

混凝土橋梁現地實驗與性能評估

黃俊豪	交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員
黃宇謙	交通部運輸研究所港灣技術研究中心助理研究員
柯正龍	交通部運輸研究所港灣技術研究中心科長
李姿瑩	國立中央大學土木工程學系教授
王仲宇	國立中央大學土木工程學系教授
王顯霖	國立中央大學橋梁及軌道工程研究中心研究員
陳志賢	財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心助理研究員
黃麟翔	國立中央大學土木工程學系碩士生

摘要

本研究蒐集國內外相關評估橋梁性能之儀器檢測方法，同時選出損傷較嚴重之三座混凝土橋梁，經現地目視檢查橋梁現況，選定適當非破壞性檢測項目，進行非破壞性檢測與載重試驗，再利用非破壞性檢測結果建立有限元素數值模型，數值分析結果與載重試驗結果相比較，並進行數值模型之參數調校。

由於影響橋梁力學行為之因素包含構件尺寸、斷面性質與材料性質，以前述三座橋梁為例：構件尺寸與斷面性質已可由竣工圖與非破壞性檢測獲得充分資料，考量鋼筋材料性質變異性不大，惟混凝土因屬非均質材料，材料變異性大，因此本研究主要針對混凝土彈性模數進行調校。

調校結果顯示，採用混凝土設計規

範建議之公式，調整混凝土構件之撓曲剛度，使得數值模型分析結果與現地載重試驗之撓曲變位及微振量測之自然振動頻率相當吻合。

確認數值分析模型之準確性後，即可進行評估橋梁結構之承載能力，計算控制斷面之標稱強度。公路橋梁採用美國 AASHTO 制定之橋梁承載力評估公式，即 RF 值；鐵路橋梁則採用美國 AREMA 訂定之橋梁承載力評估 RF 公式，包含標準係數 LFN 及最大係數 LFM，分別評估大梁彎矩與剪力之承載能力。

經計算，三座混凝土橋梁彎矩與剪力之 RF 值均大於 1，且剪力 RF 值均大於彎矩 RF 值，顯示目前橋梁承載能力仍符合活載重使用需求。

一、研究背景與目的

混凝土橋梁主要為鋼筋及混凝土組成之構造物，隨氣候及環境交替影響而逐漸老舊受損，亦會因長期使用而疲勞弱化，故需定期巡檢，並籌編足額經費適時改善。

我國道路橋梁約 2.4 萬座，主要由高速公路局、公路總局及各縣市政府負責管養，依據公路法相關規定，橋梁養護首重檢測，因此各橋梁管理機關平時除了針對所轄橋梁辦理檢測作業，應適時針對損壞部分進行維修，以維持橋梁安全。

依據交通部頒之「公路橋梁檢測及補強規範」^[1]，公路橋梁之檢測方式可概分為「目視檢測」及「儀器檢測」兩類，其中「目視檢測」係透過步行、攀爬、作業車輛或船隻等方式儘可能地接近橋梁構件，並以目視判定橋梁狀況之檢測方法，該法快速簡便，已廣為相關單位採用，然因缺乏結構性能數據，且難以察覺早發之內部損傷，因此尚無法用於評估橋梁整體性能、預測使用年限

及最佳維護時機；「儀器檢測」主要透過「局部破壞檢測」或「非破壞檢測」等技術偵測橋梁構件之受損程度、受損範圍、現有強度、受力行為及承載能力，並進一步量化評估橋梁各類性能之檢測方法，該法種類繁多，舉凡鑽心取樣抗壓試驗法、中性化檢測法、氯離子含量檢測法、鹼質與粒料反應檢測法、鋼筋腐蝕檢測法、紅外線檢測法、超音波檢測法、載重實驗法、近景攝影法...等，均為經常被採用之作法。

儀器檢測法雖較為耗時，但可量化呈現出材料強度、內部損傷位置及損傷程度，惟如何轉化為橋梁整體性能，進而預測出使用年限及最佳維護時機，實值得探究，爰此，為利橋梁管理單位能透過儀器檢測數據儘早掌握橋梁性能預為籌謀，爰進行本研究，期能透過實作方式，探究儀器檢測應用於評估橋梁整體性能之可行性，並嘗試發展本土化評估模式，俾增進橋梁及用路人行車安全。

二、儀器檢測

2.1 混凝土強度之檢測

混凝土強度檢測通常可分為局部破壞性檢測及非破壞性檢測兩種，常見的局部破壞性檢測為鑽心取樣，將取樣試體做抗壓試驗，可得鑽心處之混凝土

強度，最能代表現地混凝土強度。然而現地構造物並非每個構件均可進行局部破壞性試驗，例如：預力混凝土大梁即無法進行鑽心取樣，此時便需採用其他非破壞性檢測方式。常見混凝土強度

非破壞性檢測方式為反彈錘法(Rebound Hammer Method)，已被列入國家標準(CNS10732)。

反彈錘法由瑞士工程師 Schmidt 於 1948 年所提出。主要利用反彈錘帶動衝擊棒撞擊混凝土表面，以反彈錘之反彈數求得混凝土表面硬度，並推測其抗壓強度。

由於僅與衝擊棒接觸的混凝土影響反彈數，故同一構件之混凝土將因取樣點不同而有不同數據。例如：若撞擊到骨材，將產生較高反彈數，反之，若撞擊到空洞，將產生較低反彈數。

因此，進行試驗前應先使用標準規塊進行校正，反彈錘應垂直於試體表面，每次檢測均取 10 個值求平均值，若某值超過平均值 7 單位以上時，必須捨棄不計，再將剩餘值平均之；若有兩個以上的試驗值大於平均值 7 單位以上時，必須重新施作；任何兩次衝擊點需間隔 2.5 cm 以上，且測試面積直徑應至少 15 cm。

進行試驗前應先以類似材料及不同強度之混凝土試體進行試驗校正，建立反彈數與強度之關係作為參考依據，通常儀器也附有反彈值與強度之對照表。但尚需考慮齡期效應，才能反應混凝土於養護 28 天之強度。現地運用反彈錘法求得之抗壓強度，可用於估算混凝土材料之彈性模數。

2.2 混凝土中性化深度及氯離子含量

混凝土中性化檢測係討論鋼筋是否失去鈍化模 (passive film)，造成鋼筋腐蝕。

混凝土中性化乃化學變化，並不會

折損物理抗壓強度。例如文獻^[2]由實驗得知混凝土中性化後孔隙體積減少，反而增加抗壓強度，此論點已由國內外許多實驗及大規模混凝土品質檢測報告獲得證實^[3-5]。

氯離子檢測則為討論鋼筋是否有加速腐蝕的條件。必須注意，混凝土中的氯僅增加鋼筋腐蝕潛勢 (corrosion potential)，在不透水的混凝土中，固態氯並不造成腐蝕鋼筋，只有遇水成為離子狀態，才可能加速腐蝕鋼筋。

2.3 構件損傷之裂縫檢測

裂縫深度檢測常用方法有超音波法與敲擊式應力波法，超音波法在混凝土材料上之應用受到限制，主要缺點為其透過電壓刺激壓電材料變形所產生之波源，能量仍不足，限制應力波傳動距離，故只適用於較淺裂縫之檢測，如裂縫深度小於 8 cm^[6]。

敲擊式應力波法的應用較廣泛，在裂縫檢測上有雙橢圓交線法與穿透 P 波法。依據 Fermat 最短走時 (travel time) 定理，應力波由敲擊源傳播到接受器必行經最小之走時路徑；根據橢圓理論，橢圓弧上任一點和兩焦點的連線長度為一定值。

若可做兩組跨越開口裂縫的敲擊接受實驗，分別定義出其對應之橢圓方程，則此兩橢圓於介質中之交點，即為開口裂縫之尖端所在位置，如圖 1。

雙橢圓交線法亦可測得傾斜裂縫之長度及傾斜角，為傳統超音波法所不及。

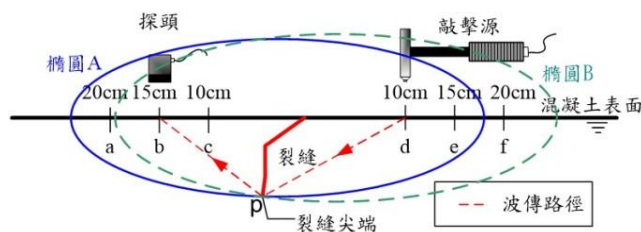


圖 1 雙橢圓交線法檢測開口裂深

2.4 保護層厚度及鋼筋位置檢測

常用檢測方法為電磁感應法，由單個或多個線圈組成的探頭產生電磁場，因鋼筋或其它金屬物體將影響電磁場，導致磁力線發生變形，藉以檢測鋼筋位置、直徑及混凝土保護層厚度^[7]。

另外，透地雷達亦可用以探測混凝土厚度、鋼筋深度^[8]。

2.5 鋼筋強度檢測

鋼筋強度或鋼筋劣化程度為橋梁結構安全評估之主要因素，以目前檢測技術尚無法在現場以非破壞性檢測方法獲得鋼筋強度。

然而，依照一般定義，強度為材料抵抗外力之能力，而硬度為材料抵抗硬物侵入其表面的能力，一般金屬材料硬度值與強度值間具有相對應關係。其乃金屬硬度值係由抵抗塑性變形能力決定，材料強度越高，通常抵抗塑性變形的能力越高，則硬度值也會越高。

因此，可先由實驗建立鋼筋硬度與強度關係曲線，將已知強度之鋼筋澆置於混凝土中以模擬既有結構，養護後將鋼筋表面磨平，再以里氏硬度儀檢測其硬度，即可建立關係曲線，圖 2，作為反推鋼筋降伏強度，提供橋梁承载力評估時參考。

雖以鋼筋硬度反推鋼筋強度，影響

其精度的因素很多，例如：材質、檢測角度、試片條件、試體大小等。但相對於混凝土材料，鋼筋為均質材料，理論上本法精度優於混凝土反彈錘法之精度。經驗亦顯示，檢測時只須將鋼筋表面磨平，其檢測結果重現性良好，470 HL 左右者為 SD420 等級，350 HL 左右者為 SD280W 等級。

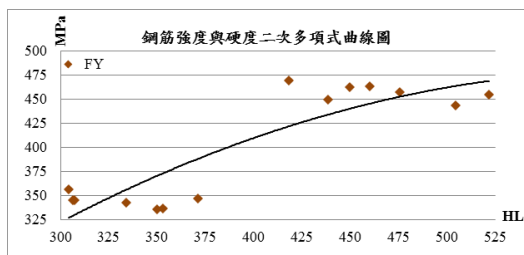


圖 2 鋼筋強度與硬度之關係曲線

2.6 鋼筋腐蝕電位及腐蝕電流

腐蝕電流係量測混凝土之比電阻及鋼筋的極化電阻，據此推算鋼筋瞬間腐蝕電流，推估腐蝕速率，腐蝕電流量測是指瞬間情況，由於環境變遷等因素，目前用於長期壽命評估尚無法獲得滿意結果。

腐蝕電位係於無外加電流時，金屬達到穩定腐蝕狀態時所測得的電位。根據規範 ASTM C876 腐蝕電位與預測內部鋼筋腐蝕程度之關係，當以硫酸銅溶

液為電解液，腐蝕電位在-350 mV 以下時，視作此區域鋼筋腐蝕之潛能達 90 % 以上，而腐蝕電位在-200 mV 以上時，則此區域之鋼筋可視作幾乎沒有腐

蝕發生。

但由於腐蝕電位量測是指量測當時的情況，不同環境下量測差異甚大，因此用於長期壽命評估尚力有未逮。

三、微振動量測與載重試驗

3.1 微振動量測

微振動（ambient vibration）法主要利用橋梁週邊環境對橋梁作用所產生振動，例如：自然風力與地盤振動產生的微小振動。將微振視為隨機振動，由於不需激振方法，因此經常用於識別橋梁的系統動力特性。

微振動法之檢測原理如圖 3 所示，首先利用數個感測器（sensor）同步量測橋梁的微振訊號，並將訊號傳至訊號集錄器，由於橋梁長度可能相當長，因此需要分成數區段進行量測，在每次量測過程中，須維持一個感測器不變動，作為修正使用。取得微振訊號後，配合適當的系統數學模式，再選取適當的識別理論，將可決定橋梁系統的振動特性，諸如振態頻率（model frequency）、振態阻尼比（damping ratio）及振態形狀（mode shape）等。取得結構動力參數後，可作為後續數值分析時修正數值模型之依據。

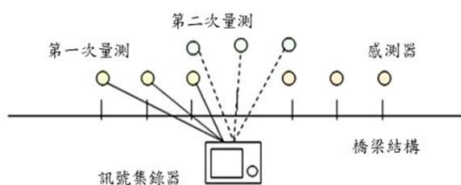


圖 3 微振動法檢測原理

3.2 載重試驗

橋梁上部結構大梁之載重試驗主要為量測大梁受車輛載重時之撓度狀況，可包含撓曲變位及應變，撓度量測數據用於回饋修正結構數值分析模型之參數。

量測點配置如圖 4 所示，於施測大梁之跨中處設置撓度觀測點，並於各荷載加載前、中與後期分別進行量測各觀測點之撓度值，若觀測點於加載過程中因車輛影響無法施測時，則不予量測該次數數據，施作流程如圖 5 所示。

撓曲位移量測通常採用非接觸式方法，包含光學數位格點法、雷達波量測法...等，其中雷達波量測法亦可對橋梁上部結構的變形進行監測。

於橋面下方或橋墩處安裝遠距微波雷達系統，如圖 6，本系統屬於遠距離、非接觸式的位移量測系統，可用於量測大梁於車輛通過時之多點動態撓度變化，位移量測精度可達 0.01-0.1 mm，最高測點數量為 128 點。現地量測時，必須先調整天線之角度，使天線訊噪比反應能延伸至最遠的範圍。

圖 7 為運用於橋梁監測，如無可用之不動點，可將儀器固定於橋墩上，亦即假設橋墩變形極微小可忽略，進行大

梁撓度監測。

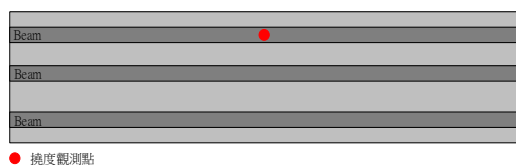


圖 4 橋梁撓度觀測點配置示意圖

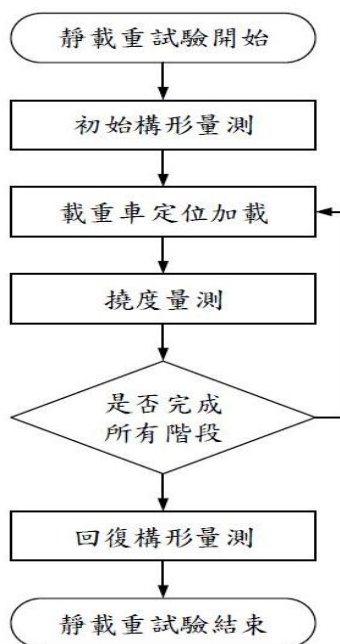


圖 5 靜載重施作流程圖



圖 6 雷達系統儀器



圖 7 遠距微波雷達系統量測示意圖

四、有限元素分析

有限元素法分析是一種全面且多功能的結構分析模擬方法，目前已廣泛應用於土木工程的分析、設計與施工模擬等。本研究採用有限元素法模擬大梁損傷情形，依據現場目視檢測及儀器檢測結果，結合材料老劣化之強度折減理論對構件之現有撓曲剛度(EI)進行評估，然後再代入整體橋梁有限元素分析模型中，整體概念

如圖 8 所示。

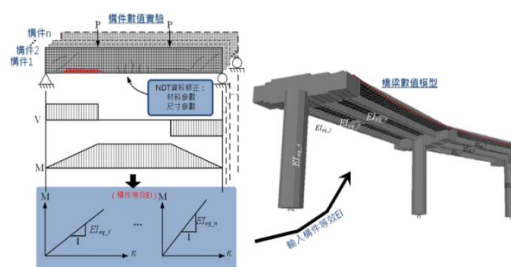


圖 8 橋梁數值模型實體展示圖

數值模擬分析採用 SAP2000 有限元素分析商用軟體，並且套用多步驟靜力分析模組(Multi-step static analysis)進行虛擬試驗，並依據現地檢測結果與竣工圖所載明之橋體幾何尺寸與邊界條件建立橋體模型。

模型中主要以剛架元素(frame element) 模擬主梁、中隔梁及端隔梁構件，以殼元素(shell element)模擬橋面板，並以殼元素連結梁元素以模擬橋梁之整體行為，使車輛載重所造成之梁變形可經由橋面板傳遞至大梁整體結構，正確評估各大梁元素於載重下的反

應值。

分析時採用結構小變形之假設理論，所有材料為線彈性變形，因此可以針對不同車輛位置進行多步驟線性靜態分析。在橋梁狀態為穩健的假設條件下，本分析僅進行橋梁在線彈性範圍內之分析，並檢核大梁撓度變形是否符合橋梁設計規範之規定。

此外，利用已建立的數值模型進行模態分析，分析結果與微振動量測數據做比對，亦可調校數值分析模型之參數，並確認數值模型之準確性。

五、橋梁上部結構承載能力評估法

5.1 AASHTO 承載力評估法

對於公路橋梁上部結構進行分析計算評估其承載能力時，需先計算各控制構件或可能控制構件之斷面承載能力評估係數 RF (Rating Factor)，再將各構件之 RF 值乘以評估時所採用之評估活載重，即可推估各構件所能承載之容許活載重。至於整體橋梁允許通過之活載重，則由橋梁構件中容許活載重之最小值控制。

目前國內工程界最常用的載重評估方式為美國 AASHTO 於 1989 年制定之橋梁承載力評估公式^[12]：

$$RF = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L (1 + I)} \quad (1)$$

其中

RF ：承載力評估係數

ϕ ：強度折減因數

R_n ：橋梁或各構件之標稱承載力

D ：靜載重效應

L ：活載重效應(含活載重折減因數)

I ：衝擊係數

γ_D ：靜載重因數

γ_L ：活載重因數

上部結構承載力評估之關鍵步驟為決定靜載重及活載重之相關因數與斷面強度折減因數。

考量交通狀況對活載重因數有不同的數值，平均每日貨車流量越大活載重因數越高，最大為 1.8，而靜載重之載重因數均取 1.2。衝擊係數 I 則考量鋪面狀況給予不同值，以反映車輛行進時的動態衝擊放大效應，最大值為 0.3。

另可考量橋面車道數的活載重折減因數，因同一斷面所有車道同時有車輛行駛其上的發生機率較低，故車道數越多，活載重折減值越大，最大於四車道時可折減至 0.7。

目前國內考量活載重效應均依據「公路橋梁設計規範」中公路載重之規定^[15]，一般均採用 HS20-44 載重，國道公路橋梁加計 25% 之超載，省市重要道路則加計 30% 之超載。斷面強度折減因數可依橋梁損傷狀況進行折減，決定強度折減因數 ϕ 。上述載重因數與強度折減因數參見 AASHTO 手冊之列表^[12]。

5.2 AREMA 承载力評估法

目前國內尚未有針對鐵路橋梁上部結構進行分析計算評估其承載能力之案例，考量我國鐵路橋梁設計規範主要參考美國 AREMA 訂定，因此，本研究參考 AREMA 第二冊第八章第 19 節 (Rating of Existing Concrete Bridges) 之規定^[13]，評估混凝土鐵路橋梁上部結構之承載能力係數 RF。

AREMA 自 2006 年開始制定既有鐵路橋梁承载力評估公式，包含標準係數 LFN (Normal Rating for Load Factor Rating) 及最大係數 LFM (Maximum Rating for Load Factor Rating)。標準係數係指使用列車平均行駛速度設計，取 65 km/h；最大係數係指使用列車最大行駛速度設計，取 130 km/h，其評估公式分別如下：

$$LFN = \frac{\phi S_N - 1.1D}{1.3 \times \frac{5}{3}(L + I)} \quad (\text{平均速度}) \quad (2a)$$

$$LFM = \frac{\phi S_N - 1.1D}{1.3(L + I)} \quad (\text{最大速度}) \quad (2b)$$

其中

ϕ : 強度折減因數

S_N : 構件之斷面標稱承载力

D : 靜載重效應

L : 活載重效應

I : 衝擊效應

依據 AREMA 第二冊第八章第 2 節 Reinforced Concrete Design 之規定，計算彎矩斷面強度時，強度折減因數 ϕ 取 0.95；計算剪力斷面強度時，強度折減因數 ϕ 取 0.9。有關衝擊係數之規定，我國鐵路橋梁設計規範係依據日本「鐵道構造物等設計標準・同解說」訂定^[14]。對於承載單股道之混凝土鐵路橋梁，其主梁所用之設計衝擊係數 I_0 可採：

$$I_0 = K_a \cdot \alpha + \frac{10}{65 + L_I} \leq 0.6 \quad (3)$$

其中

K_a : 依列車活載重類別等條件訂定之係數，通常為 1.0。

α : 速度參數， $\alpha = \frac{V}{7.2n \times L_I}$ ，式

中 V 為橋梁設計行車速度 (km/h)

L_I : 簡支梁之跨距

N : 結構之基本自然振動頻率

(Hz)， $n = \frac{\pi}{2L_I^2} \times \sqrt{\frac{EIg}{D}}$ ，式

中 g 為重力加速度； D 為單位長度之靜載重。

承載雙股道之鐵路橋梁所用之設計衝擊係數，可採用承載單股道主梁之設計衝擊係數，乘以下列所示之折減係數 β ：

$$\beta = \begin{cases} 1 - L_I / 200 & L_I \leq 80 \text{ m} \\ 0.6 & L_I > 80 \text{ m} \end{cases} \quad (4)$$

六、試驗橋梁承載能力評估

6.1 試驗橋梁選取背景

本研究分別自鄉道、省道及鐵道中各選取一座損傷相對嚴重之橋梁，作為載重試驗與非破壞性檢測之標的橋梁。

鄉道與省道之公路橋梁係由台灣橋梁管理系統中有記載大梁損傷等級達 D=2 或 3 之橋梁中篩選。

由於撓曲變形量遠大於剪力變形量，因此篩選原則訂為：大梁損傷程度占全斷面之比例較高，以及損傷位置位於產生較大撓度區域；鐵路橋梁則由臺鐵局建議。

本研究最終挑選出之三座試驗橋梁，其上部結構均為單跨簡支混凝土梁，結構力學行為相對簡單，因此，三座橋經現地載重試驗與非破壞性檢測結果所建立之數值模型，可互相比對其差異值之大小，並判斷合理性。

6.2 試驗 1 號橋

6.2.1 橋梁基本資料

橋齡：34 年。

跨徑配置：5@40 m=200 m

上部結構：預力混凝土簡支梁，主梁 I 型斷面，共 2 支

橋面淨寬：4.9 m

檢測資料：沒有竣工圖、大梁灌漿不實、鋼筋腐蝕

本橋為公路橋梁，依據第 6.1 節之選橋原則，經現場目視檢測，挑選一跨損傷最為嚴重之橋跨作為非破壞性檢測與載重試驗之試驗橋跨，同時再挑選另一橋跨做為對照橋跨。本橋試驗橋跨之大梁有一處混凝土明顯剝落且鋼筋外露，對照橋跨則無明顯損傷。

由於無法取得本橋之竣工圖，本研究乃參考公路總局民國 80 年 12 月編訂之橋梁工程標準圖，挑選一套與本橋最為接近之橋梁設計圖。試驗 1 號橋橋長 40 m，參考公路總局橋長 40 m 之預力梁標準斷面圖，並於現場量測大梁輪廓，其結果相符，另車道寬為 4.9 m，僅可行駛單車道，結構斷面包含兩支大梁，均屬外縱梁，經檢核所負擔之輪重與標準斷面圖之外縱梁相近，因此，可參考公路總局標準斷面圖及其配筋，作為分析檢核之基本資料。橋梁結構斷面及預力配置見圖 9 至圖 11。

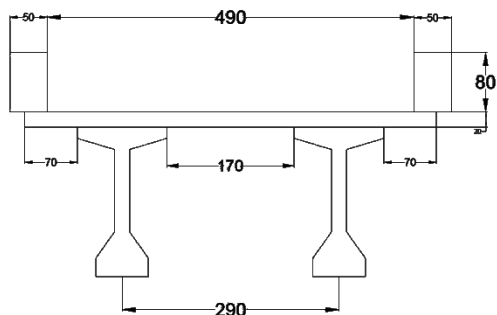


圖 9 試驗 1 號橋上部結構斷面圖

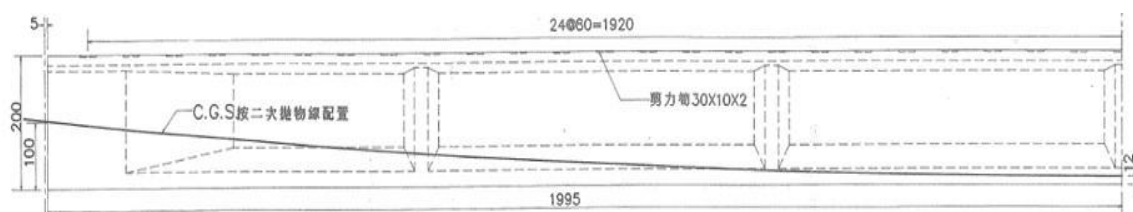


圖 10 試驗 1 號橋大梁預力配置圖

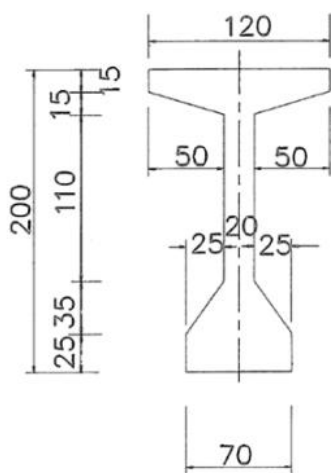


圖 11 試驗 1 號橋大梁斷面圖

6.2.2 非破壞性儀器檢測成果

由於本橋所在場址為環境腐蝕因子不強之區域，經現場目視檢測後，本橋非破壞檢測項目包含：混凝土敲擊回音及反彈錘試驗、鋼筋腐蝕電位及鋼筋

強度檢測等。檢測成果說明如后：

(1) 混凝土敲擊回音

大梁混凝土保護層與鋼筋之間無明顯剝離，因此分析之斷面慣性矩 I 值不折減。

(2) 混凝土反彈錘試驗

以混凝土反彈錘試驗結果估算大梁混凝土抗壓強度，其值為 292 kgf/cm^2 。

(3) 鋼筋腐蝕電位

針對試驗跨中大梁混凝土保護層明顯剝落且鋼筋外露處進行鋼筋腐蝕電位檢測，結果顯示混凝土包覆處腐蝕電位差異低，腐蝕機率低，外露處則腐蝕進行中，但腐蝕緩慢。鋼鍵亦無腐蝕跡象，研判應是施工不良造成混凝土保護層剝落。

(4) 鋼筋強度

將混凝土內之鋼筋表面稍微磨平後，進行硬度檢測。檢測結果判斷大梁主筋為 SD420 鋼筋，箍筋為 SD280 鋼筋。

6.2.3 微振動量測

以上部結構而言，主梁撓曲變形主要發生於垂直向，即重力方向，因此微振量測以取得橋梁垂直向振動頻率為主要目的，振動頻率與大梁撓曲剛性及質量有關，橋梁橫向及縱向振動頻率則主要由橋墩勁度控制，不為本研究之重點。

本研究微振動量測採用三軸向速度計共 5 組(V1~V5)，裝置於橋面兩端伸縮縫及橋長四分點上，配置圖如圖 12 所示，取樣頻率為 1 kHz，取樣時間約 900 秒。量測資料經系統識別後，試驗跨前三振動模態如圖 13，其頻率與阻尼比見表 1。對照跨微振動量測結果幾乎與試驗跨相同，顯示試驗跨大梁部分損傷不影響橋梁動力反應。

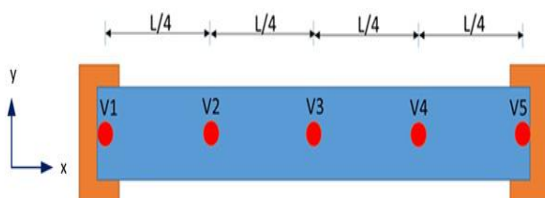
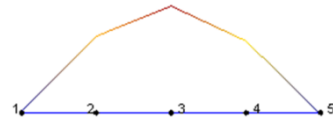
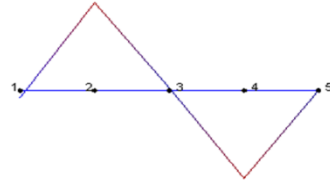


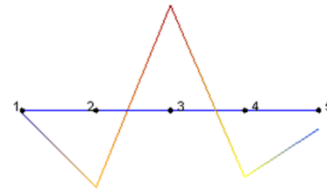
圖 12 微振量測儀器配置圖



第一模態



第二模態



第三模態

圖 13 試驗 1 號橋實驗量測振動模態

表 1 試驗 1 號橋主要模態頻率與阻尼比

模態	頻率(Hz)	阻尼比(%)
1	2.98	1.24
2	10.80	1.11
3	22.34	1.60

6.2.4 載重試驗

本橋現地載重試驗使用兩輛貨車，分別為 21.22 噸重及 15.1 噸重，使其最重之後輪分別輪流停駐於橋跨中心線，藉以量測大梁垂直向變位與撓曲變形。兩輛貨車載重位置如圖 14 所示。

另外，本橋載重試驗於白天進行，為配合當地居民及運採砂石車交通之便，採每半小時放行車輛一次，為此影

響載重試驗進度，故最終僅取得一組實驗數據，中點量測變位為 5 mm。

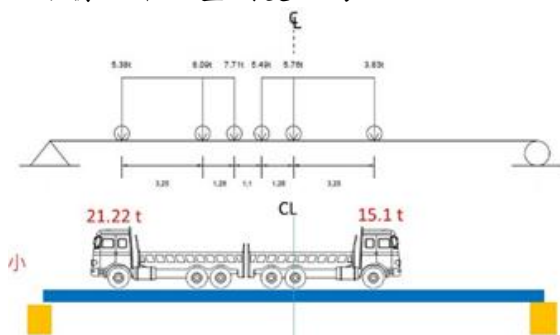


圖 14 試驗 1 號橋貨車載重圖

6.2.5 有限元素分析

依據現場量測本橋上部結構輪廓，配合結構非破壞檢測成果，同時參考公路總局橋長 40 m 之預力梁標準設計圖，支承間距取 39.2 m，以 SAP2000 建立之數值分析模型如圖 15。本數值分析結果將與微振動量測與載重試驗結果進行比對，因此大梁以合成斷面建置，即包含預力混凝土梁(含鋼鍵及主筋)、橋面板及胸牆，如圖 16。

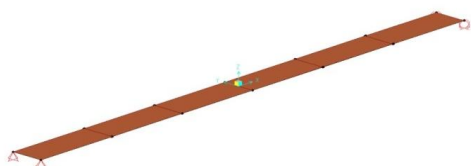


圖 15 試驗 1 號橋數值分析模型

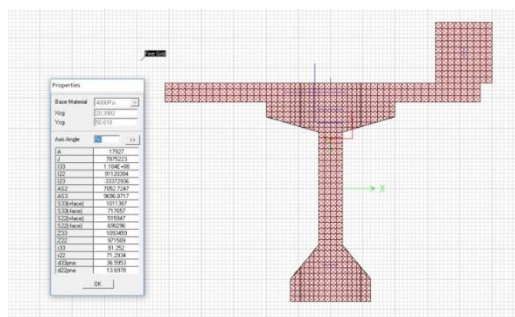


圖 16 試驗 1 號橋合成梁斷面圖

6.2.5.1 載重試驗之大梁撓度分析

以數值分析模型進行貨車載重分析，如圖 14，鋼筋、鋼鍵及混凝土之彈性模數均使用公路橋梁設計規範^[15]之建議值，其中混凝土彈性模數以現地量測混凝土抗壓強度估算，分析得中點垂直變位為 6.86 mm，明顯大於量測值 37.2%，顯示撓曲剛性偏低，因此以混凝土抗壓強度 1.3 倍，即 380 kgf/cm²，計算混凝土彈性模數，重新分析結果，中點垂直變位降為 5.86 mm，與實驗量測值較相近，誤差 17.2%。

6.2.5.2 大梁振動頻率分析

以數值分析模型進行模態分析求取結構自然振動頻率及模態，其中混凝土彈性模數同前述第 6.2.5.1 節，分別以現地量測混凝土抗壓強度值及 1.3 倍值估算之彈性模數分析，其結果見表 2。

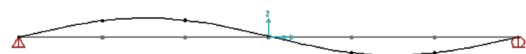
經與現地微振量測結果相較，若以現地混凝土抗壓強度量測值模擬，第二模態頻率之差異值最小，但第一模態頻率偏小且差異值較大，通常第一模態重要性遠大於第二與第三模態。若以混凝土抗壓強度 1.3 倍分析，則第一模態頻率幾乎吻合，第二模態頻率分析值略高於實驗值，第三模態頻率分析值與實驗值差異最大，此分析結果尚屬合理。圖 17 顯示模態分析結果之第一模態至第三模態，與實驗結果所得之振型相吻合。

表 2 試驗 1 號橋振態頻率比較

模態	實驗頻率 (Hz)	分析頻率 $f'_c = 292 \text{ kgf/cm}^2$ (Hz)	誤差 (%)	分析頻率 $f'_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ (Hz)	誤差 (%)
1	2.98	2.82	5.3	3.01	1.0
2	10.8	11.28	4.4	12.04	11.5
3	22.34	25.24	12.0	26.95	20.6



第一模態



第二模態



第三模態

圖 17 試驗 1 號橋數值分析之振動模態

0.7。控制斷面之靜載重(D)與活載重(L)效應，以及標稱強度(R_n)詳見表 3，依據式(1)計算得承载力評估係數(RF)均大於 1，顯示本橋承载力仍符合需求。

表 3 試驗 1 號橋承载力評估

斷面力	彎矩(tf-m)	剪力(tf)
控制位置	梁中點	梁端點
D	718	69.8
L	307	32.8
R_n	2564	450
RF	1.67	3.88

6.2.6 橋梁承载力評估

採用第 5.1 節 AASHTO 承载力評估法，分別就彎矩與剪力控制斷面計算大梁承载力評估係數 RF 值，以 HS20-44 貨車加計 30%之超載為活載重，依據 AASHTO 手冊，考量本橋位處山區，屬於低交通量及無執行超載限制，活載重之載重因數取 1.65，且為單車道故不折減載重因數，經現場目視檢測橋面鋪面稍有磨損，但仍符合設計需求，因此衝擊係數 I 取 0.1。結構型式為簡支橋，定期辦理仔細檢查與嚴格執行維修，為保守計，強度折減因數取為

6.3 試驗 2 號橋

6.3.1 橋梁基本資料

橋齡：27 年

跨徑配置：15@19.8 m=297 m

上部結構：預力混凝土簡支梁，主梁箱型斷面，共 4 支

橋面淨寬：10.35 m

檢測資料：有竣工圖、因鋼筋腐蝕造成保護層剝落

本橋為鐵路橋梁，同前所述，經現場目視檢測，挑選一橋跨作為試驗跨，大梁有多處明顯因腐蝕產生的混凝土開裂與剝離，另一橋跨作為對照跨，外觀損傷程度較低。本橋梁上部結構斷面

及預力配置見圖 18 及圖 19，主梁斷面包含四支預鑄預力箱型梁，吊裝完成後，四支箱型梁間空隙以水泥砂漿填

縫，再施築場鑄混凝土與橋面板結構合為一體，因此可視為合成斷面。

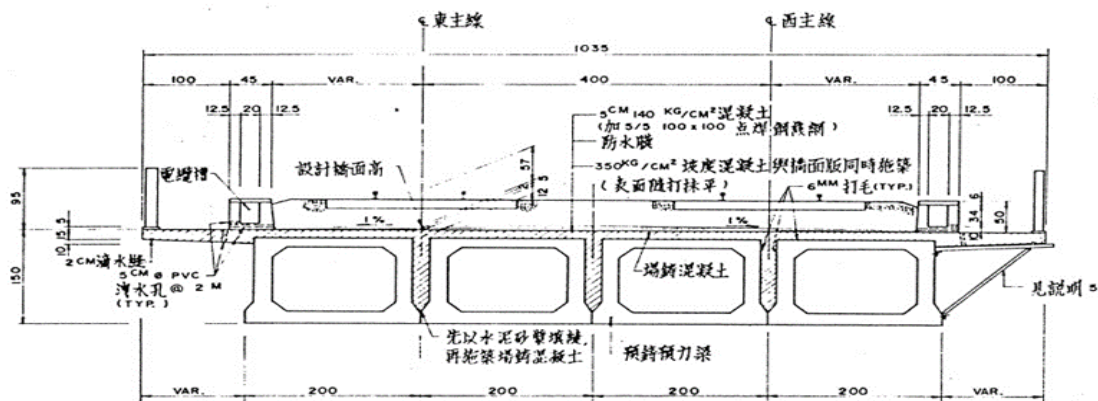


圖 18 大梁標準斷面圖

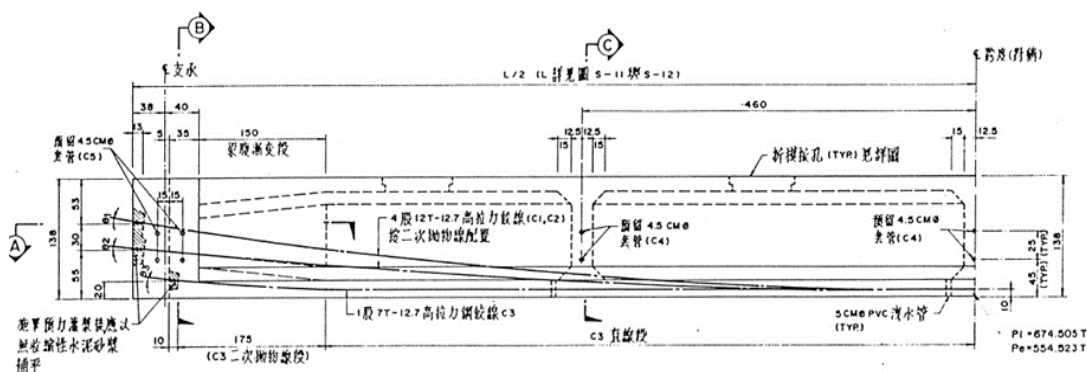


圖 19 大梁預力鋼鍵配置立面圖

6.3.2 非破壞性儀器檢測成果

本橋靠近河川出海口，為環境腐蝕因子較強區域，經現場目視檢測後，本橋非破壞檢測項目包含：混凝土敲擊回音及反彈錘試驗、混凝土中性化深度檢測及氯離子含量檢測、鋼筋腐蝕電位及鋼筋強度檢測等。檢測成果說明如后：

(1) 混凝土敲擊回音

大梁預力套管與混凝土間無明顯剝離，鋼鍵無腐蝕跡象。下層底板混凝土保護層大量剝落、鋼筋外露腐蝕嚴重，依據本橋竣工圖，大梁底板保護層設計為 2.5 cm，現場目視多數不足 2.5 cm，研判因混凝土保護層厚度不足，鋼筋腐蝕膨脹，導致混凝土保護層剝落。因此，分析時忽略底層鋼筋，且大梁斷

面積不考慮底層保護層。

(2) 混凝土反彈錘試驗

以混凝土反彈錘試驗結果估算大梁混凝土抗壓強度，其值為 354 kgf/cm^2 。

(3) 混凝土中性化深度及氯離子含量檢測

在儘量不傷及結構體情況下，以電鑽於箱梁兩側，即迎風面及背風面，各鑽取深入 3 cm 以收集混凝土粉末，以酚酞指示劑檢測中性化深度，並收集粉末用以檢測氯離子含量。檢測結果顯示大梁混凝土之中性化深度均小於 3 cm，大梁混凝土仍具不透水性。同時顯示大梁表面有氯離子附著及侵入跡象，應是造成鋼筋腐蝕最主要原因。

(4) 鋼筋腐蝕電位

箱梁底部鋼筋外露處，以硫酸銅溶液為參考電極，腐蝕電位大多與參考電極差異達 -350 mv，另箱梁底部表面有環氧樹脂塗層處之電位差，與參考電極差異值亦達 -200 mv 以上，顯示所量測鋼筋外部雖有環氧樹脂包覆，腐蝕機率依然甚高。

(5) 鋼筋強度

依據鋼筋硬度檢測結果，判斷大梁鋼筋為 SD280 鋼筋。

6.3.3 載重試驗

載重試驗採用台鐵維修車輛進行，車輛總重 23 噸。維修車輛分別停止於橋跨 1/4、1/2、3/4 處，用以量測大梁中點撓度，撓度量測採用兩種方式施測，分別為線性位移計與雷達測距系統，線性位移計裝設於外梁(LVDT1)與內梁(LVDT2)中點處，如圖 20，雷達測距系統則僅裝設於外梁，如圖 21。試驗

結果顯示試驗跨與對照跨在相同載重下，不論外梁或內梁，所量測撓度均非常接近，惟試驗跨撓度值略微大於對照跨。後續與分析值比對時，僅討論試驗跨。

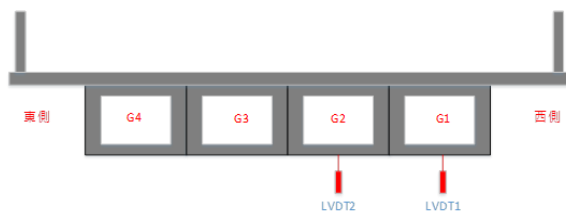


圖 20 大梁撓度量測位置示意圖



圖 21 雷達測距系統量測

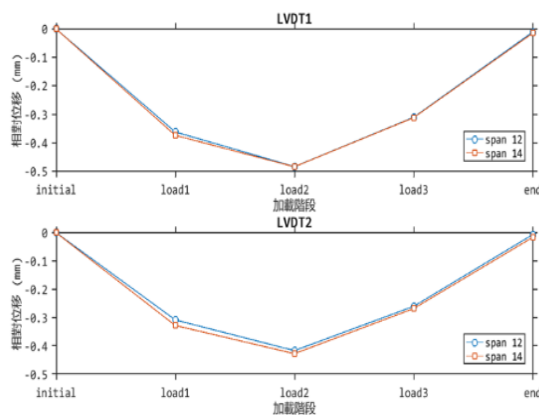


圖 22 靜載重大梁撓度量測值比較
(紅線為試驗跨，藍線為對照跨)

6.3.4 有限元素分析

依據本橋竣工圖，再配合前述結構非破壞檢測成果，以 SAP2000 建立之數值分析模型如圖 23，上部結構合成梁斷面如圖 24，鋼筋、鋼鍵及混凝土之彈性模數均使用規範建議值，其中混凝土彈性模數以現地量測混凝土抗壓強度估算。

以數值分析模型進行靜載重分析，分析所得外梁與內梁之中點位移與試驗量測值比較分別見表 4 及表 5，當採用前述已建立之數值分析模型進行載重分析，可發現分析值明顯大於實驗量測值，且誤差百分比過大，顯示撓曲剛性偏低，因此，同試驗 1 號橋，以混

凝土抗壓強度 1.3 倍，即 460 kgf/cm^2 ，計算混凝土彈性模數，重新分析結果，變位值明顯下降，與實驗量測值相近，特別是外梁中點位移，差異值均降至 1% 以下。



圖 23 試驗 2 號數值分析模型

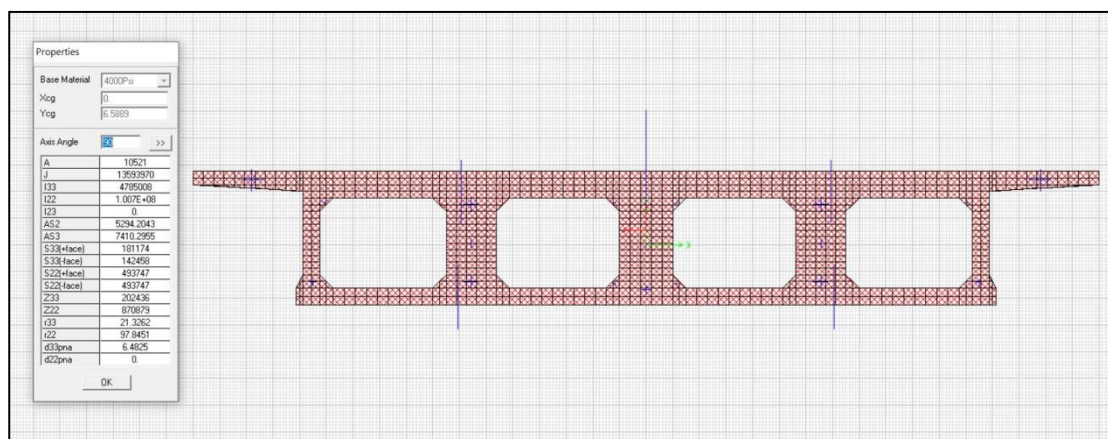


圖 24 試驗 2 號合成梁斷面圖

表 4 外梁中點位移比較

載重位置	實驗量測 mm	數值分析 $f'_c = 354 \text{ kgf/cm}^2$		數值分析 $f'_c = 460 \text{ kgf/cm}^2$	
		mm	誤差%	mm	誤差%
1/4 橋跨	0.3739	0.4237	13.3%	0.3734	0.1%
1/2 橋跨	0.4843	0.5537	14.3%	0.4877	0.7%
3/4 橋跨	0.3118	0.3508	12.5%	0.3089	0.9%

表 5 內梁中點位移比較

載重位置	實驗量測 mm	數值分析 $f'_c = 354 \text{ kgf/cm}^2$		數值分析 $f'_c = 460 \text{ kgf/cm}^2$	
		mm	誤差%	mm	誤差%
1/4 橋跨	0.3274	0.3995	22.0%	0.3522	7.6%
1/2 橋跨	0.4269	0.5186	21.4%	0.4568	7.0%
3/4 橋跨	0.2677	0.3317	23.9%	0.2924	9.2%

6.3.5 橋梁承载力評估

本橋依據國內鐵路橋梁設計規範^[16]之一般鐵路特甲級線所使用列車活載重 KS-18 進行結構分析，兩輛標準 KS-18 機車分別由橋兩端駛入，分析求得梁全長斷面剪力及彎矩包絡線，並求得梁中點之最大位移量。

以前述混凝土抗壓強度 1.3 倍估算混凝土彈性模數之數值模型，分析所得梁中點最大位移為 7.92 mm，小於規範規定值 24.0 mm，因此，本鐵路橋活載重產生之最大撓度仍可符合規範規定。

採用第 5.2 節美國 AREMA 承载力評估法，就彎矩與剪力控制斷面計算大梁承载力評估係數 LFN 及 LFM 值。彎矩與剪力控制斷面分別位於梁中點與端點，其靜載重(D)效應、活載重(L)效應、衝擊係數(I_0)、衝擊效應(I)與斷面標稱承载力見表 6，因本橋承载雙股道活載重，故衝擊係數可予以折減，折減係數 β 為 0.901。雖本橋大梁底部混凝土保護層剝落及鋼筋腐蝕嚴重，但依據式(2)計算得承载力評估係數值(LFN 及 LFM)均大於 1，顯示本橋承载力仍符合需求。

表 6 試驗 2 號橋承载力評估

斷面力	彎矩(tf-m)	剪力(tf)
控制位置	梁中點	梁端點
D	1219	199
L	1084	208
$I_0(\text{LFN/LFM})$	0.2/0.3	0.2/0.3
$I(\text{LFN/LFM})$	195/293	37/56
S_n	5747	1379
LFN	1.48	1.92
LFM	2.30	2.97

6.4 試驗 3 號橋

6.4.1 橋梁基本資料

橋齡：27 年。

跨徑配置：13@30 m=390 m

上部結構：預力混凝土簡支梁，主梁 U 型斷面，共 3 支

橋面淨寬：7.5 m

檢測資料：有竣工圖、混凝土孔洞、鋼筋腐蝕

本橋為公路橋梁，同前所述，初勘時經現場目視檢測，挑選一橋跨作為試驗跨，大梁底部有局部孔洞，明顯可見預力套管，另一橋跨作為對照跨，外觀損傷程度較低。本橋梁上部結構斷面及預力配置見圖 25 及圖 26，主梁斷面包

含三支預鑄預力 U 型梁，吊裝完成後，再施築場鑄混凝土與橋面板結構合為一體，因此可視為合成斷面。

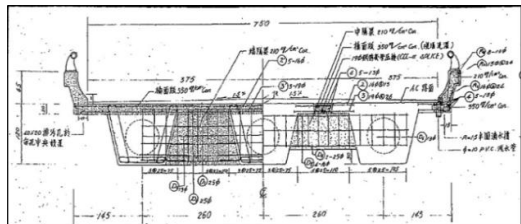


圖 25 U 型梁橫斷面圖

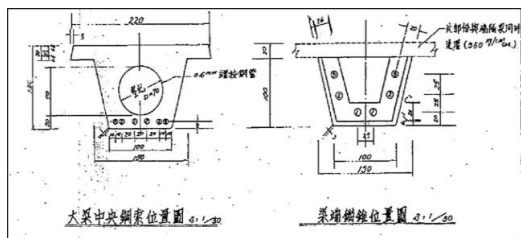


圖 26 大梁中央鋼索及梁端錨碇位置圖

6.4.2 非破壞性儀器檢測成果

本橋位址為環境腐蝕因子不強區域，且現場試驗前，橋梁主管單位已將混凝土孔洞修復完成，無外露鋼筋。在不破壞結構前提下，不進行鋼筋強度檢測，因此試驗當天，本橋非破壞檢測項目包含：混凝土反彈錘試驗、混凝土中性化深度檢測及氯離子含量檢測等。檢測成果說明如后：

(1) 混凝土反彈錘試驗

以混凝土反彈錘試驗結果估算大梁混凝土抗壓強度，其值為 480 kgf/cm^2 - 530 kgf/cm^2 ，品質相當良好。

(2) 混凝土中性化深度及氯離子含量檢測

檢測結果顯示大梁混凝土之中性化深度均小於 3 cm，大梁混凝土仍具良

好不透水性。氯離子含量檢測顯示大梁表面並無氯離子附著及侵入跡象。

6.4.3 微振動試驗

同試驗 1 號橋，試驗跨與對照跨之微振動試驗量測配置圖如圖 12 所示，對照跨微振動量測結果幾乎與試驗跨相同，顯示兩橋跨損傷程度之些微差異不影響橋梁整體動力反應。量測資料經系統識別後，實驗跨垂直向前三振動模態如圖 27，其頻率與阻尼比見表 7。

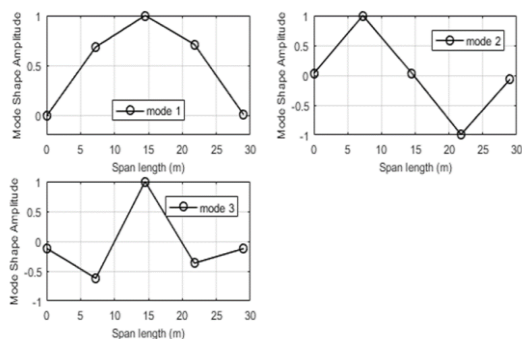


圖 27 試驗 3 號橋實驗量測之振動模態

表 7 試驗 3 號橋主要模態頻率與阻尼比

模態	頻率(Hz)	阻尼比(%)
1	2.74	1.34
2	10.11	0.75
3	22.23	1.04

6.4.4 載重試驗

本橋雙向車道分屬於不同結構單元，故僅封閉南向車道進行載重試驗，北向車道維持雙向通車，因橋面配置為雙車道，故使用兩輛貨車併行於橋面，

重量分別為 22.98 噸與 22.52 噸。同試驗 2 號橋，採用雷達測距系統量測大梁撓度，兩輛貨車分別併行停止於四分跨處，用以量測內梁之中點撓度。由於對照跨量測結果與實驗跨相近，因此後續與分析值比對時，僅討論試驗橋跨。

6.4.5 有限元素分析

依據本橋竣工圖，再配合前述結構非破壞檢測成果，以 SAP2000 建立之數值分析模型如圖 28，本數值分析結果將與微振動量測與載重試驗結果進行比對，因此大梁以合成斷面建置，即包含預力混凝土梁(含鋼鍵及主筋)、橋面

板及胸牆，如圖 29。

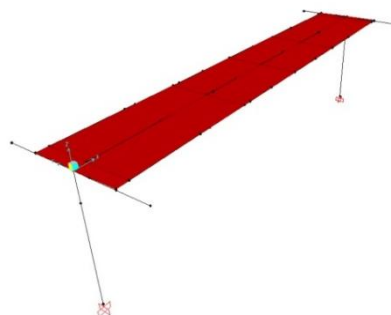
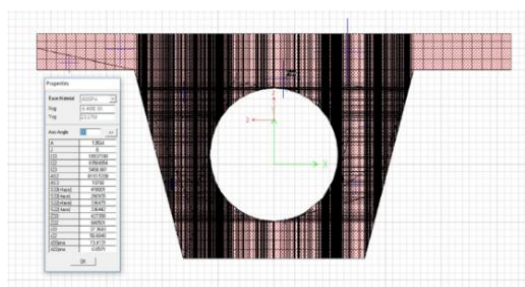
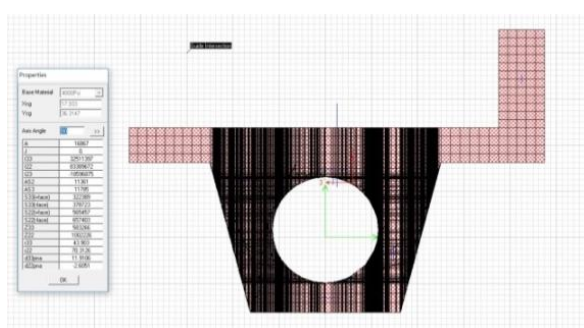


圖 28 試驗 3 號橋數值分析模型



(a) 內梁



(b) 外梁

圖 29 試驗 3 號橋合成梁斷面

6.4.5.1 載重試驗之大梁撓度分析

以數值分析模型進行貨車載重分析，如圖 30，鋼筋、鋼鍵及混凝土之彈性模數均使用設計規範之建議值，其中混凝土彈性模數初步以現地量測混凝土抗壓強度中間值 500 kgf/cm^2 估算。

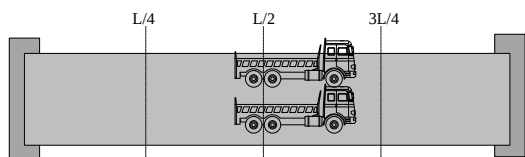


圖 30 試驗 3 號橋貨車於 1/2 橋跨處

數值分析所得梁中點垂直變位與實驗量測比較，見表 8，可發現分析值明顯小於量測值，顯示撓曲剛性偏高，與試驗 1 號橋與 2 號橋結果不同。由於在非破壞性檢測前本橋甫完成混凝土孔洞修復，現地目視可見混凝土表面相當光滑平整，因此推測該修復結果影響混凝土反彈錘試驗，本研究再以原混凝土抗壓強度設計值 350 kgf/cm^2 進行分析，分析值反而大於實驗量測值，見表 8，顯示低估彈性模數，不符合實際結

構體通例，即通常結構體之實際混凝土抗壓強度高於設計值。因此，參考試驗 1 號橋與 2 號橋之數值分析結果，再以原設計混凝土抗壓強度值 1.3 倍，即 455 kgf/cm^2 ，重新分析結果見表 8，由於彈性模數提高，變位值下降，與實驗量測值最為相近，其差異值降至 2% 以下。

6.4.5.2 大梁振動頻率分析

以上述數值分析模型進行模態分析求取結構自然振動頻率及模態，分別以設計混凝土抗壓強度及 1.3 倍值估算之混凝土彈性模數分析，其結果見表

9。經與現地微振量測結果相較，以設計值估算彈性模數分析的第一模態頻率較小，差異值僅 4%，且第二與第三模態頻率之差異值亦低，但考量第一模態重要性遠大於第二與第三模態。若以混凝土抗壓強度 1.3 倍估算彈性模數作分析，則第一模態頻率較大，但差異值降低為 2.5%，第二模態與第三模態頻率分析值均高於實驗值，此分析結果尚屬合理。圖 31 顯示模態分析結果之第一模態至第三模態，與實驗結果所得之振型相吻合。

表 8 試驗 3 號橋梁中點位移比較

載重位置	實驗量測 mm	數值分析 $f'_c = 500 \text{ kgf/cm}^2$		數值分析 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$		數值分析 $f'_c = 455 \text{ kgf/cm}^2$	
		mm	誤差%	mm	誤差%	mm	誤差%
1/4 橋跨	6.24	6.05	3.0%	7.24	16.0%	6.35	1.7%
1/2 橋跨	8.77	8.48	3.3%	10.14	15.6%	8.89	1.4%
3/4 橋跨	5.57	5.42	2.8%	6.47	16.2%	5.68	1.9%

表 9 試驗 3 號橋模態頻率比較

模態	實驗量測 Hz	數值分析 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$		數值分析 $f'_c = 455 \text{ kgf/cm}^2$	
		Hz	誤差%	Hz	誤差%
1	2.74	2.63	4.0	2.81	2.5
2	10.11	10.35	2.3	11.05	9.3
3	22.23	22.73	2.2	25.35	14.0

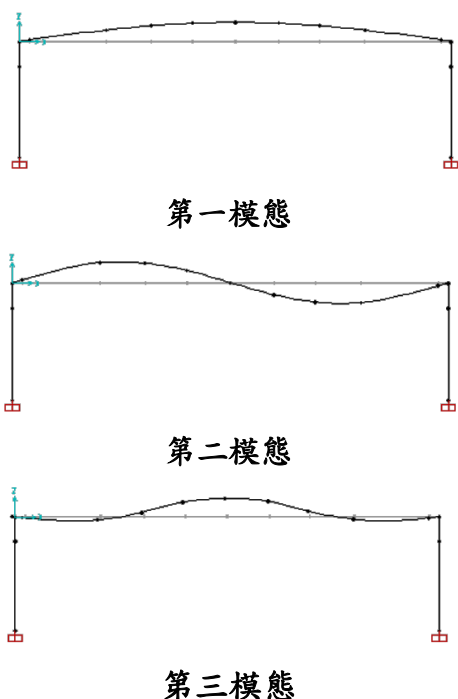


圖 31 試驗 3 號橋數值分析之振動模態

7.4.5 橋梁承载力分析

本公路橋梁以 HS20-44 貨車加計 30%之超載為活載重，分別就彎矩與剪力控制斷面計算大梁承载力評估係數 RF 值，依據美國 AASHTO 手冊，考量本橋為高交通量及執行超載限制，活載重之載重因數取 1.45，車道數為雙車道故不折減載重因數，經現場目視檢測橋面鋪面稍有磨損，但仍符合設計需求，因此衝擊係數 I 取 0.1。結構型式為簡支橋，定期辦理仔細檢查與嚴格執行維修，為保守計，強度折減因數取為 0.7。控制斷面之靜載重(D)與活載重(L)效應，以及標稱強度(R_n)詳見表 10，依據式(1)計算所得外梁及內梁之承载力評估係數值(RF)均大於 1，顯示本橋承载力仍符合需求。

表 10 試驗 3 號橋承载力評估

斷面力	外 梁		內 梁	
	彎矩(tf-m)	剪力(tf)	彎矩(tf-m)	剪力(tf)
控制位置	梁中點	梁端點	梁中點	梁端點
D	391	43.7	383	42.7
L	189	30.4	212	33.5
R_n	1228	447	1162	418.6
RF	1.30	5.38	1.05	4.53

七、結論

本研究之三座試驗橋梁，均為預力混凝土簡支橋梁。配合各橋梁所處環境與現況，進行非破壞性檢測與載重試驗。非破壞性檢測與載重試驗結果回饋做為有限元素數值分析模型之參數調

校依據。確認數值分析模型之準確性後，即可用以評估橋梁現有之載重能力。

根據混凝土反彈錘試驗所估算之混凝土抗壓強度，參考混凝土設計規範

之建議公式計算混凝土彈性模數，所建立之有限元素數值模型之分析結果，試驗 1 號與 2 號橋之撓度分析值均大於實驗量測值，為降低分析變位值，故以混凝土抗壓強度 1.3 倍估算彈性模數作分析。然而，對於試驗 3 號橋，經混凝土孔洞修補後之大梁，混凝土反彈錘試驗結果所估算之抗壓強度遠大於設計值，其撓度分析結果反而小於實驗量測值，推估大梁補修影響混凝土反彈錘試驗之準確性，因此改以混凝土設計抗壓強度為估算基準。綜合三座橋梁有限元素分析模型之調校結果，歸納得：若以混凝土檢測抗壓強度之 1.3 倍估算彈性模數，撓度分析值與實驗量測值有相當良好之擬合。

再者，試驗 1 號橋與 3 號橋之現地微振量測所得之結構自然振動頻率與模態，若以載重試驗撓度擬合最佳之數值模型進行模態分析，其第一模態頻率

與微振量測之振動頻率最為吻合，其餘較高模態分析值均高於實驗值，由於第一模態為結構動力反應最重要模態，因此數值分析結果尚屬合理。藉由結構自然振動頻率之比對，除瞭解橋梁動態反應特性外，可再確認數值分析模型之合理性與準確性。

最後，依據現地檢測結果以及調校後之數值分析模型評估橋梁上部結構承載能力，屬於公路橋梁之試驗 1 號橋與 3 號橋，採用美國 AASHTO 制定之橋梁承載力評估公式，即 RF 值；屬於鐵路橋梁之試驗 2 號橋則採用美國 AREMA 訂定之橋梁承載力評估公式，包含標準係數 LFN 及最大係數 LFM，經分別評估大梁彎矩與剪力之承載能力，三座橋梁彎矩與剪力之承載能力係數均大於 1，且剪力承載係數均大於彎矩承載係數，顯示三座橋梁目前承載能力仍符合活載重使用需求。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁檢測及補強規範」，台北，2018 年。
2. Mangat, P. S. and Molley, B. T. (1995), "Chloride Binding in Concrete Containing PFA, GBS or Silica Fume under Sea Water Exposure," Magazine of Concrete Research, Vol. 47, No. 171, pp. 129-141.
3. Florida Department of Transportation Central Structures Office, (2003), "Test and Assessment of NDT Methods for Post-Tensioning Systems in Segmental Balanced Cantilever Concrete Bridges," State of Florida Department of Transportation.
4. Highway Agency, (1999), SETRA, TRL, LCPC, Post-Tensioned Concrete Bridges, Thomas Telford Publishing, London.
5. Highway Agency, (1999), SETRA, TRL, LCPC, Post-Tensioned

- Concrete Bridges, Thomas Telford Publishing, London.
6. 王仲宇主編，「橋梁檢測方法與應用」，中國土木水利工程學會，科技圖書公司，2010 年。
 7. Ryan, T.W., et al., (2006), Bridge inspector's reference manual. Report No. FHWA NHI, pp. 03-001.
 8. Huston, D., et al., (2000), GIMA ground penetrating radar system for monitoring concrete bridge decks. *Journal of Applied Geophysics*, 43(2-4): p. 139-146.
 9. Cole, H.A., Jr. (1973), On-line Failure Detection and Damping Measurement of Aerospace Structures by Random Decrement Signatures, NASA Report CR-2205.
 10. Ulrych, T.J. and Bishop, T.N. (1975), "Maximum Entropy Spectral Analysis and Autoregressive Decomposition," *Reviews of Geophysics*, Vol. 12, pp. 183-200.
 11. Gersch, W., Liu, R. and Taoka, G.T. (1976), "Structural System Parameter Estimation by Two-Stage Least Square Method," *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, 102(15), pp. 883-899.
 12. AASHTO, (1989) "Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges." American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A.
 13. AREMA, (2016) "Manual for Railway Engineering." American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, Washington, D.C., U.S.A.
 14. 鐵道綜合技術研究所，「鐵道構造物等設計標準・同解説」，丸善株式會社，東京，2004 年。
 15. 交通部，「公路橋梁設計規範」，台北，2015 年。
 16. 交通部，「鐵路橋梁設計規範」，台北 2004 年。