

評估鋪面平坦度檢測指標之探討

張孟孔* 陳建旭** 許阿明***

摘要

本研究係以公路總局現有之高低平坦儀，與美國 ICC 公司所製之路面剖面儀作為主要鋪面平坦度檢測儀器，檢測路段為省道一號線屏東至楓港路段 430K+630 至 432K+840 間北上與南下方向內外兩車道左右輪跡之路面。檢測以 200 公尺為單位，計算與評估該路段之標準差 (SD)、國際糙度指標 (IRI) 及騎乘指數 (RN) 對於檢測路面之方向，以及個別車道是否有差異性存在，並初步評估以 IRI 或 RN 進行鋪面平坦度驗收檢測的可行性。發現對於不同方向之平坦度以平均標準差 (MSD)、或平均糙度指標 (MRI) 或騎乘指數 RN 均可檢測出差異性；但欲用於對個別車道做抽樣性檢測時之代表性指標，平均標準差 MSD 與騎乘指數 RN 則不適合，僅平均糙度指標 MRI 可檢測出差異性。最後利用統計迴歸分析方法構建出 MSD 與 MRI 間、及 MSD 與 RN 間之關係模式，發現平均標準差 MSD 與平均糙度指標 MRI 間所構建之二次多項式迴歸方程式該迴歸方程式解釋能力尚佳，而平均標準差 MSD 與騎乘指數 RN 間之二次多項式迴歸方程式解釋資料的能力一般。因此本研究建議將平均糙度指標 MRI 納入平坦度檢測之代表指標，以提升鋪面行駛品質。

一、前言

目前國內公路主管機關大多均自備有三公尺直規或高低平坦儀，都屬於剖面量測式且作為鋪面驗收檢測儀器，該儀器由於具有造價便宜、儀器操作簡單、購置價格低廉、運輸方便及養護與維修簡易等優點，因此多於施工或驗收使用，缺點為檢測上費時費力，所輸出之平坦度標準差亦僅限於局部路面平坦度、無法檢測出真實鋪面高程等[18]。隨者時間的演進，逐漸發展出可量測路面真實高程之平坦儀，較著名的儀器有澳洲道路研究委員會 (Australia Road Research Board, ARRB) 之行走式平坦儀 (Walking Profiler) 與美國 ICC 公司之滾動式平坦儀 (Rolling Profiler) 等，依據分類均屬於世界銀行 (World Bank) Class I 等級。

本研究平坦度試驗選定省道一號線 430K+800 至 432K+800 間之路面作為檢測對象，該路段長為 2000 公尺，分為北上與南下車道，各方向共有內外兩車道，每一車道分別檢測左右輪跡。檢測路段如圖 1、圖 2 所示。

* 本局第三區養護工程處品質檢驗中心主任

** 國立成功大學土木工程系教授

*** 本局第三區養護工程處處長

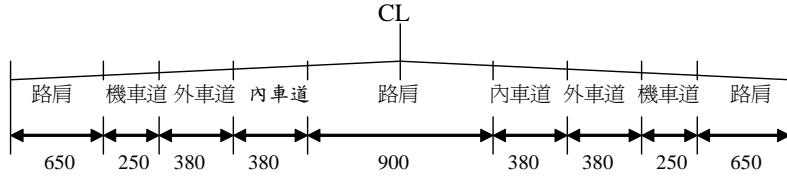


圖 1 檢測路段斷面圖 (單位: cm)

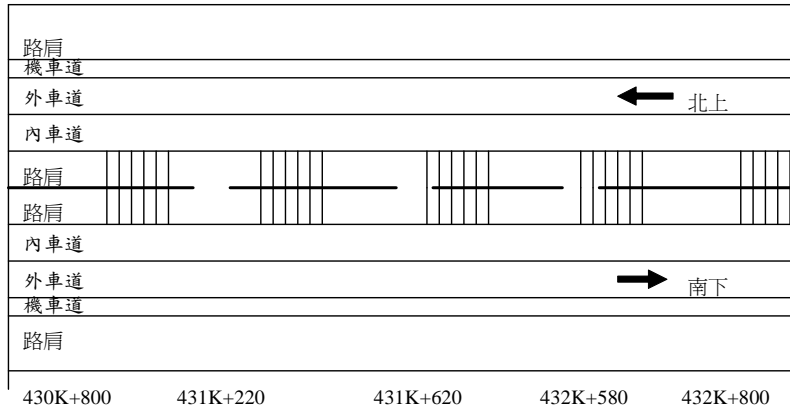


圖 2 檢測路段平面圖

平坦度試驗係以公路總局現有之高低平坦儀，與美國 ICC 公司所製之路面剖面儀 (Rolling Profiler) 作為主要鋪面平坦度檢測儀器，如圖 3 所示。檢測以 200 公尺為單位，計算該路段之標準差值 (σ) 及國際糙度指標 IRI，而為避免所檢測之標準差 (σ) 與母體變異數 (σ^2) 在符號上之混淆，本研究中將鋪面平坦度標準差 σ 改定義為符號 SD (Standard Deviation)。另本研究中使用美國 ICC 公司生產之路面剖面儀為平坦度檢測之評估工具，該儀器之型號為 SurPro2000，設定量測間距為 250mm，可連續檢測鋪面真實剖面[18]，並同時輸出國際糙度指標 IRI 與剖面指標 (Profile Index, PI) 或騎乘指數 RN 等指標。



圖 3 美國 ICC 公司所製之路面剖面儀 (ICC Rolling Profiler)

二、文獻回顧

依據公路總局所訂之平坦度試驗方法，係使用標準差 SD 作為檢測及控制路面最後鋪築面之平坦性之驗收依據，或檢驗在使用中之路面平坦度作為路面維修之參考資料[11,12]，規定當一般公路標準差小於或等於 2.80 mm 為接受區；標準差大於 2.80、小於或等於 3.40 mm 為懲罰區，廠商對於該區間鋪面得選擇改善鋪面或減價收受；當標準差大於 3.40 mm 時為拒絕區，對於該區間鋪面廠商應改善鋪面。但該標準差 SD 指標僅係代表路面之平坦性，而無法真實反應出用路者對鋪面的感受程度，因此雖然經完工驗收合格開放通車路段，用路者仍可能有車輛搖晃、路面不平的不舒適感覺[13]。

國際糙度指標 IRI 係世界銀行於 1982 年在巴西等地進行國際糙度試驗(International Road Roughness Experiment, IRRE)[15]所建立之國際性共通之平坦度指標，並經 ASTM[16,17]定義為模擬時速 80 公里之四分車(quarter car)在單位路段長度中，縱剖面單一輪軌跡之車輛懸吊系統累積位移量之總和，其常用單位為公尺/公里(m/km)。IRI 指標可表示車輛對於行駛於鋪面時之跳動情形，且係一線性尺度。一般瀝青混凝土鋪面之 IRI 範圍可由最平坦值 0 到粗糙值約 12[16]，可以顯示柔性鋪面國際糙度指標在不同範圍內其鋪面可能的狀況。

騎乘指數 RN 係美國於 1980 年代所提出之指標[17-20]，其目的是在找出用路者對於行駛於鋪面時之感受。RN 與現況服務力評分 PSR 相似，以代表用路者的小組評分員，主觀地對鋪面的服務品質以 0 至 5 分進行評分，0 分表示最差，5 分表示最佳。評分同時另以儀器檢測該路段之平坦度，並以剖面指標 PI 表示，單位為公尺/公尺(m/m)。PI 指標同樣是由 0 至 5，0 代表鋪面最粗糙，5 代表鋪面非常平坦，後再以該 PI 以非線性模式轉換成 RN。騎乘指數 RN 與現況服務力評分 PSR 不同之處在於 RN 僅能用來判斷行駛品質，並不包含鋪面其他一般狀況與特性，一般試驗資料顯示 RN 通常是在 1 至 4.5 間[8,18]。但由於 RN 係為一非線性尺度的指標，因此使得 RN 在使用上受到限制。

現今國內僅台北市政府對於新建路面平坦度作鋪面檢測，並於九十二年十二月訂定使用國際糙度指標 IRI 作為評估指標之檢測規範[10]，規範中係以 ARRB 行走式平坦儀或同等功能（如取樣間距、精度等主要功能）之儀器，以每一百公尺長之單一車道為一檢測區間，沿行車方向檢測一條軌跡，該軌跡線由距離車道分隔線一公尺處之兩條軌跡線與車道中心線中任選一條，當 IRI 值小於或等於 2.80 m/km 為接受區；IRI 值大於 2.80、小於或等於 3.00 m/km 為懲罰區，廠商對於該區間鋪面得選擇改善鋪面或減價收受；當 IRI 值大於 3.00 m/km 時為拒絕區，對於該區間鋪面，廠商應改善鋪面。該規範比較特別的是有規定完工驗收一年後之品質複核，廠商應保證完工驗收一年後之鋪面品質，並檢測其 IRI 值，每一檢測區間檢測結果分別評定為：IRI 值小於或等於 3.07 m/km 為接受區；IRI 值大於 3.07、小於或等於 3.27 m/km 為懲罰區，廠商對於該區間鋪面得選擇改善鋪面或減價收受，但若該區間於驗收階段為減價收受者，則無須改善或扣減；當 IRI 值大於 3.27 m/km 時為拒絕區，對於該區間鋪面，廠商應改善鋪面。伸縮縫、進橋處、剛柔性鋪面或新舊路面交接面相距 5 公尺範圍內；人手孔周邊與邊緣相距 1 公尺範圍內為排除不檢測區段，則以三公尺直規進行檢驗。公路總局與台北市政府平坦度規範之比較詳表 1 所示。

表 1 本局與台北市政府平坦度規範之比較表

	交通部公路總局	台北市政府
檢測儀器	三公尺直規或高低平坦儀	ARRB 行走式平坦儀或同等功能之儀器
代表區間	200 公尺	100 公尺
平坦度指標	標準差 SD (mm)	國際糙度指標 IRI (m/km)
檢測結果	接受區：SD ≤ 2.8mm 懲罰區：2.8mm < SD ≤ 3.4mm 拒絕區：SD > 3.4mm	接受區：IRI ≤ 2.80m/km 懲罰區：2.80m/km < IRI ≤ 3.00m/km 拒絕區：IRI > 3.00m/km
驗收一年後之品質複核	—	接受區：IRI ≤ 3.07m/km 懲罰區：3.07m/km < IRI ≤ 3.27m/km 拒絕區：IRI > 3.27m/km
得免辦路段	(1) 伸縮縫、進橋處、剛柔性鋪面或新舊路面交接面：與交接處相距 5 公尺範圍內。 (2) 人手孔周邊：與邊緣相距 1 公尺範圍內。	(1) 不能封閉交通供鋪築施工。 (2) 無瀝青混凝土底層或原有路面未整理之路面加封路段。 (3) 設計行車速率小於 40km/hr 之路段。 (4) 其他經工程司核可為部適合作平整度檢驗之路段。 (5) *路面人孔蓋、橋面伸縮縫及新舊路面接縫。

*：不列入計算平整度標準差

三、研究目標

雖然目前公路總局係以標準差 SD 作為承包商施工結果驗收依據，而國際糙度指標 (International Roughness Index, IRI) 與騎乘指數 (Rider Number, RN) 則係目前國際上常用於評估鋪面平坦度之指標，並以此作為承包商施工品質賞罰之依據[1-9]。但公路總局為精益求精，於 2003 年時添購美國 ICC 公司所製之剖面儀乙部，屬於傾斜儀式量測儀器，以對於用路人的感覺作更進一步的分析暨與國際鋪面工程檢測主流接軌，因此本研究之主要目標如下：

- 檢定不同方向之標準差 SD、國際糙度指標 IRI 及騎乘指數 RN 是否有差異性。
- 檢定不同車道之標準差 SD、國際糙度指標 IRI 及騎乘指數 RN 是否有差異性。
- 評估以國際糙度指標 IRI 或騎乘指數 RN 作為國內鋪面平坦度驗收檢測指標之可行性。
- 利用統計迴歸分析方法構建出 MSD 與 MRI、與 MSD 與 RN 之迴歸關係模式。

四、研究方法

本研究平坦度試驗係以公路總局現有之高低平坦儀，與美國 ICC 公司所製之路面剖面儀 (Rolling Profiler) 作為主要鋪面平坦度檢測儀器，試驗路段選擇以台一線 430K+800 至 432K+800 間之路面作為對象，該路段長為 2000 公尺，以 200 公尺為檢測單位。高低平坦儀與路面剖面儀檢測時同樣在距 80 至 100 公分平行於車道標線處，以噴漆先行標記起始點位置後，開始向前推進，如圖 4 所示。高低平坦儀檢測以每前進 1.5 公尺讀取高低差乙次，共紀錄 133 點，將該 133 點以每十個讀值為乙組，共可分為 13 組，分別計算各組之全距值，再以統計學中利用平均全距值估算標準差之方法，計算該 200 公尺路段所代表之平坦度。依據美國試驗與材料學會 (ASTM) 建議標準差與數據之全距平均值 (\bar{R}) 之關係可以式(1)表示[14]：

$$SD = \frac{\bar{R}}{d_2} \dots \dots \dots (1)$$

式中：SD=鋪面平坦度標準差，
 \bar{R} = 全距之平均值，全距為最大值減去最小值 ($X_{max} - X_{min}$)，
 d_2 =係數，如表 2 所示。

表 2 d_2 和測定點之對應值[14]

每組測點數	6	7	8	9	10
d_2	2.53	2.70	2.85	2.97	3.08



圖 4 同一時間、同一地點進行平坦度調查

高低平坦儀檢測每一車道左右輪跡後會輸出標準差 SD，路面剖面儀檢測每一車道左右輪跡後輸出國際糙度指標 IRI 與剖面指標 PI。依據本局公路工程材料手冊[12]中之規定：「若車道左右兩側，平坦性相差顯著時，應分別測定，取其平均值作為試驗結果」；及文獻[16]之建議：「使用平均糙度指標 (Mean Roughness Index, MRI) 所代表之車道平坦度優於單獨使用車道單一輪跡所測得之國際糙度指標 IRI」，故將車道所量測得到左、右車輪軌跡之標準差 (SD_{left} 、 SD_{right}) 及國際糙度指標 (IRI_{left} 、 IRI_{right}) 平均之，可得到該車道所代表的平均標準差 (Mean Standard Deviation, MSD) 與平均糙度指標 MRI 資料；而左右輪跡之剖面指標 (PI_{left} 、 PI_{right})，則以式(2)平均後，再以式(3)之轉換模式將其轉換成 RN[18,20]。後續並以此資料作為迴歸分析，探討平均標準差 MSD 與平均糙度指標 MRI 及騎乘指數 RN 之關係性時使用。

$$PI = \sqrt{\frac{PI_{left}^2 + PI_{right}^2}{2}} \quad (2)$$

$$RN = 5 \times e^{-160PI} \quad (3)$$

本研究以 Microsoft Excel 統計軟體作為分析工具，共分析選定試驗路段中使用高低平坦儀檢測所得之平坦度平均標準差 MSD 以及路面剖面儀檢測計算所得之 MRI 與 RN 為試驗資料。該平坦度資料先以單因子變異數分析來判別南下與北上方向之平坦度變異數是否相等，再作南下與北上方向之平坦度兩個母體平均數差的 t-檢定，判別南下與北上方向之平坦度平均數是否有所差異。

接續同樣以單因子變異數分析進行內、外車道平坦度變異數是否相等之判別，後作內、外車道之平坦度兩個母體平均數差的 t-檢定，判別內、外車道之平坦度平均數是否有所差異[21]。

最後以 MSD 為預測變數，目標變數為 MRI 與 RN，嘗試構建平坦度 MSD 與 MRI 及 RN 之迴歸方程式，最後以判定係數 R_2 探討所構建之平坦度 MSD 與 MRI 及 RN 迴歸方程式適用性。判定係數 R_2 係用來評估迴歸方程式解釋資料的程度， R_2 愈大表示方程式能解釋資料的比例愈高[22]。

五、檢測結果與統計分析

本研究將各車道所量測得到左、右車輪軌跡之標準差 (SD_{left} 、 SD_{right})、國際糙度指標 (IRI_{left} 、 IRI_{right}) 平均，可得到該車道所代表的平均標準差 MSD 與平均糙度指標 MRI 平坦度資料，而剖面指標 (PI_{left} 、 PI_{right}) 以式(2)平均後，再以式(3)之轉換模式將其轉換成 RN，各平坦度指標如表 3 至表 6 所示。

表 3 北上外車道各輪跡之平坦度指標

SD_{left} (mm)	SD_{right} (mm)	IRI_{left} (m/km)	IRI_{right} (m/km)	PI_{left} (m/km)	PI_{right} (m/km)	MSD (mm)	MRI (m/km)	RN
1.07	0.87	1.43	1.09	3.46	2.40	0.97	1.26	3.11
1.15	0.90	1.51	1.37	3.24	3.17	1.03	1.44	2.99
1.12	0.95	1.55	1.32	3.26	3.18	1.04	1.44	2.99
1.32	1.20	2.00	1.38	4.33	3.19	1.26	1.69	2.72
1.30	1.02	1.83	1.28	4.17	3.21	1.16	1.56	2.76
1.27	1.17	1.80	1.43	3.73	3.07	1.22	1.62	2.89
1.25	1.05	1.46	1.41	3.23	3.40	1.15	1.44	2.94
1.77	1.52	1.95	1.78	4.12	3.96	1.65	1.87	2.62
1.70	2.27	2.23	2.49	5.10	4.71	1.99	2.36	2.28
1.05	1.30	1.70	1.50	3.26	3.33	1.18	1.60	2.95

表 4 北上內車道各輪跡之平坦度指標

SD_{left} (mm)	SD_{right} (mm)	IRI_{left} (m/km)	IRI_{right} (m/km)	PI_{left} (m/km)	PI_{right} (m/km)	MSD (mm)	MRI (m/km)	RN
0.92	0.92	1.15	1.43	2.82	3.33	0.92	1.29	3.05
0.90	0.92	1.21	1.69	3.13	3.56	0.91	1.45	2.92
1.10	1.32	1.22	1.96	2.92	4.32	1.21	1.59	2.77
1.15	1.32	1.06	1.62	2.40	3.78	1.24	1.34	3.01
1.37	1.12	1.41	1.49	3.16	3.45	1.25	1.45	2.95
1.55	1.00	1.23	1.44	3.03	3.20	1.28	1.34	3.04
0.77	0.82	1.17	1.58	3.01	3.72	0.80	1.38	2.91
1.05	1.00	1.40	1.38	3.44	3.03	1.03	1.39	2.98
0.62	0.92	1.24	1.28	2.99	2.90	0.77	1.26	3.12
0.80	1.00	1.16	1.51	3.24	3.18	0.90	1.34	2.99

表 5 南下外車道各輪跡之平坦度指標

SD ^{left} (mm)	SD ^{right} (mm)	IRI ^{left} (m/km)	IRI ^{right} (m/km)	PI ^{left} (m/km)	PI ^{right} (m/km)	MSD (mm)	MRI (m/km)	RN
0.85	1.20	1.43	1.09	3.02	3.10	1.03	1.26	3.06
0.80	1.02	1.51	1.37	2.95	3.10	0.91	1.44	3.08
0.70	0.80	1.55	1.32	3.09	2.81	0.75	1.44	3.12
0.92	0.72	2.00	1.38	3.43	3.01	0.82	1.69	2.98
0.90	0.85	1.83	1.28	2.88	2.47	0.88	1.56	3.25
0.65	0.80	1.80	1.43	2.72	2.76	0.73	1.62	3.23
0.82	0.80	1.46	1.41	2.77	2.70	0.81	1.44	3.23
0.82	0.82	1.95	1.78	2.82	2.92	0.82	1.87	3.16
1.32	0.82	2.23	2.49	2.85	3.17	1.07	2.36	3.09
1.15	0.80	1.70	1.50	2.90	2.63	0.98	1.60	3.21

表 6 南下內車道各輪跡之平坦度指標

SD ^{left} (mm)	SD ^{right} (mm)	IRI ^{left} (m/km)	IRI ^{right} (m/km)	PI ^{left} (m/km)	PI ^{right} (m/km)	MSD (mm)	MRI (m/km)	RN
1.05	0.90	1.22	1.11	2.64	2.65	0.98	1.17	3.27
0.95	0.92	1.15	1.26	2.45	2.53	0.94	1.21	3.36
1.00	0.75	1.20	1.24	3.03	2.66	0.88	1.22	3.17
1.15	1.05	1.30	1.32	3.13	3.18	1.10	1.31	3.02
1.07	0.72	1.27	1.16	2.43	2.80	0.90	1.22	3.29
1.12	0.57	1.26	1.22	2.72	2.50	0.85	1.24	3.29
1.07	0.90	1.30	1.33	2.95	2.93	0.99	1.32	3.12
1.07	0.90	1.32	1.27	3.29	3.04	0.99	1.30	3.01
1.00	1.02	1.12	1.59	2.61	3.96	1.01	1.36	2.92
1.07	1.02	1.15	1.44	2.67	3.25	1.05	1.30	3.11

首先將表 3 至表 6 中之 MSD、MRI 與 RN 等平坦度資料，先以單因子變異數分析來判別南下與北上方向之平坦度變異數是否相等；再作南下與北上方向之平坦度兩個母體平均數差的 t-檢定，判別南下與北上方向之平坦度平均數是否有所差異。

首先將南下與北上方向之平坦度資料作單因子變異數分析，假設其虛無與對立假設為：

虛無假設 H_0 ：南下與北上方向之平坦度指標（MSD、MRI、RN）並無差異。

對立假設 H_1 ：南下與北上方向之平坦度指標（MSD、MRI、RN）有差異。

各方向平坦度單因子變異數分析如表 7 所示。

表 7 各方向平坦度單因子變異數分析表

指標 方向	MSD(mm)		MRI(m/km)		RN	
	南下	北上	南下	北上	南下	北上
個數	20	20	20	20	20	20
平均數	0.922	1.146	1.349	1.504	3.149	2.900
變異數	0.011	0.080	0.013	0.065	0.014	0.038
F=	11.027		6.156		24.188	
臨界值	4.098		4.098		4.098	
P-value	0.002		0.018		0.000	
α =	0.05		0.05		0.05	

由表 7 中可發現平均標準差 MSD、平均糙度指標 MRI 及騎乘指數 RN 經單因子變異數分析後，其 $F_{MSD}=11.027$ 、 $F_{MRI}=6.156$ 與 $F_{SN}=24.188$ ，均大於臨界值=4.098，且其顯著值(p-value)亦均小於顯著水準 $\alpha=0.05$ ，故拒絕虛無假設，表示南下與北上方向之 MSD、MRI 及 RN 的變異數有差異存在。

再將 MSD、MRI 與 RN 作兩個母體平均數差的 t-檢定。假設 MSD、MRI 與 RN 的變異數不相等，判別南下與北上方向之平坦度是否有所差異。其虛無與對立假設為：

虛無假設 $H_0: \mu_{南下} - \mu_{北上} = 0$ 。

對立假設 $H_1: \mu_{南下} - \mu_{北上} \neq 0$ 。

各方向平坦度兩個母體平均數差的 t-檢定結果如表 8 所示。

表 8 各方向平坦度平均數差檢定表

指標 方向	MSD(mm)		MRI(m/km)		RN	
	南下	北上	南下	北上	南下	北上
個數	20	20	20	20	20	20
平均數	0.922	1.146	1.349	1.504	3.149	2.900
變異數	0.011	0.080	0.013	0.065	0.014	0.038
假設的均數差	0		0		0	
自由度	24		27		31	
t-統計	3.321		2.481		4.918	
臨界值	2.064		2.052		2.040	

表 8 可發現 MSD 兩個母體平均數差檢定的 $t_{MSD}=3.321$ 大於臨界值=2.064、MRI 兩個母體平均數差的檢定值 $t_{MRI}=2.481$ 大於臨界值=2.052、而 RN 兩個母體平均數差檢定的 $t_{RN}=4.918$ 大於臨界值=2.040，故不論是 MSD、RN 與 MRI 指標的兩個母體平均數差檢定均拒絕虛無假設，表示不同方向之 MSD、RN 與 MRI 是有差異存在。

再將表 3 至表 6 中之 MSD、MRI 與 RN 等平坦度資料，續以單因子變異數分析來判別內、外車道平坦度變異數是否相等；再作內、外車道平坦度兩個母體平均數差的 t-檢定，判別內、外車道平坦度平均數是否有所差異。

將內、外車道平坦度資料作單因子變異數分析，假設其虛無與對立假設為：

虛無假設 H_0 ：內、外車道平坦度指標 (MSD、MRI、RN) 並無差異。

對立假設 H_1 ：內、外車道平坦度指標 (MSD、MRI、RN) 有差異。

各車道平坦度單因子變異數分析如表 9 所示。

由表 9 中可發現平均標準差 MSD 經單因子變異數分析後，不論是南下方向的內、外車道 $F_{MSD}=3.872$ ，或北上方向內、外車道之 $F_{MSD}=3.636$ ，均小於臨界值=4.414，顯著值(p-value)=0.06 亦均大於顯著水準 $\alpha=0.05$ ，故接受虛無假設，表示南下與北上方向之內、外車道平均標準差 MSD 的變異數沒有差異存在。平均糙度指標 MRI 經單因子變異數分析後，不論是南下方向的內、外車道 $F_{MRI}=26.094$ ，或北上方向內、外車道之 $F_{MRI}=5.765$ ，均大於臨界值=4.414，且其顯著值(p-value)亦均小於顯著水準 $\alpha=0.05$ ，故拒絕虛無假設，表示南下與北上方向之內、外車道 MRI 的變異數確有差異存在。騎乘指數 RN 經單因子變異數分析後，不論是南下方向的內、外車道 $F_{RN}=0.082$ ，或北上方向內、外車道之 $F_{RN}=3.316$ ，均小於臨界值=4.414，且其顯著值(p-value)亦均大於顯著水準 $\alpha=0.05$ ，故接受虛無假設，表示北上(南下)方向之內、外車道 RN 的變異數沒有差異存在。

再將 MSD、MRI 與 RN 等平坦度指標作兩個母體平均數差的 t-檢定。其中 MSD 與 RN 假設變異數相等，MRI 假設變異數不相等，判別內、外車道平坦度是否有所差異。其虛無與對立假

設為：

虛無假設 $H_0: \mu_{\text{外車道}} - \mu_{\text{內車道}} = 0$ 。

對立假設 $H_1: \mu_{\text{外車道}} - \mu_{\text{內車道}} \neq 0$ 。

兩個母體平均數差的 t-檢定結果如表 10 所示。

表 9 各車道平坦度單因子變異數分析表

指標	MSD(mm)				MRI(m/km)				RN			
	南下		北上		南下		北上		南下		北上	
方向	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道
個數	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
平均數	0.878	0.965	1.263	1.029	1.262	1.436	1.626	1.382	3.141	3.156	2.825	2.974
變異數	0.013	0.006	0.099	0.039	0.004	0.008	0.094	0.009	0.008	0.021	0.058	0.009
F=	3.872		3.969		26.094		5.765		0.082		3.316	
臨界值	4.414		4.414		4.414		4.414		4.414		4.414	
p-value	0.06		0.06		0.00		0.03		0.78		0.09	
$\alpha =$	0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05	

表 10 各車道平坦度平均數差檢定表

指標	MSD(mm)				MRI(m/km)				RN			
	南下		北上		南下		北上		南下		北上	
方向	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道	外車道	內車道
個數	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
平均數	0.878	0.965	1.263	1.029	1.262	1.436	1.626	1.382	3.141	3.156	2.825	2.974
變異數	0.013	0.006	0.099	0.039	0.004	0.008	0.094	0.009	0.008	0.021	0.058	0.009
假設的 均數差	0		0		0		0		0		0	
自由度	18		18		16		11		18		18	
t-統計	1.968		1.992		5.108		2.401		0.286		1.821	
臨界值	2.101		2.101		2.120		2.201		2.101		2.101	

表 10 可發現 MSD 兩個母體平均數差的檢定，南下方向之內、外車道平均標準差 MSD 的 $t_{MSD} = 1.968$ 小於臨界值 = 2.101，北上方向之內、外車道平均標準差 MSD 的 $t_{MSD} = 1.992$ 小於臨界值 = 2.101，故均接受虛無假設，表示南下與北上方向之內、外車道平均標準差 MSD 的平均數沒有差異存在。再觀察 MRI 兩個母體平均數差的檢定，南下方向之內、外車道 MRI 的 $t_{MRI} = 5.108$ 大於臨界值 = 2.120，北上方向之內、外車道 MRI 的 $t_{MRI} = 2.401$ 大於臨界值 = 2.201，故拒絕虛無假設，表示南下與北上方向之內、外車道平均粗糙度指標 MRI 的平均數有差異存在。最後觀察的是 RN 兩個母體平均數差檢定，南下方向之內、外車道 RN 的 $t_{RN} = 0.286$ 小於臨界值 = 2.101，北上方向之內、外車道 RN 的 $t_{RN} = 1.821$ 小於臨界值 = 2.101，故接受虛無假設，表示南下與北上方向之內、外車道騎乘指數 RN 的平均數沒有差異存在。

經由表 10 之分析結果可發現若以平均標準差 MSD 與騎乘指數 RN 作為評估鋪面平坦度指標時，南下與北上方向的內、外車道沒有差異存在。而以平均粗糙度指標 MRI 作為評估鋪面平坦度時，顯示不論南下與北上方向的內、外車道均有差異存在，因此若以 MRI 作為平坦度指標，用以檢測多車道鋪面平坦度時，是不能僅以某一車道平坦度作為代表，而必須要對個別車道分別檢測之。

綜合上述分析結果，可知鋪面平坦度檢測指標 MSD、MRI 與 RN 對不同方向間的檢測差異性顯著，因此平坦度檢測需區分不同方向分別加以檢測。而對於各車道鋪面平坦度檢測而言，指標 MSD 與 RN 對於單方向各車道間的檢測差異性不顯著，因此僅適用於對單方向之車道做抽樣性檢測時之代表性指標，而不適合作為對各車道作平坦度檢測之代表指標。又 MSD 與 RN 兩種指標在實用性上，由於騎乘指數 RN 係為一非線性指標，在實際應用上較平均標準差 MSD 多有所限制，故本研究建議對單方向之車道做抽樣性檢測時，仍以平均標準差 MSD 作為鋪面平坦度檢測指標。而平均糙度指標 MRI 因可鑑別各車道之平坦度差異性，故若是欲檢測各車道之平坦度時，則需改以平均糙度指標 MRI 作為鋪面平坦度檢測之代表性指標。

最後本研究將所得之 MSD、MRI 與 RN 等平坦度資料，若單純僅以資料分析方式處理，即以 MSD 為預測變數，目標變數為 MRI 與 RN，可分別構建 MSD 與 MRI 間之二次多項式迴歸關係，與 MSD 與 RN 間之二次多項式迴歸關係如圖 5 與圖 6 所示，而其迴歸方程式則為式(4)及式(5)所示。MSD 與 MRI 間之迴歸方程式判定係數 $R^2=0.74$ ，顯示該迴歸方程式解釋能力尚佳；而 MSD 與 RN 間之迴歸方程式判定係數 $R^2=0.66$ ，顯示該迴歸方程式解釋資料的能力一般。

$$\begin{aligned} \text{MRI} &= 0.622 \times \text{MSD}^2 - 0.8615 \times \text{MSD} + 1.6174 \\ R^2 &= 0.7402 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{RN} &= -0.2505 \times \text{MSD}^2 - 0.0489 \times \text{MSD} + 3.3562 \\ R^2 &= 0.6636 \end{aligned} \quad (5)$$

若以本局平坦度標準差 SD 之標準與台北市政府之平坦度國際糙度指標 IRI 標準相比較，假設左右輪跡之平坦度結果均相等，即 $\text{MSD} = \text{SD}$ 、 $\text{MRI} = \text{IRI}$ ，若以本局平坦度為基準時，當 $\text{SD} = 2.80\text{mm}$ 時帶入式(4)、式(5)中可分別得到 $\text{IRI} = 4.08 \text{ m/km}$ 、 $\text{RN} = 1.26$ 、當 $\text{SD} = 3.40\text{mm}$ 時，帶入式(4)、式(5)中可分別得到 $\text{IRI} = 5.88 \text{ m/km}$ 、 $\text{RN} = 0.29$ ；以台北市政府平坦度為基準時，當 $\text{IRI} = 2.80 \text{ m/km}$ 時帶入式(4)中可分別得到 $\text{SD} = 2.24 \text{ mm}$ 、當 $\text{IRI} = 3.00 \text{ m/km}$ 時，帶入式(4)中可分別得到 $\text{SD} = 2.33 \text{ mm}$ 。由上述結果顯示本局所訂之平坦度標準較台北市政府標準為寬鬆，尚有改善的空間。本局與台北市政府平坦度規範優缺點比較詳表 11 所示。

表 11 本局與台北市政府平坦度規範優缺點比較表

	交通部公路總局	台北市政府
優點	<ul style="list-style-type: none"> (1) 檢測儀器便宜且取得容易 (2) 可於施工完成後立即檢測 (3) 檢測簡單，速度較快 (4) 標準差指標簡單易算 (5) 為國內常用之平坦度指標 	<ul style="list-style-type: none"> (1) 可量測出真實路面高程 (2) 可代表真實路面平坦度 (3) 檢測時僅 1 人即可操作 (4) 以機上型電腦可算出國際糙度指標 (5) 國際糙度指標為國際通用之平坦度指標 (6) 平坦度要求標準較高
缺點	<ul style="list-style-type: none"> (1) 不可量測出真實路面高程 (2) 無法代表真實路面平坦度 (3) 檢測時需較多人力方可進行 (4) 非國際性通用之平坦度指標 (5) 無驗收一年後之品質複核 (6) 平坦度要求標準較低 	<ul style="list-style-type: none"> (1) 檢測儀器昂貴且取得不易 (2) 不可於施工完成後立即檢測 (3) 檢測速度較慢 (4) 國際糙度指標需經程式計算後方可獲得 (5) 非國內常用之平坦度指標

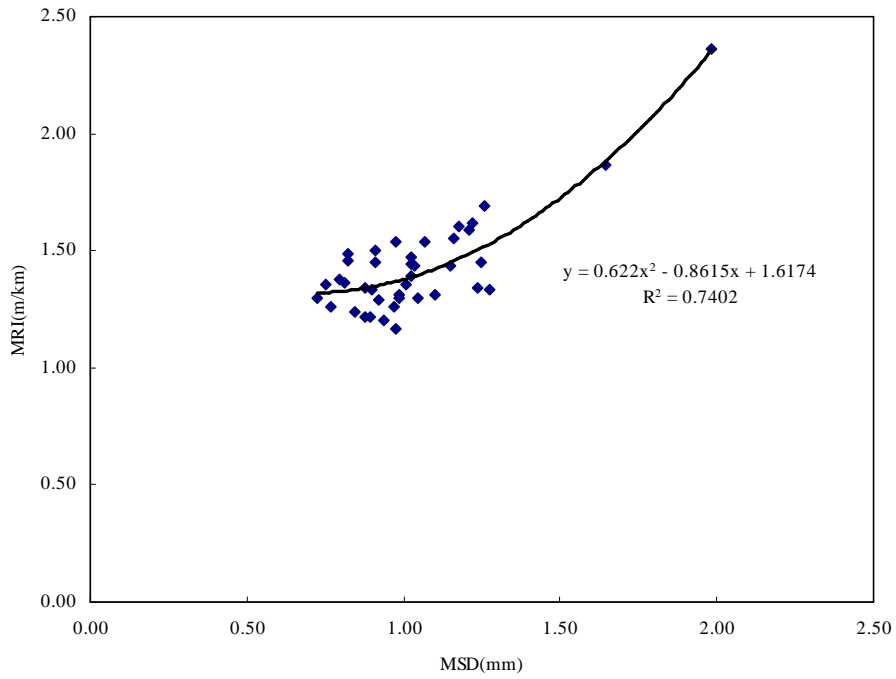


圖 5 MSD 與 MRI 迴歸關係圖

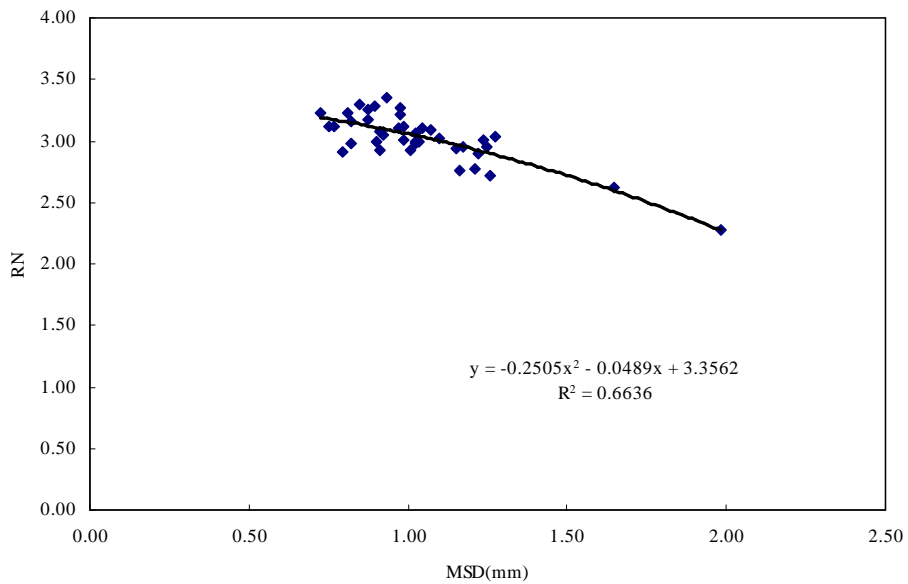


圖 6 MSD 與 RN 迴歸關係圖

六、結論與建議

1. 對於不同方向之平均標準差 MSD、平均糙度指標 MRI 與騎乘指數 RN 是有差異存在。
2. 平均標準差 MSD 與騎乘指數 RN 僅適用於對單方向之車道做抽樣性檢測時之代表性指標，而不適合作為對單一車道作平坦度檢測之代表指標。
3. 因騎乘指數 RN 係為一非線性指標，在實際應用上較平均標準差 MSD 多有所限制，故對單方向之車道做抽樣性檢測時，建議以平均標準差 MSD 作為檢測指標。
4. 平均糙度指標 MRI 可鑑別各車道之平坦度差異性，故欲檢測各車道之平坦度時，需以平均糙度指標 MRI 作為鋪面平坦度檢測之代表性指標。
5. 由資料分析結果可發現平均標準差 MSD 與平均糙度指標 MRI 間所構建之二次多項式迴歸方程式判定係數 $R^2=0.74$ ，顯示該迴歸方程式解釋能力尚佳。
6. 由資料分析結果顯示平均標準差 MSD 與騎乘指數 RN 間之二次多項式迴歸方程式判定係數 $R^2=0.66$ ，顯示該迴歸方程式解釋資料的能力一般。
7. 本研究結果僅係對某一道路使用平均標準差 MSD、平均糙度指標 MRI 與騎乘指數 RN 資料，對不同方向與不同車道進行檢定所得之結論，詳細的差異仍須逐步蒐集更多的資料加以驗證之。

參考文獻

- [1] Federal Highway Administration, Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects FP-03 Metric Units (2004).
- [2] Burati, J. L., Weed, R. M., Hughes, C. S., Hill, H. S., "Optimal Procedures for Quality Assurance Specifications," FHWA-RD-02-095 (2002).
- [3] Kevin, K., McGhee, P. E., "Measuring, Achieving, And Promoting Smoothness Of Virginia's Asphalt Overlays," Virginia Transportation Research Council (1999).
- [4] Texas Department of Transportation, Statewide Special Specifications (1995).
- [5] Shafizadeh, K., Mannering, F., Pierce, L., "A Statistical Analysis Of Factors Associated With Driver-Perceived Road Roughness On Urban Highways, WA-RD 538.1 (2002).
- [6] Washington State Department of Transportation, Guidebook For Design-Build Highway Project Development (2001).
- [7] Montana Department of Transportation, Contract Plans Special Provisions (2003).
- [8] 盧崇仁，周家蓓，「市區道路管理維護與技術規範手冊研究鋪面平坦度檢測與調查（第二期）」，內政部營建署 (2003).
- [9] 劉明仁，林志棟，「鋪面糙度及其服務能力之研究（I）」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告 (1995).
- [10] 台北市政府工務局新建工程處路面平坦度檢測規範，台北市政府工務局新建工程處，九十二年十二月訂定。
- [11] 公路工程施工說明書，公路總局編印 (2005).
- [12] 公路工程材料手冊，台灣省公路局材料試驗所編印 (1988).
- [13] 邱垂德，「路面平坦度驗收規範之檢討研究」，交通部臺灣區國道新建工程局 (2000).
- [14] ASTM, Manual on Presentation of Data and Control Chart Analysis, ASTM Manual Series MNL7 (1995).
- [15] Sayers, M. W., Gillespie, T. D., and Queiroz, C. A. V. , "The International Road Roughness Experiment: A Basis for Establishing a Standard Scale for Road Roughness Measurement," Transportation Research Record 1084, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1986.
- [16] "Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements," ASTM E1926 (1998).

- [17] “Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements,” ASTM E1170 (1997).
- [18] Sayers, M. W., Karamihas, S. M., The Little Book of Profiling-Basic Information about Measuring and Interpreting Road Profiles, University of Michigan, Ann Arbor, 1998.
- [19] Janoff, M. S., “ Pavement Roughness and Rideability Field Evaluation,” NCHRP Report 308, Transportation Research Board, Washington,DC, 1988.
- [20] “Standard Practice for Computing Ride Number of Roads from Longitudinal Profile Measurements Made by an Inertial Profile Measuring Device,” ASTM E1489 (1998).
- [21] 張素梅，統計學（下），三民書局，台北（1997）。
- [22] 林惠玲、陳正倉，「統計學－方法與應用（下冊）」，雙葉書廊有限公司，中華民國九十年六月。



台一線高架橋與桃園機場捷運線共構工程

(我國首座公路與捷運共構橋梁工程)

陳建祥*、王炤烈**

摘要

隨著經濟快速發展，都會區交通需求量大增，既有平面道路運輸量已不敷使用，故須於都會區增建快速道路系統或捷運系統，而為因應路權限制，有時需採雙層高架共構結構。此類型共構橋梁之設計必須額外考量捷運各種結構變位之要求，以及地震時考量列車載重等條件，因此對於結構分析、設計檢核，須同時符合公路與捷運兩者之載重組合及設計需求。而都會區高架橋施工，必須注重交通維持與鋼結構吊裝等。此外，如兩項工程之建設時程無法配合時，設計階段須如何考量因應與預留，施工中並須研析考量橋梁結構、工區特性、交通需求時，應如何妥善規劃鋼結構吊裝工法；以及在施作各階段工項時，為兼顧工進與交通，應如何規劃交通維持計畫。本文介紹臺灣首座公路與捷運橋梁共構工程(台一線高架橋與桃園機場捷運線共構工程)，設計期間對共構工程之特性進行深入探討，並對設計理念及細節做慎密研析，所獲得之具體結論與心得，使此種共構設計再度提昇臺灣橋梁之工程技術水準。此外，本文亦期待藉由列舉實際案例之施工實務，及施工中遭遇困難後之解決方案，能提供予工程界參考，並提昇工程品質及技術水準。

關鍵詞：共構工程、雙層高架橋、工程界面、交通維持、吊裝

壹、前言

用地取得是都市交通建設的最大難題之一，如何提高道路使用效率實為工程可行性的關鍵所在，為此乃有將都市高架快速道路與大眾捷運系統共構之觀念產生。「台一線高架橋與桃園機場捷運共構工程」係沿著交通十分繁忙的省道台一線興建，為疏解本區域長期嚴重的交通壅塞，並推動大台北地區與桃園國際機場交通聯絡之便捷性，政府乃積極進行台一線高架橋工程與桃園機場聯外捷運建設等兩項重大工程建設，提供了本共構工程興建之絕佳時機，在十分有限的路權範圍下，興建高架快速道路及大眾捷運系統，以解決都市用地取得不易的難題。本工程為快速公路與大眾捷運系統共用路權路段，將捷運軌道系統興建於都市公路高架橋之上，使兩者構成一體結構，成為國內首創之特殊公共工程。

本工程沿線交通繁忙擁擠，施工中交通維持極為重要，故採用鋼結構，對減少施工障礙、縮

* 交通部公路總局重大橋樑工程處 處長

** 台灣世曦工程顧問股份有限公司第一結構部 經理

短工期、減低交通衝擊等有相當大的幫助，且可因應共構工程複雜結構之需求。此外，本工程設計及施工界面涉及不同的主辦單位，而公路橋梁與捷運軌道系統之設計理念與規範亦有相當之差異，兩者設計、施工時程又不相同，如何協調、考量、因應及預留，對台灣工程界而言，皆是前所未有的挑戰。本文將以本共構段工程為例，就設計過程中所需考量的課題及解決方式，作概要性探討。藉由本工程的完成，冀能提昇台灣橋梁之工程技術及提供將來類似橋型規劃、設計之參考。

貳、工程範圍及內容

本工程係沿台一線省道(工程位置詳見圖 1)，為台一線高架橋第一標工程之延伸，起自新五路口至文程路口以南約 300 公尺止(里程 4K+081 至 5K+440)，全長約 1,359 公尺，為公路與捷運共構之雙層高架橋工程，上層為桃園機場捷運線高架橋，下層為台一線高架橋。工程內容包括公路高架橋，橋面積約 18,600M² 及捷運之共構橋墩，總鋼重約 11,840 公噸，地面道路約 40,200M²，此外，尚包括排水、照明及其他相關附屬工程。



圖 1 本工程位置圖

參、規劃概述

本工程高架橋北起台一線-新五路路口，主線採雙向橋面分離方式銜接「台一線高架橋新建工程(第一標)」之雙層橋面，沿台一線南行，於中原路前橋面合併，設雙向中央上下匝道跨越中原路後下地，主線配合匝道配置採橋面分離向南跨越中原路、泰林路後，橋面合併跨越文程路-全興路、同義街-坡雅頭路，於民生路前下地銜接台一線平面道路，全長約 1.359 公里。高架道路淨高以 5.1 公尺為原則佈設，平面線形最小半徑 500 公尺，主線高架橋最大坡度約 3.8%。採雙向四車道佈設，每車道寬 3.5 公尺；內側路肩寬 0.5 公尺，外側路肩寬 1.5 公尺。地面道路綜合考量道路用地寬度、高架橋構造型式、交通量及運轉需求等因素，內側佈設 1~3 快車道，每車道寬 3.5 公尺，內側路肩寬 0.5 公尺，外側佈設人行道寬 2 公尺及混合車道。

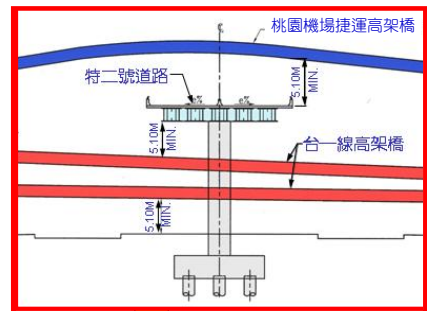


圖 2 與特二號道路立體交叉

本工程主線上方須預留空間與桃園機場捷運線共構，另於新五路路口處，有台北縣特二號道路高架橋由快速公路橋梁與桃園機場捷運線之間立體交叉通過(詳見圖 2)。

肆、地質概況及基礎工程

一、地質概況

本工程依據鑽探及試驗資料顯示，工址地層於地表下深度約 0~75 公尺範圍內為典型粉土質黏土與粉土質砂互層，深度超過 75 公尺後，則為堅硬之卵礫石層。

二、基礎工程

由地層資料及考量橋梁基礎因與捷運共構所須承載之荷重、耐震能力等因素，本工程高架橋基礎型式採用樁基礎。就本工程工址所在區域之環境條件而言，道路兩側因部分民宅及結構物林立及樁長較長，為避免施工時振動產生之震波危及週遭建物及保持環境整潔，橋墩基礎採直徑 1.5 公尺之全套管式場鑄鑽掘基樁。

伍、橋梁工程

一、設計原則及考量因素

橋梁結構型式參研工程範圍內之各項相關因素與必要資料(如地上及地下物、相關工程、地質資料等)，除符合安全、經濟與施工性外，並考量下列因素：

- (一) 與桃園機場捷運線高架橋及車站共構之層間淨空、捷運橋梁結構需求、設計規範與標準、施工界面及時程等。
- (二) 與台北縣特二號道路高架橋立體交叉之淨空。
- (三) 台一線高架橋新建工程(第一標)矩形鋼箱型梁橋之銜接。
- (四) 橋墩配置須考量地面道路之交通動線及功能需求。
- (五) 採用結構系統良好之多跨連續性橋梁。
- (六) 施工條件及工期。
- (七) 施工期間之交通維持需求(包括運輸暢通、安全及對鄰近環境影響)。
- (八) 促進結構工程技術之提昇。

二、結構系統研選

由於工址位處交通繁忙的省道台一線，考量工期、交通及共構特性等需求，高架橋採多跨連續性橋梁之鋼結構系統，以提高橋梁之穩定性及耐震性，並可減少橋面伸縮縫數量，提昇行車舒適度。上、下部結構採用剛接方式將橋墩帽梁設置於上部結構內，使上、下部結構結成立體剛構，此方式可減少橋梁量體尺寸，較易滿足多層橋面層間淨空需求；或增加橋下淨空，減低壓迫感；或降低橋面高程等，惟橋梁之設計、製作及施工等難度較高。

三、橋梁結構配置

本工程高架橋為配合銜接台一線高架橋新建工程(第一標)雙層橋面、與捷運高架橋及車站共構、設置中央匝道等，為一多層橋面結構。下部結構為承載不同高程之多層橋面，於考量橋墩之耐震性、交通功能需求、中央匝道設置結構需求、與捷運車站共構、主線高架橋引道位置及橋墩外觀一致性等因素，採用雙柱框架式橋墩。全線計有 8 單元之多跨連續鋼箱型梁橋，方型鋼橋墩及基礎共 31 座，其中 28 座為公路與捷運之共構橋墩，3 座為捷運工程專用橋墩。

四、橋梁跨度配置

為避免橋墩過多影響景觀，並考量路口交通動線及避開地下管線等，除在特二號道路路口、泰林路口、文程路口等採大跨徑配置外，其餘採跨徑約 40~50 公尺為配置原則。另外為配合捷運泰山站規劃，其共構橋柱間距採 16~17 公尺。有關本工程橋梁結構及跨度配置詳見圖 3。

陸、共構工程

一、作業界面

(一) 設計界面

桃園機場捷運線於本共構段內之工程包括一座高架車站及與公路高架橋橋墩共構之高架橋梁，其規劃、設計時程均於本工程之後。因此於本工程設計期間，曾由相關單位多次協調，研訂一般橋梁段之設計界面位於軌道大梁下方，車站段則以大梁與橋墩剛接處端口為界面(詳見圖 4)。

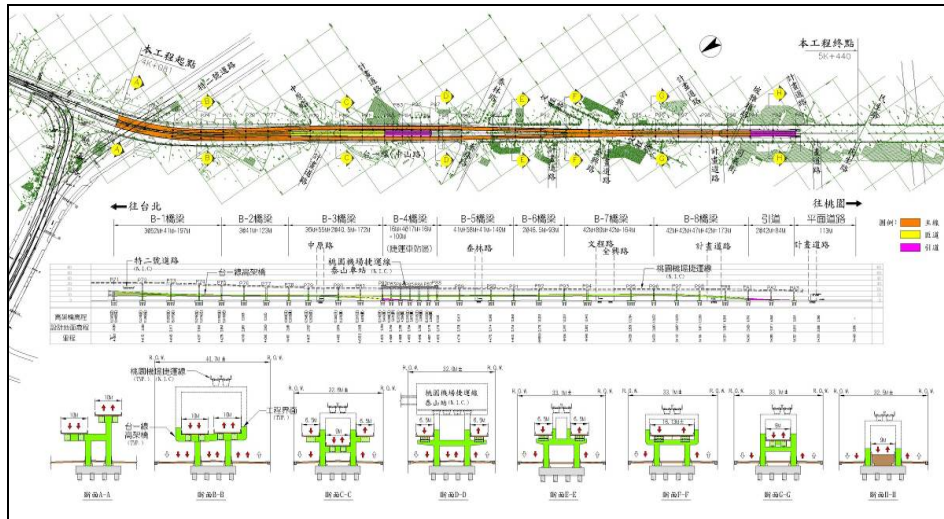


圖 3 本工程平、縱、斷面圖

(二) 施工界面

由於機場捷運工程設計時程與本工程不同，且尚有許多未定之因素，為避免影響本共構路段公路橋梁部分預計於 2007 年 1 月完工通車時程，經多次協商獲得以下設計原則：(1)未來捷運工程墩柱緊鄰公路橋梁部份，考量銜接本工程預留現場接頭處之施工空間及車站段結構需求，一般段之施工界面訂在公路橋面上方約 160~220 公分處(詳見圖 5)、車站段之施工界面訂在公路橋面上方約 270~290 公分處(詳見圖 6)。(2)其餘部份之施工界面考量橋墩節塊製作及運輸條件、捷運工程專用橋墩柱高等訂定。

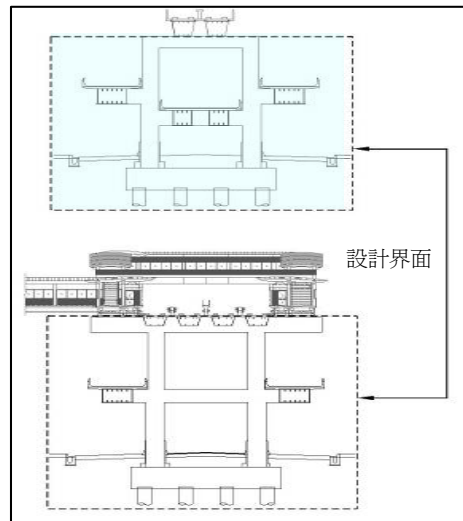


圖 4 設計界面示意圖

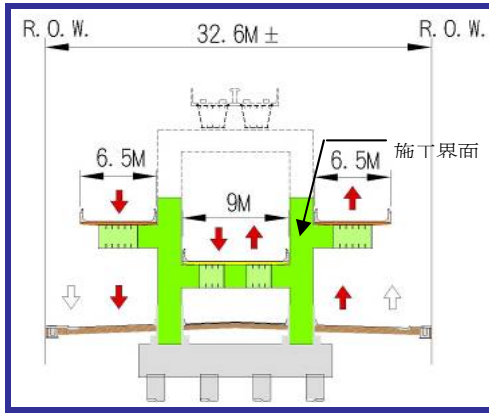


圖 5 施工界面(一般段)

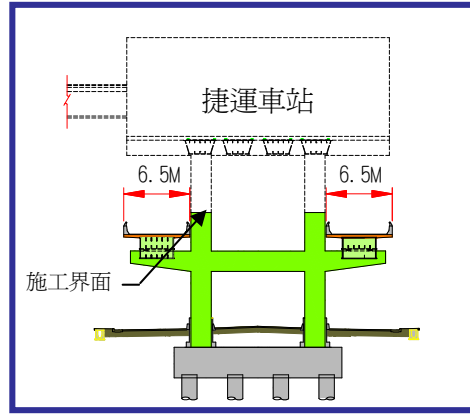


圖 6 施工界面(車站段)

二、結構分析

本工程為下層公路橋梁與上層捷運橋梁共構之雙層高架橋，公路與捷運橋梁工程之設計理念及適用規範有別，故設計時除須考量跨越橫交路口跨徑外，並應探討捷運系統功能需求、公路車輛載重與捷運列車載重之不同特性及其對橋梁配置之影響。其分析設計考量重點簡述如下：

- (一) 與捷運共構之設計時，除一般公路橋梁要求外，另須考量捷運軌道變位要求、地震時列車載重、軌道結構互制效應等條件，因此分析、設計檢核，須同時符合兩者需求之載重組合及設計檢核程序與步驟等。
- (二) 由於上層捷運橋梁細部設計期程較晚，因此需由相關單位提供初步的基本設計資料以進行整體分析。考量土壤沉陷、結構撓度、公路車輛振動等對捷運列車行車之影響，依據本工程共構橋墩之結構分析結果，綜合捷運系統之多項因素考量，於高架橋段提供橋梁結構尺寸、支承各載重反力等資料。於捷運車站段，由於軌道梁與帽梁為剛接，提供箱梁、帽梁及橋墩結構尺寸，與帽梁上月台各載重作用力及橋墩界面各載重作用力。
- (三) 依據前述載重資料作用於共構橋墩上，進行共構結構物之整體結構(含基礎)分析及設計，並檢核相關規定以符合所有公路、捷運橋梁規範的要求，包括各種載重組合下(包含公路、捷運設計規定)之應力檢核、捷運軌道變位校核、結構差異沉降及撓度等。
- (四) 地震時依規定計算相關位移量，據以留設梁端防落長度，並設置止震塊、防震拉桿等，構成多重制震系統，以防止落橋發生。
- (五) 本工程為含曲梁之共構立體剛構橋梁之構造型式，針對共構橋梁之特殊需求(如：曲梁效應分析、車輛活載重包絡值之自動計算、結構動力行為之分析、共構界面以子結構濃縮勁度矩陣模擬等)，已先後開發完成「立體剛構曲線橋梁分析程式」、「含曲線橋梁之立體剛構動力分析程式」等，為本工程設計提供了精確、快速的分析用程式，並結合以往發展之鋼橋設計程式，使得立體剛構橋梁之分析與設計工作，可一氣呵成。配合電腦繪圖之發展應用，不僅使得設計品質大幅提昇，對人力之節省與工時之縮短，效益尤為顯著。圖 7~圖 12 為本工程跨越文程路口單元橋梁分析的結果，包括結構分析模式(圖 7)、靜重變位(圖 8)、行車向地震變位(圖 9)、側向地震變位(圖 10)、構件彎矩

剪力分布(圖 11)、構件應力檢核(圖 12)等。

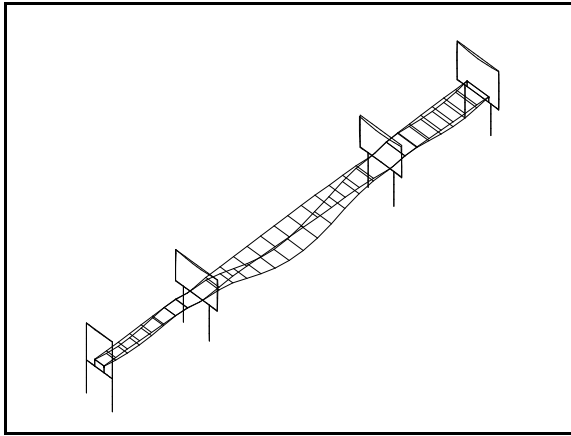


圖 7 結構分析模式

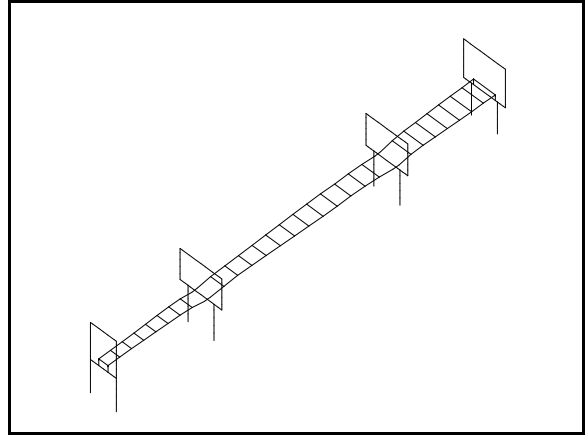


圖 8 靜重變位

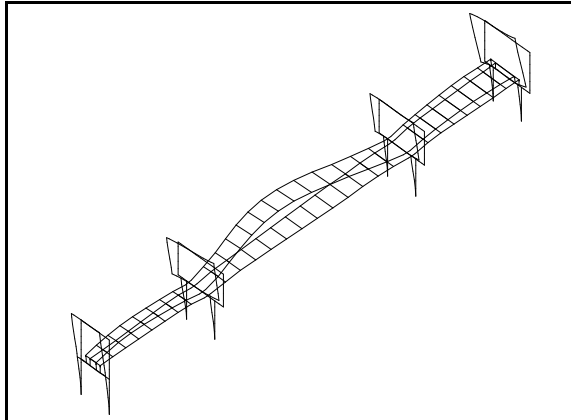


圖 9 行車向地震變位

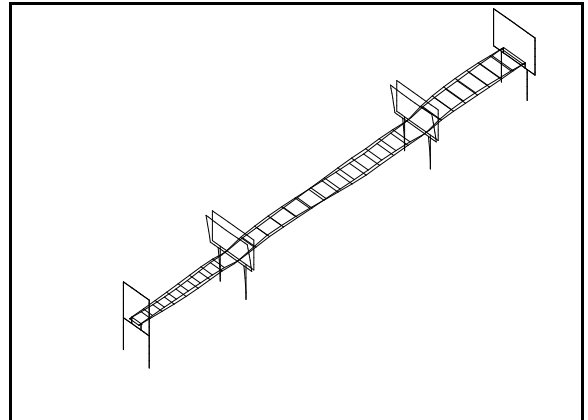


圖 10 側向地震變位

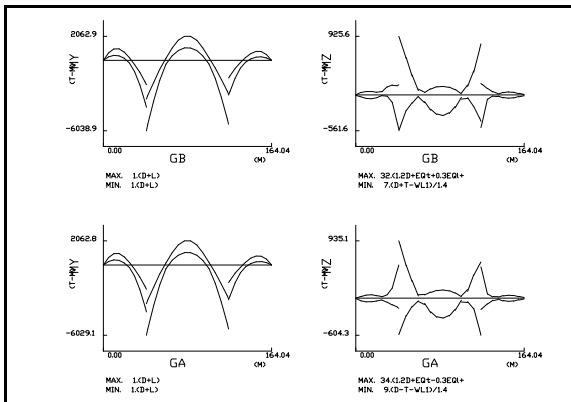


圖 11 構件彎矩剪力分布

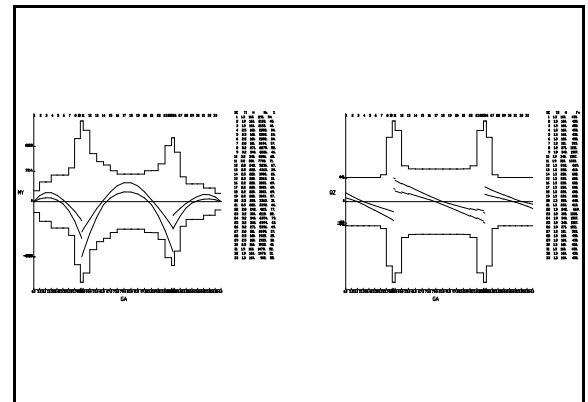


圖 12 構件應力檢核

(六) 一般公路橋梁設計理念係在強震作用下，橋墩可藉其塑性變形來吸收部分之地震能量，使其設計地表加速度降低。但本工程因與捷運共構，為考量電聯車安全及乘客舒適之要求，依規定需檢核地震時捷運軌道折角變位，與常時列車加速減速結構變位的需求，致使本共構工程橋墩斷面設計尺寸較大。

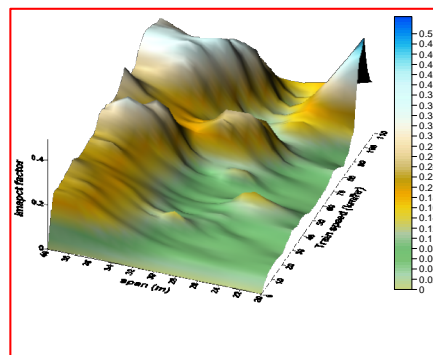


圖 13 簡支梁橋型位移衝擊反應圖

- (七) 依規定於地震時，至少需考量一列捷運列車活載重於上層高架橋引致之地震力，致使橋墩斷面力相對於一般雙層公路高架橋較大。
- (八) 本工程共構橋墩採用框架式橋墩，不但在常時提供整體結構良好的穩定度與勁度，以符合相關變位檢核要求，更可於大地震時因贅餘度高而產生較多塑性變形區，以提昇整體結構的韌性。
- (九) 本共構工程上層捷運橋梁配置受制於下層公路橋梁，大部分捷運結構伸縮縫位置與公路橋梁一致。於長度較長之橋梁單元，為減低捷運鋼軌與橋梁結構間之互制作用，上層捷運高架橋必須妥善加設軌道伸縮縫，或利用 LUCK UP DEVICE 以降低軌道伸縮縫設置數量。

三、車輛、軌道與橋梁互制動力特性之探討

捷運橋梁與公路橋梁最大不同處在於捷運橋梁的列車載重具有規則的排列性，因此當列車通過捷運橋梁時，將會產生一具有重覆施載之週期性力量作用在橋體上，使得捷運橋梁容易被激發出共振的衝擊反應，也就是當列車的重複載重施載周期恰與橋梁週期相接近時，則其衝擊反應將隨通過車輛數的增大而放大，進而使橋梁之反應增大，危及橋梁的安全。就捷運橋常採用之簡支橋而言，發生共振的條件為

$$\frac{\omega d}{2v} = n\pi; n=1, 2, 3, \dots$$

其中 ω 為橋梁之垂直向基本振動頻率， d 為列車長度， v 為列車車速，也就是說當列車由靜止啟動，再加速到營運速度或最大速限時，橋梁不可避免地將會面臨到一連串的共振反應，所幸隨著 n 值越大，共振的反應也較小，所以捷運橋梁之設計應以避免最大幾個共振速度為基礎。橋梁在列車的序列型移動載重作用下，因為載重的規則性排列，橋梁除會有共振的效應外，另會有「相消」的效應。所謂相消效應是指橋梁在某種列車車速之下，當列車離開橋梁後，並不會有自由振動反應殘留，也就是橋梁的衝擊反應將不會隨著車輛通過數的增加而有加乘的現象。相消效應發生的時機為

$$\frac{\omega L}{2v} = \left(m - \frac{1}{2}\right) \pi; m=1, 2, 3, \dots$$

其中 L 為簡支梁跨徑。當橋梁共振速度與相消速度重疊時，相消效應將可抑制共振之現象，

此時跨徑與車長之比例如下

$$\frac{L}{d} = \frac{2m-1}{2n} ; n=1, 2, 3, \dots, m=1, 2, 3, \dots$$

所以對於第一尖峰速度 (n=1)，若 $L/d=2m-1$ ，第一尖峰速度之共振現象將可藉由相消效應而削弱；同理，對於第二尖峰速度 (n=2)，若 $L/d=(2m-1)/4$ ，第二尖峰速度之共振現象將可藉由相消效應而削弱，因此理論上可藉由調整跨徑與車長之比例 (L/d)，達到避免特定共振速度下共振反應之目的。本捷運標準電聯車車長為 $L=21.56\text{m}$ ，故為抑制第一尖峰速度共振之最佳跨徑當是 $1.5d = 32.34\text{m}$ ，惟在捷運車輛速度不會高於 120km/hr 之條件下，第一尖峰速度通常已高於營運車速而不可能發生，而若為抑制第二尖峰速度之共振，最佳之跨長當是 $1.25d = 26.95\text{m}$ 或 $1.75d = 37.73\text{m}$ 。依據不同簡支梁跨徑配置 (L= 20~40m) 與車速(v=5~110km/hr)，進行移動列車有限元素分析，求取在標準電聯車之作用下，跨徑中點之變位衝擊反應，分析結果詳見圖 13，如所預期，跨徑 27m 為行車速度 80~110km/hr 下最佳之跨長選擇。惟如圖顯示，只要避開共振速度，變位衝擊反應仍在可接受範圍內，因此實際設計時也可藉由調整橋梁勁度與質量，使得最大幾個共振速度避開營運速度以達到降低衝擊效應之效果。

柒、交通維持對策

一、狹長帶狀工區施工之重要考量

本工程全長近 1.4 公里，呈長條狀，道路用地寬度僅約 32~41 公尺，施工圍籬須配合各施工階段調整，圍籬間距在基樁施工時為 10 公尺，在基礎開挖及鋼梁吊裝時為 16 公尺，施工空間極為狹窄，圍籬外兩側已縮減為兩車道，施工時機具及運輸車輛等不宜再使用工區外車道，以免影響交通維持計畫成效，因此在施工區塊、施工動線、施工順序及施工方法的安排上，承包商必須妥善研擬施工計畫並確實執行。

為配合既有街廓，在不影響原有行車動線及交通維持執行考量下，本工程圍籬共分為四個獨立區塊(詳見圖 14)，施工順序及進出動線管制於各區塊可配合施工進度分別進行。

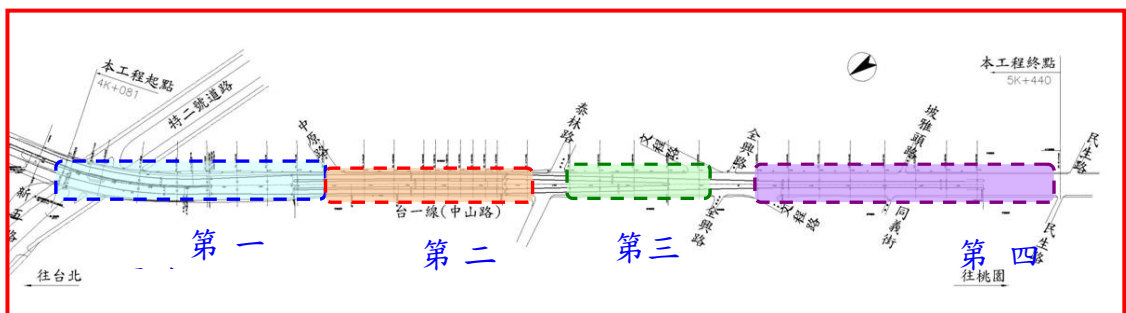


圖 14 施工區位置圖

由於工區寬度有限，機具運轉空間較小，對於不同工項施作，均應有相應對策：(1)基樁施工：承包商除須詳實評估選用合適之施工機具，亦應妥善規劃進出動線，使鋼筋籠吊放及基樁灌漿能有較大之施作空間(詳見圖 15)。(2)基礎開挖：承包商應確實執行開挖施工之擋土支撐措施(詳見圖 16)，以免危害緊鄰之道路行車安全，並配合打設覆工板以兼顧施工與交通(詳見圖 17)。



圖 15 基樁施工空間受限



圖 16 基礎開挖擋土支撐

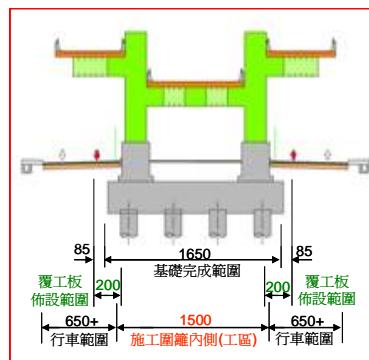


圖 17 道路寬度有限，須以覆工板維持交通

二、施工中交通維持

本工程位處交通要道，且兩旁鄰近住宅及商店，工區圍籬設置與施工機具、車輛進出必將對當地交通及環境造成影響，為避免造成民怨、甚而對工程進行產生阻力，須藉助於施工前妥善規劃交通維持及污染防治計畫，本工程為兼顧交通維持與工程進度，配合施作時程，將交通維持分為六個階段(詳見圖 18)，承包商並確實按照核准之交通維持計畫實施，以使負面影響減至最低(詳見圖 19)。

捌、工程界面處理

一、與捷運工程共構之配合作業

本工程與捷運線之部份路段共用路權，然而道路用地寬度僅約 32~41 公尺，故兩工程須採雙層配置及橋墩共用方式興建。由於本工程設計期間該捷運線建設計畫尚未完成規劃設計，本工程乃依據該計畫主辦機關提供之基本設計假設條件，辦理與捷運相關橋墩之共構設計，因此施工期間仍須掌握該計畫於本路段之最新情況，以便本工程之相關單位研商共構橋墩之配合作業。

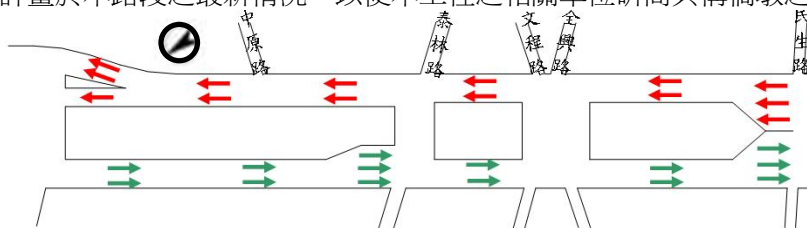


圖 19 第六階段(鋼梁吊裝)交通維持方式

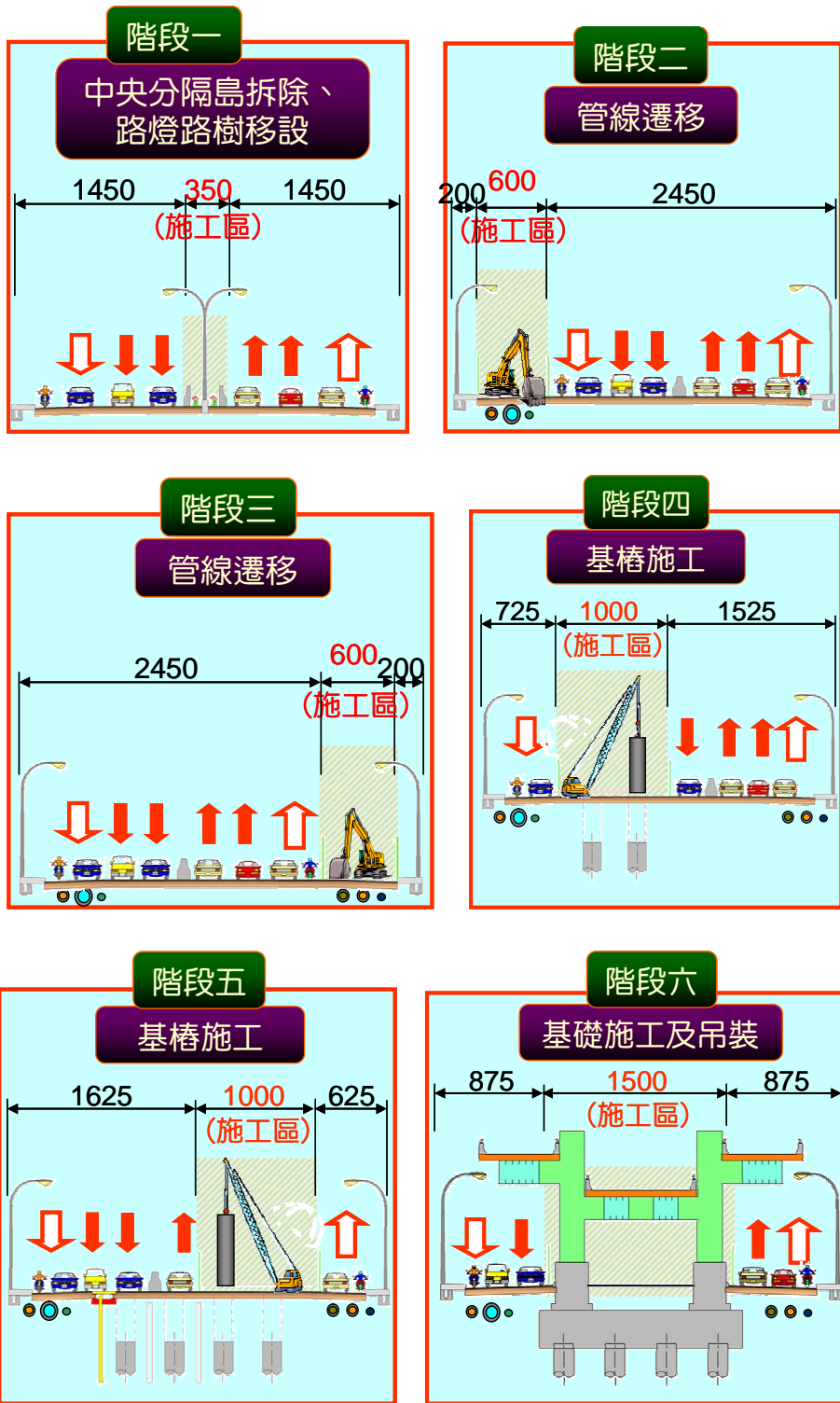


圖 18 六階段交通維持計畫

由於捷運線部分路段及車站與本高架橋共構，而與本工程有較多處之工程界面，施工時須注意之問題如下：(1)當該工程開始進行細部設計作業時，須主動積極連繫有關單位，期能早期取得最新的工程界面資料。(2)對於本工程與捷運車站共構處界面，須特別留意各項可能之設施及管線預埋作業。(3)若本工程為配合捷運工程而辦理變更設計，監造單位必須嚴格掌控時效，並預先將可能之影響精準地反應於工期管制作業。

二、與鄰近已完工之工程銜接界面問題

本工程為鄰近已完工高架橋工程之延續，工程起點即為該標工程之預留銜接界面(詳見圖 20)，由於與該標工程之銜接界面為一框架式剛接橋墩，不但需要較精確的施工技術，亦須考量各施工階段鋼橋墩偏心轉角的影響效應。因此監造單位須多方檢測、考慮所有可能之影響因素，方可避免衍生問題。實際施工時，必須注意之重點如下：(1)承包商於施工前須先行實測、放樣，並周詳考量各施工階段之拱度效應，確定座標、高程及尺寸皆無誤後，方可開始製作鋼構節塊。(2)施工期間仍需定期量測上述資料，若發現有偏差時，即應視實際情形迅速辦理修正或變更設計，並隨時將更正之資料回饋給鋼構廠。(3)後續各橋梁單元於製作前，須根據前述資料仔細校核，若有誤差則須迅速修正，使各橋梁單元間可平順相銜接。(4)仔細考量、評估鋼鈹溫差效應，以避免發生箱梁與鋼柱無法順利接合之問題。(5)吊裝施工前，工地現場與鋼構廠之量測資料必須多次比對，直到誤差收斂後，才可正式進行吊裝作業。



圖 20 本工程起點銜接處

三、與鄰近施工中工程溝通協調

本工程與鄰近施工中他標橋梁工程均屬鋼箱型梁高架橋，且以立體交叉方式交會(詳見圖 21)。然而，(1)兩工程交會處投影地面為雙方均需使用之工程用地，但目標需求與施作方式不同。(2)兩工程上部結構採立體交叉方式交會，若處低位者先行完成吊裝，將會增加高位處橋梁吊裝時之困難性。因此，對於兩標工程於施工時，應溝通協調以達成兩項工程皆能順利安全吊裝完成。



圖 21 與鄰標工程立體交叉

玖、鋼構製造吊裝

一、鋼結構製造

本工程高架橋梁最大特色為鋼梁及鋼橋墩多採剛接方式連接，由於將來需在已組立完成之鋼橋墩間吊裝鋼梁，可調整空間極為有限，且相關結構設計複雜，製作難度高，故鋼梁及鋼橋墩製作，均須要求相當高之精度，本工程上部結構採鋼箱型梁鋼結構，總重約 12,000 T，在現場施作土木工項同時，鋼結構部份即已在鋼構廠製造及假安裝(詳見圖 22)，惟本工程為滿足橋下淨高要求，部分橋墩採剛接方式，以減少上部結構高度，此項設計所需製造精度較高。



圖 22 鋼結構於鋼構廠假安裝

二、鋼結構吊裝

本工程施工範圍有多條重要道路橫交通過，設計時已於這些路口採大跨徑方式跨越，鋼橋安裝時不宜封閉或架設臨時支撐等影響車流動線之設施。本橋距地面僅約 10 公尺，故將採用傳統活動式吊車安裝方式施作較為快速。(1)鋼橋墩吊裝：受限於施工動線，鋼橋墩可於夜間進料，日間吊裝(詳見圖 23)，鋼構廠製造流程必須配合橋墩吊裝順序調整。(2)鋼梁吊裝：本工程除跨越重大路口之鋼梁外，其餘位於工區圍籬範圍內跨徑均小於 50 公尺，就承包商吊裝起重能力而言，可不須設置臨時支撐。鋼梁均先於圍籬內預組，內側鋼梁可直接於工區內地組與吊裝(詳見圖 24)。外側鋼梁則利用夜間交通流量少時，實施該區段交通封閉或縮減部份車道，並以替代道路疏解車流(詳見圖 25)。



圖 23 鋼橋墩吊裝

圍內跨徑均小於 50 公尺，就承包商吊裝起重能力而言，可不須設置臨時支撐。鋼梁均先於圍籬內預組，內側鋼梁可直接於工區內地組與吊裝(詳見圖 24)。外側鋼梁則利用夜間交通流量少時，實施該區段交通封閉或縮減部份車道，並以替代道路疏解車流(詳見圖 25)。

三、後續捷運橋梁施工工法

考量下層公路橋梁限制，無法利用平面道路吊裝，施工時下層已開放通車，必須以夜間局部交通管制措施處理，同時配合橋梁型式及配置方案，本共構段之施工吊裝方式將分為二部份進行說明：



圖 24 鋼箱型梁地組



圖 25 鋼箱型梁夜間吊裝

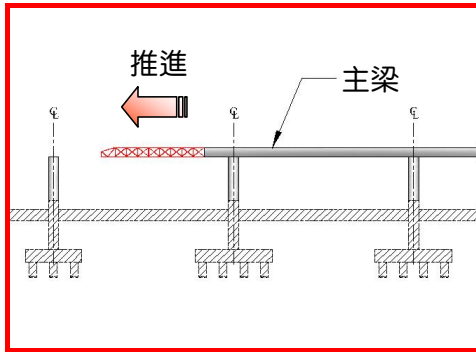


圖 26 支撐架吊裝工法

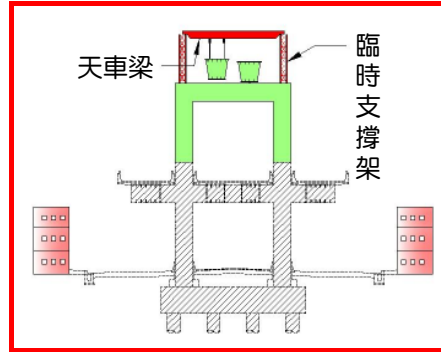


圖 27 推進吊裝工法

(一) 跨越新五路段

本段工程跨越特二號高架橋後將與台一線高架橋雙層共構，橋面高程約 22M，考量交通壅塞、橋面高，建議利用夜間交通離峰時段，採用直接吊裝工法，減少交通衝擊。

(二) 新五路至民生路段

本段工程特色為與台一線共構，考量橋梁與鄰近建物關係，以文程路為界，分作北段(新五路至文程路)及南段(文程路至民生路)工程。考量南段與建物間距離甚近，施工較為困難，建議先進行北段工程，並可採用直接吊裝工法。南段工程因用地受限採直接吊裝工法較不可行，應利用完工後之北段部分，採用支撐架吊裝工法(圖 26)或推進吊裝工法(圖 27)。

拾、檢討與建議

本工程為臺灣首座公路與捷運橋梁共構工程，為因應路權限制，需採雙層高架共構結構，又位於都會區施作高架橋，必須注重交通維持與鋼結構吊裝等。此外，本兩項工程之建設時程無法配合，設計階段須考量因應與預留，施工中並須研析施作各階段工項時，為兼顧工進與交通，應如何規劃鋼結構吊裝工法以及交通維持計畫。以下特就本工程實際施工結果檢討原設計考量，並提出建議，以作為經驗傳承。

- 一、由於機場捷運工程設計時程與本工程不同，且尚有許多未定之因素，為避免影響本共構路段公路橋梁部分完工通車時程，及考量銜接本工程預留現場接頭處之施工空間及車站段結構需求，在兼顧設計經濟性與未來施工便利性之原則下，據以訂定施工界面。以致各預留柱高程不一，於完工後就外觀而言不甚齊一。建議爾後類似共構工程建設時程應能互相配合，以使相關設計條件明確，以利設計者做出符合安全、經濟、美觀之作品。
- 二、本工程位於交通繁忙、地下管線眾多之既有交通要道，又因工區呈現狹長型，為兼顧工進與交通，並須配置覆工版施工。然而，施工中仍因遭遇既有地下管線，阻礙工進，幸賴施工團隊及管線權屬機關，發揮分工合作精神，不畏艱辛，各司其職，中能克服困難，順利完成本工程。經檢討原因，主要原因在於該地下管線主管單位，未能確實掌握管線確實位置，致本工程施作後，經放樣方予確認衝突情況，後因各單位通力合作，乃將影響降至最低。是以，各管線單位若能更加掌握管線確實位置，相信對於各工程推展，必有很大幫助。
- 三、本工程因採雙層高架橋，為免上層過高及下層淨空需求，在下層之鋼箱型梁公路橋部份，大量採用剛接方式。惟承包商之原有鋼結構協力廠商人力、場地、經驗較為不足，導致影響整體施工進度。幸經施工團隊多次研商對策後，承包商不計成本、毅然決然增加鋼結構協力廠

商，終能趕上進度，如期如質完工。此項充分顯示施工團隊之應變能力與專業素養之重要性，更突顯鋼結構橋梁在施作進度之可調整性的優勢。

拾壹、結語

由於本工程在設計與施工期間的界面不同，經相關單位密切協調，皆能獲致共識，而得以順利推動。本工程將公路與捷運高架橋梁採共構之特殊構造方式興建，開創了台灣此類工程之先例。如今本工程在各相關單位的合作及參與工作人員的共同努力下，得以順利完成(詳見圖28~33)，對疏解省道台一線之交通擁擠現象與推動桃園機場捷運系統建設均有顯著效益，並期能對提昇工程技術水準有所助益，且提供做為都會區有效利用道路用地之參考模式。



圖 28 本工程完工照片(一)



圖 29 本工程完工照片(二)



圖 30 本工程完工照片(三)

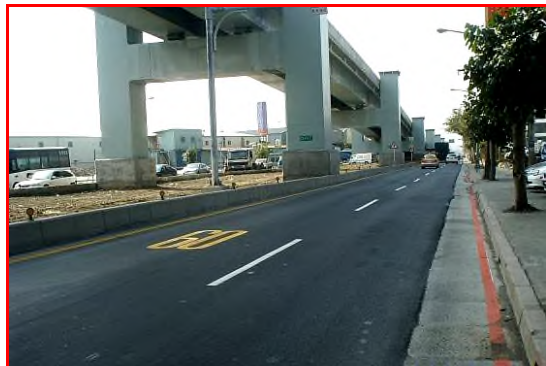


圖 31 本工程完工照片(四)

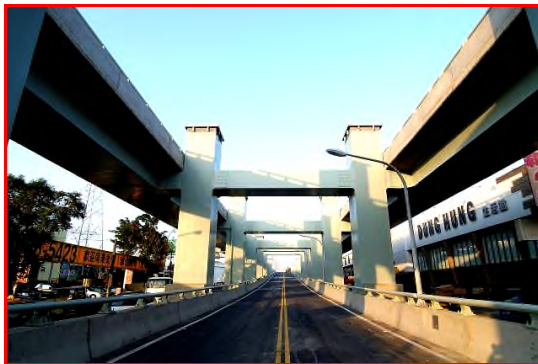


圖 32 本工程完工照片(五)



圖 33 本工程完工照片(六)

基隆某隧道開挖機械之評估

白郁宇*

一、前言

基隆港東岸聯外道路 1 號隧道(303 公尺, 雙孔)及 1a 隧道(116 公尺, 雙孔)皆位於基隆市豐稔街谷地, 1a 號隧道南洞口與 1 號隧道北洞口以 100 公尺長橋梁連接, 附近有住宅房舍, 為避免施工噪音引發居民抗爭, 進行隧道開挖噪音評估。評估結果若採用鑽炸或破碎機開挖所產生的噪音, 無法避免噪音干擾附近居民的生活起居, 因此, 擬採用自由斷面掘削機開挖 1 號隧道及 1a 隧道。另外, 1a 隧道屬於超接近隧道, 兩隧道孔壁距離 2m~2.5m, 詳見圖 1, 為儘量避免對岩盤的擾動也是擬採用自由斷面掘削機的原因。

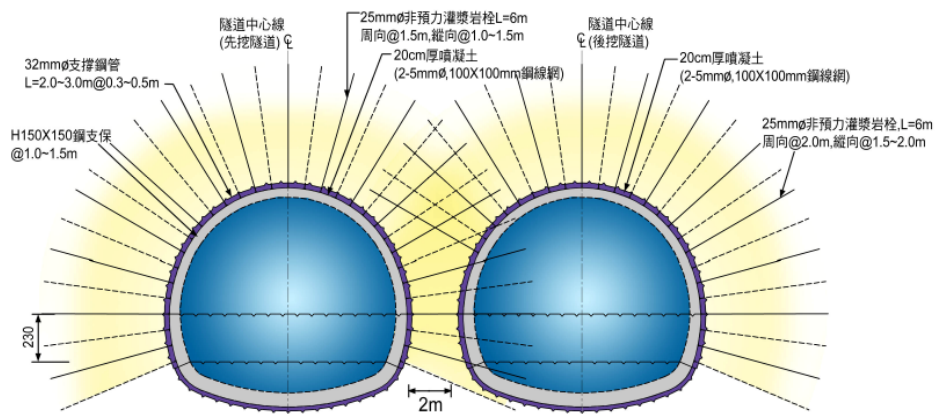


圖 1 1a 隧道斷面圖

二、地質狀況

1 號隧道及 1a 隧道所經過之地層屬於大寮層上段, 由單調的厚層塊狀砂岩和不同厚度的頁岩或粉砂質頁岩的互層構成, 砂岩和頁岩的比例約在 1:1 或 1.5:1 之間。砂岩的大部份為淡灰色到淡青灰色細粒的亞雜砂岩或雜砂岩, 另有一部份為原石英砂岩, 形成數公尺到數十公尺的山脊或岩壁。(何春蓀, 86 年)

雜砂岩雖多為長石質, 但以岩石碎片為主要成份。普通石英含量較低, 一般含有細粒料綠泥石或黏土礦物之石基。其基質含量在 15% 以上。雜砂岩指的是砂岩中, 其細粒基質部份占 15% 以內, 而不穩定顆粒含量超過 25%, 且其中大半以上為岩屑, 根據這樣定義, 它基本上就與屑

* 林同棧工程顧問公司工程師

質砂岩相仿。亞雜砂岩表面上看來，與雜砂岩相仿。岩石中岩屑含量介於 10%~25% 間者，稱之為原石英砂岩。(陳汝勤、莊文星)

圖 2 為偏光顯微鏡下的雜砂岩，根據上述及圖 2，推估砂岩之石英含量小於 50%，且為細顆粒石英。根據初步設計階段及細部設計階段之大地工程調查工作紀實報告，砂岩為灰色(細粒)砂岩，膠結好。

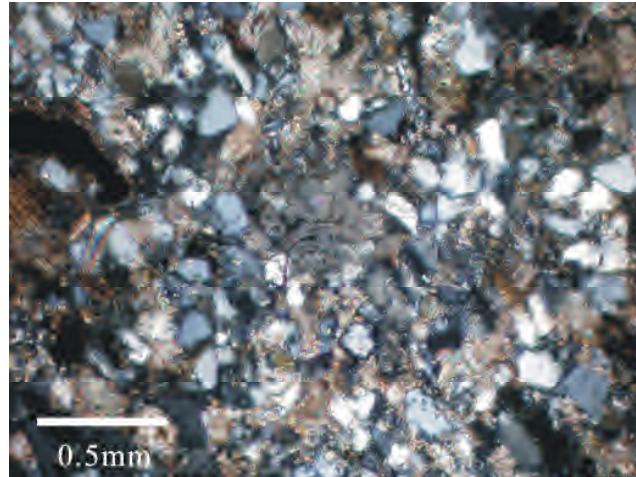


圖 2 偏光顯微鏡下的雜砂岩(陳耀麟)

三、岩石力學性質

採新鮮大寮層砂岩之單壓強度共 11 組，由於岩層不均勻性及採樣與試驗偏差，經統計分析結果，新鮮大寮層砂岩之單壓強度其機率密度分佈為正態分佈，單壓強度之平均值為 20.74MPa，標準偏差±6.7 MPa，詳見圖 3。岩石單壓強度小於 30MPa 之機率為 91.6%，詳見圖 4。岩石單壓強度採用 30 MPa 作為自由斷面掘削機評估標準。

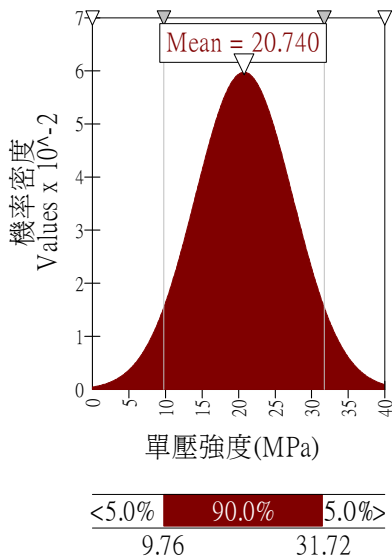


圖 3 單壓強度機率密度佈圖

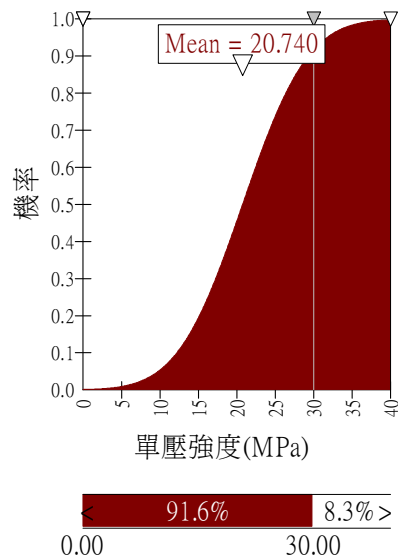


圖 4 單壓強度機率圖

四、開挖方式

隧道開挖方式可採用鑽炸法及機械開挖，機械開挖所使用的機具有破碎機及自由斷面掘削機，如果採用破碎機開挖隧道，適合本工程之破碎機及其適當的搭配挖土機如表 1，破碎機開挖隧道所用之施工機械如表 2 所示。鑽炸法施工機械如表 3。

表 1 破碎機及其適當的搭配挖土機

機型	E66N/C	E68C	G80N/C	G90C
重量(kg)	1330	1710	2350	3150
打擊能量(J)	3200	4000	5300	6200
打擊率(bpm)	360	330	300	300
破碎功率(HP)	26	30	36	42
耗油量(l/min)	100	120	160	210
挖土機最小壓力(bar)	190	190	210	210
噪音(85dB(A))最小距離(m)	16	14	17	18
噪音(85dB(A))平均距離(m)	27	26	21	21
噪音(85dB(A))最大距離(m)	38	38	25	24
挖土機最小重量(tonnes)	18--26	21--32	27--40	35--55
周波數	6.0	5.5	5.0	5.0
打擊能量等值炸藥量(kg)	0.00107	0.00133	0.00177	0.00207

表 2 破碎機開挖隧道所用之施工機械

機種	規格	單位	數量	註
鑽堡	輪胎型油壓式 2 槍	台	1	
破碎機	油壓式 2000-3000kg 級	台	1	
破碎機打擊桿	1000-3000kg 級			
鏟土機	側卸式輪胎型 1.5m3	台	1	裝碴
卡車	柴油引擎 11t	台	1	運搬
挖土機	油壓式履帶型 20t-40t	台	1	補助裝碴

表 3 鑽炸法施工機械

機種	規格	單位	數量	註
鑽堡	輪胎型油壓式 2 槍	台	1	
破碎機	油壓式 600-800kg 級	台	1	
破碎機打擊桿	600-800kg 級			
鏟土機	側卸式輪胎型 1.5m3	台	1	裝碴
卡車	柴油引擎 11t	台	1	運搬
挖土機	油壓式履帶型 0.4m3	台	1	補助裝碴

五、自由斷面掘削機的種類

自由斷面掘削機掘削原理分為剝削(ripping)及磨碎(milling)兩種。在英國全都採用磨碎原理。在德國有 65%採用磨碎原理，有 35%採用剝削原理。在美國、加拿大及墨西哥有 75%採用剝削型自由斷面掘削機。

圖 5 中，左圖為磨碎型自由斷面掘削機，磨碎型自由斷面掘削機可適應堅硬和困難的地質條件，在歐洲普遍受到歡迎。在掘破硬的岩盤開挖面所需的時間方面，磨碎型自由斷面掘削機較剝削型自由斷面掘削機短(B.N. Whittaker, 1990)。對於弱的岩盤，磨碎型自由斷面掘削機較易鑽入岩盤而獲得開挖面。磨碎型自由斷面掘削機較易將掘削力發揮到最大，掘削硬岩盤時，掘削頭較能分攤工作力。

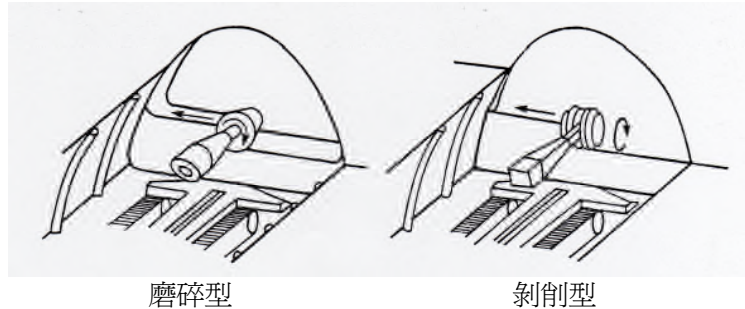


圖 5 自由斷面掘削機的種類

在相當弱的岩盤，例如煤層或數類沉積岩(鹽岩)，剝削型自由斷面掘削機廣範被採用，適當的軟弱岩盤，剝削型自由斷面掘削機之掘削速率較磨碎型自由斷面掘削機好。對於相同的掘削能力而言，剝削型自由斷面掘削機所需重量較磨碎型自由斷面掘削機小。剝削型自由斷面掘削機適用於複雜的地質條件，能夠開挖大的斷面。圖 5 之右圖為剝削型自由斷面掘削機。

有些自由斷面掘削機利用高壓水柱幫助掘削，並可減少比能(Specific Energy)及粉塵。自由斷面掘削機尚可配備岩栓打設、自動粉塵抑制及雷射斷面控制系統等設備，計算機斷面控制及遠端控制系統可提高操作人員的效率及生產力。

六、鑽炸及破碎機之震動及噪音評估

6.1 破碎機產生之震動及噪音

表 1 說明不同破碎機機型所產生噪音(85dB)所對應的最小距離及最大距離。噪音的衰減量因大氣條件、地表面狀況、音的周波數而定，隧道洞口至建物之噪音傳播只考慮點音源起的距離衰減及空氣吸收所致的衰減，不考慮空氣衝擊波擾動隧道空間、地面吸收所致的衰減及樹木所致的衰減，噪音與距離關係如圖 6 所示。

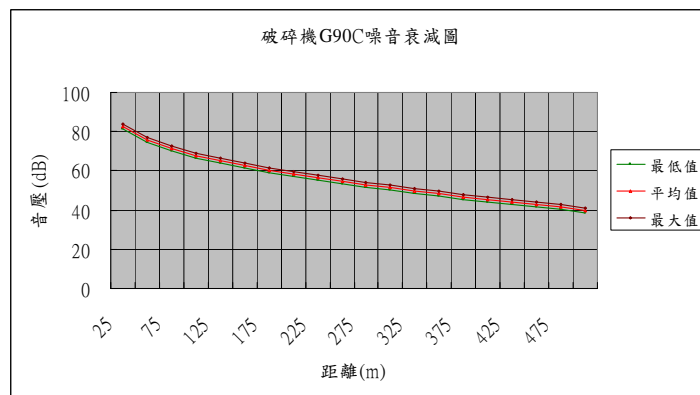


圖 6 噪音級與距離關係圖

1a 隧道由南洞口往北洞口開挖，隧道長度 116 公尺，採用破碎機開挖隧道，根據建築物與隧道開挖面之最大及最小距離，由噪音級與距離關係圖得到破碎機所產生之最大及最小噪音如表 4(採用平均值)所示：

表 4

建築物	A				B				C				D			
距離(m)	50~166				100~216				170~286				220~336			
噪音(dB)	E66	E68	G80	G90	E66	E68	G80	G90	E66	E68	G80	G90	E66	E68	G80	G90
	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C
	77	77	76	76	69	69	68	68	63	62	61	61	59	58	57	57
	63	62	61	61	59	58	57	57	54	53	52	52	50	49	49	48

註：距離為洞口至建物之距離+開挖面至洞口距離

1 號隧道由北洞口往南洞口開挖，隧道長度 303 公尺，採用破碎機開挖隧道，產生之最大及最小噪音如表 5(採用平均值)所示：

表 5

建築物	A				B				C				D			
距離(m)	180~438				150~453				110~413				110~413			
噪音(dB)	E66	E68	G80	G90	E66	E68	G80	G90	E66	E68	G80	G90	E66	E68	G80	G90
	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C	N/C	C
	61	60	59	59	64	64	63	63	68	67	66	66	68	67	66	66
	45	44	43	43	43	42	41	41	46	45	44	44	46	45	44	44

1 號隧道由南洞口往北洞口開挖，隧道長度 303 公尺，採用破碎機開挖隧道，產生之最大及最小噪音如表 6(採用平均值)所示：

表 6

建築物	E			
距離(m)	100~403			
噪音(dB)	E66	E68	G80	G90
	N/C	C	N/C	C
	69	69	68	68
	47	47	44	44

破碎機開挖產生之地層震動速度與距離之關係如圖 7 所示。

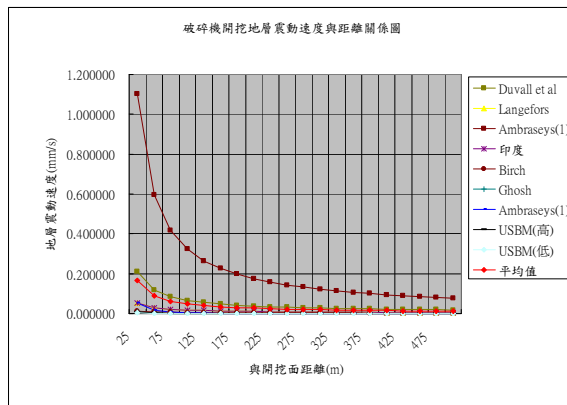


圖 7 破碎機開挖地層震動速度與距離之關係

6.2 開炸產生之震動及噪音

隧道開炸採用 5 段延時，各類岩體所採用之炸藥量及開炸段數如表 6 所示，採用 II 類岩體之炸藥量評估。

表 6 各類岩體炸藥量及開炸段數

岩體類別	II	III	IV	V	VI
單位體積炸藥量(kg/m ³)	1	0.9	0.9	0.8	0.7
開炸段數	5	5	5	5	5
開炸面積(m ²)	55.7	57.6	58.6	60.5	59.5
輪進長度(m)	2.5	2	1.5	1	1
炸藥用量(kg/輪)	139.25	103.68	79.11	48.4	41.65
炸藥用量(kg/段)	27.85	20.74	15.82	9.68	8.33
炸藥用量轉變係數	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

1a 隧道由南洞口往北洞口開挖，隧道長度 116 公尺，採用鑽炸產生之最大及最小空氣衝擊波壓如表 7 所示，產生之最大及最小噪音如表 8 所示，產生之最大及最小震動速度如表 9 所示：

表 7

建築物	A	B	C	D
距離(m)	50~166	100~216	170~286	220~336
衝擊波超壓 (Pa)	1200	600	355	270
	370	280	210	180

表 8

建築物	A	B	C	D
距離(m)	50~166	100~216	170~286	220~336
噪音級 (dB)	156	150	145	143
	145	143	140	139

表 9

建築物	A	B	C	D
距離(m)	50~166	100~216	170~286	220~336
震動速度 (mm/s)	6.32	2.97	1.75	1.35
	1.8	1.4	1.05	0.9

1 號隧道由北洞口往南洞口開挖，隧道長度 303 公尺，採用鑽炸產生之最大及最小空氣衝擊波壓如表 10 所示，產生之最大及最小噪音如表 11 所示，產生之最大及最小震動速度如表 12 所示：

表 10

建築物	A	B	C	D
距離(m)	180~438	150~453	110~413	110~413
衝擊波超壓 (Pa)	320	400	540	540
	136	130	145	145

表 11

建築物	A	B	C	D
距離(m)	180~438	150~453	110~413	110~413
噪音級 (dB)	144	146	149	149
	136	136	137	137

表 12

建築物	A	B	C	D
距離(m)	180~438	150~453	110~413	110~413
震動速度 (mm/s)	1.65	1.97	2.6	2.6
	0.73	0.71	0.76	0.76

1 號隧道由南洞口往北洞口開挖，隧道長度 303 公尺，採用鑽炸產生之最大及最小空氣衝擊波壓如表 13 所示，產生之最大及最小噪音如表 14 所示，產生之最大及最小震動速度如表 15 所示：

表 13

建築物	A
距離(m)	100~403
衝擊波超壓 (Pa)	600
	145

表 14

建築物	A
距離(m)	100~403
噪音級 (dB)	150
	137

表 15

建築物	A
距離(m)	100~403
震動速度 (mm/s)	2.97
	0.77

七、鑽炸及破碎機之震動及噪音對居民之影響

1a 隧道及 1 號隧道採用鑽炸法或破碎機施工所產生之地層震動對周圍建築物的影響如表 16 所示：

表 16 地層震動對周圍建築物的影響

建築物	A	B	C	D	E
影響	無	無	無	無	無

1a 隧道及 1 號隧道採用鑽炸法施工所產生空氣衝擊波超壓對周圍建築物的影響如表 17 所示：

表 17 空氣衝擊波超壓對周圍建築物的影響

建築物	A	B	C	D	E
影響	無	無	無	無	無

根據日本的調查，噪音級要在 60dB(A)以下，才不會影響居民睡眠、讀書、思考及談話。澳

洲雪梨 M5 東隧道對噪音的要求如表 3 所示。

表 3 澳洲雪梨 M5 東隧道對噪音的要求

時段	建議噪音級 dB (A)	
	可接受	建議最大值
白天	60	65
晚上	50	55
深夜	45	50

1a 隧道及 1 號隧道採用鑽炸法所產生之噪音會影響周圍居民的生活起居，如果採用破碎機施工在部份距離以內會妨害周圍居民的生活起居，部份距離以外不會妨害周圍居民的生活起居。

八、自由斷面掘削機掘削速率評估

本評估採用 H.Copur 等人之研究報告(Colorado School of Mines)，根據該報告，影響自由斷面掘削機掘進速率有自由斷面掘削機的重量、掘削頭動力及岩石單壓強度。假設機械製造所產生的誤差機率密度分佈為正態分佈，新鮮大寮層砂岩之單壓強度經統計分析結果其機率密度分佈亦為正態分佈(詳見第二節)。首先，對自由斷面掘削機的重量、掘削頭動力及岩石單壓強度進行敏感度分析(Sensitivity Analysis)，分析結果得到暴風圖(圖 8)，由暴風圖得知影響自由掘削機掘進速率之因素其輕重程度如下：岩石單壓強度(UCS) > 掘削頭動力(P) > 掘削機的重量(W)，但其間影響程度差異很小。

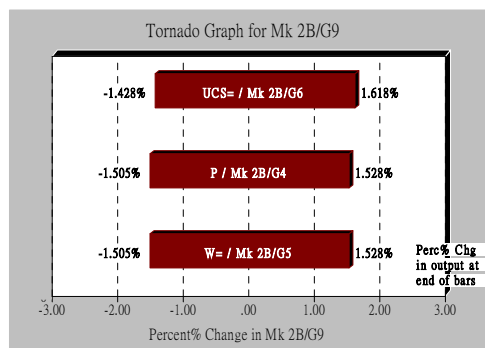


圖 8 DOSCO- Mk 2B 掘削速率暴風圖

各種機型的掘削頭動力(P)、掘削機的重量(W)及岩石單壓強度(UCS)平均值及標準偏差如表 18 所示，進行 Monte Carlo 模擬，模擬結果各種機型的瞬時掘削速率機率密度分佈為 Lognormal 分佈，如圖 9 所示，圖形為正偏斜分佈，中位數小於平均值。模擬結果之迴歸敏感度分析詳見圖 10，由圖 10 可知岩石單壓強度對瞬時掘削速率影響最大。模擬結果各種機型的瞬時掘削速率的平均值及標準偏差如表 18 最後第二列所示。新鮮大寮層砂岩之單壓強度 $\leq 30\text{MPa}$ 之機率 91.6%，採用 30MPa 計算各種機型的瞬時掘削速率，計算結果如表 18 最後第一列所示，將瞬時掘削速率的平均值減去標準偏差，其值大致與最後第一列相同。

表 18 各種機型的掘削速率

產品	DOSCO	DOSCO	SANDVIK		WIRTH	WIRTH	WIRTH	Eickhoff	Mitsui
機型	Mk 2B	Mk 3	ATM50	ATM75	T1.24	T2.11	T3.20	ET180	Mike S125
P	82±10	147±10	132±10	200±10	110±10	150±10	110±10	100±10	125±10
W	44±3	85±3	28±3	60±3	59±3	75±3	120±3	40±3	30±3
UCS	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7
ICR	42±6	130±72	42±6	122±66	60±15	109±54	142±85	44±7	43±6
ICR	36	72	37	69	45	65	76	37	37

備註：P 掘削頭動力 kW W 掘削機重量 ton UCS 岩石單壓強度 MPa ICR 瞬時掘削速率 m³/hr

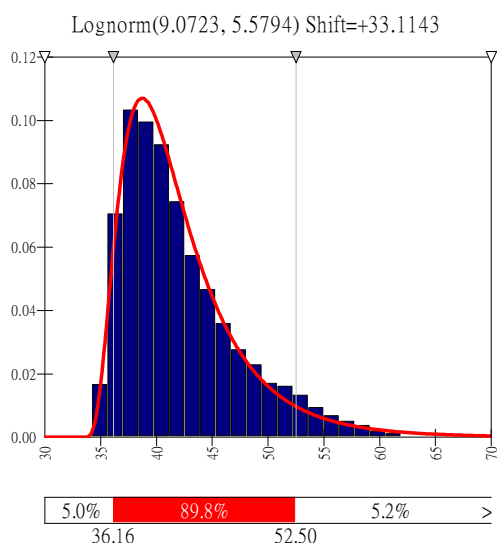


圖 9 Mk 2B 瞬時掘削速率機率分佈圖

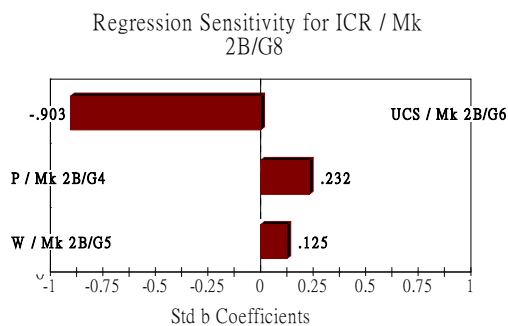


圖 10 Mk 2B 瞬時掘削速率迴歸敏感度分析圖

九、自由掘削機的鑽齒消耗量評估

根據自由掘削機的重量、掘削頭直徑、掘削頭動力及岩石單壓強度，對自由掘削機的重量、掘削頭動力及岩石單壓強度進行敏感度分析(sensitivity analysis)，分析結果得到暴風圖，由暴風圖得知影響自由掘削機鑽齒消耗量之因素其輕重程度如下：掘削頭直徑(CHD) > 掘削頭動力(P) > 掘削機的重量(W) > 岩石單壓強度(UCS)，但其間影響程度差異很小。

評估各種機型的鑽齒(Bit)消耗量，進行 Monte Carlo 模擬，模擬結果各種機型的鑽齒消耗量機率密度分佈為 Lognormal 分佈，如圖 11 所示，圖形為正偏斜分佈，中位數小於平均值。模擬結果各種機型的鑽齒消耗量詳見表 2 最後第二列。模擬結果之迴歸敏感度分析詳見圖 12，由圖 12 可知岩石單壓強度對鑽齒消耗量影響最大。各種機型與掘削頭直徑關係如圖 13 所示，採用 30MPa 及掘削頭直徑 0.7m 計算各種機型的鑽齒消耗量詳見表 19 最後一列。表 19 最後第二列平均值 + 標準偏差大致等於表 19 最後一列。

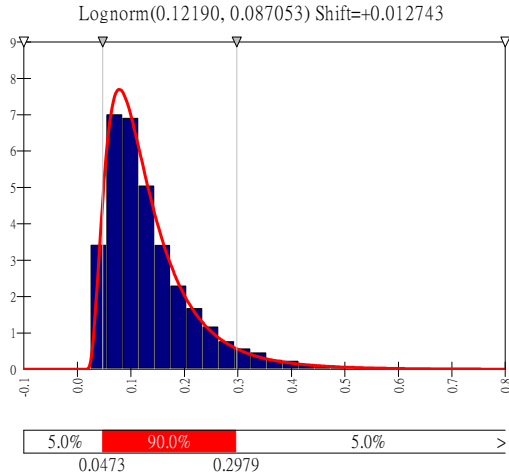


圖 11 Mk 2B 鑽齒消耗量機率分佈圖

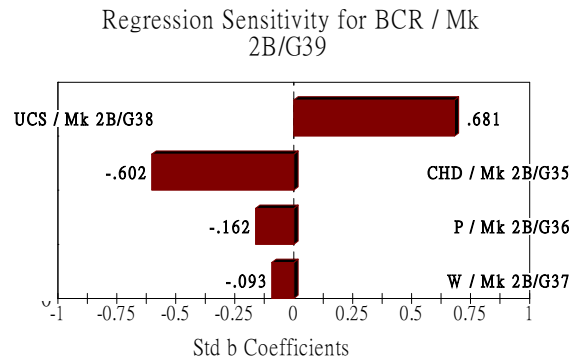


圖 12 Mk 2B 鑽齒消耗量迴歸敏感度分析圖

表 19 各種機型的鑽齒消耗量

產品	DOSCO	DOSCO	SANDVIK	WIRTH	WIRTH	WIRTH	Eickhoff	Mitsui	
機型	Mk 2B	Mk 3	ATM50	ATM75	T1.24	T2.11	T3.20	ET180	Mike S125
CHD	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3	0.7±0.3
P	82 ±10	147±10	132±10	200 ±10	110±10	150 ±10	110±10	100± 10	125 ±10
W	44±3	85 ±3	28±3	60 ±3	59 ±3	75±3	120±3	40 ±3	30±3
UCS	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7	20.74±6.7
BCR	0.130± 0.090	0.022± 0.011	0.130± 0.08	0.023± 0.011	0.055± 0.031	0.026± 0.012	0.021± 0.010	0.116± 0.071	0.127± 0.080
BCR	0.2	0.317	0.192	0.035	0.08	0.037	0.03	0.169	0.188

備註：CHD 掘削頭直徑(m) BCR 鑽齒消耗量(bits/m³)

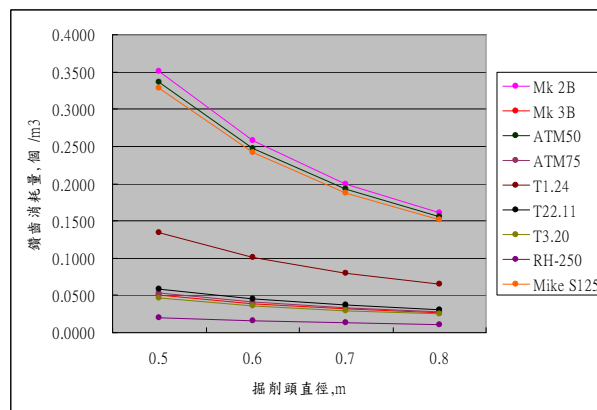


圖 13 鑽齒消耗量與掘削頭直徑關係圖

十、粉塵量評估、通風分析及對策

根據瞬時掘削速率與粉塵製造量關係，以 Mk 2B 型自由掘削機為例，其瞬時掘削速率是 $36\text{m}^3/\text{h}$ ，所對應的粉塵量是 $50\text{g}/\text{m}^3$ ，所產生的粉塵量是 $36 \times 50 / 60 = 30\text{g}/\text{min}$ ，依日本勞動省屋內作業基準，粉塵量管理目標濃度 $2.4\text{mg}/\text{m}^3$ ，所需統通風量約 $12000\text{m}^3/\text{min}$ ，假設送風長度 300m ，所需風壓是 13000mmAq ，採用送風方式來稀釋粉塵是不可能的事，必須採用抽油煙機原理將粉塵迅速抽離開挖面。所以，必須利用通風技術迅速將粉塵抽離開挖面。

上半開挖時，送風管與開挖面最大距離約 $L=38$ 公尺，如圖 14 所示，新鮮空氣才會被送到整個開挖面。送風管設置位置如圖 15 所示，位於隧道斷面下隅部。自由掘削機開挖時之通風方式採用送氣式+粉塵機，實際配置情形如圖 16、圖 17 所示，粉塵機可放置在單軌軌道上平台車上或卡車上。

採用擴散·稀釋+粉塵機，其施工所需通風量 $Q_1=1198\text{ m}^3/\text{min}$ ，詳見附表 1。採用吸引·集中+粉塵機，隧道內的風速要確保大於 $0.3\text{m}/\text{s}$ ，其所需通風量 $Q_1=1088\text{ m}^3/\text{min}$ 。採用吸引·集中+粉塵機，粉塵機的裝置容量 $Q_2=1088 \times 1.3=1415\text{ m}^3/\text{min}$ 。採用擴散·稀釋+粉塵機，粉塵機的裝置容量 $Q_2=1198 \times 1.2 / 0.9=1598\text{ m}^3/\text{min}$ 。

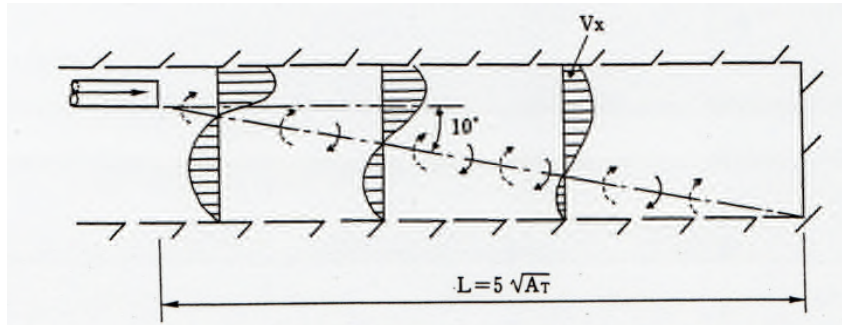


圖 14 送風管與開挖面最大距離

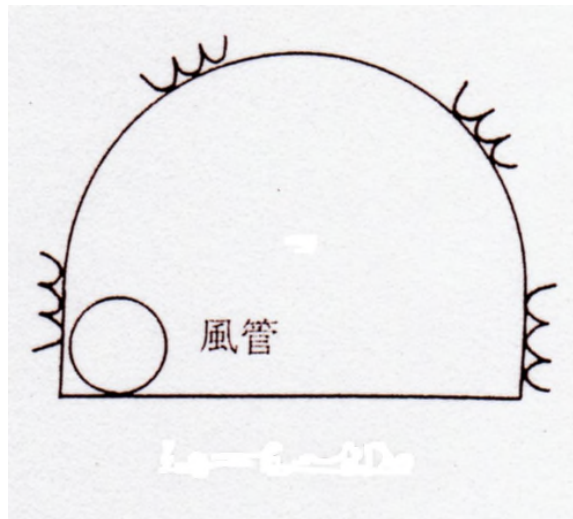


圖 15 送風管設置位置

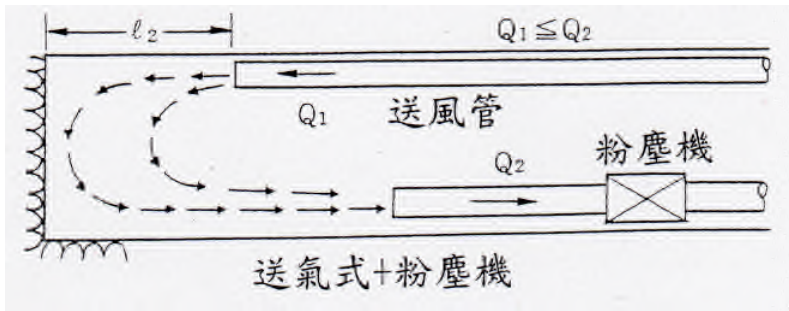


圖 16 通風方式實際配置情形(一)

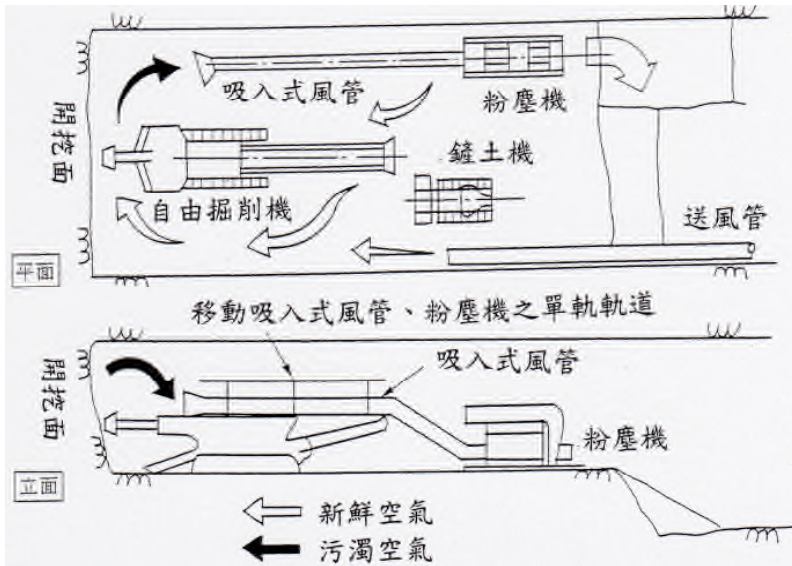


圖 17 通風方式實際配置情形(二)

十一、送風機、粉塵機的噪音及對策

根據第六節，粉塵機與居民之最短距離 60m~160m，參考圖 6 的噪音源為 85dB，距離 175m 的噪音級為 60 dB。所以，送風機及粉塵機所產生的噪音要 $\leq 80\text{dB(A)}$ ， $Q(\text{m}^3/\text{min}) \times P(\text{mmAq})$ 須小於 5×10^5 ，詳見圖 18，送風機及粉塵機之 $Q(\text{m}^3/\text{min}) \times P(\text{mmAq}) = 5 \times 10^5$ 的關係圖詳見圖 19。

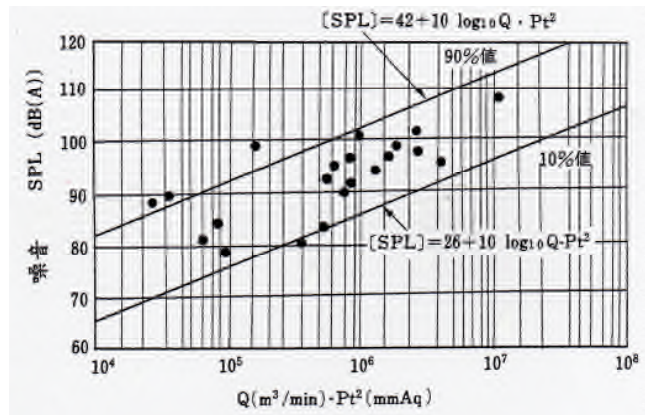


圖 18 軸流送風機送風量與噪音關係圖

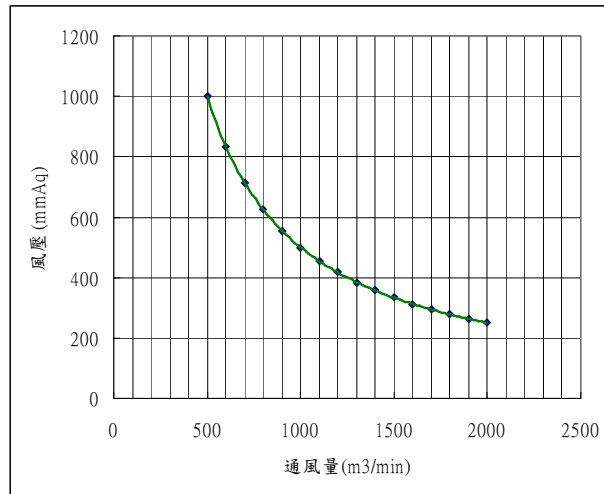


圖 19 軸流送風機送風量與風壓關係圖

十二、結論與建議

1a 隧道及 1 號隧道採用鑽炸法所產生之噪音會影響周圍居民的生活起居，如果採用破碎機施工在部份距離以內會妨害周圍居民的生活起居，部份距離以外不會妨害周圍居民的生活起居，為避免施工過程受到居民抗爭，宜採用自由斷面掘削機開挖隧道。

1 號隧道及 1a 隧道所經過之地層屬於大寮層上段，由單調的厚層塊狀砂岩和不同厚度的頁岩或粉砂質頁岩的互層構成，砂岩和頁岩的比例約在 1：1 或 1.5：1 之間，且地質構造單調，依砂岩之單壓強度分類，1 號隧道及 1a 隧道所經過之地層屬於軟岩地層，所以，自由斷面掘削機宜採用磨碎型自由斷面掘削機。

1 號隧道及 1a 隧道之斷面最大寬度約 12 公尺，上半斷面最大高度約 6.4 公尺，其適合採用之機型如表 21 所示。岩石單壓強度小於 30MPa 之機率為 91.6%，採用 30 MPa 作為自由斷面掘削機瞬時掘削速率及鑽齒消耗量評估標準。計算各機型之瞬時掘削速率如表 21 所示，參考表 18 最後第一列所示，將瞬時掘削速率的平均值減去標準偏差，其值大致與最後第一列相同，因此，自由斷面掘削機瞬時掘削速率採用 60m³/hr。

表 21 自由斷面掘削機瞬時掘削速率

產品	DOSCO	SANDVIK	WIRTH	WIRTH	Eickhoff	日本礦機
機型	Mk 3	ATM105IC	T2.11	T3.20	ET380	RH-8J
P	147	200	150	110	200	240
W	85	60	75	120	64	54
UCS	30	30	30	30	30	30
ICR	72	69	65	76	73	74

計算各機型之鑽齒消耗量表 22 所示，參考表 19 最後第二列平均值加標準偏差大致等於表 19 最後一列，因此，自由斷面掘削機鑽齒消耗量採用 0.03 bits/m³。

表 22 自由斷面掘削機鑽齒消耗量

產品 機型	DOSCO Mk 3	SANDVIK ATM105IC	WIRTH T2.11	WIRTH T3.20	Eickhoff ET380	日本礦機 RH-8J
CHD	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
P	147	200	150	110	200	240
W	85	60	75	120	64	54
UCS	30	30	30	30	30	30
BCR	0.0317	0.0335	0.0365	0.0295	0.0307	0.0302

採用擴散·稀釋+粉塵機，其施工所需通風量 $Q_1=1198 \text{ m}^3/\text{min}$ 。採用吸引·集中+粉塵機，其所需通風量 $Q_1=1088 \text{ m}^3/\text{min}$ 。採用吸引·集中+粉塵機，粉塵機的裝置容量 $Q_2=1088 \times 1.3=1415 \text{ m}^3/\text{min}$ 。採用擴散·稀釋+粉塵機，粉塵機的裝置容量 $Q_2=1198 \times 1.2/0.9=1598 \text{ m}^3/\text{min}$ 。送風機及粉塵機所產生的噪音級要 $\leq 80\text{dB(A)}$ ， $Q(\text{m}^3/\text{min}) \times P(\text{mmAq})$ 須小於 5×10^5 。

附表 1
施工中隧道通風分析

一、隧道基本資料

1. 隧道開挖面積 $A(\text{m}^2)$	58.567
2. 隧道長度 $L(\text{m})$	310
3. 開挖方式	機械開挖
4. 施工機械	Roadheader
a. 鏟土機率(部)	1
b. 出碴車(部)	2
c. 其他機械(部)	0
5. 操作人員(人/班)	7
6. 工地海拔高度	90
7. 空氣密度 $r(\text{kg}/\text{m}^3)$	0.123
8. 洞口溫度 s	25
9. 通風方式	向開挖面吹送+粉塵機

二、換氣量計算

1. 工作人員所需換氣量

- a. 可燃性氣體稀釋換氣量 $Q1a(\text{m}^3/\text{min})$
- 可燃性氣體湧出量 $Vg(\text{m}^3/\text{min})$
- 管理目標濃度 $Em(\%)$
- b. 有害氣體稀釋換氣量 $Q1b(\text{m}^3/\text{min})$
- 有害氣體湧出量 $Vsa(\text{m}^3/\text{min})$
- 隧道內氧氣濃度 $C(\%)$

21
0
0
0.25
0
0
20

新鮮空氣氧氣含量 Ca(%)	21
c. 工作人員呼吸所需氧氣量 QP(m ³ /min)	21
工作人員 N(人)	7
2.開炸換氣量 Q2(m ³ /min)	0
1 次開炸有害氣體產生量 V(m ³)	0
一氧化碳管理目標濃度 a(ppm)	0.00005
通風時間 t(min)	15
換氣係數(排氣方式) K	0.408889
換氣效率 R	0.9
隧道開挖面積 At(m ²)	58.567
開挖輪進長度 (m)	2
1m ³ 岩體所用炸藥量 b(kg/m ³)	0
1kg 炸藥所產生有害物質量 x(m ³ /kg)	0.003
3.機械廢氣換氣量 Q ³ (m ³ /min)	1140
鏟土機總出力 Hs(PS)	500
出碴車總出力 Hd(PS)	2875
其他機械總出力 He(PS)	0
鏟土機相當換氣量 qs(m ³ /(min*PS))	2.2
出碴車相當換氣量 qd(m ³ /(min*PS))	0.8
其他機械換氣當量 qe(m ³ /(min*PS))	0.8
鏟土機運轉率 rs(%)	0.2
出碴車運轉率 rd(%)	0.4
其他機械運轉率 re(%)	0.15
4.噴凝土換氣量 Q4a(m ³ /min)	1052
粉塵產生量 Mg(mg/min)	2500
管理目標濃度 Em(mg/m ³)	2.377049
游離 SiO ₂ 含有率 Si(%)	1
5.地熱換氣量 Q5a(m ³ /min)	423
a. 掘削放熱量 Hz(kcal/h)	0
掘削量 Wg(kg/h)	0
岩盤比熱 Cr(kcal/(kg*C))	0.03
岩碴溫度 Sg	25
開挖面作業空間的溫度管理 St	28
b. 隧道壁面放熱量 Hg(kcal/h)	4099.69
隧道壁面的熱傳導率 r(kcal/(m ² *h*C))	10
放熱面積 S(m ²)	58.567
開挖面附近壁面溫度 Ss	35

c. 溫泉水放熱量 $H_w(\text{kcal/h})$	0
溫泉水湧水量 $G_w(\text{kg/h})$	0
溫泉水比熱 $C_w(\text{kg/h})$	25
溫泉水溫度 S_w	25
空氣比熱 $C_p(\text{kcal}/(\text{kg}\cdot\text{C}))$	0.24
空氣比重 $w(\text{kg}/\text{m}^3)$	1.2
送氣溫度 S_o	27.439
6.機械發熱換氣量 $Q_{5b}(\text{m}^3/\text{min})$	0
機械動力 $W(\text{Kw})(1\text{PS}=0.736\text{kW})$	0
溫度上升	2.439
機械動力發熱傳入空氣比率 f	0.5
送風機運轉壓力 $P_f(\text{kg}/\text{m}^2 \text{ 或 } \text{mmAg})$	300
7.有害氣體換氣量 Q_1	21
8.發熱換氣量 Q_5	423
9.工作面所需換氣量 $Q(\text{m}^3/\text{min})(\text{理論})$	1161

三、送風機評估

1.CASE 1

風管長度 $L_d(\text{m})$	310
風管直徑 $D_d(\text{m})$	1
風管全部壓力損失 $h_t(\text{mmAq})$	115.4577
直管壓力損失 $h(\text{mmAq})$	115.0864
入口部,出口部,彎曲部壓力損失 $h_b(\text{mmAq})$	0.371247
直管部壓力損失係數 I	0.01
入口部,出口部,彎曲部壓力損失 l	0.01
風管內平均速度 $v(\text{m}/\text{sec})$	24.63713
風管斷面積 $A(\text{m}^2)$	0.7854
工作面所需換氣量 $Q(\text{m}^3/\text{min})(\text{理論})$	1161
重力加速度 $g(\text{m}/\text{sec}^2)$	9.81
空氣比重 $r(\text{kg}/\text{m}^3)$	1.2
工作面實際所需換氣量 $Q_f(\text{m}^3/\text{min})$	1198
所需送風機壓力 $h_f(\text{mmAq})$	119.1514
送風機所需電動機動力 $N_e(\text{kW})$	35.87891
送風機效率 n_f	0.7
電動機效率 n_e	0.9
風管全長漏風率 m	0.031
每 100m 風管漏風率 b	0.01