

加勁擋土牆的探討

陳逢源* 徐景祥**

前言

擋土牆的穩定與否往往與土體之參數性質、擋土牆坡面及水壓力有著絕對的關係。通常研判擋土牆側向土壓力大小的依據，可由試驗室中進行直剪試驗、三軸試驗求得之土壤之內磨擦角 ϕ 及凝聚力 c ，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criteria)得知破壞面發展趨勢，並求得 最小主應力，此值亦等同於 Rankine 之側向主動土壓應力分析模式。剛性擋土牆之側向土壓力分析一般較無問題，然而對於加勁擋土牆在分析上需設計埋設長度 L 及層間厚度 ΔH 以平衡土壓力。本篇各節中將針對回包式加勁擋土牆(Wrap-around facings)之設置長度 L 及層間厚度 ΔH 做概括性的闡述。

一、莫耳-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criteria)

莫耳(1900)提出材料的破壞係在正應力與剪應力結合達到臨界平衡狀態時發生，而非單獨的發生在最大正應力或剪應力之狀態下，庫倫(Coulomb)認為在破壞面上，正應力 σ_v 以線性函數即可充分的描述剪應力 τ_f ，即 $\tau_f = c + \sigma_v \tan \phi$ 此式即為莫爾-庫倫破壞準則。圖示(2-1)，為砂性或含粘土質之正常壓密土壤($c=0$)。假設軸向應力為 σ_v ，側向應力由 σ_h 漸減至 σ_a 。

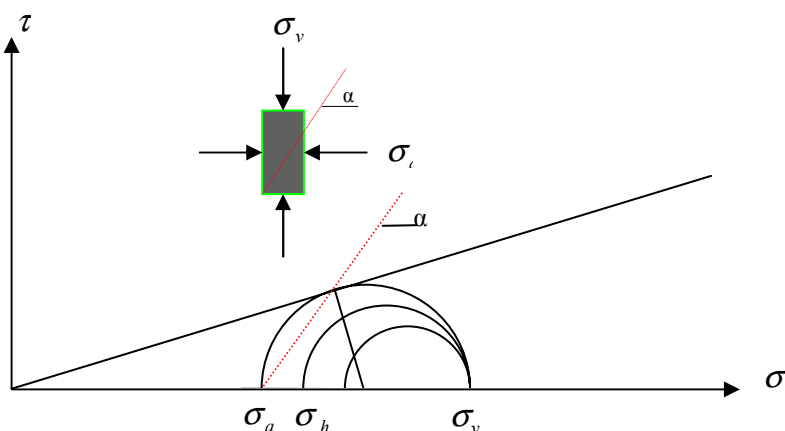


圖 2-1

* 公路總局第三區養護工程處 處長

** 公路總局第三區養護工程處 幫辦工程師

此刻，軸向應力 σ_v 與側向應力 σ_a 所形成的莫爾圓恰巧落於破壞線上，則土體內之剪力破壞已發生。對於圖 2-1 之側向土壓力 $\sigma_a = \gamma \cdot h \cdot k_a$ ，此式代表垂直無摩擦擋土牆背填土楔破壞時之最小水平側向應力。上式之 σ_a 依然可利用圖(2-2)之無摩擦擋土牆推導求得水平主動土壓力係數 $k_a = \tan^2(45 + \phi/2)$ ， $\alpha = 45 + \phi/2$ 。故不論採用圖(2-1)推導或採用圖(2-2)所推導出之主動側向水平土壓力係數 k_a 均相同。

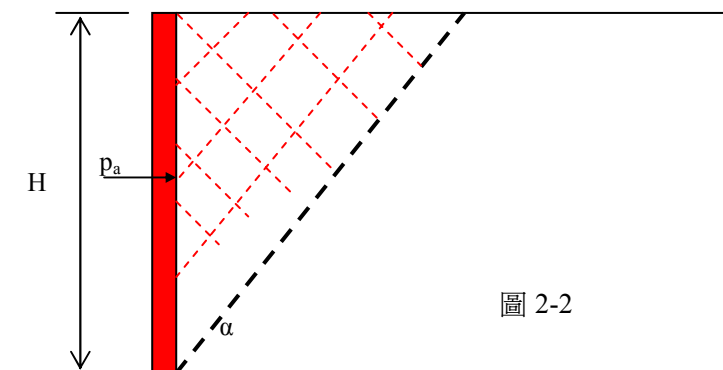


圖 2-2

然而對於具有含粘土質之過壓密土壤($c \neq 0$)，於垂直無摩擦擋土牆之水平側向土壓應力 σ_a 的影響，可由圖 2-3 之莫耳圓 a 予以表示。假設

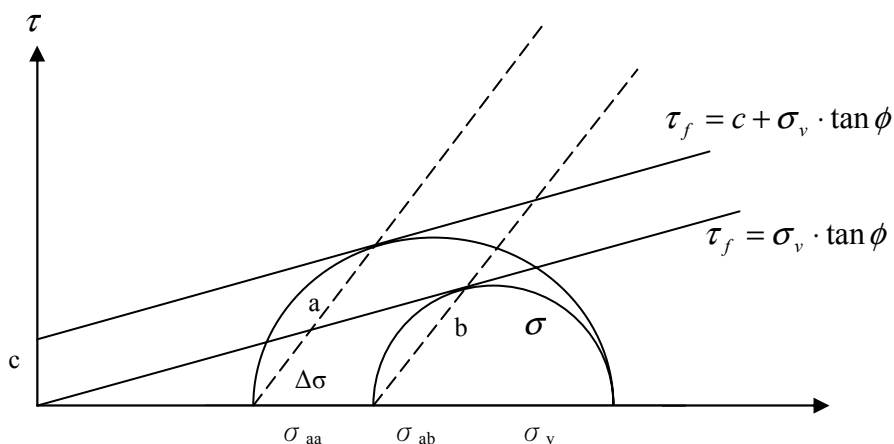


圖 2-3

軸向應力為 σ_v ，圓 a 為含粘土質之過壓密土壤之應力莫耳圓，則水平側向土壓應力為 σ_{aa} 。現在將圓 a 所形成之破壞包絡線，平行移動至 $c=0$ 之位置處，則破壞包絡線之形式將如圓 b 所形成之破壞包絡線。圖(2-3)所示之兩條破壞包絡線之斜率相同，又 σ_v 為已知的軸向應力(即土體中任意深度 z 處之垂直有效覆土壓應力)，故 σ_{ab} 即可求得。圓 b 為假設含粘土質之過壓密之 $(c-\phi)$ 土壤，為了將凝聚力轉換為水平側向應力 σ_{ab} 的變換過程，由圖中可看出 $\sigma_{ab} > \sigma_{aa}$ ，且 $\sigma_{ab} = \sigma_{aa} + \Delta \sigma$ ，或 $\sigma_{aa} = \sigma_{ab} - \Delta \sigma$ ，式中 $\Delta \sigma = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$ 。得知 $\Delta \sigma$ 之過程如下：

對於圖 a 之水平側向土應力 $\sigma_{aa} = \sigma_v \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a}$ (2-1)

圖 b 之水平側向土應力 $\sigma_{ab} = \sigma_v \cdot k_a$ (2-2)

故 $\Delta\sigma = \sigma_{ab} - \sigma_{aa} = 2c\sqrt{k_a}$ (2-3)

由式(2-3)可輕易的瞭解，具有凝聚性之 $(c-\phi)$ 土壤對於無摩擦擋土牆之水平主動凝聚作用應力為 $-2c \cdot \sqrt{k_a}$ 。

換言之，水平側向土壓應力，將隨著凝聚力的增加而減少。以上為剛性無摩擦擋土牆在水平側向土壓力大小之靜態模式。式(2-3)僅為一個觀念的闡述，但這個基本觀念運用在加勁土體上，是有用處的。利用地工合成材置於土體中的目的，不就希望藉由地工合成材的抗拉能力來束制土體的變形，同時增加複合體的強度。

假設在地中鋪設地工合成材，並取地中某深度 z 之微素做應力分析，如圖示(2-4)，對任意深度 z 處之土體的垂直應力為 $\sigma_v = \gamma \cdot z$ ，同時將水平側向應力分成兩部份來討論，並且暫不考慮土體的凝聚力($c=0$)：

(1) 當地中未鋪設地工合成材時，應力微素的水平側向應力即為前述所討論結果即

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot k_a$$

，現在利用不同的符號取代未鋪設地工合成材時，土體的水平側向應力並且予以定義為 σ_h ，做這個動作用意是希望水平側向應力之理論最小值仍然是 σ_a 。

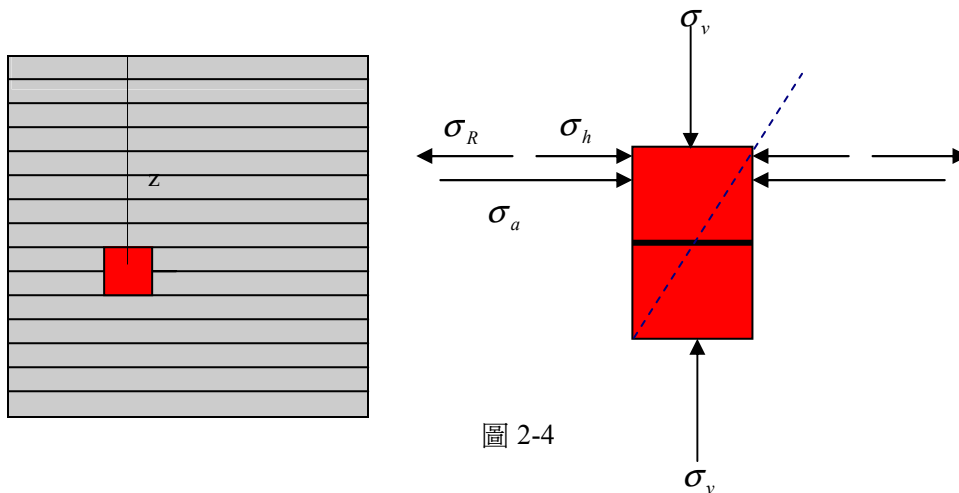


圖 2-4

(2) 當鋪設地工合成材時，於應力微素上之水平側向應力以 σ_R 表示，其應力作用方向，如圖示(2-4)代表著鋪設地工合成材在土體中，藉由抗拉能力以束制複合體的變形。

由以上的討論可將圖(2-4)之應力微素繪製成應力莫耳圓，但在此之前必須先作一個觀念的說明，無論設計上規劃的擋土牆型式為剛性或柔性，其擋土的機制均先假設一個擋土壁體，可以承擔背填土所造成的土壓力。然後，令擋土壁體側向位移離開背填土區。此刻，背填土區的土體將因擋土牆的位移而發生剪力滑動破壞，如圖(2-5-a)所示假設牆面與土壤無磨擦發生，則 Δabc 即為土體破壞區塊。當土體未鋪設地工合成材時，在應力作用下所形成的應力莫耳圓為圓 c。鋪設地工合成材時應力莫耳圓為圓 d，由圖(2-4)之應力微素之自由體圖可知 $\sigma_a = \sigma_h - \sigma_R$ ，此關係可這樣的解釋，當土體在任意深度 z 之垂直應力 σ_v 作用之下，未加勁側向水平應力 $\sigma_a =$

σ_h ，土體剪力破壞即已發生，如圖(2-5-b)之 c 圓。然而，當土體置入加勁材後，假設由加勁材

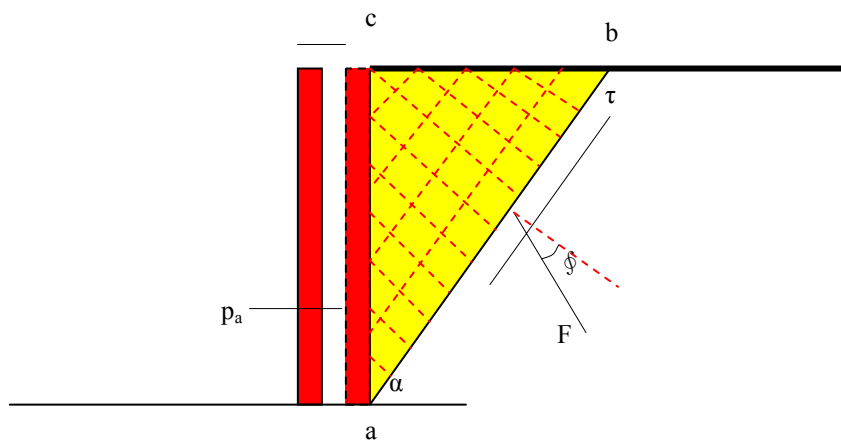


圖 2-5-a

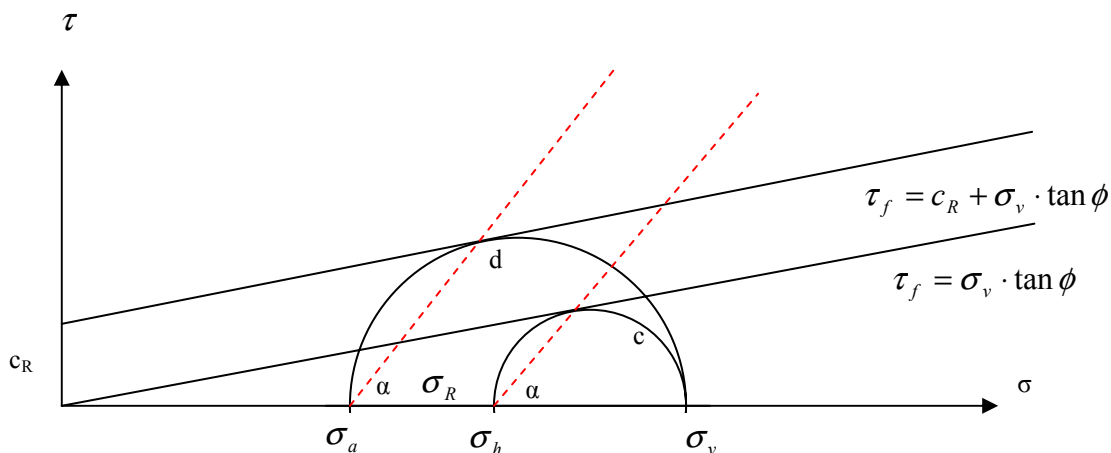


圖 2-5-b

所產生的側向抵抗為 σ_R ，此時，水平側向應力將因加勁材的置入而使土體的主動側向應力減少。比照圖(2-3)與圖(2-5-b)可發現應力莫耳圓有其相似之處，故 σ_R 可如下表示：

$$\sigma_R = 2c_R \sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

對於圖(2-5-b)之莫耳圓的水平主動土壓應力 σ_a 的表示方式可寫成：

$$\sigma_a = \sigma_h - \sigma_R = \sigma_v \cdot k_a - 2c_R \sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

而對於含凝聚性土壤之水平主動土壓應力 σ_a 的表示方式可寫成：

$$\sigma_a = \sigma_h - \Delta\sigma - \sigma_R = \sigma_v \cdot k_a - 2c \sqrt{k_a} - 2c_R \sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

式(2-6)轉換為被動情形 σ_p ，先令 $\sigma_v = \sigma_1$ 、 $\sigma_3 = \sigma_a$ 則：

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a} - 2c_R\sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{1}{k_a} \cdot (\sigma_3 + 2c\sqrt{k_a} + 2c_R\sqrt{k_a})$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot k_p + 2c\sqrt{k_p} + 2c_R\sqrt{k_p} \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

式(2-7)中 $\sigma_3 = \sigma_v$ 、 $\sigma_1 = \sigma_p$ ，係基於被動緣故。

當應用在基礎承载力分析時，亦可將地工合成材的水平抗力效益轉換為垂直方向的抗力以利估算，令 $\sigma_1 = \gamma \cdot h + q$ 代入(2-7)式

其中

$\gamma \cdot h$ = 為任意深度之覆土壓力，

q = 基礎的單位面積荷重。

$$\sigma_3 = (\gamma \cdot h + q) \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a} - 2c_R\sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

將式(2-9)拆成 $\sigma_3 = \sigma_3^1 + \sigma_3^2$

$$\sigma_3^1 = \gamma \cdot h \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-9-a)$$

$$\sigma_3^2 = q \cdot k_a - 2c_R\sqrt{k_a} \quad \dots\dots\dots (2-9-b)$$

將式(2-9-b)左右各除以 k_a 得：

$$\sigma_3^2 / k_a = \sigma_q = q - 2c_R\sqrt{k_a} \cdot k_p \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

式(2-10) σ_q 代表應力微素在垂直方向的應力，又 $\sigma_R = 2c_R\sqrt{k_a}$ 詳如式(2-4)，故(2-10)可再整理成：

$$\sigma_3^2 / k_a = \sigma_q = q - \sigma_R \cdot k_p \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

惟(2-11)式中加勁材的應力用於基礎極限承载力預估時與基礎寬度有關，亦與加勁材的埋設深度有著密切的關係。然而預估方式仍可將各參數轉換成水平方向以求其承载能力。

式(2-4) c_R 稱為加勁凝聚力，而土壓力係數 k_a 仍然與未加勁時是一樣的，此觀念可由圖(2-5-b)便可看出，莫耳圓 c 與 d 中兩條破壞包絡線之斜率平行，而破壞面仍與未加勁的情況相同。因此，不論加勁與否在擋土牆與基礎工程的分析上，破壞趨勢將保持不變。就理論而言，係假設地工合成材與土壤顆粒均緊密結合，並且土壤顆粒能完全的進入地工合成材的開孔內，然而事實並非如此，主要因素在於地工合成材的開孔率(aperture)及土壤顆粒大小有關。對於柔性擋土牆為何大部份使用工地格網(Geogrid)而不使用地工織物的原因，就在於地工合成材的開孔率的問題上。

Collis (1980)對於不同開孔率的加勁材進行拉出試驗(pullout test)其結果顯示，當加勁材的孔徑大於土壤粒徑時，磨擦效率(eficiency on friction)愈高。因此，一般地工加勁材使用地工格網(Geogrid)較為恰當。

Sarsby (1985)對於格網孔徑與土壤粒徑的磨擦效應影響進行研究，發現格網的最佳孔徑(即最適當的剪應力轉換)發生在：

$$\boxed{B_{GG} > 3.5d_{50}} \dots\dots\dots (2-12)$$

式中

B_{GG} = 地工格網的最小孔徑寬度，

d_{50} = 背填土的平均粒徑。

當選用的地工格網符合式(2-12)時，地工格網與土壤將有最高的磨擦效率 E_ϕ ：

$$\boxed{E_\phi = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi} \right) \times 100\%} \dots\dots\dots (2-13)$$

式中

E_ϕ = 磨擦效率，

δ = 土壤與地工格網之磨擦角，

ϕ = 土壤與土壤的磨擦角。

地工合成材料經本節的討論後，對於加勁材的選用上以趨向於選用孔徑大者，並由上述的說明得知，孔徑愈大則相對的磨擦效率愈高。又地工格網的孔徑一般均大於地工織物甚多，故在往後各節中所論及的加勁材均以地工加勁格網為主。至於選用的加勁材，若為地工織物亦可，惟根據試驗結果顯示土壤與織物之磨擦效率偏低。因此，在設計上磨擦角應給予適度的折減。

二、地工合成材料的埋設長度

加勁擋土牆的設計仍然依循著莫耳-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criteria)決定其破壞趨勢。對剛性擋土牆係以牆體本身來防止背填土楔的滑動所產生的側向應力，而柔性擋土牆則是以地工格網的抗拉能力穩固破壞面外緣土楔的滑動所產生的側向應力。一般在設計上均考慮回填的土壤均為透水性良好的材料，但事實並非是如此。以國內目前對於工區內的剩餘土石方處理原則，均朝向工區內以土工平衡，在此情況下預採用透水性良好的土壤似乎不大可能。因此，位在回填區的土壤若含有具粘土性質之 $(c - \phi)$ 土壤時，應特別留意排水問題，設計階段應顧慮豪大雨狀態下，含粘土質 $(c - \phi)$ 土壤不能即時排水飽和狀態時之土壓平衡問題。

先來探討加勁擋土牆的內部平衡問題，如圖(3-1)的回包式牆面(Wrap-around wall facing)牆高 H ，而回填土壤為含粘土質之 $(c - \phi)$ 土壤，取任意深度 z 處，位於破壞面外之水平側向應力(考量有效應力狀態)為：

$$\boxed{\sigma_a = \gamma' \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}} \dots\dots\dots (3-1)$$

為平衡式(3-1)之水平側向應力，則對任意深度 z 處取自由體圖，可以預知的，位在破壞面之加勁材受力 T_0 大於任何埋設長度 x 所受之力 T 。如圖示(3-2)，位於破壞面內側之加勁材，當 $x=0 \rightarrow T=T_0$ ， $x=L \rightarrow T=0$ 。同樣的位於破壞面外側， $x'=0 \rightarrow T=T_0$ ，牆面為自由端 $x' = L' \rightarrow T=0$ ，由該邊界條件可得地工加勁格網力的分佈方程式：

$$\boxed{T = T_0 \cdot \frac{e^{-\alpha x} - e^{(x-2L)\alpha}}{1 - e^{-2\alpha L}}} \dots\dots\dots (3-2)$$

$$\boxed{T = T_0 \cdot \frac{e^{-\alpha x'} - e^{(x'-2L')\alpha}}{1 - e^{-2\alpha L'}}} \dots\dots\dots (3-3)$$

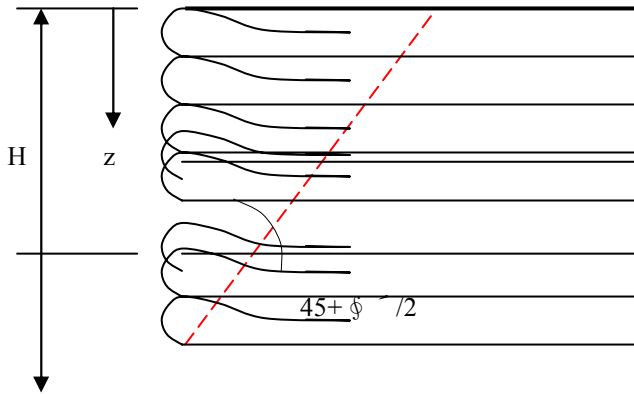


圖 3-1

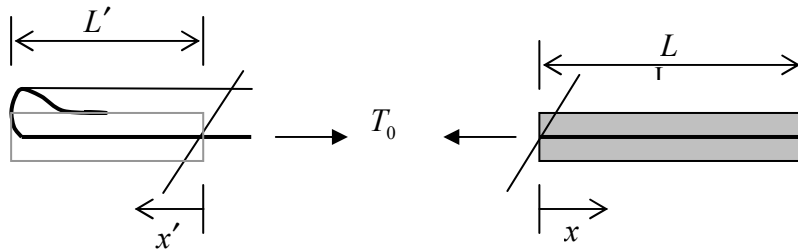


圖 3-2

已知： $\tau_f = c + \sigma'_v \cdot \tan \phi'$ (有效應力狀態)，則

$$T_{ult} = T_0 = 2L(c + \sigma'_v \cdot \tan \phi') \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

式中：土壤屬砂性土壤或正常壓密粘土時 $c = 0$ ，若土壤為過壓密粘土時 $c \neq 0$ ，同時考慮排水情形。

然而理論值與實際值誤差是難免的，故對式(3-4)給予一個修正係數 C_i ，該修正係數定義為互制係數(interaction coefficient)，則

$$T_{ult} = T_0 = 2C_i L \cdot (c + \sigma'_v \cdot \tan \phi') \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

式中

C_i = 互制係數(interaction coefficient)之大小與地工格網及土壤性質有關，而依據試驗結果約介於 0.6~0.8 間，

$\sigma'_v = \gamma' \cdot z$ 為土壤的有效覆土壓力。

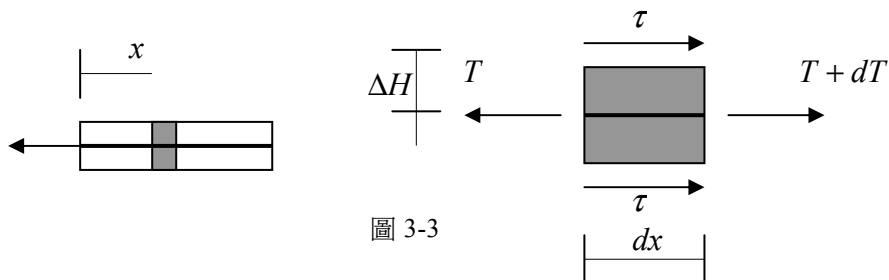


圖 3-3

式(3-5)為任意深度處地工格網的極限拉力強度 T_{ult} ，取式(3-1)與式(3-5)水平方向平衡，同時考量安全因素 $F.S = 1.3 \sim 1.5$ 得：

$$\sigma_a \cdot \Delta H = \frac{2C_i L (c + \sigma'_v \cdot \tan \phi')}{F.S} \dots\dots\dots (3-6)$$

整理式(3-6)得地工格網抵抗主動土壓力所需的埋設長度 L ：

$$\sigma_a \cdot \Delta H = T_{ult} / F.S \Rightarrow L = \frac{\sigma_a \cdot \Delta H \cdot F.S}{2C_i (c + \sigma'_v \cdot \tan \phi')} \dots\dots\dots (3-7)$$

式中

ΔH =格網與格網的層間厚度，在設計上應顧慮回填土的夯實厚度，一般約 ΔH 介於 30~60cm 為宜，而格網的回包深度取層間厚度的一半。

對式(3-7)做個討論：

- (1) 當拉力 T_{ult} 為常數(即全斷面所選用的地工格網強度相同)時，主動土壓力愈小則層間厚度(ΔH)愈大，反之則愈小。這表示在相同地工格網強度的條件下，覆土愈深則格網與格網的間距(層間厚度 ΔH)應愈小。但原則上以不小於 30cm 之夯實厚度為宜，而位於覆土較小處格網與格網的間距(層間厚度 ΔH)應愈大，但以不大於 60cm 為宜，其主要原因在於考量地工格網回包時，回包段可設置於層間厚度的中央並保持 30cm 的夯實的經濟厚度。
- (2) 埋設長度 L 的分子項中主動土壓應力含有一個變數 z ，及層間厚度(ΔH)。而分母則含一個變數 z ，故影響地工格網埋設長度 L 的最主要變數在於層間厚度(ΔH)的大小，已知位於覆土深度 z 愈小處則(ΔH)愈大，相對的地工格網的埋設長度愈長，反之覆土愈深則(ΔH)愈小。

而對於無作用長(nonacting lengths)則以破壞面距牆面的距離得 $L' = (H - z) \cdot \tan(45 - \phi'/2)$ ，由此式可知無作用長度與覆土深度有關，愈接近牆頂則長度愈長。對於任意深度 z 處地工格網的總設計長度 $L_T = L + L' + L/2$ ，而 $L/2$ 為格網的回包長度。

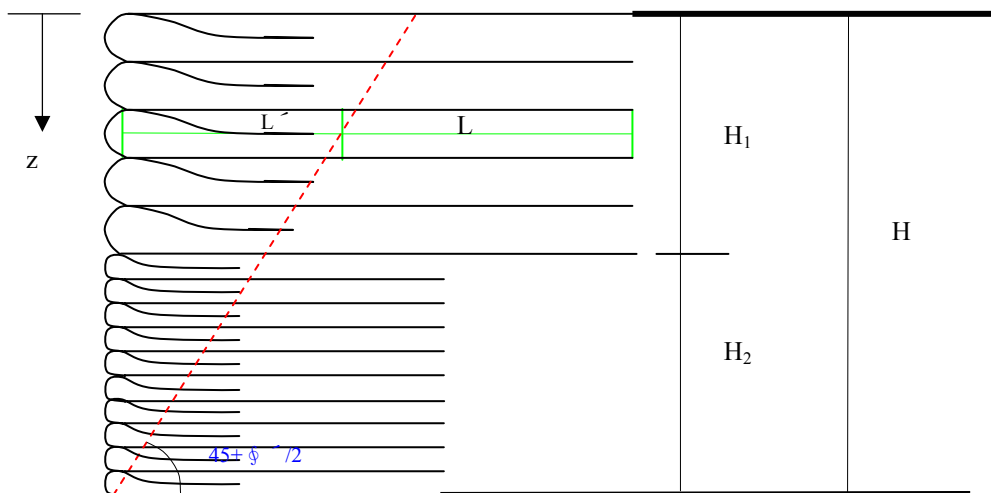


圖 3-4

假設有一個高 H 的加勁擋土牆，如圖(3-4)。假設全斷面之地工格網的拉力強度均相同，同時取牆高的適當位置做地工格網的分段佈設。在分析上有幾個重點須加以說明如下：

- (1) 由上述的討論可知，當地工格網的拉力強度為常數時，位於牆深($z=H$)處之主動主壓應力最大，則(ΔH_2)相對最小。因此，對於 ($H_1 \sim H_2$)之分段區間，層間厚度(ΔH_2)取深度為 H 時之最小層間厚度(ΔH)，做為該分段區間的共同層間厚度(ΔH_2)。而對於分段區間($0 \sim H_1$)處之層間厚度(ΔH)，仍然利用此觀念予以設計，取牆深($z=H_1$)處之層間厚度(ΔH_1)做為該區段的共同層間厚度。對於實用上分段區間的高度 H_n 的大小，一般以 $H_n=5 \sim 10m$ 做為一分段區間較為適當。
- (2) 回顧式(3-7)的討論(2)，可知地工格網的埋設長度 L 與深度 z 有關，當愈接近地表時其埋設長度愈長，故就分段設計而言，分段區間介於($0 \sim H_1$)處，地工格網的埋設長度，取最頂層之地工格網的埋設長度 L_1 ，做為該分段區間的共同埋設長度。而對於分段區間介於($H_1 \sim H_2$)處之地工格網的埋設長度，則使用($z=H_1$)處之地工格網的埋設長度做為該區間地工格網的共同埋設長度 L_2 。

綜合以上的說明，對於上述兩分段區間的地工格網埋設長度 L_1 、 L_2 及兩分段區間地工格網的層間厚度 ΔH_1 、 ΔH_2 ，已有概括性的了解，對於總埋設長度 L_T 僅再加上無作用長 $L' = (H - z) \cdot \tan(45 - \phi' / 2)$ 即可。

三、內部穩定平衡

當地工格網依前節的方式設計後，接下來考量的是加勁擋土牆的整體內部穩定問題，事實上以前節的方式設計的加勁擋土擋，係藉由埋設在破壞內側之地工格網的抗拉強度平衡在破壞面外側之土體的滑動。設計上地工格網的極限拉力強度 T_{ult} 應作適度的折減，以容許拉力強度 T_{allow} 的形式作為整體內部穩定的信心依據，同時兼顧安全需求。對於地工格網的容許拉力強度 T_{allow} 為：

$$T_{allow} = T_{ult} \cdot \left(\frac{1}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_{CD} \times RF_{BD}} \right) \dots\dots\dots (4-1)$$

式中

T_{allow} = 容許拉力強度，

T_{ult} = 極限拉力強度，

RF_{ID} = 施工損傷之折減因數(1.1~2.0)，

RF_{CR} = 潛變之折減因素(2.0~4.0)，

RF_{CD} = 化學退化之折減因素(1.0~1.5)，

RF_{BD} = 生物退化之折減因素(1.0~1.3)。

在第二節中曾經談論過在土體中加入地工合成材(加勁材)所產生的側向抵抗為 σ_R ，而 σ_R 亦可採用另一種型式予以表達即

$$\sigma_R = 2c_R \sqrt{k_a}$$

式中所代表的意義為土體在某深度 z 處，地工格網的水平側向抵抗應力，且在相同層間厚度(ΔH)的區間內，其應力為均勻分佈在相同層間厚度(ΔH)的垂直方向上。在層間厚度(ΔH)

為已知的條件下，各相同的層間厚度(ΔH)中，必有等值的 σ_R ，其關係式為：

$$\sigma_R = 2c_R \sqrt{k_a} = \frac{T_{allow}}{\Delta H} \dots\dots\dots (4-2)$$

以圖(4-1)為例，位於(0~ H_1)區間之擋土牆，層間厚度為 ΔH_1 ，則水平側向抵抗應力為：

$$\sigma_{R1} = \frac{T_{allow}}{\Delta H_1} \dots\dots\dots (4-3)$$

而位於($H_1 \sim H_2$)區間之擋土牆，層間厚度為 ΔH_2 ，則水平側向抵抗應力為：

$$\sigma_{R2} = \frac{T_{allow}}{\Delta H_2} \dots\dots\dots (4-4)$$

基於前述對地工加勁格網在靜態模式中的側向應力分佈行為，相信讀者已有某程度上的了解，且亦已明瞭土體處於極限狀態下之破壞趨勢時土體側向應力分佈，現在可以來討論整體加勁擋土牆斷面的內部穩定平衡問題，並考量有效應力分析(長期效應)及總應力分析(短期效應)兩種模式，且假設豪大雨發生狀態下，排水系統服務效益有限的最不利情形。分述如下：

1.有效應力分析法：將加勁擋土牆的各項應力分佈標示於橫斷面圖上，如圖(4-1)。同時取水平方向力平衡得：

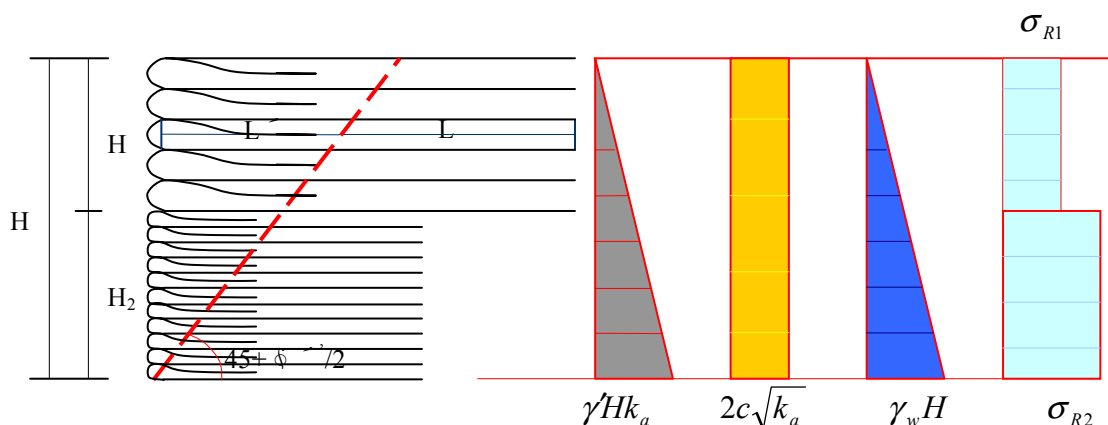


圖 4-1

$$\frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot k_a - 2 \cdot c \sqrt{k_a} \cdot H + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 - \frac{(\sigma_{R1} \cdot H_1 + \sigma_{R2} \cdot H_2)}{F.S} > 0 \dots\dots\dots (4-5)$$

整理上式，得：

$$F.S \geq \frac{\sigma_{R1} \cdot H_1 + \sigma_{R2} \cdot H_2}{\left(\frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot k_a + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 - 2c \sqrt{k_a} \right)} \dots\dots\dots (4-6)$$

式(4-6)之安全因素若符合 $F.S \geq 1.3 \sim 1.5$ 的條件時，則該加勁擋土牆在長期狀態下屬於靜態穩定。

2. 總應力分析法：同樣依循式(3-7)~式(4-4)之步驟，求得地工格網所需埋設長度 L 、無作用長度 L' 及 T_{allow} 等，惟在總應力狀態下加勁擋土牆將因孔隙水壓力無法即時消散，此時土壤的抗剪角 ϕ_{cu} 必小於有效應力作用時之抗剪角 ϕ' ，則穩定平衡之各項應力分佈，如圖(4-2)。

取水平方向力平衡得：

$$F.S \geq \frac{\sigma_{R1} \cdot H_1 + \sigma_{R2} \cdot H_2}{\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot H^2 k_a - 2c\sqrt{k_a} \right)} \dots\dots\dots (4-7)$$

式(4-7)之安全因素符合 $F.S \geq 1.3 \sim 1.5$ 的條件時，則該加勁擋土牆在暫時狀態下亦屬於靜態穩定。

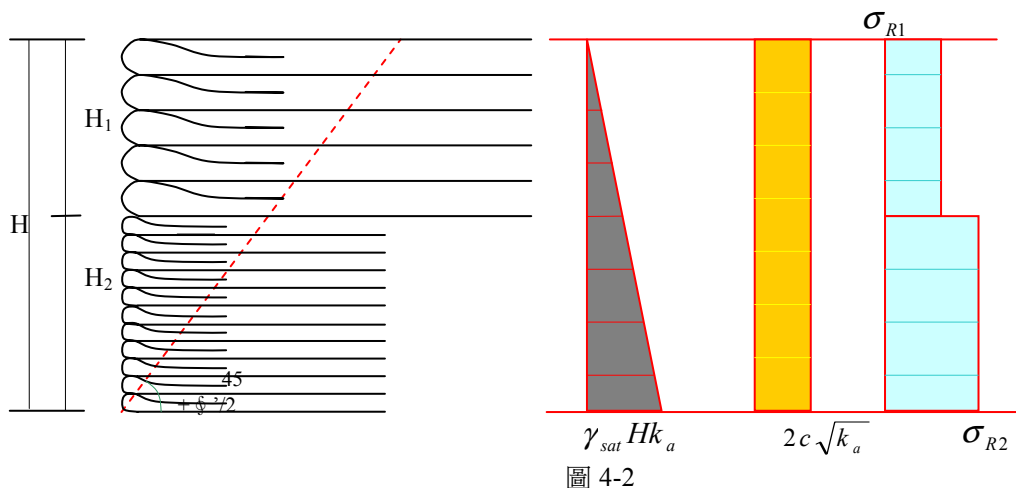


圖 4-2

註：對於含有粘土質 ($c-\phi$) 土壤，難免因自然環境因素、道路拓寬或從事開挖行為，而造成土體解壓，使土體發生回脹的過程而形成過壓密(如剩餘土石方)。運用該剩餘土方當做擋土結構的被填土，經過相當程度的夯實，並且超過預壓密壓力的情況下仍可視為正常壓密粘土($c \neq 0$)。式(4-6)、式(4-7)仍視地質鑽探報告之室內三軸試驗結果，給予適當的凝聚力 c 及剪力摩擦角 ϕ 。

四、結語

以上討論的加勁擋土牆之設計採直立式牆面的加勁擋土牆，惟在實際應用上一般均不會以此方式設計，原因在於：(1)設計適當坡度的加勁擋土牆面可減少側向土壓力。(2)格網因坡度的減緩而加勁材的使用量可同時減少(包括無作用長度 L' 及埋設長度 L)。(3)柔性擋土牆在長期狀態下的變形，將較剛性擋土牆來的可觀，故設計適當坡度的擋土牆面，將因土壓應力的降低，變形可適度減少。又側向土壓應力係隨著深度呈線性增加，一般較保守的設計係以 5m 為一階為設計，而第二階的設計應退至第一階塑性破壞面內側為原則，如此可儘量降低柔性擋土牆長期狀態下變形的問題。本篇均未討論在地震狀態下加勁擋土牆的設置問題，一般來說地震狀態也可能是主控加勁牆體破壞的因素之一，故在設計階段應予以考量，並參照耐震規範之地震力係數予以設計。

五、參考文獻

1. DAS,B.M.,「Principles of Geotechnical Engineering」,(1993),pp.316-357,384-388.
2. DAS,B.M.,「Principles of Foundation Engineering」,(1998),pp.424-448.
3. Cheng Liu & Jack,B.E.,「Soils and Foundations」,(2001),pp.247-259.
4. Koerner,R.M.,「Design with Geosynthetics」,(1998),pp.113-115,319-332.
5. Sawicki,A.,「Mechanics of Reinforced Soil」,(2000),pp.45-50,152-180
6. Hausmann,M.R.,「ENGINEER PRINCIPLES OF GROUND MODIFICATION」,(1990),pp.420-427.

公路隧道目視檢測評估方法之探討與應用

蕭富元* 陳錦清** 羅國峰***

摘 要

隧道在台灣公路運輸網中扮演著重要之角色，其中有許多隧道均已營運使用多年，定期或非定期之檢測評估，確保隧道營運服務品質與安全實為必要。在隧道安全檢測評估方法中，目視檢測評估具有直接、簡明快速之優點，但若無客觀適用之準則可依循時，易流為檢測人員主觀意識所主導，甚或造成評估結果偏差或錯誤。本文彙整國內外現有之目視檢測評估方法後，參考交通部所引進之橋梁 DERU 目視評估準則，針對影響隧道安全及營運品質之 12 個主要項目，包括洞口邊坡、隧道襯砌、路面、附屬設備等，建立隧道 DERU 目視檢測評估準則。同時並以實際隧道檢測案例說明此評估準則之應用，供工程界參考。

關鍵字：目視檢測評估、隧道 DERU 準則、實際案例。

一、前 言

台灣山多平原少，隧道在交通運輸網中扮演著重要的角色。根據統計台灣目前營運使用中之公路隧道已超過 200 座，部分已有二、三十年的營運歷史，甚至四、五十年者亦不在少數。所有的隧道均有其一定之使用壽命，營運中之隧道可能因外力變化、襯砌材質老劣化或漏水等因素而降低其使用年限或服務品質，而經由適當之維修補強可再次提昇其服務品質及延長使用年限(參見圖 1)。由於隧道多興建於地形險峻或交通要道上，當隧道無法繼續營運或服務功能大幅降低時，對交通衝擊及社會影響極大，因此適當之維護管理以提昇隧道服務品質並延長其使用壽命實為必要，目前世界各主要先進國家公共工程維護管理費用約佔其公共工程投資費用比例之三成(如圖 2 所示)。以鄰國日本為例，其公共工程維護管理費用亦逐年攀升，根據日本建設經濟研究所之統計，預計至 2010 年將攀升至總經費之四成左右(圖 3)。台灣近年來雖在隧道新建技術上累積相當多之經驗及技術，但對於營運中隧道之維護管理技術與觀念則仍有待加強與推廣。

對隧道維護管理而言，安全檢測評估係為基礎之工作。一般隧道安全檢測評估包括目視檢測、儀器非破壞性檢測、耐震分析、長期安定分析及耐久性評估等項目。其中目視檢測係對整座隧道作全面性調查，針對結構體與附屬設備之異狀或劣化情形進行記錄與評估，具有直接、簡明快速之優點。目視檢測記錄一般係繪製展開圖，在其上標註缺陷位置及缺陷狀況(如圖 4 所示)，檢測結果之評估在台灣目前常用之方法主要有兩種：(1)根據交通部委託台灣大學所提

*中興工程顧問社大地工程研究中心研究員

**中興工程顧問社副執行長兼大地工程研究中心經理

***交通部公路總局西濱南工處設計課工務員及成功大學土木工程學系博士班候選人

出之「老舊交通隧道之安全檢測技術手冊，1997」辦理，手冊內容主要係參考日本隧道技術協會有關隧道老朽化處理對策(1990,1992)。本法係將隧道劣化情形分為因外力變化、因襯砌材質劣化及因漏水產生之異狀等，並以定性方式將異狀程度分為甲、乙、丙、丁四個等級，其中甲級為最安全，依序遞減，至丁級時安全性最差；(2)昭凌工程顧問公司參考交通部所引自南非之橋梁 DERU 評估準則，修正得隧道 DERU 評估方法。本法係針對隧道各構件損壞狀況以定量評分方式逐一進行評估與記錄，評估記錄內容包括構件劣化程度(Degree)、劣化範圍(Extent)、劣化影響(Relevancy)及維修急迫性(Urgency)，評分值介於 1 分(良好)至 4 分(嚴重損壞)之間。本法可以量化數據方式表示隧道狀況及維修急迫性，惟因缺乏各檢測項目量化評分依據，故檢測結果易受檢測工程師主觀意識及經驗影響。而在公路隧道數量龐大之美國，其聯邦公路總署(FHWA)之「鐵公路隧道檢測手冊」(2004)，係針對不同型式隧道(明挖覆蓋隧道、土層隧道、岩盤隧道、木支撐隧道)提出檢測評分標準，評分等級由 0-9 分，分數愈高者代表狀況愈佳，反之則狀況愈差。

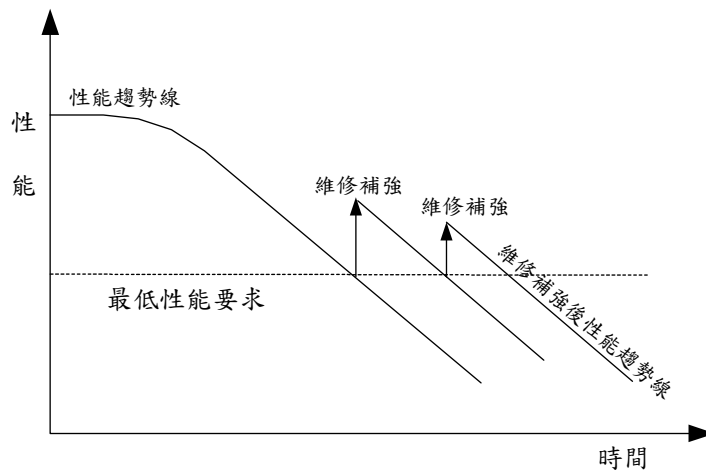


圖 1 隧道服務性能曲線與維修關係圖
(參考「既有隧道結構延壽問題實務探討」，2003，進一步修改)

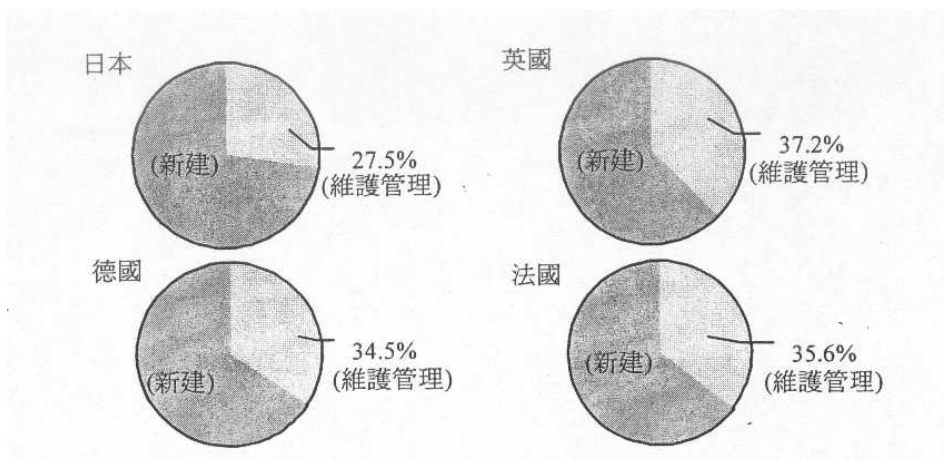


圖 2 世界各國公共建設維護管理費用比例
(摘自日本建設經濟研究所，2000 年)

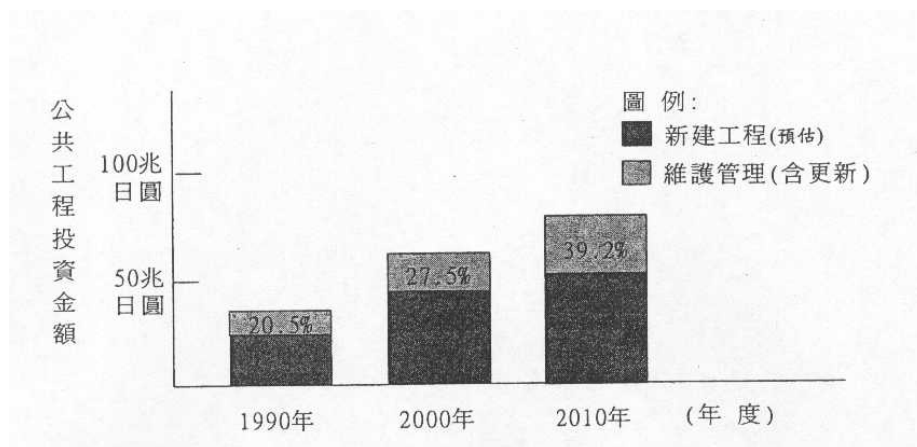


圖 3 日本公共建設維護管理費用攀升情形
(摘自日本建設經濟研究所，2000 年)

工作項目		0+000	0+100	0+200	0+300	0+400	0+500	0+600	0+700	0+800	0+900	0+1000
視 砌	頂拱											
	牆身											
劣化隧道		橫向裂縫 縱向水平裂縫 橫向裂縫潮濕 開裂剝落滲水 橫向裂縫 橫向裂縫潮濕 橫向裂縫 頂拱滲水側壁滲 水管開裂 左側基腳裂縫滲 砂滲水潮濕										

圖 4 隧道目視檢測紀錄展開圖

總結上述各方法各有其優點及不足之處，若能結合定性描述與定量評分之特點，應可建立客觀且實用之隧道目視檢測評估方法，供檢測單位與管理單位使用參考。由於 DERU 法具有下列幾項特點：

- (1) 以表格方式針對隧道劣化情形進行記錄，使用簡易方便。
- (2) 具完整之量化評分架構，對單一構件及隧道整體狀況均有檢測評分結果。
- (3) 根據量化評分數據，可對單一構件及隧道整體狀況進行長期追蹤或可進行不同隧道間劣化狀況評比。
- (4) 國內目前橋梁之安全檢測普遍亦採用 DERU 法，可統一國內公共結構物之安檢方式。

故本文以 DERU 法為基礎，探討影響隧道安全及營運之主要因素，據此提出目視檢測項目，並進一步研訂各檢測項目量化評分依據，以建立隧道目視檢測準則。

二、隧道 DERU 目視檢測評估準則研定

從營運管理之觀點而言，隧道安全檢測之目的在於確保用路人安全與提昇營運服務品質，故檢測之重點應包括隧道結構安全、洞口邊坡安全及營運服務品質評估等。據此所彙整上述各種檢測方法之重點檢測項目，以及相關隧道工程專家意見後，歸納出隧道目視檢測所應包含之項目如下：

- (1) 隧道結構安全：隧道襯砌、隧道路面。
- (2) 洞口邊坡安全：洞口邊坡穩定、邊坡保護工、洞口排水設施。
- (3) 營運服務品質評估：通風設施、消防設施、排水設施、照明設施、號誌標線、內裝修飾版、護欄。

上述共含 12 個檢測項目，其中部份項目如隧道襯砌、隧道路面、排水設施、照明設施、號誌標線、內裝修飾版及護欄等，因對長度較長之隧道各處狀況可能有所不同，故採分段方式進行評估(原則以 10m 為一個檢測單元或可視狀況自行調整)；其餘項目如洞口邊坡穩定、邊坡保護工、洞口排水設施、通風設施、消防設施等，則採單項整體評估。為提高使用便利性，隧道目視檢測係採表格填寫方式(如表 1 所示)，檢測表內包含隧道基本資料欄位、以及各檢測項目劣化程度(D)、劣化範圍(E)、劣化影響(R)等檢測評分結果，表格下方並有維修工法及檢測員意見欄位，提供現場檢測工程師填寫初步研判劣化維修方式、維修急迫性(R)及個人檢測意見。

其次對於檢測項目量化評分依據之研訂，由於劣化現象種類繁多，各種劣化程度亦有所不同，本文參考「老舊交通隧道之安全檢測技術手冊」、「結構物檢測評估與補強」、「震後隧道結構快速診斷與補強手冊」、「公路隧道安全設施準則研訂」、「公路養護手冊」等相關資料後，彙整得 DERU 檢測分級表(表 2)及劣化程度評分標準表(表 3)等量化評分依據。

由上述目視檢測評估結果可得各檢測項目之 D、E、R 及 U 值，進一步可藉由 CI 值(Condition Index)之估算瞭解營運隧道之整體狀況，隧道整體狀況指標 CI 值之計算基本上係參考交通部所提之「交通設施鋼筋混凝土結構物劣化診斷與修補規範，2003」中，有關橋梁 DERU 檢測之 CI 計算式：

$$CI = \frac{\sum Ic_i \times W_i}{\sum W_i} \dots\dots\dots(1)$$

式中 W_i 為各檢測項目權重(參見表 4)， Ic_i 為 i 檢測項目狀況值(Item condition)，計算方式如下：

$$Ic_i = \frac{\sum Ic_{ij}}{n} \dots\dots\dots(2)$$

其中

$$Ic_{ij} = 100 - 100 \times \frac{D \times E \times R^a}{4 \times 4 \times 4^a} \dots\dots\dots(3)$$

表 1 隧道目視檢測評估表

[illegible]

表 2 DERU 檢測分級表

	結果分級					備註
	0	1	2	3	4	
D(劣化程度)	無此項目	良好	尚可	差	嚴重損壞	參考劣化程度評估表(表 3)
E(劣化範圍)	無	微<10%	<30%	<60%	全面	
R(影響程度)	無	微	小	中	大	參考附註*
U(急迫程度)	無需維修	例行維護	3 年內必須 維修	1 年內必須 維修	緊急處理維 修	

附註* 影響程度(R)評分主要考慮因素為 (1)對交通衝擊、(2)對用路人及車輛安全之影響、(3)對結構物安全之影響

表 3 劣化程度評分標準表

檢測項目	劣化現象	劣化程度	評分
1.洞口邊坡穩定	地表滑動	1.無破壞跡象。	1
		2.坡面樹木或電線桿輕微傾斜；地表有小裂縫產生；坡面潮濕。	2
		3.坡面樹木或電線桿傾斜；地表產生張力裂縫；土石零星掉落；坡面滲水。	3
		4.坡面樹木或電線桿傾倒；地表張力裂縫貫穿坡面；地表滑移；土石崩落；坡面流水。	4
2.邊坡保護工	保護工損壞	1.無損壞跡象。	1
		2.地錨錨頭或岩釘頭輕微開裂剝離；坡面噴漿或混凝土格樑輕微龜裂；擋土牆或卵(塊)石護坡輕微外凸，牆角或坡面有少量土石。	2
		3.地錨錨頭或岩釘頭鬆脫，錨釘外露、銹蝕；坡面噴漿或混凝土格樑開裂明顯；擋土牆或卵(塊)石護坡開裂外凸，牆角或坡面有土石堆積。	3
		4.地錨或岩釘鬆脫、銹蝕嚴重；坡面噴漿或混凝土格樑嚴重開裂、保護工有掉落之虞；擋土牆或卵(塊)石護坡開裂錯動或傾倒。	4
3.洞口排水設施	排水設施阻塞	1.排水功能正常。	1
		2.排水設施(明渠、截水溝、排水孔等)部份淤塞。	2
		3.排水設施(明渠、截水溝、排水孔等)阻塞。	3
		4.排水設施(明渠、截水溝、排水孔等)完全失去功能。	4
4.通風設施	通風設施功能劣化	1.通風設施功能正常。	1
		2.通風設施髒污，影響通風品質。	2
		3.通風運轉不順或設施錨固有鬆動、歪斜現象。	3
		4.通風設施故障，無法提供通風功能；通風設施錨固鬆脫，有掉落之虞。	4

0：無此項目 1：良好 2：尚可 3：差 4：嚴重損壞

表 3 劣化程度評分標準表(續)

檢測項目	劣化現象	劣化程度	評分
5.消防設施	消防設施損壞	1.無損壞情形。	1
		2.消防設施(警報顯示板及號誌、避難方向指示、火警偵測器、滅火器、消防栓等)少數設備損壞或無法發揮功效，不影響消防功能。	2
		3.聯絡道阻塞，車輛無法順利通過；消防設施(警報顯示板及號誌、避難方向指示、火警偵測器、滅火器、消防栓等)超出一半損壞或無法發揮功效，影響消防功能。	3
		4.聯絡道阻塞，行人及車輛無法通過；消防設施(警報顯示板及號誌、避難方向指示、火警偵測器、滅火器、消防栓等)多數損壞或無法發揮功效，嚴重影響消防功能。	4
6.號誌標線	號誌損壞或標線不清	1.無損壞情形。	1
		2.部份交通號誌燈亮度不足或髒污，路面標字、車道線或反光路面標識部份模糊或不清，不影響行車安全。	2
		3.交通號誌燈部份故障，路面標字、車道線或反光路面標識部份無法辨識，可能影響行車安全。	3
		4.交通號誌燈全部故障，路面標字、車道線或反光路面標識無法辨識，易導致交通意外事故。	4
7.隧道襯砌	鋼筋出露、變形、腐蝕	1.混凝土無剝落，鋼筋未露出	1
		2.混凝土輕微剝落，鋼筋尚未出露；鋼筋部份出露，無腐蝕現象。	2
		3.鋼筋嚴重出露，無腐蝕現象；鋼筋部份出露，有腐蝕現象；鋼筋輕微變形。	3
		4.鋼筋嚴重出露且有銹蝕現象；鋼筋嚴重變形。	4
	混凝土龜裂	1.無裂縫或毛細裂縫。	1
		2.裂縫寬度在 0.3mm~5mm；輕微白華或滲水跡象。	2
		3.裂縫寬度在 5mm~15mm；嚴重白華或滴水跡象。	3
		4.裂縫寬度>15mm；非常嚴重之白華或流水現象。	4
	混凝土剝落	1.無浮起、剝落現象	1
		2.襯砌混凝土輕微剝落，不影響隧道安全及交通。	2
		3.襯砌龜裂擠壓造成混凝土浮起、剝落，混凝土塊有掉落可能。	3
		4.襯砌龜裂密集，擠壓造成混凝土浮起、剝落，有大塊或多塊混凝土掉落可能。	4
	施工縫錯動或開裂	1.無損壞情形。	1
		2.施工縫龜裂，填縫料有溶脫物，滲水或細粒料滲出。	2
		3.施工縫錯動或開裂，部份填縫料擠出脫落，滴水或細粒料滲出。	3
		4.施工縫嚴重錯動或開裂，填縫料擠出脫落，嚴重滴水或細粒料流出。	4

0：無此項目 1：良好 2：尚可 3：差 4：嚴重損壞

檢測項目	劣化現象	劣化程度	評分
8.隧道路面	路面沉陷或隆起	1.路面無異狀。 2.路面微小沉陷或隆起，不引起使用者不舒適感。 3.路面沉陷或隆起，引起使用者明顯不舒適感。 4.路面明顯沉陷或隆起，路肩變形，可能導致交通意外事故。	1 2 3 4
9.內裝修飾版	裝飾版鬆脫	1.內裝飾版情形良好。 2.部份內裝修飾版或磁磚鬆脫，不影響交通。 3.部份內裝修飾版或磁磚脫落，對交通造成影響。 4.大規模內裝修飾版變形、破損、脫落，對交通造成障礙。	1 2 3 4
10.排水設施	排水設施阻塞	1.排水功能正常。 2.排水設施部份淤塞，水流受到阻礙但排水設施仍具有功能。 3.排水設施阻塞嚴重，水流受到嚴重阻礙。 4.排水設施完全阻塞，路面積水漫流。	1 2 3 4
11.照明設施	照明設施損壞	1.無損壞情形。 2.部份照明設施損壞或照明亮度不足，不影響使用者安全。 3.多數照明設施損壞，燈具有掉落可能性，能見度不足，可能影響行車及路人安全。 4.照明設施嚴重損壞，易導致交通意外事故。	1 2 3 4
12.護欄	護欄劣化	1.無損壞情形。 2.護欄螺栓鬆動，少許扭曲，金屬欄杆輕微銹蝕，不影響其原有功能。 3.護欄扭曲明顯，金屬欄杆銹蝕嚴重，部份功能喪失，影響使用者之便利與安全。 4.護欄傾倒、嚴重損壞，原有功能喪失，可能導致交通意外事故。	1 2 3 4

0：無此項目 1：良好 2：尚可 3：差 4：嚴重損壞

表 4 隧道整體狀況指標項目權重表

檢測項目代碼	檢測項目	權重	分類項	權重
1	洞口邊坡穩定	15	洞口邊坡	30
2	邊坡保護工	10		
3	洞口排水設施	5		
7	隧道襯砌	25	隧道結構	40
8	隧道路面	15		
4	通風設施	4	服務設施	20
5	消防設施	6		
10	排水設施	4		
11	照明設施	6		
6	號誌標線	6	其他	10
9	內裝修飾版	2		
12	護欄	2		

表 5 案例隧道 DERU 目視檢測結果

[illegible]

一般狀況 a 值內定為 1。

其次隧道可能部分構件局部區域劣化極為嚴重時，可以優選指標(Priority Index, PI)來表示其狀況，優選指標(PI)係取各分段檢測項目中(如隧道襯砌、隧道路面、人行道護欄等)分數較低之 I_{ci} 為該檢測項目之 I_{ci} 值，其計算公式亦如狀況指標(CI)，其計算過程說明如下：

$$PI = \frac{\sum_{i=7}^{i=12} I_{ci} \times W_i}{\sum_{i=7}^{i=12} W_i} \dots\dots\dots(4)$$

(1) 式中 $i=7\sim12$ 係指目視檢測評估表(表 1)中第 7 至第 12 個檢測項目。

(2) 先找出各檢測項目中構件 I_{ci} 之最小值，即 $I_{ci}(\min)$ 。

(3) I_{ci} 值之計算方式如下：

1. 若 $I_{ci}(\min)$ 值小於 50，將小於 50 之 I_{ci} 值挑選出來平均，視為 I_{ci} 值。
2. 若 $I_{ci}(\min)$ 值介於 50 至 75 之間，將此範圍 I_{ci} 值挑選出來平均，視為 I_{ci} 值。
3. 若 $I_{ci}(\min)$ 值介於 75 至 100 之間，將此範圍 I_{ci} 值挑選出來平均，視為 I_{ci} 值。
4. 將隧道檢測項目中屬分段檢測項目者之 I_{ci} 值經加權計算，即為 PI 值。

本目視檢測評估準則基本上涵蓋隧道目視檢測時，應進行查核之檢測項目、各檢測項目之評分依據、隧道整體狀況指標、各構件狀況指標及優選指標之計算。檢測執行單位可依此進行隧道安全檢測評估，管理單位亦可獲得數據化之檢測結果，並進行各受檢隧道或多條安檢隧道間資料之統計分析與評比等工作，達成隧道維護管理之目的。

三、案例應用

本節以台灣北部某隧道安檢案例說明本方法之應用，案例隧道為一雙孔單向雙車道之公路隧道，隧道段面淨高約 6.22 公尺，跨徑約 9.0 公尺，東西兩線長度均約 820 公尺，所通過之地層主要為漸新世之五指山層及中新世早期之木山層，最大覆蓋厚度約 154 公尺。隧道係採傳統鋼支保工法(ASSM)興建，完工營運至今約 33 年，根據大村平(1988)由故障率觀點所進行之工程可靠度分析定義，係進入其生命週期(Life Cycle)第二階段(營運壽命之第 20-50 年)，襯砌及支撐材料之老劣化為隧道主要潛在問題。

利用上述準則進行案例隧道之目視檢測評估，結果如表 5 所示(因篇幅限制，故本文僅列出部份檢測結果)。檢測表中所記錄之資料包括安檢隧道基本資料(隧道名稱、地點、長度、淨寬、淨高、檢測日期、建造日期等)、各檢測項目 DER 檢測評分結果、檢測員意見等。以下茲就本表格部份檢測成果加以舉例說明：

- (1) 案例洞口排水設施有明顯阻塞情形(D=3 分)，阻塞範圍約達 50%(E=3 分)，排水明渠之阻塞造成雨後坡面水常溢流至隧道洞口路面，影響用路人安全(R=3 分)，參見圖 5。
- (2) 隧道北口進洞 730~740m 處，襯砌無劣化情形產生，故 N74: D=1 分、E=0 分、R=0 分；至於北口進洞 610~620m 處，隧道襯砌則有數條裂縫，裂縫寬度約為 0.3~2mm，有滲水情形(D=2 分)，參見圖 6，劣化範圍已超過本段面積之 30%(E=3 分)，本段滲水量不大，對用路人及襯砌安全影響中等(R=3 分)，故 N62: D=2 分、E=3 分、R=3 分。
- (3) 案例隧道未設置內裝修飾版，無此項目可供評分(D=0 分)。

現場目視檢測評估完成後，進一步依上述公式(1)~(4)，計算案例隧道各檢測項目狀況值(I_{ci})、隧道整體狀況指標(CI)及優選指標(PI)，結果如表 6 所示。其中可見東線及西線隧道之 CI 值分別為 92.7 及 92.0 分，顯示隧道整體目視檢測結果狀況大致尚可；但 PI 值則明顯偏低，東

西兩線隧道分別為 70.0 及 68.6 分，顯示本隧道部份構件於局部區域狀況較差有待改善，例如隧道內外排水設施之堵塞，以及襯砌局部區域裂縫發達，且有滲水白華情形。

藉由上述檢測結果可建立本隧道此次安檢之量化狀況指標，同時包括各構件項目個別之檢測值，可進行長期狀況追蹤與維修成效評鑑，例如本隧道曾於民國 86 年進行詳細安檢，並進行較大規模之整修，包括混凝土裂縫修補、設置襯砌導水槽、排水系統改善等。惜上次安檢並未建立量化檢測結果，故本次安檢除瞭解隧道目前狀況外，僅能目視主觀研判前次維修成效，無法量化追蹤隧道劣化情形。



圖 5 案例隧道洞口排水設施堵塞情形



圖 6 案例隧道襯砌開裂滲水潮濕，並有白華產生

表 6 案例隧道狀況指標計算結果

檢測項目	各構件狀況指標(I_{ci})		狀況指標(CI 值) 西線隧道：92.0 東線隧道：92.7
	西線	東線	
1.洞口邊坡	94	100	
2.邊坡保護工	98	100	
3.洞口排水設施	65	84	
4.通風設施	88	88	
5.消防設施	100	100	
6.號誌標線	88	88	
7.隧道襯砌	89	84	優選指標(PI 值) 西線隧道：68.6 東線隧道：70.0
8.隧道路面	99	98	
9.內裝修飾版	100	100	
10.排水設施	68	72	
11.照明設施	100	100	
12.護欄	100	99	

四、結論

目視檢測為掌握隧道狀況最直接且有效之方法，本文所提出之目視檢測評估方法係以簡易表格方式，提供檢測人員進行營運中隧道之檢查評估，評估準則中之量化評分依據可使評估結果趨於合理且客觀，減少檢測工程師主觀意識影響。相同標準下數據化之檢測成果有助於管理單位對隧道狀況進行長期追蹤與瞭解，多條隧道之檢測結果評比則可提供在有限經費下，進行最佳及最迫切之維護預算調度運用。

由於國內目前隧道之安檢仍無標準化或已獲共識之作業方法，本準則之量化評估方式為一個可參考之目視檢測方法，管理單位如對其轄下隧道進行全面性量化評估，將可建立管理資料庫，有助於隧道維護管理策略制訂與執行。惟本方法現階段之建立係以一般公路隧道為對象，對於鐵路隧道、捷運隧道、水力隧道或其他特殊隧道，準則之檢測項目及量化評分依據仍需再做必要之調整與補充，方可符合不同功能隧道需求。

五、參考文獻

1. Federal Highway Administration (FHWA), Federal Transit Administration (FTA), "Highway and Rail Transit Tunnel Inspection manual", March 2003.
2. Federal Highway Administration (FHWA), Federal Transit Administration (FTA), "Highway and Rail Transit Tunnel Maintenance and Rehabilitation manual", March 2003.
3. Sherwood, B., "Long Submerged Tunnel Inspection: the Mantaro Headrace Tunnel Central Andes Mountains, Peru", Oceans Conference Record (IEEE) San Diego, USA, pp.2008-2012, 1995.
4. Southern African National Council on Tunnelling (SANCOT), "Guidelines for Maintenance and Repair of Underground Structures", 1995.
5. 何泰源、周永川，「既有隧道結構延壽問題實務探討」，公共工程延壽對策與技術發展，台灣營建研究院叢書，pp.93-132，台北，2003。
6. 交通部、台大土木工程研究所，「老舊交通隧道安全檢測技術手冊」，台北，1997。
7. 日本隧道技術協會，「日本山岳隧道老朽化手冊草案」，日本，1990。
8. 日本隧道技術協會，「隧道老朽化對策有關之調查研究」，日本，1992。
9. 台灣營建研究院叢書，「結構物檢測評估與補強」，台北，2000。
10. 行政院公共工程委員會，「震後隧道結構快速診斷與補強手冊」，台北，1999。
11. 交通部國道興建工程局，「公路隧道安全設施準則研訂」，台北，1998。
12. 交通部交通技術標準規範，「公路養護手冊」，台北，2003。
13. 交通部、中央大學，「交通設施鋼筋混凝土結構物劣化診斷評估與修補規範」，台北，2003。
14. 大村平，「信賴性工學」，日科技連出版社，pp.32-37，1988。
15. 吳耀焜、羅國峰，「營運隧道結構損傷之檢測及評估」，台灣公路工程，第三十一卷第三期，pp.23-31，2004。

再生排水級配瀝青混凝土設計及其 抗水侵害耐久性評估

林志憲* 蔡信輝**

摘 要

基於道路工程材料回收及其再生使用之生態觀念，利用回收之瀝青混凝土(RAP)於高孔隙率之排水鋪面設計，可同時解決回收料棄置及因應台灣多雨環境之抗水侵害問題，實為一不錯選擇。然而，瀝青老化後浸水易產生剝脫與粒料分離的現象，因此瀝青混凝土抗剝脫特性往往為研究重點之一。本研究使用 20%RAP 配製排水級配瀝青混凝土，進一步嘗試將石灰添加於再生排水級配瀝青混凝土，探討其添加量及其拌入方式之於抗水侵害(剝脫)之耐久性成效。

一、前 言

台灣屬多雨型地區，為避免水分因交通載重滲入而造成瀝青與粒料之剝脫，排水瀝青混凝土鋪面已成為近年來多雨地區很好的選擇。水分對於鋪面之侵害，一直是鋪面設計時重要的考量因素之一。排水性瀝青混凝土具有高孔隙率，高排水性，因此可減少水分停留或滲入路面所造成瀝青混凝土鋪面之損壞。過去歐、美、日各國均發展出排水性路面，其成效卓越使得各國積極推廣，因此國內引用排水設計原理，並嘗試於部份路段上鋪築，積極投入研發出一套適合台灣地形、氣候等條件之配合設計法[6]。但因台灣地區地狹資源有限，因此工程材料枯竭的問題也受到政府的重視。而正好瀝青混凝土具有可回收利用之特性，不但可減少砂石的開採，也可達到資源再利用[5]。

瀝青混凝土再生之發展，主要導源於 1970 年的石油能源危機，以瀝青為主要回收對象。台灣地區資源缺乏，石油仰賴進口，加上土地使用率高，砂石開採不易，因此，為保護國內資源，減少瀝青用量及砂石過度開採，使用舊有路面刨除料的確是有必要性。根據調查指出[2]，國內瀝青混凝土使用量每年約 1323 萬公噸，可見其普遍應用之程度，若使用 20%之刨除料，估計每年將可節省約 13 萬公噸瀝青及 100 萬立方的砂石料，並解決 300 萬公噸路面廢料堆置的問題，因此刨除料之利用確實可解決不少問題。此外對於防剝劑的發展，自 1974 年開始至今大約有 150 多種化學摻劑被認為具有抗剝脫之效果，其中以石灰是最為普遍且經濟之抗剝脫劑，對與路面剝脫的現象有明顯的改善，並有效減少瀝青膠泥與粒料間的表面張力[7,8]。因此對於新瀝青選用及石灰添加量也是相當重要的一環，本研究參酌日本排水級配規範，嘗試將 20%再生刨除料(Recycled Asphalt Pavement, RAP)與 1~3%石灰添加於瀝青混凝土中，夯打出 Marshall 試體並進行各項抗水侵害成效試驗。

*國立成功大學水工試驗所助理研究員

**國立成功大學土木工程研究所碩士

二、文獻回顧

2.1 排水性瀝青混凝土配合設計

排水性瀝青混凝土之設計考慮因素為孔隙率需在 20%左右，以確保鋪面具有良好的透水性、抗滑性及耐久性。而排水性瀝青混凝土級配設計與一般的密級配大不相同，因此在最佳瀝青含量的求法上也有所差異。最佳瀝青含量之求得是以垂流試驗及 Cantarbro 磨耗試驗來訂定出上限值與下限值。選取最佳含油量後製作試體，並進行各項試驗，若試驗結果皆合規範之要求，則可確定所選取之最佳含油量。本研究將參照「日本排水鋪裝技術指針(案)」之級配設計[1]，試驗標準如：孔隙率 $20 \pm 1\%$ ，室內透水係數(cm/sec) $> 10^{-2}$ ，馬歇爾穩定值 $> 350\text{kg}$ ，及動態穩定值 > 1500 回/mm。

2.2 新瀝青等級之選用

新瀝青主要使用於再生瀝青混凝土中，須根據再生料使用百分比及回收後瀝青之黏度與來決定目標黏度，進而選取最適當之瀝青。由於國內對於再生瀝青混凝土之目標黏度規範，並無明確之規定，對新瀝青等級之選用，本研究依據國外之經驗公式[9]，如下式(1)，來求得拌合後黏度與新瀝青黏度之間的關係。式中， η_b 為混合後瀝青黏度， η_0 為回收瀝青黏度， η_r 為新瀝青黏度， P_r 為新瀝青所佔重量百分比(以小數表示)。因此，可在確定 RAP 使用量後，依據舊瀝青之黏度約略估計新瀝青使用等級。

$$\log(\log(\eta_b)) = (1 - P_r) \times \log(\log(\eta_0)) + P_r \times \log(\log(\eta_r)) \quad (1)$$

2.3 石灰之特性

石灰之所以具有防剝之功效，主要是因為成份中的鈣能與粒料表面的氫、鈉、鉀及其它陽離子反應，產生置換作用；再者，石灰也與瀝青膠泥中的環烷酸作用，形成環烷酸鈣，使瀝青膠泥能緊密吸附在粒料表面，以抵抗剝脫現象的產生；另外，石灰與瀝青粒料間之電荷作用，也可使瀝青混凝土產生防剝的作用，如圖 1 所示。

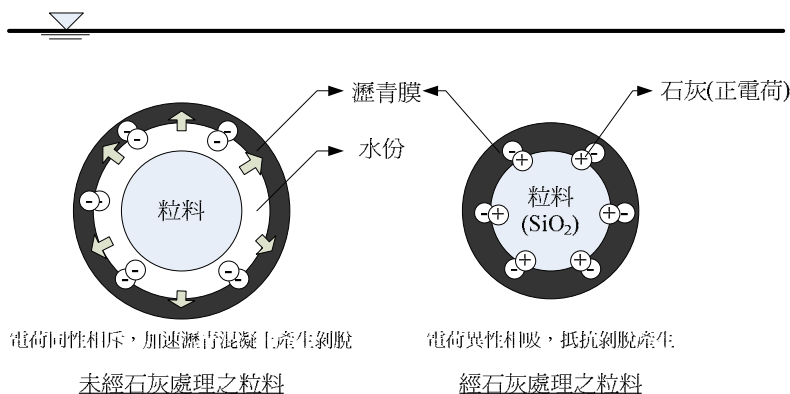


圖 1 粒料添加石灰前後之剝脫現象

對於抗剝脫成效，可依添加石灰之多寡而有不同程度之防剝功效。根據研究指出[3]，於 85/100 針入度瀝青中摻配石灰 1%對於瀝青混凝土高溫時之抗變形能力，低溫時防止脆裂現象與降低鋪面疲勞過早出現，具有良好之成效，但若添加過量，則會造成瀝青混凝土工作性降低、瀝青黏滯度降低的缺點，且添加石灰時之拌合、夯壓溫度，皆會隨著石灰量的增加而提升，大幅提升加熱之燃料費用。

三、試驗材料與方法

試驗計畫主要包含三大部分，諸如再生料(RAP)回收，再生排水瀝青混凝土配合設計，及抗水侵害(剝脫)成效試驗等，如圖 2 所示。

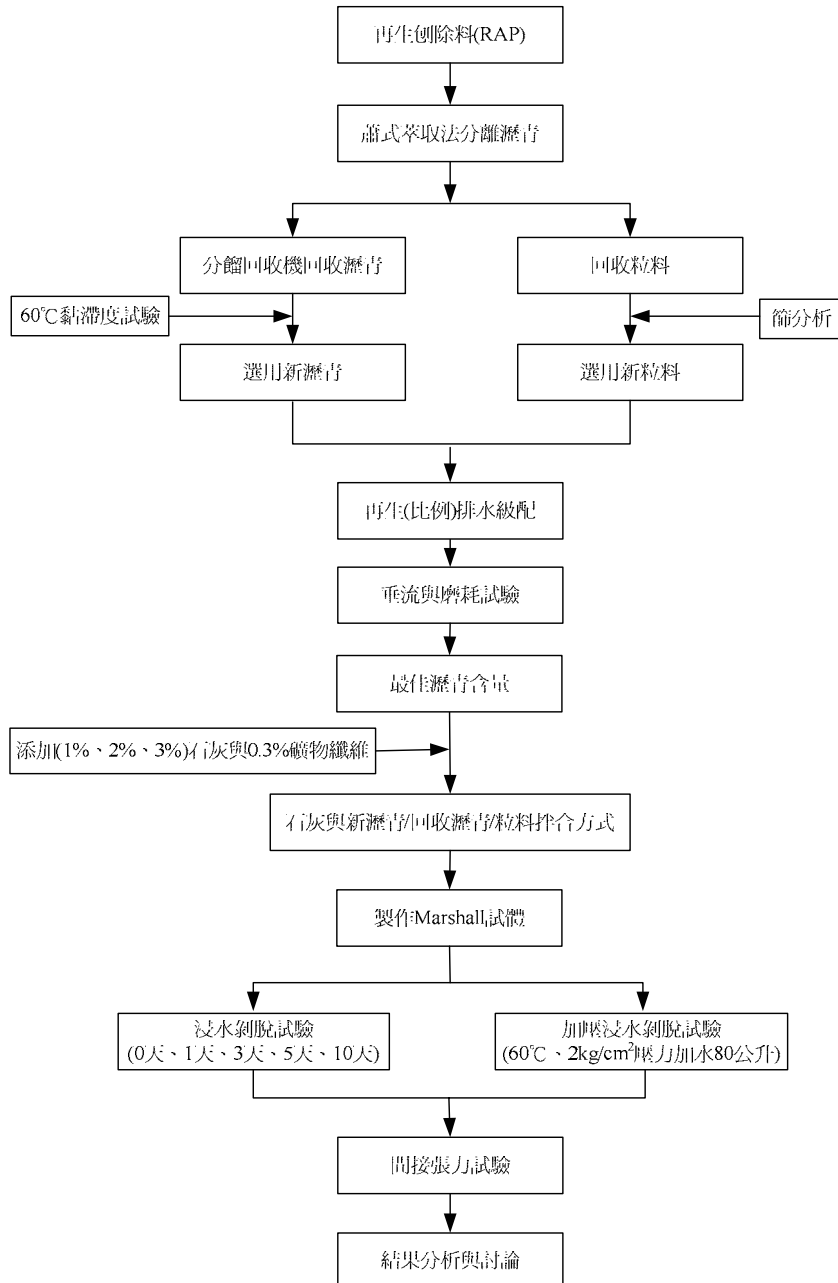


圖 2 試驗計畫與流程

本研究乃考慮排水鋪面逐漸普及化，且政府也積極推廣再生料使用於瀝青混凝土中，故若能將兩者結合，不但可節省材料，也可提升鋪面績效。再者，為減少水分侵入瀝青混凝土所帶

來的損害，並維持鋪面應有的服務水準，本研究嘗試於再生排水瀝青混凝土中添加石灰，以提高鋪面抗剝脫之能力。本研究利用日本排水性鋪裝技術指針(案)中建議之配合設計法，來進行再生排水瀝青混凝土之級配設計，求取其最佳含油量後製作 Marshall 試體，並進行各項抗水侵害成效試驗。試驗項目包括基本物性試驗(孔隙率試驗、透水係數試驗、穩定值與流度值試驗)、加壓浸水剝脫及不同浸泡天數(0、1、3、5、10 天)下之間接張力試驗，針對石灰添加之比例、石灰的拌入方式、短期與長期浸泡成效，比較再生排水級配抗水侵害(剝脫)能力有何影響。

3.1 再生料(RAP)瀝青回收

本研究再生料來源為台南縣白河鎮縣道 172 上之路面刨除料。而再生料瀝青回收過程可分為三步驟，一為蕭氏萃取法，用以將瀝青與粒料分離；二為離心灰分處理，主要是將回收瀝青溶液內之粉塵、灰分以離心方式處理掉；最後以分餾回收機來回收瀝青。回收瀝青之含油量計算方式如式(2)。式中， A 為濾紙+再生料重(g)， B 為濾紙+回收後粒料重(g)， C 為濾紙重(g)，及 D 為含油量(%)。

$$D = \frac{A - B}{A - C} \times 100\% \quad (2)$$

3.2 再生排水瀝青混凝土配合設計

本研究之配合設計法採用日本「排水性鋪裝技術指針(案)」規定之配合設計方法，由混合料垂流試驗中求得最佳瀝青含量上限值，由 Cantabro 磨耗試驗求得下限值，之後依照 ASTM D1559 規範要求製作馬歇爾試體，考量再生排水瀝青混凝土現實使用情境，模擬中級交通量設計，試體每面夯壓 50 下，最後再進行各種相關特性試驗，諸如孔隙率試驗、馬歇爾穩定值試驗及室內透水試驗等物性試驗，結果顯示孔隙率 19.29%，室內透水係數 $7.35 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ ，馬歇爾穩定值 410kg，及動態穩定值 1650 回/mm，符合「日本排水鋪裝技術指針」規定之試驗標準。

3.2.1 最佳瀝青含量測定

垂流試驗目的為測定高溫產製、運輸、鋪築過程中之瀝青流失量，以作為選用高黏度瀝青或添加纖維材料以抑制瀝青材料之損失。本研究採用網籃法測定垂流量，決定最佳瀝青含量，以避免瀝青用量過多而造成孔隙率變動過大導致瀝青膠漿垂流。試驗步驟如：1.將網籃及其內部瀝青混合料置於濾紙上方。2.將烘箱設定為拌合溫度後放於烘箱內 60 ± 1 分鐘。3.而後取出網籃及濾紙，並秤濾紙上吸附的瀝青量。垂流量計算如式(6)，其中 C 為垂流量(%), A 為濾紙上吸附之瀝青重(g)，及 B 為瀝青混合料總重(g)。

$$C = \frac{A}{B} \times 100\% \quad (6)$$

再進一步依據不同之瀝青含量及其垂流量繪出關係曲線圖，由曲線轉折點之切線交點交點對應之瀝青含量，即為設計瀝青含量。

3.2.2 再生排水級配孔隙率測定

本研究依日本「排水性鋪裝技術指針(案)」建議孔隙率定為 20%，依規範選定通過#8 篩之中間級配(15%)及 $\pm 3\%$ (12%、18%)等三個通過百分比級配之孔隙率趨勢決定#8 篩用量。孔隙率試驗步驟如：1.量測各試體平均高度。2.秤試體空中重，可求出其全孔隙率。3.秤試體水中重，可求出其連續孔隙率。其計算方式如式(3)，式中 V_a 為全孔隙率(%), d 為試體密度(g/cm^3)， D_{mm}

為混合料之最大理論密度(g/cm^3)。

$$V_a = \left(1 - \frac{d}{D_{mm}}\right) \times 100\% \quad (3)$$

試體密度 d 可由式(4)計算，其中 W 為試體空中重(g)， A 為試體橫斷面積(cm^2)，及 L 為試體平均厚度(cm)。混合料之最大理論密度 D_{mm} 可由式(5)計算，其中 P_s 、 P_{rs} 為新粒料/回收粒料使用量(%), P_b 、 P_{rb} 為新瀝青/回收瀝青使用量(%), G_{se} 、 G_{rse} 為新粒料/回收粒料有效比重， G_b 、 G_{rb} 為新瀝青/回收瀝青比重， D_w 為水密度，一般設為 $1.0(\text{g}/\text{cm}^3)$ 。

$$d = \frac{W}{A \times L} \quad (4)$$

$$D_{mm} = \frac{100}{P_s/G_{se} + P_b/G_b + P_{rs}/G_{rse} + P_{rb}/G_{rb}} \times D_w \quad (5)$$

3.2.3 添加石灰填充料

使用石灰之目的乃促進瀝青膜均勻有效地潤佈並牢固地吸附於黏料顆粒表面，防止水份的浸蝕及瀝青材料的剝離，增強瀝青材料與粒料間的有效黏結。本研究所使用之填充料採用通過 #200 篩之石粉與石灰。石粉為壓碎石灰岩之粉末，可取代通過 #200 篩之粒料使用。使用石粉對於粒料與瀝青間之排列具有較佳之黏結性。在纖維部分，一般用量約在 0.3%~0.4%[4]，本研究所採用之種類為礦物纖維，使用量為混合料重量之 0.3%。使用纖維之主要目的為避免瀝青混凝土在生產、運送及鋪築期間產生瀝青垂流之現象，並具有足夠之瀝青厚度來包覆粒料，以增加其耐久性。而石灰部分則依試驗不同添加比例(0%、1%、2%、3%)取代石粉之用量。填充料之使用量固定為 5%，若添加 0%石灰，則石粉之使用量為 5%；若添加 1%石灰，則石粉之使用量為 4%，以此類推。

3.3 抗水侵害(剝脫)成效試驗

對於評估耐久性之浸水剝脫試驗中，AASHTO T283 規範中要求試體之孔隙飽和度需在 55-80%之間，此為控制試體內有足夠之水分，讓剝脫現象得以明顯產生，進而比較浸水前後試體強度之變化情況，本研究所進行之抗水侵害(剝脫)成效試驗，係針對添加石灰後之瀝青混凝土所進行之加壓浸水剝脫及浸水剝脫試驗，分別代表短期、長期浸水剝脫成效，並測其間接張力。

1. 加壓浸水剝脫試驗

此試驗乃依據 ASTM D4867 浸水剝脫試驗及透水試驗修正後之觀念，進行加壓浸水剝脫試驗，目的為模擬雨天鋪面受交通載重下，胎壓對瀝青混凝土中水分所造成之超額孔隙水壓，對於鋪面剝脫現象之影響程度。試驗方法乃將試體置入普羅克達透水試驗儀中，以 60°C 水溫，80 公升水量， $2\text{kg}/\text{cm}^2$ 之氣壓，定溫、定壓灌入試體中直至水流停止。之後再將試體置於 25°C 恆溫箱中養治 24 小時，即可進行間接張力試驗，比較施以胎壓前後張力強度來評估再生排水瀝青混凝土對水分侵害之短期耐久性。

2. 浸水剝脫試驗

本研究依據 ASTM D4867 之規定進行，目的為量測試體對於水侵害之抵抗能力。試驗方法

乃將試體浸於 60℃ 熱水中各 0 天、1 天、3 天、5 天、10 天，使其完全覆蓋試體，模擬實際路面於下雨過後長期浸泡於水中之情形。之後取出並置於 25℃ 之恆溫箱中養治 24 小時，即可進行間接張力試驗，比較施以養治前後間接張力強度來評估再生排水瀝青混凝土對水分侵害之長期耐久性。

3. 間接張力試驗

此試驗之目的為測定材料之張力強度，又稱圓柱劈張試驗。試驗時於圓形試體側面施一均勻線載重，直徑上會發生劈張破壞，依彈性理論可算出中心部位之張應力值。式(7)為其計算公式，其中 S_t 為間接張力強度(kg/cm²)， P 為極限加載荷重(kg)， D 為試體直徑(cm)，及 H 為試體高度(cm)。

$$S_t = \frac{2P}{\pi DH} \quad (6)$$

四、結果與討論

4.1 再生排水級配瀝青混凝土

在決定再生料添加前，須先得知再生料回收瀝青之針入度、黏滯度、瀝青含量、及回收後粒料篩分析，以便計算再生排水級配中再生料、新粒料及新瀝青之用量。近年來公共工程單位推動 RAP 使用量，規定使用上限為鋪面整體之 40%，由於回收粒料偏細，添加 30%~40% RAP 難以調整級配至規定曲線內，故本研究嘗試添加 20% RAP 使用量。將 RAP 加入排水級配前必須先測定混合料(RAP 與新料)其最佳瀝青含量，之後針對回收瀝青及粒料部份進行規範要求之試驗；由前述垂流試驗與 Cantarbro 磨耗試驗，可測定出最佳瀝青含量為 5.5%(如圖 3 所示)。此外回收之瀝青含量為 3.8%，25℃ 針入度為 10，60℃ 黏度為 27100poise，本研究嘗試二種新瀝青等級：AC-10 與 AC-20，60℃ 黏度分別為 1053poise 與 1830poise，若採用 20% RAP，依式(1)拌合後黏度與新瀝青黏度之間的關係，約略估計混合瀝青目標黏度分別為 1830poise 與 2940poise，因此使用 20% 回收瀝青與 80% AC-10 新瀝青之混合瀝青，其混合黏度將可達到 AC-20 等級，本研究擬採 AC-10 新瀝青調整再生瀝青之黏度，使其達到目標黏度值。特別注意，新瀝青 AC-10 之添加量須扣除使用 20% 再生料之瀝青含量，例如本研究使用最佳瀝青含量 5.5%(Marshall 試體重 1025.5g)，回收瀝青 3.8%(20% RAP 重 205g)，因此 80% 新瀝青 AC-10 添加量為：(5.5%*1025.5g)-(3.8%*205g)=48.6g，新瀝青混凝土拌合料之瀝青含量則為 48.6/820.5*100%=5.92%。

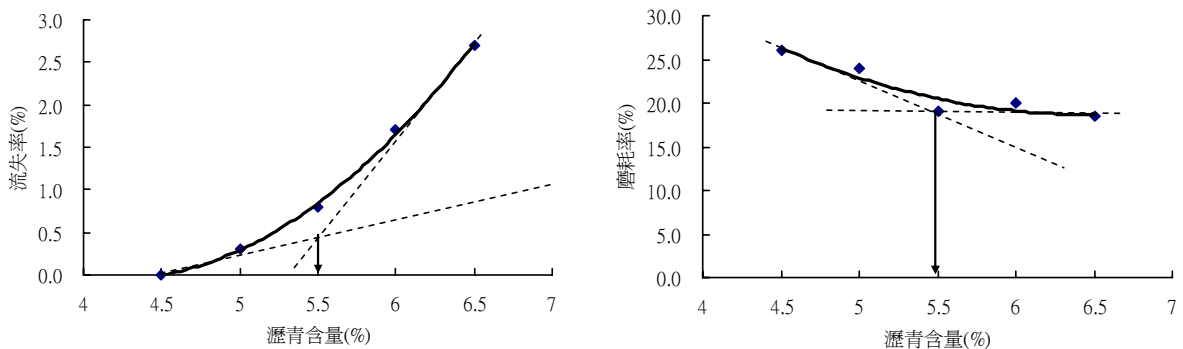


圖 3 再生排水級配最佳瀝青含量測定

決定 RAP 使用料後，本研究依日本「排水性鋪裝技術指針(案)」建議孔隙率定為 20%，製作 Marshall 試體並量測其孔隙率，依規範選定通過#8 篩之中間級配(15%)及 $\pm 3\%$ (12%、18%)等三個通過百分比級配之孔隙率趨勢決定#8 篩用量。由圖 4 可看出，孔隙率 20%所對應至#8 篩過篩百分比為 10%。再根據日本排水級配規範上下限定出再生排水級配各級配目標值，並配合 20%RAP 再生料使用量，計算出新粒料各篩號之用量及其對應之過篩百分比，如表 1 與圖 5 所示。

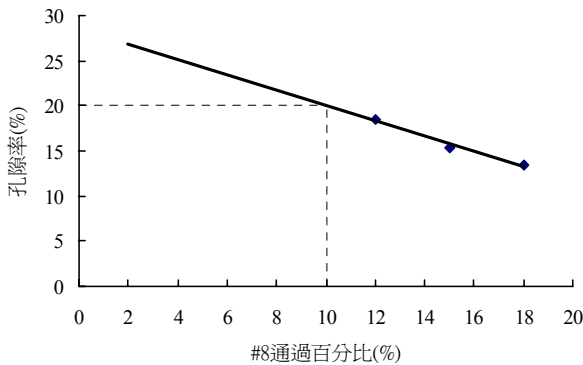


圖 4 孔隙率與#8 篩過篩百分比關係圖

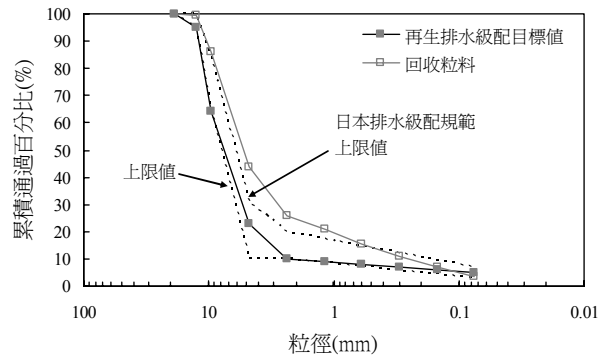


圖 5 再生排水級配篩分析曲線圖

表 1 再生排水級配新粒料試算表-以 Marshall 試體 1025.5g 為例

篩號	再生排水級配目標		20%回收粒料(205g)		80%新粒料(820.5g)	
	通過(%)	用量(g)	通過(%)	用量(g)	通過(%)	用量(g)
3/4"	100	0	100	0	100	0
1/2"	95	51.3	99.3	1.4	93.9	49.8
3/8"	64	317.9	86.3	26.7	58.4	291.2
#4	23	420.5	43.7	87.4	17.8	333.1
#8	10	133.3	25.7	36.9	6.1	96.4
#16	8.9	11.3	20.7	10.3	6.1	0
#30	7.8	11.3	15.5	10.7	6.1	0
#50	6.8	10.3	10.7	9.8	6.1	0
#100	6	8.2	7	7.6	6.1	0
#200	5	10.3	3.6	7.0	5.7	3.3

4.2 短期抗水侵害成效—加壓浸水剝脫

本研究採用之加壓浸水剝脫試驗，模擬雨天時水份滲入路面、停留路面及交通荷重所產生之超額孔隙水壓，其對於路面剝脫現象之影響程度。針對添加不同比例之石灰量與加壓浸水後間接張力來比較，以添加 1%石灰其間接張力損失率最大，而添加 2%至 3%石灰後，間接張力會隨石灰的添加量增加而增加，同時間接張力損失率愈小，如圖 6 所示。在此說明石灰確實有助於已硬固瀝青膠泥之強度的提升，使用再生料於排水鋪面時，添加 2%以上確實有助於路面抗水剝脫能力，而且會隨著石灰量的增加而有所提升。再進一步比較石灰(1%添加量)拌入方式

對於加壓浸水後間接張力之影響，發現以石灰先拌入再生料與新瀝青之間接張力值皆較高，然而石灰先拌入新瀝青之間接張力損失率最低，僅 3% 左右，故再生排水級配瀝青混凝土拌合時，建議石灰先拌入新瀝青再拌合粒料。此外，石灰先拌入新粒料成效最低，故不宜採用。

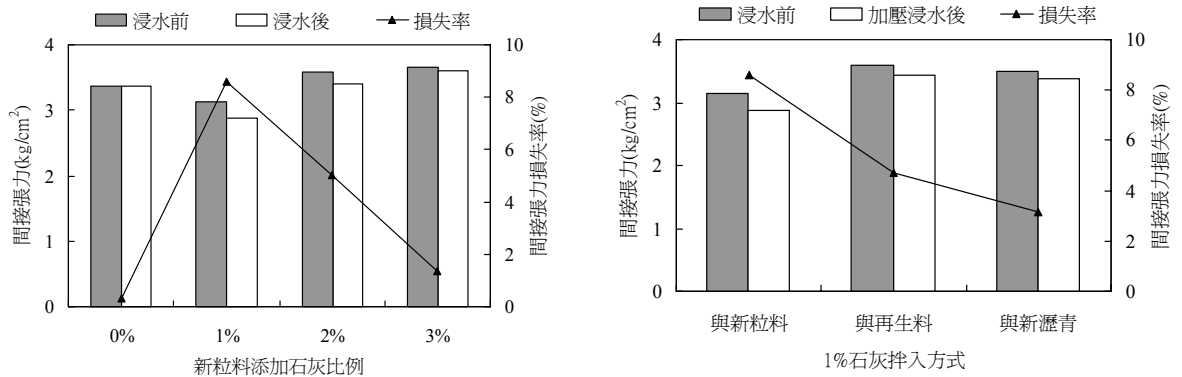


圖 6 石灰添加量及其拌合方式之於加壓浸水前後之間接張力變化

4.3 長期抗水侵害成效—不同天數浸水剝脫

本研究之浸水剝脫試驗，乃將試體浸泡於 60°C 水中，各 0 天、1 天、3 天、5 天、10 天後取出於 25°C 下養治 24 小時後進行間接張力試驗，比較在各種不同條件下，不同浸泡天數對於再生排水級配瀝青混凝土有何影響，如圖 7 所示。發現石灰添加量的多寡對於浸水後間接張力之影響並無太大之影響，然而以浸水第 5 天時，間接張力的損失率最大，將近折損至原本無浸水間接張力之 20~50% 左右，之後對於浸水 10 天後之損失率曲線起伏不大。若比較石灰添加量，以浸泡 5 天為基準，添加 1% 石灰時，有較高之間接張力值，且間接張力損失率僅 20%，然而 2% 石灰時成效突降，至 3% 石灰時成效又略昇。

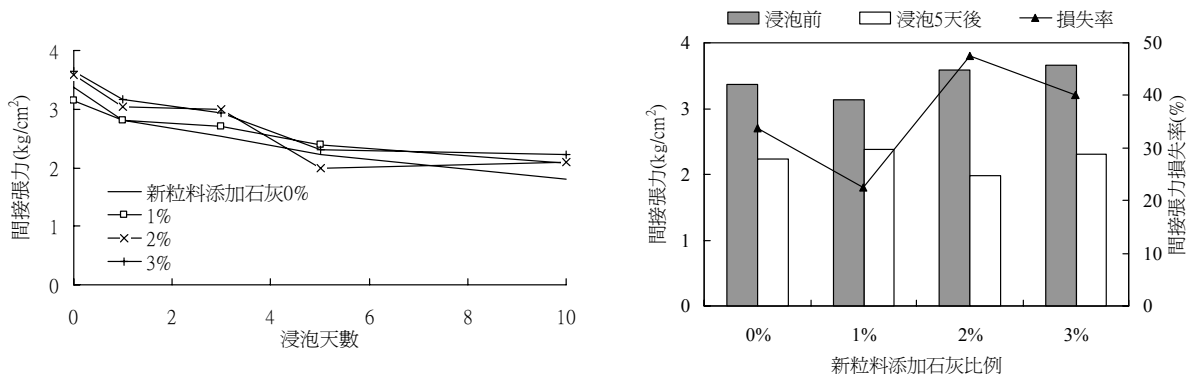


圖 7 石灰添加量之於浸泡天數之間接張力變化

再生排水級配中，在相同條件(添加 1% 石灰)，以石灰拌入方式與不同浸泡天數之間接張力相比較，如圖 8 所示。結果顯示，石灰的拌入方式對於間接張力亦無太大影響，三種拌合方式對於浸水天數之間接張力變化，皆有相似之趨勢，其間接張力值皆會隨著浸泡天數的增加而降低。然而若以浸泡 5 天而言，石灰先拌入新瀝青之間接張力為最高，間接張力損失率約 30%。

故再生排水級配瀝青混凝土拌合時，石灰先拌入新瀝青亦為較折衷的作法。

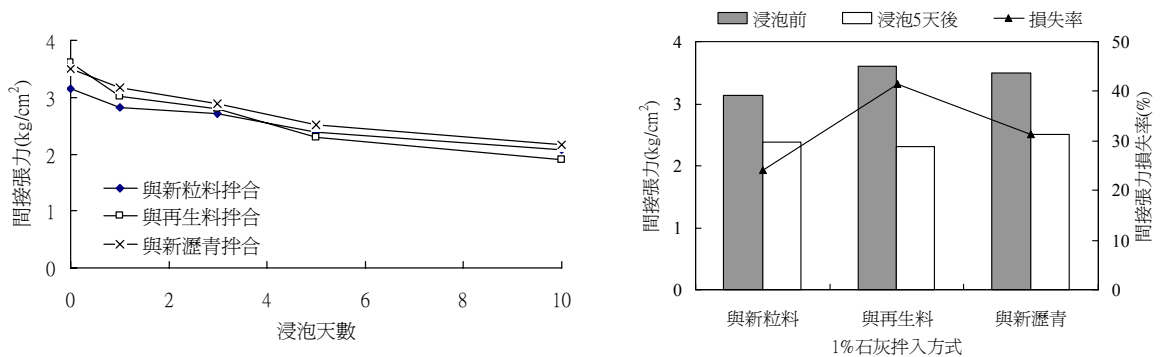


圖 8 添加石灰拌合方式之於浸泡天數之間接張力變化

4.3 小結

- 針對再生排水級配瀝青混凝土，有無添加石灰而言：
 - 對於加壓浸水短期剝脫而言，在石灰添加 1% 時，間接張力有下降之趨勢。
 - 對於不同浸泡天數而言，不論有無添加石灰，間接張力皆會隨著浸泡天數的增加而減少。
- 針對再生排水級配瀝青混凝土，添加不同比例之石灰而言：
 - 對於加壓浸水剝脫之間接張力而言，添加 1% 石灰時間接張力略為下降，而當石灰添加至 2~3% 石灰反而有上升之趨勢，因此除添加 1% 石灰外，加壓浸水後之間接張力會隨石灰添加量的增加而增加。而就損失量而言，以石灰添加 3% 時之損失為最小，顯示石灰的添加的確有助於瀝青混凝土抵抗水侵害的能力。
 - 對於不同浸泡天數下間接張力之差異並不明顯，但以添加石灰至 3% 時，其間接張力有稍高於其它添加比例之趨勢。而就損失率而言，石灰添加量之多寡在浸泡第 5 天時之差異性最大，以添加 2% 石灰的損失率最多，添加 1% 石灰的損失率最少。
- 針對再生排水級配瀝青混凝土，石灰拌入方式而言：
 - 對於加壓浸水之間接張力而言，石灰先拌入再生料較高，拌入瀝青次之，拌入新粒料最低。而就損失率而言，以石灰先拌入新瀝青最低，拌入再生粒料次之，拌入新粒料最高。
 - 對於不同浸泡天數下之間接張力影響並不大，差異性也不明顯，間接張力皆會隨浸泡天數的增加而有下降的趨勢。就間接張力而言，以石灰先拌入新瀝青時稍高，拌入再生料次之，拌入新粒料最低。而就損失率而言，以石灰先拌入新粒料最低、拌入新瀝青次之、拌入再生料最高。

五、結論與建議

本研究使用再生料(RAP)與石灰添加於排水級配中，並進行加壓浸水及長期浸水剝脫試驗，加以比較抗水侵害(剝脫)之耐久性成效與差異性，以作為日後再生瀝青混凝土鋪面研究與設計之參考。綜合分析整理以下各點：

- 以加壓浸水剝脫來模擬再生排水瀝青混凝土路面短期受水侵害之影響，當石灰添加 1~3% 時，以添加 3% 石灰之加壓浸水間接張力值最高，且損失率為最低，因此就短期受水侵害之

角度來說，添加石灰 3%對於抗水侵害能力的確有明顯之提升，對於重交通量且常積水路段，可嘗試使用較高比例的石灰使用量添加於再生排水級配瀝青混凝土。

2. 以不同浸泡天數來模擬再生排水瀝青混凝土路面長期受水侵害之影響，發現在浸泡於第 5 天時有最大之損失率，之後便趨於平緩，故以抗水侵害之角度而言，水分對於鋪面之影響以浸泡 5 天時之影響最為顯著。此外，添加 1%石灰之間接張力損失量明顯低於其它添加量之值，因此對於長期受水侵害路段而言，添加 1%石灰之間接張力即具有較好之表現，然而添加比例不宜過高。
3. 針對石灰拌入方式與間接張力之間的關聯性而言，加壓浸水剝脫損之間接張力損失率，以石灰先拌入新瀝青<先拌入再生料<先拌入新粒料。而就不同浸泡天數下間接張力損失率而言，以石灰先拌入新粒料<先拌入新瀝青<先拌入再生料。然而無論加壓浸水或長期浸水，皆以石灰先拌入新瀝青具較高之間接張力。因此，對於再生瀝青混凝土石灰之添加方式，建議可先與新瀝青拌和，可避免現場運送條件上的限制。
4. 本研究之再生排水瀝青混凝土中，再生料的用量採用混合料之 20%，建議在取得再生料應用於排水級配時，可選擇粒徑較大之再生料，提高不同再生料添加比例應用於排水瀝青混凝土之各項成效試驗值之差異性。
5. 本研究之再生排水瀝青混凝土，加壓浸水之短期剝脫情境下，石灰添加量越多，間接張力越大，然而長期浸水時，石灰添加量與間接張力之關係未必呈現正比，石灰添加越多，對於整體成效未必具有良性之提升，必須進一步印證。因此建議可將石灰之添加量再增加至 4~5%，並嘗試以不同試驗方法來評估石灰添加量對於再生排水瀝青混凝土長期浸水之整體影響。

參考文獻

1. 日本道路協會(2000)，「排水性鋪裝技術指針(案)」。
2. 行政院公共工程委員會(1995)，「公共建設報告書」，第 15-16 頁。
3. 余政儒(1994)，「瀝青混凝土添加石灰耐久性之研究」，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，中壢。
4. 林志棟、陳世晃、蘇育民、林秉祁(2002)，「排水性瀝青混凝土配比設計」，中華鋪面工程學會排水瀝青混凝土鋪面特輯，台南，第 20-43 頁。
5. 陳秀珍(2004)，「排水瀝青混凝土與再生排水瀝青混凝土抗水侵害之研究」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，台南。
6. 蔡攀鰲(2002)，「排水性瀝青混凝土國、內外發展概況」，中華鋪面工程學會排水瀝青混凝土鋪面特輯，台南，第 1-3 頁。
7. Badaruddin, S. (1978), "The phenomenon of stripping in asphalt concrete mixtures," Purdue University, CE597G.
8. Kennedy, W.T. and Ping, W.V. (1991), "An evaluation of effectiveness of anti-stripping additives in protecting asphalt mixture from moisture Damage," Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol.60, pp.230-263.
9. Tia, M. (1993), "Fundamentals of asphalt pavement recycling-mix design and quality control," Proceeding of The First National Conference on Pavement Recycling, Taiwan.

台十五線林口高架橋面漆更新技術

王韻瑾*

摘 要

林口高架位於台十五線 20k+205~21k+270 段，為國內首座鋼製橋梁採用熱浸鍍鋅防蝕之高架橋公路橋梁之一，常年受海風、鹽霧、海水與林口發電廠排放大量不明煙霧及塵粒的侵襲，造成鋼構腐蝕現象，需立即進行防蝕處理以確保橋梁結構安全及延長橋梁使用壽命，遂採用鋅鋁熔射工法並於表面塗裝油漆，藉此阻隔鋼構材與外界接觸以達到防蝕效果。

關鍵字：噴砂、鋅鋁熔射、封孔、粗糙度

一、前言

林口高架橋係位於台十五線 20k+205~21k+270 段，因為西部濱海快速公路也經過林口發電廠段，而與該路段共線，且係穿越林口發電廠，所能提供用地僅 20 公尺寬，為考量快速公路通行及地方交通雙方之需求，採用高架橋及平面雙層車道佈設；其為台北縣八里鄉通往桃園之主要幹線，亦為重要之公路交通動脈，該橋亦為國內首座鋼製橋梁採用熱浸鍍鋅防蝕之高架橋公路橋梁之一。林口高架橋由於位於濱海地區，常年受海風、鹽霧、海水與林口發電廠排放大量不明煙霧及塵粒的侵襲，在 91 年初即發現該橋梁面向海洋之腹版或翼緣的鋼版鍍鋅部份已完全失去，且基材已有嚴重的腐蝕現象，背洋面的鋼構因未受海水等直接衝擊，基材表面仍保有灰色的鍍鋅成份，但螺栓銜接部份不論向洋面或背洋面，甚至在橋梁下方大梁處，均有嚴重的腐蝕現象。

由於橋梁已出現鋼構腐蝕現象，需立即進行防蝕處理以確保橋梁結構安全及延長橋梁使用壽命，遂積極辦理橋梁防蝕修復工程，復因原橋梁採用熱浸鍍鋅處理方式僅完工 4~5 年即產生嚴重腐蝕，後經評估及專家建議採用鋅鋁熔射施工法，期望能確保用路人行車安全及維護橋梁結構安全並提供較安全之交通運輸服務功能。

二、背景

2.1 橋梁簡介

林口高架橋位於台 15 線 20k+205—21k+270 段，設計之初為考量地下管線眾多暨鹽蝕與潮濕故採單墩長跨徑 I 型熱浸鍍鋅鋼橋，鍍鋅量為 600g/m^2 ，為國內首座熱浸鍍鋅鋼橋；工程於 86 年 08 月 29 日竣工，87 年 09 月 21 日驗收。

高架橋主橋 1,065 公尺（40m 跨徑計 21 孔、50m 計 2 孔、45m 跨徑計 2 孔、35m 跨徑計 1 孔），大園端引道 105m，八里端引道長 180m，橋面全寬 22.6m（淨寬 21.6m），右側側車道橋

*公路總局第一區養護工程處中和工務段副工程司兼段長

長 240m (40m 計 6 孔)，左側側車道橋長 160m (40m 計 4 孔)，橋面全寬 9.1m (淨寬 8.1m)。上部結構為 I 型鋼梁，下部結構則為直徑 4M 或 6M、深度 10M 或 15M 沉箱。(林口高架橋平面位置圖及修復前現況圖如圖 2.1、2.2)

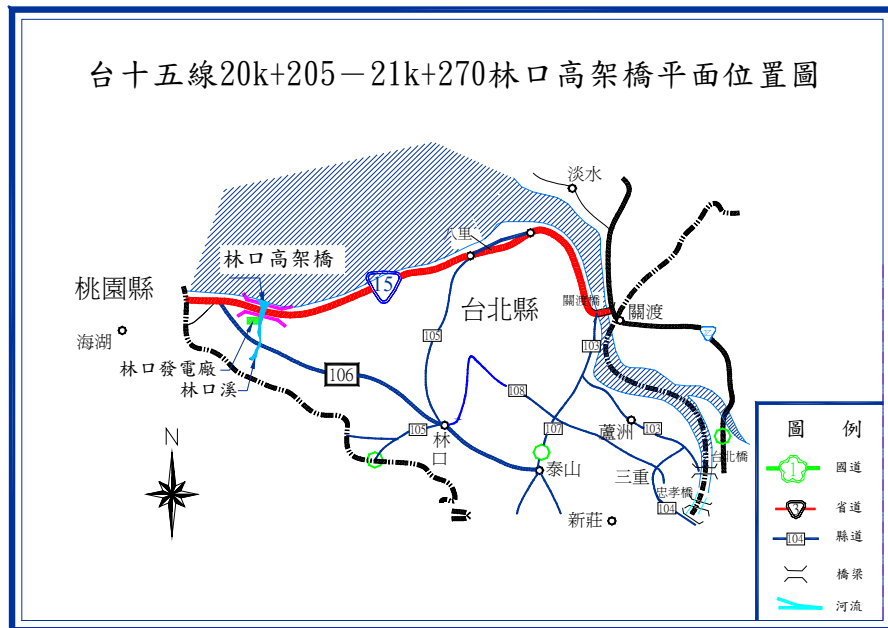


圖 2.1 林口高架橋平面位置圖



圖 2.2 林口高架橋修復前現況圖

2.2 環境因素

林口高架橋位於 P3～P4 橋墩間有林口溪於此匯流入海，由於中央氣象局未於此地區設置雨量及相對濕度監測站，故僅能截取較臨近之淡水監測站之數據作為參考（圖 2.3）。從 89 年迄 93 年 8 月之月平均相對濕度表可知該區域之相對濕度頗高（圖 2.4）。

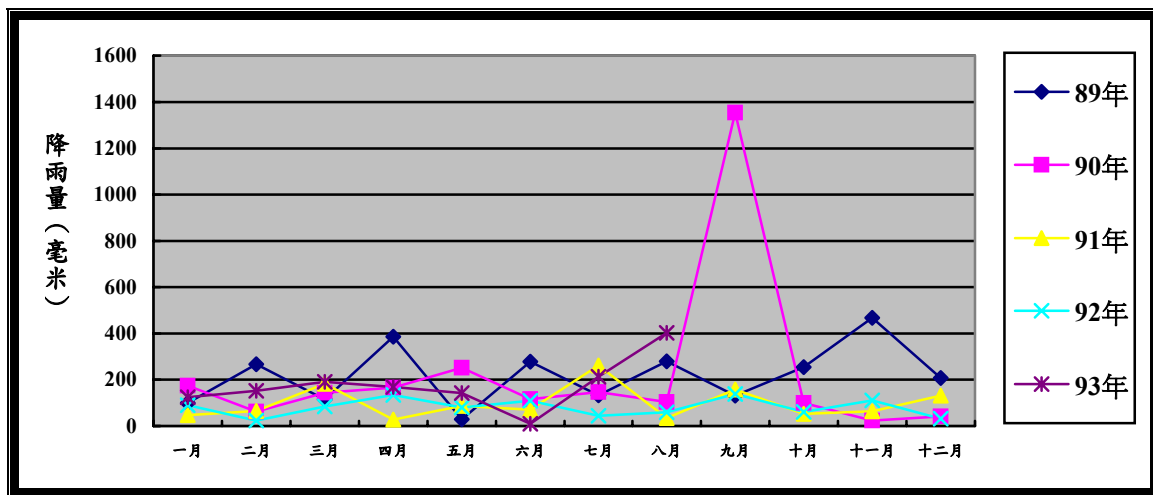


圖 2.3 89 年~93 年 1 至 8 月份降雨量

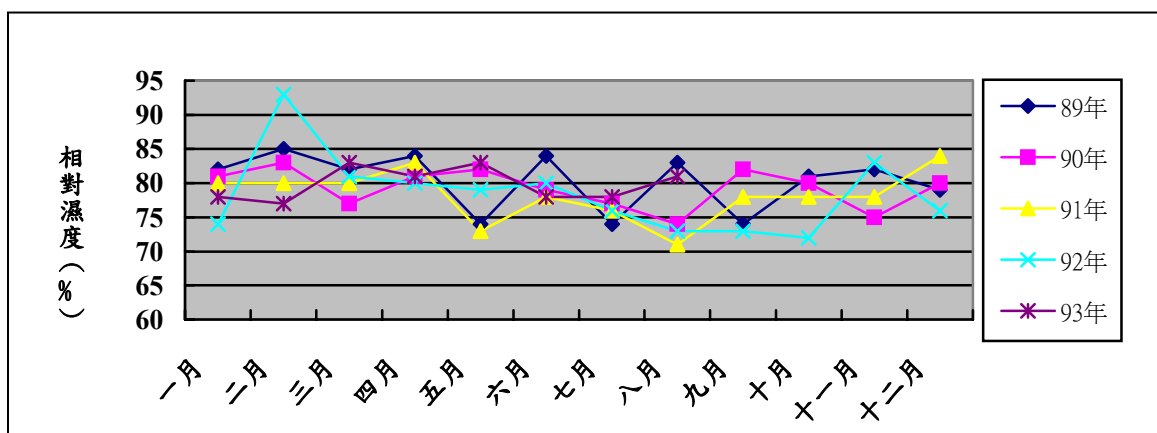


圖 2.4 89 年~93 年 8 月之月平均相對溼度比較圖

三、修復方式及材料選擇

3.1 修復方式選擇

由於林口高架橋鋼構及螺栓部份均採用熱浸鍍鋅防蝕，亦是國內第一座採用熱浸鍍鋅之鋼橋之一（另一座為北部第二高速公路中和交流道之聯絡道），其成效實可作為國內橋梁工程爾後防蝕設計之參考與指標，並富有重要意義。該工程於八十六年完工後，計有 3 次相關專家人員勘查與會勘包括：

八十七年五月由相關人員等於現場勘測[註1]包括：腹板、下翼板、連接板螺栓、施工時墊木位置、桁架連接板、桁架斜撐、上翼板下緣等，勘測結果：包括主樑、腹板、連接板、支撐

註1 林光隆、莊秋明，「西濱快速公路林口高架橋熱浸鍍鋅勘測」臺灣公路工程第二十五卷第五期民國 87 年 11 月第 2-7 頁。

鈑、螺栓等各部位都覆有程度不一的白銹、路燈基座有滲水現象，推估主樑殘留 200 μm 其使用壽命為 64 年、桁架支撐殘留 160 μm 其使用壽命為 51 年、螺栓殘留 100 μm 其使用壽命為 32 年（任何破壞白銹保護層的因素都會使得腐蝕速度加快）。

九十一年一月二十五日工業技術研究院工業材料研究所人員赴林口高架橋檢測由外觀目測向洋面鋼構之表面已附著厚度約 3~10mm 厚灰色物質，所鍍的鋅已完全失去，且基材已有嚴重的腐蝕現象，另螺栓銜接部份不論是向洋面或背洋面甚或鋼橋下方大樑處均有嚴重腐蝕現象。[註2]

九十一年五月二十四日由公路總局王副總工程司慶一邀集公路總局等相關單位會勘結論為：本座橋梁之修復方式請利用上午時間將銹蝕部份以水刀除銹後，立即以鋅鋁熔射補修，而未生銹部份亦以水刀清洗完竣後，再全面以 50 μm 聚胺基甲酸酯樹脂塗料作為底層、30 μm 聚胺基甲酸酯樹脂塗料中層漆作為中層、30 μm 聚胺基甲酸酯樹脂塗料面層漆作為面層施工。[註3]

3.2 腐蝕原因初估

本工程維修依據九十一年五月二十四日會勘結論採用『鋅鋁熔射防蝕系統設計』，基本上此種工法由於本局前均未應用於工程上，對於工法較為陌生，所蒐集資料有限，惟經請教台灣鍍鋅公司及柏林股份有限公司均提供相關資料參卓方得以較深入了解。腐蝕原因初估林口高架橋位於林口臨海區並有部份橋樑橫跨越林口溪，由於橋梁臨海受鹽份、濕氣等侵蝕加上東北季風強勁及林口火力發電廠不定時排放之塵粒，鋼材於含有氧氣及水份的環境中極易產生腐蝕，而不同的橋梁型式、不同的部位、不同的材料或不同的接合方式，都會受環境因素之不同而有不同的銹蝕差異。

腐蝕既然是由環境、材料表面種類等之電化學反應，則腐蝕與使用材料、設計加工或使用環境等的施工品質皆有相當程度之關聯性，亦即包括設計初期之材料之選擇、材料之耐蝕性、材料之耐磨性、材料之耐熱性、材料之耐酸鹼性等及施工中各項鋼材焊接、間隙、熱處理…等，除了鋼材及使用材料等，另與表面塗裝之塗料性質、塗膜厚度、施工性、作業性、熔接性、附著性…等均息息相關。

3.3 防蝕方式材料選擇

3.3.1 橋梁防蝕之方式及金屬熔射之材料

橋梁結構種類多樣化，亦屬複雜化，而一般鋼構防蝕設計亦較一般橋梁防蝕設計來得簡單，因此在進行橋梁防蝕設計時需考量環境及特定需求或目的來施作防蝕，同時考量成本、防蝕效果、使用環境及後續之維修工程等因素。

一般橋梁防蝕方式大約有熱浸鍍鋅、塗料塗裝及鋅鋁熔射等，而金屬熔射材料較常用的為鋅與鋁，因其具有活性電位，腐蝕率較鋼鐵材質為低，而在鋼鐵材質表面進行熔射塗層後，使得鋅塗層之電位會較鋁塗層為活性，因此鋅塗層可作為鋁之保護作用。金屬熔射其為材料被覆加工法之一，係將固體金屬透過熱能或電能熔融後，利用高速噴塗超高膜厚於物體表面，藉以達到耐腐蝕作用；而被加工物亦不受高溫影響而變形或強度降低，並可適用各種鋼結構物體，無大小或材質之限制。

3.3.2 金屬熔射作業約可分為表面處理、熔射作業、封孔處理、表面塗裝等程序。（如圖 3.1）而熔射種類係參考依據日本規範 JIS H8200（1998）熔射用語翻譯。（如圖 3.2）

註2 工業技術研究院工業材料研究所人員 91 年 1 月 25 日現場檢測結果。

註3 交通部公路總局第一區養護工程處 91 年 5 月 24 日辦理「台十五線林口高架橋鍍鋅鋼梁銹蝕議修復事宜會勘」紀錄。

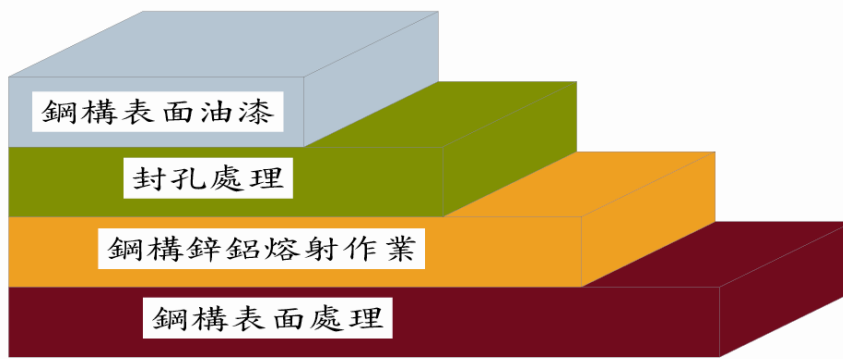


圖 3.1 金屬熔射作業

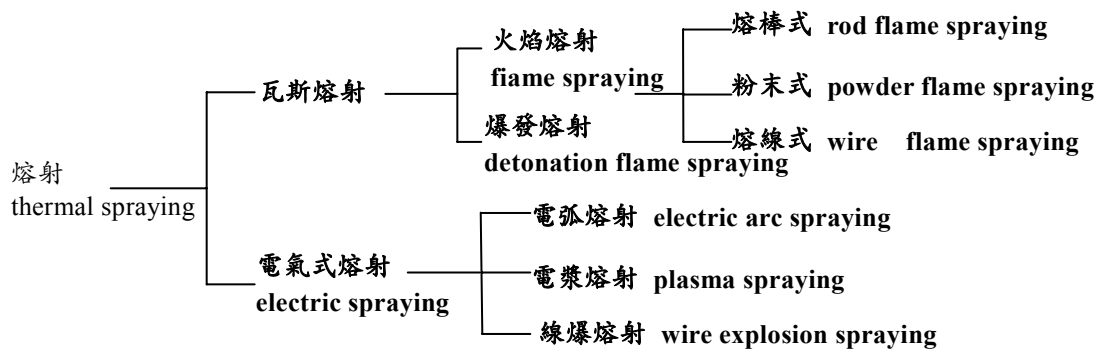


圖 3.2 熔射之種類

3.3.3 鋅鋁熔射

熔射 (Thermal Spraying) 係以電弧、電熱、高溫火焰或電氣將被覆溶射材料加熱或溶融後，利用高速噴布於基材表面形成保護膜的一項工程；其基材材質可以是金屬、陶瓷、塑膠、混凝土或其他材料，而被覆材料亦可採金屬、陶瓷、塑膠、混凝土或其他材料抑或混合式材料。可由鋅形成犧牲陽極以保護基材，而鋁可形成氧化膜，阻絕腐蝕因子的入侵。而鋅鋁熔射防蝕係以純鋅線及純鋁線匯聚於熔射槍，以電弧熔射方式噴塗於鋼材表面，通常鋅鋁合金組成一般為 85% 鋅及 15% 鋁，噴塗時以常溫 30 ~ 40℃ 熔射噴塗，避免鋼材變形或煙霧產生影響環境及作業安全。熔射前其表面應先徹底清除銹皮、鬆屑、油脂、塵垢及有害附著物，以確保鋼料之熔射防銹效果，如在熔射前鋼料表面已產生銹點，應重新處理表面至符合規範要求為止。依據 JIS H8300 熔射皮膜之種類不同有不同的規定皮膜厚度（如表 3.1），根據表內使用不同被覆材料則可自行選擇皮膜厚度以符合各項不同工程、不同需求之要求。

表 3.1 熔射皮膜之種類、記號及最小皮膜厚度的指定範圍

分類	記號	最小皮膜厚度的指定範圍							
		50	100	150	200	250	300	350	400 μm
Zn	ZnTS								
Al	AlTS								
ZnAl	ZnAlTS								
AlMg	AlMgTS								

備註：1. 最小皮膜厚度之指定範圍，原則上為紅色實線的範圍內。

2. 最小皮膜厚度之指定範圍，是可由甲、乙方另根據會商協定至藍色虛線範圍為止。

3.3.4 砂材及合金線之選擇及處理標準

鋼材表面處理最好的清潔方法為噴砂處理，鋼材表面的鐵銹屑為造成防蝕塗料失敗的主因，由於鐵銹屑在所塗佈防蝕塗料之後剝落而使其失去保護發生腐蝕；這時即需以噴砂處理鋼材表面，可以硬度高含有銳角之噴砂材如鋼珠、鋁礫、鋼砂、矽砂．．．等經由高速噴射徹底清除銹皮、鬆屑、塵垢、油脂焊渣、浮銹或氧化物等之有害附著物，以噴砂處理清除其清潔度需達 Sa 2 1/2 以上，且表面粗糙度應在 Rz 60 μm 以上。另如於戶外作業遇有雨天或下雨顧慮、氣溫低於 5℃、濕度超過 85% 時不可以進行噴砂作業，且噴砂完後宜於 4 小時內進行熔射作業。本次金屬熔射施工採用鋅鋁合金線，線徑為 3.17mm 之鋅線及鋁線，依其重量比為 85/15 使用量，採電弧熔射式，其一條帶正電，一條帶負電，經接觸產生電弧熔解，再用高壓氣體噴塗，通常其重量比使用量可依實際需求評估效果來訂定使用量。

3.3.5 封孔劑及塗料

封孔劑為稀釋 50% 之改質環氧樹脂塗料，以重量 1：1 之改質環氧樹脂加調薄劑充份混合，再施以薄塗；環氧樹脂滲入熔射被覆之量應為 250g/m²。本工程採用之封孔劑為改質環氧樹脂透明底漆（EPOXY RESIN PRIMER），係使用國際造漆公司出產之產品，其成份由環氧樹脂（EPOXY RESIN）及特殊之硬化劑等製成二液型重防蝕塗料，封孔劑應一般採用流動性較佳，滲透力及防水性良好的樹脂，可將鋅鋁熔射後產生之孔隙完全封住，以隔絕鋼構底材與外界接觸，亦即提昇熔射層的防蝕效果。塗料部份在本工程鋼構表面油漆分為底漆、中層漆、面漆三道，底漆為改質環氧樹脂塗料，其乾膜厚度要求為 50 μm ，並使用改質環氧樹脂塗料調薄劑。中層漆為聚胺基甲酸脂樹脂塗料，乾膜厚度 30 μm ，可使用聚胺基甲酸脂樹脂塗料調薄劑。面漆為聚胺基甲酸脂樹脂塗料，乾膜厚度 30 μm ，亦可使用聚胺基甲酸脂樹脂塗料調薄劑。底漆係直接塗裝於鋼構表面，利用防銹顏料達到抑銹止銹之作用，其須對被塗物有良好之附著性，於金屬膨脹收縮時不產生剝離，對水、氧或其他腐蝕因子具低滲透性質且不易因外力而損傷塗膜之功能。中層漆係位於底漆與面漆之間可有效增加底漆之防蝕功能與強化塗膜間附著性、厚度，其對水、氧及腐蝕因子具低滲透性質，其表面較粗糙來增強面漆與底漆之附著性。面漆為防止外來腐蝕因子侵蝕並可配合環境需求兼具美觀作用，其應具較佳耐候性、耐水性、耐污染性、耐藥品性與易清洗。

四、主要工程項目數量及施工作業流程

本工程係由交通部公路總局第一區養護工程處主辦，第一區養護工程處中和工務段監造，慶耀營造有限公司承攬，工程總價為 13,452,000 元，開工日期為 92 年 10 月 30 日，實際完工日期為 93 年 9 月 14 日；主要工程項目、數量與施工規範如表 4.1、4.2。

表 4.1 主要工程項目及數量

項次	工 程 項 目	單位	數 量	備 註
1	高壓水清洗	m ²	48,341	
2	噴砂除鏽及表面打粗	m ²	16,530	
3	鋅鋁熔射塗裝	m ²	16,451	
4	油漆塗裝	m ²	16,530	

註：施作範圍為橋台 A1~P3 橋墩

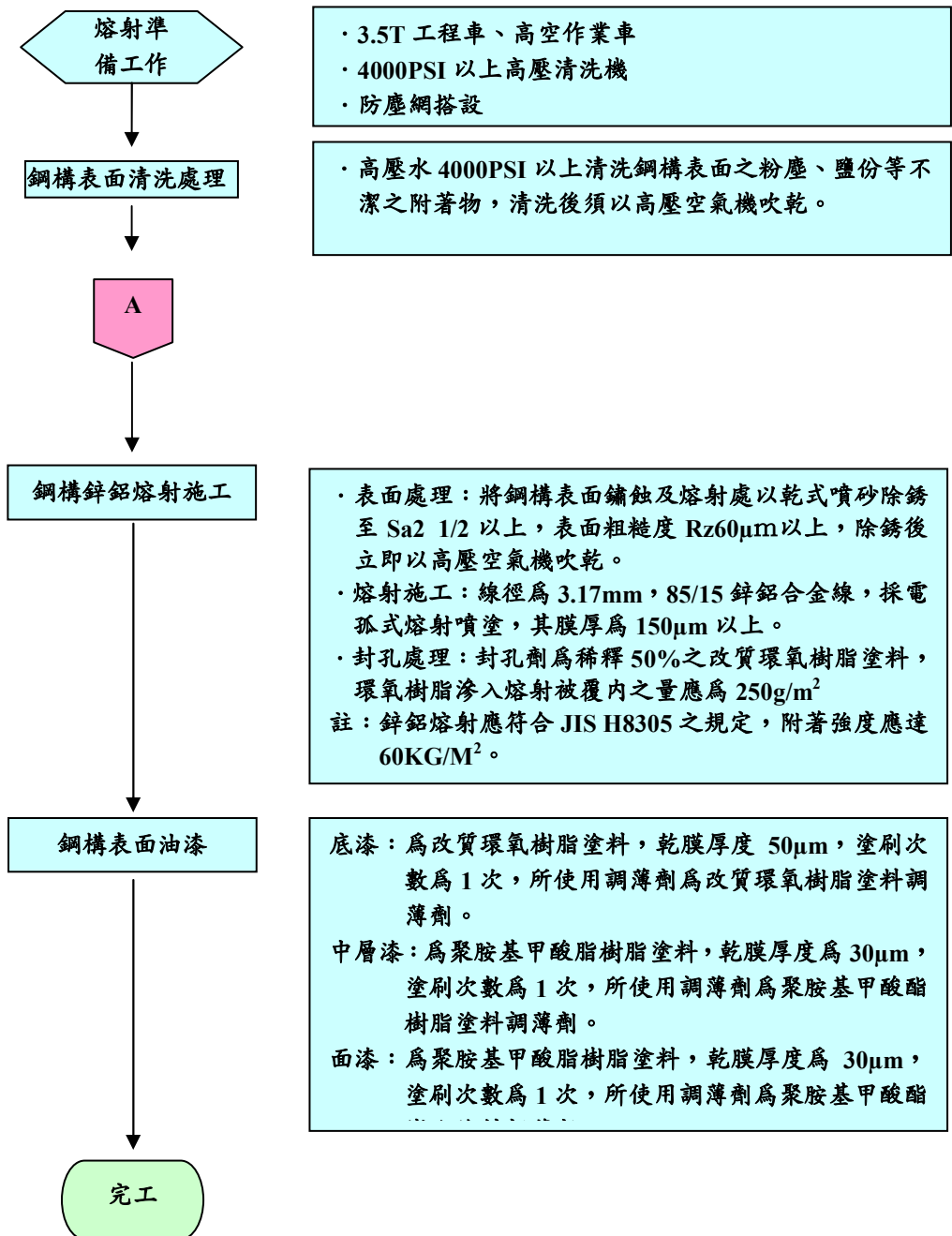
表 4.2 施工規範

項次	項 目	規 範	
1	公路總局 86 年 6 月編印 公路工程施工說明書	4.04 鋼橋油漆施工說明書	
2	CNS 中國國家標準	8886-Z8026	鹽霧試驗
3	JIS 日本工業標準	8200 8305	熔射用語 鋅鋁合金熔射
4	ASTM 美國材料試驗協會	C 633-79 E 367	附著強度試驗 磁性式膜厚測定
5	SIS 瑞典工業標準	Sa 2 1/2	噴砂處理標準
6	SSPC 美國鋼結構塗裝協會	SP-10	高度噴砂處理標準

註：1. 目前國際間較廣泛被使用於表面處理標準為美國標準 SSPC 及瑞典標準 SIS 兩種，其它還有英國標準、澳洲標準、日本標準等。

2. Sa 2 1/2：近白金屬噴砂（Near White Metal Blasting）表面清理的程度約為白金屬噴砂的 95%，允許有部份的斑點及污點存在。

本工程施工作業流程及方法如下：



五、鋅鋁熔射施工作業應注意事項：

5.1 鋼構表面清洗及噴砂作業

施工前廠商於現場先試噴，以決定噴砂材之種類，試噴作業可作為施工之容易度、工作性、效益等之參考，噴砂作業時，操作人員應穿戴防護設備，如：安全帽、護目鏡、防塵口罩、耳罩等，以維護施工人員安全。

鋼構表面處理應以高壓空氣噴砂機予以噴砂除銹處理，先徹底清除銹皮、鬆屑、油脂、塵垢及有害之附著物等且不得損傷鋼料，作業環境如在氣溫低於 5°C 以下或濕度超出 85% 以上時，不得進行表面處理工作，陰雨天或有下雨之顧慮時亦應禁止表面除銹作業，當角縫及螺栓孔內之生銹部份，應特別注意清除乾淨，在鋼構表面除銹清理程度，應以SSPC-SP-10級以上或瑞典SIS規格Sa2 1/2級以上，其噴砂處理後之表面粗糙度應在 $Rz\ 60\mu\text{m}$ 以上，噴砂除銹前除做好防護措施；現場係以雙面高密度尼龍網懸掛固定於橋下兩側，防止砂粒及粉塵飛散於外部污染環境，並於作業完成後即將散落於橋下地面之銹片、砂粒等回收集中運棄於合法之處所。通常噴砂防銹處理後應於4小時以內進行熔射作業，如在熔射作業前，鋼構表面已產生銹斑，應重新再作表面處理工作至符合規範要求為止，在進行鋼材表面清潔過程中，無論是高壓水清洗或是噴砂作業皆不得損及鋼材。

5.2 鋼構鋅鋁熔射施工

施作鋅鋁熔射作業前應先確認鋼材表面之銹屑、油污、塵垢、有害附著物等是否已清除乾淨，部份以噴砂施作應確認鋼材表面有否產生銹點或其他附著物；若確認已清除乾淨方可施作鋅鋁熔射。鋅鋁熔射作業時，如在氣溫低於 5°C 或濕度高於 85% 以上時，或陰雨天之顧慮時，皆不得進行射作業。並在施工前，廠商應就其施工程序完成一個試片，並依CNS 8886-Z8026鹽霧試驗1000小時以上，該試片不得有任何異狀產生，方可施工。

鋅鋁熔射施工所採用之鋅鋁線徑為 3.17mm ，為 $85/15$ 鋅鋁合金線，採用電弧式熔射噴塗於鋼材表面，熔射噴塗時其溫度在 $30\sim 40^{\circ}\text{C}$ ，熔射之距離約為 $15\sim 30$ 公分。鋅鋁熔射時應符合JIS H8305之規定，其表面處理必須使熔射層附著強度達 $60\text{KG}/\text{M}^2$ 以上，其強度測定採ASTM C633-79規定做附著強度試驗。

熔射施工後其膜厚應達 $150\mu\text{m}$ 以上，熔射後使用膜厚計檢測各鋼材表面之膜厚，除檢測膜厚外並應目視各鋼材表面之鋅鋁熔射是否均勻，未符合時仍應辦理改善。熔射層膜厚之量測方式可依ASTM E367規定之磁性式膜厚測定，依施工程序每一階段施工完成後，每一鋼材表面取25點作膜厚測定，每點測定5次取其平均值，判定合格與否，如未合格則需再次改善。

5.3 封孔處理

進行本項作業如遇雨天或有下雨顧慮、氣溫低於 5°C 、溼度超出 85% 時，均不得施作；封孔劑為稀釋 50% 之改質環氧樹脂塗料，現場以重量比 $1:1$ 之改質環氧樹脂加調薄劑充分混合，直接噴塗於已熔射之鋼材表面，而已熔射鋼材表面在封孔處理前，應保持清潔。改質環氧樹脂塗料滲入熔射被覆內之量應為 $250\text{G}/\text{M}^2$ ，封孔處理係因鋅鋁熔射後本身為多孔隙的皮膜，為保持施工品質及良好防蝕效果而以高滲透性的樹脂填補施作，施作時仍需注意其均勻性。

5.4 鋼構表面油漆施工

鋼材施作油漆時，應注意如果發生（1）鋼材表面帶有濕氣（2）相對濕度大於（或等於） 85% （3）氣溫 $10^{\circ}\text{C}\sim 35^{\circ}\text{C}$ 範圍以外（4）估計油漆塗膜乾燥前，天候可能有變化（5）陰雨天（6）熱天鋼板溫度高（ $\geq 50^{\circ}\text{C}$ ）（7）油漆面可能起泡時均不得進行油漆工作。

鋼構表面油漆施工分為底漆、中層漆、面漆分三道塗刷，在每一道油漆塗裝完成後，須以膜厚計檢測各層油漆乾膜厚度並記錄，各道塗裝間隔須俟指觸乾燥後再進行次一層油漆塗裝。塗裝各道油漆間隔需依據說明書規定施工，如逾規定時間，需將漆面磨粗以增加附著力。當鋼材表面進行油漆塗裝時，如發現鏽蝕嚴重部份仍應將鏽蝕部份清除處理至SIS ST3以上，且不可留置過夜，方可進行塗裝。為減少橘子皮現象，可於調整氣壓時達成霧化，以均勻平行的方式噴塗一道濕漆，前後兩層漆噴塗時，需重疊 50% 的程度，來避免漏塗、缺噴和針孔的現象，或以直角交叉方式噴塗。

塗裝時應以無空氣噴霧噴射為原則，角邊、螺栓、焊接等及其他較不易上漆之處理，應以

手刷法先油漆乙次再以噴射法油漆，所有油漆塗裝應分層塗刷並俟下層油漆完全乾燥後，始可塗刷其上層，其漆面均應光滑均勻，不可有積漆過多之現象。使用噴射法時應使用動力噴射設備均勻噴射塗裝，如產生皺紋時應立即以手刷方式消除皺紋散列，如已塗刷之油漆面不佳則立即去除已塗刷之油漆並將鋼材表面洗淨後重新油漆。一般塗膜保固要求範圍為：

1. 顯著的褪色（可稱為色調的變化）：依 MUNSEL 色度記號等為顏色和香味或色樣本來比較。
2. 裂痕：不能有裂痕但低於美國 ASTM D-660-44 標準照片 8 號密度以下者除外。
3. 膨脹：不能有膨脹，但美國 ASTM D-714-56 標準照片第 8 號密度以下者除外。
4. 生鏽：不能生鏽，但美國 SSPC 表面預備詳細說明書 F-5 之指示照片第三號（密度 0.2% ）以下者除外。
5. 剝落：不能有剝落，但局部性的外表面積 1% 以下除外。

六、結論與檢討

林口高架橋位於台十五線 20k+205~21k+270 段，屬林口鄉境，其八里端橋橫跨越林口溪，由於該橋位靠海臨近林口火力發電廠，長時間受海潮、濕氣、鹽份及東北季風侵襲，且加上火力發電廠不定時排放不明氣體，鋼材於含有氧氣及水份的環境中極易產生腐蝕，而不同的橋梁型式、不同的部位、不同的材料或不同的接合方式，都會受環境因素之不同而有不同的銹蝕差異。在塗裝前應考量影響塗裝效果之因子有氣溫、濕度、風量、粉塵、適當之塗裝方法、機具與工具、表面處理方法、塗裝次數、塗裝漆膜厚度、塗裝間隔及塗料使用時間等，其均易影響其效果及施工進度。

熔射之表面處理是非常重要的工程，表面之處理是否良好決定耐用年數，不適當的表面處理，易使皮膜於短期間膨脹、剝離、銹蝕等，絕對無法發揮其防蝕效果，故選擇良好適合之噴砂材料加上良好的噴掃投射量、衝擊力等，才能形成良好的粗糙面。而鋅鋁熔射工法應用封孔劑處理鋅鋁熔射皮膜，使封孔劑滲入皮膜之氣孔、間隙中，可改善熔射皮膜之物理性，且做好封孔處理應可以增加壽命。在施作鋅鋁熔射作業時，經由熔射機採電弧熔射式將鋅鋁合金條電弧熔入，再以高壓噴射氣體時會產生大量懸浮粒子於空氣中，對人體呼吸系統將產生莫大的傷害，所以施工作業時，施工人員均需包覆全身，亦即應有良好的防護措施，避免遭致傷害。（噴砂作業時亦同）

由於本局位於台灣地區沿海橋梁甚多，無論是混凝土結構或鋼結構部份受臨近海洋區或溪流等的環境影響之評估或具體量化數據均尚未有較完整之參考數據或研究報告，在工程完工後，於短期間即有部份鋼構已再次出現凝結白色晶體或類似黃色油漬（不明物），可見臨近海洋區、火力發電廠、東北季風區等之鋼構橋樑如何防蝕？其實是頗為重要之課題，為長時期觀測及檢測評估效益，建議應於施作後連續三～五年檢測該鋅鋁減少量即可計算出當地之鋅鋁腐蝕消耗量藉此推估鋅鋁熔射鋼構可能之服務壽命；亦可規劃其檢測期限及頻率與利用膜厚計定期檢測膜厚之剩餘量或以鋼構面鹽份測定計進行鹽份含量測定，藉此建立相關資料作為後續評估鋅鋁熔射施工方法的成效及長期研究規劃本局橋梁防蝕之工法選擇與原則訂定之參考。

本工程依鋅鋁熔射塗裝施工補充說明：在氣溫低於 5℃ 以下或濕度超出 85 % 以上時，不得進行表面處理工作，由於訂定工期之初，並未完全考量該橋位處於臨海，易受海潮、濕氣影響，加上施工期間受東北季風侵襲影響，常時均為不理想天候狀態更影響施工進度，故天候影響施工甚鉅，應於施作第二標工程時，則應慎重考量較合適的工期規劃。而本次施工方法為一新工法，前未曾有施作經驗，部份施工方式皆於施工中學習與累積施工經驗，工程做的是否良好？其實工程之承攬廠商是否良窳佔有頗重要的角色，得標廠商如有豐富的施工經驗則施工進

度應可較為順利，遇有施工問題亦較能迎刃而解；反之，如廠商本身也未曾有施工經驗，則增加施工困難度，工期一再展延，甲方則需付出大量人力與心血，方可如期完工。

七、感謝

本工程施工期間感謝 王副總工程司慶一蒞臨現場指導施工方式及不吝教授有關施工細節等技術諮詢，及台灣鍍鋅股份有限公司與柏林股份有限公司陳哲生博士等之資料提供與諮詢，使本工程得以順利完成。另本文寫作得以完成感謝重大橋梁工程處鄧處長文廣之不吝指導。

八、參考文獻

- 1、台灣鍍鋅股份有限公司提供施工經驗及常溫金屬熔射法相關資料。
- 2、柏林股份有限公司『橋梁防蝕技術』及陳哲生博士提供「鋅鋁熔射表面被覆防蝕」、「鋅鋁金屬防蝕材料」等相關資料。
- 3、「橋梁防蝕設計與施工準則建立之研究(二)」期末報告，交通部公路總局，93年2月24日。
- 4、「台十五線林口高架橋油漆工程」施工品管計畫書，92年11月。
- 5、李有豐、林安彥編著，「橋梁檢測評估與補強」，89年8月，全華科技圖書股份有限公司出版。

九、附 錄



照片 9-1 施工前螺栓生鏽情形



照片 9-2 施工前螺栓生鏽情形



照片 9-3 施工前承接版生鏽情形



照片 9-4 油漆前檢測生鏽情形



照片 9-5 施工前螺栓生鏽照片



照片 9-6 高壓空氣機



照片 9-7 發電機



照片 9-8 噴砂機及砂料堆置



照片 9-9 鋅鋁熔射相關機組



照片 9-10 熔射機



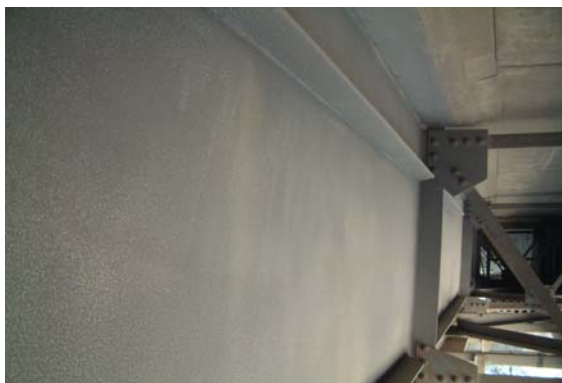
照片 9-11 鋅鋁合金條



照片 9-12 以 4000PSI 水刀清洗鋼構件



照片 9-13 A1~P3 間噴砂除鏽情形



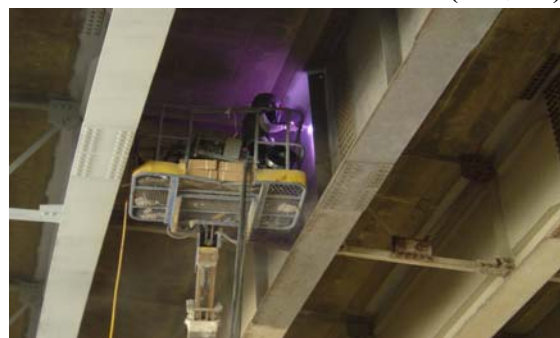
照片 9-14 噴砂除鏽完成情形



照片 9-15 噴砂除鏽後粗度計檢測($>60\mu\text{m}$)



照片 9-16 鋅鋁熔射情形



照片 9-17 鋅鋁熔射情形



照片 9-18 鋅鋁熔射完成情形



照片 9-19 鋅鋁熔射完成情形



照片 9-20 鋅鋁熔射完成後膜厚計檢測情形

臺灣公路工程徵稿簡則

- 一、本刊為交通部公路總局工程同仁業餘進修刊物，歡迎本局同仁及國內外有關公路之工程、經濟、規劃、管理、資訊等未經刊登於其他刊物之研究論著均接受投稿；論文如屬接受公私機關團體委託研究出版之報告書之全部或一部份或經重新編稿者，作者應提附該委託單位之同意書，並於論文中加註說明。凡由本刊主動邀稿者，不受上述限制。
- 二、本刊為一綜合性公路工程刊物，下列各類稿件均表歡迎：
 1. 論著：以公路工程之理論著述，創作發明，具有學術價值者為主。
 2. 專題研究：以實際經驗及創見，促進技術之改進者為主。
 3. 譯述：以譯述國外書刊雜誌或工程報導，具有參考或實用價值者為主，長稿予以節譯，如涉及著作權問題，由譯者自行負法律責任。
 4. 實務報導：以報導工程設計、施工、試驗之實際經驗為主。
 5. 法令釋義：以介紹或解釋公路交通法規為主。
 6. 新書介紹：以介紹國內外有關公路工程交通新書為主。
 7. 工程文摘：以介紹國內外有關公路交通工程新知識為主。
 8. 讀者通訊：以反應或解答有關公路交通工程問題為主。
 9. 工程報導：以報導國內公路交通工程動態為主。
 10. 業餘隨筆：以有關工程方面之輕鬆雋永之散文記述為主。
- 三、為便於一次刊出，來稿以一萬五千字為限，其中應包括三百字以內之摘要及三至五個關鍵詞，並請註明姓名、身份證字號、戶籍地址、服務單位、職稱、聯絡地址及電話。
- 四、文稿中需註釋處，請標明上標無括號序碼，按順序往下連續編號，再於引註當頁下方加橫線排印註釋。文稿中之數學式，函數請排正體字、變數請排斜體字。圖及表中之中文字請排細明體，英文字請排 Times New Roman 體，圖原則上不加框，表之框線均採細線。參考文獻請按出現序排列，文中提及時請標明上標加括號序碼，參考文獻資料必須完整無缺，請依序書寫作者姓名、論文篇名、期刊（書名）名稱、卷期、出版社、出版日期、起迄頁碼。
- 五、來稿請打印清楚，照片、圖片請附寄原版，凡無法清晰辨認及製版者，恕不接受；並請提供 Microsoft Word 97（含以上）版本可讀檔案格式之電子檔。
- 六、本刊編輯委員對來稿在不變更其論點之原則下有刪改權，來稿一經發表，依本社規定致稿酬，版權歸本刊所有，其他刊物如需轉載，應同時徵得作者及本刊同意，並註明出處。
- 七、如欲退還稿件請附足郵資。
- 八、稿件請寄台北市忠孝西路一段七十號八樓臺灣公路工程月刊社收。