

劣化鋼筋混凝土建築物生命週期地震風險評估研究

邱建國* 林宜鋒**

關鍵字：鋼筋混凝土，鹽害，鋼筋腐蝕，地震損傷，地震風險

摘要

近年橋梁及建築物之補強或修復工法被廣泛研究且應用實例亦不少，但多著重於「事後」補強或修復工法之適用性研究，若能於結構物性能喪失前即進行適當之補修或補強工法，則所花費之金錢或影響必能降低。因此，本研究主要目標為建立屬於「事前」防範之「劣化鋼筋混凝土建築物生命週期維護管理決策支援系統」，亦可分為地震風險評估（本篇文章）與多標目最佳化維護管理策略二部份研究（後續文章）。本文將以介紹考慮鹽害影響之劣化鋼筋混凝土建築物生命週期地震風險評估方法為主，而分析所得之地震風險也將納入建築物之生命週期成本為擬定維護策略之重要指標。為增進後續維護策略最佳化之運算效率，本研究將以簡化非線性靜力分析進行劣化鋼筋混凝土建築物之耐震能力曲線求取，再依容量震譜法獲得其等效單自由度之譜加速度與譜位移容量震譜，配合地震損傷指標模型與地震危害度曲線以進行後續地震風險評估。最後，本文將藉由實例分析以了解鹽害環境條件對目標鋼筋混凝土建築物之地震風險影響程度，亦可讓工程師了解鹽害對於結構安全之影響。

Study on the Evaluation Method for Life-cycle Seismic Risk for Deteriorating Reinforced Concrete Buildings

Chien-Kuo Chiu* Yi-Feng Lin**

KEYWORDS: Reinforced Concrete, Chloride Ingress, Corrosion, Seismic Damage, Seismic Risk

ABSTRACT

The main purpose of this study is to build a decision-making supporting system of life-cycle maintenance strategies for deteriorating reinforced concrete (RC) buildings, including the evaluation method for seismic risk (stated in this paper) and multi-objectives optimization of maintenance strategies (stated in the latter paper). A deterioration model of an RC member subject to chloride ingress and formulas proposed in design guidelines for estimating the structural capacity of a member are applied to generate the structural capacity curve of a deteriorating RC building in this paper. Moreover, this study presents a method for evaluating seismic structural damage, including the deterioration effect. Incorporating the evaluation model of seismic structural damage and damage ratio with the hazard curve of response spectral accelerations, annual seismic risk can be estimated. Finally, a case study is adopted to discuss the effect of chloride-induced corrosion on the seismic risk of a selected RC building.

收件日期：2012.07.24；接受日期：2013.06.05

* 國立台灣科技大學營建工程系副教授（通訊作者 Email: ckchiu@mail.ntust.edu.tw）

Associate Professor, Department of Civil and Construction Engineering, NTUST, Taiwan

**國立台灣科技大學營建工程系碩士

Master, Department of Civil and Construction Engineering, NTUST, Taiwan

DOI: 10.3966/101632122014030087004

一、前言

臺灣從 70 年代開始，隨著許多國家級基礎重大建設進行，經濟高速成長，廣泛運用於營建工程之鋼筋混凝土 (Reinforced concrete; 以下簡稱為 RC) 結構物與日俱增。然而，我國四面環海，周圍充滿許多帶有鹽份的水氣，隨著氣候變遷、環境污染、設計不良及材料使用不當等因素易使鋼筋產生腐蝕。鋼筋腐蝕造成鋼筋之有效斷面積減少、保護層混凝土剝落及其混凝土之握裹強度下降，而降低 RC 構件承載力及韌性，結構物強度、韌性及破壞模式等皆非當初設計所預期，結構物耐久性能倍受考驗。臺灣位於歐亞板塊與菲律賓板塊交會處，板塊活動頻繁，老舊建築物受環境劣化之影響，對於我國人民的生命、財產造成莫大威脅。因此，評估 RC 構件劣化後之力學性能及 RC 建築物劣化後之耐震性能折減則為生命週期維護管理中重要議題

為維持劣化建築物應有之使用性能及安全性能，延壽所須之補強或補修工法亦不可避免。臺灣自 921 集集大地震後，橋梁及建築物之補強或修復工法被廣泛研究且應用實例亦不少，但也多著重於「事後」補強或修復工法之適用性研究，若能於結構物性能喪失前即進行適當之補修或補強工法，則所花費之金錢或影響必能降低。因此，基於上述背景，考慮生命週期修復成本建立屬於「事前」防範之「劣化 RC 建築物生命週期維護管理決策支援系統」為本研究之最終目標。本研究內容分為二篇文章說明，本文將先提出考慮鹽害影響之劣化 RC 建築物生命週期地震風險評估方法，如圖 1 所示之流程；後續文章將會對劣化 RC 建築物提出維護策略與效益評估模型，並以多目標最佳化 (Multi-objectives optimization) 方式依管理者需求，如生命週期成本最小化，破壞機率最小或維護次數最小化等，以擬定最佳維護管理策略。為增進後續維護策略最佳化之運算效率，本文將以簡化非線性靜力分析進行劣化 RC 建築物之耐震能力曲線求取，再依容量震譜法獲得其等效單自由度之譜加速度與譜位移容量震譜，配合地震損傷指標模型與地震危

害度曲線以進行後續地震風險評估。最後，本文將藉由實例分析以了解鹽害環境條件對目標鋼筋混凝土建築物之地震風險影響程度，可讓工程師了解鹽害對於結構安全之重要性。

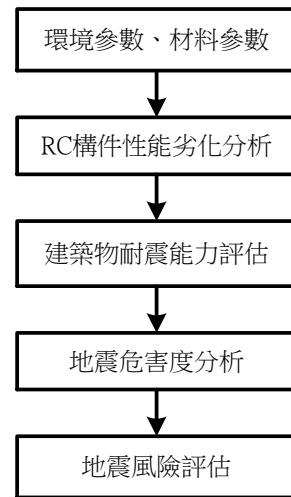


圖 1 地震風險評估流程圖

二、考慮鹽害影響之 RC 構件性能劣化評估

2.1 鋼筋腐蝕 RC 構件之生命週期定義

鹽害所造成之鋼筋腐蝕量為時間變數，除潛伏期外，其會隨時間而增加，且因腐蝕型態或環境因素等造成之腐蝕量不確定性亦會隨之上升，因此須於劣化評估模型中加入隨機條件以考慮其可能之變異，以評估構件之生命週期性能曲線。依過去研究 (何明錦等，2009)，鹽害所造成之鋼筋腐蝕可分為個階段 (圖 2)：(1) 潛伏期、(2) 進展期及 (3) 劣化期 (或可稱為加速期)。各階段之定義與說明如下：

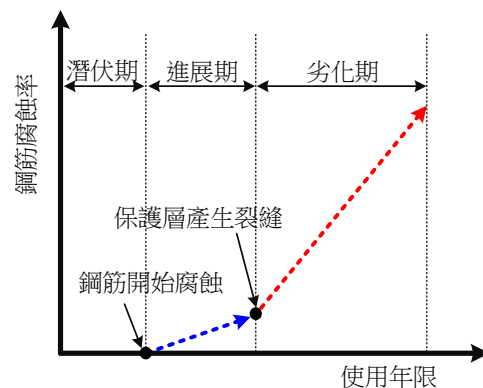


圖 2 鋼筋腐蝕 RC 構件之生命週期

2.1.1 潛伏期 (Initiation stage)

潛伏期定義為 RC 構件澆鑄完成至鋼筋開始腐蝕之時間。氯離子移動主要包含毛細管現象、濃度差擴散、電荷運動及水泥水化物之吸附解離等，若電荷之驅動力或毛細管現象等作用不明顯時，則可用濃度差之擴散現象來表示外部氯離子侵入混凝土保護層之過程。本研究以 Fick 第二擴散原理為基礎之單純氯離子擴散方程式(式(1))估計氯離子於鋼筋表面之含量，當氯離子含量達一臨界值，可視鋼筋已開始腐蝕。考量構件表面氯離子含量、臨界氯離子量、混凝土保護及氯離子擴散係數等之不確定性因子(如表1)，使用蒙地卡羅模擬 (Monte Carlo Simulation; MCS) 可以求取腐蝕發生機率，並以腐蝕發生機率 10%(ASTM C876, 1991) 時間視為腐蝕發生點(圖3)。

$$Cl(t) = (C_o - C_{init}) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_p \times t}} \right) \right] + C_{init} \quad (1)$$

其中， Cl ：鋼筋表面之氯離子含量 (kg/m^3)； C_o ：構件表面之氯離子含量 (kg/m^3)； C_{init} ：構件內之氯離子含量 (kg/m^3)； x ：保護層混凝土厚度 (cm)； D_p ：氯離子擴散係數 ($cm^2/year$)； t ：暴露時間 ($year$)。

表 1 劣化分析考量之不確定性因子 (AIJ, 2004)

參數	平均值	變異係數	機率分佈
保護層厚度 (mm)	40 (梁柱), 20 (樓板)	0.1	對數常態
表面氯離子含量 (kg/m^3)	1.5, 3.0	0.2	對數常態
鋼筋腐蝕臨界氯離子量 (kg/m^3)	1.0 - 1.2	-	均勻
混凝土抗壓強度 (kgf/cm^2)	133, 179, 170, 149	0.1	常態
氯離子擴散係數 ($cm^2/year$)	1.91	0.3	對數常態

2.1.2 進展期 (Propagation stage) 及劣化期 (Former period of acceleration)

進展期定義為鋼筋開始腐蝕至混凝土保護層產生裂縫之階段；劣化期則為混凝土保護層裂縫持續擴大而導致其剝離或剝落，且鋼筋腐蝕量急劇增加及構

件力學性能顯著降低之階段。依過去研究(Choe, et al., 2008) 所提出評估鋼筋腐蝕後之直徑，可依式(3)評估，並將鋼筋腐蝕後之鋼筋直徑代入式(4)即可求得鋼筋之重量減少率。

$$T_f = T_{corr} + \phi_0 \left\{ \frac{d}{1.0508(1-w/c)^{-1.64}} \right\}^{0.71} \quad (2)$$

$$\phi(t) = \begin{cases} \phi_0 & t < T_{corr} \\ \phi_0 - \frac{1.0508(1-w/c)^{-1.64}}{d} (t - T_{corr})^{0.71} & T_{corr} < t \leq T_f \\ 0 & t > T_{corr} \end{cases} \quad (3)$$

$$\Delta W = \frac{(\phi^2 - \phi_0^2)}{\phi_0^2} \times 100 \quad (4)$$

上式， T_f ：鋼筋完全腐蝕之時間 ($year$)； T_{corr} ：鋼筋開始腐蝕之時間 ($year$)； ϕ_0 ：未腐蝕鋼筋之直徑 (mm)； ϕ ：腐蝕鋼筋之直徑 (mm)； d ：保護層混凝土之厚度 (mm)； w/c ：保護層混凝土之水灰比； t ：時間 ($year$)； ΔW ：腐蝕鋼筋之重量減少率 (%)。

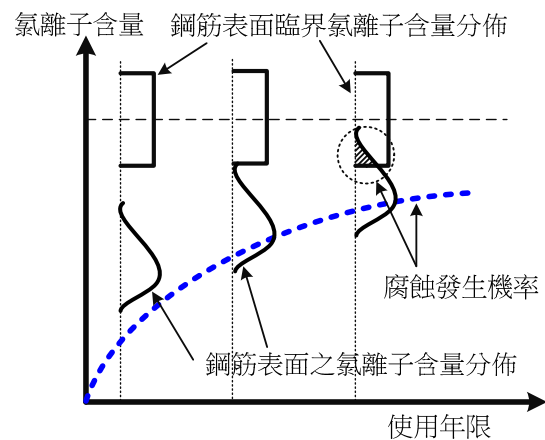


圖 3 腐蝕發生機率評估模式

2.2 剝離機率

剝離機率為評估 RC 構件保護層混凝土剝離或剝落之機率。鋼筋之腐蝕生成物會使其體積增加，當其劣化至一定程度時，保護層混凝土會被脹裂並產生裂縫，會使得構件看起來不堪使用；且其表面劣化程度會與補修成本息息相關。因此，本研究引入一剝離機率量化指標，除可評估 RC 構件之劣化程度及其外觀上之使用性外，亦可用於補修工法選取與成本計算。

根據過去研究 (Val & Steward, 2003) 指出，當鋼筋腐蝕所造成之混凝土表面裂縫達寬度達到 0.5~1.0mm，剝離或剝落之現象即會發生。目前研究 (尾崎及森川，2005) 大多以現地曝露試驗為參考，回歸出評估鋼筋腐蝕量與裂縫寬度之關係，如式 (5) 及式 (6)：

$$\Delta W = \frac{400 \times W_c}{\rho_s \phi_0} \quad (5)$$

$$W_c = 0.141 \exp\left(\frac{1.078d}{\phi_0}\right) \times X \quad (6)$$

上式， W_c ：鋼筋之腐蝕量 (mg/mm^2)； X ：混凝土保護層之裂縫寬度 (mm)； d ：混凝土保護層厚度 (mm)； ϕ_0 ：未腐蝕鋼筋之直徑 (mm)； ρ_s ：鋼筋密度 (mg/mm^3 , 7.85)； ΔW ：鋼筋之重量減少率 (%)。

將式 (4) 所得之鋼筋重量減少率代入式 (5) 及式 (6)，即可得裂縫寬度。依 2.1.1 節所設定之不確定參數，因而鋼筋腐蝕量為一隨機變數，並假設鋼筋腐蝕造成之混凝土保護層剝離所須之裂縫寬度為一均勻分佈 (0.5 ~ 1.0mm)，可由 MCS 評估其剝離機率，如圖 4 所示。

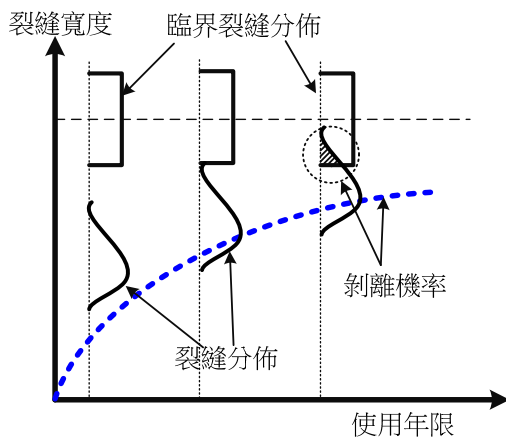


圖 4 剝離機率評估模式

2.3 RC 構件性能劣化分析

2.3.1 腐蝕鋼筋力學性質

因鹽害作用腐蝕之 RC 構件，其鋼筋腐蝕後之力

學性質受局部最大斷面減少率影響甚大；因此，進行鹽害腐蝕鋼筋之力學性質評估時，如降伏強度、彈性模數及極限強度等，均假設其斷面積保持不變，而依平均重量減少量或平均斷面減少率建立實驗回歸式。參考過去研究 (金螢來等，2008) 由試驗回歸所得之鋼筋腐蝕後力學性質評估公式則如式 (7) ~ 式 (11) 所示；其中，局部化倍率 α 為反應鋼筋腐蝕後最大斷面減少率與平均斷面減少率之比值。本研究依過去電腐蝕試驗 (邱建國等，2011) 之試驗成果，局部最大斷面減少率約為重量減少率之 2 倍。此外，為評估腐蝕 RC 構件之剪力與撓曲容量分析時須輸入腐蝕鋼筋之力學性質。

$$E_{cs} = (1 - 1.14(\alpha \times \Delta W_{avg})) E_{ss} \quad (7)$$

$$F_{cy} = (1 - 1.14(\alpha \times \Delta W_{avg})) F_{sy} \quad (8)$$

$$F'_{cy} = (1 - 0.98\alpha^{-0.5412}(\alpha \times \Delta W_{avg})) F'_{sy} \quad (9)$$

$$F_{cu} = (1 - 1.00(\alpha \times \Delta W_{avg})) F_{su} \quad (10)$$

$$\epsilon_{cu} = (1 - 1.73(\alpha \times \Delta W_{avg})) \epsilon_{su} \quad (11)$$

上式， α ：局部化倍率取 2； ΔW_{avg} ：平均重量減少率 (%)； E_{cs} 、 E_{ss} ：腐蝕後與腐蝕前之彈性係數； F_{cy} 、 F_{sy} ：腐蝕後與腐蝕前之降伏強度； F'_{cy} 、 F'_{sy} ：腐蝕後與腐蝕前之應變硬化開始強度； F_{cu} 、 F_{su} ：腐蝕後與腐蝕前之極限強度； ϵ_{cu} 、 ϵ_{su} ：腐蝕後與腐蝕前之極限應變。

2.3.2 鋼筋腐蝕 RC 構件之剪力容量

鋼筋腐蝕除會造成降伏強度與彈性模數等折減外，亦會造成鋼筋與混凝土間之極限握裹應力下降；因此，梁構件剪力容量 (Shear capacity) 分析時須同時考慮箍筋降伏與握裹破壞等二種破壞模式。本研究參考過去文獻 (邱建國及簡文郁，2010)，以桁架與拱理論 (Truss-Arch theory) 為基礎建立適用於鋼筋腐蝕構件剪力容量評估模型。若以握裹破壞機制而言，其對應之剪力容量 V_{bu} 可用式 (12) 進行估算：

第一項主要來自模擬鋼筋效用之桁架機制（如圖 5 所示）所貢獻剪力 V_t ，且箍筋未降伏前即產生主筋與混凝土間之握裹破壞，第二項主要來自模擬核心混凝土效用之拱機制所貢獻剪力 V_a 。

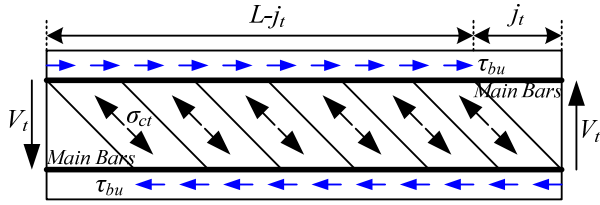


圖 5 桁架與拱理論中之桁架機制

$$V_{bu} = V_t + V_a \quad (12)$$

$$V_t = \tau_{bu} \times \Sigma \varphi \times j_t \times (L - j_t) / L \quad (13)$$

$$V_a = (v \times \sigma_B - \sigma_{ct}) \tan \theta \times b (D/2) \quad (14)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (15)$$

$$v = (1.0 - 15R_p) \times (0.7 - f'_c/200) \quad (16)$$

其中， L ：梁或柱構件之淨跨距（ mm ）； $\Sigma \varphi$ ：主筋總周長（ mm ）； j_t ：壓力筋與拉力筋間之距離（ mm ）； D ：梁深或柱深（ mm ）； v ：混凝土抗壓強度之有效係數； f'_c ：混凝土抗壓強度（ N/mm^2 ）； R_p ：梁或柱構件之塑性變形角； σ_{ct} ：桁架機制所造成之混凝土壓應力； θ ：混凝土拱效應角度。

若以箍筋降伏機制而言，其對應之剪力容量可用式（17）進行估算；第一項主要來自模擬鋼筋效用之桁架機制（如圖 5）所貢獻剪力，且箍筋進入降伏階段時主筋與混凝土間之握裹並無任何破壞，第二項主要來自模擬核心混凝土效用之拱機制所貢獻剪力。另外，桁架機制中混凝土受壓角度與構件塑性變形角有關，如式（19）所示。

$$V_{su} = b j_t \rho_w \sigma_{wy} \cot \Phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v f'_c / 2 \quad (17)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \Phi) \rho_w F_{cy} / v \times f'_c \quad (18)$$

$$\cot \Phi = \begin{cases} 2 - 50R_p & R_p \leq 0.02 \\ 1.0 & R_p > 0.02 \end{cases} \quad (19)$$

上式， Φ ：桁架機制中混凝土受壓角度； F_{cy} ：箍筋於腐蝕後之降伏強度（ N/mm^2 ）。

腐蝕構件之撓曲容量則可依現行規範建議公式（ACI 318-05）（ACI Committee 318, 2005）並考慮 2.3.1 所述之腐蝕鋼筋力學性質修正以進行計算，但須檢核鋼筋與混凝土間握裹強度是否足以讓鋼筋發展降伏強度，若不足則須依文獻（邱建國及簡文郁，2010）建議修正，且其極限塑性角須設計為零。比較上述所得之剪力容量與撓曲破壞下對應之剪力，如式（20）所示，即可判別構件之最終破壞形態與剪力強度，如式（21）所示。由於本研究以箍筋腐蝕梁構件剪力行為為主，主筋假設未產生任何腐蝕或斷面減少，因此其撓曲強度仍可依照規範（ACI 318-05）（ACI Committee 318, 2005）建議之公式進行評估。

$$V_{mu} = \frac{M_{yu}^T + M_{yu}^B}{L} = \frac{2M_{yu}}{L} \quad (20)$$

$$V_u = \min \{ V_{mu}, V_{bu}, V_{su} \} \quad (21)$$

上式， M_{yu}^T ：構件頂端之撓曲強度； M_{yu}^B ：構件底端之撓曲強度。

2.3.3 箍筋腐蝕梁之力學行為曲線模型

本研究依 2.3.2 節建議之箍筋腐蝕梁剪力行為如圖 6 所示，橫軸代表構件整體變形角而縱軸則代表剪力。若令剪力容量（式（12）或式（17））等於撓曲破壞下對應之剪力，即可求得構件之塑性變形角；而可參考 Elwood 及 Moehle（Elwood & Moehle, 2005）由試驗所得構件達軸向破壞時軸力與變形角關係，可由下式計算：

$$R_a = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan^2 \omega)}{\tan \omega + P \times \frac{S}{A_{st} \sigma_{wy} d_c \tan \omega}} \quad (22)$$

上式， d_c ：構件核心混凝土深度（由箍筋中心至中心計算之）； ω ：剪力裂縫與水平之夾角，小於 $\tan^{-1}(L/D)$ ，一般取 65° ； A_{st} ：箍筋總斷面積和； S ：箍筋間距； P ：構件軸力，梁構件時可令為 0。

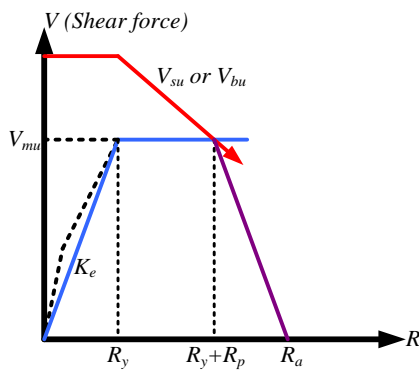


圖 6 鋼筋腐蝕梁之剪力行為模型

鋼筋腐蝕生成之鐵銹會脹裂混凝土而使其構件勁度下降，但因相關文獻缺乏，本研究則參考老舊建築物之勁度折減方式，如式 (23) 所示；一般台灣之舊有校舍建築採用 0.35，而日本則依式 (24) 進行估算，其值約為 0.30。

$$K_e = \alpha_y \times \frac{12(EI)_c}{L^3} \quad (23)$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64 \times n \times \rho_t + 0.043 \frac{L}{D} + 0.33 \times \frac{P}{D \times b \times f'_c} \right) \times \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (24)$$

上式， $(EI)_c$ ：假設全斷面為混凝土時之剛度； α_y ：剪力降伏勁度之折減係數； n ：鋼筋與混凝土之彈性模數比； ρ_t ：拉力鋼筋比（拉力鋼筋量與全斷面積之比值）； P ：軸力。

2.4 足尺寸箍筋腐蝕梁試驗與分析模式驗證

2.4.1 足尺寸箍筋腐蝕梁試驗

本研究參考文獻（陳厚亨，2011）所列之足尺寸箍筋腐蝕梁實驗結果，並與上述所提腐蝕構件力學模型之預測結果進行比較，以驗證其可行性。足尺寸箍筋腐蝕梁試體主要將鄰近梁柱接頭塑鉸區之 6 根箍筋進行電化學腐蝕，共分別包含 7 組足尺寸梁試體與腐蝕觀察試體，而後者主要目的為評估各箍筋腐蝕之重量損失並觀察各箍筋腐蝕後形態。

本研究亦參考試體腐蝕結果以修正分析模型，如

當箍筋平均重量減少率達 5% 時保護層已嚴重剝離，則斷面之有效面積將以核心混凝土面積估算；當其平均重量減少率達 10% 時，因部份箍筋局部腐蝕嚴重且發生斷裂，破壞模式則由原本之撓剪破壞轉移為剪力破壞，因此分析模型之破壞模式也僅設定為剪力破壞。預測結果與實驗之比對可參考文獻（邱建國等，2011）所示；本文所建議之腐蝕構件分析模式，於降伏勁度與最大強度部份均能與實驗值相符合，但當平均腐蝕量愈大時（約超過 10%），因腐蝕位置之不確性增加，而使分析模式之準確度降低，但仍屬合理且保守之可接受範圍。

三、劣化 RC 建築物之地震風險評估

近幾年來，地表運動頻繁，重大地震造成結構物破壞及生命財產損失頻傳，對於結構物之耐震設計已經由傳統小震不壞、中震可修、大震不倒之單一需求，逐漸朝耐震性能設計法發展，以結構物之非線性變形，評估各性能目標下之耐震需求。因此，評估結構物之非線性變形於耐震性能設計法中顯得極為關鍵。一般而言，如欲尋求結構物在地震作用下之非線性變形反應時，可採用非線性動力歷時分析，進行精確之力學分析。然而，非線性動力歷時分析計算繁雜耗時，需大量電腦運算時間及僅能針對單一地震事件進行分析等問題，使其難以實用。因此，目前工程實務多以非線性靜力分析評估結構物之非線性變形及其耐震能力。本研究為增進後續維護策略最佳化之運算效率，將以簡化非線性靜力分析（杜怡萱及涂耀賢，2005）進行劣化 RC 建築物之耐震能力曲線求取，再依容量震譜法（ATC-40）（ATC, 1996）獲得其等效單自由度之譜加速度與譜位移容量震譜，配合地震損傷指標模型與地震危害度曲線以進行後續地震風險評估。

3.1 簡化分線性靜力分析

鋼筋混凝土結構物中，通常以矩形梁進行斷面之極限彎矩設計。當結構物進行混凝土澆置時，大都為樓版與梁一體澆置，使得梁由原本的矩形斷面轉變為

T形斷面，因此強度受此影響而提升。換言之，即使以強柱弱梁的韌性設計，仍然會表現出強梁弱柱之破壞行為。因梁強度大幅提升影響下之強梁弱柱現象，可將梁與樓版假設為剛體，每層樓的垂直構件皆是固定在此剛性樓板上，換言之，任一個垂直構件所受到之變位，皆與層間變位相等。即當結構受到側向地震力作用時，樓層之層剪力僅由垂直構件承受，破壞時也由垂直構件先行發生破壞，因此，只要將同一層間變位下，各垂直構件所受到之層剪力累加起來，即可得此樓層層剪力-層間變位性能曲線，如圖 7 所示。同時因梁與樓版近乎剛體，亦即樓版不會轉動，結構整體之變形呈現剪力房屋變形模式，則在第一模態下，屋頂屋移即為各樓層之層間變位累加。

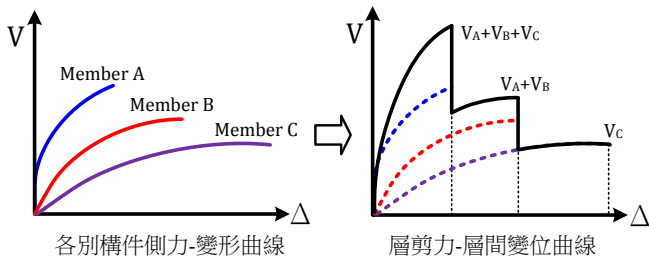


圖 7 垂直構件性能疊加

容量曲線為基底剪力與屋頂位移之關係曲線。換言之，即必須將一基底剪力依地震力豎向分配至各樓層，由樓層性能曲線得其樓層之層間變位，並將各樓層之層間變位移累加即可得屋頂位移。

地震力作用下時，結構物可模擬成一質量集中於樓板之多自由度系統，分配於各樓層之側力與結構物勁度與振動模態有關。依我國耐震設計規範規定，一般中低層之鋼筋混凝土結構物，其地震力豎向分配可為一倒三角形分佈（如圖 8），即假設每層樓板重與樓層高度之乘積成正比，則每層所分配之地震力如式 (25) 所示，各別樓層所受之層剪力即為該樓層以上所有樓層所受分配側力之和，如式 (26)。

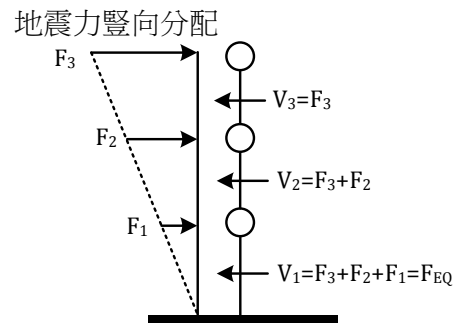


圖 8 地震力豎向分配

$$F_i = F_{EQ} \frac{w_i h_i}{\sum w_j h_j} \quad (25)$$

$$V_i = \sum_{j=i} F_j = F_{EQ} \frac{\sum_{j=i} w_j h_j}{\sum w_j h_j} \quad (26)$$

其中， F_{EQ} ：基底剪力； w_i ：建築物樓層 i 的樓層重； h_i ：建築物樓層 i 的樓層高； F_i ：各樓層所分配之側力； V_i ：各樓層所受之層剪力。

由上述之樓層性能曲線，可求得各樓層分別所能承受之極限層剪力。此各樓層之極限層剪力即可經由式 (25) 及式 (26) 分別反推出其所對應之基底剪力 $F_{EQ,i}$ ，基底剪力最小者即為此結構物整體之極限基底剪力 $F_{EQ,u}$ 。換言之，極限基底剪力所對應之樓層，即為此結構物率先產生破壞之樓層，當有一樓層產生破壞，則此結構物視為破壞。

對於任一小於 $F_{EQ,u}$ 之基底剪力，皆可由地震力豎向分配至個樓層，並由各樓層性能曲線即可求得此一基底剪力所造成各樓層之層間變位，將各樓層之層間變位 Δ_i 累加即可得此一基底剪力下之屋頂位移。自 $0 \sim F_{EQ,u}$ 間取許多微小之基底剪力增量計算其所對應之屋頂位移，即為此結構物之容量曲線。

簡化側推分析之基本假設為建築物屬剛性樓版之強梁弱柱破壞型式，且假設其變形為第一模態變形之剪力房屋變形模式。因此，此一分析方式適用低矮形鋼筋混凝土建築物，並分別就平面之各軸向進行容量曲線求取，以較弱者為結構物之耐震能力。

3.2 容量震譜法

ATC-40 建議之靜態非線性耐震性能評估法即為容量震譜法 (Capacity spectrum method)，其為將結構物之容量曲線轉換成 ADRS (Acceleration displacement response spectrum) 即等效單自由度之譜加速度與譜位移容量震譜。

為求取結構物之性能點，以求取建築物之損傷指標，本研究以二線段模擬此容量震譜，使二線段之下所圍成之面積與初始容量震譜之面積相等，由此可決定二線段之等效降伏點 A 與性能點 B，如圖 9 所示； S_{ay} (降伏譜加速度)、 S_{dy} (降伏譜位移) 及 S_{dp} (性能譜位移)。

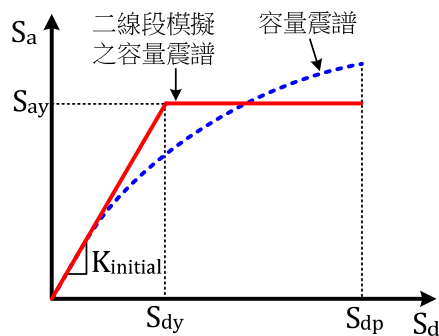


圖 9 二線段模擬容量震譜

3.3 地震損傷指標

本研究使用 Park & Ang(1985)所發展出之 P&A Model，作為結構物之地震損傷指標 (Seismic damage index)，如式 (27) 所示。此指標除包含地震作用下結構物之最大變形反應外，其使用之遲滯能也納入損傷評估中。一般而言，當其大於等於 0.9 時，則可視結構物已經完全損壞或倒塌，依過去研究 (國家地震工程研究中心，2008) 顯示，低矮型鋼筋混凝土結構物其地震損傷指標與損壞狀態之關係如表 2 所示。

$$D_{P\&A} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (27)$$

上式， δ_M ：結構物等效單自由度系統之最大位移反應； δ_u ：結構物等效單自由度系統之極限變形 (= S_{dp})； F_y ：結構物等效單自由度系統之降伏力量 (= $M \times S_{ay}$ ； M 為建築物之質量)； dE ：額外所吸收遲滯能 (不包含勢能)； β ：結構物週期性之載重影響係數，一般鋼筋混凝土結構物可設為 0.05。

為求得結構物於等效單自由度系統下之最大位移反應 δ_M ，本研究使用岡野及宮本 (2002) 所發展之等效線性方法替代動力歷時分析。一般結構物屬設計反應譜之中週期等速度段，其單自由度下之最大變形反應可由式 (28) 求得。另外，飯藤等 (2001) 及嶺岸等 (2001) 也提出於等加速度及等位移段之等效線性方法如式 (29)~式 (30)。

表 2 地震損傷指標與損壞狀態之關係 (NCREE-08-023, 2008)

損害分級	損傷指標	損害情形描述	備註
無損	0~0.2	僅隔間磚牆等非結構元件出現	梁柱等主要結構元件無損，或僅有毛細裂縫 (無須修護)。
輕微損害	0.2~0.4	結構元件出現小裂縫。如梁、隔間柱及窗台柱上下端。	結構元件之小裂縫寬度在 0.3mm 以下，且無任何裂縫延伸超過 1/2 構材面寬。構材受力已達降伏。
中度損害	0.4~0.6	隔間柱上下兩端，出現撓剪裂縫，柱頭箍筋鬆脫，保護層剝離。窗台柱中間端，出現剪力裂縫。非結構元件明顯損壞。	結構元件之裂縫寬度 0.3-1.0mm。殘留層間變位比小於 1%。
嚴重損害	0.6~0.9	隔間柱及窗台柱核心混凝土碎裂，箍筋嚴重鬆脫，主筋挫屈。	結構元件之裂縫寬度超過 1.0mm。殘留層間變位比在 1%-3%。
完全損壞崩塌	0.9~	隔間柱及窗台柱嚴重損壞，柱核心混凝土嚴重碎裂脫離，喪失承載能力，部份或全部校舍崩塌或接近崩塌。	結構柱喪失承載能力。殘留層間變位比超過 3%。

$$\delta_M = \left(a \frac{S_V}{\omega_y \delta_y} + b \right)^2 \times \delta_y \quad (28)$$

$$\delta_M = \left(\frac{1}{b} - \frac{c \times S_A}{S_{ay}} \right)^{-2} \times \delta_y \quad (29)$$

$$\delta_M = \frac{1}{4} \times \left(b + \sqrt{b^2 + \frac{4a \times S_D \times \omega_y^2}{S_{ay}}} \right)^2 \times \delta_y \quad (30)$$

$$S_D = \left(\frac{T_{max}}{2\pi} \right)^2 S_A (\alpha_T \times T_{max}) \quad (31)$$

其中， S_V ：設計反應譜速度； δ_y ：結構於等效單自由度系統之降伏位移（ $= S_{dy}$ ）； ω_y ：結構物於單自由度系統下週期，此時尚未進入降伏； a ： $1.5 / (1.5 + 10\gamma_I)$ ； b ： $10\gamma_I / (1.5 + 10\gamma_I)$ ； c ： $1.5 / (10\gamma_I)$ ； S_A ：設計反應譜加速度； S_D ：設計反應譜位移； α_T ：等效週期修正係數（一般取 0.82）。

除結構物最大變形反應外，地震損傷指標 $D_{P\&A}$ 尚需考慮結構物單自由度系統在地震作用下之遲滯能，本研究依嶺岸等（2001）所提出之地震能量簡易評估法，評估其遲滯能，以替代動力歷時分析。其中，等值迴圈 n_{eq} （式（32）），為地震作用時最大變形下之等值圈數。

$$n_{eq} = \frac{E_h}{F_y (\delta_M - \delta_y)} = \left(\frac{E_h}{M} \right) \frac{1}{S_{ay} (\delta_M - \delta_y)} \quad (32)$$

$$F_h = \frac{F_y}{M \times S_A} = \frac{S_{ay}}{S_A} \quad (33)$$

上式， E_h ：總遲滯能； M ：結構物於第一模態下之有效質量。

地震作用時依其譜加速度值及地震指標 I_D 即可評估結構物之最大變形，詳如式（34）。依嶺岸等（2001）之研究指出，等值迴圈 n_{eq} 與地震指標 I_D （式（36））具線性相依關係（式（35））。

$$\frac{E_h}{M} = (\mu_M - 1) n_{eq} \left(\frac{S_A}{\omega_y} \right)^2 (F_h)^2 \quad (34)$$

$$n_{eq} = 1 + 0.18 \times \left(\frac{1}{F_h} - 1 \right)^3 \times I_D \times \tau^{-2} \quad (35)$$

$$I_D = \frac{I_E}{PGA^2} \times \frac{PGA}{PGV} = \frac{I_E}{PGA \times PGV} \quad (36)$$

$$I_E = \int_0^{t_E} a(t)^2 dt \quad (37)$$

其中， PGA ：最大地表加速度； PGV ：最大地表速度； I_E ：愛氏震度； $a(t)$ ：地表速度； t_E ：地震持續時間。

分析我國過去所發生芮氏規模 6.0 以上之災害型地震（共十次地震事件），其地震指標 I_D 大多介於 5 ~ 25 之間，如圖 10 所示。因此，本研究於實例分析中保守地將地震指標設為 30。

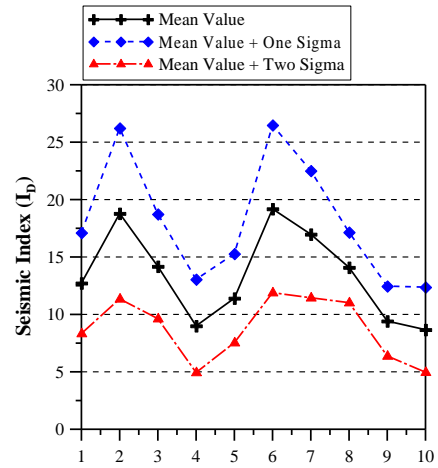


圖 10 地震指標 (X 軸為地震事件編號)

3.4 機率式地震危害度分析

地震危害度分析法同時考慮了可能地震及其發生機率、震源可能位置及震度衰減特性，乃在建立工址某一地震參數（地表最大加速度、地表最大速度、地表最大位移及反應譜等）的年超越機率曲線，亦即危害度曲線（Hazard curve）。

一般工程師不易取得地震危害度分析結果以獲得工址所須之地震危害度曲線，因此本研究為實用性與便利性考量，依建築物耐震設計規範所定之最大地震考量下之工址水平譜加速度係數（再現週期為 2500 年）及設計地震之工址水平譜加速度係數（再現週期為 475 年），並採自然指數函數近似以求得工址水平譜加速度係數之地震危害度曲線（Kim, et al., 2010）；

換言之，將規範之設定水平譜加速度係數及其再現週期代入式 (38)，以回歸係數 a 而決定工址水平譜加速度係數之危害度曲線。

$$\frac{1}{T} = e^{a \times S_a} \quad (38)$$

其中， T ：考量地震之再現週期； S_a ：水平譜加速度係數。

依 3.3 節所述之地震損傷指標模型及目標結構物之等效單自由度系統特性，可將地震危害度曲線之水平譜加速度係數 (X 軸) 換算為損傷指標 $D_{P\&A}$ ，即為目標結構物於特定水平譜加速度下之受損程度；換言之，結構物於地震作用下之損傷指標超越機率亦可求得，並可得其累積分佈函數 (CDF, cumulative distribution function)，如圖 11 所示。

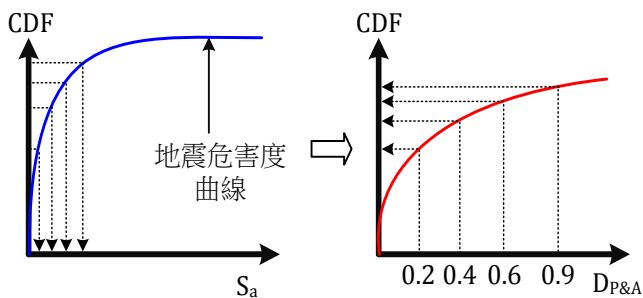


圖 11 地震損傷指標累積分佈函數

3.5 地震風險成本

當結構物受地震損壞時，可將其損壞狀況分為 5 級 (如表 3 所示)，依序為：無損 (None)、輕微損害 (Slight)、中度損害 (Moderate)、嚴重損害 (Extensive)、完全損壞崩塌 (Complete)。本研究參考 ATC-13 (1985) 及 HAZUS (FEMA, 1999)，以損害比 (Damage Ratio) 描述地震建築物於地震時之損壞狀況，如式 (39)。考量結構物受損時造成之人員傷亡、財產損失等影響，損害等級及其對應之損害比關係可參照表 3。依損害比之定義可知，此一量化指標亦可視為地震風險成本。

$$\text{損害比} = \frac{C_L}{C_I} \quad (39)$$

其中， C_L ：建築物受損所需之修復成本； C_I ：建築

物之建造成本。

表 3 建築物損害狀況及損害比之關係

損害等級		損害比
無損 (None)	0	0.00
輕微損害 (Slight)	1	0.02
中度損害 (Moderate)	2	0.10
嚴重損害 (Extensive)	3	0.50
完全損壞崩塌 (Complete)	4	2.00

地震風險成本 C_{SH} 為此年度結構物受地震外力作用所造成可能之年損失金額，即為考量各程度之地震發生機率及其所造成之損失總和。由 3.4 節所求取各損傷指標之超越機率及 3.3 節之損害分級，可得各損傷分級之發生機率。將其乘上此損害分級之損害比，即為此損傷等級可能造成之年損失金額，全部損傷等級之年損失金額累加而成之總年損失金額即為此年度下之地震風險成本。依此方式即可評估結構物於使用年限下，每年之地震風險成本，詳如式 (40) 所示。

$$C_{SH} = \sum (C_D^i \times P_D^i) \quad (40)$$

其中， C_D^i ：建築物第 i 損壞等級之損害比； P_D^i ：建築物第 i 損壞等級之發生機率。

四、案例分析

本研究以老舊校舍為例且設定其使用年限為 100 年，並以構件表面氯離子含量 1.5 kg/m^3 及 3 kg/m^3 二種不同劣化條件下進行其安全性 (破壞機率) 及使用性 (剝離機率) 評估。

4.1 建築物基本資料

此校舍為民國 69 年建造，為一地下一層及地上四層之鋼筋混凝土造梁柱構架系統，位屬臺北盆地第二微分區，各樓層高為 3.6 m，基礎為獨立基腳型式，結構平面詳如圖 12 所示。各樓層之載重、樓地板面積及使用現況等如表 4 所示，混凝土鑽心試體之抗壓強度則如表 5 所列。劣化分析時所考量之不確定性因子則如表 1 所列；表 6 則為結構分析時所須之柱相關參數。

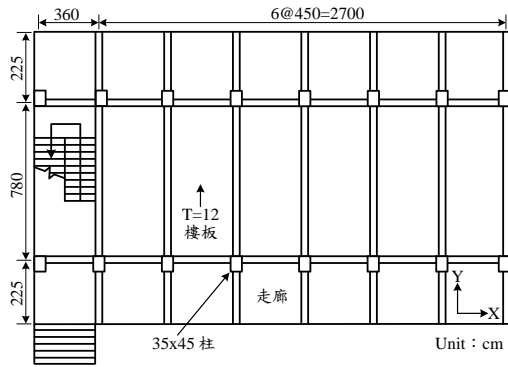


圖 12 校舍 1F ~ 4F 平面圖

表 4 各樓層使用載重及面積

樓層	1.0 靜載重+0.5 活載重 (kgf)	樓地板面積 (m ²)	使用現況
4F	314090	376.38	教室
3F	338450	376.38	教室
2F	338450	376.38	教室
1F	338450	376.38	教室

表 5 各樓層混凝土試體抗壓強度 (kgf/cm²)

樓層	試體 1	試體 2	試體 3	平均
4F	148	139	161	149
3F	221	161	127	170
2F	227	133	176	179
1F	140	100	158	133

表 6 結構分析參數

樓層	1F	2F	3F	4F
柱深 (mm)	900	900	900	900
柱寬 (mm)	350	350	350	350
柱淨跨距 (mm)	305	305	305	305
柱混凝土保護層 (mm)	40.0	40.0	40.0	40.0
柱斷面配筋 (mm) (根數與號數)	6-D25(柱深) 7-D25(柱寬)	6-D25(柱深) 7-D25(柱寬)	6-D25(柱深) 7-D25(柱寬)	6-D25(柱深) 7-D25(柱寬)
主筋降伏強度 (kgf/cm ²)	4200	420	420	420
箍筋降伏強度 (kgf/cm ²)	280	280	280	280
箍筋號數與間距 (mm)	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100

4.2 評估結果

校舍經上述之構件劣化分析可得樓層降伏剪力及樓層韌性之性能劣化曲線，如圖 13 及圖 14 所示。樓層剪力隨著構件持續劣化而降低，表面氯離子含量 1.5 kgf/cm² 時之樓層剪力於第 100 年則為原有之 50 %；表面氯離子含量 3.0 kgf/cm² 時則為原有之 25 %。樓層韌性在第 10 年即開始迅速降低，此乃因構件受到表面氯離子的影響，鋼筋開始腐蝕，當腐蝕量達到一定程度時，構件失去韌性，其破壞模式則由撓剪破壞而轉為剪力破壞控制。

經本研究所提方法進行評估，而分別得其安全性（平均破壞機率）及使用性（平均剝離機率），如圖 15 所示。當表面氯離子含量 1.5 kgf/cm² 時於使用年限 30 年 ~ 40 年間及表面氯離子含量 3.0 kgf/cm² 時於使用年限 15 年 ~ 20 年間，破壞機率有大幅增加趨勢；剝離機率採用一樓樓板進行評估，因樓板之保護層厚度較小，內部之鋼筋易受到表面氯離子之影響，而迅速產生劣化。

本研究採用我國建築物耐震設計規範及 3.4 節所述方法建立其工址之地震危害度曲線如圖 16 所示，此危害度曲線可評估建築物損傷指標累積機率分佈，如圖 18 所示，並計算各損害狀況發生機率以求取各年度所造成之地震風險成本，如圖 17。當結構物持續劣化，其地震風險成本也會隨之提高。使用年限達 100 年時，表面氯離子含量 1.5 kgf/cm² 及 3.0 kgf/cm² 之損害比分別達到 1.2 及 1.6。

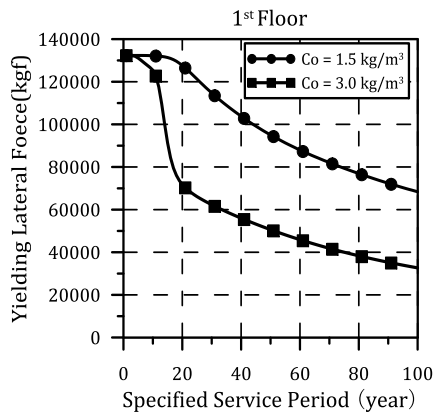


圖 13 第一樓層之降伏剪力

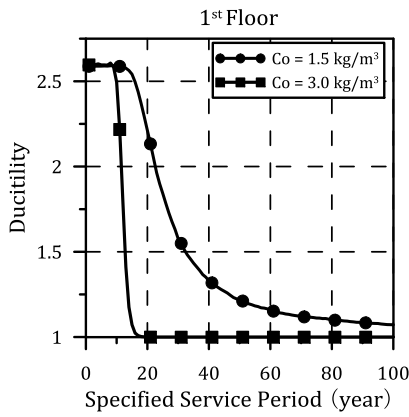


圖 14 第一樓層之韌性

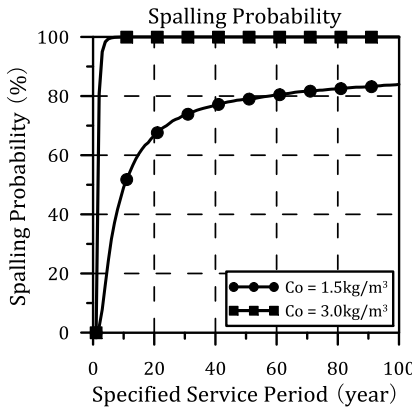
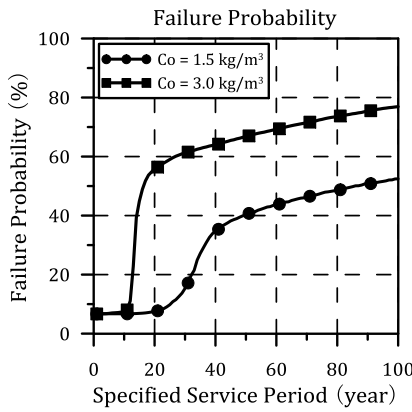


圖 15 設定使用期間內之破壞機率與剝離機率

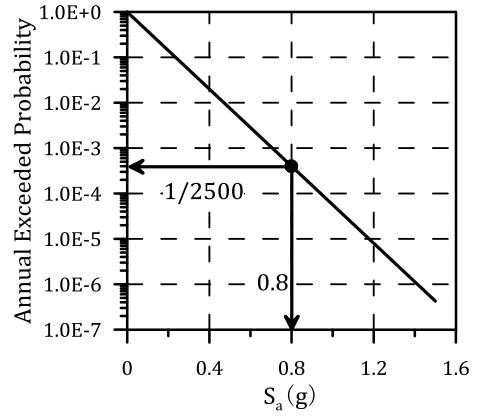


圖 16 地震危害度曲線

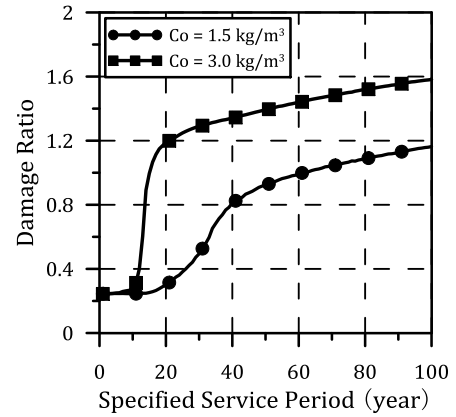


圖 17 地震風險成本

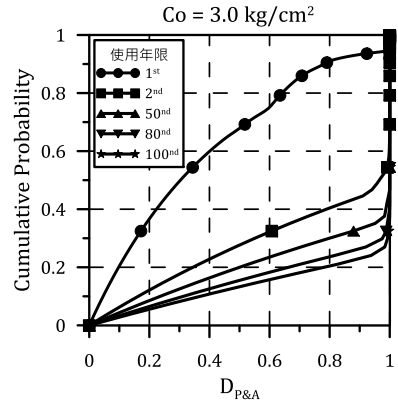
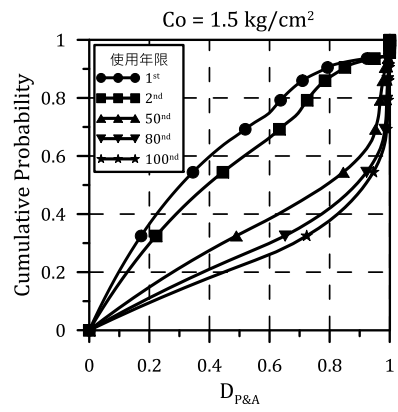


圖 18 建築物損傷指標累積機率分佈

五、結論

本研究建立劣化 RC 建築物之生命週期結構性能評估方法，並將評估結果結合地震損傷指標以量化為風險成本，亦可使建築物使用者或所有者了解其未維護下之性能劣化趨向；以上述之案例分析而言，當表面氯離子含量 1.5 kgf/cm^2 時於使用年限 30 年 ~ 40 年間及表面氯離子含量 3.0 kgf/cm^2 時於使用年限 15 年 ~ 20 年間，破壞機率有大幅增加趨勢，建築物使用者或所有者應規劃預防性維護以減少地震風險。因此一地震風險成本可做為未來維護策略擬定時之重要參考指標，後續文章將會對劣化 RC 建築物提出維護策略與效益評估模型，並以多目標最佳化 (Multi-objectives optimization) 方式依管理者需求，如生命週期成本最小化 (含本篇文章所提之地震風險成本)，破壞機率最小或維護次數最小化等，以擬定最佳維護管理策略。

參考文獻

- 何明錦，邱建國，歐昱辰，蔡立倫，何家維 (2009)。鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土建築構件耐震性能與生命週期之影響。內政部建築研究所協同研究報告。新北市：內政部建築研究所。
- 杜怡萱，涂耀賢 (2005)。耐震詳評之簡化推垮分析法。校舍之耐震評估與補強講習會。台北市：國家地震工程研究中心。
- 邱建國，簡文郁 (2010)。鋼筋混凝土構架建築物於塩害環境下之耐震可靠度分析。建築學報，(73)，51-68。
- 邱建國，林宜鋒，黃威瀚，董宜鑫 (2011)。考慮箍筋腐蝕梁構件之剪力行為分析模式。2011 年混凝土工程研討會論文集(No. J-06)。新北市：台灣混凝土學會。
- 國家地震工程研究中心 (2008)。校舍結構耐震評估與補強技術手冊。國家地震工程研究中心研究報告 (編號：NCREE-08-023)。台北市：國家地震工程研究中心。
- 陳厚亨 (2011)。含腐蝕橫向鋼筋之鋼筋混凝土梁耐震行為。未出版之碩士論文。國立台灣科技大學營建工程系，台北市。
- 岡野創，宮本裕司 (2002)。等価線形化法に基づく応答評価式:エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用。日本建築学会構造系論文集，(562)，45-52。
- 金螢來，野口貴文，長井宏憲 (2008)。腐食形態を考慮した腐食鉄筋の力学的性能の評価に関する研究。日本建築学会構造系論文集，73(624)，181-188。
- 飯藤将之，嶺岸孝志，渋谷純一 (2001)。設計用スペクトルと等価線形化法を用いた弾塑性最大応答変形の推定:その 1:推定手法(設計・解析法(5), 構造 IV)。學術講演梗概集 C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造(pp. 673-674)。日本：日本建築学会。
- 尾崎健，森川英典 (2005)。鉄筋腐食劣化を有する RC 橋の評点化手法による性能評価。コンクリート工学年次論文集 (日本コンクリート協会)，27(2)，1573-1578。
- 嶺岸孝志，飯藤将之，渋谷純一 (2001)。設計用スペクトルと等価線形化法を用いた弾塑性最大応答変形の推定:その 2:推定結果の検証(設計・解析法(5), 構造 IV)。學術講演梗概集 C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造(pp. 675-676)。日本：日本建築学会。
- ACI Committee 318 (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*. MI, USA: American Concrete Institute.
- AIJ (2004). *Recommendations for Durability Design and Construction Practice of Reinforced Concrete*. Tokyo: Architectural Institute of Japan.
- ASTM C876 (1991). *Standard Test Method for Half-Cell*

- Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC-40 Report. CA, USA: Applied Technology Council.
- ATC-13 (1985). *Earthquake Damage Evaluation Data for California*. CA, USA: Applied Technology Council.
- Choe, D. E., Gardoni, P., Rosowsky, D., & Haukaas, T. (2008). Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion. *Reliability Engineering and System Safety*, 93, 383-393.
- Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2005). Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, 102(4), 578-587.
- FEMA (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology -- Hazus 99 Technical Manual, Vol.3*. Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency.
- Kim, J. H., 田中浩平, 糸井達哉, 高田毅士 (2010)。地震ハザード曲線の直線近似に基づいた破壊確率評価法の有効性(信頼性(3), 安全性, 構造 I)。学術講演梗概集 B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造(pp. 29-30)。日本: 日本建築学会。
- Park, Y. J., & Ang, A. H. S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 111(4), 722-739.
- Val, D. V., & Stewart, M. G. (2003). Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structure Safety*, 25(4), 343-362.
- REFERENCES in English**
- ACI Committee 318 (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*. MI, USA: American Concrete Institute.
- AIJ (2004). *Recommendations for Durability Design and Construction Practice of Reinforced Concrete*. Tokyo: Architectural Institute of Japan.
- ASTM C876 (1991). *Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC-40 Report. CA, USA: Applied Technology Council.
- ATC-13 (1985). *Earthquake Damage Evaluation Data for California*. CA, USA: Applied Technology Council.
- Chen, H. H. (2011). *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Beams with Corroded Transverse Steel Reinforcement*. Unpublished master's thesis. Department of Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology, Taipei.
- Chiu, C. K., & Jean, W. Y. (2010). Seismic reliability analysis of reinforced concrete framed buildings attacked by chloride. *Journal of Architecture*, (73), 51-68.
- Chiu, C. K., Lin, Y. F., Huang, W. H., & Dong, Y. S. (2011). Analysis method for the shear behavior of a corroded beam. *Proceedings of TCI 2011 Concrete Technology Conference and Exhibition* (No. J-06). New Taipei City: Taiwan Concrete Institute.
- Choe, D. E., Gardoni, P., Rosowsky, D., & Haukaas, T. (2008). Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion. *Reliability Engineering and System Safety*, 93, 383-393.
- Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2005). Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, 102(4), 578-587.

- FEMA (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology -- Hazus 99 Technical Manual, Vol.3*. Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency.
- Handou, M., Minegishi, T., & Shibuya, J. (2001). Estimation of inelastic displacement response using response spectrum and equivalent linearization method: Part I: Method of estimation. *Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, C-2 Structures IV, Reinforced Concrete Structures Prestressed Concrete Structures Masonry Wall Structures* (pp. 673-674). Tokyo: Architectural Institute of Japan.
- Ho, M. C., Chiu, C. K., Ou, Y. C., Tsai, L. L., & Ho, C. W. (2009). *Influences of Corrosion of Steel on the Seismic Ability and Life-cycle of an RC Member*. Report of Architecture and Building Research Institute, Ministry of the Interior. New Taipei City: Architecture and Building Research Institute, Ministry of the Interior.
- Kim, H. R., Noguchi, T., & Nagai, H. (2008). Evaluation of mechanical performance of corroded reinforcement considering the surface shape. *Journal of Structural and Construction Engineering (AIJ)*, 73(624), 181-188.
- Kim, J. H., Tanaka, K., Itoi, T., & Takada, T. (2010). Accuracy of failure probability estimate based on linear approximation of seismic hazard curve. *Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, B-1 Structures I* (pp. 29-30). Tokyo: Architectural Institute of Japan.
- Minegishi, T., Handou, M., & Shibuya, J. (2001). Estimation of inelastic displacement response using response spectrum and equivalent linearization method: Part II: Inspection of estimation. *Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, C-2 Structures IV* (pp. 675-676). Tokyo: Architectural Institute of Japan.
- NCREE (2008). *Technology Handbook for Seismic Evaluation and Retrofit of School Buildings*. National Center for Research on Earthquake Engineering (Rep. No. NCREE-08-023). Taipei: National Center for Research on Earthquake Engineering.
- Okano, H., & Miyamoto, Y. (2002). Equations derived from equivalent linearization method: Consideration based on energy balance and its application to evaluation of probability of excess of deformation capacity. *Journal of Structural Construction Engineering (AIJ)*, (562), 45-52.
- Ozaki, T., & Morikawa, H. (2005). Performance evaluation of RC bridges with corroded reinforcing bars based on condition rating method. *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, 27(2), 1573-1578.
- Park, Y. J., & Ang, A. H. S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 111(4), 722-739.
- Tu, Y. H., & Tu, Y. H. (2005). *Detailed Assessment of the Seismic Analysis Method to Simplify Push Cross*. Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit of School Buildings. Taipei: National Center for Research on Earthquake Engineering.
- Val, D. V., & Stewart, M. G. (2003). Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structure Safety*, 25(4), 343-362.