

創新人工智慧學習模式預測震後橋梁耐震能力與 通行失敗機率之研究-以臺灣橋梁為例

鄭明淵¹ 邱永芳² 吳育偉^{3*} 歐昱辰⁴ 邱建國⁵ 廖國偉⁶ 范鴻達⁷

關鍵詞：橋梁損壞診斷、材料劣化評估、橋梁側推分析、演化式支持向量機推論模式。

摘 要

橋梁為臺灣重要交通設施，為避免地震災害發生時，造成損壞導致交通中斷、居民受困或是人員傷亡，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若對所有橋梁進行破壞性檢測或結構分析，將花費許多時間與經費，實務上並不可行。有鑑於此，本研究結合材料劣化、側推分析、人工智慧與地表震動分析，在有限人力及經費下，計算各橋梁考量材料劣化因素下之耐震能力，並建置案例資料庫，藉由人工智慧學習輸入（簡易評估）與輸出（細評結果）之關係，推論求得地震發生時各橋梁之通行失敗機率，供公路主管單位後續處置之決策參考。

POST-EARTHQUAKE BRIDGE SAFETY ASSESSMENT USING FAILURE PROBABILITIES INFERENCE MODEL

Min-Yuan Cheng

*Department of Construction Engineering
National Taiwan University of Science and Technology
Taipei, Taiwan 10607, R.O.C.*

Yung-Fang Chiu

*Harbor and Marine Technology Center
Taichung County, Taiwan 43542, R.O.C.*

Yu-Wei Wu Yu-Chen Ou Chien-Kuo Chiu Guo-Wei Liao Hong-Da Fan

*Department of Construction Engineering
National Taiwan University of Science and Technology
Taipei, Taiwan 10607, R.O.C.*

Key Words : seismic assessment, deterioration of materials, seismic capacity, evolutionary support vector machine inference model.

ABSTRACT

Bridges are a vital and significant component of Taiwan's transportation infrastructure. Therefore, regular and comprehensive

¹國立台灣科技大學營建工程系教授

²交通部運輸研究所港灣研究技術中心主任

^{3*} 通訊作者，國立台灣科技大學營建工程系博士後研究員

⁴國立台灣科技大學營建工程系副教授

⁵國立台灣科技大學營建工程系副教授

⁶國立台灣科技大學營建工程系助理教授

⁷國立台灣科技大學營建工程系博士研究生

inspections of existing bridges are necessary to prevent damage and traffic disruption and reduce earthquake-related damage and casualties. However, due to the large number of bridges in Taiwan, the time and budget required to perform traditional structural analyses (preliminary assessment, detailed analysis) on every bridge to calculate yield acceleration (A_y) and collapse acceleration (A_c) values make doing so impractical. This paper integrates material degradation, pushover analysis, and artificial intelligence to create a new inference model as an alternative to traditional structural analysis. Historical cases are used to infer A_y and A_c values by mapping relationships between the preliminary assessment factors (input) of historical cases and detailed assessments of A_y and A_c values (output). Using the proposed inference model to predict A_y and A_c values, bridge maintenance planners can quickly and more cost effectively assess bridge earthquake damage probabilities as a guide to identifying priority bridge maintenance projects.

一、前言

台灣為小島型國家，山脈南北縱走，地形與土壤多樣性高、多高山及河流，因此在建造公路系統中往往需要藉助橋梁來橫跨自然之阻礙，故橋梁對於整體國家經濟發展貢獻極大。橋梁除具有跨越河川及山谷、連絡外地之功能外，隨著工商業之發達，亦也負擔起維繫經濟動脈之重要使命，在人煙稀少的偏遠地區，橋梁更成為人民生命物資補給或產品輸出入之重要維生管。一旦橋梁遭受到天然災害導致損壞問題的產生，對交通運輸所造成的影響極為深遠，進而危害到生命財產安全，社會經濟也將隨之受到影響。

根據統計，台灣橋梁以鋼筋混凝土結構為應用最廣的類型 (佔 95%)，其中約 75% 橋齡在二十年以上 [1]。隨橋梁老舊不同，採用之耐震設計規範不同，或隨橋梁服務後受環境影響而造成之劣化現象，均可能使部分橋梁因不符合現行頒布規範之耐震需求而導致破壞之情形。換句話說，目前台灣大部分橋梁皆面臨老劣化之問題，加上台灣屬於多地震國家，一旦發生地震等大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率很高。為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。

有鑑於公路橋梁震損影響之嚴重性，美國聯邦應變署 (Federal Emergency Management Agency, FEMA) 於 1999 年研發 HAZUS99 地震損失評估平台 [2]，並將公路橋梁震損評估列為重要項目，在系統中明確定義 28 種典型橋梁，因同一典型橋梁具有類似之結構系統、材料、耐震能力，可做為分析之雛形橋梁。國家地震工程研究中心參考美國 HAZUS99 之架構，開發台灣地震損失評估系統 (Taiwan Earthquake Loss Estimation System, TELES) [3]，並應用於各類地震損失評估與風險管理課題。TELES 之標的為結構物 (包含建築物與橋梁)，本文採用其橋梁耐震推估之結果，系統建議之結構分析方法分為三個步驟，1. 簡易調查、2. 初步評估、3. 詳細評估。簡易調查表主要適用於相關管理人

員使用，挑選出耐震能力有問題的建築物，而這些有問題的建築物將可由專業人員進行第二階段的初步評估，針對簡易調查後耐震能力有疑慮的建物，聘請土木專業技師填寫初步評估表，對建物作評估，此一調查與評估作業將產生大量的建築物耐震相關之珍貴資料，最後再根據收集的橋梁數據，應用專業且複雜的評估方法對建物進行詳細評估，如側推法 (Push Over)，以求得高精準度之降伏加速度 (A_y) 及完全損壞加速度 (A_c)。

因此為避免地震災害造成橋梁損壞，導致交通癱瘓、人員傷亡等事件發生，評估橋梁於不同地震強度下的損壞狀況，降低災害發生機率，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行，然而國內橋梁數量高達數萬座，若對所有橋梁進行破壞性檢測或全面性結構分析，以求得 A_y 、 A_c 值，在運作上將會有時間及預算限制之困難。此外，目前公路總局委託執行計畫公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究 [4]；公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究 [5]，所採用之側推分析流程，尚未考量材料劣化對於橋梁耐震強度之影響。然而，材料劣化將使得殘餘容量 (Residual capacity) 降低，是影響耐震能力之關鍵因素。現況中，可能因為鋼筋斷面腐蝕等原因使得原始設計之鋼筋強度不足，大幅影響側推分析結果。即現有考慮材料劣化因素之側推分析將高估橋梁耐震能力。

有鑑於此，此研究範圍限制在鋼筋混凝土橋，結合「材料劣化評估」、「橋梁側推分析」、「人工智慧橋梁耐震能力推論」與「地表震動強度推估」，進而發展建置一符合台灣地區特性之「橋梁耐震能力推論模式」。其中材料劣化評估將考量台灣地區環境因素求得大氣環境對橋梁材料之影響，據此求得橋梁殘餘容量，並作為後續推估地震破壞潛勢分析之依據。橋梁側推分析中考量材料劣化之因素，計算 24 種類型橋梁各五種材料劣化程度 (0%, 5%, 10%, 20%, 35%) 影響下之 A_y 與 A_c 值，並建置案例資料庫。人工智慧橋梁耐震推論根據案例資料庫，找出簡易評估因子與細部評估 A_y 、 A_c 之映射關係，據此推論其他橋梁之 A_y 、 A_c 值，如此可求得在容許誤差內之 A_y 、 A_c 值，將大幅節

省人力成本。最後依地表震動分析結果分別求得 (1) 災前情境模擬；(2) 災時地震，台灣各區域地表加速度分布情形，即能夠快速得到各橋梁之通行失敗機率，作為橋梁在災前維修補強 (預算編列)、災時處置優先方案 (包含橋梁巡查、封閉、替代道路規劃等) 或災後橋梁檢測維修之參考。

二、文獻回顧

2.1 公路耐震能力評估現況

「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」[4] 為公路總局 98 年之委託研究，計畫成果有助於震後第一時間完成省、縣道公路橋梁可能損壞之評估，並將結果提供橋梁管理人員參考，可藉以提升公路系統震後應變效能。此計畫範圍內之橋梁為數甚多、達兩千多座，由於在短期內無法逐一對所有橋梁進行詳細之檢測評估，所以依先建立之耐震初步評估表對全部橋梁進行初步評估後，對於耐震能力有虞慮者，再配合依據橋梁現況及耐震特性予以分類，由各分類選取具代表性之橋梁進行詳細評估後並估算其所需補強經費，並以其作為推估其它類似特性橋梁補強工程數量及工程經費之基礎，進而概估須補強橋梁所需之總經費。

此研究計畫之橋梁耐震能力詳細評估方法，對於多跨一般性橋梁係採用改良式側推法評估方法 [6]，亦可提供地震災損評估所需之橋梁易損性曲線，而對於特殊橋梁依結構之複雜性，採用改良式側推法 (非線性靜力)、線性動力歷時分析或非線性動力歷時分析，對於單跨橋採用構件及穩定性之檢核方式。

但由於橋梁眾多，無法對每座橋梁皆進行完整之詳細評估，因此未細評橋梁之耐震能力推估方式在此計畫中被提出，此概念與 TELES 之運作機制相同。首先求取各類橋型之正規化崩塌地表加速度值 Ac_n ：將 148 座經細部評估分析所得之降伏強度 Ay_0 及崩塌加速度值 Ac_0 值 (以縱向之弱軸為主)，依其橋址所在行政區及設計年代規範，利用轉換係數表得到各橋之轉換係數將各橋之 Ay_0 、 Ac_0 值轉換至相同基準 (正規化至 0.23) 之 Ay_m 、 Ac_m ，再將同一類型各橋梁之 Ay_m 、 Ac_m 採用算術平均數計算，視為代表各類橋型之正規化後之水平崩塌加速度中值 Ac_n 及降伏水平加速度中值 Ay_n 。接著將欲推估之橋梁依其橋梁類型查表 得到 Ac_n 及 Ay_n ，再利用等值地表水平降伏加速度表，依其橋址所在 (行政區) 及設計年代規範 (49 年、76 年、84 年、89 年) 轉換求得該橋之 Ac 及 Ay 值 [5]。

2.2 演化式支持向量機推論模式

傳統上營建管理決策的缺點主要分為 (1) 依賴人員專業知識、(2) 主觀認定上的誤差、(3) 試誤法。在依賴人員專業知識方面：由於營建管理領域的問題具有複雜、不確定與隨環境變動的特性，因此，在解決相關問題時多依賴該領域專家經驗與知識進行決策。然而這些屬於專家的經驗與知識會隨著專家記憶淡忘與離職或退休而失去，因此如何傳遞有用的專業知識非常困難。在主觀認定上的誤差

方面：解決營建管理問題多是依賴專家決策，然而專家主要依賴直覺與主觀上的判斷，將影響決策的有效性。在試誤法方面：營建管理者以試誤方法學習決策過程中的經驗，但是在營建工程領域，太多模擬兩可的變數以及決策錯誤的花費太大。也因為在決策資訊收集的困難和決策必須快速下達的原因造成決策上的困難。

為了改善上述傳統營建管理決策之缺點，相關文獻中以人工智慧模擬人類決策行為來解決營建管理問題的方法陸續被提出。其中 Cheng and Wu [7] 所提出最佳化決策模式「演化式支持向量機推論模式」 (Evolutionary Support Vector Machine Inference Model, ESIM)，文獻中模式驗證中說明 SVM 比起模糊類神經或是專家系統，有收斂速度快且準確度較高之優點 [7]，其架構如圖 1 所示。

此模式透過過去案例與經驗學習，歸納出專家決策過程與分析邏輯，輔助決策者進行決策，以提昇營建管理決策的有效性。此模式融合 SVM 與快速混雜基因演算法 (Fast Messy GA)，模式中 SVM 用於歸納輸入變數與輸出變數間複雜的關係；而快速混雜基因演算法搜尋 SVM 所需的最佳參數 (C 與 γ)，藉此提高 SVM 的預測準確度。

三、橋梁耐震能力推論模式

根據研究目的，本研究擬定流程與架構如圖 2 所示，所確立之橋梁耐震能力推論模式之各階段概要步驟如下所述：

1. 基本資料收集：本研究根據文獻「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」[4] 中 121 座橋梁細部分析的資料，以及「公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究」[5] 計畫中所建置公路總局省縣道 3961 座橋梁簡易評估資料，建立資料庫。
2. 材料劣化分析：殘餘容量 (亦即橋梁劣化現況) 是影響耐震能力之關鍵因素，因此本研究將考量台灣地區環境因素，應用「災害預警資料交換機」[8]，擷取交通部運輸研究所台灣技術研究中心大氣腐蝕實驗室所量測建置之台灣地區大氣腐蝕資料。再應用材料實驗方式分析，求得大氣環境對橋梁 RC 材料之影響，據此繪製橋梁劣化曲線圖，求得橋梁殘餘容量，並作為後續推估地震破壞潛勢分析之依據。

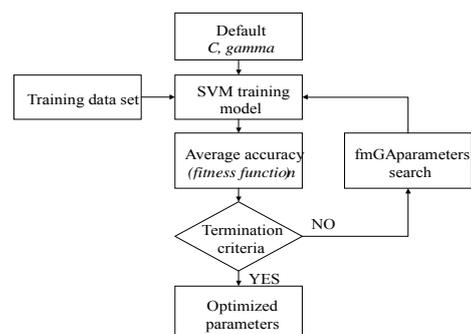


圖 1 支持向量機最佳化模式架構

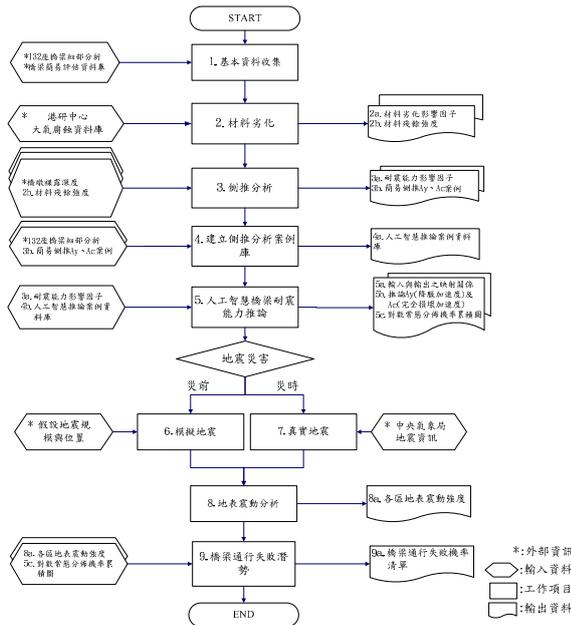


圖 2 橋樑耐震能力推論模式架構圖

3. 橋樑側推分析：橋樑側推分析方面，將建置不同典型橋樑型態之易損性曲線，找出在不同地震強度下之損壞狀況機率。地震造成橋樑損壞原因主要由地表震動 (PGA) 與永久位移 (PGD) 二項所造成。本研究將材料劣化評估所求得之橋樑殘餘容量納入考量，探討在地表震動 (PGA) 下所造成之橋樑損壞。而橋樑受損可承受加速度又可分為降服加速度 (A_y) 與完全損壞加速度 (A_c)。有鑑於 A_y 、 A_c 與橋樑損壞潛勢之關係，可由橋樑耐震等影響因子歸納計算求得。因此，本研究將發展一側推分析模式，本模式根據橋樑設計或竣工圖，結合現地環境、橋樑現況、殘餘容量 (材料劣化評估結果) 等資料，兼顧計算準確與操作簡易的特性，透過地震損壞影響因子求算 A_y 及 A_c 值。為驗證該分析模式的準確性，本研究將取得公路總局「公路橋樑耐震能力評估及補強工程可行性研究」 [4] 計畫成果中，針對 121 座橋樑細部分析的資料，選擇其中 12 種代表性的橋樑型式，以本研究所開發的側推分析模式求得之橋樑 A_y 與 A_c 值與「公路橋樑耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫 121 座橋樑分析結果進行比對，驗證本研究所開發的側推分析之準確性。並考量材料劣化之因素，另選擇 121 座以外 12 座橋樑 (與上述 12 座合計 24 座)，計算分析五種材料劣化程度 (0%, 5%, 10%, 20%, 35%) 影響下之橋樑 A_y 與 A_c 值。
4. 建立側推分析案例資料庫：本研究根據前一階段 24 座經細部評估求得五種鋼筋劣化程度之橋樑 A_y 、 A_c 值為輸出，並同樣以 24 座橋樑簡易調查之資料與材料劣化因素為輸入因子，共計 120 筆案例 (24 座橋各 5 種劣化程度 = 120 筆)，建立資料庫。
5. 人工智慧橋樑耐震能力推論模式：國內其他較小型橋樑數量眾多，若應用簡易評估方式以目視進行調查，雖然快速但其結果較不準確。如皆採用細部評估，其結果雖然較準確，但需耗費時間及成本，且僅能由具

備專業經驗之人員評估，在有限經費與專業人力下，將無法對每座橋樑做詳細結構分析。若能針對同樣橋樑案例找出簡易評估因子與細部評估 A_y 、 A_c 之映射關係，據此推論其他橋樑之 A_y 、 A_c 值，如此可求得在容許誤差內之 A_y 、 A_c 值，將大幅節省人力成本。因此，本研究擬應用先前一階段橋樑細部評估結果 (考量材料劣化之 24 筆案例)，應用人工智慧推論模式透過案例 (橋樑耐震能力評估結果) 學習，找出輸入 (簡易目視調查耐震能力影響因子) 與輸出 (細評 A_y 、 A_c 值) 之映射關係。目前，人工智慧推論模式多採用類神經網路、支持向量機等學習模式，但這些模式均有參數設定與初始化問題。考量尋優速度與推論準確性，因此本研究將應用快速混雜基因演算法融合支持向量機，發展一「人工智慧機械學習推論模式」，透過快速混雜基因演算法搜尋模式最適參數值，應用支持向量機分析迴歸側推分析案例資料庫中輸入與輸出之映射關係，進而發展出一最佳化推論模式。此推論模式之優點為可藉由案例資料庫之更新與新增案例數，提升模式預測準確率。最後，全台灣縣道橋樑即可根據上述推論模式求得 A_y 與 A_c 值，繪製出地表震動影響下橋樑地震易損性曲線，並定義出不同地表震動下橋樑可能的損壞機率。

6. 模擬地震：使用者可指定不同地震模擬事件，指定震央、深度及規模等資料，作為地表震動分析之輸入。
7. 真實地震：根據中央氣象局所發布之地震規模與震源等資料作為地表震動分析之輸入。
8. 地表震動強度分析：地表震動強度分析可推估台灣不同地區之地表震動強度。根據模擬地震或真實地震之震央、深度及規模等資料，利用震動強度減速率修正地震規模和距離之關係，並以格網方式將台灣地區切割成不同格狀區域，再依各地區的地盤種類和距離之不同，分別求算地表加速度。
9. 橋樑通行失敗潛勢：最後，套疊全台各區地表震動分布圖與各橋樑所在位置，求得各橋之加速度值，與各橋樑易損性曲線比對後，即可求得各橋樑受震下之損害機率。據此，本模式可於 (1) 災前：以情境方式，模擬不同地區所發生之地震，推估台灣地區不同格網內之地震強度，然後再進行地震破壞潛勢分析，求得此地震強度下各橋樑可能的損壞機率，以提供公路橋樑管理單位作為擬定維修補強策略之參考；(2) 災時：全台五區工程處與各工務段於地震發生後，可即時接收地震破壞潛勢之分析結果，內容包括公路總局各轄區橋樑破壞機率排序及簡訊通報轄下超出預警值之橋樑，作為管理單位第一時間至現場勘查之參考。

3.1 基本資料收集

首先收集文獻「公路橋樑耐震能力評估及補強工程可行性研究」 [4] 中 121 座橋樑細部分析的資料。並彙整「公路橋樑地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究」 [5] 計畫中所建置公路總局省縣道 3961 座橋樑簡易評估資料，將相同橋樑之簡易評估與細部評估結果連結，建立資料庫，如下表 1 所示。

表 1 橋梁案例資料庫 (摘錄)

出處	共同欄位	公路橋梁地震早期損失評估資料																公路橋梁耐震能力評估										
		橋名	橋長	橋寬	跨數	振動單元數	橋梁分類	竣工年	設計年代	設計水平加速度	地盤種類	土壤液化類別	歪斜角	基樁裸露	跨越河川或道路	單跨最大跨距	橋梁結構型態	橋墩主梁型式	橋墩型式	橋墩基礎型式	橋台型式	橋台基礎型式	支承裝置	防落設施	軸向		橫向	
																									柱降伏 Ay	柱崩塌 Ac	柱降伏 Ay	柱崩塌 Ac
1	南坎溪一號橋	50	29	2	2	HWB4C	81	79	0.139	2	0	90	0	河川	25	簡支	I型梁	牆式	直接基礎	懸臂式	直接基礎	合成橡膠薄	RC 止震塊	0.291	0.498	0.245	0.318	
2	南華橋	60	30	3	3	HWB2C	81	79	0.139	1	0	90	3.2	河川	20	簡支	I型梁, I型梁	I型牆式	沉箱基礎	重力式支柱型式	沉箱基礎	搖軸、合成橡膠薄	無	0.116	0.294	0.491	0.744	
121	南林內陸橋	150	19	5	5	HWB3R	79	77	0.187	3	0	53	0	道路	30	簡支	I型梁	多柱	直接基礎	懸臂式	直接基礎	合成橡膠薄	RC 止震塊	0.390	0.432	0.401	0.508	

3.2 材料劣化分析

為使橋梁之劣化分析能更貼切台灣現況，本研究引用國外相關文獻並依據台灣地區之劣化環境資料加以修正。考量鋼筋於混凝土澆注之銹蝕為未知因素，因此本研究考慮的劣化種類共分為使用階段時之鹽害與中性化兩大類，關於材料劣化之研究可成三大階段，1. 劣化環境資料蒐集；2. 鋼筋腐蝕時間預測；3. 建立鋼筋腐蝕曲線，其流程如圖 3 所示，每階段之研究過程詳述如下：

1. 劣化環境資料蒐集：其項目包含來自「中央氣象局」的平均風速、平均溫度、平均溼度資料以及「港灣研究中心大氣腐蝕資料庫」[11] 的氯鹽沉積量、碳鋼腐蝕速率資料等，作為後續公式之修正資料。
2. 鋼筋腐蝕時間預測：A. 鹽害部分：對鹽害而言，鋼筋腐蝕可定義為最外層鋼筋之氯鹽量大於鋼筋腐蝕臨界氯鹽量，依內政部營建署結構混凝土施工規範 CNS3090 氯鹽量限制為 0.3 kg/m³。因此本研究依據台灣的氯鹽沉積量與平均風速等資料，對於日本 (1) 飛來鹽衰減公式 [10] 進行修正，可求得混凝土表面附著氯鹽量，再透過 (2) 氯離子擴散方程式搭配 (3) 蒙地卡羅可靠度分析推求鋼筋開始腐蝕之時間，後續並進行 (4) 鋼筋腐蝕速率分析。

以下分為 A 鹽害與 B 中性化分別進行討論。

A. 鹽害部分：鹽害造成鋼筋腐蝕時間預測須利用飛來鹽衰減公式、混凝土表面附著氯鹽公式、以及氯離子擴散方程式等，其不確定性都會對腐蝕機率造成影響，因為上述公式參考日本土木研究所，且臺灣的氣候條件與日本不

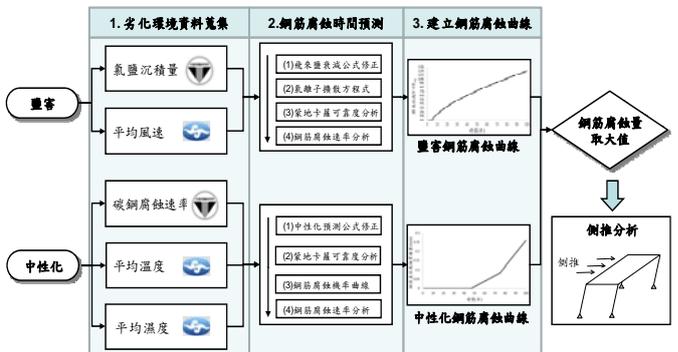


圖 3 材料劣化分析流程示意圖

同，因此需考慮臺灣氣候環境對於飛來鹽衰減公式之影響，加以修正以符合臺灣現地狀況。

(1) 飛來鹽衰減公式修正：

鹽害對於橋梁的影響與距海遠近有一定關係，港灣研究中心根據試驗線的測站依海岸線距離不同得知飛來鹽量 C_{air}，但橋梁位置未必有實測飛來鹽量數據，因此須以飛來鹽衰減公式預估橋梁所在位置之氯鹽量。當得知橋梁附近環境之氯鹽量時，因其未必完全殘留於混凝土表面，須利用混凝土表面附著氯鹽量公式，計算出混凝土表面附著氯鹽量 C₀，而目前國內學者藉由迴歸得知飛來氯鹽公式，在此參考日本土木研究所之飛來鹽衰減方程式(1)以及混凝土表面附著氯鹽方程式(2) [10]。

$$C_{air} = 1.29 \times r \times u^{0.386} \times d^{-0.952} \quad (1)$$

$$C_0 = 0.988 \times C_{air}^{0.379} \quad (2)$$

C_{air} : 飛來氯鹽量 (mdd)

C_0 : 表面氯鹽濃度 (kg/m^3)

r : 風比率 (海風吹拂時間比率)

u : 平均風速 (m/s)

d : 海岸線距離 (km)

影響飛來鹽衰減公式修正之參數包括測站實測資料、海風比 r 、平均風速 u 、海岸線距離 d 。根據交通部運輸研究 [11] 於 2002 年進行臺灣 203 座橋梁檢測結果顯示，距海岸線愈遠，氯離子附著量愈少；當結構物與海岸距離超過 3 公里以上時，陸地側 (背海風面) 與靠海側 (迎海風面) 混凝土表面的氯離子附著量相當且較低，幾乎可忽略氯離子對鋼構或鋼筋混凝土結構之影響。因此交通部運輸研究所於垂直海岸線落鹽量之調查將以距離海岸線 3 km 為邊界，即垂直海岸線試驗點的佈設以離海岸線距離，朝內陸沿一條直線設置，每條測線以離海岸線算起，分別約於臨海、100 m、300 m、1 km、3 km 之距離處設置試驗點。

根據中央氣象局風速資料，對飛來鹽衰減公式進行修正以符合臺灣氣候狀況，其不確定性都會對腐蝕機率造成影響，因為公式參考日本土木研究所 [10]，且臺灣的氣候條件與日本不同，因此需考慮臺灣氣候環境對於飛來鹽衰減公式之影響，加以修正以符合臺灣現地狀況。但是中央氣象局並沒有海風比相關資料，因此須將之併入修正誤差，與交通部運輸研究港灣研究中心大氣腐蝕資料 [11] 實測資料進行參數修正。將方程式(3)簡化為方程式(4)，在修正的過程已知數為氯鹽量 C_{air} 、海岸線最近測站氯鹽量 C_{star} 、平均風速 u 、海岸線距離 d ，而未知數為 a 、 b 係數。對簡化公式取 \log 如方程式(5)，迴歸得知 a 、 b 係數，各試驗線迴歸公式如表 2 所示，以桃園地區為例迴歸結果如圖 4 所示。

$$C_{air} = C_{star} \times r \times u^a \times d^b \quad (3)$$

$$C_{air} = C_{star} \times u^a \times d^b \quad (4)$$

$$\log C_{air} = \log C_{star} + a \log u + b \log d \quad (5)$$

C_{air} : 飛來氯鹽量 (mdd)

C_{star} : 離海岸線最近的測站飛來氯鹽量 (mdd)

r : 風比率 (海風吹拂時間比率)

u : 平均風速 (m/s)

d : 海岸線距離 (km)

a : 風速係數

b : 距離係數

(2) 氯離子擴散方程式

得知飛來鹽衰減公式後，就可以得知某做橋梁的飛來鹽量 C_{air} ，將飛來鹽量帶入方程式(2)得到混凝土表面附著氯鹽量 C_0 。

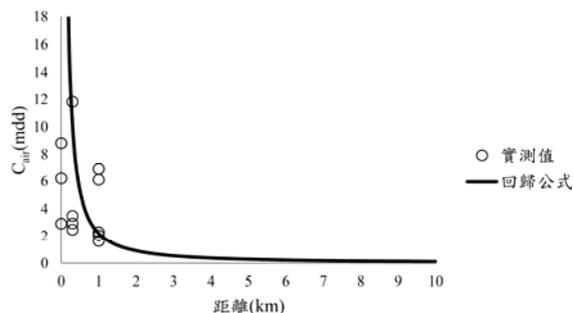


圖 4 桃園飛來鹽迴歸公式圖

表 2 飛來鹽迴歸公式

測站	飛來鹽衰減公式	修正係數 平均值	修正係數 標準差
桃園	$C_{air} = 46.06 \times u^{-3.273} \times d^{-1.2757}$	1.020	1.210
蘇澳	$C_{air} = 5.53 \times u^{-2.962} \times d^{-0.7627}$	0.884	0.914
臺中	$C_{air} = 15.88 \times u^{-5.3642} \times d^{-0.7633}$	2.759	3.489
花蓮	$C_{air} = 9.92 \times u^{-1.9426} \times d^{-0.8479}$	1.698	1.522
臺塑六輕	$C_{air} = 30.89 \times u^{-3.1714} \times d^{-0.9896}$	2.621	3.549
高雄	$C_{air} = 5.93 \times u^{-2.2506} \times d^{-0.6349}$	2.344	2.968
核三廠	$C_{air} = 11.11 \times u^{-1.8909} \times d^{-0.7106}$	2.007	2.203

註：修正係數 (實測值/計算值)

當混凝土處於腐蝕的環境下，外界的有害因子經由混凝土內部之連通孔隙，藉由擴散的方式，逐漸到達鋼筋表面，當氯離子滲透進入混凝土內部孔隙，其所累積的氯離子濃度與時間之關係，可以從 Fick's 定理 [10] 為基礎 (方程式(6)氯離子擴散方程式) 來推估氯離子從混凝土表面擴散至鈍化膜間的時間 t ，其中 D_c 為氯離子擴散係數，在此參考日本土木學會 [10] 建議之純水泥氯離子擴散係數，與文獻 [11] 中臺灣地區實際量測歷史數據進行修正，使得公式符合國內大氣環境狀況。如方程式(7)。

$$Cl = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \quad (6)$$

Cl : 鋼筋位置氯鹽量 (kg/m^3)

C_0 : 混凝土表面氯鹽量 (kg/m^3)

c : 擴散距離，為混凝土保護層厚度 (mm)

D_c : 氯離子擴散係數

t : 材齡 (年)

erf : 誤差函數

$$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14 \quad (\text{cm}^2/\text{年}) \quad (7)$$

W/C : 水灰比

藉由上述公式可以預測時間與鋼筋表面氯鹽量之關係，若某橋梁位於蘇澳，海岸距離 0.9 km，平均風速 2.1 m/sec，由表 2 蘇澳飛來鹽衰減公式計算得 0.63 mdd，再由式 2 得混凝土表面氯鹽量 C_0 為 1.25 kg/cm³，若保護層厚度為 50 mm，水灰比 0.55 得到 D_c 擴散係數 2.328，得知所有參數後即可帶入氯離子擴散方程式，圖 5 為時間與鋼筋表面氯鹽量關係圖。

(3) 蒙地卡羅可靠度分析

由於鋼筋腐蝕存在許多不確定性因素，因此本研究使用蒙地卡羅法模擬以評估其可能之腐蝕機率，對鹽害而言其不確定因素包含風速、飛來鹽衰減公式修正係數、氯離子擴散係數之修正係數、混凝土表面附著氯鹽量修正係數、保護層厚度、擴散方程式修正係數、鋼筋腐蝕臨界氯鹽量等。風速由中央氣象局資料統計而得，飛來鹽衰減公式修正係數則經交通部運輸研究所港灣技術研究中心之大氣腐蝕資料與本研究迴歸之公式分析而得，其餘隨機變數則參考日本土木學會建議，各隨機變數之統計特性如表 3 及表 4 所示。

本研究定義鋼筋腐蝕臨界氯鹽量為 1.0 ~ 1.2 kg/m³ 之均勻分佈 (日本建築學會建議)，根據 Fick 第二定理隨著時間 t 增加混凝土表面氯鹽量也隨之增加，經由蒙地卡羅模擬當腐蝕機率 P_f 大於 10% 時視為腐蝕 (ATST C876)，圖 6 為蒙地卡羅模擬流程。

(4) 鋼筋腐蝕速率分析

本研究評估鹽害鋼筋腐蝕量參考文獻 [13] 公式。經由上述參數模擬可得到圖 7 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖。

B. 中性化部分：依據台灣的碳鋼腐蝕速率、平均溫度與平均溼度等資料，對於 (1) 中性化預測公式進行修正，可求得台灣特有之「中性化速率係數」，並應 (2) 蒙地卡羅可靠度分析推求 (3) 鋼筋腐蝕發生時間，根據開始腐蝕之時間進行 (4) 鋼筋腐蝕速率分析。

(1) 中性化預測公式修正

混凝土中性化是環境中的 CO₂ 利用擴散的方式侵入混凝土內部，並與混凝土中的可碳化物質發生化學反應的過程，中性化速度主要受混凝土中的 CO₂ 濃度梯度所控制。因此，應用 Fick's 第一擴散定理研究混凝土中性化規律之基本假設，公式如方程式(8)所示：

$$C = A \times S \times \sqrt{t} \tag{8}$$

- C：中性化深度 (cm)
- S：中性化減低係數 (外層塗裝等)
- t：時間 (年)

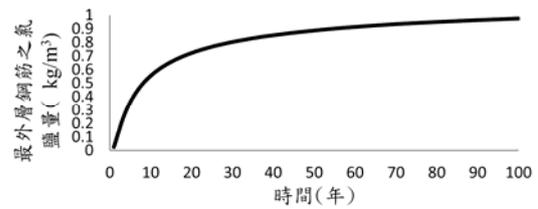


圖 5 橋梁時間與鋼筋表面氯離子量關係圖

表 3 鹽害不確定因素 (蘇澳)

不確定因素	機率分佈	平均值	變異係數
X ₁ 蘇澳風速 (m/s)	常態	2.06	0.22
X ₂ C _{air} 修正係數 (蘇澳)	對數常態	0.84	1.03
X ₃ D _c 修正係數	對數常態	1.89	1.84
X ₄ C ₀ 修正係數	對數常態	1.43	1.08
X ₅ 保護層厚度 (m/s)	常態	依施工圖	0.2
X ₆ 擴散方程式修正係數	對數常態	1.24	0.91
X ₇ 鋼筋腐蝕臨界氯鹽量	均勻	1.0 ~ 1.2 kg/m ³	

註：修正係數定義為(實測值)/(計算值)之統計

表 4 鹽害參數設定 (以蘇澳為例)

輸入參數	
地區	蘇澳飛來鹽衰減公式
海岸距離 (km)	0.9
平均風速 (m/sec)	2.1
風速標準差 (m/sec)	0.45
水灰比	0.55
輸出參數	
飛來氯鹽量 (mdd)	0.63
混凝土表面氯鹽量 (kg/m ³)	1.25
擴散係數 D _c (mm ² /year)	2.328

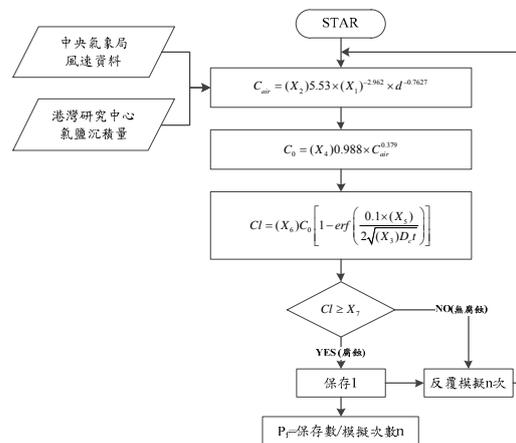


圖 6 鹽害蒙地卡羅計算流程圖 (以蘇澳為例)

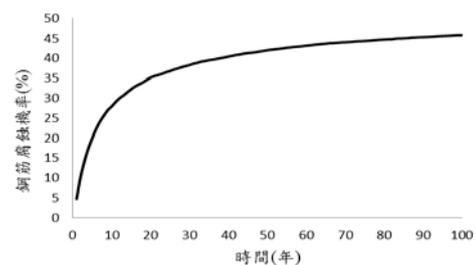


圖 7 橋梁時間與鋼筋腐蝕率曲線圖 (鹽害)

由於橋梁無外層塗裝，因此不需考慮中性化減低係數 S 。公式中 A 為中性化速度係數，在此參考日本建築學會中性化速度係數公式，需要進行修正，以符合臺灣氣候環境狀況。臺灣平均溼度在 75% 以上，若直接使用日本建築學會所提供的方法將會大幅降低中性化速度。在此參考臺灣地區鋼筋混凝土橋中性化效應之耐久性評估 [12] 對二十二座鋼筋混凝土橋梁之中性化檢測資料進行迴歸分析後所得到的中性化速度係數平均值、標準差，再經過換算後便得知中性化深度變異係數，如表 5 所示：

北部以臺北為基礎，中部以臺中為基礎，南部則以高雄為基礎，其餘地區則因為溫溼度略有不同，中性化速度係數也會有所差別，所有縣市修正過後的中性化速度係數如表 6 所示。

若某橋梁年平均溫度 23.5°C、平均相對濕度 76.6%，根據上述參數可以計算出時間與中性化深度之關係圖 (圖 8)。

(2) 蒙地卡羅可靠度分析

對中性化而言，鋼筋開始腐蝕時間可定義為中性化殘餘深度 10 mm 為開始腐蝕時間點 [10]，且由於氣候環境條件與混凝土條件皆具不確定性，須利用可靠度理論及蒙地卡羅運算進行評估，如圖 9 所示。使用蒙地卡羅評估腐蝕機率時，首先需要了解各參數的分布情形及平均值、變異係數等，中性化評估其不確定因素有混凝土保護層厚度以及中性化深度，中性化深度與混凝土保護層厚度皆為常態分布如表 7 所示。

表 5 橋梁下部結構中性化速度係數平均值、標準差與中性化深度變異係數 [12]

	北部	中部	南部
中性化速度係數平均值	0.467	0.316	0.27
中性化速度係數標準差	0.177	0.145	0.102
中性化深度變異係數	0.379	0.459	0.378

表 6 臺灣各縣市中性化速度係數平均值

區域	地點	中性化速度係數平均值 (cm/√年)
北部	臺北	0.467
	宜蘭	0.345
	桃園	0.463
	新竹	0.447
中部	苗栗	0.316
	臺中	0.29
	南投	0.209
	彰化	0.316
南部	雲林	0.246
	嘉義	0.206
	臺南	0.251
	高雄	0.27
東部	屏東	0.278
	花蓮	0.199
東南部	臺東	0.248

(3) 鋼筋腐蝕發生時間

(a) 潛伏期：若發生機率達 10% 以上 (ASTM C876) 時，該時間點可認定為腐蝕發生點。

(b) 進展期：平均腐蝕量約 3×10^{-3} (mm/year)

腐蝕裂縫產生之臨界量為 $\Delta r_{cr} = 13(c/\phi) \times 10^{-3}$ (mm) (9)

(c) 加速度前期：平均腐蝕量約 3×10^{-3} (mm/year)

保護層剝落或剝離發生之臨界量：

$$\Delta r_{cr} = 52(c/\phi) \times 10^{-3} \text{ (mm)} \quad (10)$$

c : 保護層厚度 (mm)

ϕ : 鋼筋直徑 (mm)

(d) 加速期後期：根據文獻研究，中性化加速後期混凝土對鋼筋完全無保護作用，呈現裸鋼的狀態，因此本研究根據文獻 [11] 試驗線測站裸鋼腐蝕速率資料，迴歸出海岸距離與腐蝕速率之關係。

以某橋為例，若保護層厚度為 50 mm，年平均溫度 23.5°C、平均相對濕度 76.6%，可計算出中性化腐蝕機率如圖 10 所示。

表 7 中性化不確定因素

	不確定因素	機率分佈	平均值	變異係數
X_1	中性化速度係數 (cm/√年)	常態	表 6	表 5
X_2	保護層厚度 (cm)	常態	表 6	表 5

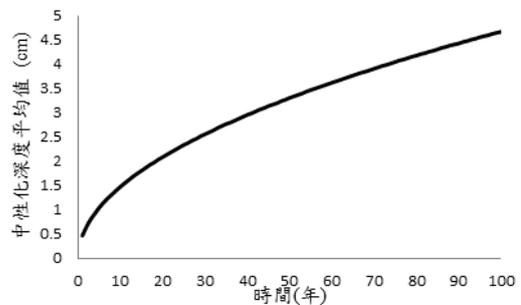


圖 8 橋梁時間與平均中性化深度之關係圖

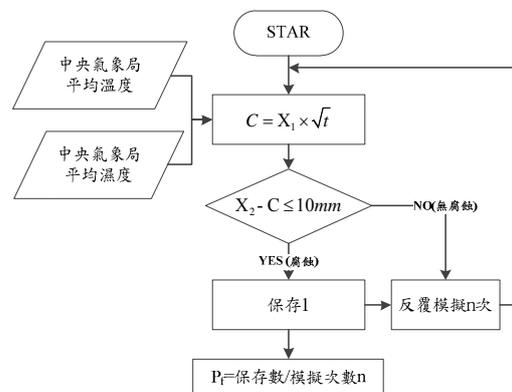


圖 9 中性化蒙地卡羅計算流程图

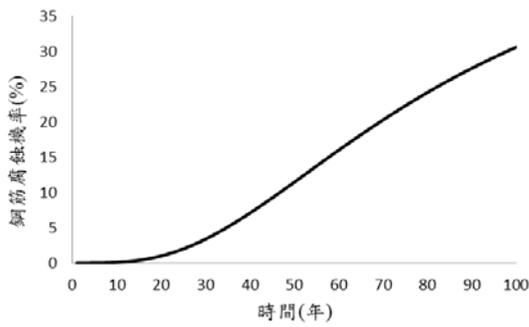


圖 10 橋梁時間與鋼筋腐蝕機率曲線圖 (中性化)

建立鋼筋腐蝕曲線：依據上一步驟「鹽害」及「中性化」之鋼筋腐蝕速率分析結果，建立各橋梁之鋼筋腐蝕曲線。

根據橋梁當時之壽齡查詢橋梁鋼筋腐蝕曲線圖，比較鹽害與中性化鋼筋腐蝕量，加總作為橋梁側推分析及耐震能力推論之鋼筋斷面參數。

3.3 橋梁側推分析

地震時橋梁之損害程度，取決於橋梁之耐震能力。因此，橋梁耐震能力評估能夠實際反應橋梁的耐震能力，本研究採用側推分析評估橋梁降伏地表加速度 (A_y) 與崩塌地表加速度 (A_c) 值，其 A_y 與 A_c 值可作為評估橋梁耐震能力與橋梁結構安全性之準則。側推分析需依據橋梁設計圖或竣工圖，並參照現地檢測所得之各項記錄如材料強度、斷面尺寸、基礎及地盤型式、鋼筋混凝土構材配筋細節與材料劣化作為結構分析依據，本研究在此階段將建置考量材料劣化之側推分析模式，以求得精確之地震損壞影響因子與 A_y' 、 A_c' (考量材料劣化)。本研究之側推分析大致可分為四大階段如圖 11 所示，其各階段研究流程詳述如下：

1. 橋梁資料蒐集：本研究自「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」[4] 之橋梁中，選取 12 座涵蓋多數型式之橋梁 (表 8)，再向公路總局索取另 12 座涵蓋多數型式之橋梁資料 (表 9)，橋梁涵蓋不同距海遠近以及分布於全台不同縣市，以考慮不同劣化環境之影響，距海距離涵蓋 0 公里 ~ 58 公里，橋梁型式涵蓋簡支單柱式、簡支構架式、簡支壁式、連續單柱式、連續構架式、連續壁式等。
2. 側推分析模式建置：本研究建置側推分析模式可分為五個步驟：(1) 建置橋梁有限元素模型；(2) 匯入塑鉸特性；(3) 建立容量曲線；(4) 建立容量震譜；(5) 求取 A_y 與 A_c 值。本研究採用 SAP2000 (CSI2010) 軟體為平台，建置側推分析模式；並擬利用 Matlab (Math Work.2010) 為平台，開發程式求取塑鉸特性，該程式將與 SAP2000 整合，使側推模式更迅速，更有效率。此研究亦考量鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土構件力學性質的影響。因為鋼筋的腐蝕會使得材料劣化，進而造成鋼筋混凝土構件材料間之組成模式及材料性質的改變，最後影響其力學行為。其中鋼筋腐蝕會影響鋼筋混凝土構

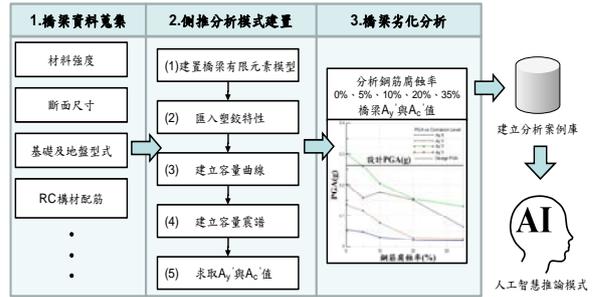


圖 11 橋梁側推分析流程示意圖

表 8 公路總局代表性橋梁清單 (公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究案)

編號	工區	工務段	路線名稱	橋名	結構類別	結構類別(名稱)	距海距離(公里)	保護層(cm)
1	1區	景美	台2線	龍門橋	3C	簡支單柱	0k	7.5
2	5區	新化	台20線	平和橋	4C	簡支構架式	21k	7.5
3	4區	頭城	台9線	蘭陽大橋	5C	簡支壁式	6.5k	7.5
4	4區	南澳	台7丙線	三星橋	6C	連續單柱式	17k	7.5
5	5區	新化	台20線	千鳥橋	7C	連續構架式	22k	7.5
6	3區	台東	台1線	新滿州大橋	7C	連續構架式	15k	5
7	2區	苗栗	台1線	西湖橋	8C	連續壁式	4.5k	10.0
8	3區	台東	台11線	豐源大橋	9C	簡支單柱式(橋基礎沖刷)	2k	7.5
9	5區	新營	台1線	急水溪橋	10C	簡支構架式(橋基礎沖刷)	20k	7.5
10	3區	楓港	台1線	枋山大橋	11C	簡支壁式(橋基礎沖刷)	6k	7.5
11	2區	苗栗	台13線	頭屋大橋	12C	連續單柱式(橋基礎沖刷)	11k	7.5
12	5區	斗南	台1線	虎尾溪橋	14C	連續壁式(橋基礎沖刷)	27k	7.5

表 9 公路總局代表性橋梁清單 (新增橋梁)

編號	工區	工務段	路線名稱	橋名	結構類別	結構類別(名稱)	距海距離(公里)	保護層(cm)
1	3區	高雄	台21線	南勝橋	3C	簡支單柱	6.5k	7
2	3區	台東	台11線	都威橋	4C	簡支構架式	0k	10
3	1區	新竹	台1線	中隘橋	5C	簡支壁式	3k	7.5
4	3區	台東	台11丙線	東華大橋	6C	連續單柱式	2k	7.5
5	2區	埔里	台21線	福同橋	7C	連續構架式	58k	7.5
6	4區	獨立山	台7丙線	牛門橋	9C	簡支單柱式(橋基礎沖刷)	27k	5
7	1區	中壢	台15線	富林橋	9C	簡支單柱式(橋基礎沖刷)	3.5k	7.5
8	2區	苗栗	台1線	尖山大橋	10C	簡支構架式(橋基礎沖刷)	4.5k	7.5
9	1區	中壢	台1線	老坑溪橋	11C	簡支壁式(橋基礎沖刷)	16k	7.5
10	4區	獨立山	台7線	執信橋	12C	連續單柱式(橋基礎沖刷)	29k	7.5
11	2區	台中	台17線	中彰大橋	13C	連續構架式(橋基礎沖刷)	2.5k	6
12	5區	水上	台61線	朴子溪橋	14C	連續壁式(橋基礎沖刷)	1.5k	7.5

件力學行為的原因歸納如下：1. 由於鋼筋的腐蝕生成物，會使得鋼筋體積膨脹而擠壓到混凝土，而造成混凝土保護層的脫落。2. 由於鋼材的孔蝕，及鋼筋斷面積的減少，而造成鋼筋材料性質的改變，影響構件斷面強度 [14]。3. 當鋼筋材料性質的改變後，也會影響其對核心混凝土之圍束效果，因而降低構件之斷面強度 [15,16]。4. 由於鋼筋的腐蝕生成物，會使得鋼筋體積膨脹而擠壓到混凝土，當擠壓造成混凝土之環拉應力大於混凝土之開裂強度時，混凝土即產生開裂破壞，此時鋼筋與混凝土間之握裹力將會迅速降低 [17]。

(1) 建置橋梁有限元素模型

以屏東新洲大橋為例，耐震能力詳細評估係依照規範規定選取一標準橋梁振動單元進行行車向及橋橫向分析。其橋梁基本資料如下：

a. 橋梁結構上部結構為預力 I 形梁橋，橋單元跨徑長 20.3 m，橋面總寬為 25.2 m (南北雙向分離各 12.6 m)。每跨包含 6 根預力 I 形大梁，每 6 跨橋單元設置 1 處橋面伸縮縫，如圖 12 所示。

b. 橋址震區：本橋梁工址位於屏東縣潮州鎮，第三類地盤，無斷層經過。

c. 結構斷面：下部結構橋墩為雙柱式框架橋墩，依橋墩型態可分為 A、B 兩型，如圖 13：深潮區柱高為 9.0 m (A 型)，高灘地區柱高為 6.0 m (B 型)。墩柱尺寸為 $\phi 1.5$ m。本橋每跨大梁行車向兩端支承各為鉸接 (hinge) 與滾接 (roller)、橋橫向則皆為鉸接。分析單元為 P06 ~ P12 橋墩，除 P06 及 P12 設置橋面伸縮縫外，其餘橋面版連續。基礎則為 60 cm ϕ 之 PC 樁。



圖 12 橋梁結構分析模型圖

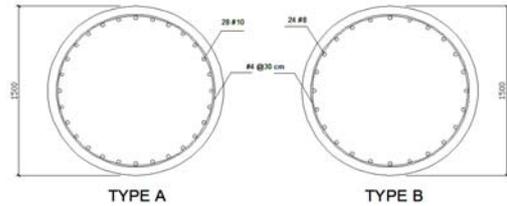


圖 13 下部結構橋柱尺寸及配筋圖

(2) 匯入塑鉸特性

塑鉸破壞模式之決定，需先將剪力行為以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達，再與撓曲行為相互比較，詳述如下。

a. 以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達剪力行為

假設柱固定端至自由端或反曲點之長度為 l ，在其自由端受一水平的集中力，則固定端彎矩 V 與剪力 M 的關係如下：

$$M = V \times l \tag{11}$$

而韌性 R 的定義為：

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \tag{12}$$

式中： θ_u = 構材最大總轉角； θ_y = 構材降伏轉角； θ_p = 最大塑性轉角，其值為 θ_u 與 θ_y 之差。透過上式，可分別將剪力強度 V_u 與韌性容量 R 之關係，轉換成彎矩與轉角之關係。

b. 建立塑鉸特性

塑鉸破壞模式可由撓曲行為與剪力行為之比較獲得，破壞模式確認後，塑鉸特性即可建立：塑鉸特性於載重施加之初由撓曲曲線表示，若達最大轉角前皆不與剪力曲線交會，如圖 14 所示，則其行為為構件韌性充分發揮的撓曲破壞模式，其特性可由撓曲曲線表達，如圖中黑線所示；若在降服轉角與最大轉角之間與剪力曲線交會，如圖 15 所示，則其破壞模式為韌性部分發揮的撓剪破壞，其特性在交會後由剪力曲線表達。而斷面分析之破壞點，則定義在剪力曲線 (黑線) 與撓曲修正曲線 (紅線) 之交點 (E 點)。若在轉角小於降服轉角前與剪力曲線交會，如圖 16 所示，則為突然無預警的剪力破壞模式，其特性在交會後亦由剪力曲線表達。而斷面分析之破壞點，同樣的定義在剪力曲線 (黑線) 與撓曲修正曲線 (紅線) 之交點 (E 點)。

c. 構架式鋼筋混凝土橋墩柱塑性鉸特性之設定

在構架式鋼筋混凝土柱的側推分析中，隨著水平推力的增大，柱軸力與反曲點高度亦會隨之改變，若依據單柱條件所輸入之固定軸力與反曲點所得到的塑性鉸將無法完全反應此現象。有關軸力變化對構架式鋼筋混凝土橋墩柱塑性鉸特性的影響可依以下步驟考量之：

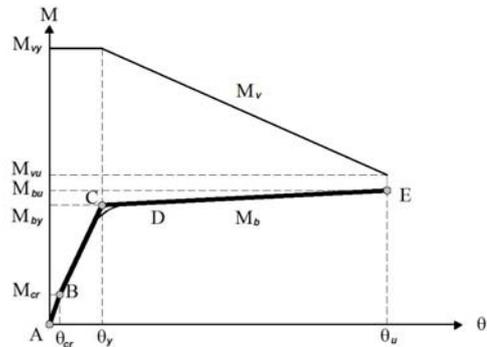


圖 14 撓曲破壞模式

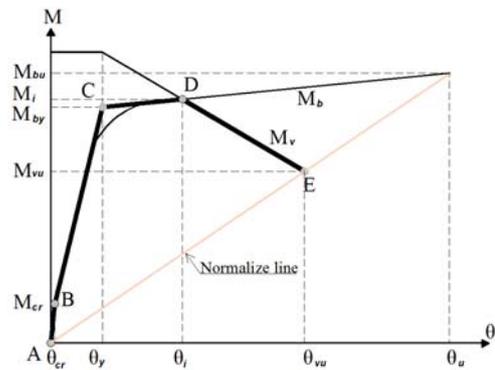


圖 15 撓曲剪力破壞模式

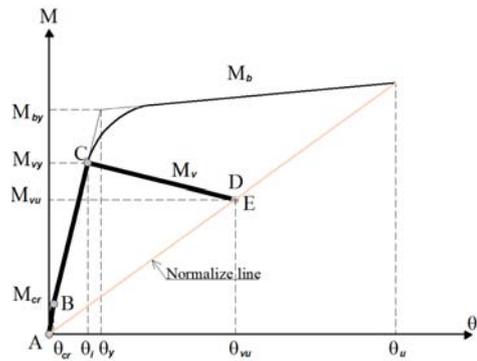


圖 16 剪力破壞模式

步驟 1：先以柱構材靜載重軸力 P_d 為基準，以構材反曲點間之距離設為各構材之柱高（通常假設為柱高之一半），並依前述方法設定「靜重狀態塑性鉸」。

步驟 2：進行側推分析，找出各單柱受側向力作用產生塑性鉸後的反曲點高度，以及此時所受之軸向力（設為 P_u ）。並以此軸向力及引致構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，重新依前述方法設定「極限狀態塑性鉸」。

步驟 3：內插步驟 1 與步驟 2 所得之二塑性鉸特性，如圖 17 所示。其原則為初期係以「靜重狀態塑性鉸」特性為基準，俟構材初始降伏後即開始向「極限狀態塑性鉸」特性逼近，直到最終點完全相同為止。圖 17 當中，下標 DL 代表靜重狀態、下標 UL 代表極限狀態。A 點為原點；B 點為靜重狀態混凝土開裂點；C 點靜重狀態之鋼筋初始降伏點；D 點為靜重狀態之雙線性降伏點 D' ($\theta_{y,DL}$, $M_{y,DL}$) 與極限狀態之雙線性降伏點 D'' ($\theta_{y,UL}$, $M_{y,UL}$) 的平均值；E' 點為極限狀態時 $M_{y,UL}$ 與 $\theta_{y,UL}$ 之座標點。依據 A~E 等五點即可設定出塑性鉸特性。

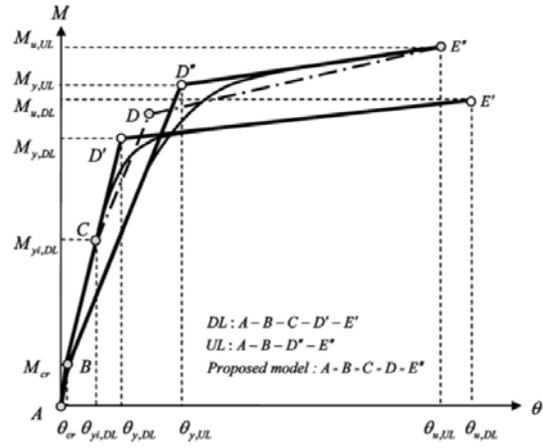


圖 17 考慮軸力變化極限狀態塑性鉸定義方式

根據上述步驟以 A 及 B 不同柱型做為 SAP2000 塑性鉸輸入資料，根據 3.2 材料劣化分析之結果分別建立不同鋼筋腐蝕程度之柱彎矩與轉角曲線關係，如圖 18 所示。

(3) 建立容量曲線

側推力量分佈以第一模態為基準如圖 19 所示，位移觀測點選擇橋面板中心點。側推分析結果如圖 20 所示。

(4) 建立容量震譜

最後參考文獻 [ATC 40] 作法，將行車向 (X 向) 及垂直行車向 (Y 向) 側推曲線，進行分析及計算，可求得整體橋梁行車向 (X 向) 及垂直行車向 (Y 向) 側推曲線上各位移所對應之 PGA 值，如圖 21 所示。

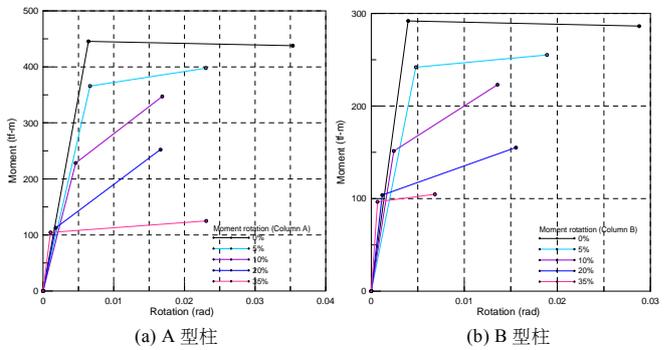


圖 18 柱彎矩與轉角曲線圖

(5) 求取 A_y 與 A_c 值：

最後根據上圖繪製橋梁之 A_y 與 A_c 值，如下圖 22 所示。

(6) 橋梁劣化分析：

彙整上述結果，5 種不同鋼筋腐蝕率 (0%、5%、10%、20%、35%) 下之橋梁側推分析結果如下表 10 所示。

(7) 建立側推分析案例資料庫：

依據 24 座經細部評估求得五種鋼筋劣化程度之橋梁 A_y 、 A_c 資料，共計 120 筆案例 (24 座橋 x 5 種劣化程度 = 120 筆) 建立案例庫，如下表 11 所示。



圖 19 行車向 (X 向) 側推振態模型示意圖

3.4 人工智慧橋梁耐震能力推論模式

本階段應用人工智慧進行橋梁耐震能力推論，根據上階段所建置之 24 座橋梁側推分析共計 120 筆案例資料庫，藉由案例學習機制找出橋梁簡易評估調查項目與 A_y 、 A_c 值的映射關係，進而推論全台灣公路總局所轄橋梁的 A_{yp} 、 A_{cp} 。本階段研究流程，如圖 23 所示。

確認影響因子與案例庫：本研究影響因子篩選共分三階段：(1) 第一階段-問卷篩選：問卷之發放對象為國內四家與橋梁設計與維護相關公司，問卷內容包括部門主管與工程師員工。問卷調查總數共發放 35 份，回收有效問卷共 31 份，有效問卷回收率為 88.5%，受訪者之平均工作年資為 11.7 年。根據問卷結果初步找出關鍵性影響因子。(2) 第二階段-統計方法：分別使用因素分析法、相關係數、類神

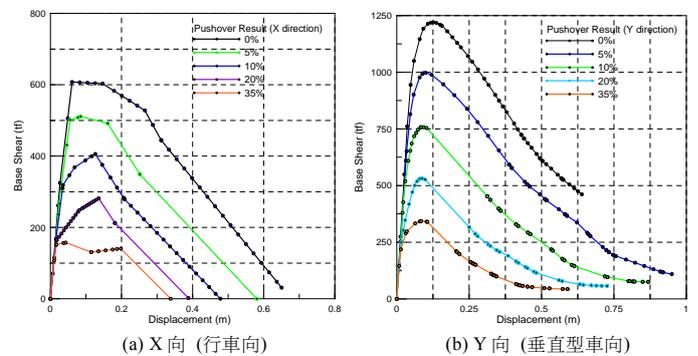


圖 20 建立容量曲線 (側推分析結果) 圖

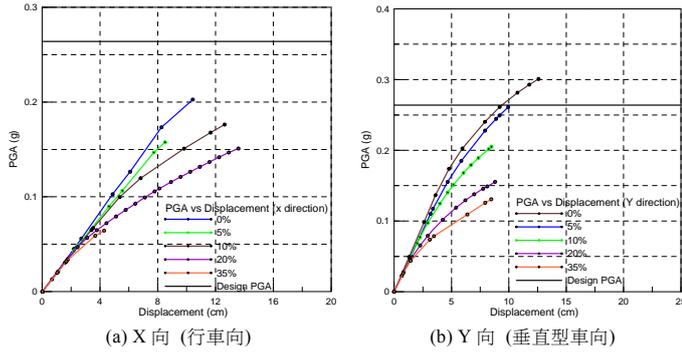


圖 21 PGA 與橋頂位移關係圖

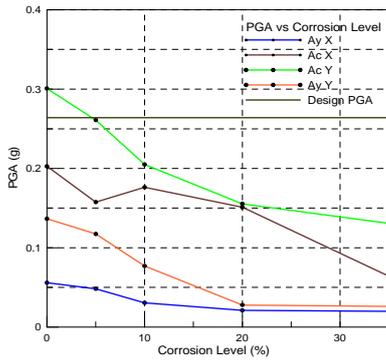


圖 22 不同鋼筋腐蝕程度與地表加速度關係圖 (以新潮州大橋為例)

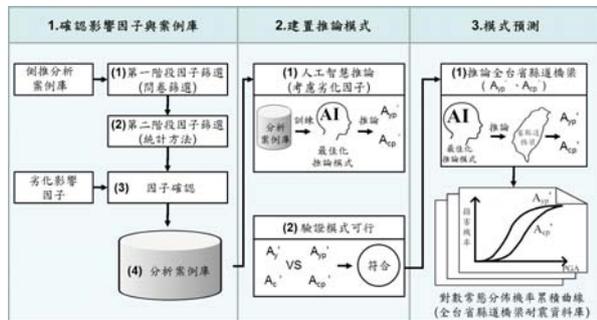


圖 23 人工智慧橋梁耐震推論模式流程示意圖

表 10 新潮州橋側推分析結果

腐蝕程度 (x 向)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(Ay)		崩塌地表加速度 (Ac)	
	位移(%)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)
0%	0.104	605.48	0.056	2.710	0.203	10.427
5%	0.085	511.01	0.048	2.463	0.158	8.506
10%	0.126	405.82	0.031	1.579	0.176	12.626
20%	0.136	281.72	0.021	1.105	0.151	13.582
35%	0.043	157.60	0.020	1.041	0.064	4.286
腐蝕程度 (y 向)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(Ay)		崩塌地表加速度 (Ac)	
	位移(%)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)
0%	0.126	1220.40	0.137	3.601	0.301	12.583
5%	0.099	997.76	0.117	3.379	0.261	9.936
10%	0.085	758.28	0.077	2.247	0.205	8.480
20%	0.088	531.17	0.028	0.823	0.155	8.796
35%	0.085	343.04	0.026	0.780	0.131	8.462
設計地表加 速度						0.264

表 11 側推分析案例資料 (摘錄)

編號	橋名	氯離子與中性 化造成鋼筋斷 面腐蝕率 (%)	A _y (X 向) (g)	A _c (X 向) (g)	A _y (Y 向) (g)	A _c (Y 向) (g)
1	龍門橋	0	0.117	0.51	0.126	0.537
2		5	0.113	0.521	0.141	0.468
3		10	0.098	0.407	0.133	0.422
4		20	0.035	0.296	0.027	0.257
5		35	0.032	0.15	0.021	0.122
116	老坑 溪橋	0	0.2	0.234	2.58	3.24
117		5	0.18	0.22	2.4	3
118		10	0.15	0.18	2.32	2.87
119		20	0.13	0.17	1.86	2.33
120		35	0.11	0.15	1.56	1.91

經分析之多層感知法等，並在三種統計方法中出現兩次 (含) 以上的因子，選為本模型主要影響因子，其餘為次要影響因子。(3) 第三階段-考量劣化影響因子，加入中性化與鹽害所造成鋼筋腐蝕量與橋齡等因素 (共計 13 項)，並建置 (4) 分析案例庫。

(1) 第一階段因子篩選 (問卷篩選)：

本研究收集文獻「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中 RC 橋梁細部評估結果 (未考慮劣化因素) 共計 121 筆。再從「公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究」中，找出對應調查資料，並以此 121 筆案例為基礎，分別進行因子篩選與案例驗證，在不考慮劣化因素下與「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中推估方法進行比較與驗證，證明本模式之可行性。

本研究以「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中橋梁屬性資料調查表為基礎，並結合文獻中所收集之影響因子，運用敏感度分析、相關係數及問卷調查等方式進行篩選，找出影響橋梁耐震能力較高之因子，並作為人工智慧推論模式之輸入，根據文獻 121 座經細部評估求得之橋梁 A_y、A_c 值為模式之輸出。

首先，本研究依據公路總局橋梁屬性資料調查表及收集之橋梁案例列出 33 項因子，再將其分為三類，分別為定量因子、定性因子及其他因子。接著進行問卷調查，本問卷分為五個等級 分別為無關、微相關、相關、極為相關以及絕對相關。而各等級間再進一步細分折衷值，有助於專家學者勾填，再量化計算時由 0 到 10 分成九等份，每往右一問格則相關性提高 1.25，依序計算之。依據問卷回收與整理結果，計算每一指標之平均值與標準差，如表 12 所示。

根據統計結果，依平均值高至低排序，再移除平均值低於 3 分以下的因子，將剩餘的因子做為第一階段篩選過後因子 (如表 13)，然後進行下一階段的統計分析。然而由於本研究 121 筆案例之「道路等級」皆相同，故在此也一併移除，以避免干擾下一階段統計分析計算。

(2) 第二階段因子篩選 (統計方法)：

本階段使用 SPSS 軟體，應用主成份分析法、類神經分析之多層感知法及相關係數分析法，對 121 筆案例裡的 22 項因子與 A_y、A_c 做相關性分析，找出各輸入 (因子) 與輸出 (A_y、A_c) 的重要性程度，最後再依據結果，挑選出部分重要性因子，做為本研究之模型參數，彙整結果如表 14 所示。

表 12 橋梁簡易調查因子耐震能力問卷統計量計算

橋梁因子	N	Min	Max	Mean	Std.
1. 單跨最大跨距	31	0	10	6.77	2.37
2. 橋寬	31	0	10	5.44	2.67
8. 震動單元數	31	0	10	5.00	2.28
4. 基樁裸露深度	31	0	10	7.60	2.55
5. 設計水平加速度	31	0	10	8.06	2.48
6. 橋長	31	0	10	5.60	2.76
7. 橋梁座標	31	0	7.5	1.57	2.19
8. 土壤液化類別	31	2.5	10	7.50	2.21
9. 歪斜角	31	0	10	5.74	2.14
10. 跨數	31	0	10	5.02	2.20
11. 結構型態	31	2.5	10	7.31	2.11
12. 橋墩型式	31	2.5	10	7.23	2.36
18. 橋台型式	31	0	7.5	4.23	2.01
14. 支承裝置	31	0	10	6.37	2.59
15. 橋梁分類	31	0	10	5.32	2.46
16. 主梁型式	31	0	10	5.12	2.80
17. 橋墩基礎型式	31	0	10	6.39	2.65
18. 橋台基礎型式	31	0	10	4.98	2.64
19. 防落設施	31	0	10	6.31	2.84
20. 地盤種類	31	2.5	10	7.34	2.21
21. 設計年代	31	2.5	10	7.42	2.21
22. 橋梁名稱	31	0	2.5	0.08	0.45
28. 工務處	31	0	5	1.05	1.52
24. 工務段	31	0	7.5	1.25	1.91
25. 道路等級	31	0	10	3.91	2.62
26. 路線名稱	31	0	5	0.40	1.31
27. 里程數	31	0	5	0.28	1.01
28. 公路總局橋梁編號	31	0	5	0.40	1.31
29. 竣工年	31	0	10	4.68	2.79
30. 竣工月	31	0	6.25	1.85	2.11
31. ID (橋梁標號)	31	0	2.5	0.24	0.75
32. 跨越河川或道路	31	0	10	3.79	3.24
33. 附設維生管線	31	0	10	2.70	2.74

表 13 第一階段篩選因子

1. 設計水平加速度	12. 歪斜角
2. 土壤液化類別	18. 橋長
8. 基樁裸露深度	14. 橋寬
4. 設計年代	15. 橋梁分類
5. 地盤種類	16. 主梁型式
6. 結構型態	17. 跨數
7. 橋墩型式	18. 震動單元數
8. 單跨最大跨距	19. 橋台基礎型式
9. 橋墩基礎型式	20. 竣工年
10. 支承裝置	21. 橋台型式
11. 防落設施	22. 跨越河川或道路

(3) 因子確認：

最後對前 18 項因子 (專家問卷 5 分以上) 進行最後篩選，在三種統計方法中出現兩次 (含) 以上的因子，即選為本模型主要影響因子，其餘為次要影響因子 (如表 15 所示)，由於設計水平加速度及設計年代屬性相同，故只取一項代表。

表 14 重要性影響因子彙整表

專家問卷重要性排序	因素分析法	相關係數	類神經 (NN)
1. 設計水平加速度		V	V
2. 土壤液化類別	V		
8. 基樁裸露深度		V	V
4. 設計年代		V	V
5. 地盤種類			
6. 結構型態	V	V	V
7. 橋墩型式			
8. 單跨最大跨距	V		V
9. 橋墩基礎型式			V
10. 支承裝置	V		
11. 防落設施			
12. 歪斜角		V	V
18. 橋長		V	V
14. 橋寬	V		V
15. 橋梁分類			
16. 主梁型式	V	V	V
17. 跨數			V
18. 振動單元數	V	V	V
19. 橋台基礎型式		V	
20. 竣工年	V	V	V
21. 橋台型式	V		V
22. 跨越河川或道路		V	

表 15 第二階段篩選因子

主要影響因子	次要影響因子
1. 設計水平加速度	10. 土壤液化類別
2. 基樁裸露深度	11. 設計年代
3. 結構型態	12. 地盤種類
4. 單跨最大跨距	13. 橋墩型式
5. 歪斜角	14. 橋墩基礎型式
6. 橋長	15. 支承裝置
7. 橋寬	16. 防落設施
8. 主梁型式	17. 橋梁分類
9. 振動單元數	18. 跨數

為有效決定主要影響因子與次要影響因子對於模式預測準確性之相關性，本研究針對主要影響因子 (9 項因子) 與次要影響因子之搭配組合進行測試。由下表 16 得知，本研究所應用之人工智慧推論模式 ESIM 預測方法與既有方法 (公路總局報告) 比較後，可得到較佳之預測準確度。且依據各階段的實驗，可知本研究模型的輸入因子為 11 項時可獲得最佳的結果，故以此結果建立本研究模型。

表 16 模型初步測試結果

RMSE (單位: g) / 平均誤差率 (%)		
	A _y	A _c
1. 主要影響因子 (9 項因子)	0.093(35%)	0.142(40%)
2. 主要影響因子 + 土壤液化類別	0.088(36%)	0.118(38%)
3. 主要影響因子 + 設計年代	0.096(36%)	0.142(43%)
4. 主要影響因子 + 地盤種類	0.087(32%)	0.133(36%)
5. 主要影響因子 + 橋墩型式	0.094(33%)	0.147(43%)
6. 主要影響因子 + 橋墩基礎型式	0.096(38%)	0.143(40%)
7. 主要影響因子 + 支承裝置	0.079(25%)	0.139(40%)
8. 主要影響因子 + 防落設施	0.091(34%)	0.149(43%)
9. 主要影響因子 + 橋梁分類	0.093(35%)	0.146(43%)
10. 主要影響因子 + 垮數	0.093(35%)	0.143(40%)
11. 公路總局預測結果	0.108(47%)	0.19(56%)
12. 主要影響因子 + 土壤液化類別 + 支承裝置	0.087(30%)	0.127(37%)

(4) 分析案例庫：

考量材料劣化之影響，加入 1. 總鋼筋腐蝕量 (氯離子造成鋼筋腐蝕量 + 中性化造成鋼筋腐蝕量) 及 2. 橋齡兩項因子。整理前一階段 11 項影響因子與 2 項劣化因子，輸入因子共計 13 項，輸出因子為橋梁之耐震能力 A_y 及 A_c，經正規化處理後，建置 24 座橋梁各 5 種腐蝕，共 120 筆案例資料，整理如下表 17 所示。

建置推論模式：(1) 應用側推分析與殘餘能力評估所針對 24 座橋梁側推分析結果 (含五種劣化程度) 作為模式訓練案例，經由訓練學習過程找出輸入 (簡易目視調查耐震能力影響因子) 與輸出 (細評 A_y、A_c 值) 之映射關係。(2) 使用均方根誤差公式驗證本模式之可行性。

(1) 人工智慧推論 (考慮劣化因子)：

根據上述之 120 筆案例，本研究應用 ESIM 推論模式，以十組交叉驗證 (10 fold Cross-validation) 方式分別進行案例訓練與測試，其概念為將資料集分成十組，輪流將其中 9 組當作訓練集，1 組當作測試集，並將 10 次的結果進行平均以驗證此方法之可行性。A_y(g) 的訓練 RMSE 為 0.0788、A_c(g) 的訓練 RMSE 為 0.0839，其訓練結果散佈圖如圖 24 所示。

(2) 驗證模式可行性：

10 組交叉驗證結果如表 18 所示，預測 A_y(g) 的平均 RMSE 為 0.09、預測 A_c(g) 的平均 RMSE 為 0.013。並繪製其測試結果散佈圖，如圖 25 所示其推論值與實際值可落於對角趨勢線上，證明人工智慧推論模式已可學習側推分析模式 (考慮劣化因素下) 輸入與輸出之關係，後續將以此模式應用於全國省縣道橋梁耐震能力之推估。

模式預測：(1) 根據前一階段訓練學習過程後，所確立之人工智慧推論模式，輸入至全省縣道橋梁基本調查資料 (耐震影響因子)，推論各橋梁之 A_y 與 A_c。

表 17 人工智慧推論案例資料庫 (摘錄)

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	A _y	A _c	設計水平加速度	基樁揭露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.126	0.537	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.000	0.209
2	0.141	0.468	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.580	0.209
120	0.062	1.010	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	4.060	0.483

表 18 十組交叉驗證結果

群組編號	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值
A _y (g) RMSE	0.085	0.144	0.058	0.066	0.071	0.143	0.090	0.071	0.054	0.117	0.09
A _c (g) RMSE	0.170	0.194	0.065	0.059	0.071	0.189	0.084	0.110	0.144	0.214	0.13

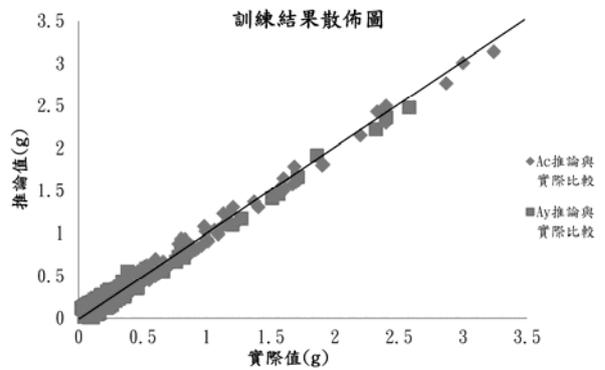


圖 24 訓練結果推論輸出與實際值散佈圖

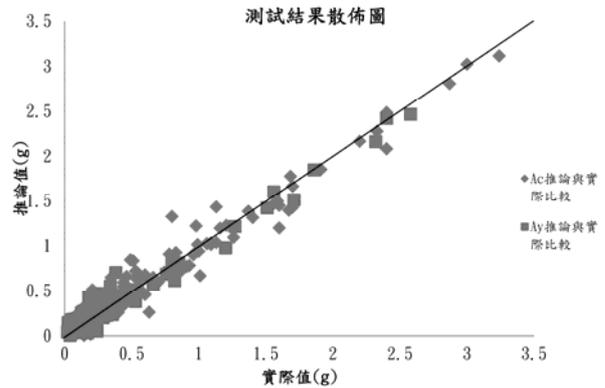


圖 25 測試結果推論輸出與實際值散佈圖

(1) 推論全省縣道橋梁耐震能力：

根據上一階段所得之推論模式，即可根據台灣省縣道橋梁 13 項影響因子，進行預測得到各橋梁之 A_y、A_c 推論值。根據所推論之 A_y 及 A_c 值即可繪製橋梁地震易損曲線，易損曲線主要用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率。本研究參考文獻 [4,5] 所定義，易損性曲線常以對數常態分佈 (log-normal distribution) 之機率分佈函數表示，此方法僅需兩個參數 (平均值與變異數) 即可繪製。其橫軸為地表加強度 (PGA)，縱軸則為超越不同損害狀態的機率，其值

介於 0 至 1 之間。如圖 26 所示，易損曲線包含四條曲線，分別描述在不同地表加速度下，超越輕微損害 (由 A_y 繪製)、完全損害的機率 (由 A_c 繪製)，並在此範圍內均繪製超越中度損害、超越嚴重損害曲線。例如 PGA 為 0.8 g 時，完全損壞機率为 25%，嚴重破壞機率为 48%，中度損壞機率为 70%，輕微損壞機率为 92%。

3.5 地表震動強度分析

地震模擬器之目的於推估台灣各區地表震動強度，作為評估各橋梁現地 PGA 之方法。本研究採用之地震模擬器，是以地震衰減模式 [18] 為基礎，推論 PGA 擴散行為，再搭配場址修正提高全台各區 PGA 推估之準確性。文獻中所提出地震衰減模式可適用於臺灣地區規模 5.0 以上之地震，故選用參考，並提出之衰減模式迴歸分析建議如下：

$$PGA(g) = f(M, R) = 0.02938e^{1.1995M} [R + 0.14667 \exp(0.69689M)]^{-1.73413} \quad (13)$$

其中，PGA：震度強度值；M：芮氏規模；R：場址到斷層線最短距離。

第一階段，利用上式參考之衰減模式得到各測站預測初步之 PGA 值，由於其分析時並未對測站場址特性加以分類，因此所得結果為一般性場址適用。

而第二階段分析時，則將其對各測站實際觀測值的系統偏差量作校正分析。其目的係將第一階段參考之衰減模式的預估結果與實測值作迴歸分析；由迴歸分析可得到各測站的場址修正係數 C_0 及 C_1 值。其關係式為：

$$\ln(Y_0) = C_0 + C_1 \times \ln(Y_a) \quad (14)$$

上式中， Y_a ：參考衰減模式的預測值； Y_0 ：實測地震動值； C_0 及 C_1 ：各測站之場址修正係數。

本研究參考文獻 [19,20] 所提出地震衰減修正模式，建置地震模擬器架構。本研究採用臺灣近年較大規模地震 (集集地震與嘉義地震) 進行模式測試。並取中央氣象局地震測站之量測資料加以驗證，其驗證結果如圖 27 所示，由圖中可知本研究之地震模擬器已可預測實際 PGA 值之大部分趨勢。

3.6 橋梁通行失敗機率

當氣象局發佈地震速報時或使用者自行輸入地震事件時，本階段如圖 28 所示，即可以地震位置及深度作為地震模擬器輸入來評估全台灣各地地震震度，接著參照全台灣縣道橋梁耐震資料庫推論之 A_y 及 A_c 值及橋梁地震易損性曲線。並以此橋梁地震易損性曲線可計算橋梁通行失敗機率，參考 [5] 做法，其計算方法如下：失敗機率 (P) = 0.01 (輕微損壞機率为 - 中度損壞機率为) + 0.2 (中度損壞機率为 - 嚴重破壞機率为) + 0.8 (嚴重破壞機率为 - 完全損害的機率为) + 完全損害的機率为。本研究預設通行失敗機率为超過百分之五十時為通報標準，亦可由橋梁管理單位自行設定。其通行失敗機率为大小可作為震後橋梁管理人員巡檢之優先順序，橋梁管理人員可優先巡檢失敗機率为較高之橋梁，避免用路人使用高破壞機率为之橋梁並造成人員傷亡損失。

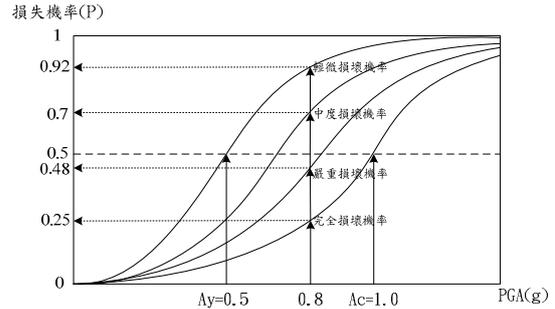


圖 26 橋梁地震易損曲線範例圖

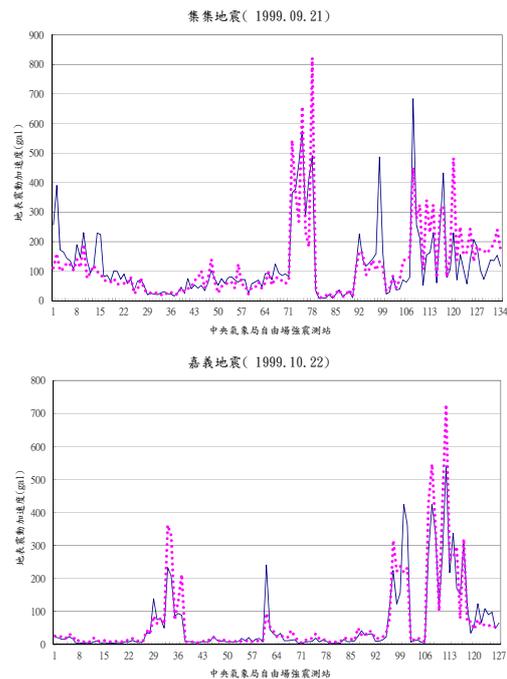


圖 27 臺灣歷年大地震：集集地震與嘉義地震之實測值與預測值比較

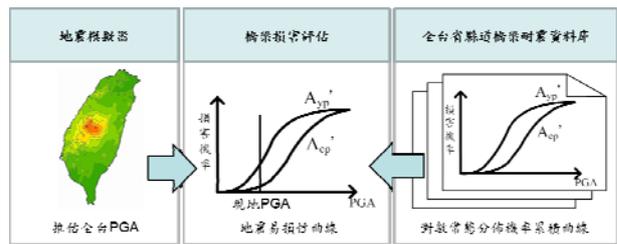


圖 28 橋梁損害評估示意圖

3.7 系統展示

本研究彙整上述研究成果進行系統開發，藉由軟體代理人完成自動運算與通報之程式。並以 Web-GIS 作為展示平台，利用 ArcGIS Server 進行地理資訊分析，將最後成果套疊於 Google Map。

本系統可以 (1) 模擬事件及 (2) 即時地震兩種方式進行分析。以 (1) 模擬事件為例，使用者將地震震源、規模及深度等資料做為地震模擬器之輸入，程式將自動進行橋梁損害評估，並計算各橋梁通行失敗機率为，本研究將通行

失敗機率大於 50% 橋梁預設為危險橋梁，如圖 29 所示，頁面左方表格分別列出橋名、工程處、工務段、PGA (橋梁所在位置地表加速度) 及 P (通行失敗機率)，並在 Google Map 上點繪出以紅色星星為地震震央，地圖上各顏色則依中央氣象局地震震度分級，分為八個等級顯示地震等震圖。(2) 即時地震部分，系統將 24 小時持續擷取中央氣象局地震特報資料，如有最新地震發生，系統亦將自動啟動分析流程，以 2012 年 8 月 23 日 0 時 51 分規模地震 3.9 為例，即時分析結果如圖 30 所示，並無危險橋梁。如有高破壞潛勢橋梁，橋梁管理單位在第一時間即能收到簡訊通知，進而做為橋梁巡檢順序參考。



圖 29 橋梁地震破壞潛勢-模擬事件

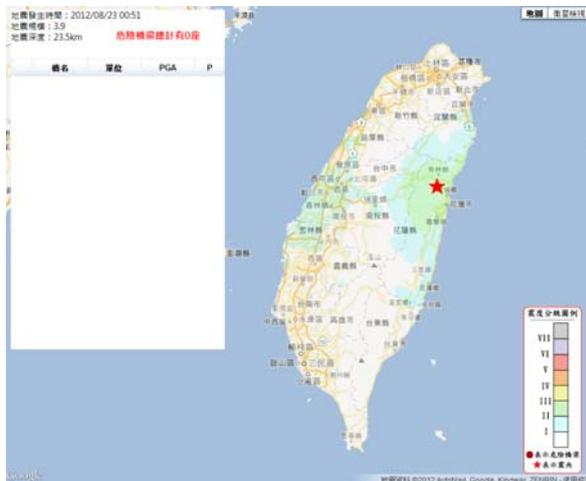


圖 30 橋梁地震破壞潛勢-即時地震

四、結 論

4.1 結論

本研究在考量橋梁材料劣化下，進行 24 座鋼筋混凝土橋梁側推分析，並彙整建置案例資料庫。並提出一人工智慧推論模式，在有限經費與時間限制下，快速推論全台灣公路總局轄下之鋼筋混凝土橋之耐震能力。當地震來臨時，透過地震模擬器分析全台各地 PGA，配合全台灣縣道橋梁耐震資料，即能自動計算各橋梁通行失敗機率。本研

究將上述成果建置自動化系統，讓橋梁管理單位能夠在地震來臨時，快速找出高危險潛勢橋梁，將有助橋梁管理單位能夠快速進行災中搶救應變，減少生命財產的損失。即災前：(1) 可應用地表震動分析模式，模擬橋梁於不同地震強度下的安全等級，提供公路總局於災前能依照橋梁破壞潛勢分析結果，進行檢測與擬定維護優先順序策略；災時：(1) 迅速診斷橋梁安全程度及橋梁通行失敗機率 (國內首度考慮材料劣化因素)。(2) 超過橋梁通行失敗機率門檻值時，系統自動啟動通報機制，降低災情傳遞時間落差。(3) 依損壞機率排出橋梁巡檢處置優先順序，使用者不須操作系統，以後端運算 (invisible computer) 之概念為運作理念，降低人為操作之行為。

4.2 建議

本研究根據 24 座經細部評估求得五種鋼筋劣化程度之橋梁 A_y 、 A_c 值為輸出，並同樣以 24 座橋梁簡易調查之資料與材料劣化因素為輸入因子，共計 120 筆案例 (24 座橋，各 5 種劣化程度 = 120 筆)，建立資料庫。經驗證可得知模式準確性可接受。但未來仍可收集相關橋梁側推案例，擴充訓練案例庫以提升模式廣泛性與準確性。

誌 謝

本研究承蒙交通部運輸研究所計畫案補助，使研究得以順利完成，在此謹表致謝。

參考文獻

- 交通部公路總局，「臺灣橋梁管理系統」，台北 (2012)。
- RMS (Risk Management Solutions, Inc), "Earthquake loss estimation method-hazus99 technical manual," *Nation Institute of Building Sciences*, Washington, D.C, U.S.A. (1999).
- 葉錦勳，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心研究報告，台北 (2003)。
- 交通部公路總局，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，台北 (2009)。
- 交通部運輸研究所，「公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究」，台北 (2010)。
- 宋裕祺、蔡益超，「橋梁結構性能耐震設計」，結構工程，第十九卷第一期，第 41-73 頁 (2004)。
- Cheng, M.-Y. and Wu, Y.-W., "Evolutionary support vector machine inference system for construction management," *Automation in Construction*, Vol. 18, No. 5, pp. 597-604 (2009).
- 鄭明淵、吳育偉，「智慧代理人在橋梁災害資訊交換平台之應用」，中華民國營建管理協會，營建管理季刊，第 68 期，第 28-37 頁 (2006)。
- 鄭明淵、歐昱辰、邱建國、廖國偉、吳育偉等，「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」，交通部運輸研究所出版，台灣 (2010)。
- 日本土木學會，「コンクリート標準示方書-維持管理篇」，第 14 章鹽害維持管理標準，第 101 頁 (2001)。
- 陳桂清、柯正龍、羅建明、羅俊雄，「臺灣地區大氣腐蝕劣化因子調查研究」，交通部運輸研究所出版，台北 (2009)。

12. 王傳輝、宋裕祺、林至聰，「利用非線性迴歸法進行鋼筋混凝土結構物中性化影響之研究」，中華民國第八屆結構工程研討會，桃園 (2004)。
13. Choe, D-E., Gardoni, P., Rosowsky, D., and Haukaas, T., "Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns," *Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 93, pp. 383–393 (2008).
14. Lee, H-S. and Cho, Y-S., "Evaluation of mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforced corrosion," *International Journal Fract.*, Vol. 157, pp. 81–88 (2009).
15. Mander, J. B., Priestly, M. J. N., and Park, R., "Seismic design of bridge piers," *Report 84-2*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christ-church, New Zealand (1984).
16. Mander, J. B., Priestly, M. J. N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, NO. 8, pp. 1804–1826 (1988).
17. Bhargava, K., Ghosh, A. K., Yasuhiro, M., and Ramanujam, S., "Suggested empirical model for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete," *Journal of Structure Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 2, pp. 221–230 (2008).
18. 簡文郁、張毓文、溫國樑、羅俊雄，「台北盆地地盤效應分析」，結構工程，第十七卷，第三期 (2002)。
19. 張毓文，「場址特性分析及最大加速度衰減模式校正」，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，桃園 (2002)。
20. 詹皓凱，「加速度地動潛勢預估」，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，桃園 (2008)。

101年12月11日	收稿
102年3月22日	修改
102年8月19日	接受

