

ISSN:1812-2868

臺灣公路工程

第 45 卷 第 6 期

〈每月 15 日出刊〉



TAIWAN HIGHWAY ENGINEERING

Vol. 45 No.6 Jun. 2019

交通部公路總局

中華民國 108 年 6 月 15 日



封 面 說 明

台15線1K
關渡夜景

張建智 提供



臺灣公路工程

TAIWAN HIGHWAY ENGINEERING

中華民國 41 年 11 月 11 日創刊

第 45 卷 第 6 期 目錄

本刊為中華民國 41 年 11 月 11 日創刊，至 63 年 3 月 1 日發行第 22 卷第 5 期，經合併本局發行之臺灣公路工程、養路及公路機料等三種月刊，仍以臺灣公路工程為名，於 63 年 7 月 15 日起重訂為第 1 卷第 1 期繼續發行

臺灣公路工程

發行人

陳 彥 伯

社 長

許 鈺 漳

總編輯

陳 敬 明

總幹事

李 崇 堂

編 輯

鄧文廣 陳進發

李忠璋 黃三哲

蔡宗成 何鴻文

陳松堂 薛讚添

陳營富 劉世桐

林清洲 李順成

謝哲雄 吳昭煌

江金璋 邵厚潔

顏召宜

專題研究

鋼橋螺栓接合設計與施工探討

.....李家順、張英發... (2)

實務報導

台 9 線花東公路第三期拓寬計畫執行成果評估

.....李順成、劉世桐、連奕書... (43)

鋼橋螺栓接合設計與施工探討

李家順¹、張英發²

壹、前言

鋼橋因自重輕、強度高及韌性佳等優勢，常常被應用於都市高架橋、曲線梁、大跨徑橋梁及跨河橋等。惟受限於鋼梁製作時的場地及施工機具、設備等需求，鋼構件大都先於鋼構廠內製作完成後，再配合運輸條件及車輛限制等，將鋼構分解成節塊構件，再逐一運至工地後進行地組及吊裝，完成後的鋼橋如圖 1-1 所示。



圖 1-1 鋼梁及工地現場接頭配置

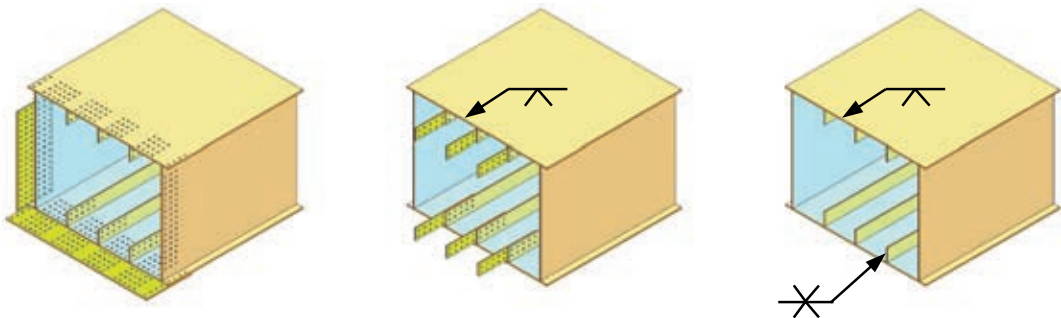
鋼橋的主要構件，包含主梁、鋼橋墩或鋼橋塔等，運至橋址處再採現場接頭方式，先於橋址附近進行地組或吊至定位，再完成整體結構安裝。因此，於鋼橋的規劃設計階段，即須配合運輸及吊裝等條件提出吊裝施工構想，同時規劃節塊的切割需求。由於節塊的切割涉及接頭數量的計算與預算編列，於設計階段即應納入考量並標示於設計圖中，可作為工地施工的依據。在節塊的分割上，通常須考量國內運輸時允許的構件重量、尺寸及運輸路線等條件，進行必要的現場接頭位置規劃。一般的節塊切割規劃，長度宜小於 15m，高度不大於 3.4m，寬度以單車道（約 3.2m）為原則，必要時可配合交維計畫申請將寬度加大至 6m。構件重量不宜大於現有「公路橋梁設計規範」的載重上限，以避免運輸時的超載而傷及既有的橋涵結構。

¹ 交通部公路總局西部濱海公路北區臨時工程處 幫工程司

² 台灣世曦工程顧問股份有限公司第一結構部 技術經理

電銲與高拉力螺栓是現今鋼結構最主要結合材料，電銲需要較多設備，且受環境及銲接人員技術所影響，大多數在工廠中進行，高拉力螺栓僅需螺栓旋緊工具，施工時受天候影響較少，較適合現場接合工作。

工地現場接頭的接合型式，依橋型、橋址環境及設計規劃，可採螺栓接合、外部銲接內部栓接或全斷面銲接方式辦理，如圖 1-2 所示。其中，工地現場接頭型式以螺栓接合方式為最容易施工且普遍被採用，而以全斷面銲接的施工困難度最高，特別是於密閉空間內銲接，須留意其施工安全。因此，近期來發展了外部銲接而內部採栓接的接合方式，但施工時須注意其施工程序，及銲接與螺栓間的相互影響。



螺栓接合外部銲接內部栓接全斷面銲接
圖 1-2 工地現場接頭接合型式示意圖

貳、接頭設計之相關規定

依「公路橋梁設計規範」第九章鋼結構第 9.1.16 續接之規定，續接可使用高強度螺栓或銲接，同時不論拉力、壓力、彎矩或剪力之續接，採用「容許應力設計法」或「強度設計法」設計應取不小於續接點之需求設計強度與設計構材強度之平均值，且不得小於設計構材強度之 75%[1]。國內鋼橋的接頭設計大都採用容許應力法，故有關接頭設計討論事項，將僅針對容許應力法進行說明，不另註明。

當現場接頭設計係採螺栓時，其注意事項應包含下列幾點：

1. 翼板及腹板之續接，其接頭每邊應至少使用兩行以上之螺栓。
2. 過大孔或槽型孔不得使用於螺栓接頭中之構材或續接板。
3. 翼板及腹板使用高強度螺栓續接設計時，應考量在鋼構架設及澆鑄或安置橋面板過程中不致發生滑動。
4. 連續跨徑橋之續接，應儘量設置於靜載重反曲點或其附近為宜。
5. 採用大於 6mm 以上填板之螺栓續接，應加額外聯結物或剪力強度作折減。

當現場接頭設計若採銲接方式辦理，依「公路橋梁設計規範」規定，銲接續接須滿足「公路橋梁設計規範」第 9.1.16 節 5.項之需求。對於受拉與受壓構材，宜採用全滲透開槽銲而少用續接板，同時工地銲接之佈置宜儘量少用仰銲。厚度不同之鋼材對銲續接時，應以不大於 1 比 5 之變化坡面，來連接不同厚度之兩板表面，如圖 2-1 所示。



圖 2-1 不同鋼板厚度對銲續接

原則上，現場接頭採銲接方式時，大都會採用全滲透開槽銲，配合其板厚而採不同的開槽方式。依國內目前常用的銲接施工標準及應注意事項，其組立施工之許可差如表 2-1 所示[2]。為達到該組立精度要求，不同的施工廠商有其因應策略。

表 2-1 組立作業工之許可差

型式	許 可 差
板對接	開槽底部之間隔：規定值±1.0mm 以下 板厚方向構材片之偏心：較薄板厚之 10% 以下，且不大於 2mm 背墊板密接度：0.5mm 以下 開槽角度：規定角度+10°，-5°
填角銲	板之密接度：1.0mm 以下

全斷面銲接施工於設計時固然可減少部分接頭設計的麻煩，但於該銲接接頭不僅施工較為困難且於密閉空間內施工，其施工安全措施更顯重要性。近年來不少鋼橋工程係採外部構件銲接（例如外側的翼板、腹板等）而內部構件採高強度螺栓栓接（簡稱外銲內栓）方式辦理（例如內部的隔板、加勁材等）。這種現場接頭方式，除可使得外部防蝕具更佳效果，整體施工也更為安全快速。惟這種外銲內栓接合，於施工時要注意施工順序及工地銲接與螺栓的交互影響，同時也要考量銲接收縮對於安裝時的拱度影響與管控，必要時亦要針對現場接頭進行有限元素法分析及影響程度探討。以

下就以臺北某鋼橋設計案之主梁現場接頭為例，進行外鉚內栓接合方式分析，其交互影響的分析模式如圖 2-2 所示。

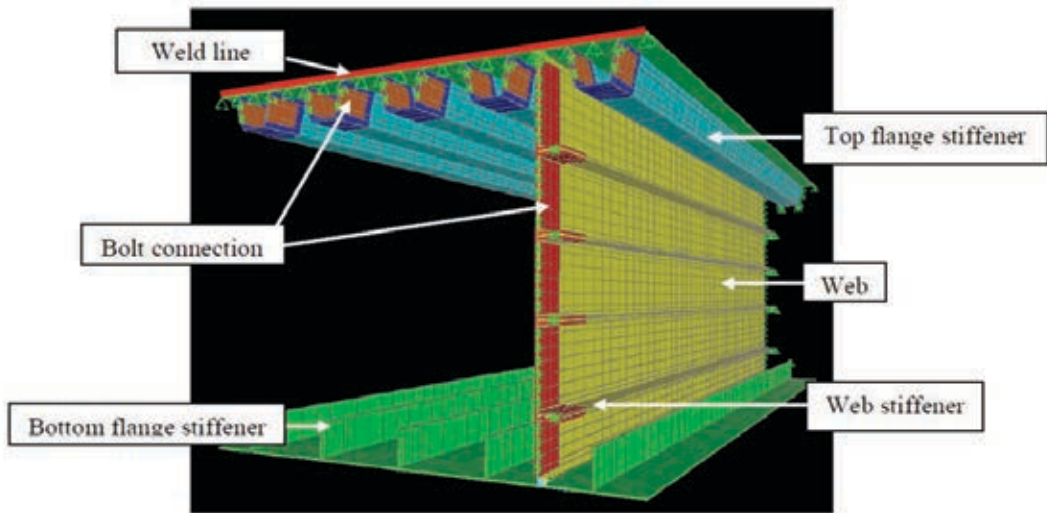


圖 2-2 接頭採外鉚內栓的交互影響分析模式

分析模式主要是探討現場接頭，當翼板採鉚接而內側腹板採螺栓栓接時，鉚接對於不同的螺栓鎖固程度的鋼板所產生不同應力程度的影響。經由有限元素法分析結果，當腹板的螺栓完全鎖固後再進行鉚接，此時近上翼板處之腹板因鉚接收縮而產生的局部應力可達 $0.68f_y$ ；當腹板的螺栓鎖固至全高度的 $4/5$ 時再鉚接時，腹板所產生的局部應力則降至 $0.4f_y$ ；當腹板下方的螺栓鎖固至全高度的 $3/5$ 再鉚接時，腹板所產生的局部應力則降至 $0.1f_y$ 以下。因此，在工地實際安裝時，建議腹板螺栓應於鉚接前穿好，並於鉚接完成後再進行鎖固為宜[3]。以下篇幅則就鋼橋螺栓接合部分，作相關的分析檢核及施工探討。

2.1 翼板螺栓接頭設計

依「公路橋梁設計規範」第九章鋼結構第 9.1.17 接頭強度之規定，除另有規定者外，以「容許應力設計法」設計主要構材接頭時，其設計應力應不小於接點處構材之計得應力及同點構材容許應力之平均值，但不得小於該構材容許應力之 75%。

依設計規範規定，控制翼板（Controlling Flange）之續接板至少應以設計力 P_{cu} 設計之，控制翼板應取續接處上翼板或下翼板較小斷面者，其翼板在其厚度中央之彈性彎曲應力與其容許應力比較，佔有最大比率。考量一般設計條件下，其設計應力如下：

$$F_{cu} = \frac{(|f_{cu}| + F_{yf})}{2} \geq 0.75F_{yf} \quad (1)$$

非控制翼板（Noncontrolling Flange）應至少以設計力 P_{ncu} 設計之，其設計應力如下：

$$F_{ncu} = R_{cu} (f_{ncu}) \geq 0.75 F_{yf} \quad (2)$$

對於翼板來說，其受力及垂直應力尚屬平均分布，故依日本「道路橋示方書」規定[4]，須滿足下列公式計算：

$$\rho_p = \frac{P}{n} \leq \rho_a \quad (3)$$

翼板的接頭設計，須考量其接頭承受拉力或壓力的不同，而有不同的計算方式。對於承受壓力的翼板來說，其螺栓開孔面積是可以忽略而採用全斷面計算，然而對於承受拉力的翼板，其螺栓開孔面積則須納入計算考量。以下就翼板現場螺栓接頭作設計案例說明。

翼板設計案例 1：受壓上翼板的接頭設計，其上翼板板厚為 32mm，寬度為 600mm，採用 A709 Gr.50 鋼材， $F_y = 3500\text{kgf/cm}^2$ ， $F_b = 1890\text{kgf/cm}^2$ ，該接頭處的實際分析應力值為 1681kgf/cm^2 ，大於 $0.75F_b = 1417.5\text{kgf/cm}^2$ ，則螺栓顆數 N 的計算如下：

$$N = \frac{A_f \times \sigma_u}{P} = \frac{3.2 \times 60 \times 1.681}{9.913} = 32.5 \text{ 顆}$$

有關 P 的計算[5]，依設計規範要求，摩阻型螺栓的容許抗剪應力值係依摩擦係數 0.4 的要求，按公路橋梁設計規範的值進行內插求得，故 H.S.B. A325 型之單顆 7/8" 螺栓雙剪剪力 σ_a 的計算如下：

$$F_v = 1280.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \pi/4 \times D^2 \times F_v \times 2 = 9.913 \text{ t}$$

故採用 6 排螺栓設計，共 36 顆 A325 7/8" H.S.B.，設計配置圖如圖 2-3 所示。該接頭連接板板厚為 16mm，連接板總面積 A_{gs} ，其應力值 σ_s

$$A_{gs} = 60 \times 1.6 + 2 \times 26 \times 1.6 = 179.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_u \times A_f}{A_{gs}} = \frac{1.681 \times 3.2 \times 60.0}{179.2} = 1.801 \text{ tf/cm}^2 < F_b$$

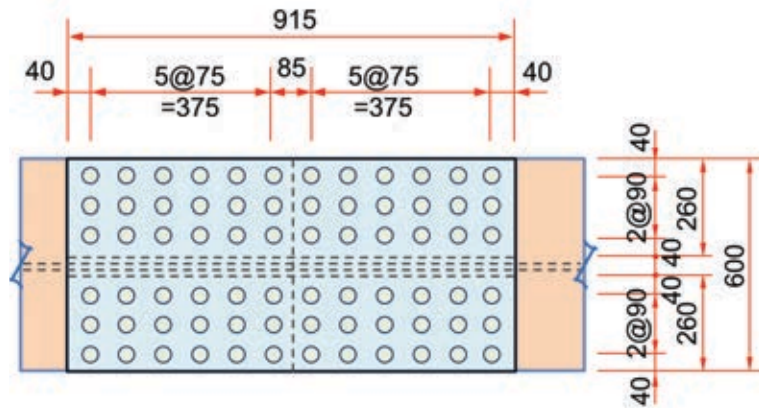


圖 2-3 上翼板的現場接頭設計案例

翼板設計案例 2：受拉下翼板的接頭設計，其上翼板與翼板設計案例 1 相同，採板厚 32mm，寬度為 600mm，該接頭處的實際分析應力值為 1681kgf/cm²，大於 0.75F_b =1417.5kgf/cm²，則螺栓顆數 N 的計算如下：

$$N = \frac{A_f \times \sigma_l}{P} = \frac{3.2 \times 60 \times 1.681}{9.913} = 32.5 \text{ 顆}$$

設計時採用 6 排螺栓，共 36 顆 A325 7/8” H.S.B.，設計配置圖如圖 2-3 所示。由於本處為受拉接頭，故鋼板的應力值計算須扣除螺栓開孔。A_{fc}為扣除螺栓孔後之下翼板淨面積，則此時的鋼板應力值σ_l'

$$A_{fc} = 60 \times 3.2 - 6 \times 2.5 \times 3.2 = 192.0 - 48.0 = 144.0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_l' = \frac{\sigma_l \times A_f}{A_{fc}} = \frac{1.681 \times 3.2 \times 60.0}{144.0} = 2.241 \text{ tf/cm}^2 > F_b$$

由計算結果得知，下翼板所承受之應力值大於容許值，故該接頭處的下翼板板厚須改為 38mm，A_{fc}為扣除螺栓孔後之淨面積，則其應力值σ_l'

$$A_{fc} = 60 \times 3.8 - 6 \times 2.5 \times 3.8 = 228.0 - 57.0 = 171.0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_l' = \frac{\sigma_l \times A_f}{A_{fc}} = \frac{1.681 \times 3.2 \times 60.0}{171.0} = 1.887 \text{ tf/cm}^2 < F_b$$

由於本處為受拉接頭，故連接板的設計計算須扣除螺栓開孔。假設該接頭處連接板的板厚同樣採 22mm，連接板總面積A_{gs}，其應力值σ_s

$$A_{gs} = (60 - 6 \times 2.5) \times 2.2 + 2 \times (26 - 3 \times 2.5) \times 2.2 = 180.4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_u \times A_f}{A_{gs}} = \frac{1.681 \times 3.2 \times 60.0}{180.4} = 1.789 \text{ tf/cm}^2 < F_b$$

翼板設計案例 3：受拉下翼板的接頭設計，其上翼板與翼板設計案例 1 相同，採板厚 32mm，寬度為 600mm。若接頭設計以鋼板容許應力（簡稱全強）進行設計，依公路橋梁設計規範 9.1.16 節， A_f 為下翼板總面積， A_{fc} 為扣除螺栓孔後之下翼板淨面積，則此時的鋼板應力值 σ_l'

$$A_{fc} / A_f = 144.0 / 192.0 = 0.75$$

$$\sigma_l' = (A_{fc} / A_f + 0.15) F_b = 1.701 \text{ tf} / \text{cm}^2 < F_b$$

若依該應力值進行設計，則螺栓顆數 N 的計算如下：

$$N = \frac{A_f \times \sigma_l'}{P} = \frac{192.0 \times 1.701}{9.913} = 32.9 \text{ 顆}$$

設計時採用 6 排螺栓，共 36 顆 A325 7/8" H.S.B.，設計配置圖如圖 2-3 所示。

有關連接板的設計計算，假設該接頭處連接板的板厚採 22mm，連接板總面積 A_{gs} ，其應力值 σ_s

$$A_{gs} = (60 - 6 \times 2.5) \times 2.2 + 2 \times (26 - 3 \times 2.5) \times 2.2 = 180.4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_u \times A_f}{A_{gs}} = \frac{1.701 \times 192.0}{180.4} = 1.810 \text{ tf} / \text{cm}^2 < F_b$$

綜上所述，較精細的翼板接頭設計，其計算方式可參用如設計案例 1 及設計案例 2。惟設計工程師於橋梁接頭設計時，接頭位置多且須逐一查得其接頭處之鋼板應力，板厚變化位置調整須重新分析檢核，及相同的鋼板厚度接頭設計或許會有不同螺栓顆數等設計問題，實際在橋梁設計應用上恐有爭議處。因此，若設計時擬採鋼板全強進行設計，計算方式可參照設計案例 3，而其應力值可依公路橋梁設計規範第 9.1.16 節考量開孔折減計算即可。若是不考量其開孔折減，而以鋼板容許應力值 F_b 計算螺栓需求顆數時，則偏向保守設計，提供較大的安全餘裕度，惟其連接板的厚度設計計算時，可考量總面積計算以避免過度保守。

2.2 腹板螺栓接頭設計

依「公路橋梁設計規範」規定，腹板續接板及其接頭應分擔剪力、在續接點因偏心剪力產生之彎矩，及部分假設由腹板分擔之彎矩，腹板應以兩側對稱之鋼板續接；實務上，腹板續接板應儘可能延伸接近翼板間之全梁深。另於「容許應力設計法」，腹板續接板及其接頭至少應以續接處腹板之設計剪應力 F_w 設計之， F_w 定義如下：

$$\text{對於 } f_v < 0.5F_v, F_w = 1.5f_v$$

$$\text{對於 } f_v \geq 0.5F_v, F_w = 0.5(f_v + F_v)$$

其中 f_v 及 F_v 分別為續接處腹板之最大剪應力及容許剪應力。

除此之外，腹板續接板及其接頭至少應以續接處由設計剪力偏心產生之腹板設計彎矩 M_v 設計之， M_v 定義如下：

$$M_v = F_w D_w t_w e$$

其中 F_w 為續接處腹板之設計剪應力， D_w 為腹板深度， t_w 為腹板厚度， e 為自續接中心至所考慮接頭一側中心點之距離。

腹板續接板及其接頭至少應足以承受由 F_w 、 D_w 、 t_w 、 M_v 、 M_w 及 H_w 組合之控制力。接頭設計須考慮偏心載重，依據「公路橋梁設計規範」表 9.10 計得藉由螺栓剪力及螺栓孔承壓力之發展強度應足以承受偏心載重設計力。

以往的腹板螺栓接頭，考量材料成本、受行行為等因素，以 I 型螺栓配置進行設計，日本的鋼梁接頭設計亦是如此進行設計，如圖 2-4a 及 2-4b 所示。惟現在的橋梁設計，設計時則採用等寬度螺栓配置方式進行設計，如圖 2-5a 及 2-5b 所示。



圖 2-4a



圖 2-4b

圖 2-4 腹板現場接頭 (I型螺栓配置)



圖 2-5a



圖 2-5b

圖 2-5 腹板現場接頭（等寬度螺栓配置）

依「公路橋梁設計規範」的相關規定進行腹板接頭設計時，由於沒有實際計算例，使得不同的工程師或有不同見解而產生不同的計算方式；或有部分工程設計，擬採用全強進行螺栓接頭設計，而其計算方式或有不健全處，或有計算錯誤處。因此，有鑑於現場接頭設計的差異性，擬將計算方式配合設計案例作比較及檢討，作為未來橋梁設計的計算參考案例。

腹板設計案例 1：腹板的接頭設計，其腹板深度 D_w 為 2000mm，腹板厚 t_w 為 25mm。腹板採用 A709 Gr.50 鋼材， $F_y = 3500\text{kgf/cm}^2$ ， $F_b = 1890\text{kgf/cm}^2$ ， $F_v = 1190\text{kgf/cm}^2$ ，螺栓則採用 A325 7/8" H.S.B.。該接頭處的實際分析時該處承受的彎矩及剪力如下：

$$M = 2132.66 t - m \quad V = 127.21 t \quad I_y = 0.2268 m^4$$

$$f_b = \frac{My}{I_y} = \frac{2132.66 \times 1.0}{0.2268} = 940.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma = \text{Max} \left\{ \frac{1}{2}(F_b + f_b), 0.75F_b \right\} = \text{Max} (1415.2, 1417.5) = 1417.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V' = V \frac{\sigma}{f_b} = 127.21 * \frac{1417.5}{940.3} = 191.77 t$$

設計時假設腹板的接頭配置圖如圖 2-6 所示，其中 n 為 3，配置 4 排螺栓，總螺栓數 N 為 100 顆。

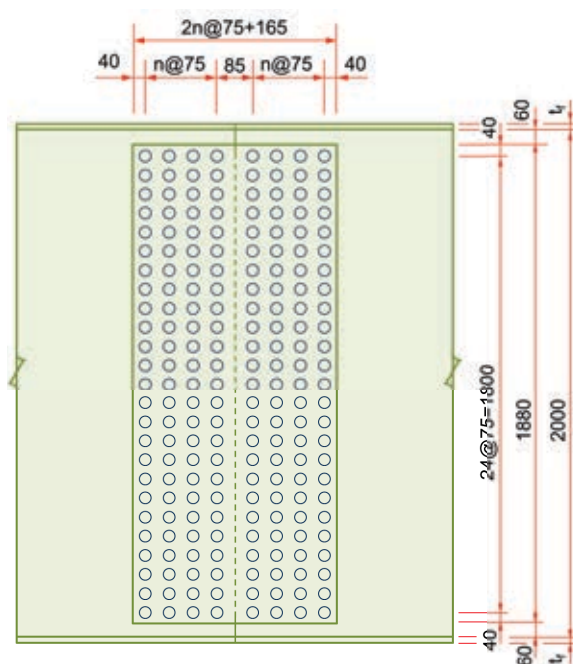


圖 2-6 設計案例 1 之腹板螺栓接頭配置示意圖

有關螺栓的承受剪力 P_{bt} 之計算如下：

$$e = \frac{8.5}{2} + \frac{3}{2} \times 7.5 = 15.5 \text{ cm}$$

$$M_e = V' \times e = 191.77 \times 15.5 = 2972.44 \text{ t-cm}$$

$$M_b = \sigma \times s = 1417.5 \times \frac{1}{6} \times 2.5 \times 200^2 = 23625 \text{ t-cm}$$

$$M_t = M_b + M_e = 26597.44 \text{ t-cm}$$

$$P_v = \frac{V'}{N} + \frac{M_t \times d_h}{\sum d^2} = \frac{191.77}{100} + \frac{26597.44 \times 11.25}{299531.3} = 2.917 \text{ t}$$

$$P_h = \frac{M_t \times d_v}{\sum d^2} = \frac{26597.44 \times 90}{299531.3} = 7.992 \text{ t}$$

$$P_{bt} = \sqrt{P_v^2 + P_h^2} = \sqrt{2.917^2 + 7.992^2} = 8.507 \text{ t} < P = 9.913 \text{ t} \text{ ok}$$

其中， d_h 及 d_v 分別為螺栓群之最大水平及垂直距離。而 $\sum d^2$ 為螺栓群之距離平方和，計算時考量斜邊的平方等於水平距離與垂直距離的平方和，故分別計算其平方和即可，其計算式如下：

$$\begin{aligned} \sum d^2 &= \{ (1^2+2^2+3^2+4^2+5^2+6^2+7^2+8^2+9^2+10^2+11^2+12^2) \times 4 \times 7.5^2 \times 2 \\ &+ 25 \times 2 \times (3.75^2+11.25^2) \} \\ &= 299531.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

假設 n_b 為腹板連接板垂直向的螺栓顆數、 d_b 為螺栓孔孔徑、 D_s 為連接板的深度。依公路橋梁設計規範第 9.1.16 節考量開孔折減，腹板連接板之板厚 t_s 計算如下式所列。

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{t_w(D_w \times 1.15 - n_b \times d_b)}{2 \times D_s \times 1.15 - n_b \times 2 \times d_b} \\ &= \frac{25(200 \times 1.15 - 25 \times 2.54)}{2 \times 188 \times 1.15 - 25 \times 2 \times 2.54} = 13.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

因此，設計時配合常用板厚的選擇，腹板連接板採用 16mm 板厚即可。

本設計案例採不同螺栓排數及所承受剪力之試算表如表 2-2 所示。當排數下降至 3 排時，螺栓所承受的最大剪力則已超出容許值，故於上述計算步驟中則以符合規範容許值下之最少螺栓數作為設計之依據。由圖 2-7a 及 2-7b 也顯示出當排數增加時，其 $\sum d^2$ 及偏心彎矩大致上仍按線性比例增加，惟螺栓所承受的最大剪力則會隨螺栓排數的增加而快速地降低，其降低幅度會隨排數之增加而遞減，如圖 2-8 所示。

以本計算案為說明，當單側螺栓由 4 排增加至 5 排時，螺栓數則會由 100 增加至 125 顆，則其螺栓群的偏心距增加至 19.25cm， M_t 會約增加 2.7% 至 27316.57 t-cm，螺栓群之距離平方和 Σd^2 約增加 26.8% 至 379687.5 cm^2 ，造成螺栓受力 P_{bt} 降低至 6.983t，減少約 18%。

表 2-2 不同螺栓排數之腹板接頭試算表

排數	螺栓數量	d^2 [cm^2]	e [cm]	d_h [cm]	d_v [cm]	M_e [t-cm]	M_t [t-cm]	P_v [t]	P_h [t]	P_{bt} [t]
3	75	222187.5	11.75	90.0	7.50	2253.30	25878.30	3.430	10.482	11.029
4	100	299531.3	15.50	90.0	11.25	2972.44	26597.44	2.917	7.992	8.507
5	125	379687.5	19.25	90.0	15.00	3691.57	27316.57	2.613	6.475	6.983
6	150	463359.4	23.00	90.0	18.75	4410.71	28035.71	2.413	5.445	5.956
7	175	551250.0	26.75	90.0	22.50	5129.85	28754.85	2.269	4.695	5.214

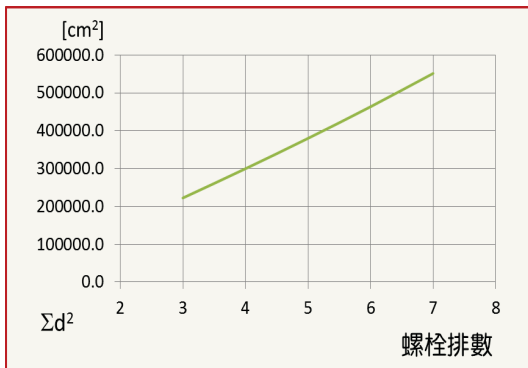


圖 2-7a

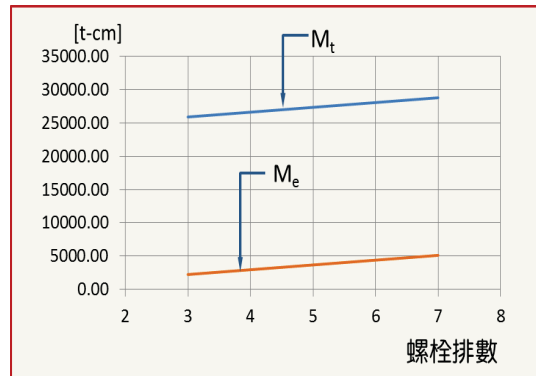


圖 2-7b

圖 2-7 Σd^2 及偏心彎矩與螺絲排數的關係

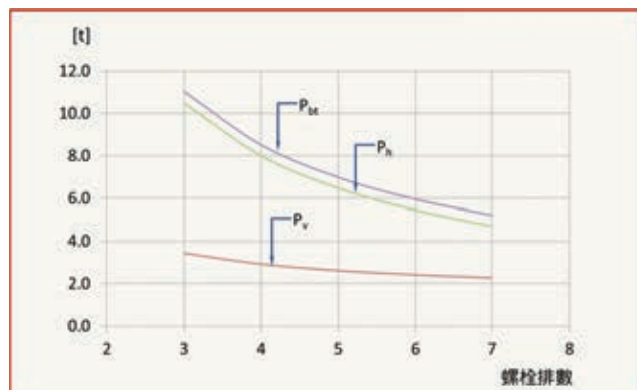


圖 2-8 螺絲承受剪力與排數的關係

腹板設計案例 2：腹板的接頭設計，其腹板深度 D_w 為 2000mm，腹板厚 t_w 為 25mm。腹板採用 A709 Gr.50 鋼材， $F_y = 3500\text{kgf/cm}^2$ ， $F_b = 1890\text{kgf/cm}^2$ ， $F_v = 1190\text{kgf/cm}^2$ ，螺栓則採用 A325 7/8" H.S.B.。該接頭處的實際分析時該處承受的彎矩 M 及剪力 V 如下：

$$M = 2132.66 t - m \quad V = 127.21t \quad I_y = 0.2268m^4$$

$$f_b = \frac{My}{I_y} = \frac{2132.66 \times 1.0}{0.2268} = 940.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma = \text{Max} \left\{ \frac{1}{2}(F_b + f_b), 0.75F_b \right\} = \text{Max} (1415.2, 1417.5) = 1417.5 \text{ kgf/cm}^2$$

依日本「道路橋示方書」的規定進行設計時，本設計案之螺栓配置及其腹板接頭處之應力分佈如圖 2-9 所示[6]，其中各排螺栓所承受作用力計算如下：

第 1 排螺栓，採 6 顆螺栓

$$P_{bt} = \frac{(1826 + 1575) / 2 \times 13.75 \times 2.5}{6} = 9742.4 \text{ kgf} < P = 9.913 t \text{ ok}$$

第 2 排螺栓，採 6 顆螺栓

$$P_{bt} = \frac{(1575 + 1438) / 2 \times 7.5 \times 2.5}{6} = 4707.8 \text{ kgf} < P = 9.913 t \text{ ok}$$

第 3 排螺栓，採 6 顆螺栓

$$P_{bt} = \frac{(1438 + 1301) / 2 \times 7.5 \times 2.5}{6} = 4284.3 \text{ kgf} < P = 9.913 t \text{ ok}$$

第 4 排螺栓，採 6 顆螺栓

$$P_{bt} = \frac{(1301 + 1164) / 2 \times 7.5 \times 2.5}{6} = 3851.6 \text{ kgf} < P = 9.913 t \text{ ok}$$

第 6 排螺栓，採 2 顆螺栓

$$P_{bt} = \frac{(1027 + 890) / 2 \times 7.5 \times 2.5}{2} = 8985.9 \text{ kgf} < P = 9.913 t \text{ ok}$$

以下排數之螺栓應力均較第 6 排螺栓小，故採用最少的 2 排螺栓。

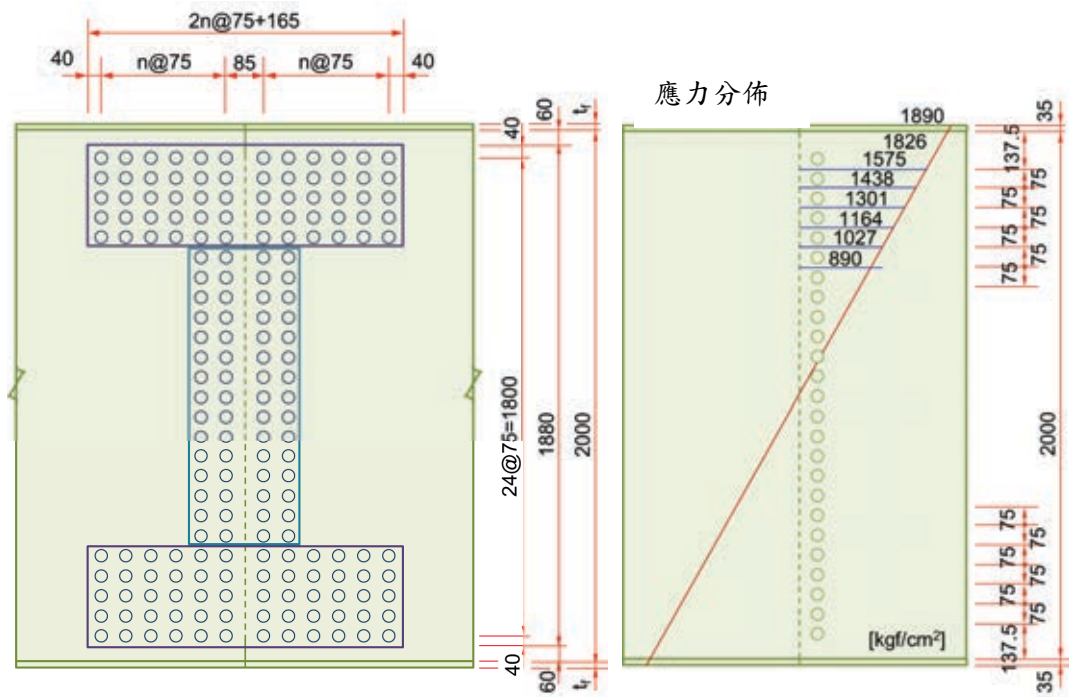


圖 2-9 設計案例 2 之腹板螺栓接頭配置及應力分佈示意圖

依日本「道路橋示方書」的規定，其連接板之計算如下：

$$M_w = M \cdot \frac{I_w}{I} = 2132.66 \times \frac{\frac{1}{12} \times 0.025 \times 2^3}{0.2268} = 156.71 \text{ t-m}$$

假設腹板連接板都採用 13mm 板厚，連接板之斷面二次矩之計算如下：

$$A_1 = 1.3 \times 38.0 = 49.4 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 1.3 \times 38.0^3 = 5944.5 \text{ cm}^4$$

$$A_2 = 1.3 \times 120.5 = 156.6 \text{ cm}^2$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 1.3 \times 120.5^3 = 189849.8 \text{ cm}^4$$

$$I = 4I_1 + 2I_2 + 4A_1 \times 75.0^2 = 1514377.6 \text{ cm}^4$$

腹板連接板最外緣的應力值計算如下：

$$\sigma = \frac{M_w \times y}{I} = \frac{156.71 \times 100 \times 94.5}{1514377.6} = 977.9 \text{ kgf/cm}^2 < F_b \quad \text{ok}$$

腹板設計案例 3：腹板的接頭設計，其腹板深度 D_w 為 2000mm，腹板厚 t_w 為 25mm。採用 A709 Gr.50 鋼材， $F_y = 3500\text{kgf/cm}^2$ ， $F_b = 1890\text{kgf/cm}^2$ ， $F_v = 1190\text{kgf/cm}^2$ ，

螺栓則採用 A325 7/8" H.S.B.。(本設計案例僅作為設計計算之探討，並不代表是法定的計算方式，故先聲明。)

本接頭處擬不採用實際分析時所承受的彎矩及剪力作設計，而以其容許應力值作為彎矩及剪力的設計，其計算方式如下：

$$V = 1.190 \times 2.5 \times 200.0 = 595.0 \text{ t}$$

$$M_w = 1.890 \times \frac{1}{12} \times 2.5 \times 200.0^3 / 100 = 31500.0 \text{ t-cm}$$

設計時假設腹板的接頭配置圖如圖 2-10 所示，其中 n 為 6，配置 7 排螺栓，總螺栓數 N 為 175 顆。則此時的螺栓承受的剪力 P_{bt} 之計算如下：

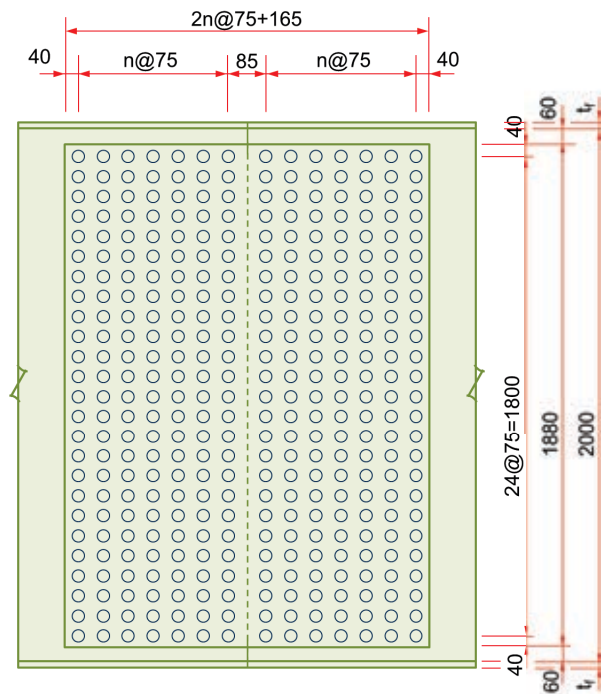


圖 2-10 設計案例 3 之腹板螺栓接頭配置示意圖

$$e = \frac{8.5}{2} + 3 \times 7.5 = 26.75 \text{ cm}$$

$$M_e = V \times e = 595.0 \times 26.75 = 15916.25 \text{ t-cm}$$

$$M_t = M_w + M_e = 47416.25 \text{ t-cm}$$

$$P_v = \frac{V}{N} + \frac{M_t \times d_h}{\sum d^2} = \frac{595.0}{175} + \frac{47416.25 \times 22.5}{551250.0} = 5.335 \text{ t}$$

$$P_h = \frac{M_t \times d_v}{\sum d^2} = \frac{47416.25 \times 90}{551250.0} = 7.741 \text{ t}$$

$$P_{bt} = \sqrt{P_v^2 + P_h^2} = \sqrt{5.335^2 + 7.741^2}$$

$$= 9.401 t < P = 9.913 t \quad ok$$

其中， d_h 及 d_v 分別為螺栓群之最大水平及垂直距離。而螺栓群距離平方和 Σd^2 之計算式如下：

$$\Sigma d^2 = (1^2+2^2+3^2+4^2+5^2+6^2+7^2+8^2+9^2+10^2+11^2+12^2) \times 7 \times 7.5^2 \times 2$$

$$+ 25 \times 2 \times (7.5^2+15.0^2+22.5^2)$$

$$= 551250.0 \text{ cm}^2$$

假設 n_b 為腹板連接板垂直向的螺栓顆數、 d_b 為螺栓孔孔徑、 D_s 為連接板的深度。依公路橋梁設計規範第 9.1.16 節考量開孔折減，腹板連接板之板厚 t_s 計算如下式所列。設計時，配合常用板厚的選擇，腹板連接板採用 16mm 板厚即可。

$$t_s = \frac{t_w(D_w \times 1.15 - n_b \times d_b)}{2 \times D_s \times 1.15 - n_b \times 2 \times d_b}$$

$$= \frac{25(200 \times 1.15 - 25 \times 2.54)}{2 \times 188 \times 1.15 - 25 \times 2 \times 2.54} = 13.6 \text{ mm}$$

上述所列的 3 種設計案例，其螺栓配置、數量及連接板板厚綜整如表 2-3 所示。其中，I 型螺栓配置雖可節省螺栓但國內較不常使用，而最常使用的接頭螺栓配置為等寬度螺栓配置。上述之螺栓計算僅針對單側接頭作計算，單一處之接頭螺栓配置則包含雙側，故其螺栓數量為單側的兩倍，如表內所示。

表 2-3 計算方式不同之腹板螺栓接頭設計案例比較

項目	設計案例 1	設計案例 2	設計案例 3
螺栓配置	等寬度	I 型	等寬度
單一接頭螺栓數量	200 顆	190 顆	350 顆
與案例 1 的螺栓數量比值	100%	90%	175%
連接板板厚	16 mm	13 mm	16 mm

另經由不同的設計案例計算作進一步比對，本腹板接頭設計若採案例 3 之計算方式，相較於在案例 2 之採用實際應力與全強之平均值但不得小於 75% 進行設計，其腹板彎矩已為全強設計，即已滿足設計案例 2 的要求。但這時候的腹板同時還要承受全腹板容許剪力強度，及承受剪力引致的偏心彎矩，使其螺栓數量勢必要多很多。這樣的計算方式，相當於最外緣的螺栓應力，將承受了彎矩及剪力的合力 F_{tt} ，如下式所列。為使螺栓應力降低而提高螺栓數，使其螺栓量提高 50%。

$$F_{tt} = \sqrt{F_b^2 + F_v^2} = 2233 \text{ kgf/cm}^2$$

綜上所述，較精細的腹板接頭設計，其計算方式可參用採設計案例 1，或依日本「道路橋示方書」的規定採設計案例 2，螺栓採 I 型螺栓配置。惟上述二種計算方式，均需配合結構分析來查得該接頭處實際受力，始得進行設計。而案例 3 之計算方式及設計方式，則與該接頭處之受力無關，僅與鋼板強度及尺寸有關。依案例 3 計算方式設計的腹板現場接頭，其螺栓排數多、連接板尺寸寬，相對於其他翼板接頭尺寸更為顯目，如圖 2-11 所示。



圖 2-11 腹板螺栓接頭配置

依日本最近「道路橋示方書」規定，螺栓排數在 8 排以下，其強度不需折減，但每增加一排須折減 2%。螺栓配置最多為 12 排，其強度須配合折減 8%。如此一來，腹板接頭若採用案例 3 的計算方式，極有可能會面臨螺栓排數過多，難以設計或空間配置極為困難[4]。

為克服上述排數過多的問題，除改採更高強度的螺栓（例如 A490）外，亦可放大螺栓直徑因應之。依「公路橋梁設計規範」規定，單顆 A490 的雙剪設計強度依上述計算，可達到 12.560t，相較於 A325 的強度，每一顆螺栓的剪力提升約 2.647t。但若採更大直徑的螺栓時，須注意其螺栓配置時之邊距及中心距的要求，否則須作強度折減，反而無法達到預期效果。若螺栓直徑大於 2.54mm（1"）以上，其設計強度應乘以 0.875，即其強度須作折減，使得加大螺栓尺寸沒有獲得太大的益處，設計者亦應注意。

此外，若採用「鐵路橋梁設計規範」進行設計時，螺栓 A325 及 A490 的容許應力值分別為 1190 kg/cm² 及 1470 kg/cm²，依上述之計算式，其設計剪力強度分別為 9.21t 及 11.38t，與「公路橋梁設計規範」略有不同，使用時要特別注意，避免不符設計規範。[7]

由於設計橋梁接頭設計時，接頭位置多且須逐一查得其接頭處之鋼板應力，板厚變化位置調整須重新分析檢核，及相同的鋼板厚度接頭設計或許會有不同螺栓顆數等設計問題，實際於橋梁設計應用也恐耗費太多的設計時間。因此，設計時若能以鋼板全強（如腹板設計案例 3）計算模式，再搭配折減係數方式，將可節省大量的計算工作。但是，對於要作怎樣的折減計算及何種折減係數的採用，方可達到設計需求且不會過於保守，目前並沒有定論。因此，配合於下一節作進一步探討。

2.3 腹板螺栓接頭設計探討

為探討腹板接頭設計的計算方式，配合以單跨簡支梁、兩跨連續梁及三跨連續梁作為分析探討對象，分別計算其剪力及彎矩比值，然後依比值進行接頭之螺栓承受最大剪力計算，以了解螺栓可能的受力情況。同時也配合以腹板剪力容許應力之 90% 及彎矩容許應力之 75%（簡稱為折減係數方案）進行接頭螺栓剪力計算，輔以設計案例 3（簡稱不折減方案）及容許值等，作綜整比對，以使設計工程師對螺栓受力程度更有感覺。有關折減係數方案（以腹板剪力容許應力之 90% 及彎矩容許應力之 75%）之詳細計算詳列如後。

（1）單跨簡支梁：在均佈載重 w 作用下，其各點之剪力 V_x 及彎矩 M_x 計算如下：

$$V_x = \frac{wl}{2} - wx \quad V_{max} = \frac{wl}{2}$$

$$\frac{V_x}{V_{max}} = \left(1 - \frac{2x}{l}\right)$$

$$M_x = \frac{wl^2}{2} \left\{ \frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\frac{M_x}{M_{max}} = 4 \left(\frac{x}{l}\right) \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

以單跨簡支鋼箱型梁為例，若將主梁等分為 10 節塊，考量其上方承受均佈載重 w 時，各節點處所承受的剪力及彎矩與其最大剪力及彎矩的比值如表 2-4 所列。由表內的數值得知，彎矩及剪力的最大值不會發生於同一處。經採表內的比值按腹板設計案例 3 進行螺栓剪力計算，搭配折減係數方案、不折減方案及規範容許值，繪圖標示如圖 2-12。由圖可得知，依實際受力比例計算之螺栓剪力均在規範容許值內，但若以設計案例 3（不折減方案）計算時，螺栓受力會超過規範容許值，但與實際承受力的比例進行設計相比，其值顯見相當保守。而以折減係數（剪力容許應力之 90% 及彎矩容許應力之 75%）計算之螺栓受力，亦符合規範容許值內且偏保守側。

表 2-4 簡支梁在均佈載重作用下所承受的剪力與彎矩比例

節點	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V/V_{max}	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0
M/M_{max}	0.00	0.36	0.64	0.84	0.96	1.00	0.96	0.84	0.64	0.36	0.00

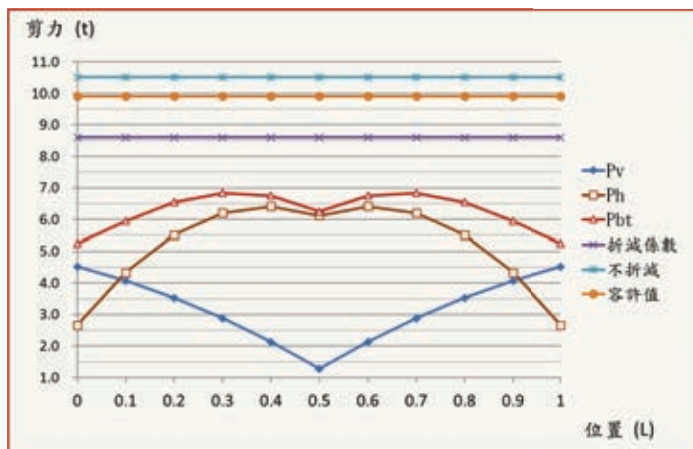


圖 2-12 簡支梁依剪力及彎矩比例計算之螺栓剪力

- (2) 兩跨對稱連續梁：在均佈載重 w 作用下，其前跨徑(l)各點之剪力 V_x 及彎矩 M_x 計算如下：

$$V_x = \frac{3wl}{8} - wx \quad V_{max} = \frac{5wl}{8}$$

$$\frac{V_x}{V_{max}} = \left(\frac{3}{5} - \frac{8x}{5l} \right) \quad \text{for } x \leq l$$

$$M_x = wl^2 \left\{ \frac{3}{8} \times \frac{x}{l} - \frac{1}{2} \times \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right\} M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\frac{M_x}{M_{max}} = \frac{128}{9} \left(\frac{x}{l} \right) \left(\frac{3}{8} - \frac{x}{2l} \right) \quad \text{for } x \leq l$$

若將單一跨的主梁等分為 10 節塊，考量其上方承受均佈載重 w 時，各節點處所承受的剪力及彎矩與其最大剪力及彎矩的比值如表 2-5 所列。由表內的數值得知，除二跨連續梁中央支承處（節點 10）外，彎矩及剪力的最大值不會發生於同一處。此外，現場接頭配置原則上不會設置於支承處，且距支承一段距離後，其剪力與彎矩立即大幅降低，故基本上不會同時出現最大剪力與最大彎矩處。

經採表內的比值按腹板設計案例 3 進行螺栓剪力計算，搭配折減係數方案、不折減方案及規範容許值，繪圖標示如圖 2-13。由圖可得知，除二跨連

續梁中央支承處（節點 10）外，依實際受力比例計算之螺栓剪力均在規範容許值內，但若以設計案例 3（不折減方案）計算時，螺栓受力會超過規範容許值，但與實際承受力的比例進行設計相比，其值顯見相當保守。而以折減係數（剪力容許應力之 90%及彎矩容許應力之 75%）計算之螺栓受力，亦符合規範容許值內且偏保守側。

表 2-5 兩跨連續梁在均佈載重作用下所承受的剪力與彎矩比例

節點	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V/V_{max}	0.60	0.44	0.28	0.12	-0.04	-0.20	-0.36	-0.52	-0.68	-0.84	-1.0
M/M_{max}	0.00	0.26	0.44	0.54	0.56	0.50	0.36	0.14	-0.16	-0.54	-1.0

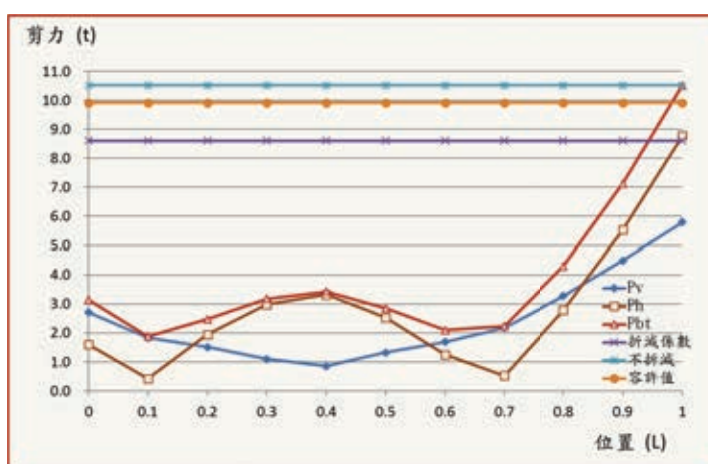


圖 2-13 二跨連續梁依剪力及彎矩比例計算之螺栓剪力

- (3) 三跨連續梁：考量兩側跨徑 (l) 與中間跨徑 (l) 相等的配置條件，在均佈載重 w 作用下，其各點之剪力 V_x 及彎矩 M_x 計算如下：

$$V_x = 0.4wl - wx \quad \text{for } x \leq l \quad V_{max} = 0.6wl$$

$$V_x = 1.5wl - wx \quad \text{for } x > l$$

$$\frac{V_x}{V_{max}} = \left(\frac{2}{3} - \frac{5x}{3l} \right) \quad \text{for } x \leq l$$

$$\frac{V_x}{V_{max}} = \left(\frac{5}{2} - \frac{5x}{3l} \right) \quad \text{for } x > l$$

$$M_x = 0.4wlx - 0.5wx^2 \quad \text{for } x \leq l \quad M_{max} = 0.08wl^2$$

$$M_x = 0.4wlx + 1.1wl(x-l) - 0.5wx^2 \quad \text{for } x > l$$

$$\frac{M_x}{M_{max}} = \frac{x}{l} \left(5 - 6.25 \frac{x}{l} \right) \quad \text{for } x \leq l$$

$$\frac{M_x}{M_{max}} = 18.75 \times \frac{x}{l} - 13.75 - 6.25 \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{for } x > l$$

若將側跨及中央跨徑一半的主梁各等分為 10 節塊及 5 節塊，考量其上方承受均佈載重 w 時，各節點處所承受的剪力及彎矩與其最大剪力及彎矩的比值如表 2-6 所列。由表內的數值得知，彎矩及剪力的最大值不會發生於同一處。經採表內的比值按腹板設計案例 3 進行螺栓剪力計算，搭配折減係數方案、不折減方案及規範容許值，繪圖標示如圖 2-14。由圖可得知，依實際受力比例計算之螺栓剪力均在規範容許值內，但若以設計案例 3（不折減方案）計算時，螺栓受力會超過規範容許值，但與實際承受力的比例進行設計相比，其值顯見相當保守。而以折減係數（剪力容許應力之 90%及彎矩容許應力之 75%）計算之螺栓受力，亦符合規範容許值內且偏保守側。

表 2-6 三跨連續梁在均佈載重作用下所承受的剪力與彎矩比例

節點	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V/V_{max}	0.67	0.50	0.333	0.167	0.00	-0.167	-0.333	-0.50	-0.667	-0.833	-1.0
M/M_{max}	0.0	0.437	0.75	0.937	1.0	0.937	0.75	0.437	0.0	-0.563	-1.25
節點	11	12	13	14	15						
V/V_{max}	0.667	0.50	0.333	0.167	0.0						
M/M_{max}	-0.687	-0.25	0.062	0.25	0.313						

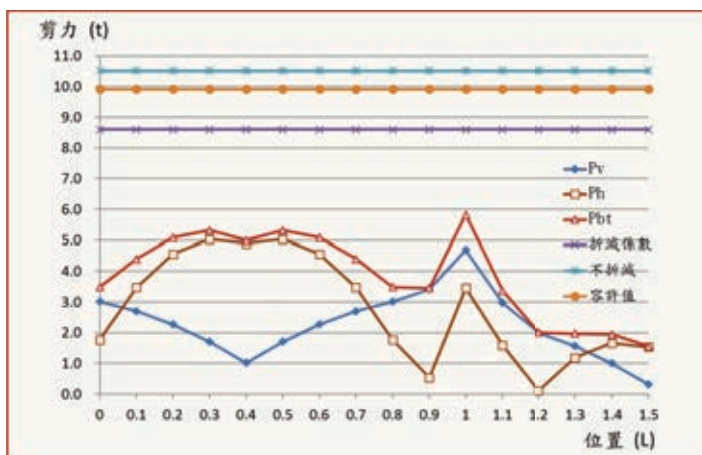


圖 2-14 三跨連續梁依剪力及彎矩比例計算之螺栓剪力

經上述分析結果，彎矩及剪力並不會同時出現在同一接點處，建議可採不同的折減係數進行設計。以下為工地現場接頭擬採用剪力容許應力之 90%，彎矩容許應力之 75% 進行接頭設計，其計算方式如下：

$$V = 0.9 \times 1.190 \times 2.5 \times 200.0 = 535.5 t$$

$$M_w = 0.75 \times 1.890 \times \frac{1}{12} \times 2.5 \times 200.0^3 / 100 = 23625.0 t - cm$$

設計時假設腹板的接頭配置圖如圖 2-15 所示，其中 n 為 5，配置 6 排螺栓，總螺栓數 N 為 150 顆。則此時的螺栓承受的剪力 P_{bt} 之計算如下：

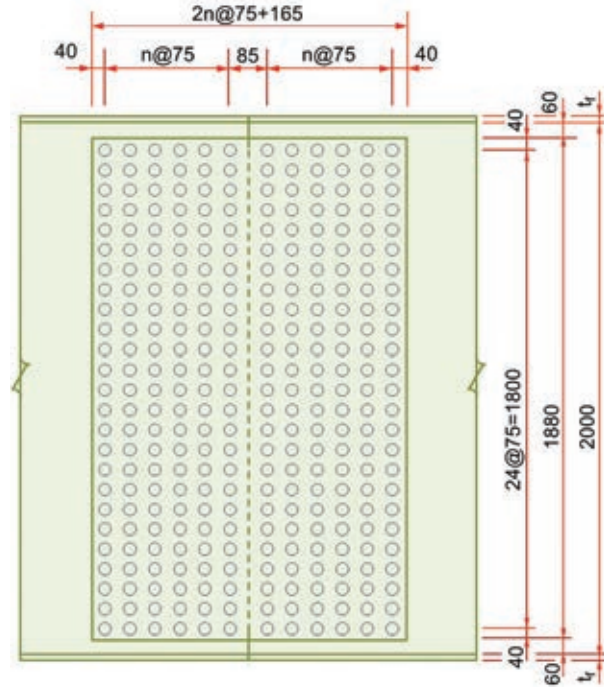


圖 2-15 容許應力折減後之腹板螺栓接頭配置示意圖

$$e = \frac{8.5}{2} + \frac{5}{2} \times 7.5 = 23.0 cm$$

$$M_e = V \times e = 535.5 \times 23.0 = 12316.5 t - cm$$

$$M_t = M_w + M_e = 35941.5 t - cm$$

$$P_v = \frac{V}{N} + \frac{M_t \times d_h}{\sum d^2} = \frac{535.5}{150} + \frac{35941.5 \times 18.75}{463359.4} = 5.024 t$$

$$P_h = \frac{M_t \times d_v}{\sum d^2} = \frac{35941.5 \times 90}{463359.4} = 6.981 t$$

$$P_{bt} = \sqrt{P_v^2 + P_h^2} = \sqrt{5.024^2 + 6.981^2}$$

$$= 8.601 t < P = 9.913 t \quad ok$$

經由上述的案例分析及計算過程探討，對於鋼梁的腹板接頭設計，為減少設計時讀取各接頭處的實際應力的繁雜過程，同時要避免過度設計，並將

接頭設計可能遭遇的困難度降低，建議可採容許應力值折減方式辦理。經以單跨簡支梁、兩跨連續梁及三跨連續梁等作為分析檢討對象，發現其最大彎矩應力及最大剪力應力通常不會發生於同一處。因此，腹板螺栓接頭設計若以鋼板容許彎矩值的 90% 及容許剪力值的 75% 作為腹板接頭的設計基準，經上述計算及檢討，該設計數據尚偏保守，亦屬相當合理的設計參考數據。對於重要或特殊接頭有其他考量因素者，不建議採用。

2.4 翼板及腹板的螺栓縱向接頭

依日本資料顯示，對於翼板及腹板的縱向接頭，其螺栓需要的列數 (n) 計算，可依下列的計算式求得。

$$n = \frac{\check{q} \times p}{\rho_a} = \frac{(\tau \times t) \times p}{\rho_a}$$

其中， \check{q} 縱向接頭位置的剪力流

τ 剪應力值

t 板厚

p 螺栓間距

ρ_a 高拉力螺栓的 2 面摩擦力

以某一鋼橋設計案為例，其腹板厚度為 16mm，螺栓水平間距為 150mm，剪應力值為 666 kgf/cm² 時，其列數 (n) 計算如下：

$$n = \frac{(666 \times 1.6) \times 15.0}{9913} = 1.51 \text{ 列}$$

設計時，可配置為 2 列螺栓，其配置示意圖如圖 2-16 所示。

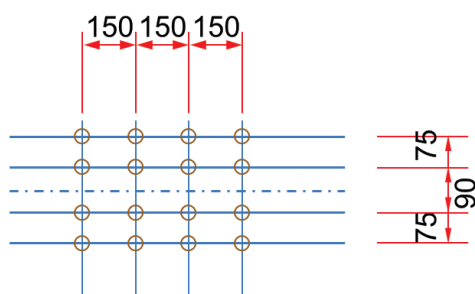


圖 2-16 腹板縱向工地現場接頭之螺栓配置

為確保翼板及腹板縱向工地現場接頭的安全，螺栓的配置最小列數應為 2 列。特別是翼板上之縱向接頭，通常其所承受之剪應力值都會很低，在這種情況下，其經由計所求得之螺栓需求很低，仍應配置最小的列數，以確保其安全。

2.5 鋼橋墩柱的現場螺栓接頭

依「公路橋梁設計規範」規定，對於受壓構材的續接規定，若用螺栓續接之受壓構材如柱與弦材等，其材端應密接。在週密檢查下製作及安裝，材端磨平至完全密接之受壓構材接頭，可用續接板及高強度螺栓連接，以固定其位置，其設計應力不得小於續接斷面之較低容許設計應力之 50%。以續接板及高強度螺栓連接之受壓構材強度應以全斷面計算。

依規範設計要求，橋墩續接處若採密接處理時，其墩柱接頭設計垂直力不得小於 50% 容許應力。以此條件進行現場接頭，固然可大幅節省螺栓量，但是為確保軸力的順利傳遞及安全要求，墩柱必須符合密接的標準。有鑑於墩柱密接的要求，規定其鋼墩柱的斷面須作全斷面端銑，確保力量的傳遞，這也是鋼構廠要求大尺寸端銑機的原由。

國內的鋼橋墩柱的設計，考量現場施工時恐無法達到設計要求及標準，設計時常以全部垂直力及彎矩來進行設計，其接頭尺寸及螺栓排數往往較日本的鋼橋墩柱來得多，如圖 2-17 所示。由於鋼橋墩柱接頭為傳遞很大的軸力且要承受彎矩，即使現場接頭沒有密接設計要求，但仍建議現場接頭施工可達到鋼板接觸，讓軸力可據由接觸直接傳遞至下部基礎，除可增加接頭的安全餘裕度，同時可避免雨水等滲入柱內而造成柱內鋼板腐蝕。



臺灣鋼橋墩柱現場接頭

日本鋼橋墩柱現場接頭

圖 2-17 日本與臺灣的鋼橋墩柱工地現場接頭螺栓配置

除此之外，工程師宜對鋼橋製作、運輸及吊裝等具基本的施工概念，始可將鋼構件依施工條件及需求作合宜的現場接頭切割。對於中小尺寸構件，宜以單一構件進行設計。而對於大尺寸構件之切割，宜以符合運輸條件進行設計，亦可預留讓施工廠商

可配合工址環境及施工技藝作變更的程序。構件之設計，重點在於構件內部均要能串通，以利施工人員進出。換言之，構件內部不得有密室的存在。

以交通部公路總局東西向漢寶草屯線 E408 標工程為例，跨貓羅溪主橋為鋼拱橋塔斜張橋，即橋塔為鋼拱結構，如圖 2-18 所示，其斷面由塔底 8mx6m 漸變至塔頂的 4.2mx4.0m。由於構件斷面過於龐大，為防止構件局部挫屈及力量傳遽，構件內部配設有隔板及內腹板等，並配合於設計階段將節塊作分割，其規劃如圖 2-19 所示。



圖 2-18 東西向漢寶草屯線貓羅溪斜張橋

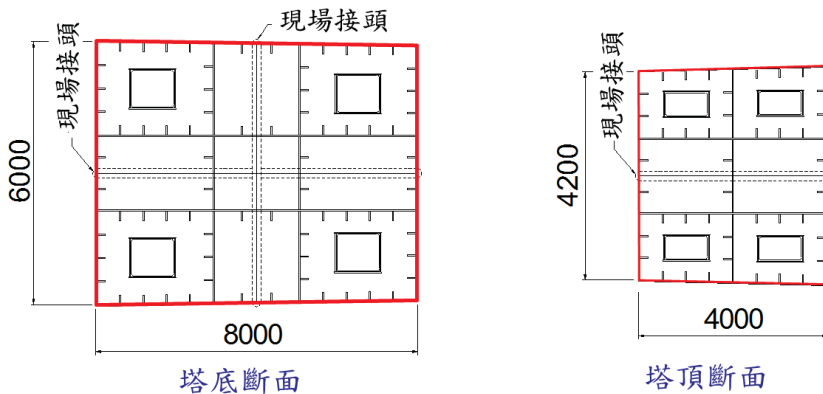


圖 2-19 橋塔結構設計及現場接頭配置

另為配合運輸等需求，部分構件尺寸及節塊重量亦作分割，甚至連主梁內部都配置現場螺栓接頭，如圖 2-19a 的鋼橋墩柱。而圖 2-19b 為配合帽梁尺寸及重量，將突出部分運至工地作現場銲接後再與主梁作螺栓結合，此施工方法或許也可以將主梁運至工地後再銲接，差別在於臨時支撐的需求及配合現場施工環境限制。



a 工地現場接頭採螺栓結合



b 工地現場接頭採螺栓搭配銲接

圖 2-19 鋼橋墩柱工地現場接頭配置

參、高拉力螺栓施工

依記載國外鋼結構應用高拉力螺栓接合有 80 多年歷史，而國內在高強度螺栓未普遍使用前，國內 50 年代之前鋼構橋梁，含日治及臺灣光復後之鐵路橋及公路橋構件接合，大多採鉚釘接合，詳如圖 3-1 至圖 3-3 所示，惟鉚釘接合方式現幾乎不再使用，除其極限狀態之力學行為未盡明確外，國內已甚少具鉚釘施工技術人員，故國內鋼結構施工規範，已將鉚釘接合部分刪除。

目前國內所生產、使用之結構用高強度螺栓主要有美國 ASTM 規格之 A325、A490 螺栓及日本 JIS 規格之 F10T 及 JSS 規格之 S10T 螺栓，詳圖 3-4[8]及圖 3-5[9]所示，其中搭配張力指示器鍍鋅螺栓及鉻酸鹽處理的 T.C 螺栓如圖 3-6[9]，而 JIS 規格之 F8T 及 JSS 規格之 S8T 則較少生產不易取得。

目前國內所使用的設計規範主要係參考美國 AISC 規範，而鋼構廠之製造施工卻仍常沿用日本標準，致目前國內建築工程大多使用日本規格之扭力控制型高強度螺栓，惟橋梁所使用之螺栓則大都仍以美規為主。螺栓的使用，除非於設計規範中另有規定，可參考美國結構接合協會（RCSC）「Specification Structural Joints Using High-Strength Bolts」之規定。

高強度螺栓鎖固是以施作一旋轉扭矩力量在螺栓上，所產生的的直線力量即張力或稱軸力夾緊結合構件，其對應關係為扭矩（Torque）=張力（Tension）×摩擦係數（K 值）×螺栓直徑，通常以螺栓材料抗拉強度的 70% 為最低鎖緊軸力要求，高強度螺栓鎖固方式分為：扭力控制法、螺帽旋轉法、直接張力指示器法，其中扭力控制法包括扭力扳手法及斷尾螺栓法（亦稱「扭矩控制螺栓（T.C.BOLT）」）。而目前國內常用方法為斷尾螺栓法，但已有部分工程考量螺栓斷尾後銳緣（含鍍鋅螺栓）影響到防蝕，已有採直接張力指示器法施工案例。

採張力指示器法最早使用於橋梁案例為民國 85 年公路總局所興建之台 3 線華江橋，當時所採用的是非目視型指示器，而最早搭配矽膠型可目視型之直接張力指示器之橋梁亦為 103 年公路總局所興建台 1 乙線精忠橋，而後有台 1 線三疊溪橋及目前興建中之台 17 甲線鹽水溪橋，因公路總局有施工案例後，部分地方橋梁管理單位亦開始採用，以上案例以搭配鍍鋅鋼橋之鍍鋅螺栓為主。



圖 3-1 縣道 145 線-西螺大橋



圖 3-2 舊省道台 7 線復興橋



圖 3-3 下高屏溪舊鐵路橋

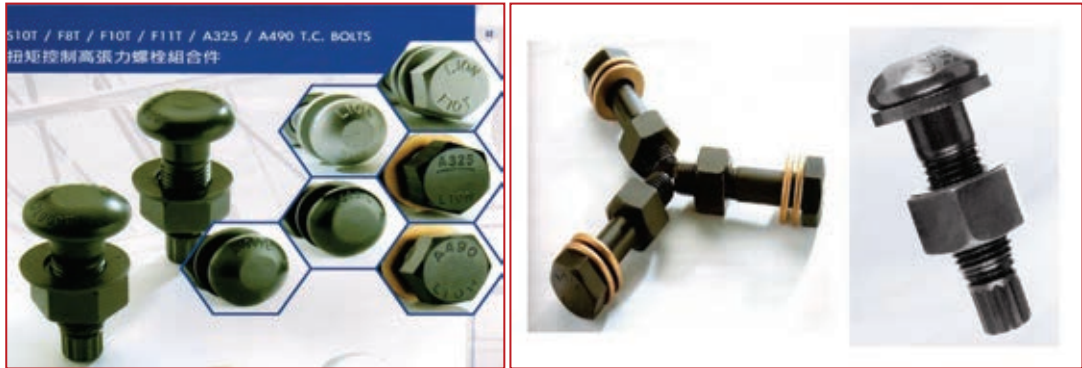


圖 3-4 扭矩控制 TC 螺栓圖 3-5F10T 螺栓及 S10T-TC 螺栓



圖 3-6 A325 搭配張力指示器鍍鋅螺栓及鉻酸鹽處理 TC 螺栓

3.1 高強度螺栓安裝一般規定

高強度螺栓安裝時的一般規定敘述如下：

1. 接合部於螺栓鎖固前應將構件表面之鐵銹、鱗片、黑皮、污泥、油垢及螺栓孔之毛邊徹底清除。
2. 高強度螺栓之螺牙不得有損傷，已使用過之螺栓、帶有傷痕或銹蝕者，不得再使用。使用扭力控制鎖固之螺栓組，有油污、生銹或污泥者則不得使用。使用螺帽旋轉法或直接張力指示器者，有油污、生銹或污泥者應於使用前清除。
3. 高強度螺栓之安裝，不得鎚擊入孔，螺帽亦不得反裝。
4. 螺栓安裝時，如不能以手將螺栓穿入孔內時，可先用沖梢穿過校正，但不得使用2.5kg以上之鐵鎚，如仍無效時，則以鉸孔方式擴孔，惟擴孔後之孔徑不得大於設計孔徑2mm，如超過經評估會影響接合品質時，可採更換連接板或補鋸方式改善，若採補鋸，需經非破壞檢測（RT或UT及MT）合格後重新鑽孔。
5. 高強度螺栓需使用動力鎖緊器鎖緊，如受空間之限制無法施工時得以手動扳手鎖緊。鎖緊方法可依其他認可方式規定辦理。
6. 螺栓群之鎖緊工作，應由中間向兩側，依上下、左右交叉之方式進行，以避免相對應之螺栓受影響而鬆動。
7. 斷尾螺栓除了製造商出廠時的潤滑外，不可使用潤滑劑再次潤滑。

3.2 高強度螺栓鎖固方式

高強度螺栓採不同鎖固方式施工時，其施工規定與差異分述如下：

1. 扭力扳手法：

扭力扳手法係以扭力控制螺栓預拉力之鎖固法，應採當日軸力計驗證試驗所得之扭力值調整旋螺機扭力進行鎖固作業，螺栓鎖固後以扭力扳手檢測其扭力是否符合標準，如圖 3-7 所示。

2. 螺帽旋轉法：

採用螺帽旋轉法仍需於施工當日以軸力計驗證試驗，調整旋螺機扭力進行鎖固作業，螺栓鎖至接合面緊貼狀態後，每組螺栓均應標記，再以手動扳手旋轉螺帽。螺帽之旋轉量可參考表 3-1[10]日本規範與美國 ASTM 規範對螺帽旋轉法規定之比較，施工完成後得以目視檢查是否完成鎖固，詳如圖 3-8[10]、圖 3-9a[11]及圖 3-9b 所示。

3. 斷尾螺栓法：

斷尾螺栓法為以螺栓尾端扭力強度控制螺栓預拉力之鎖固法。採用斷尾螺栓法施工時，當日以軸力計驗證試驗，確認斷尾時軸力能達到設計值，並由所得之扭力值調整旋螺機扭力進行鎖固作業，鎖固後得以目視檢查是否完成鎖固，詳如圖 3-10[9]及圖 3-11[11]所示。

4. 直接張力指示器法：

螺栓組如採用直接張力指示器法施工時，應以適當之方法檢查，惟直接張力指示器法施工前應先依據驗證試驗之結果，確認其施作依據及檢查方法，詳如圖 3-12[11]及圖 3-13[11]所示。直接張力指示器鎖固時，其安裝方式可參考如圖 3-14[10]。

以上相關鎖固方式，除另有規定，螺栓安裝前應採校驗合格之軸力計，對所採施工機具進行施工程序與檢驗之驗證試驗，以確認螺栓可達其最小預拉力，試驗核可後方可安裝使用，並依驗證之 K 值執行扭力檢測，如圖 3-15a 及 3-15b 所示。



圖 3-7 扭力板手法

表 3-1 日本規範與美國 ASTM 規範對螺帽旋轉法規定之比較

種類	F10T、S10T	ASTM A325 & A490
螺栓鎖固標準旋轉角度	5D (含) 以下 120 度 (M12 60 度)	(1) 兩面皆與螺栓軸成直角： 4D 以下：1/3 圈 (120 度) 4D~8D：1/2 圈 (180 度) 8D~12D：2/3 圈 (240 度)
		(2) 單面與螺栓軸成垂直，另一面與螺栓軸垂直面呈 1:20 以下之斜度並不使用斜墊片 4D 以下：1/2 圈 (180 度) 4D~8D：2/3 圈 (240 度) 8D~12D：5/6 圈 (300 度)
		(3) 兩面皆與螺栓面呈 1:20 以下之斜度並不使用斜墊片 4D 以下：2/3 圈 (240 度) 4D~8D：5/6 圈 (300 度) 8D~12D：1 圈 (360 度)
角度許可差	±30 度 (M12 +30 度)	-30 度 ~ +60 度

註：D=螺栓直徑

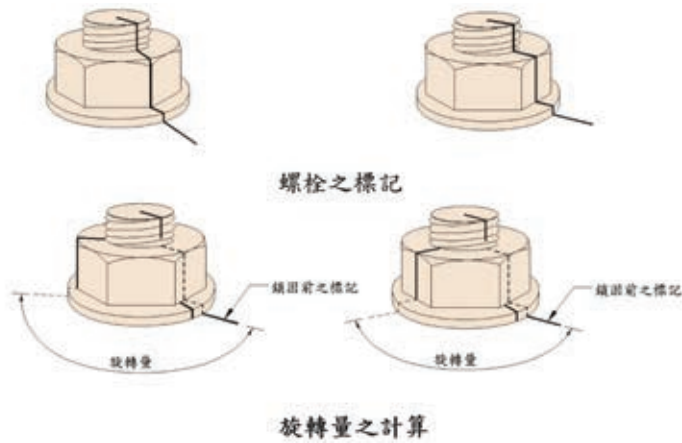


圖 3-8 螺帽旋轉法施作前標記及完成後檢視旋轉量



圖 3-9a 螺帽旋轉法施作前標記及完成後檢視旋轉量



圖 3-9b 螺帽旋轉法施工例

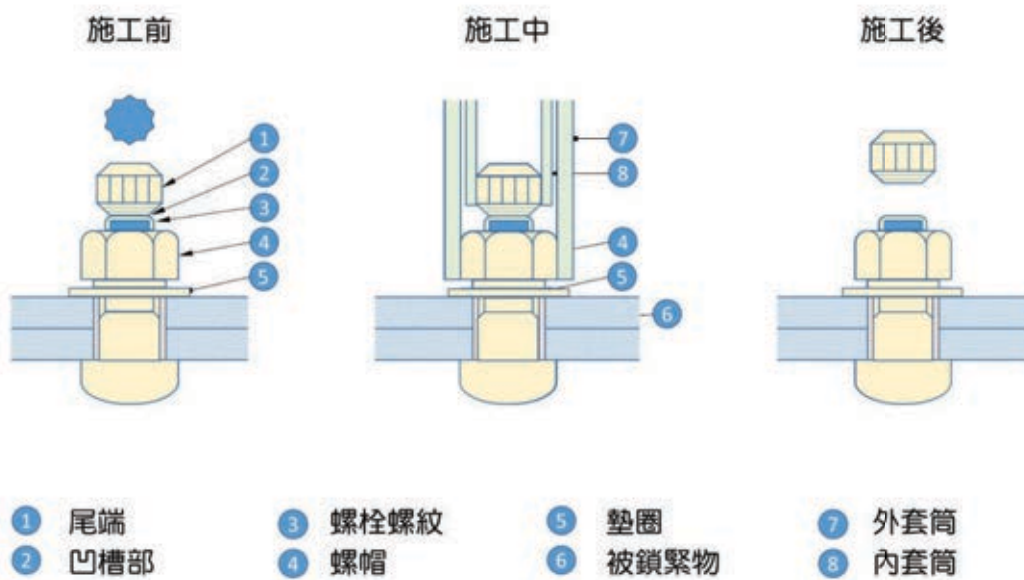


圖 3-10 斷尾螺栓法-扭矩控制 TC 螺栓



圖 3-11 斷尾螺栓法-扭矩控制 TC 螺栓

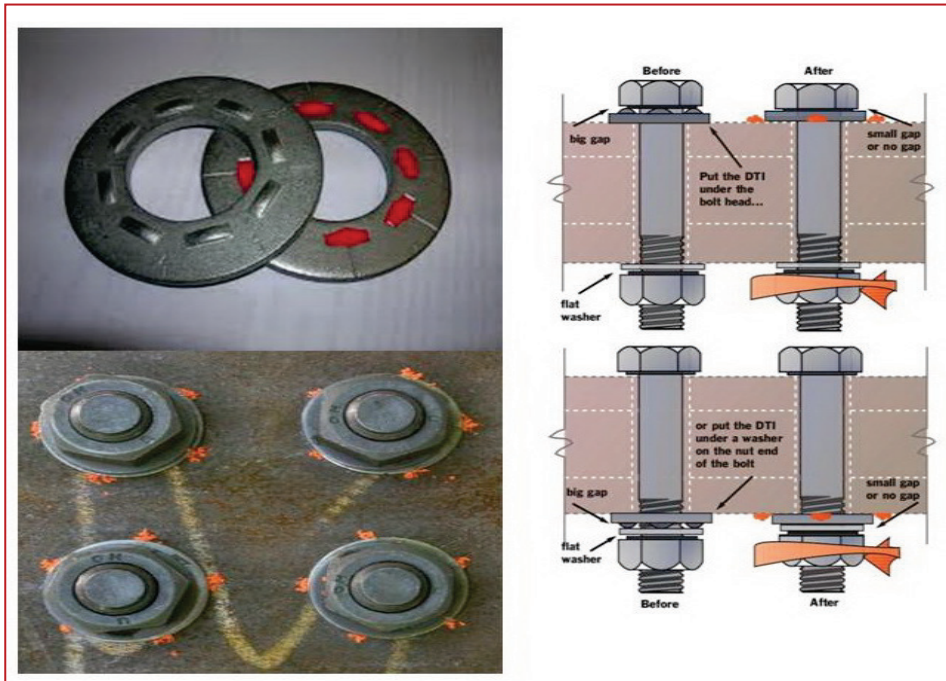
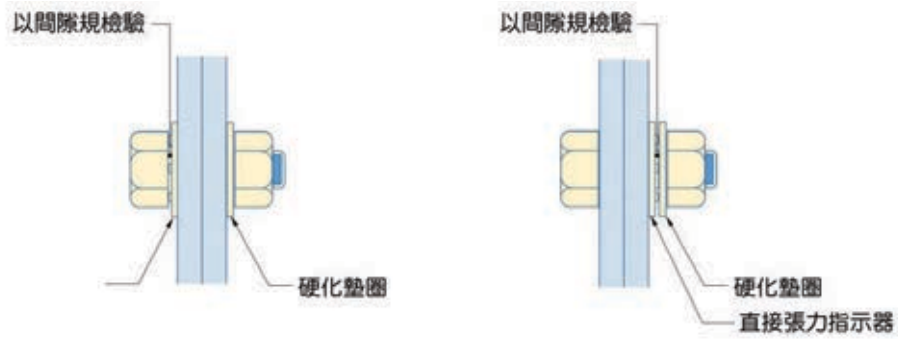


圖 3-12 直接張力指示器法



圖 3-13 直接張力指示器法測試與驗證



(a) 直接張力指示器位於螺栓頭
 (b) 直接張力指示器位於螺帽
 並轉動螺栓帽鎖緊時並轉動螺栓帽鎖緊時



(c) 直接張力指示器位於螺栓頭
 (d) 直接張力指示器位於螺帽
 並轉動螺栓頭鎖緊時並轉動螺栓頭鎖緊時

圖 3-14 直接張力指示器安裝方式

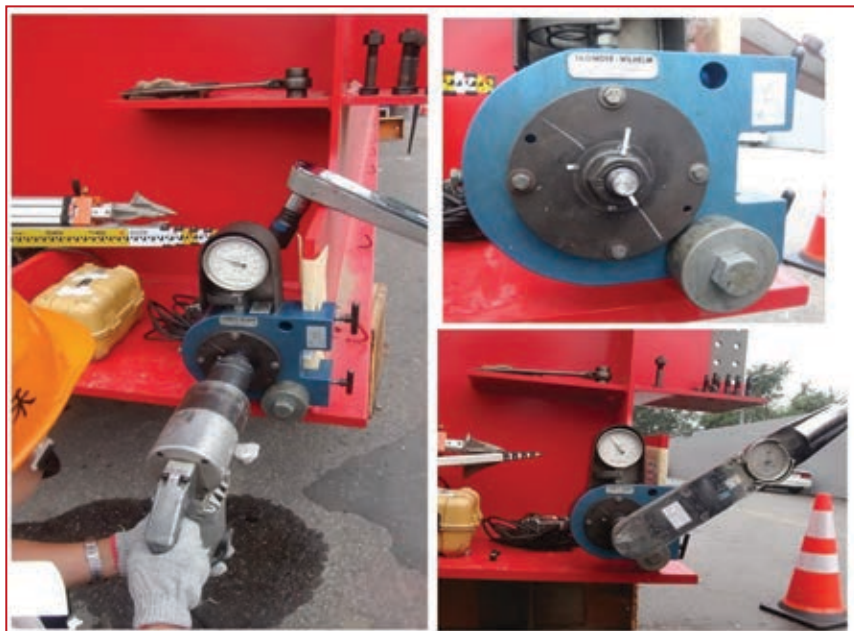


圖 3-15a 螺栓以軸力計及扭力扳手驗證軸力及 K 值



圖 3-15b 利用驗證之 K 值現場檢測鎖固螺栓扭力值

3.3 高強度螺栓施工常見缺失案例說明

1. 材料管理與使用方式不當：

高強度螺栓使用時應依當日所需數量由儲存庫房領出拆封，當日未用之螺栓仍應放回螺栓桶中加蓋，避免螺栓表面受潮生銹或過度乾燥而改變其出廠當時之摩擦係數（ k 值），目前國內所生產高強度螺栓出廠時之摩擦係數大約為 0.12~0.15 間，螺栓組件（含螺帽墊圈）若摩擦係數改變過大，將嚴重影響其實際扭力值，尤其國內使用最多的斷尾螺栓法，常因螺栓保管及工序不當讓螺栓生銹造成摩擦係數改變過大，螺栓施工時未達設計軸力便提前斷尾，造成螺栓已完成鎖固之假象，這是目前國內最常發生之現象，而筆者曾將生銹及保存良好斷尾型螺栓以軸力計作過驗證，表面生銹之螺栓其實際軸力減少約 1/3 以上，生銹嚴重者尚甚達 1/2，故螺栓之管理與使用時機應確實依規定。圖 3-16 至圖 3-18 為螺栓管理不當及生銹螺栓經驗軸力不足之情形。



圖 3-16 螺栓使用管理不當生銹圖



3-17 螺栓使用管理不當生銹

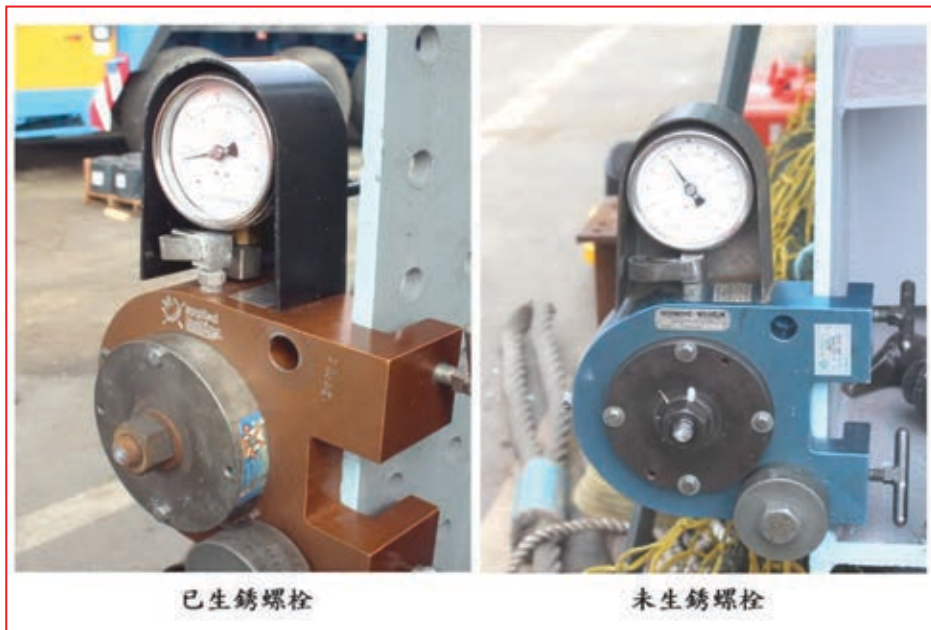


圖 3-18 螺栓未生銹與生銹之軸力比較

2. 施工前未依程序驗證：

因高強度螺栓在原廠生產時之摩擦係數（ k 值）會因保管儲存方式或使用當天氣候溫度而改變，依前 3.2 節-高強度螺栓鎖固方式所規定，螺栓鎖固當日均需以軸力計作驗證而計算出該批螺栓之 k 值及計算出對應設計預拉力之扭力值，作為後續施工及鎖固後抽驗之依據，惟目前國內大部分現場施工廠商都忽略這驗證程序，僅以螺栓出廠時之品質證明文件中之摩擦係數（ k 值），或整個工程從開工到完工僅在第一次構件地組時作 1 次驗證，而以該數據沿用至完工，這表面上扭力值都能達到，但確實的軸力與連接板密合度將無法確保而達到該有的摩阻型螺栓之摩擦力。

3. 構件接合表面未清潔：

構件進場堆放或地組時未墊高，且整地未確實下雨後地面泥濘致構件接合面受污染不潔，這將嚴重影響螺栓接合品質，詳如圖 3-19 及圖 3-20 所示。



圖 3-19 連接板管理不當



圖-20 連接板接合面不潔

4. 接頭螺栓孔位誤差過大不當擴孔：

構件因製造精度不佳、廠內預裝及檢查不確實及誤差未能於出廠前修正，而工地基座測量或架設順序有誤，與溫度效應未考量，致產生螺栓孔錯位過大，未依規定方式而任意採瓦斯挖孔而造成螺栓接合品質不良，未能達到設計摩擦力，詳如圖 3-21 及圖 3-22 所示。

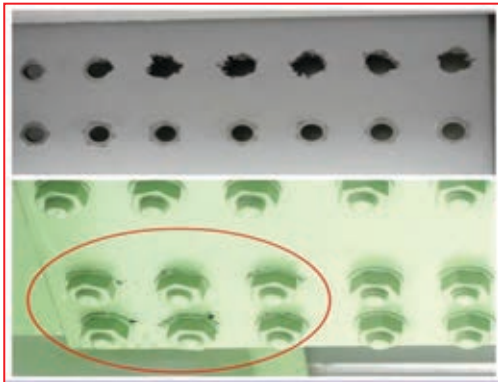


圖 3-21 任意以瓦斯擴孔圖



圖 3-22 任意以瓦斯擴孔

5. 鎖固方式未依規定：

斷尾型螺栓部分若因設計邊距不足，無法採用制式旋螺機鎖固斷尾，又未採用螺帽旋轉法或扭力扳手鎖至該有軸力。部分施工單位為因應後續之目視檢查，會將未鎖固之螺栓尾端採火焰、砂輪機切除或榔頭敲除，固然可達到目視檢查合格之手段，但也會因高強度螺栓是經過熱處理調質，遇火燄高溫燒除鋼材時，造成螺栓經回火軟化後將嚴重影響其預拉力，這也是國內施工常見的現象，宜應嚴格杜絕，詳如圖 3-23 及圖 3-24 所示。



圖 3-23 尾端瓦斯切除



圖 3-24 尾端瓦斯切除

6. 其他缺失：除前揭較為嚴重之缺失外，常見其他缺失如下：

(1) 有鎖固方式順序未依規定由中間向兩側，依上下左右交叉之方式進行，造成連接板變型，如圖 3-25 及圖 3-26 所示。



圖 3-25 鎖固順序錯誤



圖 3-26 鎖固順序錯誤連接板擠壓變形

(2) 螺栓安裝時螺帽倒裝，如圖 3-27 及圖 3-28 所示。



圖 3-27 螺帽標準細部



圖 3-28 螺帽倒裝

- (3) 螺栓長度不足，詳如圖 3-29 所示。
- (4) 螺栓未分兩次鎖固。
- (5) 螺栓漏鎖，詳如圖 3-30 所示。



圖 3-29 螺栓長度不足

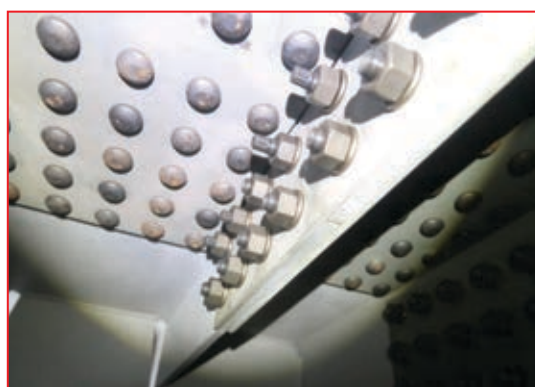
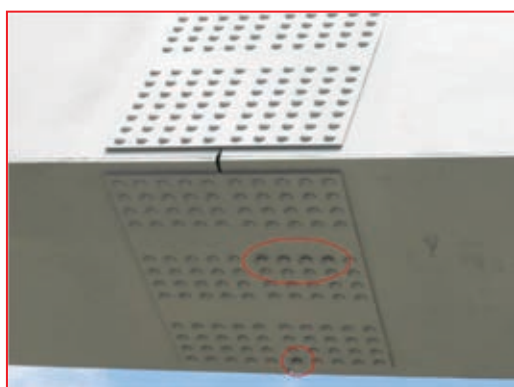


圖 3-30 螺栓漏鎖

- (6) 螺栓安裝後未於規定時間鎖固，螺栓生銹後致 k 值改變影響扭力值，詳如圖 3-31 所示。
- (7) 螺栓鎖固後未及時檢測，螺栓生銹後增加摩擦力，將影響檢測數據，詳如圖 3-32 所示。

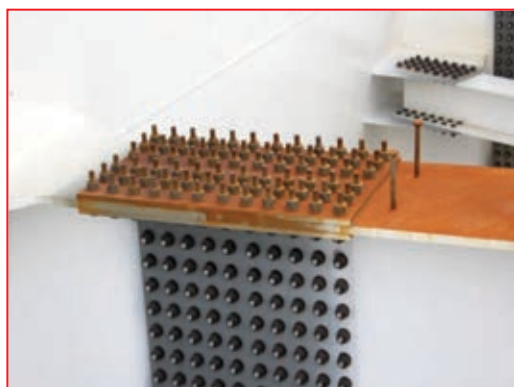


圖 3-31 螺栓已生銹影響 K 值



圖 3-32 螺栓已生銹影響 K 值

(8) 螺栓未鎖固便辦理塗裝，影響後續鎖固作業，詳如圖 3-33 所示。

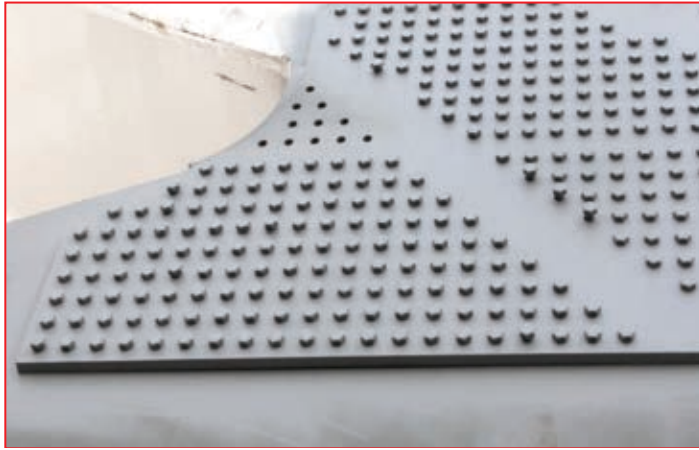


圖 3-33 螺栓未鎖固先塗裝

肆、結論

鋼橋構件的施工大都在鋼構廠進行製作，基本上各構件的施工都可以作到品質最佳化。但受限於運輸或吊裝等條件，構件結合須採用現場接頭。因此現場接頭設計與施工，為全橋架設成功與否的重點。鋼橋現場接頭，可採用螺栓、銲接或兩者併用，均要注意其設計與施工細節，包含現場施工的可行性及施工品質，方可確保橋梁的施工品質及安全。

本文章僅就鋼橋現場接頭的設計及施工，提出相關的探討，包含了設計及施工兩部分。在設計部分，包含翼板及腹板等接頭設計，依據接頭多種計算方式，將其計算結果作進一步比較及探討，將現場接頭不同計算方式的差異性作概要性比較及探討，作為鋼橋設計工程師的參考。在施工部分，就國內鋼橋架設時所採用的現場接頭作說明，同時也針對現場接頭採用螺栓接合方式及常見缺失提出說明，作為工程師現場施工及監造的參考。

參考文獻

1. 交通部頒布「公路橋梁設計規範」，98.12。
2. 交通部公路總局施工說明書「141.05121鋼橋製作及架設」，2013年。
3. 張英發、黃昭勝、游明益、林曜滄、張荻薇、宋裕祺，「臺北市社子大橋之分析與設計」，結構工程第二十九卷第二期，民國103年6月。
4. 社團法人日本道路協會，「道路橋示方書」，2010。
5. 「鋼橋設計入門手冊」，張英發，2019。
6. 日本山寺吉原、大貫高野、池內小田桐「鋼桁橋の設計計算例」，平成7年。
7. 交通部頒布「鐵路橋梁設計規範」，93.12。
8. 春雨工廠股份有限公司「鋼骨結構摩擦接合用高張力螺栓型錄」，2005年。
9. 晉禾企業股份有限公司「T.C結構螺栓型錄」，2007年。
10. 中華民國鋼結構協會出版「鋼結構施工規範」，2008。
11. 屹貿股份有限公司「直接張力指示器型錄」，2002年。

台 9 線花東公路第三期拓寬計畫執行成果評估

李順成¹、劉世桐²、連奕書³

摘要

基於地方建議及加速辦理台 9 線花東公路拓寬，民國 97 年交通部公路總局推動「台 9 線花東公路第三期道路改善計畫」專案計畫，受限於計畫經費龐大，因此優先核定部分急迫性較高之路段優先進行拓寬，優先施作路段皆已完成拓寬並通車，後續路段改善編入「省道改善計畫」之中，但因其完成時間存在不確定性。基於地方建議及加速辦理台 9 線拓寬，因此於民國 106 年由行政院提出以專案計畫方式提出現正執行中之「台 9 線花東縱谷公路安全景觀大道計畫」專案計畫，期望可加速推動花蓮境內剩餘未拓寬之台 9 線路段加速進行。考量運輸計畫之各項效益評估年期主要係考慮設施使用年限及效益回收等因素，一般效益評估年期多落於營運後 20~30 年間，惟考量若至營運後 20 年才進行評估，恐因期程拖延過久導致實質效益無法及時反應予決策者進行切實決策。本計畫針對民國 97 年「台 9 線花東公路第三期道路改善計畫」拓寬改善後之成效進行執行檢討分析，以供後續「台 9 線花東縱谷公路安全景觀大道計畫」項目下改善路段進行參考及回饋，並期望根據本計畫分析及改善建議可使後續台 9 線花東縱谷公路拓寬工程更有效率並更貼近民眾需求。

壹、前言

花蓮縣境內省道台 9 線為花蓮至臺東主要且道路路幅最大之交通要道，除南北向聯繫外，亦為沿線主要鄉鎮東西向道路匯集及人口聚集之主要幹道。花蓮地方政府及各級民意代表，咸望政府能配合「2008 年觀光客倍增計畫」增加旅遊之需要，將花東線境內全線 186 公里皆闢為 30m 寬公路。第一、二期拓寬計畫（都市計畫區域）分別於民國 73 至 78 年及民國 81 至 84 年，將花蓮市至臺東縣卑南鄉路段拓寬改善為路寬

¹ 交通部公路總局第四區養護工程處 處長

² 時任交通部公路總局第四區養護工程處 副處長，現任第二區養護工程處 處長

³ 亞聯工程顧問有限公司 技師

12 公尺。並於民國 97-101 年提出「台 9 線花東公路第三期道路改善計畫」，範圍由木瓜溪至花蓮臺東縣境，預計將台 9 線約 16 餘公里拓寬為 30 公尺道路。惟受限計畫經費龐大，短期內無法籌足經費，故優先針對核定部分之急迫性較高路段進行拓寬。第一優先拓寬路段包括壽豐至溪口段（222K+400~228K+900）、溪口至南平段（228K+900~235K+550）及萬里溪橋至馬太鞍溪橋段（243K+600~246K+650）等三路段。本計畫針對「台 9 線花東公路第三期改善計畫」第一優先拓寬路段拓寬改善後之成效進行執行檢討分析，以提供後續「台 9 線花東縱谷公路安全景觀大道計畫」項目下改善路段進行參考及回饋，詳細路線及範圍見圖 1-1 所示。

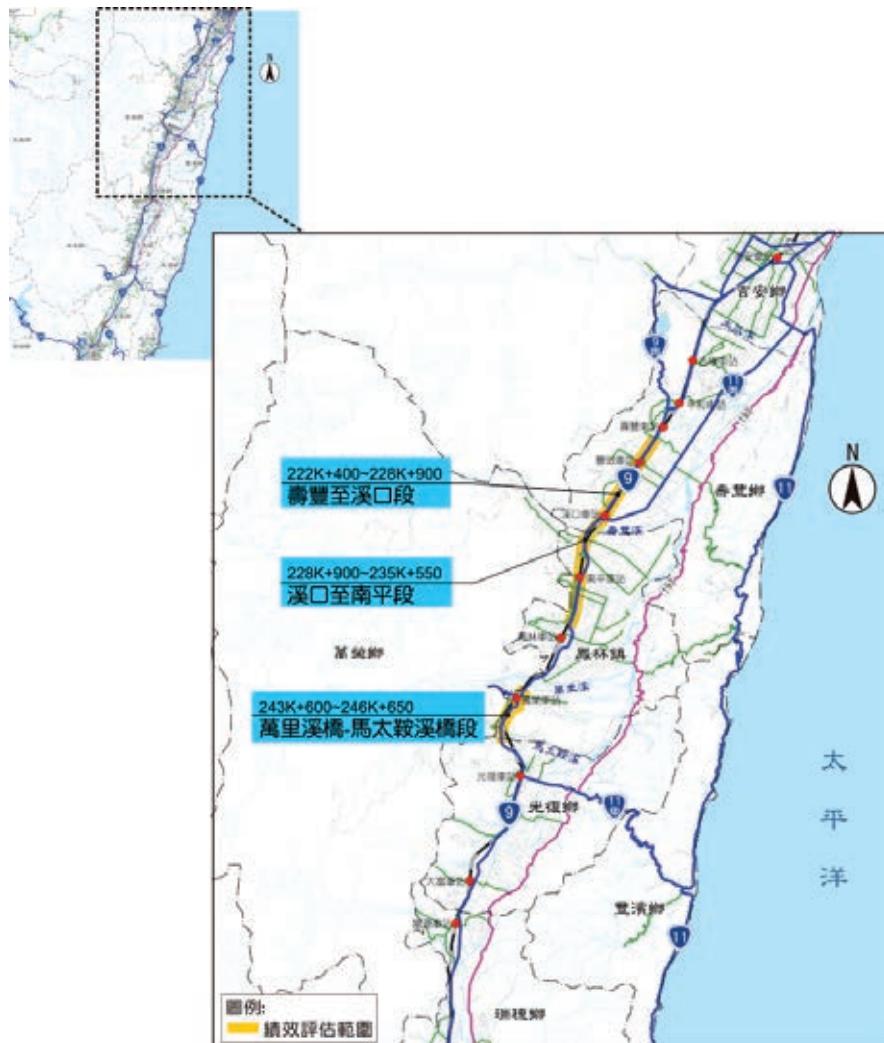


圖 1-1 計畫範圍示意圖

由於台 9 線花東公路拓寬計畫歷時不同階段，各階段計畫名稱與範圍均不同，為使本文清楚易懂，將本文所使用之計畫案名稱進行彙整，以利閱讀便利，如表 1-2 所示。

表 1-2 使用名詞簡稱彙整表

計劃案名稱	本文之簡稱
台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫	前期計畫
台 9 線花東縱谷公路安全景觀大道計畫	台 9 線花東縱谷公路安全景觀大道計畫
台 9 線花東公路第三期改善計畫「第一優先拓寬路段 1.壽豐至溪口段 (222K+400~228K+900) 2.溪口至南平段 (228K+900~235K+550) 3.萬里溪橋至馬太鞍溪橋段 (243K+600~246K+650)	本文之績效評估範圍
台 9 線花東公路第三期改善計畫,範圍為木瓜溪 212K+300 (木瓜溪橋) 至花蓮臺東縣境。	本文之計畫評估範圍

貳、現況道路交通特性分析

2.1 道路速限分析

台 9 線計畫範圍內部分路段已完成拓寬，欲了解台 9 線花東公路計畫評估範圍內道路速限特性，本計畫於民國 107 年 02 月 26 日（平常日，星期一，晴天）、民國 107 年 02 月 27 日（平常日，星期二，晴天）進行道路幾何與速限勘查，分述如下：

1. 速差狀況

經實際勘查，得知現況台 9 線各路段速限不一致，前後路段速差高達 20kph，導致行駛中車輛無法保持安全車距。

2. 同向路段速限變化頻率

經實際勘查，得知台 9 線多處路段道路幾何配置相同，但設計速限變化頻繁，例如 214k+600~242k+695 為已拓寬路段，其中 224k+000 速限為 50kph、225k+000 速限為 60 kph、226k+000 速限為 70 kph，相鄰路段距離僅 2 公里，呈現 3 種速限，建議重新檢視各路段速限不一致的問題。

3. 對向路段速限異質性

經實際勘查，得知台 9 線多處路段道路幾何配置相同，但南北向速限不一致之問題，例如現況道路雙向幾何條件相同，皆採各 1 快車道、1 慢車道，道路型態為直線路段，則大禹~玉里段 288k+000 往南速限為 50kph，往北速限為 60kph；東里~富里段 307k+500，往南速限為 50kph，往北速限為 60kph；東里~富里段 309k+000，往南速限為 60kph，往北速限為 50kph，建議重新檢視道路幾何配置或周邊環境條件相同卻採用不同速限設置之區段。

4. 施工路段速限連接性

經實際勘查，得知台 9 線現況施工路段 246k+650~268k+500、285k+250~287k+000 處，施工期間工區速限為 30kph，連續路段皆有做到速限一致，妥為合理之速限，但須考量漸變段之速限，如馬太鞍溪橋 246k+650~247k+750 為施工段，速限為 30kph，相鄰路段之北段速限 70kph、南段速限 60kph，突然增加或遞減，建議重新檢視施工期間漸變段之速限問題。

5. 速限變化頻率

經實際勘查，得知台 9 線現況各路段速限變換頻繁，有些路段僅 500 公尺變換速限，且前後路段速差高達 20kph，故本計畫建議重新檢視各路段速限不一致的問題，亦能相對減少未注意前車狀態、未保持行車安全距離等肇事因素。

2.2 路段流量分析

為掌握本工程範圍鄰近道路交通量特性，本計畫針對周邊道路交通量與服務水準現況加以探討。了解計畫範圍內周邊道路之車流特性。於民國 106 年 10 月 07 日（國慶連假，星期四，晴天）、民國 106 年 11 月 16 日（平常日，星期四，晴天）、民國 106 年 11 月 18 日（一般假日，星期六，晴天）進行 24 小時道路交通量調查及路段旅行速率調查、尖峰小時 07:00~09:00、17:00~19:00 共計 4 小時路口轉向調查。

1. 台9線（壽豐223k+000~226k+250）

針對台 9 線自鄉道花 39 線（223k+000）至鄉道花 40 線（226k+250）進行調查，平常日、一般假日及連續假日上午尖峰小時往南方向最大交通量為 1,030 PCU/hr，往北方向最大交通量為 975 PCU/hr。下午尖峰小時往南方向最大交通量為 1,017 PCU/hr，往北方向最大交通量為 1,062 PCU/hr，路段服務水準皆能維持 A 級。

2. 台9線（鳳林233k+000~237k+000）

針對台 9 線自永豐路（233k+000）至平順路（237k+000）進行調查，平常日、一般假日及連續假日上午尖峰小時往南方向最大交通量為 1,014 PCU/hr，往北方向最大交通量為 926 PCU/hr。下午尖峰小時往南方向最大交通量為 985 PCU/hr，往北方向最大交通量為 1,156 PCU/hr，路段服務水準皆能維持 A 級。

3. 台9線（萬里溪橋至馬太鞍溪橋243k+500~246k+500）

針對台 9 線自萬里溪橋南側（243k+500）至馬太鞍溪橋北側（246k+500）進行調查，平常日及一般假日上午尖峰往南方向最大交通量為 755 PCU/hr，往北方向最大交通量為 771 PCU/hr。下午尖峰往南方向最大交通量為 817 PCU/hr，往北方向最大交通量為 827 PCU/hr，路段服務水準皆能維持 A 級。

4. 台9線（大興257k+850~262k+150）

針對台 9 線自明德路（花 56）（257K+850）至產業道路（262k+150）進行調查，平常日及一般假日上午尖峰小時往南方向最大交通量為 280 PCU/hr，往北方向最大交通量為 279 PCU/hr。下午尖峰小時往南方向最大交通量為 337 PCU/hr，往北方向最大交通量為 380 PCU/hr，路段服務水準皆為 A 級。

5. 台9線（富源270k+750~273k+250）

針對台9線自溫泉路（270k+750）至馬力雲路（花59）（273k+250）進行調查，平常日、一般假日及連續假日上午尖峰小時往南方向最大交通量為397 PCU/hr，往北方向最大交通量為334 PCU/hr。下午尖峰小時往南方向最大交通量為431 PCU/hr，往北方向最大交通量為488 PCU/hr，路段服務水準皆能維持A級。

6. 台9線（富里316k+000~318k+250）

針對台 9 線自學富路（花 81）（316k+000）至富南部落連絡道（318k+250）進行調查，平常日及一般假日上午尖峰往南方向最大交通量為 251 PCU/hr，往北方向最大交通量為 262 PCU/hr。下午尖峰往南方向最大交通量為 278 PCU/hr，往北方向最大交通量為 286 PCU/hr，路段服務水準能維持 A 級。

2.3 路口交通分析方面

根據本計畫調查結果：顯示平常日、平假日台 9 線/台 11 丙路口通過最大總交通量晨峰小時為 2,237 PCU，昏峰小時為 2,294 PCU；台 9 線/台 11 甲路口通過最大總交通量晨峰小時為 1,761 PCU，昏峰小時為 1,906 PCU；台 9 線/台 30 線路口通過最大總交通量晨峰小時為 849 PCU，昏峰小時為 916 PCU；台 9 線/台 23 線路口通過最大總交通量晨峰小時為 988 PCU，昏峰小時為 776 PCU。然工區範圍省道台 9 線多為通過性交通量，各路口轉向相對較為單純，因此平常日及一般假日晨、昏峰小時各路口尖峰小時服務水準均可維持 B 級以上。

參、計畫目標達成情形評估

3.1 前期計畫運輸需求預測與現況交通量

台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫為本計畫之前期計畫，故本計畫仍延續台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫（以下簡稱前期計畫）之運輸需求預測為主軸進行探討。前期計畫報告之背景與情境假設為考量當時花東地區推動之重大交通建設計畫，故於運輸需求預測模式以「有」、「無」國道東部高速公路蘇澳花蓮段建設計畫（以下簡稱蘇花高）、東路鐵路快捷計畫（北宜直鐵）等背景條件建立情境預測，預測情境說明如下：

表 3-1 情境資料說明

情境	說明
情境一	無蘇花高、台 9 線花東公路未拓寬：若無蘇花高建設計畫，加上台 9 線維持現況未拓寬之交通量預測情境。
情境二	無蘇花高、台 9 線花東公路拓寬後：若無蘇花高建設計畫，加上台 9 線依計畫拓寬完成之交通量預測情境。
交通量背景說明	1.交通建設背景：蘇花高已於民國 97 年停止執行。 2.蘇花改原為民國 106 年通車，後續修正為民國 108 年全線通車。 3.台 9 線花東公路僅第一優先路段完工通車 4.基年年期：民國 106 年 5.前期計畫報告 基年：民國 94 年 6.中間年/目標年：民國 110 年/130 年

本計畫為了解前期計畫與現年民國 106 年交通量預測差異，故本計畫採用內/外插法推測前期計畫於民國 106 年預測交通量，並利用本計畫實際調查之相似點位進行媒合比較。偶後考量台 9 線花東公路道路幾何變化（有無拓寬）、前期計畫所假設之預測情境與現況交通量發展（無蘇花高）情形，了解民國 106 年預測與實際調查交通量之差異性。

1. 情境一：無蘇花高、台9線花東公路未拓寬

依據前期計畫報告陳述該情境考量若無蘇花高建設、台 9 線花東公路未拓寬，則國民旅遊及產業活動等運輸需求將顯著減少，本計畫依據前期計畫報告預測之民國 100 年及民國 110 年預測交通量內插民國 106 年交通量，其結果如表 3-2 所示。在此情境架構下，前期計畫預測交通量較現況交通量（民國 106 年）有大幅度高估之狀態，然富源至瑞穗交通量差異性最大，高估幅度約 2.49 倍，其次為玉里至富里，高估幅度約 2.43 倍，詳見表 3-3 及圖 3-1 所示。

2. 情境二：無蘇花高、台9線花東公路拓寬後

依據前期計畫報告陳述該情境考量若無蘇花高建設、台 9 線花東公路依計畫期程拓寬完成，其藉由基年之交通量推估目標年民國 110 年及 130 年於平日及一般假日之交通量，推估屆時台 9 線花東公路之較大交通量主要在花蓮市近郊壽豐-鳳林，透過前期推測目標年交通量以外插方式推估民國 106 年各路段之交通量，如表 3-4 所示；在此情境架構下，前期預測交通量較現況交通量（民國 106 年）有大幅度高估之狀態，然不論平常日或平假日皆以富源至瑞穗交通量差異性最大，高估幅度約 5.2~8.2 倍，其次仍以光復至富源，成高估幅度約 4.3~6.3 倍，詳見表 3-5 及圖 3-2 所示。

表 3-2 情境一前期計畫交通量推估彙整表

路段	年期	前期計畫-預測值 (PCU/日)				
		94 年 交通量 (基年)	100 年 交通量	*106 年 交通量	110 年 交通量	130 年 交通量
壽豐-鳳林		12,790	19,187	25,584	31,718	40,386
富源-瑞穗		11,468	14,294	17,120	24,456	33,455
玉里-富里		7,923	11,953	15,983	20,674	35,824

資料來源：交通部公路總局於「台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫」。

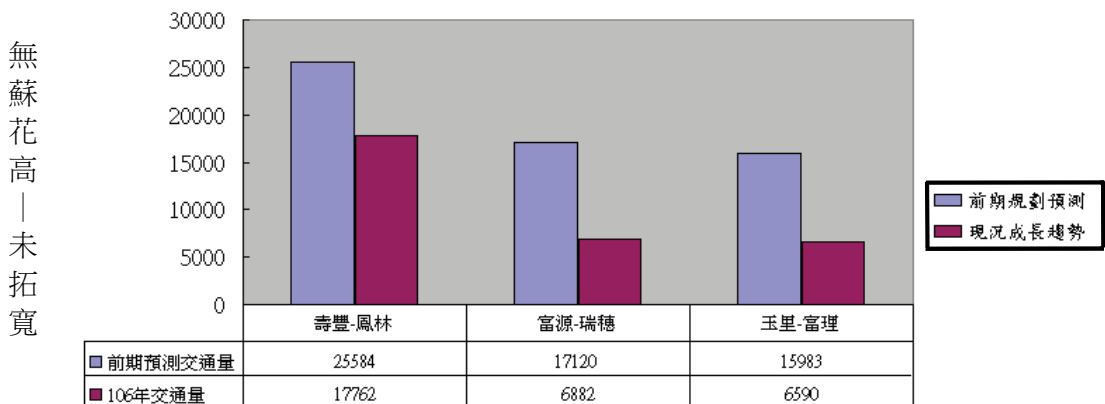
註：符號「*」內/外插法預測值，本計畫整理分析。

表 3-3 情境一現年交通量差異性彙整表

路段	年期	前期計畫 預測值	現年	差異性	
		*106 年交通量 (PCU/日) (A)	106 年交通量 (PCU/日) (B)	誤差交通量 (PCU/日)	倍率 (A/B)
壽豐-鳳林		25,584	17,762	7,822	1.44
富源-瑞穗		17,120	6,882	10,238	2.49
玉里-富里		15,983	6,590	9,393	2.43

資料來源：交通部公路總局於「台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫」。

註：符號「*」內/外插法預測值，本計畫整理分析。



資料來源：本計畫整理分析。單位：PCU/日

圖 3-1 情境一現年交通量差異比較圖

表 3-4 情境二前期計畫交通量推估彙整表

路段		年期	前期計畫-預測值		
			*106 年 交通量 (PCU/日)	110 年 交通量 (PCU/日)	130 年 交通量 (PCU/日)
平 常 日	壽豐－鳳林		47,185	52,162	77,047
	鳳林－光復		39,868	41,839	51,692
	光復－富源		35,047	38,742	57,215
	富源－瑞穗		34,660	38,332	56,692
	瑞穗－玉里		26,149	28,391	39,599
	玉里－富里		21,339	23,013	31,385
一 般 假 日	壽豐－鳳林		71,094	73,559	85,883
	鳳林－光復		65,396	67,936	80,636
	光復－富源		58,544	60,963	73,060
	富源－瑞穗		58,247	60,661	72,731
	瑞穗－玉里		48,347	51,778	68,935
	玉里－富里		41,588	46,207	69,302

資料來源：交通部公路總局於「台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫」。

註：符號「*」內/外插法預測值，本計畫整理分析。

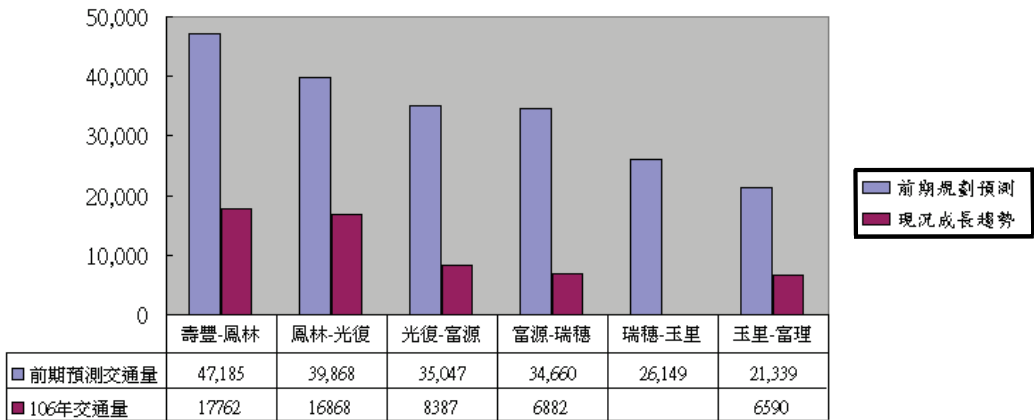
表 3-5 情境二現年交通量差異性彙整表

路段		年期	前期計畫 預測值	調查值	差異性	
			106 年交通量 (PCU/日)(A)	106 年交通量 (PCU/日)(B)	誤差交通量 (PCU/日)	倍率 (A/B)
平 常 日	壽豐－鳳林		47,185	17,762	30,859	2.74
	鳳林－光復		39,868	16,868	22,131	2.31
	光復－富源		35,047	8,387	27,725	4.31
	富源－瑞穗		34,660	6,882	28,848	5.19
	瑞穗－玉里		26,149	—	—	—
	玉里－富里		21,339	6,590	15,275	3.32
一 般 假 日	壽豐－鳳林		71,094	17,962	53,396	3.97
	鳳林－光復		65,396	17,723	47,944	3.71
	光復－富源		58,544	9,369	49,558	6.29
	富源－瑞穗		58,247	7,257	51,379	8.08
	瑞穗－玉里		48,347	—	—	—
	玉里－富里		41,588	7,204	35,999	6.00

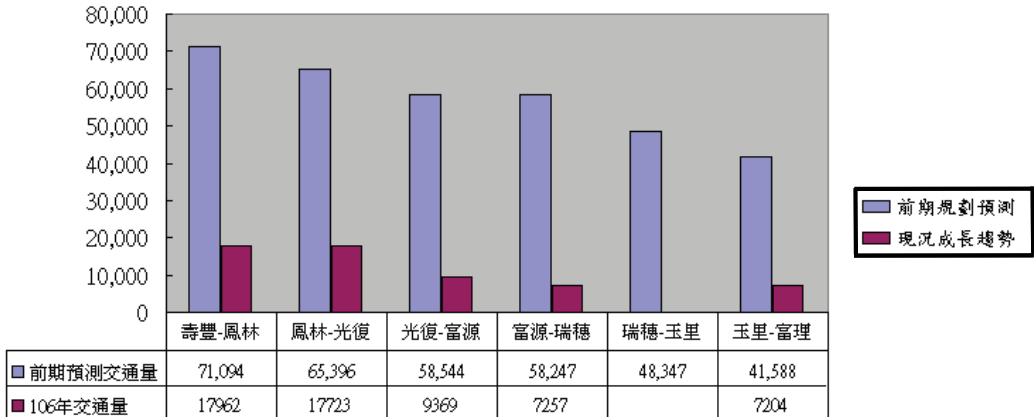
資料來源：交通部公路總局於「台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫」。

註：符號「*」內/外插法預測值，本計畫整理分析。

平常日



一般假日



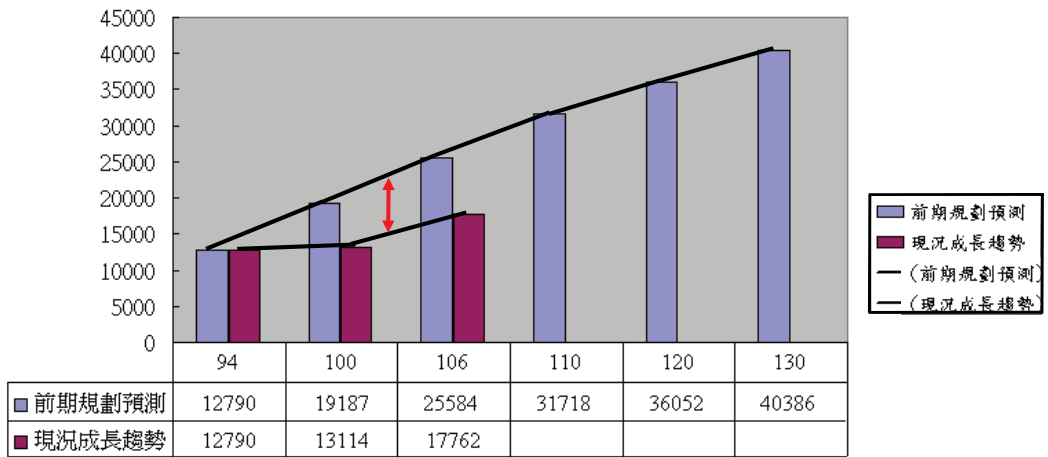
資料來源：本計畫整理分析。單位：PCU/日

圖 3-2 情境二現年交通量差異比較圖

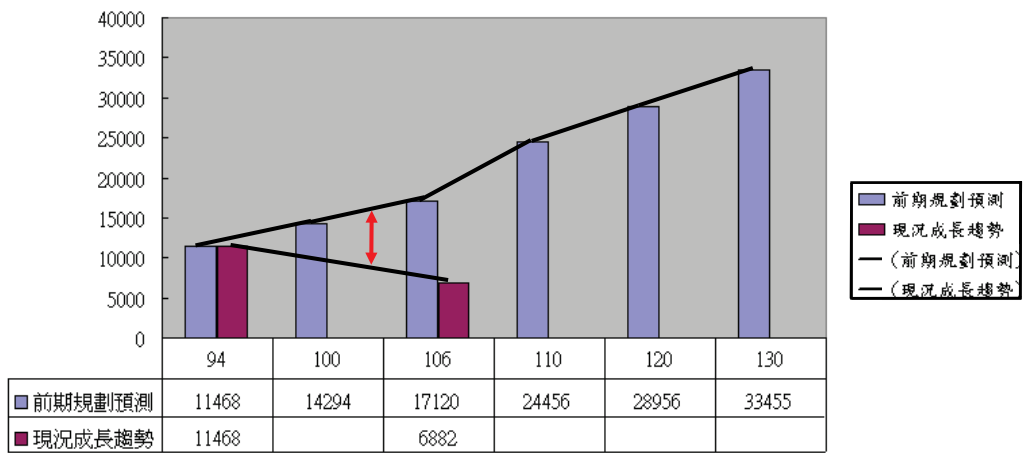
3. 運輸需求預測趨勢

為進步了解運輸需求成長空間幅度，仍依據前期計畫預測之目標年交通量、歷年台9線公路總局統計交通量及本計畫現年調查資料做交叉比較分析，然逐年交通量成長趨勢與前期計畫報告所預測趨勢尚有大幅度的成長空間，茲以繪製交通成長趨勢圖，詳見圖 3-3 所示。

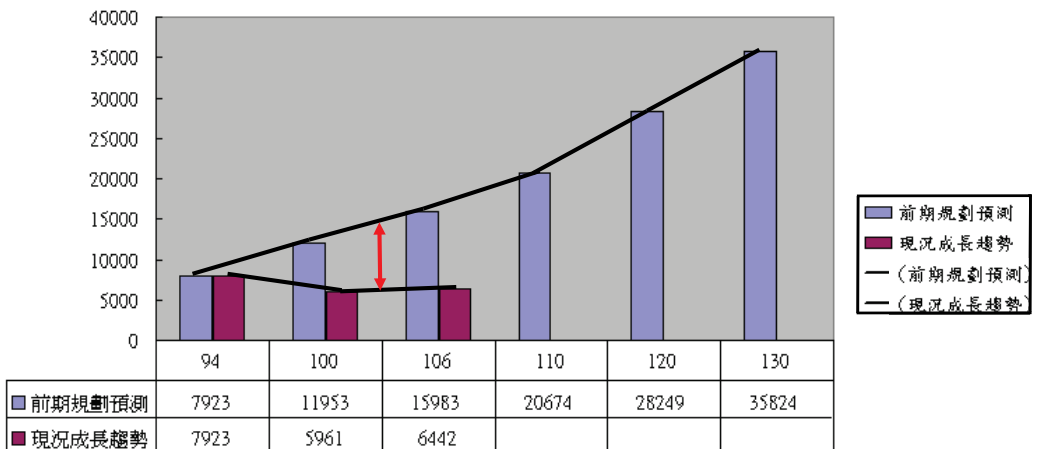
壽豐—鳳林



富源—瑞穗



玉里—富里



資料來源：本計畫整理分析。單位：PCU/日

圖 3-3 現年交通量與預測交通量趨勢彙整表

2. 重要計畫項目之績效評估

重大公共建設績效評估之目的，旨在使有限的資源得到最適當的配置，以提升整體社會的福祉，期望以最少的公共投資成本獲得最大社會淨效益。因此，政府在從事重大公共工程建設時，基於國家資源有限，除在工程技術上力求其可行外，更希望在經濟上求其最大的效益，以使有限之資源作最有效的使用。本計畫就社會效果、節省費用、溫室氣體排放數量、節省消耗資源數量等方向觀點著眼，來評量所耗費資源與所創造效益之間的關係。

(1) 社會效益項目分析

台 9 線花東公路第三期拓寬計畫已於 97 年陸續推動，而其除可量化之效益（使用者效益、產業效益、空氣汙染效益和 CO₂ 排放減量效益）外，尚存在許多無法以貨幣衡量之效益，諸如提升行車安全、促進觀光產業發展、平衡區域發展等，恐非可以金錢來衡量。

周邊土地開發發展及產業異業結合之整合加值規劃，將可能因為台 9 線拓寬計畫的完成興建完成後而產生增值效益，因此本計畫特針對已通車路段之土地現值增值效益進行整理，由表 4.6-1 可知於通車年 100 年及 101 年不論是商業區或住宅區之公告土地現值呈現大幅拉升之情形，可知道路建設之發展對於周邊土地發展有一定之效益。

(2) 費用節省項目分析

公路工程建設在經濟效益層面係以成本及效益兩部分加以考量，其中，成本可分為可量化成本及不易量化成本兩部分，效益可分為可量化效益及不易量化效益兩部分。本節惟根據可量化效益進行分析，可量化效益可分為下列三項，後續本計畫將會根據 106 年調查結果進行比較分析。

A. 旅行時間節省效益：

建設計畫完工後，將使得整體公路路網更為完善，可節省區內之公路旅行時間，旅行時間節省效益可採時間價值之計算方式加以貨幣化。旅行時間節省效益公式如下所述。

旅行時間節省效益（元）=單位時間價值（元/車小時）×時間節省量（延車小時）

本計畫主要為針對前期計畫第一優先拓寬路段做事後效益評估分析，因此針對規劃期間所分析之旅行時間節省效益評估背景、假設與計算方式進行說明，前期計畫所使用之單位時間價值貨幣幣值為 94 年之幣值，其所採用車輛平均承載率，分別為機車 1.8 人/車，小客車 3 人/車，大客車 20 人/車，經轉換可得每車之時間價值列於表 3-7 所示。

表 3-7 旅行時間節省效益基本假設參數彙整表（前期計畫）

類別	機踏車	小型車	聯結車/大貨車	大客車
運具比	1.8	3	-	20
單位時間價值	180	330	165	3,000

資料來源：台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫，本計畫整理分析。

註：民國 94 年幣值，單位：元/小時。

而由於本計畫為於民國 106 年進行比較評估分析，因此利用薪資與所得上漲率調整前期規劃所使用之單位時間價值表，以了解比計畫與前期計畫所使用之參數差異。依據前期計畫報告書書中所使用之時間價值為 94 年之幣值，並利用該計畫中所使用之薪資與所得上漲率 3.5%調整其時間價值至民國 106 年之幣值，調整後之各運具時間價值詳見表 3-8 所示。

表 3-8 調整幣值後單位時間價值表（前期計畫）

幣值	機踏車	小型車	聯結車/大貨車	大客車
94 年	180	330	165	3,000
106 年	272	499	250	4,534

資料來源：台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫，本計畫整理分析。

註：民國 106 年幣值，單位：元/小時。

本計畫之旅行時間節省效益基本假設參數為依據交通部運輸研究所於民國 102 年之「交通建設計畫經濟效益評估手冊」中所建議之每人時間價值建議，並利用民國 100 年內政部公布之薪資與所得上漲率 2.6%調整時間價值。其中車輛平均承載率經調查得機車為 1.15 人，小客車每車為 2.05 人，聯結車/大貨車每車 1.3 人，大客車每車 20 人，經轉換可得每車之時間價值列於表 3-9 所示。

表 3-9 旅行時間節省效益基本假設參數彙整表（本計畫）

項次	機踏車	小型車	聯結車/大貨車	大客車
運具比	1.20	2.10	1.30	22.00
時間價值	216	378	234	3,960

資料來源：本計畫整理分析。

註：民國 106 年幣值，單位：元/小時。

爾後利用本計畫實際調查交通量，根據前述公式進行計算，其分析結果旅行時間成本節省民國 106 年為節省 29,914 萬元/年，而本計畫依據圖 3-4 之流程圖與前期計畫進行比較，前期計畫推估於民國 106 年時其旅行時間成本費用為節省 39,852 萬元/年，其差異 9,938 萬元/年，差異較大。其可能由於前期規劃其計算基準及背景為台 9 線花東公路第三期全線拓寬為 30 公尺道路後之效益評估，而目前因故無法完成全線拓寬，進而造成拓寬後效益無法完整顯現之故，造成此節省成本之落差。

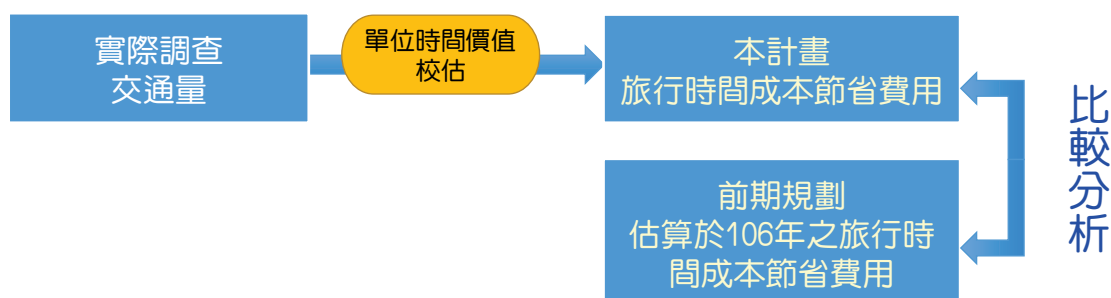


圖 3-4 旅行時間節省費用比較流程圖

表 3-10 旅行時間節省效益差異彙整表

項次	旅行時間節省效益 (萬元/年)
前期計畫	39,852
本計畫	29,914
差異	9,938

資料來源：本計畫整理分析。

B. 肇事成本節省效益：

其效益為於計畫路線完成後，由於駕駛者所行駛的距離縮短或道路幾何配置改變，運輸系統所發生的總肇事次數減少，而因肇事所損失的成本便得以下降。

肇事成本節省分析部分為利用拓寬前後之分析方法，第一優先路段三段路段最晚拓寬完成之路段為壽豐-溪口段，其於民國 101 年完成拓寬後通車，因此本計畫利用民國 97 年至民國 101 年之平均肇事成本作為拓寬前之肇事成本，民國 102 年至民國 105 年之平均肇事成本作為拓寬後之肇事成本，兩者

進行比較分析已了解拓寬前後之平均肇事成本節省效益，其比較分析詳見圖 3-5 所示。

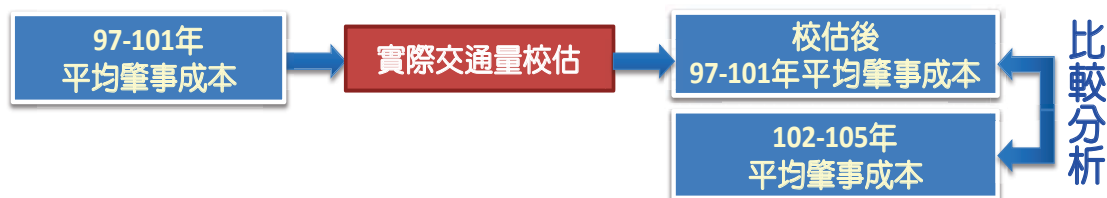


圖 3-5 肇事成本節省費用比較流程圖

依據交通部運輸研究所之「交通建設計畫經濟效益評估手冊」中針對肇事事件成本估算標準（調整至 106 年幣值）計算（A1：1,052.32 萬元/每人件，A2：78.59 萬元/每人件，A3：18.65 萬元/每人件）進行成本估算。拓寬前肇事成本為利用民國 97 年至 101 年實際發生肇事事件數進行分析，並依據實際交通量進行校估，校估後之拓寬前平均肇事成本詳見表 3-11 所示，其平均肇事成本為 6,230.6 萬元/年。拓寬後之平均肇事成本分析為利用民國 102 年至 105 年進行分析，所發生之平均肇事成本 2,109.9 萬元/年，進而比較分析得知拓寬後之肇事成本較拓寬前節省 4120.6 萬元/年，詳見表 3-12 所示。

表 3-11 拓寬前肇事成本分析表

項次	平均肇事成本（萬元/年）
調整前	4599.8
調整後	6230.6

資料來源：本資料整理分析。

表 3-12 拓寬前後肇事成本節省分析表

項次	平均肇事成本（萬元/年）
拓寬前	6230.6
拓寬後	2109.9
差異	4120.6

資料來源：本資料整理分析。

C. 油耗節省分析：

台 9 線拓寬後預計可紓解瓶頸路段的交通壅塞，並提高其平均行駛速率，從而提昇車輛燃油效率降低其耗油量。有關耗油量之計算係參考交通部運輸研究所「智慧型運輸系統（ITS）對節約能源及減少溫室氣體排放之效益評估」。依據規劃報告「台 9 線花東公路第 3 期道路（後續）改善計畫」（民國 105 年）的估算結果，於民國 114 年時，將可節省耗油量達 13,780.3 公升/年，惟本案為 106 年之評估報告，經調整前述交通量差異情形後，初步推算 106 年可節省耗油量達 1,913.4 公升/年，而民國 114 年時，將可節省耗油量達 9567.1 公升/年。

得知節省成本約為 34,035 萬元/年，與前期計畫案預估之節省成本 51,131 萬元/年減少約 17,096 萬元/年，僅達前其節省成本 67%。本計畫初步分析可能因前述章節分析前期計畫案所預估之民國 106 年交通量較現年（106 年）實際調查交通量高估約 1.44 倍。又前期計畫薪資與所得上漲率為 3.5%，本計畫使用之薪資與所得上漲率為目前公告之 2.6%，進而造成總節省成本上之落差。

爾後根據本計畫所分析之各項節省成本效益，其旅行時間節省及肇事成本節省分析結果如表 3-13 所示，根據表 3-13 分析結果顯示：旅行時間成本節省民國 106 年為節省 29,914 萬元/年，與前期計畫案預估之節省成本 39,852 萬元/年減少約 9,938 萬元/年，僅達前其節省成本 75%。肇事成本利用拓寬前後分析方式得知其節省成本為 4,120.6 萬元，與前期計畫案預估之節省成本 11,279 萬元/年減少約 7,158 萬元/年，僅達前其節省成本 36%。

表 3-13 節省費用效益分析表

類別	旅行時間成本節省 (萬元/年)	肇事成本節省 (萬元/年)	合計 (萬元/年)
前期計畫	39,852	11,279	51,131
本計畫	29,914	4,120.6	34,035
差異	-9,938	-7,158	-17,096

資料來源：台 9 線花東公路第三期拓寬計畫第一次修正計畫，本資料整理。

D. 整體分析結果：

a. 本計畫各項節省成本分析總結

本計畫經重新調整相關參考數據後，旅行時間成本節省民國 106 年為節省 29,914 萬元/年，肇事成本利用拓寬前後分析方式得知其節省成本為 4,120.6 萬元，合計節省成本約為 34,035 萬元/年。

b. 與前期計畫節省成本比較總結

本計畫合計節省成本為 34,035 萬元/年，與前期計畫案預估之節省成本 51,131 萬元/年減少約 17,096 萬元/年，僅達前其節省成本 67%。

- c. 本計畫初步分析可能因前述章節分析前期計畫案所預估之民國 106 年交通量較現年（106 年）實際調查交通量高估約 1.44 倍。又前期計畫薪資與所得上漲率為 3.5%，本計畫使用之薪資與所得上漲率為目前公告之 2.6%，進而造成總節省成本上之落差。

3. 道路幾何佈設與肇事分析

本計畫評估範圍為台 9 線花東縱谷公路 212k~319k 目前現階段已完成部分路段拓寬，進一步探討肇事發生成因與道路幾何設計設施之關聯性。

(1) 績效評估路段（優先拓寬路段）

依據肇事紀錄資料分析，計畫範圍內沿線近 10 年肇事資料，顯示於民國 101 年 11 月第一優先拓寬路段完工通車後，各路段肇事數量皆有明顯下降，詳見圖 3-6 所示。

A. 壽豐至溪口段（222k+400~228k+900）

由於第一優先路段最後路段通車時間為民國 101 年 11 月，因此以民國 102 年度作為拓寬後之當年度分析說明，民國 102 年肇事件數相對明顯下降，主要因為台 9 線拓寬為單向各 2 線快車道及 1 線慢車道，拓寬後新增慢車道將快慢車分流，且配置中央分向島將雙向車流明確分離，因此，拓寬後肇事件數相較於拓寬前有明顯下降。

B. 溪口至南平段（228k+900~235k+550）

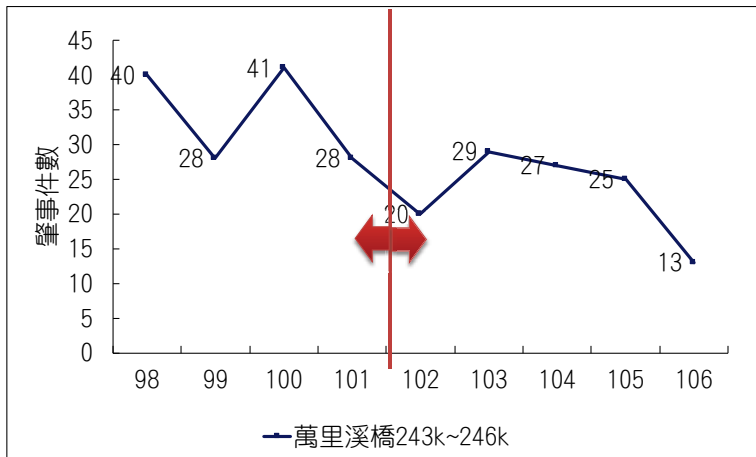
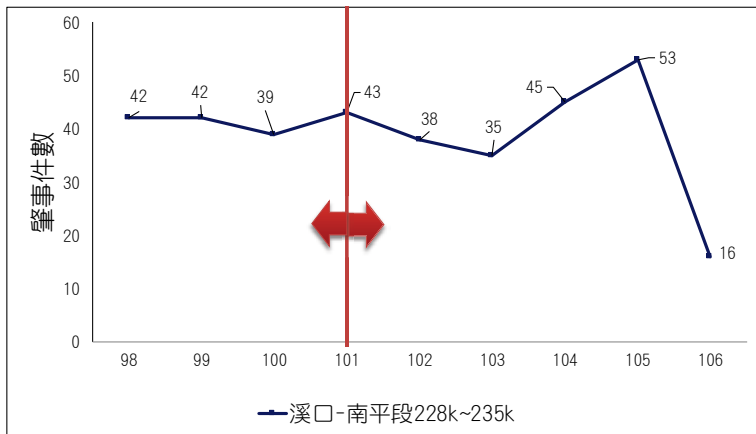
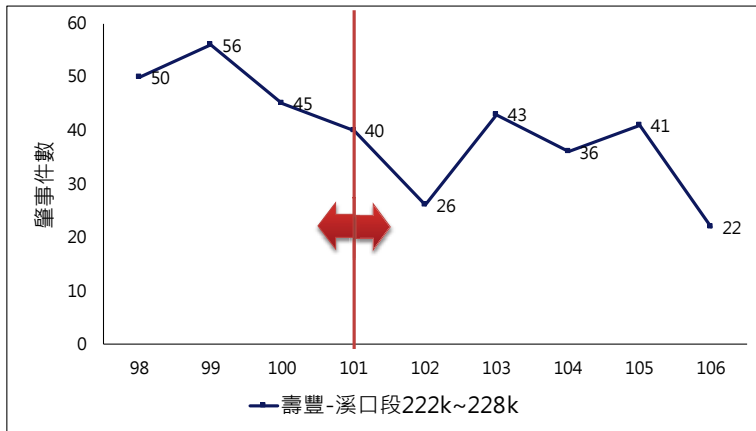
在民國 102 年道路拓寬通車後，當年度肇事件數有明顯下降，然後續南平~鳳林段於民國 103 年開工，導致道路幾何配置由原單向各 2 線快車道及 1 線慢車道銜接施工路段之雙線各 1 線車道（南平-鳳林段），因此民國 103 年起肇事件數提升。

C. 萬里溪橋至馬太鞍溪橋段（243k+600~246k+650）

萬里溪橋至馬太鞍溪橋段為平面道路段，在民國 102 年道路拓寬通車後，當年度肇事件數相對明顯下降，主要因為平面道路前後銜接尚未拓寬之主橋段，故用路人在行經該路段時會較注意路況的變化，然以該路段歷年肇事趨勢圖研判公路拓寬後肇事數量雖相較於拓寬前無明顯下降，但其 A1 與 A2 件數則有減輕之趨勢。

D. 結語

本計畫之績效評估路段於民國 101 年陸續完成拓寬通車，依據肇事紀錄資料分析，研判近 10 年來肇事趨勢三處路段拓寬後於剛通車年（民國 102 年）其肇事數量相較於拓寬前皆有明顯下降。



資料來源： 花蓮縣警察局肇事統計資料；A1、A2 肇事統計期程為民國 97 年至 106 年 6 月（尚未包含汽（機）車本身事故類型）；A3 肇事統計期程為民國 98 年至 106 年 6 月。

圖 3-6 道路幾何佈設與肇事數量-績效評估路段趨勢圖

(2) 計畫評估路段（已拓寬路段）

依據肇事紀錄資料統計分析，計畫範圍內沿線近 9 年（因民國 97 年 A3 肇事資料不足故刪除統計）肇事資料，顯示於各期程道路拓寬通車後之肇事事件數皆有明顯下降。

A. 南平-鳳林段（235k+550~237k+490）

在民國 105 年 1 月完成道路拓寬後，截至於民國 106 年 6 月份為止肇事數量有明顯下降，故建議後續研究計畫可納入未來年，以利完整呈現拓寬後肇事趨勢。

B. 鳳信段（240k+700~242k+695）

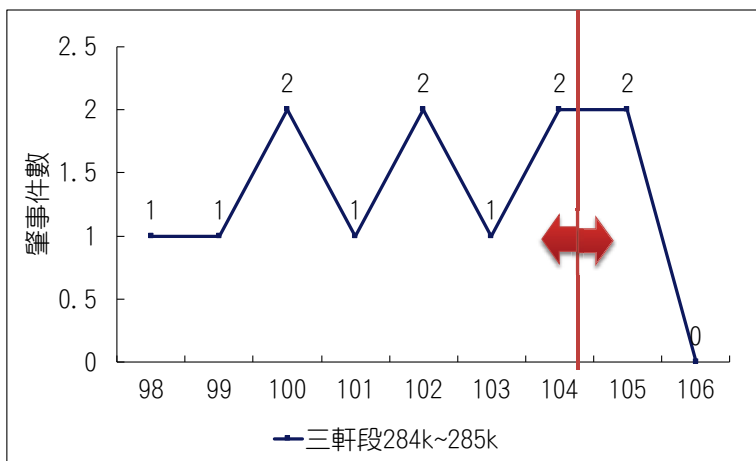
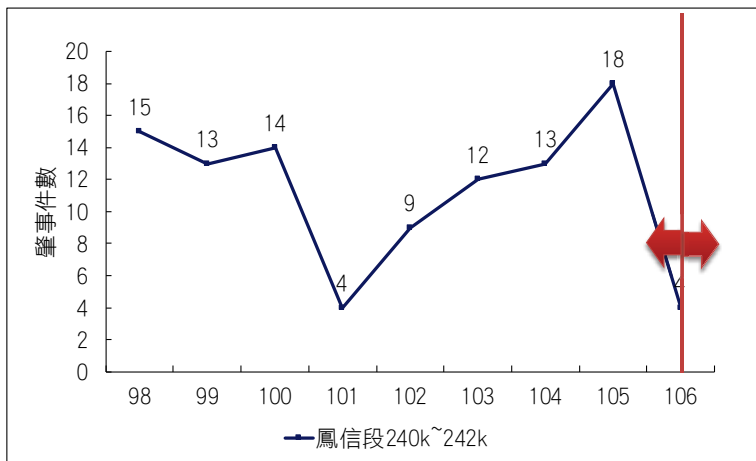
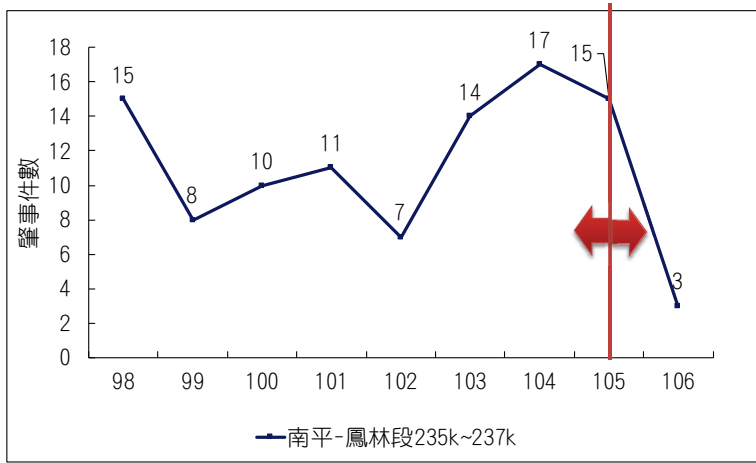
在民國 106 年 4 月完成道路拓寬，且當年度肇事數量統計僅至 6 月，故無明確資料佐證道路拓寬後肇事件數降低，建議後續研究計畫可納入未來年，以利完整呈現拓寬後肇事趨勢。

C. 三軒段（284k+221~285k+250）

在民國 104 年 3 月完成道路拓寬，各年期肇事數量相近，主要原因為該路段拓寬長度僅 1 公里，故於拓寬前後無法突顯出肇事變化程度。

D. 結語

計畫評估路段於各期程內陸續完成拓寬通車，則依據肇事紀錄資料分析，研判拓寬後能有效將低肇事數量，然計畫路段肇事統計僅至 106 年 6 月與完工年期相近，故無法完整呈現肇事趨勢圖，建議後續研究計畫可納入未來年，以明確資料佐證拓寬後肇事數量降低。



資料來源： 花蓮縣警察局肇事統計資料；A1、A2 肇事統計期程為民國 97 年至 106 年 6 月（尚未包含汽（機）車本身事故類型）；A3 肇事統計期程為民國 98 年至 106 年 6 月。

圖 3-7 道路幾何佈設與肇事數量-計畫評估路段趨勢圖（已拓寬）

肆、結論與建議

4.1 結論

本計畫為交通部公路總局委託辦理「台 9 線花東公路第三期拓寬計畫執行成果評估」，相關分析結論如下：

1. 現況交通量與預測交通量比較評估分析

- (1) 無蘇花高、台 9 線花東公路未拓寬情境：富源至瑞穗交通量差異性最大，高估幅度約 2.49 倍，其次為玉里至富里，高估幅度約 2.43 倍。
- (2) 無蘇花高、台 9 線花東公路拓寬後情境：不論平常日或平假日皆以富源至瑞穗交通量差異性最大，高估幅度約 5.2~8.2 倍，其次仍以光復至富源，高估幅度約 4.3~6.3 倍。

然研判造成預測與現況差異大的主要原因可能為當時之時空背景條件因素較樂觀，故未來後續規劃之交通量預測必須更為審慎。

2. 各項目績效評估分析

- (1) 本計畫各項節省成本分析總結：本計畫經重新調整相關參考數據後，旅行時間成本節省民國 106 年為節省 29,914 萬元/年，肇事成本利用拓寬前後分析方式得知其節省成本為 4,120.6 萬元，合計節省成本約為 34,035 萬元/年。
- (2) 前期計畫節省成本比較總結：本計畫合計節省成本為 34,035 萬元/年，與前期計畫案預估之節省成本 51,131 萬元/年減少約 17,096 萬元/年，僅達前其節省成本 67%。

3. 沿線速限設置之檢討

- (1) 同向路段速限變化頻率：經實際勘查，得知台 9 線多處路段道路幾何配置相同，但設計速限變化頻繁，例如 214k+600~242k+695 相鄰路段距離僅 2 公里，呈現 3 種速限，建議重新檢視各路段速限不一致的問題。
- (2) 對向路段速限異質性：經實際勘查，得知台 9 線多處路段道路幾何配置相同，但南北向速限不一致之問題，建議重新檢視道路幾何配置或周邊環境條件相同卻採用不同速限設置之區段。
- (3) 施工路段速限連接性：台 9 線現況施工路段，連續路段皆有做到速限一致，但須考量漸變段之速限，建議重新檢視施工期間漸變段之速限問題。

4.肇事分析

- (1) 績效評估路段於民國 101 年陸續完成拓寬通車，則依據肇事紀錄資料分析，研判近 10 年來肇事趨勢三處路段拓寬後肇事數量相較於拓寬前皆有明顯下降。
- (2) 計畫評估路段於各期程內陸續完成拓寬通車，則依據肇事紀錄資料分析，研判拓寬後能有效將低肇事數量，然計畫路段肇事統計僅至 106 年 6 月與完工年期相近，故無法完整呈現肇事趨勢圖，建議後續研究計畫可納入未來年，以明確資料佐證拓寬後肇事數量降低。

4.2 建議

除進行拓寬後之相關績效分析外，亦建議針對實質設置進行逐項檢討，包含自行車道連續性、相關交通工程規劃檢討，分項說明如下：

1. 自行車道設置之檢討

現階段台 9 線花東公路僅部分路段已設置自行車專用道或自行車與行人共用道路，但設施缺乏串連友善性、多次變化車道與部分路段縱坡問題，以致自行車道使用率極低，建議全面針對拓寬段與未拓寬段之斷面做一致性檢討。

- (1) 郊區段或景點區段：規劃具完整性自行車專用道，路側設施亦集中於設施帶，避免設施侵入車道降低危險性，於景點段配置行人道與自行車分道。
- (2) 聚落段：規劃較寬慢車道或路肩以服務自行車行駛，路側植栽設施帶將相關路側設施集中於設施帶，避免設施侵入車道降低危險性，最外側則配置行人/自行車共用道方式。
- (3) 路口穿越段：考量部分路段設置自行車專用道，路口同步考量自行車穿越道設置必要性。

2. 沿線速限設置檢討

- (1) 同向路段速限變化頻率：台 9 線多處路段道路幾何配置相同，設計速限變化頻繁，建議重新檢視各路段速限不一致的問題。
- (2) 對向路段速限異質性：台 9 線多處路段道路幾何配置相同，南北向速限不一致問題，建議重新檢視道路幾何配置或周邊環境條件相同卻採不同速限設置區段。
- (3) 施工路段速限連接性：台 9 線現況施工路段，連續路段皆有做到速限一致，但須考量漸變段速限，建議重新檢視施工期間漸變段之速限問題。
- (4) 速限變化頻率：台 9 線現況路段速限變換頻繁，建議重新檢視路段速限不一致。

3. 道路交通工程規劃檢討

本計畫建議於已拓寬路段針對機慢車停等區、待轉區設置一致性、地名方向指示牌面（圖形化標誌）、明確車道指向線設置情形進行全面檢討。四區處成立交通管理及控制中心，路口時制計畫亦可同步由交控中心掌控，於特殊時段即時調控，達到提升道路服務等級功效。

臺灣公路工程

出版者：臺灣公路工程月刊社

地 址：10863 臺北市萬華區東園街 65 號

電 話：(02)2307-0123 轉 8008

網 址：<http://www.thb.gov.tw/> 本局資訊 / 影音及出版品

編 者：臺灣公路工程編輯委員會

出版年月日：中華民國 108 年 6 月 15 日

創刊年月日：中華民國 41 年 11 月 11 日

刊期頻率：每月 15 日出刊

本期定價：新臺幣 30 元

展售處：

五南文化廣場

地 址：40042 臺中市中山路 6 號

電 話：(04)2226-0330

國家書店松江門市

地 址：10485 臺北市中山區松江路 209 號 1 樓

電 話：(02)2518-0207 (代表號)

國家網路書店：<http://www.govbook.com.tw>

三民書局

地 址：10045 臺北市重慶南路一段 61 號

電 話：(02)2361-7511

印刷者：先施印通股份有限公司

地 址：10491 臺北市中山區八德路二段 180 號

電 話：(02)8772-5566

中華民國 108 年 6 月初版一刷

GPN：2004100003

ISSN：1812-2868

著作財產權：交通部公路總局

本刊內容不代表本局意見，發表之文字如需轉載或引用
請先徵得本刊之同意。

(請洽臺灣公路工程月刊社，電話：(02)2307-0123 轉 8008)

半年新臺幣 150元
一年新臺幣 300元
軍人及學生半價優惠

訂閱匯款至中央銀行國庫局(代號0000022)
帳號(共14碼)：1 1 2 9 7 1 0 9 0 9 5 0 1 9
戶名：交通部公路總局其他雜項收入戶

ISSN 1812-2868



9 771812 286005

GPN200410003

定價新臺幣30元