木水利，第47卷，第2期，26 – 35 頁，2020。
182. Aguirre-Guerrero, A. M., Robayo-Salazar, R. A., and de Gutiérrez, R. M., “A Novel Geopolymer Application: Coatings to Protect Reinforced Concrete against Corrosion,” *Applied Clay Science*, Vol. 135, 437–446 (2017).
183. Scarfato, P., Di Maio, L., Fariello, M. L., Russo, P., and Incarnato, L., “Preparation and Evaluation of Polymer/Clay Nanocomposite Surface Treatments for Concrete Durability Enhancement,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 34, No. 3, 297–305 (2012).
184. Basha, S. I., Aziz, Md. A., Ahmad, S., Al-Zahrani, M. M., Shameem, M., and Maslehuddin, M., “Improvement of Concrete Durability Using Nanocomposite Coating Prepared by Mixing Epoxy Coating with Submicron/Nano-Carbon Obtained from Heavy Fuel Oil Ash,” *Construction and Building Materials*, Vol. 325, 126812 (2022).
185. 羅俊雄，饒正，「公共工程腐蝕及陰極防蝕現況探討」，公共工程之陰極防蝕應用研討會，2006。

186. Goyal, A., Pouya, H. S., Ganjian, E., and Claisse, P., “A Review of Corrosion and Protection of Steel in Concrete,” *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 43, No. 10, 5035–5055 (2018).
187. Sergi, G., “Ten-year Results of Galvanic Sacrificial Anodes in Steel Reinforced Concrete,” *Materials and Corrosion*, Vol. 62, No. 2, 98–104 (2011).
188. Carmona, J., Garcés, P., and Climent, M. A., “Efficiency of a Conductive Cement-Based Anodic System for the Application of Cathodic Protection, Cathodic Prevention and Electrochemical Chloride Extraction to Control Corrosion in Reinforced Concrete Structures,” *Corrosion Science*, Vol. 96, 102–111 (2015).
189. Polder, R. B., “Electrochemical Chloride Removal from Concrete Prisms Containing Chloride Penetrated from Sea Water,” *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 1, 83–88 (1996).
190. Huang, T., Huang, X., and Wu, P., “Review of Recent Developments of Electrochemical Chloride Extraction on Reinforced Concrete in Civil Engineering,” *International Journal of Electrochemical Science*, Vol. 9, No. 8, 4589–4597 (2014).
191. Yi, C. and Ostertag, C., “Mechanical Approach in Mitigating Alkali-Silica Reaction,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, No. 1, 67–75 (2005).
192. Marcotte, T. D., Hansson, C. M., and Hope, B. B., “The Effect of the Electrochemical Chloride Extraction Treatment on Steel-Reinforced Mortar Part I: Electrochemical Measurements,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 10, 1555–1560 (1999).
193. Yuan, J. and Ou, Z., “Research Progress and Engineering Applications of Stainless Steel-Reinforced Concrete Structures,” *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2021, No. 1, 9228493 (2021).
194. Yadav, M., Dey, I., and Ghosh, S., “A Comparative Study on the Microstructure, Hardness and Corrosion Resistance of Epoxy Coated and Plain Rebars,” *Materials Research Express*, Vol. 9, No. 5, 056504 (2022).
195. Jerzy Zemajtis, Weyers, R. E., Sprinkel, M., and McKeel, Jr., W. T., *Epoxy-Coated Reinforcement: A Historical Performance Review*

- (VTRC 97-IR1), Virginia Transportation Research Council (1996).
196. Zige Zhang, Evaluation of Surface Roughness and Bond-Slip Behavior of New Textured Epoxy-Coated Reinforcing Bars, Master of Science, University of Illinois (2020).
  197. Lee, J., Sheesley, E., Jing, Y., Xi, Y., and Willam, K., “The Effect of Heating and Cooling on the Bond Strength between Concrete and Steel Reinforcement Bars with and without Epoxy Coating,” *Construction and Building Materials*, Vol. 177, 230–236 (2018).
  198. 內政部，「建築物混凝土結構設計規範」，2023。
  199. ASTM A775/A775M, Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars, ASTM International (2022).
  200. ASTM A934/A934M, Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars, ASTM International (2019).
  201. Kim, K. H. E. and Andrawes, B., “Exploratory Study on Bond Behavior of Textured Epoxy-Coated Reinforcing Bars,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 31, No. 8, 04019151 (2019).
  202. Kim, K. H. E. and Andrawes, B., Behavior of Epoxy-Coated Textured Reinforcing Bars (FHWA-ICT-18-004), University of Illinois (2018).
  203. Yeomans, S. R., “Galvanized Steel Reinforcement: Recent Developments and New Opportunities,” In: *Proceedings of the 5th International Federation for Structural Concrete*, Melbourne, Australia, 7–11 (2018).
  204. Yeomans, S. R., “Galvanized Steel Reinforcement: Recent Developments and Future Opportunities,” *Corrosion of Steel in Concrete Structures (Second Edition)*, (2023).
  205. ASTM A767/A767M, Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Rebars for Concrete Reinforcement, ASTM International (2019).
  206. 中華民國國家標準，「CNS 14771 A2283 鋼筋混凝土用熱浸鍍鋅鋼筋」，2015。
  207. 中華民國國家標準，「CNS 15257 熱浸鍍鋅層損傷及裸點修補」，2009。
  208. 林庚達，王和源，羅國安，「熱浸鍍鋅鋼筋應用於第三座液化天然

- 氣接收站棧橋之施工案例介紹」，熱浸鍍鋅，第 84 期，1 - 14 頁，2024。
209. 陳明谷，「金門大橋混凝土構造物防蝕策略及鍍鋅鋼筋使用之介紹」，熱浸鍍鋅，第 68 期，2 - 17 頁，2020。
210. 呂良正，鄒思宇，「淡江大橋 120 年使用年限混凝土為關鍵技術」，營建知訊，第 483 期，24 - 33 頁，2023。
211. Geber, H. and Sadawi, B., “Use of ASTM A1094 Continuous Galvanized Reinforcement In The Carolina Crossroads Project,” In: 2024 Transportation Association of Canada (TAC) Conference and Exhibition (2024).
212. Gagné, M., Pole, S., Goodwin, F., and Dallin, G., “Optimizing the Performance of Galvanized Reinforcement for Corrosion Protection,” In: CSCE Annual Conference (2019).
213. Anil Patnaik, Srikanth Marchetty, Sourav Khatua, Nibras Khalid, and Michael Stroia, “Structural and Corrosion Performance of Continuous Galvanized Rebar (CGR),” 11, Vol. 3, No. Current Trends in Civil&Structural Engineering (2024).
214. ASTM A1094-18, Standard Specification for Continuous Hot-Dip Galvanized Steel Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International (2018).
215. Patnaik, A., Structural and Corrosion Performance of Continuous Galvanized Rebar (CGR), The University of Akron (2019).
216. Eugenijus Gudonis, Edgaras Timinskas, Viktor Gribniak, Gintaris Kaklauskas, Aleksandr K. Arnautov, and Vytautas Tamulėnas, “FRP Reinforcement for Concrete Structures: State-of-the-Art Review of Application and Design,” Engineering Structures and Technologies, Vol. 5, No. 4, 147–158 (2013).
217. American Concrete Institute, ACI 440.1R-15: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Bars (2015).
218. Khodadadi, N., Roghani, H., Harati, E., Mirdarsoltany, M., De Caso, F., and Nanni, A., “Fiber-Reinforced Polymer (FRP) in Concrete: A Comprehensive Survey,” Construction and Building Materials, Vol. 432,

- 136634 (2024).
219. Eduardo A. Villen Salan, “A Monumental Flood Mitigation Channel in Saudi Arabia,” *Concrete International*, Vol. 43, No. 10 (2021).
220. American Concrete Institute, *ACI CODE-440.11-22: Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars—Code and Commentary* (2022).
221. García-Alonso, M. C., Escudero, M. L., Miranda, J. M., Vega, M. I., Capilla, F., Correia, M. J., Salta, M., Bennani, A., and González, J. A., “Corrosion Behaviour of New Stainless Steels Reinforcing Bars Embedded in Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, No. 10, 1463–1471 (2007).
222. Corradi, M., Di Schino, A., Borri, A., and Rufini, R., “A Review of the Use of Stainless Steel for Masonry Repair and Reinforcement,” *Construction and Building Materials*, Vol. 181, 335–346 (2018).
223. Rabi, M., Shamass, R., and Cashell, K. A., “Structural Performance of Stainless Steel Reinforced Concrete Members: A Review,” *Construction and Building Materials*, Vol. 325, 126673 (2022).
224. Lollini, F., Carsana, M., Gastaldi, M., and Redaelli, E., “Corrosion Behaviour of Stainless Steel Reinforcement in Concrete,” *Corrosion Reviews*, Vol. 37, No. 1, 3–19 (2019).
225. Medina, E., Medina, J. M., Cobo, A., and Bastidas, D. M., “Evaluation of Mechanical and Structural Behavior of Austenitic and Duplex Stainless Steel Reinforcements,” *Construction and Building Materials*, Vol. 78, 1–7 (2015).
226. Markeset, G., Rostam, S., and Klinghoffer, O., *Guide for the Use of Stainless Steel Reinforcement in Concrete Structures*, Oslo, Norway: Byggforsk (2006).
227. The Concrete Society, *TR51 Guide on the Use of Stainless Steel Reinforcement* (1998).
228. BS 6744, *Stainless Steel Bars for the Reinforcement of and Use in Concrete - Requirements and Test Methods*, British Standards Institution (2001).
229. BA 84/02, *Design Manual for Roads and Bridges Part 15: Use of Stainless Steel Reinforcement in Highway Structures*, Highways

- Agency UK (2003).
230. Cramer, S., Covino Jr, B., Bullard, S., Holcomb, G., Russell, J., Nelson, F., Laylor, H., and Soltesz, S., “Corrosion Prevention and Remediation Strategies for Reinforced Concrete Coastal Bridges,” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 24, No. 1, 101–117 (2002).
  231. Arup Research & Development, *The Use of Stainless Steel Reinforcement in Bridges*, British Stainless Steel Association (2003).
  232. ChromX® Technologies, *Material Properties Design Considerations* (2019).
  233. Paul, V. K., Khursheed, S., and Akbari, Md. A., “Comparative Cost Analysis of MMFX Bars in Indian Scenario,” In: *Smart Cities- Opportunities and Challenges*, 207–218 (2020).
  234. MMFX Technologies, *Bridges and Highways Reinforcing Solution* (2020).
  235. Gregory W. Lucier, *Evaluation of MMFX Steel for Concrete Bridge Decks*, Master of Science, North Carolina State University (2006).
  236. Steve Kahl, P.E., *Corrosion Resistant Alloy Steel (MMFX) Reinforcing Bar in Bridge Decks (R-1499)*, Michigan Department of Transportation Construction and Technology Division (2007).
  237. Metwally, I. M. and Ghannam, M., “Behaviour of Green Ultra-High-Performance Concrete Beams with Corrosion Resistant Alloy Steel (MMFX) Bars,” *SN Applied Sciences*, Vol. 2, No. 5, 869 (2020).
  238. Cameron Murray and Gary Prinz, *MMFX Steel for Bridge Deck Reinforcement*, University of Arkansas (2020).
  239. ICC Evaluation Service, *Evaluation Report ESR-2107: ChromX® 9100, 9200, and 4100, Grade 100 Steel Reinforcing Bars*, ICC Evaluation Service, LLC (2025).
  240. AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials (2024).
  241. ACI Innovation Task Group 6, *ACI ITG-6R-10: Design Guide for the Use of ASTM A1035/A1035M Grade 100(690) Steel Bars for Structural Concrete*, American Concrete Institute (2010).
  242. ASTM A1035/A1035M, *Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement*,

- ASTM International (2020).
243. American Concrete Institute, ACI 439.6R-19: Guide for the Use of ASTM A1035/A1035M Type CS Grade 100 (690) Steel Bars for Structural Concrete, American Concrete Institute. (2019).
244. 葉為忠，「構造物之腐蝕與防蝕機理」，公共工程之陰極防蝕應用研討會，2006。

## 附錄一

需考慮鹽害影響區域所對應的網格座標



縣市	鄉鎮區	AR6 統計降尺度網格座標(WGS 1984 座標系統)
宜蘭縣	蘇澳鎮	(N24.45°, E121.8°)(N24.5°, E121.8°)(N24.6°, E121.8°)(N24.65°, E121.8°) (N24.5°, E121.85°)(N24.55°, E121.85°)(N24.6°, E121.85°)(N24.65°, E121.85°) (N24.6°, E121.9°)
宜蘭縣	五結鄉	(N24.7°, E121.75°)(N24.65°, E121.8°)(N24.7°, E121.8°)(N24.65°, E121.85°) (N24.7°, E121.85°)
宜蘭縣	壯圍鄉	(N24.7°, E121.75°)(N24.75°, E121.75°)(N24.8°, E121.75°)(N24.7°, E121.8°) (N24.75°, E121.8°)(N24.8°, E121.8°)(N24.7°, E121.85°)
宜蘭縣	礁溪鄉	(N24.75°, E121.75°)(N24.8°, E121.75°)(N24.8°, E121.8°)(N24.85°, E121.8°)
宜蘭縣	頭城鎮	(N24.85°, E121.8°)(N24.9°, E121.8°)(N24.85°, E121.85°)(N24.9°, E121.85°) (N24.95°, E121.85°)(N24.9°, E121.9°)(N24.95°, E121.9°)(N25.0°, E121.9°) (N24.85°, E121.95°)(N25.0°, E121.95°)
宜蘭縣	南澳鄉	(N24.3°, E121.75°)(N24.35°, E121.75°)(N24.4°, E121.75°)(N24.45°, E121.75°) (N24.35°, E121.8°)(N24.4°, E121.8°)(N24.45°, E121.8°)(N24.5°, E121.8°) (N24.6°, E121.8°)(N24.5°, E121.85°)(N24.55°, E121.85°)
基隆市	中山區	(N25.15°, E121.7°)(N25.15°, E121.75°)
基隆市	安樂區	(N25.15°, E121.7°)(N25.1°, E121.75°)(N25.15°, E121.75°)
基隆市	七堵區	(N25.15°, E121.65°)(N25.15°, E121.7°)(N25.1°, E121.75°)
基隆市	暖暖區	(N25.1°, E121.75°)
基隆市	仁愛區	(N25.1°, E121.75°)(N25.15°, E121.75°)
基隆市	信義區	(N25.1°, E121.75°)(N25.15°, E121.75°)(N25.1°, E121.8°)(N25.15°, E121.8°)
基隆市	中正區	(N25.15°, E121.75°)(N25.1°, E121.8°)(N25.15°, E121.8°)
新北市	貢寮區	(N24.95°, E121.85°)(N24.95°, E121.9°)(N25.0°, E121.9°)(N25.05°, E121.9°) (N25.1°, E121.9°)(N25.0°, E121.95°)(N25.05°, E121.95°)(N25.0°, E122.0°) (N25.05°, E122.0°)
新北市	瑞芳區	(N25.1°, E121.75°)(N25.1°, E121.8°)(N25.15°, E121.8°)(N25.1°, E121.85°) (N25.15°, E121.85°)(N25.1°, E121.9°)
新北市	萬里區	(N25.2°, E121.6°)(N25.15°, E121.65°)(N25.2°, E121.65°)(N25.15°, E121.7°) (N25.2°, E121.7°)
新北市	金山區	(N25.2°, E121.6°)(N25.25°, E121.6°)(N25.2°, E121.65°)(N25.25°, E121.65°)
新北市	石門區	(N25.25°, E121.5°)(N25.3°, E121.5°)(N25.25°, E121.55°)(N25.3°, E121.55°) (N25.2°, E121.6°)(N25.25°, E121.6°)(N25.3°, E121.6°)
新北市	三芝區	(N25.25°, E121.45°)(N25.2°, E121.5°)(N25.25°, E121.5°)(N25.3°, E121.5°) (N25.25°, E121.55°)
新北市	林口區	(N25.1°, E121.3°)(N25.1°, E121.35°)(N25.15°, E121.35°)(N25.1°, E121.4°)
新北市	淡水區	(N25.15°, E121.4°)(N25.2°, E121.4°)(N25.1°, E121.45°)(N25.15°, E121.45°) (N25.2°, E121.45°)(N25.25°, E121.45°)(N25.15°, E121.5°)(N25.2°, E121.5°) (N25.25°, E121.5°)
新北市	八里區	(N25.1°, E121.35°)(N25.15°, E121.35°)(N25.1°, E121.4°)(N25.15°, E121.4°) (N25.1°, E121.45°)(N25.15°, E121.45°)
桃園市	蘆竹區	(N25.1°, E121.25°)(N25.1°, E121.3°)(N25.1°, E121.35°)
桃園市	大園區	(N25.05°, E121.15°)(N25.1°, E121.15°)(N25.05°, E121.2°)(N25.1°, E121.2°) (N25.1°, E121.25°)
桃園市	觀音區	(N25.0°, E121.0°)(N25.0°, E121.05°)(N25.05°, E121.05°)(N25.0°, E121.1°) (N25.05°, E121.1°)(N25.05°, E121.15°)(N25.1°, E121.15°)
桃園市	新屋區	(N24.95°, E121.0°)(N25.0°, E121.0°)(N24.95°, E121.05°)(N25.0°, E121.05°) (N25.0°, E121.1°)
新竹縣	新豐鄉	(N24.85°, E120.95°)(N24.9°, E120.95°)(N24.85°, E121.0°)(N24.9°, E121.0°) (N24.95°, E121.0°)(N24.95°, E121.05°)
新竹縣	竹北市	(N24.85°, E120.95°)(N24.9°, E120.95°)(N24.85°, E121.0°)
新竹市	北區	(N24.85°, E120.9°)(N24.8°, E120.95°)(N24.85°, E120.95°)(N24.85°, E121.0°)

新竹市	東區	(N24.75°, E120.95°)(N24.8°, E120.95°)
新竹市	香山區	(N24.7°, E120.9°)(N24.75°, E120.9°)(N24.8°, E120.9°)(N24.85°, E120.9°) (N24.75°, E120.95°)(N24.8°, E120.95°)(N24.85°, E120.95°)
苗栗縣	後龍鎮	(N24.55°, E120.7°)(N24.6°, E120.7°)(N24.55°, E120.75°)(N24.6°, E120.75°) (N24.65°, E120.75°)(N24.6°, E120.8°)(N24.65°, E120.8°)(N24.65°, E120.85°)
苗栗縣	通霄鎮	(N24.45°, E120.65°)(N24.5°, E120.65°)(N24.45°, E120.7°)(N24.5°, E120.7°) (N24.55°, E120.7°)(N24.5°, E120.75°)(N24.55°, E120.75°)
苗栗縣	苑裡鎮	(N24.4°, E120.65°)(N24.45°, E120.65°)(N24.45°, E120.7°)
苗栗縣	竹南鎮	(N24.65°, E120.85°)(N24.7°, E120.85°)(N24.7°, E120.9°)(N24.75°, E120.9°)
臺中市	大甲區	(N24.3°, E120.6°)(N24.35°, E120.6°)(N24.4°, E120.6°)(N24.35°, E120.65°) (N24.4°, E120.65°)(N24.45°, E120.65°)
臺中市	梧棲區	(N24.2°, E120.5°)(N24.25°, E120.5°)(N24.3°, E120.5°)(N24.2°, E120.55°) (N24.25°, E120.55°)(N24.3°, E120.55°)
臺中市	龍井區	(N24.2°, E120.45°)(N24.2°, E120.5°)(N24.25°, E120.5°)(N24.15°, E120.55°) (N24.2°, E120.55°)
臺中市	大安區	(N24.35°, E120.55°)(N24.4°, E120.55°)(N24.3°, E120.6°)(N24.35°, E120.6°) (N24.4°, E120.6°)(N24.4°, E120.65°)
臺中市	清水區	(N24.3°, E120.5°)(N24.25°, E120.55°)(N24.3°, E120.55°)(N24.35°, E120.55°) (N24.3°, E120.6°)(N24.35°, E120.6°)
彰化縣	伸港鄉	(N24.15°, E120.45°)(N24.2°, E120.45°)(N24.15°, E120.5°)(N24.2°, E120.5°)
彰化縣	福興鄉	(N24.05°, E120.35°)(N24.0°, E120.4°)(N24.05°, E120.4°)(N24.05°, E120.45°)
彰化縣	線西鄉	(N24.1°, E120.4°)(N24.15°, E120.4°)(N24.1°, E120.45°)(N24.15°, E120.45°) (N24.2°, E120.45°)(N24.15°, E120.5°)
彰化縣	鹿港鎮	(N24.05°, E120.35°)(N24.05°, E120.4°)(N24.1°, E120.4°)(N24.05°, E120.45°) (N24.1°, E120.45°)(N24.15°, E120.45°)
彰化縣	芳苑鄉	(N23.9°, E120.25°)(N23.9°, E120.3°)(N23.95°, E120.3°)(N24.0°, E120.3°) (N23.9°, E120.35°)(N23.95°, E120.35°)(N24.0°, E120.35°)(N24.05°, E120.35°) (N24.0°, E120.4°)(N24.05°, E120.4°)
彰化縣	大城鄉	(N23.85°, E120.2°)(N23.85°, E120.25°)(N23.9°, E120.25°)(N23.8°, E120.3°) (N23.85°, E120.3°)(N23.9°, E120.3°)(N23.9°, E120.35°)
雲林縣	麥寮鄉	(N23.75°, E120.15°)(N23.8°, E120.15°)(N23.75°, E120.2°)(N23.8°, E120.2°) (N23.85°, E120.2°)(N23.75°, E120.25°)(N23.8°, E120.25°)(N23.85°, E120.25°) (N23.75°, E120.3°)(N23.8°, E120.3°)(N23.85°, E120.3°)
雲林縣	臺西鄉	(N23.7°, E120.15°)(N23.75°, E120.15°)(N23.65°, E120.2°)(N23.7°, E120.2°) (N23.75°, E120.2°)(N23.75°, E120.25°)
雲林縣	四湖鄉	(N23.65°, E120.1°)(N23.6°, E120.15°)(N23.65°, E120.15°)(N23.7°, E120.15°) (N23.6°, E120.2°)(N23.65°, E120.2°)(N23.7°, E120.2°)
雲林縣	口湖鄉	(N23.45°, E120.0°)(N23.5°, E120.05°)(N23.55°, E120.1°)(N23.5°, E120.15°) (N23.55°, E120.15°)(N23.6°, E120.15°)(N23.65°, E120.15°)(N23.5°, E120.2°) (N23.55°, E120.2°)(N23.6°, E120.2°)(N23.65°, E120.2°)
嘉義縣	東石鄉	(N23.4°, E120.15°)(N23.45°, E120.15°)(N23.5°, E120.15°)(N23.4°, E120.2°) (N23.45°, E120.2°)(N23.5°, E120.2°)
嘉義縣	布袋鎮	(N23.35°, E120.1°)(N23.3°, E120.15°)(N23.35°, E120.15°)(N23.4°, E120.15°) (N23.35°, E120.2°)(N23.4°, E120.2°)(N23.45°, E120.2°)
臺南市	北門區	(N23.25°, E120.1°)(N23.3°, E120.1°)(N23.35°, E120.1°)(N23.25°, E120.15°) (N23.3°, E120.15°)(N23.35°, E120.15°)
臺南市	將軍區	(N23.2°, E120.1°)(N23.25°, E120.1°)(N23.2°, E120.15°)(N23.25°, E120.15°)
臺南市	七股區	(N23.05°, E120.05°)(N23.1°, E120.05°)(N23.15°, E120.05°)(N23.05°, E120.1°) (N23.1°, E120.1°)(N23.15°, E120.1°)(N23.2°, E120.1°)(N23.1°, E120.15°) (N23.2°, E120.15°)
臺南市	安南區	(N23.05°, E120.05°)(N23.05°, E120.1°)(N23.1°, E120.1°)(N23.0°, E120.15°) (N23.05°, E120.15°)(N23.1°, E120.15°)(N23.0°, E120.2°)(N23.05°, E120.2°)

臺南市	安平區	(N22.95°, E120.15°)(N23.0°, E120.15°)(N23.0°, E120.2°)
臺南市	南區	(N22.9°, E120.15°)(N22.95°, E120.15°)(N23.0°, E120.15°)(N22.9°, E120.2°) (N22.95°, E120.2°)(N23.0°, E120.2°)
高雄市	茄萣區	(N22.85°, E120.2°)(N22.9°, E120.2°)
高雄市	永安區	(N22.8°, E120.2°)(N22.85°, E120.2°)(N22.8°, E120.25°)(N22.85°, E120.25°)
高雄市	彌陀區	(N22.8°, E120.2°)(N22.75°, E120.25°)(N22.8°, E120.25°)
高雄市	梓官區	(N22.7°, E120.25°)(N22.75°, E120.25°)
高雄市	楠梓區	(N22.7°, E120.25°)(N22.75°, E120.25°)(N22.7°, E120.3°)(N22.75°, E120.3°)
高雄市	左營區	(N22.65°, E120.25°)(N22.7°, E120.25°)(N22.65°, E120.3°)(N22.7°, E120.3°)
高雄市	旗津區	(N22.6°, E120.25°)(N22.55°, E120.3°)(N22.6°, E120.3°)
高雄市	鼓山區	(N22.6°, E120.25°)(N22.65°, E120.25°)(N22.6°, E120.3°)(N22.65°, E120.3°)
高雄市	小港區	(N22.5°, E120.3°)(N22.55°, E120.3°)(N22.5°, E120.35°)(N22.55°, E120.35°) (N22.55°, E120.4°)
高雄市	林園區	(N22.5°, E120.35°)(N22.55°, E120.35°)(N22.5°, E120.4°)(N22.55°, E120.4°) (N22.5°, E120.45°)
屏東縣	恆春鎮	(N21.95°, E120.7°)(N22.0°, E120.7°)(N22.05°, E120.7°)(N21.9°, E120.75°) (N21.95°, E120.75°)(N22.0°, E120.75°)(N22.05°, E120.75°)(N21.95°, E120.8°) (N22.0°, E120.8°)(N22.05°, E120.8°)(N21.9°, E120.85°)(N21.95°, E120.85°)
屏東縣	滿州鄉	(N22.0°, E120.75°)(N21.95°, E120.8°)(N22.0°, E120.8°)(N22.05°, E120.8°) (N22.1°, E120.8°)(N21.95°, E120.85°)(N22.0°, E120.85°)(N22.05°, E120.85°) (N22.1°, E120.85°)(N22.15°, E120.85°)(N22.0°, E120.9°)(N22.05°, E120.9°) (N22.1°, E120.9°)(N22.15°, E120.9°)
屏東縣	牡丹鄉	(N22.1°, E120.75°)(N22.15°, E120.75°)(N22.2°, E120.75°)(N22.05°, E120.8°) (N22.1°, E120.8°)(N22.1°, E120.85°)(N22.15°, E120.85°)(N22.2°, E120.85°) (N22.25°, E120.85°)(N22.15°, E120.9°)(N22.2°, E120.9°)(N22.25°, E120.9°)
屏東縣	新園鄉	(N22.5°, E120.4°)(N22.55°, E120.4°)(N22.45°, E120.45°)(N22.5°, E120.45°)
屏東縣	東港鎮	(N22.45°, E120.45°)(N22.5°, E120.45°)(N22.45°, E120.5°)
屏東縣	林邊鄉	(N22.4°, E120.5°)(N22.45°, E120.5°)(N22.45°, E120.55°)
屏東縣	佳冬鄉	(N22.4°, E120.5°)(N22.45°, E120.5°)(N22.4°, E120.55°)(N22.45°, E120.55°)
屏東縣	枋山鄉	(N22.35°, E120.6°)(N22.25°, E120.65°)(N22.3°, E120.65°)(N22.35°, E120.65°) (N22.15°, E120.7°)(N22.2°, E120.7°)(N22.25°, E120.7°)
屏東縣	枋寮鄉	(N22.4°, E120.55°)(N22.45°, E120.55°)(N22.35°, E120.6°)(N22.4°, E120.6°) (N22.25°, E120.65°)(N22.3°, E120.65°)(N22.35°, E120.65°)(N22.1°, E120.7°) (N22.15°, E120.7°)(N22.2°, E120.7°)(N22.25°, E120.7°)(N22.3°, E120.7°) (N22.1°, E120.75°)(N22.15°, E120.75°)(N22.2°, E120.75°)(N22.2°, E120.85°) (N22.25°, E120.85°)
屏東縣	車城鄉	(N22.0°, E120.7°)(N22.05°, E120.7°)(N22.1°, E120.7°)(N22.15°, E120.7°) (N22.05°, E120.75°)(N22.1°, E120.75°)(N22.05°, E120.8°)(N22.1°, E120.8°)
屏東縣	恆春鎮	(N21.95°, E120.7°)(N22.0°, E120.7°)(N22.05°, E120.7°)(N21.9°, E120.75°) (N21.95°, E120.75°)(N22.0°, E120.75°)(N22.05°, E120.75°)(N21.95°, E120.8°) (N22.0°, E120.8°)(N22.05°, E120.8°)(N21.9°, E120.85°)(N21.95°, E120.85°)
花蓮縣	壽豐鄉	(N23.75°, E121.5°)(N23.8°, E121.5°)(N23.75°, E121.55°)(N23.8°, E121.55°) (N23.85°, E121.55°)(N23.9°, E121.55°)(N23.95°, E121.55°)(N23.85°, E121.6°) (N23.9°, E121.6°)
花蓮縣	吉安鄉	(N23.9°, E121.55°)(N23.95°, E121.55°)(N23.9°, E121.6°)(N23.95°, E121.6°) (N24.0°, E121.6°)
花蓮縣	花蓮市	(N23.95°, E121.6°)(N24.0°, E121.6°)(N24.0°, E121.65°)
花蓮縣	豐濱鄉	(N23.45°, E121.45°)(N23.5°, E121.45°)(N23.55°, E121.45°)(N23.45°, E121.5°) (N23.5°, E121.5°)(N23.55°, E121.5°)(N23.6°, E121.5°)(N23.65°, E121.5°) (N23.7°, E121.5°)(N23.55°, E121.55°)(N23.6°, E121.55°)(N23.65°, E121.55°)

		(N23.7°, E121.55°)(N23.75°, E121.55°)
花蓮縣	新城鄉	(N24.0°, E121.6°)(N24.05°, E121.6°)(N24.1°, E121.6°)(N24.0°, E121.65°) (N24.05°, E121.65°)(N24.1°, E121.65°)(N24.15°, E121.65°)
花蓮縣	秀林鄉	(N23.95°, E121.55°)(N24.0°, E121.6°)(N24.05°, E121.6°)(N24.1°, E121.6°) (N24.15°, E121.6°)(N24.1°, E121.65°)(N24.15°, E121.65°)(N24.2°, E121.65°) (N24.25°, E121.65°)(N24.2°, E121.7°)(N24.25°, E121.7°)(N24.3°, E121.7°) (N24.25°, E121.75°)(N24.3°, E121.75°)(N24.35°, E121.75°)
臺東縣	達仁鄉	(N22.25°, E120.85°)(N22.3°, E120.85°)(N22.35°, E120.85°)(N22.4°, E120.85°) (N22.25°, E120.9°)(N22.3°, E120.9°)(N22.35°, E120.9°)(N22.4°, E120.9°) (N22.45°, E120.9°)(N22.5°, E120.9°)(N22.45°, E120.95°)(N22.5°, E120.95°)
臺東縣	大武鄉	(N22.3°, E120.85°)(N22.35°, E120.85°)(N22.3°, E120.9°)(N22.35°, E120.9°) (N22.4°, E120.9°)(N22.45°, E120.9°)(N22.45°, E120.95°)
臺東縣	臺東市	(N22.7°, E121.05°)(N22.7°, E121.1°)(N22.75°, E121.1°)(N22.8°, E121.1°) (N22.75°, E121.15°)(N22.8°, E121.15°)(N22.8°, E121.2°)
臺東縣	卑南鄉	(N22.65°, E120.95°)(N22.7°, E121.0°)(N22.7°, E121.05°)(N22.75°, E121.1°) (N22.8°, E121.1°)(N22.8°, E121.15°)(N22.85°, E121.15°)(N22.9°, E121.15°) (N22.8°, E121.2°)(N22.85°, E121.2°)
臺東縣	東河鄉	(N22.85°, E121.15°)(N22.9°, E121.15°)(N22.85°, E121.2°)(N22.9°, E121.2°) (N22.95°, E121.2°)(N22.9°, E121.25°)(N22.95°, E121.25°)(N23.0°, E121.25°) (N22.95°, E121.3°)(N23.0°, E121.3°)(N23.05°, E121.3°)(N23.1°, E121.3°)
臺東縣	成功鎮	(N23.0°, E121.3°)(N23.05°, E121.3°)(N23.1°, E121.3°)(N23.15°, E121.3°) (N23.2°, E121.3°)(N23.05°, E121.35°)(N23.1°, E121.35°)(N23.15°, E121.35°) (N23.2°, E121.35°)(N23.25°, E121.35°)(N23.1°, E121.4°)(N23.15°, E121.4°) (N23.2°, E121.4°)(N23.25°, E121.4°)
臺東縣	長濱鄉	(N23.25°, E121.35°)(N23.2°, E121.4°)(N23.25°, E121.4°)(N23.3°, E121.4°) (N23.35°, E121.4°)(N23.4°, E121.4°)(N23.3°, E121.45°)(N23.35°, E121.45°) (N23.4°, E121.45°)(N23.45°, E121.45°)(N23.4°, E121.5°)(N23.45°, E121.5°)
臺東縣	太麻里鄉	(N22.5°, E120.9°)(N22.45°, E120.95°)(N22.5°, E120.95°)(N22.55°, E120.95°) (N22.6°, E120.95°)(N22.65°, E120.95°)(N22.55°, E121.0°)(N22.6°, E121.0°) (N22.65°, E121.0°)(N22.7°, E121.0°)(N22.65°, E121.05°)(N22.7°, E121.05°)

## 附錄二

### 專家學者座談會會議紀錄



## 交通部運輸研究所運輸技術研究中心會議紀錄

壹、會議名稱：本所運技中心第一科 114 年度自行研究計畫專家學者  
座談會議

貳、時間：114 年 5 月 12 日(星期一)上午 9 時 30 分

參、地點：本所運輸技術研究中心 2 樓簡報室

肆、主持人：蔡立宏主任

紀錄：鄭登鍵

伍、出單位及人員：如簽到表

陸、與會委員意見：

### 一、吳委員松旺

(一) 鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護  
成效評估及技術推廣

1. 本工法適用於如大甲溪此類卵礫石河床，而臺灣的河川環境及地質具多樣性，在感潮區河川、泥砂或泥岩等環境是否可用其他的方式來保護橋基，建議後續可規劃針對相關的場域下橋基保護之研究。
2. 建議可建立本工法之 SOP 做為施工說明書，提示施工細節、步驟，以利後續推廣執行。

(二) 橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

目前箱內檢測還是以人力為主，無法用機器取代，本工務段可安排本案研究人員參與箱內檢測作業，實際參與執行體會實務困難及盲點。

(三) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

本工務段轄區國道 3 號竹南西至後龍段，因近海盤式支承鏽蝕嚴重，目前預計以手動或噴砂方式除鏽，若有研究參考需求可安排至現場案例蒐集。

### 二、柯委員永彥

(一) 鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護  
成效評估及技術推廣

1. 現場驗證使用 UAV 進行拍攝，如何針對水下沖刷部分進行觀察？
2. 本研究大甲溪河床屬於卵礫石，若針對不同性質之河床應如何調整或可直接適用？建議後續規劃相關延續性之研究。
3. 本研究建議可將計畫施作經驗回饋修正，如於現場工法之最佳配置、注意事項、步驟等補充說明。

#### (二) 橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

橋梁檢測方法相當多，包涵目視檢測及非破壞性檢測，建議透過訪談及現場觀摩，聚焦於實務需求。

#### (三) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

本案之研究場域是否有機會擴增至離岸風電之範圍？

#### (四) 港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

港灣構造物之管理相當重要，本研究今年度為最後一年，建議後續研究可從巡查檢測提升到監測，可節省人力並獲得更全面之資料。

#### (五) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

本研究今年做花蓮港即可蒐集 2018、2024 年震災之案例，做實際案例之對照。

#### (六) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

本研究可與臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查研究搭配，將 RC 構件佈放於各實驗場域做測試。

### 三、林委員健明

#### (一) 港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

1. 須因應氣候劇烈所生颱風豪雨，造成既有排水設施無法消退之積水及淹水。
2. 因應船舶大型化，碰墊規格尺寸需變大，是否影響碼頭結

構？

(二) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

碼頭水下構造物為鋼板樁或鋼管樁結構，海水腐蝕劣化因子是否有針對各港海氣候條件分別研究？

(三) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 本研究為 5 年期研究之第 4 年，相關的資料蒐集，主要以生成式 AI 蒐集國內外液化評估之文獻，請注意 AI 工具使用之實際性。
2. 花蓮港於 113 年 0403 地震中受創嚴重，相關研究資料陸續產出，請貴中心針對潛勢液化高之碼頭，提出具體建議以減少地震所帶來之災損。

四、王委員朝正

1. 8 個計畫含括基本資料建立、資料運用方法及管制檢測技術評估與應用，符合運技中心設立之目的。
2. 建議研究成果每年發表，依查核點審查並分享研究成果。
3. 建議貴中心持續讓工作同仁接受 AI 之相關訓練。

(一) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

碳鋼及鋅去年已建立關聯性，建議今年成果能帶入進行確認，並進行 AI 學習。

(二) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

鋼筋混凝土之劣化，鹽份、水份不可或缺，但若水量夠大是能沖掉鹽份，建議水量、時雨量及次數列入參數。

五、楊委員秉順

(一) 鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 橋基沖刷涉及河床質種類、河床斷面、河床高程、基礎形式等狀況有不同影響，本案經歷多年試驗與現地驗證具有效益性，建議可載明本案適用性範圍。

2. 可研議採用檢核表方式，對於有橋基沖刷之機關，只要針對檢核表內容勾選，即可知道是否可採用本方法，並於表中針對不同狀況提供織布配置建議方式，以方便依循。

## (二) 橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 目前箱內檢測面臨人員安全、設備限制，狀況甚多，建議可先針對不同箱內情況了解。
2. 因為箱內狀況不同，有混凝土橋、鋼構，且隔梁人孔有管線或是箱內有錨頭等狀況甚多，建議後續歸納各種狀況之適用性方式。
3. 無管線、阻礙物或高低差等影響隔梁人孔之箱內環境，可研議採自動軌道之可行性。
4. 如屬較複雜有阻礙物之箱內環境，可研議採人員先蒐集箱內高解析之照片與影片，事後採用影像標註及檢測評分等方式可行性，減少人員停留時間。

## (三) 港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

本草案有規範相關土壤液化計算方式，建議可研議將港區地震液化風險評估模式精進等相關案例納入。

## (四) 鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

1. 邊坡情況甚多，有落石、土石流、倒懸、危木或節理開裂等問題，建議收集資料後先研擬預計 AI 判釋之方向。
2. 以公路局而言，RHRS 已有相關檢核表與評分機制，未來如能導入 UAV 等自動判釋相關邊坡分級數值，將可迅速分類。

## (五) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 本案歷年對於橋梁設計具有相當的助益，惟目前僅能以腐蝕等級由設計單位採用膜厚設計或耐久性設計等考量，建議本案後續可建立各區域相關設計參數，讓設計單位更能直接採用。
2. 因關渡橋與未來淡江大橋皆位於淡水河出海口，建議可於該處新增相關試驗。

(六) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. 目前採用4種不同溫室氣體情境來研究鋼筋腐蝕速率模型計算，未來於不同現地上如何採用相關設計參數？
2. 本案提及選取一座鋼筋混凝土橋梁評估鋼筋腐蝕，是否已有選定？未來如何與模型相互驗證？

六、李委員坤哲

(一) 鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 沖刷因子涉及流量、水深、福祿數、河床質..等等，本案目前採大甲溪案例，未來可擴充其他條件下之探討，如砂土、粉土質粒料，並據以調整織布，提升保護工耐久性。
2. 建議後續年度如繼續執行，可增加沖刷計算與水工試驗及現地試驗之比較，可推求不同條件下之成效。
3. 水利機關近年有辦理大甲溪疏濬工程，請注意地形及流況改變之影響。

(二) 橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 目前橋梁箱內檢測時，人員進出人孔之墜落風險及箱內局限空間為高風險等級。
2. 國內之前嘗試過之案例包括 UAV、Lidar、橋梁檢測機器人，因箱內構件複雜、管線遮蔽物、人孔位置不一、定位等困難，有諸多問題待克服。
3. 本案研究員後續將實際進入箱內查訪，對發掘問題及工具之開發應有極大幫助。

(三) 鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

目前邊坡主管單位之邊坡分級制度有定性及定量兩部分，其分級需要大量人力進行資料之判讀及更新，如能在適當點導入 AI，並配合邊坡監測系統，將對邊坡預警及防災大有裨益。

柒、結論：

感謝各位委員提供本所相當寶貴之專業建議，請案關業務同仁將委員意見納入參採，以符合實際應用面，並提升研究成果之廣度及實用性。

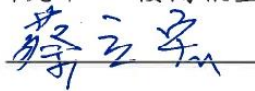
捌、散會：上午 11 時 30 分

會議簽到表

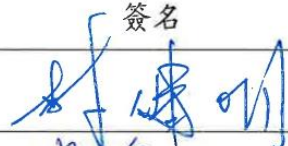



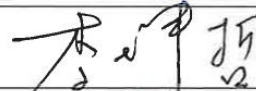


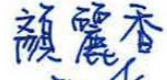

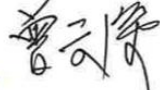

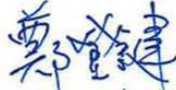


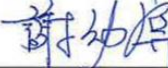

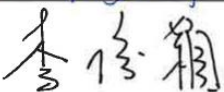

壹、會議名稱：本所運技中心第一科 114 年度自行研究計畫專家學者座談會議

貳、時間：114 年 5 月 12 日(星期一)上午 9 時 30 分

參、地點：本所運輸技術研究中心2樓簡報室

肆、主持人：蔡主任立宏 

伍、出席單位及人員：

所外委員	簽名
林委員健明	
楊委員秉順	
吳委員松旺	
柯委員永彥	
李委員坤哲	
王委員朝正	
第一科	         
第二科	
第三科	



## 附錄三

### 第 1 次工作會議紀要



# 114 年 6 月工作會議紀要

會議名稱：「本所運輸技術研究中心第一科 114 年自行研究計畫」第 1 次工作會議

時間：114 年 6 月 30 日(星期一)上午 10 時至 13 時

地點：本所運輸技術研究中心 5 樓第一會議室

主持人：賴瑞應科長

出席者：如後附簽到表

紀錄：鄭登鍵

## 壹、討論議題/計畫名稱

### 一、工作進度說明

(一)鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 相關三維數值水理分析文獻資料之蒐集。
2. 本工法施工說明書撰擬、現場觀測執行及三維數值分析模型建置情形。
3. 階段性成果應用說明。

(二)橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 國內橋梁箱型梁結構型式分類介紹。
2. 橋梁箱內檢測規定及實務問題說明。
3. 6 月專家學者諮詢及實務單位訪談內容說明。

(三)港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

1. 彙整及回顧臺灣港灣構造物設計基準發展歷程。
2. 彙整及回顧日本「港灣の施設の技術上の基準・同解説」之變遷。
3. 調查及蒐集「港灣構造物設計基準(草案)」所參考引用國內外標準或規範之最新版本。

(四)鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

1. 已蒐集之國內外 AI 於邊坡相關研究文獻說明。
2. 專家學者諮詢及實務單位訪談規劃。
3. 國營臺灣鐵路股份有限公司邊坡分級制度介紹。

(五)114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 完成第 1~2 季大氣腐蝕因子調查與金屬材料現地暴露試驗工作，持續辦理第 3~4 季工作。
2. 完成出版年報與辦理研習會工作，後續工作重點在進行銅金屬關聯性分析工作。

(六)港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

1. 各港區其他設施之巡檢項目與維護管理制度彙整與研析。
2. 其他設施常見之劣化項目探討。

(七)港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 彙整液化評估法相關文獻，並蒐集花蓮港及安平港近 10 年新建设工程所增加之地質鑽探資料。
2. 初步完成花蓮港及安平港地質鑽探資料盤點。

(八)氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. AR6 統計降尺度資料之篩選及資料處理流程。
2. 鋼筋混凝土腐蝕劣化評估模型之選用。

二、針對目前研究方向與執行情形進行討論

(一)鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 討論所蒐集文獻之適用性。
2. 三維數值模型分析流程與可列入檢定及驗證事件探討。

(二)橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 依橋梁箱型梁結構分類，討論橋檢輔助工具之適用模式。
2. 專家學者諮詢及實務訪談所蒐集之橋檢實務問題討論。

### (三) 港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

討論本案盤點檢討「港灣構造物設計基準(草案)」參考引用國內外標準或規範之最新版本及取得的情形。

### (四) 鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

1. 蒐集文獻有 AI 結合數位孿生此類較為新穎之整合應用，建議針對目前 AI 於邊坡之新應用案例加強蒐集，以做為未來研究課題之發想。
2. 建議持續前往案關單位進行諮詢，以瞭解實務運作及 AI 應用所在。

### (五) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 討論關聯性研究的建模數據、主要影響因子、依區域特性建模等相關課題。
2. 討論水下試片取樣分析與研究重點。

### (六) 港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

1. 討論其他設施維護管理機制、巡查檢測項目與劣化判定標準。
2. 討論各港之其他設施構件劣化項目。

### (七) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 討論 111-113 年成果與港灣構造物維護管理系統介接的內容。
2. 討論後續報告內容的加強與補充。

### (八) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. 選用之腐蝕劣化評估模型於臺灣地區的適用性。
2. 既有文獻上其他腐蝕劣化評估模型之差異性。

## 貳、重點紀要/主要結論

## 一、鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

- (一)高公局大甲工務段已於今年汛期前採用本工法完成 P25L~P26L 橋基保護工作，並已據此完成今年度現場試驗區第 1 次 UAV 觀測航拍記錄初始地形，後續請持續注意降雨情形適時進場拍攝，以及注意航拍活動申請之期限。
- (二)三維模型建置驗證事件之選取，考量降雨量、石岡壩放流量、試驗區影響性及觀測資料完整性，可採 113 年凱米颱風事件。

## 二、橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

- (一)建議增加橋梁箱內檢測之檢測項目相關論述，以利聚焦並評估橋檢工具應具備之功能及實用性。
- (二)建議報告蒐集並統計呈現各種類箱型梁之數量，以利評估未來橋檢工具研發之效益。

## 三、港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

- (一)有些標準或規範需要付費購買才能取得，建議先以已經蒐集取得的最新版本之標準或規範進行盤點檢討。
- (二)有關本計畫鈞長提示：「港灣構造物設計基準複審一案，涉及原提報交通部複審時未納入之新增議題，惟該等議題尚未經初審即納入複審程序，為確認其程序之適切性及實務可行性，請與綜合規劃司研商後續處理方式。」在經與綜合規劃司討論後，其建議先進行盤點，俟盤點後評估修訂內容多寡，再決定逕行辦理複審作業，還是交通部函文將基準(草案)退回本所，重新辦理基準編修及初審作業。故請於 8 月 31 日前，提供盤點資料予綜合規劃司參辦。

## 四、鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

- (一)建議後續再持續蒐集臺灣高速鐵路股份有限公司(簡稱高鐵公司)及農業部林業與自然保育署阿里山林業鐵路及文化資產管理處(簡稱阿里山林鐵)邊坡分級相關規定，以做相互參照比較。
- (二)應依照本計畫研究目的及對象，逐步收斂課題、以終為始，故建

議初步蒐整鐵公路邊坡分級制度後，應歸納並分類出適合 AI 介入輔助之情境，俾後續提供實務單位參考應用。

#### 五、114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

(一)後續可分區進行關聯性分析，探討臺灣不同大氣環境、不同腐蝕因子特性區域間的腐蝕差異性。

(二)後續可比較各年期、各港區水下金屬腐蝕差異性，以及水下金屬腐蝕與腐蝕因子間的關聯性。

#### 六、港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

(一)統計並分類各個港區其他設施構件之劣化項目，以瞭解設施常見損壞構件，提供後續設施維護之參考數據。

(二)建議再加強蒐集新興科技可應用在其他設施的巡檢作業案例。

#### 七、港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

(一)請提供歷年各港液化相關研究成果予港灣設施維護管理系統介接，提供臺灣港務股份有限公司未來的應用。

(二)今年度進行花蓮港及安平港模式精進，建議運用國內、外的液化分析方法，推估花蓮港及安平港液化範圍及震陷量，提供地震速報簡訊之應用。

#### 八、氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

(一)建議測試比較不同腐蝕劣化評估模型之差異。

(二)建議搜尋是否有臺灣本土的相關溫度及濕度等修正因子試驗資料，以利建立臺灣本土之修正因子。

### 會議簽到表

壹、會議名稱：「本所運輸技術研究中心第一科 114 年自行研究計畫」第 1 次工作會議

貳、時間：114 年 6 月 30 日(星期一) 上午 10 時

參、地點：本所運輸技術研究中心5樓第一會議室

肆、主持人：賴瑞應科長 賴瑞應

伍、出席單位及人員：

出席單位	職稱	姓名
本所運輸技術研究中心第一科	助理研究员 副研究员 副研究员 副研究员 副研究员 副研究员 副研究员 副研究员	黃雅品 胡雪子 謝幼屏 張道光 曹文偉 鄭登鍵 賴俊星 黃宇瑞
本所運輸技術研究中心第二科	科長	李俊翔
本所運輸技術研究中心第三科	科長	林雅雯

## 附錄四

### 第 2 次工作會議紀要



# 114 年 8 月工作會議紀要

會議名稱：「本所運輸技術研究中心第一科 114 年自行研究計畫」第 2 次工作會議

時間：114 年 8 月 28 日(星期四)上午 9 時至 12 時 40 分

地點：本所運輸技術研究中心 5 樓第一會議室

主持人：賴瑞應科長

出席者：如後附簽到表

紀錄：鄭登鍵

## 壹、討論議題/計畫名稱

### 一、工作進度說明

(一)鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 文獻資料蒐集及本工法施工說明書撰擬說明。
2. 數值分析流程及三維數值分析模型檢定與驗證情形說明。
3. 階段性成果應用說明。

(二)橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 蒐整橋梁箱內部檢測之檢測項目及缺失樣態說明。
2. 箱梁內部檢測作業現地觀摩內容說明。

(三)港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

1. 初步盤點並檢討草案內容。
2. 與臺灣世曦工程顧問股份有限公司討論盤點結果及後續編修方向討論。

(四)鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

1. 蒐整國內外 AI 應用於邊坡相關研究文獻。
2. 實務單位訪談紀要說明。

3. 我國鐵公路邊坡分級制度現況說明。

(五) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 完成第 1~2 季大氣腐蝕因子調查與金屬材料現地暴露試驗工作，持續辦理第 3~4 季工作。
2. 初步完成銅金屬關聯性分析工作，後續將持續精進與優化模式。

(六) 港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

1. 探討各港區其他設施經常及特別巡查設施之劣化項目。
2. 無人機與行動應用程式應用於其他設施巡檢作業。

(七) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 建置花蓮港及安平港地質鑽探資料，並盤點、篩選液化風險評估可用資料，花蓮港共 36 筆、安平港共 193 筆地質鑽探資料。
2. 完成不同地震情境下液化潛勢比較。

(八) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. 氯離子擴散係數之溫度及時間影響修正。
2. 需考量鹽害影響縣市之使用年限損失比較。

二、針對目前研究方向與執行情形進行討論

(一) 鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 文獻引用資料之適用性。
2. 三維數值模型檢定與驗證情形，及後續可列入模擬分析之事件探討。

(二) 橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 依不同箱內環境適用之檢測輔助工具模式討論及比較。
2. 國外箱內檢測技術應用及現地試驗成果文獻討論。

### (三) 港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

1. 討論初步盤點檢討之結果，特別針對氣候變遷對於港灣影響，草案所參考引用之國外規範，於更新之版本皆已修訂相關方針、措施及策略等來調適因應。後續草案辦理修訂時，建議參考更新版之國外規範進行更新修訂，以因應氣候變遷之挑戰。
2. 討論草案參考引用之國內外規範更新版本，有關需付費才能取得之新版規範是否需進行採購。

### (四) 鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

1. 目前蒐集之邊坡結合 AI 應用案例及文獻，仍是以較常見之情境，例如：邊坡滑動風險評估及災害預測、劣化辨識及結構弱面分析等，建議蒐集生成式 AI 於邊坡之應用案例，以拓展思路。
2. 建議國外鐵公路邊坡分級制度可考量納入蒐整，相互比較。

### (五) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 討論關聯性研究於校正迴歸模式時之主要考量因素。
2. 討論關聯性模式與前期模式差異，以及未來精進模式之方向。

### (六) 港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

1. 討論其他設施巡檢劣化項目之探討。
2. 討論新興科技應用於其他設施之巡檢作業。

### (七) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 討論花蓮港及安平港不同地震情境下液化潛勢分析。
2. 討論後續報告內容之加強與補充。

### (八) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. 納入溫度修正氯離子擴散係數造成提前發生初始腐蝕。
2. 各縣市使用年限損失差異不大，可能是因為需考量鹽害影響之各縣市年均溫相差不大。

## 貳、重點紀要/主要結論

### 一、鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

- (一)請檢視高公局大甲工務段應用本工法之時間，以及更新引用水利署之斷面流速及水位資料。
- (二)後續以水利署演算之大甲溪不同重現期流量進行分析模擬，評估本工法之耐洪性。

### 二、橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

- (一)建議規劃至不同型式之箱梁進行現地觀摩，以較全面了解國內箱梁內部型態及狀況。
- (二)依據箱內空間及相關構件佈設，檢測輔助工具選擇除固定軌道式、攀爬及自走式機器人外，複雜之箱內空間可研發穿戴式設備方案，輔助人員紀錄以減少檢測人員待於箱內時間。

### 三、港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

- (一)需要付費購買才能取得之新版國內外規範，建議後續以草案參考引用較多或較常用之新版規範優先採購。
- (二)經初步盤點結果，因應氣候變遷、船舶大型化、耐震規定及材料規格等因素，本草案所參考引用之國內外規範或標準，均已大幅更新，爰刻正辦理函文請交通部辦理退回草案相關事宜。俟退回後，本所將重新進行編修及初審相關作業，完成更新後再陳送交通部辦理複審。

### 四、鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

- (一)針對所盤點之鐵公路邊坡分級制度和現況，後續如何結合 AI 應用，應在報告後面章節詳加描述兩者之間的關聯性。
- (二)本案所提出適合 AI 輔助鐵公路邊坡之應用情境，後續可歸納及分類，提供其他實務單位參考應用。

### 五、114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

後續進行關聯性研究，可嘗試應用 AI 技術，分析金屬腐蝕速率與腐蝕因子間之關聯性。

#### 六、港灣構造物巡查檢測作業精進(4/4)-新興科技應用於其他設施巡查檢測作業

- (一)建議補充新興科技 UAV 應用於其他設施巡檢案例之說明。
- (二)建議加強新興科技應用於其他設施之運用與維護管理巡檢作業之精進說明。

#### 七、港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

- (一)下次工作會議請補充液化風險評估之機率分析與定值分析之差異處。
- (二)本計畫前期成果臺北、臺中、高雄等 3 港區之鑽探熱點圖及土壤液化潛勢圖，提供港灣設施維護管理系統介接，相關使用權限設定要慎重，以免影響航商選擇該港埠之停靠意願。

#### 八、氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

- (一)建議再搜尋文獻是否有其他影響氯離子擴散係數之因子。
- (二)後續腐蝕防治策略應朝實務應用提供建議。
- (三)建議詳細列出各氣候變遷模擬情境之使用年限損失。

會議簽到表

壹、會議名稱：「本所運輸技術研究中心第一科 114 年自行研究計畫」第 2 次工作會議

貳、時間：114 年 8 月 28 日(星期四) 上午 9 時

參、地點：本所運輸技術研究中心 5 樓第一會議室

肆、主持人：賴瑞應科長 賴瑞應

伍、出席單位及人員：

出席單位	職稱	姓名
本所運輸技術研究中心第一科	副研 副研 副研 " " " 副研 助理研	賴俊杰 鄭登建 胡悠了 曹文博 謝外博 黃勇謙 張道光 顏麗香 黃烟長 王浩博
本所運輸技術研究中心第二科	科長	李怡娟
本所運輸技術研究中心第三科	科長	林雅雯

## 附錄五

### 第 3 次工作會議紀要



## 114 年 10 月工作會議紀要

會議名稱：「本所運輸技術研究中心第一科 114 年自行研究計畫」第 3 次工作會議

時間：114 年 10 月 27 日(星期一)上午 9 時至 12 時 50 分

地點：本所運輸技術研究中心 5 樓第一會議室

主持人：賴瑞應科長

出席者：如後附簽到表

紀錄：鄭登鍵

### 壹、討論議題/計畫名稱

#### 一、工作進度說明

- (一)鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣
  - 1. 本工法施工說明書撰擬說明。
  - 2. 數值分析流程及三維數值分析模型 Q5、Q10、Q20、Q50、Q100 模擬評估情形說明。
  - 3. 階段性成果應用及技術推廣規劃說明。
- (二)橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估
  - 1. 鋼箱梁內部檢測作業現地觀摩內容說明。
  - 2. 橋梁箱內檢測輔助工具可行方案及橋檢工具開發評估說明。
- (三)港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點
  - 1. 宇泰工程顧問有限公司視訊訪談盤點及後續編修方向討論。
  - 2. 撰寫期末報告初稿。
- (四)鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討
  - 1. 鐵公路邊坡分級制度綜整說明。
  - 2. 邊坡分級制度結合 AI 之應用場景剖析。
- (五)114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 完成第 1~3 季大氣腐蝕因子調查與金屬材料現地暴露試驗工作，持續辦理第 4 季工作。
2. 完成第 4 次水下試片取樣工作，持續辦理水下腐蝕試驗之金屬試片腐蝕生成物清除、秤重工作。
3. 規劃辦理板狀標準試片之大氣腐蝕暴露試驗。

(六) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 完成花蓮港及安平港不同地震情境下液化潛勢分析。
2. 完成花蓮港及安平港不同地震情境下地震沉陷潛勢分布。

(七) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. 臨界氯離子濃度、氯離子擴散係數計算公式修正。
2. 設計年限內鋼筋腐蝕量計算。
3. 氯離子擴散係數縮減率計算。
4. 抗氯鹽腐蝕策略分析及彙整。

二、針對目前研究方向與執行情形進行討論

(一) 鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

1. 三維數值模擬時間及其與二維分析結果轉為邊界條件之討論。
2. 本工法於不同重現下保護成效及保護工法鋪設方法再改良之討論。

(二) 橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

1. 依橋梁箱內環境討論檢測輔助工具可行方案。
2. 箱梁內部環境需求急迫性討論研發可能性及優先順序。

(三) 港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

1. 討論宇泰工程顧問有限公司建議基準後續編修的方式。
2. 依據盤點檢討之初步成果，討論後續編修方式及初審工作。

(四) 鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

1. 建議多加蒐集並整理我國邊坡養護單位已實際應用 AI 輔助於

邊坡之案例，以提供其他單位參考發展。

2. 建議針對巡查、監測及地錨檢測等各邊坡管理手段，探討可能結合 AI 輔助應用之應用場景，並說明適用性。

(五) 114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

1. 討論進行板狀試片暴露試驗的作業困難與因應方案。

2. 討論進行板狀試片暴露試驗的後續執行工作內容。

(六) 港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

1. 花蓮港及安平港不同地震情境下地震沉陷潛勢討論。

2. 後續報告內容的加強與補充討論。

(七) 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

1. 臨界氯離子濃度計算公式的適用條件。

2. 既有混凝土橋梁抗腐蝕策略。

## 貳、重點紀要/主要結論

一、鼎型塊織布橋基保護工法之現地試驗與成效評估(4/4)-保護成效評估及技術推廣

(一) 本年度僅於年初進行一次現場拍攝作業，請儘速規劃第二次現場觀測作業，做為成效評估之依據。

(二) 本計畫為第 4 年期之研究，後續請儘速規劃本工法成效總評估之說明暨技術推廣活動，以供相關橋管機關參用。

二、橋梁箱內檢測技術探討與後續研發評估

(一) 建議蒐集現行橋梁箱內檢測之檢測作業執行成本，以利比較研發相關輔助工具之成本效益。

(二) 橋檢人員穿戴式輔助工具可納入勞安有關議題之相關探討，提升本工具之需求及必要性。

三、港灣構造物設計基準(草案)修訂之盤點

臺灣世曦工程顧問股份有限公司及宇泰工程顧問有限公司之意見可提供辦理編修及初審作業之參考，以完備基準的內容、

調整編修的方式等，俾利於基準更具實用性。

#### 四、鐵公路邊坡分級制度結合 AI 類神經網路模型之應用探討

- (一)邊坡養護單位完成之巡查工作紀錄、各項表單及蒐集大量災害及損傷影像，皆保存於其建置之邊坡全生命週期管理系統或資料庫，而目前 AI 發展日新月異，大語言模型如 ChatGPT 已蓬勃發展，使用者透過一問一答方式即能請 AI 協助判識影像、撰寫程式碼並建構專屬之 AI 模型等等，相較過往，專業門檻已降低不少，使用者僅需著重於資料之蒐集、品管、標註和處理等工作。本研究之目的應定位在盤點邊坡養護單位可供 AI 訓練之資料，協助其發想自身之 AI 應用。
- (二)建議統整各邊坡養護單位之維護管理機制中，共通性之工作、項目及流程，並提供具泛用性之 AI 輔助應用場景。

#### 五、114 年臺灣地區金屬材料腐蝕環境調查與銅金屬關聯性研究

- (一)後續安裝大氣腐蝕暴露試驗之板狀試架時，建請按 CNS 規範進行安裝。
- (二)試驗裝置多安裝在樓頂，易受颱風、狂風影響，建議於試架側邊增加螺栓鎖緊、底部增加水泥加固，以強化穩定性。

#### 六、港區地震液化風險評估模式精進(4/5)-花蓮港及安平港模式精進

請依據觸發門檻加速度及高潛勢區面積分析成果，推估花蓮港及安平港區之分區地震沉陷量，並說明與花蓮港 0403 地震災況之差異。

#### 七、氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響

- (一)應補充耐久性設計評估公式引用依據。
- (二)補充既有混凝土橋梁因應氣候變遷抗腐蝕策略。

會議簽到表

壹、會議名稱：「本所運輸技術研究中心第一科 114 年自行研究計畫」第 3 次工作會議

貳、時間：114 年 10 月 27 日(星期一) 上午 9 時

參、地點：本所運輸技術研究中心 5 樓第一會議室

肆、主持人：賴瑞應科長 賴瑞應

伍、出席單位及人員：

出席單位	職稱	姓名
本所運輸技術研究中心第一科	副研習員 副研究員 助理研究員 副研究員 副研究員 副研究員	胡怡了 謝少輝 黃煥良 鄭登健 黃宇謙 賴俊呈 曾文傑
本所運輸技術研究中心第二科	科長	李信穎
本所運輸技術研究中心第三科	科長	林雅雯



## 附錄六

### 期末報告審查委員意見處理情形表



期末報告審查委員意見處理情形表

項次	委員意見	處理情形
<b>李岳聯委員</b>		
1	<p>最終結論中所提出之工程建議（例如鋼筋保護層厚度需增加約 1.5mm 至 23.3mm），建議進一步對應其適用之氣候條件與環境類型加以說明，將有助於讀者在實務應用時獲得更明確且具體的參考依據。</p>	<p>感謝委員建議，保護層厚度增量受溫度增量、混凝土表面氯離子濃度、水膠比等因素影響，已於結論中補充說明。本計畫僅探討氣候變遷溫度效應對鋼筋混凝土橋梁之影響，惟尚無考量其他氣候變遷因子(降雨量、相對濕度、風速等因)之影響，故建議後續應評估引入更能反映實際暴露環境之指標(如濕潤時間、降雨型態與乾濕循環等)，以修正區域差異推估結果。相關說明已補充於報告第 4.3 節及第 6.2 節。</p>
2	<p>雖然一般認為混凝土孔隙率越低有助於提升耐久性，然而在水泥基材料中，孔隙除做為潛在缺陷外，亦扮演吸收應變與體積變化之緩衝角色。當孔隙過度細化且連通性極低時，反而可能導致材料內部應力累積。因此，於討論降低混凝土氯離子擴散係數之控制策略時，是否需同步考量上述影響，建議作者進一步加以說明。</p>	<p>感謝委員建議，混凝土中的孔隙確實能透過吸收水分、釋放水分來緩解乾縮，並因其彈性、微裂縫的存在，提供一定的應變空間以抵抗熱應變。本計畫係針對高氯鹽地區「鋼筋鏽蝕」導致之材料劣化而非「內部應力集中」。因此，本計畫之控制策略優先權係以最大程度降低氯離子擴散率為主，以有效阻斷了腐蝕路徑。另本計畫蒐集之降低混凝土氯離子擴散係數策略(例如，降低水膠比、添加 SCMs 等)均為文獻上降低混凝土孔隙率並提高緻密性常用之方法，在此緻密化程度下，材料應仍具備足夠的微觀空間以吸收化學反應產生的體積膨脹，尚無因孔隙過度減少而誘發的自體收縮或結構損傷之影響。</p>
3	<p>本報告彙整了多項鋼筋混凝土構造物之抗腐蝕策略，內容相當完整，研</p>	<p>感謝委員建議，已於第五章新增 5.7 小節討論各種腐蝕防治策略之建議</p>

	究立意亦具正面價值；惟整體撰寫方向仍偏向教科書式整理，建議調整為以工程實務為導向，聚焦於實際工程上較具可行性與優先性的抗腐蝕工法加以說明，以提升本報告於工程應用上的實用性。	優先順序，以提高本計畫之實用性。
<b>李家順委員</b>		
首先非常肯定研究團隊沒發包委外而自行辦理本計畫案的勇氣與決心。本計畫章節架構健全，相關文獻資料蒐集完整，用心程度值得嘉許，惟計畫中有些內容說明及文獻引用，再麻煩研究團隊釐清說明及補充，期讓本計畫內容更盡完善與實用，以下幾點意見提供參考：		
1	4.2 章分析結果與討論中之圖 4.1~圖 4.4 及圖 4.9~圖 4.12 內容能很明確比較出有無考量氣候變遷之保護層厚度差異(簡單易懂)，而圖 4.5~圖 4.8 及圖 4.13~圖 4.16 因把所有分區保護層厚度差異都放入圖中，雖然趨勢是合理但無法明確顯示各小區差異，建議可增加各分區保護層厚度差異以表格內容方式呈現，而圖 4.5~圖 4.8 及圖 4.13~圖 4.16 仍可保留。	感謝委員建議，惟圖 4.5~圖 4.8 及圖 4.13~圖 4.16 僅為表達考慮氣候變遷溫度效應對保護層設計厚度之影響，且因數值點繁多，不利使用查表法進行查詢，故本計畫未表列各計算數值。若需實際的數值，建議仍應直接採用第 2.2.4 節之耐久性公式計算之。
2	4.2.2 章氣候變遷對使用年限的影響是以溫度上升及相對溼度搭配現有氣鹽資料推算，相對嚴重地區是位於南部，而這近 4 度溫度差異讓橋梁使用年限減少近 38%，依本人長期執行橋梁檢測維護經驗，南部雖然相較北部高溫，但降雨大多集中在颱風季節，長期相對溼度及濕潤時間也沒東北部高(宜蘭、基隆、臺北、新北、桃園)，而橋梁現況(屏東、高雄、臺南)也比東北部好很多，如此結果與現況差異很大，請計畫團隊再詳細審視著推導公式是否適用於臺灣本島。	感謝委員依長期橋梁檢測與維護經驗所提出之寶貴意見，本計畫第四章已重新檢視分析計算模式，並修訂分析結果。另 4.2.2 章之分析係依既有文獻模型，僅以溫度增加量代表氣候變遷之影響，並搭配氣鹽資料推估氣候變遷下使用年限之相對變化趨勢，實尚未充分納入降雨集中性、實際濕潤時間及在地維護條件等因素，此為目前分析之限制。已於報告第 4.3 節及第 6.2 節中補充相關說明，避免解讀上與現況經驗產生落差。再次感謝委員提供極具實務價值之指導意見。
3	5.6.1 環氧樹脂塗佈鋼筋之參考文獻	感謝委員意見，有關環氧樹脂塗佈

	內容請再查明 ASTM A775/A775M 之環氧塗層之塗佈實際程序(應是鋼筋表面處理後，經高週波加溫以粉末靜電體塗裝，而不是採液態環氧樹脂塗裝，只有現場彎紮施工時有損傷裸點才以液態型修補)。	鋼筋之塗佈實際程序已於報告中修訂。
<b>羅建明委員</b>		
在全球氣候變遷議題下結合 IPCC AR6 報告與 TCCIP 本土化氣候資料，針對臺灣鋼筋混凝土(RC)橋梁面臨的腐蝕風險進行量化評估。研究具前瞻性，且提出具體之「溫度效應放大因子」供工程設計參考，對於提升國內交通基礎設施之韌性具有實質貢獻。惟為使研究成果更具實務參考價值及科學嚴謹度，建議針對下列具體意見進行補充或修訂。		
1	明確補充說明 TCCIP 平台未直接提供基於 AR6 模型的相對濕度推估資料之限制，並說明採用降雨量推估相對濕度的依據。	感謝委員建議，該說明已補充於 2.4 節，相關參考依據亦已重新修訂。
2	針對不同氣候變遷情境對橋梁使用年限損失率影響差異相對較小(低於 1%)的發現，建議深入探討其可能原因。	感謝委員建議，由於使用年限 50 年時，模擬情境 SSP5-8.5 與 SSP1-2.6 之溫度差異僅約 1°C，故造成不同氣候變遷情境之使用年限損失率影響差異較小，已於報告 4.2.2 節中補充說明。
3	建議將「箍筋腐蝕可能成為影響橋梁耐久性劣化關鍵控制因子」在第六章結論中獨立點列強調。	感謝委員建議，已於 6.1 節結論中補充說明。
4	文字與編排建議:為提升整體品質與邏輯連貫性，建議以下 3 點修正： (1) 請統一全書中英文關鍵詞，將 Key Words 「Corrosion Prevention Strategies」對應之中文統一修訂為「抗腐蝕策略」或「防蝕策略」，修正第五章用語不一的問題。 (2) 第四章龐大的氣候網格與腐蝕模擬數據，建議改採 GIS 地圖繪製全臺分布圖，以提升數據視覺化與易讀性。 (3) 建議調整目錄結構，將 2.2.4 節	(1) 感謝委員建議，已修訂第五章名詞為「腐蝕防治策略」。 (2) 感謝委員建議，本計畫分析成果目前係採用表格方式呈現(例如表 4-1 及表 4-2)，應尚能清楚表達分析成果。後續的研究若有更加複雜之情況時，將會嘗試採用視覺化圖形的方式來呈現，以利提供較直觀的研究成果。 (3) 感謝委員建議，已將「Fick 第二擴散定律」整併至 2.2.3「鋼筋混凝土使用年限預測模型概述」章

	「Fick 第二擴散定律」整併至「氯離子擴散機制」或「預測模型」章節之下，避免獨立成節顯得突兀，讓架構更為嚴謹。	節。
<b>本所運輸技術研究中心第一科賴瑞應科長</b>		
1	本報告針對氣候變遷對 RC 橋梁耐久性(特別是氯離子侵蝕)的影響進行了量化評估，並提出了設計調整方案及實用化的設計調整因子，具備極高的實務應用價值，值得肯定。	感謝科長肯定。
2	本計畫所使用的氯離子擴散係數衰減模型與參考擴散係數均引用自國外經驗公式。鑒於混凝土材料、骨材性質和施工養護條件的本土差異，建議未來應持續蒐集臺灣本土的長期氯離子擴散係數試驗數據，以校正本土化參數，進一步提高使用年限預測模型的準確度。	感謝科長建議，鑒於目前並無相關本土化數據可參考，故本計畫引用國外之研究資料。建立本土化參數確實為提高模型適用性之重點，已於報告 6.2 節進行補充說明。
3	報告指出，為維持設計年限，保護層厚度最大可能需要增加達 23.3mm。在實務上，保護層厚度增加會影響自重、配筋間距以及混凝土澆灌品質，相關建議不可不慎重，建議報告結論與建議能清楚說明本報告的立論基礎，並說明研究成果需要再驗證。	感謝科長建議，本計畫第四章已重新檢視分析計算模式，並修訂分析結果。另本計畫針對氣候變遷效應僅考量溫度變化之影響，然而實際上氣候變遷造成的影響尚包含雨量、風速、乾溼循環等因素，其均會影響氯鹽沉積的速度，並影響鋼筋混凝土橋梁有效使用年限，相關說明已補充於 4.3 節及 6.2 節。
<b>本所運輸技術研究中心第二科李俊穎科長</b>		
1	研究內容論述完整，所探討氣候情境對鋼筋混凝土橋梁使用年限影響及設計保護層厚度與調適方案等可供設計人員參考應用。	感謝科長肯定。
2	建議後續計畫可考量現有橋梁在此情境下的維護策略。	感謝科長建議，已於 6.2 節補充相關說明。

## 附錄七

### 期末報告簡報資料





114年度自辦研究計畫期末報告審查

## 氣候變遷下臺灣鋼筋混凝土 橋梁腐蝕劣化之影響

簡報人：黃焜宏 助理研究員  
日期：114年12月19日

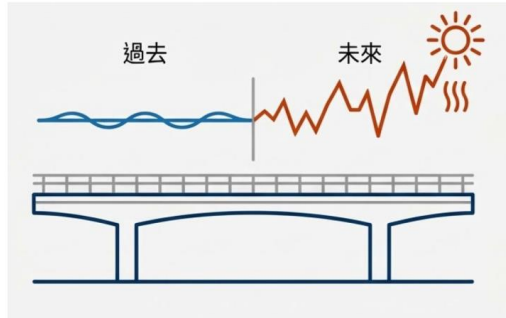


# 報告大綱

- 1.前言
- 2.文獻回顧
- 3.氣候變遷模擬資料處理
- 4.氣候變遷對鋼筋混凝土橋梁之影響
- 5.鋼筋混凝土橋梁抗腐蝕防治措施
- 6.結論與建議

1

## 1. 前言



- 傳統假設：大部分基礎設施設計時，假設未來氣候與現況相似，無考慮氣候變遷效應之影響。
- 氣候現況：
  1. 依據IPCC AR6報告明確指出，全球正以前所未有的速度暖化。
  2. 依據國家氣候變遷科學報告，臺灣在世紀末(2081~2100年)平均增溫將達1~3.4°C。
- 潛在威脅：溫度升高將加速鋼筋發生腐蝕反應，縮短鋼筋混凝土橋梁有效使用年限。
- 研究目的：探討氣候變遷條件下，溫度及相對濕度變化對鋼筋混凝土橋梁腐蝕劣化之影響程度，並研擬腐蝕防治改善對策，以期能延長鋼筋混凝土橋梁使用年限。

2

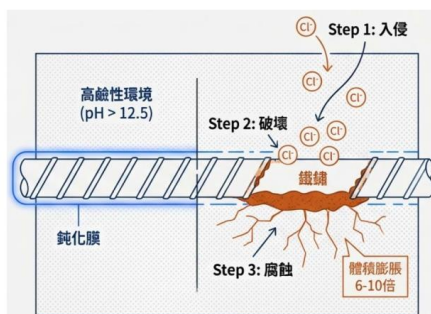
## 2. 文獻回顧：鋼筋腐蝕機制



- 臺灣海島環境下，氯離子入侵是引起鋼筋腐蝕的主要原因。

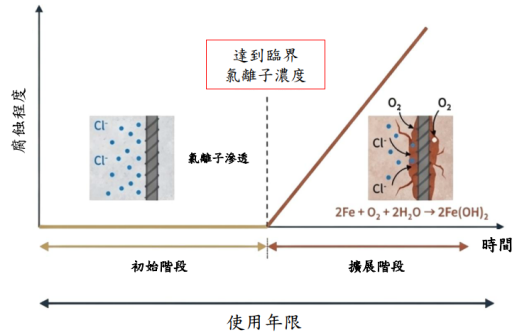
### ➤ 腐蝕啟動機制：

1. 氯離子入侵：來自海洋環境的 $\text{Cl}^-$ 穿透混凝土保護層。
2. 破壞鈍化膜：當鋼筋表面氯離子濃度達到臨界氯離子濃度時，鈍化膜被破壞。
3. 腐蝕反應：當鋼筋周邊有足夠的水分及氧氣時，鋼筋開始發生電化學反應，生成鐵鏽，因鐵鏽的體積會膨脹6-10倍，導致混凝土開裂及剝落。



3

## 2.文獻回顧：使用年限模型



➤鋼筋混凝土橋樑使用年限：

1. 初始階段：從啟用至鋼筋表面達到臨界氯離子濃度。
2. 擴展階段：從腐蝕開始至明顯結構損壞。

➤關鍵變數：腐蝕起始時間，主要取決於「混凝土表面氯離子擴散至鋼筋表面之時間」及「鋼筋本身抗腐蝕能力」。

4

## 2.文獻回顧：臨界氯離子濃度

➤混凝土材料與組成：

- ✓ 孔隙溶液pH值
- ✓ 水膠比
- ✓ 卜作嵐添加
- ✓ 鋼筋-混凝土界面

➤暴露環境因素：

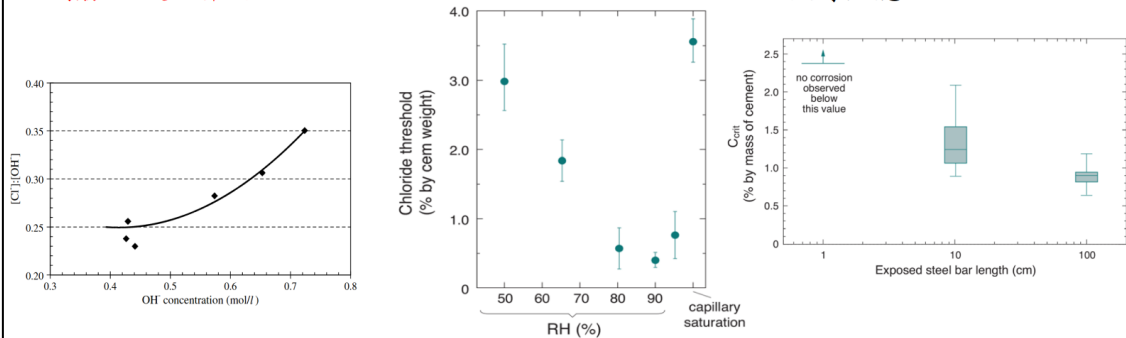
- ✓ 溫度
- ✓ 濕度及氧氣含量
- ✓ 機械應力

➤鋼筋特性：

- ✓ 鋼筋類型
- ✓ 鋼筋電位

➤試驗方法與尺寸效應：

- ✓ 鋼筋去鈍化時刻的定義
- ✓ 氯離子導入方法與傳輸機制
- ✓ 鋼筋表面狀況
- ✓ 尺寸效應



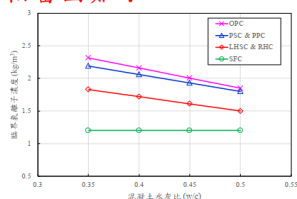
5

## 2.文獻回顧：臨界氯離子濃度

- Stewart與Rosowsky(1998)由文獻中發現CCT通常位於**0.6至1.2kg/m<sup>3</sup>(約等於0.17%至0.3%水泥重量百分比)**的範圍，在相似的結構中，由於溫度、水泥種類、水泥添加料、水分含量等的不同，臨界氯離子濃度仍可能出現變化。
- Glass與Buenfeld(1997)由歷史發表的文獻中發現CCT範圍介於**0.17%到2.5%水泥重量百分比**，差異源於多種可能的影響因素，鋼筋與混凝土界面狀況被認為是影響因數中最重要參數之一。
- Angst等人(2009)蒐集自**1959年至2008年發表的文獻**指出，CCT分布於**0.04%至8.34%水泥重量百分比**，此呈現巨大分散性的原因為**不同的實驗方法及影響混凝土中因氯化物導致腐蝕的眾多因素密切相關**。
- 實務上要尋求一個能普遍適用於各種結構的「唯一臨界值」相當困難！

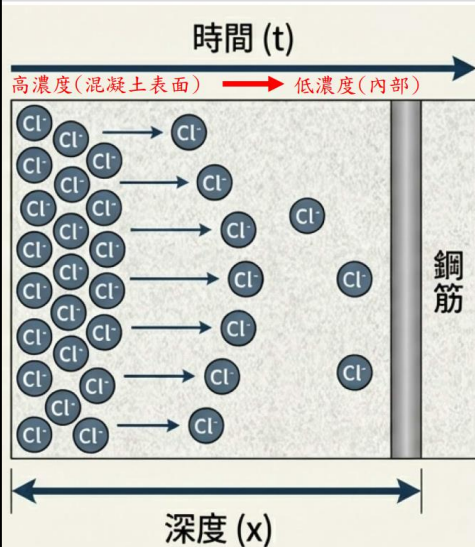
- 日本公益社團法人土木學會(2012)的建議公式

$$C_{cr} = 3.1 - 2.6w/c \text{ kg/m}^3$$



6

## 2.文獻回顧：Fick's第二擴散定律



$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}$$

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{at}} \right) \right]$$

$$a = \int_0^t D_c(\xi) d\xi$$

$$D_c(t, T) = D_{c,ref} \left( \frac{t_{ref}}{t} \right)^n \exp \left[ \frac{U_c}{R} \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(t)} \right) \right]$$

參考擴散係數  $D_{c,ref}$

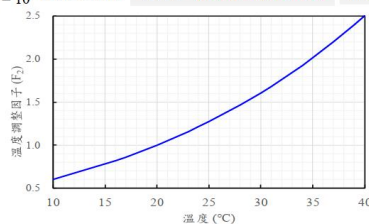
基準值，與水灰比相關。  
 $D_{c,ref} = 10^{-12.06 + 2.4w/c}$

時間衰減因子  $F_1(t)$

隨混凝土水化作用增強，孔隙變緻密，擴散速率隨時間下降。

溫度調整因子  $F_2(T)$

溫度越高，離子活動越劇烈，擴散越快。



$t_s = 25$ 年  
 $t_{ref} = 0.0767$ 年  
 $C_i = 0.15 \text{ kg/m}^3$   
 $C_s = 4 \sim 30 \text{ kg/m}^3$

7

## 2.文獻回顧：耐久性設計方程式

- **公路橋梁設計規範**：高速公路、重要公路、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁或經主管機關認為必要者，設計年限不小於**100年**，其他公路橋梁，設計年限不小於**50年**。

$$C_{cr} \geq C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{d_c}{2\sqrt{a}} \right) \right] \rightarrow d_c \geq 2\sqrt{a} \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s - C_i} \right) \right]$$

$$\alpha = t_{ref}^n D_{c,ref} \left[ \int_0^{t_s} \xi^{-n} F_2(T) d\xi + t_s^{-n} \int_{t_s}^t F_2(T) d\xi \right]$$

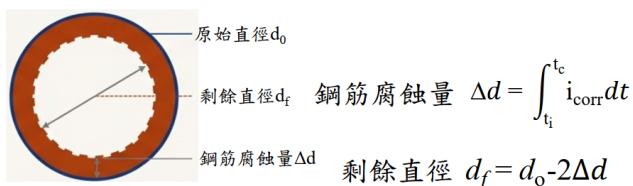
無考量溫度效應時： $\alpha = t_{ref}^n D_{c,ref} [(1-n)^{-1} t_s^{1-n} + t_s^n (t - t_s)]$

8

## 2.文獻回顧：鋼筋腐蝕速率分析模型

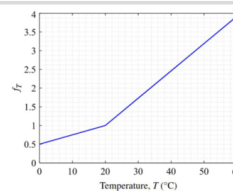
- 當鋼筋表面氯離子濃度達到CCT時，開始發生腐蝕。腐蝕速率非定值，受到多重因素影響。
- Guo等人(2015)提出Vu及Stewart(2000)腐蝕速率模型之修正式：

$$i_{corr}(t) = 0.0161 \times 0.85f^{0.29} \times [37.8(1-w/c)^{-1.64}] / d_c \times f_T f_{RH} f_{Cl}$$

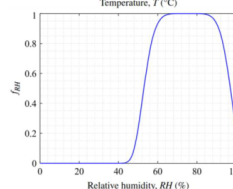


$$\text{鋼筋斷面積損失率 } \eta = \left( 1 - \frac{A_{left}}{A_0} \right) \times 100\%$$

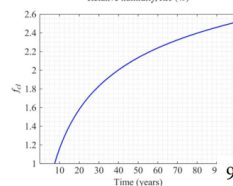
- ✓ 溫度修正因  $f_T$ ：溫度越高，腐蝕反應越快。



- ✓ 相對濕度修正因  $f_{RH}$ ：濕度影響電解質環境。

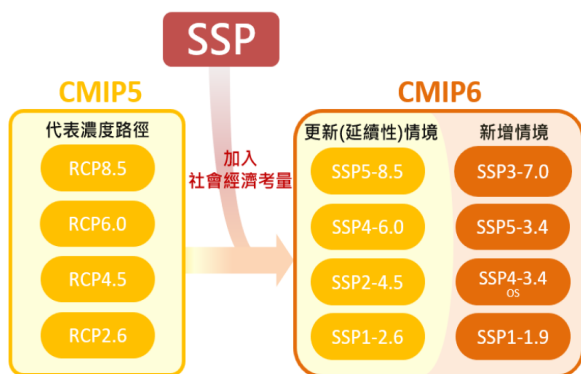


- ✓ 氯離子濃度修正因  $f_{Cl}$ ：鋼筋表面氯離子濃度越高，腐蝕越快。



## 2.文獻回顧：IPCC AR6

IPCC第六次評估報告(AR6)提供了多種未來氣候變遷情境(SSPs)，做為全球暖化預測的基礎(2015~2100年)。



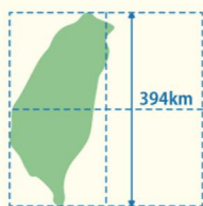
- SSP1-2.6(永續路徑)：低排放，積極減碳的樂觀情境，全球平均升溫控制低於 $2^{\circ}\text{C}$ 以內，甚至接近 $1.5^{\circ}\text{C}$ 。
- SSP2-4.5(中間路線)：中度排放，趨勢不變的「中間道路」情境。此情境通常被視為接近目前政策趨勢的基準狀況，全球平均升溫 $2\sim 3^{\circ}\text{C}$ 。
- SSP3-7.0(區域對抗)：高排放，國際合作倒退的悲觀情境。
- SSP5-8.5(化石燃料情境)：極高排放，最極端的高耗能情境，此情境較不可能發生，全球平均升溫高於 $4^{\circ}\text{C}$ 。

10

## 2.文獻回顧：臺灣氣候變遷推估與調適資訊平台TCCIP

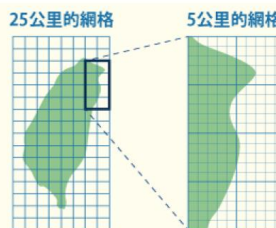


將地球切割很多網格  
(一個網格是 200~300km)



臺灣只能被劃分成 2~4  
個網格，因此無法做出  
地區上的差異性

統計降尺度  
技術



科學家將網格細緻化，以  
推估臺灣未來的氣候變化

- 目前TCCIP提供的AR6統計降尺度資料變數有降雨量、平均溫、最高溫及最低溫。

資料變數	基期 (1995-2014 年平均值)	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
雨量資料	31	28	29	27	29
溫度資料	28	25	26	23	26

預測模式數量

11

## 2.文獻回顧：考量鹽害環境作用之鄉鎮區範圍

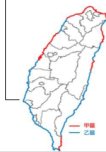
- 交通部公路橋梁設計規範第十二章「耐久性設計」之「12.4.3海洋鹽害環境」

環境作用等級	離海岸的距離	最大水膠比
極嚴重鹽害區	海水中飛沫區	0.4
嚴重鹽害區	離海岸 300 公尺以內之區域	0.4
中度鹽害區	離海岸 300 公尺至 3 公里以內之區域	0.45

- 財團法人臺灣營建研究院(2015)

環境作用等級	混凝土表面氯離子濃度		飛來鹽總氯鹽量 (mg/100cm <sup>2</sup> /day)
	kg/m <sup>3</sup>	%	
極嚴重鹽害區	20~30	0.870~1.304	1.58~6.57
嚴重鹽害區	10~20	0.435~0.870	0.79~1.58
中度鹽害區	4~10	0.174~0.435	0.32~0.79

鹽害等級分區	縣(市)	市(鄉、鎮、區)	
甲區 (離海岸線 3 公里以內之濱海地帶)	基隆市	全區(中山區、安樂區、七堵區、仁愛區、暖暖區、中正區、信義區)	
	新北市	貢寮區、瑞芳區、萬里區、金山區、石門區、三芝區、淡水區、八里區、林口區	
	桃園市	蘆竹區、大園區、觀音區	
	苗栗縣	後龍鎮、通霄鎮、苑裡鎮	
	臺中市	大甲區、大安區、清水區、梧棲區、龍井區	
	彰化縣	伸港鄉、線西鄉、鹿港鎮、福興鄉	
	屏東縣	恆春鎮-東岸、滿州鄉、牡丹鄉	
	花蓮縣	壽豐鄉、吉安鄉、花蓮市	
	宜蘭縣	蘇澳鎮、五結鄉、壯圍鄉、礁溪鄉	
	乙區 (離海岸線 1 公里以內之濱海地帶)	桃園市	新屋區
		新竹縣	新豐鄉、竹北市
		新竹市	全區(東區、北區、香山區)
		苗栗縣	竹南鎮
彰化縣		芳苑鄉、大城鄉	
雲林縣		麥寮鄉、臺西鄉、四湖鄉、口湖鄉	
嘉義縣		東石鄉、布袋鎮	
臺南市		北門區、將軍區、七股區、安南區、安平區、南區	
高雄市		茄萣區、永安區、彌陀區、梓官區、楠梓區、左營區、鼓山區、旗津區、小港區、林園區	
屏東縣		新園鄉、東港鎮、林邊鄉、佳冬鄉、枋寮鄉、枋山鄉、獅子鄉、車城鄉、恆春鎮-西岸、恆春鎮-南岸	
臺東縣		達仁鄉、大武壠、臺東市、卑南鄉、東河鄉、成功鎮、長濱鄉、太麻里鄉	
花蓮縣		豐濱鄉、新城鄉、秀林鄉	
宜蘭縣		頭城鎮、南澳鄉	

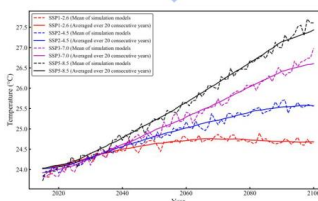
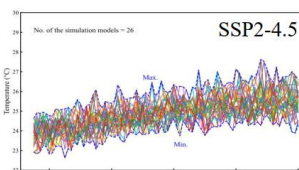
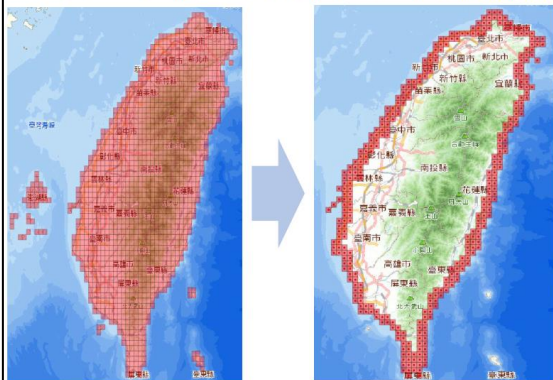


16個縣市、94個分區

12

## 3.氣候變遷模擬資料處理：篩選及平均

原始共1471個網格 針對94個鄉鎮區，篩選出341個網格

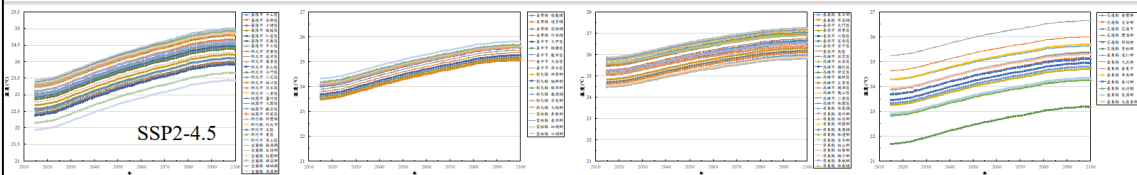


### 平均處理

1. 區域平均：將目標區域(例如臺中市梧棲區)涵蓋的網格進行平均值計算。
2. 系集平均：不同分析模式之平均結果。
3. 氣候平均：取20年移動平均的計算方式，得到未來推估的AR6統計降尺度資料變數長期變化趨勢。

13

### 3.氣候變遷模擬資料處理：各縣市區域溫度推估結果



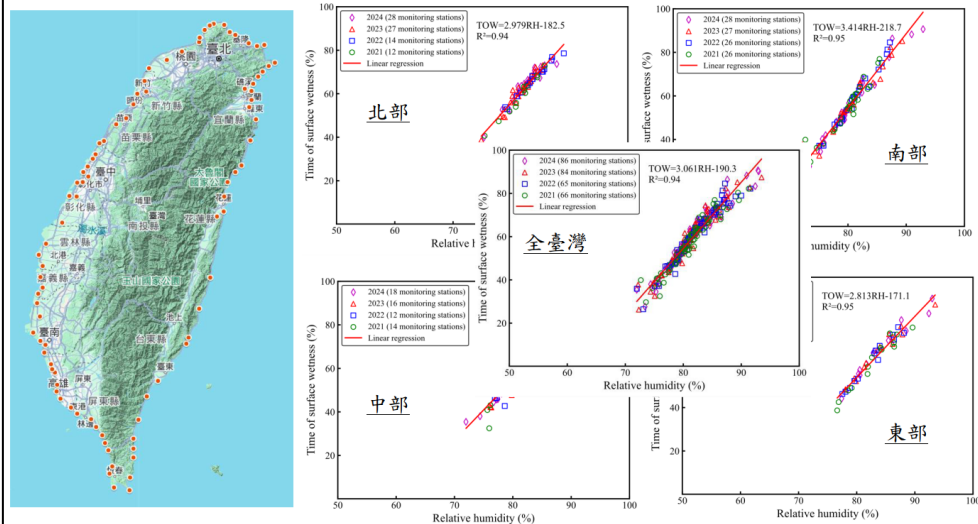
氣候變遷模擬情境		SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
北部縣市	最低溫	21.9	21.9	21.7	21.7
	最高溫	24.2	25.0	26.2	27.1
中部縣市	最低溫	23.5	23.5	23.3	23.3
	最高溫	25.0	25.8	27.0	27.9
南部縣市	最低溫	24.5	24.5	24.3	24.3
	最高溫	26.5	27.3	28.4	29.3
東部縣市	最低溫	21.7	21.7	21.5	21.5
	最高溫	25.9	26.7	27.8	28.7
各區域溫差變化範圍		0.6~0.7	1.3~1.6	2.4~2.7	3.0~3.4

單位：℃

➤ 模擬結果顯示臺灣各地區的平均溫度將隨著氣候變遷情境之惡化而呈現顯著的上升趨勢，在最極端的氣候變遷情境 SSP5-8.5 下，全臺各區域均預計將經歷 3.0℃ 至 3.4℃ 的劇烈升溫。

➤ 臺灣南部地區在所有情境中均保持最高的平均溫度範圍，在 SSP5-8.5 情境下之最高溫可達 29.0℃，顯示南部縣市是氣候變遷影響最顯著的區域

### 3.氣候變遷模擬資料處理：測站資料統計分析

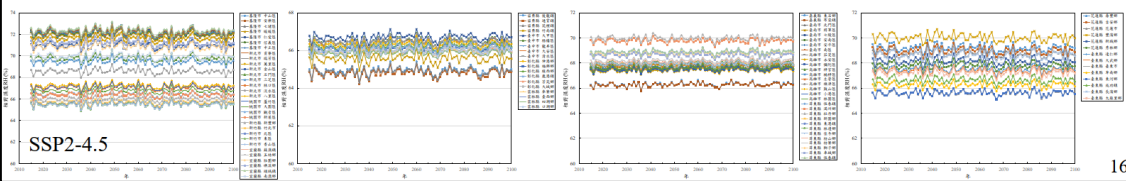


### 3. 氣候變遷模擬資料處理：模擬降雨量推估相對濕度

分區	TOW-RH	RH-D <sub>rain</sub>	R <sup>2</sup>
北部	TOW=2.979RH-182.5	RH=0.074D <sub>rain</sub> +61.3	0.94
中部	TOW=2.801RH-169.2	RH=0.079D <sub>rain</sub> +60.4	0.92
南部	TOW=3.414RH-218.7	RH=0.064D <sub>rain</sub> +64.1	0.95
東部	TOW=2.813RH-171.1	RH=0.078D <sub>rain</sub> +60.8	0.95
臺灣全島	TOW=3.061RH-190.3	RH=0.072D <sub>rain</sub> +62.2	0.94

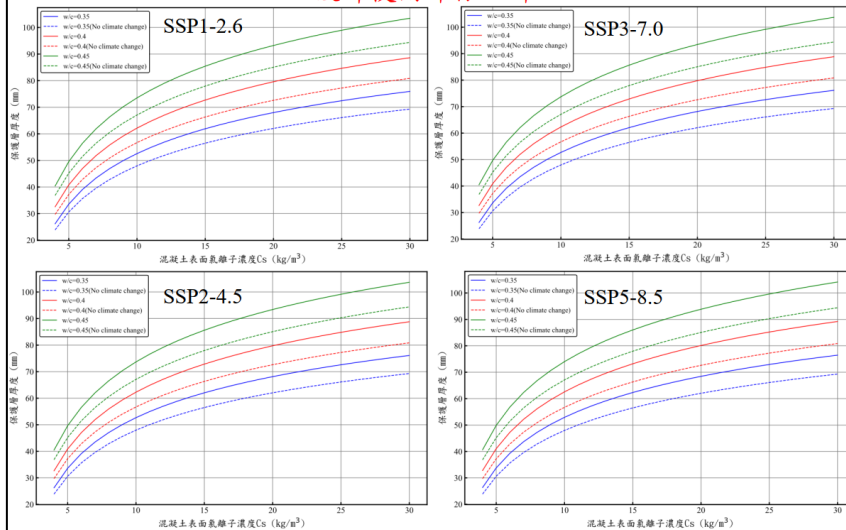
Nguyen等人(2013) :  $TOW=0.22D_{rain}$

- 4種氣候變遷情境下之各縣市相對濕度推估量變化不大，均分佈於64%至73%之間
- 相對濕度修正因子 $f_{RH}$ 約介於0.989至1.0之間，計算之腐蝕量屬保守結果。



### 4. 氣候變遷對RC橋梁之影響：保護層厚度

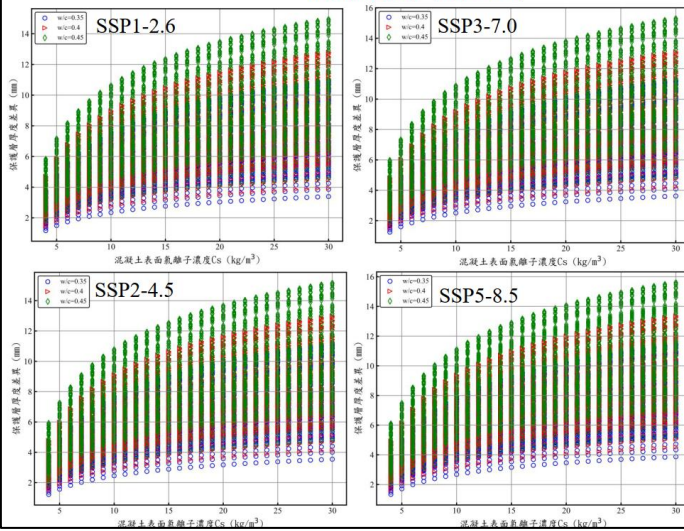
設計使用年限50年



- 保護層厚度皆隨混凝土表面氯離子濃度增加而上升。
- 考量氣候變遷效應之設計保護層厚度皆顯著高於未考量氣候變遷效應。

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：保護層厚度

設計使用年限50年

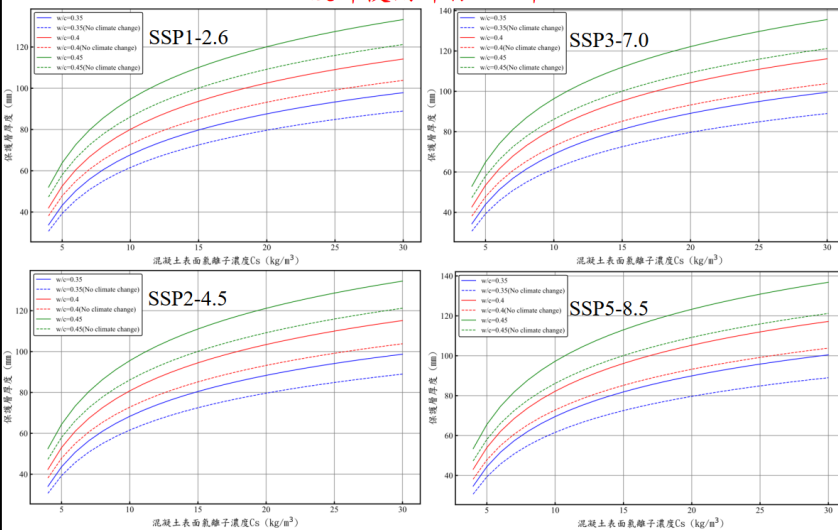


- ▶ 4種氣候變遷情境對保護層厚度之影響差異性不大(僅約0mm至0.8mm)。
- ▶ 氣候變遷保護層厚度增加量隨混凝土表面氯離子濃度增加而逐漸增加
- ▶ 氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增加率約為4.8%至16.7%。
- ▶ 當水灰比由0.35增加至0.45時，保護層厚度差異明顯提高，顯示高水灰比之混凝土對外部環境變化更為敏感。

18

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：保護層厚度

設計使用年限100年

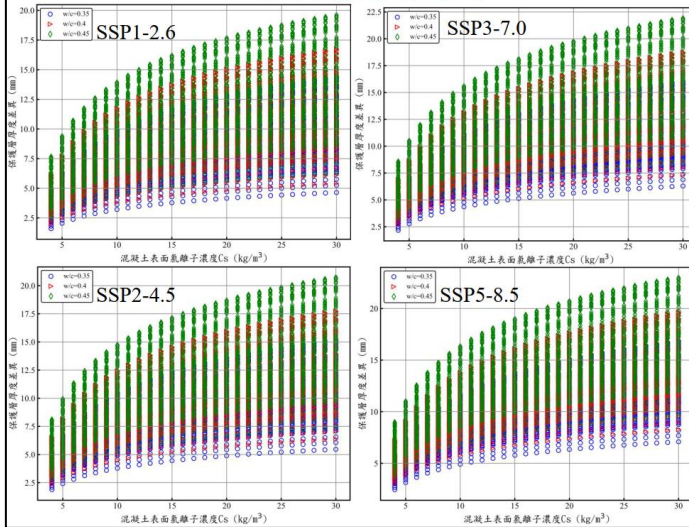


- ▶ 鋼筋保護層厚度比設計使用年限50年之鋼筋保護層厚度約增加10mm至25mm。
- ▶ 因氣候變遷效應影響之鋼筋保護層增加量趨勢與設計年限50年時之鋼筋保護層增加量趨勢相同，即混凝土表面氯離子濃度增加及水灰比增加時，因應氣候變遷效應之鋼筋保護層增加量亦會逐漸增加。

19

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：保護層厚度

設計使用年限100年



- ▶ 4種氣候變遷情境之保護層厚度增加量約僅0.4mm至3.6mm，無明顯差異。
- ▶ 因氣候變遷效應造成之鋼筋保護層厚度增加率約為5.2%至19.0%，略大於使用年限50年時之鋼筋保護層厚度增加率。

20

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：使用年限損失

輸入基本資料：水灰比 $w/c$ 、表面氯離子濃度 $C_s$ 、混凝土內部初始氯離子含量 $C_i$ 、設計使用年限 $t_{design}$

計算臨界氯離子濃度 $C_{cr}$   
 $C_{cr}=3.1-2.6w/c$

計算未考量氣候變遷溫度效應之保護層厚度 $d_c$

$$d_c \geq 2\sqrt{\alpha} \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s - C_i} \right) \right]$$

$$\alpha = t_{ref}^n D_{c,ref} [(1-n)^{-1} t_s^{1-n} + t_s^n (t-t_s)]$$

計算考量氣候變遷溫度效應之鋼筋去鈍化起始時間 $t_{SSP}$

$$C_{cr} \geq C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{d_c}{2\sqrt{\alpha}} \right) \right]$$

$$\alpha = t_{ref}^n D_{c,ref} \left[ \int_0^{t_s} \xi^{-n} F_2(T) d\xi + t_s^{-n} \int_{t_s}^t F_2(T) d\xi \right]$$

計算使用年限損失及使用年限損失率

$$\Delta t_{loss} = t_{design} - t_{SSP}$$

$$\Delta P_{loss} = \Delta t_{loss} / t_{design}$$

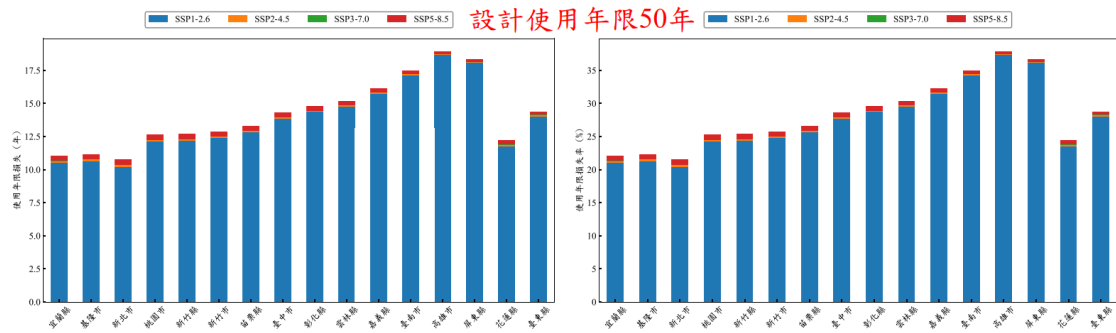
計算腐蝕開始時間至設計使用年限之預估腐蝕量

$$i_{corr}(t) = 0.0161 \times 0.85 r^{0.29} \times [37.8(1-w/c)^{-1.64}] / d_c \times f_r f_{RH} f_{Cl}$$

$$\Delta d = \int_{t_{SSP}}^{t_{design}} i_{corr} dt \quad d_f = d_o - 2\Delta d \quad \eta = \left( 1 - \frac{A_{left}}{A_o} \right) \times 100\%$$

21

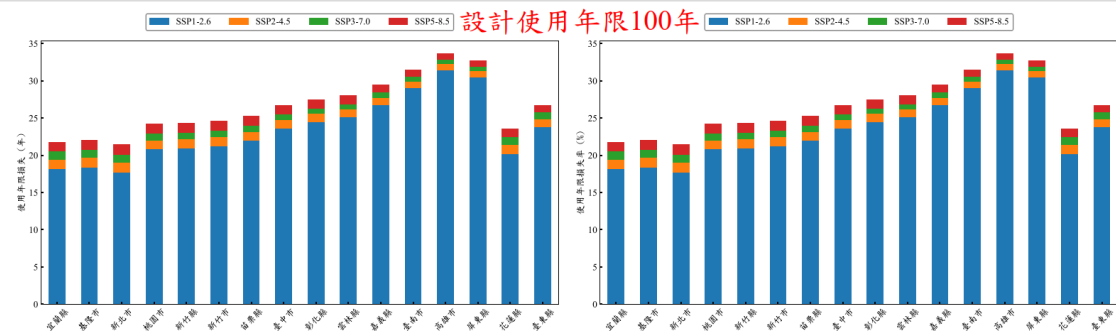
#### 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：使用年限損失



- 考量氣候變遷效應時，將會縮短使用年限約**10.2年至18.9年**，即造成**20.5%至37.8%**的橋梁使用壽命損失率。
- 4種氣候變遷情境之使用年限損失評估結果差異性**小於1年**，使用年限損失率差異性低於1%。

22

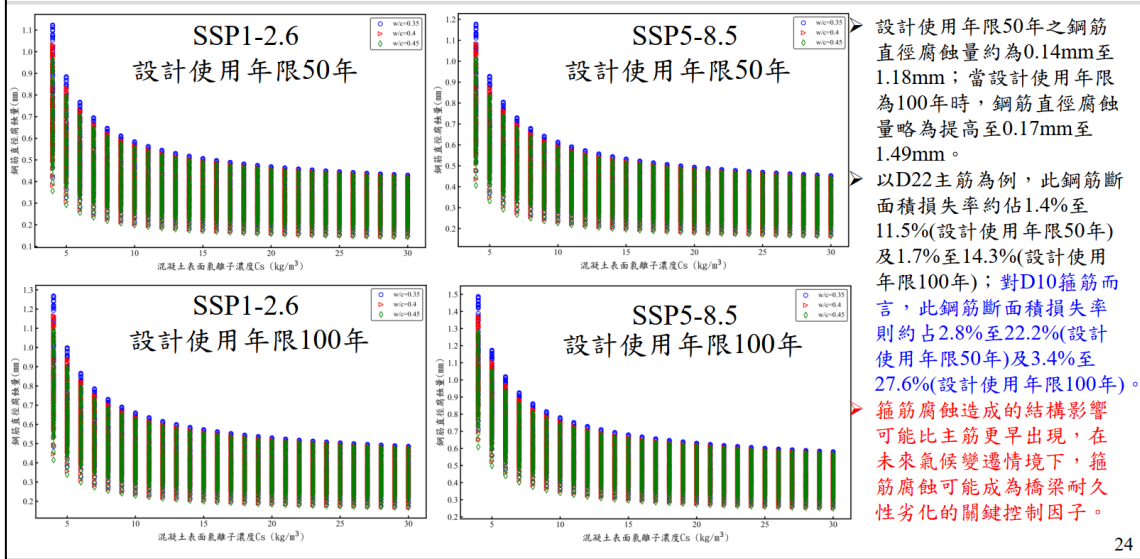
#### 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：使用年限損失



- 考量氣候變遷效應時，將會縮短使用年限約**17.7年至33.7年**，即造成**17.7%至33.7%**之橋梁使用壽命損失率。
- 4種氣候變遷情境之使用年限損失評估結果差異性約為**2~4年**，使用年限損失率差異約為**2~4%**。

23

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：鋼筋腐蝕量



24

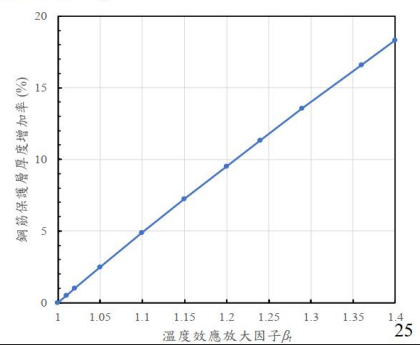
## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：溫度效應放大因子 $\beta_t$

- 要考慮氣候變遷之溫度效應時，則需先有模擬氣候變遷情境之溫度變化歷時曲線，並進行數值積分計算，對於實務設計人員較麻煩且易計算出錯。
- 為簡化設計流程，本研究以增加氯離子擴散係數10%~40%方式涵蓋氣候變遷之溫度效應，作為增加設計保護層厚度之參考。

$$C_{cr} \geq C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{d_c}{2\sqrt{\alpha_t}} \right) \right]$$

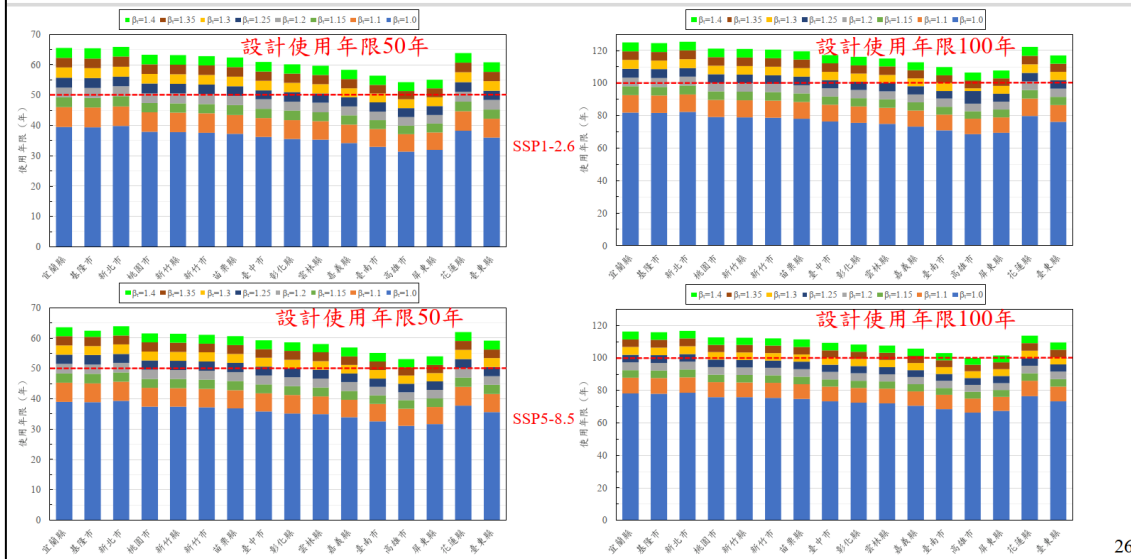
$$\alpha_t = \beta_t D_{c,ref} t_{ref}^n \left[ (1-n)^{-1} t_s^{1-n} + t_s^n (t - t_s) \right]$$

$$d_c \geq 2\sqrt{\alpha_t} \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s - C_i} \right) \right]$$



25

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：溫度效應放大因子

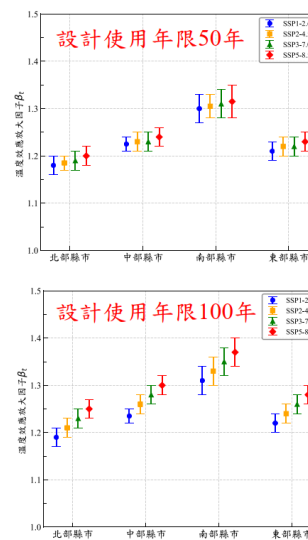


26

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：溫度效應放大因子

各縣市符合設計使用年限之溫度效應放大因子

縣市	設計使用年限50年				設計使用年限100年			
	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
宜蘭縣	1.17	1.17	1.17	1.18	1.17	1.20	1.22	1.24
基隆市	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.20	1.22	1.24
新北市	1.16	1.17	1.17	1.18	1.17	1.19	1.21	1.23
桃園市	1.20	1.20	1.20	1.21	1.20	1.23	1.24	1.27
新竹縣	1.20	1.20	1.20	1.21	1.20	1.22	1.25	1.27
新竹市	1.20	1.20	1.21	1.22	1.21	1.23	1.25	1.27
苗栗縣	1.21	1.21	1.21	1.22	1.22	1.24	1.26	1.28
臺中市	1.23	1.23	1.23	1.24	1.24	1.26	1.28	1.30
彰化縣	1.24	1.24	1.25	1.26	1.25	1.27	1.29	1.31
雲林縣	1.24	1.25	1.25	1.26	1.25	1.28	1.30	1.32
嘉義縣	1.27	1.28	1.28	1.28	1.28	1.30	1.32	1.34
臺南市	1.30	1.30	1.31	1.31	1.30	1.33	1.35	1.37
高雄市	1.33	1.33	1.34	1.35	1.34	1.36	1.38	1.40
屏東縣	1.32	1.32	1.33	1.33	1.32	1.35	1.37	1.39
花蓮縣	1.19	1.20	1.20	1.21	1.20	1.22	1.24	1.26
臺東縣	1.23	1.24	1.24	1.25	1.24	1.26	1.28	1.30



27

## 4.氣候變遷對RC橋梁之影響：溫度效應放大因子

各縣市考量氣候變遷效應之鋼筋保護層厚度增加率(單位：%)

縣市	設計使用年限50年				設計使用年限100年			
	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5	SSP1-2.6	SSP2-4.5	SSP3-7.0	SSP5-8.5
宜蘭縣	8.2	8.2	8.2	8.6	8.2	9.5	10.5	11.4
基隆市	8.2	8.2	8.6	8.6	8.6	9.5	10.5	11.4
新北市	7.7	8.2	8.2	8.6	8.2	9.1	10.0	10.9
桃園市	9.5	9.5	9.5	10.0	9.5	10.9	11.4	12.7
新竹縣	9.5	9.5	9.5	10.0	9.5	10.5	11.8	12.7
新竹市	9.5	9.5	10.0	10.5	10.0	10.9	11.8	12.7
苗栗縣	10.0	10.0	10.0	10.5	10.5	11.4	12.2	13.1
臺中市	10.9	10.9	10.9	11.4	11.4	12.2	13.1	14.0
彰化縣	11.4	11.4	11.8	12.2	11.8	12.7	13.6	14.5
雲林縣	11.4	11.8	11.8	12.2	11.8	13.1	14.0	14.9
嘉義縣	12.7	13.1	13.1	13.1	13.1	14.0	14.9	15.8
臺南市	14.0	14.0	14.5	14.5	14.0	15.3	16.2	17.0
高雄市	15.3	15.3	15.8	16.2	15.8	16.6	17.5	18.3
屏東縣	14.9	14.9	15.3	15.3	14.9	16.2	17.0	17.9
花蓮縣	9.1	9.5	9.5	10.0	9.5	10.5	11.4	12.2
臺東縣	10.9	11.4	11.4	11.8	11.4	12.2	13.1	14.0

▶ 臺灣各縣市的氣溫會隨著緯度減少而增加，中南部縣市之 $\beta_i$ 會大於北部縣市，故中南部縣市的鋼筋保護層厚度增加量需大於北部地區。

▶ 新北市所需增加的保護層厚度最少，約需增加7.7%~10.9%，而高雄市所需增加的保護層厚度最大，約需增加15.3%~18.3%。以原設計5~10公分保護層為例，為避免氣候變遷造成的鋼筋混凝土橋梁有效使用年限縮減，新北市之鋼筋混凝土橋梁需要增加0.4~1.1公分保護層厚度，高雄市則需要增加0.8~1.8公分保護層厚度。

▶ 設計者應依臺灣南、北縣市實際的溫度效應進行鋼筋保護層厚度設計，以利維持鋼筋混凝土橋梁的耐久性。

28

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施

### 建立多層次抗腐蝕系統

- ▶ 加長氯離子傳播路徑
- ▶ 減緩氯離子擴散速率
- ▶ 提高鋼筋抗腐蝕能力



#### 1.強化混凝土設計與配比

- ✓ 增加鋼筋保護層厚度
- ✓ 降低氯離子擴散係數(降低水膠比、使用SCMs、採用UHPC、FRC等)



#### 2.施加內外部保護措施

- ✓ 降低氯離子滲透量(表面防護塗層)
- ✓ 提高鋼筋CCT(腐蝕抑制劑、陰極防蝕等)

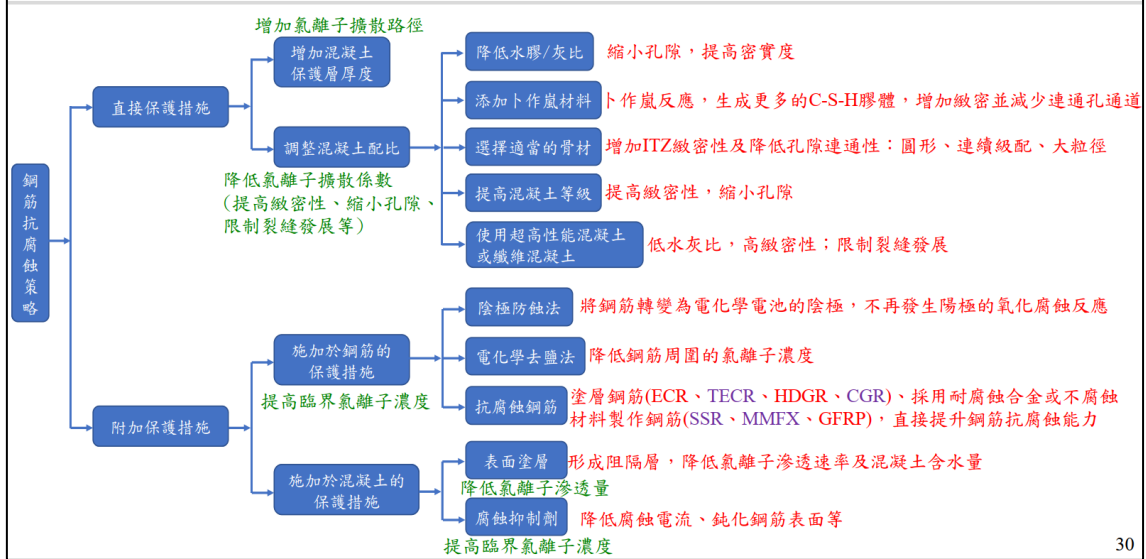


#### 3.採用抗腐蝕鋼筋

- ✓ 環氧樹脂塗佈鋼筋
- ✓ 鍍鋅鋼筋
- ✓ 不鏽鋼鋼筋
- ✓ MMFX鋼筋

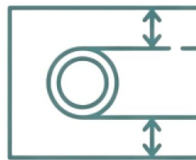
29

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施



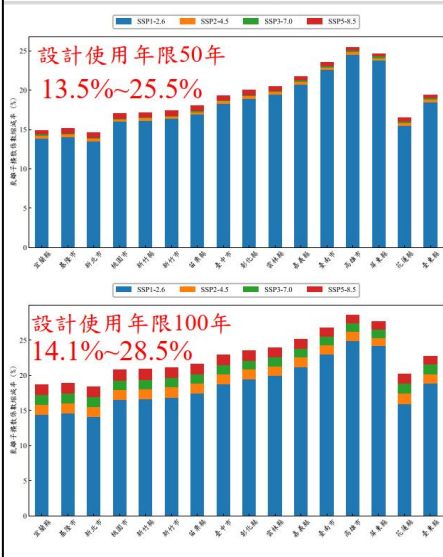
## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施：強化混凝土設計與配比

### 增加鋼筋保護層厚度

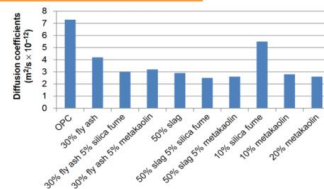
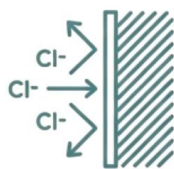


- ✓ 機制：最直接的**物理屏障**，延長氯離子傳播路徑，延後腐蝕發生時間。
- ✓ 氣候變遷衝擊：若橋梁設計使用年限50年時，需要增加**4.8%~16.7%**保護層厚度(約1.0mm至15.9mm)；橋梁設計使用年限為100年，約需增加**5%~19%**(約1.5mm至23.3mm)保護層厚度。

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施：強化混凝土設計與配比



### 降低氯離子擴散係數



- ✓ 機制：增加混凝土緻密性，減少孔隙連通，從根本上阻礙氯離子入侵。
- ✓ 主要方法：
  - 降低水膠比：提高混凝土密實性
  - 使用SCMs：如飛灰、爐石等，透過卜作嵐反應增加混凝土緻密性，並增強氯離子結合能力
  - 選擇適當骨材：優化及配及緻密性骨材可以減少界面過度區的總體積及聯通性
  - 其他：使用高強度混凝土、纖維混凝土、UPHC

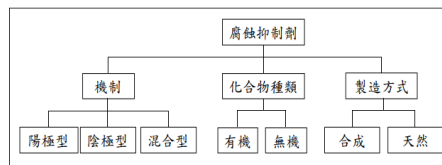
32

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施：施加內外部保護措施

### 添加腐蝕抑制劑

- 陽極型：在鋼筋的陽極區域生成鈍化膜來阻止鐵離子溶出，若濃度過低，可能導致局部鈍化層破裂，造成嚴重的集中腐蝕或點蝕。目前鋼筋混凝土中最常用的且經過廣泛測試的基準抑制劑是亞硝酸鹽類(例如，亞硝酸鈣及亞硝酸鈉)，但由於亞硝酸鹽可以與金屬加工中常用作添加劑的潤滑劑中的胺類反應，它們會形成亞硝胺的致癌物，亞硝酸鹽與鉻酸鹽對人體安全與環境有一定的不良影響，已在歐美等國被限制或禁止使用。
- 陰極型：陰極型抑制劑主要通過抑制陰極還原反應(如氧氣還原或氫氣釋放)來達到保護鋼筋的作用，相較於陽極型，此類在混凝土中的應用較少。
- 混合型：結合陽極型與陰極型的優點，是目前主流的產品，代表性的混合型抑制劑為烷醇胺類(Alkanolamines)及新興的綠色腐蝕抑制劑(如生薑提取物、銀杏葉提取物、瓜爾豆膠等)。

- ✓ 機制：於鋼筋表面生成鈍化膜或物理吸附薄膜，主動抑制電化學腐蝕反應。
- ✓ 應用：可用於新拌混凝土或既有結構修復。
  - 表面應用及滲透：塗覆在混凝土表面，滲透到混凝土孔隙中，直至鋼筋表面，重新於鋼筋表面形成新的保護膜或修復現有的鈍化層。
  - 電化學注入法：使用電化學方法，驅動帶電的抑制劑分子快速導入鋼筋周圍。
  - 在修補材料中做為摻合劑：在新拌的修補砂漿或混凝土中添加腐蝕抑制劑，可保護被修補區域的新鋼筋或暴露的舊鋼筋。



33

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施：施加內外部保護措施

### 增加表面防護塗層

分類	代表性材料【防護機制】	優點	缺點
有機塗層	1. 壓克力(Acrylic)【FF】 2. 聚氧胺(PO)【FF】 3. 環氧樹脂(Epoxy)【FF】 4. 高分子量甲基丙烯酸酯(HMMA)【FF】 5. 醇酸樹脂(Alkyds)【FF】	1. 優良附着力 2. 防水性佳 3. 彈性佳、裝飾性好	1. 耐老化性較差。 2. 易受紫外線/高濕影響 3. 某些有揮發性有機化合物(VOCs)污染問題
無機塗層	1. 矽烷/矽氧烷(Silane/Siloxane)【PL】 2. 滲透結晶塗料(如Xypex)【PB】 3. 無機聚合物(Geopolymers)【FF或PB】 4. 矽酸鹽類(Magnesium Silicates)【PB】 5. 矽酸鋅類(Zinc Fluorosilicates)【PL】	1. 耐候性與穩定性高，能抵抗紫外線、溫度波動、pH值變化及凍融 2. 與混凝土相容佳 3. 多為環保無機材料	1. 缺乏彈性，易因基材裂縫而失效 2. 美觀性與裝飾性差
有機-無機複合塗層	1. 壓克力改性水泥塗層【FF-PB】 2. 環氧/矽烷改性地聚合物塗層【FF-PL】 3. 矽酮(Silicones)【PL】 4. 奈米複合塗層(如聚合物+SiO <sub>2</sub> )【多重機制混合】	1. 結合雙方優勢 2. 同時具備防水、抗氣、抗裂等多重功能	1. 成本高 2. 配方與施工較複雜 3. 有些仍屬發展中技術

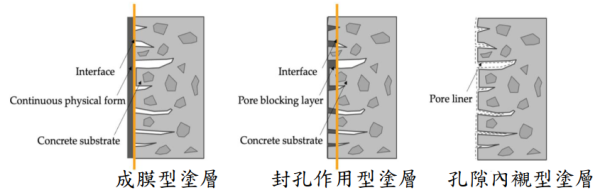
說明：

FF代表成膜型塗層；PB代表封孔作用型塗層；PL代表孔隙內襯型塗層。

✓ 機制：建立外部屏障，阻絕水分與氯離子滲透。

✓ 應用：可用於新建或既有結構物或既有。

- 傳統有機塗層聚氨基酯對氯鹽侵蝕的防護效果優於無機塗層，但存在環境污染問題且防護效果會因暴露於紫外線或環境因子而逐漸劣化。
- 無機矽烷塗層具有卓越的長期有效性及耐候性，即使經過12年仍可維持該塗層系統的有效性。
- 無機聚合物材料(geopolymer)是一種新興的環保材料，已開發用於防火、防水、隔熱、防腐蝕等不同的功能。
- 近年來的研究者也開始將奈米材料添加入聚合物塗層。



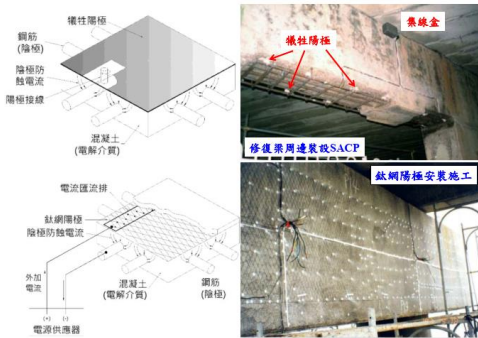
34

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施：施加內外部保護措施

### 電化學處理技術

#### 陰極防蝕法：

- ✓ 目標：將鋼筋變為電化學反應陰極，停止鋼筋發生腐蝕反應。
- ✓ 方式：犧牲陽極法及外加電流法。
- ✓ 應用：長期、主動的腐蝕防護。

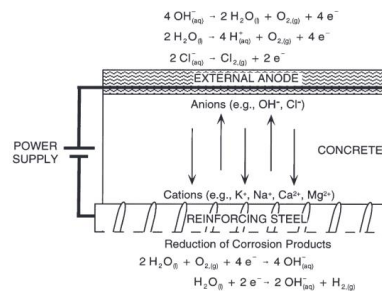


✓ 機制：透過施加外部電流控制腐蝕。

✓ 應用：適用於高風險及既有結構修復。

#### 電化學去鹽法：

- ✓ 目標：施加電場，抽取出已滲入混凝土中的氯離子。
- ✓ 應用：修復已受氯離子污染的結構，解決腐蝕根源。



35

## 5.RC橋梁抗腐蝕調適措施：抗腐蝕鋼筋(提高CCT)

鋼筋類型	防護機制	優點	缺點	CCT (相對碳鋼鋼筋)
環氧樹脂塗佈鋼筋	物理隔絕塗層	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 維護成本相對低</li> <li>✓ 成熟的技術和規範</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 塗層易在施工中破損</li> <li>✓ 降低握裹力</li> </ul>	1.8倍
鍍鋅鋼筋	犧牲陽極保護	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 施工性佳，如同碳鋼鋼筋</li> <li>✓ 易取得</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 高氯環境下效果下降</li> <li>✓ 與碳鋼鋼筋接觸時可能加速腐蝕</li> </ul>	2~4倍
不鏽鋼鋼筋	表面自修復鈍化膜	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 耐腐蝕性極佳，壽命極長</li> <li>✓ 可與碳鋼鋼筋搭配使用</li> <li>✓ 允許裂縫寬度0.3~0.4mm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 初始成本極高(4-10倍)</li> <li>✓ 國際設計標準未提供選擇最合適等級的設計指引</li> </ul>	10~75倍
FRP鋼筋	非金屬，不鏽蝕	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 完全免疫腐蝕，輕質高強</li> <li>✓ ACI於2022年發布ACI 440.11-22 GFRP設計規範</li> </ul>	彈性模數低，脆性破壞，成本高	-
MMFX鋼筋	低碳高鉻合金技術	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 耐腐蝕性優</li> <li>✓ 高強度，可減少鋼筋量</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 焊接需特殊程序</li> <li>✓ 近20年的新技術，尚無超過50年的實地監測資料</li> <li>✓ 供應廠商少</li> </ul>	1.5~3倍以上

36

## 6.結論與建議：結論

- 臺灣各地區的平均溫度將隨著氣候變遷情境之惡化而呈現顯著的上升趨勢，其中臺灣南部地區在所有氣候變遷情境中均保持最高的平均溫度範圍，在最極端的氣候變遷情境SSP5-8.5下之最高溫可達29.0°C，顯示南部縣市是氣候變遷影響最顯著的區域。
- 本研究提出臺灣北部、中部、南部、東部及全臺灣之濕潤時間、相對濕度及降雨天數之迴歸公式，可做為依年降雨天數推估相對濕度之參考。
- 氣候變遷造成鋼筋提早發生初始腐蝕，縮短鋼筋混凝土橋梁有效使用年限10.2年至18.9年(使用年限50年)或17.7年至33.7年(使用年限100年)，即造成20.5%至37.8%(使用年限50年)或17.7%至33.7%(使用年限100年)的橋梁有效使用年限損失率。
- 為維持原設計使用年限，當設計使用年限為50年時，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增量約為1.0mm至15.9mm，增加率約為4.8%至16.7%；當設計使用年限為100年時，因氣候變遷影響造成之鋼筋保護層厚度增量約為1.5mm至23.3mm，增加率約為5.2%至19.0%。
- 因氣候變遷效應之影響，鋼筋混凝土橋梁達設計使用年限時，對於D22主筋之斷面積損失率約為1.4%~14.3%，但對於D10箍筋之斷面積損失率可達2.8%~27.6%，該箍筋腐蝕可能成為影響鋼筋混凝土橋梁耐久性劣化的關鍵控制因子。

37

## 6.結論與建議：結論

- 本研究提出採用溫度效應放大因子( $\beta_t$ )來涵蓋氣候變遷之溫度效應，做為設計人員增加保護層厚度之依據。當設計使用年限50年時，各縣市溫度效應放大因子介於1.16~1.35(保護層厚度增加率介於7.7%~16.2%)；當設計使用年限100年時，各縣市溫度效應放大因子介於1.17~1.40(保護層厚度增加率介於8.2%~18.3%)。其中，**新北市**所需增加的保護層厚度最少，約為7.7%~10.9%，而**高雄市**所需增加的保護層厚度最大，約為15.3%~18.3%，故建議設計者應依臺灣南、北縣市實際的溫度效應進行鋼筋保護層厚度設計，以利維持鋼筋混凝土橋梁的耐久性。
- 為確保新建鋼筋混凝土橋梁的耐久性及符合設計使用年限，可透過調整混凝土參數(增加鋼筋保護層厚度、降低水膠/灰比、加入礦物性添加料、使用高強度混凝土等)降低氯離子擴散速率，或採用**附加保護措施**(採用電化學處理技術、使用抗腐蝕鋼筋、添加腐蝕抑制劑、增加混凝土表面防護塗層等)進一步確保混凝土結構使用的耐久性。
- 各種技術方法並無絕對的優劣，選用時應綜合考量環境條件、設計使用年限、初期與維護成本、施工可行性與後期檢測維護策略等因素，進行整體評估與最佳化配置。

38

## 6.結論與建議：結論

- 既有的鋼筋混凝土橋梁：
  - ✓ 可透過**陰極保護系統**來延緩或終止鋼筋腐蝕反應，或透過**電化學去鹽法**來抽離混凝土中已滲入的氯離子，作為中長期補強措施。
  - ✓ **腐蝕抑制劑**亦能使用於老舊結構物之修補過程，可直接塗覆在混凝土表面、使用電化學注入法、做為修補材料中之摻合劑、塗抹於鋼筋表面做為預處理等，可使鋼筋表面形成或修復鈍化層，將進一步提升結構耐久性。
  - ✓ **增加混凝土表面防護塗層**亦可增強既有鋼筋混凝土橋梁之耐久性，但因各類型的表面防護塗層材料有效性、持續性、整體經濟性及對周遭環境的損壞等可能均有所差異，為有效抵銷氣候變遷效應對氯離子入侵混凝土內部造成鋼筋腐蝕之風險，應全面考慮塗層材料的可持續性(包括材料選擇、全生命週期成本、環境影響評估等)，以促進塗層工法在實務中的廣泛應用。

39

## 6.結論與建議：結論

- 為保障結構安全與耐久性，建議設計者應將氣候變遷之影響納入設計考量，並應根據橋梁所在的具體環境，綜合考慮多種抗腐蝕措施的搭配與應用，以利維護管理單位長期維護與降低風險。隨著技術的進步，對鋼筋混凝土橋梁耐久性的保障措施會更加多樣化、精細化，為橋梁結構提供更長的使用壽命，並最大限度地減少未來氣候變遷所帶來的風險。
- 在鋼筋混凝土橋梁耐久性設計中，傳統設計方法已全面因氣候變遷的因素帶來了全新的挑戰。因此，在未來橋梁設計與維護策略中，須從過去的「被動補強」轉向「預防導向」與「全生命週期管理」模式。應結合生命週期成本分析(Life Cycle Cost Analysis, LCCA)，將材料初期成本與後期維護費用一併納入考量，並依環境條件評估最合適的防蝕材料與技術。
- 面對氣候變遷所帶來的腐蝕風險升高與結構耐久性挑戰，未來勢必要投入更多研究資源於新材料、新技術與智慧管理系統之開發，才能確保混凝土橋梁在嚴苛環境下依然維持長期穩定與安全。透過智慧監測手段掌握橋梁腐蝕狀況、預測劣化趨勢，提前發現問題並規劃最適時的維護與補強措施，能夠有效避免橋梁發生大範圍損壞或失效之風險。

40

## 6.結論與建議：建議

- 為避免未來新建鋼筋混凝土橋梁在尚未達到設計年限前即出現腐蝕劣化問題，建議國內耐久性設計規範(如混凝土設計規範、公共工程耐久性導則等)應將溫度效應視為必須考量之氣候因子，並進行保護層厚度之調整。
- 建議針對高鹽害、高溫、高濕地區進行系統性風險評估，建立橋梁耐久性風險分級制度，並據以制定差異化的檢測頻率與維護策略。對於位於高風險區域之鋼筋混凝土橋梁，應優先投入監測、補強或防護工程，以降低因腐蝕導致結構劣化與公共安全事件的可能性。此外，透過風險分級制度亦有助於維護資源之最適配置，提高基礎設施管理效率。
- 各項防護工法(如表面塗層、腐蝕抑制劑、陰極保護、電化學去鹽法、改良混凝土材料等)的實際耐久性受到環境條件、施工方法與材料特性等多重因素影響。目前國內缺乏長期之橋梁現地試驗資料，使得各工法之效益評估多仰賴短期試驗或國外經驗。因此，選定沿海或高腐蝕區域設置試驗試驗區，並搭配感測器進行長期監測，以蒐集不同工法在實際環境下之效能與劣化行為。此資料將有助於客觀比較各防護方案之長期耐久性與生命週期成本，並可做為未來更新設計規範、維護策略及材料選用提供重要科學依據。

41



# 簡報結束，敬請指教

