

102-94-1330
MOTC-IOT-101-PEB011

高快速公路收費站、隧道及坡度 路段容量及車流特性研究(3/3)

著者：蘇振維、鄭嘉盈、呂怡青、林豐博、曾平毅、
楊信毅、張筱瑜、黃昶融

交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性研究. (3/3) / 蘇振維等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 102. 04
面 ; 公分
ISBN 978-986-03-6675-4(平裝)

1. 公路管理 2. 交通流量

557

102007549

高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性研究(3/3)

著 者：蘇振維等

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.iot.gov.tw (中文版>圖書服務>本所出版品)

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國 102 年 4 月

印 刷 者：連江印刷有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：270 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號・電話：(04)22260330

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 1 樓・電話：(02)25180207

GPN：1010200787

ISBN：978-986-03-6675-4(平裝)

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究/共同研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性研究(3/3)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-03-6675-4(平裝)	政府出版品統一編號 1010200787	運輸研究所出版品編號 102-94-1330	計畫編號 101-PEB011
本所主辦單位：運輸計畫組 主管：蘇振維 計畫主持人：蘇振維 研究人員：鄭嘉盈、呂怡青 聯絡電話：(02)23486808 傳真號碼：(02)25450428	合作研究單位：中華民國運輸學會 計畫主持人：林豐博、曾平毅 研究人員：楊信毅、張筱瑜、黃昶融 地址：333 桃園縣龜山鄉大崗村樹人路 56 號 聯絡電話：(03)3282321ext 4619		研究期間 自 101 年 2 月 至 101 年 11 月
關鍵詞：容量，市區地下道，高速公路，自由車流速率，坡度路段，服務水準，停等車疏解車距，公路隧道，流率與速率關係，模擬			
摘要： 本所於2010年開始進行一為期3年的研究計畫，探討高速公路收費站、公路隧道及公路坡度路段之車流特性。本計畫為第3年期，計有5項工作。第1項是分析確認國道3號隧道群的車流特性。第2項工作是綜整今年與過去關於隧道路段的成果，研提公路容量手冊新的章節：「公路隧道」，用於探討公路隧道之容量與服務水準分析。第3項工作係修改目前容量手冊關於市區地下道的分析方法論，提出「第10章市區地下道」修正版。第4項工作是研提一個針對不同型式公路坡度路段的調查計畫。最後一項工作則是提出一個分析公路坡度路段運作的原型模擬模式。國道3號隧道資料分析結果顯示國道3號隧道路段容量較國道5號的為佳，且隧道容量會隨著平均自由速率的增加而增加，然而當自由速率增加至某一水準時，則容量就不會再明顯地提升。此外，現場資料亦顯示地下道會使得其下游的等候車輛疏解間距明顯地低於一般平面道路的等候車輛疏解間距，其大小受下路口的平均坡度之影響。於檢視坡度路段容量與服務水準分析時發現，利用模擬模式之需要性。本報告詳細說明了上述各項工作的研究結果。附錄D與E為公路容量手冊新增的「公路隧道」章及更新版的「第10章市區地下道」。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
102 年 4 月	340	270 元	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：1.本研究之結論與建議不代表交通部之意見。 2.本研究係使用交通部公路總局經費辦理。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Traffic Flow Characteristics of Toll Plazas, Tunnels, and Upgrade Segments on Freeways and other Roadways (3/3)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-03-6675-4(pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010200787	IOT SERIAL NUMBER 102-94-1330	PROJECT NUMBER MOTC-IOT-101-PEB011
DIVISION: Planning Division DIVISION DIRECTOR: Cheng-Wei Su PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Wei Su PROJECT STAFF: Chia-Ying Cheng, Yi-ching Lu PHONE: 886-2-23486808 FAX: 886-2-23450428			PROJECT PERIOD FROM February 2012 TO December 2012
RESEARCH AGENCY: Institute of Transportation PRINCIPAL INVESTIGATOR: Feng-Bor Lin and Pin-Yi Tseng PROJECT STAFF: Xin-Yi Yang, Wei-Zhijia Wu, Xiao-Yu Chang ADDRESS: 56 Shuhren Rd., Dahgang, Kueishan, Taoyuan, Taiwan, R.O.C. PHONE: 886-3-3282321 ext. 4619			
KEY WORDS: Capacity; Depressed urban streets; Freeway; Free-flow Speed; Grade Sections; Level-of-Service; Queue Discharge Headway; Road Tunnels; Speed-flow Relationship; Simulation			
ABSTRACT: <p>In 2010 the Institute of Transportation (IOT) initiated a three-year project to explore the traffic flow characteristics of the toll stations, tunnels, and sloped sections on freeways and expressways. This project was year 3 project and involved the completion of the following 5 tasks: (1) identifying the traffic flow characteristics of the tunnels on National Highway 3 (NH3); (2) integrating current and previous findings about the flow characteristics of tunnels to develop a new chapter "Highway Tunnels" for future editions of Highway Capacity Manual (HCM); (3) revising HCM Chapter 10 concerning the analysis of urban tunnels; (4) developing a plan for collecting data regarding the traffic flow characteristics of the sloped sections on various types of highways; and (5) developing a prototype simulation model for analysis of the operations of highway sloped sections. The analysis of NH3 data suggests that the tunnels on NH3 had greater capacities than those on NH5. Furthermore, the capacities of the tunnels on both highways increased with average free-flow speed. However, the increase became insignificant when the average free-flow speed achieved a certain level. Field data also revealed that the presence of urban tunnels resulted in significantly lower downstream static vehicle discharge headways in comparison with the typical discharge headways on level streets. The impact depends of the average grade on the downstream intersection approach. A review of the state of the practice in capacity and level of service of sloped sections showed a need for Taiwan to develop simulation software. This report details the findings of the aforementioned tasks. Appendixes D and E of the report respectively present new chapter of the HCM, specifically, "Highway Tunnels," and the revised Chapter 10 "Urban Tunnels."</p>			
DATE OF PUBLICATION April 2013	NUMBER OF PAGES 340	PRICE 270	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
1. The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications. 2. The budget of this research project is contributed by Directorate General of Highways, M.O.T.C.			

目 錄

第一章 緒論	1
1.1 計畫背景	1
1.2 研究目的及對象	2
1.3 報告內容	3
第二章 公路容量手冊新章「公路隧道」之編訂	5
2.1 背景	5
2.2 國道 3 號公路 65K 以北之設施	5
2.3 偵測器資料之可靠性	7
2.4 車流型態與交通參數	13
2.4.1 車流型態	13
2.4.2 車流參數	17
2.4.3 方向係數 D	17
2.4.4 尖峰小時流量係數 K	19
2.4.5 尖峰小時係數 PHF	19
2.4.6 大車比例	19
2.5 隧道內車輛之平均自由速率	21
2.6 隧道車流之流率與平均速率關係	26
2.6.1 車流之共同特性	27
2.6.2 影響因素	32
2.6.3 速限	32
2.6.4 隧道長度	32
2.6.5 車道位置	34
2.7 代表性流率與速率關係	36
2.8 下游狀況之影響	44
2.9 車流之車道分布	48
2.10 占有率與車流狀況	51
2.11 修訂「公路隧道」初稿	55

第三章 市區地下道	57
3.1 市區地下道的分類	57
3.2 資料調查與整理	60
3.2.1 車道容量之估計方法	60
3.2.2 現場調查對象	62
3.2.3 資料調查	63
3.2.3.1 地下道之幾何設計	63
3.2.3.2 疏解率之調查	64
3.2.3.3 自由速率之調查	65
3.3 直行車道疏解特性分析	66
3.3.1 S1 車道	66
3.3.2 S4 及 S5 車道	72
3.3.3 左轉/直行共用車道	77
3.3.4 有機車停等區之直行/右轉共用車道	80
3.3.5 機車專用道	82
3.4 修訂「市區地下道」初稿	86
第四章 坡度路段研究方案	87
4.1 背景	87
4.1.1 雙車道公路	87
4.1.2 其他公路	98
4.2 發展分析方法之方針	101
4.3 現場資料蒐集方案	102
4.3.1 選擇調查路段	103
4.3.2 訂定調查路段幾何設計狀況	105
4.3.3 估計上坡路段平均自由速率最低地點之位置	106
4.3.4 蒐集自由速率資料	107
4.3.5 訂定大車車重分布及相關車種	108

4.3.6	蒐集每車道每 5 分鐘流率，速率與車種組成之資料	108
4.3.7	蒐集雙車道路段超車率資料	110
4.4	調查工作時程及資料之應用	110
第五章	坡度路段模擬模式雛形	111
5.1	模擬路網	111
5.1.1	路旁設施	112
5.1.2	車道上設施	115
5.1.3	節點與節線之串連	115
5.2	基本模擬程序	117
5.3	產生車輛之邏輯	118
5.4	平坦路段自由旅行加減速之模擬	126
5.5	坡度路段自由旅行加減速率之模擬	132
5.5.1	加減速估計模式	133
5.5.2	小車加減速之模擬	140
5.6	跟車加減速率之模擬	142
5.7	雙車道公路上超車行為之模擬	147
5.8	變換車道之邏輯	152
5.8.1	強迫性變換車道	153
5.8.2	選擇性變換車道	154
5.9	輸出資料檔之建立	155
5.10	小結	156
第六章	結論與建議	159
6.1	結論	159
6.2	建議	161
	參考文獻	163

附錄 A：南下隧道車流之流率與速率關係	
附錄 B：北上隧道車流之流率與速率關係	附 B-1
附錄 C：占有率與速率及流率之關係	附 C-1
附錄 D：公路容量手冊第二十章「公路隧道」	附 D-1
附錄 E：公路容量手冊第十章「市區地下道」修訂版	附 E-1
附錄 F：期中座談會會議紀錄	附 F-1
附錄 G：期末審查會議之意見與回應說明	附 G-1
附錄 H：期末審查會議簡報資料	附 H-1

表目錄

表 2.1	國道隧道里程	6
表 2.2	南下偵測器資料樣本	9
表 2.3	2012 年 1 月 23 日南下在 19.732K 處偵測器資料	10
表 2.4	2012 年 1 月 4 月北上偵測器所估計的全天流量	10
表 2.5	2012 年 1 月 4 月南下偵測器所估計的全天流量	12
表 2.6	國道 3 號大車之百分比	21
表 2.7	隧道不同類型車道之大約容量	44
表 2.8	車流之車道分布模式	51
表 3.1	直行快車道類型劃分	59
表 3.2	市區地下道之調查地點與基本資訊	62
表 3.3	調查車道所屬路段幾何設計概況	64
表 3.4	市區地下道小車平均自由速率資料	66
表 3.5	S1 直行車道：復興北路往北（濱江街）之疏解車疏解車距	67
表 3.6	S1 直行車道：復興北路往南（民族東路）之疏解車疏解車距	67
表 3.7	S1 直行車道：基隆路往北（松隆路）之疏解車疏解車距	68
表 3.8	S1 直行車道：林森南路往南（羅斯福路）之疏解車疏解車距	69
表 3.9	S1 直行車道之綠燈時段與可疏解小車數之關係	69
表 3.10	4 個地下道下游 S1 車道與平坦路段 S1 車道代表性疏解率之比較	71
表 3.11	S4 直行車道：樹林區八德街往北（復興路）之疏解車疏解車距	73
表 3.12	S4 直行車道：三重區力行路往南（大勇街）之疏解車疏解車距	73
表 3.13	S5 直行車道：中正區忠孝東路往東（天津街）之疏解車疏解車距	73

表 3.14	平坦路段 S4 及 S5 直行車道之綠燈時段與可疏解小車數之關係	74
表 3.15	地下道下游 S4 直行車道之綠燈時段與可疏解小車數之關係	74
表 3.16	機車專用道：林森南路之停等車疏解率	83
表 3.17	機車專用道：保安街之停等車疏解率	83
表 3.18	機車專用道 W_{90} 之估計	85
表 4.1	AASHTO 超車視距設計標準	88
表 4.2	南非雙車道公路跟車密度與服務水準等級之劃分	93
表 4.3	HCM 2010 估計平均速率及 PTSF 所用坡度調整因素樣本	96
表 4.4	HCM 2010 估計平均速率及 PTSF 所用大貨車之小客車當量樣本（坡度：+5%）	96
表 4.5	三義現場平均自由速率與模擬值之比較	97
表 4.6	重車行走 6% 上坡時速率與行車距離代表性關係估計值	97
表 4.7	調查路段之理想坡長	104
表 4.8	訂定縱切線之間有拋物線之縱切面定線特性所需資料之範例	106
表 4.9	幾何設計不符合設計規範之路段的縱切面資料範例	106
表 4.10	上坡自由速率調查地點間隔之上限	107
表 4.11	大車車種及總載重之分布範例	108
表 4.12	坡度路段調查時程及資料之應用	110
表 5.1	車種分類及代表	119
表 5.2	2003~2007 年臺灣合格大車馬力及重量概況	125
表 6.1	國 5 公路隧道（長度 > 2 公里）容量(估計值小車/小時/車道)	159
表 6.2	國 3 公路隧道（長度 < 2 公里）容量估計值(小車/小時/車道)	160

圖目錄

圖 2-1	偵測器配置示意圖	7
圖 2-2	七堵北上隧道之流率與速率關係	14
圖 2-3	南下不同時間之流率變化 (星期三, 1/12/2011)	15
圖 2-4	北上不同時間之流率變化 (星期三, 1/12/2011)	15
圖 2-5	南下車流型態 (春節, 2/05/2011)	16
圖 2-6	北上車流型態 (春節, 2/06/2011)	16
圖 2-7	南下內 1 車道速率之不同時間變化(2/25/2012)	18
圖 2-8	北上內 1 車道速率之不同時間變化(1/27/2012)	18
圖 2-9	國道 3 號公路較大流量與平均每日交通量之百分比 (D Factor)	19
圖 2-10	國道 3 號公路 65K 以北之尖峰小時流量係數	20
圖 2-11	國道 3 號尖峰小時係數(PHF)與尖峰小時流量之關係	20
圖 2-12	第 1 車道之平均自由速率	22
圖 2-13	第 2 車道之平均自由速率	22
圖 2-14	第 3 車道及第 4 車道之平均自由速率	23
圖 2-15	速限 90 Km/h 路段之平均自由速率的變化情形	24
圖 2-16	第 1 車道與第 2 車道平均自由速率之關係	25
圖 2-17	第 1 車道與第 3 車道平均自由速率之關係	25
圖 2-18	福德隧道南下第 1 車道流率與速率關係	27
圖 2-19	福德隧道內南下各車道之流率比較	28
圖 2-20	木柵隧道內南下各車道之流率比較(2/29/2012)	29
圖 2-21	埔頂隧道內北上各車道之流率比較(1/25/2012)	29
圖 2-22	福德隧道內南下速率之比較	30
圖 2-23	木柵隧道內南下速率之比較(2/29/2012)	30
圖 2-24	埔頂隧道內北上速率之比較(1/25/2012)	31
圖 2-25	埔頂隧道內北上第 1 車道及第 4 車道速率與流率關係	31
圖 2-26	速限之影響	33

圖 2-27	隧道長度對隧道內第 1 車道速率與流率關係之影響	33
圖 2-28	中和隧道內南下車道位置與速率一流率關係	34
圖 2-29	埔頂 I 隧道內北上車道位置與速率一流率關係	35
圖 2-30	埔頂 I 隧道內南下車道位置與速率一流率關係	35
圖 2-31	1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	37
圖 2-32	1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	37
圖 2-33	1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	38
圖 2-34	0.3~0.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	38
圖 2-35	0.3~0.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	39
圖 2-36	0.3~0.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	39
圖 2-37	0.5 公里長之 4 車道隧道代表性速率與流率關係 (速限 110 km/h)	40
圖 2-38	自由速率約為 105 km/h 之速率與流率關係舉例	40
圖 2-39	1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	41
圖 2-40	1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	41
圖 2-41	1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	42
圖 2-42	0.3~9.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	42
圖 2-43	0.3~9.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)	43

圖 2-44	0.3~9.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道代表性速率與流率關係（速限 90 km/h）	43
圖 2-45	0.5 公里長之 4 車道隧道代表性速率與流率關係（速限 110 km/h）	44
圖 2-46	相鄰隧道第 1 車道速率與流率關係之比較	45
圖 2-47	於 30.135K 北上外車道速率與流率之變化情形	46
圖 2-48	壅塞狀況下匯流區之速率與流率關係 （NH3：國道 3 號；NH5：國道 5 號）	48
圖 2-49	國道 3 號 3 車道路段第 1、3 車道流率與總流率之變化	49
圖 2-50	國道 3 號 3 車道路段第 2 車道流率與總流率之變化	49
圖 2-51	國道 3 號 4 車道路段第 1、3 車道流率與總流率之變化	50
圖 2-52	國道 3 號 4 車道路段第 2、4 車道流率與總流率之變化	50
圖 2-53	福德隧道北向內車道速率、流率與占有率之變化情形	52
圖 2-54	埔頂 I 隧道南向第 1 車道與第 2 車道占有率與速率之關係	53
圖 2-55	埔頂 I 隧道南向第 1 車道與第 2 車道占有率與流率之關係	53
圖 2-56	埔頂 I 隧道南向第 3 車道與第 4 車道占有率與速率之關係	54
圖 2-57	埔頂 I 隧道南向第 3 車道與第 4 車道占有率與流率之關係	54
圖 3-1	臺北市信義區基隆路地下道之車道配置（2 快車道/禁行機車）	58
圖 3-2	臺北市松山區復興北路地下道之車道配置（1 快車道、1 混合車道）	58
圖 3-3	新北市板橋區大觀路地下道之車道配置（1 快車道、1 混合車道）	58
圖 3-4	臺北市中正區林森南路地下道之車道配置（2 快車道/禁行機車、1 機車專用道）	58

圖 3-5	臺北市中正區忠孝東西路地下道之車道配置（單向 1 汽車道）	59
圖 3-6	新北市三重區力行路地下道之車道配置（1 快車道/禁行機車、1 機車專用道）	59
圖 3-7	新北市樹林區保安街一段地下道之車道配置（1 快車道、1 機車專用道）	59
圖 3-8	新北市樹林區八德街地下道之車道配置（1 快車道、1 機車專用道）	59
圖 3-9	以水平尺量測坡度示意圖	63
圖 3-10	號誌化路口停等車疏解車距調查示意圖	65
圖 3-11	自由速率調查地點示意圖	66
圖 3-12	市區地下道 S1 類型綠燈時段長度與可疏解小車數之關係	70
圖 3-13	地下道下游及平坦路段 S1 車道小車疏解數比值與綠燈時段之關係	72
圖 3-14	市區地下道下游 S4 類型綠燈時段長度與可疏解小車數之關係	75
圖 3-15	市區地下道下游 S5 類型綠燈時段長度與可疏解小車數之關係	75
圖 3-16	中央標線分隔在地下道下游與在平坦路段車道（S4 及 S5）之小車疏解率比值與綠燈時段的關係	76
圖 3-17	市區地下道下游左轉/直行共用車道不同停等位置之疏解間距圖	77
圖 3-18	實體分隔路段，只有左轉小車，或只有直行小車時之疏解率	78
圖 3-19	臺北市林森南路往南地下道下游只有左轉小車之停等車疏解率與無地下道之平坦車道疏解率的比值	79
圖 3-20	每週期併行機車數估計值與現場值之差異	81

圖 3-21	每週期剩餘綠燈及燈號轉換時段中能疏解車數之現場 與調整後估計值之比較	82
圖 3-22	市區地下道下游之機車專用道疏解率與綠燈時段關 係圖	84
圖 4-1	縣道 151 及台 18 雙車道公路車流之流率與速率關係	99
圖 4-2	基本狀況下之流率與速率關係	103
圖 4-3	三義路段坡度對純大車車流之流率與速率關係的影響	104
圖 4-4	三義上坡路段大車比例對流率與速率關係的影響	105
圖 4-5	坡度路段縱切面示意圖	107
圖 4-6	單獨上坡及下坡路段調查範圍示意圖	108
圖 4-7	錄影偵測區示意圖	113
圖 5-1	實際路段及模擬路網	112
圖 5-2	節線左右側路旁設施之類型	113
圖 5-3	車流交叉之節線及路旁進口	114
圖 5-4	車道上設施示意圖	115
圖 5-5	連貫車道示意圖	116
圖 5-6	TGS 模式模擬程序	117
圖 5-7	模擬時段及模擬單位時間示意圖	119
圖 5-8	平坦路段正常化自由速率之代表性累積分布	122
圖 5-9	國 1 靠近三義北向 152K+318 處之正常化累積自由速率 分布	123
圖 5-10	停等小車正常化疏解車距之累積分布樣本	124
圖 5-11	專用道停等公車正常化疏解車距之累積分布樣本	124
圖 5-12	高速公路上大車的實際重量的分布	125
圖 5-13	VPI 試驗場小客車最高加速率的範圍	128
圖 5-14	運研所測試車加速率與速率在平常車流中之關係	128
圖 5-15	第一停等車疏解後速率與行車距離的關係	129
圖 5-16	平坦路段小車平均加速率與速率之關係	130
圖 5-17	平坦路段小車加速率之變異性	130

圖 5-18	機車及大車在自由旅行狀況下的瞬間加速率之代表性關係	132
圖 5-19	Volvo D13-425Eco-Torque 1750/1450 大貨車引擎之扭力與馬力近似曲線(1 hp=745.7 W; 1 lb-ft=1.356 N · m)	134
圖 5-20	簡化之正常化馬力與車速關係示意圖	137
圖 5-21	三義坡度路段北上小車自由旅行速率之變化	141
圖 5-22	模擬與現場小車自由速率之比較	142
圖 5-23	3 車輛跟車行為之模擬	145
圖 5-24	模擬跟車行為時之緩衝時間影響例	145
圖 5-25	前車行為造成期望減速率與感受減速率之影響例	146
圖 5-26	車隊第一車輛減速 4 秒對同一車隊中上游車輛速率之影響	146
圖 5-27	車隊第 1 車輛減速 2 秒對同一車隊中上游車輛速率之影響	147
圖 5-28	雙車道公路路段型態	148
圖 5-29	超車開始瞬間之車況示意圖	149
圖 5-30	A 車與附近車輛相對位置示意圖	153

第一章 緒 論

1.1 計畫背景

本所 10 年前開始修訂「2001 年臺灣地區公路容量手冊」[1]。最近幾年的修訂工作對象包括：第十一章多車道郊區公路[2]、第十三章市區號誌化路口[3]、第十六章都市幹道[4]、第十七章市區公車[5]及第十八章機車專用道[6]。這些工作的成果已納入「2011 臺灣公路容量手冊」[7]。

民國 99 年初本所另外展開一為期三年之研究計畫，以探討收費站、隧道及坡度路段之容量及車流特性。這三年期計畫之第一期的主要研究對象為高速公路收費站。2001 年容量手冊有提供一分析收費站之方法，但該方法不能分析在民國 95 年（2006 年）2 月 10 日起才開始執行之電子收費作業，而且目前的收費作業方式也與 2001 年時不同。此外，第八章也沒有估計耗油量及空氣污染的功能。因此第一期之目的在於修訂第八章，此工作已在 2010 年完成[8]。

第二期的主要研究對象包括國道 5 號高速公路上之隧道及市區地下道。其最終目的在於編定一分析公路隧道之新章，以納入公路容量手冊，並修改容量手冊第十章「都市地下道」。國道 5 號公路上之隧道研究工作已在 2011 年完成[9]，其結果也已用來編定「公路隧道」初稿。但是臺灣其他公路尚有許多隧道。這些隧道的交通特性也須探討並將研究結果用來修訂「公路隧道」初稿以增進分析方法之適用性。

至於都市地下道之研究工作，第二期所蒐集的資料顯示地下道對下游號誌化路口的容量在某些情況之下會有顯著的影響。但是因為地下道的幾何設計資料難以取得，所以現有資料尚不足於了解地下道幾何設計及設置對下游交通作業之影響程度。因此第三期工作須進一步蒐集現場資料以供修訂容量手冊第十章「都市地下道」。

臺灣交通界對坡度路段交通特性的了解很缺乏，因此一直沒有可靠的資料可供規劃及設計之用。但是坡度路段的交通特性受許多因素

的影響。其中一因素是公路型態。例如高速公路、快速道路、多車道公路及雙車道公路很可能有不同的坡度路段車流特性。此外，坡度、坡長、車道數、爬坡道之存在、流率、車種組成、大車之重量及駕駛行為，都可能影響坡度路段的交通作業。在此情況下，欲蒐集足夠的現場資料以建立分析坡度路段的方法相當費時。另一方面本所因為須同時進行其他有關公路容量分析的研究工作，而且資源有限，所以在第一期及第二期之工作中，只針對國道 1 號高速公路上三義坡度路段及在 136K+400 及 137K+200 之間南北向縱切線上的自由速率特性加以探討[8,9]。其一目旨在於測試及修訂一可用於模擬大車在坡度路段之模擬模式。該模式稱為「貨車速率模擬模式」。另一目的是協助訂定將來研究方針。

本所原來預定在第三期繼續蒐集並整理二車道郊區及其他公路上平坦及坡度路段上車道特性資料。但是第一及第二期工作經驗顯示本所必須執行專案蒐集坡度路段車流特性資料，才可能在兩年或三年內有足夠的現場資料可做為建立分析坡度路段方法之基礎。其中一主要原因是各類型公路（二車道、多車道、快速道路及高速公路）坡度路段幾何設計的資料難以取得，而且須要蒐集車流資料的地點經常沒設有自動車輛偵測器，或偵測器資料不適用。因此坡度路段的研究須仰賴相當費時之人工調查。此外，即使有大量資源可在短時間內蒐集現場資料，這些資料也不太可能顯示各重要因素在廣泛狀況下對坡度路段交通作業的影響。在這些情況下，有必要發展一模擬模式來協助建立分析性分析方法，或直接用來分析坡度路段。

1.2 研究目的及對象

根據上述發展公路容量分析方法之需要，本所決定在本計畫（第三期）執行下列四項工作：

1. 探討國道 5 號公路之外的公路隧道車流特性，並用研究結果修訂「公路隧道」初稿，以期在 2012 年底或 2013 年初能將「公路隧道」新章納入公路容量手冊。

- 2.補充調查都市地下道車流特性資料，並修訂容量手冊第十章「都市地下道」。
- 3.經由文獻回顧，討論並擬定一方案，以供建立分析坡度路段之方法的參考。
- 4.建立一模擬坡度路段交通作業模式之雛形(prototype)，以作為發展一實用模擬工具之基礎。

1.3 報告內容

臺灣公路中，只有國道3號公路65K以北的路段有較多而且車流較高的隧道。因此本計畫蒐集並分析這路段上之車流特性，然後將分析的結果與「公路隧道」初稿之資料整合成「公路隧道」之修訂稿。本報告第二章說明這些工作及成果。

為了修訂容量手冊第十章「都市地下道」，本計畫及上期計畫蒐集並分析臺北市及新北市7個地下道車流特性的資料。此工作之重點在於探討地下道之設置與下游號誌化路口停等車疏解率之關係。本報告第三章討論現場資料所顯示的關係及建議之容量分析方法。

本報告第四章根據國內外文獻之回顧，提出一坡度路段研究方案。第五章說明坡度路段模擬模式雛形之架構及主要邏輯。本所正在蒐集高速公路坡度路段車流特性資料，這些資料將在2013年時用來修改並測試坡度路段模擬模式，然後利用該模式建立分析高速公路坡度路段之分析方法。本報告最後一章歸納本計畫之研究成果及建議。

第二章 公路容量手冊新章「公路隧道」之編訂

2.1 背景

本所在 2011 年期間根據國道 5 號高速公路上之雪山、彭山及石碇隧道的交通特性，編訂一公路容量手冊新章「公路隧道」之初稿[9]。此新章之目的在於促進交通界對隧道交通作業特性之了解，並供規劃公路之參考。「公路隧道」初稿除了描述國道 5 號一般交通狀況之外，也提供了一評估隧道容量及服務水準之分析方法。此方法的應用包括下列主要工作：

- 估計欲進入隧道之需求流率及流率之車道分佈
- 估計隧道之代表性流率與速率關係
- 根據需求流率及代表性流率與速率關係評估服務水準
- 分析隧道下游主線與進口匝道匯流區交通作業對隧道服務水準之可能影響

「公路隧道」初稿雖然建立了分析隧道的架構，但其分析方法須根據臺灣其他公路隧道的交通特性加以改良。在 2012 年 6 月期間臺灣高速公路上共有 26 個長度 150 公尺以上之隧道，如表 2.1 所示。這些隧道中，國道 5 號公路上之雪山隧道、彭山隧道及石碇隧道最長。其他國道上的隧道長度不超過 2.5 公里，多數隧道的長度在 1 公里以下。

高速公路中，國道 3 號公路有最多的隧道。這公路從東北端基隆(0.8K)到西南方埔頂附近(65K)的路段緊靠臺北都會區，有較高的流量。因此這路段上的隧道適合探討在廣泛流率狀況下隧道之交通作業特性。因此，本計畫選擇這路段做為研究之對象。

2.2 國道 3 號公路 65K 以北之設施

如表 2.1 所示，國道 3 號公路 65K 以北各方向各有 12 個隧道。這路段在下列地點有交流道或匝道：

表 2.1 國道隧道里程

道路別	南向（東向）				北向（西向）			
	名稱	起點 里程	終點 里程	長度 (km)	名稱	起點 里程	終點 里程	長度 (km)
國道 1 號	中興	0.004	0.400	0.396	大業	0.566	0.004	0.562
國道 3 號	基隆	0.805	2.060	1.255	基隆	2.118	0.840	1.278
	七堵	5.795	6.325	0.530	七堵	6.300	5.745	0.555
	汐止	8.160	8.826	0.666	汐止	8.818	8.175	0.634
	福德	18.232	19.994	1.762	福德	19.911	18.185	1.726
	木柵	21.888	23.736	1.848	木柵	23.735	21.860	1.875
	景美	23.939	24.503	0.564	景美	24.492	23.919	0.573
	新店	27.219	28.404	1.185	新店	28.392	27.170	1.222
	碧潭	28.559	29.080	0.521	碧潭	29.044	28.541	0.503
	安坑	32.626	33.092	0.466	安坑	33.108	32.710	0.398
	中和	34.223	35.095	0.872	中和	35.093	34.262	0.831
	埔頂 I	59.510	60.040	0.530	埔頂 I	60.065	59.510	0.555
	埔頂 II	60.300	60.635	0.335	埔頂 II	60.065	59.510	0.555
	大林	281.850	282.000	0.150	大林	282.000	281.850	0.150
	蘭潭	292.870	294.120	1.250	蘭潭	294.100	292.890	1.210
	中寮	378.795	380.655	1.860	中寮	380.655	378.825	1.830
國道 3 甲	台北 II	0.705	0.897	0.192	台北 II	0.893	0.682	0.211
	台北 I	2.026	2.826	0.800	台北 I	2.798	2.008	0.790
國道 5 號	南港	0.238	0.694	0.456	南港	0.566	0.235	0.331
	石碇	0.783	3.481	2.698	石碇	3.515	0.795	2.720
	烏塗	7.677	7.892	0.215	烏塗	7.894	7.646	0.248
	彭山	9.442	13.303	3.861	彭山	13.263	9.457	3.806
	雪山	15.203	28.127	12.924	雪山	28.134	15.180	12.954
國道 6 號	國姓 1 號	17.678	20.142	2.463	國姓 1 號	20.138	17.690	2.447
	國姓 2 號	24.502	25.037	0.535	國姓 2 號	24.002	24.522	0.480
	埔里	27.469	28.768	1.299	埔里	28.728	27.462	1.266

- 瑪東(2. K)
- 大華(5. K)
- 汐止(10.9K)
- 新台五路(12.7K)
- 南港(15.1K)
- 木柵(20.8K)
- 新店(26.8K)
- 安坑(31.0K)
- 中和(35.9K)
- 土城(42.6K)
- 三鶯(50.5K)
- 鶯歌(54.3K)
- 大溪(62.7K)

在 37K 以北之路段，絕大部分的里程每方向有 3 車道，其他里程有 2 車道。在 37K 以南到 65K 之間則大部分每方向有 4 車道。隧道中，埔頂隧道有 4 車道，其他隧道有 3 車道。各隧道的車道寬不是 3.65m 就是 3.75m。埔頂隧道內側及外側各有 1m 及 3m 寬之路肩，其他隧道沒有路肩。每一隧道皆有人行走道。多數隧道內側走道寬度在 0.62m 及 0.77m 之間，外側走道寬度在 0.9m 及 1.2m 之間。埔頂隧道內外側走道寬度皆為 2m。隧道淨高多數在 5.1m 及 5.3m 之間。中和隧道的淨高為 6.2m。埔頂隧道之淨高隨地點在 5.1m 與 6.15m 之間變化。

國道 3 號公路的貨車速限為 90 km/h。在中和交流道(35K)以北的小車速限也是 90 km/h。在中和交流道與土城交流道(43K)之間的小車速限提高到 100 km/h。土城交流道以南的小車速限進一步提高到 110 km/h。

國道 3 號公路上裝設磁場線圈車輛偵測器(inductive loop detector)。這些偵測器的尺寸如圖 2-1 所示。從偵測器所估計的資料通常包括每 5 分鐘的小車流量、大車（包括大客車，大貨車及聯結車）流量、小車平均速率、大車平均速率及偵測區之占有率。

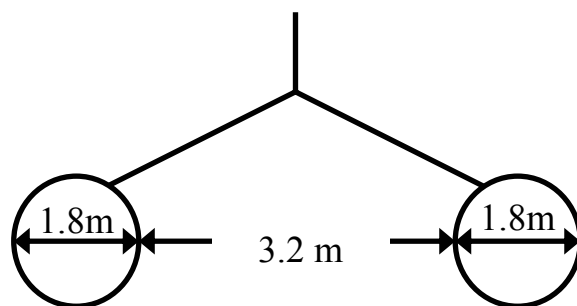


圖 2-1 偵測器配置示意圖

2.3 偵測器資料之可靠性

本計畫所用的偵測器資料涵蓋 2011 年及 2012 年 1 月及 2 月期間

的車流。這些資料的應用有幾個令人困擾之處。其中一個問題是因偵測器故障或資料處理軟體有錯誤，在同一天中但不同時段內的資料內容(data content)及型式(format)有差異。以表 2.2 所示，在 2012 年 1 月 25 日南下資料檔為例，其 A 項資料顯示在 00: 20: 00 時刻左右之 5 分鐘內，35.345K 處 3 個車道的相關資料欄皆空白，但在 48.010K 處的資料皆訂為-1。這種資料內容的差異不會造成很大的資料整理問題。但在同一檔案內，有時又有如同表中 B 項所顯示，大不相同之資料內容及型式。最嚴重的問題是前一行資料之欄位(column)數與下一行不同。這種不一致的內容及型式須用手工逐一調整後，才能用電腦軟體自動讀取資料並分析。

除了上述之問題外，偵測器所提供之資料也不一定正確。例如表 2.3 所列在南下 19.732K 處之偵測器資料顯示在某 5 分鐘內第 2 車道之小車、大貨車或大客車及聯結車各為 181，255 及 255 輛。如此大量的大車不可能在 5 分鐘內通過一偵測區，可見該地點的偵測器不準確。

高公局提供之原始偵測器資料顯示幾乎每一個偵測器偶而會在某一 5 分鐘內沒有輸出資料。其中北上在 20.53K 處的偵測器持久故障。另外一個問題是車道數的正確性。例如北上在 59.150K 處（埔頂 I 隧道下游）應有 4 車道，但是偵測器資料只列 3 車道。因此從該地點偵測器估計得之全天流量遠低於臨近上下游地點之全天流量。

此外，在同一隧道內所有偵測器所估計的全天流量應大致相同。如果沒有進出口匝道的影響，則進入或離開一隧道的全天流量也應該與通過隧道上下游偵測站之全天流量大致相同。根據這些條件，有些偵測器所提供的資料顯然不可靠。這問題可根據如表 2.4 及表 2.5 所示的資料來探討。

容量與服務水準分析所用之流率、速率、密度關係，其中速率係指空間平均速率(Space Mean Speed, SMS)，本計畫使用高公局之 VD 資料進行分析，該資料為時間平均速率(Time Mean Speed, TMS)。由於車流穩定時，SMS 與 TMS 兩者相差很小；不穩定車流時，兩者差距一般在 2~3 公里/小時之內。就容量與服務水準分析之需要而言，本計畫未特別區分兩者之差異。

表 2.2 南下偵測器資料樣本

A. 35.345K Data								
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:10:00	2	69	0	0	89
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:10:00	3	59	0	0	83
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:15:00	1	61	0	0	98
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:15:00	2	53	2	0	89
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:15:00	3	55	0	1	81
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:20:00	1				
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:20:00	2				
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:20:00	3				
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:25:00	1	54	0	0	99
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:25:00	2	49	0	0	92
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:25:00	3	66	0	0	83
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:30:00	1	51	0	0	100
VD-N3-S-35.345-M	3	2012/1/25	00:30:00	2	60	0	0	92
B. 39.130K Data								
VD-N3-S-39.130-M	4	2012/1/25	17:50:00	3	87	1	3	88
VD-N3-S-39.130-M	4	2012/1/25	17:50:00	4	66	2	3	89
VD-N3-S-39.130-M	4	2012/1/25	17:55:00	1	93	1	0	98
VD-N3-S-39.130-M	4	2012/1/25	17:55:00	2	100	0	0	92
VD-N3-S-39.130-M	4	2012/1/25	17:55:00	3	86	0	0	93
VD-N3-S-39.130-M	4	2012/1/25	17:55:00	4	46	0	4	94
VD-N3-S-39.130-M	4	40933	0.75	1	105	2	0	95
VD-N3-S-39.130-M	4	40933	0.75	2	104	0	0	89
VD-N3-S-39.130-M	4	40933	0.75	3	84	1	3	90
VD-N3-S-39.130-M	4	40933	0.75	4	58	0	2	91
VD-N3-S-39.130-M	4	409330.75347222		1	101	0	0	94
VD-N3-S-39.130-M	4	409330.75347222		2	96	0	0	92
VD-N3-S-39.130-M	4	409330.75347222		3	70	1	3	91
B. 47.385K Data								
VD-N3-S-47.385-M	4	409330.99652777		2	42	4	0	108
VD-N3-S-47.385-M	4	409330.99652777		3	44	2	0	104
VD-N3-S-47.385-M	4	409330.99652777		4	20	0	1	85
VD-N3-S-48.010-M	4	40933	0	1	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	40933	0	2	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	40933	0	3	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	40933	0	4	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	409330.00347222		1	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	409330.00347222		2	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	409330.00347222		3	-1	-1	-1	-1
VD-N3-S-48.010-M	4	409330.00347222		4	-1	-1	-1	-1
VD1								

表 2.3 2012 年 1 月 23 日南下在 19.732K 處偵測器資料

				Lane	Q1	Q2	Q3			
VD-N3-S-19.732	3	409310.02777777	2	57	0	0	90	0	0	
VD-N3-S-19.732	3	409310.02777777	3	29	0	0	90	0	0	
VD-N3-S-19.732	3	40931 0.03125	1	54	1	0	93	95	0	
VD-N3-S-19.732	3	40931 0.03125	2	181	255	255	96	98	98	
VD-N3-S-19.732	3	40931 0.03125	3	35	0	0	88	0	0	
VD-N3-S-19.732	3	409310.03472222	1	52	0	0	96	0	0	
VD-N3-S-19.732	3	409310.03472222	2	72	0	0	88	0	0	
VD-N3-S-19.732	3	409310.03472222	3	43	0	0	84	0	0	

表 2.4 2012 年 1 月 4 月北上偵測器所估計的全天流量

2	1	0.748		288	19239
2	2	0.965	基隆	288	19209
2	3	1.368	基隆	288	19165
2	4	1.762	基隆	288	19632
2	5	2.085	基隆	288	11687
2	6	2.420		288	17913
2	7	4.059		288	19710
2	8	5.552		288	19777
2	9	5.942	七堵	288	19881
2	10	6.231	七堵	288	19894
2	11	7.025		288	19373
2	12	7.970		288	12912
2	13	8.112	汐止	288	20246
2	14	8.522	汐止	288	19365
2	15	8.726	汐止	288	19385
2	16	10.259		288	13077
2	17	11.781		288	31309
2	18	12.560		288	26087
2	19	13.505		288	30498
2	20	14.610		288	39066
2	21	15.410		288	40003
2	22	15.790		288	33047
2	23	16.350		288	54250
2	24	16.950		288	54734
2	25	17.705		288	55631
2	26	18.411	福德	288	45382
2	27	18.811	福德	288	41350
2	28	19.211	福德	288	55536
2	30	21.730		288	60124
2	31	22.224	木柵	288	59609
2	32	22.624	木柵	288	59549
2	33	23.025	木柵	288	76573
2	34	23.374	木柵	288	60182
2	35	24.132	景美	288	39780

表 2.4 2012 年 1 月 4 月北上偵測器所估計的全天流量(續)

2	36	25.335		288	58858
2	37	26.700		288	52286
2	38	27.118	新店	288	61251
2	39	27.494	新店	288	59997
2	40	27.942	新店	288	60025
2	41	28.694	新店	288	59979
2	42	30.135		288	59496
2	43	31.415		288	52464
2	44	32.540		288	75088
2	45	32.823	安坑	288	73098
2	46	33.023	安坑	288	73167
2	47	33.205		288	73383
2	48	34.423	中和	288	73106
2	49	34.723	中和	288	73121
2	17	56.997		288	94891
2	18	57.997		288	94113
2	19	59.150		288	76897
2	20	59.890	埔頂 I	288	93201
2	21	60.500	埔頂 II	288	86109

表 2.5 2012 年 1 月 4 月南下偵測器所估計的全天流量

1	1	0.150	中興	288	6613
1	2	0.613		288	17621
1	3	0.905	基隆	288	20490
1	4	1.310	基隆	288	20411
1	5	1.732	基隆	288	20553
1	6	1.975	基隆	288	19583
1	7	2.675		288	19037
1	8	4.124		288	10630
1	9	5.617		288	10630
1	10	5.868	七堵	288	20570
1	11	6.321	七堵	288	20549
1	12	7.023		288	22104
1	13	7.960		288	19919
1	14	8.236	汐止	288	20820
1	15	8.638	汐止	288	20251
1	16	8.762	汐止	288	20511
1	17	11.330		288	10115
1	18	11.831		288	36851
1	19	12.750		288	32207
1	20	14.100		288	40848
1	21	14.701		288	43354
1	22	15.540		288	62002
1	23	16.100		288	39208
1	24	16.390		288	61265

表 2.5 2012 年 1 月 4 月南下偵測器所估計的全天流量(續)

1	25	17.109		288	61837
1	26	17.880		288	58712
1	27	18.932	福德	288	61383
1	28	19.334	福德	288	61921
1	29	19.732	福德	288	61789
1	30	20.597		288	25747
1	31	21.520		288	61312
1	32	22.253	木柵	288	60775
1	33	22.588	木柵	288	60751
1	34	22.996	木柵	288	60756
1	35	23.388	木柵	288	60770
1	36	24.289	景美	288	60732
1	37	25.110		288	59307
1	38	25.719		288	61959
1	39	27.050		288	52608
1	40	27.722	新店	288	61436
1	41	28.172	新點	288	63457
1	42	28.909	碧潭	288	73884
1	43	30.115		288	61924
1	44	31.470		288	54373
1	45	32.185		288	77237
1	46	32.735	安坑	288	76428
1	47	32.985	安坑	288	76407
1	48	33.535		288	77125
1	49	34.435	中和	288	76453
1	50	34.835	中和	288	76381
1	16	56.27		288	98347
1	17	58.01		288	58289
1	18	59.149		288	102303
1	19	59.685	埔頂 I	288	101262
1	20	60.468	埔頂 II	288	133549

從表 2.4 可知，北上基隆隧道有 4 個偵測器，其中有 3 個所估計的全天流量很接近，但在 2.085K 處的估計值則太低。顯然在這一地點的偵測器不可靠。福德隧道中的偵測器也有問題。此隧道中有 3 組偵測器，每一組所估計得之全天流量有很大差異。此隧道出口附近的偵測器在 18.411K。出口下游在 15.100K 處有南港交流道。因此穿過隧道之全天流量應與在 16.350K、16.950K 及 17.705K 處之流量一樣。但是隧道內偵測器中只有在 19.211 處所估計得之全天流量（55,536 輛）與隧

道下游，但在交流道上游的流量大約相同。因此可推測在隧道內 18.411K 及 18.811K 處的偵測器有誤。

表 2.4 亦顯示木柵隧道內在 23.025K 之偵測器高估流量，景美隧道在 24.132K 處之偵測器則低估流量。至於埔頂 I 及埔頂 II 隧道，這兩隧道之間及其下游一直到 55K 處都沒有匝道。因此通過這兩隧道之全天流量及在 59.150K、57.997K 及 56.997K 處之全天流量應大致相同。但表 2.4 中在 59.150K 處之流量遠低於其他地點的流量。這是因為原始偵測器資料檔在 59.150K 處少列了 1 車道之故。如不考慮此地點，則埔頂 I 隧道內之偵測器所估計的全天流量與下游流量一致，但埔頂 II 之偵測器則顯然低估流量。

根據上述之推估方式，表 2.5 及類似資料也可用來判斷南下隧道中可靠性有問題之偵測器。從全天流量的角度而言，南北向隧道內偵測器可靠性不佳的地點包括：

<u>北上隧道</u>	<u>南下隧道</u>
1. 基隆，2.085K	1. 基隆，1.732K
2. 福德，18.411K	1.975K
18.811K	2. 福德，19.334K
3. 木柵，23.025K	3. 木柵，22.996K
4. 景美，24.132K	4. 碧潭，28.909K
5. 埔頂 II，60.5K	5. 埔頂 II，60.468K

偵測器資料是否正確亦可從其所顯示的流率與速率關係來衡量。例如圖 2-2 所示在七堵北上隧道內 3 個車道上之流率與速率關係中，第 1 車道之速率反常。在低流率時，平均速率不會有如圖所顯示之大幅變化。因此可推測第 1 車道的偵測器不可靠。

基於上述偵測器資料之種種問題，本計畫只採用可靠性高之偵測器資料。公路隧道資料之大車數量甚低，尚無法由現場資料來探討大車之 *pce*。本計畫係利用 1.5 進行相關的分析。

2.4 車流型態及交通參數

2.4.1 車流型態

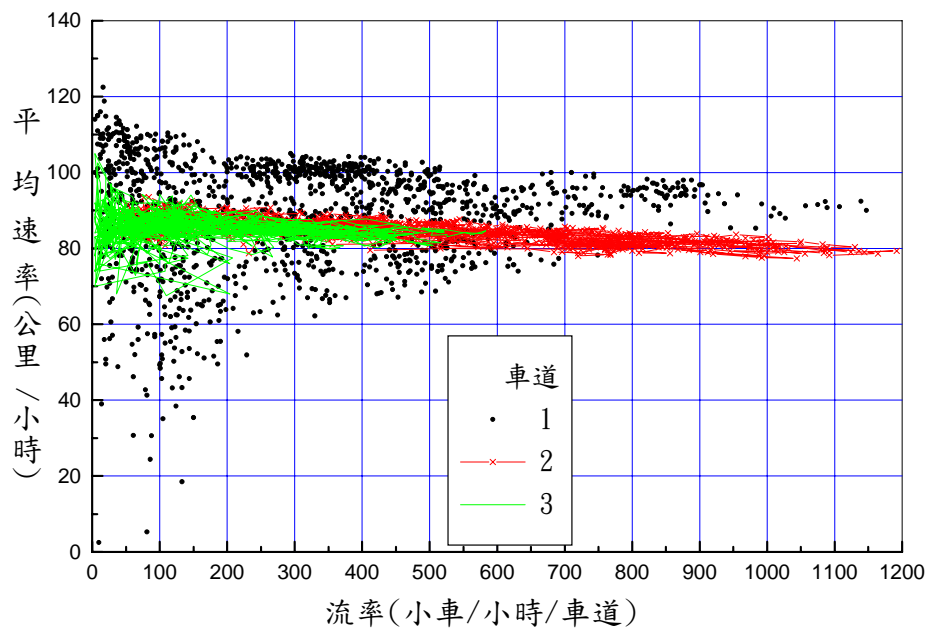


圖 2-2 七堵北上隧道之流率與速率關係

國道 3 號公路在 65K 以北的路段大部分緊靠臺北都會區東部，南部及西南部。這公路上之多數旅次屬工作性。在國定假日期間，基隆到汐止之間的單向全天流量大約在 25,000 輛以下，福德到新店之間則有 50,000~70,000 輛。一般而言，越往西南部，流量越高。在安坑及中和之間，單向全天流量達 85,000 輛左右，埔頂附近的流量更高，可達 110,000 輛。平常日的單向全天流量較低，但在福德及碧潭之間仍約有 55,000 輛，安坑到埔頂則有 60,000~70,000 輛之車流。

如圖 2-3 所示，在平常日時南下有顯著的尖峰時段，流率最高期間大約在 7 點半到 9 點之間。下午的尖峰時段比較不顯著，流率較高的時段在 6 點左右。圖 2-4 顯示北上之早上及下午車流皆有明顯的尖峰時段。尖峰流率呈現在早上 7~8 點及下午 6 點左右。這現象反映工作性旅次的時間分布。

國定假日期間之車流型態與平常日大不相同。以 2011 年春節期間的車流為例，圖 2-5 及圖 2-6 顯示在國定假日期間，類似工作旅次之早上及下午雙峰分布的現象不存在，而且高流率之狀況可持續 4~6 小時。此外，在 2 點左右之時段內，在某些路段（如埔頂）之單向流率可高達 5,000 輛/小時。

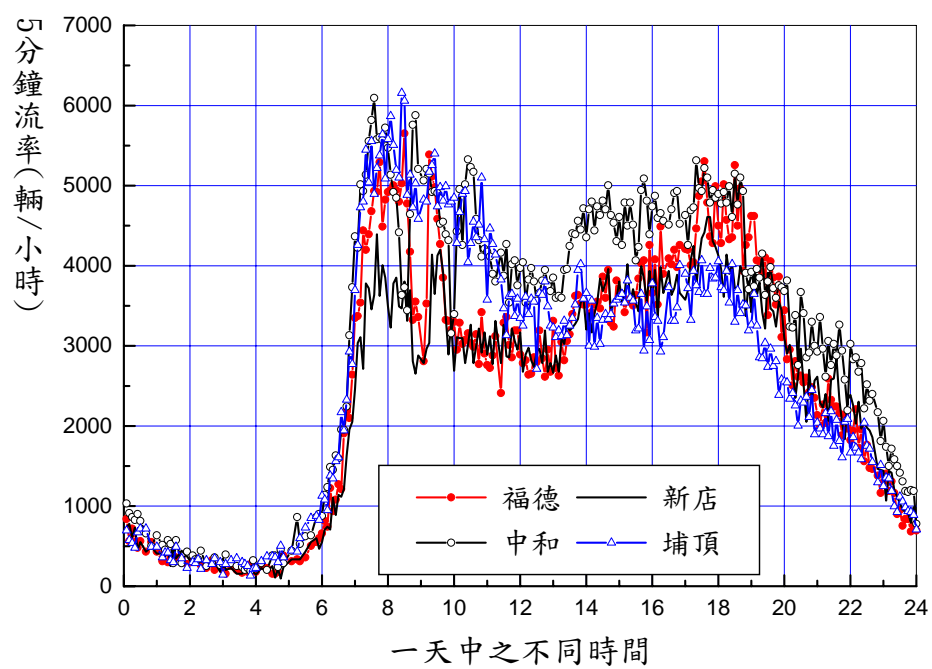


圖 2-3 南下不同時間之流率變化 (星期三, 1/12/2011)

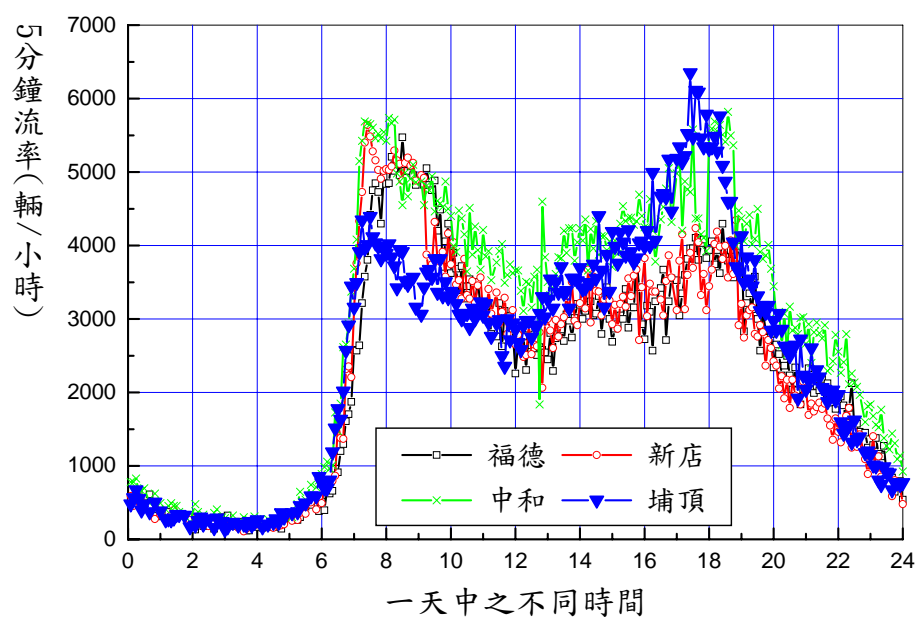


圖 2-4 北上不同時間之流率變化 (星期三, 1/12/2011)

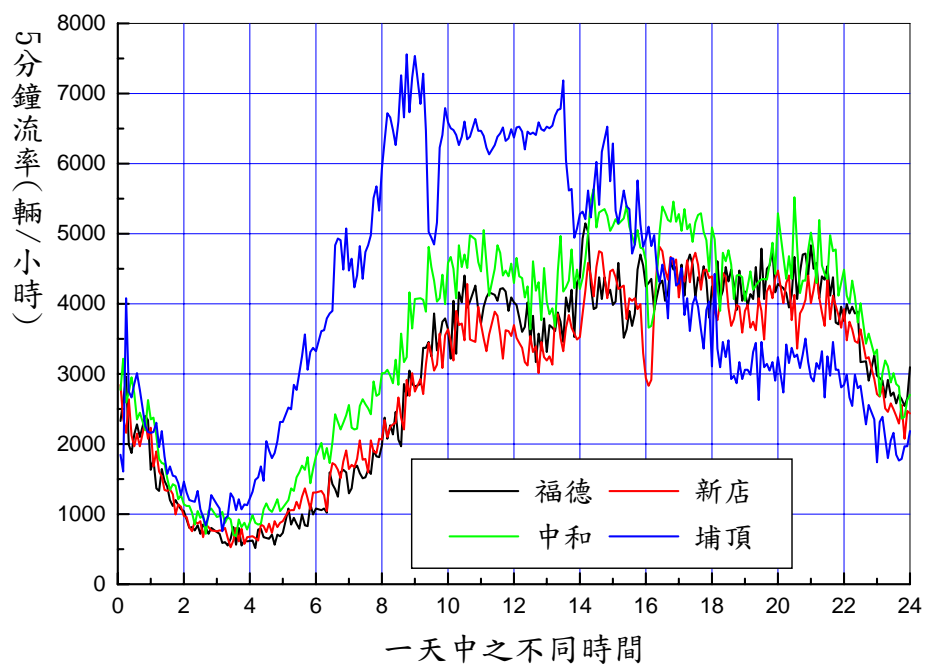


圖 2-5 南下車流型態 (春節, 2/05/2011)

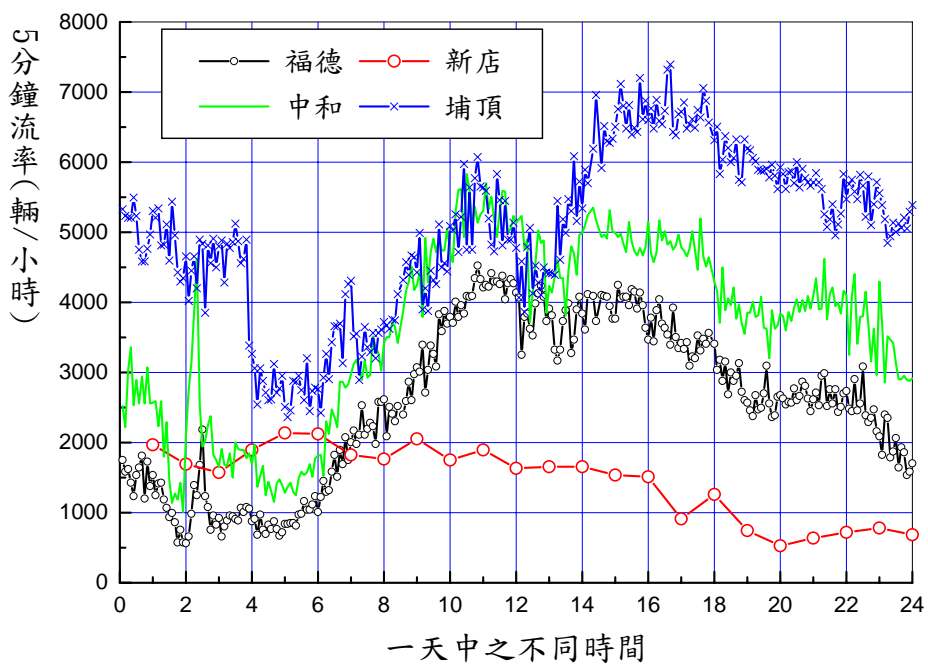


圖 2-6 北上車流型態 (春節, 2/06/2011)

在平常日及週末時，國道 3 號公路 65K 以北之路段上，壅塞狀況不嚴重。國定假日期間有嚴重塞車（車速低於 35 km/h，持續數小時）的路段通常限於碧潭以南到埔頂之間。埔頂隧道在國定假日期間的壅塞時段可長達 8~10 小時，如圖 2-7 及圖 2-8 所示。

2.4.2 車流參數

規劃一公路設施沒有實際的需求流率資料可參考，所以交通界常用下列的公式來估計需求流率之設計值：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (2.1)$$

此式中，

Q_{15} ：尖峰 15 分鐘需求流率（輛/小時）；

ADT ：設計年(design year)之平均雙向全天流量（輛）；

K ：尖峰小時流量係數，亦即尖峰小時流量佔 ADT 之比例；

D ：車流之方向係數，亦即車流較高方向所佔流量之比例；

PHF ：尖峰小時係數，亦即尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比例。

2.4.3 方向係數 D

國道 3 號公路在不同日期及地點有差異相當大的車流方向性，如圖 2-9 所示。車流方向係數有隨全天流量之增加而減少的趨勢，但兩者之關聯性微弱。

如果避免一公路通車之後經常會有嚴重塞車之情況，規劃作業是一重要考量，則須減少低估需求流率之可能性。在這情況下，可考慮採用圖 2-9 中第 85 百分位之近似值。例如雙向全天流量為 160,000 輛時，車流之方向係數可訂為 0.56。

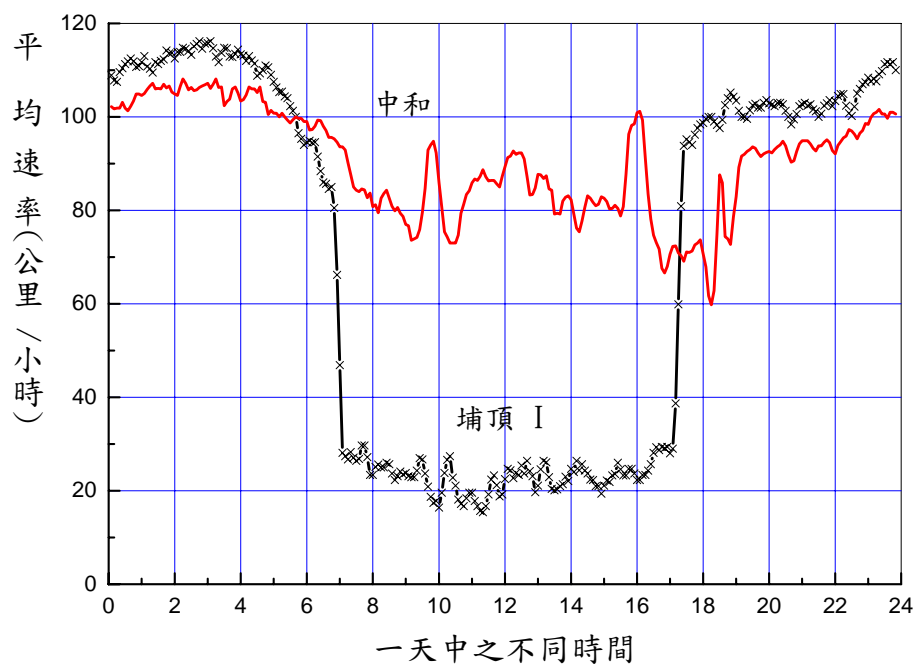


圖 2-7 南下內 1 車道速率之不同時間變化(2/25/2012)

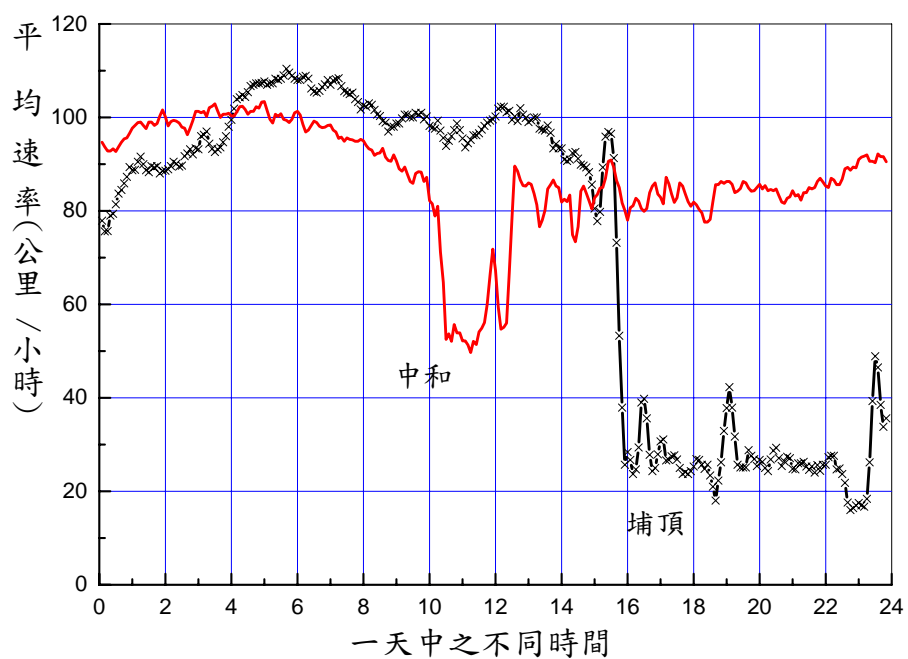


圖 2-8 北上內 1 車道速率之不同時間變化(1/27/2012)

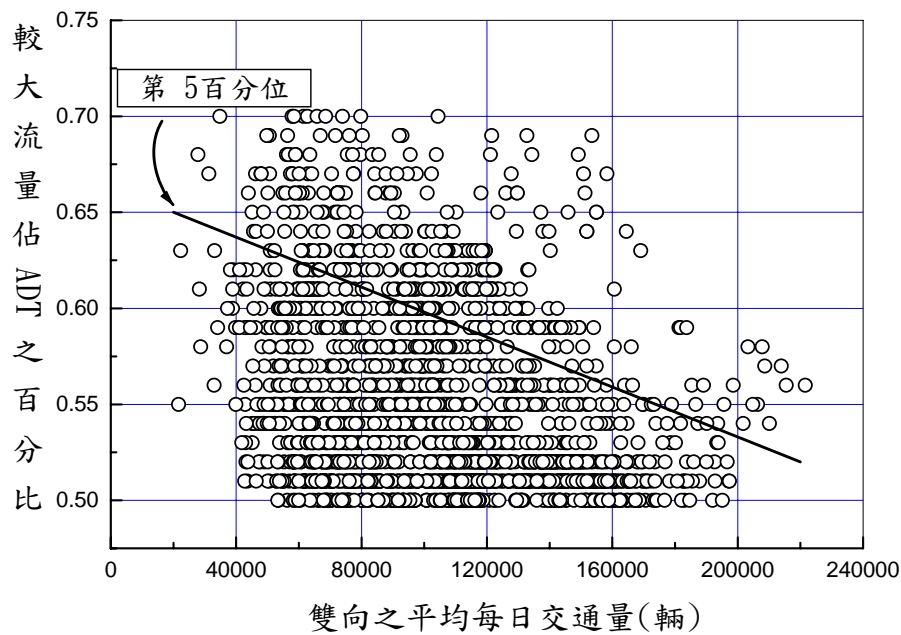


圖 2-9 國道 3 號公路較大流量與平均每日交通量之百分比(D Factor)

2.4.4 尖峰小時流量係數 K

圖 2-10 顯示尖峰小時流量係數也有相當大的變異性，而且單向之全天流量增加時，該係數之值有減低的趨勢。如欲避免因低估需求流率而造成經常性的塞車，則可考慮採用圖 2-10 之 線所代表之值來訂定流量係數。單向全天流量在 40,000~70,000 輛之時， 線所代表之值大約等於第 85 百分位之係數值。

2.4.5 尖峰小時係數 PHF

圖 2-11 顯示尖峰小時係數與方向係數及流量係數同樣有相當大的變異性。尖峰小時流量增加時，尖峰小時係數有隨著增加的趨勢。這表示尖峰小時內流率變成比較均 。採用高的尖峰小時係數可能導致低估需求流率。

2.4.6 大車比例

國道 3 號公路有許多偵測器沒有準確分 大小車之功能，通常的錯誤是將小車誤判為大車。

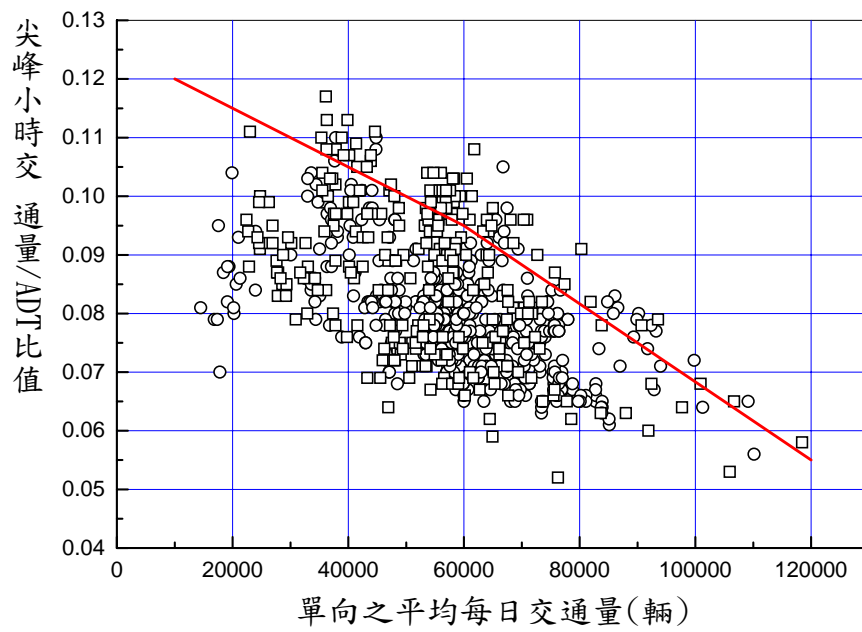


圖 2-10 國道 3 號公路 65K 以北之尖峰小時流量係數

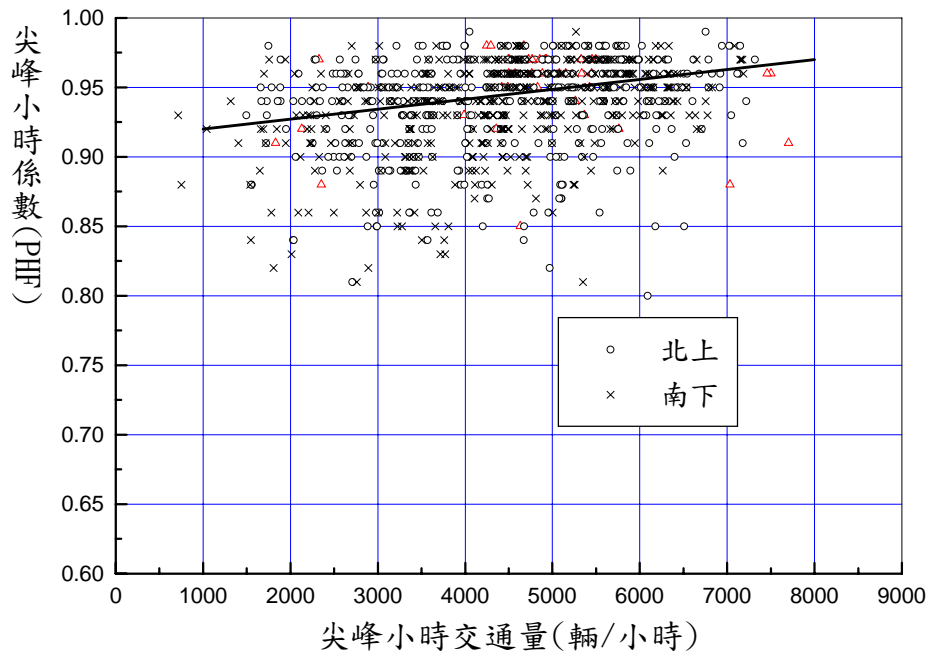


圖 2-11 國道 3 號尖峰小時係數(PHF)與尖峰小時流量之關係

北上在下列地點的偵測器所估計的大車百分比常比鄰近偵測器的估計值出乎意料的高：

7.085K, 6.231K, 7.025K, 7.970K, 10.259K, 11.781K, 13.505K, 14.610K, 16.350K, 16.950K, 23.025K, 24.132K, 25.335K, 39.253K, 50.380K, 51.555K, 55.865K。

其中在 10.259K 及 23.025K 地點所估計的大車百分比有時超過 20%。在 13.505K, 16.350K 及 16.950K 處的估計值更高，有時超過 30%。

南下偵測器分 大小車之功能有問題的地點包括：

0.150K, 7.023K, 12.750K, 14.1K, 22.588K, 28.172K, 28.909K, 33.535K, 49.000K, 56.270K, 60.468K。

其中 14.100K 處的大車百分比估計值經常為 100%。12.750K 處的估計值也常在 45%~60%之間。

如果捨棄不合理之估計值，表 2.6 顯示國道 3 號公路不同路段上，大車佔總車輛之比例平均在 3.6%及 4.2%之間。

表 2.6 國道 3 號大車之百分比

路段里程	大車百分比(%)		
	平均	第 85 百分位	第 95 百分位
0K~10K	4.2	7.0	8.5
10K~20K	3.9	6.2	7.8
20K~30K	3.6	5.8	7.6
30K~40K	3.6	5.7	7.5
40K~50K	3.9	6.5	7.8
50K~62K	3.6	6.4	8.2

2.5 隧道內車輛之平均自由速率

自由速率為一輛車不受下游車輛阻 時之速率。一般而言，車距在 5 秒以上時之速率通常可視為自由速率。因為偵測器資料沒有個別車輛的速率，所以本計畫用在早上 5 點到 7 點半之間，5 分鐘流量不超過 12 輛（平均車距：25 秒）時之平均速率來估計平均自由速率。結果如圖 2-12、圖 2-13 及圖 2-14 所示。

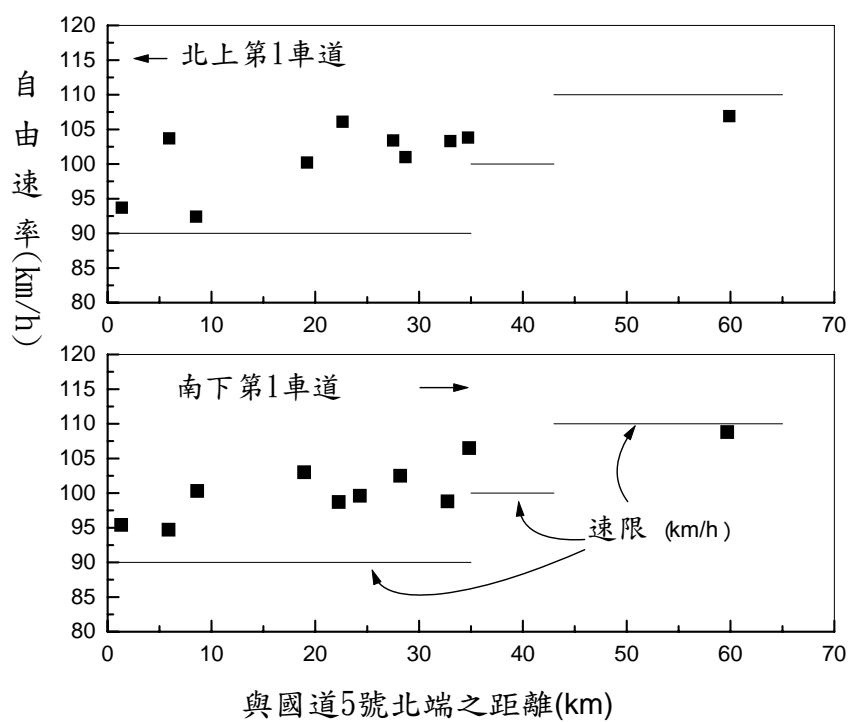


圖 2-12 第 1 車道之平均自由速率

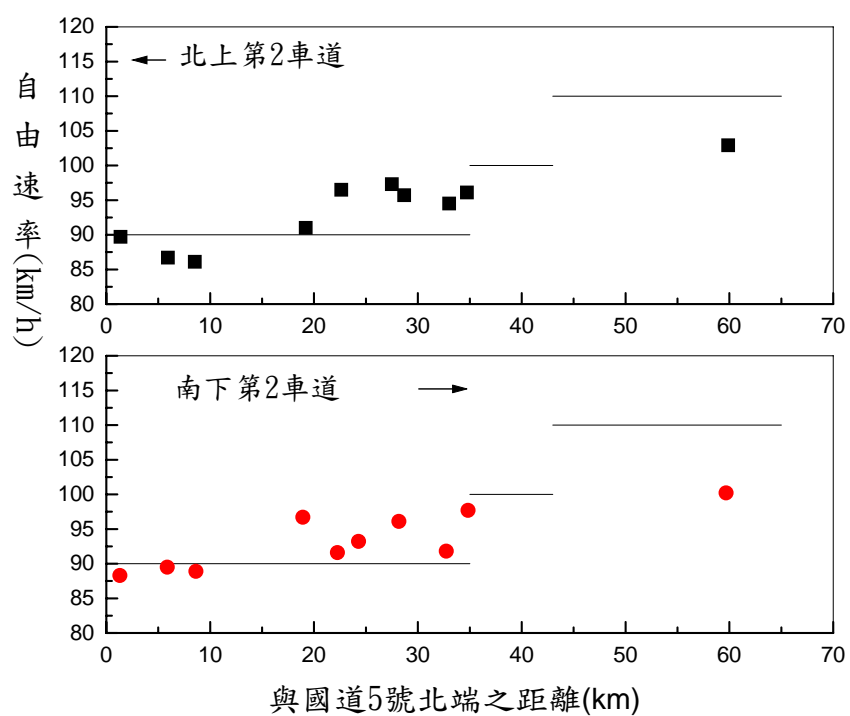


圖 2-13 第 2 車道之平均自由速率

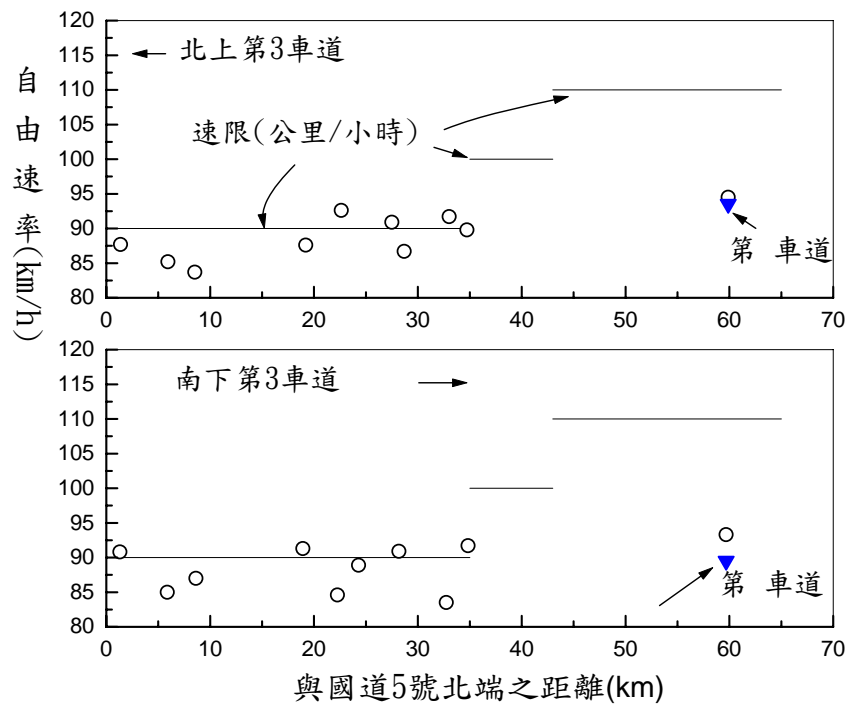


圖 2-14 第 3 車道及第 4 車道之平均自由速率

在國道 3 號公路不同路段有不同速限之管制下，圖 2-12 及圖 2-13 顯示第 1 車道（內車道）及第 2 車道上的平均自由速率有從北（基隆隧道）向南（埔頂 I 隧道）逐漸增加的趨勢，但這種趨勢在第 3 車道比較不明顯，如圖 2-14 所示。

速限 110 km/h 時，埔頂 I 南北向隧道第 1 車道的平均自由速率為 107.5 km/h，比速限低。速限 90 km/h 但在離速限 100 km/h 區大約 10 km/h 時，第 1 車道的平均自由速率已升高到 102 km/h 左右。遠離速限 100 km/h 區的第 1 車道平均自由速率則趨近 95 km/h。

如 V_1 代表第 1 車道之平均自由速率，則 V_1 與速限的近似關係如下：

1. 速限 90 km/h，離速限 100 km/h 區 35 km 以上

$$V_1 = 95 \text{ km/h}$$

2. 速限 90 km/h，距速限 100 km/h 區不超過 35 km

$$V_1 = 94.8 + \frac{8.1}{1 + e^{\frac{D-46.81}{4.32}}} \quad (2.2)$$

此式乃根據圖 2-15 線所代表之近似關係，其中 D 為與速限 100 km/h 區之距離(km)。

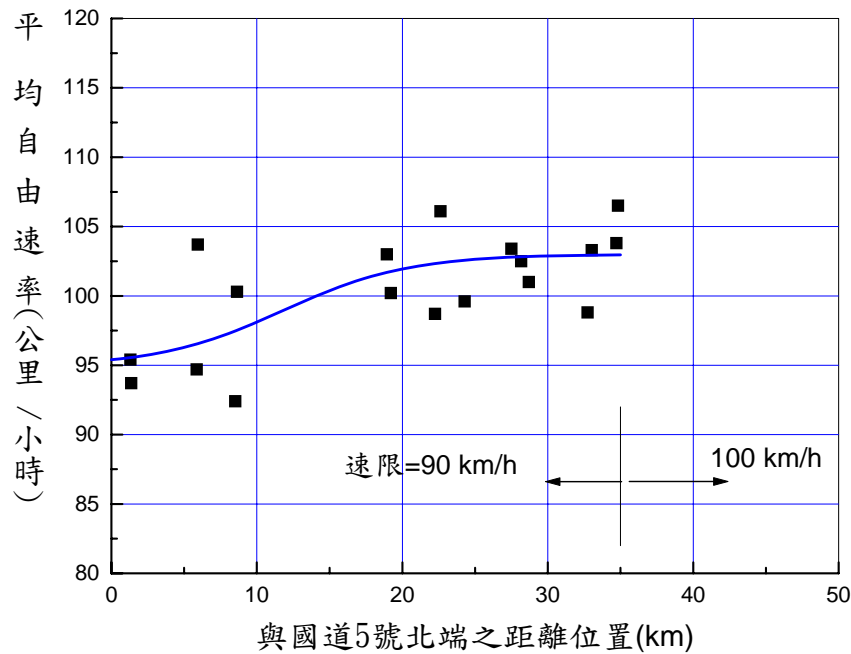


圖 2-15 速限 90 km/h 路段之平均自由速率的變化情形

3.速限 110 km/h

$$V_1 = 108 \text{ km/h}$$

4.速限 100 km/h

國道 3 號公路 65K 以北沒有隧道在速限為 100 km/h 之路段上。因為速限 110 km/h 時之平均自由速率只有 108 km/h，速限為 90 km/h 時之平均自由速率在 95 km/h 及 102 km/h 之間，所以速限 100 km/h 時第 1 車道平均自由速率可能在 105 km/h 以下。

圖 2-16 及圖 2-17 顯示第 1 車道平均自由速率與第 2 及第 3 車道平均自由速率的關係。在沒有現場資料的情況下，這些關係可分別用下列兩式來代表：

$$V_2 = 84.5 + \frac{48.05}{1 + e^{\frac{V_1 - 112.20}{7.11}}} \quad (2.3)$$

$$V_3 = 85.3 + \frac{14.2}{1 + e^{\frac{V_1 - 106.10}{3.50}}} \quad (2.4)$$

上兩式中， V_1 、 V_2 及 V_3 各為第 1，第 2，及第 3 車道之平均自由速率(km/h)。

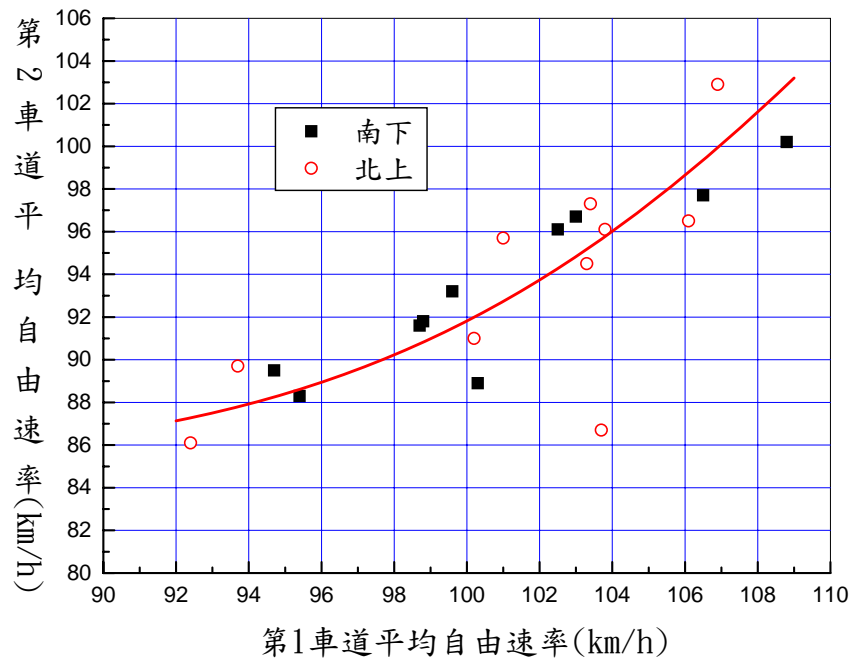


圖 2-16 第 1 車道與第 2 車道平均自由速率之關係

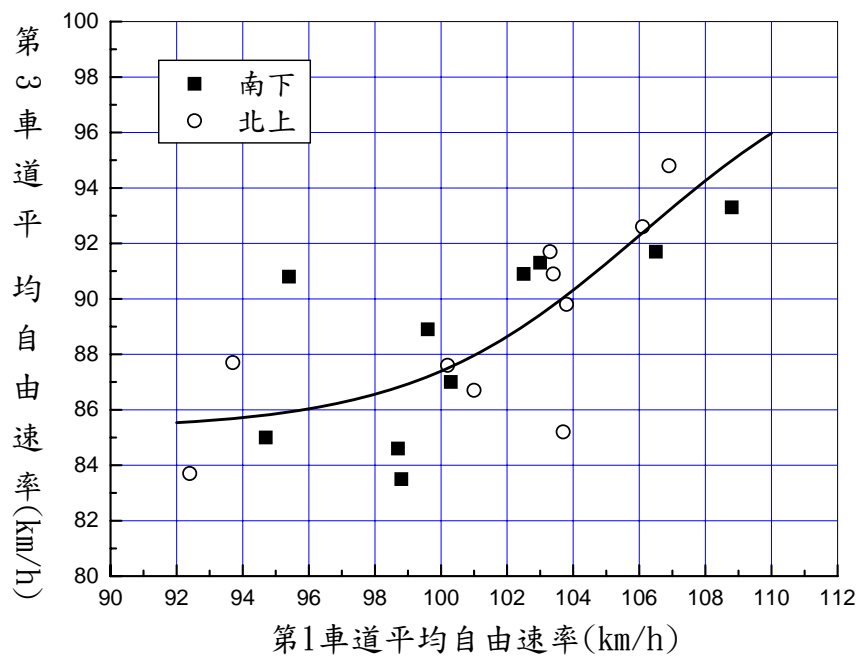


圖 2-17 第 1 車道與第 3 車道平均自由速率之關係

2.6 隧道車流之流率與平均速率關係

流率與平均速率關係所顯示的車流狀況大致可分成穩定狀況、壅塞狀況及穩定及壅塞狀況之間的過渡狀況。在穩定狀況中，平均速率隨流率的增高而降低，但車流仍能夠維持高速率。如果欲通過一隧道的需求流率接近或高於隧道的容量，車流會進入不穩定或壅塞狀況。在這種情形之下，速率在短時間內會顯著的下降。進入壅塞狀況之後，速率及流率可能同時下降，但車流遲早會開始疏解，回復到穩定狀況。疏解時，流率可能高於穩定狀況時能維持的最高流率。

穩定狀況下之流率與速率的關係為估計公路容量及評估服務水準之基礎。容量為最少能維持 15 分鐘之最高流率的期望值。因此流率與速率關係應以 15 分鐘的車流狀況來建立。本計畫除了將每 5 分鐘之偵測器資料整合成每 15 分鐘資料之外，亦將各隧道中每車道上之大車用小車當量轉換成對等小車。此外，車流從穩定進入壅塞狀況時之流率與速率關係異於車流從壅塞回復到穩定狀況時之流率與速率關係。所以本計畫將壅塞之後之偵測器資料棄置不用。國道 3 號公路 65K 以北隧道所在路段的坡度不高。坡度最高的路段的坡度及坡長各為+3%及 830m。埔頂 I 隧道位於此路段。因為坡度，坡長及大車比例很有限，所以本計畫用 1.5 小車當量轉換大車。上述工作所得的流率與速率關係列於附錄 A 及 B 各圖中。

以圖 2-18 所示之關係為例，這圖中每一線細條代表車流從穩定狀況接近或進入壅塞狀況時平均速率隨流率的變化。從此圖可知在同一流率時有不同的速率，同一速率時也有不同的流率。但車流穩定時，流率與速率有明顯的關係。本計畫根據此種狀況時所顯示的關係趨勢訂定一平滑曲線(smoothed curve)來代表穩定狀況時，流率與速率的整合(aggregated)關係。結果如圖 2-18 及附錄 A 及 B 各圖之粗線所示。

本節討論流率與速率的關係及其相關車流特性，並訂定代表性流率與速率之關係，以供規劃公路隧道之參考。為方便起見，本節將車道從內向外分別指定為第 1，第 2 等車道。

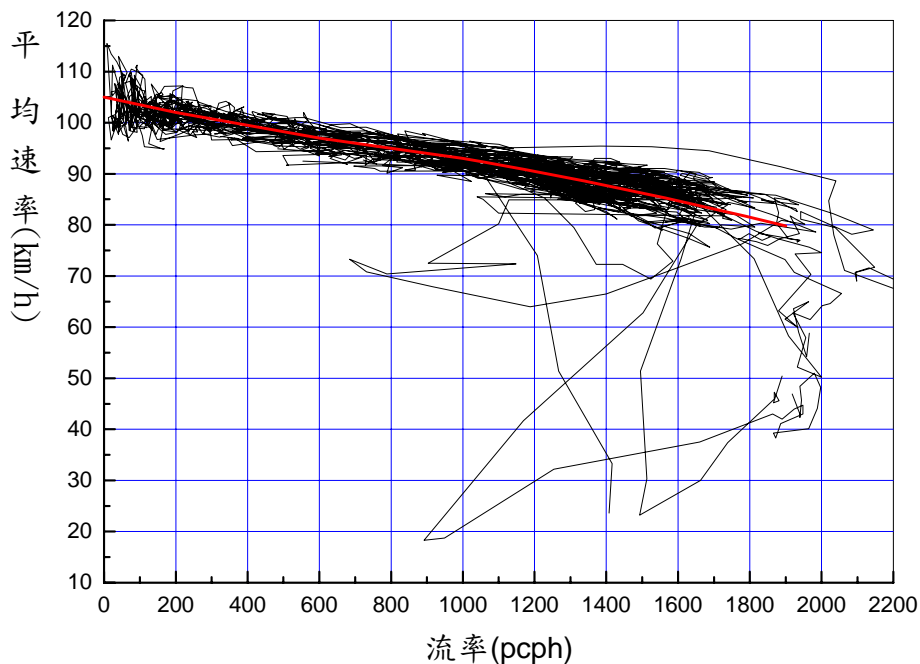


圖 2-18 福德隧道南下第 1 車道流率與速率關係

2.6.1 車流之共同特性

不同車道上之流率與速率關係有差異，但也有類似之處。國道 3 號公路有壅塞狀況之隧道車流的一共同特性是從穩定進入壅塞狀況時的流率有很大的變異性。以圖 2-18 所示，福德南下隧道的車流為例，進入壅塞狀況時的流率可能在 1,200 小車/小時左右，也可能高於 1,800 小車/小時。車流在低流率時就會進入壅塞狀況的通常原因是隧道下游有壅塞狀況，結果車流回堵到隧道內時，剛好通過偵測區的流率不高。因為進入壅塞狀況時的流率有大的差異性，所以隧道的容量很難確定。此外，新店北上，碧潭北上，安坑北上及景美南下隧道沒有從穩定狀況進入壅塞狀況之情形，因此這些隧道在穩定狀況下經常能維持的最高流率（亦即容量）也不能確定。

隧道車流之另一共同特性是每一 5 分鐘內各車道的流率有從內(第 1 車道)向外減低的現象，如圖 2-19、圖 2-20 及圖 2-21 所示。在單向有 3 車道之隧道內，同一時段內第 1 車道（內車道）的平均速率也最

高，越往外側的車道之平均速率越低。圖 2-22 及圖 2-23 為這現象之兩樣本。單向有 4 車道的隧道車流比較複雜。如圖 2-24 所示，在一天當中第 4 車道（外車道）的平均速率經常比其他車道高。這是第 4 車道的流率比其他車道低得多（見圖 2-21）所造成的結果。但是雖然在同一 5 分鐘的時段內，第 4 車道的平均速率可能高於其他車道，在同一流率時，第 4 車道的平均速率仍低於其他車道，如圖 2-25 所示。

此外，一車道之車流進入不穩定或壅塞狀況時，其他車道也會跟著進入類似狀況。前述圖 2-22 是這現象最明顯的一例子。

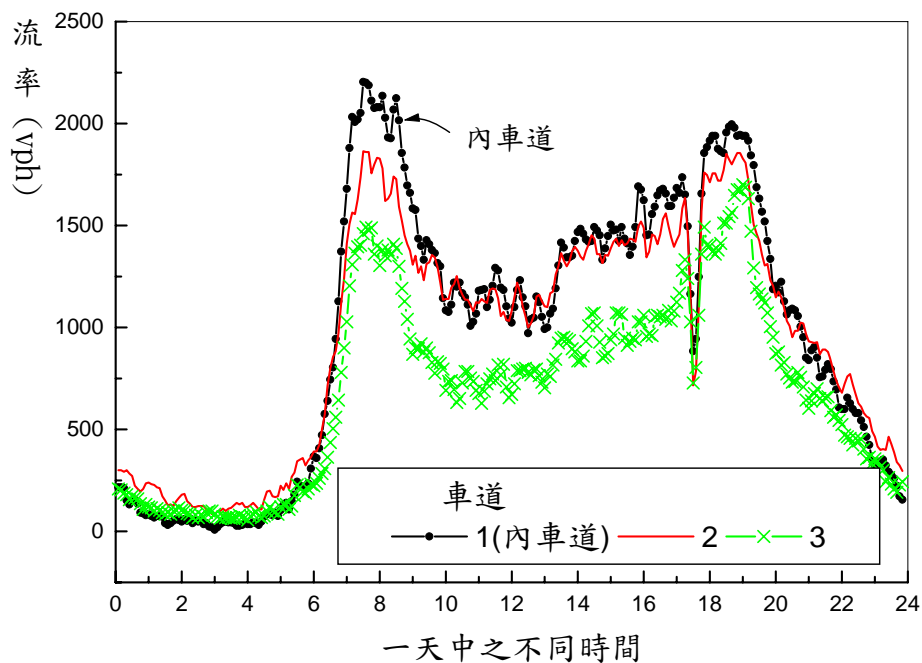


圖 2-19 福德隧道內南下各車道之流率比較

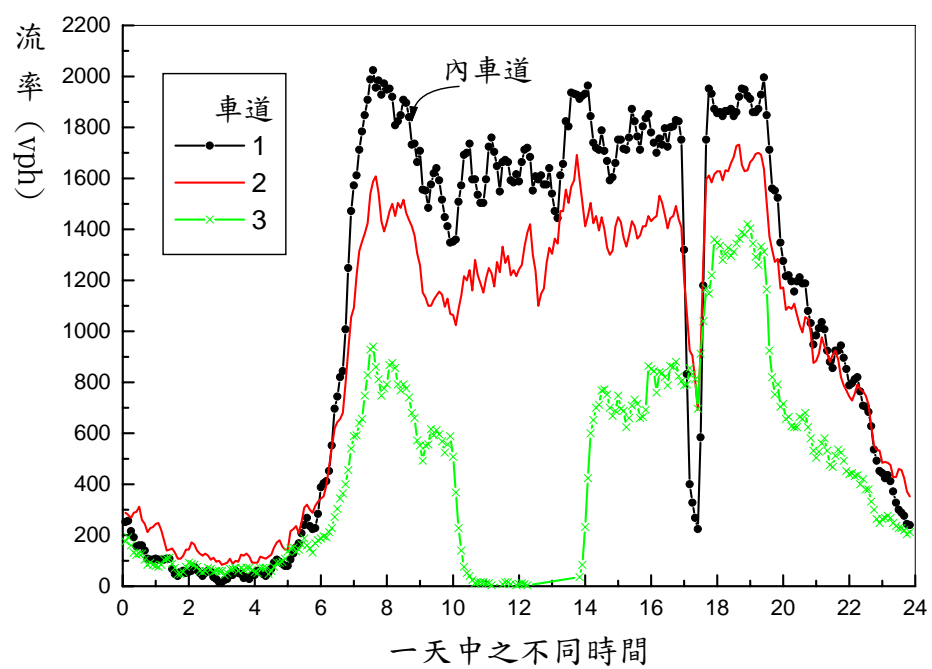


圖 2-20 木柵隧道內南下各車道之流率比較(2/29/2012)

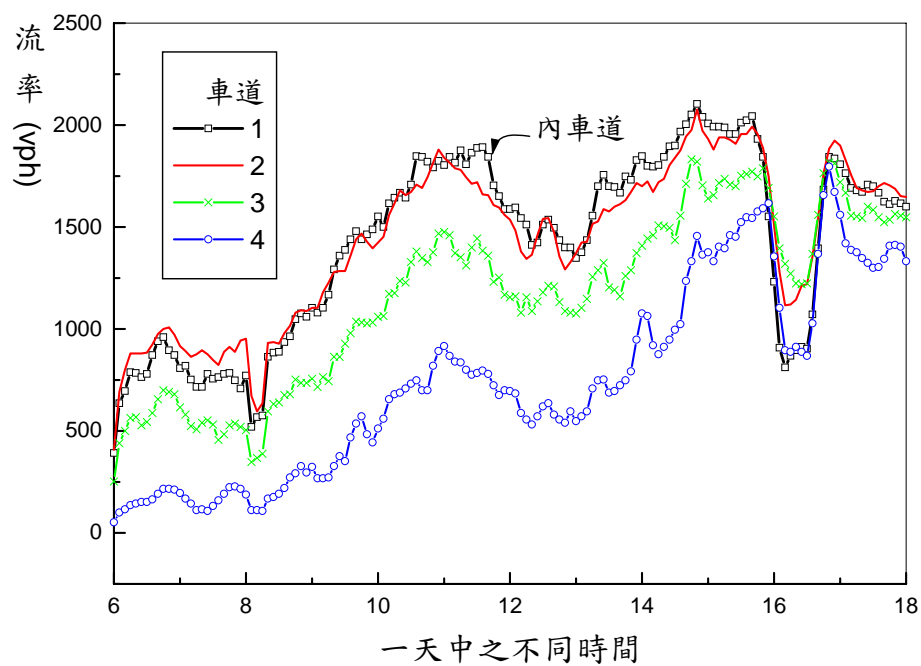


圖 2-21 埔頂隧道內北上各車道之流率比較(1/25/2012)

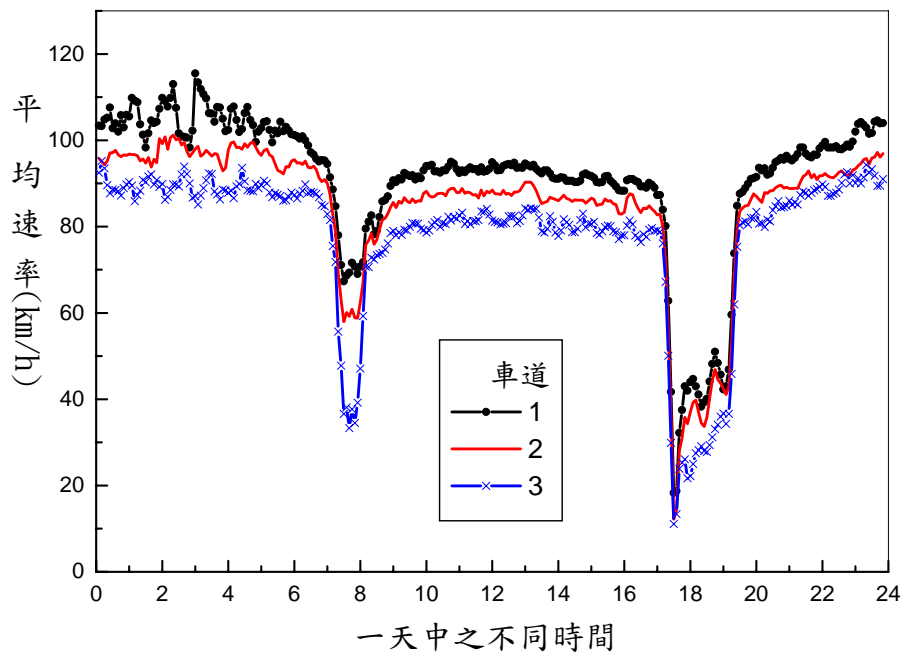


圖 2-22 福德隧道內南下速率之比較

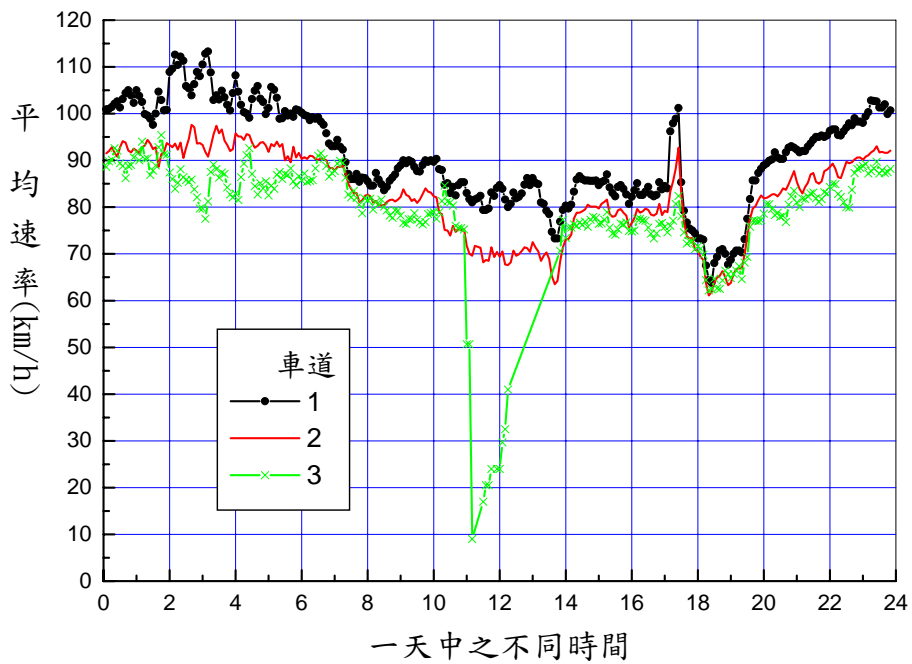


圖 2-23 木柵隧道內南下速率之比較(2/29/2012)

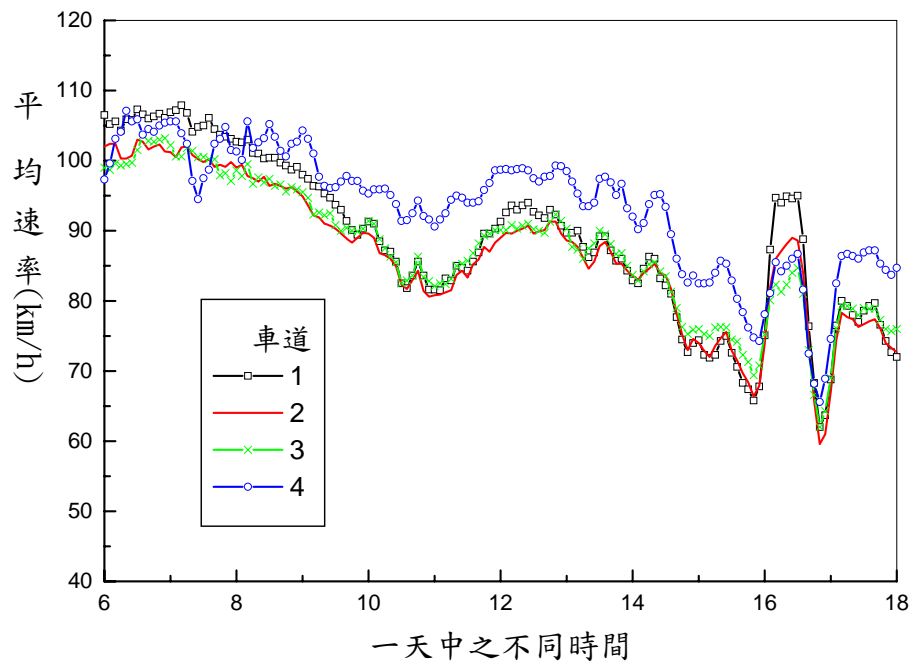


圖 2-24 埔頂隧道內北上速率之比較(1/25/2012)

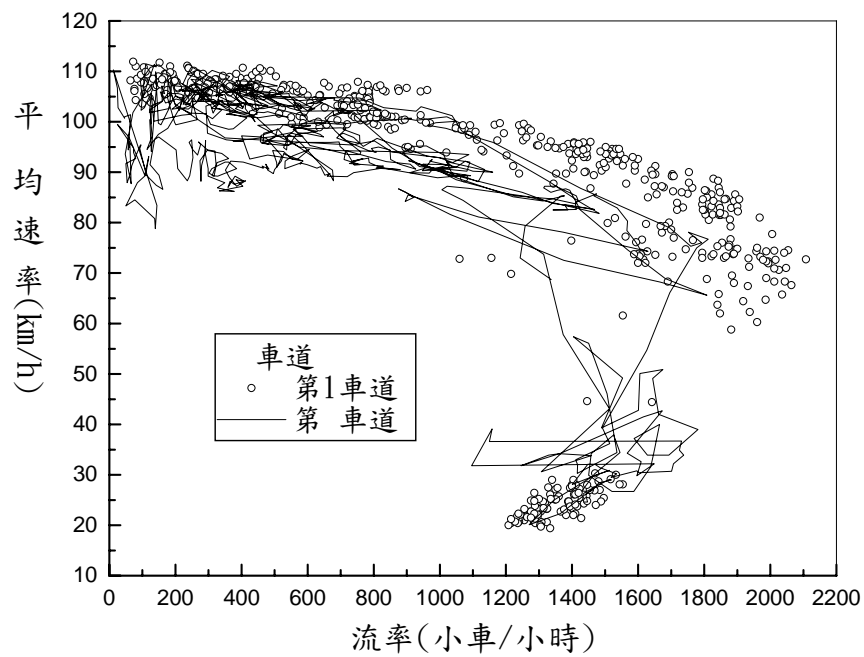


圖 2-25 埔頂隧道內北上第 1 車道及第 4 車道速率與流率關係

2.6.2 影響因素

隧道之流率與速率關係可受到隧道內外幾何設計、速限及上下游交通狀況的影響。因受偵測器資料的限制，而且不易在其他情況皆相同時，評估一因素之影響力，本計畫只能比較各隧道之流率與速率關係，以增進對速限、隧道長度及車道位置之影響力的了解。

2.6.3 速限

在同一流率時，速限的增加會帶動平均速率的增加。因此提高速限有改善運輸功能之效果。這現象如圖 2-26 所示。從此圖也可知，流率與速率關係跟自由速率有顯著的關係。速限提高時，自由速率隨著增高，在廣泛的車流狀況下，自由速率較高的車道有較高的平均速率，但是提高速限並不一定能改善容量。

此外，速限提高時，自由速率之增加率會減少。例如速限為 90 km/h 的隧道中，第 1 車道之平均自由速率在 95~102 km/h 左右(見第 2.5 節)。速限為 110 km/h 的隧道中，第 1 車道之平均自由速率則低於速限，在 108 km/h 左右。這是因為幾何設計及其他行車環境限制了駕駛員可接受之最高流率。

2.6.4 隧道長度

本計畫所探討的隧道中，福德，木柵及新店隧道之長度在 1.185 km 及 1.875 km 之間。其他隧道較短，其長度在 0.398 km 及 0.872 km 之間。這些隧道中景美，碧潭，安坑及埔頂 I 隧道不到 0.6 km，中和南北向隧道長度各為 0.872 km 及 0.831 km。

以速限為 90 km/h 之第 1 車道（內車道）為例，圖 2-27 顯示在同一流率時有下列的現象：

1. 中和南下隧道(0.872 km)不是最短的隧道，但其速率最高。中和北上隧道(0.831 km)的速率屬第二高，與最短的安坑北上隧道(0.398 km)幾乎沒有差異。中和隧道在 90 km/h 及 100 km/h 速限區之交接處。這可能是其速率較高的原因之一。

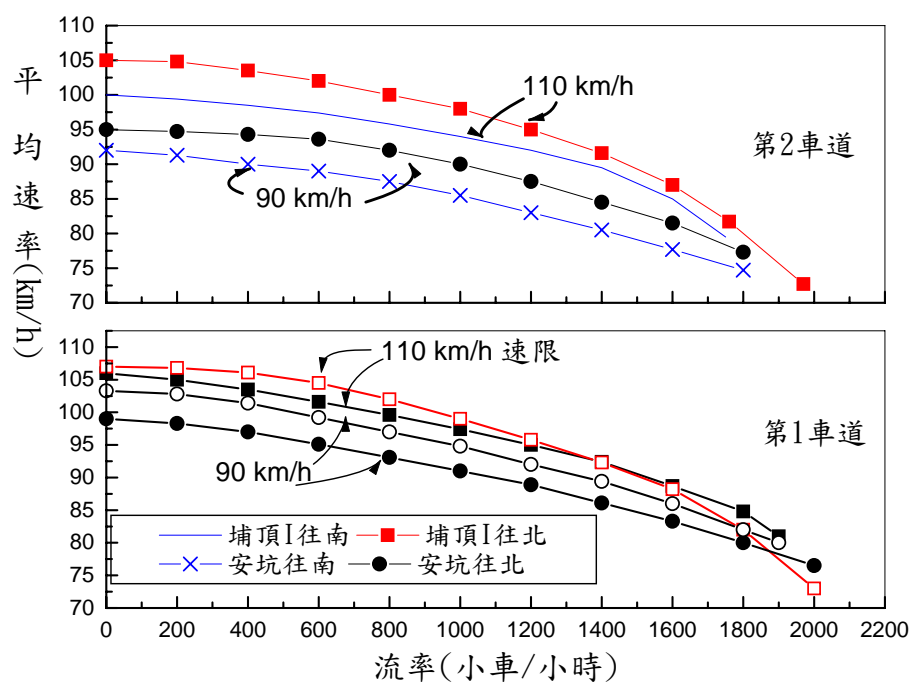


圖 2-26 速限之影響

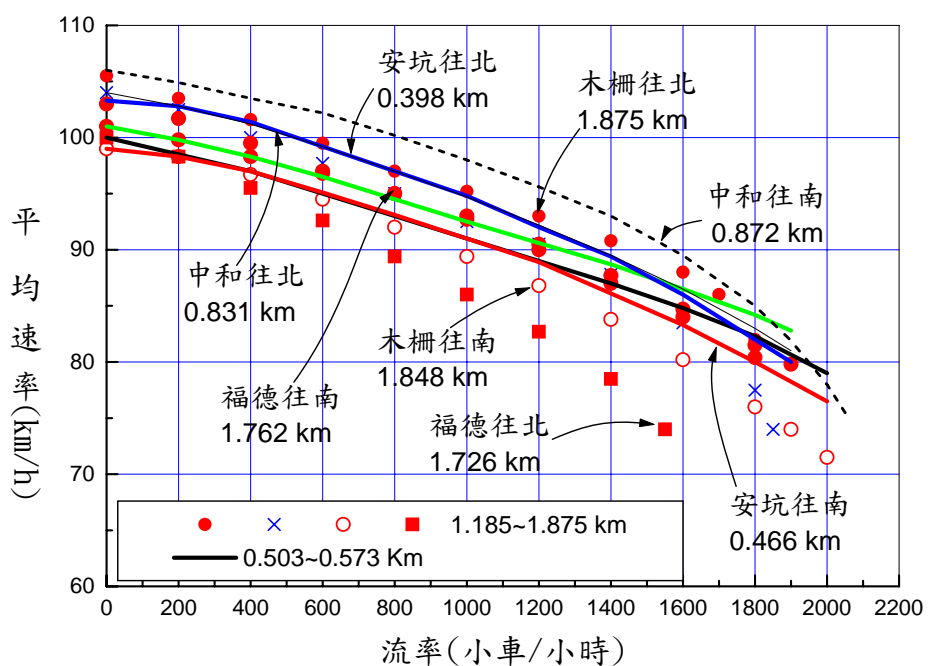


圖 2-27 隧道長度對隧道內第 1 車道速率與流率關係之影響

2. 速率最低的兩隧道包括福德北上及木柵南下隧道。這兩隧道為較長的隧道 (1.726 km 及 1.848 km)。但木柵北上隧道最長(1.875 km)，而且其速率屬第二高。

3. 較短的安坑南下隧道(0.466 km)比較長的木柵北上隧道(1.875 km)及福德南下隧道(1.762 km)的速率低。安坑南下隧道上游 1.6 km 處有安坑交流道，下游 2 km 處為中和南下隧道。木柵北上隧道離上游的木柵交流道只有 1 km。福德南下隧道距離下游之木柵交流道更近，只有 806 m。因此與上下游交流道的距離不能解釋安坑南下隧道速率較低的現象。

從上述的現象可知，隧道車流之流率與速率關係受許多互動因素的影響。現有資料不足於用來判斷隧道長度對流率與速率關係是否有實際的影響。

2.6.5 車道位置

本章 2.6.1 節所提到流率有從內車道向外車道逐漸減低的現象，圖 2-28、圖 2-29 及圖 2-30 是這現象所造成的流率與速率關係之例子。第 1 車道（內車道）與第 3 車道之間自由速率之差距在 10 km/h~15 km/h 之範圍。單向有 4 車道時，圖 2-29 及圖 2-30 顯示第 4 車道（外車道）的流率與速率關係可隨地點的不同而有很大的差異。

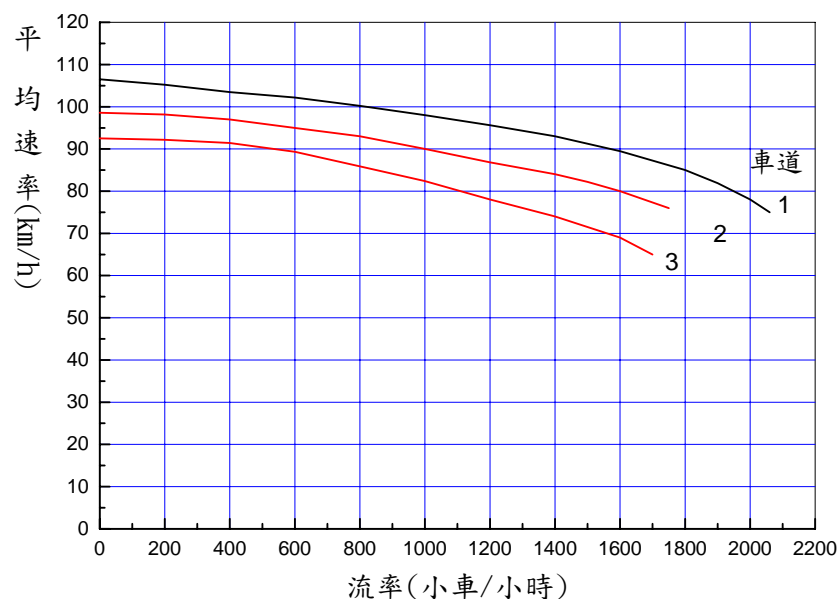


圖 2-28 中和隧道內南下車道位置與速率—流率關係

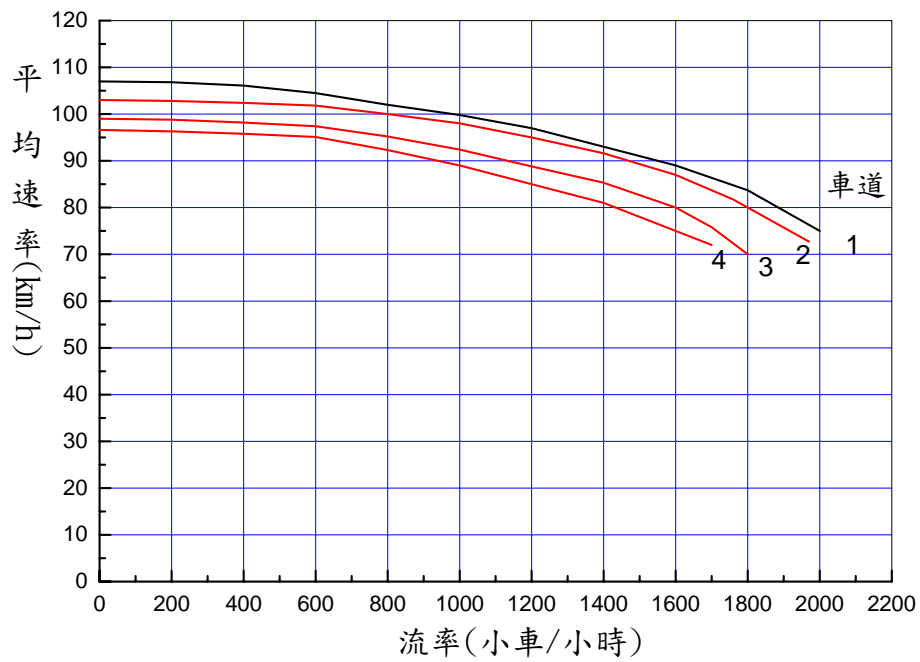


圖 2-29 埔頂 I 隧道內北上車道位置與速率—流率關係

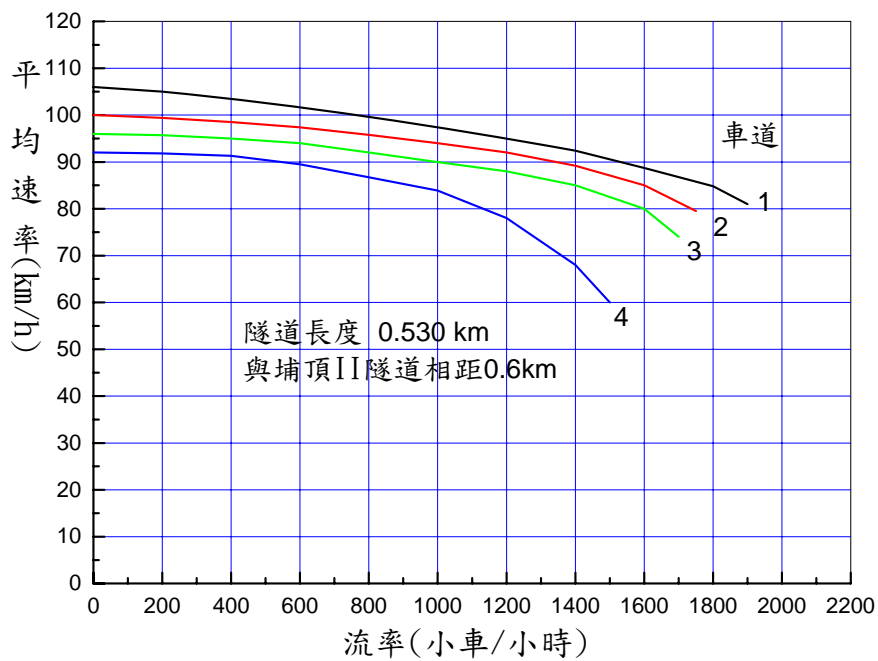


圖 2-30 埔頂 I 隧道內南下車道位置與速率—流率關係

2.7 代表性流率與速率關係

根據上一節的討論，速限及車道位置對流率與速率關係有明顯的影響，隧道長度是否有實質的影響則不能斷論。因此本計畫將偵測器資料所顯示的流率與速率關係依車道位置，速限及隧道長度分類，以進一步探討流率與速率關係之特性。這工作的目的在於訂定規劃公路隧道時可參考之代表性關係。現場資料所顯示各類型隧道的流率與速率關係如圖 2-31～圖 2-37 所示。

從上述各圖可知，當自由速率大致一樣時，流率與速率關係在一小的範圍內變化。圖 2-38 顯示這現象之一例。一例外的是福德北上及木柵南下外車道車流的流率與速率關係。這些關係比其他車道上偵測到的關係有較大的不同。因此圖 2-31～圖 2-37 所示的關係可用來訂定規劃分析可參考之代表性關係。

本計畫先根據各隧道之流率與速率關係建立每隔 2.5 km/h 或每 5 km/h 之自由速率所相關之可能流率與速率關係，然後將有同一自由速率的流率與速率關係根據其平均趨勢整合成一代表性關係。這工作的結果列於圖 2-39～圖 2-45。

從上述各圖可估計不同類型車道之容量，但是必須了解容量難以準確訂定，因為其值會受隧道下游車流狀況及許多其他的因素。規劃公路隧道時，可用表 2.7 所列的大約容量做參考。

國道 5 號公路上，雪山隧道的容量平均每車道只有 1,300 pcph 左右，其他彭山及石碇兩隧道的容量較高，但每車道也只有 1,500 pcph 左右。從表 2.7 可見國道 3 號隧道的容量比國道 5 號公路隧道的容量高得多。雪山，彭山及石碇隧道的長度各為 12.7，3.8 及 2.7 公里，比國道 3 號的隧道長得多。雪山隧道的速限為 90 km/h，彭山及石碇隧道的速限為 80 km/h。此外，雪山隧道車流又受到最小行車距離必須維持 50 公尺之規定。隧道長度及交通控制的差異可能影響到隧道的容量。

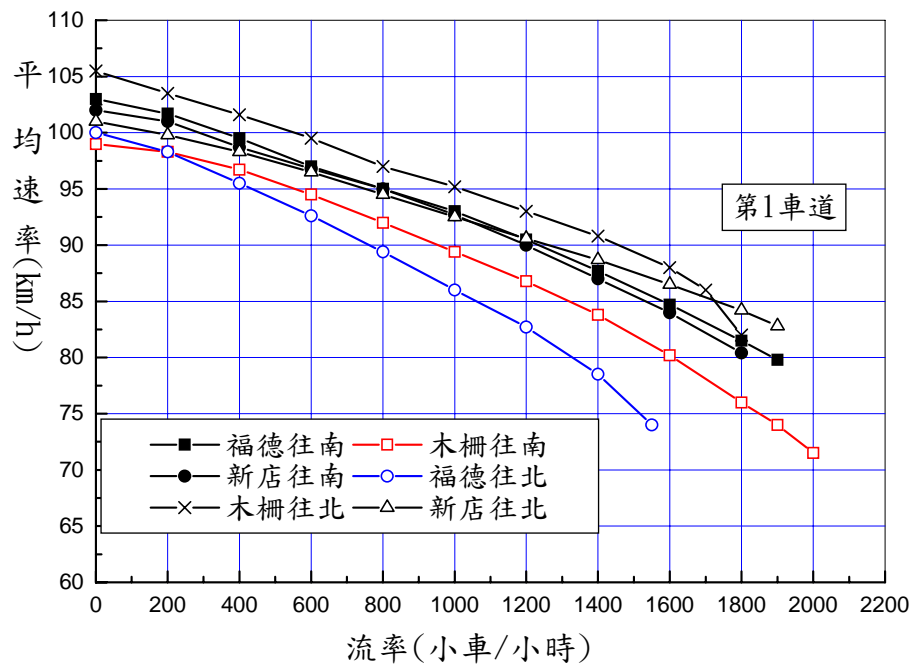


圖 2-31 1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

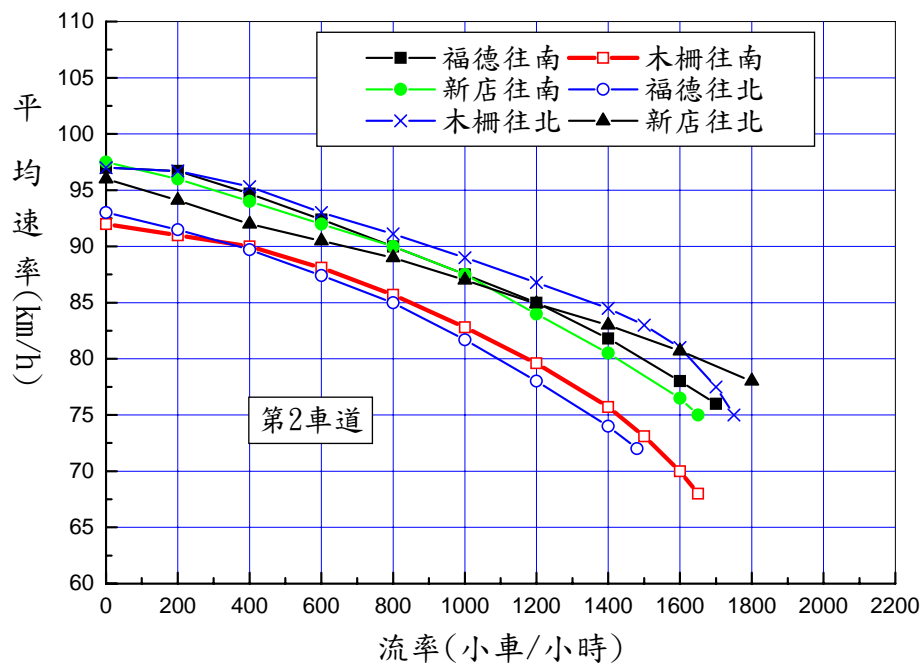


圖 2-32 1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

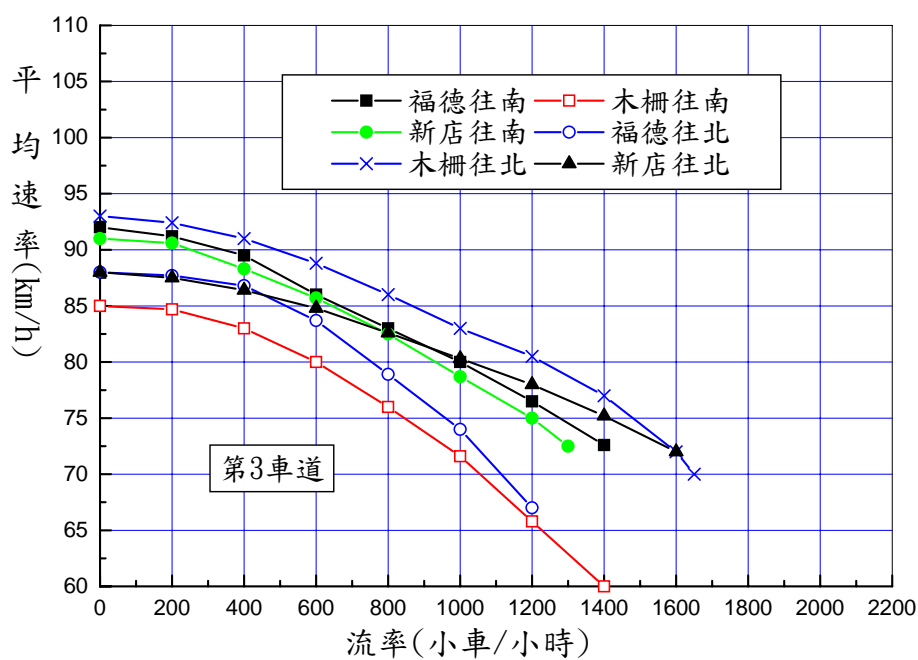


圖 2-33 1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

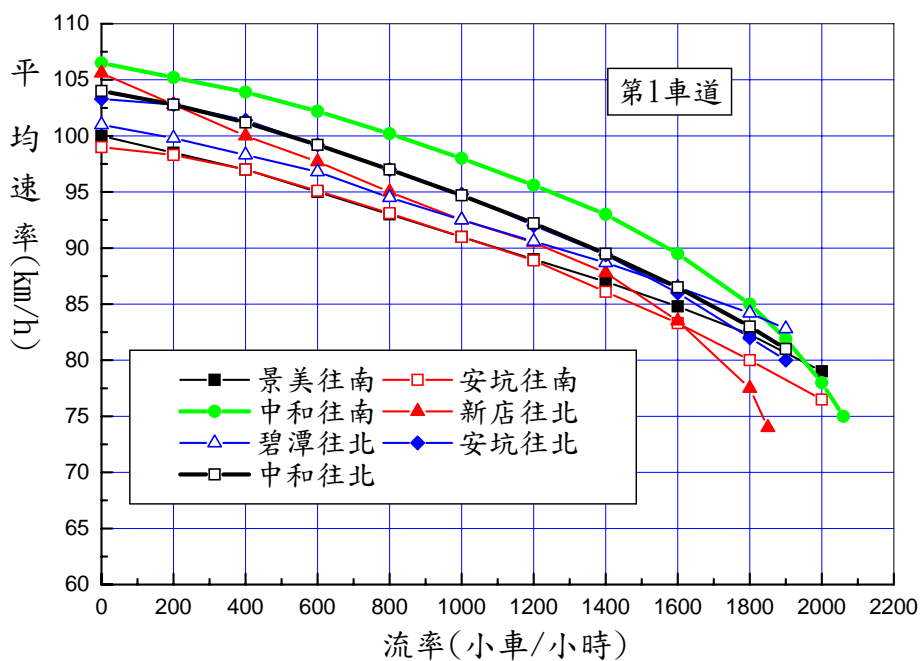


圖 2-34 0.3~0.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

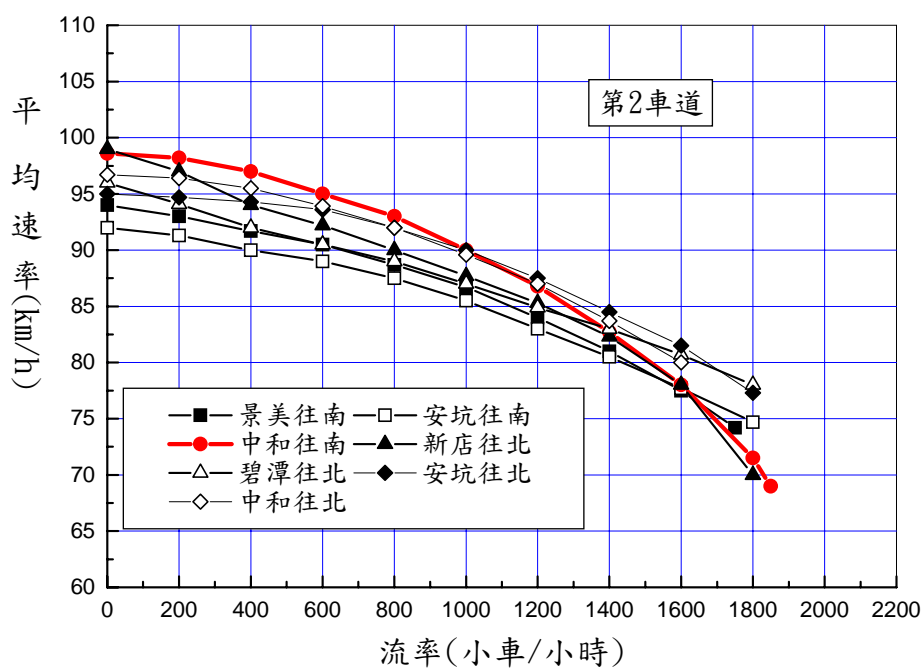


圖 2-35 0.3~0.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

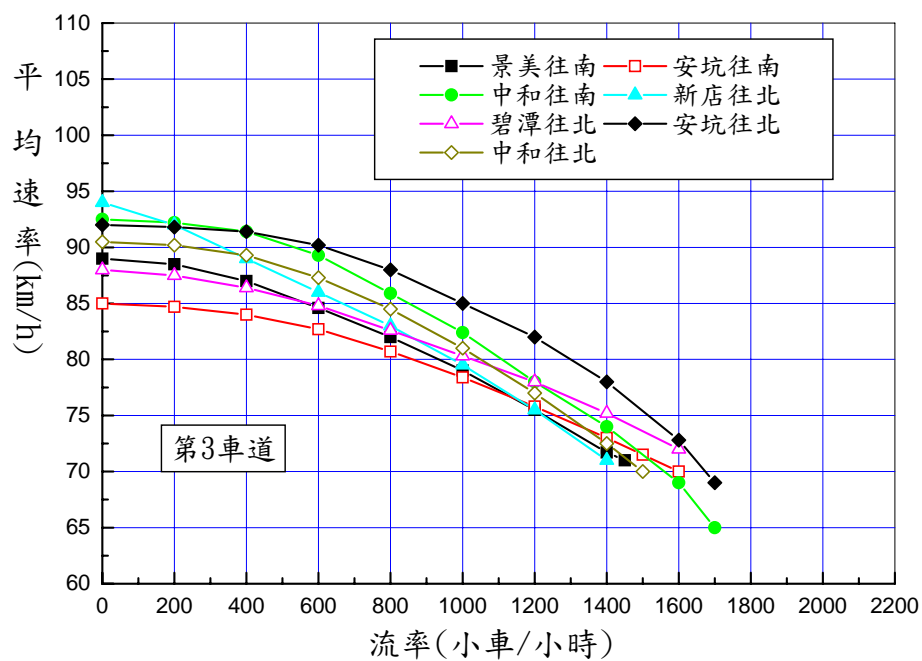


圖 2-36 0.3~0.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道的代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

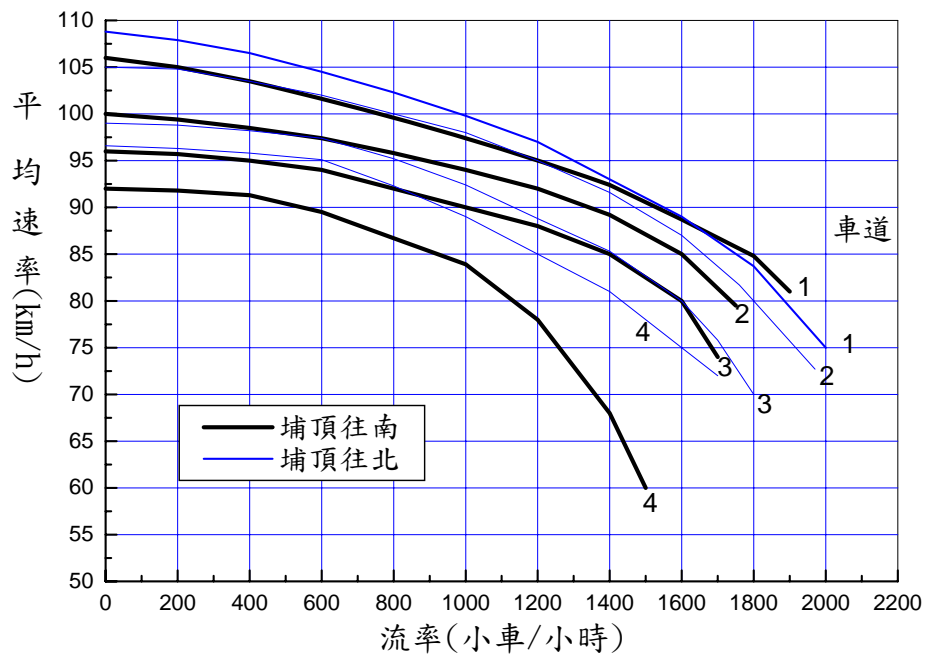


圖 2-37 0.5 公里長之 4 車道隧道代表性速率與流率關係
(速限 110 km/h)

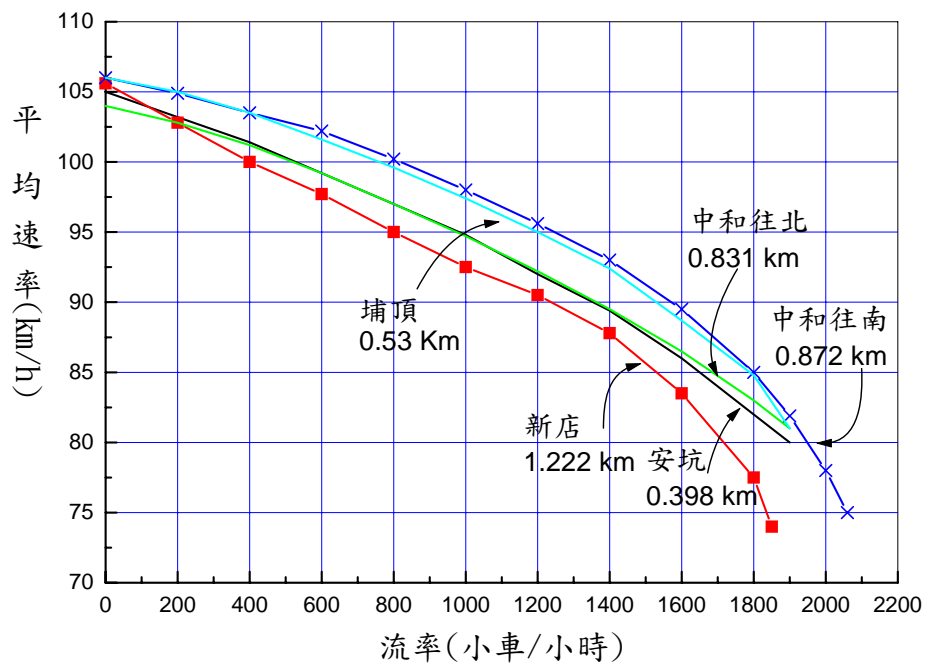


圖 2-38 自由速率約為 105 km/h 之速率與流率關係舉例

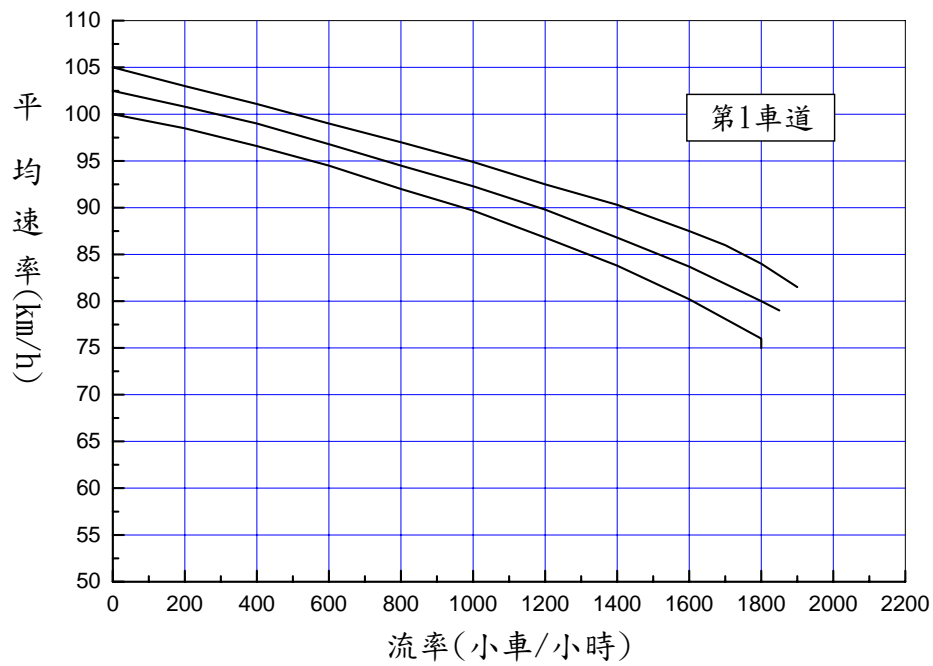


圖 2-39 1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

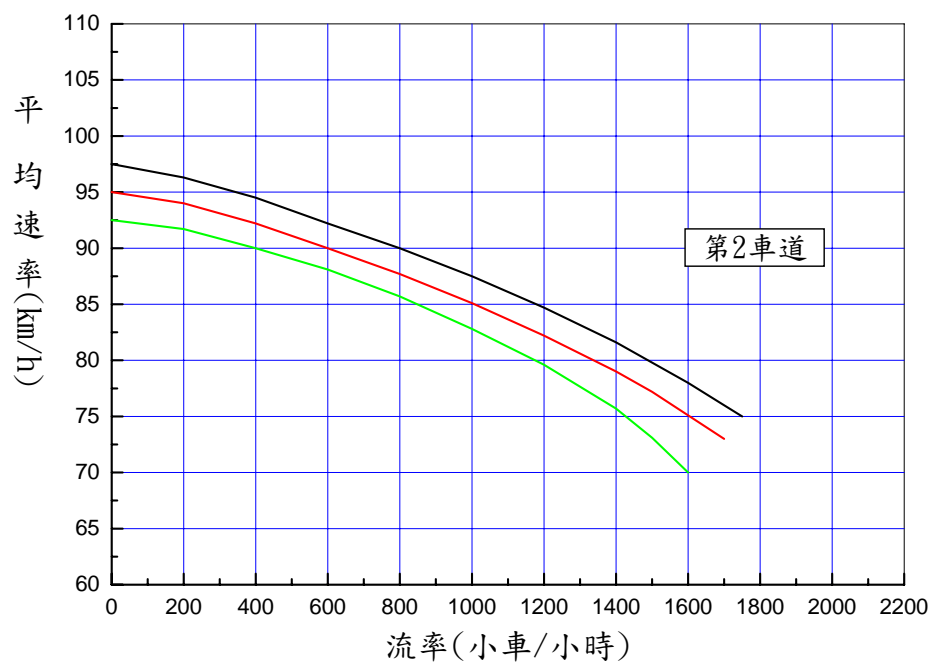


圖 2-40 1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

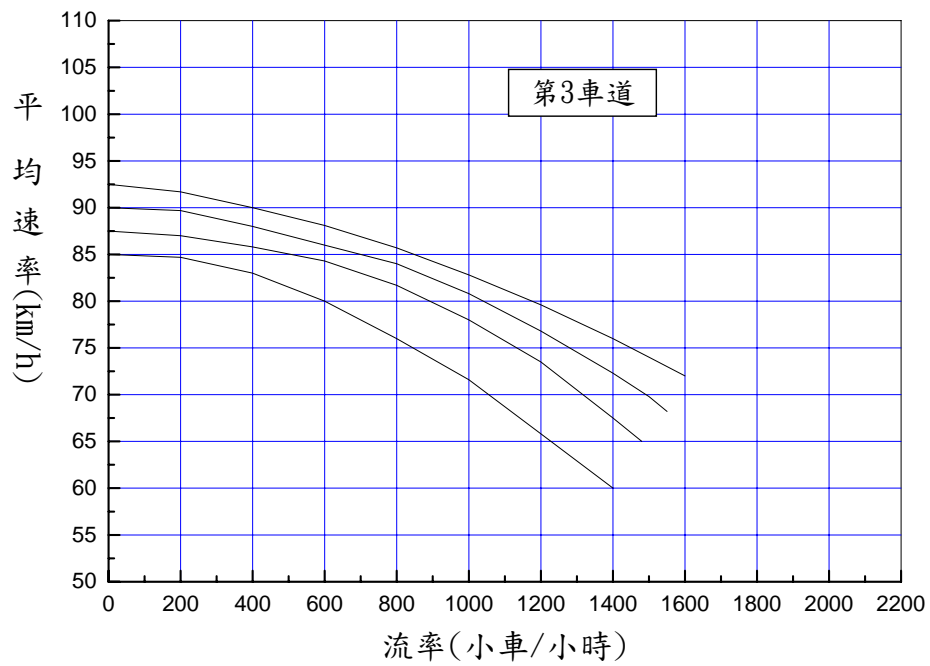


圖 2-41 1.1~1.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

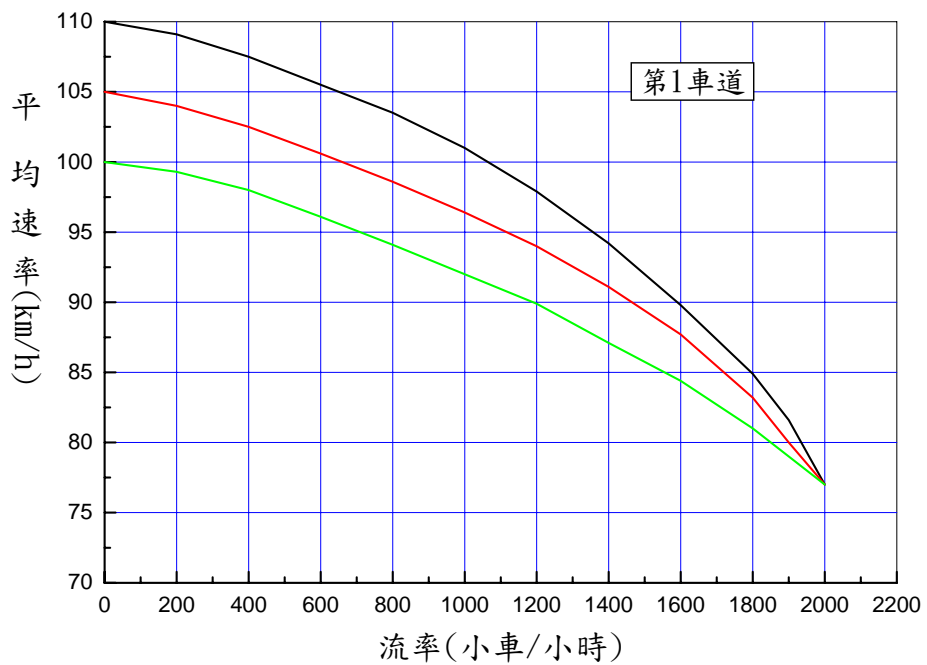


圖 2-42 0.3~9.9 公里長之 3 車道隧道第 1 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

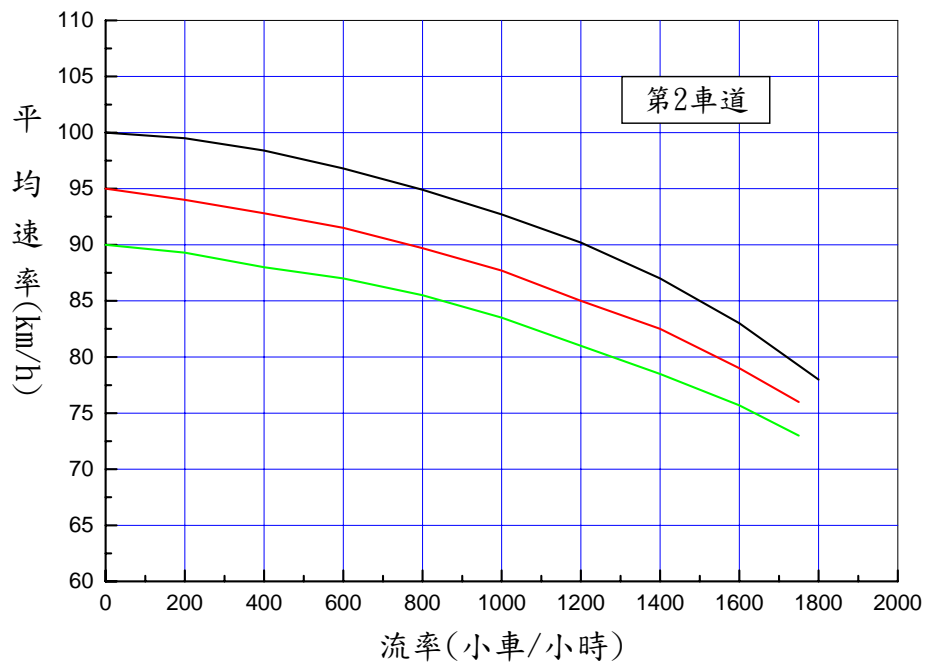


圖 2-43 0.3~9.9 公里長之 3 車道隧道第 2 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

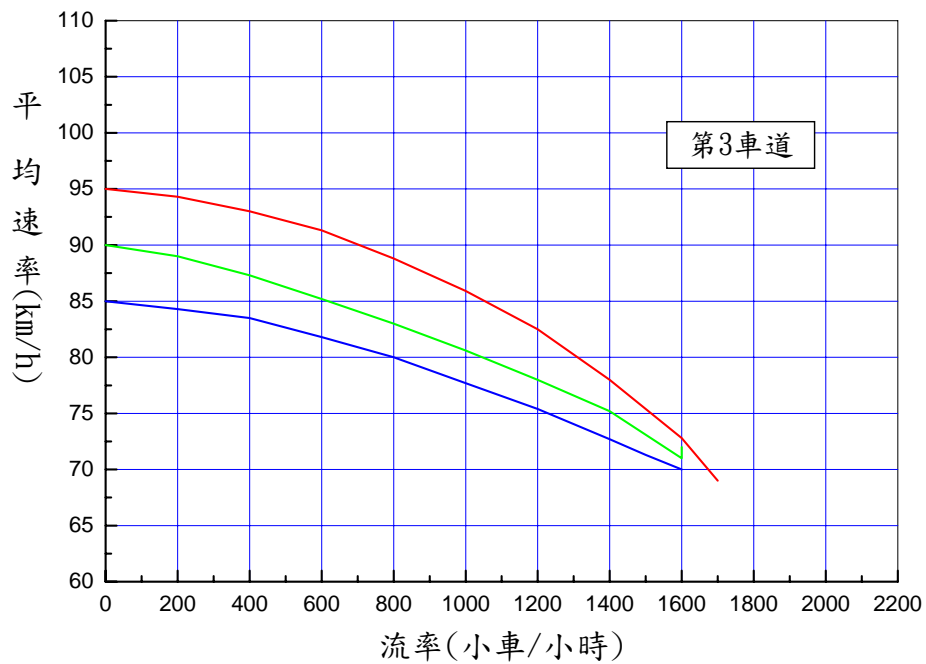


圖 2-44 0.3~9.9 公里長之 3 車道隧道第 3 車道代表性速率與流率關係 (速限 90 km/h)

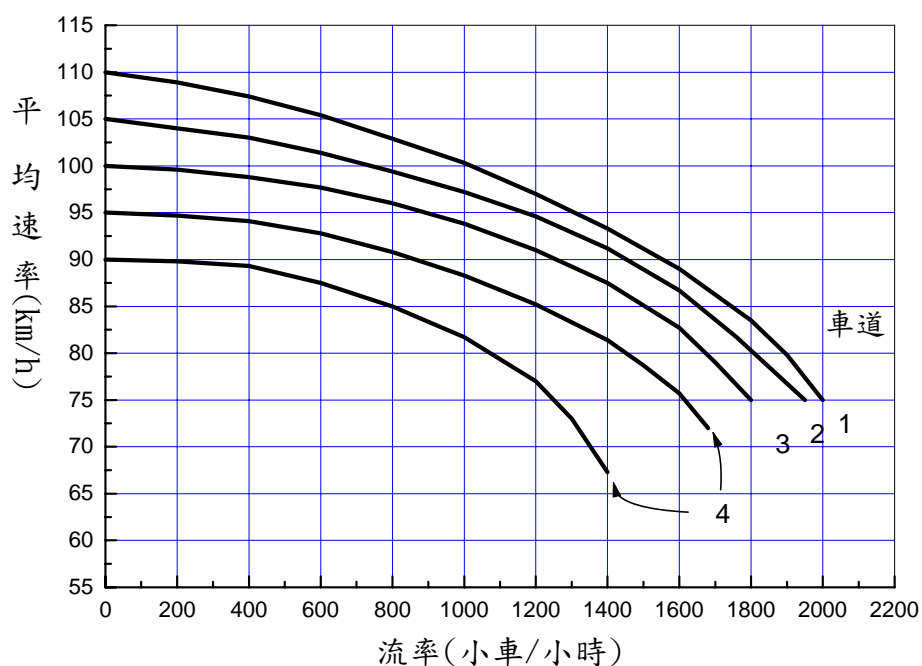


圖 2-45 0.5 公里長之 4 車道隧道代表性速率與流率關係
(速限 110 km/h)

表 2.7 隧道不同類型車道之大約容量

速限 (km/h)	隧道長度 (km)	單向 車道數	車道 位置	容量(pcph)	臨界速率 (km/h)
90	1.1~1.9	3	1	1,800~1,900	75~82
			2	1,600~1,750	70~75
			3	1,400~1,600	60~72
90	0.3~0.9	3	1	1,950~2,000	77~82
			2	1,750~1,800	74~78
			3	1,600~1,800	68~70
110	≈0.5	4	1	≈2,000	≈75
			2	≈1,900	≈75
			3	≈1,800	≈75
			4	1,400~1,700	67~72

註：臨界速度 = 流率等於容量時之平均速率

2.8 下游狀況之影響

國道 3 號公路上一隧道之下游有時有一距離不遠的隧道或交流道。這些下游設施的交通狀況可能影響上游隧道之車流。

一般而言，除非下游隧道之容量比上游隧道低，則下游隧道顯著影響上游隧道交通作業的可能性不高。國道 3 號公路上有數個鄰近隧道之間沒有隧道。這些隧道中，上下游隧道的容量沒有顯著差別，而且在同一流率時，下游隧道中之平均速率與上游沒有顯著差異或較高。圖 2-46 顯示這現象的兩例子。因此，國道 3 號公路上下游隧道影響上游隧道交通作業的程度不高。

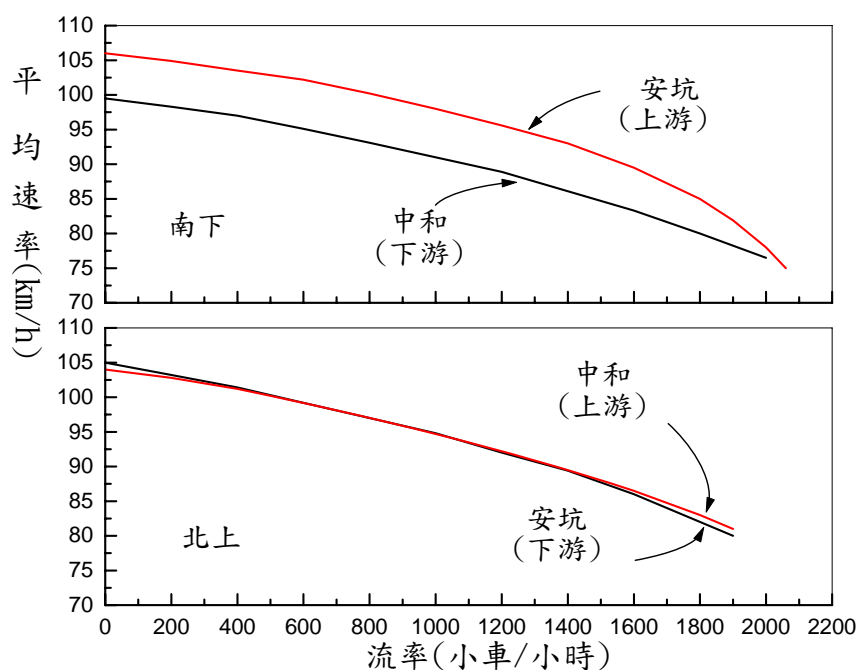


圖 2-46 相鄰隧道第 1 車道速率與流率關係之比較

交流道的存在對上下游隧道的交通作業可能有顯著的影響。例如進口匝道與主線匯流後之流率如果超過下游隧道的容量，則會造成壅塞狀況。進口匝道與主線匯流之總流率如果超過匯流區主線的容量，則交流道路段也會進入壅塞狀況並造成對上游隧道交通作業的衝擊。

國道 3 號公路偵測器的設置地點不適合用來探討匯流區主線及匝道車流之互動關係。本計畫只能用下列三個在交流道下游的地點之車流特性間接探討匯流區在進入壅塞狀況之前所能承載的流率：

- 1.安坑交流道（位於 31.000K）北上 30.135K 處（速限：90 km/h）。
- 2.安坑交流道南下 32.185K 處（速限：100 km/h）。
- 3.中和交流道（位於 35.900K）北上 35.300K 處（速限：100 km/h）。
- 4.鶯歌交流道（位於 34.300K）北上 52.500K 處（速限：110 km/h）。

上述四地點中，鶯歌交流道北上 52.500K 處離交流道已相當遠，不適合用來估計匯流區在進入壅塞狀況之前的流率。但該地點在國定假日期間常有壅塞狀況，所以可用來探討速限 110 km/h 之路段在壅塞狀況時的疏解率。

在安坑交流道北上 30.135K 處，外車道流率在 1,450~1,550 pcph 時，車流通常仍能夠維持穩定狀態，平均速率大約在 60 km/h 及 65 km/h 之間。但是如圖 2-47 所示，如果流率超過 1,500 pcph 左右時，速率也可能持續下降，因而車流進入壅塞狀況。同時，其他車道上的車流也進入壅塞狀況。其中內車道的車流會以 33~37 km/h 之平均速率疏解。疏解率在 1,400 pcph 與 1,600 pcph 之間。

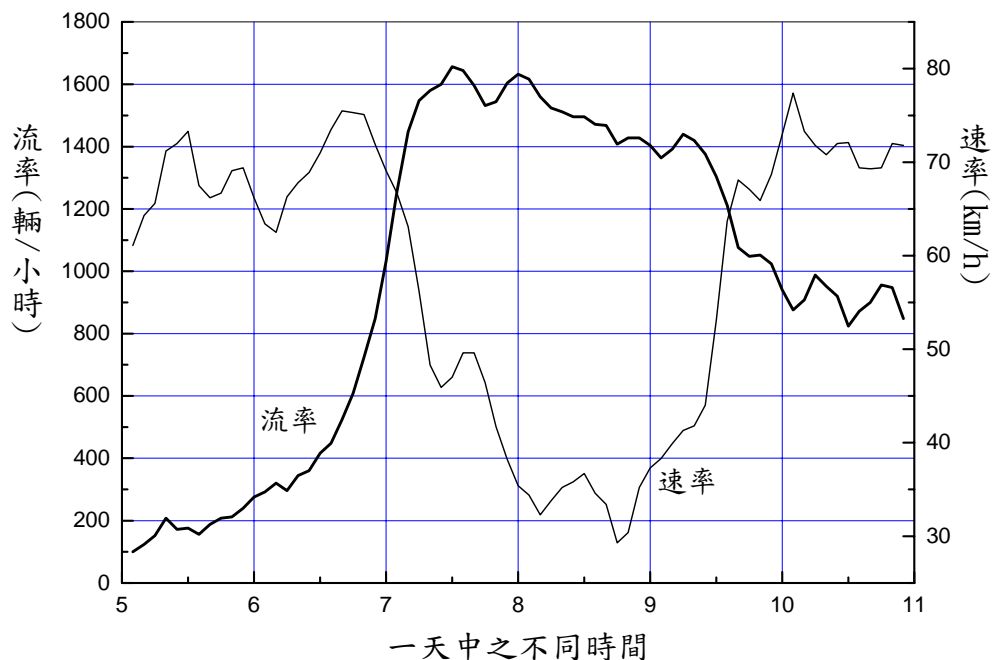


圖 2-47 於 30.135K 北上外車道速率與流率之變化情形

安坑交流道南下 32.185K 處的壅塞情況比北上 30.135K 嚴重。其外車道進入壅塞狀況時的流率在 1,350 pcph 與 1,550 pcph 之間。在壅塞狀況時，內車道車流的平均疏散速率一般在 25 km/h 以下。疏散流率隨疏散速率而變。內車道疏散速率在 10 km/h 左右時，疏散流率大約只有 830 pcph。疏散速率增高到 24 km/h 左右時，疏散速率增高到 1,470 pcph 左右。

中和交流道北上 35.300K 處在國定假日中也常有壅塞狀況。其外車道進入壅塞狀況時之流率在 1,500 pcph 與 1,700 pcph 之間。進入壅塞狀況之後，內車道可能以 15 km/h 左右之平均速率疏散，其疏散率在 900 pcph 到 1,150 pcph 之範圍內。但比較平常的疏散速率在 30 km/h 到 38 km/h 之範圍，其相關疏散率在 1,500 pcph 與 1,850 pcph 之間。

鶯歌交流道北上 52.500K 處進入壅塞狀況之後，最常見的疏散速率在 25 km/h 及 35 km/h 之間，但偶而也可能以稍低於 20 km/h 或高於 40 km/h 之穩定速率疏散之後，速率才增高。這一地點壅塞後之疏散率有隨疏散速率的增高而增高的現象，這特性與其他地點及國道 5 號公路匯流區之車流特性相似。圖 2-48 顯示在內車道的這種現象。從這圖可知壅塞之後，國道 5 號公路（速限 80 及 90 km/h）及國道 3 號公路速限 90 km/h 路段的疏散特性沒有顯著區別。此外，國道 3 號公路速限 100 km/h 及 110 km/h 之路段的疏散特性也相近。因此，圖 2-48 所示的疏散流率及速率的關係可用下列模式來代表：

速限：80~90 km/h

$$Q_d = 175 + 59.0 V_d - 0.56 V_d^2 \quad (2.5)$$

速限：100~110 km/h

$$Q_d = -33.2 + 77.9 V_d - 0.78 V_d^2 \quad (2.6)$$

此兩式，

Q_d ：壅塞後之疏散率(pcphpl)；

V_d ：壅塞後之疏散速率(km/h)，15~45 km/h。

式 2.5 及式 2.6 之 r^2 值各為 0.88 及 0.92。

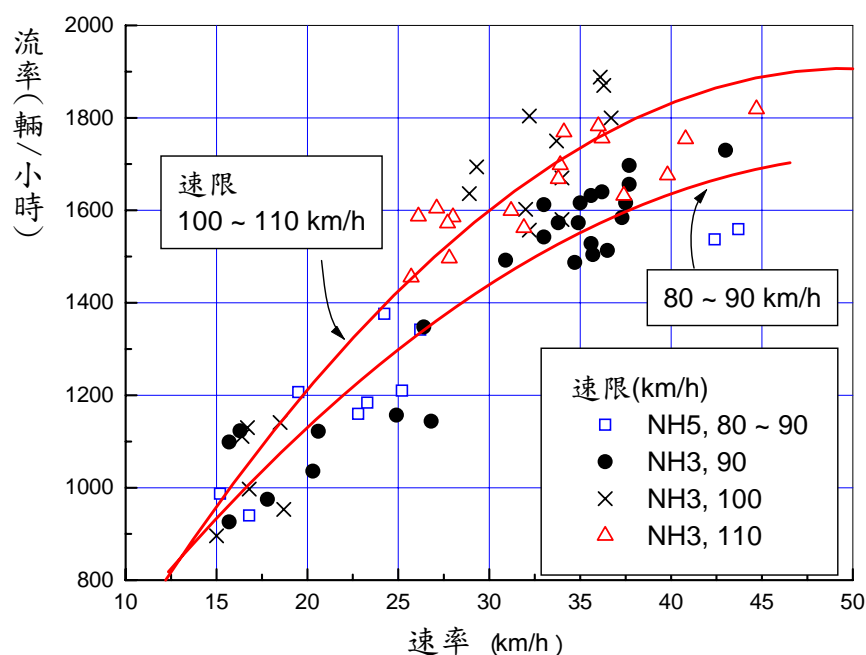


圖 2-48 壅塞狀況下匯流區之速率與流率關係
(NH3：國道 3 號；NH5：國道 5 號)

根據上述之分析，在沒有現場資料的情況下，可假設內車道進入壅塞狀況之後的疏解速率在 20 km/h 或 35 km/h 左右，但在 35 km/h 之可能性較高。國道 3 號公路上速限 90 km/h 之匯流區外車道流率超過 1,350 ~ 1,550 pcph 時，車流很可能進入壅塞狀況。速限 100 km/h 之匯流區外車道可承載 1,500 ~ 1,700 pcph 之車流。速限 110 km/h 之匯流區外車道大約也只能承載 1,500 ~ 1,700 pcph 之車流。

2.9 車流之車道分布

本章第 2.6.1 節提到，在同一時段內，車道的流率有從內車道向外，逐漸減低的現象。車流的車道分布會影響到一公路設施之交通效率。

根據每 15 分鐘之車流狀況，圖 2-49 ~ 圖 2-52 顯示國道 3 號公路上各車道的流率與單向總流率有非線性的關係。總流率增加時，每一車道之流率也增加。但不論單向有 3 車道或 4 車道，最內側兩車道之流率的增加率隨總流率的增加而減少，其他車道的流率之增加率則增高。因此總流量提高時，不同車道流率之差距逐漸減少。這現象如圖

2-49～圖 2-52 所示。這些圖中所顯示的關係可用表 2.8 所列之迴歸模式來代表。

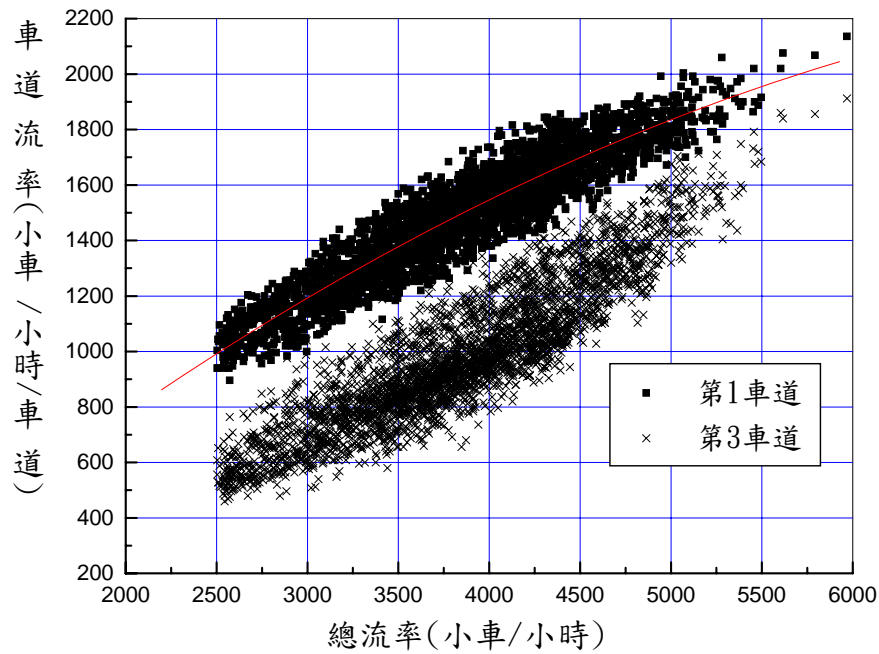


圖 2-49 國道 3 號 3 車道路段第 1、3 車道流率與總流率之變化

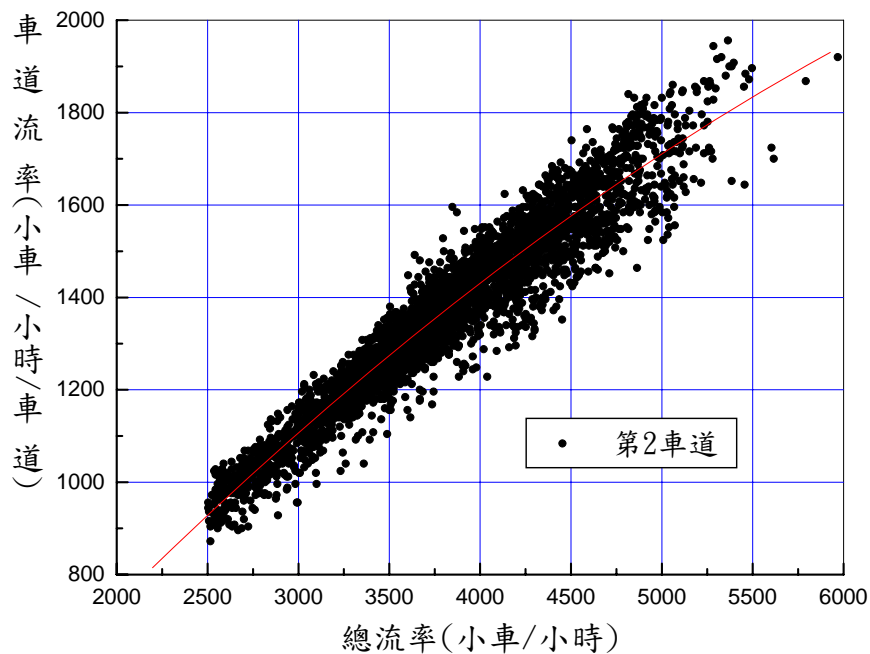


圖 2-50 國道 3 號 3 車道路段第 2 車道流率與總流率之變化

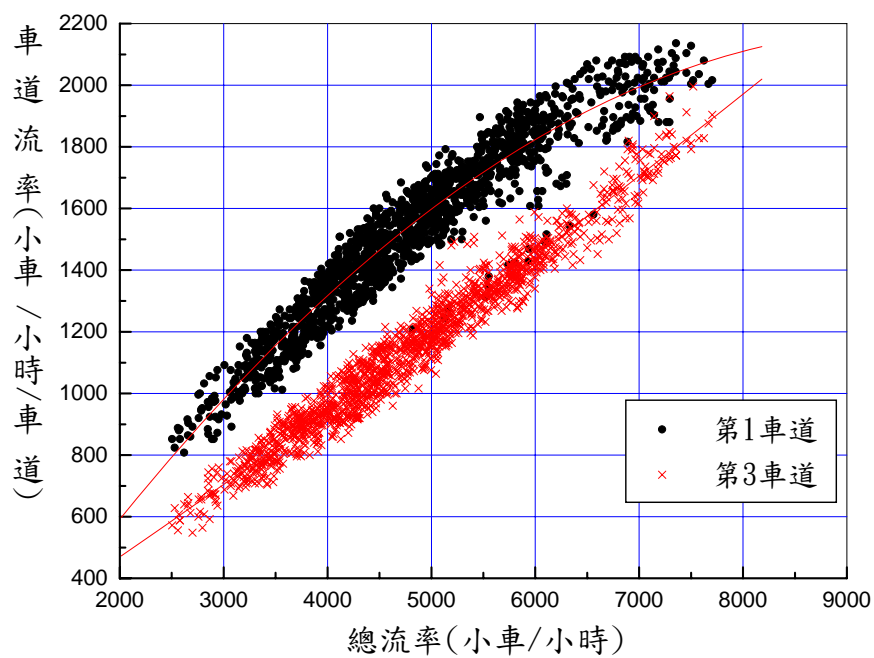


圖 2-51 國道 3 號 4 車道路段第 1、3 車道流率與總流率之變化

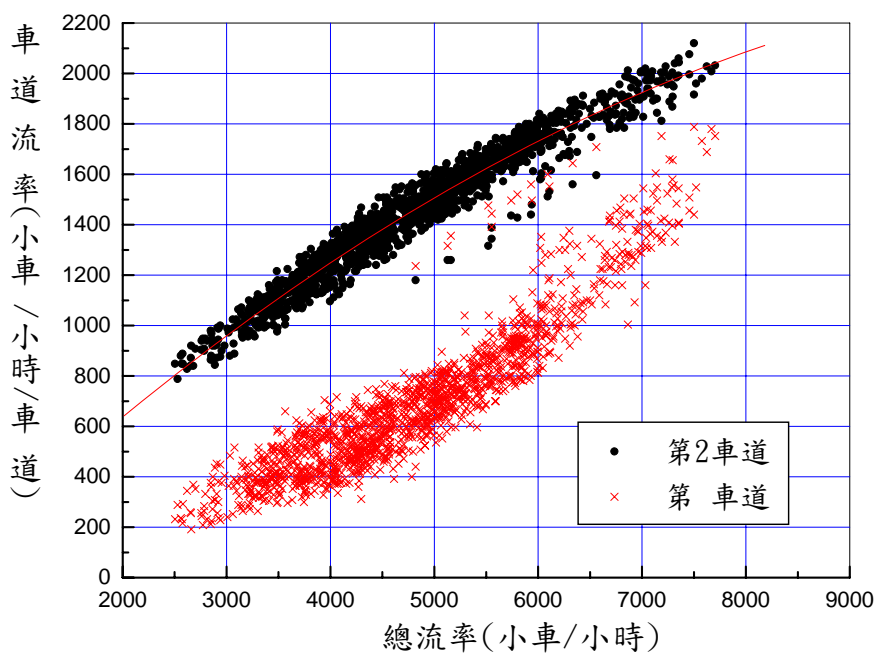


圖 2-52 國道 3 號 4 車道路段第 2、4 車道流率與總流率之變化

表 2.8 車流之車道分布模式

單向車道數	車道代號	模 式	r^2
3	1	$Q_1 = -257 + 0.581Q_T - 3.243 \times 10^{-5} Q_T^2$	0.84
	2	$Q_2 = -130 + 0.479Q_T - 2.209 \times 10^{-5} Q_T^2$	0.92
	3	$Q_3 = Q_T - Q_1 - Q_2$	—
4	1	$Q_1 = -354 + 0.528Q_T - 2.744 \times 10^{-5} Q_T^2$	0.92
	2	$Q_2 = -103 + 0.402Q_T - 1.608 \times 10^{-5} Q_T^2$	0.95
	3	$Q_3 = 16.9 + 0.220Q_T + 3.0 \times 10^{-6} Q_T^2$	0.96
	4	$Q_4 = Q_T - Q_1 - Q_2 - Q_3$	—
註：(a)車道 1 為內車道。 (b) Q_T = 單向總流率，pcph。 (c) Q_i = 車道 i 之流率，pcph。 (d) 3 車道模式適用範圍： $Q_T = 2,500 \sim 5,500$ pcph。 (e) 4 車道模式適用範圍： $Q_T = 2,500 \sim 8,000$ pcph。			

2.10 占有率與車流狀況

占有率代表在一單位時間內（如 5 分鐘），偵測器之偵測區最少有一輛車之時間百分比。此參數一般用於高速公路之交通管理，包括匝道控制及事故之偵測(incident detection)，其值隨車流密度、車長及偵測區長度而變。國道 3 號公路所用的偵測器線圈涵蓋的路段長度為 6.8 公尺，其偵測區範圍可能有 7.5 公尺左右之長度。

車流的密度從低逐漸增高時、流率及占有率隨著升高，速率則降低。當占有率到達某一程度時，車流從穩定狀況進入不穩定或壅塞狀況。同時速率可能顯著的降低，流率則趨近一最高值。如果占有率再增加，則車流很快的進入壅塞狀況，在這情況下，占有率與速率之關係圖會有一區域缺乏資料點，如圖 2-53 中，占有率大約在 30%及 50% 時之資料所示。

占有率在有多高時車流會進入不穩定或壅塞狀況是建立交通管制策略時值得探討的一問題。國道 3 號公路南下在安坑，中和及埔頂的隧道及北上在中和及埔頂的隧道有壅塞狀況。這些隧道內每 15 分鐘占有

率與速率及流率的關係列於附錄 C 中。本節利用埔頂 I 南下隧道之車流特性說明占有率與車流穩定性的關係。

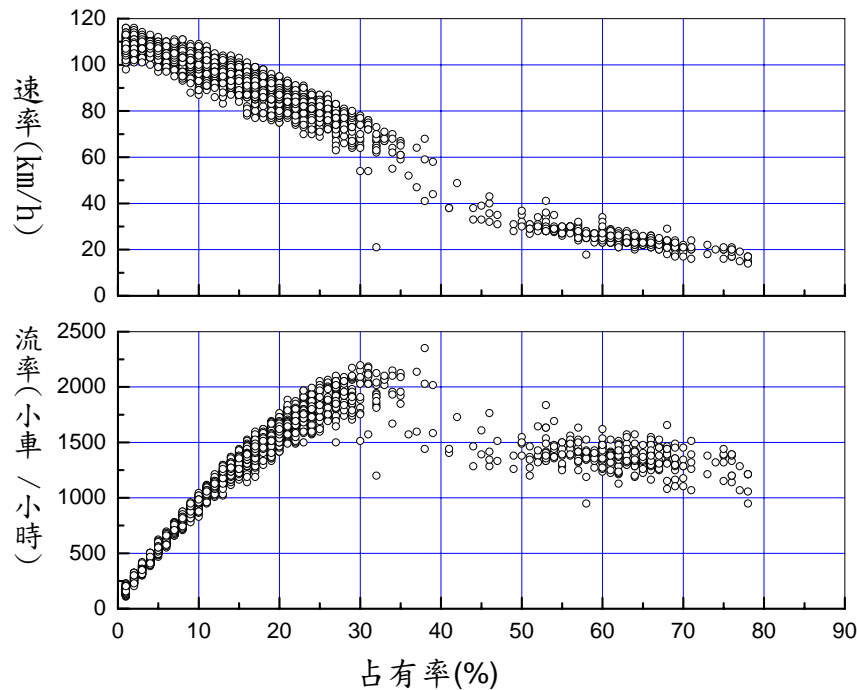


圖 2-53 福德隧道北向內車道速率、流率與占有率之變化情形

埔頂 I 南下隧道有 4 車道。從圖 2-54 及圖 2-55 可知第 1 及第 2 車道的占有率達 27%~30%時，車流就開始從穩定狀況轉 進入壅塞狀況。在這占有率範圍內，平均速率隨占有率增加之降低率明顯的增加，個別 15 分鐘流率或速率與占有率的關係開始有較大的變異性。而且在 15 分鐘內，車流常會從穩定狀態變成不穩定狀態。因此占有率大約在 27%到 45%之間相關的流率與速率資料必較 少。至於第 3 及第 4 車道，從圖 2-56 及圖 2-57 可判斷，車流從穩定進入不穩定狀況時的占有率大約在 25%左右。

從上述埔頂 I 隧道之車流特性可知，在同一隧道內，不同車道開始進入不穩定或壅塞狀況時之占有率有差異。附錄 C 各圖也顯示不同隧道內各車道開始進入不穩定或壅塞狀況時之占有率在 25%到 34%之範圍。因這變異範圍不能忽視，所以如用占有率做一訂定車流管制策略之一參數時，宜根據各路段車流特性與占有率的實際關係。

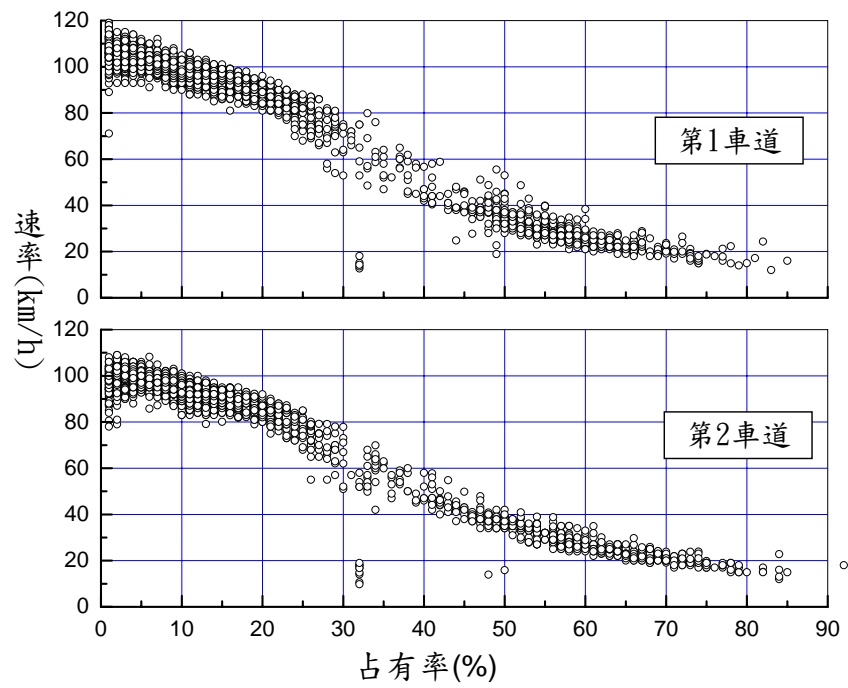


圖 2-54 埔頂 I 隧道南向第 1 車道與第 2 車道占有率與速率之關係

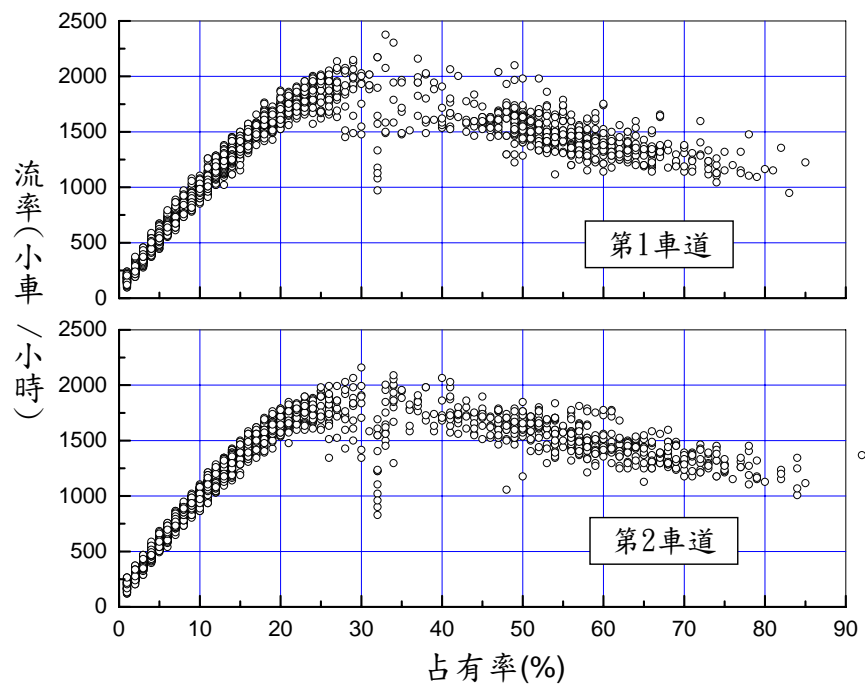


圖 2-55 埔頂 I 隧道南向第 1 車道與第 2 車道占有率與流率之關係

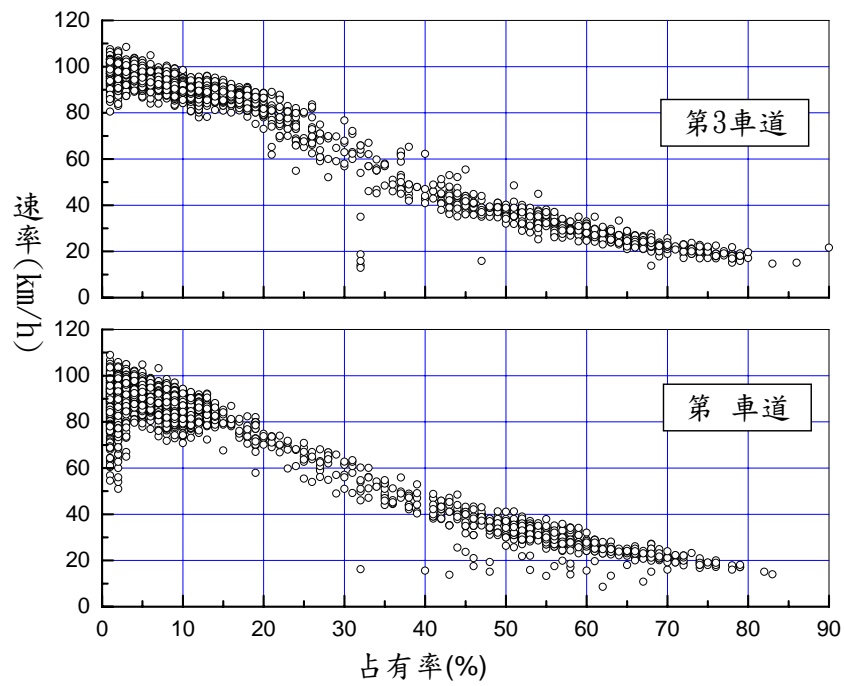


圖 2-56 埔頂 I 隧道南向第 3 車道與第 4 車道占有率與速率之關係

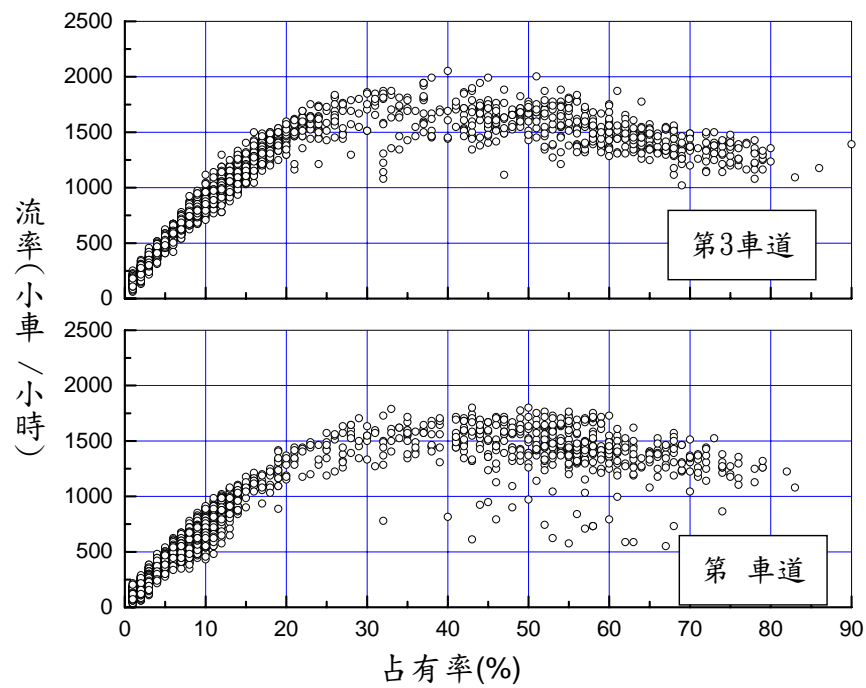


圖 2-57 埔頂 I 隧道南向第 3 車道與第 4 車道占有率與流率之關係

2.11 修訂「公路隧道」初稿

「公路隧道」初稿所描述的分析架構仍適用於國道 3 號及其他公路之隧道。但其所用的分析模式及相關資料必須根據不同公路上隧道車流之特性加以補充。本計畫根據上述國道 3 號公路隧道的車流特性修改初稿以增進分析方法之適用性。此工作的重點包括下列數項目：

- 1.補充介紹國道 3 號車流型態。
- 2.歸納國道 3 號及 5 號公路之車流方向係數、尖峰小時流量係數、尖峰小時係數及大車比例之資料。
- 3.補充說明歐洲國家對隧道內最小行車間距之規定。
- 4.討論占有率及車流狀況之關係。
- 5.更新隧道之分類。
- 6.補充分析容量及服務水準所須之模式及相關資料。

修訂後之「公路隧道」列於附錄 D。此容量手冊新章仍沒有涵蓋省道上，速限低的公路隧道。在 2012 年國定假日間，這些隧道的流率偏低，沒有壅塞狀況，因此這些隧道不是探討隧道車流特性之理想對象。以在省道台 76 線上，長 4.9 km 之八卦山隧道為例，在 2012 年春節期間的 5 分鐘流率很少超過 900 輛/小時/車道。如果這些隧道常有壅塞情形，則將來宜探討其車流特性以進一步修訂「公路隧道」之分析方法。

第三章 市區地下道

臺灣容量手冊第十章「都市地下道」將臺灣都市地下道當作非阻斷性車流的路段來分析，而且分析方法是根據美國 TRB 公路容量手冊之程序及資料。事實上，臺灣都市地下道都是在距離不長的號誌化路口之間。為了避免平面交叉，這些地下道在接近一交叉路時，低凹從交叉路底下穿越，其長度很少超過 600 公尺。即使是最長的高雄市過港隧道的長度也只有 1,600 公尺。因此臺灣都市地下道，只是市區道路上之坡度路段。

另一方面，臺灣都市地下道出口與下游號誌化路口之距離很短，因此這些地下道的交通作業都受號誌化路口容量的影響。但地下道本身又會影響到號誌化路口的容量。這種互動關係可從地下道下游停等車疏解流率的特性來探討。至於分析號誌化路口及相關路段作業之方法，臺灣公路容量手冊第十三章「號誌化路口」、第十六章「都市幹道」及第十八章「機車專用道」所述之方法只須將其運用之停等車疏解率作適當的調整，就可以用來分析受地下道影響的號誌化路口。因此之故，修訂第十章的工作不牽涉到建立新的分析方法，其目標在於：

- 1.訂定因地下道之存在而適用分析下游號誌化路口之停等車疏解率。
- 2.探討都市地下道幾何及設置對下游停等車疏解率之影響程度。

本章以下分別說明市區地下道的分類、資料調查與整理、疏解率比較、自由速率與疏解率關係、第十章之修改重點等。

3.1 市區地下道的分類

目前臺灣常見的市區地下道之車道配置有以下兩大類：

1.雙向實體分隔

亦即雙向行車互不干擾，通常單向有兩車道以上。但有些地下道禁行機車，例如基隆路車行地下道（圖 3-1）；另有內側禁行機車，外側則混合使用，例如臺北市復興北路地下道（圖 3-2）

或是新北市板橋區大觀路地下道（圖 3-3）；另外，亦有設置 2 個禁行機車之汽車車道，外側則設置機車專用道，例如臺北市林森北路地下道（圖 3-4）。



圖 3-1 臺北市信義區基隆路地下道之車道配置（2 快車道/禁行機車）



圖 3-2 臺北市松山區復興北路地下道之車道配置（1 快車道、1 混合車道）



圖 3-3 新北市板橋區大觀路地下道之車道配置（1 快車道、1 混合車道）



圖 3-4 臺北市中正區林森南路地下道之車道配置（2 快車道/禁行機車、1 機車專用道）

2. 雙向以標線分隔

通常單向僅有 1 車道，例如臺北市忠孝東西路之地下道（圖 3-5），或單向有 1 汽車道（禁行機車）及 1 實體分隔之機車專用道，例如新北市三重力行路地下道（圖 3-6）、新北市樹林保安街一段地下道（圖 3-7）、新北市樹林區鎮前街地下道（圖 3-8）。臺灣西部各都市常有類似圖 3-6～圖 3-8 之地下道設置，以穿越西部縱貫線鐵路。



圖 3-5 臺北市中正區忠孝東西路地下道之車道配置（單向 1 汽車道）



圖 3-6 新北市三重區力行路地下道之車道配置（1 快車道/禁行機車、1 機車專用道）



圖 3-7 新北市樹林區保安街一段地下道之車道配置（1 快車道、1 機車專用道）



圖 3-8 新北市樹林區八德街地下道之車道配置（1 快車道、1 機車專用道）

前述各地下道之車道配置，經比對 2011 臺灣 HCM 第 13 章直行車道類型（參見表 3.1），其直行快車道類型以 S1、S4、S5 為最多。其中，圖 3-1～圖 3-4 中央實體分隔，故其直行汽車道屬於 S1 類型，圖 3-6～圖 3-8 為中央標線分隔且有快慢分隔，故其直行汽車道屬於 S4 類型，圖 3-5 為中央標線分隔但無快慢分隔，其直行快車道屬於 S5 類型。

表 3.1 直行快車道類型劃分

類型代號	車道之性質
S1	中央實體分隔、無快慢分隔、無緊鄰公車專用道
S2	中央實體分隔、無快慢分隔、有緊鄰公車專用道
S3	中央實體分隔、快慢分隔
S4	中央標線分隔、快慢分隔
S5	中央標線分隔、無快慢分隔
S6	緊鄰左側快慢分隔島

目前臺灣市區地下道之下游號誌化路口車道配置，除了直行快車道之配置外，尚有以下車道類型：

1. 直行/左轉共用車道（如臺北市林森南路地下道之內車道）；
2. 左轉專用道（如臺北市信義路地下道之內側道），此種車道相當少見；
3. 左轉/直行/右轉混用之汽車道，在臺灣西部都市穿越鐵路時，受限於地形與兩側土地使用，有時會設置此種地下道；
4. 直行/右轉共用車道，通常此時會配合設置機車停等區，且必須是沒有平面車道之影響才能通行。
5. 機車專用道，臺灣有些市區地下道採汽車與機車分隔車道方式設置，如圖 3-8。

為了達到目標，上期計畫展開一初步工作，分別在臺北市復興北路、基隆路及忠孝東路地下道下游蒐集直行地下道之停等車疏解流率。復興北路及基隆路地下道為有中央實體分隔之設施，其直行車道屬於容量手冊所訂定之 S1 型車道。忠孝東路為標線分隔之車道，其直行車道屬於 S5 型。100 年的現場調查分析結果顯示，前述地下道直行車道在下游號誌路口之停等車疏解率，顯著低於不受地下道影響之 S1 及 S5 型直行車道上之疏解率。但目前對地下道幾何設計及設置如何影響下游停等車疏解率缺乏了解。此外，目前也沒有現場資料來估計地下道下游共用車道及機車專用道的停等車疏解率。本計畫乃於 101 年繼續蒐集資料，再據以修訂第十章。

3.2 資料調查與整理

3.2.1 車道容量之估計方法

2011 臺灣 HCM 第 13 章利用下式估計一般車道之容量[7]：

$$c = \frac{3600}{C} \left[\sum_{i=1}^n N_{gyi} \right] f_v f_g f_b f_s f_z f_p \quad (3.1)$$

此式中， c ：車道容量（輛/小時）；

C ：號誌週期長度秒）；

N_{gyi} ：特定狀況下，在第 i 個可用時相之綠燈時段及燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數（輛）；

n ：可用之時相數；

f_v ：車種及行進方向調整因素；

f_g ：坡度調整因素；

f_b ：公車站調整因素；

f_s ：路邊停車調整因素；

f_z ：交叉路口所在市區調整因素；

f_p ：衝突行人調整因素。

式 3.1 中之調整因素的性質，隨 N_{gyi} 的性質而變。例如 N_{gyi} 之值若已包括所有車種及行進方向，則沒有必要利用 f_v 來調整（換言之， $f_v = 1.0$ ）。有關 f_g 坡度調整因素則訂定為：

$$f_g = 1 - 0.015S \quad (3.2)$$

其中， S ：坡度(%)，上坡之 S 為正值，下坡之 S 為負值。

臺灣 HCM 第 18 章利用下式估計平坦機車專用道在號誌化路口之容量[7]：

$$c = (4,836 + 1,900W_{90}) \left(\frac{G + \Delta G - L_s}{C} \right) (1 - 0.005h) \quad (3.3)$$

此式中， c ：車道容量（輛/小時）；

W_{90} ：使用率 90% 之路面寬（公尺）；

G ：綠燈時間（ ≥ 10 秒）；

ΔG ：綠燈結束後，停等車繼續進入路口所用掉之時間（建議值：3.5 秒）；

L_s ：啟動損失時間（建議值：2.9 秒）；

h ：坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

C ：週期長度（秒）。

由於坡度會影響號誌化路口車流運作，本計畫希望透過現場資料，探討坡度對於臺灣市區地下道下游號誌化路口疏解能力之影響。

3.2.2 現場調查對象

結合 100 年及 101 年的現場調查，彙整得表 3.2，其中直行車道有 4 個 S1 車道、2 個 S4 車道、1 個 S5 車道、2 個機車專用道（1 標線分隔及 1 實體分隔），直行/左轉共用車道 1 個及直行/右轉混合車道 1 個，共計 11 個車道。

表 3.2 市區地下道之調查車道與基本資訊

序號	地下道名稱	下游號誌化路口	車道類型	車道數	車道位置	說明
1	臺北市松山區復興北路（往北）	濱江街	直行車道 S1	2	1	中央實體分隔 外車道汽機車混流
2	臺北市松山區復興北路（往南）	民族東路	直行車道 S1	2	1	中央實體分隔 外車道汽機車混流
3	臺北市信義區基隆路（往北）	松隆路	直行車道 S1	2	1	中央實體分隔 汽機車道分隔
4	臺北市中正區林森南路（往南）	羅斯福路	直行車道 S1	3	2	中央實體分隔 最外側機車專用道，標線分隔
5	新北市三重區力行路（往南）	大勇街	直行車道 S4	1	1	中央標線分隔 汽機車道分隔
6	新北市樹林區八德街（往北）	復興路	直行車道 S4	2	1	中央標線分隔 汽機車道分隔
7	臺北市中正區忠孝東路（往東）	天津街	直行車道 S5	1	1	中央標線分隔 無機車道
8	臺北市中正區林森南路（往南）	羅斯福路	機車專用道（標線）	3	3	中央實體分隔 機車專用道標線分隔
9	新北市樹林區保安街（往南）	鎮前街	機車專用道（實體）	1	機車道	中央標線分隔 機車專用道實體分隔
10	臺北市中正區林森南路（往南）	羅斯福路	直行/左轉共用車道	3	1	中央實體分隔 機車專用道標線分隔
11	臺北市松山區復興北路（往北）	濱江街	直行/右轉	2	2	中央實體分隔 外車道汽機車混流

註：編號 1, 2, 3, 7 為 100 年調查，編號 4, 8-11 為 101 年錄影調查。

3.2.3 資料調查

3.2.3.1 地下道之幾何設計

地下道之幾何設計包括地下道出口坡度、坡度與地面連接之情形、平均坡度、長度、車道配置、車道寬及地下道出口至下游號誌化路口之距離等資料。地下道之幾何設計可由工務單位之竣工圖了解其剖面，若無竣工圖資料時則需以人工實地測量。量測的方式可以水平儀量測坡度，從最低點開始，每 20 公尺或 25 公尺(D_1, D_2, \dots)量一次。 D_1, D_2, \dots, D_n 是沿走道的曲線長度，不是指平面的水平長度，量測方式如圖 3-9，從各點之量測高差值估計各點之 G_n ($n = 1, 2, \dots$)。 $n-1$ 點及 n 點之距離大致會與 D_1, D_2, \dots, D_{n-1} 不同， D_1, D_2, \dots, D_{n-1} 順著走道量 20 公尺或 25 公尺，假設 $D_1 = D_2 = \dots, D_{n-1} = 20$ 公尺，則平均坡度可估計如下：

$$E = \frac{G_0 + G_1}{2} \times 20 + \frac{G_1 + G_2}{2} \times 20 + \dots + \frac{G_{n-2} + G_{n-1}}{2} \times 20 + \frac{G_{n-1} + G_n}{2} \times D_n$$
$$= 20 \left(\frac{G_0}{2} + G_1 + G_2 + \dots + G_{n-2} + \frac{G_{n-1}}{2} \right) + \frac{G_{n-1} + G_n}{2} \times D_n$$

$$F = 20(n-1) + D_n$$

$$\text{平均坡度} = \frac{E}{F} \quad (\text{註 } G_0 = 0\%, G_n = \text{停止線之坡度})$$

其中， E ：估計之地下道高程；

F ：沿地下道鋪面之曲線長度。

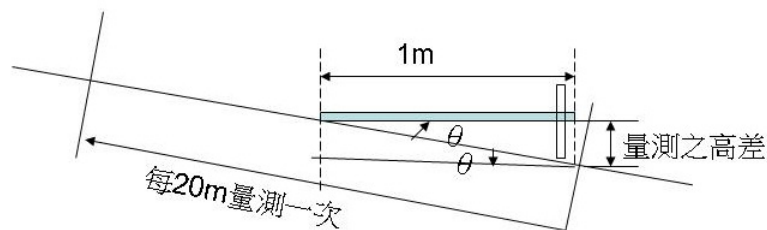


圖 3-9 以水平尺量測坡度示意圖

由以上的量測方式可實際推估各量測點的坡度，並依前述算式，可求得上坡段之平均坡度。表 3.2 之各調查地下道車道之幾何設計概況，經整理如表 3.3 所示。

表 3.3 調查車道所屬路段幾何設計概況

序 號	地下道上、下游號誌 化路口間距(公尺)	地下道長 度(公尺)	車道寬 (公尺)	地下道平均 坡度(%) ^a	下游路口臨近車 道平均坡度(%) ^c
1	710	590	3.7	+4.3	+1.4
2	710	590	3.25	+6.2	+6.7
3	1,265	1,080	3.0	+4.5	-2.1
4	800	460	3.0	+5.9	+5.5
5	300	257	3.2	+4.8	+5.3
6	400	302	3.2	+4.4	+2.0
7	445	231	3.5	+4.0	+1.0
8	800	460	3.0	+5.9	+5.5
9	300	166	3.5	+5.2 ^b	+5.2
10	800	460	3.0	+5.9	+5.5
11	710	590	3.7	+4.3	+1.4

註 a：從最低點到上坡坡度為+2%地點之平均坡度。

b：從最低點到下游路口停止線（坡度+4.7%）之平均坡度。

c：下游停止線之上游 100 公尺範圍內之平均坡度。

3.2.3.2 疏解率之調查

停等車疏解車距資料蒐集之方法，係以號誌化路口之停止線為參考線（原則上參考線應在第一部停等車車頭下游約 1~2 公尺之處），參考線不能在第一部停等車車尾之上游（示意圖如圖 3-10）。調查員必須注意因號誌而停等之車隊狀況，檢視號誌轉換為綠燈之瞬間之車隊尾端（必須默記其車輛特徵）；並自號誌轉換為綠燈之瞬間利用有記憶體之碼錶(stopwatch)開始計時，分別記錄每一部停等車之車尾通過參考線之時間（以後輪通過參考線之時間為準）。第一部停等車之疏解車距則是綠燈啟亮至第一部停等車後輪通過參考線之車距(headway)，第二部停等車以後之疏解車距，則為前一部車通過參考線到該車輛通過參考線之車距。如有大車則必須特別記錄其停等位置。本計畫目前之各項討論係以小車為對象，分析時暫時將大車及其後之樣本資料捨棄不用。綠燈時段完畢之後輪尚未通過參考線但可疏解之車輛，則歸屬於燈號轉換期間內（包括黃燈與紅燈）之疏解車輛。由此，每一號誌週期如有大量之停等車輛，即可獲得適當之一筆停等車疏解車距資料。

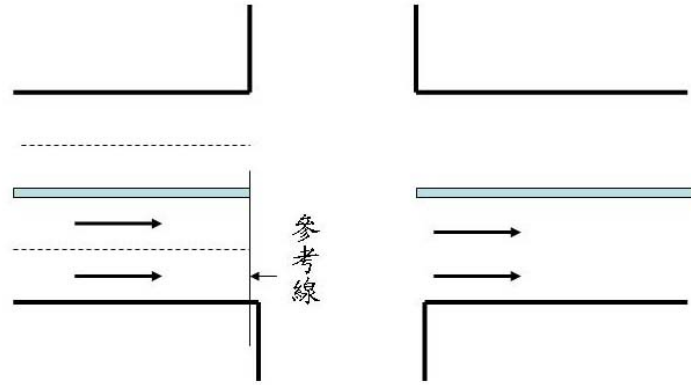


圖 3-10 號誌化路口停等車疏解車距調查示意圖

3.2.3.3 自由速率之調查

由於蒐集市區地下道內自由速率變化資料有技術上之困難，且大多數地下道沒有車輛偵測器，因此工作人員須利用雷射測速槍(laser gun)蒐集樣本。但工作人員不宜滯留地下道，而且測速時難免影響駕駛行為。本計畫原預計於地下道起點、中點或最低點、地下道終點等地蒐集自由速率資料，但初步踏勘後發現，各地下道內受限於空間，並沒有可立足之處，實在無法在不影響車流正常運作下來觀測個別車輛之自由速率。另一方面，考量到都市地下道上坡停等號誌之車輛，以及坡度終點與下游號誌化路口之距離，均可能影響下游號誌化路口之疏解率。因此，本計畫以地下道下游路口之平坦（坡度相當平緩）處，通常是在停止線附近，進行自由速率的調查。調查前須以水平尺進行量測，以決定其地點。此資料主要用於探討離開地下道時之上坡路段（或平均坡度）對停等車疏解率之影響。

測速方向與車行方向應控制在 15 度為原則，如此其實際速度約會低估 3.4% 左右，若取樣角度在 10 度以下，則低估之誤差約在 1.5% 左右。故本計畫將夾角控制在小於 15 度左右，以圖 3-11 所示。如能於地下道上方設施由後方或正前方適當處所量測者，則於後方或前方施測，在無適當處所施測時，則依前述原則於路側施測。

本計畫調查各市區地下道之自由速率的結果如表 3.4 所示。

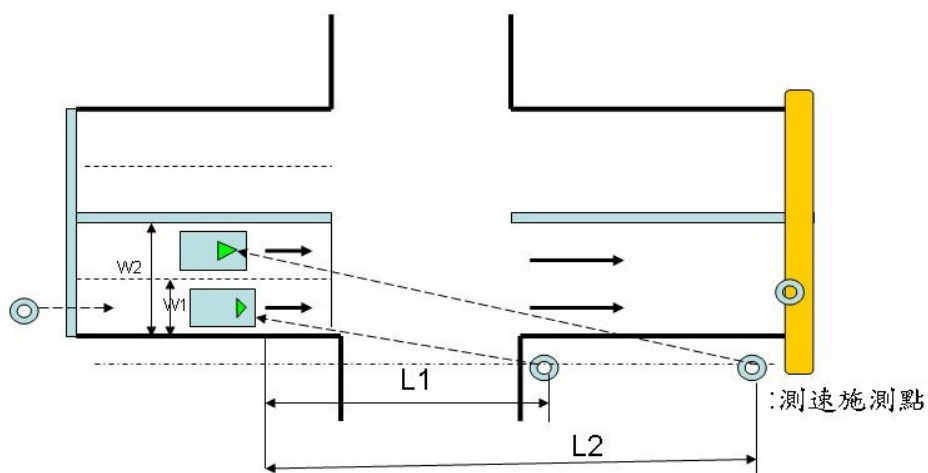


圖 3-11 自由速率調查地點示意圖

表 3.4 市區地下道小車平均自由速率資料

市區地下道	速限 (公里/小時)	自由速率 (公里/小時)			樣本數	平均坡度 (%)
		平均值	標準差	估計誤差		
復興北路往北	40	36.9	4.4	0.9	100	+4.3
復興北路往南	40	39.9	4.9	0.9	101	+6.2
基隆路往北	50	54.9	6.8	1.2	114	+4.5
忠孝東路往東	50	53.3	5.9	1.1	104	+4.0
林森南路往南 1	50	47.8	6.7	1.2	112	+5.9
林森南路往南 2	50	46.8	7.0	1.4	101	+5.9
八德街往北	50	50.7	8.1	1.6	100	+4.4
力行路往南	50	45.1	5.9	1.1	106	+4.8
保安街往南	50	--	--	--	--	+5.2

註：保安街為 1 個左/直/右共用車道，本計畫未調查直行小車之自由速率。

3.3 直行車道疏解特性分析

3.3.1 S1 車道

本計畫現場調查共蒐集得 4 個 S1 類型直行快車道之停等車疏解資料，其各停等位置之疏解車距資料如表 3.5～表 3.8 所示。

表 3.5 S1 直行車道：復興北路往北（濱江街）之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距（秒/車）			疏解率 （輛/小時）	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	3.16	0.79	0.14	1139	119
2	2.87	0.66	0.12	1254	119
3	2.43	0.60	0.11	1481	117
4	2.17	0.53	0.10	1659	114
5	2.24	0.44	0.08	1607	106
6	2.21	0.50	0.09	1629	105
7	2.05	0.39	0.08	1756	105
8	2.12	0.44	0.09	1698	96
9	2.04	0.40	0.08	1765	84
10	1.99	0.35	0.08	1809	82
11	1.96	0.29	0.07	1837	68
12	1.91	0.26	0.06	1885	64
13	1.91	0.30	0.07	1885	61
14	1.99	0.32	0.08	1809	62
15	2.00	0.41	0.11	1800	57
16	1.85	0.23	0.06	1946	51
17	1.92	0.37	0.10	1875	51
18	1.98	0.35	0.10	1818	43
19	1.98	0.32	0.10	1818	43
20	1.89	0.31	0.10	1905	37
21	1.93	0.24	0.08	1865	34
22	1.89	0.28	0.10	1905	30
23	1.84	0.21	0.07	1957	29
24	1.81	0.20	0.01	1989	25
25	1.85	0.19	0.09	1946	17
26	1.83	0.20	0.11	1967	14
27	1.77	0.19	0.10	2034	13

表 3.6 S1 直行車道：復興北路往南（民族東路）之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距（秒/車）			疏解率 （輛/小時）	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	3.25	0.82	0.17	1108	94
2	2.89	0.67	0.14	1246	91
3	2.63	0.59	0.12	1369	88
4	2.58	0.59	0.12	1395	87
5	2.44	0.61	0.13	1475	87
6	2.31	0.52	0.11	1558	86
7	2.15	0.39	0.09	1674	81
8	2.13	0.40	0.09	1690	79
9	2.03	0.39	0.09	1773	69

表 3.6 S1 直行車道：復興北路往南(民族東路)之疏解車疏解車距（續）

停等 位置	疏解車距（秒/車）			疏解率 （輛/小時）	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
10	2.06	0.38	0.10	1748	57
11	2.16	0.46	0.13	1667	51
12	2.11	0.38	0.11	1706	45
13	2.13	0.40	0.13	1690	36
14	1.95	0.29	0.10	1846	30
15	1.93	0.39	0.15	1865	24
16	1.94	0.27	0.13	1856	17
17	1.98	0.40	0.20	1818	15
18	1.98	0.28	0.16	1818	11
19	1.83	0.35	0.20	1967	10

表 3.7 S1 直行車道：基隆路往北（松隆路）之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距（秒/車）			疏解率 （輛/小時）	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	2.85	0.93	0.19	1263	93
2	2.82	0.67	0.13	1277	97
3	2.32	0.55	0.11	1552	93
4	2.16	0.51	0.10	1667	98
5	2.19	0.62	0.12	1644	98
6	2.04	0.56	0.11	1765	93
7	2.04	0.53	0.11	1765	96
8	2.03	0.56	0.11	1773	97
9	2.02	0.57	0.11	1782	94
10	2.05	0.63	0.13	1756	96
11	2.00	0.53	0.11	1800	95
12	1.91	0.45	0.09	1885	91
13	1.96	0.48	0.10	1837	82
14	2.03	0.56	0.12	1773	84
15	2.08	0.13	0.13	1731	80
16	2.07	0.13	0.13	1739	77
17	2.09	0.15	0.15	1722	75
18	2.06	0.14	0.14	1748	68
19	2.09	0.14	0.14	1722	60
20	2.05	0.16	0.16	1756	52
21	2.01	0.16	0.16	1791	44
22	2.14	0.20	0.20	1682	36
23	2.04	0.20	0.20	1765	37
24	2.03	0.18	0.18	1773	35
25	2.02	0.19	0.19	1782	30
26	2.03	0.22	0.20	1773	28
27	2.09	0.18	0.18	1722	24
28	1.89	0.23	0.20	1905	22

表 3.8 S1 直行車道：林森南路往南（羅斯福路）之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距（秒/車）			疏解率 （輛/小時）	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	3.42	1.24	0.30	595	64
2	2.70	0.59	0.15	1,332	63
3	2.50	0.73	0.17	1,443	64
4	2.34	0.61	0.14	1,539	64
5	2.27	0.53	0.13	1,587	66
6	2.20	0.47	0.12	1,634	64
7	2.15	0.59	0.15	1,674	62
8	2.17	0.54	0.14	1,660	62
9	2.13	0.53	0.11	1,692	62
10	2.01	0.44	0.10	1,795	64
11	2.10	0.52	0.12	1,718	62
12	1.91	0.41	0.10	1,888	61
13	2.04	0.61	0.12	1,761	62
14	1.95	0.48	0.12	1,844	60
15	2.08	0.53	0.13	1,732	57
16	2.02	0.53	0.14	1,786	54
17	1.87	0.41	0.11	1,925	52
18	1.84	0.45	0.11	1,956	48
19	1.82	0.43	0.13	1,982	39
20	2.07	0.59	0.18	1,740	41
21	1.78	0.36	0.12	2,018	36
22	1.86	0.37	0.12	1,938	35
23	1.94	0.64	0.20	1,853	31

表 3.5～表 3.8 之資料可轉換為圖 3-12 之關係，並改以通過車輛數為依變數（即停等車輛數， N_{gyi} ），疏解車距累積時間，即綠燈時段 g （秒），作為自變數，可進行迴歸分析，建立各直行快車道小車疏解數之估計式，如表 3.9 所示。

表 3.9 S1 直行車道之綠燈時段與可疏解小車數之關係

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
平坦路段 S1 車道	$N_{gyi} = -0.77 + 0.475 g + 1.273 \times 10^{-3} g^2$	5~55
	$N_{gyi} = -3.69 + 0.598 g$	>55
復興北路往北	$N_{gyi} = -0.69 + 0.435 g + 1.116 \times 10^{-3} g^2$	5~60
復興北路往南	$N_{gyi} = -0.36 + 0.368 g + 2.096 \times 10^{-3} g^2$	5~55
基隆路往北	$N_{gyi} = -0.73 + 0.475 g + 1.917 \times 10^{-4} g^2$	5~42
林森南路往南	$N_{gyi} = -1.61 + 0.396 g + 1.557 \times 10^{-3} g^2$	5~52

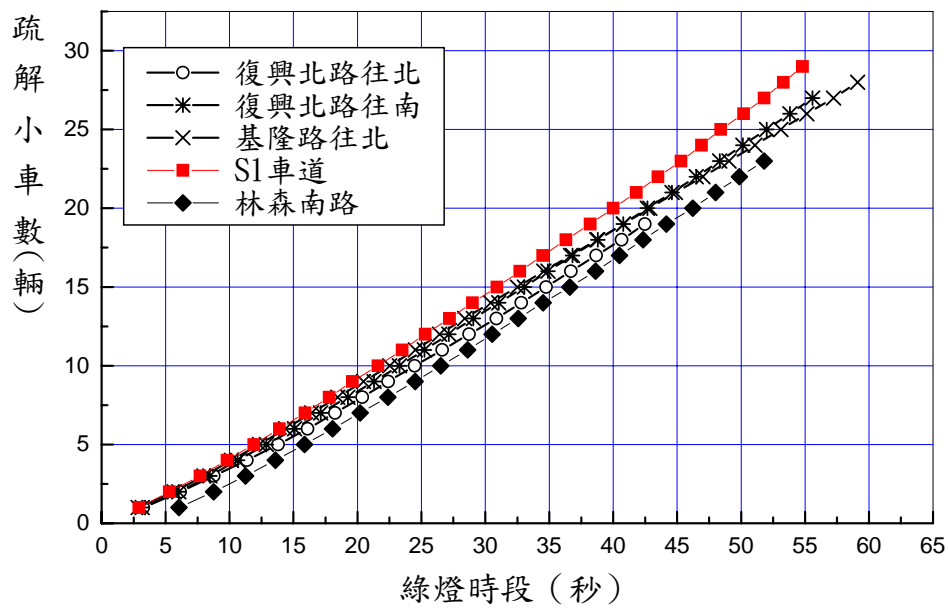


圖 3-12 市區地下道下游 S1 類型綠燈時段長度與可疏散小車數之關係

表 3.9 之各關係式與 S1 車道略有差異，若由圖 3-12 之關係可知，4 個市區地下道之疏散能力低於 S1 車道。為比較 4 個車道與 S1 車道之疏散能力，利用表 3.5～表 3.8 每一個停等位置之平均疏散車距資料，進一步分析如下：

1. 計算每一個停等位置($n = 1, 2, \dots$)所使用的疏散時間。亦即加總第 1 停等位置至該停等位置(n)之平均疏散車距 g_n ，也就是疏散 n 部小車需要的綠燈時間。
2. 將 g_n 代入表 3.9 之 S1 公式，可以求得對應之可疏散小車數 Ng_n 。
3. 第 n 停等位置表示疏散 n 部小車，該綠燈時段內，平坦的 S1 車道可疏散小車數為 Ng_n 。經進一步計算 n/Ng_n 比值，可顯示該車道第 n 個停等位置相對於 S1 車道之疏散能力比值。

表 3.9 之 4 個車道依前述程序，可獲得表 3.10 之資料以及圖 3-13。此圖中各車道之坡度為從停止線到上游 100 公尺範圍內的平均坡度。

從圖 3-13 可知，不論綠燈時段之長短，4 個地下道下游車道之平均停等車疏散率大約只有平坦路段車道疏散率的 90%。綠燈時段在 20 秒以下時，坡度對疏散率的影響較大。綠燈時段超過 40 秒而且坡度不

超過 7% 時，地下道下游車道之疏解率趨近於平坦路段車道疏解率之 50 秒。復興北路往南車道之坡度為 6.7%，比林森南路往南車道之 5.5% 坡度高，但有較高的疏解率。這現象可能是因為復興北路的車道較寬之故。但目前沒有足夠資料評估車道寬的影響。

表 3.10 4 個地下道下游 S1 車道與平坦路段 S1 車道代表性疏解率之比較

停等位置 n	復興往北		復興往南		基隆往北		林森往南	
	g_n	n / Ng_n	g_n	n / Ng_n	g_n	n / Ng_n	g_n	n / Ng_n
1	--	--	--	--	--	--	--	--
2	6.03	0.93	--	--	--	--	--	--
3	8.46	0.90	8.77	0.86	7.99	0.97	--	--
4	10.63	0.90	11.35	0.84	10.15	0.96	--	--
5	12.87	0.90	13.79	0.83	12.34	0.95	15.86	0.71
6	15.08	0.90	16.10	0.83	14.38	0.95	18.06	0.73
7	17.13	0.90	18.25	0.84	16.42	0.95	20.21	0.75
8	19.25	0.90	20.38	0.85	18.45	0.95	22.38	0.76
9	21.29	0.91	22.41	0.86	20.47	0.95	24.51	0.77
10	23.28	0.91	24.47	0.86	22.52	0.95	26.52	0.79
11	25.24	0.91	26.63	0.86	24.52	0.94	28.62	0.79
12	27.15	0.92	28.74	0.86	26.43	0.95	30.53	0.80
13	29.06	0.92	30.87	0.86	28.39	0.95	32.57	0.81
14	31.05	0.92	32.82	0.86	30.42	0.94	34.52	0.82
15	33.05	0.92	34.75	0.87	32.50	0.94	36.60	0.82
16	34.90	0.92	36.69	0.87	34.57	0.93	38.62	0.82
17	36.82	0.92	38.67	0.87	36.66	0.93	40.49	0.83
18	38.80	0.92	40.65	0.87	38.72	0.92	42.33	0.83
19	40.78	0.92	42.48	0.88	40.81	0.92	44.15	0.84
20	42.67	0.92	--	--	42.86	0.91	46.22	0.84
21	44.60	0.92	--	--	44.87	0.91	48.00	0.84
22	46.49	0.91	--	--	47.01	0.90	49.86	0.84
23	48.33	0.91	--	--	49.05	0.90	51.80	0.84
24	50.14	0.91	--	--	51.08	0.90	--	--
25	51.99	0.91	--	--	53.10	0.89	--	--
26	53.82	0.91	--	--	55.13	0.89	--	--
27	55.59	0.91	--	--	57.22	0.88	--	--
28	--	--	--	--	59.11	0.88	--	--

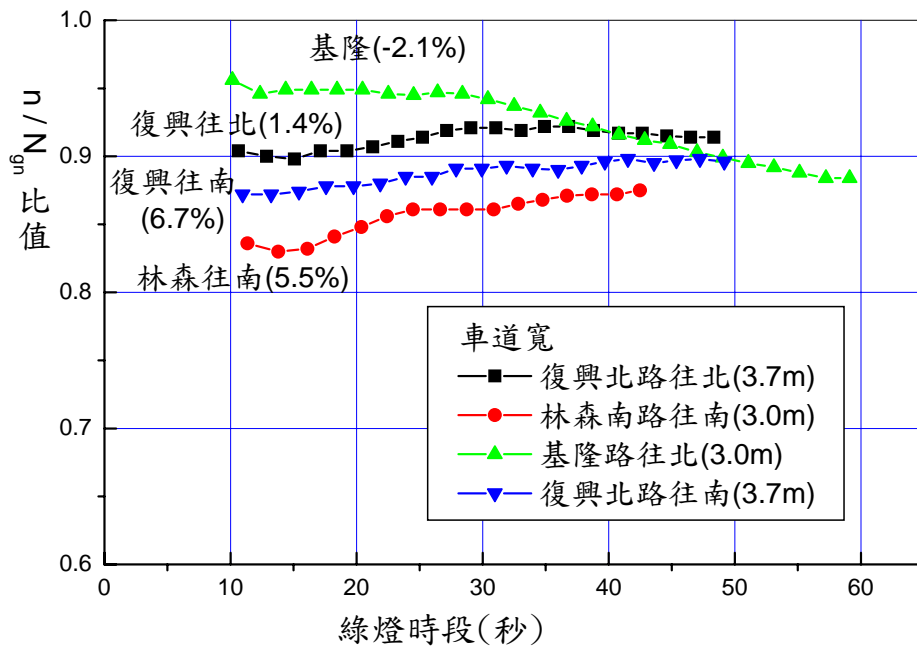


圖 3-13 地下道下游及平坦路段 S1 車道小車疏散數比值與綠燈時段之關係

根據上述停等車疏散特性，建議可採用下列簡化的關係訂定地下道下游，但在停止線上游 100 公尺之內的平均坡度對疏散率的影響：

如綠燈時段小於 20 秒，則

$$f_g = 0.93 - 12.38 \times 10^{-3} S \quad (3.4a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，則

$$f_g = 0.92 - 6.39 \times 10^{-3} S \quad (3.4b)$$

上兩式中，

$f_g = n/N_{gn}$ ：地下道下游車道坡度影響停等車疏散率之調整因素；

S ：地下道下游路口停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)。

3.3.2 S4 及 S5 車道

S4 路型為中央標線分隔、快慢分隔之直行快車道，S5 路型為中央標線分隔、無快慢分隔之直行快車道，本計畫現場調查蒐集得 2 個 S4 類型及 1 個 S5 直行快車道之停等車疏散資料，其各停等位置之疏散車距資料如表 3.11～表 3.13 所示。這 3 個地下道長度均不長，新北市八德街穿越鐵路，新北市力行路則穿越高速公路，臺北市忠孝東路則是

穿越中山北路；於尖峰時段之停等車隊亦不長，以估計誤差低於 0.2 秒為標準，3 個車道分別量測至第 10、第 9 及第 21 停等位置的疏解車距資料。

表 3.11 S4 直行車道：樹林區八德街往北(復興路)之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距 (秒/車)			疏解率 (輛/小時)	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	2.89	0.92	0.18	1246	100
2	2.93	0.92	0.18	1229	100
3	2.71	0.83	0.17	1328	92
4	2.53	0.76	0.16	1423	87
5	2.33	0.74	0.16	1545	84
6	2.33	0.7	0.15	1545	81
7	2.22	0.56	0.12	1622	80
8	2.43	0.79	0.19	1481	67
9	2.30	0.55	0.16	1565	47
10	2.14	0.67	0.2	1682	41

表 3.12 S4 直行車道：三重區力行路往南(大勇街)之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距 (秒/車)			疏解率 (輛/小時)	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	3.17	0.77	0.18	1136	67
2	3.18	0.63	0.14	1132	79
3	2.86	0.9	0.2	1259	76
4	2.64	0.74	0.17	1364	75
5	2.43	0.55	0.14	1481	63
6	2.57	0.7	0.19	1401	51
7	2.55	0.59	0.18	1412	41
8	2.58	0.71	0.25	1395	31
9	2.53	0.61	0.25	1423	22

表 3.13 S5 直行車道：中正區忠孝東路往東（天津街）之疏解車疏解車距

停等 位置	疏解車距 (秒/車)			疏解率 (輛/小時)	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	3.54	1.01	0.20	1017	98
2	2.69	0.60	0.12	1338	96
3	2.53	0.55	0.11	1423	97
4	2.40	0.58	0.12	1500	95
5	2.25	0.54	0.11	1600	98
6	2.19	0.55	0.11	1644	89
7	2.09	0.61	0.12	1722	96
8	2.09	0.50	0.11	1722	86

表 3.13 S5 直行車道：中正區忠孝東路往東(天津街)之疏解車疏解車距(續)

停等 位置	疏解車距 (秒/車)			疏解率 (輛/小時)	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
9	2.13	0.59	0.12	1690	87
10	1.92	0.37	0.08	1875	73
11	2.03	0.42	0.10	1773	70
12	1.91	0.35	0.13	1885	67
13	2.05	0.54	0.14	1756	61
14	2.04	0.50	0.14	1765	46
15	2.00	0.61	0.18	1800	46
16	2.13	0.78	0.20	1690	44
17	2.37	0.71	0.20	1519	33
18	2.06	0.68	0.20	1748	35
19	1.83	0.51	0.19	1967	27
20	2.05	0.48	0.20	1756	20
21	2.07	0.40	0.20	1739	15

根據 2011 臺灣公路容量手冊第十三章，用來估計中央標線分隔（S4 及 S5）且路段平坦之直行快車道的停等車代表性疏解率如表 3.14 所示。

表 3.14 平坦路段 S4 及 S5 直行車道之綠燈時段與可疏解小車數之關係

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S4 車道	$N_{gyi} = -0.88 + 0.437 g + 1.783 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gyi} = -3.70 + 0.582 g$	>50
S5 車道	$N_{gyi} = -0.71 + 0.422 g + 1.500 \times 10^{-3} g^2$	5~70
	$N_{gyi} = -8.68 + 0.638 g$	>70

圖 3-14 及圖 3-15 分別比較平坦路段及地下道下游路段 S4 及 S5 車道之停等車疏解率。這兩圖顯示地下道下游之車道有較低的疏解率。這兩圖亦可用於建立各直行快車道小車疏解數之估計式，如表 3.15 所示。這些關係式與 S4、S5 車道有差異，疏解能力明顯較低。

表 3.15 地下道下游 S4 直行車道之綠燈時段與可疏解小車數之關係

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S4：八德街往北	$N_{gyi} = -0.17 + 0.343 g + 2.48 \times 10^{-3} g^2$	5~25
S4：力行路往南	$N_{gyi} = -0.14 + 0.331 g + 1.749 \times 10^{-3} g^2$	5~25
S5：忠孝東路往東	$N_{gyi} = -0.79 + 0.438 g + 7.418 \times 10^{-4} g^2$	5~46

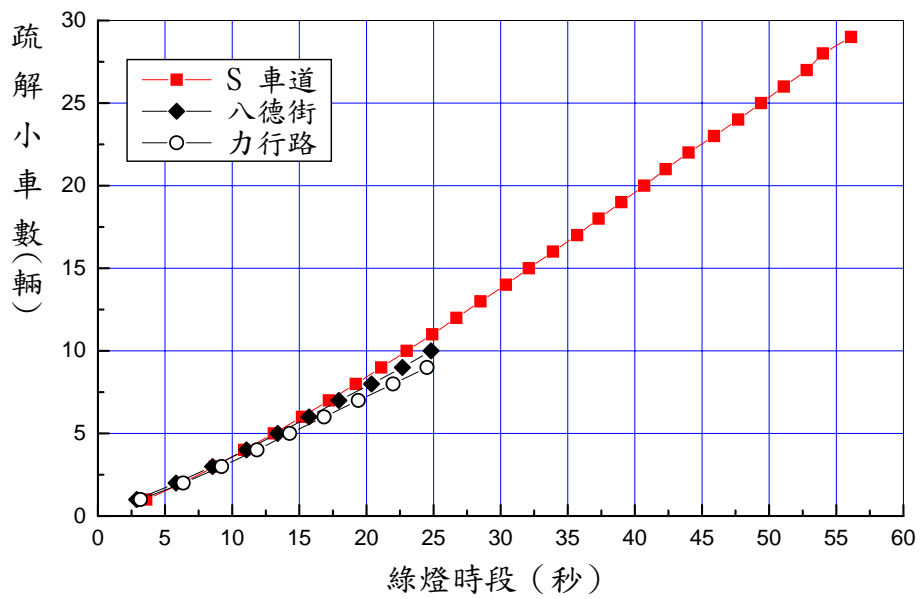


圖 3-14 市區地下道下游 S4 類型綠燈時段長度與可疏解小車數之關係

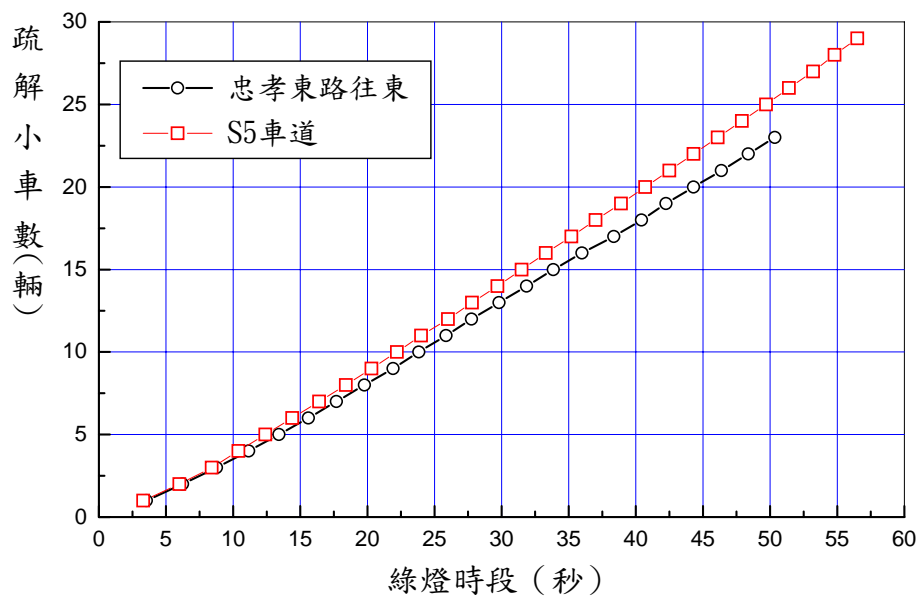


圖 3-15 市區地下道下游 S5 類型綠燈時段長度與可疏解小車數之關係

透過與 3.3.1 節相同的程序，圖 3-14 及圖 3-15 的 S4 及 S5 車道疏解車數 n ，亦可利用綠燈時段與其對應的表 3.14 公式，估計對應之平坦路段 S4 及 S5 疏解車數 Ng_n 。 n/Ng_n 比值與綠燈時段之關係如圖 3-16 所示。

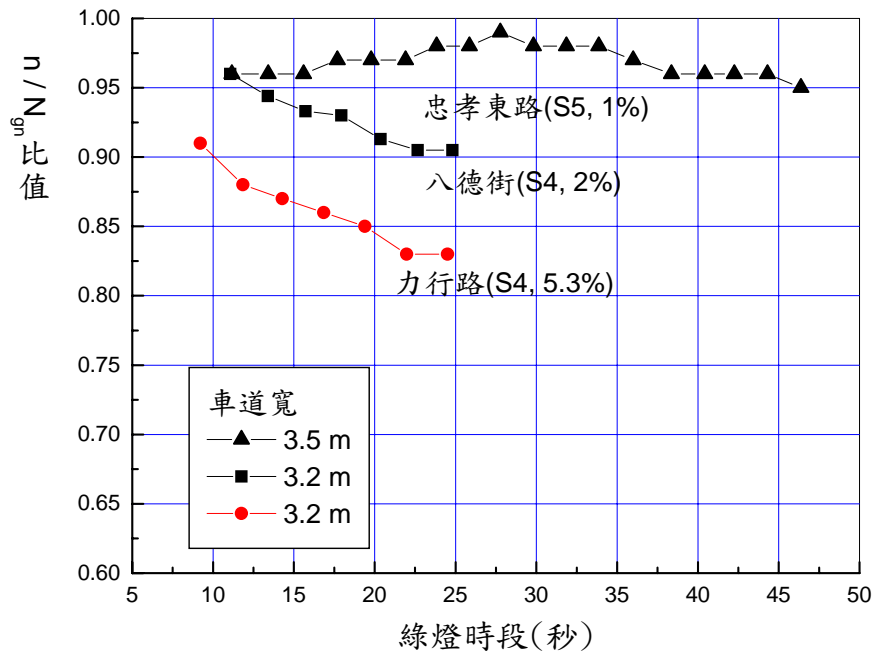


圖 3-16 中央標線分隔在地下道下游與在平坦路段車道（S4 及 S5）之小車疏解率比值與綠燈時段的關係

圖 3-16 之 3 個地下道下游車道中，臺北市忠孝東路往東之 S5 車道相當平坦，坡度只有 1%，車道則比其他兩車道稍微寬。此車道之疏解率與平坦車道疏解率之比值不隨綠燈長度有大的變化，大約是平坦路段車道疏解率的 97% 左右，新北市樹林區八德街往北車道即三重區力行路的坡度較高，車道寬較小。這兩車道之疏解率與平坦車道疏解率之比值隨綠燈的變化較大，但綠燈超過大約 22 秒時，比值有趨近穩定的現象。

根據圖 3-16 所示的現象，本計畫利用下列調整因素代表標線分隔車道（不分 S4 或 S5 車道）因地下道之存在對疏解率之影響：

如綠燈時段小於 20 秒，

$$f_g = 0.77 + 0.23e^{-\frac{S}{5.708}} \quad (3.5a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，

$$f_g = 0.72 + 0.28e^{-\frac{S}{5.537}} \quad (3.5b)$$

此兩式中， f_g 代表圖 3-13 中 n/N_{gn} 之比值（亦即地下道下游坡度調整因素）。 S 代表在停止線上游 100 公尺範圍之平均坡度(%)。

3.3.3 左轉/直行共用車道

左轉/直行共用車道之車種分為大車及小車，行駛方向分為左轉與直行。本計畫利用錄影調查臺北市林森南路地下道下游羅斯福路口 100 週期，根據每週期不同停對位置來計算 4 種的車種及方向，如圖 3-17。由於現場資料有限，平均車距資料並沒有區分前車之車種與行進方向。

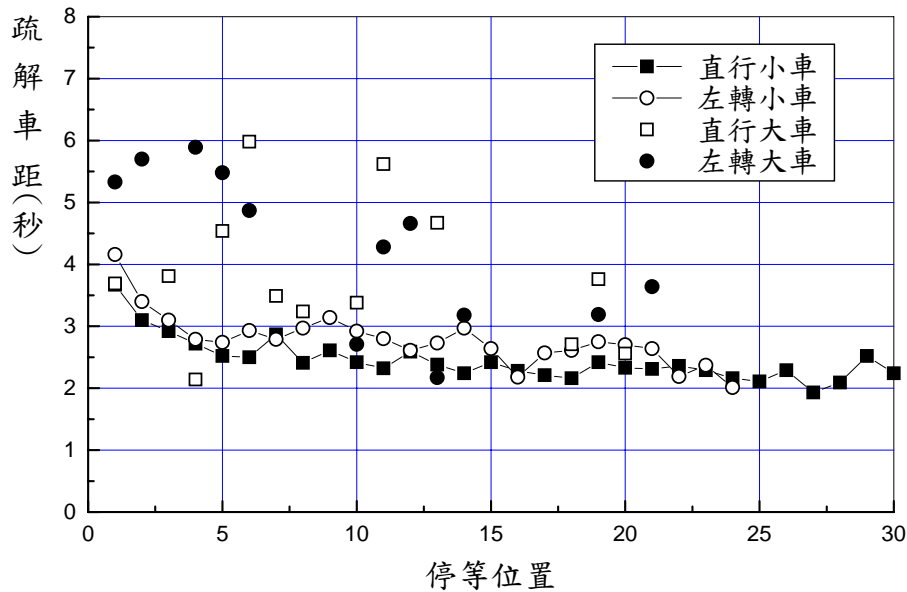


圖 3-17 市區地下道下游左轉/直行共用車道不同停等位置之疏解間距圖

由圖 3-17 知，直行小車與左轉小車於不同停等位置之平均車距，與直行車道相類似，有隨著停等位置而陸續降低的現象；由於大車樣本相對較少，其關係較不明顯；但大致上左轉大車之平均疏解車距最長，其次是直行大車，而後是左轉小車，疏解車距最低的是直行小車。

2011 臺灣公路容量手冊第十一章第 11.4.2.7 節用下列模式估計只有左轉小車時，平坦路段上實體分隔車道之停等車疏解率：

$$N_{gyi} = 0.21 + 0.426g \quad (3.6)$$

此式中， g 代表在燈號時段及大約 3.5 秒可有要使用燈號轉換時段（秒）， N_{gyi} 為在 g 秒中內能疏解之左轉小車數（輛）。

圖 3-18 比較從式 3.6 所估計之平坦路段之 N_{gyi} 及在臺北市林森南路往南地下道下游車道在同一 g 秒內能疏解的左轉小車數 $(N_{gyi})_d$ 。此圖

顯示地下道下游車道上，只有直行小車或是只有左轉小車時的疏解率皆比平坦路段車道只有左轉小車時的代表性疏解率低。

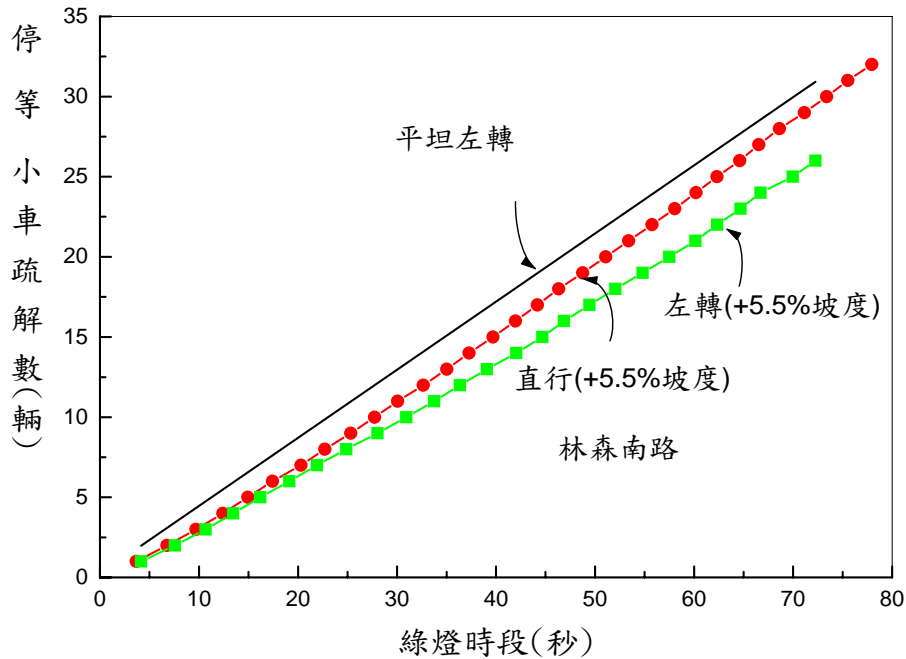


圖 3-18 實體分隔路段，只有左轉小車，或只有直行小車時之疏解率

如將地下道下游車道只有左轉小車時之疏解率 $(N_{gyi})_d$ 與平坦路段車道只有左轉小車時之疏解率 N_{gyi} 相比較，圖 3-19 顯示地下道下游車道之疏解率低於平坦路段車道之疏解率，其主要原因可能是地下道下游在停止線上游 10 公尺之外的坡度為+6%，在停止線上游 100 公尺範圍內的坡度也高達 5.5%，因此疏解車距相當大。

假設林森南路往南路段若設有地下道而且路段平坦時， $(N_{gyi})_d$ 與 N_{gyi} 沒有差別（比值等於 1.0），但有地下道而且停止線附近坡度增加時， $(N_{gyi})_d$ 與 N_{gyi} 之比值會呈線性的降低，則地下道及下游車道坡度對疏解率的影響可用下列調整因素來估計：

如綠燈時段小於 20 秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.55 - 8.88 \times 10^{-3} g) \frac{S}{5.5} \quad (3.7a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.68 - 2.27 \times 10^{-3} g) \frac{S}{5.5} \quad (3.7b)$$

上兩式中，

$f_g = (N_{gyi})_d / N_{gyi}$ ：地下道下游車道坡度對疏解率影響之調整因素；

g ：綠燈時段加可有效運用之燈號轉換時段（秒）；

S ：地下道下游路口停止線上游 100 公尺範圍內之平均坡度(%)。

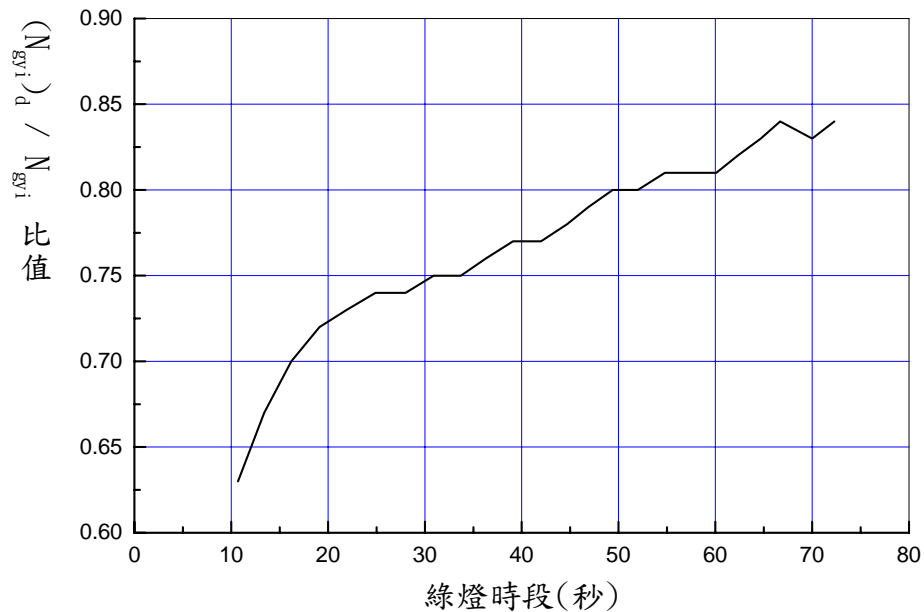


圖 3-19 臺北市林森南路往南地下道下游只有左轉小車之停等車疏解率與無地下道之平坦車道疏解率的比值

林森南路之共用車道上除了有左轉及直行小車之外，也有左轉及直行大車。以左轉小車之疏解率作為比較基準，此車道上的車輛有如下的左轉小車當量：

- 直行小車：0.9
- 直行大車：1.6
- 左轉大車：1.7

這些當量值與 2011 公路容量手冊表 11.20 所建議的 0.95(直行小車)，1.7（直行大車）及 1.9（左轉大車）稍有差異。但這些差異是否具有代表性則未知。

3.3.4 有機車停等區之直行/右轉共用車道

本計畫錄影收集 1 直行/右轉共用車道：臺北市松山區復興北路（濱江街）往北之現場資料，共 68 週期。此車道之分析係參照 2011 臺灣 HCM 第十三章第 13.5.4 節之分析程序。此方法先估計綠燈開始之瞬間在機車停等區內之機車數及這些機車疏解所需之時間。然後估計在剩餘的綠燈及可有效使用之燈號轉換時段內能疏解的車數。這些隨停等區內機車疏解的車輛包括：小車、大車、跟隨大車或小車之機車，及與大車或小車併行之機車。

復興北路之直行/右轉共用車道之車道寬度為 3.7 公尺，停止線上游之機車停等區寬度為 3.3 公尺，縱深為 12 公尺，停等區內約可供 25 部機車進入停等。在紅燈時段中，機車可於車道間行、超越其他種車輛以進入停等區。在綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數 M ，可估計如下：

$$M = 0.62 f L W \quad (3.8)$$

此式中，

M ：綠燈開始瞬間在停等區之機車數（輛/小時）；

f ：停等區面積被停等機車佔用之比例；

L ：停等區之縱深（公尺）；

W ：停等區在分析車道上之寬度（公尺），設定為分析車道之寬度（一般在 2.8 公尺與 3.15 公尺之間）。

式 3.8 係引自 2011 臺灣 HCM 之式 13.10，其 f 值可能達 1.0，本計畫所蒐集復興北路地下道之 68 週期的 f 值平均值為 0.76，標準差為 0.14。另外，2011 臺灣 HCM 指出，估計直行、右轉車流車道之容量時，不宜將 f 值訂為 1.0，且式 3.8 中之停等區寬度須用分析車道之寬度來替代。因此，本計畫利用現場資料，已知式 3.8 之 f , L , W 狀況下，以迴歸分析探討 $f L W$ 與停等區之機車數 M 關係，其係數為 0.56，小於 2011 臺灣 HCM 之式 13.10 係數 0.62，研判是地下道上坡路段（平均坡度為 4.3%）機車進入下游停止線前停等區的行為，較平坦車道困難一點。

根據容量手冊第十三章，停等區內機車疏散所需的時間可估計如下：

$$T = 2.14 + 1.07 fL \quad (3.9)$$

此式中，

T ：疏散停等區內機車所需之時間（秒）。

如果 G 及 Y 各代表綠燈時段及大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段，則停等區內機車疏散之外之剩餘綠燈即可有效使用之燈號轉換時段等於 $G + Y - T$ 。容量手冊用一相當複雜的模式來估計在 $G + Y - T$ 時段（以 P 表示）內能疏散之車數。容量手冊第十三章第 13.5.4 節對這模式有詳細的說明。此模式有一缺陷。本所在建立該模式時所用的現場資料代表併行機車佔總車數平均只有 12.6% 左右之情況。但是復興北路往北直行/右轉共用車道上併行機車之比例遠大於 12.6%。因此容量手冊之模式顯著低估復興北路北上之併行機車數。容量手冊模式所估計之每一週期併行機車數與現場值的差異如圖 3-20 所示。

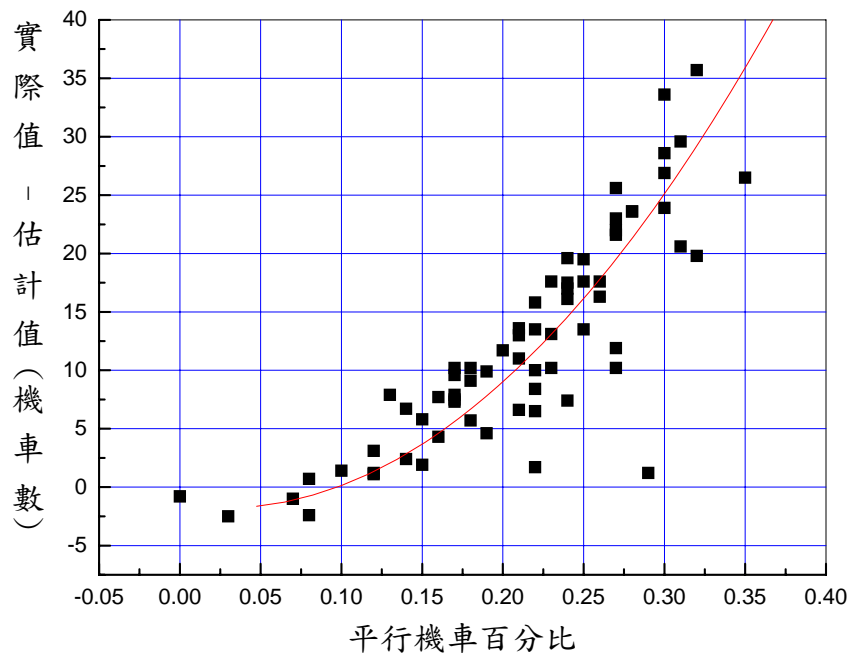


圖 3-20 每週期併行機車數估計值與現場值之差異

根據圖 3-20，容量手冊模式估計值可調整如下以估計在剩餘綠燈及可有效使用之燈號轉換時段(P)中能疏散的車數：

$$N_{gyi} = (N_{gyi})_{HCM} - 1.51 - 1.97P + 361.6P^2 \quad (3.10)$$

式 3.10 之估計值仍稍微高於現場值。此差異可能是地下道下游車道坡度所造成。經測試結果，下列的地下道下游坡度調整因素 f_g 適合用來分析復興北路往北直行/右轉共用車道之疏解率：

$$f_g = 1 - 0.05S \quad (3.11)$$

此式中之 S 也代表地下道下游路口停止線上游 100 公尺內之坡度。

圖 3-21 比較利用式 3.11 調整值調整後之 N_{gyi} 值及現場為週期在剩餘綠燈及燈號轉換時段內能疏解的車數。實際運用式 10.10 及式 10.11 時的對象為數週期的平均疏解車數，因此現場值與估計值不會有如圖 3-21 所顯示之大差異。

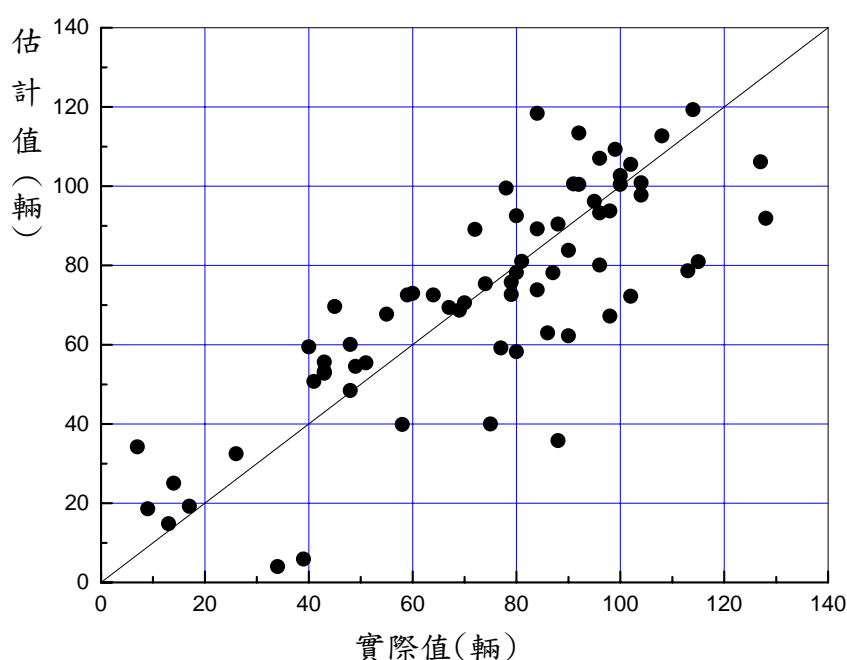


圖 3-21 每週期剩餘綠燈及燈號轉換時段中能疏解車數之現場與調整後估計值之比較

3.3.5 機車專用道

臺灣部分市區地下道考量汽機車混合車流所造成的危險，乃分別設置汽車道及機車道，此時的機車道就形同機車專用道。本計畫現場

調查共蒐集到臺北市林森南路往南（羅斯福路）及新北市樹林區保安街往南（東街）等 2 個機車專用道資料。前者是以標線與汽車道分隔（圖 3-4），後者則是實體分隔（類似圖 3-6 的車道配置）。現場調查的資料分別如表 3.16 及表 3.17 所示，並可製圖 3-22 之關係圖。

表 3.16 機車專用道：林森南路之停等車疏解率

綠燈時段 (秒)	機車疏解率 (機車/2 秒)				平均疏解率 (輛/小時)
	平均值	標準差	樣本數	估計誤差	
2	1.41	0.84	66	0.20	2,536
4	3.61	0.84	66	0.20	6,491
6	3.85	1.15	66	0.28	6,927
8	3.08	1.16	65	0.28	5,538
10	2.95	1.19	58	0.31	5,307
12	2.66	0.87	50	0.24	4,788
14	2.85	0.66	40	0.21	5,130
16	2.81	1.01	31	0.36	5,052
18	2.86	0.65	21	0.28	5,143
20	2.86	0.86	14	0.45	5,143
22	3.10	0.88	10	0.54	5,580
24	2.78	0.44	9	0.29	5,000

表 3.17 機車專用道：保安街之停等車疏解率

綠燈時段 (秒)	機車疏解率 (機車/2 秒)				平均疏解率 (輛/小時)
	平均值	標準差	樣本數	估計誤差	
2	2.31	1.25	16	0.61	4,154
4	3.19	0.83	16	0.41	5,738
6	3.44	0.73	16	0.36	6,188
8	3.5	0.52	16	0.25	6,300
10	3.56	0.81	16	0.40	6,413
12	3.2	0.77	15	0.39	5,760
14	3.33	0.78	12	0.44	6,000
16	3.22	0.44	9	0.29	5,800
18	3.11	0.33	9	0.22	5,600
20	3.25	1.28	8	0.89	5,850

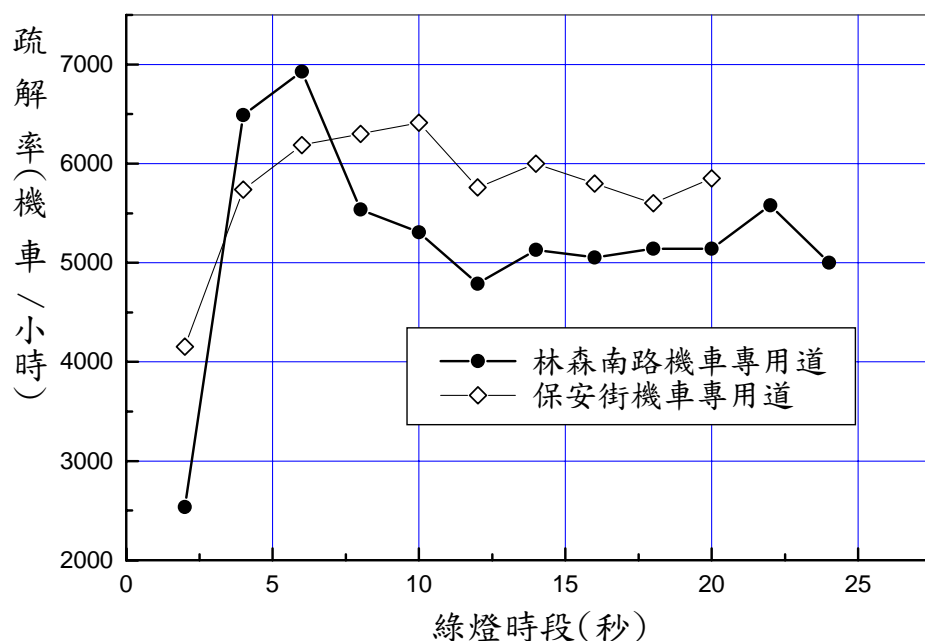


圖 3-22 市區地下道下游之機車專用道疏解率與綠燈時段關係圖

圖 3-22 顯示在臺北市林森南路往南及新北市保安街往南地下道下游機車道之疏解率與綠燈時間的關係。綠燈開始之後 10 秒內，上述車道之疏解率達到高峰，然後明顯的下降並維持一大約穩定的值。這疏解特性與容量手冊第十八章圖 18-3 所示的機車專用道疏解特性有差異。容量手冊圖 18-3 所顯示疏解率沒有呈高峰然後明顯下降的現象。

容量手冊第十八章建議用綠燈開始 10 秒之後的平均疏解率來訂定飽和疏解率。根據此建議，林森南路及保安街專用道的飽和疏解率各為 5,042 及 5,805 輛/小時。使用這些飽和疏解率來估計容量時也須訂定一適用的起動損失時間。容量手冊第八章之起動時間建議值為 2.9 秒。但林森南路及保安街專用道之疏解率因有達到高峰之後明顯下降的現象，此兩車道之適用起動損失時間接近 0 秒。

容量手冊第十八章用下列模式估計機車專用道之飽和流率：

$$Q_{\max} = 4,836 + 1900W_{90} \quad (3.12)$$

此式中，

Q_{\max} ：飽和流率（輛/小時）；

W_{90} ：車輛在疏解時佔用率 90% 之路面寬（公尺）。

因此，要估算機車專用道之飽和流率，需先估計 W_{90} 。估計 W_{90} 時，以內側標線或分隔物內之寬度做為車道寬，並根據專用道之左、右側標線或實體分隔型式估計式如下[7]：

$$W_{90} = W + L + R \quad (3.13)$$

此式中， W_{90} ：使用率佔 90% 之路面寬（公尺）；

L ：左側車道寬調整因素（公尺）；

R ：右側車道寬調整因素（公尺）。

本計畫調查地點之相關資訊如表 3.18，林森南路及保安街之 W_{90} 分別是 1.00 及 1.60 公尺。由此可分別估計對應的平坦機車專用道之飽和流率為 6,736 及 7,876 機車/小時。

表 3.18 機車專用道 W_{90} 之估計

地下道名稱	車道寬 (m)	左側設施 及 L (m)	右側設施 及 R (m)	W_{90} (m)	飽和流率 (機車/小時)
林森南路	1.0	標線分隔 L = 0.55	實體分隔 R = -0.55	1.00	6,736
保安街	2.7	實體分隔 L = -0.55	實體分隔 R = -0.55	1.60	7,876

換言之，在沒有地下道及坡度時，林森南路及保安街的專用道飽和流率應各為 6,736 及 7,876 輛/小時。實際飽和流率則各只有 5,042 及 5,805 輛/小時。實際飽和流率與平坦路段飽和流率的比值各為 0.75 及 0.74。

實際飽和流率比平坦路段預期/飽和流率約低 25% 的原因可能是林森南路及保安街專用道停止線上游 40 公尺及 100 公尺範圍內的平均坡度相當高，皆在 +4.8% 及 +5.5% 之間。因此本計畫將地下道下游坡度調整因素訂為：

$$f_g = 1 - 0.049S \quad (3.14)$$

3.4 修訂「市區地下道」初稿

本計畫利用 100 年及 101 年於臺北都會區市區地下道所蒐集之現場資料，利用市區地下道之幾何設計特性、下游號誌化路口停等車疏解特性分析，來修訂 2011 臺灣公路容量手冊第十章「市區地下道」，其初稿列於附錄 E。

第十章之修訂重點包括：

- 1.說明臺灣市區地下道之設置概況，以及不採用美國 HCM 之非阻斷性車流路段分析的理由。
- 2.說明利用現場蒐集到的市區地下道幾何設計概況及下游號誌化路口停等車疏解特性。
- 3.說明車道容量之估計方法，包括下列車道：
 - (1)無機車停等區之直行快車道及共用車道。
 - (2)有機車停等區之右轉/直行共用車道。
 - (3)機車專用道。
- 4.應用例題。

第四章 坡度路段研究方案

4.1 背景

公路坡度路段的交通作業特性隨公路之類型而異。從容量及服務水準分析的角度而言，臺灣的公路可分為高速公路、快速道路、非高速或快速的多車道公路及雙車道公路。目前臺灣沒有可靠的現場資料以供規劃，設計及評估這些類型公路上的坡度路段。本章根據文獻回顧擬定一研究方案，其重點在於訂定建立容量及服務水準分析方法所須蒐集之現場資料。雙車道公路之交通作業特性比較特殊，所以本章將雙車道公路及其他類型之多車道公路分開來討論。

4.1.1 雙車道公路

雙車道公路通常是一個國家各種類型公路中總里程最高的一種公路。這種公路單向只有一車道。因此除非能超車，則快速的車輛會被慢行車輛阻擋而形成車隊(platoon)。是否能超車又受到視距(sight distance)及對向車輛的限制。這些幾何設計及車流之互動關係造成規劃、設計及評估雙車道公路的困擾。

雙車道公路上之超車行為及相關視距之需求，會影響行車安全及交通作業效率。但是因為不易蒐集現場資料來探討超車行為及視距需求，所以有不少根據假設的超車行為所建立的超車視距(passing sight distance)需求模式[10~21]。在行車速率相同時，這些模式所估計的視距不同，其差異大約在 400 公尺之範圍內[22]。

American Association of State Highway and Transportation official (AASHTO)之公路設計規範[23]及其他國家的公路設計規範[24,25]對雙車道公路所需之超車視距皆有訂定設計標準。這些標準有差別，但是美國、Austria、加拿大、希臘及英國的標準比較接近。例如設計速率為 60 及 80 公里/小時時，這些國家所訂的最小超車視距值各在 340~420 公尺及 460~570 公尺之範圍內。

AASHTO 所訂定之超車視距設計標準如表 4.1 所示。這些標準已有將近 60 年的歷史，一直沒有更新。在 2008 年時，美國的 National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) 展開一研究計畫，探討是否超車視距標準須修改[22]。

表 4.1 AASHTO 超車視距設計標準

設計速率 (公里/小時)	假設速率 (公里/小時)		超車視距設計值 (公尺)
	被超越車輛	超前車輛	
30	29	44	200
40	36	51	270
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	485
80	65	80	540
90	73	88	615
100	79	94	670
110	85	100	730
120	90	105	775
130	94	109	815

資料來源：[22]。

此計畫在美國 Missouri 及 Pennsylvania 兩州蒐集到 302 個在長超車區（最少 300 公尺長）及 65 個在短超車區（120~240 公尺長）的超車動作。這計畫的主要結論如下：

1. 超前車輛及被超越車輛在平行時速率之差距與超前車輛速率的關係不明顯，但是平均差距為 24.8 公里/小時。這差距比 AASHTO 假設的差距（15 公里/小時）大得多。
2. AASHTO 假設超前車輛行走在對向車道之時間，隨超前車輛的速率而增高。現場資料顯示超前車輛之平均速率為 56.2 公里/小時之情況下，行走在對向車道之平均時間為 9.3 秒。速率增高到 99.8 公里/小時，行走在對向車道的平均時間增加到 11.3 秒。但速率與行走在對向車道之時間的關係很微弱。現場資料顯示行走在對向車道之總平均時間為 9.9 秒，第 85 百分位時間為 12.3 秒。因此建

議用 12.3 秒訂定在對向車道之行車距離。現場資料顯示平均行駛在對向車道之距離為 282 公尺。

3. 短的超車區沒有實質效果，因此能在這種區域內超車的次數 (frequency) 很低。跟車車距不超過 3 秒之車輛中只有 1.6% 超車。所有觀察到的車輛中，只有 0.4% 超車。

Llorca 及 Garcia [26] 在西班牙雙車道公路上，同時在 6 個地點用錄影機蒐集超車行為之資料。他們發現如果被超越的車輛是一貨車，則超前車輛行走在對向車道的距離與 AASHTO 所定之距離相似。但是被超越的車輛是一小車時，則行走在對向車道的距離比 AASHTO 所定之距離長 50 到 100 公尺。另一在西班牙的研究[27]發現，超車開始時之車距為 10~20%，35~50%，10~20% 及 6~11%，各為 1 秒，2 秒，3 秒及 4 秒。

因為現場調查困難，所以有關超車行為的研究常利用駕駛模擬器 (driving simulator)。例如 Bar-Gera 及 Shinar [28] 用模擬器探討前後車速率差距有多大才會有超車的現象。Pollatscheck 及 Polus [29] 也用模擬器衡量駕駛員所接受與對向來車之間距 (gap) 隨流率之變化。他們發現流率增高時，願意接受之間距變短。Farah [30] 等人用模擬器探討 35 位以色列駕駛員的超車或不超車之行為。結果顯示這些駕駛員開始超車時，與對向來車之平均間距等於 19.5 秒 (標準差為 3.7 秒)。被這些駕駛員拒絕接受的間距平均值為 15.5 秒 (標準差為 4.2 秒)。模擬的行車環境一般會與實際情形可能略有差異，但這種研究對了解駕駛行為有助益。

最近二十幾年來有關雙車道公路的研究工作，偏重於績效指標之選擇及評估工具之建立。美國 Transportation Research Board (TRB) 在發展 1985 年之公路容量手冊 (Highway Capacity Manual, 簡稱 HCM) [31] 之過程中，認為平均速率不足夠反映雙車道公路之服務水準。因此 HCM 1985 採用延滯百分比 (percent time delay) 做為績效指標，但評估上坡路段時仍用平均速率劃分服務水準。延滯百分比代表因不能超車而

必須在車隊中行進之旅行時間占總旅行時間的百分比。HCM 1985 指定車距不到 5 秒的車輛屬於被阻擋的車輛。荷蘭的一研究[31]則發現難以分別用 3、4 或 5 秒來劃分的好壞。Guell 及 Virklr [32]認為 3.5 或 4 秒是比較適合的劃分標準。芬蘭交通界[33]則用 3 秒的標準劃分受阻擋及不受阻擋之郊區公路車輛。Al-kaisy 及 Durbin [34]在美國 Montana 州三個路段蒐集的資料顯示車與車之間之互動關係在車距超過 5~7 秒之後就幾乎不存在。

上述之延滯百分比其實不代表延滯。為了避免誤解，TRB 之 HCM 2000 [35]將此績效指標改稱為 Percent Time Spent Following (PTSF)，亦即跟車時間百分比。並規定車距不超過 3 秒鐘之車輛屬被擋之車輛。HCM 2000 並將雙車道公路分成兩級：Class I 及 Class II。Class I 公路提供長途而且比較高速的行車環境。這種公路用 PTSF 及平均旅行速率來評估。Class II 公路則服務短程，工作性的旅次。這種公路只用 PTSF 來評估。

HCM 2000 用下式估計平均旅行速率：

$$ATS = FFS - 0.0125V_p - f_{np} \quad (4.1)$$

此式中，

ATS ：平均旅行速率（公里/小時）；

FFS ：自由旅行速率（公里/小時）；

V_p ：尖峰 15 分鐘雙向需求流率（小車/小時）；

f_{np} ：隨禁止超車區百分比而變之調整係數。

HCM 2000 之 PTSF 可根據雙向或單向來估計，雙向路段之 PTSF 估計如下：

$$PTSF = 100(1 - e^{-0.000879V_p}) + f_{d/np} \quad (4.2)$$

此式中，

$PTSF$ ：跟車時間百分比(%)；

$f_{d/np}$ ：隨車流之方向分布及禁止超車區百分比之合成影響力而變之調整因素。

單向路段之 PTSF 則用下式來估計：

$$PTSF = 100(1 - e^{aV_d^b}) + f_{np} \quad (4.3)$$

此式中，

a, b ：隨對向流率而變之參數；

V_d ：單向需求流率（小車/小時）；

f_{np} ：隨對向流率，禁止超車區百分比，及自由速率而變之調整值。

HCM 2010 [36]將雙車道公路分成三類：Class I、Class II 及 Class III。Class I 公路須能高速行車，所以用平均旅行速率及 PTSF 來估計。Class II 公路不一定須提供高速之服務。這種公路可能通過風景區或有許多坡度路段之地區，其服務水準只用 PTSF 來訂定。Class II 公路位於土地使用比較密集之區域。這種公路用自由速率百分比 (percent of Free-Flow Speed) 來評估。此外，HCM 2010 之分析方法只用於單向路段的分析，而且將估計單向 PTSF 之公式改為：

$$PTSF = 100(1 - e^{aV_d^b}) + f_{np} \left(\frac{V_d}{V_d + V_o} \right) \quad (4.4)$$

此式中，

$PTSF$ ：分析方向之跟車時間百分比；

V_d ：分析方向之需求流率（小車/小時）；

V_o ：對向之需求流率；

a, b ：隨對向需求流率而變之參數；

f_{np} ：隨雙向流率，禁止超車區百分比，及車流方向分布而變之調整因素。

根據定義，PTSF 很難從現場調查來估計，因為必須觀察不同車輛通過一相當長的路段時之行動。因此之故，HCM 2000 及 HCM 2010 表示 PTSF 可用跟車百分比 (Percent Follower) 來替代。跟車百分比可根據通過一定點中車距不超過 3 秒鐘之車輛數來訂定。這替代指標是否

適用，引起交通界之關切。根據在芬蘭(Finland) 20 個雙車道公路蒐集的現場資料，Luttinen [37]發現 HCM 2000 PTSF 之估計值遠高於現場跟車百分比。Dixon 等人[38]用在美國 Idaho 州兩路段之現場資料與 HCM 2000 之 PTSF 估計值相比較，結果顯示 HCM 2000 之 PTSF 估計值也遠高於現場之跟車百分比。以單向分析結果為例，現場跟車百分比在 11~28.3%之範圍，PTSF 之估計值則在 43.9~57%之間。雙向分析的差距也很大。現場跟車百分比值及 HCM PTSF 估計值各在 13.6~24.1% 及 36.9~48%之範圍。另外 Van As [39]在南非的研究也顯示 HCM 之 PTSF 估計值高於跟車百分比。此外，Catbagan [40]在日本研究雙車道快速道路時發現跟車百分比與流率的關係不明顯。換言之，跟車百分比不能明確反映在不同車流狀況下的服務品質。此外，不分跟車速率，都把車距不超過 3 秒的車輛當作被阻擋車來評估服務水準之分析方法也不合理。因為跟車車距相同時，跟車速率高的情況顯然比跟車速率低時的情況有較佳的服務品質。因此，Romana 及 Pérez [41]建議訂定一跟車速率之門檻值來衡量跟車百分比，但門檻值應如何設定又是一問題。

因為上述應用 PTSF 及跟車百分比之缺陷，此兩指標並沒有廣泛的在其他國家使用。Morrall 及 Werner [42]建議用超車比例(overtaking ratio)做為績效指標。Van As [39]曾探討跟車密度(follower density)、因車流而造成之速率降低百分比(percent speed reduction due to traffic)及車流密度(traffic density)等指標。AI-Kaisy 及 Karjala [43]建議考慮平均速率、小車平均速率、平均速率與自由速率之比例、小車平均速率與小車自由速率之比例、跟車百分比及跟車密度，來評估雙車道公路。美國奧勒岡(Oregon)州交通部[44]根據 AI-Kaisy 及 Karjala 之建議在 17 個地點蒐集現場資料以評估各指標之適用性。結果發現跟車密度與雙車道公路之幾何設計及車流狀況，有較明顯之線性關係($R^2=0.845$)。此指標是根據在一定點所估計之跟車百分比及密度（等於流率除於平均速率）來估計。奧勒岡州之現場資料所顯示之跟車密度很低，在 0 到 4

輛/公里/車道之間。因此，未能提供如何用跟車密度來劃分服務水準等級之資訊。

Van As [39]在南非之研究也發現跟車密度與車流狀況（如流率）有很明顯之關係。Catbagan [40]在研究日本雙車道快速公路時也得到相同的結論。因為跟車密度也可用來評估多車道公路之服務水準，所以 Van As 建議用此指標訂定南非雙車道公路之服務水準等級。他所建議的標準如表 4.2 所示。

表 4.2 南非雙車道公路跟車密度與服務水準等級之劃分

服務水準	跟車密度（輛/公里/車道）	
	代表值	範圍
A	1.0	0.3~1.4
B	2.0	1.3~3.3
C	4.0	3.0~6.7
D	8.0	6.3~9.5

德國公路容量手冊[45,46]一向根據流率與速率關係，訂定雙車道公路及其他類型公路之設計標準。目前所用的績效指標為密度。該手冊之速率是根據小客車的平均速率，而不是所有車輛之平均速率。這種分析方法與芬蘭的分析方法相同。其理由是重車的速率隨流率的差異很不顯著，小客車速率與流率的變化則較明顯。德國交通界及社會皆認為交通發展的主要考量是安全、效率及生態保護。HCM 2000 之 PTSF 指標只反映一些駕駛員的不方便，因此德國交通界不重視 PTSF 之應用。

除了選擇績效指標之問題之外，發展分析雙車道公路交通作業的工作嚴重的受到現場資料不足之限制。例如容量的估計常因雙車道公路沒有高流率、壅塞狀況，而不能從現場觀察到的流率來訂定。分析服務水準所需了解的各種參數之間的關係，也因無法取得足夠的現場資料而難以探討。在這情況下，德國在發展其公路容量手冊之過程，使用 LASI 模式[47]性流率與速率關係及重車在上坡時速率的變化。

美國 HCM 2000 及 HCM 2010 年分析雙車道的方法依賴 TWOPAS [48]擬模式以估計容量，建立估計 PTSF 之分析性模式，及訂定大車之

小車當量。美國愛德荷(Idaho)州交通部[49]也用此模式提供設計及評估雙車道公路所需之資料。TWOPAS 模式不能模擬號誌化路口。但是在土地使用比較密集的地區，雙車道公路常有許多號誌化路口。美國聯邦公路局(Federal Highway Administration)所發展的 CORSIM 模擬模式[50]可以模擬號誌化路口之作業，但不能模擬雙車道公路上之超車行為。為了分析美國佛羅里達(Florida)州有許多號誌化路口之雙車道公路，Washburn 及 Li [51]將 CORSIM 模式改良，以提供模擬雙車道車流之功能。

雙車道公路之容量很難確定，而且隨公路所在地及其他因素的影響。德國長雙車道公路之單向容量大約在 1,200~1,450 輛/小時，雙向容量預期很難超過 2,500 輛/小時[45]。Catbagan [40]之研究顯示日本雙車道快速道路之單向容量在 1,100~1,180 輛/小時之範圍。德國雙車道公路上隧道的容量隨旅次的性質而變。休閒性車流的隧道容量大約為 1,200 輛/小時，工作性車流的隧道容量可達 1,500 輛/小時。本所曾在 2008 及 2009 年期間在南投縣從鹿谷往溪頭縣道 151 之 1.55K 處及阿里山公路(台 18)在 31+900K 處蒐集雙車道公路上單向流率與速率關係之資料[5]，結果如圖 4-1 所示。這兩地點的公路容量尚不能確定，但從圖 4-1 可知，單向容量可能很難超過 1,600 小車/小時/車道。

HCM 1985 將雙車道之雙向容量訂為：

$$C = 2000 + 1600(1 - P) \quad (4.5)$$

此式中，

C ：單向容量（小車/小時）；

P ：流率較高方向之流率佔雙向流率之比例。

式 4.5 表示單向容量($P=1$)可達 2,000 小車/小時，雙向容量可達 2,800 小車/小時。HCM 2000 將單向容量減到 1,700 小車/小時，雙向容量則提高到 3,200 小車/小時，並且指出短路段之雙向容量可能有 3,400 小車/小時。HCM 2010 沿用 HCM 2000 之容量值。

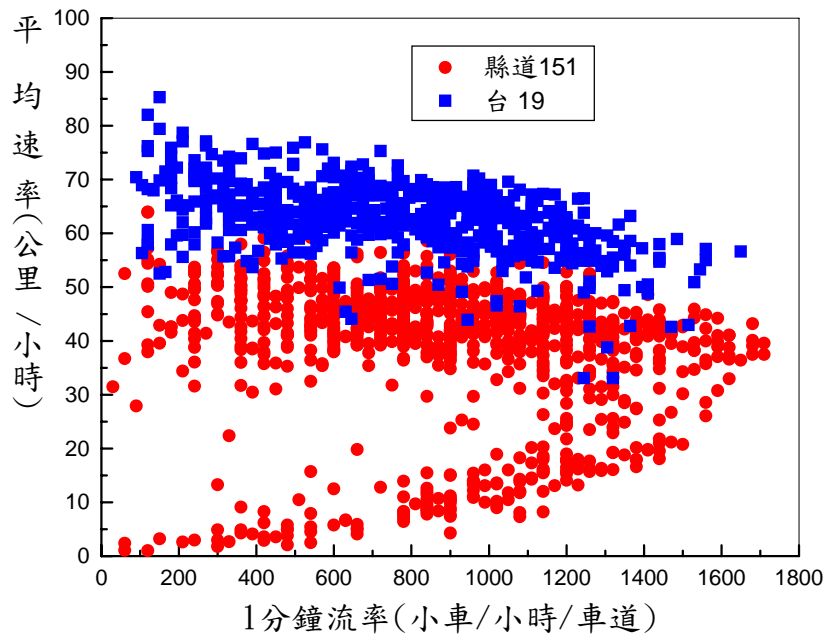


圖 4-1 縣道 151 及台 18 雙車道公路車流之流率與速率關係

有關雙車道坡度及曲度路段之車流特性的資料很缺乏。一般而言，除非坡度及坡長皆相當顯著，坡度路段對小車之速率不會有顯著影響，大車的速率則深受坡度及坡長之影響。HCM 2010 分析雙車道公路之方法用下式調整分析之需求流率以反映坡度路段及其他因素之影響：

$$V_p = \frac{V}{PHF \times f_g \times f_{HV}} \quad (4.6)$$

此式中，

V_p ：需求流率（小車/小時）；

V ：需求流率（輛/小時）；

PHF ：尖峰小時係數；

f_g ：坡度調整因素；

f_{HV} ：重車調整因素。

式 4.6 中之重車調整因素也隨坡度，坡長及重車百分比而變。此因素可根據下式來估計：

$$f_{HV} = \frac{I}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (4.7)$$

此式中，

P_T ：大貨車之比例；

E_T ：大貨車之小車當量；

P_R ：休閒車之比例；

E_R ：休閒車之小車當量。

式 4.6 中之坡度調整因素及式 4.7 中之小客車當量又隨估計的績效指標而變，如表 4.3 及表 4.4 所示。從這些例子可知 HCM 2010 為了反映坡度路段之影響而採用的分析方法很複雜，而且式 4.6 及式 4.7 是否能合理的反映坡度的影響也是一問。德國在發展其公路容量手冊之過程中也曾考慮小客車當量之適用性。但因為小客車當量受太多因素的影響而被認為不宜採用。目前德國公路容量手冊直接用大車的比例來衡量大車在平地及坡度路段對車流的影響。

表 4.3 HCM 2010 估計平均速率及 PTSF 所用坡度調整因素樣本

單向流率 (輛/小時)	平坦或下坡		Rolling Terrain	
	平均速率 之估計	PTSF 之估計	平均速率 之估計	PTSF 之估計
≤100	1.00	1.00	0.67	0.73
200	1.00	1.00	0.75	0.80
400	1.00	1.00	0.90	0.90
600	1.00	1.00	0.96	0.97
800	1.00	1.00	0.99	1.00
≥900	1.00	1.00	1.00	1.00

表 4.4 HCM 2010 估計平均速率及 PTSF 所用大貨車之小客車當量樣本（坡度：+5%）

估計之績效指標	坡長 (英哩)	單向流率 (輛/小時)					
		≤100	200	400	600	800	≥900
平均速率	1.0	9.2	9.2	9.1	9.0	8.9	8.8
	2.0	11.8	11.8	11.8	11.6	11.1	10.9
PTSF	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.0	1.7	1.6	1.6	1.4	1.3	1.3

大車上坡時的速率變化影響服務水準，因此是公路設計時須考慮之一車流特性，根據馬力與重量比等於 7.1 W/kg 之大車，德國用模擬模式建立這種大車上坡時速率與行車距離的關係以供設計及評估之用。美國 AASHTO 之公路設計規劃亦有大車上坡時速率與行車距離的關係圖。這些圖是根據馬力與重量比等於 8.3 W/kg 之大車。但是這些資料太陳。

本所已發展了一可供模擬大車上下坡時速率與行車距離之模式（亦即 Truckspeed 模式）[8,9]。此模式曾用國道一號公路三義附近坡度路段的現場資料加以微調及測試，如表 4.5 所示。假設上坡之坡度為 6%，而且在上坡起點之速率為 80 公里/小時，則 Truckspeed 模式之估計值與德國及 AASHTO 值之對比如表 4.6 所示。Truckspeed 模式之估計值在行走 400 公尺之後的速率比較高。Rakha 等人[52]用實地實驗的結果也發現 AASHTO 之速率估計值偏低。

表 4.5 三義現場平均自由速率與模擬值之比較

位置	外側車道速率觀測值 (公里/小時)	外側車道速率模擬值 (公里/小時)	第二車道速率觀測值 (公里/小時)	第二車道速率模擬值 (公里/小時)
155K+148	92.0	92.0	99.0	99.0
153K+123	43.1	44.3	59.1	57.5
152K+318	46.5	47.9	59.4	60.3
151K+496	43.2	44.9	50.2	57.9
149K+773	83.0	82.5	91.4	92.2
148K+873	86.7	88.7	92.0	97.8
148K+173	92	92.0	98.0	98.0

表 4.6 重車行走 6% 上坡時速率與行車距離代表性關係估計值

行車距離 (公尺)	速率 (公里/小時)			
	馬力/重量比(W/kg)			
	7.1		8.3	
	德國	Truckspeed	AASHTO	Truckspeed
0	80	80.0	80	80.0
200	65	65.0	65	66.5
400	50	51.5	52	55.6
600	37	41.9	43	48.0
800	31	37.3	39	43.6
≥ 1000	30	35.9	38	41.9

4.1.2 其他公路

高速公路，快速道路及其他多車道公路非阻斷性車流的路段通常根據流率與速率關係來評估。TRB 各版本的 HCM 一直使用密度做為評估服務水準的績效指標。德國公路容量手冊亦用密度來評估。但在坡度路段上，密度低時可能相關平均速率也低，因此密度不能完全反映公路之服務品質。2011 臺灣公路容量手冊[7]用流率/容量比衡量壅塞程度，並用平均速率評估一公路之交通效率。

TRB 之 HCM 2010 及其前身 HCM 2000 在分析坡度路段時皆假設坡度對小車之行駛沒有影響。坡度對大車的影響則用大車之小客車當量來代表。這些小客車當量是 CORSIM 5.0 模擬模式用將近 20 年前之代表性大貨車之模擬行為的估計值。模擬結果顯示坡度，坡長及大車比例皆可影響大客車之小車當量，但德國的一研究[53]出乎意料的發現容量只受坡度及大車比例的影響，與坡長無關。此外德國之交通界認為小車當量受許多因素的影響，估計當量之工作太複雜。因此德國容量手冊直接用大車百分比衡量大車之影響程度。HCM 2010 之大車的小車當量也不一定通用於美國各地區。因此佛羅里達州[54]及內布拉斯加(Nebraska)州[55]的交通界最近也進行研究工作探討適用大車之當量及調整因素。

除了訂定大車之小車當量之問題之外，HCM 2010 分析坡度路段之結果不一定能反映實際的車流狀況或服務水準。此手冊分析坡度路段之一般程序如下：

- 1.估計自由旅行速率
- 2.根據自由旅行速率，訂定一在基本狀況下適用之流率與速率關係。
- 3.估計大車之小車當量然後將分析之需求流率轉換成在基本狀況下之對等小車流率。
- 4.根據對等小車流率及在基本狀況下適用之流率與速率關係估計在基本狀況下之平均旅行速率。

5.根據基本狀況下之小車流率及平均旅行速率估計基本狀況下之密度。

6.根據密度及服務水準劃分標準評估服務水準。

上述的分析程序須根據分析性模式及圖表之資料。例如在分析高速公路之路段時，HCM 2010 建議用下式估計自由速率：

$$S = 75.4 - f_{cw} - f_{cc} - 3.22TRD^{0.84} \quad (4.8)$$

此式中，

S ：自由旅行速率（英哩/小時）；

f_{cw} ：車道寬調整因素；

f_{cc} ：橫向淨距調整因素；

TRD ：匝道密度（每英哩匝道數）。

這模式在估計坡度路段上之自由速率時並沒有考慮到坡度的影響。如果一坡度上之車道的自由速率是 40 英哩/小時，從式 4.8 估計的自由速率可能是 70 英哩/小時。假設估計的自由速率是 70 英哩/小時，則 HCM 2010 指出在基本狀況下之流率與速率關係應如圖 4-2 所示。

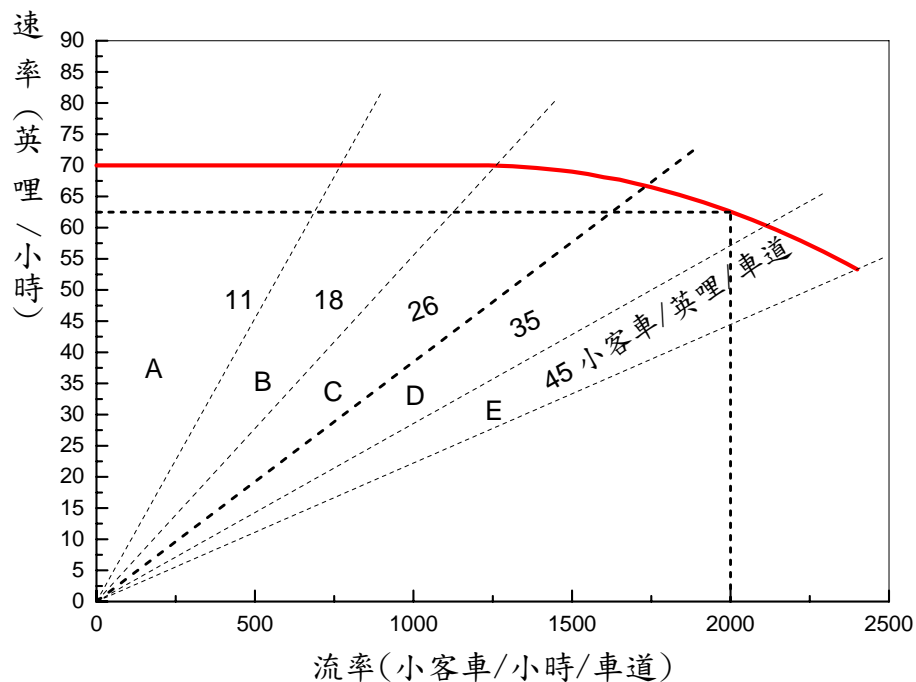


圖 4-2 基本狀況下之流率與速率關係

另外假設上坡路段的車輛都轉換成基本狀況下之小車之後之流率為 2,000 小車/小時/車道，則從圖 4-2 所估計得的平均速率為 62.5 英里/小時。事實上，上坡車流之平均速率會受到坡度及大車比例之影響。以三義坡度路段為例，圖 4-3 顯示自由速率在只有大車之情況下，隨坡度之增高而顯著的下降。在 4.84% 上坡路段，自由速率可能不到 60 公里/小時。圖 4-4 也顯示一爬坡道上之大車比例增加時，平均速率隨著下降。因此如果從 HCM 2010 分析方法所估計得之自由速率為 62.5 英里/小時，實際狀況下之自由速率可能遠低於這估計值。從這簡單的例子可知 HCM 2010 的分析方法不宜用來分析臺灣的坡度路段。德國公路容量手冊直接用大車百分比建立分析用之 數的做法在應用上比較簡單。

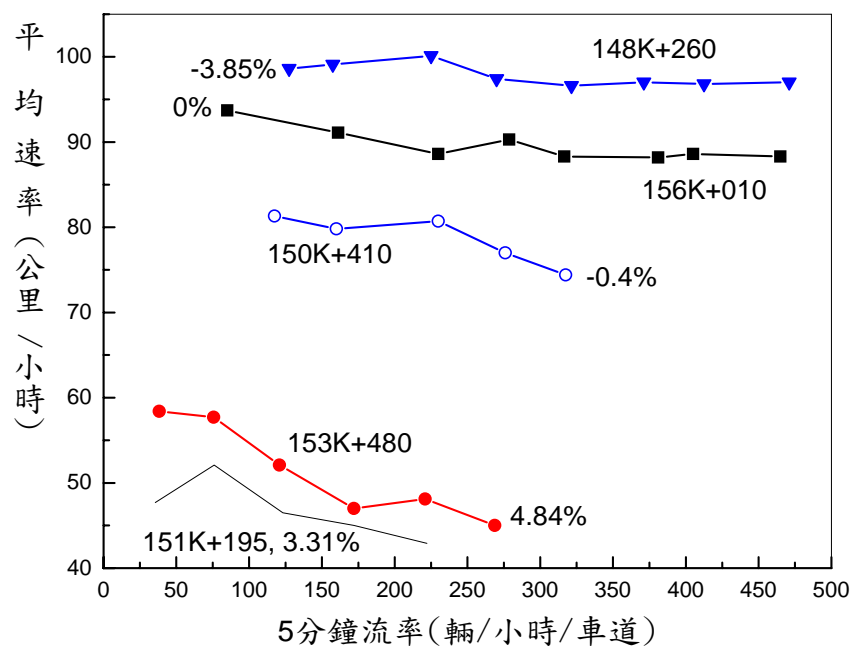


圖 4-3 三義路段坡度對純大車車流之流率與速率關係的影響

HCM 2010 另一顯著弱點是沒有考慮不同車道有不同的服務品質。以高速公路為例，通常內車道的平均速率比外車道高。爬坡道的服務品質更低。HCM 2010 之分析方法不能提供資料以協助爬坡道之設計。

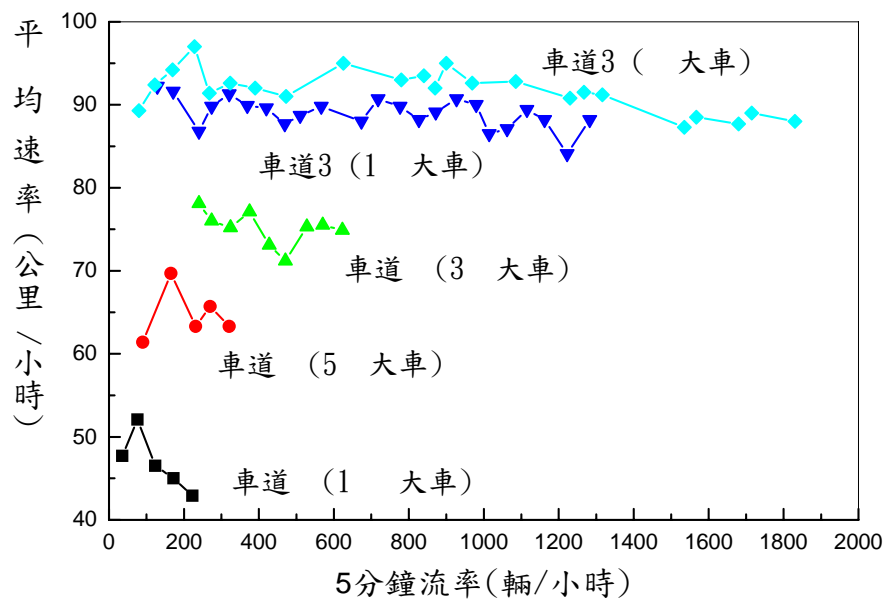


圖 4-4 三義上坡路段大車比例對流率與速率關係的影響

4.2 發展分析方法之方針

分析坡度路段最理想的情況是有一分析工具能直接估計績效指標值。合適的指標包括流率與容量比、平均速率，2 車道公路上後車因不能超車而受前車阻擋的機率等。發展一分析性模式來估計這些指標值所須的現場資料很大。例如在坡度上任何一點的平均速率可能受到車道寬、路肩寬、坡度、坡長、曲率半徑、車種組成、速限等因素的影響。如欲建立一可靠的分析性模式，則必須有上述影響因素在不同組合狀況下的現場資料。事實上有許多組合並不存在於能在現場觀察到的狀況。這些不能在現場觀察到的狀況下之交通作業特性，可用模擬模式來探討。一般而言，測試及微調模擬模式所須之現場資料比發展分析性模式所須的資料少得多。而且模擬模式可用來協助發展分析性模式，也可直接用來評估坡度路段之作業。

國外交通界對交通系統模擬模式的發展相當注重。相對而言，臺灣在這方面的工作非常有限，臺灣公路容量手冊雖然提供 Highway Traffic Systems Simulation (HTSS) 及 Toll Plaza Simulation (TPS) 兩模擬模式做為容量及服務水準之分析工具，但 HTSS 模式中之程式是根據

20 年前電腦 體之功能所發展的產品。其模擬效率低，應用功能也很有限（例如只能模擬號誌化路口，路段及路網）。所以目前沒有在廣泛情況下適用於模擬臺灣交通情況之模式。另一方面，最近十幾年來本所蒐集了不少交通特性資料，這些資料也已用於微調及測試 HTSS 模式。如果有充分的坡度路段及非號誌化路口車流特性資料，則大約可在 2015 年底之前發展一改良並多公路之 HTSS 模式。

本章擬定一坡度路段現場資料蒐集方案以供本所參考。

4.3 現場資料蒐集方案

上述所需模擬模式之發展須用在各種公路設施現場觀察到的車流特性資料來微調及測試模擬邏輯。本節討論蒐集坡度路段資料之工作。

如圖 4-5 所示，一坡度路段縱切面定線(vertical alignment)一般包括縱切線(vertical tangent)及縱曲線(vertical curve)。縱切線之坡度（如 $+G_1$ ，或 $-G_2$ ）不隨地點而變，其長度（如 L_1 ， L_2 ，或 L_3 ）為縱切線起點（如 A 點）沿著公路中心線到切線終點（如 B 點）之平面距離。縱曲線之長度（如 C_1 ）也是其起點（如 B 點）到其終點（如 C 點）沿著公路中心線之平面距離。

坡度路段可能有平曲線(horizontal curve)之路段上。平曲線一般包括 曲線(circular curve)。但在設計標準較高的公路上平切線(horizontal tangent)及 曲線之間常有緩和曲線(spiral curve)讓曲率半徑從切線上之無限大逐漸轉換成平曲線之曲率半徑。坡度、坡長及曲率半徑對車速皆有影響。

除了坡度，坡長及曲率半徑之外，其他幾何設計狀況，如車道數、車道寬及路肩寬對車流特性也可能有影響。速限、車道使用之限制及公路之類型（如雙車道公路、多車道公路及高速公路）對車流也有很大的影響力。在這種情況下，欲蒐集現場資料以充分了解坡度路段交通特性所需的資源過度 大。因此，本計畫建議在短期內只蒐集基本資料。

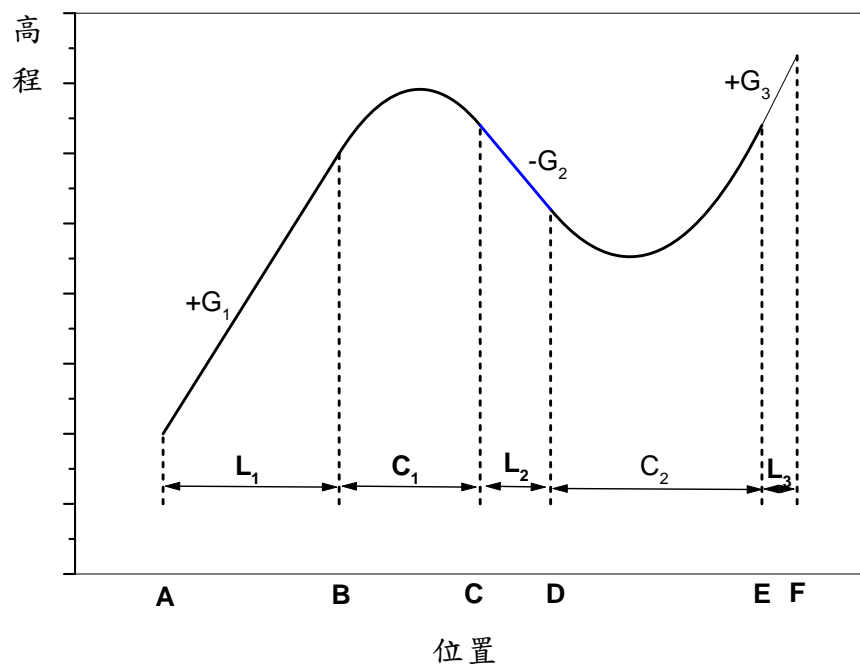


圖 4-5 坡度路段縱切面示意圖

4.3.1 選擇調查路段

從微調及測試模擬模式的立場而言，調查路段最好有如圖 4-5 所示之一連串的上坡及下坡路段。如果能在這種路段上許多地點蒐集車流特性，則可有效的測試模擬邏輯的可靠性。但是需要蒐集資料的地點的路旁常沒有適當的地點觀察並記錄車流特性資料。在此情況下，可選擇單獨的上坡（如圖 4-6 之 A 點到 C 點）或下坡（如圖 4-6 之 C 點到 E 點）。

不同類型公路有不同車流特性，所以每一類型公路須各有一套調查路段。這些路段必須有下列之屬性：

1. 坡度

調查路段的坡度最少須涵蓋三等級。此三等級為各類型公路（如雙車道公路）中最高坡度之 20%~30%，50%~70% 及 85%~100%。

2. 坡長

每一等級坡度之路段須有充分的坡長。上坡坡度如果不大

(如 2%)，則大車大約須行進 3 公里左右，其速率才會降到爬行速率。坡度增高到 8% 時，大車行進大約 1 公里之後的速率就會接近爬行速率。下坡時駕駛員換檔及 車的行為對車速有影響。為了解速率隨地點的變化，調查路段最好有如表 4.7 所示之坡長。

表 4.7 調查路段之理想坡長

坡長(%)	上坡長度 (公里)	下坡長度 (公里)
2%	3.0	3.0
4%	2.0	1.5
6%	1.2	1.0
8%	1.0	0.8

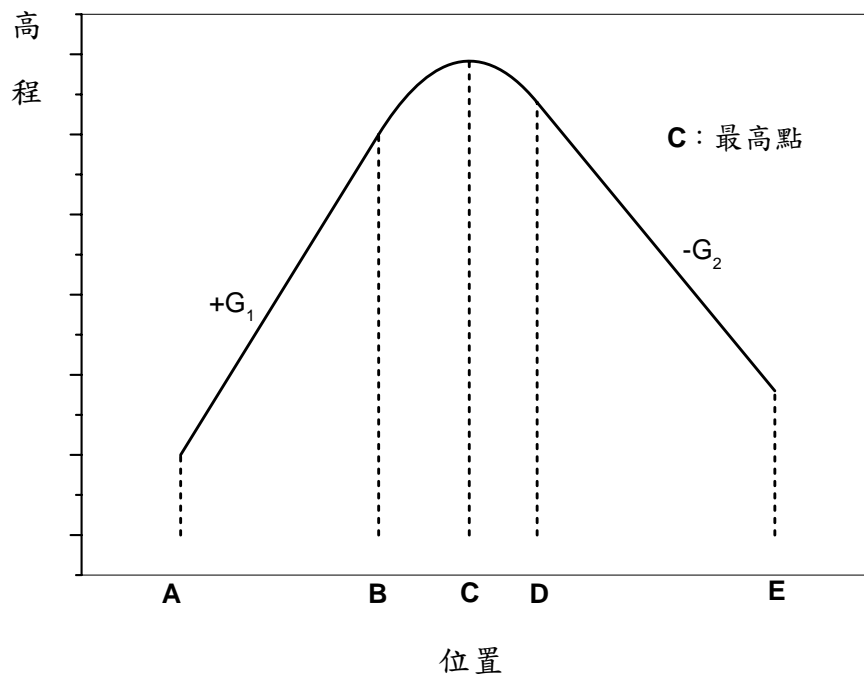


圖 4-6 單獨上坡及下坡路段調查範圍示意圖

3.速限

同一類型公路之坡度路段可能有不同之速限。如速限不同，則須選擇高速率及低速率之路段做為調查對象。

4.曲率半徑

調查路段須包括趨近直線之路段（例如曲率半徑超過 1,000～1,500 公尺）及曲度相當高之路段（例如曲率半徑小於 500 公尺）。

5.尖峰 15 分鐘流率

現場資料須能顯示各調查路段之容量，因此調查路段必須有相當高之尖峰 15 分鐘流率。各類型公路尖峰 15 分鐘流率（輛/小時/車道）之最低限度如下：

- 雙車道公路：1,400
- 多車道公路：1,700
- 高速公路：2,000

如果調查路段之尖峰 15 分鐘流率不超過最低限度，則有壅塞狀況之可能性很低，因而不能可靠的估計容量。

6.大車流率

坡度路段之研究重點在於探討坡度，坡長及曲率半徑對大車作業之影響。因此如果在短期內不能蒐集到大車比例相當高之車流特性，則不宜繼續進行調查工作。因此在選擇調查路段時，必須利用現存交通資料，評估一路段之適用性。

7.中央分隔型態及車道數

調查雙車道公路之一目的在於探討超車的頻次(frequency)與流率之關係，所以暫不考慮有中央分隔之雙車道路段。至於其他類型公路之路段則可能有許多不同之車道數。在研究資源有限之狀況下，宜先調查有最常見之車道數的路段。

根據上述之路段屬性，每一類型公路之上坡路段最少須有 12 個上坡調查路段。這些路段代表 3 種坡度/坡長，2 種速限及 2 種曲率半徑之組合。下坡調查路段的曲率半徑可以大致相同。因此每一類型公路最少須有 6 個下坡調查路段。

4.3.2 訂定調查路段幾何設計狀況

幾何設計狀況包括車道數、特殊車道（如爬坡道）位置及長度、車道寬、路段中央分隔型態及路肩寬等，最重要的幾何設計狀況是縱切面之定線及平面定線。

訂定縱切面定線之工作可能到兩種情況。第一種情況是調查

路段的幾何設計是根據現行公路設計規範。在這種情況下，兩縱切線之間之曲線應該是一拋物線(parabola curve)。這種公路的縱切面定線的特性只須用每一縱切線之起點位置(station number)、終點位置及坡度就可訂定，如表 4.8 所示之資料內容。

表 4.8 訂定縱切線之間有拋物線之縱切面定線特性所需資料之範例

縱切線		坡度
起點	終點	
10+100	12+300	+ 3.00%
14+200	16+900	− 4.00%
17+300	18+400	− 2.00%

第二種情況是調查路段沒有根據現行公路設計規範，所以兩切線之間之曲線形狀不能確定。在此情況下非切線(tangent)之部分必須用每隔 100 公尺地點之坡度及高程來協助訂定縱切面之特性，如表 4.9 所示。

表 4.9 幾何設計不符合設計規範之路段的縱切面資料範例

地點	坡度	高程（公尺）
10+000	+ 4%	121.0
10+100	+ 4%	121.4
10+200	+ 3.8%	121.6
10+300	− 2.0%	130.8
註：調查路段起點之高程可訂為 0 公尺。		

如果沒有現存之設計圖可用來訂定如表 5.8 及表 5.9 之資料，則有必要進行現場測量。

4.3.3 估計上坡路段平均自由速率最低地點之位置

現場調查工作之一目的在於探討上坡路段之容量。此容量預期會等於平均自由速率最低點的最大流率。因此有必要預測平均自由速率最低地點之位置。此工作可用本所提供之 Truckspeed 模擬模式來執行。此模式在本所之一 2011 年之報告[8]有詳細的說明。

4.3.4 蒐集自由速率資料

坡度路段車流特性受到大車自由速率之影響。上坡路段自由速率資料蒐集地點必須包括縱切線起點（圖 4-6 之 A 點）及 4.3.3 節所述自由速率最低之地點。此外，在這兩點之間，每隔一大致相同之距離須增設調查地點。兩調查地點之間隔以不超過表 4.10 所示之上限為原則。如果間隔太大，則大車在其間之速率可能有很大的變化，但調查資料將不能顯示這種變化的性質。上坡最少必須有 3 調查地點。

表 4.10 上坡自由速率調查地點間隔之上限

坡度(%)	調查地點間隔上限 (公尺)
2	700
4	600
6	400
8	400

下坡路段之調查地點須包括路段最高點（圖 4-6 之 C 點），縱切面之起點（圖 4-6 之 D 點）及縱切線之終點（圖 4-6 之 E 點）。如果這些點（如 C 及 D）之間的間隔大於 600 公尺，則宜在其間最少增加一調查地點。

如果用雷射測速槍取樣，則取樣工作必須根據下列原則：

1. 準角度最好在 10 以內，不可超過 15 。
2. 測速槍與樣本車之距離不宜超過 200 公尺。距離太長可能造成大誤差。
3. 準的目標以車頭 照附近為原則，避免用擋風 做 準目標，因為有些 波可能不會反射回測速槍。
4. 調查車道必須包括內車道，外車道及爬坡道。如爬坡道除外單向有 4 車道，則須包括第 2 內車道。
5. 取樣時不應選擇車輛或每幾輛選擇一輛做為樣本車。原則上須用每一部自由旅行車輛做為樣本車。一車與前車之車距如果在 5 秒以上，則該車可視為自由旅行車輛。

6.車輛應分成小車，大貨車，聯結車及大客車。大貨車及聯結車須註明是否載重量低。

7.每一車道，每一車種之速率樣本最少需有 30，而且平均估計誤差必須在 1 公里/小時以內。

4.3.5 訂定大車車重分布及相關車種

大車之自由速率特性會受到車種、車重及馬力的影響。因此在某一路段所蒐集的自由速率資料須用相關之車種、車重及馬力來進一步分析。除非調查路段或附近路段有動態地（weigh-in-motion）之系統可自動估計車種及車重，調查人員須蒐集間接資料以建立大車之車種、車重及馬力的分布。

如果調查路段在高速公路上，則可從附近地站的資料整理成如表 4.11 所示之車種及車重分布。如果沒有地站資料可用，則須接貨運行以取得車種及總車重之資料。

表 4.11 大車車種及總載重之分布範例

車種	車種百分比	總重 (公斤)	載重百分比	平均總重 (公斤)	馬力	百分比
大貨車	80%	20,000	20%	40,000	190	10%
		20,200	30%		250	70%
		20,400	15%		400	20%
聯結車	20%	24,000	10%	50,000	200	10%
		24,200	20%		270	70%
		24,400	30%		429	20%

4.3.6 蒐集每車道每 5 分鐘流率，速率與車種組成之資料

蒐集流率，速率及車種組成資料之一目的在於估計容量。第二目的是用來微調模擬車道使用及轉換車道之行為。第三目的是微調及測試模擬之流率與速率關係。這些資料以在下列兩地點蒐集為原則：

- 調查路段起點（如圖 4-6 之 A 點）

- 平均自由速率最低點

這兩點的資料很可能必須利用錄影方式來蒐集。錄影之前必須設定偵測區。在高速公路上之偵測區長度最好有 30 公尺以上，最短不應在 20 公尺以下。雙車道公路及多車道公路上之偵測區長度最少也應有 20 公尺。原則上，車輛以自由速率通過偵測區之時間最少應有 1.5 秒。偵測區旅行時間在 1.2 秒以下時，速率之估計誤差可能相當大。

如調查路段在雙車道公路上，則必須同時在調查路段起點及平均自由速率最低點蒐集資料。其原因在於兩點之車流狀況必須用來探討因不能轉換車道的影響。一替代調查方案是只在平均自由速率最低地點，蒐集 5 分鐘流率、速率與車種組成之資料。但是另外蒐集在不同流率狀況下（高、中、低）從上坡起點到自由速率最低點的旅行時間。

如圖 4-7 所示，偵測區之上下游邊境(AB 及 CD)必須用 (paint) 或明顯之物體加以標明。邊境的位置必須能很 的顯示在錄影之影像中。估計車速時可根據前輪抵達上游邊境 AB 之時間及同一輪抵達下游邊境之時間。從每一車道抵達 AB 或 CD 之每一部車輛須有如下的資料：

- 1.車種(1：小車；2：大客車；3：大貨車；4：聯結車；5：機車)。
- 2.前輪抵達 AB 之瞬間。
- 3.前輪抵達 CD 之瞬間。

如果採用軟體(software)自動處理錄影資料來估計速率，則必須用另一準確性高的工具在 6 個 5 分鐘時段內取得另外估計值，以評估影像處理軟體之可靠性。

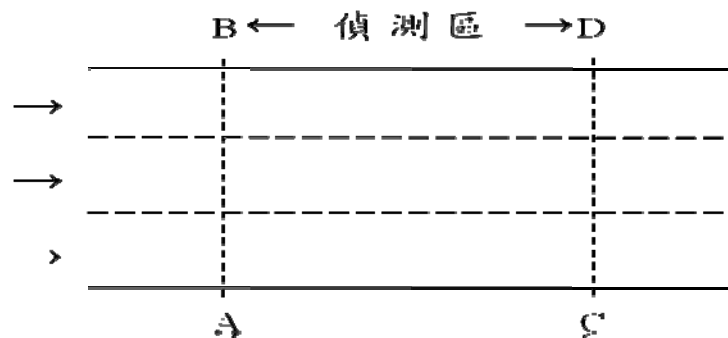


圖 4-7 錄影偵測區示意圖

4.3.7 蒐集雙車道路段超車率資料

雙車道調查路段是否有不超車之區域及該區域之位置（或長度）須註明在調查資料中。此外，在錄影期間內應選擇 3 個流率顯著不同的 20 分鐘時段，用人工記錄超車數目及被超之車輛之車種。取樣開始時間及終止時間必須根據錄影機所示時間。在取樣時段內車道之流量必須用來估計超車率。

4.4 調查工作時程及資料之應用

有關高速公路的調查工作已在 2012 年中進行。其所得之現場資料將在 2013 年用來微調及測試模擬高速公路坡度路段之邏輯，並發展分析高速公路坡度路段的方法。多車道公路的調查工作宜在 2013 年執行，然後在 2014 年用所得之資料微調及測試模擬多車道公路之邏輯。預期多車道公路的交通特性比較類似高速公路，所以如果調查路段有限，在 2013 年下半年可開始進入雙車道路段之調查工作。此項工作預期須繼續到 2014 年之年底。其結果可用在 2015 年微調及測試模擬雙車道之邏輯，並發展容量分析方法。

上述各項工作的時程及資料之應用列於表 4.12 中。

表 4.12 坡度路段調查時程及資料之應用

調查對象	調查期間	資料應用	
		對象	期間
高速公路	2012	1.微調及測試高速公路坡度路段模擬邏輯 2.修改容量手冊第四章	2013
多車道公路 雙車道公路 ¹	2013	1.微調及測試多車道坡度路段模擬邏輯 2.修改容量手冊第十一章	2014
雙車道公路 ²	2014	1.微調及測試雙車道坡度路段模擬邏輯 2.修改容量手冊第十二章	2015

註：¹雙車道公路之調查大約應在 2013 年 8 月開始。

²調查工作宜包括號誌化路口疏解特性之探討。

第五章 坡度路段模擬模式雛形

本計畫發展坡度路段模擬模式雛形的工作重點在於建立模擬架構及邏輯。為方便起見，此模擬模式簡稱為 TGS (Traffic on Grade Simulation) 模式。

本所目前正在蒐集高速公路坡度路段車流特性資料，以供在 2013 年期間用來修定並微調 TGS 模式之架構及邏輯。高速公路部分之邏輯建立完成之後，TGS 模式將用來發展分析高速公路坡度路段之容量分析方法。本所準備將來蒐集多車道及雙車道公路坡度路段車流特性資料，以修定並微調 TGS 模式模擬這些類型公路之邏輯，並進一步發展相關之容量分析方法。

因為缺乏現場車流特性資料以進行微調工作，TGS 模式之模擬邏輯尚不能確定。所以本章只介紹此模式之基本架構及初步主要邏輯。這些邏輯牽涉到模擬路網之建立，模擬車輛之產生，瞬間加速率之模擬，跟車及超車行為之模擬，變換車道之模擬，及輸出資料檔之建立。

5.1 模擬路網

TGS 模式將實際公路網用一近似的模擬路網來代表。模擬路網是節線(link)及節點(node)之組合。節線代表單向行車之路段。節點代表交叉路口或幾何設計有顯著變化之地點。以圖 5-1(a)之高速公路路段為例，此路段可用圖 5-1(b)之模擬路網來代表。模擬路網中之節點可分成端點節點及中間節點。端點節點代表一模擬車輛進入模擬路網之起點，或一模擬車輛離開模擬路網之終點。

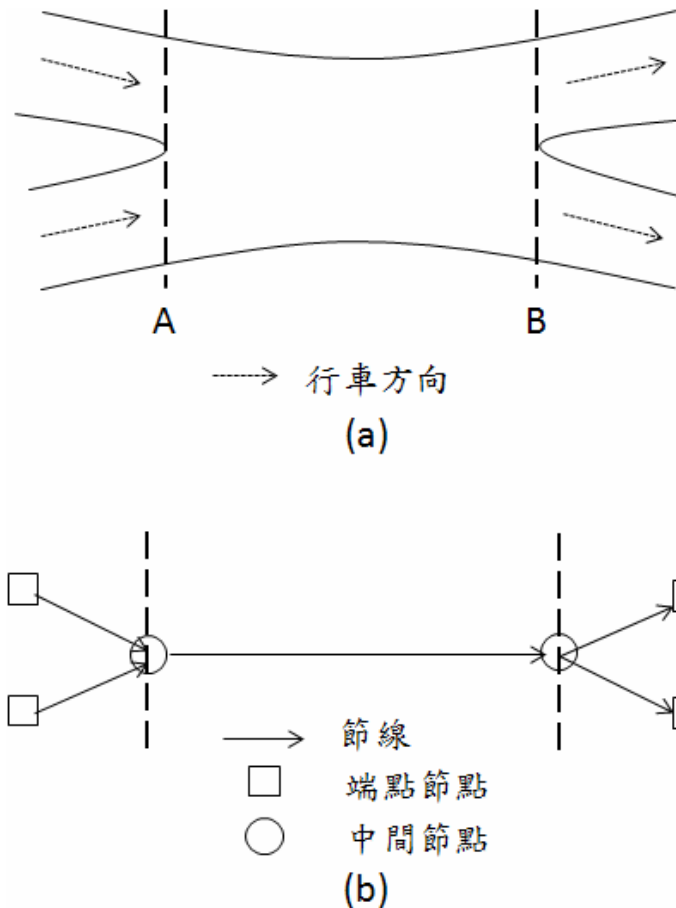


圖 5-1 實際路段及模擬路網

如果在每一幾何設計有變化的地點設訂一節點，則節線之數目可能大增，因而增加模擬過程中處理資料所需的時間。為了減低這問題所造成的困擾，TGS 模式讓使用者將一些路段設施集中在同一節線。這些設施分成節線左右側之設施及在車道上（或車道間）之設施。

本章隨後三節說明路旁設施、車道上設施及建立模擬路網之程序。

5.1.1 路旁設施

不論公路型態（高速公路或其他公路），一節線的左側或右側可能有如圖 5-2 所示的設施。這些設施分成 6 類型。

類型 1

類型 1 設施代表在交叉口處（節點）增設的車道，其長度短於節線之長度。此類型及其他路旁設施的最多車道數暫時限於 2。

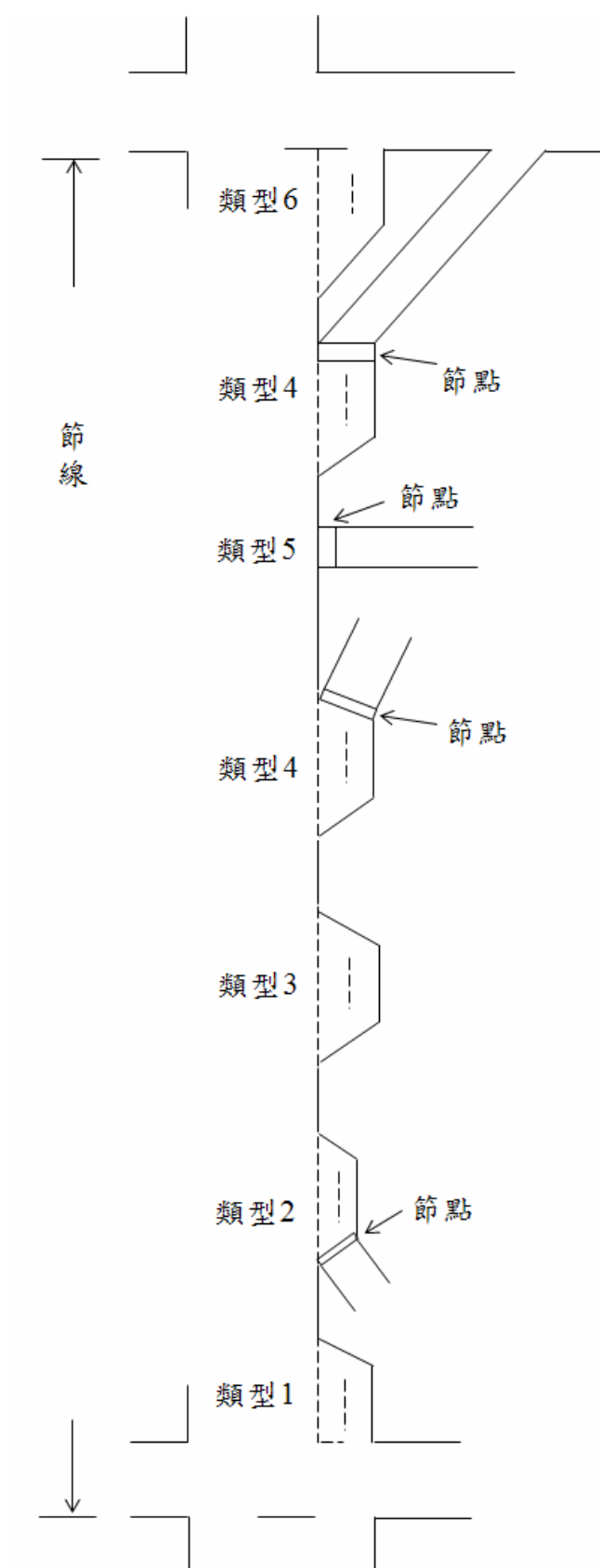


圖 5-2 節線左右側路旁設施之類型

類型 2

如果一節線為高速公路之一路段，則類型 2 設施代表進口匝道與節線之交叉點及加速道。在市區內，類型 2 設施代表聯絡道與節線之交叉點及加速道或減速道。如果沒有加減速道，TGS 模式只考慮交叉點之車流衝突。

類型 3

類型 3 設施代表高速公路爬坡道，雙車道公路的超車道，或為了其他原故增設的短車道。這種設施不能用來代表公車站之停車彎。

類型 4

類型 4 設施代表可從節線離開之出口及附設的短車道。如節線為高速公路之一路段，則類型 4 設施代表節線與出口匝道交接地點及減速道。在市區內，類型 4 設施可用來代表一單向行車之出口。這些出口通常沒有附設短車道。

類型 5

類型 5 設施可用來代表無號誌，而且是單向行車之進口，其上游可能是停車場，也可能是一單行道。如果從進口進入節線之車輛可直行或左轉，因而與節線之車輛有交叉的可能，如圖 5-3 所示，則節線與該進口交叉地宜設一節點。

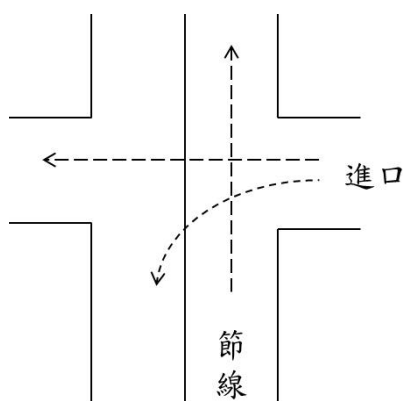


圖 5-3 車流交叉之節線及路旁進口

類型 6

類型 6 設施代表在節線終端交叉路口處，在右側或左側增設的短車道。通常這種設施是讓右轉車或左轉車專用。

5.1.2 車道上設施

TGS 模式可模擬之車道上設施包括下列數項：

1. 分隔島或柵欄。
2. 迴轉(u-turn)可用之缺口（見圖 5-4a）。
3. 同方向變換車道可用之缺口及增設車道（見圖 5-4b 及 5-4c）。
4. 封閉之車道（見圖 5-4d）。
5. 公車站（有站台或無站台；有停車彎或無停車彎）。
6. 2 段式機車待轉區（見圖 5-4e）。
7. 機車停等區（見圖 5-4f）。

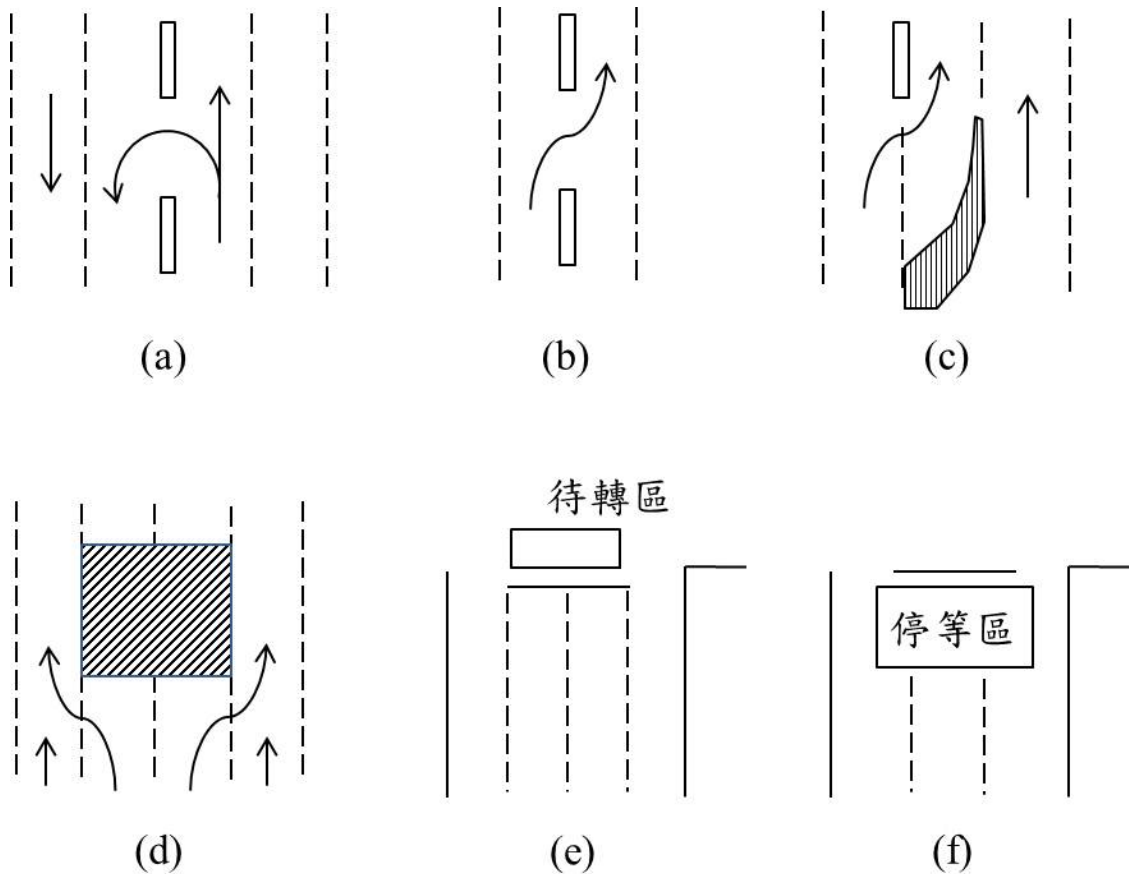


圖 5-4 車道上設施示意圖

5.1.3 節點與節線之串連

為了建立模擬路網，TGS 模式之使用者須給每一節線、節點、路旁設施及車道上設施一代號，然後設定下列關係：

- 1.每一節線上游及下游之節點。
- 2.一車輛通過一節線之下游節點時，不同行車方向會進入之節線。
- 3.路旁進口及出口之節點及位置。
- 4.從一節線進入另一節線時之連貫車道。

TGS 模式可模擬 8 種行車方向，包括直行、左轉、右轉、急左轉、急右轉、斜左轉、斜右轉及迴轉。因為一節點上游節線之車道數可能與下游節線之車道數不同，或上下游車道不對齊，所以模式之使用者必須在建立輸入檔時設定上下游節線之一對連貫車道。從一節線 i 之任何一車道 Li 進入另一節線 j 時，如果最可能進入的車道為 Lj ，則 Li 及 Lj 可設定為兩節線之間的連貫車道。

以圖 5-6 的直行車為例，從節線 i 之車道 2 直行進入節線 j 時最可能使用的車道為車道 1。因此節線 i 之車道 2 及節線 j 之車道 1 可設為從節線 i 直行進入節線 j 之連貫車道。

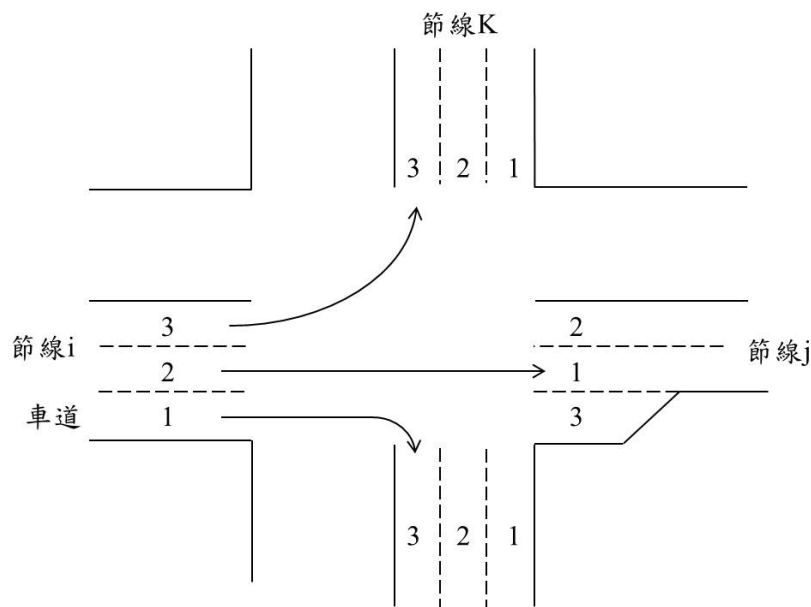


圖 5-5 連貫車道示意圖

TGS 模式根據節點與節線的關係，連貫車道之設定，車種及車道使用之限制，將一車輛從出發節點導引到下游節點。在這過程中，TGS 模式不預先設定每一車輛之起點，終點及路徑。換言之，TGS 模式沒有 Traffic Assignment 之功能。每一車輛在通過一節點時的行車方向乃根據個別行車方向百分比隨機訂定。

5.2 基本模擬程序

TGS 之基本模擬程序如圖 5-6 所示。模擬的第一步驟是讀取輸入檔的資料。這些資料涉及節點與節線之關係，節線之路旁及車道上設施，節線及節點之關係，節線之路旁及車道上設施，節線及節點之幾何設計，交通狀況（如流率，車種組成，行車方向比例等），交通控制（如號誌控制，速限，車道使用之限制，超車區等）及駕駛行為等。

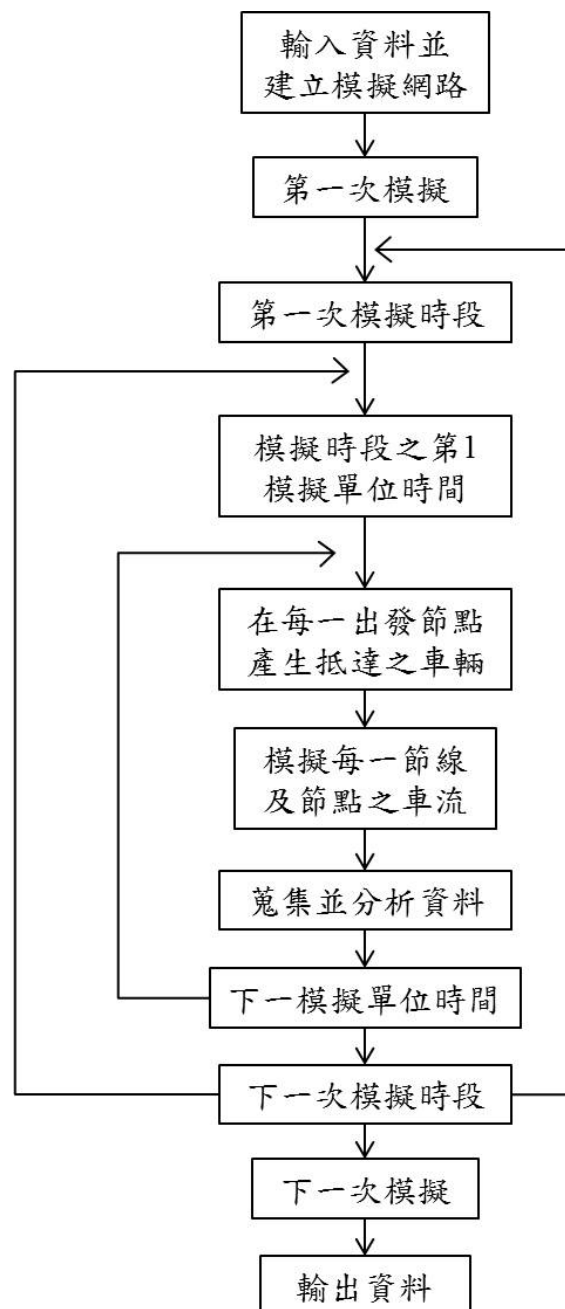


圖 5-6 TGS 模式模擬程序

根據輸入資料，TGS 模式先測試資料之合理性。資料有誤時，TGS 模式會展示錯誤信息並終止模擬。沒有錯誤時，TGS 模式開始建立模擬路網並進行模擬。建立路網過程中，如 TGS 模式發現另有錯誤，則模式使用者必須根據 TGS 模式之建議修改輸入檔才能繼續模擬。

TGS 模式為一微觀模擬模式，但此模式之功能在於估計特定流率狀況下之平均交通作業績效。在相同流率狀況下，個別車輛駕駛員之行為，車距的分布等特性會影響到平均作業績效。因此 TGS 模擬讓使用者選擇在同一流率，車種組成，行車方向比例等狀況下欲模擬的次數。每一次模擬時，TGS 模式隨機訂定車輛到達出發節點之瞬間，並隨機訂定每一車輛及駕駛員的屬性，然後用多次模擬的結果估計平均作業績效。

因為在模擬過程中車流狀況可能隨時間而變。因此 TGS 模擬讓使用者訂定模擬時段數。但每一時段（如 5 分鐘）的交通狀況（如流率，車種組成等）不隨時間而變。

每一模擬時段又分成許多很短的單位，每單位的長度不超過 1 秒。在每單位時間內，TGS 模式模擬每一車輛之行為並更新車輛之位置及速率。每模擬單位越短，模擬的精度越高，但模擬所需之時間越長。一般而言，一秒之單位模擬時間可提供可靠的模擬結果。

每一模擬單位時間開始之瞬間，TGS 模式先在各車輛出發的節點產生欲進入路網車輛之抵達時間，然後導引新抵達的車輛進入路網，並模擬已在路網之車輛的行為。在這模擬過程中，TGS 模式隨時蒐集車流資料來估計績效指標值。

本章下列數節說明 TGS 模式在模擬車流時所用的主要邏輯。

5.3 產生車輛之邏輯

假設圖 5-7 中 T_K 及 T_{K+1} 各代表模擬時段 K 及 $K+1$ 開始的瞬間， t 為正要執行之模擬單位開始之瞬間， Δt 為每一模擬單位之長度（如 1 秒）。此外，假設模擬時段 K 中到達出發節點的流率為 Q 輛/小時，車種 i 之百分比為 P_i ，時段 K 的長度為 T 秒。在這情況下，應在時段 K

產生（到達）的車輛數為 $N = QT / 3,600$ （取最接近的整數），應產生之 i 種車數為 NP_i （取最接近之整數），所有車種之車數總和須等於 N 。

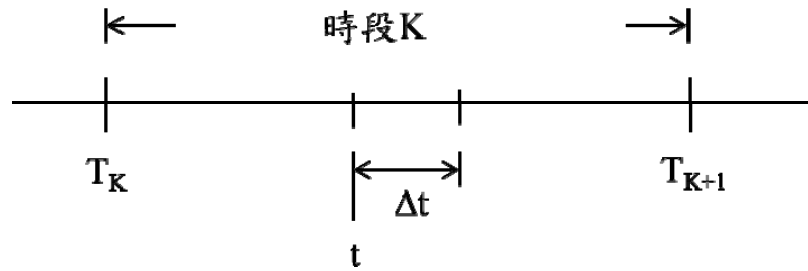


圖 5-7 模擬時段及模擬單位時間示意圖

TGS 模式將車種分成表 5.1 所列之 8 種。

表 5.1 車種分類及代表

車種	車種代號
小車	1
機車	2
大客車	3
大貨車	4
半聯結車	5
全聯結車	6
特種車 1	7
特種車 2	8

為了在時段 K 中產生 N 輛車及相關之車種，TGS 模式假設欲從一出發節點進入模擬路網的車輛隨機抵達出發節點。因此任何一車輛抵達出發節點的瞬間為：

$$A_j = A_{j-1} + \beta - (H - \beta) \ln(1 - R) \quad (5.1)$$

此式中，

A_j ：車輛 j 抵達出發節點的瞬間（秒）；

A_{j-1} ：前一車 $j-1$ 抵達節點的瞬間（秒）；

β ：兩車抵達出發節點之最小車距（秒）；

H ：車輛抵達節點之平均車距($3600/Q$)（秒）；

\ln ：自然對數；

R ：隨機亂數(0~1)。

式 5.1 中之最小車距隨出發節點下游的車道數而變。如下游只有一車道，TGS 模式將此最小車距設定為 1 秒。車道數超過 1 時，兩車輛可同時抵達出發點，因此最小車距為 0。

如果 A_{j-1} 為前一時段中最後一部車輛抵達出發點的瞬間，而從式 5.1 所訂定之 A_j 小於 T_K （換言之，車輛 j 在前一時段中抵達出發點），則 TGS 模式將 A_j 改設為 T_K 。產生一抵達的車輛之後，仍須在時段 K 中產生的車數減少一輛，但是能用來產生這些車輛的剩餘時間只有 $T_{K+1} - A_j$ 。因此，尚未產生之車輛的平均車距變成：

$$H = \frac{T_{K+1} - A_j}{M} \quad (5.2)$$

此式中，

H ：尚未產生之車輛的平均車距（秒）；

M ：尚未產生之車輛數。

從式 5.2 所得之平均車距須用在式 5.1 來訂定下一輛車之抵達時間。在模擬過程中，一隨機亂數 R 有可能非常接近或等於 1.0，因而從式 5.2 所訂定之抵達瞬間與前車之抵達時間有很大的車距。在這情形下，可能沒有足夠的剩餘時間來產生尚須抵達的車輛。為了避免這現象，TGS 模式將一車輛的抵達時間用下列條件來限制：

$$A_j \leq T_{K+1} - 0.3(T_{K+1} - A_{j-1})M / (M + 1) \quad (5.3)$$

此式中，

M 為尚未產生之車數。

如果 A_j 沒有超過目前模擬單位終止的時間 $t + \Delta t$ ，則 TGS 模式先衡量出發點下游的車況。如有空間，則 TGS 模式讓剛產生的車輛進入路網，如剛產生的車輛不能進入路網，則 TGS 模式暫時停止產生另一車輛。

如果 A_j 等於或超過目前模擬單位終止的時間，則剛產生的車輛須在 $t + \Delta t$ 之後才能進入路網。因此 TGS 模式也暫時停止在同一節點產生

新車輛。車輛 j 進入路網之後，TGS 模式才重新產生車輛。到達出發點的時間 A_j 及同一車進入路網之時間的差距為該車旅行時間之一部分。

TGS 模式產生一車輛之後，隨著產生一隨機亂數 R (0~1)，然後根據各車種之百分比 P_i 訂定該車所屬之車種。訂定車種之規則如下：

$$\text{如 } \sum_{m=1}^{n-1} P_i < R \leq \sum_{m=1}^n P_i, \text{ 則車種為 } n \quad (5.4)$$

以 $P_1=0.7$ ， $P_2=0.2$ ， $P_3=0.1$ ，及 $R=0.73$ 為例。 R 不小於或等於 P_1 ，所以不是車種 1（亦即小車，見表 5.1）。但是 R 大於 P_1 而且小於或等於 P_1+P_2 ，所以是車種 2（亦即機車）。

如果剛產生之車輛屬車種 i ，則仍須產生的車種 i 車數減少一輛。因此，在尚未產生之車輛中，各車種的百分比為：

$$P'_i = \frac{M_i}{M} \quad (5.5)$$

此式中，

P'_i ：尚未產生之車輛中，車輛屬車種 i 之百分比；

M_i ：尚未產生之車種 i 車輛數；

M ：尚未產生之總車輛數。

TGS 模式在設定下一輛車之車種時，用式 5.5 中之 P'_i 替代式 5.4 中之 P_i 。

TGS 模式產生一車輛之後也訂定該車輛之相關基本屬性。這些屬性包括車長，停車時欲與前車保持之距離，在平坦路段上欲維持之自由速率，大車之重量及重量與馬力比，及駕駛員冒險性。一般而言，個別車輛之屬性乃根據一平均屬性及其屬性之累積正常化分布來隨機訂定。

以平坦路段上之自由速率為例。本所最近幾年來蒐集之現場資料顯示不論車種（小車，機車，大貨車，大客車），在平坦路段上正常化自由速率（速率與平均速率之比）之累積分布沒有顯著差別。根據 2011

公路容量手冊第十一章所提供之資料，這些分布可用圖 5-8 所示之曲線來代表。在模擬過程中，累積比例可用在 0 及 1 之間的隨機亂數來代表。因此，根據圖 5-8 之累積分布，一車輛在平坦路段之自由速率可訂定如下：

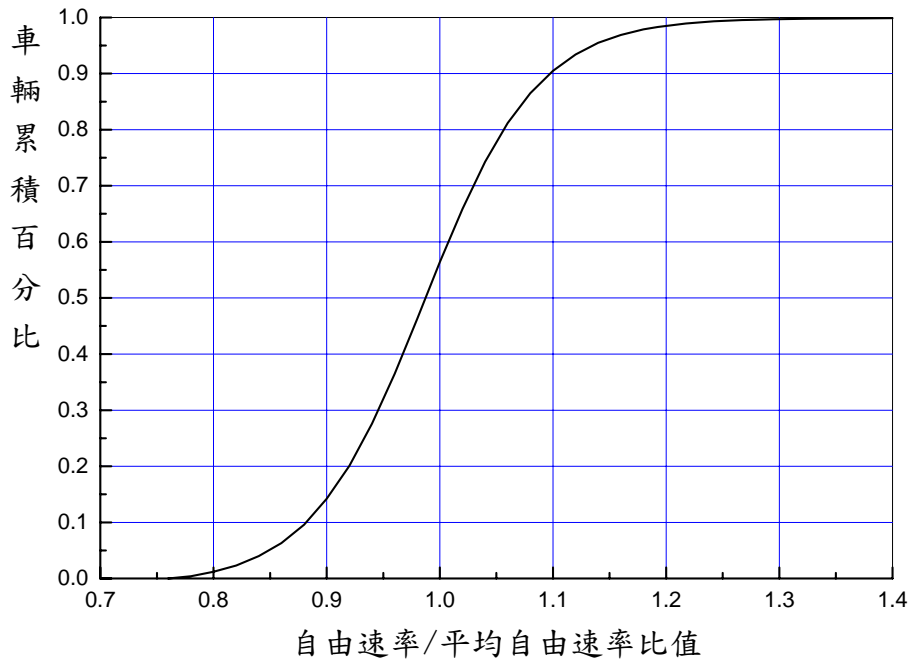


圖 5-8 平坦路段正常化自由速率之代表性累積分布

如 $R < 0.0013$ ，

$$V_f = 0.77V_m \quad (5.6a)$$

如 $0.013 \leq R \leq 0.999$ ，

$$V_f = V_m \left[0.986 - 0.05 \ln \left(\frac{1.011}{R + 0.012} - 1 \right) \right] \quad (5.6b)$$

如 $R > 0.999$ ，

$$V_f = 1.4V_m \quad (5.6c)$$

此式中，

R ：隨機亂數(0~1)；

V_f ：個別車輛在平坦路段之自由速率；

V_m ：平均自由速率。

不同車種在坡度路段上之自由速率的分布有比較大的差異，如圖 5-9 所示。坡度路段上之自由速率隨車種，車重，馬力，駕駛行為而變。TGS 模式用車種，車重，車重與馬力比的分布以模擬個別車輛在坡度路段之自由速率。換言之，TGS 模式不根據如圖 5-9 所示之分布來直接訂定個別車輛在坡度路段之自由速率。

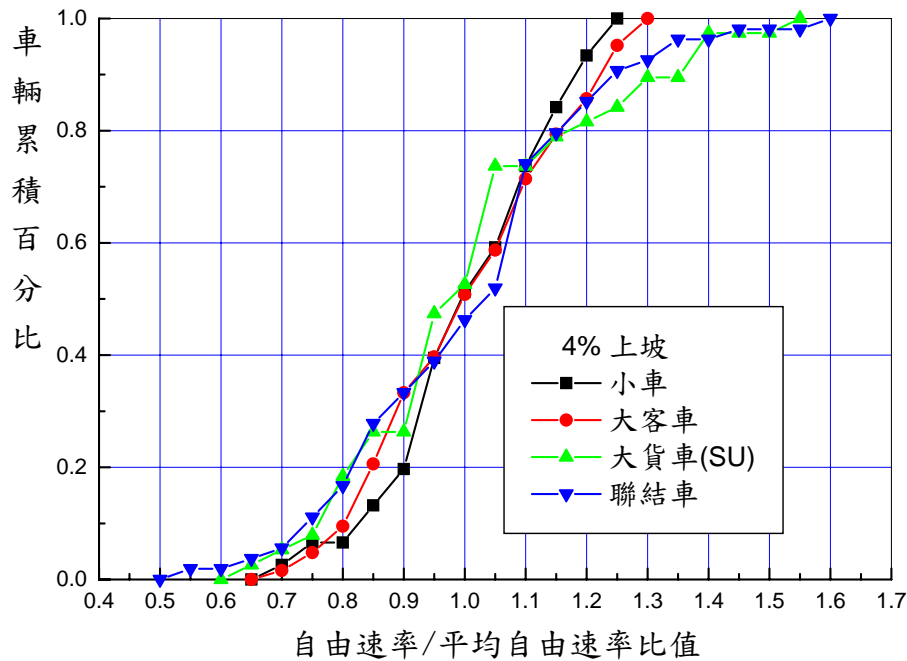


圖 5-9 國 1 靠近三義北向 152K+318 處之正常化累積自由速率分布

TGS 模式用駕駛員冒險性來反映駕駛行為的差異性。此冒險性是根據現場觀察的停等車疏解車距來訂定。停等車疏解進入號誌化路口時之車距有長有短。小車正常化疏解車距的分布都近似於圖 5-10 所示之分布。個別小車之車距大約是平均車距的 50%~220%。專用道上公車的疏解車距稍有不同，如圖 5-11 所示。個別公車之車距大約是平均車距之 55%~170%。疏解車距較短時，表示駕駛員比較沒心，或冒險性較高。因此 TGS 模式將疏解車距與平均車距之比值當作駕駛員冒險性指數(aggressiveness index)，並用如圖 5-10 及圖 5-11 之分布分別代表小車及大車駕駛員冒險性之分布。駕駛員之冒險性決定駕駛員在平坦路段上自由速率之選擇，反應時間，跟車距離，間距接受的行為。

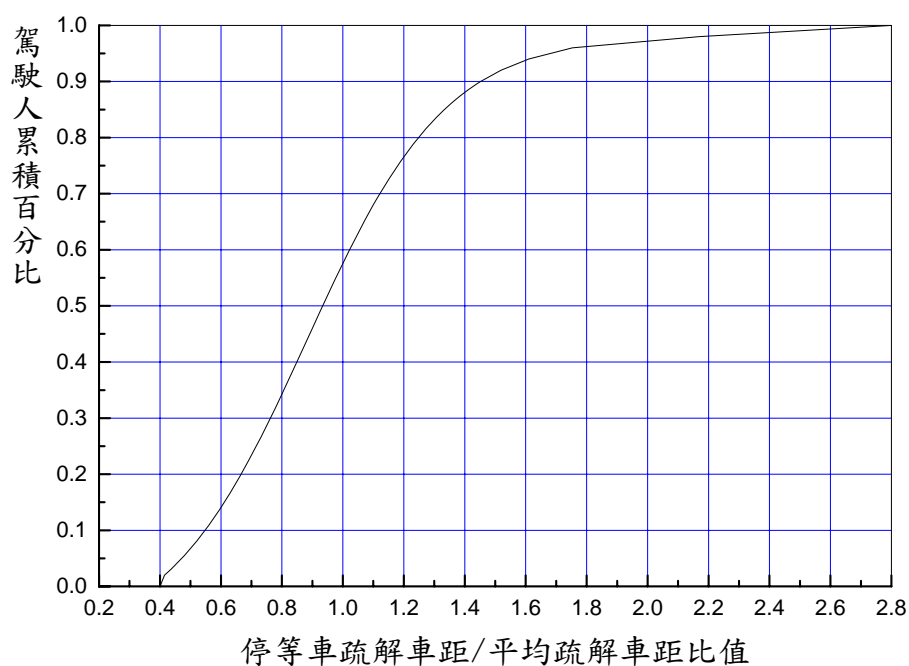


圖 5-10 停等小車正常化疏解車距之累積分布樣本

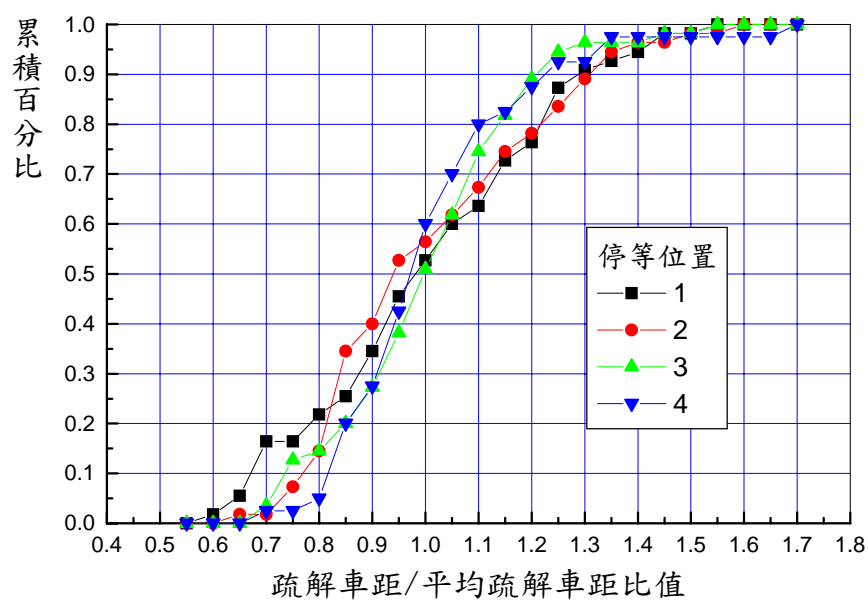


圖 5-11 專用道停等公車正常化疏解車距之累積分布樣本

目前在訂定車輛屬性的一比較嚴重問題是沒有個別車輛車重及馬力組合的資料。高速公路上大車的實際重量的分布可從各地站的資料來探討，如圖 5-12 所示。臺灣車輛測試中心也有合格發證大車之重量及馬力資料可供參考。表 5.2 為 2003~2007 年期間合格大車之馬力及載重量上限的一些數據。

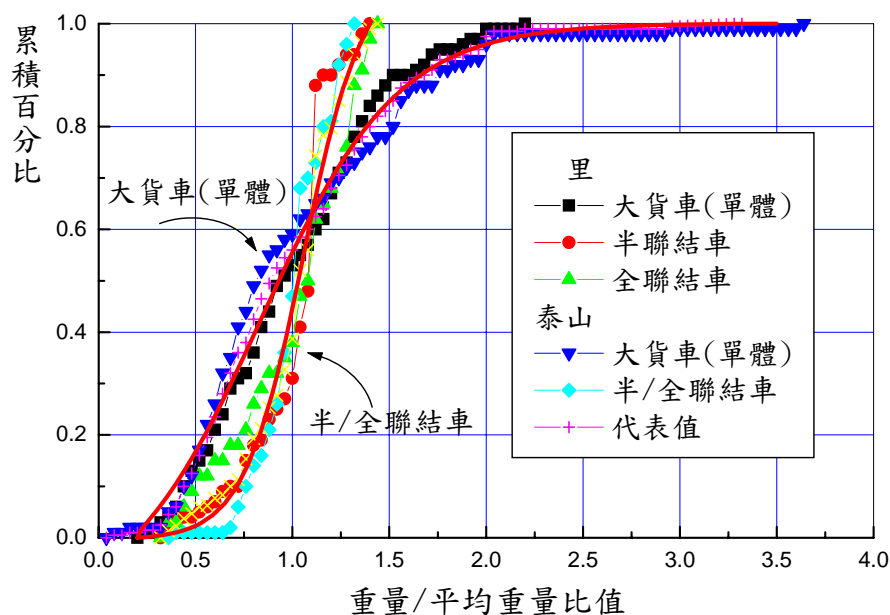


圖 5-12 高速公路上大車的實際重量的分布

表 5.2 2003~2007 年臺灣合格大車馬力及重量概況

車種	質重(kg)			馬力(KW)		
	最高	最低	中位數	最高	最低	中位數
大貨車	38,400	12,540	11,870	220	160	190
半聯結車	47,250	12,000	37,415	340	160	250
全聯結車	45,780	11,140	34,130	340	170	—

資料來源：[9]。

但是任何一公路上車輛之實際馬力及總重量的分布為未知數。因此將來必須用不同之馬力及重量分布來模擬大車在坡度路段之自由速率特性，然後比較模擬與現場自由速率的特性來訂定適用的馬力及重量的分布。這工作需等本所提供各類型公路坡度路段自由速率特性資料之後才能進行。

5.4 平坦路段自由旅行加減速之模擬

為了減少模擬個別車輛所需的資料處理時間(CPU time)，TGS 模式將車輛分成自由旅行車輛及跟車車輛。此外，車輛在坡度路段上加減速之行為比在平坦路段複雜，所以 TGS 模式用比較費時的邏輯模擬坡度路段上之加減速行為。本節說明模擬平坦路段自由旅行狀況下加減速行為之邏輯。

自由旅行車輛為車速不受前車影響的車輛，但這些車輛仍受交通控制（如速限，號誌控制等）及幾何設計的約束。假設在某一瞬間前車緊急 車並停車，但後車能在隨後 5 秒內保持原來的速率，然後以一舒適的減速率安全的停在前車之後，則 TGS 模式將該車訂為自由旅行車輛。

根據上述定義，TGS 模式將符合下列條件的後車訂為自由旅行車輛：

$$X_2 + 5V_2 - \frac{V_2^2}{2d_2} > X_1 - L_1 - S - \frac{V_1^2}{2d_1} \quad (5.7)$$

此式中，

X_1, X_2 ：在同一瞬間時，前車及後車與上游參考點之個別距離(m)；

V_1, V_2 ：在同一瞬間時，前車及後車之個別速率（公尺/秒）；

d_1 ：前車之緊急 車減速率（公尺/秒²）；

d_2 ：後車之舒適減速率（公尺/秒²）；

L_1 ：前車車長（公尺）；

S ：前後車皆停下時，前車車尾到後車車頭之距離（公尺）。

緊急 車之減速率有可能超過 6 公尺/秒²，但通常駕駛員不太可能採用如此高的減速率。TGS 模式用 -4.8 公尺/秒²之減速率代表式 5.8 中之 d_1 值。舒適的減速率隨駕駛員個性及其面臨之車流狀況而異。一般駕駛員因紅燈而需停車時的減速率大約在 2~3 公尺/秒²之範圍。美國運輸工程 協會(Institute of Transportation Engineers)出版之交通工程手冊(Traffic Engineering Handbook)[56]指出，速率在 50 公里/小時以下時的正常減速率大約在 2.36 公尺/秒²左右。速率超過 50 公里/小時的正

常減速率大約為 1.48 公尺/秒²。為了避免誤判而導致一模擬車輛在短時間內必須以高減速率減速，TGS 模式假設式 5.7 中之舒適減速率為 $d_2 = -1.4$ 公尺/秒²。

自由旅行車輛的加減速率隨瞬間速率，欲維持之自由旅行速率，下游交通控制狀況（速限，號誌控制等），行車方向之變更，車輛性能等因素而變。不論加速或減速，TGS 模式根據下列的一般性數隨機訂定自由旅行加減速率：

$$a = a_m \beta \quad (5.8)$$

此式中，

a ：瞬間自由旅行加減速率（公尺/秒²）；

a_m ：個別車種平均（代表性）加減速率（公尺/秒²）；

β ：加減速之變異指數，亦即個別車輛加減速與平均加減速之比值。

例如因黃紅燈而需在號誌化路口停車時，TGS 模式將式 5.8 中之代表性減速率訂為 2.3 公尺/秒²。同一式中之變異指數則隨機訂定，其值在 0.55 及 1.6 之間。

一車輛之自由加速率受車輛設計，路面狀況，速率，幾何設計等許多因素的影響，TGS 模式只根據車種訂定式 5.8 中之代表性加速率 a_m ，但 a_m 深受一車輛之瞬間速率的影響。

Snare[57]曾在美國 Virginia Polytechnic Institute (VPI) and State University 之測試場蒐集小客車最高加速率的資料。他的研究利用不同駕駛員及在 1995 年及 2001 年之間出廠，不同品類的小客車從停等位置以最大加速率加速，直到車速達到一穩定值。根據 Snare 所提供的資料，小客車最高加速率與速率的關係有大約如圖 5-13 所示之範圍。

在 2007 年時本所曾用 3 輛測試車記錄在平常車流中每一秒鐘之車速及加速度的關係[58]。圖 5-14 顯示測試車重量/馬力比大約為 11.6kg/KW 時，從停等位置在車流中加速後速率與加速率的關係。因受速限的限制，速率超過 45 公里/小時之後的測試車加速率常等於或接近零。

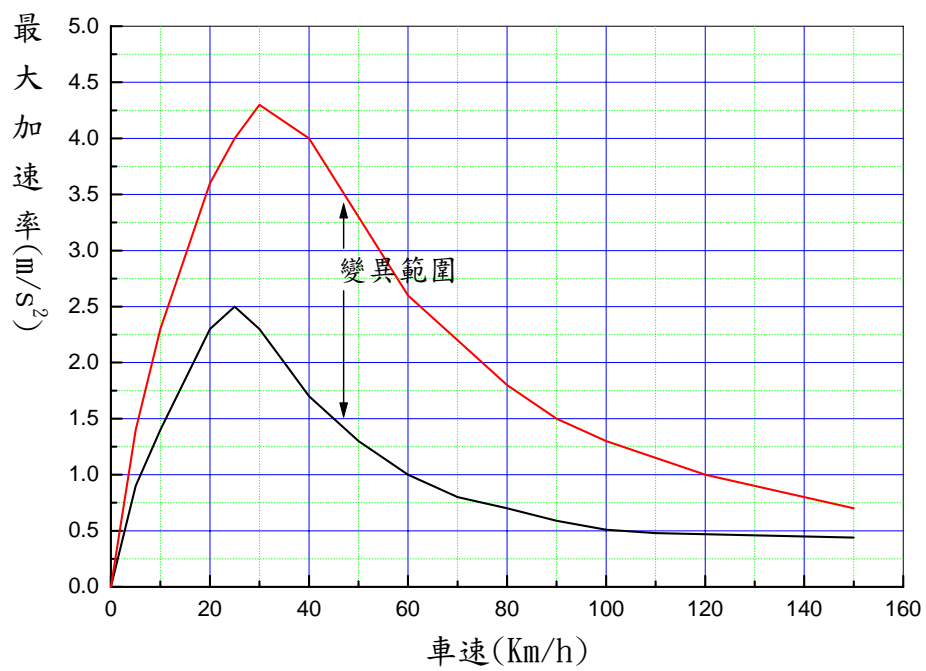


圖 5-13 VPI 試驗場小客車最高加速率的範圍

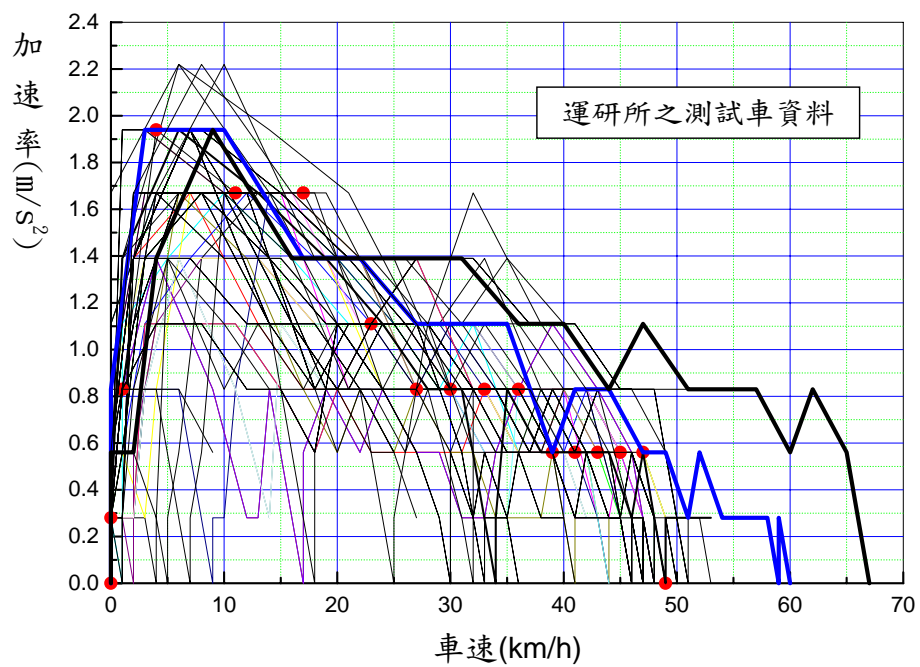


圖 5-14 本所測試車加速率與速率在平常車流中之關係

圖 5-13 及圖 5-14 皆顯示小車從停等位置加速之後很快地就會達到一最高加速率。從本所的資料可知速率在 5~10 公里/小時之範圍時，加速率最高。但圖 5-14 的資料不夠訂定模擬用之代表性小車加速行為。因此本計畫亦參考本所在 2005 年時蒐集的速率與行車距離的資料。此資料涉及 忠義路上不同號誌週期中，第一部停等車疏解時之旅行時間與行車距離的關係[59]。

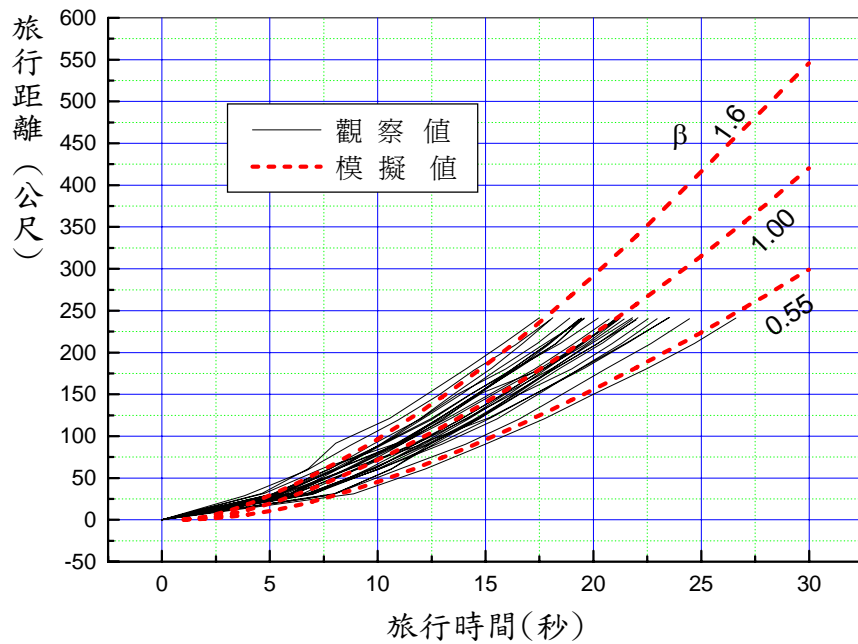


圖 5-15 第一停等車疏解後速率與行車距離的關係

根據圖 5-14 及圖 5-15 之加速特性，TGS 模式採用圖 5-16 所示之代表性速率與加速率關係以模擬平坦路段上小車之平均加速行為。

個別車輛之間加速行為的變異性則用圖 5-17 之正常化加速率的分布來代表。圖 5-16 及圖 5-17 之加速行為可用下列模式來代表：

如 $V \leq 5$ 公里/小時，則

$$a = (0.805 + 0.583V - 0.061V^2)\beta \quad (5.9a)$$

如 $V > 5$ 公里/小時，則

$$a = \left(2.54 - \frac{2.01}{1 + e^{\frac{V-21.064}{10.283}}}\right)\beta \quad (5.9b)$$

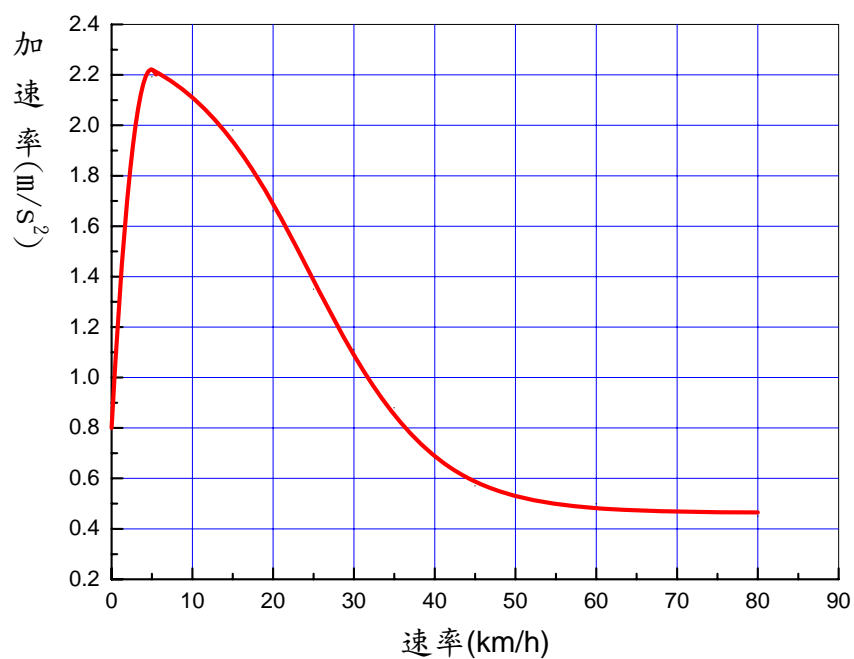


圖 5-16 平坦路段小車平均加速率與速率之關係

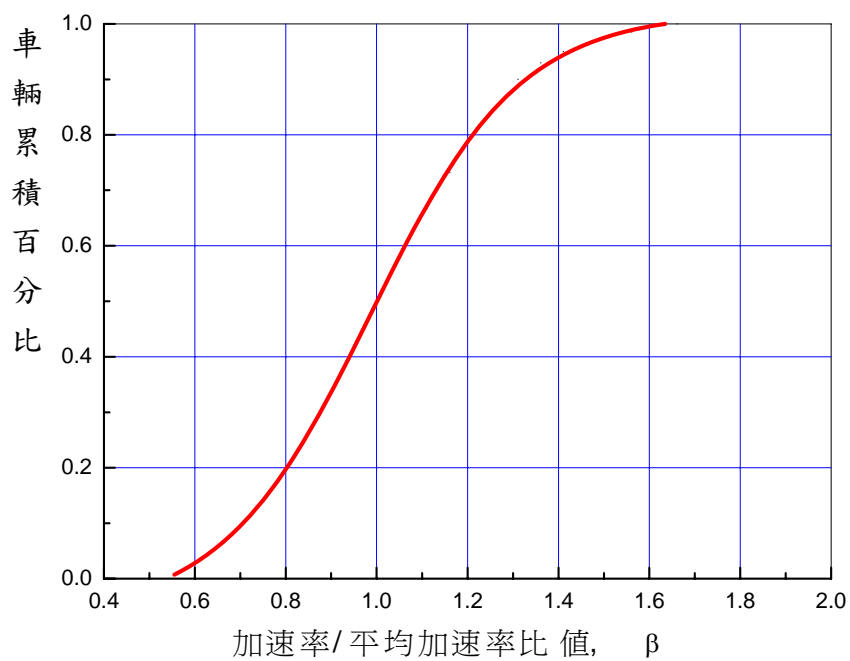


圖 5-17 平坦路段小車加速率之變異性

此模式中，

V ：車速（公里/小時）；

a ：小車在平坦路段之加速率（公尺/秒²）；

β ：加速率之變異指數。

式 5.7a 及式 5.7b 之變異指數值在 0.55 及 1.60 之間。此數之值根據隨機亂數(0~1)訂定如下：

如 $R < 0.006$ ，

$$\beta = 0.55 \quad (5.10a)$$

如 $0.006 \leq R < 0.994$ ，

$$\beta = 0.987 - 0.164 \ln\left(\frac{1.085}{R + 0.065} - 1\right) \quad (5.10b)$$

如 $R > 0.994$ ，

$$\beta = 1.60 \quad (5.10c)$$

應用上述模式時， $\beta = 0.55$ 代表加速最慢的情形， $\beta = 1.6$ 則表示一車輛有最高之加速率。分別用 β 值 0.0, 0.5 及 1.6 所模擬而得的旅行時間與行車距離如圖 5-15 所示。

TGS 模式另外採用圖 5-18 所示的代表性關係模擬機車及大車在自由旅行狀況下的瞬間加速率。此圖中機車之加速率乃根據本所在 2005 年的一研究結果[60]。同一圖中大車的加速率是根據 TruckSpeed Simulation (TSS)模式之模擬結果。這模擬工作將原來的 TSS 模式做如下的修正：

- 1.大車從停等位置（速率等於零）起動瞬間的牽引力(tractive effort)等於輪胎與 面之間 力之 50%。
- 2.起動之後（速率大於零）的牽引力等於 力之 90%及引擎減掉阻力所產生之牽引力的較小值。

本章下一節對 TSS 模式有詳細的說明，目前還沒有足夠的資料確定大車在自由旅行狀況之代表性加速率特性。所以圖 5-18 中大車加速率與速率的關係只是一暫用的關係。

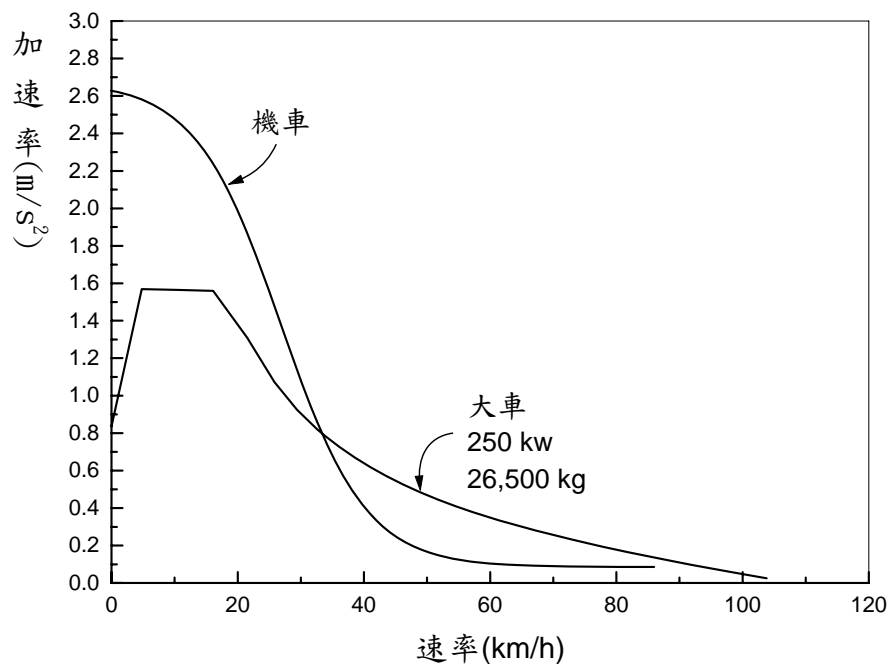


圖 5-18 機車及大車在自由旅行狀況下的瞬間加速率之代表性關係

5.5 坡度路段自由旅行加減速率之模擬

本所在 2005 年時發展了一模擬大車在坡度路段之加減速率的模式 [61]。此模式簡稱為 TSS (Truck Speed Simulation) 模式。TSS 模式可合理的模擬國道一號公路三義上坡路段上大車之自由速率特性。下坡之自由速率特性受人為因素的影響較大，目前沒有足夠資料微調 TSS 模式。此外，TSS 模式在估計加減速率時沒有考慮公路曲度的影響。高速公路的曲度不大，因此曲度造成的額外阻力對大車之加速率沒有顯著的影響。但是在曲度較大的多車道或雙車道公路上，曲度造成的阻力可能不容忽視。因此本計畫將曲度阻力納入 TSS 模式中以增進此模式之適用性。另一方面，TSS 模式雖然為估計大車加減速率而發展，事實上這模式可用於模擬小車及其他車種之加減速行為。因此，TGS 模式採用修改後之 TSS 模式以模擬坡度路段上自由旅行車輛之加減速率。

本節說明 TSS 模式之主要內容及模擬小車加減速率之應用。

5.5.1 加減速估計模式

一車輛在任何一瞬間之加速率或減速率主要受到車輛質量(mass)及車輛所受之外力之影響。外力包括從引擎傳送到輪胎而且可用之牽引力(tractive effort)、氣流阻力(aerodynamic resistance)、滾動阻力(rolling resistance)、坡度阻力(grade resistance)及曲線阻力(curve resistance)。根據車輛之質量及上述各項外力，車輛之加速率或減速率可估計如下：

$$a = \frac{F - R_a - R_r - R_g - R_c}{M} \quad (5.11)$$

此式中，

a ：加速率（公尺/秒²）；

F ：傳動輪可用之有效牽引力(N)；

R_a ：氣流阻力(N)；

R_r ：滾動阻力(N)；

R_g ：坡度阻力(N)；

R_c ：曲線阻力(N)；

M ：車輛之質量(kg)。

若在某一瞬間的車速為 V_0 ，車輛之位置為 S_0 ，加速或減速率為 a ，則 t 秒鐘之後車輛之速率 V 及新的位置 S 可估計如下：

$$V = V_0 + at \quad (5.12)$$

$$S = S_0 + V_0 t + \frac{1}{2} at^2 \quad (5.13)$$

從式 5.12 所估計之瞬間速率 V 不能超過因速限或其他因素所造成的最大速率 V_{max} 。因此如式 5.12 之 V 值大於 V_{max} ，則該式中之加速率 a 必須改為：

$$a = \frac{V_{max} - V_0}{t} \quad (5.14)$$

此外，因為速率 V 不能有負值，所以減速率 a 必須符合下列條件：

$$a \geq -\frac{V_0}{t} \quad (5.15)$$

式 5.11 中各項外力之性質，討論於下。

有效牽引力

車輪能用的牽引力受許多因素的影響，其中主要因素包括引擎的性能、傳輸(transmission)及傳動 (drive axle)之 輪比(gear ratio)、及輪胎與路面之 力。

引擎的性能通常用扭力(torque)及馬力(power)與引擎轉速的關係來代表。圖 5-19 為這些關係之一例[62]。一般而言，引擎從怠速(idling)狀況開始加速之後，扭力及馬力會增加到最高值，然後開始下降。但是扭力及馬力之最高值存在於不同的引擎轉速。小車及大型貨車引擎之怠速速率一般在 500rpm 到 800rpm 之範圍，大型貨車最高的引擎轉速則在 2,100rpm 左右，小車引擎最高轉速則可超過 5,000 rpm。從引擎輸出到輪胎之牽引力可估計如下：

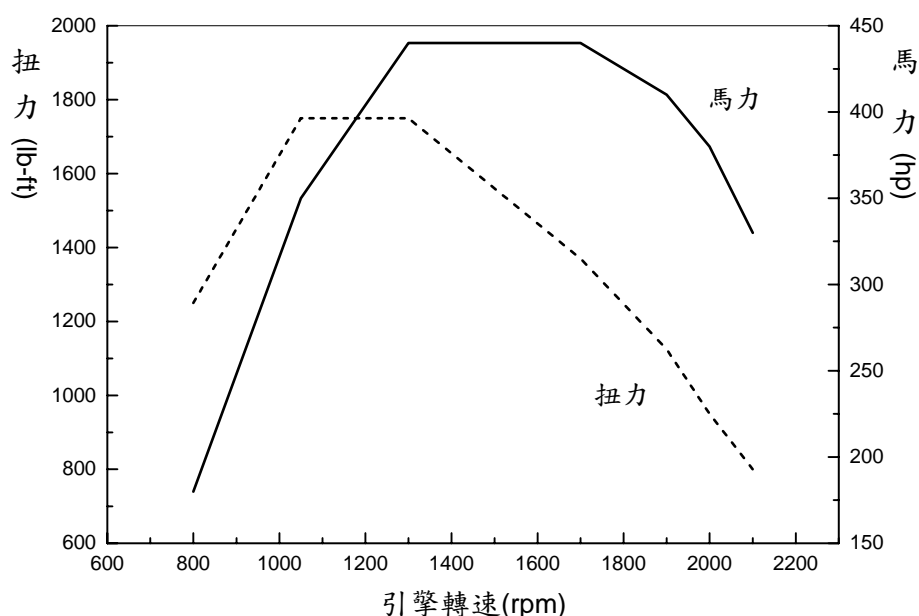


圖 5-19 Volvo D13-425Eco-Torque 1750/1450 大貨車引擎之扭力與馬力近似曲線(1 hp = 745.7 W; 1 lb-ft = 1.356 N · m)

$$F = \frac{TG\beta}{R} \quad (5.16)$$

此式中，

F ：輸出到輪胎之牽引力(N)；

T ：引擎產生之轉 (N·m)；

G ：總體之 輪比，亦即引擎轉數與輪胎轉數之比；

β ：牽引力傳輸之效率；

R ：輪胎之半徑 (公尺)。

引擎之扭力為 T 時，引擎所產生之馬力可估計如下：

$$P = \frac{2\pi TV_t}{1000} \quad (5.17)$$

此式中，

P ：引擎所產生之馬力(KW)；

V_t ：引擎速率 (轉數/秒)。

從式 5.16 及式 5.17 可知，輸出到車輪的牽引力與馬力有如下的關係：

$$F = \frac{1000PG\beta}{2\pi V_t} = \frac{1000P\beta}{2\pi R V_w} \quad (5.18)$$

此式中，

V_w ：輪胎轉速 (轉速/秒)。

式 5.18 中之 $2\pi R V_w$ 代表每秒之行車距離，所以式 5.18 可改 為：

$$F = \frac{3600P\beta}{V} \quad (5.19)$$

此式中，

V ：車輛之瞬間速率 (公里/時)。

車輪可用之牽引力不能超過輪胎與路面之 力，換言之，有效牽引力是傳送到車輪之牽引力 (式 5.19 之 F) 與 力之較小值。

力可估計如下：

$$F_{\max} = 9.8MP_t\mu \quad (5.20)$$

此式中，

F_{\max} ：輪胎與路面間之 力(N)；

M ：車輛之總質量(kg)；

P_t ：總質量分佈在傳動 之比例；

μ ：輪胎與路面之 係數。

利用式 5.19 及式 5.20 估計有效牽引力時須設定適當的參數值。協助公路規劃及設計的參數值可用常見或預期之代表值。傳動 所承載之總質量比例（式 5.20 之 P_t ）受車種、車 數、車 位置及貨物裝設及載重法規的影響。一般而言，大貨車、半聯結車及全聯結車傳動 所承載之質重比例大約各在 60%~80%、30%~45%及 20%~30%之範圍 [52]。小車傳動 所承載的總貨重大約在 50%左右。

輪胎與路面之間的 係數（式 5.20 之 μ ）也受許多因素所影響。這些因素包括輪胎的設計及材料、路面狀況及鋪面材料。混 土路面與輪胎之 係數通常在 0.6~0.8 間， 油路面的 係數較低，在 0.4~0.6 之範圍[63]。至於重量及馬力，前述表 5.12 顯示臺灣大型貨車有相當大的變異範圍。

估計在任何一瞬間之牽引力的一主要困難在於訂定式中馬力 P 之值。雖然圖 5-19 顯示 Volvo D13 - 425Eco 在 1,300 rpm 及 1,700 rpm 間的馬力為 定值，一般引擎的馬力隨引擎的轉速而持續變化。換言之，式 5.19 中馬力 P 隨車速而變。但兩者的關係又受到駕駛行為，車輛設計（如引擎及 輪比）及其他因素的影響，例如在上下坡時常須換檔，換檔時引擎未能傳達馬力到傳動 ，車輛或駕駛員在任何速率時換檔也會影響到隨後之速率，因此準確的模擬一貨車之加減速很困難。為實用起見，式 5.19 中之 P 值須用一簡單的 數來代表。

Rakha 等人[52]之研究發現如將馬力設定為不隨車速而變之 定值，則模擬所得之速率與行車距離的關係很接近，但在從停止狀態啟動加速之後的最初 200 公尺內，模式估計的速率有超出現場值約 5~10

公里/小時之現象。因此，在一後續研究中，Rakha 等人[52]將從怠速狀況加速數秒之馬力從低到高用一線型 數來代表。這修正後的 P 值顯著的減少估計速率與行車距離的差距。

從圖 5-19 所示之引擎轉速及馬力關係可知，式 5.19 中之馬力不宜視為 定值。為了比較合理的模擬從怠速狀況加速後前幾秒的加速行為，修改後之 TSS 模式用圖 5-20 所示之簡化關係估計瞬間加減速及自由速率。

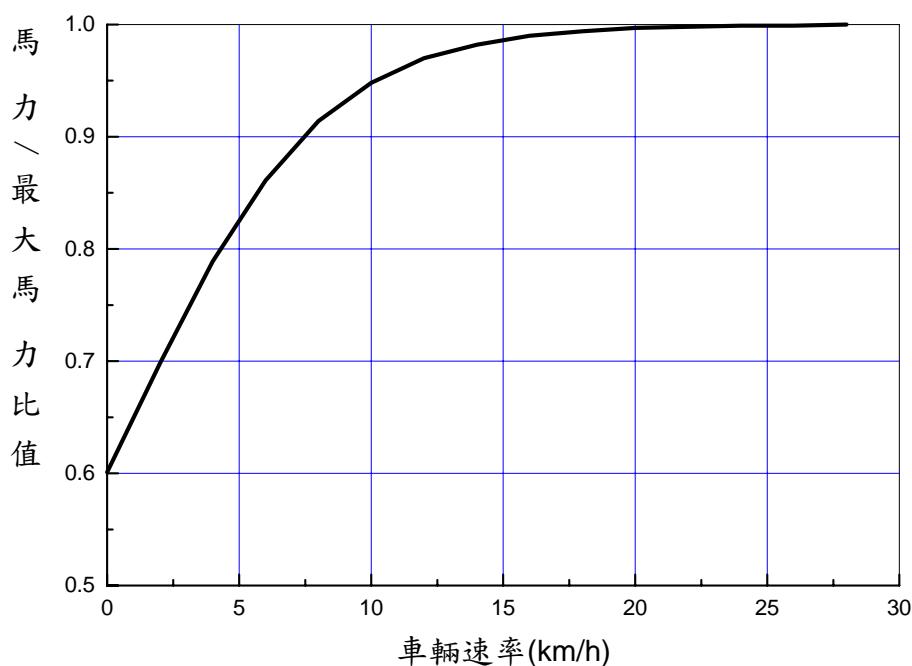


圖 5-20 簡化之正常化馬力與車速關係示意圖

氣流阻力 R_a

氣流阻力主要受到空氣密度、氣流與車輛間之後拉(drag)係數、車輛正面面積及車速的影響。空氣密度隨氣 及氣 而變。氣 又受高程的影響。Rahka 等人[52]的研究指出高程不超過 5,000 公尺時，氣流阻力可合理的估計如下：

$$R_a = 0.047285C_d(1 - 8.5 \times 10^{-5}H)A_fV^2 \quad (5.21)$$

此式中，

R_a ：空氣阻力(N)；

C_d ：後拉係數；

H ：高程（公尺）；

A_f ：車輛之正面面積（平方公尺）；

V ：車速（公里/小時）。

式 5.21 中之貨車的後拉係數大約在 0.58 與 0.78 間；小車之後拉係數在 0.25~0.45 之範圍。貨車之正面面積（高乘寬，但不包括底盤到路面的距離）一般在 6.8~10.7 平方公尺間(Society of Automotive Engineers, 2003)；小車正面積多數在 1.5m^2 及 3.5m^2 之間。

式 5.21 之應用簡便，所以 TSS 模式採用此模式來估計氣流阻力。

滾動阻力 R_r

滾動阻力是一相當複雜的現象，有許多模式曾被用來估計此阻力 [63,64,65]，但這些模式之估計值有相當大的差別。TSS 模式採用 Motor Truck Engineering Handbook [63]所建議之模式：

$$R_r = 9.8C_r(C_2V + C_3)\frac{M}{1000} \quad (5.22)$$

此式中，

R_r ：滾動阻力(N)；

C_r ：滾動係數；

C_2, C_3 ：與輪胎設計有關之阻力係數；

V ：車速（公里/小時）；

M ：貨車之總質量(kg)。

滾動係數 C_r 之值隨鋪面材料及路面狀況而變。水泥鋪面之 C_r 值在 1.0 與 2.0 間，路面狀況越差，其係數之值越高。瀝青鋪面之 C_r 值一般在 1.25 與 2.25 間。至於 C_2 與 C_3 之值，不平衡(Bias-ply)輪胎之 C_2 與 C_3 值各為 0.0438 及 6.100，輻射胎之 C_2 與 C_3 值則各為 0.0328 及 4.575。

坡度阻力 R_g

在一坡度路段的車輛會因地心引力的存在，而受到一與路面平行，但導向坡底之外力，此外力可減少上坡車輛之有效牽引力，也可增加下坡車輛之有效牽引力。此外力稱為坡度阻力。

如車重為 W ，路面與水平面之角度為 θ ，則坡度阻力等於 $W_{\sin\theta}$ 。因為坡度路段之 θ 通常不大，所以 $\sin\theta$ 相當於 $\tan\theta$ 。 $\tan\theta$ 則等於路段之坡度，因此坡度阻力可估計如下：

$$R_g = 9.81 \frac{MG}{100} \quad (5.23)$$

此式中，

R_g ：坡度阻力(N)；

M ：車輛之質量(kg)；

G ：坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值。

曲線阻力 R_c

車輛行駛在有平曲線(horizontal curve)之路段時，輪胎之轉動方向與車行方向可能有差別。這兩方向的偏差稱為滑行角度(slip angle)。車速越高，滑行角度越大。平曲線之曲線半徑越大，滑行角度則越小。通常在一般公路上的滑行角度很少超過 5° [66]。臺灣高速公路之平曲線的曲率半徑、很少短於 1,000 公尺。在這情形下，滑行角度可能在 3° 以下。

一車輛之行進產生滑行角度時，車體會受到一側阻力(side force)，此側面力在行進方向造成一阻力，此阻力稱為曲線阻力。如果滑行角度不大，側面力可估計如下[66]：

$$F_s = k\theta_s \quad (5.24)$$

此式中，

F_s ：側面力(N)；

k ：轉彎剛性(stiffness)常數；

θ_s ：滑行角度（度）。

式 5.24 中之 k 值受載重量、輪胎性質、車輛設計等因素的影響。大型貨車之 k 值大約在 890 N 至 2,225 N 之間，平均約 1,335 N [66]。

滑行角度不大時，曲線阻力可估計如下[66]：

$$R_c = F_s(W_f / W)\sin\theta_s \quad (5.25)$$

此式中，

R_c ：曲線阻力(N)；

W_f ：前輪所承載的質量(kg)；

W ：車輛之總質量(kg)。

貨車在高速公路行進時所受的曲線阻力預期會很小，例如在滑行角度為 3° ， $W_f / W = 0.2$ 及 $k = 1,335 \text{ N}$ 之情況下，側面力大約等於 $4,005 \text{ N}$ (式 5.24)，曲線阻力等於 $4,005 \times 0.2 \times \sin 3^\circ = 42 \text{ N}$ 。因此之故，高速公路之曲線阻力對牽引力的影響可不必考慮。

5.5.2 小車加減速之模擬

目前世界各國之公路幾何設計及容量分析皆不重視坡度及坡長對小車速率的影響。事實上，上坡路段對小車速率可能有顯著的影響。圖 5-21 所示之小車速率隨地點的變化為這現象之一例。此圖是根據國道一號公路三義坡度路段上北上自由旅行小車之現場速率。從此圖可知，小車從平坦路段進入坡度為 $4\% \sim 4.9\%$ 之上坡時，最外面兩車道(第 3 及第 4 車道)小車自由速率在 2 公里之行車距離內，從大約 105 公里/小時降到 88 公里/小時，然後雖然繼續爬坡，速率開始逐漸上升。

上述現象可從駕駛行為及車輛性能來討論。在平坦路段時一車輛之牽引力只要能克服氣流阻力及滾動阻力就可以保持一穩定的速率。在這情況下所需之馬力為：

$$H = \frac{V(R_a + R_b)}{3600\beta} \quad (5.26)$$

此式中，

H ：在平坦路段克服氣流阻力及滾動阻力所需之馬力(KW)；

V ：車速 (公里/小時)；

R_a ：氣流阻力(N)；

R_r ：滾動阻力(N)；

β ：牽引力傳輸效率。

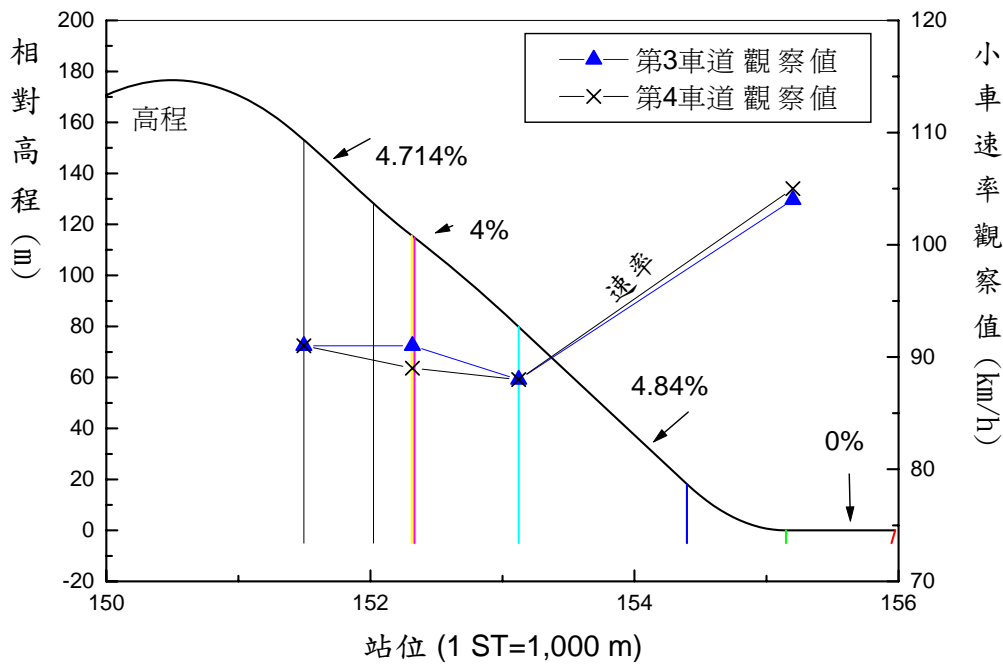


圖 5-21 三義坡度路段北上小車自由旅行速率之變化

如果在平坦路段的車速為 105 公里/小時，小車正面積為 2.5 平方公尺，氣流之後拉係數為 0.4，滾動阻力的性質如前所述，則氣流阻力及滾動阻力的總和在 625 N 左右。在這情況下，如果牽引力傳輸效率為 0.94，則只要有 19.5 KW (26 馬力) 就可維持 105 公里/小時之速率。小車的最高馬力多數超過 110 馬力，遠超過維持平坦路段速率所需之馬力。但駕駛員上坡之前雖可能加大馬力，但常在不知不覺中讓因坡度而增加的阻力超過車輛提供的牽引力，因此速率逐漸下降。但駕駛員遲早會發現速率降低太多，因此進一步增加馬力以加速。

根據 TSS 模式，如果北上駕駛員進入三義路段上坡之前已將馬力增加到 30KW (40 馬力)，然後每秒增加 0.01 N 之牽引力，則小車之模擬速率隨地點變化如圖 5-22 所示。模擬速率與現場速率很相近。因此 TGS 模式亦採用 TSS 模式來模擬小車在坡度路段之加減速行為。但將來仍須利用本所能提供現場資料改良 TSS 模式的邏輯。

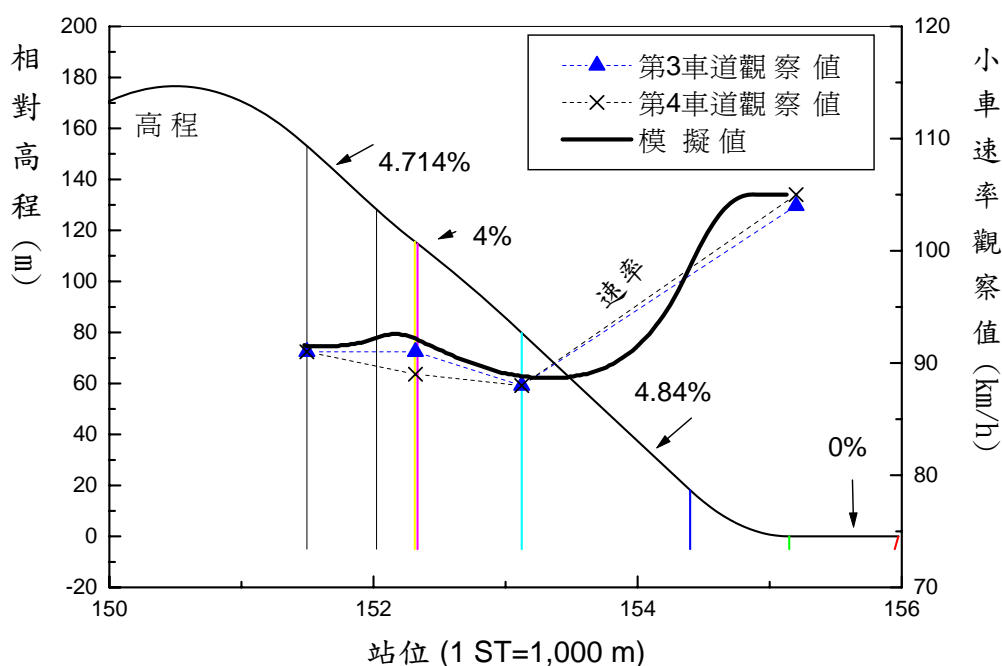


圖 5-22 模擬與現場小車自由速率之比較

5.6 跟車加減速率之模擬

2011 臺灣公路容量手冊第 11 章附錄 C 所描述的公路交通車流模擬模式使用一相當複雜的跟車加減速模擬邏輯。該模擬邏輯不容易微調而且模擬過程費時。因此本計畫建立一新的邏輯以供 TGS 模式使用。一車輛在任何一瞬間之加速率是前述自由旅行加速率及跟車加減率的較低值。

TGS 模式之跟車邏輯是根據下列的假設：

1. 一車跟隨在另一車之後時，後車在一模擬單位開始之瞬間 t 會認為前車在 t 與 $t + \Delta t$ 之間會繼續以在瞬間 t 時之速率行進，但在 $t + \Delta t$ 時，前車可能會減速停車。
2. 前車減速之後，後車駕駛員在一緩衝時間之後才需隨著以一舒適的減速率減速。但在緩衝時間內之加速率或減速率與在 $t + \Delta t$ 之間的加減速率相同。
3. 兩車皆停下之後，前車車尾與後車車頭須保持一安全距離。

上述的跟車行為可用下式來代表：

$$\begin{aligned}
& X_2 + V_2 \Delta t + \frac{1}{2} a_2 \Delta t^2 + (V_2 + a_2 \Delta t) T + \frac{1}{2} a_2 T^2 - \frac{[V_2 + (\Delta t + T) a_2]^2}{2d_2} \\
& \leq X_1 - D - L + V_1 \Delta t - \frac{V_1^2}{2d_1}
\end{aligned} \tag{5.27}$$

此式中，

X_1, X_2 ：在瞬間 t 時，前車及後車車頭與一參考點之個別距離($X_1 > X_2$)；

V_1, V_2 ：在瞬間 t 時，前車及後車之個別速率；

Δt ：模擬單位之長度（如 1 秒）；

a_2 ：後車在 t 及 $t + \Delta t$ 之間之加速或減速率；

T ：後車駕駛員欲擁有之緩衝時間；

d_2 ：後車駕駛員欲採用之舒適減速率（負值）；

D ：前後車停下之後前車車尾與後車車尾的距離；

L ：前車之車長；

d_1 ：後車駕駛員認為前車在 $t + \Delta t$ 瞬間的可能減速率（負值）。

如果讓

$$B = X_1 - D - L + V_1 \Delta t - \frac{V_1^2}{2d_1}$$

$$C = X_2 + V_2 (\Delta t + T)$$

$$E = 2V_2 (\Delta t + T) - d_2 (\Delta t + T)^2$$

$$G = V_2^2 - 2d_2 C + 2B d_2$$

則式 5.27 可改 為

$$(\Delta t + T)^2 a_2^2 + E a_2 + G \leq 0 \tag{5.28}$$

如讓上式左側等於右側，則後車在 t 與 $t + \Delta t$ 之間的加減速率可估計如下：

$$a_2 = \frac{-E + \sqrt{E^2 - 4(\Delta t + T)^2 G}}{2(\Delta t + T)^2} \tag{5.29}$$

但是式 5.29 中 $E^2 - 4(\Delta t + T)^2 G$ 如果小於零，則在假設之行長狀況下，沒

有任何減速率能讓後車安全的停在前車之後。換言之，緩衝時間必須縮短或舒適的減速率必須提高。在這情況下，TGS 模式讓後車馬上在 t 與 $t + \Delta t$ 之間以緊急減速率 ($a_2 = -5$ 公尺/秒²) 減速。

此外，因為後車的速率不能低於零，因此從式 5.29 所估計的 a_2 值須符合下列條件：

$$V_2 + (\Delta t + T)a_2 \geq 0 \quad (5.30)$$

如果 a_2^2 不符合此條件，後車必須迅速減速並在 $X_1 - D - L - X_2$ 之距離內將速率降到前車在瞬間 t 時之速率。這種情況下的減速率可估計如下：

$$a_2 = \frac{V_1^2 - V_2^2}{2(X_1 - D - L - X_2)} \quad (5.31)$$

上述跟車加減速模式之結構簡單，但很有彈性。只要將後車駕駛員之相關參數 T ， d_1 ， d_2 及 D 改變就可模擬不同的跟車行為。圖 5-23 所示 3 輛小車之跟車行為模擬結果之一例。此例假設有 3 輛車以高速接近一停等小車。停等小車在 $t = 0$ 秒時開始加速直到速率達到 24.1 公尺/秒，然後再減速並停車 12 秒。之後又開始加速直到速率達到 25.9 公尺/秒。

圖 5-24 另外顯示後車駕駛員所欲擁有之緩衝時間不同時，速率隨時間的變化。圖 5-25 則顯示後車駕駛員所欲採用之減速率 d_2 及其預期前車可能是減速率 d_1 有不同組合時的速率特性。從這兩圖可知，後車駕駛員所欲維持或想像的跟車狀況改變時，模擬的行車行為隨著改變。

圖 5-26 顯示上述跟車模式也可模擬在實際車流中（尤其是高速公路車流）在尖峰時常見的衝突波。此圖假設一車輛以 18.3 公尺/秒之穩定速率行進時，後面有 14 輛車以較高的速率跟進，形成車隊。在 $t=60$ 秒時，車隊之第一車突然減速 4 秒，因而速率降到 8.5 公尺/秒，然後加速達到一穩定的速率（18.3 公尺/秒）。因為車隊中所有駕駛員所欲維持的緩衝時間皆假設等於 1 秒，所以車距不到 2 秒。結果第 1 車輛雖然只減速 4 秒，而且其最低速度為 8.5 公尺/秒，第 11 車輛之後的車輛皆被迫短暫停車。

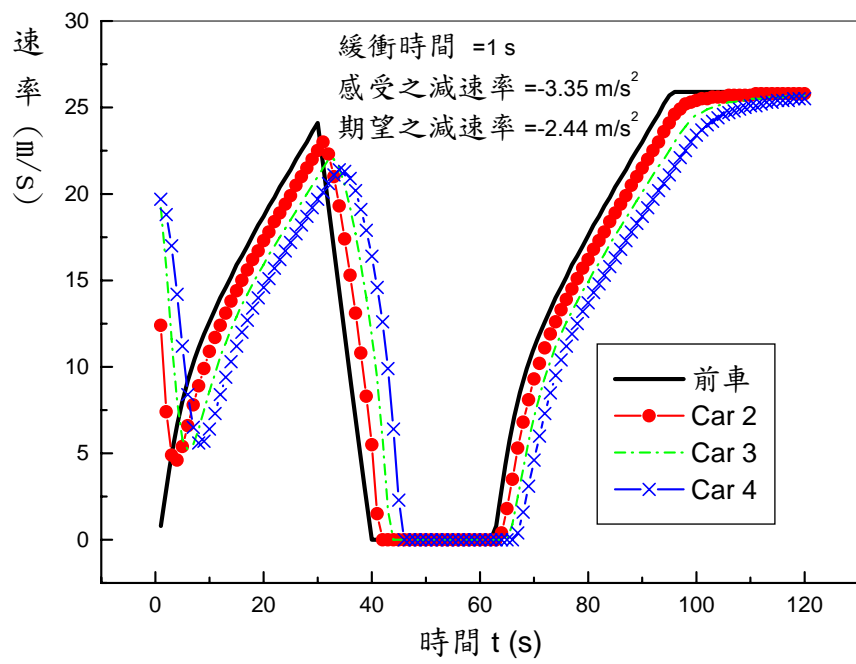


圖 5-23 3 車輛跟車行為之模擬

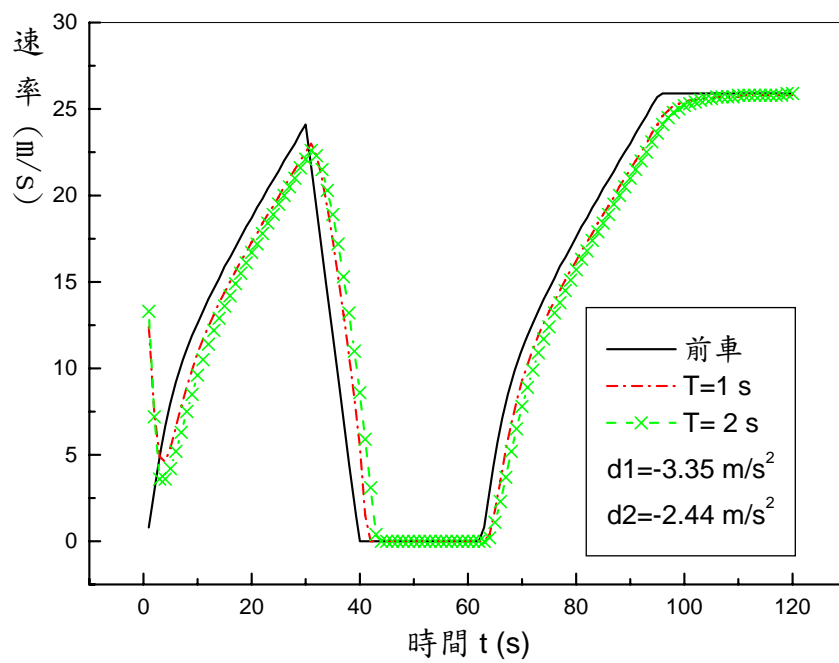


圖 5-24 模擬跟車行為時之緩衝時間影響例

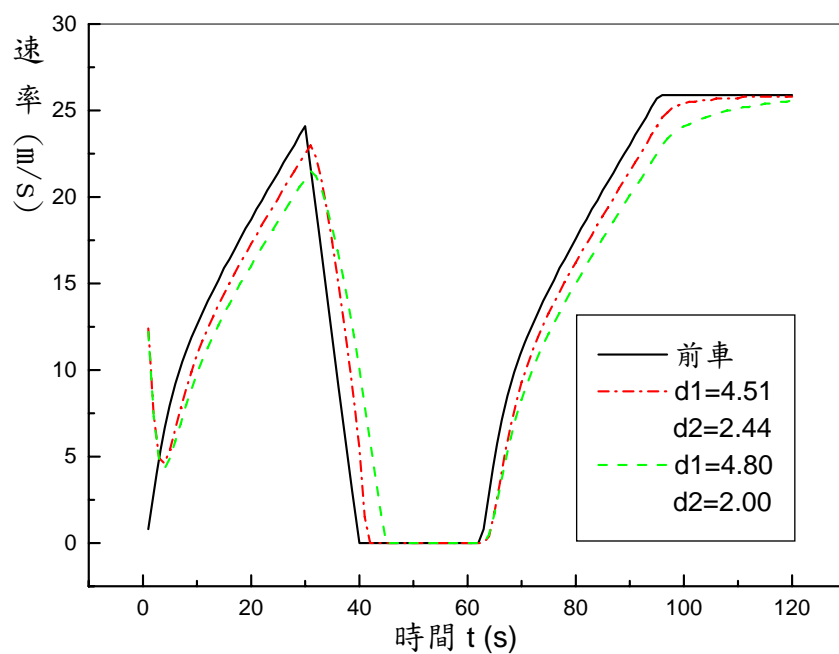


圖 5-25 前車行為造成期望減速率與感受減速率之影響例

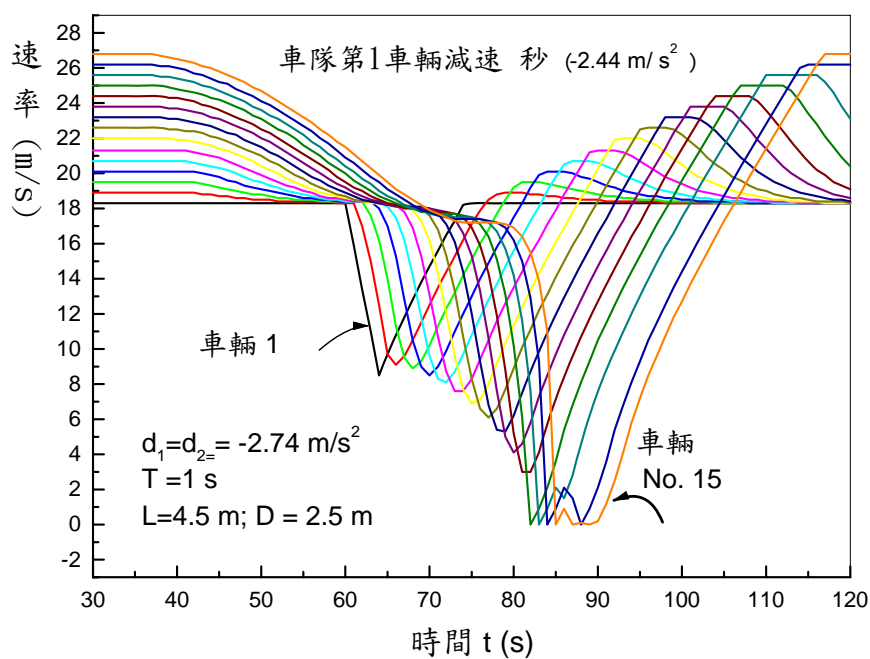


圖 5-26 車隊第 1 車輛減速 4 秒對同一車隊中上游車輛速率之影響

圖 5-27 與圖 5-26 的行車狀況相似，一不同是車隊第一車輛只減速 2 秒，將速率從 18.3 公尺/秒降到 13.4 公尺/秒，然後加速回到原來的速率。結果第 1 車之後的車輛也隨著減速，但沒被迫停車。

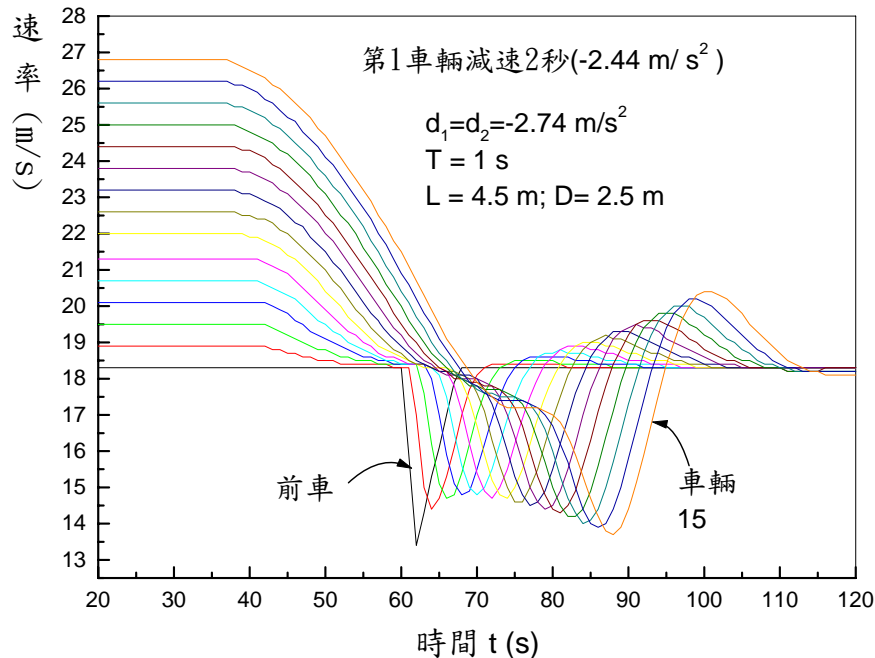


圖 5-27 車隊第 1 車輛減速 2 秒對同一車隊中上游車輛速率之影響

從上述幾個例題可知，根據式 5.27 所訂定的模擬邏輯可模擬常見的阻斷性車流及非阻斷性車流之跟車行為。但是後車駕駛員之有關參數 T ， d_1 ， d_2 及 D 應有何種組合及分布仍須有現場資料來探討。模擬非阻斷性車流之適用參數可根據不同類型公路上之流率與速率關係來訂定。模擬阻斷性車流之邏輯，則必須用停等車輛在路口疏解時之特性來訂定。

5.7 雙車道公路上超車行為之模擬

雙車道上慢車常阻擋快車因此造成低交通作業效率並可能增加車禍之可能性。有些交通機構在雙車道公路上某些地點設置如圖 5-28(a) 所示之超車道(passing lane)。AASHTO 建議超車道長度最少須有 300 公尺才能有效的增加超車機會。如果不能增設超車道，有些機構將路肩加寬，增設一如圖 5-28(b)所示的短車道(turnout)讓慢車使用。這種短

車道之長度很有限，AASHTO 建議不應超過 180 公尺。在通常的情況下，雙車道公路上之車輛須在視線足夠的路段，利用對向車道來超車，如圖 5-28(c)所示。

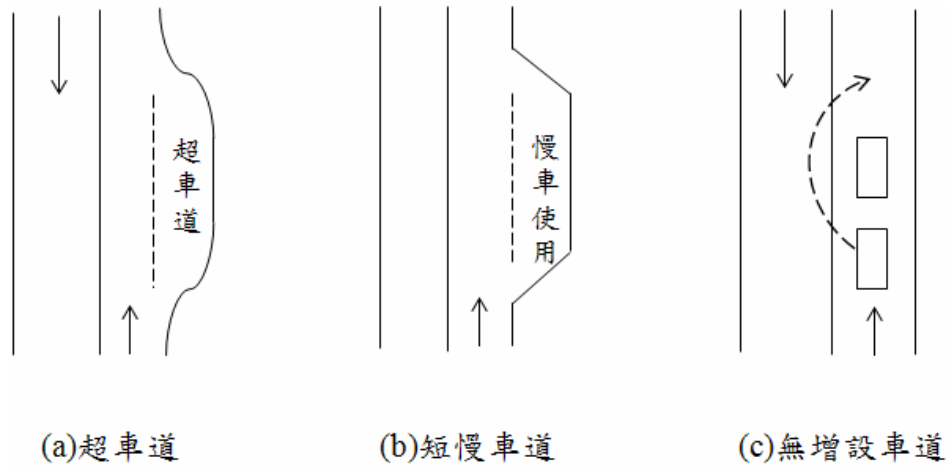


圖 5-28 雙車道公路路段型態

TGS 模式能模擬圖 5-28 所示之三種車流。模擬有增設車道之邏輯比較單純。TGS 模式讓快車加速以期在增設車道終止之前超越慢車。如果超車不成功，則 TGS 模式讓快車減速，回復跟車狀況。

臺灣交通界缺乏有關雙車道車流特性的研究。因此 TGS 模式參考國外文獻所描述的超車行為，用假設的超車行為來模擬利用對向車道超車之行為。這些假設的行為說明於下：

1. 大車不超車。
2. 快車接近前面慢車時，與慢車之車距須在 H_1 秒內才有可能加速進入對向車道，開始超車。 H_1 之代表值設定為 2.5 秒，但個別駕駛員所採用之 H_1 在 1.5 秒與 3.5 秒之間。
3. 快車被慢車阻擋時，駕駛員是否要超車視車速及駕駛員之冒險性而定。快車（後車）駕駛員所欲維持之自由速率須高出前車車速 u 公里/小時（代表值 5 公里/小時），而且駕駛員冒險性屬所有駕駛員中最高之 $P\%$ 時，才會考慮超車。 P 之最低值為 15%。換言之，冒險性最高的 15% 駕駛員會考慮超車，但 TGS 模式將 P 值隨欲維持之自由速率與前車速率之差距的增高而加大。
4. 駕駛員超車時，一次最多超越前面 2 車輛。預期一次超過 2 車輛

以上的情形不同。乎視這種超車現象可避免過度增加模擬時間。
如現場資料顯示這種現象並不少見，則可放寬上述之限制。

5. 欲超車駕駛員前面 2 車輛與其下游車的間距中，最少有一間距必須長於 H_1 秒。 H_1 之代表值為 5 秒。
6. 一車輛超車時會加速達到一預定最高速率 V_{max} 。然後在必要時繼續以 V_{max} 之速率前進，直到超車車輛及被超車車輛之車距等於 H_2 秒時才能回到原來車道。美國 NCHRP 一研究[22]發現超車車輛比被超車之車輛的速率平均高 24.8 公里/小時。TGS 模式假設兩者差距的平均值為 25 公里/小時，但個別超車車速不同而且不能比速限高 20 公里/小時。
7. 一超車車道回到原來車道時，必須能安全的利用車與車之間的車距。此外，也須與對向來車保持一定安全的緩衝距離。

根據上述第 7 項安全超車之要求，TGS 模式從欲超車駕駛員的立場在每一模擬單位評估安全超車之可能性。這工作可用圖 5-29 來說明。此圖中，A 車為欲超車之車輛。車輛 B，C 及 D 為與 A 車在同一車道之三輛下游車輛。E 車則為對向第一部車輛。A 車開始加速進入對向車道時，各車輛與 A 車之距離為 S_B ， S_C ， S_D 及 S_E ，個別速率為 V_A ， V_B ， V_C ， V_D 及 V_E 。此外，假設 A 車欲超越 B 車然後跟隨 C 車。

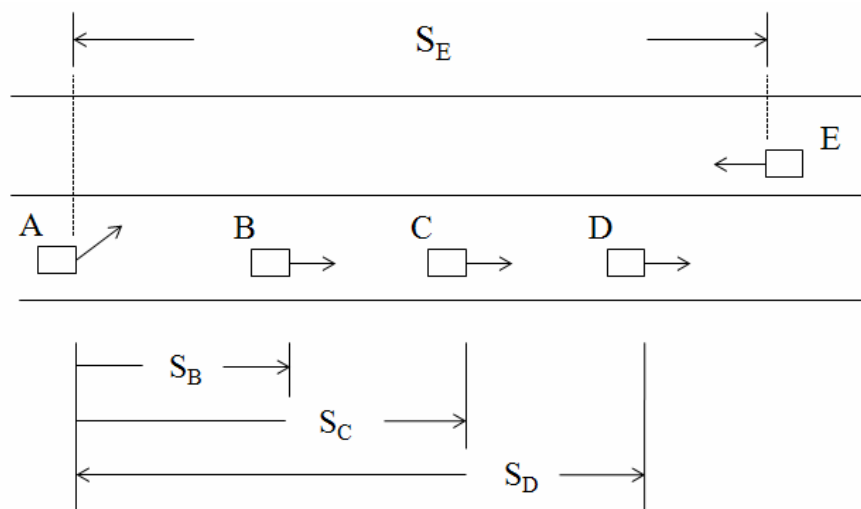


圖 5-29 超車開始瞬間之車況示意圖

A 車從原來的速率 V_A 加速到一最高速率 V_{max} 所需的時間為：

$$t_1 = \frac{V_{\max} - V_A}{a} \quad (5.32)$$

此式中，

t_1 ：從加速到速率達到 V_{\max} 之所需時間；

a ：加速率。

美國 AASHTO 公路設計規範指出超車時之速率在 50 與 110 公里/小時之間時，加速率大約在 2.3 公里/秒² 左右。TGS 模式假設超車時之加速率為自由旅行加速率之 1.6 倍。換言之，TGS 模式所用之超車加速率乃根據式 5.9 及 $\beta=1.6$ 來訂定。在上坡時，超車加速率則根據坡度阻力減少， gG ，其中 g 為重心加速率 (9.81 公尺/秒²)， G 為坡度 (% 除於 100)。

在加速期間，A 車所行走的距離等於 $V_A t_1 + at_1^2/2$ ，前方 B 車之位置為 $S_B + V_B t_1$ 。如果 A 車欲超過 B 車，然後回到原來車道並跟在 C 車之後，TGS 模式假設 A 車須在 B 車前方 $H_2 V_B$ 處才可回到原來車道 (TGS 模式之 H_2 代表值為 2 秒)。因此如果 $V_A t_1 + at_1^2/2$ 小於 $S_B + V_B t_1 + H_2 V_B$ ，則 A 車須以 $V_{\max} = V_A + at_1$ 之速率繼續行進，直到其位置在 B 車之前方 $H_2 V_B$ 處才能回到原來車道。從速率達到 V_{\max} 到可回原來車道之額外時間 t_e 須滿足下列條件：

$$V_A t_1 + \frac{1}{2} at_1^2 + V_{\max} t_e = S_B + V_B t_1 + h_2 V_B + V_B t_e \quad (5.33)$$

根據式 5.33，額外旅行時間 t_e 可估計如下：

$$t_e = \frac{V_A t_1 + \frac{1}{2} at_1^2 - S_B - V_B t_1 - h_2 V_B}{V_{\max} - V_B} \quad (5.34)$$

另一方面，如果 A 車加速達到預定的最高速率 V_{\max} 之前，該車與 B 車之距離已超過 $H_2 V_B$ ，則 A 車不必加速到預定的 V_{\max} 。在這情形下，加速時間 t_1 (式 5.32) 須根據下列條件重新估計：

$$V_A t_1 + \frac{1}{2} at_1^2 = S_B + V_B t_1 + h_2 V_B \quad (5.35)$$

$$t_1 = \frac{V_{\max} - V_A}{a} \quad (5.32)$$

此式中，

t_1 ：從加速到速率達到 V_{\max} 之所需時間；

a ：加速率。

美國 AASHTO 公路設計規範指出超車時之速率在 50 與 110 公里/小時之間時，加速率大約在 2.3 公里/秒² 左右。TGS 模式假設超車時之加速率為自由旅行加速率之 1.6 倍。換言之，TGS 模式所用之超車加速率乃根據式 5.9 及 $\beta=1.6$ 來訂定。在上坡時，超車加速率則根據坡度阻力減少， gG ，其中 g 為重心加速率 (9.81 公尺/秒²)， G 為坡度 (% 除於 100)。

在加速期間，A 車所行走的距離等於 $V_A t_1 + at_1^2/2$ ，前方 B 車之位置為 $S_B + V_B t_1$ 。如果 A 車欲超過 B 車，然後回到原來車道並跟在 C 車之後，TGS 模式假設 A 車須在 B 車前方 $H_2 V_B$ 處才可回到原來車道 (TGS 模式之 H_2 代表值為 2 秒)。因此如果 $V_A t_1 + at_1^2/2$ 小於 $S_B + V_B t_1 + H_2 V_B$ ，則 A 車須以 $V_{\max} = V_A + at_1$ 之速率繼續行進，直到其位置在 B 車之前方 $H_2 V_B$ 處才能回到原來車道。從速率達到 V_{\max} 到可回原來車道之額外時間 t_e 須滿足下列條件：

$$V_A t_1 + \frac{1}{2} at_1^2 + V_{\max} t_e = S_B + V_B t_1 + h_2 V_B + V_B t_e \quad (5.33)$$

根據式 5.33，額外旅行時間 t_e 可估計如下：

$$t_e = \frac{V_A t_1 + \frac{1}{2} at_1^2 - S_B - V_B t_1 - h_2 V_B}{V_{\max} - V_B} \quad (5.34)$$

另一方面，如果 A 車加速達到預定的最高速率 V_{\max} 之前，該車與 B 車之距離已超過 $H_2 V_B$ ，則 A 車不必加速到預定的 V_{\max} 。在這情形下，加速時間 t_1 (式 5.32) 須根據下列條件重新估計：

$$V_A t_1 + \frac{1}{2} at_1^2 = S_B + V_B t_1 + h_2 V_B \quad (5.35)$$

為 $V_A t_1 + at_1^2/2 + V_{\max} t_e$ 。在這間內對向 E 車的行車距離為 $V_E(t_1 + t_e)$ 。因此 A 車回到原來車道時，A 車及 E 車兩車之間緩衝距離 D_B 為：

$$D_B = S_E - V_A t_1 + \frac{1}{2} a t_1^2 + V_{\max} t_e - V_E(t_1 + t_e) \quad (5.40)$$

AASHTO 公路設計規劃指出在超車車速為 50~65，66~80，81~95 及 96~111 公里/小時之安全緩衝距離各為 30，55，75 及 90 公尺。根據這些數據，並假設以 20 公里/小時低速超車時的安全緩衝距離為 17 公尺，TGS 模式用下列公式訂定安全緩衝距離：

$$D_S = 10.78 e^{\frac{V_{\max}}{45.88}} \quad (5.41)$$

此式中，

D_S ：安全緩衝距離（公尺）；

V_{\max} ：超車時之最高速率（公里/小時）。

如果式 5.40 之緩衝距離比式 5.41 之安全緩衝距離短，則 A 車不能超越 B 車，也不能超越 C 車。如果 A 車可安全超越 B 車然後跟隨在 C 車之後，TGS 模擬進一步評估 A 車安全超越 B 車及 C 車之安全性。如 A 車可安全超越 B 車及 C 車，則 TGS 模式讓 A 車超越前面 2 車，然後跟隨 D 車。

5.8 變換車道之邏輯

在一路段上駕駛員常變換車道。變換車道的原因包括被慢車阻擋，準備進入另一路段，在路口改變行車方向，車道中斷等。TGS 模式將變換車道的行為分為強迫性(mandatory)及選擇性(optional)兩類來模擬。模擬變換車道行為須考慮許多有關車流之細節。本節只說明模擬的基本邏輯。

5.8.1 強迫性變換車道

TGS 模式假設在下列情況下一駕駛員必須執行強迫性變換車道：

1. 一車輛必須在下游某定點（如停止線、公車站或匝道出口等）之前完成變換車道，而且該車與定點的距離在 1 公里內。
2. 一車輛必須在下游某定點之前完成變換車道，該車與定點的距離超過 1 公里，但該車欲轉入之車道上的平均車距小於 5 秒，或間距（車頭與車頭之距離）小於 25 公尺。此車距或間距是根據變換車道之車輛上下游各 3 部車來估計。附近平均車距或間距太短，表示變換車道的機會可能不多，因此駕駛員須立即準備變換車道。

假設圖 5-30 中之 A 車必須變換車道，B 車為 A 車下游同一車道上之一車輛，其他車輛(C、D、E、F)為 A 車欲轉入之車道上之鄰近車輛，D 車及 E 車各在 A 車之上游及下游。TGS 模式首先評估 A 車是否能安全的利用 D 車及 E 車之間距。這工作牽涉到下列步驟：

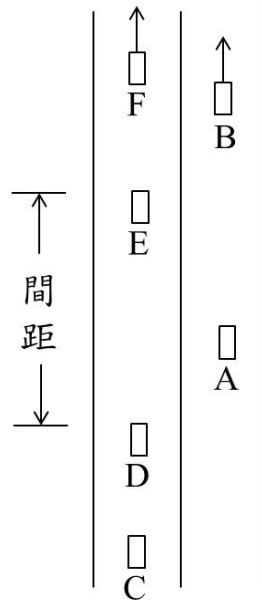


圖 5-30 A 車與附近車輛相對位置示意圖

1. 假設 A 車保持原來的速率 V_A 變換車道。變換車道之後產生 A 車跟隨 E 車及 D 車跟隨 A 車之情況。TGS 模式用本章第 5.6 節說述的跟車模式估計在變換車道瞬間 A 車及 D 車之加減速率。如果 A

車或 D 車須採取高於一特定門檻值之減速率（暫定為 3 公尺/秒²）以避免危險的衝突，則 A 車不能維持原來速率來利用 D 車與 E 車之間距變換車道。

- 2.如果 A 車不能維持原來速率來變換車道，TGS 模式讓 A 車加速或減速到 V_A' ，並重新評估利用 D 車及 E 車之間距的可能性。

如果維持原來速率及加減速皆不能讓 A 車安全的使用 D 車與 E 車之間距，則 TGS 模式讓 A 車駕駛員採取下列行動：

- 1.如果 D 車速率高於 A 車，D 車後方與 C 車有一大間距（最少 5 秒之行車距離並且不短於 25 公尺），而且在短時間內（如 3~5 秒）D 車能超越 A 車，則 A 車維持現有速率或稍微減速以期利用 D 車及 C 車之間距。
- 2.如果 E 車前方與 F 車之間距相當大，A 車可在短時間內超越 C 車，則 A 車開始加速。
- 3.如果鄰近 F 車與 E 車及 D 車與 C 車之間距，皆不能利用，則 A 車開始減速。

A 車因不能轉換車道而須減速以等 變換車道之機會時，相鄰車道上在 A 車後方之駕駛員（如 D 車駕駛員）可能會減速增大間距以讓路。TGS 模式假設冒險性較低的駕駛員會讓路。因此在密度高的車流中，變換車道可能造成塞車狀況。

5.8.2 選擇性變換車道

選擇性變換車道可能牽涉到一快車受前面慢車阻擋，因此快車駕駛員決定變換車道。另一種情形是一慢車被後面快車逼近，結果慢車駕駛員決定變換車道以讓路。這種情形常見於高速公路之內車道。

模擬選擇性變換車道時，TGS 模式先決定一車輛是否會變換車道。一快車接近一慢車時，快車駕駛員是否變換車道乃根據慢車之速率與快車駕駛員欲維持的自由速率的差距來決定。如果差距超過門檻值（代表值 10 公里/小時，但隨駕駛員而變），則 TGS 模式假設快車駕

駛員會考慮變換車道之可能。在通常應讓快車使用的車道上，如慢車被後面的快車逼近，慢車駕駛員根據在兩車相距 100 公尺時之快車接近慢車之減速率決定是否變換車道。減速率越高，慢車駕駛員變換車道之可能性隨著增高。

TGS 模式模擬選擇性變換車道之邏輯與模擬強迫性變換車道之邏輯相似。兩者一主要差異是選擇性變換車道所造成之跟車減速率需相當低（1~2 公尺/秒²）。另一主要差異是在不能變換車道時，駕駛員不減速以等待變換車道的機會。

5.9 輸出資料檔之建立

車輛抵達出發節點之後，TGS 模式開始記錄每一車進入及離開一節線的時間，在節線中之跟車及超車行為，停等時間，車隊所形成之停等車車隊長度，車輛之耗油量等資料。此外 TGS 模式亦讓使用者利用輸入檔在不同地點設置車輛偵測站來蒐集這些地點之流率與速率資料。TGS 模式將模擬過程中所蒐集的資料整合建立一輸出檔。輸出檔資料包括下述每一節線，或其個別車道之車流狀況：

1. 平均自由速率及平均旅行速率。
2. 進入及離開各節線之流率，車種組成及行車方向。
3. 平均停等延滯。
4. 平均及第 85 百分位停等車隊長度。
5. 每節線上車輛之耗油量。
6. 特定地點之流率及平均速率（如上下坡分隔 100 公尺之地點）。
7. 雙車道路段之超車頻率及跟隨慢車之比例。

上述輸出值中，耗油量是根據車速的變化間接估計而得。目前臺灣交通界對臺灣公路車輛耗油量與車流狀況之間的關係缺乏了解。本計畫暫時利用本所在 2011 年一研究工作[8]的結果建立一估計耗油量之模式。這研究指出臺灣一重量 1,215 公斤，最大馬力 140 馬力之小車耗油率接近臺灣所有小車耗油率之平均值。在怠速狀況下，這種小車

的耗油率為 0.317 公克/秒。車速穩定時的耗油率可估計如下：

$$F = 0.127 + 0.193e^{\frac{V}{51.839}} \quad (5.42)$$

此式中，

F ：穩定車速時之耗油率（公克/秒），

V ：車速（公里/小時）。

車輛加速時會增加耗油量。耗油量的增加值可估計如下：

$$\text{如 } V_2 - V_1 > 5, \text{ 則 } J_a = 3.477e^{\frac{V_2 - V_1}{38.189}} \quad (5.43a)$$

$$\text{如 } V_2 - V_1 \leq 5, \text{ 則 } J_a = 0.8(V_2 - V_1) \quad (5.43b)$$

上兩式中，

V_2 ：加速後之最後速率（公里/小時）；

V_1 ：加速開始瞬間之速率（公里/小時）；

J ：與穩定速率 V_1 時之耗油量比較，在加速期間增加的耗油量（公克）。

在減速期間，如果速率變化不超過 60 公里/小時，小車之耗油量與穩定行車時之耗油量沒有明顯之差別。速率變化超過 60 公里/小時的情況下，耗油量有呈線性減少的現象。減少的耗油量可用下式來估計：

$$J_d = 33 + 0.55(V_2 - V_1) \quad (5.44)$$

此式中，

J_d ：減速期間耗油量減少值（公克）；

V_2 ：減速後之最終速率（公里/小時）；

V_1 ：減速開始瞬間之速率（公里/小時）， $V_2 - V_1 \geq 60$ 。

目前尚無臺灣公路大車油耗量特性之資料，也沒有模式可用來估計公路車流所排放的廢氣。這些缺陷須在將來加以改正。

5.10 小結

本計畫建立之坡度路段模擬模式（TGS 模式）雛型有彈性的架構，

因此此模式在將來可用來發展一多功能的模擬模式。本所正在蒐集高速公路坡度路段資料。預期這些資料將在 2013 年用於修定及測試 TGS 模式之模擬邏輯。這些邏輯整合成一應用模式之後將用於建立一分析高速公路坡度路段之容量及服務水準分析方法。其他類型公路坡度路段分析方法的建立則必須等本所根據其他現場資料來修定及測試相關之模擬邏輯之後才能進行。

第六章 結論與建議

本所於民國 99 年展開一為期三年之研究計畫，以探討收費站、隧道及坡度路段之容量及車流特性。本案為第三期計畫，主要目的為

1. 探討國道 5 號公路之外的公路隧道車流特性，並用研究結果修訂公路容量手冊第二十章「公路隧道」；
2. 補充調查都市地下道車流特性資料，並修訂容量手冊第十章「都市地下道」；
3. 建立一模擬坡度路段交通作業模式之雛形(prototype)，以作為發展一實用模擬工具之基礎。

6.1 結論

一、公路容量手冊新章「公路隧道」之編訂

1. 本計畫利用高公局所提供的偵測器資料，探討國道 3 號公路里程 64K 以北隧道之車流特性，然後整合國道 3 號及 5 號公路有關隧道車流的資料，編訂一臺灣公路容量手冊新章「公路隧道」。此新章列於本報告之附錄 D。
2. 國道 3 號公路 64K 以北的旅次一般屬工作性，平常日及假日交通量均很大，國道 5 號公路的旅次則屬休閒性，平常日的交通量明顯較小，假日期間則交通量大且常造成壅塞。國道 3 號公路隧道都在 2 公里以下，國道 5 號公路隧道的石碇隧道、彭山隧道及雪山隧道長 2.72 公里、3.81 公里及 12.95 公里。經彙整 100 年國 5 的研究以及 101 年國 3 的研究，其自由速率與隧道內各車道之容量關係如表 6.1 及表 6.2 所示。

表 6.1 國 5 公路隧道（長度>2 公里）容量(估計值小車/小時/車道)

隧道 類型	車道	自由速率（公里/小時）				
		90	85	80	75	70
1	內	1,360	1,325	1,240	1,150	1,020
	外	1,300	1,260	1,200	1,100	900
2	內	1,540	1,460	1,350	1,250	1,100
	外	1,425	1,375	1,350	1,250	1,100

3	內	1,650	1,520	1,400	1,300	—
	外	1,520	1,475	1,400	1,300	—
4	內	1,620	1,530	1,480	1,460	—
	外	1,620	1,500	1,380	1,260	—
5	內	1,520	1,500	1,425	1,400	—
	外	1,500	1,500	1,425	1,400	—
6	內	1,500	1,480	1,400	1,350	—
	外	1,480	1,420	1,370	1,330	—

表 6.2 國 3 公路隧道（長度<2 公里）容量估計值(小車/小時/車道)

隧道 類型	車道	自由速率（公里/小時）					
		110	105	100	95	90	85
1	1	—	1,900	1,800	1,750	—	—
	2	—	—	1,750	1,700	1,650	1,600
	3	—	—	—	1,700	1,600	1,500
2	1	2,000	2,000	2,000	—	—	—
	2	—	—	1,800	1,750	1,700	1,650
	3	—	—	1,800	1,700	1,650	1,600
3	1	2,000	1,950	—	—	—	—
	2	—	1,900	1,780	—	—	—
	3	—	—	1,780	1,700	—	—
	4	—	—	—	1,680	1,400	—

平均自由速率達 90 公里/小時之情況下，國道 5 號公路隧道內車道之容量在 1,360 與 1,650 小車/小時/車道之範圍。國道 3 號公路隧道內車道的自由速率很少低於 95 公里/小時。這公路之隧道的自由速率為 90 公里/小時之情況下，在單向有 3 車道之最外側 2 車道的容量在 1,650 及 1,700 小車/小時/車道之間。自由速率越高，容量越大。但國道 5 號公路之自由速率超過 85 公里/小時之後，容量的增加值很有限，國道 3 號公路之自由速率超過 100~105 公里/小時之後，容量也停止增加，或增加很有限。

3.公路隧道上、下游狀況及交通管制狀況常不一樣。雖然長隧道有比短隧道有較低容量之情形，但短隧道的容量不一定比長隧道

高，因此隧道長度對容量的影響尚未能斷論。

二、「市區地下道」之修訂

1. 2011 臺灣公路容量手冊第十章，沿用美國 TRB 容量手冊分析非阻斷性車流的方法，來分析市區地下道。臺灣市區地下道通常是在兩號誌化路口之間的坡度路段，其交通作業特性雖然受其幾何設計的影響，但也影響下游號誌化路口停等車疏解率。
2. 本計畫在臺北都會區蒐集地下道下游號誌化路口停等車疏解特性的資料，然後建立估計地下道下游車道容量的方法，並且修訂容量手冊第十章。此章之修訂版列於本報告之附錄 E。
3. 一般而言，因市區地下道的存在，而在下游號誌化路口所造成的上坡，對停等車疏解率有顯著的負面影響。本計畫建議的坡度調整因素，請參見附錄 E。

三、坡度研究及坡度模擬模式之雛形

1. 臺灣公路容量手冊缺乏可靠資料以供分析、規劃及設計坡度路段之參考。因此，需建立一有關不同類型公路（如高速公路、雙車道公路等）坡度路段車流特性的資料庫。本報告第四章提供一資料蒐集的方案，讓本所推展後續工作之參考。
2. 臺灣在發展分析公路坡度路段的工作面臨沒有模擬模式可用來協助了解幾何設計、交通控制、車流狀況及交通作業績效之間的關係之一難題。為了解決這問題，本計畫建立一模擬坡度路段車流之模式的雛形。此模式之邏輯須用將來本所提供之現場資料改良並測試，然後整合成應用軟體。

6.2 建議

1. 如未來欲擴展對公路隧道的研究，則可將其中一重點放在了解隧道上、下游進口匝道及出口匝道與主線交接處車流的特性。這工作的結果不僅可用來建立容量及服務水準的分析，也可用來發展

交通控制策略。另一重點是國道 3 號及 5 號公路之外公路隧道之車流特性，但是除非一隧道有經常性塞車狀況，則不宜將資源用在現場資料的調查。因為調查結果對於建立容量分析方法或交通控制策略沒有大幫助。

2. 市區地下道之設置對下游號誌化路口之容量可能有顯著影響。將來宜考慮在臺北都會區以外的市區地下道蒐集車流特性資料，以協助訂定地下道設置的原則。
3. 臺灣在發展服務水準方法及評估現存設施或替代設施的工作，受到沒有適合臺灣環境之多功能模擬模式之限制。建議可將 HTSS 模式改良後，與坡度路段模擬模式整合成一多功能模式。
4. 未來應以雙車道公路及坡度路段之容量研究為未來首要研究主題。

參考文獻

- 1.交通部運輸研究所，「2001年臺灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，民國90年3月。
- 2.交通部運輸研究所，「臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）」，94-78-1221，民國94年5月。
- 3.交通部運輸研究所，「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究（2/2）」，96-113-1244，民國96年9月。
- 4.交通部運輸研究所，「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(2/3)」，99-95-1275，民國99年7月。
- 5.交通部運輸研究所，「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(3/3)」，99-113-1282，民國99年11月。
- 6.交通部運輸研究所，「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3)」，97-94-1248，民國97年7月。
- 7.交通運輸研究所，「2011臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，民國100年10月。
- 8.交通部運輸研究所，「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，民國100年5月。
- 9.交通部運輸研究所，「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(2/3)」(期末報告初稿)，民國100年11月。
10. Van Valkenburg, G. W., and H. L. Michael. Criteria for No-Passing Zones. *Highway Research Record* 377, HRB, National Research Council, Washington, DC, 1971, pp. 1–19.
11. Weaver, G. D., and J. C. Glennon. Design and Striping for Safe Passing Operations. *Highway Research Record* 388, HRB, National Research Council, Washington, DC, 1972, pp. 36–39.
12. Harwood, D. W., and J. C. Glennon. Framework for Design and Operation of Passing Zones on Two-Lane Highways. *Transportation Research Record* 601, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1976, pp. 45–50.
13. Lieberman, E. B. Model for Calculating Safe Passing Sight Distance on Two-Lane Rural Roads. *Transportation Research Record* 869, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1982, pp. 70–76.
14. Saito, M. Evaluation of the Adequacy of the MUTCD Minimum

- Passing Sight Distance Requirement for Aborting the Passing Maneuver. *ITE Journal*, Vol. 54, No. 1, 1984, pp. 18–22.
15. Ohene, F. A., and S. A. Ardekani. Minimum Passing Sight Distance for Completing or Aborting the Passing Maneuver. *ITE Journal*, Vol. 58 No. 7, 1988, pp. 29–33.
 16. Glennon, J. C. New and Improved Model of Passing Sight Distance on Two-Lane Highways. *Transportation Research Record 1195*, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1998, pp. 59–69.
 17. Harwood, D. W., and J. C. Glennon. Passing Sight Distance Design for Passenger Cars and Trucks. *Transportation Research Record 1208*, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1989, pp. 59–69.
 18. Rilett, L. R., B. G. Hutchinson, and M. Whitney. Mechanics of the Passing Maneuver and the Impact of Large Trucks. *Transportation Research Part A*, Vol. 24A, No. 2, 1990, pp. 121–128.
 19. Forbes, G. J. The Origin of Minimum Passing Sight Distances for No-Passing Zones. *ITE Journal*, Vol. 60, No. 2, 1990, pp. 20–24.
 20. Hassan, Y., S. M. Easa, and A. O. Abd El Halim. Passing Sight Distance on Two-Lane Highways: Review and Revision. *Transportation Research Part A*, Vol. 30, No. 6, 1996, pp. 453–469.
 21. Wang, Y., and M. P. Cartmell. New Model for Passing Sight Distance on Two-Lane Highways. *ASCE Journal of Transportation Engineering*, Vol. 124, No. 6, November/December 1998, pp. 536–545.
 22. *NCHRP Report 605*, Passing Sight Distance Criteria. Transportation Research Board of the National Academies, 2008.
 23. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 5th edition. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2004.
 24. Harwood, D. W., D. B. Fambro, B. Fishburn, A. Joubert, R. Lamm, and B. Psarianos. *Transportation Research Circular E-003: International Sight Distance Design Practices*. TRB, National Research Council, Washington, DC, 1998.
 25. Proudlove, J. A. Comparison of International Practices in the Use of No-Passing Controls. *Transportation Research Record 1280*, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1990, pp. 173–180.

26. Llorca, C., and A. Garcia. Evaluation of Passing Process on Two-Lane Rural Highway in Spain Using New Methodology Based on Video Data. *Transportation Research Board 90th Annual Meeting Compendium of Papers DVD*, 2011.
27. Romana, M. G. Passing Activity on Two-Lane Highways in Spain. In *Transportation Research Record: J. of Transportation research board*, No. 1678, National Research Council, 1999, pp.90-95.
28. Bar-Gera, H., and D. Shinar. The Tendency of Drivers to Pass Other Vehicles. *Transportation Research*, Part F, Vol. 8, 2005, pp.429-439.
29. Pollatschek, M. A., and A. Polus, A. Modeling Impatience of Drivers in Passing Maneuvers. *International Symposium on Transportation and Traffic Theory*, 2005.
30. Farah, H., S. Bekhor, A. Polus, and T. Toledo, A model for Passing Decisions on Two-Lane Rural Highways. *TRB 87th Annual Meeting Compendium of Papers DVD*, Transportation Research Board, 2008.
31. Special Report 209, *Highway capacity Manual*, 3rd Ed., Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1985.
32. Guell, D. L., and Virkler, M. R., Capacity Analysis of Two-Lane Highways. *Transportation Research Record 1194*, Transportation Research Board, National Research Council, 1988, pp. 199-205.
33. Luttinen, R. T. Statistical Properties of Vehicle Time Headways. *Transportation Research Record 1365*, Transportation Research Board, National Research Council, 1992, pp. 92-98.
34. Al-Kaisy, A., and C. Durbin. Platooning on Two-Lane Two-Way Highways: An Empirical Investigation. *J. of Advanced Transportation*, Vol. 43, Issue 1, 2009, pp. 71-86.
35. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research council, 2000.
36. *HCM 2010 Highway Capacity Manual*, Volume 1: concepts, Volume 2: Uninterrupted flow, and Volume 3: interrupted Flow, TRB of the National Academies, Washington, 2010.
37. Luttinen, R. T. Percent Time-Spent-Following as Performance Measure for Two-Lane Highways. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1776, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2001, pp. 52–59.

38. Dixon, M. P., S. S. K. Sarepali, and K. A. Young. Field Evaluation of Highway Capacity Manual 2000 Analysis Procedures for Two-Lane Highways. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1802, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2002, pp. 125–132.
39. Van As, C. *The Development of an Analysis Method for the Determination of Level of Service on Two-Lane Undivided Highways in South Africa*. Project Summary. South African National Roads Agency, Limited, Pretoria, 2003.
40. Catbagan, J. L. Evaluation of Performance Measures for two-Lane Expressway in Japan.” *Transportation Research Record: J. of Transportation research Board*, No. 1988, 2006, pp.111-118.
41. Romana, M. G., and I. Pérez. Measures of Effectiveness for Level-of-Service Assessment of Two-Lane Roads: An Alternative Proposal Using a Threshold Speed. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp. 56–62.
42. Morrall, J. F., and A. Werner. Measuring Level of Service of Two-Lane Highways by Overtakings. In *Transportation Research Record 1287*, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1990, pp. 62–69.
43. Al-Kaisy, and S. Karjala, Indicators of Performance on Two-Lane Rural Highways: Empirical Investigation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2071, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2008, pp. 87–97.
44. *Modeling Performance Indicators on Two-Lane Rural Highways: The Oregon Experience*. Facility Analysis and Simulation Team, Transportation Development Division, Oregon Department of Transportation, December 2010.
45. *FGSV: Handbuch fuer die Bemessung von Strassen (German Highway Capacity Manual)* HBS 2001, Forschungsgesellschaft fuer Strassen- und Verkehrswesen, Cologne, (www.fgsv-verlag.de), 2002 (revised edition: 2005).
46. Brilon, W., and F. Weiser. Two-Lane Rural Highways: The German

- Experience. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp. 38–47.
47. Brannolte, U., *Simulation program LASI*. Bauhaus-University of Weimar, 1996.
 48. St. John, A.D., and Harwood, D.W. *TWOPAS User's Guide, A User's Guide to TWOPAS - A Microscopic Computer Simulation Model of Traffic on Two-Lane, Two-Way Highways*. Performing Organization Report No. 7533-S(6), Washington, DC: Federal Highway Administration, 1986.
 49. Dixon, M., S. Haderlie, Sarepalli, S. S. K. *Using TWOPAS Simulation Model to Provide Design and Operations Information on the Performance of Idaho's Two-Lane Highways*. Final Report Submitted to Idaho Department of Transportation, 2003.
 50. *TSIS 6.2 – CORSIM*. Office of Operations Research, Development and Technology, FHWA, February 2010.
 51. Washburn, S. S., and J. Li., *Development of a Simulation Program for Two-Lane Highway Analysis*. Final Report, Center for Multimodal Solutions for Congestion Mitigation, University of Florida, Gainesville, Florida, 2010.
 52. Rakha, H., Lucic, I., Demarchi., S. H., Setti, J. R., and Van Aerde. M., *Vehicle Dynamic Model for Predicting Maximum Truck Acceleration Levels*. *J. of Transportation Engineering*, ASCE, Sep/Oct Vol. 127, No. 5., 2001, pp. 418-425.
 53. Brilon, W. and A. Bressler. *Traffic Flow on freeway Upgrades*. *Transportation Research Record No. 1883*, Transportation Research Board, 2004, pp. 112-121.
 54. *Heavy Vehicle Effects on Florida Freeways and Highways*. Research and Innovative Technology Administration, University Transportation Centers Program, Washington, D.C., 2011 (in progress).
 55. *Heavy Vehicle Adjustment Factors for High Percentages of Trucks*. Report Submitted to Research and Innovative Technology Administration, University Transportation Centers Program, Washington, D. C., 2010.
 56. *Traffic Engineering Handbook*, 5th Edition. Institute of Transportation Engineers, Washington, D. C., 2007.

57. Snare, M. C., Dynamic Model for Predicting Maximum and Typical Acceleration Rates of Passenger Vehicles. M. S. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, August 26, 2002.
58. 「能源消耗，汙染排放與運輸規劃作業關聯分析之研究(2/2)」，98-71-1257，交通部運輸研究所，2009年。
59. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(1/2)」，95-113-1235，交通部運輸研究所，2006年。
60. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(1/2)」，95-113-1235，交通部運輸研究所，2005年。
61. 「臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）」，94-78-1221，交通部運輸研究所，2004年。
62. Volvo (2012), [Http://www.VolVotrucks.com/sitecollectionDocuments](http://www.VolVotrucks.com/sitecollectionDocuments), Accessed June 18, 2012.
63. Fitch, J. W., *Motor Truck Engineering Handbook*, 4th Edition. Society of Automotive Engineers, Warrendale, Pa., 1994.
64. Garber, N. J., and Hoel, L. A., *Traffic & Highway Engineering*, 4th Edition. Cengage Learning, 2009.
65. Mannering, F. L., Washburn, S. S. and Kilareski, W. P., *Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis*, 4th Edition, John Wiley & Sons, Inc., 2009.
66. Noon, R. K., *Forensic Engineering Investigation*. CRC Press, 2002.

附錄 A 南下隧道車流之流率與速率關係

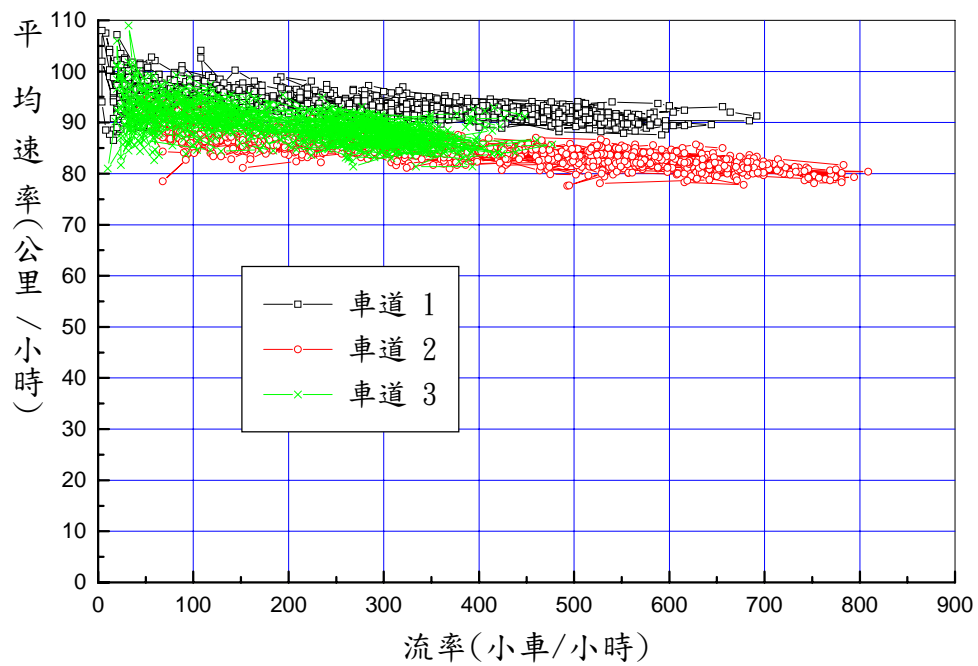


圖 A-1 基隆隧道內南向速率與流率關係

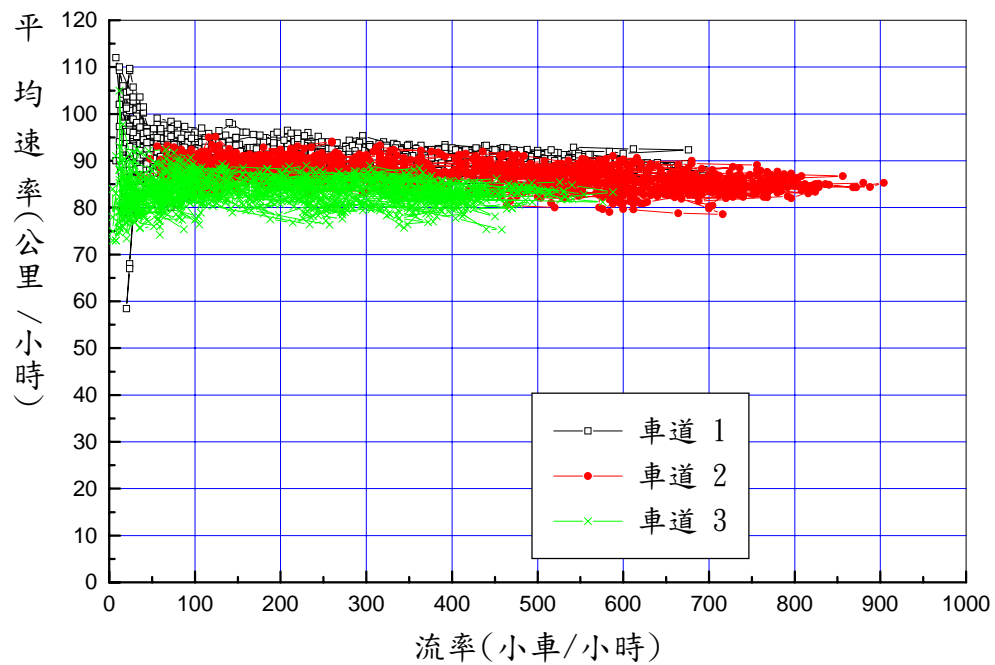


圖 A-2 七堵隧道內南向速率與流率關係

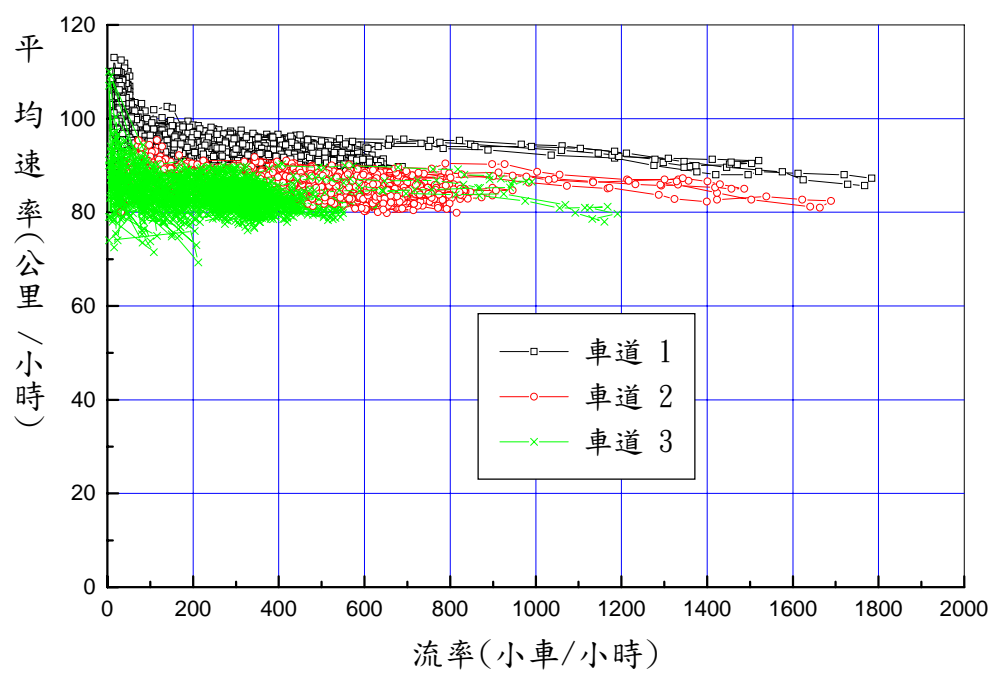


圖 A-3 汐止隧道內南向速率與流率關係

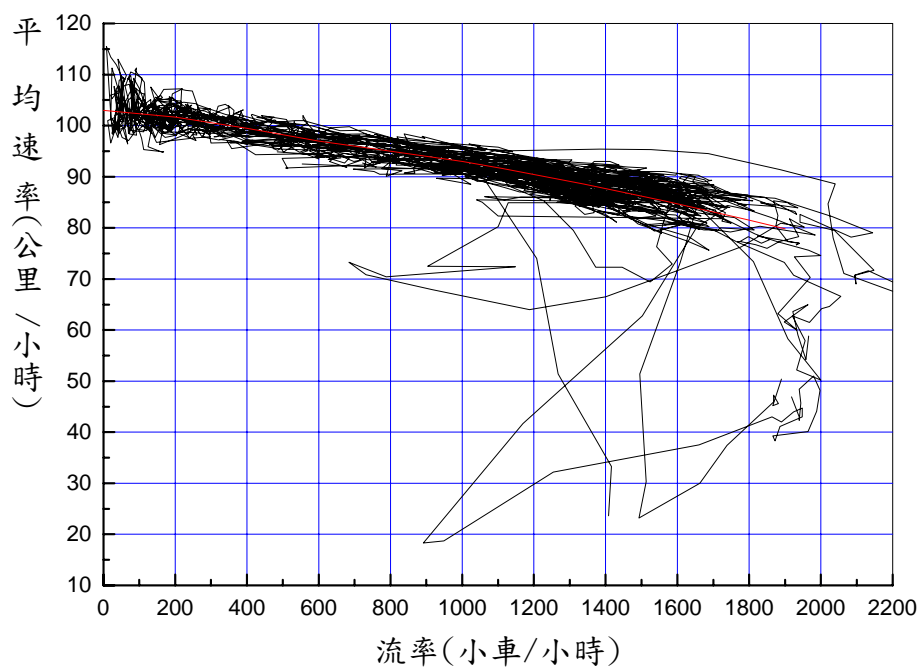


圖 A-4a 福德隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

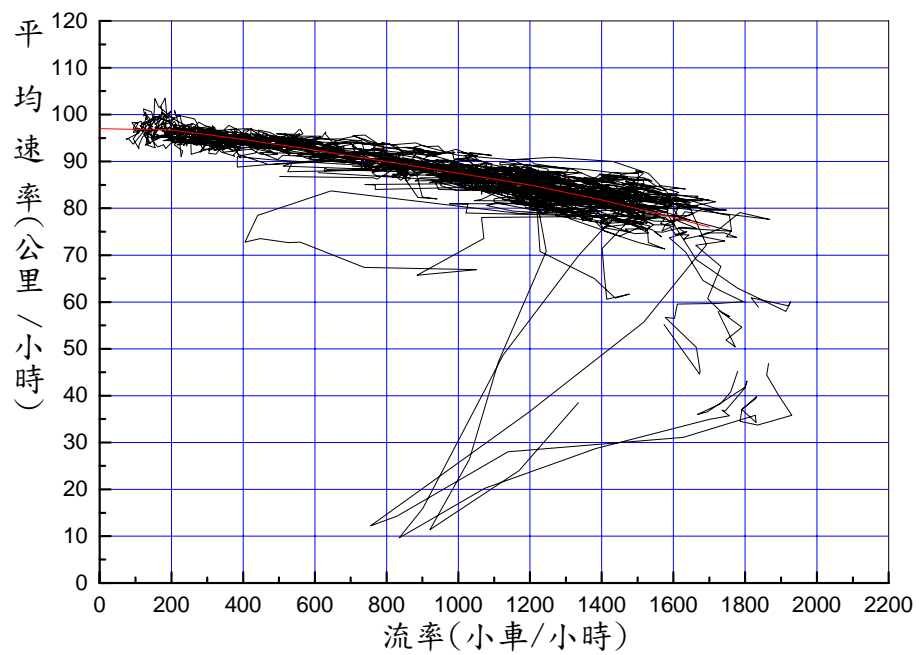


圖 A-4b 福德隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

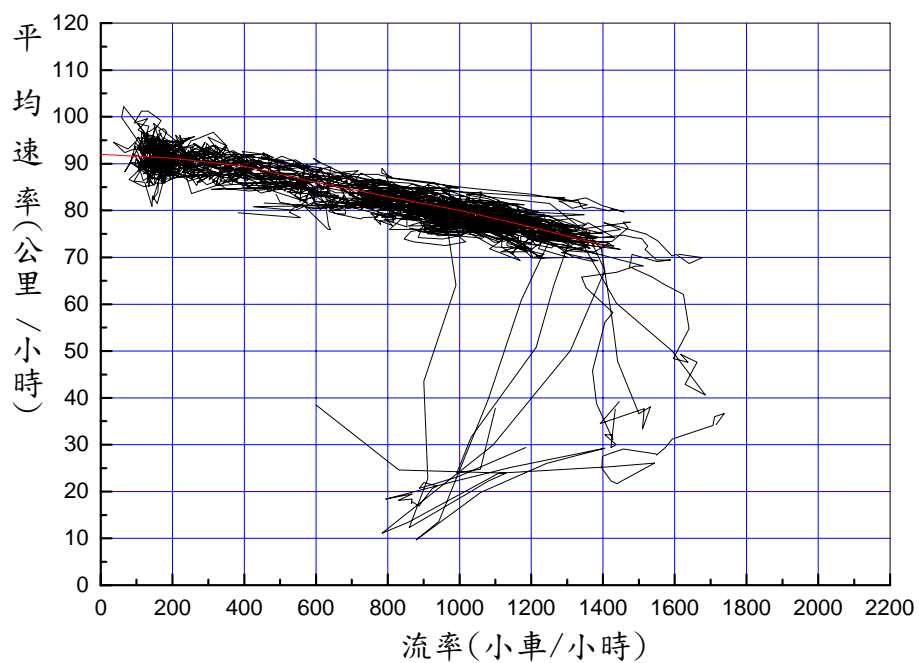


圖 A-4c 福德隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

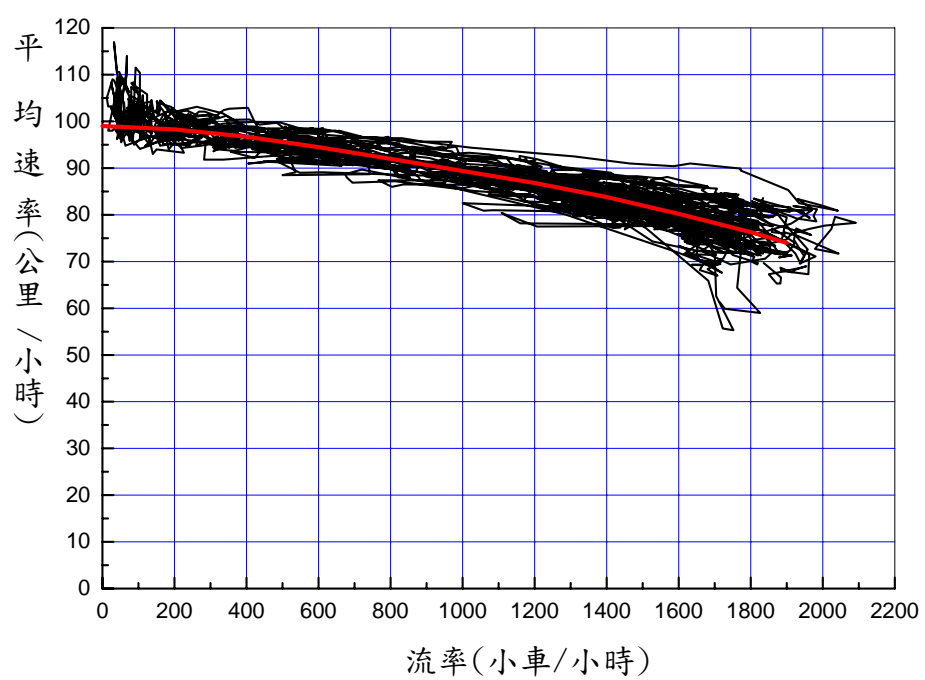


圖 A-5a 木柵隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

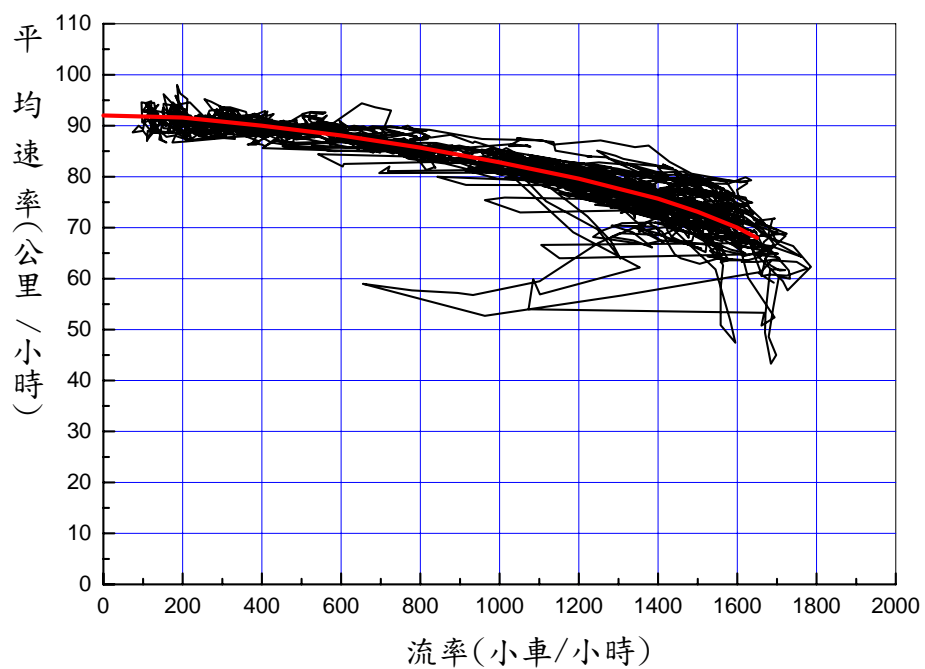


圖 A-5b 木柵隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

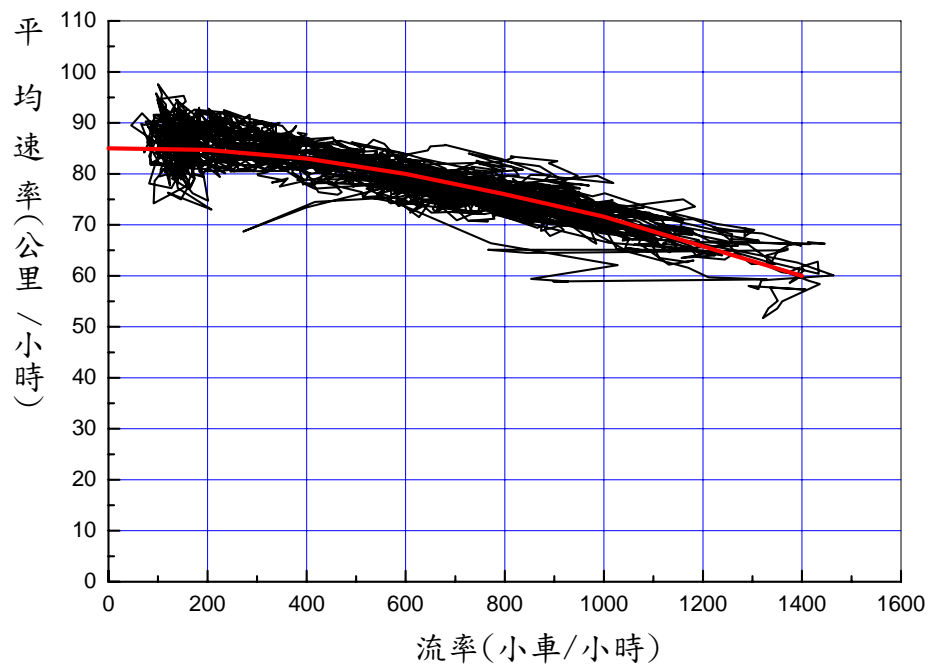


圖 A-5c 木柵隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

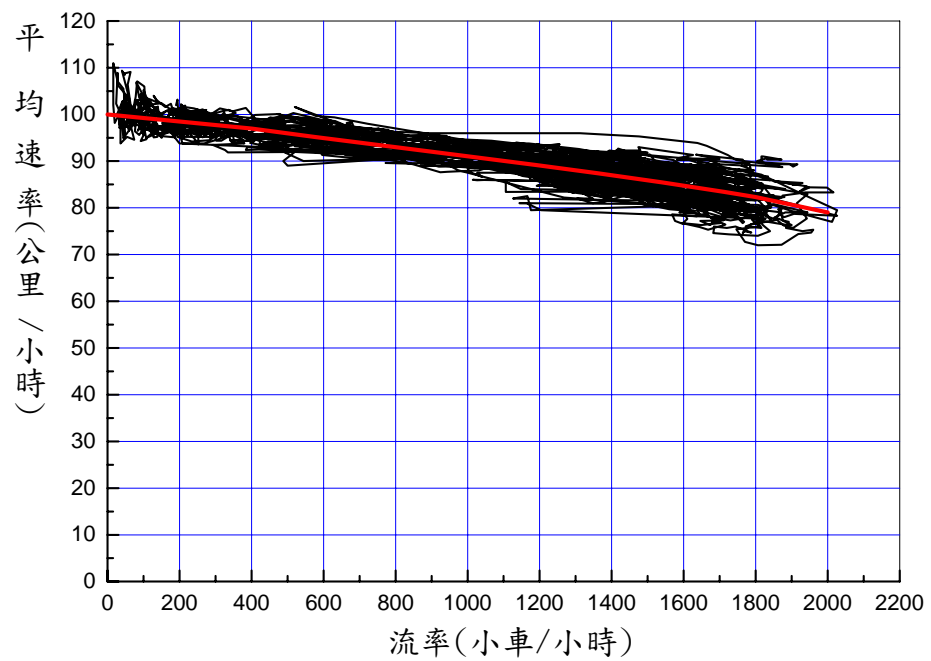


圖 A-6a 景美隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

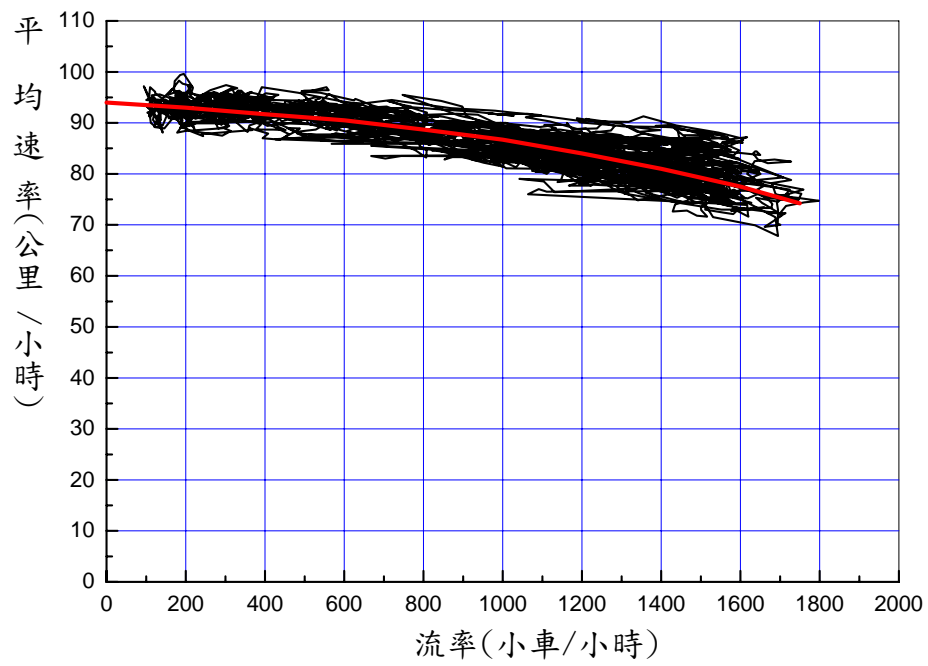


圖 A-6b 景美隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

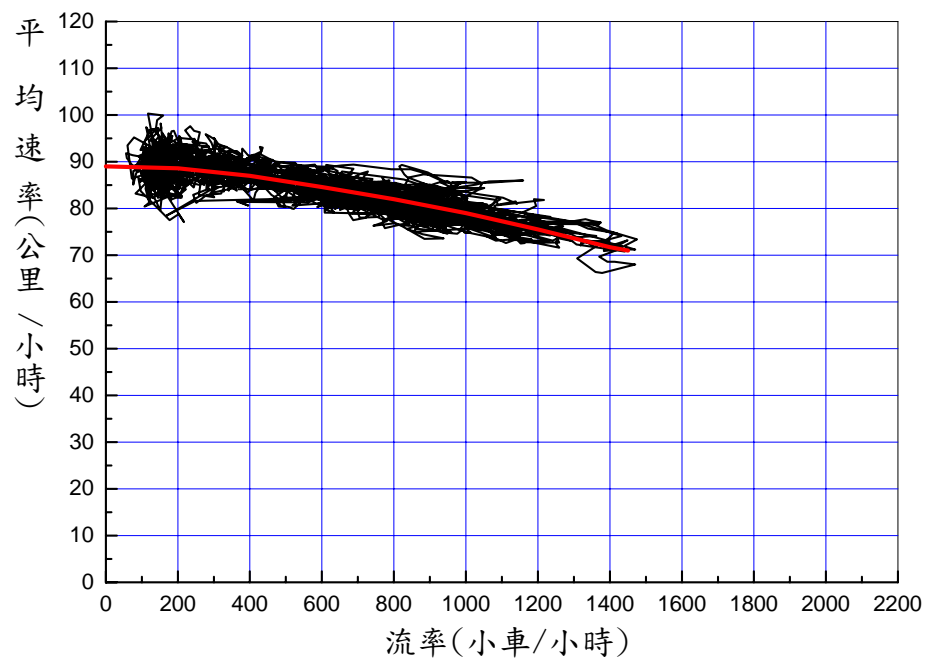


圖 A-6c 景美隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

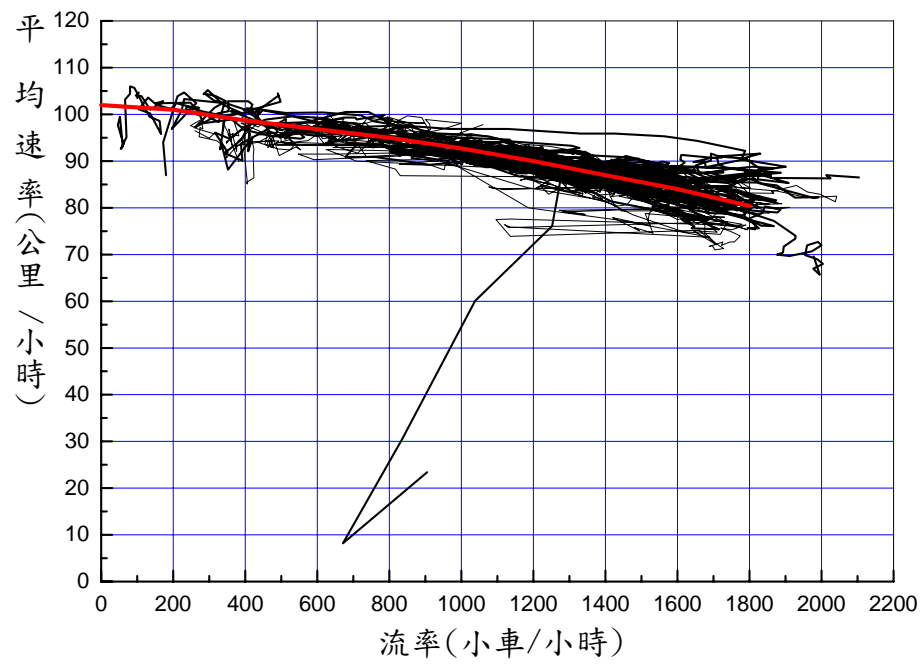


圖 A-7a 新店隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

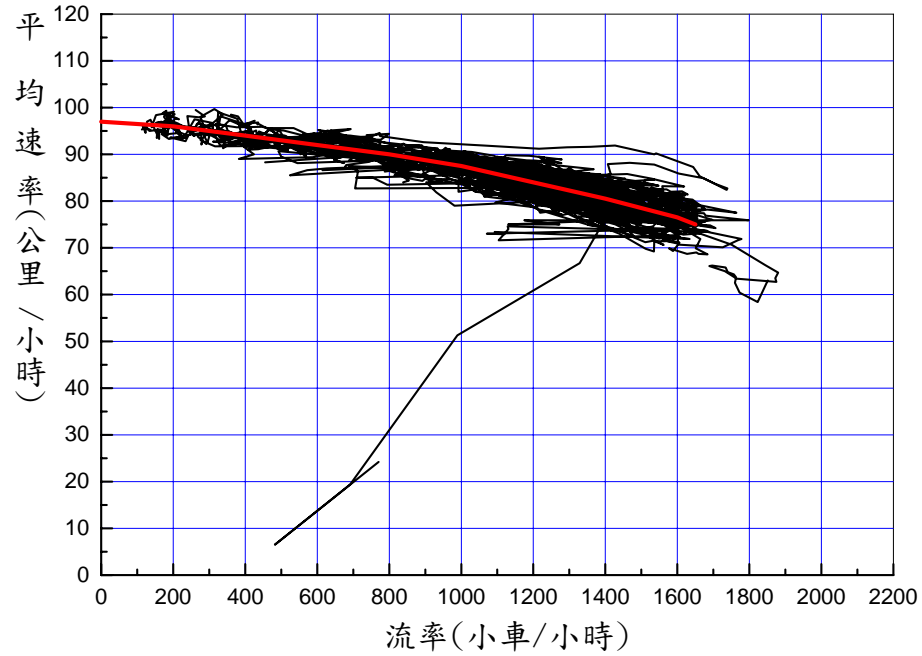


圖 A-7b 新店隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

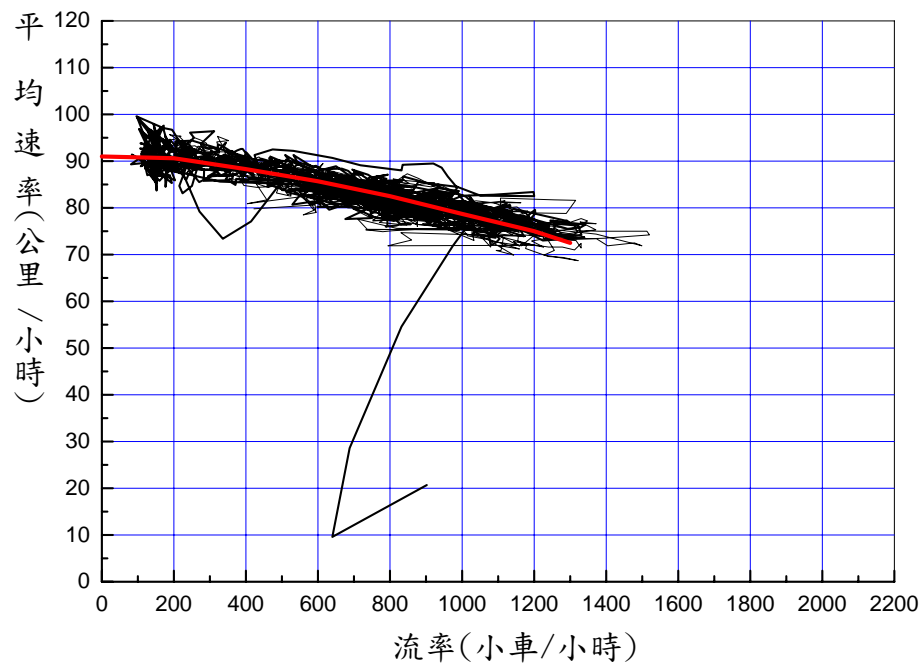


圖 A-7c 新店隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

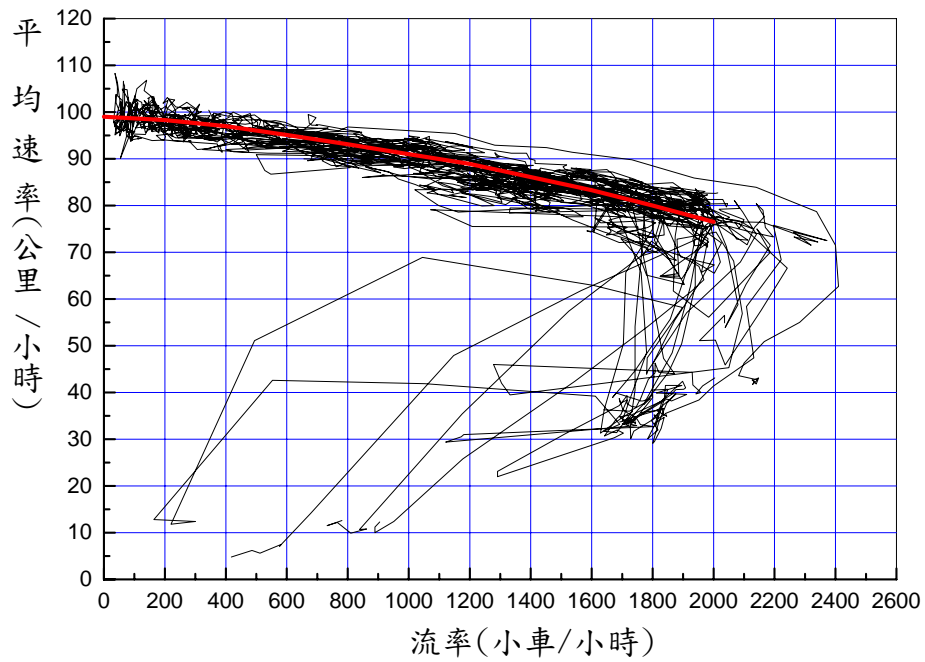


圖 A-8a 安坑隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

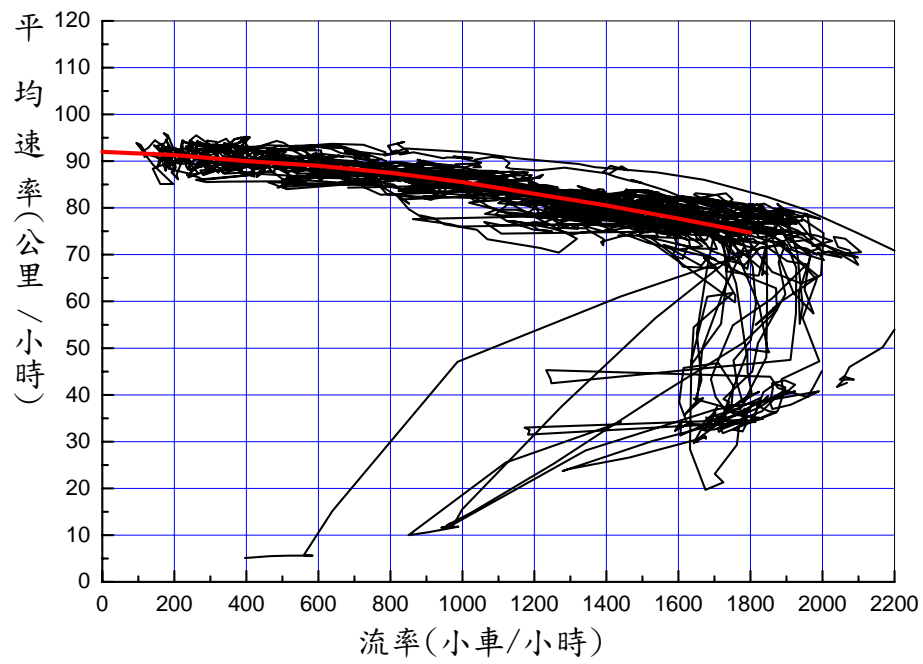


圖 A-8b 安坑隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

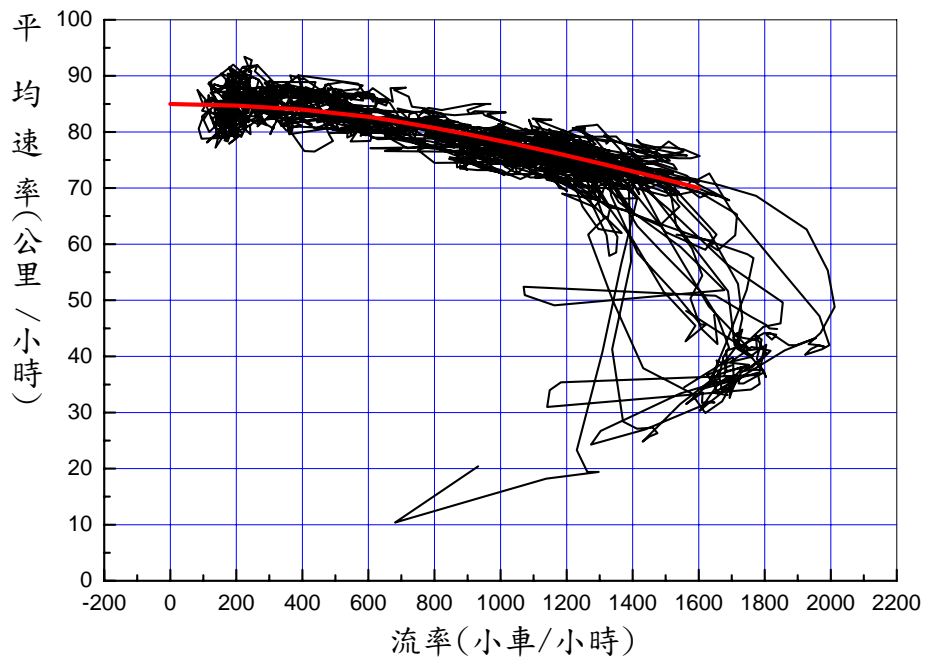


圖 A-8c 安坑隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

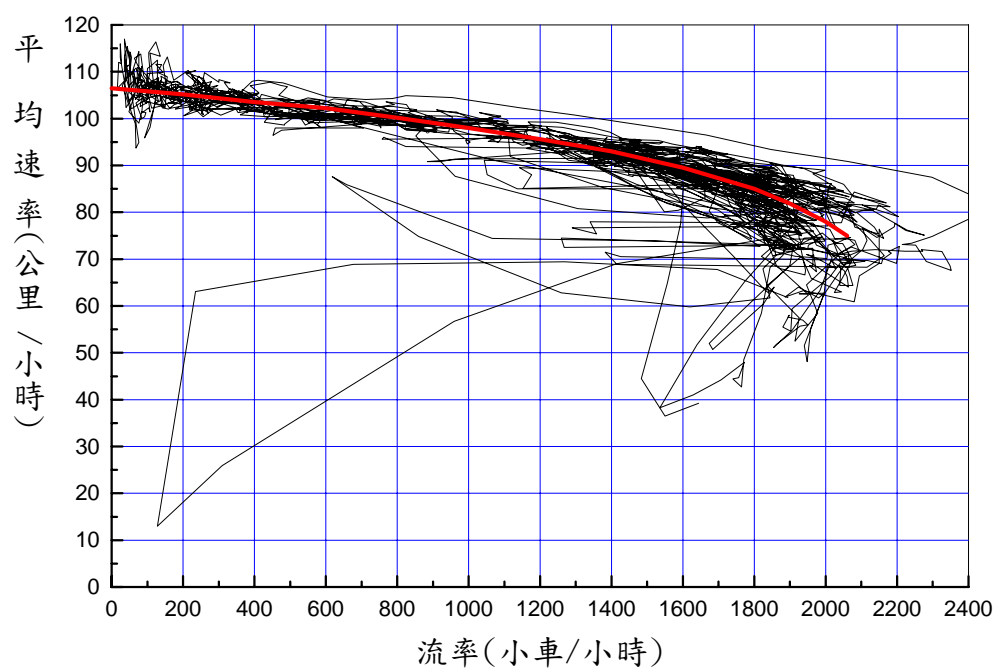


圖 A-9a 中和隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

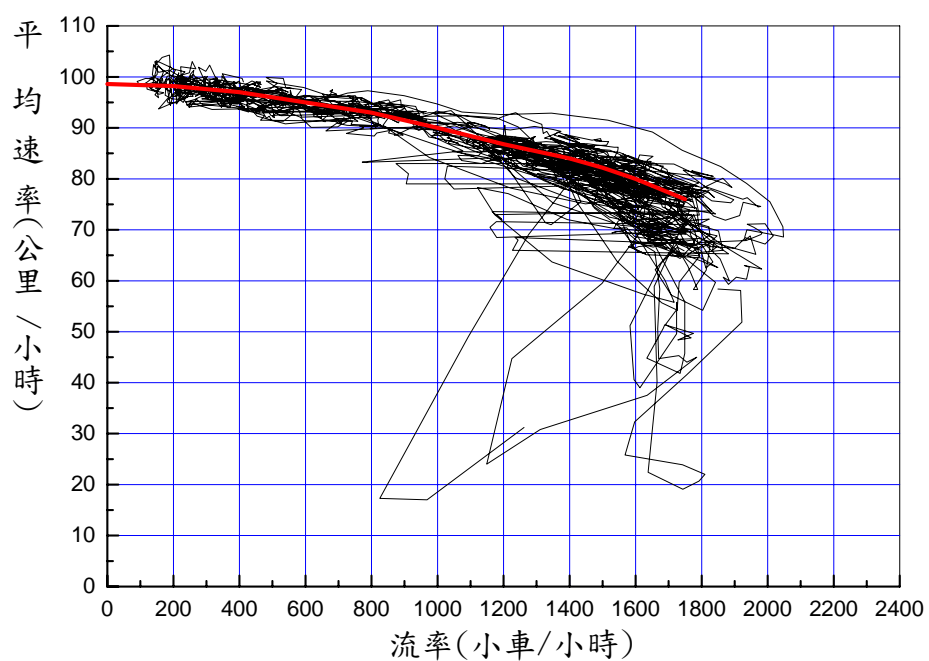


圖 A-9b 中和隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

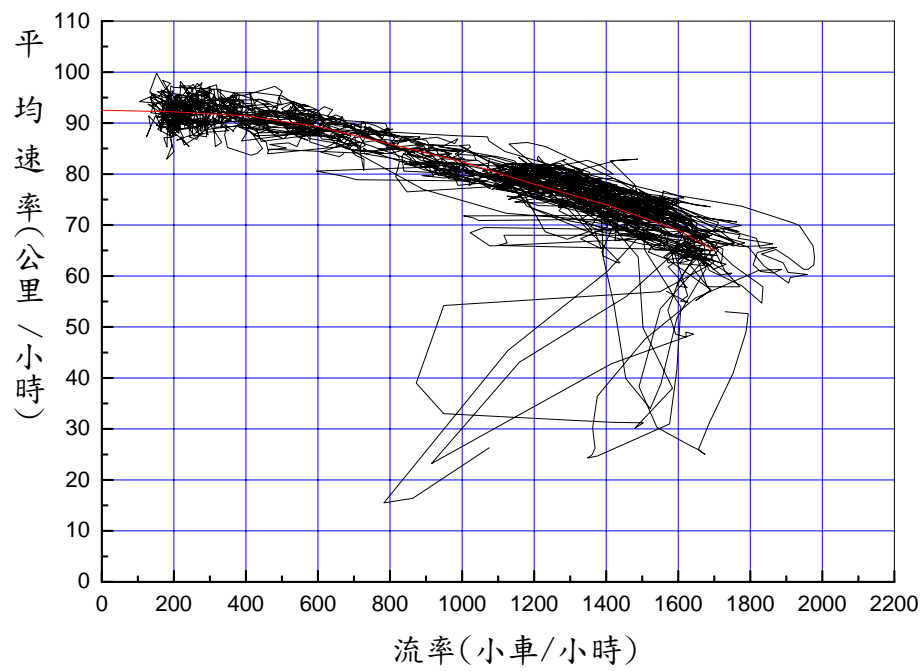


圖 A-9b 中和隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

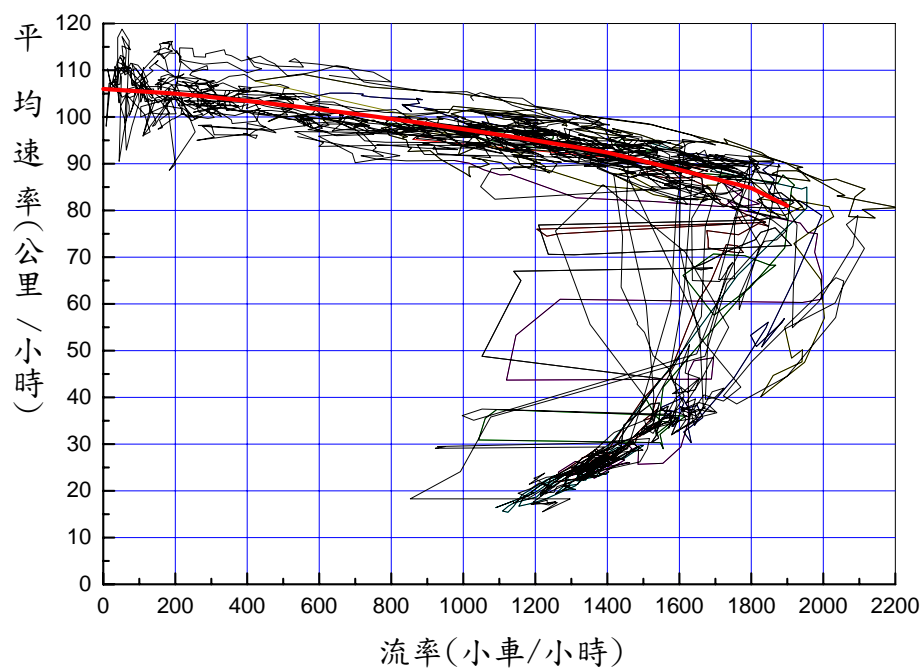


圖 A-10a 埔頂 I 隧道內南向第 1 車道速率與流率關係

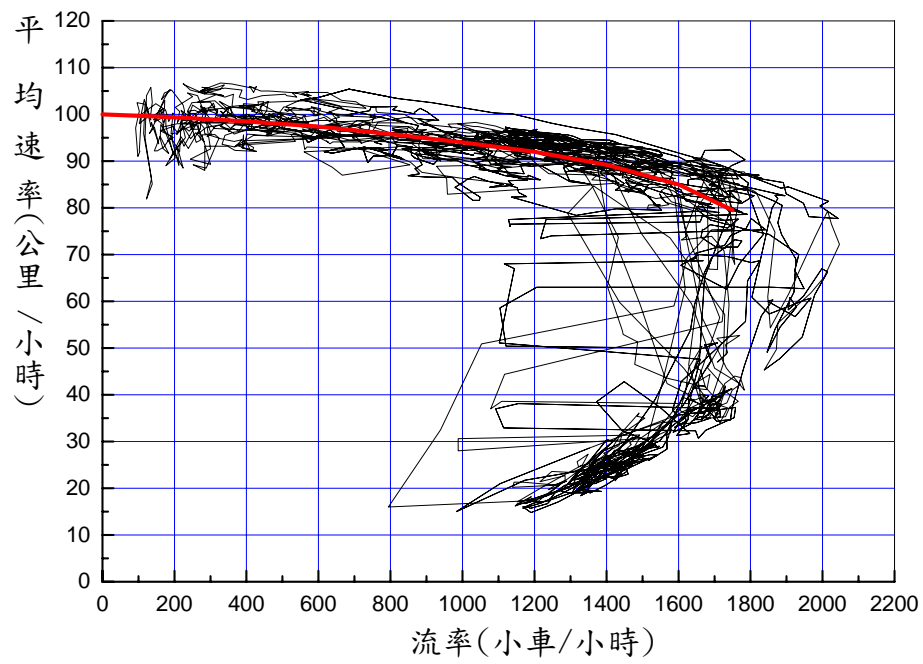


圖 A-10b 埔頂 I 隧道內南向第 2 車道速率與流率關係

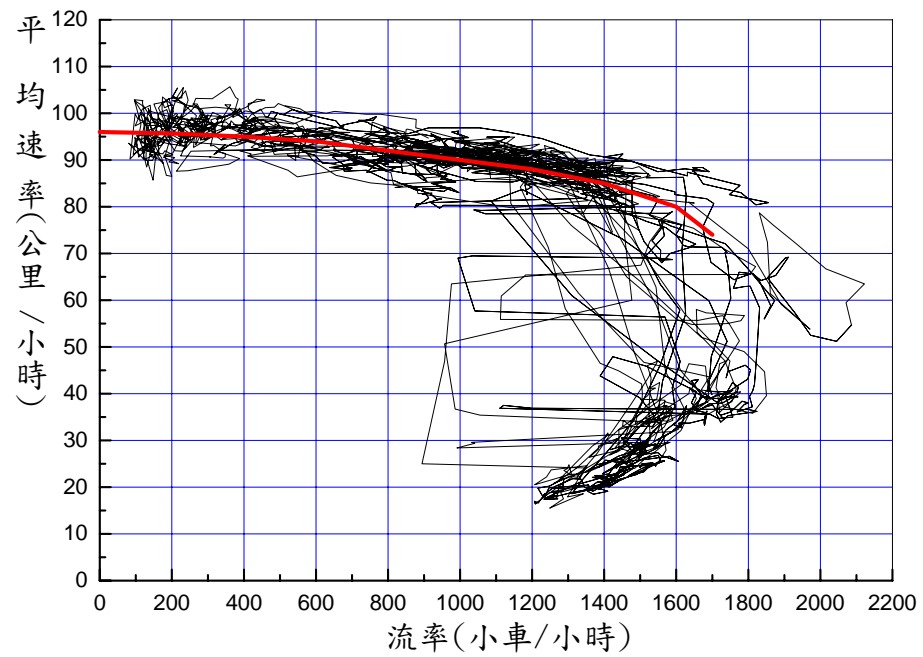


圖 A-10c 埔頂 I 隧道內南向第 3 車道速率與流率關係

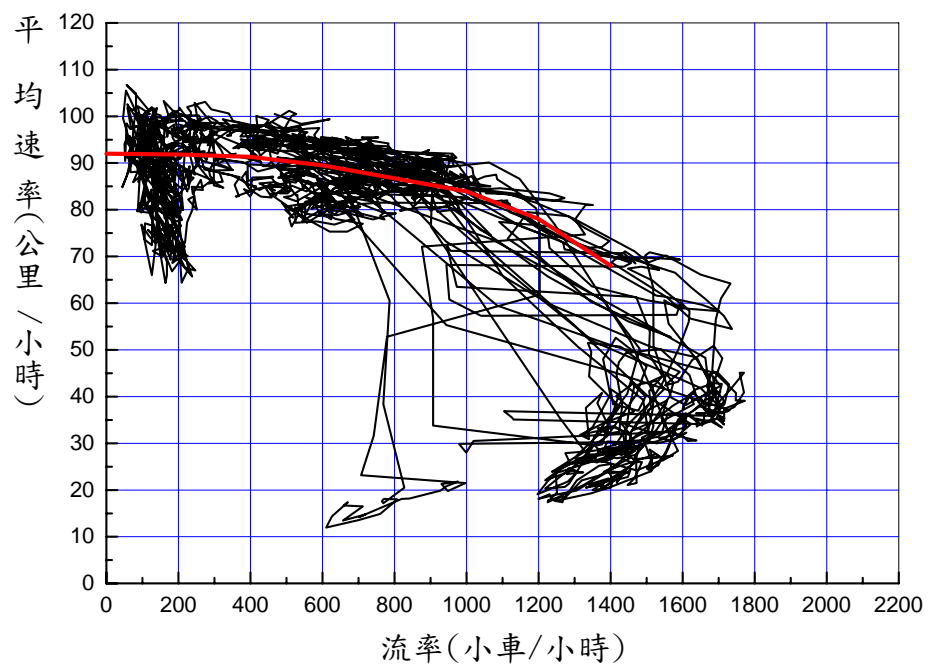


圖 A-10d 埔頂 I 隧道內南向第 4 車道速率與流率關係

附錄 B 北上隧道車流之流率與速率關係

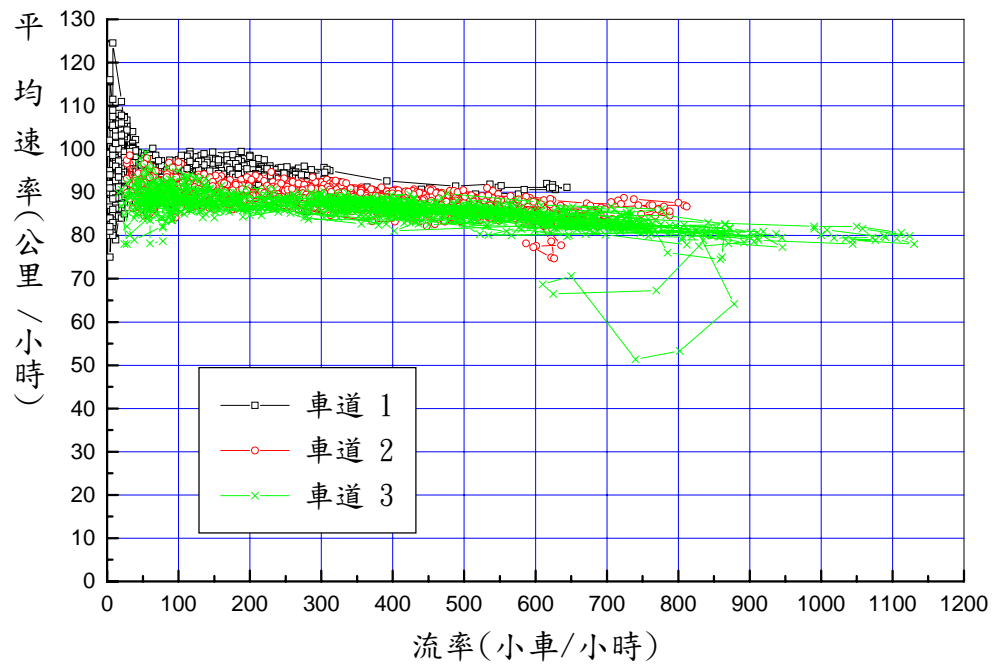


圖 B-1 基隆隧道內北向速率與流率關係

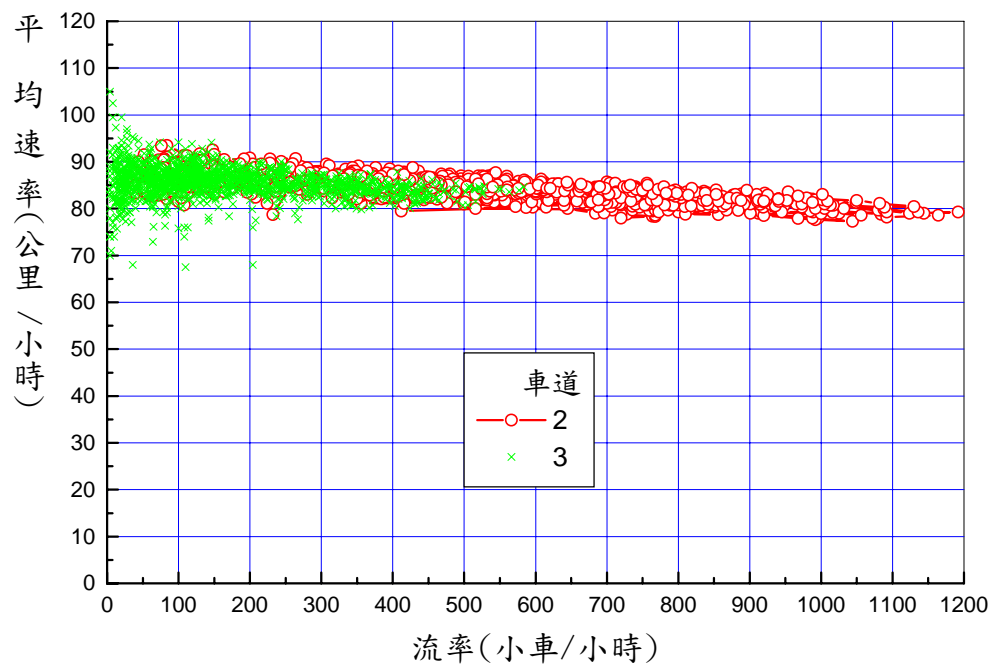


圖 B-2 七堵隧道內北向速率與流率關係

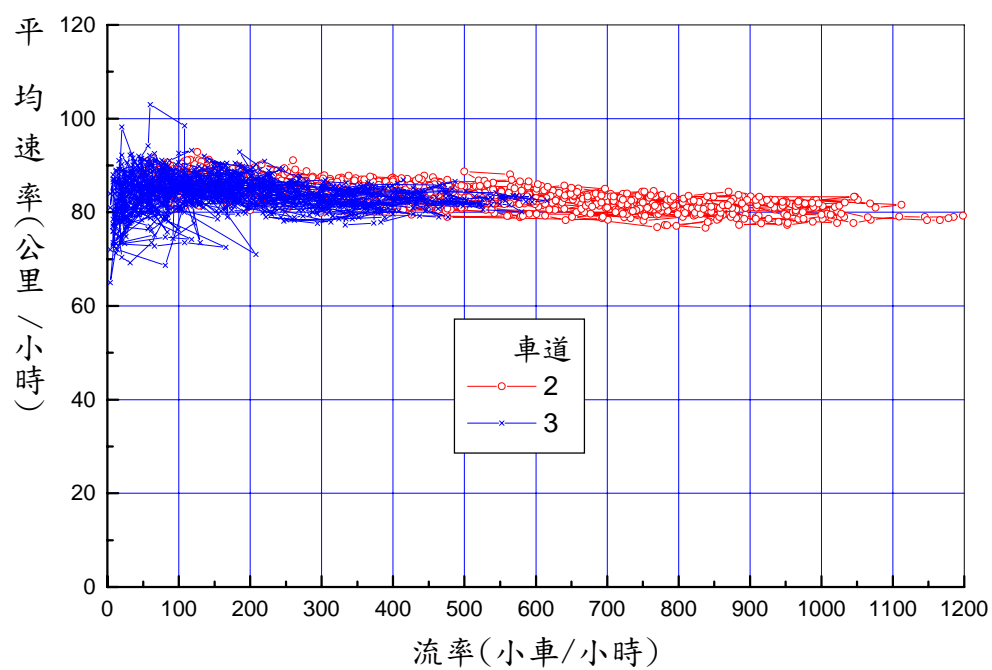


圖 B-3 汐止隧道內北向速率與流率關係

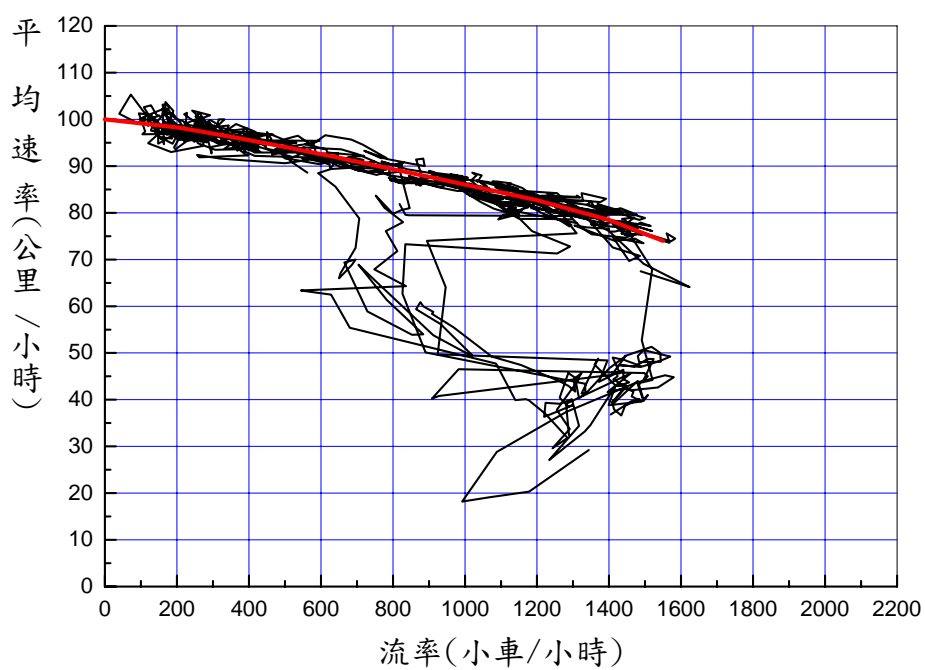


圖 B-4a 福德隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

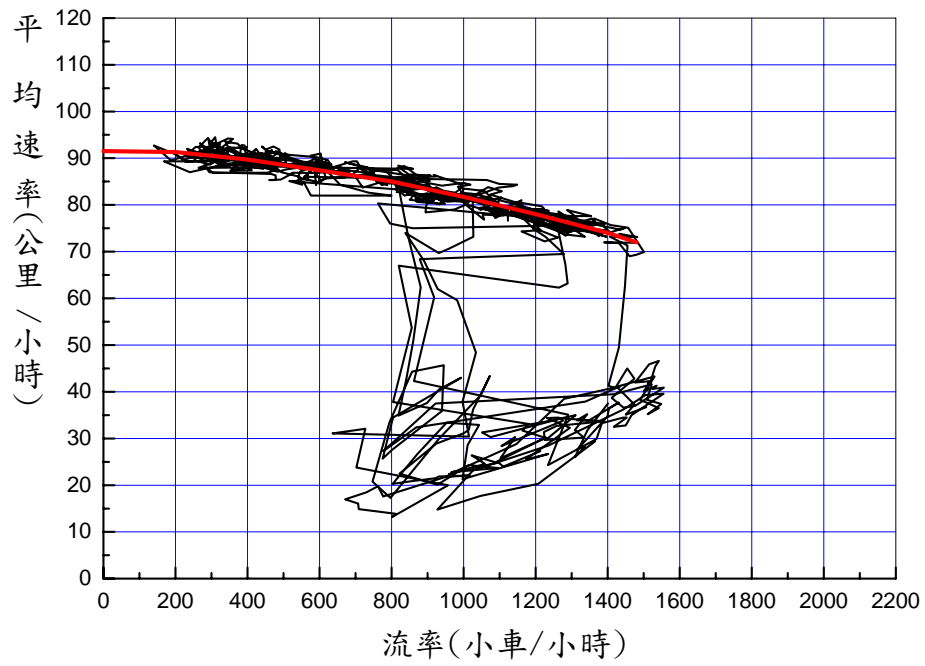


圖 B-4b 福德隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

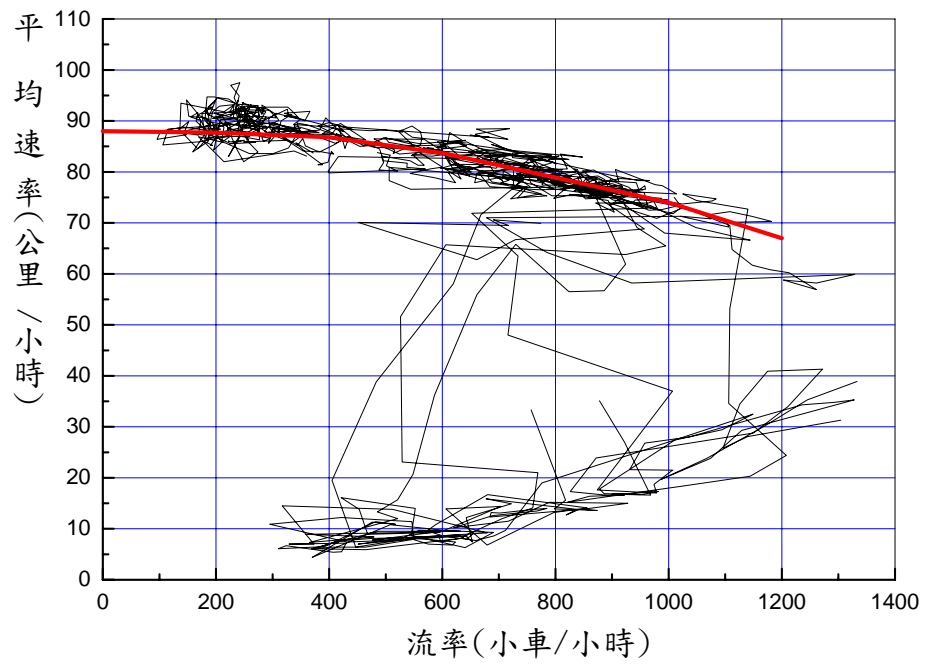


圖 B-4c 福德隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

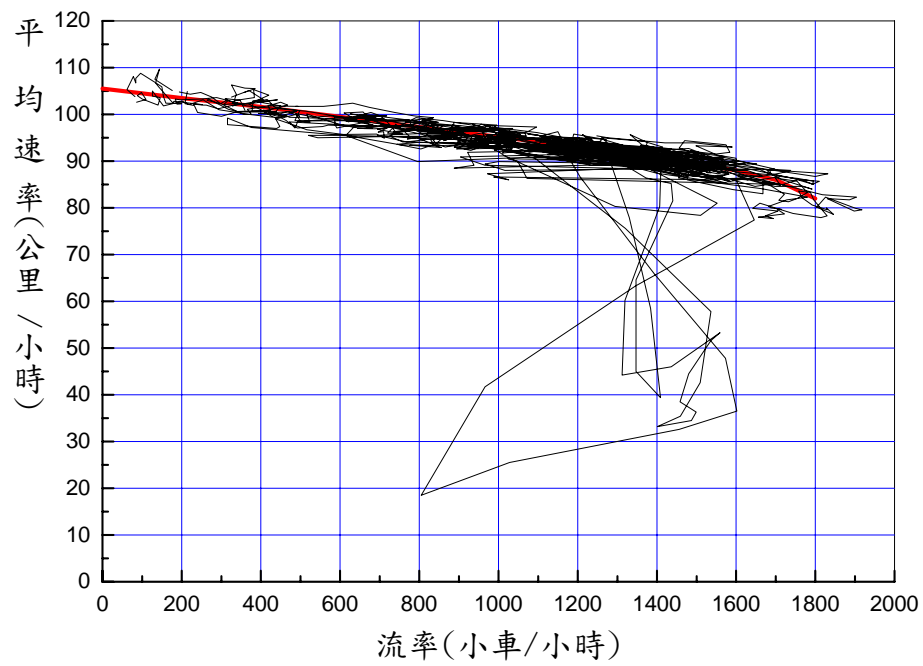


圖 B-5a 木柵隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

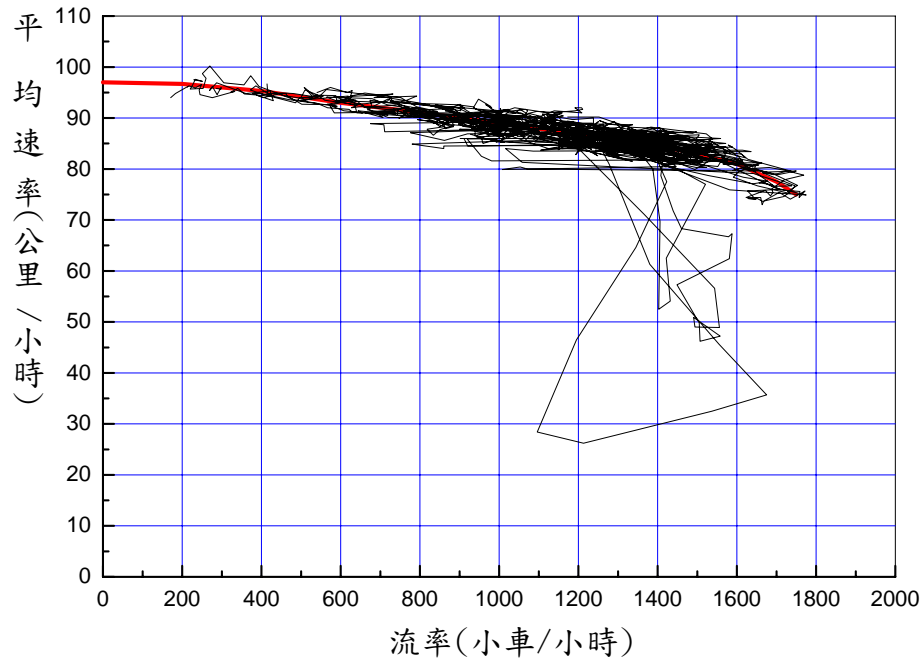


圖 B-5b 木柵隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

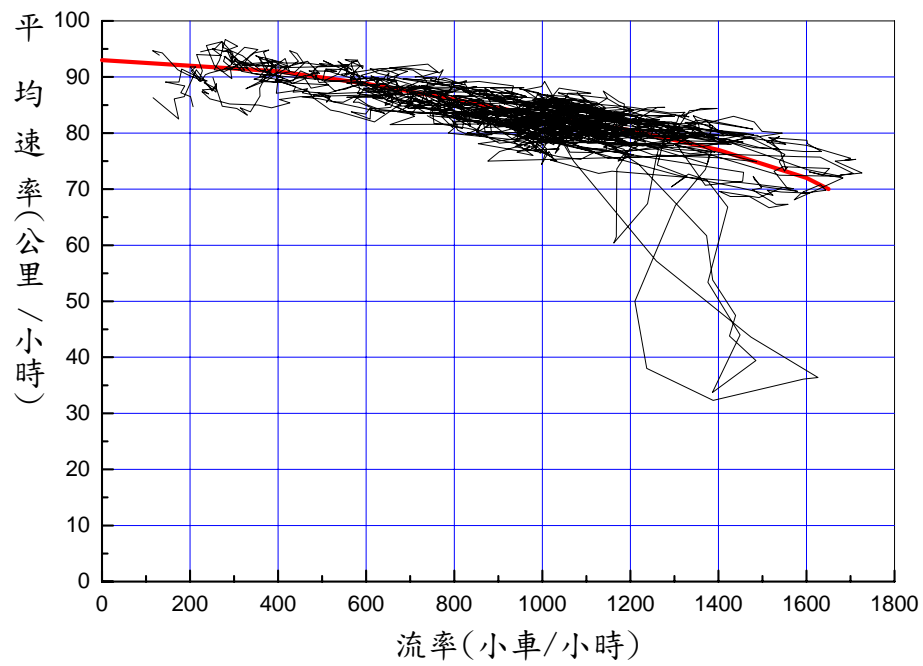


圖 B-5c 木柵隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

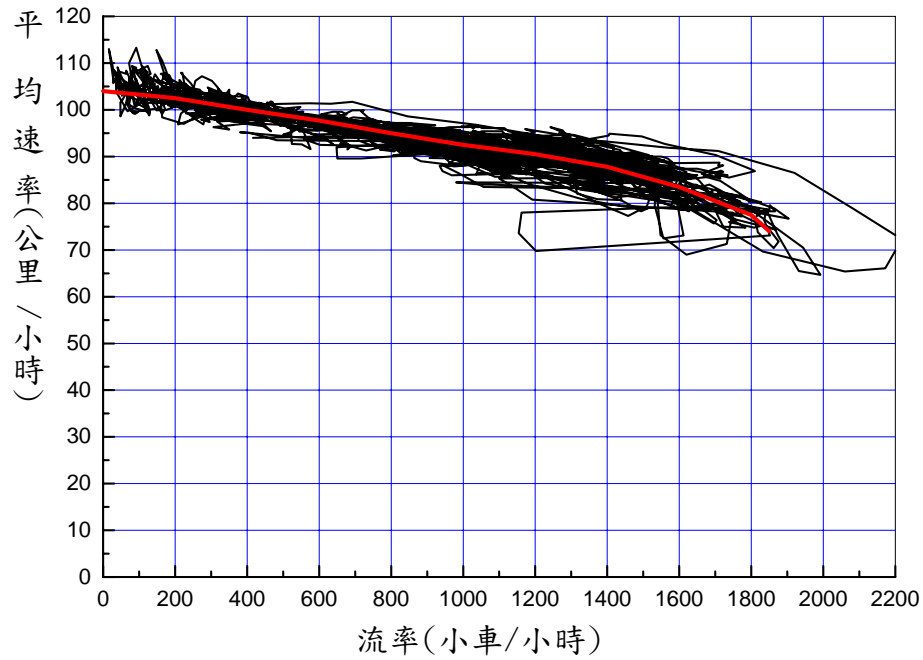


圖 B-6a 新店隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

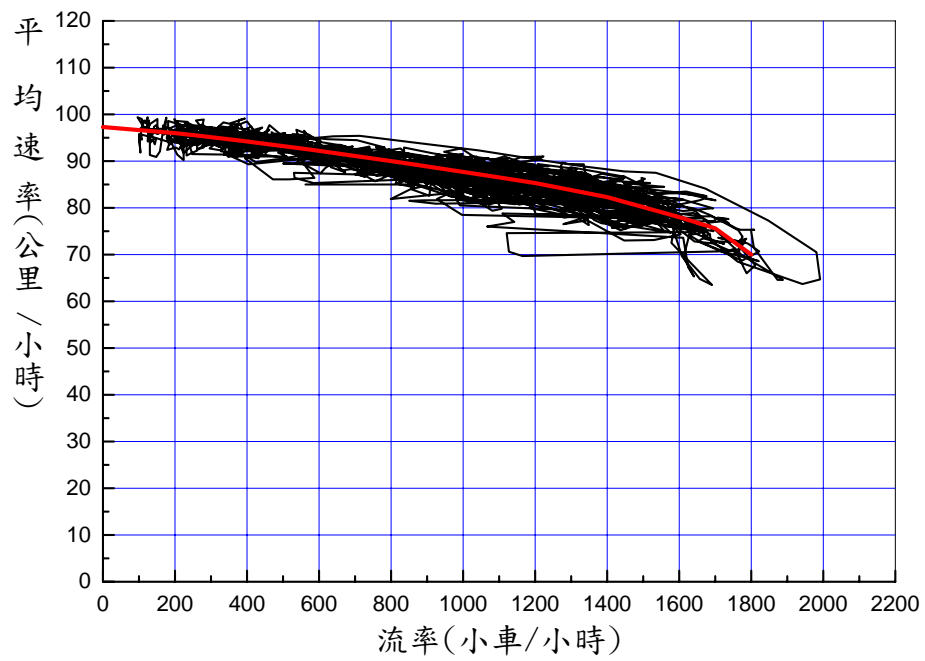


圖 B-6b 新店隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

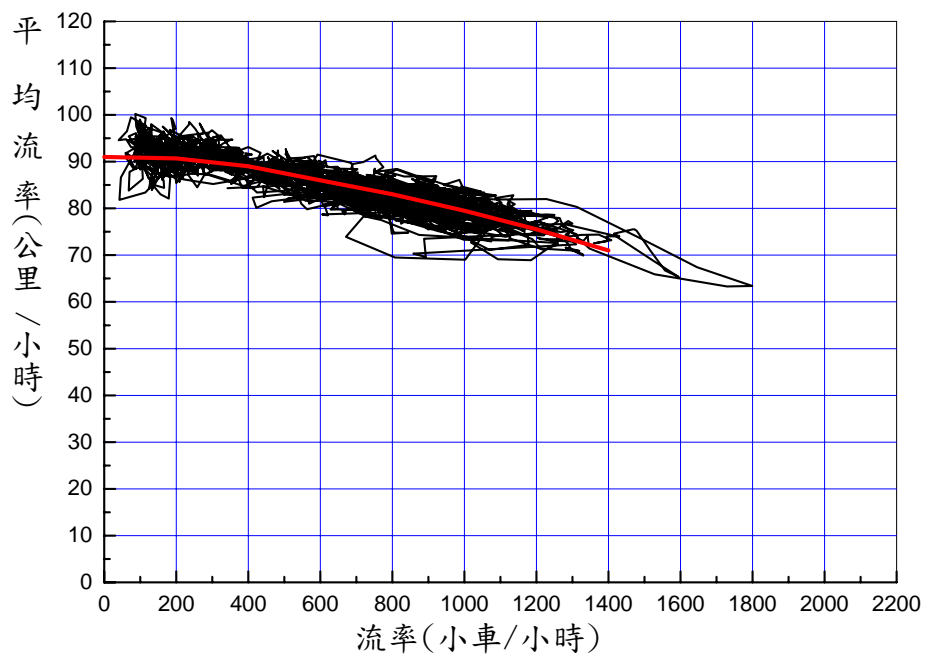


圖 B-6c 新店隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

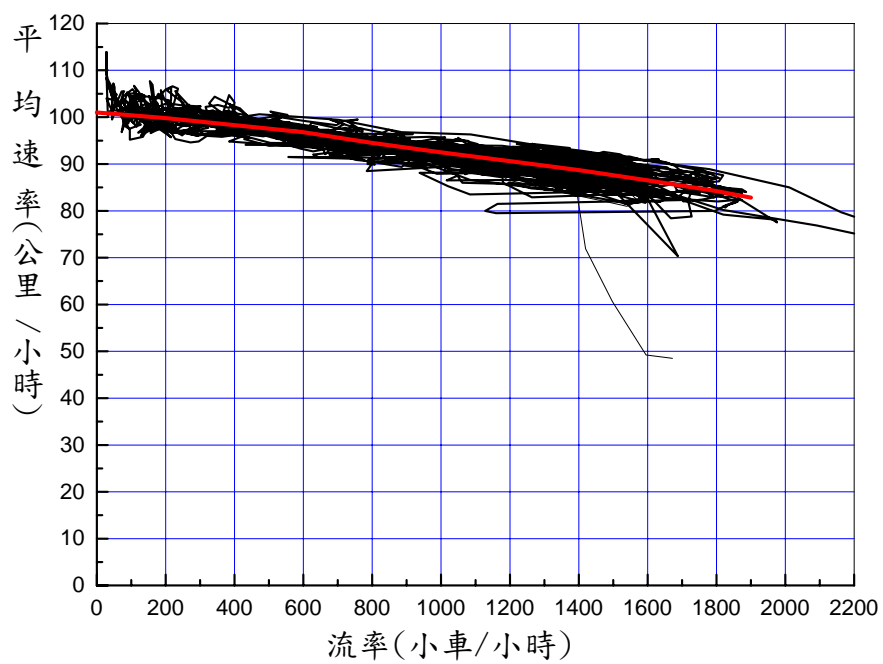


圖 B-7a 碧潭隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

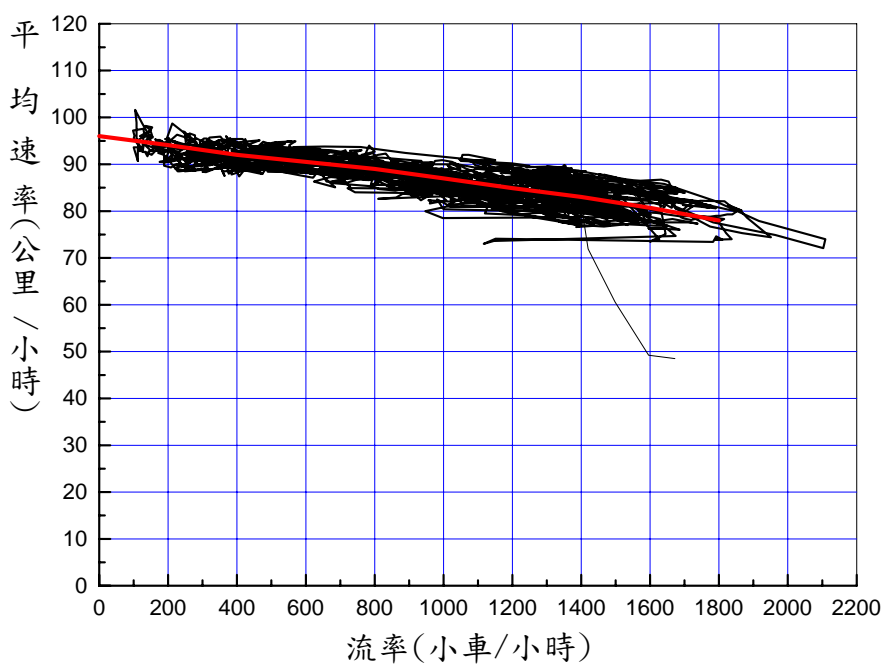


圖 B-7b 碧潭隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

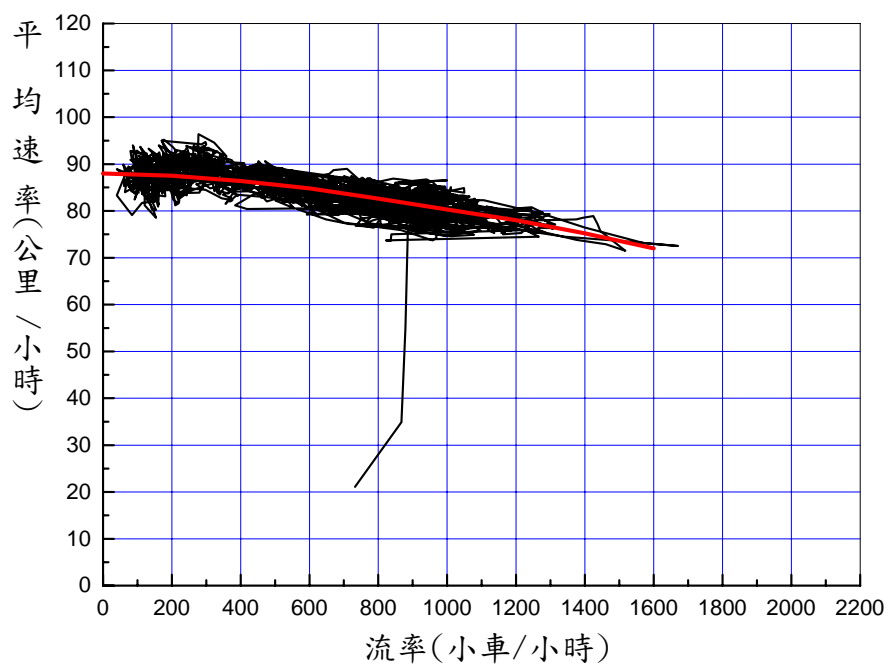


圖 B-7c 碧潭隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

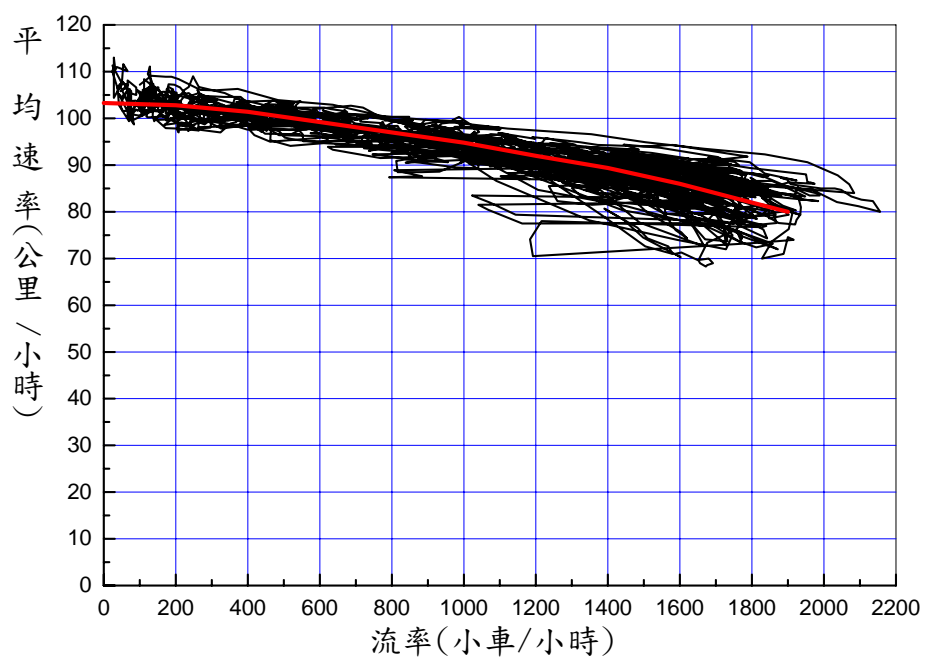


圖 B-8a 安坑隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

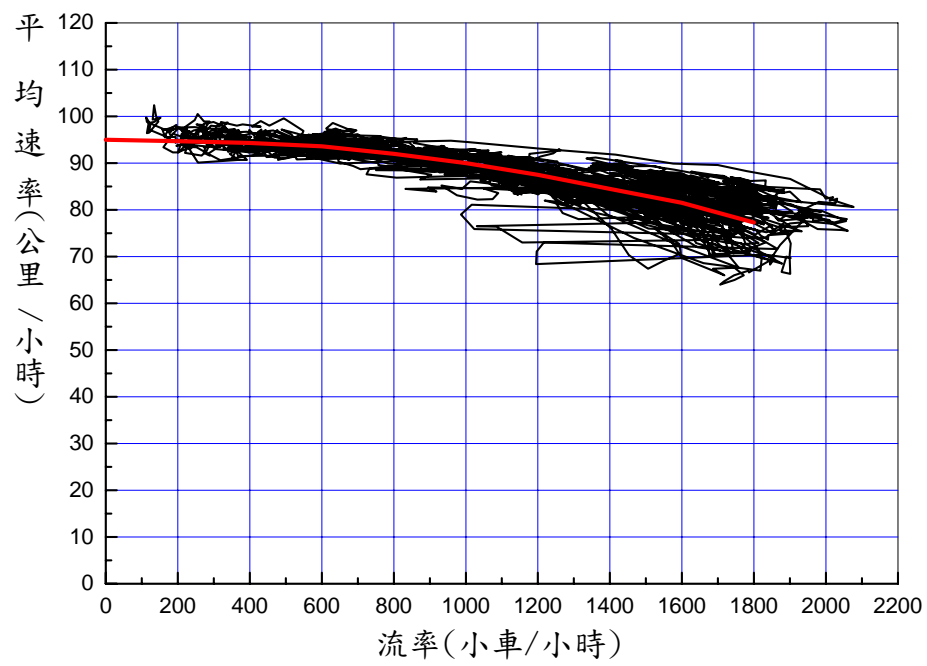


圖 B-8b 安坑隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

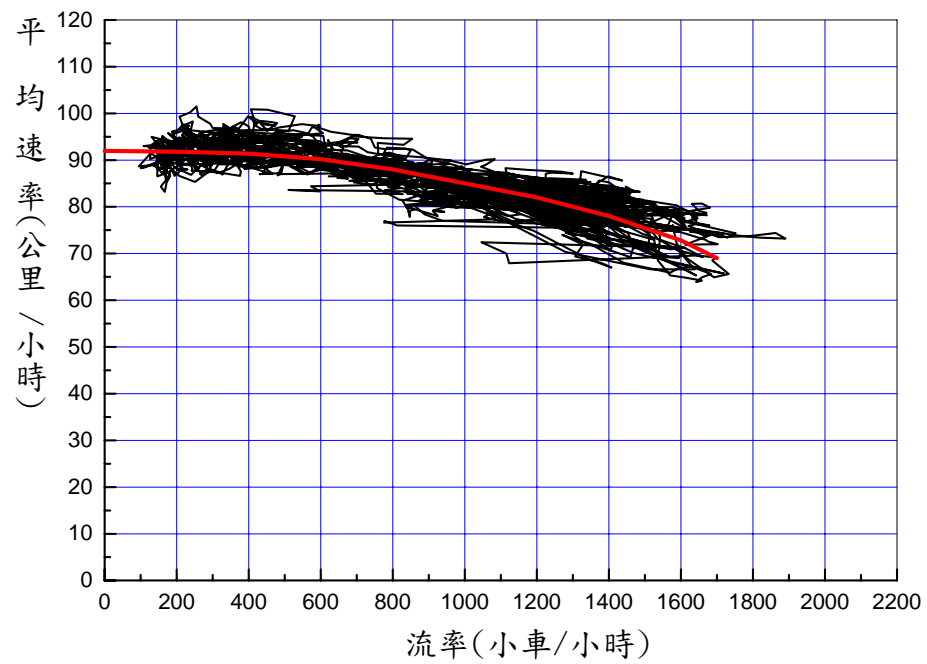


圖 B-8c 安坑隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

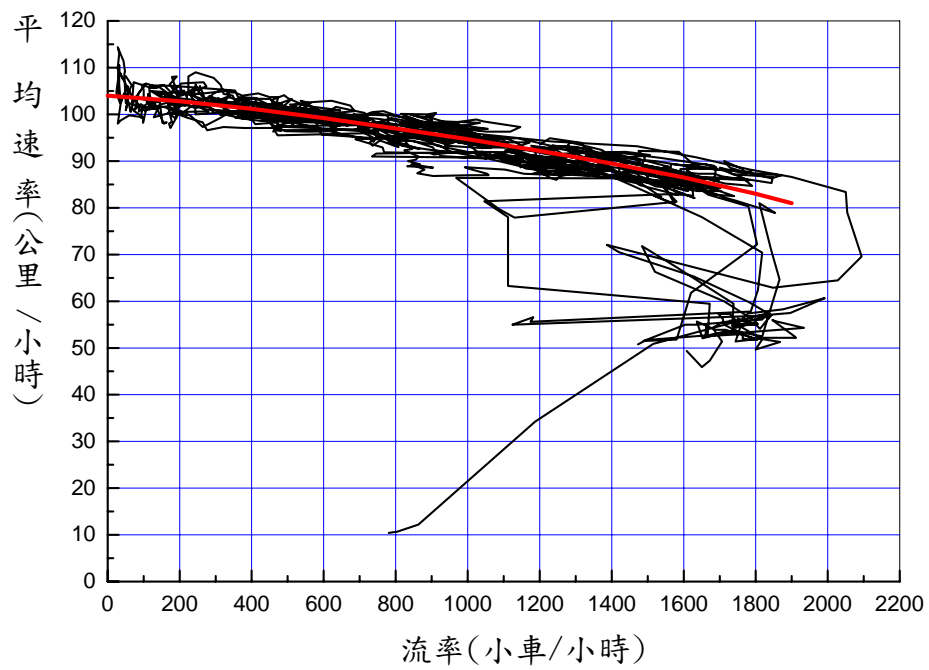


圖 B-9a 中和隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

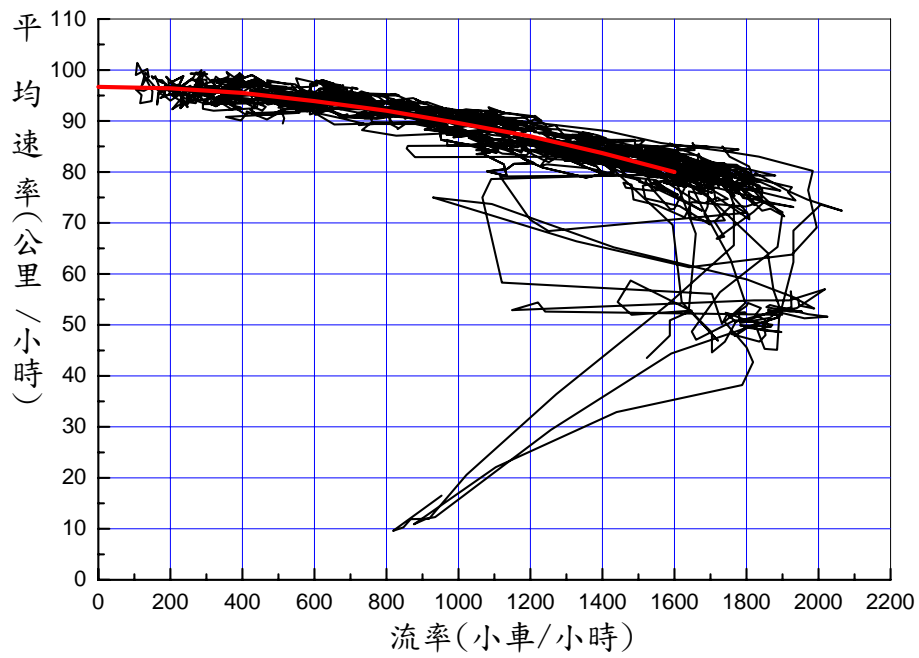


圖 B-9b 中和隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

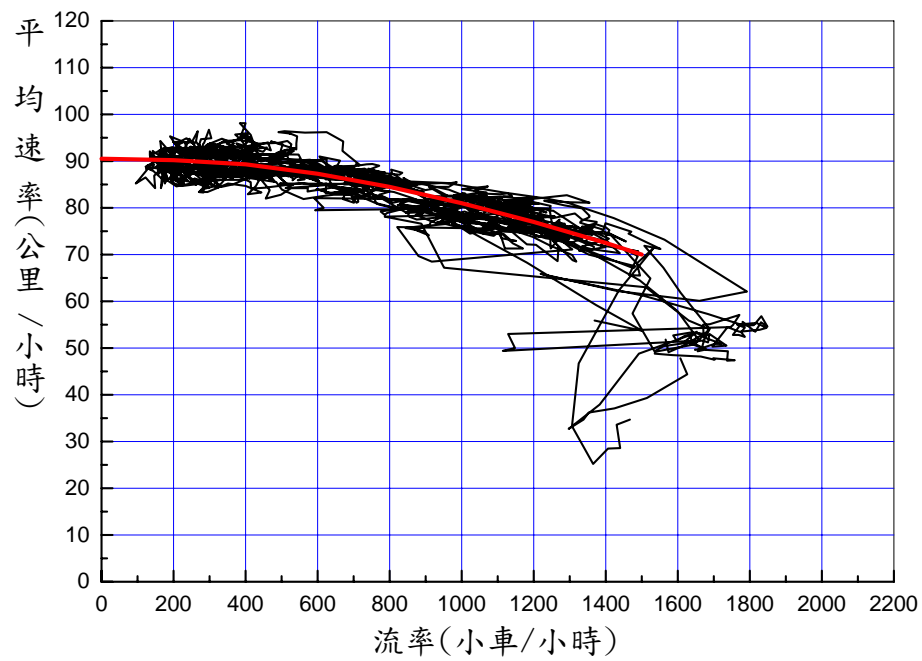


圖 B-9b 中和隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

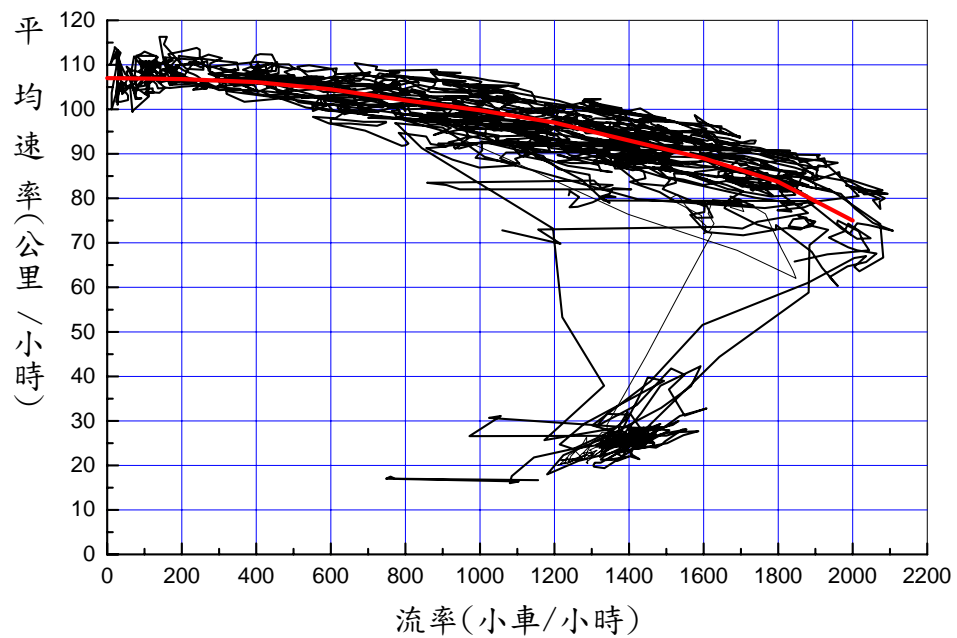


圖 B-10a 埔頂 I 隧道內北向第 1 車道速率與流率關係

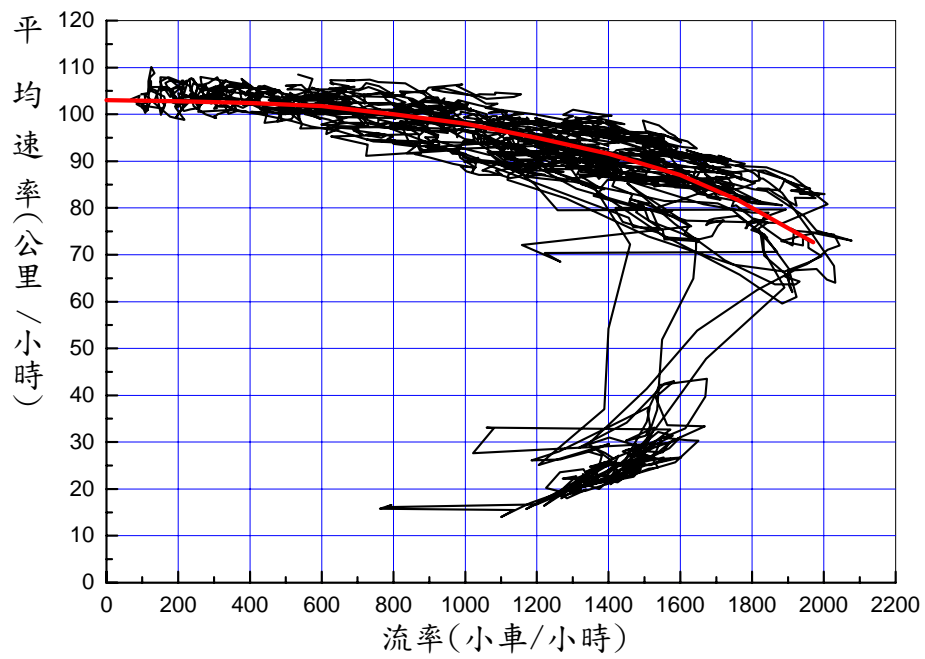


圖 B-10b 埔頂 I 隧道內北向第 2 車道速率與流率關係

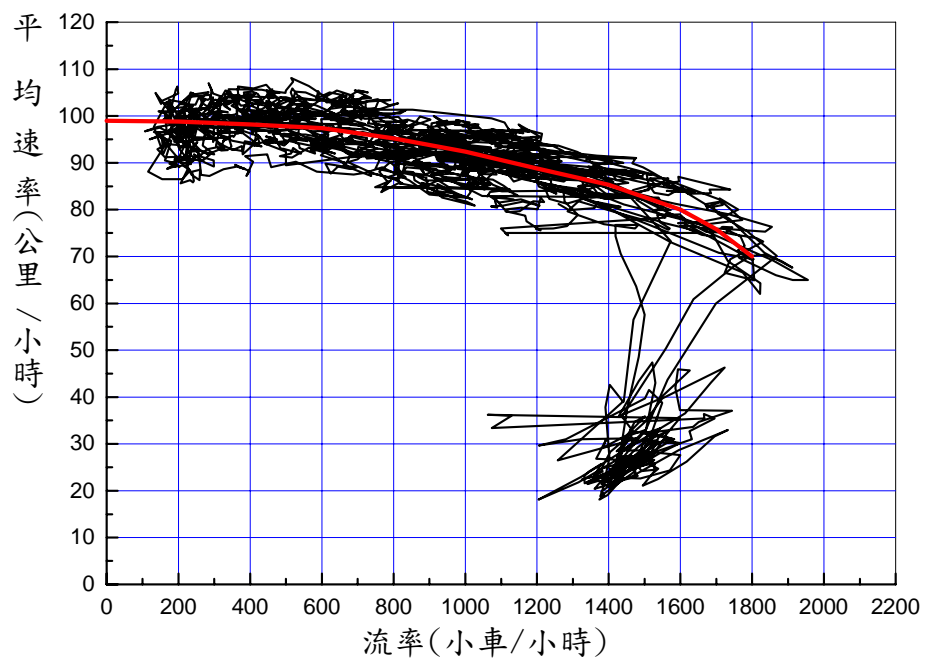


圖 B-10c 埔頂 I 隧道內北向第 3 車道速率與流率關係

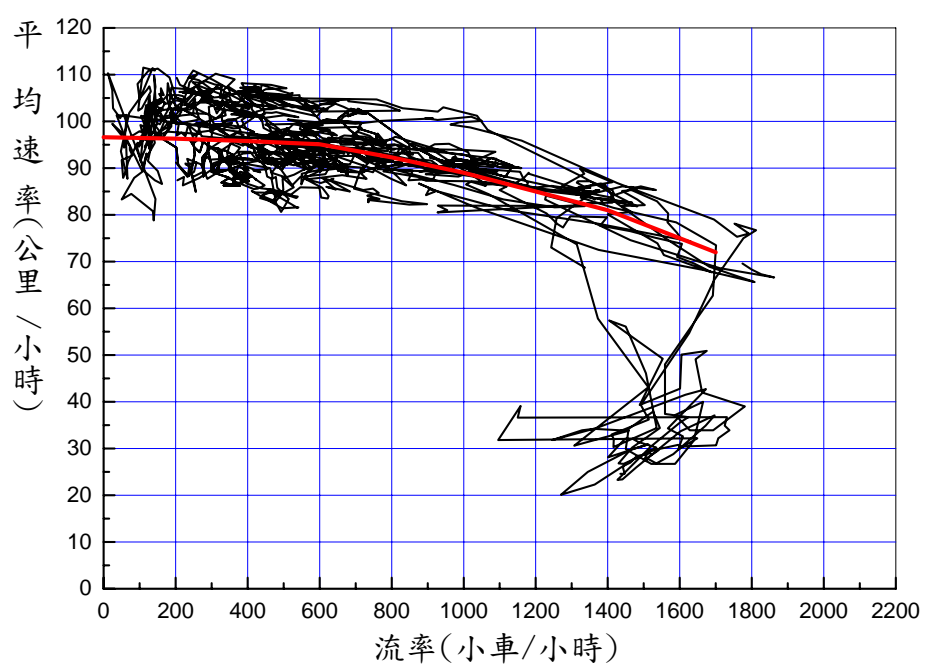


圖 B-10d 埔頂 I 隧道內北向第 4 車道速率與流率關係

附錄 C 占有率與速率及流率之關係

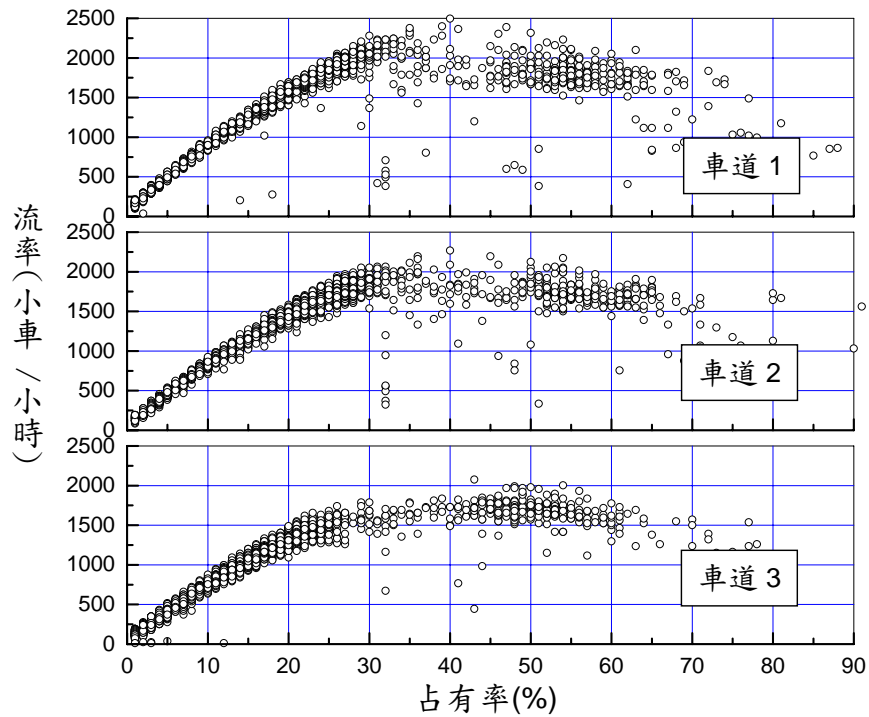


圖 C-1 安坑隧道內南向占有率與流率之關係

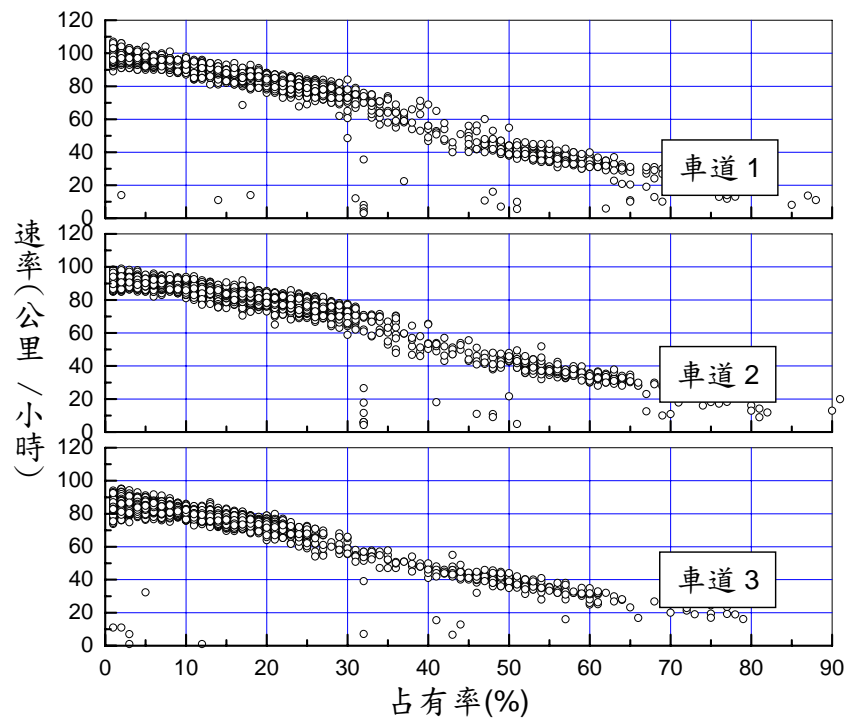


圖 C-2 安坑隧道內南向占有率與速率之關係

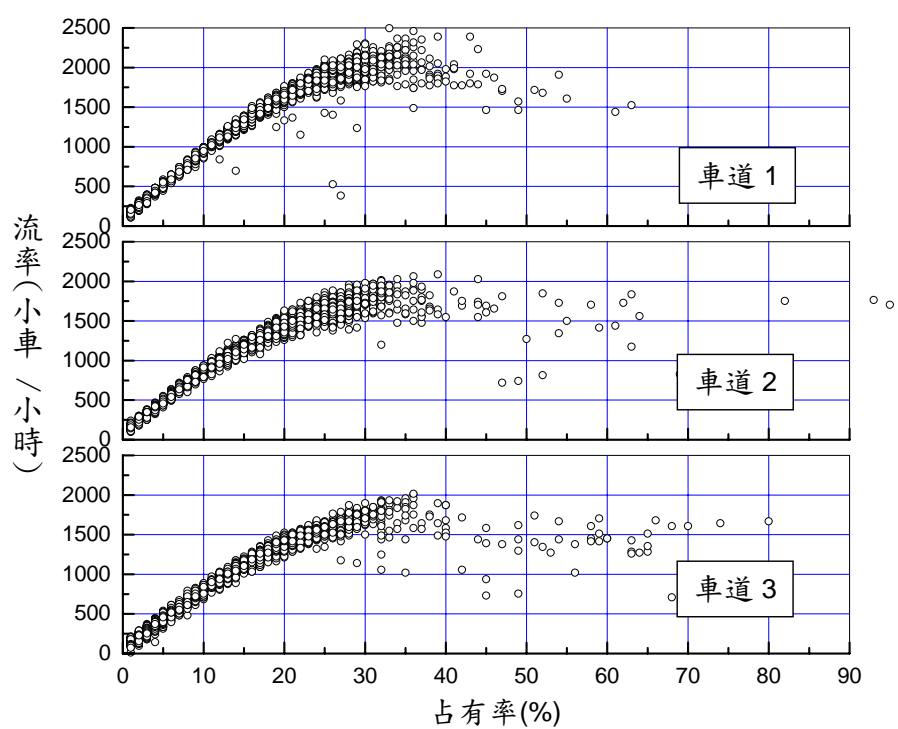


圖 C-3 中和隧道內南向占有率與流率之關係

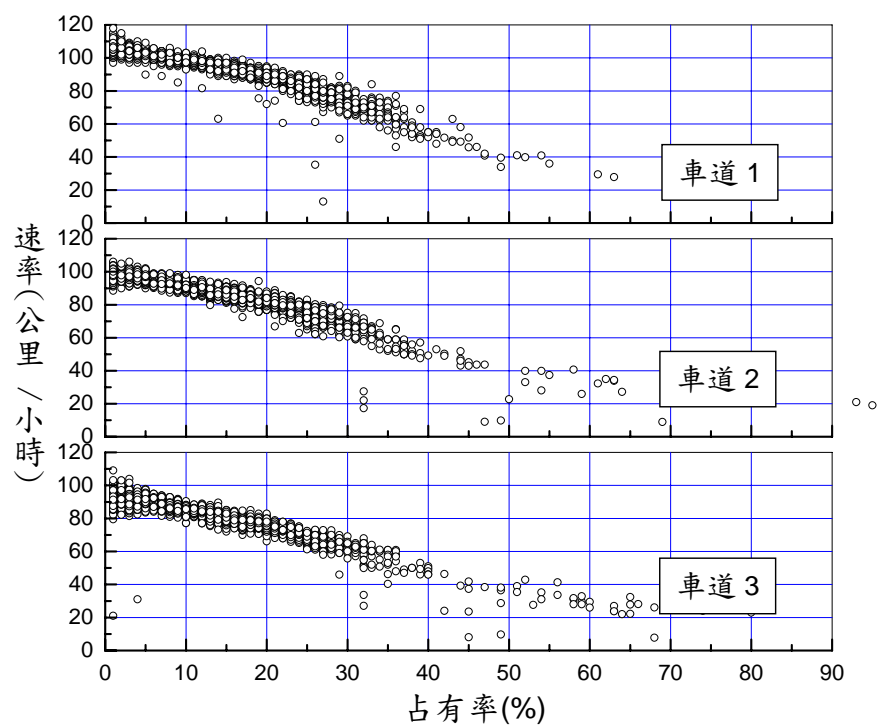


圖 C-4 中和隧道內南向占有率與速率之關係

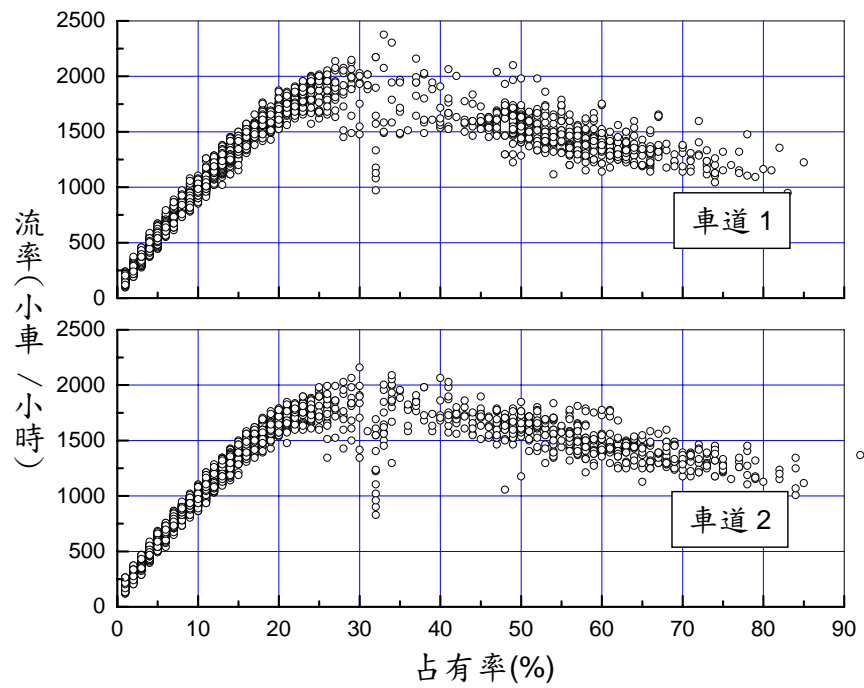


圖 C-5 埔頂 I 隧道內南向第 1、2 車道占有率與流率之關係

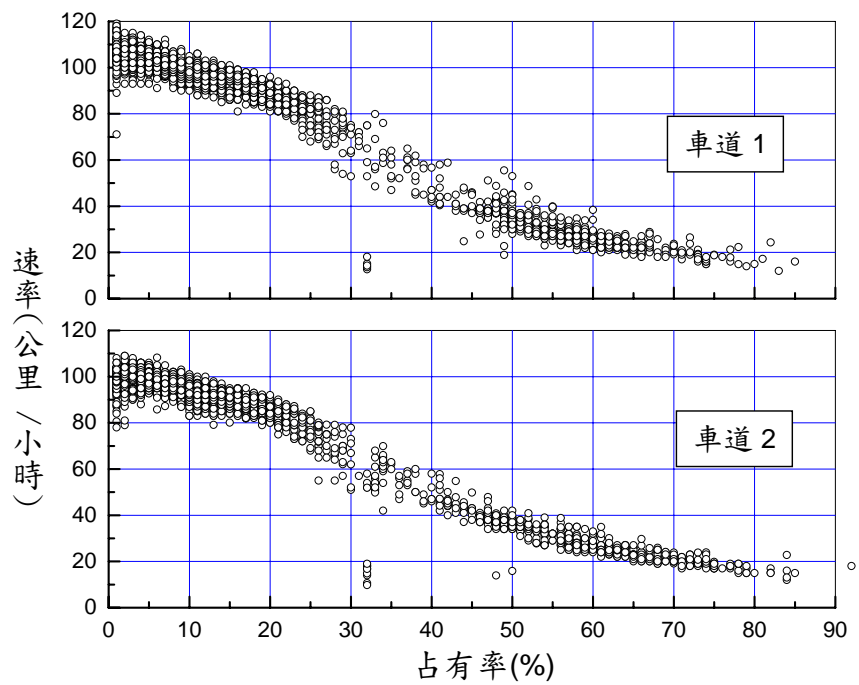


圖 C-6 埔頂 I 隧道內南向第 1、2 車道占有率與速率之關係

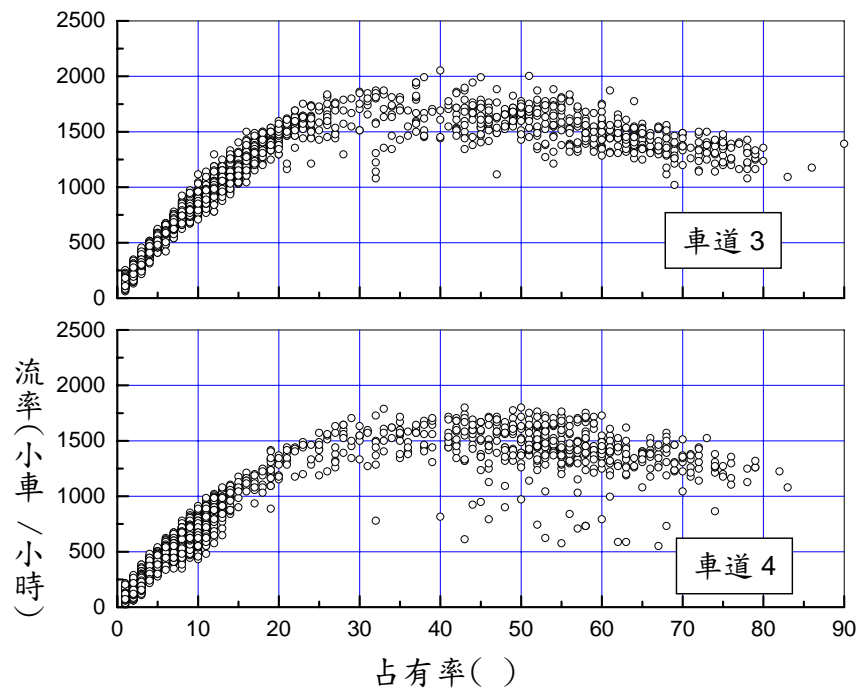


圖 C-7 埔頂 I 隧道內南向第 3、4 車道占有率與流率之關係

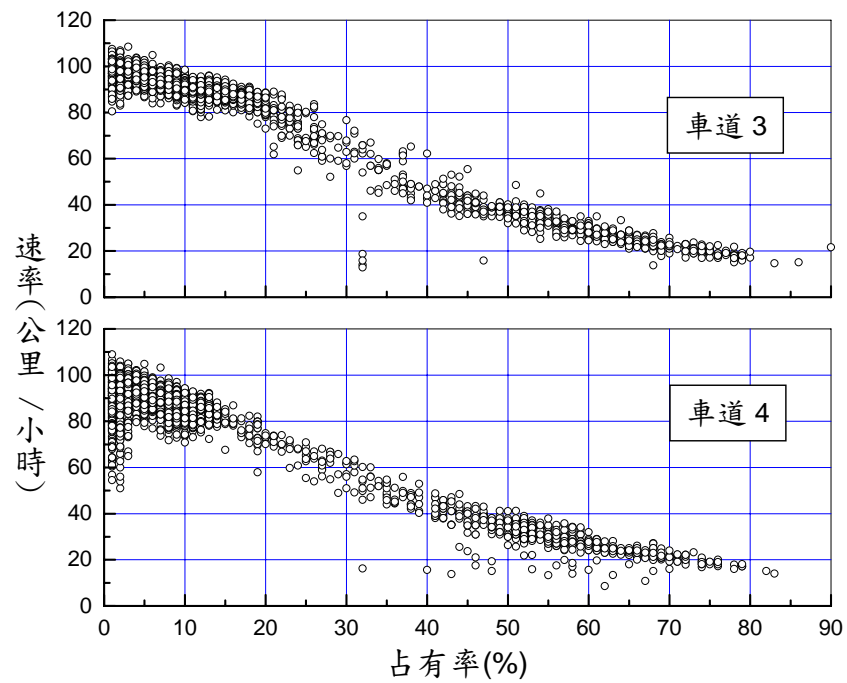


圖 C-8 埔頂 I 隧道內南向第 3、4 車道占有率與速率之關係

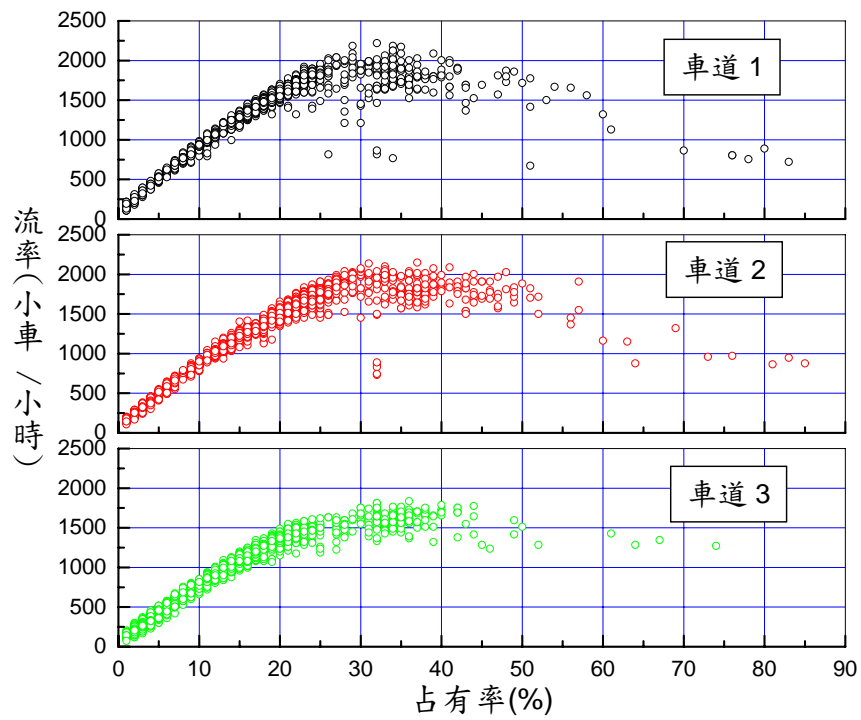


圖 C-9 中和隧道內北向占有率與流率之關係

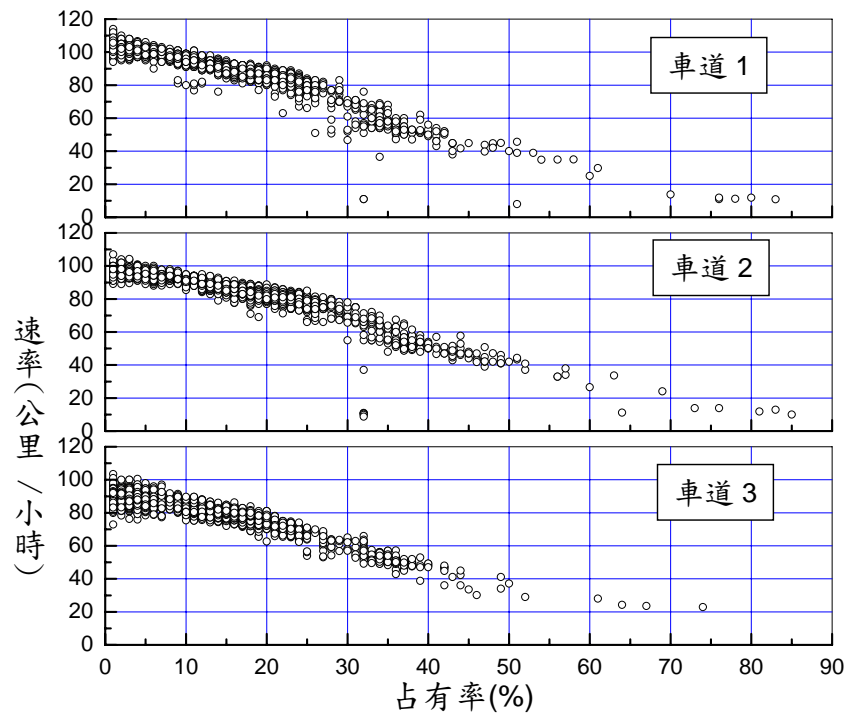


圖 C-10 中和隧道內南向占有率與速率之關係

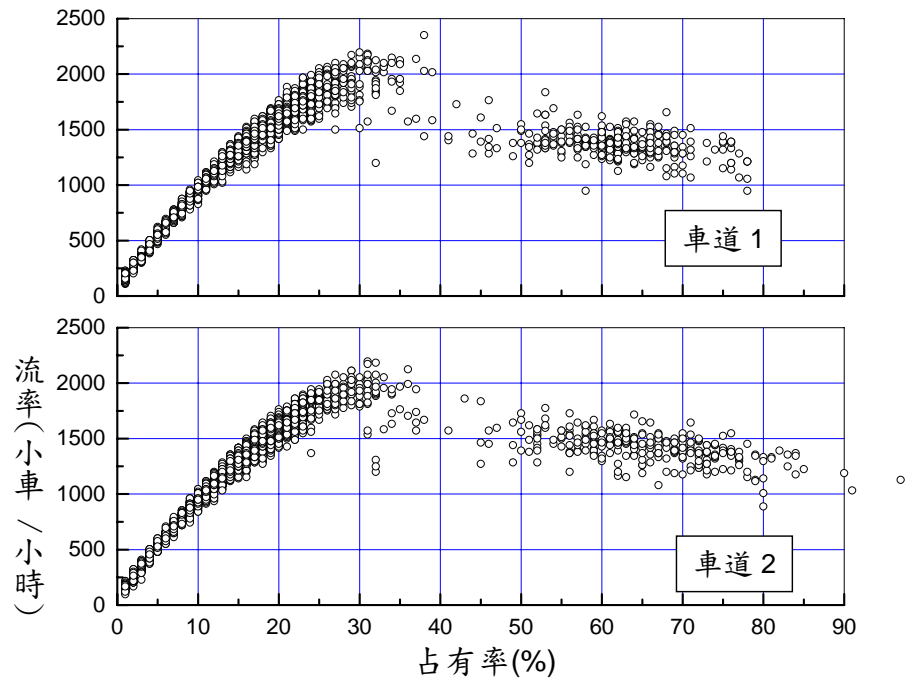


圖 C-11 埔頂 I 隧道內北向第 1、2 車道占有率與流率之關係

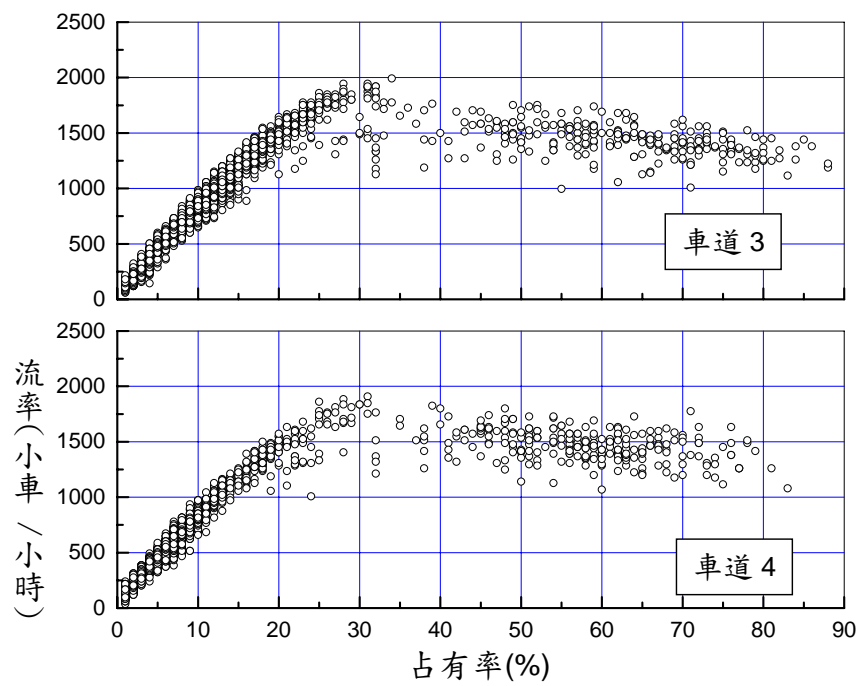


圖 C-12 埔頂 I 隧道內北向第 3、4 車道占有率與流率之關係

附錄 D：公路容量手冊第二十章「公路隧道」

20.1 緒論

公路隧道指讓公路車流從兩端進出的封閉式結構體。歐洲國家將長度超過 100 公尺之這種結構體定義為隧道[1]。美國的 Federal Highway Administration(FHWA)則不用長度對隧道下定義[2]。多數的公路隧道穿過山嶺區。有些公路隧道則穿過海洋或河流兩岸陸地或大都會區建築物底下。臺灣國道公路上共有 26 個長度最少 150 公尺之隧道，其中長度超過半公里的隧道如表 20.1 所示。這些隧道中最長的包括國道 5 號公路上的雪山隧道（12.7 公里），彭山隧道（3.8 公里），及石碇隧道（2.7 公里）。省道上也有許多隧道，其中在台 76 線之八卦山隧道長 4.9 公里。

公路隧道之作業中，行車安全一向是交通界最注重的問題。公路隧道的肇事率常低於隧道外之路段[1,3,4]。例如 Norway 隧道每百萬車公里的肇事率有 0.13 件，隧道外的肇事率達 0.3 件[1]。但隧道內一有車禍，其後果相當嚴重。1999 年 3 月到 2001 年 10 月之間，在義大利及法國之間的 Mont Blanc（長 11.6 公里），奧地利的 Tauern（長 6.4 公里）及瑞士的 Saint Gotthard（長 16.4 公里）隧道所發生的一連串車禍造成 62 人死亡及隧道的長期封閉[5,6,7]。這些車禍加強世界各國對隧道行車安全的重視。

為了改善隧道之行車安全，歐盟(EU)在 2001 年起展開一連串的大型計畫[8]。歐盟之 European Commission 並在 2004 年發佈一指令(directive)規定在歐洲跨國公路網上長度等於或超過 500 公尺的隧道必須符合最低安全標準[9]。美國之 FHWA 在 2004 年時編訂了公路隧道設計規範[10]。美國的 American Association of state Highway and Transportation Officials (AASHTO)在 2010 年時將此規範更新[11]。美國民間團體 National Fire Protection Association (NFPA)也陸續更新其有關隧道

及其他車輛進出受限制之公路設施的設計標準[12]。除此之外，聯合國及許多國家皆曾陸續提供規範、標準或法令，以保障隧道行車安全[13]。

表 20.1 國道隧道里程

道路別	南向（東向）				北向（西向）			
	名稱	起點 里程	終點 里程	長度 (Km)	名稱	起點 里程	終點 里程	長度 (Km)
國道 1 號	中興	0.004	0.400	0.396	大業	0.566	0.004	0.562
國道 3 號	基隆	0.805	2.060	1.255	基隆	2.118	0.840	1.278
	七堵	5.795	6.325	0.530	七堵	6.300	5.745	0.555
	汐止	8.160	8.826	0.666	汐止	8.818	8.175	0.643
	福德	18.232	19.994	1.762	福德	19.911	18.185	1.726
	木柵	21.888	23.736	1.848	木柵	23.735	21.860	1.875
	景美	23.939	24.503	0.564	景美	24.492	23.919	0.573
	新店	27.219	28.404	1.185	新店	28.392	27.170	1.222
	碧潭	28.559	29.080	0.521	碧潭	29.044	28.541	0.503
	中和	34.223	35.095	0.872	中和	35.093	34.262	0.831
	埔頂 I	59.510	60.040	0.530	埔頂 I	60.065	59.510	0.555
	蘭潭	292.870	294.120	1.250	蘭潭	294.100	292.890	1.210
	中寮	378.795	380.655	1.860	中寮	380.655	378.825	1.830
國道 3 甲	台北 I	2.026	2.826	0.800	台北 I	2.798	2.008	0.790
國道 5 號	石碇	0.783	3.481	2.698	石碇	3.515	0.795	2.720
	彭山	9.442	13.303	3.861	彭山	13.263	9.457	3.806
	雪山	15.203	28.127	12.924	雪山	28.134	15.180	12.954
國道 6 號	國姓 1 號	17.678	20.142	2.464	國姓 1 號	20.138	17.690	2.448
	埔里	27.469	28.768	1.299	埔里	28.728	27.462	1.266

另一方面，交通界對隧道交通作業的特性及如何改善隧道之運輸功能缺乏了解。其中一原因是交通界最關切的隧道作業是行車安全，因而忽視行車效率。另一原因是很少隧道有自動化蒐集車流行為的系統。臺灣國道 3 號及 5 號公路是一例外。這兩公路上隧道內外有磁場偵測器(inductive loop detector)可用來蒐集流量，速率，車種及偵測範

圍內之佔有率資料。因此本所在 2011 年起展開一研究工作探討國道 3 號及 5 號公路隧道之作業特性[14,15]，並將研究結果用來編訂本章以供交通界參考。

本所已探討的公路隧道位於里程 0.8K~61K 之國道 3 號公路路段（基隆到頂埔），及里程 1K~31K 之國道 5 號公路路段（石碇到頭城）。國道 3 號公路路段緊靠臺北都會區東南區，其主要功能是服務工作性旅次。國道 5 號公路上之隧道的車流有大量的休閒車輛。上述兩路段上的隧道有如表 20.2 所列之幾何設計及交通控制狀況。

表 20.2 國道 3 號公路 61K 以北及國道 5 號公路 31K 以北隧道之幾何設計及交通控制

項目	國道 3 號公路	國道 5 號公路
1.隧道孔數	每方向各一孔	每方向各一孔
2.車道數	3 或 4	2
3.車道寬(m)	3.65~3.75	3.5
4.路肩寬(m)	頂埔內側：1 頂埔外側：3 其他隧道：0	1
5.人行走道寬(m)	頂埔：2 其他：0.62~0.77(內側) 1.0~1.2(外側)	1
6.行車淨高(m)	安坑：6.2 埔頂：5.1~6.15 其他：5.0~5.3	4.6
7.坡度	埔頂 I：+3%(長 830m) 其他：≤ 1.9%	≤ 2%
8.最小曲率半徑(m)	1,000	1,000
9.速限(公里/小時)	埔頂：110 其他：90	雪山：90 其他：80
10.可進入車種	小車、大客車、大貨車、聯結車	小車、大客車
11.最小行車間距	無限制	2

臺灣省道及縣道上之公路隧道，即使在國定假日期間的流率也很少超過 1,000 輛/小時/車道。這種車流狀況不適合用來探討在廣泛狀況下的車流特性。本所將在適當時機時，研究這些隧道的車流特性，並根據研究結果修訂本章，以增進其適用範圍。

20.2 隧道交通管理控制及車流特性

20.2.1 管理及控制概況

在隧道管理方面，管理機構常對進入隧道之車輛及物品加以管制。歐洲的跨國隧道常是經濟大動脈，因此很難完全禁止大型車輛或危險物品通過隧道。因此歐洲國家常用風險管理的觀念及方法，來決定是否讓某種車輛或物品通過某隧道[1]。例如採用法國 OECD (Organization for Economic Cooperation Risk Development)及 World Road Association (PIARC) 所發展之數量化風險評估 (Quantitative Risk Assessment) 模式。

為了行車安全，公路隧道須有速率的限制。隧道速限一般在 55 及 120 公里/小時之間。速限可分為上限、下限及可變速限。最高速限隨隧道之設計及隧道所在地點土地使用及交通狀況而變。設置下限的一目的是減少慢車阻擋車流，造成壅塞之可能。另一目的是減少因速率相差太大而產生事故的可能性。一般最高及最低速限之差距在 20~30 公里/小時之範圍。可變速限也是為了減少塞車嚴重性及事故而設定。

臺灣國道 5 號公路的速限在民國 96 年 10 月之前為 70 公里/小時。民國 96 年 10 月起，雪山隧道除外，在頭城交流道以北之路段的速限提高為 80 公里/小時。民國 97 年 3 月及 99 年 11 月，雪山隧道的速限又兩度從 70 公里/小時提高到 80 公里/小時及 90 公里/小時。

國道 3 號公路隧道的小車速限也隨路段而變。在中和交流道(35K)以北的小車速限為 90 公里/小時。此速限在中和交流道以南，土城交流道(43K)以北之間提高到 100 公里/小時。土城交流道以南的小車速限為 110 公里/小時。大車的速限則不分路段，皆訂為 90 公里/小時。

除了速限之外，多數的隧道禁止變換車道及超車，同時亦對車輛尺寸加以限制，以避免車輛撞上隧道之結構或設施。有些隧道限制大貨車之流量，例如在瑞士的 Saint Gotthard 隧道發生嚴重車禍後，瑞士聯邦公路局(Swiss Federal Bureau of Roads)規定在幾個隧道內大貨車必須保持 150 公尺之距離，並且在雙向行車之隧道採取大貨車輪流單向行車。每小時之大貨車流量限於 240 輛。這些措施預期可加強行車安全，但每天能通過 Saint Gotthard 隧道之大貨車從 5,000 輛減少到 3,500 輛[16]，造成嚴重延滯。

臺灣的雪山隧道從 2006 年通車之後，一直無允許大貨車通行。民國 96 年 11 月起，雪山隧道才開放大客車通行。此隧道也有最小行車間距之規定。根據國道高速公路局之規定，車輛在正常情況下必須保持 50 公尺以上之行車距離；如因道路壅塞、事故或其他特殊狀況導致速率低於每小時 20 公里/小時或停止時，仍應保持 20 公尺以上之距離。最近一有關雪山隧道之研究[17]發現雪山隧道內之跟車距離比鄰近之彭山隧道內之跟車距離長很多，但差距逐年縮小，而且已有成穩定狀況之趨勢。

為了增進公路行車安全，許多國家對最小行車間距有立法規定或從駕駛員教育灌輸最小行車間距之原則。以歐洲國家為例，絕大多數的國家都採用 2 秒之行車距離作為最小行車間距[18]。有些國家對載貨的大車有比較嚴格的規定。Austria 的安全行車間距為 0.4 秒之行車距離，但載貨之大車的間距必須加倍。法國也採用 2 秒之最小行車距離，但在郊區公路上，法國規定重 3.5 噸或長超過 7 公尺之大車，而且以同樣速率行進時，必須保持 50 公尺之距離。德國也以 2 秒之最小行車距離為原則，但在其高速公路上，大車速率超過 50 公里/小時的最小間距必須有 50 公尺。歐盟的 European Directive 2004/54/CE 規定在公路隧道內必須保持 2 秒之最小行車距離，但是載貨的大車之最小行車距離必須加倍（亦即 4 秒）。

在車流量不大的路段上，最小行車間距的規定可改善行車安全。但是在流量大的公路上這種規定很容易顯著地降低公路容量，因而造

成嚴重壅塞。例如美國 Washington 州交通部(State Department of Transportation)及 Washington 州警(State Patrol)在 2006 年合辦一計畫以期改善該州第 5 號公路上一長 3.2 公里路段之行車安全。該計畫之策略是在所選擇的公路上每隔 49 公尺畫一白點，並用標誌要求駕駛員保持最少 2 白點的距離。但這種間距規定違反正常行車行為，因而導致嚴重塞車。結果本來預定一年的計畫，在 8 月實施一天之後就被迫終止[19]。

從交通管理之觀點，美國阿拉斯加(Alaska)州之 Anton Anderson Memorial Tunnel 很特殊[20]，此隧道只有一車道，而且火車及汽車共用，因此火車及汽車輪流通過該隧道。此外，進入隧道之前車輛必須先在一地區分類，然後一車種分種輪流進入隧道。小車進入隧道之車距控制在大約 2.5 秒，大貨車之行車距離則大約 4.5 秒。

20.2.2 隧道容量

目前有限的資料顯示，公路隧道的容量有相當大的差異性。例如一早期的研究[21]估計在 Boston 海港底下之 Callahan 隧道的容量可達 1,650 輛/小時/車道。此隧道與市區道路連接，而且原來在隧道的一端有收費站。在收費站未廢除之前，隧道的容量只有 1,500 輛/小時/車道左右。相對而言，美國加州之 Caldecott 隧道（900 公尺）容量達 2,200 小車/小時/車道[22]。根據統計資料[23]，進入美國紐約市之 Queen Midtown 隧道（1,955 公尺長）的尖峰小時流率達 2,058 輛/小時/車道。換言之，其容量超過 2,000 輛/小時/車道。日本公路隧道容量常在 1,100～1,350 輛/小時/車道[24]之範圍，但其幾何設計及隧道附近土地使用及道路設置之狀況不詳。韓國公路容量手冊[25]將高速公路在狀況良好情況之容量訂為 2,200 小車/小時/車道。根據此一基本容量及隧道的橫向淨距，韓國 Shingal-Ansan 高速公路上之隧道容量估計值為 $2,200 \times 0.98 = 2,156$ 小車/小時/車道，實際的容量則不詳。德國雙車道公路隧道的容量隨旅次的性質而變，休閒性車流的隧道容量大約為 1,200 輛/小時/車道，工作性車流的隧道容量可達 1,500 輛/小時/車道[26]。

根據 2011 年一研究工作[14]，國道 5 號公路的速限從 70 公里/小時提高到 80 公里/小時之後，該公路上隧道的容量顯著增加。但是雪山隧道從 80 公里/小時升高到 90 公里/小時之後，容量之增加量很有限。雪山隧道北上及南下車道的平均容量各為 1,300 及 1,450 輛/小時/車道左右。彭山及石碇隧道的容量較高，但也只有 1,470~1,680 輛/小時/車道。國道 3 號公路隧道的容量隨車道而有顯著差異，多數車道的容量在 1,600 及 2,000 小車/小時之範圍內。

20.2.3 隧道車流特性概況

本所 2011 及 2012 年的研究報告[14,15]對國道 3 號及國道 5 號公路上隧道的車流特性，有詳細的討論。本節歸納其中一些特性。

20.2.3.1 流率型態

隧道的流率隨時間變化的型態，隨公路性質及隧道地點而變。以國道 3 號公路及 5 號公路為例，前者為工作旅次較多的公路（簡稱工作性公路），後者為休閒旅次較多的公路（簡稱休閒性公路），兩者有顯著不同的車流型態。

國道 3 號公路在福德、新店、中和及埔頂附近的隧道有比國道 5 號公路隧道高的尖峰流率。在 2012 年平常日時，這些隧道的單向尖峰流率在 5,500 及 6,000 輛/小時之間。因為這些隧道在工作性公路上，所以其平常日車流有明顯的早上及下午尖峰時段。國道 5 號公路隧道之平常日單向尖峰流率則很少超過 2,000 輛/小時，而且車流之雙向尖峰流率現象也較不顯著。圖 20-1 比較上述兩國道公路之平常日流率型態。

假日期間之流率型態與平常日之型態很不同。國道 5 號公路隧道在假日期間的單向尖峰流率常在好幾個小時內，維持在 2,500~3,000 輛/小時。國道 3 號公路上，新店及福德隧道之國定假日尖峰流率反而比平常日低。一般而言，在假日期間，車流率沒有雙峰的現象，如圖 20-2 所示。

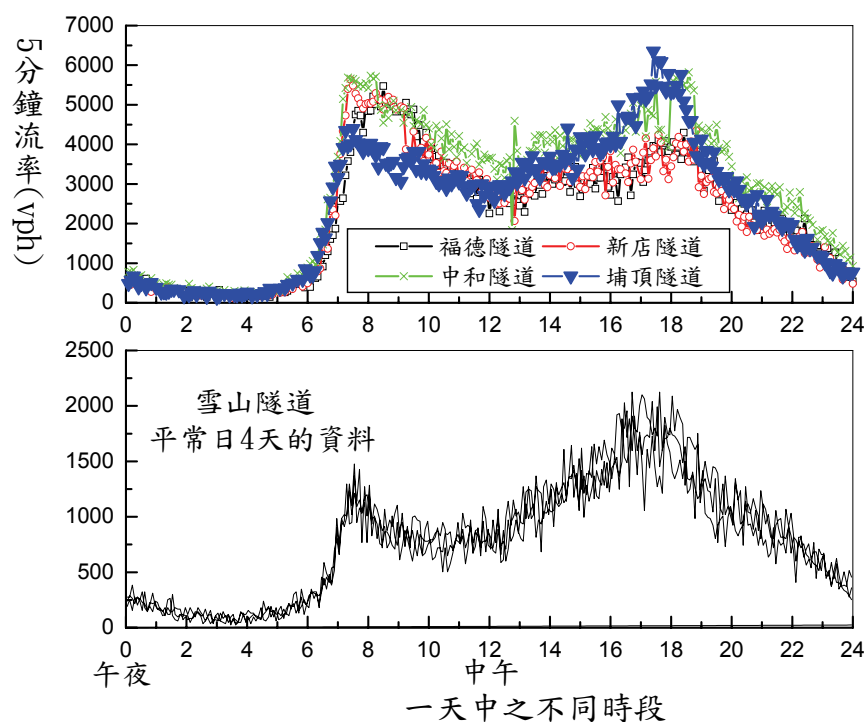


圖 20-1 北上流率於平常日隨時間之變化情形 (週三, 1/12/2012)

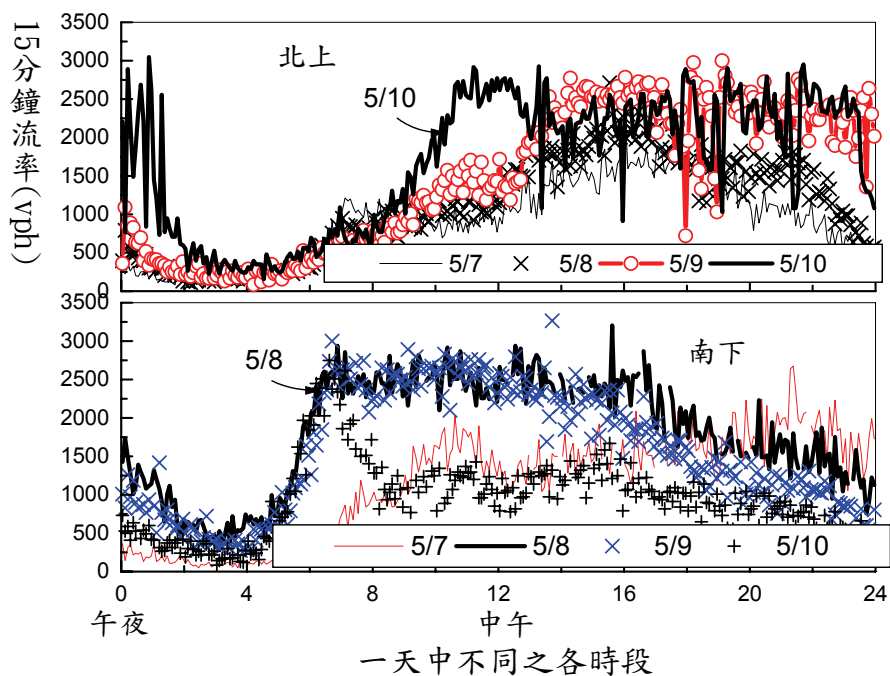


圖 20-2 國道 5 號公路上雪山隧道在 2010 年母親節假期之流率情形

20.2.3.2 壅塞狀況之車流

一隧道之容量較欲通過該隧道的流率低時，車流會進入壅塞狀況。這現象常見於國道 5 號公路上之雪山隧道及石碇隧道。在 2011 年國定假日中，國道 3 號公路在安坑、中和及埔頂附近的隧道，也有嚴重的壅塞狀況。如圖 20-3 所示，雪山隧道壅塞狀況可持續約 12 小時，埔頂隧道的壅塞狀況也可長達 10 小時。壅塞時，埔頂隧道的平均速率大約為 20~30 公里/小時，雪山隧道的平均速率則在 20 到 40 公里/小時之範圍內。

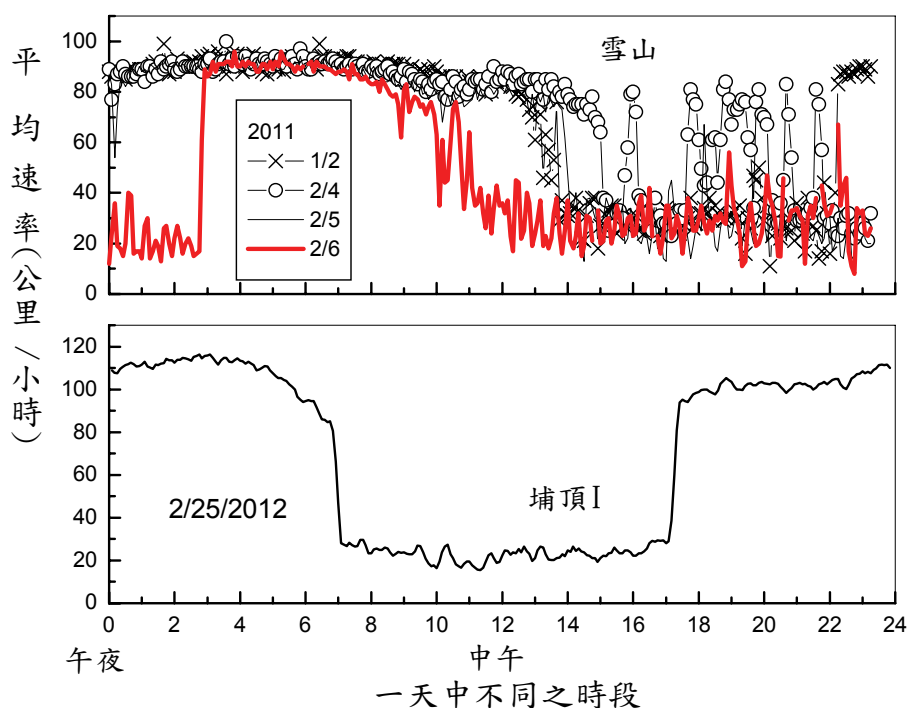


圖 20-3 在國定假日壅塞期間平均速率隨時間的變化情形

20.2.3.3 自由速率

自由速率指一車輛之行進不受到其他車輛影響時的速率。在正常行車狀況下，車距超過 5 秒的車輛可視為在自由旅行狀況下。自由速率受幾何設計、行車環境及速限等因素的影響。目前沒有足夠的資料能判斷幾何設計及行車環境（如隧道牆壁之彩色或圖樣）的影響。速限的影響則比較容易觀察。

一隧道之速限提高之後，平均自由速率也隨著增高。但速限越高，平均自由速率增加的額度越小。這現象是因為即使沒有速限，多數駕駛員仍會根據幾何設計及行車環境選擇一安全的速率。通常在速限不超過 90 公里/小時之情況下，平均自由速率大約比速限高 5~10 公里/小時。但是在特別長的隧道（如雪山隧道）內，平均自由速率可能只比速限高 2~3 公里/小時。速限為 110 公里/小時之平均自由速率不一定會高於速限。以國道 3 號公路上之埔頂隧道為例，其內車道平均自由速率為 108 公里/小時。

自由速率與一公路設施的交通功能有密切關係。自由速率越高，交通功能越好。如圖 20-4 之上圖所示，自由速率越高，在同一流率時之平均速率越高，因此一公路之里程生產量（流率乘以速率）也越高。另一方面，自由速率較高並不一定表示會有顯著較高的容量。此外，自由速率相同時，不同路段可能有不同的交通功能。其原因可能是下游的車流狀況不同。

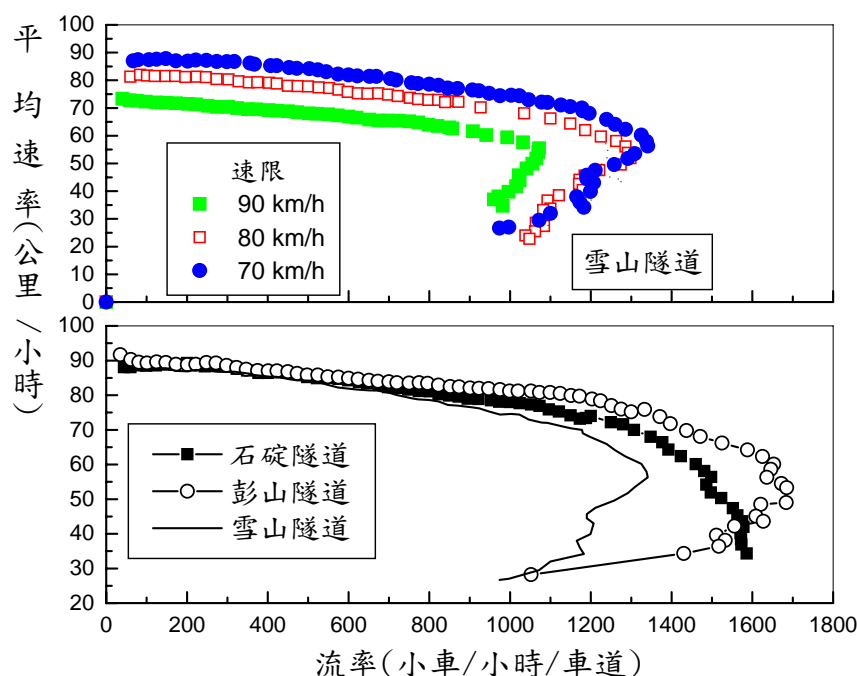


圖 20-4 北上隧道內車道之流率與速率關係例

20.2.3.4 隧道長度之影響

隧道之功能受到許多因素的影響，其中之一因素為隧道長度。從理論的角度而言，駕駛員在長隧道內會比較保守，因此長隧道的交通功能會比短隧道差。例如雪山隧道及彭山隧道比國道 3 號公路上的隧道長得多，其容量則低得多。國道 3 號公路上長 1.1~1.9 公里的隧道之平均交通功能也有比長 0.3~0.9 公里的隧道稍微差的現象。但如圖 20-5 所示較長的隧道不一定比較短的隧道有較差的交通功能。目前無法將國道 3 號及 5 號公路隧道長度及其他因素的影響分開衡量，所以隧道長度之交通功能的影響程度還不能斷論。

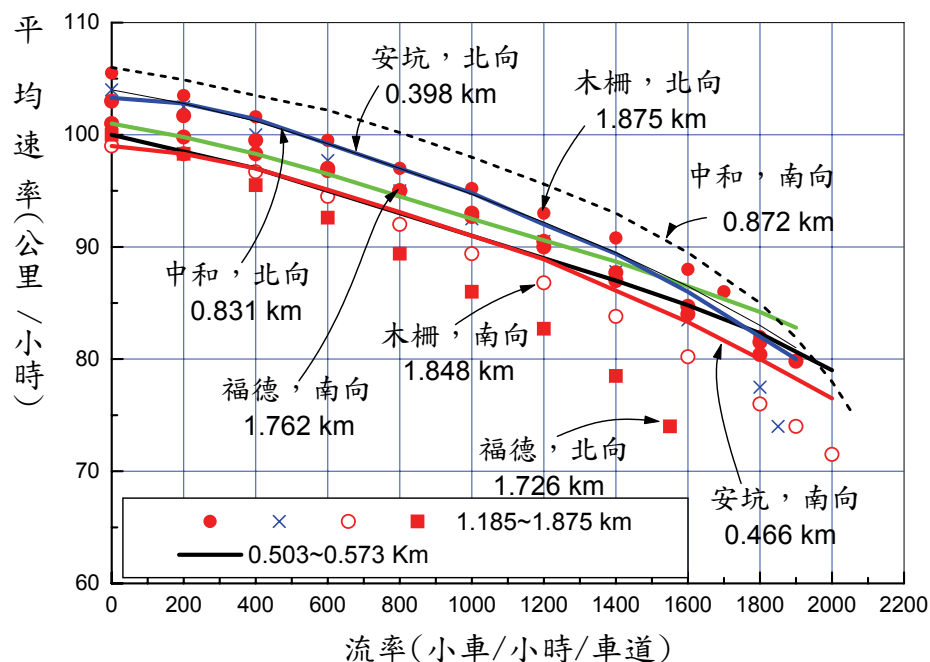


圖 20-5 隧道長度對於內車道速率與流率關係之影響

20.2.3.5 車道位置之影響

在同一時段內，流率有從內車道往外車道逐漸降低的現象。單向有 2 車道時（如國道 5 號公路），內車道與外車道之流率有線性關係；內車道流率大約占單向總流率之 52.5%。車道數超過 2 時的情形比較複雜，各車道占單向總流率的比例與總流率有非線性關係，如圖 20-6 所示。總車流相當高時，各車道流率之間的差異變小。

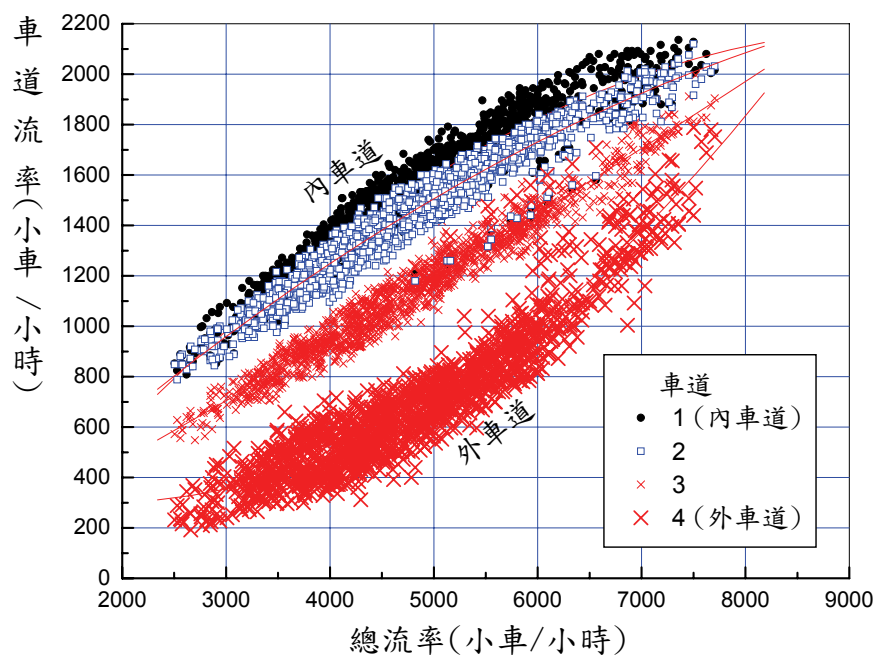


圖 20-6 國道 3 號 4 車道路段各車道流率之分布情形

單向有 2 或 3 車道時，平均速率亦有從內車道往外車道逐漸減低的現象。但是有 4 車道時，因外車道的流率常遠低於其他車道，因此在同一時段中，其平均速率反而常高於其他車道。

20.2.3.6 占有率與車流狀況

占有率指在一時段內（如 5 分鐘）一車輛偵測器之偵測區最少被一輛車占據之時間的百分比。此參數代表車流的密度；占有率越高，密度也越高。占有率受密度、平均車長及偵測區長度的影響。國道 3 號及 5 號公路上所用的車輛偵測器為線圈式磁場偵測器。其設置如圖 20-7 所示。偵測器所占的車道長度為 6.8 公尺。因此偵測區長度可能在 7.5 公尺到 8 公尺之間。根據這種偵測器的設置，占有率超過 25%~30% 時，車流很可能從穩定狀況進入壅塞狀況。

從圖 20-8 所示之車流狀況為例。占有率從低逐漸增加時，平均速率降低，流率則升高。當占有率提高到達大約 30% 時，流率達到穩定狀況時能維持的最高值，同時平均速率開始有顯著下降的傾向。占有率在 30% 及 50% 之間流率與速率組合的觀察值較為欠缺，表示這占有

率範圍內，車流在穩定及不穩定狀況之間的過渡時期。在這期間內車流狀況變化很迅速，因此能觀察或偵測到的流率與速率組合比穩定或壅塞狀況下的組合少。

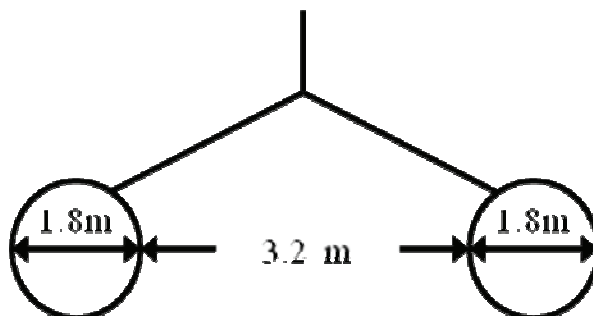


圖 20-7 偵測器配置示意圖

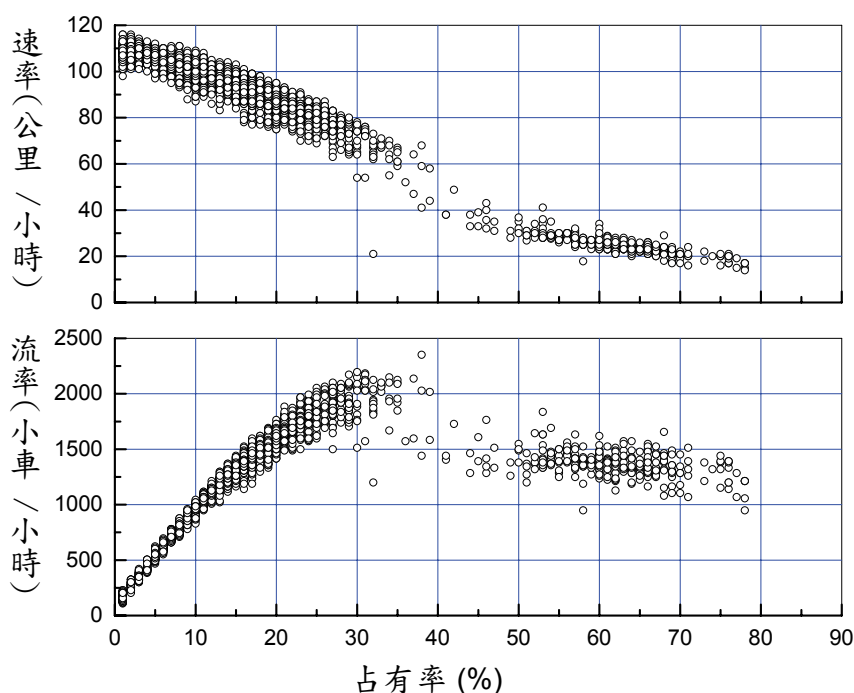


圖 20-8 速率與流率隨占有率之變化情形(埔頂 I 隧道北向內車道)

20.2.3.7 下游狀況之影響

一隧道下游可能有另一隧道或有進出口匝道。下游的隧道如在近距離內而且其容量較小，則可能造成壅塞狀況並回堵上游隧道。出口匝道也會妨礙車流之行進，因為進入匝道之車輛須減速，有時須變換車道，因此帶動一連串主線車輛之減速及變換車道。進口匝道的影響

比較嚴重。主線車流與進口車流匯流區在高流率狀況下容易造成壅塞。如果這高密度、低速率之區域擴大到上游隧道，則隧道的容量會減低。

以圖 20-9 所示福德南下隧道內車道之流率與速率關係為例，流率在 1,200 輛/小時左右時，車流狀況就可能從穩定狀況進入壅塞狀況。流率也可能在超過 1,800 輛/小時之後才會造成壅塞狀況。車流會在低流率時就進入壅塞狀況的原因是下游壅塞車流回堵到偵測區時，剛好只有低流率的車流通過偵測區。

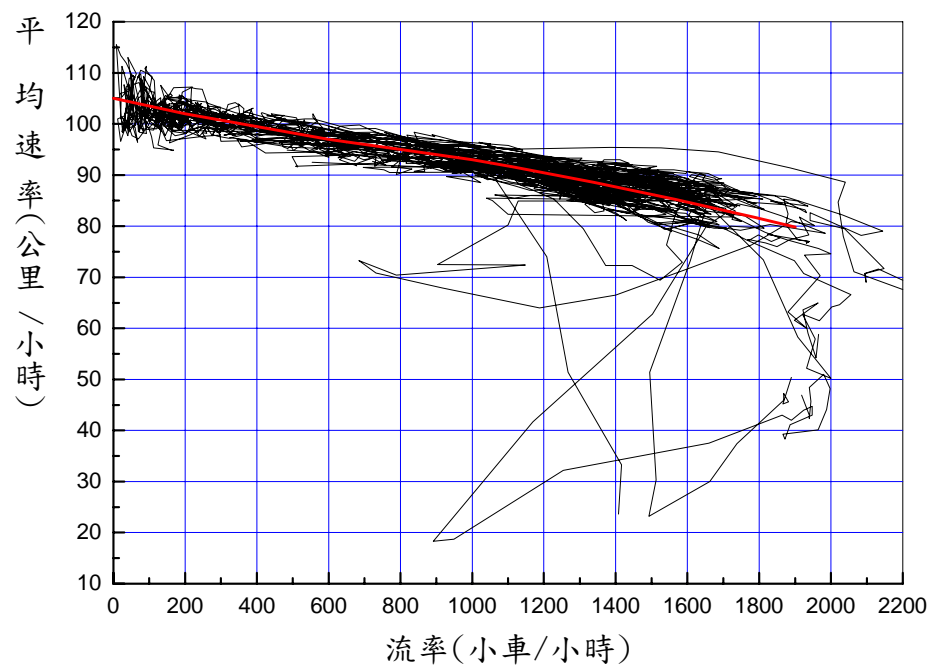


圖 20-9 福德南下隧道內車道之流率與速率關係

隧道車流在低流率時就進入壅塞狀況的現象並不少見。因此隧道的容量難以確定。本章所指容量是在高流率時進入壅塞狀況之前最高流率的平均值。

20.3 績效指標及服務水準劃分標準

公路隧道交通作業之服務品質可用需求流率與容量之比值，亦即

V/C 比，及平均速率兩績效指標來衡量。V/C 比反映公路之擁擠程度。速率則是一般用路人最關心的指標。V/C 比與平均速率雖有關聯，但兩者所代表的服務品質有差異。例如一上坡路段的車流有相當低的 V/C 比時，其相關平均速率可能也很低。在這情況下，雖然該坡度路段車流密度低，用路人仍可能認為其服務品質難以接受。此外同一 V/C 比之情況下，速率有很大的變異範圍。以國道 5 號公路在不同地點及不同速限的代表性流率與速率關係為例。在同一 V/C 比之速率的差距可經常超過 20 公里/小時。另一方面，同一速率時之 V/C 比也有很大的變異性。因此速率不能正確的反映一公路之壅塞程度。因為上述單獨使用 V/C 比或平均速率評估服務水準的缺陷。本章採用 V/C 比及平均速率同時做為劃分服務水準等級之標準。

根據 V/C 比之服務水準等級劃分標準，如表 20.3 所示。A 級的服務水準代表車流穩定，駕駛員有充分自由，因此平均速率等於或接近自由旅行速率。B 級的車流狀況仍提供駕駛員相當高程度的自由，但平均速率與自由速率的差距可達 10 公里/小時左右。在 C 級的車流狀況下，駕駛員的自由程度已顯著的受限制，平均速率與自由速率的差距可能增加到 20 公里/小時左右。D 級的服務水準代表相當壅塞的車流狀況，但車流通常仍能以一穩定的平均速率行進。E 級的服務水準表示車流已接近，或即將進入不穩定狀況。F 級代表壅塞狀況。

表 20.3 根據 V/C 比之服務水準等級劃分標準

服務水準等級	V/C 比
A	0.00~0.34
B	0.35~0.59
C	0.60~0.84
D	0.85~0.94
E	0.95~1.00
F	>1.00

從平均速率的角度劃分服務水準等級之標準比較難以訂定。因為資源的限制，公路上不同路段可能有不同的設計標準及速限。因此一

速率是否代表一可接受的服務品質，宜根據該速率與速限或自由速率的差距來衡量。從理論的角度而言，自由速率為車輛受幾何設計及其他行車環境之限制下所能維持的最高安全速率。因此一平均速率是否理想應與自由速率相比較。但是使用速率與自由速率的差距做為一績效指標的分析工作會比較困難，因為自由速率必須從現場調查或一模式來估計。如果速限的訂定合理而且執法確實，通常速限與平均自由速率的差距會在 10 公里/小時之內。為了應用的方便，本章之分析方法採用平均速率與速限的差距來劃分服務水準等級。為了反應隧道與鄰近路段作業品質之差異，適用之速限為隧道內、外速限之較高值。劃分標準如表 20.4 所示。

表 20.4 根據速限與平均速率差距之服務水準等級劃分標準

服務水準等級	速限減速率（公里/小時）
1	≤ 5
2	6~10
3	11~15
4	16~25
5	26~35
6	> 35

表 20.4 第 1 級服務水準代表平均速率只是稍低於速限或高於速限之行車狀況。規劃一公路設施時應減低車流進入第 5 級及第 6 級服務水準機率。其原因是平均速率比速限低 25 公里/小時以上時，車流可能已呈不穩定狀況，或車流雖然穩定，但幾何設計條件不理想（如有長且陡的坡度）。

在應用表 20.3 及表 20.4 之劃分標準評估一隧道作業時必須用 2 個代號代表該設施的服務水準。第一代號是 A 到 F，第二代號是 1 到 6。例如一隧道的 V/C 比值為 0.4，其相關的平均速率為 70 公里/小時，速限為 80 公里/小時，則該設施的服務水準為 C2。

規劃一新的公路設施時可先從 V/C 比之角度選擇一適用的服務水準。一般而言，此服務水準最好是在 D 級以上。如果因資源的限制，則可接近 D 級，但絕對不能用 D 級以下的等級做為設計的準則。設計

之後再從速率的角度估計服務水準。根據速限及速率差距的服務水準不宜低於第 4 級。

20.4 分析方法

公路隧道內的車流特性隨地點而變。如果隧道進出口附近有匝道，則隧道內外車流的互相影響可能造成很複雜的車流行為。目前沒有電腦模擬模式可用來分析這種行為。所以本章依賴分析性模式及圖表來分析隧道交通作業。此方法只能分析隧道車流行為不隨時間而變（亦即 steady-state）的作業。此外，本章的資料係根據長 2 公里以上休閒性公路隧道（亦即國道 5 號公路隧道）及長不到 2 公里之工作性公路隧道（亦即國道 3 號公路隧道）的車流特性。所以其適用範圍也有限。

20.4.1 分析對象及架構

能進入一隧道之流率受到上游路段的幾何設計，交通控制及車流狀況的影響。例如一隧道上游有主線與進口匝道匯流之情形時，能通過匯流區而進入隧道的流率受匯流區容量的限制。一隧道下游如果有主線與進口匝道匯流區，則該區的壅塞可能影響能從隧道離開之流率。

本章的分析方法假設欲進入隧道的流率已知或可合理的估計。在這情況下，隧道的分析只須考慮隧道本身及下游路段的設施。下游路段的設施可能是進出口匝道，也可能沒有匝道但另有一隧道。下游有近出口匝道之情形比較複雜，所以本章的重點在於分析隧道本身及下游主線與進口匝道之匯流區。但是本章的分析方法也可應用在下游沒有匝道但有一隧道之情形。本章 20.5 節對這問題有簡單的說明。

本章分析對象的重點如圖 20-10 所示。此圖中， Q_{m1} ， Q_{m2} 等各代表下述之流率：

Q_{m1} = 尖峰 15 分鐘欲進入隧道之需求流率（輛/小時），

Q_{m2} = 能從隧道離開之流率（輛/小時），

Q_{m3} = 進口匝道上游主線之流率（輛/小時），

Q_{r1} = 出口匝道之流率 (輛/小時),

Q_{r2} = 進口匝道之流率 (輛/小時)。

根據 Q_{m1} , Q_{r1} 及 Q_{r2} 分析隧道交通作業的程度如圖 20-11 所示。

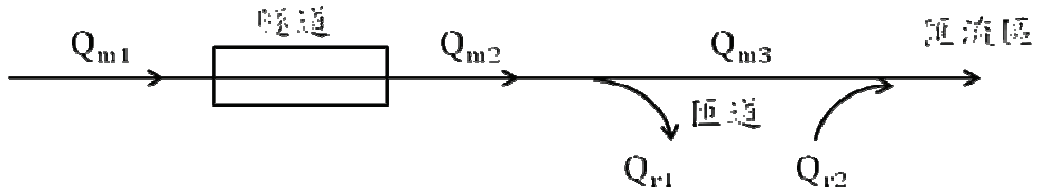


圖 20-10 公路隧道分析對象示意圖

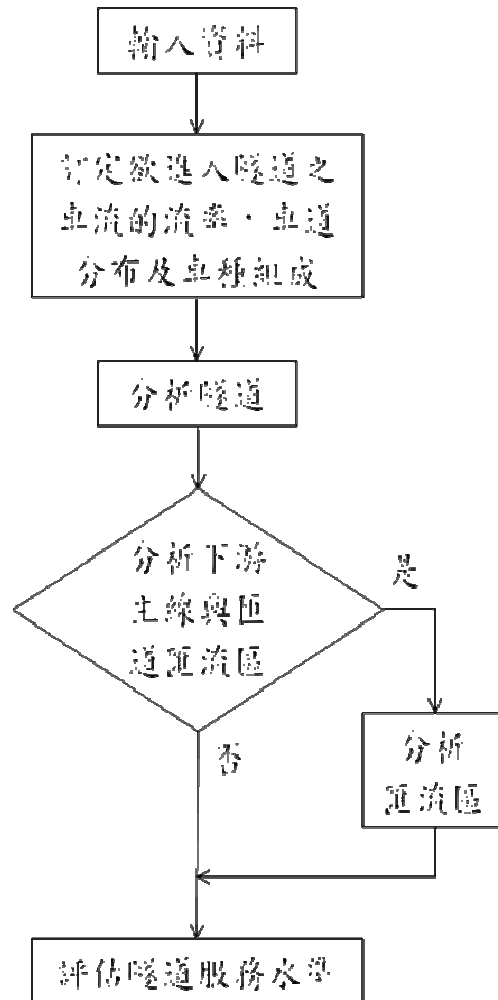


圖 20-11 公路隧道分析架構

20.4.2 輸入資料

公路隧道之交通作業受幾何設計，交通控制及車流狀況的影響。幾何設計包括車道數，車道寬，坡度等項目。交通控制包括速限，車種之限制，車道使用之限制，及其他特殊規定（如最小間距）。車流狀況包括需求流率，車種組成，車種之車道分布，隧道下游主線與匝道車流之衝突點及駕駛行為等。目前沒有足夠的資料衡量個別狀況對容量及服務水準的衝擊。本章所描述的方法只考慮下列影響因素：

1. 隧道所在公路之性質（休閒性或工作性）。
2. 隧道長度及車道數。
3. 長隧道（2 公里以上）與上下游匝道之距離。
4. 速限。
5. 欲進入隧道之需求流率及下游進出口匝道流率。
6. 車種組成。
7. 車流隨時間及行車方向變化之相關交通參數（方向係數、尖峰小時流量係數及尖峰小時係數）。

20.4.3 訂定欲進入隧道的車流之流率、車種組成及車道分布

分析一現存隧道的作業時，欲進入隧道的尖峰 15 分鐘流率 Q_{m1} 從現場資料來訂定，或根據已知的尖峰小時流率及一適當的尖峰小時係數(peak hour factor)估計如下：

$$Q_{m1} = \frac{Q_{60}}{PHF} \quad (20.1)$$

此式中，

Q_{m1} = 欲進入隧道之尖峰 15 分鐘流率（輛/小時），

Q_{60} = 欲進入隧道之尖峰小時流率（輛/小時），

PHF = 尖峰小時係數。

規劃及設計一隧道時，式 20.1 中之尖峰小時流率可估計如下：

$$Q_{60} = ADT \times K \times D \quad (20.2)$$

此式中，

ADT = 設計年(design year)之平均每日流量(average daily traffic)
(輛/小時)，

K = 尖峰小時流量係數，

D = 流量之方向係數。

尖峰小時係數 PHF 一般定義為尖峰小時流量（或流率）與尖峰 15 分鐘流率的比值。此係數的變異範圍大約在 0.8 與 0.98 之間。其值有隨尖峰小時流量之增加而加大的現象，但兩者的關係微弱。

尖峰小時流量係數 K 代表尖峰小時流量與平均每日流量的比值。每日流量在 20,000 輛左右時，此係數之值大約在 0.07 與 0.12 之間。每日流量增加到 100,000 輛左右時，此係數值降低到 0.06 與 0.08 之間。

車流之方向係數 D 代表流量較高方向之流量佔雙向總流量的比例。此係數之值隨路段所在地及旅次的性質而異。在臺北都會區外環之國道 3 號公路路段，其車流方向係數在 0.5 及 0.7 之間幾乎隨機變化；平均值為 0.58，第 85 百分位之值為 0.65。休閒旅次多的國道 5 號公路之車流方向係數有隨全天流量之增大而升高之現象。全天流量在 40,000 輛左右時之方向係數在 0.5 與 0.55 之間。全天流量增加到 60,000 輛以上時，方向係數常在 0.52 與 0.6 之間。

規劃一公路時，最好用同一地區內類似公路之車流狀況以選擇適用的方向係數，尖峰小時流量係數，及尖峰小時係數。如無現場資料，表 20.5 的數據及模式可用來訂定參數值。

車種組成會受交通管制政策及隧道所在地公路性質影響。所以最好用隧道現場資料，或隧道預定地點附近公路的車種組成來分析。以國道 5 號公路為例，小車大約佔所有車輛的 97%，其他車輛為大客車。國道 3 號大車百分比平均大約 4%。所有大車可用小車當量轉換成對等小車。隧道內坡度不超過 3%，而且長度不超過 1 公里時，大車的小客車當量可訂為 1.5。較大坡度路段上大車的小客車當量適用值目前沒有資料可準確的訂定。

表 20.5 車流方向係數 D 、尖峰小時流量係數 K 及
尖峰小時係數 PHF 參考值

係數	公路性質	參數值
D	工作性或 休閒性	0.55~0.65 0.55~0.65
K	工作性	$K = 0.104 - 0.049 \frac{D \times (ADT) - 10,000}{11,000}$
	休閒性	$K = 0.095 - 0.037 \frac{D \times (ADT) - 15,000}{40,000}$
PHF	工作性	$PHF = 0.92 + 0.05 \frac{D \times (ADT) \times K - 1,000}{7,000}$
	休閒性	$PHF = 0.91 + 0.06 \frac{D \times (ADT) \times K - 1,000}{2,500}$

隧道內各車道有顯著不同的車流狀況，所以宜分析個別車道的交通作業。本章將車道從內向外，依次訂為第 1，第 2 等車道。

單向只有 2 車道時，各車道之流率及大車比例可根據表 20.6 來估計。單向有 3 或 4 車道時之車流的車道分布可根據表 20.7 所列之模式來估計。表 20.8 的數據則可用來作估計個別車道大車比例之參考。

表 20.6 單向 2 車道車流及大車之車道分布估計模式

項目	車道 i	模式
大車比例 P_i	1 (內)	$P_1 = \frac{Q_{m1}P(1-f)}{0.525Q_{m1}-13}$
	2 (外)	$P_2 = \frac{Q_{m1}Pf}{0.475Q_{m1}+13}$
流率 (小車/小時) Q_i	1 (內)	$Q_1 = (0.525Q_{m1}-13)[1+P_1(E-1)]$
	2 (外)	$Q_2 = (0.475Q_{m1}+13)[1+P_2(E-1)]$
註： Q_{m1} = 單向需求流率 (輛/小時)。 P = 大車佔主線總車輛之比例。 f = 大車中使用第 2 車道 (外車道) 之比例。 E = 大車之小車當量 (平坦路段建議值：1.5)。		

表 20.7 單向 3 或 4 車道車流之車道分布模式

單向車道數	車道 i	模式
3	1 (內)	$Q_1 = -257 + 0.581Q_p - 3.243 \times 10^{-5} Q_p^2$
	2	$Q_2 = -130 + 0.479Q_p - 2.209 \times 10^{-5} Q_p^2$
	3 (外)	$Q_3 = Q_p - Q_1 - Q_2$
4	1 (內)	$Q_1 = -354 + 0.528Q_p - 2.744 \times 10^{-5} Q_p^2$
	2	$Q_2 = -103 + 0.402Q_p - 1.608 \times 10^{-5} Q_p^2$
	3	$Q_3 = 16.9 + 0.220Q_p + 3.0 \times 10^{-6} Q_p^2$
	4 (外)	$Q_4 = Q_p - Q_1 - Q_2 - Q_3$
註： $Q_p = Q_{ml} [1 + P(E-1)]$ 小車/小時。 Q_{ml} = 單向需求流率 (輛/小時)。 P = 大車比例。 E = 大車之小車當量。 模式適用範圍： 3 車道 $Q_p = 2,500 \sim 5,500$ 4 車道 $Q_p = 2,500 \sim 8,000$		

表 20.8 單向 3 或 4 車道大車之車道分布

單向車道數	車道 i	大車比例 P_i
3	1	0.13
	2	0.35
	3	0.52
4	1	0.04
	2	0.06
	3	0.47
	4	0.33

20.4.4 分析隧道

圖 20-11 所示之分析架構中，分析隧道的工作重點在於根據各車道的需求流率先評估隧道之服務水準。此工作不考慮下游主線與進口匝道匯流區作業的影響。如果後續匯流區之分析發現該區有壅塞的可能，則本工作估計的服務水準等級可能無法維持。

根據已探討的公路隧道，本章將休閒性公路隧道及工作性公路隧

道各分成如表 20.9 及表 20.10 所列之類型。各類型的代表性流率與速率關係如圖 20-12～圖 20-20 所示。這些流率與速率關係所代表的容量列於表 20.11 及表 20.12。

表 20.9 單向 2 車道速限 70~90 公里/小時之休閒性公路隧道類型

類型	隧道長度 (公里)	隧道與上下游進口匝道之距離 (公里)	
		上游	下游
1	≥ 10	≥ 1	1
2	≥ 10	≤ 1	> 1
3	3~5	≥ 1	> 3
4	3~5	> 3	> 1
5	2~3	1	> 3
6	2~3	> 3	1

表 20.10 單向 3 或 4 車道工作性公路隧道類型

類型	單向車道數	隧道長度 (公里)	速限 (公里/小時)
1	3	1.1~1.9	90
2	3	0.3~0.9	90
3	4	≈ 0.5	110

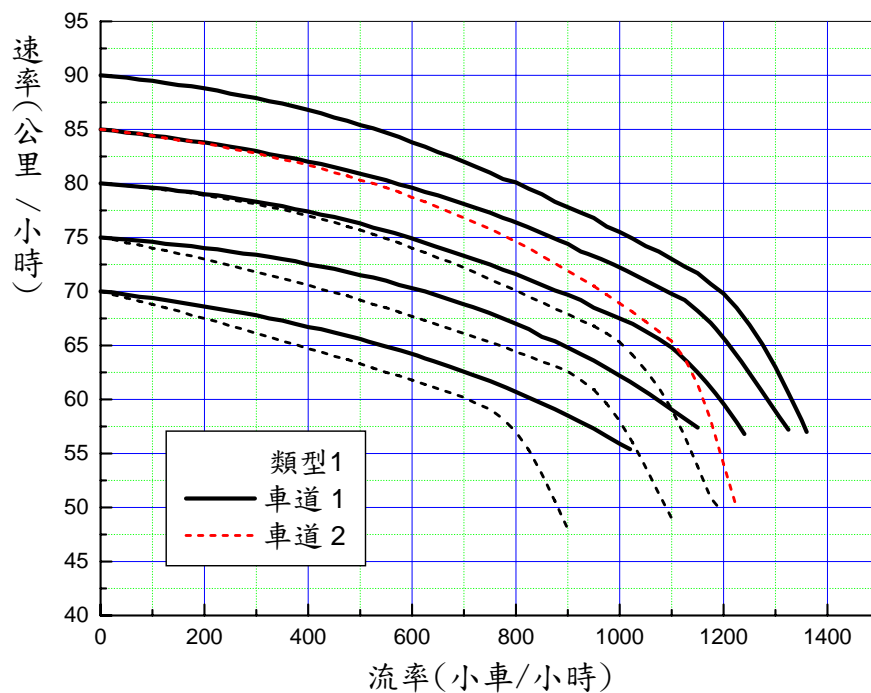


圖 20-12 長度超過 10 公里之 2 車道隧道 (表 20.9 之類型 1) 的代表性流率與速率關係 (速限：70~90 公里/小時)

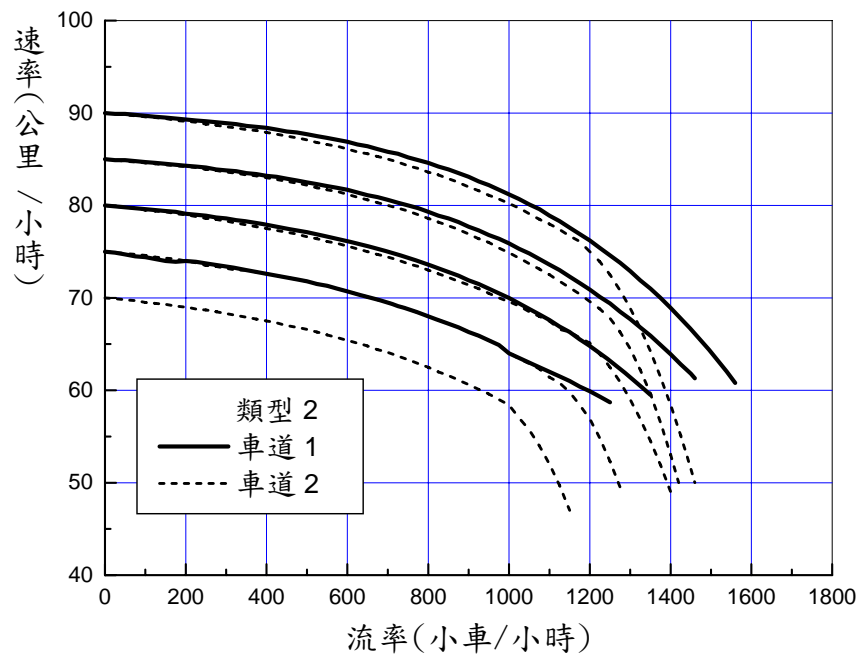


圖 20-13 長度超過 10 公里之 2 車道隧道（表 20.9 之類型 2）的代表性
流率與速率關係（速限：70~90 公里/小時）

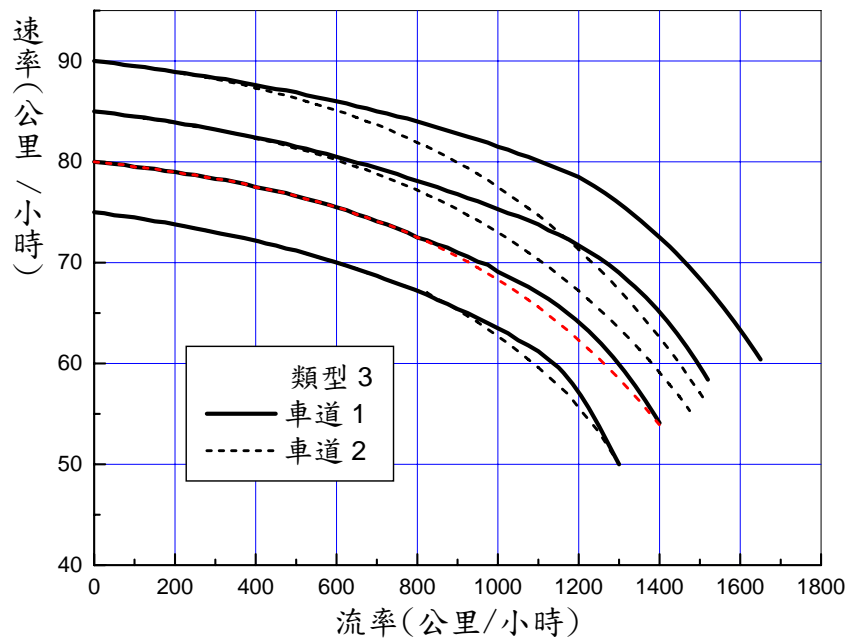


圖 20-14 長度 3~5 公里之 2 車道隧道（表 20.9 之類型 3）的代表性
流率與速率關係（速限：70~90 公里/小時）

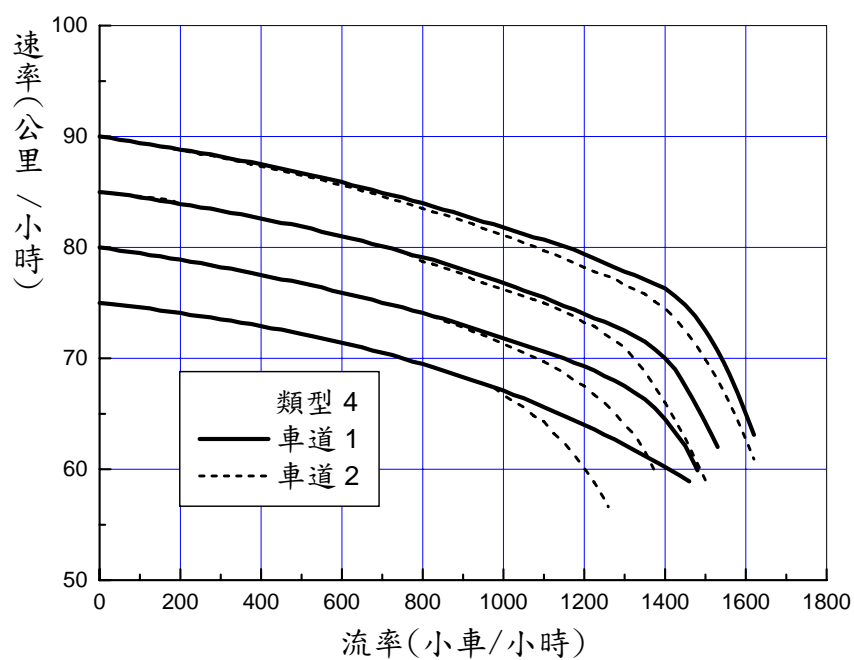


圖 20-15 長度 3~5 公里之 2 車道隧道（表 20.9 之類型 4）的代表性
流率與速率關係（速限：70~90 公里/小時）

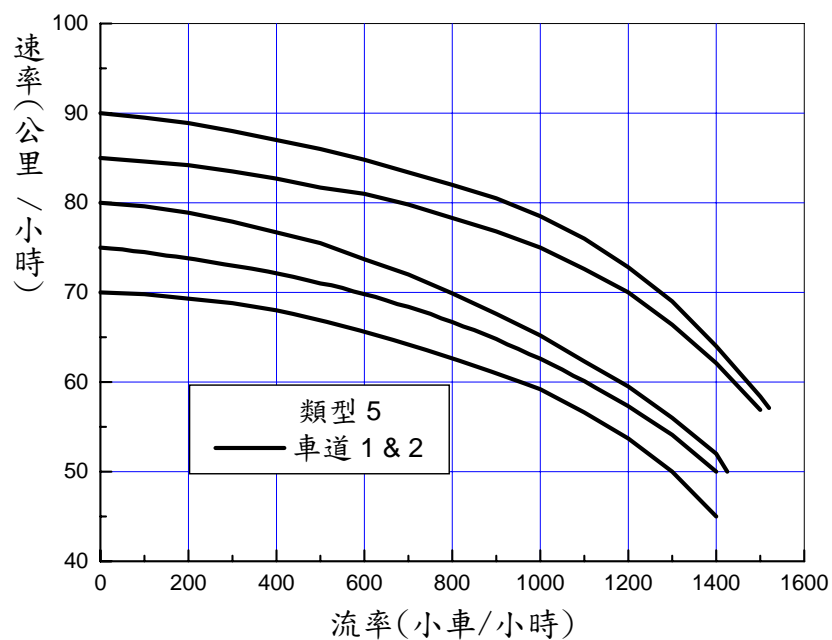


圖 20-16 長度 2~3 公里之 2 車道隧道（表 20.9 之類型 5）的代表性
流率與速率關係（速限：70~90 公里/小時）

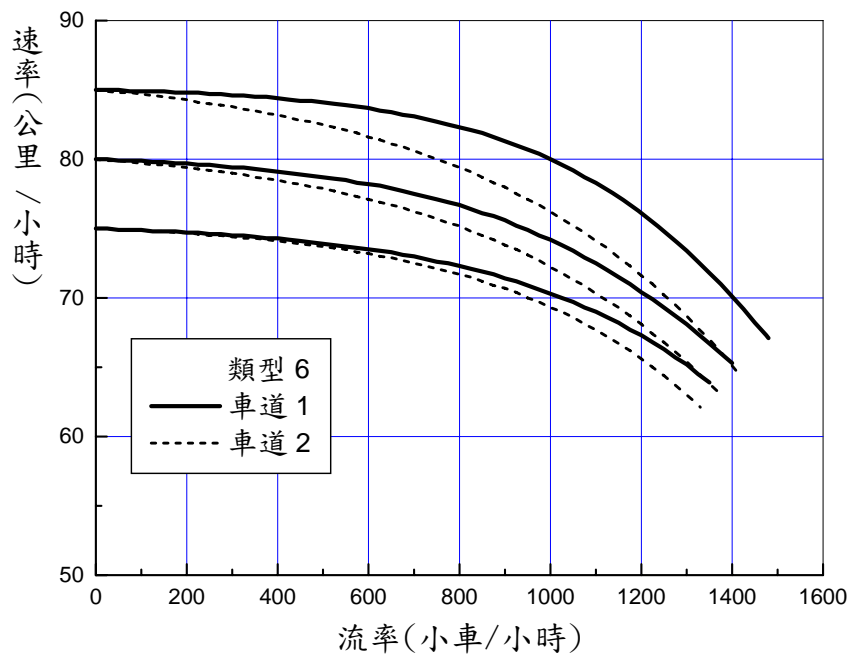


圖 20-17 長度 2~3 公里之 2 車道隧道（表 20.9 之類型 6）的代表性流率與速率關係（速限：70~90 公里/小時）

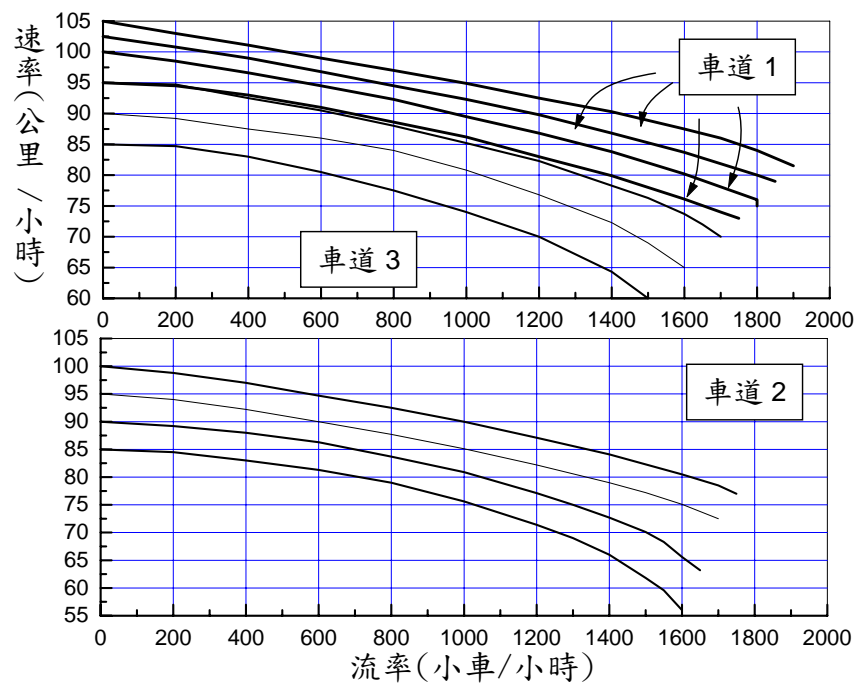


圖 20-18 長度 1.1~1.9 公里之 3 車道隧道（表 20.10 之類型 1）的代表性流率與速率關係（速限：90 公里/小時）

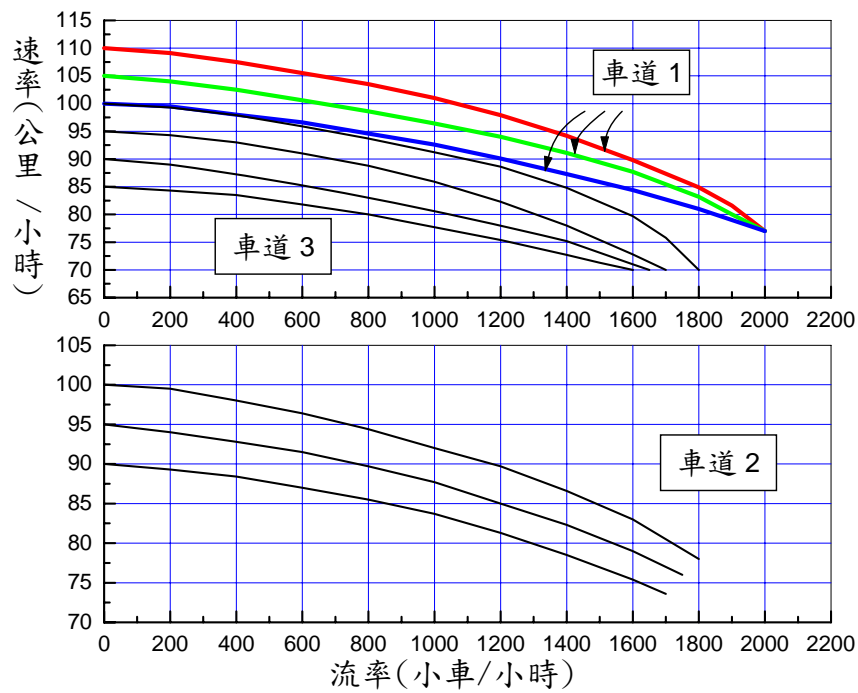


圖 20-19 長度 0.3~0.9 公里之 3 車道隧道（表 20.10 之類型 2）的代表性流率與速率關係（速限：90 公里/小時）

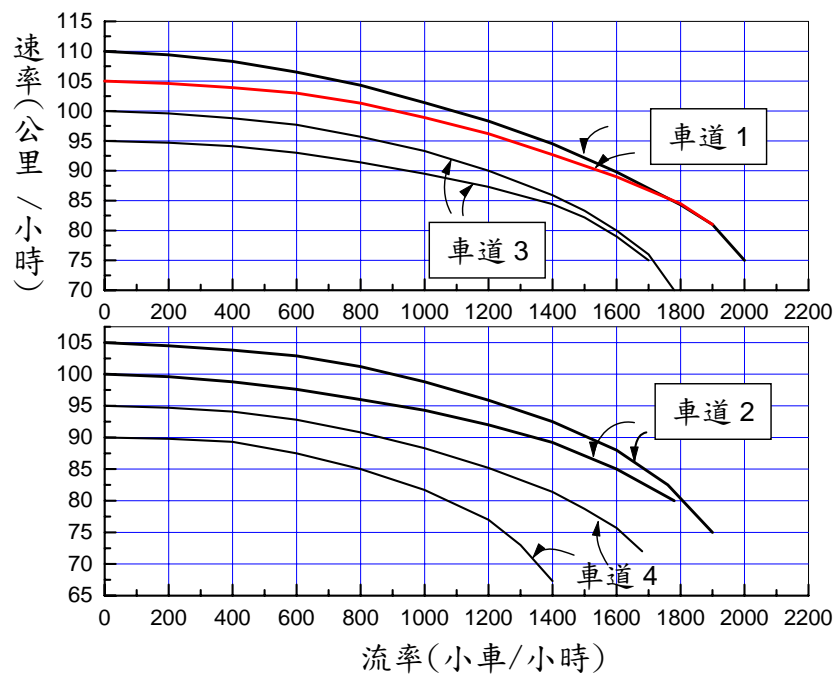


圖 20-20 長度小於 0.5 公里之 4 車道隧道（表 20.10 之類型 3）的代表性流率與速率關係（速限：110 公里/小時）

表 20.11 休閒性公路隧道（長度＞2 公里）容量估計值
（小車/小時/車道）

隧道 類型	車道	自由速率（公里/小時）				
		90	85	80	75	70
1	內	1,360	1,325	1,240	1,150	1,020
	外	1,300	1,260	1,200	1,100	900
2	內	1,540	1,460	1,350	1,250	1,100
	外	1,425	1,375	1,350	1,250	1,100
3	內	1,650	1,520	1,400	1,300	—
	外	1,520	1,475	1,400	1,300	—
4	內	1,620	1,530	1,480	1,460	—
	外	1,620	1,500	1,380	1,260	—
5	內	1,520	1,500	1,425	1,400	—
	外	1,500	1,500	1,425	1,400	—
6	內	1,500	1,480	1,400	1,350	—
	外	1,480	1,420	1,370	1,330	—

表 20.12 工作性公路隧道（長度＜2 公里）容量估計值
（小車/小時/車道）

隧道 類型	車道	自由速率（公里/小時）					
		110	105	100	95	90	85
1	1	—	1,900	1,800	1,750	—	—
	2	—	—	1,750	1,700	1,650	1,600
	3	—	—	—	1,700	1,600	1,500
2	1	2,000	2,000	2,000	—	—	—
	2	—	—	1,800	1,750	1,700	1,650
	3	—	—	1,800	1,700	1,650	1,600
3	1	2,000	1,950	—	—	—	—
	2	—	1,900	1,780	—	—	—
	3	—	—	1,780	1,700	—	—
	4	—	—	—	1,680	1,400	—

利用上述代表性關係來評估隧道交通作業之前必須根據表 20.6 或表 20.7 訂定進入隧道之後車流在各車道之流率。此外，亦須估計平均自由速率以選擇一適當的代表性流率與速率的關係，做為分析的依據。自由速率最好從現場資料來估計。如果沒有現場資料，休閒性公

路車流之自由速率可參考表 20.13 來估計。工作性公路車流之自由速率則可參考表 20.14 來估計。

表 20.13 休閒性公路長隧道內自由速率與速限之代表性關係

速限 (公里/小時)	特殊狀況	車道	隧道長度 (公里)	
			2~4	>10
70	—	內	80	74
		外	76	71
80	上游速限 80 公里/小時	內	86	82
		外	83	80
80	上游速限 90 公里/小時	內	90	—
		外	87	—
90		內	—	89
		外	—	86

表 20.14 單向 3 或 4 車道工作性公路隧道 (長度 2 公里) 自由速率與速限之代表性關係

車道	速限	特殊狀況	平均自由速率 S_i (公里/小時)
1	90	離速限 100 公里/小時 區 35 公里以上	$S_1 = 95$
1	90	離速限 100 公里/小時 區不到 35 公里	$S_1 = 94.8 + \frac{8.1}{1 + e^{\frac{D-46.81}{4.32}}}$
1	100	—	$S_1 = 103$
1	110	—	$S_1 = 108$
2	90~110	—	$S_2 = 84.5 + \frac{48.05}{1 + e^{\frac{S_1-112.20}{7.11}}}$
3	90~110	—	$S_3 = 85.3 + \frac{14.2}{1 + e^{\frac{S_1-106.10}{3.50}}}$
4	90~110	—	$S_4 = S_1 - 18$

註：D = 與 100 公里/小時速限區之距離。

分析隧道的一項工作是評估個別車道的服務水準。此工作須先估計各車道的需求流率及平均自由速率，然後根據平均自由速率訂定其

相關之代表性流率與速率關係。如果估計的平均自由速率在圖 20-12～圖 20-20 中兩代表性關係之相關自由速率之間，則須採用近似關係及容量來評估服務水準。

分析隧道的另一工作須根據下列兩公式分別估計單向 V/C 比及平均速率：

$$(V/C)_a = \frac{Q_{m1}[1 + P(E-1)]}{\sum_{i=1}^n (Q_{\max})_i} \quad (20.3)$$

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^n S_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_i} \quad (20.4)$$

上兩式中，

$(V/C)_a$ = 單向所有車道之綜合流率與容量比，

$(Q_{\max})_i$ = 車道 i 之容量（小車/小時）；見表 20.11 及表 20.12，

S_a = 單向所有車輛之平均速率，

Q_i = 車道 i 之流率（見表 20.6 及表 20.7），

n = 車道數。

個別車道及綜合的流率與容量比，及平均速率估計之後，表 20.3 及表 20.4 可用來評估服務水準。

20.4.5 分析下游主線與匝道匯流區

上述分析隧道的工作不考慮隧道下游進出口匝道車流的影響。如果隧道下游附近有出口匝道，則減速進入出口匝道的車輛可能干擾隧道內車流的行進。一般而言，進口匝道的車流對上游隧道的影響比出口匝道嚴重，所以本章只考慮主線與進口匝道匯流區的影響。

進口匝道有車輛接近主線時，主線外車道的駕駛員可能考慮變換車道。在高車流密度，不容易變換車道的狀況下，主線外車道車流與進口匝道車流之衝突可能造成匯流區壅塞。如果從隧道行向匯流區的流率高於能通過匯流區的流率，則持久的壅塞會造成衝擊波向上游傳

遞，因而造成導致上游路段嚴重塞車。

本章分析主線與進口匝道匯流區的目的在於探討匯流區壅塞的可能性，並進一步評估 20.3.4 節所描述之隧道分析工作是否高估隧道能維持的服務水準。目前的資料不足於用來建立一估計匯流區壅塞程度及其影響的方法。所以本章分析匯流區之方法不嚴謹，分析結果只適合做規劃及設計的參考。

分析匯流區之前必須決定是否有必要分析匯流區。一般而言，下游匯流區離隧道越遠，其作業會影響隧道作業的可能性越低。但是如果匯流區有壅塞，而且壅塞狀況持久不散，則慢速行向匯流區之車隊也可能向上游回堵好幾公里。換言之，下游匯流區離隧道須多遠才不必分析沒有規則可遵行。以國道 5 號公路主線與進口匝道匯流路段的狀況而言，全天流量大約在 40,000 輛以上時，匯流區就可能會有壅塞現象。此外，南下車流之壅塞狀況有時從彭山隧道延伸到石碇隧道（大約 5 公里）。本章建議在下列狀況下，應分析匯流區隊上游匝道的影響：

1. 隧道流率與容量比小於 1.0，而且進口匝道在隧道下游 2 公里之內。
2. 隧道流率與容量比小於 1.0，進口匝道在隧道下游 2~5 公里之內，而且平均每日流量超過 20,000 輛/車道。

分析匯流區之程序如圖 20-21 所示。本章下列數節說明分析工作。

20.4.5.1 主線外車道流率及進口匝道流率

規劃一新隧道之設施時，抵達匯流區之外車道流率及進口匝道流率為預測值。車輛離開隧道之後可能變換車道。隧道與下游進口匝道之間也可能有出口匝道。因此抵達匯流區之外車道流率很可能與離開隧道的外車道流率有差異。隧道，出口匝道，進口匝道的相對位置及車流會影響這差異的程度。因此準確的預估抵達匯流區之主線外車道流率不是一簡單的工作。

根據國道 5 號公路的現場資料，單向有 2 車道時，抵達匯流區之主線外車道流率可估計如下：

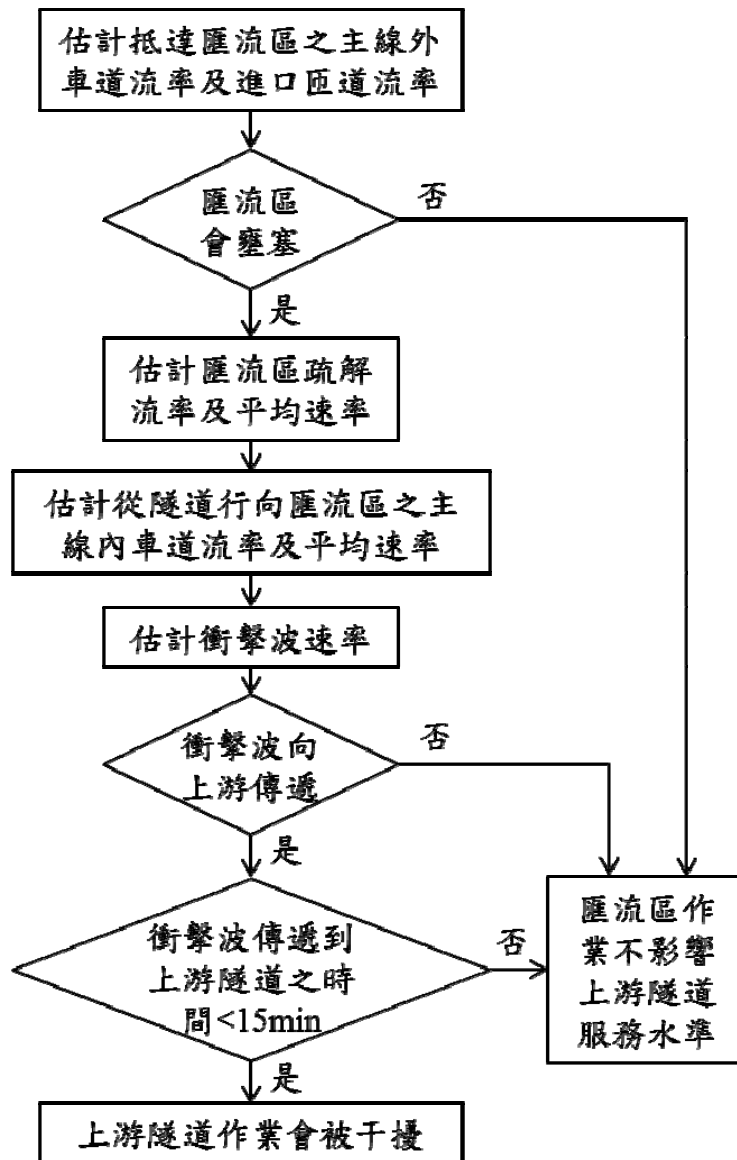


圖 20-21 分析匯流區之程序

$$(Q_{m3})_n = [0.453(Q_{m1} - Q_{r1}) + 14][1 + P_n(E - 1)] \quad (20.5)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ = 抵達匯流區之主線外車道($n=2$)流率 (小車/小時)，

Q_{m1} = 欲進入隧道之需求流率 (輛/小時)，

Q_{m2} = 等於離開隧道之流率，

Q_{r1} = 進入出口匝道之流率 (輛/小時)，

P_n = 從表 20.6 所列之模式或其他資料所估計之第 2 車道 (外車道， $n=2$) 大車比例，

E = 大車之小車當量。

目前沒有適合的現場資料探討單向有 3 或 4 車道時，抵達匯流區

之主線外車道流率與其影響因素的關係。在此情況下，本章採用下列單純的公式來估計外車道流率：

$$(Q_{m3})_n = Q_n - Q_{r1}[1 + P_{r1}(E - 1)] \quad (20.6)$$

此式中，

Q_n = 從表 20.7 模式所估計在隧道外車道之流率（小車/小時）；3 車道隧道： $n = 3$ ；4 車道隧道： $n = 4$ 。

P_{r1} = 從表 20.8 或預期狀況所估計之外車道大車比例。

20.4.5.2 匯流區壅塞之條件

從式 20.5 或式 20.6 所估計得之 $(Q_{m3})_n$ 及進口匝道流率 Q_{r2} 可用在圖 20-22 來探討匯流區壅塞的可能性。此圖顯示在國道 5 號公路上 4 個匯流區進入壅塞狀況之前主線外車道流率及進口匝道流率的組合。目前的資料有限，所以尚未能估計在不同組合下會有壅塞情況之機率。大致而言，如果 $(Q_{m3})_n$ 及 Q_{r2} 的組合在圖 20-22 線的右上方，則有壅塞的可能。換言之，如果進口匝道流率符合下列條件，則有壅塞的可能。此線所代表的主線外車道流率及進口匝道流率之和大約在 1,200 及 1,400 小車/小時之間。但多數壅塞前之總流率超過 1,400 小車/小時。

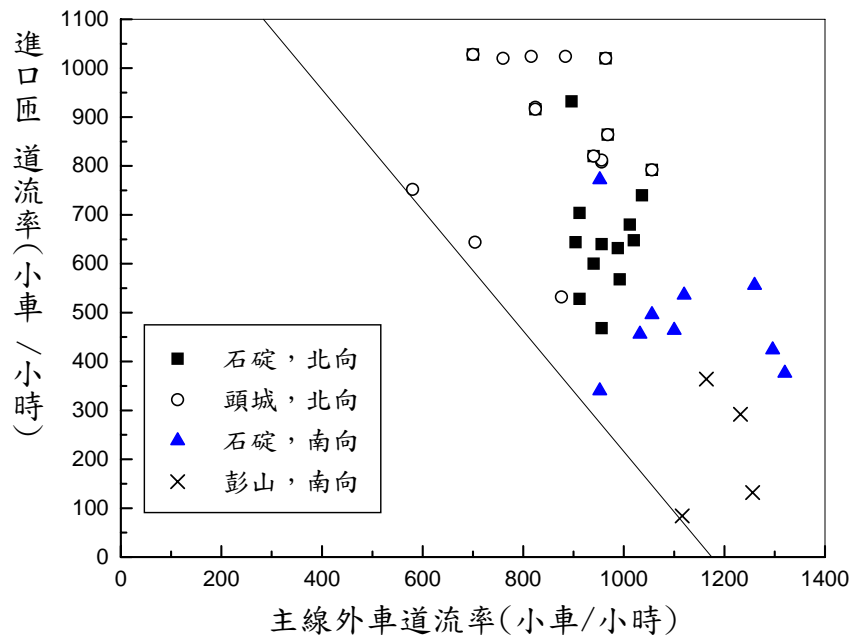


圖 20-22 壅塞前之主線外車道與進口匝道之流率關係

因偵測器設置位置的限制，國道 3 號公路上匯流區車流狀況與上游主線外車道及進口匝道流率的關係難以判斷。但偵測器資料顯示匯流區流率在 1,350~1,700 小車/小時之情況下，車流有進入壅塞狀況的現象。壅塞發生之前的常見流率在 1,500 小車/小時左右。

根據上述的車流特性，本章建議如果抵達匯流區之主線外車道流率與進口匝道流率的總和符合下列條件時，可假設匯流區會進入壅塞狀況：

$$(Q_{m3})_n + Q_{r2}[1 + P_{r2}(E - 1)] \geq 1,450 \quad (20.7)$$

此式中，

P_{r2} = 進口匝道車流之大車比例。

如果主線外車道流率及進口匝道流率不符合式 20.7 之條件，則匯流區之交通作業不會影響到上游隧道之服務水準。在這情況下，不必繼續分析匯流區之車流狀況。

20.4.5.3 匯流區疏解流率及平均速率

匯流區壅塞之後是否對上游路段的交通作業會有影響視其疏解流率及平均速率而定。如圖 20-23 所示，疏解流率有隨速率及速限而增高的現象。下列二式可用來估計不同疏解速率時之疏解流率：

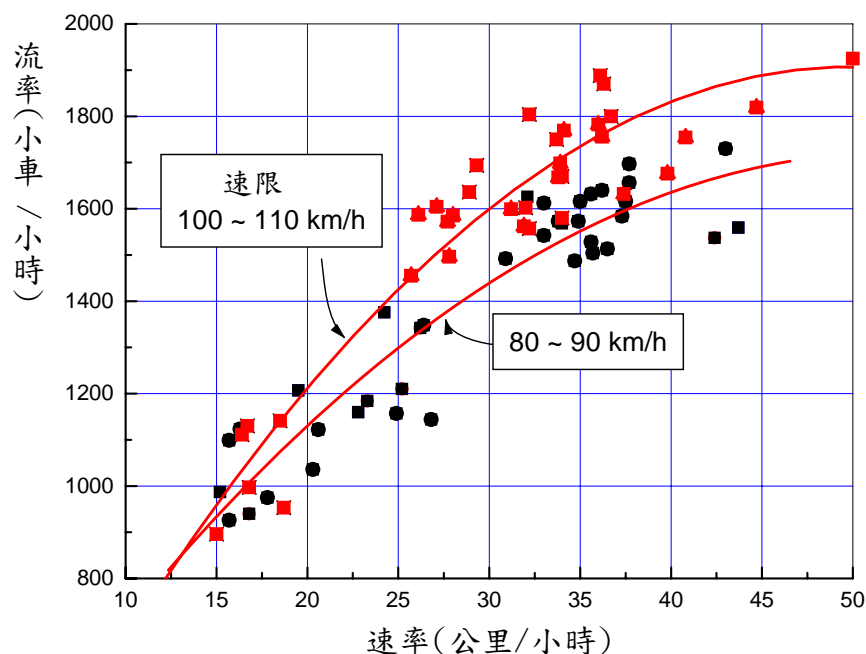


圖 20-23 壅塞狀況下匯流區之流率與速率關係

1.速限：100~110 公里/小時

$$Q_d = -33.2 + 77.9S_d - 0.78S_d^2 \quad (20.8)$$

2.速限：80~90 公里/小時

$$Q_d = 175 + 59.0S_d - 0.56S_d^2 \quad (20.9)$$

上兩式中，

Q_d = 壅塞後之疏解流率（小車/小時/車道）；

S_d = 壅塞後之疏解平均速率（公里/小時）。

匯流區壅塞之後，車流一般以 45 公里/小時以下的平均速率疏解，持續比較久的疏解速率常在 20 公里/小時與 30 公里/小時之間。目前沒有方法可準確的預測疏解速率。本章將疏解速率的代表值訂為 25 公里/小時。

20.4.5.4 匯流區上游主線內車道之流率及平均速率

一般匯流區上游主線內車道的流率及速率皆比外車道高。所以匯流區壅塞之後對內車道的影響比較迅速。本章用內車道流率與速率估計匯流區壅塞的影響。

主線單向有 2 車道時，匯流區上游內車道的流率可估計如下：

$$(Q_{m3})_1 = [0.547(Q_{m1} - Q_{r1}) - 14][1 + P_1(E - 1)] \quad (20.10)$$

此式中，

$(Q_{m3})_1$ = 匯流區上游內車道的流率（小車/小時），

P_1 = 根據表 20.6 所估計之內車道大車比例。

$(Q_{m3})_1$ 之相關平均速率可根據表 20.16 及圖 20-24 來估計。圖 20-24 中每一代表性流率與速率關係可用下列來代表：

$$S_m = A + \frac{B - A}{1 + e^{\frac{(Q_{m3})_1 - C}{D}}} \quad (20.11)$$

此式中，

S_m = 匯流區上游主線內車道之平均速率（公里/小時），

A, B, C, D = 表 20.17 所示的參數。

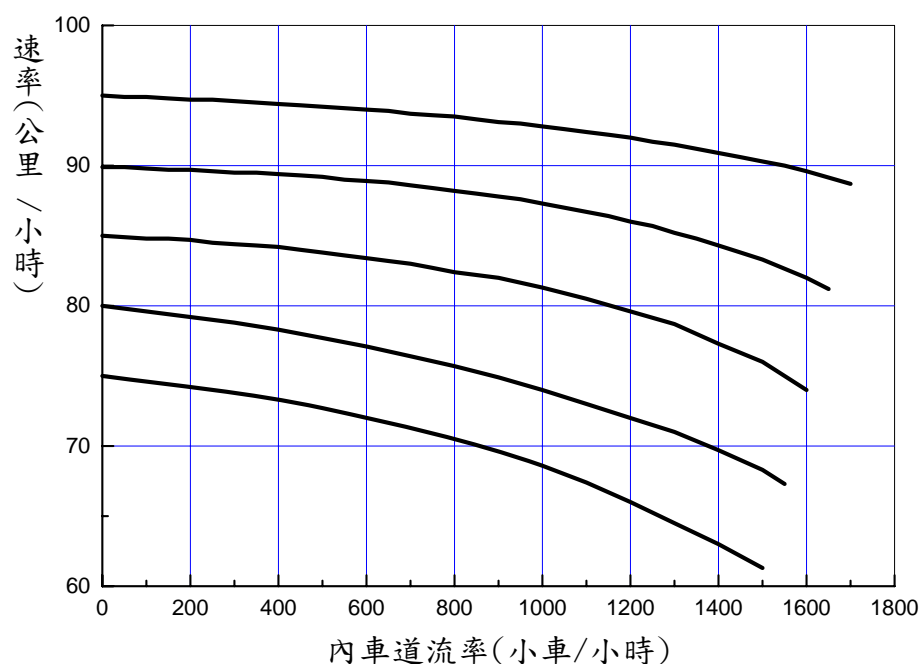


圖 20-24 匯流區上游主線內車道速率與流率關係（單向 2 車道）

表 20.16 匯流區上游主線內車道自由速率估計值

速限（公里/小時）	自由速率（公里/小時）
70	75～80
80	85
90	90～95

表 20.17 式 20.11 之參數

自由速率 （公里/小時）	參數				容量 （小車/小時/ 車道）
	A	B	C	D	
95	95.8	-63.0	3,289.5	764.6	1,700
90	90.5	-68.3	2,686.3	556.8	1,650
85	85.9	-156.4	3,139.1	611.7	1,600
80	83.5	-177.6	3,793.0	969.4	1,550
75	77.2	-78.1	2,449.9	698.5	1,500

主線單向有 3 或 4 車道時，本章假設行向匯流區之主線內車道車流與隧道內車道車流有同樣的流率及速率。此流率 $(Q_{m3})_1$ 等於表 20.7 中之 Q_l ，其相關速率 S_m 等於本章 20.4.4 節所述，根據圖 20-18、圖 20-19 或圖 20-20 所估計得之內車道平均速率。

20.4.5.5 衝擊波速率

圖 20-25 顯示匯流區壅塞之後，車輛在壅塞車隊及壅塞車隊上游的近似時空。在壅塞車隊內，車流的流率為 Q_d （見式 20.7 及式 20.8），其平均速率為 S_d （建議值：25 公里/小時）。壅塞車隊上游主線內車道之流率及平均速率各為 $(Q_{m3})_1$ ，及 S_m 。

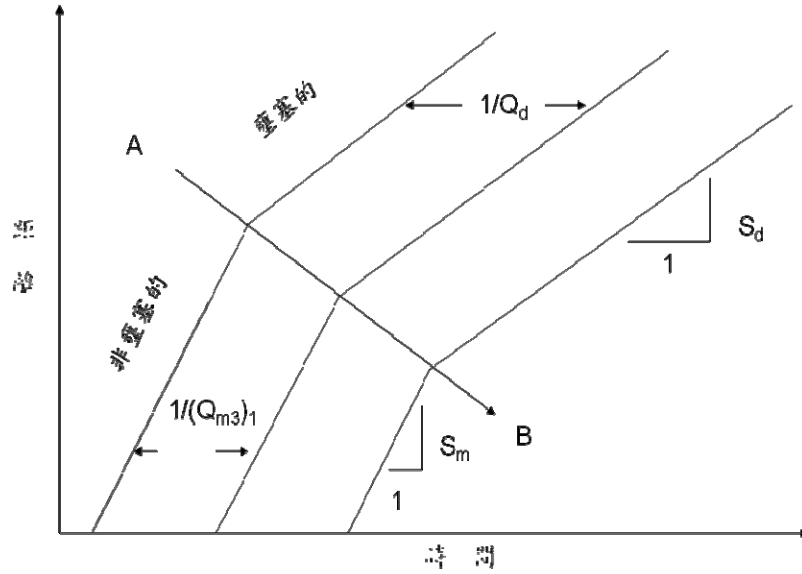


圖 20-25 衝擊波形成的示意圖

上游車輛以高速加入壅塞車隊時，壅塞車隊的尾端可能向下游動，但也可能向上游動。壅塞車隊尾端相對路面的動可稱為衝擊波。圖 20-25 中 頭 AB 表示壅塞車隊尾端向上游動，換言之，壅塞車隊向上游擴展。在這種情況之下，鄰近的上游隧道交通作業可能受影響。

假設壅塞車隊及其上游車流中每一車輛皆保持同樣的速率（ S_d 及 S_m ）及車距 $[1/Q_d$ 及 $1/(Q_{m3})_1]$ ，則衝擊波的速率可估計如下：

$$V = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{K_d - K_m} = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{Q_d / S_d - (Q_{m3})_1 / S_m} \quad (20.12)$$

此式中，

V = 衝擊波速率（公里/小時），

K_d = 壅塞車隊之密度（輛/公里），等於 Q_d / S_d ，

K_m = 壅塞車隊上游車流密度（輛/公里），等於 $(Q_{m3})_1 / S_m$ 。

20.4.5.5 衝擊波速率

圖 20-25 顯示匯流區壅塞之後，車輛在壅塞車隊及壅塞車隊上游的近似時空軌跡。在壅塞車隊內，車流的流率為 Q_d （見式 20.7 及式 20.8），其平均速率為 S_d （建議值：25 公里/小時）。壅塞車隊上游主線內車道之流率及平均速率各為 $(Q_{m3})_1$ ，及 S_m 。

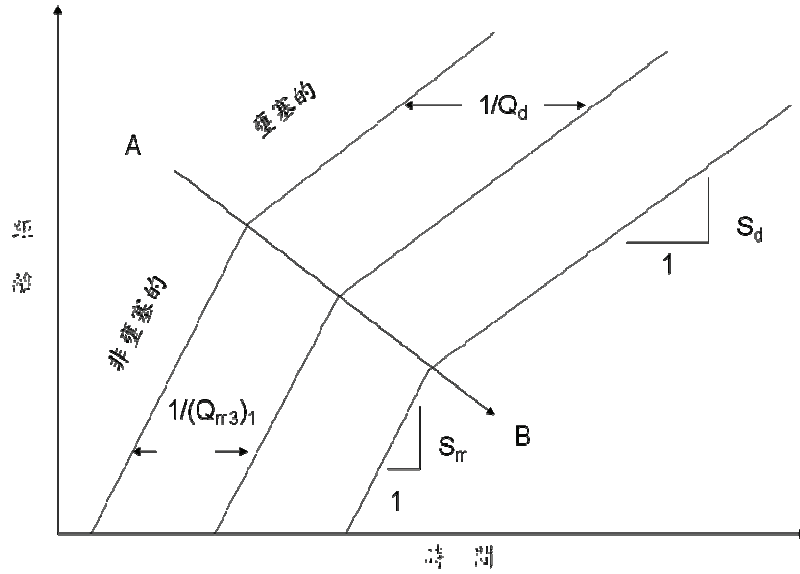


圖 20-25 衝擊波形成的示意圖

上游車輛以高速加入壅塞車隊時，壅塞車隊的尾端可能向下游移動，但也可能向上游移動。壅塞車隊尾端相對路面的移動可稱為衝擊波。圖 20-25 中箭頭 AB 表示壅塞車隊尾端向上游移動，換言之，壅塞車隊向上游擴展。在這種情況之下，鄰近的上游隧道交通作業可能受影響。

假設壅塞車隊及其上游車流中每一車輛皆保持同樣的速率（ S_d 及 S_m ）及車距 $[1/Q_d$ 及 $1/(Q_{m3})_1]$ ，則衝擊波的速率可估計如下：

$$V = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{K_d - K_m} = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{Q_d / S_d - (Q_{m3})_1 / S_m} \quad (20.12)$$

此式中，

V = 衝擊波速率（公里/小時），

K_d = 壅塞車隊之密度（輛/公里），等於 Q_d / S_d ，

K_m = 壅塞車隊上游車流密度（輛/公里），等於 $(Q_{m3})_1 / S_m$ 。

20.4.5.6 判斷衝擊波的影響

從式 20.12 所估計得的衝擊波速率若屬正值，則壅塞車隊尾端向下游移動，不會回堵上游隧道。在此情況下，本章 20.4.4 節所述之分析結果不會受到匯流區交通狀況之影響。

如果式 20.12 之衝擊波速率為負值，則壅塞車隊尾端向上游移動，其抵達上游隧道之旅行時間可估計如下：

$$T = \frac{60D}{-V} \quad (20.13)$$

此式中，

T = 壅塞車隊尾端從匯流區擴展到上游隧道所需之時間（分），

D = 匯流區與上游隧道之距離（公里），

V = 衝擊波速率（公里/小時）。

衝擊波抵達上游隧道所需之時間越短，衝擊波對隧道交通作業之負面影響越大。因為一般容量分析是根據尖峰 15 分鐘之車流狀況，所以可假設式 20.13 之 T 值小於 15 分鐘時，上游隧道不能維持本章 20.4.4 節所述工作所估計的服務水準。

20.5 下游隧道之影響

一隧道下游如果另有一隧道，則在有下列情況時可考慮評估下游隧道交通作業對分析對象隧道的影響：

1. 分析對象隧道之流率或容量比小於 1.0。
2. 兩隧道之間沒有匝道，或有匯流區但該區不會進入壅塞狀況。
3. 下游隧道之容量低於欲進入該隧道之流率。

假設車輛行向下游隧道時保持同樣的車距，則因下游隧道容量不足所造成的衝擊波速度可估計如下：

$$V_u = \frac{(Q_t)_1 - (Q_u)_1}{(Q_t)_1 / (S_t)_1 - (Q_u)_1 / (S_u)_1} \quad (20.14)$$

此式中，

V_u = 下游隧道所造成的衝擊波速率（公里/小時），

$(Q_t)_1$ = 下游隧道內車道之容量（小車/小時），

$(Q_u)_1$ = 行向下游隧道之內車道流率（小車/小時），

$(S_t)_1$ = 下游隧道內車道流率為 $(Q_t)_1$ 時之內車道平均速率
（公里/小時），

$(S_u)_1$ = 行向下游隧道之內車道流率為 $(Q_u)_1$ 時之內車道平均速率
（公里/小時），

從式 20.14 所估計得之衝擊波速率若為負值，則 20.3.5.6 節之手續可用來判斷衝擊波對上游隧道之影響。

式 20.13 中，下游隧道內車道的容量 $(Q_t)_1$ 可根據現有資料（如表 20.11 及表 20.12）來估計。內車道流率等於容量時之平均速率 $(S_t)_1$ 也可從一適當的流率與速率關係（如圖 20-12 及圖 20-20）來估計。

行向下游隧道之內車道流率及其相關平均速率受兩隧道之間車輛變換車道行為的影響。兩隧道之間有進出口匝道時的情形更複雜。目前沒有可靠的資料來估計式 20.13 中之 $(Q_u)_1$ 及 $(S_u)_1$ 。

如果兩隧道之間沒有匝道，一略的分析是假設 $(Q_u)_1$ 及 $(S_u)_1$ 各等於上游隧道內車道之流率及平均速率。根據這假設，本章 20.4.4 節分析隧道所用之流率及平均速率可直接用來代表 $(Q_u)_1$ 及 $(S_u)_1$ 。

20.6 非表 20.9 及表 20.10 所列類型之分析

一隧道如不屬於表 20.9 及表 20.10 所列的任何一類型隧道，目前沒有可靠的現場資料可協助評估其交通作業。在此情況下，一略的分析可將該隧道視為表 20.9 或表 20.10 中最相近的類型隧道來分析。另一方法是重流率與速率關係之一特性。此特性是平均自由速率相等時，流率與速率關係雖然可能隨不同的隧道或地點而變化，但會有類似的性質。根據這特性，容量及服務水準的分析可包括下列步驟：

1. 估計各車道之需求流率（見第 20.4.3 節）。
2. 估計各車道之平均自由速率（見表 20.13 及表 20.14）。

- 3.從現存資料（見圖 20-12～圖 20-20）訂定一最適用的流率與速率關係。
- 4.根據適用的流率與速率關係評估隧道服務水準（見第 20.4.4 節）。
- 5.必要時，評估下游匯流區或隧道的影響（見第 20.4.5 及 20.5 節）。

20.7 應用例題

20.7.1 例題一

國道 3 號公路上有一長 6 公里之隧道。此隧道有 2 車道。車輛只能單向行車。隧道上游 6 公里處有一進口匝道。下游 1.2 公里處有一進口匝道。此隧道的幾何設計類似國道 5 號公路上之隧道。試問本章分析法可否用來分析上述隧道。

討論：

上述隧道不屬於表 20.9 及表 20.10 中任何一類型的隧道。但與類型 4 隧道最相近。因此如沒有其他較好的資料可參考，可用本章分析方法將上述隧道當作類型 4 隧道來分析。

20.7.2 例題二

國道 5 號公路平坦路段上一隧道下游 2 公里處有一進口匝道。隧道與進口匝道之間沒有出口匝道。此匝道的尖峰 15 分鐘流率為 500 輛/小時，大車比例為 0.03。在尖峰 15 分鐘內從隧道行向匯流區的兩主線車道總流率為 2,400 輛/小時，大車比例為 0.05。隧道下游的速限為 80 公里/小時。試問隧道的交通作業是否會受到匯流區交通作業之影響。

解：

根據式 20.5，抵達匯流區之主線外車道流率為：

$$\begin{aligned}(Q_{m3})_2 &= (0.453 \times 2,400 + 14)[1 + 0.05 \times (1.5 - 1)] \\ &= 1,129 \text{ 小車/小時}\end{aligned}$$

進口匝道之流率等於 $500 \times [1 + 0.03 \times (1.5 - 1)] = 508$ 小車/小時。

所以式 20.7 中主線外車道流率及進口匝道流率之和 $(1,129 + 508 \text{ 小車/小時})$

小時) 超過 1,450 小車/小時。因此匯流區很可能進入壅塞狀況。假設匯流區進入壅塞狀況之後的車流疏散速率為 $S_d = 25$ 公里/小時, 則疏散流率可從式 20.9 估計如下:

$$Q_d = 175 + 59.0 \times 25 - 0.56 \times 25^2 = 1,300 \text{ 小車/小時}$$

匯流區上游主線內車道的流率可從式 20.10 來估計:

$$\begin{aligned} (Q_{m3})_1 &= (0.547 \times 2,400 - 14) \times [1 + 0.05 \times (1.5 - 1)] \\ &= 1,331 \text{ 小車/小時} \end{aligned}$$

匯流區上游主線內車道的自由速率大約為 85 公里/小時 (表 20.16)。因此主線內車道有 1,331 小車/小時之流率時的平均速率可從圖 20.23 或式 20.11 來估計。如用式 20.11, 則主線內車道的平均速率為

$$S_m = 85.9 - \frac{156.4}{1 + e^{\frac{1,331 - 3,139.1}{611.7}}} = 78 \text{ 公里/小時}$$

根據匯流區之疏散流率及疏散速率, 及主線內車道之流率及速率, 匯流區壅塞所造成的衝擊波速率可從式 20.12 估計如下:

$$V = \frac{1,300 - 1,331}{1,300/25 - 1,331/78} = -0.9 \text{ 公里/小時}$$

因為 V 為負值而且外車道流率高於匯流區之疏散流率, 所以衝擊波以 0.9 公里/小時向上游傳遞。上游隧道離匯流區有 2 公里, 所以衝擊波在 $2/0.9=2.2$ 小時後抵達上游隧道。因此匯流區作業對上游隧道尖峰 15 分鐘的作業品質不會有顯著影響。

20.7.3 例題三

一休閒性高速公路上單向有 2 車道。此公路的速限為 90 公里/小時, 但是其一長 8 公里的隧道速限為 80 公里/小時。隧道的幾何設計與國道 5 號隧道的設計相似。此隧道上游一公里處有一進口匝道, 下游一公里處有一出口匝道, 其流率為 600 輛/小時。出口匝道下游 500 公尺處有一進口匝道, 此進口匝道之流率為 300 輛/小時。在尖峰小時內欲進入隧道的流率等於 2,000 輛/小時, 其尖峰小時係數為 0.9。主線及

匝道車流之 5% 的車輛為大車，其餘為小車。大車須行駛外車道。試估計此隧道的容量及服務水準。

解：此隧道不屬表 20.9 或表 20.10 中任何一類型

1. 需求流率

總流率（式 20.1）

$$Q_{m1} = 2,000/0.9 = 2,222 \text{ 輛/小時}$$

內車道大車比例（表 20.6 之 P_1 ）

$$P_1 = [2,222 \times 0.05 \times (1 - 1)] / (0.525 \times 2,222 - 13) = 0$$

外車道大車比例（表 20.6 之 P_2 ）

$$P_2 = [2,222 \times 0.05 \times 1] / (0.475 \times 2,222 + 13) = 0.1$$

內車道流率（表 20.6 之 Q_1 ）

$$Q_1 = (0.525 \times 2,222 - 13)[1 + 0 \times (1.5 - 1)] = 1,154 \text{ 小車/小時}$$

外車道流率（表 20.6 之 Q_2 ）

$$Q_2 = (0.475 \times 2,222 + 13)[1 + 0.1 \times (1.5 - 1)] = 1,122 \text{ 小車/小時}$$

2. 隧道類型及自由速率

此隧道不屬於表 20.9 或表 20.10 所列任何一類型，但是最類似類型 1 隧道。所以當作類型 1 隧道來分析。

內車道自由速率（表 20.13）：用 90 公里/小時，

外車道自由速率（表 20.13）：87 公里/小時，用 85 公里/小時。

3. 容量（表 20.11）

內車道：1,360 小車/小時

$$\begin{aligned} \text{外車道：} & 1,260 + [(1,300 - 1,260) / (90 - 85)] \times (87 - 85) \\ & = 1,276 \text{ 小車/小時} \end{aligned}$$

4. 平均速率（圖 20-12）

內車道：71 公里/小時（根據 $Q_1 = 1,154$ 小車/小時，自由速率 = 90 公里/小時）

外車道：66 公里/小時（根據 $Q_2 = 1,122$ 小車/小時，自由速率 = 87 公里/小時）

5. 隧道服務水準（在不受下游匯流區影響之狀況）

$$\text{內車道：} V/C = 1,154/1,360 = 0.85$$

$$\text{外車道：} V/C = 1,122/1,276 = 0.88$$

$$\text{綜合 } (V/C)_a = \frac{2,222 \times [1 + 0.05 \times (1.5 - 1)]}{1,360 + 1,276} = 0.86 \quad (\text{式 20.3})$$

$$\text{綜合 } S_a = \frac{71 \times 1,154 + 66 \times 1,122}{1,154 + 1,122} = 69 \text{ 公里/小時} \quad (\text{式 20.4})$$

- 為了顯示隧道內與隧道外之相對服務水準，宜採用隧道外之速限（90 公里/小時）從速率角度評估服務水準。

內車道：速限減速率

$$90 - 71 = 19$$

外車道：速限減速率

$$90 - 66 = 24 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{速限減綜合 } S_a = 90 - 69 = 21 \text{ 公里/小時}$$

- 根據表 20.3 及表 20.4，內外車道個別及綜合之服務水準皆為 D4。從壅塞程度及速率的角度而言，此隧道的服務品質不佳。
- 因為服務水準高於 F（未進入壅塞狀況），所以進一步評估下游匯流區之影響。

6. 匯流區上游（進口匝道上游）主線外車道流率（式 20.5）

$$\begin{aligned} (Q_{m3})_2 &= [0.453 \times (2,222 - 600) + 14][1 + 0.1 \times (1.5 - 1)] \\ &= 786 \text{ 小車/小時} \end{aligned}$$

7. 進口匝道流率

$$\text{進口匝道流率為 } 300 \text{ 輛/小時。此流率相當於 } 300 \times [1 + 0.05 \times (1.5 - 1)] = 308 \text{ 小車/小時}$$

8. 匯流區壅塞可能性

主線外車道及進口匝道流率之和等於 $786 + 308 = 1,094$ 小車/小時。此匯合流率小於 1,450 小車/小時，不符合式 20.7 之壅塞條件。因此匯流區作業會影響上游隧道之可能性很低。

9. 結論

此隧道的交通作業不太可能會受到下游匯流區之影響。但是隧道兩車道之個別服務水準皆屬 D4 級。兩車道之綜合服務水準亦屬 D4 級，這表示，不論從壅塞程度或平均速率的角度，此隧道的服務水準都不理想。

20.7.4 例題四

一工作性公路平坦路段上有一長 2.5 公里，單向有 3 車道的隧道。隧道下游 3 公里處有一出口匝道，下游 3.5 公里處有一進口匝道。隧道內外及其他路段的速限皆為 90 公里/小時。尖峰 15 分鐘欲進入隧道之流率為 4,200 輛/小時，從出口匝道離開之流率為 100 輛/小時。從進口匝道進入主線的流率為 600 輛/小時。主線及出口匝道車輛中有 4% 之大車。進口匝道車輛中大車之比例為 0.07。試評估上述隧道之服務水準。
解：

上述隧道不屬於表 20.9 及表 20.10 中之任何一類型隧道。但類似類型 1 工作性公路隧道。因此本例題用類型 1 隧道之車流特性來分析。

1. 各車道之需求流率（表 20.7）

$$Q_P = Q_{m1}[1 + P(E - 1)] = 4200 \times [1 + 0.04 \times (1.5 - 1)] \\ = 4,284 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_1 = -257 + 0.581 \times 4,284 - 3,243 \times 10^{-5} \times 4,284^2 \\ = 1,637 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_2 = -130 + 0.479 \times 4,284 - 2,209 \times 10^{-5} \times 4,284^2 \\ = 1,517 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_3 = 4,284 - 1,637 - 1,517 \\ = 1,130 \text{ 小車/小時}$$

2. 各車道之平均自由速率（表 20.14）

$$\text{車道 1: } S_1 = 95 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{車道 2: } S_2 = 84.5 + \frac{48.05}{1 + e^{\frac{95 - 112.20}{7.11}}} = 88 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{車道 3: } S_2 = 85.3 + \frac{14.2}{1 + e^{\frac{95-106.1}{3.5}}} = 86 \text{ 公里/小時}$$

3. 平均速率 (圖 20-18)

車道 1: 75 公里/小時 (因自由速率 $S_1 = 95$ 公里/小時, 流率 $Q_1 = 1,637$ 小車/小時)

車道 2: 68 公里/小時 (因自由速率 $S_2 = 88$ 公里/小時, 流率 $Q_2 = 1,517$ 小車/小時)

車道 3: 72 公里/小時 (因自由速率 $S_3 = 86$ 公里/小時, 流率 $Q_3 = 1,130$ 小車/小時)

4. 各車道之容量 (圖 20-18 或表 20.12)

車道 1: 1,750 小車/小時 (根據自由速率 $S_1 = 95$ 公里/小時)

車道 2: $1,600 + [(1,650 - 1,600)/(90 - 85)] \times (88 - 85) = 1,630$ 小車/小時 (根據自由速率 $S_2 = 88$ 公里/小時)

車道 3: $1,500 + [(1,600 - 1,500)/(90 - 85)] \times (86 - 85) = 1,520$ 小車/小時 (根據自由速率 $S_3 = 86$ 公里/小時)

5. 隧道服務水準 (在不受下游匯流區影響之狀況)

(a) 各車道之 V/C 比

$$\text{車道 1: } V/C = 1,637/1,750 = 0.94$$

$$\text{車道 2: } V/C = 1,517/1,630 = 0.93$$

$$\text{車道 3: } V/C = 1,130/1,520 = 0.73$$

$$\text{綜合 } (V/C)_a = \frac{4,200 \times [1 + 0.04 \times (1.5 - 1)]}{1,750 + 1,630 + 1,520} = 0.87 \quad (\text{式 20.3})$$

$$\begin{aligned} \text{綜合 } (S)_a &= \frac{75 \times 1,637 + 68 \times 1,517 + 72 \times 1,130}{1,637 + 1,517 + 1,130} \\ &= 72 \text{ 公里/小時 (式 20.4)} \end{aligned}$$

(b) 速限減速率

因隧道及鄰近路段的速限皆為 90 公里/小時, 因此可合理的使用此速限衡量各車道平均速率之高低。

$$\text{車道 1: } 90 - 75 = 15 \text{ 公里/小時}$$

車道 2：90－68=22 公里/小時

車道 3：90－72=18 公里/小時

綜合差距：90－(S)_a = 90-72 = 18 公里/小時

(c)服務水準（表 20.3 及表 20.4）

根據上述 V/C 比及速限與速率之差距，各車道及綜合之服務水準等級如下：

車道 1：D3 級

車道 2：D4 級

車道 3：C4 級

綜合：D4 級

在不受下游匯流區影響之下，隧道車流之壅塞程度及平均速率雖然還可接受，但如流率稍微增高，則很可能進入不穩定狀態。

6.匯流區上游主線外車道流率（式 20.6）

$$(Q_{m3})_3 = 1,130 - 100[1 + 0.04 \times (1.5 - 1)] = 1,028 \text{ 小車/小時}$$

7 進口匝道流率（式 20.7）

$$Q_{r3}[1 + P_{r2}(E - 1)] = 600[1 + 0.07 \times (1.5 - 1)] = 621 \text{ 小車/小時}$$

8.匯流區壅塞的可能性（式 20.7）

匯流區上游主線外車道流率 $(Q_{m3})_3$ 及進口匝道流率之和等於 1,028+621=1,649 小車/小時。此總流率超過 1,450 小車/小時，所以匯流區很可能進入壅塞狀況（式 20.7）。因此須評估匯流區對上游隧道服務品質的影響。

9.匯流區疏散速率及流率

假設匯流區進入壅塞狀況之後的疏散速率 S_d 為 25 公里/小時，則疏散率可從式 20.9 來估計：

$$Q_d = 175 + 59.0 \times 25 - 0.56 \times 25^2 = 1,300 \text{ 小車/小時}$$

10.匯流區上游主線內車道之流率及速率

因為主線單向超過 2 車道，根據 20.4.5.4 節，主線內車道流率 $(Q_{m3})_l$ 可假設等於本例題第 1 項所估計之隧道內車道流率

Q_I ，亦即 1,637 小車/小時，其相關之平均速率 S_m 則等於第 4 項，根據圖 20-18 所估計得之速率，亦即 75 公里/小時。

11. 匯流區所造成之衝擊波（式 20.12）

匯流區進入壅塞之後的疏解流率為 1,300 小車/小時，但行向匯流區之內車道流率為 1,637 小車/小時，因此可能有衝擊波會向上游傳遞。根據式 20.12，衝擊波之速率為：

$$V_a = \frac{1,300 - 1,637}{1,300/25 - 1,637/75} = -11 \text{ 公里/小時}$$

12. 匯流區作業對上游隧道之影響

衝擊波之速率為負值，所以衝擊波會向上游傳遞並在 $3.5/11 \times 60 = 19$ 分鐘後抵達上游隧道，因此匯流區之壅塞對上游隧道尖峰 15 分鐘的影響很可能不會顯著。但如果接近尖峰 15 分鐘之流率繼續通過隧道，則在尖峰 15 分鐘之後數分鐘之內，隧道可能會因為下游壅塞回堵也進入壅塞狀況。

13. 結論

本例題之隧道在尖峰 15 分鐘時能維持 D4 之服務水準。隧道車流之壅塞程度及平均速率尚可接受。但流率增加時，很容易進入不穩定之車流狀況。

參考文獻

1. *Underground Transportation Systems in Europe: Safety Operations and Emergency Response*, FHWA-PL-06-016, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., June 2006.
2. *National Tunnel Inspection Standards*, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., <http://www.federalregister.gov>, accessed 7/22/2010.
3. Lemke, K., "Road Safety in Tunnels," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1740, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 170-174.

4. Sala, G., Brignolo, R., Carrubba, E., Jallasse, U., and Shinar, D., "Improvement of Accident Prevention in Road Tunnel through Intelligent Infrastructures and Intelligent Vehicles Operation," *Proceedings of Intelligent Transportation Systems*, 2003.
5. "Mont Blanc Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
6. "Tauern Road Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
7. "Gotthard Road Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
8. Khoury, G. A., "EU Tunnel Fire Safety Action," *Tunnels and Tunnelling International*, April 2003, pp.20-23.
9. Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network, *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
10. *FHWA Road Tunnel Design Guidelines*, FHWA-IF-05-023, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., July 2004.
11. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*, American Association of State Highway and Transportation Officials, June 2010.
12. National Fire Protection Association, *NFPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges and Other Limited Access Highway*, Quincy, Massachusetts, 2011.
13. "Regulations, Standards and Guidelines," Workshop on Safety and Security in Roadway Tunnels, NCHRP 20-7 Task 230, Irvine, California, November 28-29, 2008.
14. 交通部運輸研究所，高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(2/3)—期末報告初稿，民國 100 年 11 月。
15. 交通部運輸研究所，高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(3/3)—期末報告初稿，民國 101 年 11 月。
16. "Gotthard Tunnel Reopens," Dec. 21, 2001, Articles.cnn.com, accessed 12/26/2010.
17. 張瓊文、林豐博、曾平毅，「雪山隧道內車流特性與容量之分析」，*中國土木水利工程學刊*，第二十二卷第三期，民國 99 年 9 月，頁 141-148。
18. TG Road Safety, *Safety Distance between Vehicles*, Conference of European Directors of Roads, April 2010.

19. Washington State Department of Transportation, News Archives, “State Re-evaluate Safety Campaign,” Access May 2008, <http://www.wsdot.wa.gov/news>, 2006
20. “Anton Anderson Memorial Tunnel,” Alaska State Department of Transportation, www.dot.state.ak.us, accessed 12/26/2010.
21. Levinson, H. S., Golenberg, M. and Howard, J., ” Callahan Tunnel Capacity Management,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1956, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp.1-10.
22. Chin, H. C., and May, A. D., “Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1320, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1991, pp.75-82.
23. *Hub Bound Travel Report*, New York Metropolitan Transportation Council, 2008.
24. Koshi, M., Kuwarara, M. and Acahane, M., “Capacity of Sags and Tunnels on Japanese Motorways,” *ITE Journal*, Vol. 62, No.5, 1992, pp.17-22.
25. *Highway Capacity Manual*, Korea Ministry of Construction, 1992.
26. Brilon, W., and F. Weiser. Two-Lane Rural Highways: The German Experience. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp. 38–47.

附錄 E：公路容量手冊第十章「市區地下道」修訂版

10.1 緒論

臺灣公路容量手冊[1]第十章「都市地下道」將臺灣都市地下道當作非阻斷性車流的路段來分析，而且分析方法是根據美國 TRB 公路容量手冊[2]之程序及資料。事實上，臺灣都市地下道都是在距離不長的號誌化路口之間。為了避免平面交叉，這些地下道在接近一交叉路時，低凹從交叉路底下穿越，其長度很少超過 600 公尺。即使是最長的高雄市過港隧道的長度也只有 1,600 公尺。因此臺灣都市地下道，只是市區道路上之坡度路段。

另一方面，臺灣都市地下道出口與下游號誌化路口之距離很短，因此這些地下道的交通作業都受號誌化路口容量的影響。但地下道本身又會影響到號誌化路口的容量。這種互動關係可從地下道下游停等車疏解流率的特性來探討。至於分析號誌化路口及相關路段作業之方法，臺灣公路容量手冊第十三章「號誌化路口」、第十六章「都市幹道」及第十八章「機車專用道」所述之方法只須將其運用之停等車疏解率作適當的調整，就可以用來分析受地下道影響的號誌化路口。

因此之故，本所在 2011 及 2012 年在臺北都會區地下道下游號誌化路口之車道蒐集停等車疏解特性的資料[3,4]。這些調查車道之所在地，性質及一般幾何設計狀況分別列於表 10.1 及表 10.2。本章根據現場資料所顯示的停等車疏解特性提供一估計地下道下游號誌化路口車道容量之工具。如有必要進一步評估交通作業績效，則機車專用道的評估可根據 2011 年公路容量手冊第十八章所描述之模擬程序來執行。其他類型車道則可用容量手冊第十一章及第十三章所描述的程序來分析。

臺灣在臺北都會區以外的市區有所多地下道。本所需在將來蒐集這些地下道下游號誌化路口車流特性資料以改良本章所提供的容量估計工具。

表 10.1 市區地下道之調查車道與基本資訊

序號	地下道名稱	下游號誌化路口	車道類型	車道數	說明
1	臺北市松山區復興北路（往北）	濱江街	直行車道 S1	2	中央實體分隔 外車道汽機車混流
2	臺北市松山區復興北路（往南）	民族東路	直行車道 S1	2	中央實體分隔 外車道汽機車混流
3	臺北市信義區基隆路（往北）	松隆路	直行車道 S1	2	中央實體分隔 汽機車道分隔
4	臺北市中正區林森南路（往南）	羅斯福路	直行車道 S1	3	中央實體分隔 最外側機車專用道，標線分隔
5	新北市三重區力行路（往南）	大勇街	直行車道 S4	1	中央標線分隔 汽機車道分隔
6	新北市樹林區八德街（往北）	復興路	直行車道 S4	2	中央標線分隔 汽機車道分隔
7	臺北市中正區忠孝東路（往東）	天津街	直行車道 S5	1	中央標線分隔 無機車道
8	臺北市中正區林森南路（往南）	羅斯福路	機車專用道 （標線）	3	中央實體分隔 機車專用道標線分隔
9	新北市樹林區保安街（往南）	鎮前街	機車專用道 （實體）	1	中央標線分隔 機車專用道實體分隔
10	臺北市中正區林森南路（往南）	羅斯福路	直行/左轉 共用車道	3	中央實體分隔 機車專用道標線分隔
11	臺北市松山區復興北路（往北）	濱江街	直行/右轉	2	中央實體分隔 外車道汽機車混流

表 10.2 調查車道所屬路段幾何設計概況

序號	地下道上下游號誌化路口間距(公尺)	地下道長度(公尺)	車道寬(公尺)	地下道平均坡度(%) ^a	下游路口臨近車道平均坡度(%) ^c
1	710	590	3.7	+4.3	+1.4
2	710	590	3.25	+6.2	+6.7
3	1,265	1,080	3.0	+4.5	-2.1
4	800	460	3.0	+5.9	+5.5
5	300	257	3.2	+4.8	+5.3
6	400	302	3.2	+4.4	+2.0
7	445	231	3.5	+4.0	+1.0
8	800	460	3.0	+5.9	+5.5
9	300	166	3.5	+5.2 ^b	+5.2
10	800	460	3.0	+5.9	+5.5
11	710	590	3.7	+4.3	+1.4

註：a.從最低點到上坡坡度為+2%地點之平均坡度。
b.從最低點到下游路口停止線（坡度+4.7%）之平均坡度。
c.下游停止線之上游 100 公尺範圍內之平均坡度。

10.2 市區地下道的分類

目前臺灣常見的市區地下道之車道配置有以下兩大類：

1. 雙向實體分隔

亦即雙向行車互不干擾，通常單向有兩車道以上。但有些地下道禁行機車，例如基隆路車行地下道（圖 10-1）；另有內側禁行機車，外側則混合使用，例如臺北市復興北路地下道（圖 10-2）或是新北市板橋區大觀路地下道（圖 10-3）；另外，亦有設置 2 個禁行機車之汽車車道，外側則設置機車專用道，例如臺北市林森南路地下道（圖 10-4）。



圖 10-1 臺北市信義區基隆路地下道之車道配置（2 快車道/禁行機車）



圖 10-2 臺北市松山區復興北路地下道之車道配置（1 快車道、1 混合車道）



圖 10-3 新北市板橋區大觀路地下道之車道配置（1 快車道、1 混合車道）



圖 10-4 臺北市中正區林森南路地下道之車道配置（2 快車道/禁行機車、1 機車專用道）

2. 雙向以標線分隔

通常單向僅有 1 車道，例如臺北市忠孝東西路之地下道（圖

10-5)，或單向有 1 汽車道（進行機車）及 1 實體分隔之機車專用道，例如新北市三重力行路地下道（圖 10-6）、新北市樹林保安街一段地下道（圖 10-7）、新北市樹林區鎮前街地下道（圖 10-8）。臺灣西部各都市常有類似圖 10-6～圖 10-8 之地下道設置，以穿越西部縱貫線鐵路。



圖 10-5 臺北市中正區忠孝東西路地下道之車道配置（單向 1 汽車道）



圖 10-6 新北市三重區力行路地下道之車道配置（1 快車道/禁行機車、1 機車專用道）



圖 10-7 新北市樹林區保安街一段地下道之車道配置（1 快車道、1 機車專用道）



圖 10-8 新北市樹林區八德街地下道之車道配置（1 快車道、1 機車專用道）

前述各地下道之車道配置，經比對 2011 年臺灣公路容量手冊第十三章直行車道類型（參見表 10.3），其直行快車道類型以 S1、S4、S5 為最多。其中，圖 10-1～圖 10-4 中央實體分隔，故其直行汽車道屬於 S1 類型，圖 10-6～圖 10-8 為中央標線分隔且有快慢分隔，故其直行汽車道屬於 S4 類型，圖 10-5 為中央標線分隔但無快慢分隔，其直行快車道屬於 S5 類型。

表10.3 臺灣公路容量手冊第十三章直行快車道類型劃分

類型代號	車道之性質
S1	中央實體分隔、無快慢分隔、無緊鄰公車專用道
S2	中央實體分隔、無快慢分隔、有緊鄰公車專用道
S3	中央實體分隔、快慢分隔
S4	中央標線分隔、快慢分隔
S5	中央標線分隔、無快慢分隔
S6	緊鄰左側快慢分隔島

目前臺灣市區地下道之下游號誌化路口車道配置，除了直行快車道之配置外，尚有以下車道類型：

1. 直行/左轉共用車道（如臺北市林森南路地下道之內車道）；
2. 左轉專用道（如臺北市信義路地下道之內側道），此種車道相當少見；
3. 左轉/直行/右轉混用之汽車道，在臺灣西部都市穿越鐵路時，受限於地形與兩側土地使用，有時會設置此種地下道；
4. 直行/右轉共用車道，通常此時會配合設置機車停等區，且必須是沒有平面車道之影響才能通行。
5. 機車專用道，臺灣有些市區地下道採汽車與機車分隔車道方式設置，如圖 10-8。

10.3 下游號誌化路口停等車疏解特性

本所已蒐集的現場資料只涉及下列 6 類型在地下道下游號誌化路口的車道：

1. 中央實體分隔，無快慢車道，無緊鄰公車專用道路段之直行快車道（S1 車道）。
2. 中央標線分隔，快慢分隔路段之直行快車道（S4 車道）。
3. 中央標線分隔，無快慢分隔路段之直行快車道（S5 車道）。
4. 左轉/直行共用車道。
5. 直行/右轉共用車道（有機車停等區）。

6.機車專用道。

本節根據現場資料描述上述各類型車道之停等車疏解特性。

10.3.1 中央實體分隔，無快慢車道，無緊鄰公車專用道路段之直行快車道（S1 車道）

臺灣公路容量手冊第十三章表 13.7 指出，平坦路段上之 S1 直行快車道的代表性停等車疏解率可用下式來估計：

如綠燈時段在 5~55 秒範圍，

$$N_{gvi} = -0.77 + 0.475g + 1.273 \times 10^{-3} g^2 \quad (10.1a)$$

如綠燈時段大於 55 秒，

$$N_{gvi} = -3.69 + 0.598g \quad (10.1b)$$

此兩式中，

g ：綠燈時段加大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段(秒)，

N_{gvi} ：在可用時相 i 之 g 秒時段內能疏解之停等直行小車數(輛)。

圖 10-9 比較從式 10.1 所估計之平坦 S1 車道疏解率與表 10.1 所列 4 個在地下道下游之 S1 車道的疏解率。從此圖可知，地下道下游 S1 車道的疏解率有比平坦路段上同類型車道之代表性停等車疏解率低的趨勢。

如讓 $(N_{gvi})_d$ 代表地下道下游車道上停等車在綠燈時段能疏解的車數，則有地下道路段之 $(N_{gvi})_d$ 與平坦路段之 N_{gvi} 的比值如圖 10-10 所示。此圖中各車道之坡度為從停止線到上游 100 公尺範圍內的平均坡度。

從圖 10-10 可知，不論綠燈時段之長短，4 個地下道下游車道之平均停等車疏解率大約只有平坦路段車道疏解率的 90%。綠燈時段在 20 秒以下時，坡度對疏解率的影響較大。綠燈時段超過 40 秒而且坡度不超過 7% 時，地下道下游車道之疏解率趨近於平坦路段車道疏解率之 50 秒。復興北路往南車道之坡度為 6.7%，比林森南路往南車道之 5.5% 坡度高，但有較高的疏解率。這現象可能是因為復興北路的车道較寬之故。但目前沒有足夠資料評估車道寬的影響。

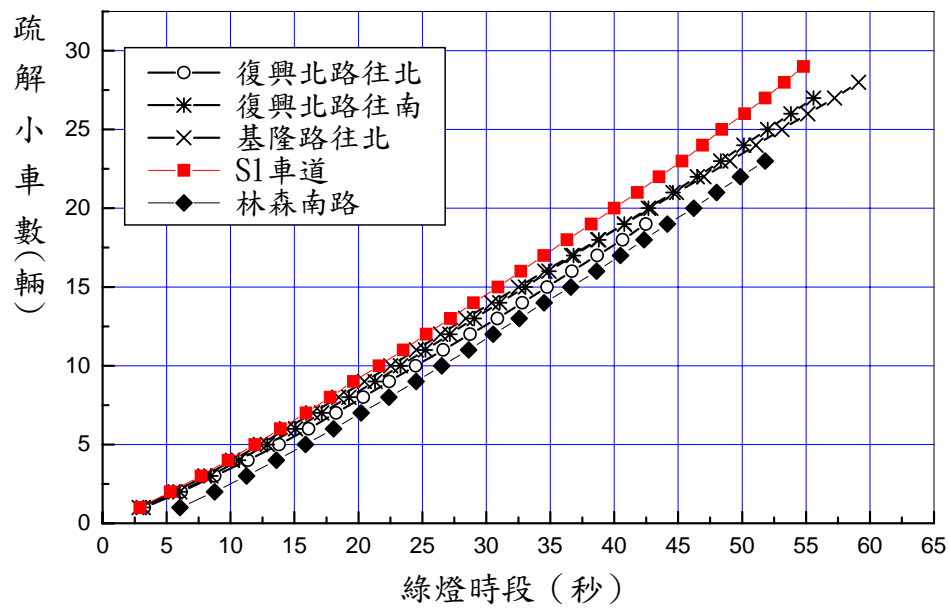


圖 10-9 平坦路段及地下道下游 S1 車道疏解小車數與綠燈時段之關係

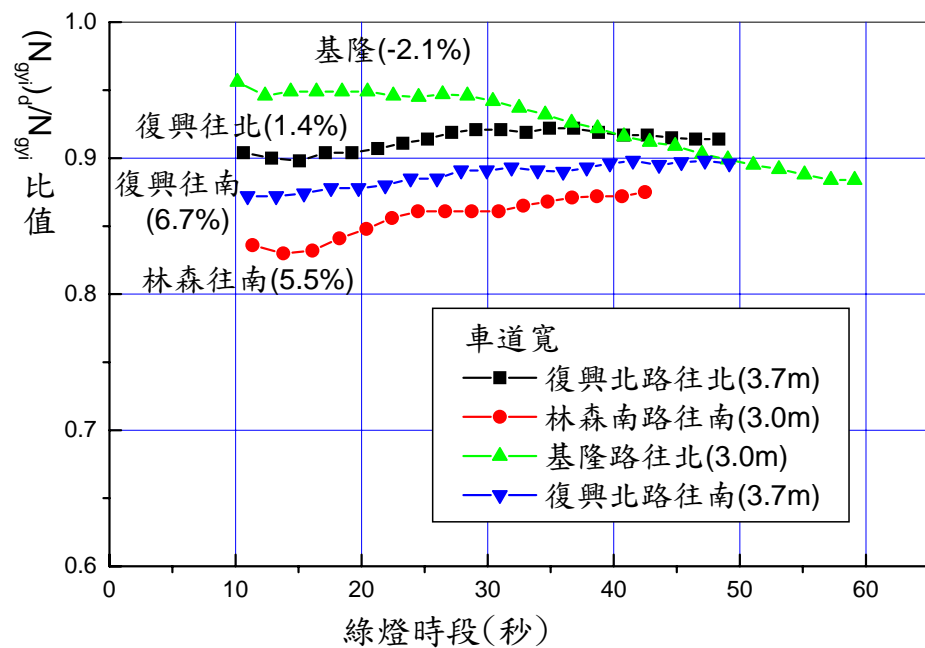


圖 10-10 地下道下游及平坦路段 S1 車道小車疏解車數比值與綠燈時段之關係

根據上述停等車疏解特性，本章用下列簡化的關係訂定地下道下游，但在停止線上游 100 公尺之內的平均坡度對疏解率的影響：

如綠燈時段小於 20 秒，則

$$f_g = 0.93 - 12.38 \times 10^{-3} S \quad (10.2a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，則

$$f_g = 0.92 - 6.39 \times 10^{-3} S \quad (10.2b)$$

上兩式中，

$f_g = (N_{gvi})_d / N_{gvi}$ ：地下道下游車道坡度影響停等車疏解率之調整因素，

S ：地下道下游路口停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)。

10.3.1 中央標線分隔，快慢分隔及無快慢分隔路段之直行快車道（S4 及 S5 車道）

2011 年臺灣公路容量手冊第十三章表 13.7 用下列模式來估計中央標線分隔，快慢分隔而且路段平坦之直行快車道（S4 車道）的停等車代表性疏解率：

如綠燈時段在 5~50 秒範圍，

$$N_{gvi} = -0.88 + 0.437g + 1.783 \times 10^{-3} g^2 \quad (10.3a)$$

如綠燈時段大於 50 秒，

$$N_{gvi} = -3.70 + 0.582g \quad (10.3b)$$

此兩式中， N_{gvi} 及 g 之定義與式 10.1 所用之定義相同。

上述容量手冊同一表分別用下列模式估計中央標線分隔，但無快慢分隔路段之平坦直行快車道（S5 車道）的停等車代表性疏解率：

如綠燈時段在 5~70 秒範圍，

$$N_{gvi} = -0.71 + 0.422g + 1.5 \times 10^{-3} g^3 \quad (10.4a)$$

如綠燈時段大於 70 秒，

$$N_{gvi} = -8.68 + 0.638g \quad (10.4b)$$

圖 10-11 及圖 10-12 分別比較平坦路段及地下道下游路段 S4 及 S5 車道之停等車疏解率。這兩圖也顯示地下道下游之車道有較低的疏解

率。如果 $(N_{gyi})_d$ 代表地下道下游車道之疏解率，則現場 $(N_{gyi})_d$ 與從式 10.3 及式 10.4 所估計只平坦路段 N_{gyi} 比值如圖 10-13 所示。

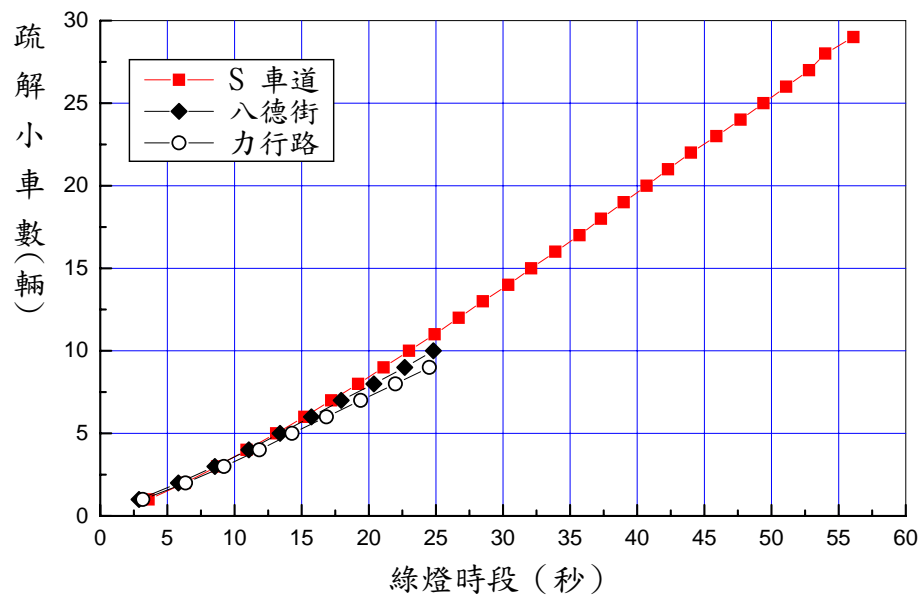


圖 10-11 平坦路段及地下道下游 S4 車道之停等小車疏解率

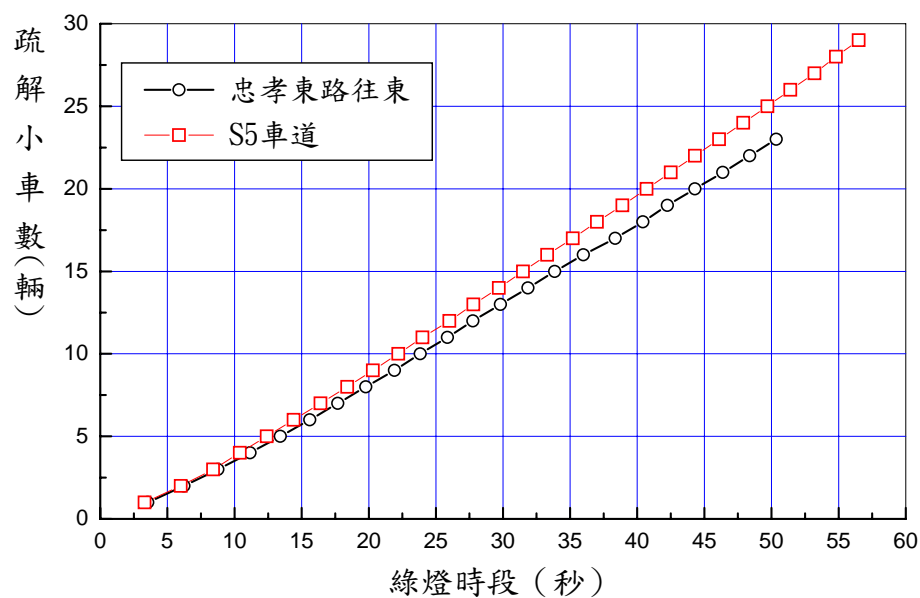


圖 10-12 平坦路段及地下道下游 S5 車道之停等小車疏解率

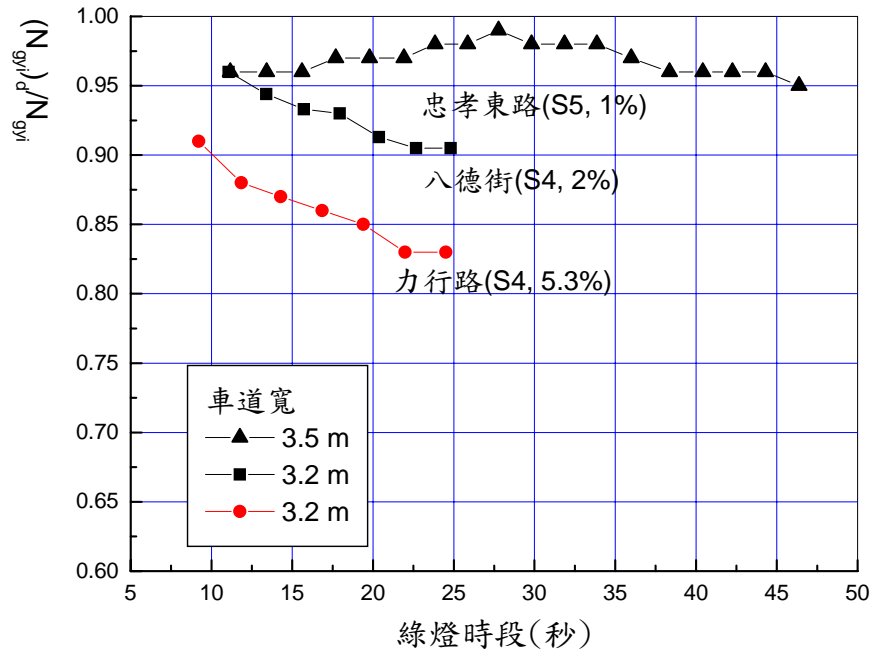


圖 10-13 中央標線分隔在地下道下游與在平坦路段車道 (S4 及 S5) 之小車疏解率比值與綠燈時段的關係

圖 10-13 之 3 個地下道下游車道中，臺北市忠孝東路往東之 S5 車道相當平坦，坡度只有 1%，車道則比其他兩車道稍微寬。此車道之疏解率與平坦車道疏解率之比值不隨綠燈長度有大的變化，大約是平坦路段車道疏解率的 97% 左右，新北市樹林區八德街往北車道即三重區力行路的坡度較高，車道寬較小。這兩車道之疏解率與平坦車道疏解率之比值隨綠燈的變化較大，但綠燈超過大約 22 秒時，比值有趨近穩定的現象。

根據圖 10-13 所示的現象，本章用下列調整因素代表標線分隔車道（不分 S4 或 S5 車道）因地下道之存在對疏解率之影響：

如綠燈時段小於 20 秒，

$$f_g = 0.77 + 0.23e^{-\frac{S}{5.708}} \quad (10.5a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，

$$f_g = 0.72 + 0.28e^{-\frac{S}{5.537}} \quad (10.5b)$$

此兩式中， f_g 代表圖 10-13 中 $N_{gyi}/(N_{gyi})_d$ 之比值（亦即地下道下游坡度調整因素）。 S 代表在停止線上游 100 公尺範圍之平均坡度(%)。

10.3.3 左轉/直行共用車道

2011 年臺灣公路容量手冊第十一章第 11.4.2.7 節用下列模式估計只有左轉小車時，平坦路段上實體分隔車道之停等車疏解率：

$$N_{gyi} = 0.21 + 0.426g \quad (10.6)$$

此式中， g 代表在燈號時段及大約 3.5 秒可有要使用燈號轉換時段（秒）， N_{gyi} 為在 g 秒中內能疏解之左轉小車數（輛）。

圖 10-14 比較從式 10.6 所估計之平坦路段之 N_{gyi} 及在臺北市林森南路往南地下道下游車道在同一 g 秒內能疏解的左轉小車數(N_{gyi})_d。此圖顯示地下道下游車道上，只有直行小車或是只有左轉小車時的疏解率皆比平坦路段車道只有左轉小車時的代表性疏解率低。

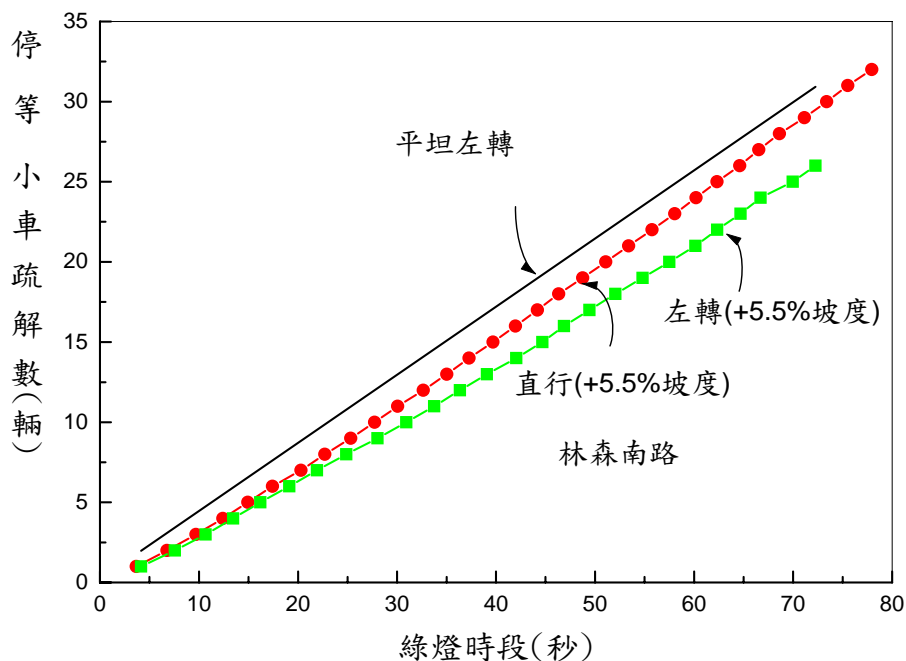


圖 10-14 實體分隔路段，只有左轉小車，或只有直行小車時之疏解率

如將地下道下游車道只有左轉小車時之疏解率(N_{gyi})_d 與平坦路段車道只有左轉小車時之疏解率 N_{gyi} 相比較，圖 10-15 顯示地下道下游車道之疏解率低於平坦路段車道之疏解率，其主要原因可能是地下道下游在停止線上游 10 公尺之外的坡度為+6%，在停止線上游 100 公尺範圍內的坡度也高達 5.5%，因此疏解車距相當大。

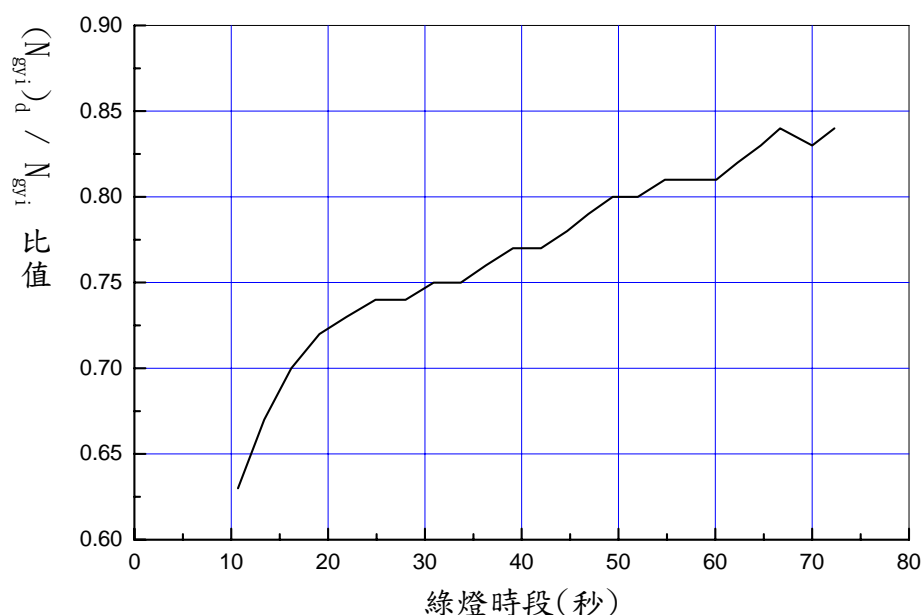


圖 10-15 臺北市林森南路往南地下道下游只有左轉小車之停等車
疏解率與無地下道之平坦車道疏解率的比值

假設林森南路往南路段若設有地下道而且路段平坦時， $(N_{gvi})_d$ 與 N_{gvi} 沒有差別（比值等於 1.0），但有地下道而且停止線附近坡度增加時， $(N_{gvi})_d$ 與 N_{gvi} 之比值會呈線性的降低，則地下道及下游車道坡度對疏解率的影響可用下列調整因素來估計：

如綠燈時段小於 20 秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.55 - 8.88 \times 10^{-3} g) \frac{S}{5.5} \quad (10.7a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.68 - 2.27 \times 10^{-3} g) \frac{S}{5.5} \quad (10.7b)$$

上兩式中，

$f_g = (N_{gvi})_d / N_{gvi}$ ：地下道下游車道坡度對疏解率影響之調整因素，

g ：綠燈時段加可有效運用之燈號轉換時段（秒），

S ：地下道下游路口停止線上游 100 公尺範圍內之平均坡度(%)。

林森南路之共用車道上除了有左轉及直行小車之外，也有左轉及

直行大車。以左轉小車之疏解率作為比較基準，此車道上的車輛有如下的左轉小車當量：

- 直行小車：0.9
- 直行大車：1.6
- 左轉大車：1.7

這些當量值與 2011 年公路容量手冊表 11.20 所建議的 0.95（直行小車），1.7（直行大車）及 1.9（左轉大車）稍有差異。但這些差異是否具有代表性則未知。

10.3.4 有機車停等區之直行/右轉共用車道

2011 年臺灣公路容量手冊第十三章第 13.5.4 節提供一方法來估計有機車停等區之直行/右轉共用車道的疏解率及容量。此方法先估計綠燈開始之瞬間在機車停等區內之機車數及這些機車疏解所需之時間。然後估計在剩餘的綠燈及可有效使用之燈號轉換時段內能疏解的車數。這些隨停等區內機車疏解的車輛包括：小車、大車、跟隨大車或小車之機車，及與大車或小車併行之機車。

容量手冊用下列模式估計綠燈開始瞬間在停等區之機車數：

$$M = 0.62 f L W \quad (10.8)$$

此式中，

M ：綠燈開始瞬間在停等區之機車數（輛/小時），

f ：停等區面積被停等機車占用之比例，

L ：停等區之縱深（公尺），

W ：停等區分析車道之寬度（公尺）。

臺北市復興北路往北地下道下游路口之機車停等區縱深有 12 公尺，寬度為 3.3 公尺。現場資料顯示式 10.8 之值等於 0.76。此外，式 10.8 中之 0.62 輛/平方公尺須改為 0.56 輛/平方公尺才比較能反映復興北路停等區之實況。

根據容量手冊第十三章，停等區內機車疏散所需的時間可估計如下：

$$T = 2.14 + 1.07 fL \quad (10.9)$$

此式中，

T ：疏散停等區內機車所需之時間（秒）。

如果 G 及 Y 各代表綠燈時段及大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段，則停等區內機車疏散之外之剩餘綠燈即可有效使用之燈號轉換時段等於 $G + Y - T$ 。容量手冊用一相當複雜的模式來估計在 $G + Y - T$ 時段（以 P 表示）內能疏散之車數。容量手冊第十三章第 13.5.4 節對這模式有詳細的說明。此模式有一缺陷。本所在建立該模式時所用的現場資料代表併行機車佔總車數平均只有 12.6% 左右之情況。但是復興北路往北直行/右轉共用車道上併行機車之比例遠大於 12.6%。因此容量手冊之模式顯著低估復興北路北上之併行機車數。容量手冊模式所估計之每一週期併行機車數與現場值的差異如圖 10-16 所示。

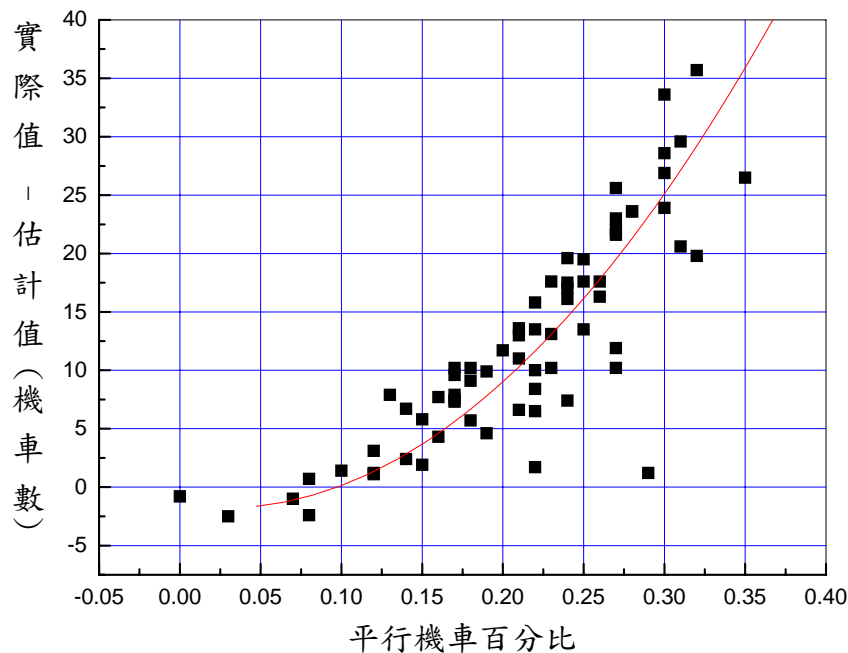


圖 10-16 每週期併行機車數估計值與現場值之差異

根據圖 10-16，容量手冊模式估計值可調整如下以估計在剩餘綠燈及可有效使用之燈號轉換時段(P)中能疏散的車數：

$$N_{gyi} = (N_{gyi})_{HCM} - 1.51 - 1.97P + 361.6P^2 \quad (10.10)$$

式 10.10 之估計值仍稍微高於現場值。此差異可能是地下道下游車道坡度所造成。經測試結果，下列的地下道下游坡度調整因素 f_g 適合用來分析復興北路往北直行/右轉共用車道之疏解率：

$$f_g = 1 - 0.05S \quad (10.11)$$

此式中之 S 也代表地下道下游路口停止線上游 100 公尺內之坡度。

圖 10-17 比較利用式 10.11 調整值調整後之 N_{gyi} 值及現場為週期在剩餘綠燈及燈號轉換時段內能疏解的車數。實際運用式 10.11 及式 10.11 時的對象為數週期的平均疏解車數，因此現場值與估計值不會有如圖 10-17 所顯示之大差異。

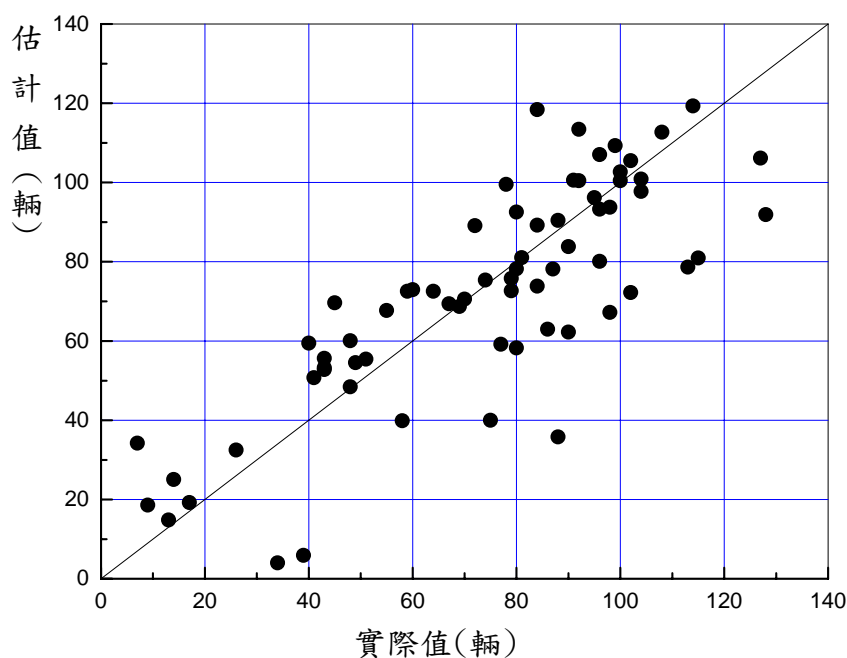


圖 10-17 每週期剩餘綠燈及燈號轉換時段中能疏解車數之現場與調整後估計值之比較

10.3.5 機車專用道

圖 10-18 顯示在臺北市林森南路往南及新北市保安街往南地下道

下游機車道之疏解率與綠燈時間的關係。綠燈開始之後 10 秒內，上述車道之疏解率達到高峰，然後明顯的下降並維持一大約穩定的值。這疏解特性與容量手冊第十八章圖 18-3 所示的機車專用道疏解特性有差異。容量手冊圖 18-3 所顯示疏解率沒有呈高峰然後明顯下降的現象。

容量手冊第十八章建議用綠燈開始 10 秒之後的平均疏解率來訂定飽和疏解率。根據此建議，林森南路及保安街專用道的飽和疏解率各為 5,042 及 5,805 輛/小時。使用這些飽和疏解率來估計容量時也須訂定一適用的起動損失時間。容量手冊第八章之起動時間建議值為 2.9 秒。但林森南路及保安街專用道之疏解率因有達到高峰之後明顯下降的現象，此兩車道之適用起動損失時間接近 0 秒。

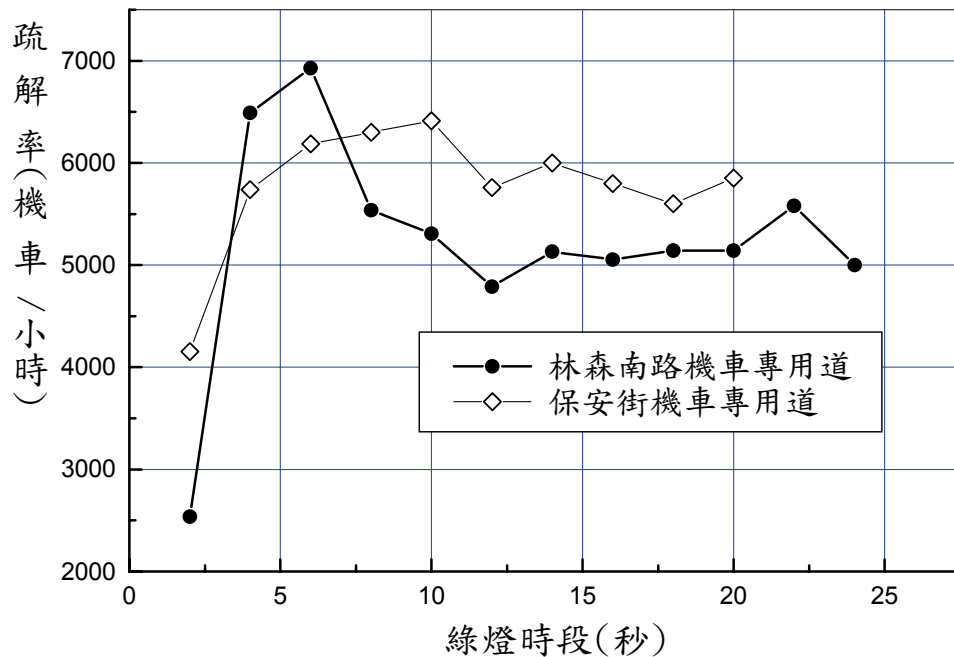


圖 10-18 市區地下道下游之機車專用道疏解率與綠燈時段關係圖

容量手冊第十八章用下列模式估計機車專用道之飽和流率：

$$Q_{\max} = 4,836 + 1900W_{90} \quad (10.4a)$$

此式中，

Q_{\max} ：飽和流率（輛/小時），

W_{90} ：車輛在疏解時佔用率 90%之路面寬（公尺）。

林森南路及保安街之 W_{90} 值各為 1 公尺及 2.7 公尺。如用這兩 W_{90} 值從式 10.12 估計在沒有地下道及坡度時的飽和流率，則林森南路及保安街的專用道飽和流率應各為 6,736 及 7,876 輛/小時。實際飽和流率則各只有 5,042 及 5,805 輛/小時。實際飽和流率與平坦路段飽和流率的比值各為 0.75 及 0.74。

實際飽和流率比平坦路段預期/飽和流率約低 25% 的原因可能是林森南路及保安街專用道停止線上游 40 公尺及 100 公尺範圍內的平均坡度相當高，皆在 +4.8% 及 +5.5% 之間。因此本章將地下道下游坡度調整因素訂為：

$$f_g = 1 - 0.049S \quad (10.13)$$

10.4 車道容量估計方法

10.4.1 無機車停等區之車道

本章沿用公路容量手冊第十三章的架構來估計地下道下游車道之容量，此架構根據下列模式：

$$c = \frac{3600}{C} \left[\sum_{i=1}^n N_{gyi} \right] f_v f_g f_b f_s f_z f_p \quad (10.14)$$

此式中，

c ：車道容量（輛/小時），

C ：號誌週期長度（秒），

N_{gyi} ：特定狀況下，在第 i 個可用時相之綠燈時段及燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數（輛），

n ：可用之時相數，

f_v ：車種及行進方向調整因素，

f_g ：坡度調整因素，

f_b ：公車站調整因素（見 13.4.4 節），

f_s ：路邊停車調整因素（見 13.4.5 節），

f_z ：交叉路口所在市區調整因素（設定值：1.0），

f_p ：衝突行人調整因素（見 13.4.6 節）。

因為缺乏現場資料以更新適用值，所以本章採用容量手冊第十三章所建議之 f_b , f_s , f_p 三調整因素。地下道下游通常沒有公車站及路邊停車，也少有衝突行人，所以在多數狀況下，上述三調整因素之值等於 1.0。地下道所在市區對下游車道停等車之疏解率是否有影響也不能斷論，所以式 10.14 中之 f_z 調整值暫設定為 1.0。但是 f_v 及 f_g 之值隨車道類型而變。

10.4.1.1 直行快車道

表 10.1 所示的 6 種直行車道中，目前有資料分析的類型只包括 S1, S4 及 S5。本章假設 S1, S2 及 S3 受地下道之存在及地下道下游車道坡度的影響程度相同，亦假設 S4, S5 及 S6 受地下道及下游車道坡度所影響程度相同。根據這些假設，直行車道之容量可估計如下：

1. 利用表 10.4 所之模式估計在平坦路段上直行車道之停等小車疏解率 N_{gvi} 。
2. 根據下式估計式 10.14 中車種及行進方向調整因素。

表 10.4 平坦路段直行停等小車疏解率之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S1	$N_{gvi} = -0.77 + 0.475 g + 1.273 \times 10^{-3} g^2$	5~55
	$N_{gvi} = -3.69 + 0.598 g$	>55
S2	$N_{gvi} = -0.98 + 0.426 g + 1.105 \times 10^{-3} g^2$	5~60
	$N_{gvi} = -5.40 + 0.566 g$	>60
S3	$N_{gvi} = -0.59 + 0.428 g + 1.250 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gvi} = -4.36 + 0.566 g$	>50
S4	$N_{gvi} = -0.88 + 0.437 g + 1.783 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gvi} = -3.70 + 0.582 g$	>50
S5	$N_{gvi} = -0.71 + 0.422 g + 1.500 \times 10^{-3} g^2$	5~70
	$N_{gvi} = -8.68 + 0.638 g$	>70
S6	$N_{gvi} = -1.28 + 0.425 g + 1.150 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gvi} = -3.24 + 0.522 g$	>50

$$f_v = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)} \quad (10.15)$$

此式中，

P_T ：大車之比例，

E_T ：大車之小車當量（建議值：1.7）。

3.用表 10.5 所列之 f_g 模式，估計地下道下游車道坡度對疏解率之調整因素。

4.用容量手冊第十三章第 13.4.4，13.4.5 及 13.4.6 節的資料估計式 10.14 中之 f_b ， f_s 及 f_p 調整因素。

5.用式 10.14 估計容量。

表 10.5 地下道下游路口停止線上游 100 公尺範圍之平均坡度 S (%) 所需採用之調整因素 f_g

車道類型	綠燈時段（秒）	f_g 估計模式
實體分隔直行車道 S1，S2，S3	<20	$0.93 - 12.38 \times 10^{-3} S$
	≥ 20	$0.92 - 6.39 \times 10^{-3} S$
標線分隔直行車道 S4，S5，S6	<20	$0.77 + 0.23e^{-\frac{S}{5.708}}$
	≥ 20	$0.72 + 0.28e^{-\frac{S}{5.537}}$

10.4.1.2 共用車道（無機車停等區）

共用車道上可能有直行、右轉或左轉之大車、小車及機車。本章所描述的共用車道。只有直行及左轉大車及小車。假設地下道下游車道坡度對所有類型共用車道的停等車疏解率有同樣的影響，而且容量手冊第十三章所提供的當量值也適用於地下道下游車道上之停等車，則共用車道的容量可估計如下：

1.根據式 10.6 估計在平坦路段，而且只有左轉小車時之疏解率 N_{gyi} 。

2.根據表 10.6 之當量值用式 10.16 估計式 10.14 中之車種及行進方向調整因素 f_v 。

$$f_v = \frac{1}{1 + \sum_v \sum_i P_{vi} (E_{vi} - 1)} \quad (10.16)$$

此式中，

P_{vi} ：車種 v 行進方向 i 車輛之比例，

E_{vi} ：車輛 v 行進方向 i 車輛之左轉小客車當量。

表 10.6 共用車道上各種車種及行進方向組合時之左轉小客車當量

行進方向	直行			左轉			右轉		
車種	機車	小車	大車	機車	小車	大車	機車	小車	大車
左轉小客車當量	0.4	0.95	1.71	0.41	1.00	1.90	0.43	1.03	2.57

註：1.機車比例大於 90%，將機車當量減少 0.05。

2.機車比例為 30%~50%，將機車當量增加 0.05。

3.機車比例小於 30%，將機車當量增加 0.10

3.根據式 10.7 估計地下道下游車道坡度對疏解率之調整因素。

4.估計式 10.14 中之 f_b ， f_s 及 f_p 調整因素。

5.用式 10.14 估計容量。

10.4.2 有機車停等區之右轉/直行共用車道

估計有機車停等區之右轉/直行共用車道容量的程序如下：

1.根據式 10.8 估計停等區內之機車數 M。復興北路往北地下道下游停等區內每平方公尺有 0.56 輛機車。式 10.8 用 0.62 輛/平方公尺估計機車數。在沒有實際資料的情況下可在 0.56 及 0.62 輛/平方公尺之範圍內選擇一適用值。

2.用式 10.9 估計停等區內 M 輛機車在綠燈開始之後疏解所需之時間 T。

3.根據容量手冊 13.5.4 節所描述的手續，用本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 中執行檔 mix.exe 估計在剩餘綠燈及大約 3.5 秒，可有效使用之燈號轉換時段內能疏解的車輛數 $(N_{gvi})_{HCM}$ 。

4.用式 10.10 調整 $(N_{gvi})_{HCM}$ 成為 N_{gvi} 。

5.估計從停止線到停等車上游端點之間的平均坡度 S_a (%)，然後用式 10.11 估計停等區機車疏解時之坡度調整因素：

$$(f_g)_a = 1 - 0.05S_a \quad (10.17)$$

6.估計從停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度 S_b (%)，然後用式 10.11 估計剩餘綠燈及燈號轉換時段中疏解率之坡度調整因素：

$$(f_g)_b = 1 - 0.05S_b \quad (10.18)$$

7.根據下式估計容量：

$$c = \frac{3600}{C} [M(f_g)_a + N_{gvi}(f_g)_b] f_b f_s f_p \quad (10.19)$$

此式中，

c ：直行/右轉混合車流車道之容量（輛/小時），

C ：號誌週期長度（秒），

i ：可用之時相代號，

M ：從式 10.8 所估計之疏解機車數（輛），

N_{gvi} ：從式 10.10 所估計之疏解機車數（輛），

$(f_g)_a, (f_g)_b$ ：坡度調整因素（式 10.17 及 10.18），

f_b ：公車站調整因素（見 13.4.4 節），

f_s ：路邊停車調整因素（見 13.4.5 節），

f_p ：衝突行人調整因素（見 13.4.6 節）。

10.4.3 機車專用道

地下道下游機車專用道的容量可估計如下：

1.根據容量手冊第十八章所描述的方法估計機車疏解時 90%機車所用之車道寬 W_{90} 。

2.用下式估計容量：

$$c = (4,836 + 1,900W_{90}) \left(\frac{G + \Delta G - L_s}{C} \right) (1 - 0.049S) \quad (10.20)$$

此式中，

c ：車道容量（輛/小時），

G ：綠燈時間（秒），

ΔG ：可有效使用之燈號轉換時段（建議值：3.5 秒），

L_s ：起動損失時間（建議值：0~2.9 秒），

C ：號誌週期長度（秒），

S ：地下道下游路口停止線上游 100 公尺內之平均坡度(%)。

10.5 應用例題

10.5.1 直行快車道

一市區地下道下游有一中央實體分隔之路段，此路段無快慢分隔，無緊鄰公車專用道，沒有公車站在車道旁，路邊不停車，路口很少有行人。地下道下游有一號誌化路口，停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%（上坡），車道寬為 3.3 公尺，號誌之週期長度為 90 秒。地下道下游直行快車道的車輛每週期得到 60 秒之綠燈，4 秒之黃燈及 1 秒之全紅時間。如果由大車佔總車輛之 5%，試估計此車道的容量。

分析

上述車道屬表 10.3 中之 S1 車道，假設 3 秒之燈號轉換時段（黃燈加全紅 = 5 秒）可被車輛有效的利用來疏解，則車道容量可根據下列步驟來估計：

1. 從表 10.4 中 S1 車道之估計模式：

$$\begin{aligned} N_{gvi} &= -0.77 + 0.475 \times 63 + 1.273 \times 10^{-3} \times 63 \\ &= 34.2 \text{ 輛直行小車} \end{aligned}$$

2. 用式 10.14 估計車種及行車方向調整因素：

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.05(1.7 - 1)} = 0.97$$

3. 從表 10.5 S1 類型車道之模式估計地下道下游車道坡度之調整因素：

$$f_g = 0.92 - 6.39 \times 10^{-3} \times 3 = 0.9$$

4. 式 10.14 中其他調整因素 f_b ， f_s 及 f_p 等於 1.0。

5. 從式 10.14 估計容量：

$$c = \frac{3600}{90} \times 34.2 \times 0.97 \times 0.9 = 1,194 \text{ 輛/小時。}$$

10.5.2 無機車停等區之共用車道

一地下道下游有一號誌化路口。停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%。其中一車道供直行及右轉車共用。車道旁無公車站及路邊停車。路口也少有行人。共用車道的車種及行進方向的比例如下：

直行機車：0.25

小車：0.50

大車：0.03

右轉機車：0.10

小車：0.10

大車：0.02

號誌週期為 90 秒。共用車道在每一週期中得到 60 秒之綠燈及 5 秒的燈號轉換時段。有 3 秒的燈號轉換時間可有效的用來疏解車輛，試估計此車道之容量。

分析

1.從式 10.6 估計只有左轉小車時之疏解率：

$$N_{gvi} = 0.21 + 0.426(60 + 4) = 27.5$$

2.根據表 10.6 各車種及行進方向組合的左轉小車當量如下：

直行機車：0.4

小車：0.95

大車：1.71

右轉機車：0.43

小車：1.03

大車：2.57

上述當量可用在式 10.6 估計車種及行車方向調整因式：

$$1 + \sum_v \sum_i P_T (E_T - 1) = 1 + 0.25(0.4 - 1) + 0.5(0.95 - 1) + 0.03(1.71 - 1) \\ + 0.10(0.43 - 1) + 0.1(1.03 - 1) + 0.02(2.57 - 1) = 0.823$$

$$f_v = \frac{1}{0.823} = 1.22$$

3.從式 10.7 估計地下道下游車道坡度調整因素：

$$f_g = 1 - (1 - 0.68 - 2.27 \times 10^{-3} \times 63) \frac{3}{5.5} = 0.9$$

4.式 10.14 之 f_b ， f_s 及 f_p 等於 1.0。

5.從式 10.14，共用車道之容量為：

$$c = \frac{3600}{90} \times 27.5 \times 1.22 \times 0.9 \times 1 \times 1 \times 1 = 1,208 \text{ 輛/小時}$$

直行/右轉共用車道右側如有足夠路肩讓機車併行，而且機車數量相當大，則上述容量估計值可能低估容量。本所目前沒有足夠資料建立一可靠模式來估計有併行機車但沒有機車停等區時的車道容量。

10.5.3.3 有機車停等區之直行/右轉共用車道

一地下道下游有一寬 3.3 公尺之直行/右轉共用車道。車道上有一長 12 公尺之機車停等區。在尖峰之紅燈時段中，76%之停等區面積被停等機車占用。停等區之平均坡度為+2%，從停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%，共用車道旁沒有公車站也不路邊停車。很少有行人欲通過地下道下游之路口。號誌控制的週期長度為 150 秒，共用車道在與週期所得的綠燈為 50 種。燈號轉換時段有 5 秒，但能有效運用之燈號轉換時段只有 3.5 秒，此外，共用車道有下列車種及行進方向的組合：

- 直行小車比例 $X_2 = 0.31$
- 右轉小車比例 $X_3 = 0.08$
- 與小車及大車無併行之直行機車比例 $X_4 = 0.32$
- 與小車及大車無併行之右轉機車比例 $X_5 = 0.08$
- 直行大車比例 $X_6 = 0.05$
- 右轉大車比例 $X_7 = 0.00$

試估計上述共用車道之容量。

分析

- 1.根據式 10.8，但將式中之 0.62 改為 0.60 可得停等區內機車數：

$$M = 0.6 \times 0.76 \times 12 \times 3.3 = 18.1 \text{ 輛}$$

- 2.從式 10.9 估計停等區內機車疏解所需時間：

$$T = 2.14 \times 1.07 \times 0.76 \times 12 = 11.9 \text{ 秒}$$

所以剩餘綠燈加 3.5 秒可用之燈號轉換時間等於 $80 + 3.5 - 11.9 = 71.6$ 秒。用 g_u 代表這剩餘時間。

- 3.根據本所網頁之執行檔 mix.exe 估計在 g_u 時間內能疏解的車數。
使用 mix.exe 所需的輸入資料包括： $g_u = 71.6$ 秒，前述之 $X_2, X_3, X_4, X_5, X_6, X_7$ 及車道寬 3.3 公尺。mix.exe 之輸出值如下：

$$(N_{gvi})_{HCM} = 49.6 \text{ 輛}$$

- 4.用式 10.10 將 $(N_{gvi})_{HCM}$ 調整為，執行此工作之前須先估計併行機車佔總車數之比例

$$P = 1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7 = 0.16$$

(註：此 P 值等於容量手冊表 13.9 之 X_9)

根據 $P = 0.16$ 及式 10.10，

$$N_{gvi} = (49.6 - 1.51 - 19.7 \times 0.16 + 361.6 \times 0.16^2) = 54.2 \text{ 輛}$$

- 5.用式 10.17 估計停等區坡度調整因素：

$$(f_g)_a = 1 - 0.05 \times 2 = 0.9$$

- 6.用式 10.18 估計停止線與上游 100 公尺之間平均坡度之調整因素：

$$(f_g)_b = 1 - 0.05 \times 3 = 0.85$$

- 7.用式 10.19 估計容量：

$$c = \frac{3600}{150} [18.1 \times 0.9 + 54.2 \times 0.85] \times 1 \times 1 \times 1 = 1,497 \text{ 輛/小時}$$

10.5.3.4 機車專用道

一地下道下游有一寬 3 公尺之機車專用道。專用道左、右側皆用

標線與其他車道及路肩分隔。停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%。下游號誌之週期為 120 秒專用道之綠燈時段及燈號轉換時段各為 70 秒及 5 秒。3.5 秒之燈號轉換時間可有效運用。疏解率有達到高峰之後明顯下降成一穩定狀態的現象（啟動損失時間接近 0 秒）。試估計此車道之容量。

分析

- 1.根據容量手冊第十八章第 18.2.1，上述車道 90%佔用之車道寬為 $W_{90} = 3 - 0.55 = 2.45$ 公尺。
- 2.用式 10.20 估計容量：

$$\begin{aligned} c &= (4,836 + 1,900 \times 2.45) \left(\frac{70 + 3.5 - 0}{120} \right) (1 - 0.049 \times 3) \\ &= 4,959 \text{ 輛/小時} \end{aligned}$$

參考文獻

- 1.交通部運輸研究所，2011 年臺灣公路容量手冊，100-132-1299，民國 100 年 10 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
- 3.交通部運輸研究所，「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，民國 100 年 5 月。
- 4.交通部運輸研究所，「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(2/3)」，101-96-1315，民國 101 年 7 月。

「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(3/3)」 期中座談會議紀錄

(一) 林豐博教授簡報(略)

(二) 出席人員發言要點

吳委員木富：

1. 本局 VD 資料格式會因不同的標案而不同，本局未來將盡量整合，若有特殊或不適宜之資料，會事先過濾，至於研究團隊指出之不合理之 VD 資料，本局將再與以檢核。
2. 有關簡報第 10 頁，隧道與下游匝道出口距離之影響關係，請再說明。
3. 另簡報第 13 頁及第 19 頁提到國 5 的尖峰小時流量係數 K，若要再進行 check，本局依照目前資料所示，國 5 全天最大尖峰流率僅接近 3000 輛/小時(南下)，本資訊可提供研究單位參考。
4. 另簡報提到目前國 3 北部有許多大車所佔的車種比率值為空白，若此為本局資料有誤，本局會後將再重新檢核。
5. 雖目前本計畫僅蒐集國 5 雪山隧道資料，其他隧道在變換車道上是否亦會降低容量，需再探討。
6. 本局先前於雪山隧道專家座談會中發現，先前雪山隧道速限為 90 公里/小時時，測得其自由速率極少超過 90 公里/小時，之後將速限降為 80 公里/小時時，同樣測得其自由速率亦即少超過 80 公里/小時，由此可知駕駛人於長隧道內駕駛時因禁止變換車道及安全距離之規定，超過速限者極少，以上資料提供參考。

林豐博教授：

1. 有關吳委員提到的第 2 點，本人認為隧道與下游匝道口距離之影響關係不大，主要與衝擊波的產生、衝擊波衝到上游有多少時間以及衝擊波的傳遞速率有關，而由流率速率訂出之服務水準會因衝擊波的影響而有所不同，劇本研究觀察，雪山隧道衝擊波的傳遞時間約 5 秒，以上資料提供參考。

黃委員承傳：

1. 依據簡報內容所述，未來研究單位將考慮整併國 3 及國 5 的隧道資料，但其整併後之資料是否僅為北部路段交通特性，其是否適用於中南部路段，以及其整併之必要性，建議研究單位再加以考量。
2. 依據簡報內容所述，目前歲到分類將再加上國 3 分類，但中南部亦有些許隧道，或許其隧道特性與國 5 國 3 皆不盡相同，今後是否會再增加分類，請說明。

3. 依據簡報第 39 頁及第 40 頁所示，本研究服務水準等級分為兩類，一為根據 v/c 比另一為根據速限與速率差距，此二分類使用地點為高速公路或一般公路，或兩者皆適用，請說明。
4. 隧道與下游匝道距離是否有可因超過一門檻值則不需考慮衝擊波之影響，請研究單位說明。

林豐博教授：

1. 有關黃委員提到的第 1 點，本研究提及國 5 與國 3 合併後提出的各種交通特性值僅為參考值，若於規劃中南部隧道規劃無資料可用時可參考。
2. 另黃委員提到的第 3 點，本研究服務水準等級分類主要適用於高速公路。

主席：

1. 目前進隧道時常塞在隧道口，此資訊可應用在隧道容量分析上。

高公局：

1. 有關林教授提到國 5 國 3 上 VD 資料格式不同，未來本局會考慮將之整合，另外目前國 5 採用的微波偵測方式誤差值大且不好判斷，未來本局將考量改回 loop 方式。

鼎漢國際工程顧問股份有限公司：

1. 有關隧道內速限與隧道口速率不同對於簡報第 30 頁及第 36 頁容量分析方法之影響情況，請研究單位說明。

亞聯工程顧問股份有限公司：

1. 本研究雖目前研究對象過具針對性(針對雪隧、三義坡道)，建議未來可將其其他隧道、坡道路段資料加以綜整，增加其適用性。
2. 本研究所提及之速限-速率差之評估水準，對於道路流量研究時相當實用，可減少許多現有指標之盲點。

台灣世曦工程顧問股份有限公司：

1. 有關簡報第 35 頁隧道長度（公里）之分類僅 2-4 公里及>10 公里之分類，5-10 公里之隧道該用何種分析方法，請說明。

主席結論：

本案依合約完成期中座談會議，請依合約續辦相關事宜。

散會(下午 16 時 30 分)。

「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(3/3)」

期中座談會議

時間：民國 101 年 5 月 24 日下午 14：00

地點：交通部運輸研究所 10 樓會議室

主席：蘇組長振維 蘇振維

紀錄：鄭嘉庭

出席：

單位	職稱	姓名
黃承傳委員		黃承傳
呂介斌委員	請假	
吳木富委員		吳木富
蘇振維委員		蘇振維
黃委員新薰	請假	
高速公路局		歐陽恆恆
鼎漢國際工程顧問 有限公司		李維洲
亞聯工程顧問股份 有限公司	請假	
臺灣世曦工程顧問 股份有限公司		吳心琪

中華民國運輸學會		曾平毅
運安組		陳凱斌
運計組		鄭嘉庭 張汝之 呂怡芳

附錄 G 101 年期末審查會議之意見與回應說明

參與審查人員及其所提之意見	合作單位處理情形或說明	審查意見
黃承傳委員：		
1.時間平均速率與空間平均速率不同，在美國有一套轉換公式，提供研究單位參考。	1.容量與服務水準分析所用之流率(Q)、速率(V)、密度(D)關係，其中速率係指空間平均速率(SMS)。本計畫所使用高公局之VD資料，為該VD地點之時間平均速率(TMS)資料，主要作為了解該地點交通狀況與提供用路人交通資訊之用。 2.感謝委員之意見。由於車流穩定時，時間平均速率與空間平均速率相差很小；不穩定車流時，兩者差距一般在2~3公里/小時之內。而臺灣地區之車流特性與美國不見得相同，並不宜直接引用美國之換算公式。就容量與服務水準分析之需要而言，無須特別區分兩者之差異。 3.相關之補充說明，請參見第8頁。	同意，已補充
2.研究單位如期、如質完成本計畫，本人給予肯定。	知悉。	感謝
3.有關報告第六章結論中，僅述及國3隧道第2車道及第3車道之容量，並無提到第1車道之容量，請研究單位補充。另美國公路容量手冊在隧道部分則僅提供各車道整合後之容量值，目前從本計畫研究成果得知各車道容量值不同，在邏輯上是可解釋的，但在自由速率差異不大情況下，各車道之容量理論上相差不大，但本研究卻顯示各車道之容量仍有些許差異，請研究單位說明。	1.感謝審查委員之提醒，本計畫已經重新將第六章之結論，依據研究議題來分類陳述，並補充說明國3隧道各車道之容量及臨界速率等資訊。 <u>請參見第六章。</u> 2.由現場之VD資料顯示，隧道內各車道之平均自由速率有明顯差異，且各車道之容量也有差異，故從實務之觀點，本來就應該具體呈現各車道之實際數值。各車道之容量資料，亦可以合成為總體的容量值，故相對比較詳細。	同意，已補充
4.報告 6.2 在未來建議運研所後續研究主題上，個人認為應以雙車道公路及坡度路段之容量研究為首要研究主題，提供參考。	敬悉，感謝委員的意見。	感謝，本所將納入參考。

參與審查人員及其所提之意見	合作單位處理情形或說明	審查意見
5.目前雙車道與坡度路段的資料蒐集不易，要尋找飽和點上有些許困難，建議研究單位可用模擬方式模擬，並在前段部分輔以現場資料校估，以上建議提供參考。	敬悉。審查委員之意見與本研究想法相符，未來工作仍需要一些現場資料作為驗證模擬模式之用。	感謝，本所將納入參考。
6.有關報告 p.104 表 4.7 調查路段之理想坡長，上坡長度與下坡長度在同一坡度時不同，請研究單位補充說明。	1.由於貨車在上坡路段之速率衰減必須有較多資料來觀察比較與驗證模擬模式，通常與車輛性能與駕駛人行為有關；而下坡路段之情形主要與駕駛人行為較為有關，需要之現場資料範圍較短，故表 4.7 有不同的「建議」。 2.實際調查時，仍須依據現場幾何狀況進行調查計畫之研擬。	同意
7.報告中仍有些許錯字及誤值處，請修正。	感謝委員之意見，期末報告之修正稿，已經進一步檢視與修正文稿。	已修正
高速公路局：		
1.有關本局提供之 VD 資料目前仍未達成百分之百正確率，本局會持續加以改進。	1.敬悉。 2.維持 VD 資料之正確性，可加值提供用路人交通旅行資訊，更可供基礎研究分析之用等，有其重要性。	同意
2.有關報告 P.9 提到資料轉出有誤，因本局提供之資料格式為*.csd 格式，可為 excel 讀取，但資料格式需更改為日期/時間格式而非數值格式，提供研究單位參考。	1.敬悉。 2.本計畫使用時發現，相同的一個 VD 的偵測器有不同的資料格式，很可能是轉檔時產生錯誤。爾後使用各 VD 資料時，仍有必要進一步檢視。	同意
鼎漢國際工程顧問股份有限公司：		

參與審查人員及其所提之意見	合作單位處理情形或說明	審查意見
1.有關報告第三章市區地下道部分，若該地下道緊鄰號誌化路口，是否可沿用公路容量手冊第十三章來評估以及號誌時制的設計，請研究單位補充說明。	1.臺灣都市地下道都是在距離不長的號誌化路口之間，基本上是市區道路上之坡度路段。此外，臺灣都市地下道出口與下游號誌化路口之距離很短，因此這些地下道的交通作業都受號誌化路口容量的影響。但地下道本身又會影響到號誌化路口的容量。這種互動關係可從地下道下游停等車疏解流率的特性來探討。因此適用公路容量手冊第13章來分析，但是必須探討上坡對疏解能力之影響情形。 2.相關的現場資料、分析成果及新修訂之第13章，請參見附錄E。	已補充說明
2.在市區地下道的容量分析上，若出口鄰接點的道路設計複雜，是否會影響其評估結果，請研究單位補充說明。	1.目前臺灣公路容量手冊將號誌化路口之車道分為表3.1之六種直行快車道，但也存在左轉/直行共用車道、右轉/直行共用車道、左轉/直行/共用車道、機車專用道等不同類型的車道，故本計畫亦蒐集各類車道之現場資料，並經分析後，提供國內交通界之參考。 2.未來如果有機會，建議運研所可多蒐集一些現場資料，以深入探討各類常見之市區地下道的疏解特性。	已補充說明
<u>亞聯工程顧問股份有限公司：</u>		
1.請研究單位於報告中補充說明本研究所應用到之各種車輛的 <i>pce</i> 換算標準。	1) 公路隧道資料之大車數量甚低，尚無法由現場資料來探討大車之 <i>pce</i> 。本計畫係利用 1.5 進行相關的分析。 2) 前述補充說明，請參見第 13 頁。	同意

參與審查人員及其所提之意見	合作單位處理情形或說明	審查意見
2.有關報告第三章市區地下道受坡度的影響會有一折減率，但在坡度 $S=0$ 情況下仍需折減 0.93，其意義為何，請研究單位說明。	<p>1.臺灣市區地下道與下游號誌化路口之間為一上坡路段。如同表 3.3 所示，本計畫利用地下道平均坡度及臨近 100 公尺平均坡度，分別建立平均坡度與疏解率折減之關係式，最後選取停止線上游 100 公尺之平均坡度(S)來作為操作變數。</p> <p>2.故 $S=0$ 是指停止線上游來自地下道之停等車隊，在綠燈疏解時之平均折減率為 0.93，基本上還是受到地下道上坡影響。</p>	同意
3.報告附錄 d23~d24 分析各類型隧道之容量關係，各類型隧道為目前調查之特定樣本，建議研究單位進一步歸納推論各應用類型隧道之容量關係。	<p>1.附錄D之圖 20-12~圖 20-20 為已經歸納後之流率與速率關係。</p> <p>2.表 20.11 及表 20.12 分別是歸納後之國 5 及國 3 不同隧道類型的容量估計值。</p>	同意
4.附 d-30 平均車流速率、係採樣本速率平均 $\sum Si/n$ ，與服務水準分析採用空間平均速率 $D/(\sum ti/n)$ 不同（即貴所道路行駛速率調查採空間平均速率），如此在應用上是否會造成不一致？請說明。	<p>1.容量與服務水準分析所用之流率、速率、密度關係，其中速率係指空間平均速率 (Space Mean Speed, SMS)，本計畫使用高公局之 VD 資料進行分析，該資料為時間平均速率 (Time Mean Speed, TMS)。由於車流穩定時，SMS 與 TMS 兩者相差很小；不穩定車流時，兩者差距一般在 2~3 公里/小時之內。就高速公路容量與服務水準分析之需要而言，本計畫未特別區分兩者之差異。</p> <p>2.道路平均行駛速率資料，必須視調查方法獲得的資料，再依據調查分析目的計算平均速率。一般是利用空間平均速率。</p>	同意
5.TPS 模式於計程收費後似乎無法適用，由本公司實際應用在五楊高架工程泰山收費站的評估上發現以遠通目前配置規劃應以一般路段分析服務水準即可，提供研究單位參考。	<p>1.敬悉。</p> <p>2.TPS 模式可模擬單向之收費車道，換言之，如果還存在收費亭 (toll gate)，可以利用 TPS 模式進行分析；若未來採開放道路（沒有任何收費設施），則運作必須另外模擬分析。</p>	同意

參與審查人員及其所提之意見	合作單位處理情形或說明	審查意見
6.在部分地下道的出口鄰接路段若為非路口交接路段，其分析時該應用何種方式分析，請研究單位說明。	市區地下道之出口若有很長距離才有號誌化路口，則地下道屬於市區道路之一路段。雖位處於兩號誌化路口之間，其運作仍然受制於上、下游號誌化路口，分析重點在於上、下游路口。	同意
7.另外在未來研究順序上，本公司同樣認為應以雙車道公路及坡度路段之容量研究為首要研究主題，提供參考。	敬悉，感謝委員的意見。	感謝
臺灣世曦顧問股份有限公司：		
1.目前報告中的休閒性公路隧道與工作性公路隧道該如何歸類，請研究單位說明。	1.區分為休閒性公路或工作性公路係針對國 5 及國 3 使用旅次之特性而言。國 3 之平常日及假日交通量均很大，國 5 平常日的交通量明顯較小，假日期間則交通量大且常造成壅塞。 2.建議運研所未來於審查新增的第 20 章時，再行討論是否不必區分，或是直接稱之為國 5 及國 3 兩類型。	本所將列為參考。
2.請研究單位於報告中補充說明本研究應用到之 <i>pce</i> 之當量。	本計畫係利用 1.5 進行相關的分析，請參見第 13 頁的補充說明。	同意
主席結論：		
1.感謝各委員及機關代表的參加，請研究單位將各委員及各單位意見納入後續期末修正報告參考，並針對其意見製作辦理情形回覆表。	遵照辦理。	同意
2.請研究單位協助檢視本研究收費站模擬模式 TPS Model 應用於 e-tag 收費效益分析時之適用性及注意事項。	1.TPS 模式可模擬單向之收費車道，故可以分析上匝道或下匝道電子收費。如果未來還有收費亭，則可以利用 TPS 模式進行分析。 2.若未來採開放道路（沒有任何收費設施），則運作必須另外模擬分析。 3.目前高速公路 ETC 已不使用 OBU 而改為 e-Tag，兩者對於通過收費亭之車輛沒有影響，故還是可以利用 TPS 模式進行模擬	同意

參與審查人員及其所提之意見	合作單位處理情形或說明	審查意見
	分析。	
3.請研究單位協助說明容量研究中使用平均速率（時間）與空間平均速率之關係。	本計畫使用高公局之 VD 資料進行分析，該資料為時間平均速率 (TMS)。由於車流在穩定時，空間平均速率 SMS 與時間平均速率 SMS 兩者相差很小；車流在不穩定時，兩者差距一般在 2~3 公里/小時之內。就 <u>高速公路</u> 容量與服務水準分析之需要而言，本計畫未特別區分兩者之差異。未來若能由 VD 順利取得 SMS 資料，當然以該資料進行分析為宜。	同意
4.期末審查原則通過，請於 12 月 20 日內提送修正報告到所，以辦理後續行政作業。	遵照辦理。	已辦理

附錄 H 101 期末審查會議簡報資料

高快速公路收費站、隧道及坡度 路段容量及車流特性之研究(3/3)

期末簡報

林豐博、曾平毅

中華民國運輸學會

2

簡報內容

- 一、計畫背景
- 二、HCM新章「公路隧道」(Ch20)
之編訂
- 三、市區地下道(Ch10)
- 四、坡度路段研究方案
- 五、坡度路段模擬模式雛形
- 六、結論與建議

一、計畫背景

- ⇒ 探討國5公路之外的公路隧道車流特性，並用於修訂「公路隧道」初稿，以期能將「公路隧道」新章(Ch20)納入HCM。
- ⇒ 補充調查都市地下道車流特性資料，並修訂HCM之Ch10「都市地下道」。
- ⇒ 經由文獻回顧，討論並擬定一方案，以供建立分析坡度路段之方法的參考。
- ⇒ 建立一模擬坡度路段交通作業模式之prototype，以作為發展一實用模擬工具之基礎。

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

- ⇒ 運研所在2011年期間根據國5高速公路上之雪山、彭山及石碇隧道的交通特性，編訂一公路容量手冊新章「公路隧道」之初稿。
- ⇒ 此新章目的在於促進交通界對隧道交通作業特性之了解，並供規劃公路之參考。
- ⇒ 高速公路中，國3北部路段有最多的隧道。65K以北路段緊靠臺北都會區，有較高的流量，適合探討在廣泛流率狀況下隧道之交通作業特性。

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

南向（東向）				北向（西向）			
名稱	起點 里程	終點 里程	長度 (km)	名稱	起點 里程	終點 里程	長度(km)
基隆	0.805	2.060	1.255	基隆	2.118	0.840	1.278
七堵	5.795	6.325	0.530	七堵	6.300	5.745	0.555
汐止	8.160	8.826	0.666	汐止	8.818	8.175	0.634
福德	18.232	19.994	1.762	福德	19.911	18.185	1.726
木柵	21.888	23.736	1.848	木柵	23.735	21.860	1.875
景美	23.939	24.503	0.564	景美	24.492	23.919	0.573
新店	27.219	28.404	1.185	新店	28.392	27.170	1.222
碧潭	28.559	29.080	0.521	碧潭	29.044	28.541	0.503
安坑	32.626	33.092	0.466	安坑	33.108	32.710	0.398
中和	34.223	35.095	0.872	中和	35.093	34.262	0.831
埔頂 I	59.510	60.040	0.530	埔頂 I	60.065	59.510	0.555
埔頂 II	60.300	60.635	0.335	埔頂 II	60.065	59.510	0.555
大林	281.850	282.000	0.150	大林	282.000	281.850	0.150
蘭潭	292.870	294.120	1.250	蘭潭	294.100	292.890	1.210
中寮	378.795	380.655	1.860	中寮	380.655	378.825	1.830

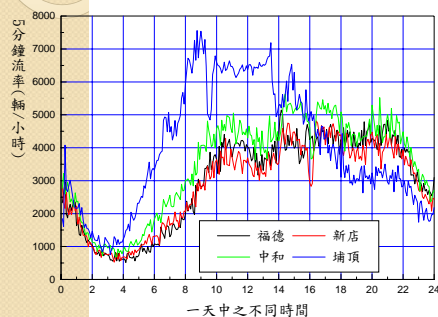
二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒偵測器資料之可靠性

- 1.偵測器在同一天中但不同時段內的資料內容(data content)及型式(format)有差異。
- 2.偵測器所提供之資料也不一定正確。
- 3.原始偵測器資料顯示幾乎每一個偵測器偶而會在某一5分鐘內沒有輸出資料。
- 4.車道數的正確性。
- 5.在同一隧道內所有偵測器所估計的全天流量應大致相同。可用以檢核偵測器之正確性。
- 6.偵測器資料是否正確亦可從其所顯示的流率與速率關係來衡量。

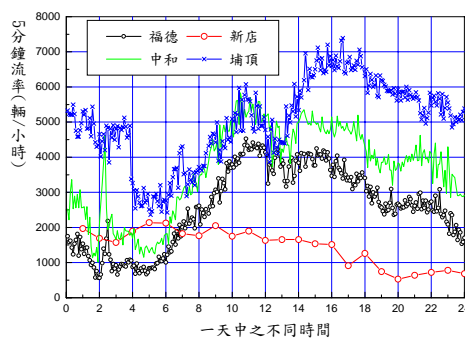
二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒車流型態



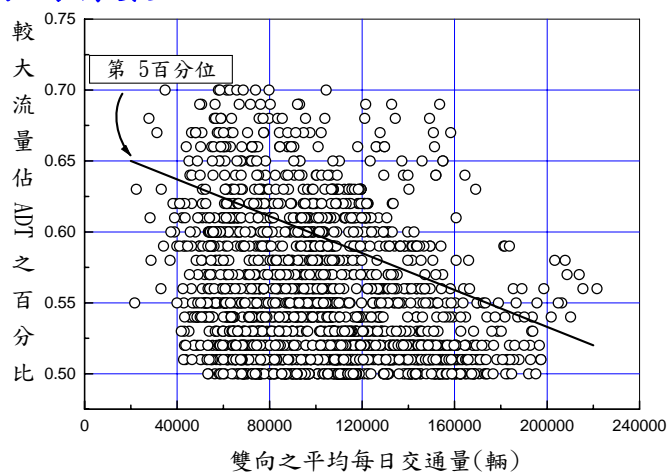
南下車流型態
(春節, 2/05/2011)

北上車流型態
(春節, 2/06/2011)



二、HCM新章「公路隧道」之編訂

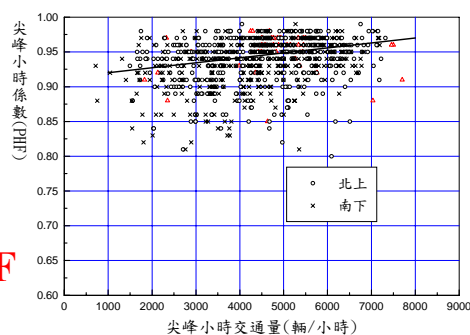
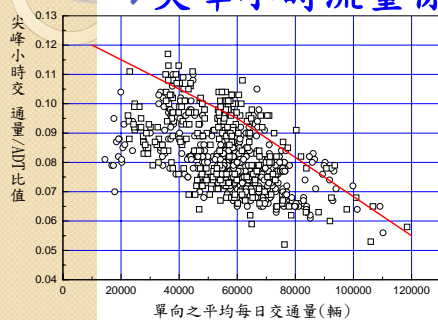
⇒方向係數D



第85百分位之近似值0.56

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒尖峰小時流量係數K



⇒尖峰小時係數PHF

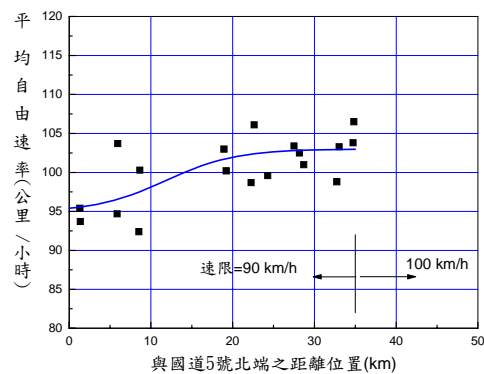
二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒國3大車比例

路段里程	大車百分比(%)		
	平均	第85百分位	第95百分位
0K~10K	4.2	7.0	8.5
10K~20K	3.9	6.2	7.8
20K~30K	3.6	5.8	7.6
30K~40K	3.6	5.7	7.5
40K~50K	3.9	6.5	7.8
50K~62K	3.6	6.4	8.2

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 隧道內車輛之平均自由速率

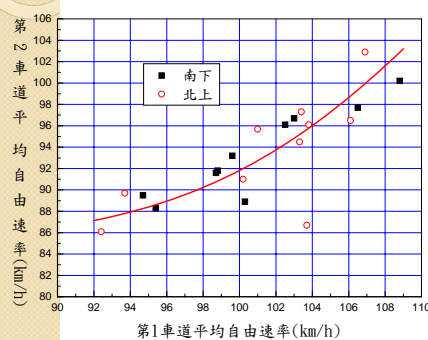


速限110 km/h
V1 = 108 km/h

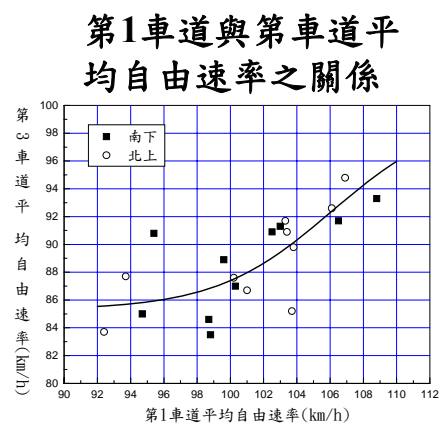
速限90 km/h路段之平均自由速率的變化情形

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 隧道內車輛之平均自由速率

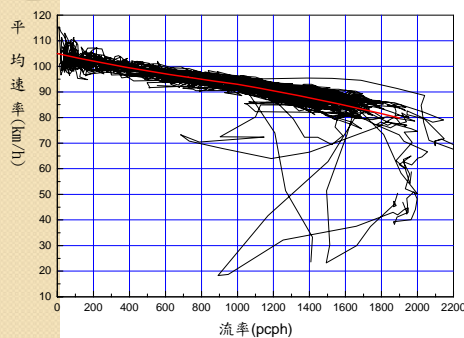


第1車道與第2車道平均自由速率之關係



二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 隧道車流之流率與平均速率關係

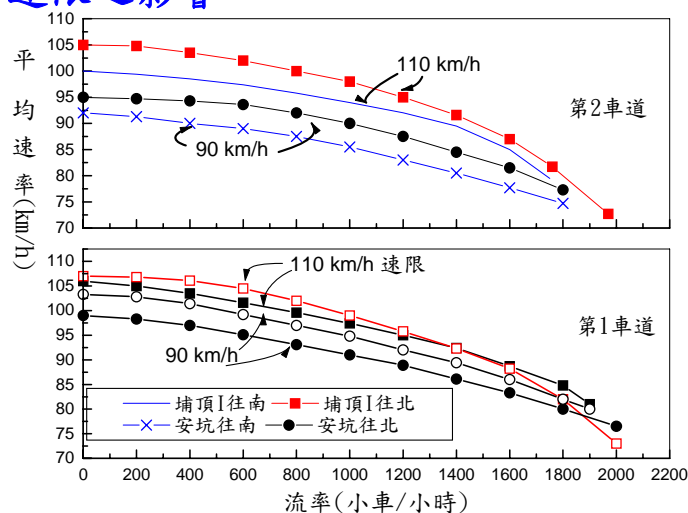


福德隧道南下第1車道
流率與速率關係

1. 左圖每一線細條代表車流從穩定狀況接近或進入壅塞狀況時平均速率隨流率的變化。
2. 在同一流率時有不同的速率，同一速率時也有不同的流率。
3. 車流穩定時，流率與速率有明顯的關係。
4. 請參見附錄A及附錄B。

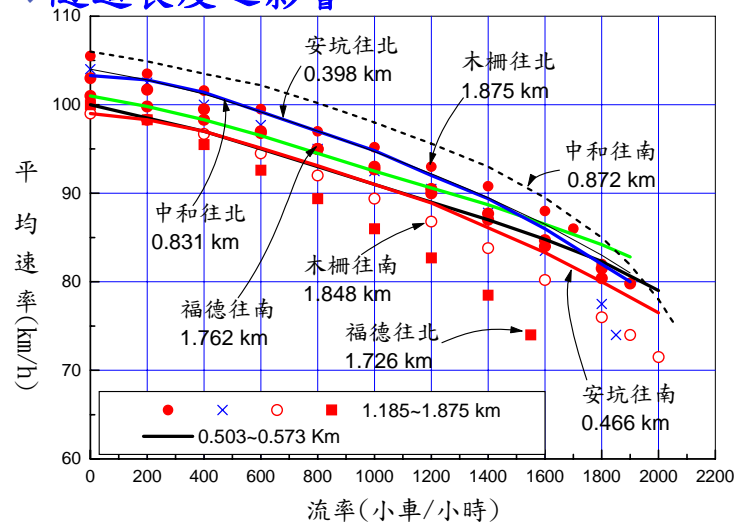
二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 速限之影響



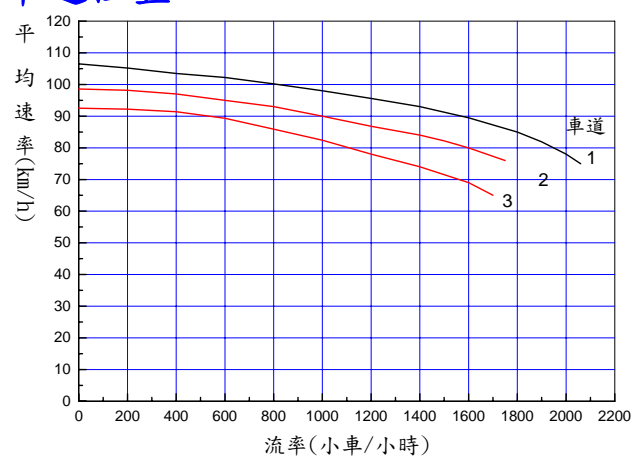
二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 隧道長度之影響



二、HCM新章「公路隧道」之編訂

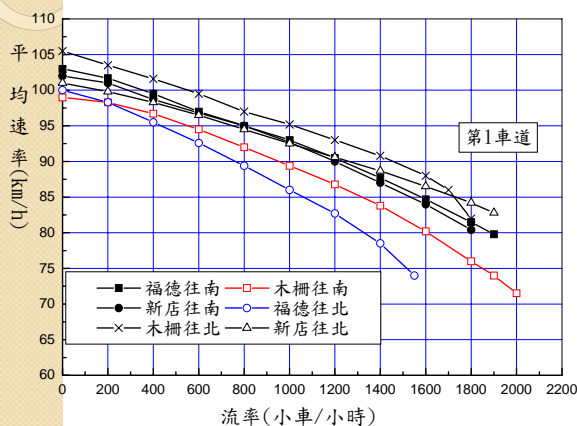
⇒ 車道位置



中和隧道內南下車道位置與速率—流率關係

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒代表性流率與速率關係



1.1~1.9公里長之3車道隧道第1車道的
代表性速率與流率關係(速限90 km/h)

- 1.速限及車道位置對流率與速率關係有明顯的影響，隧道長度是否有實質的影響則不能斷論。
- 2.本計畫將偵測器資料所顯示的流率與速率關係依車道位置，速限及隧道長度分類。

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

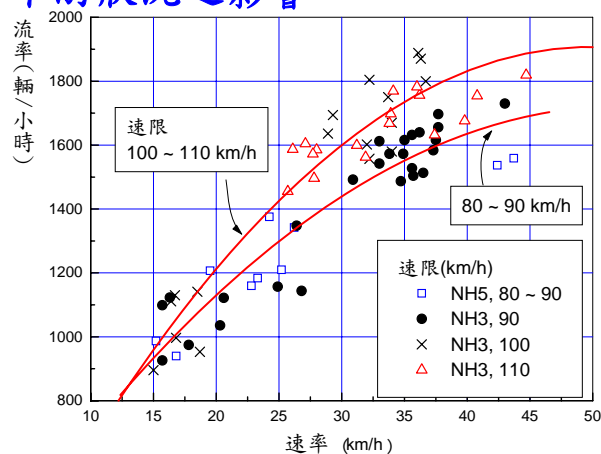
⇒隧道不同類型車道之大約容量

速限(kph)	隧道長度(km)	車道數	車道位置	容量(pcph)	臨界速率(km/h)
90	1.1~1.9	3	1	1,800~1,900	75~82
			2	1,600~1,750	70~75
			3	1,400~1,600	60~72
90	0.3~0.9	3	1	1,950~2,000	77~82
			2	1,750~1,800	74~78
			3	1,600~1,800	68~70
110	≈0.5	4	1	≈2,000	≈75
			2	≈1,900	≈75
			3	≈1,800	≈75
			4	1,400~1,700	67~72

註：臨界速度＝流率等於容量時之平均速率

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 下游狀況之影響



壅塞狀況下匯流區之速率與流率關係
(NH3：國道3號；NH5：國道5號)

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 車流之車道分布

單向車道數	車道代號	模 式	r ²
3	1	$Q_1 = -257 + 0.581Q_T - 3.243 \times 10^{-5}Q_T^2$	0.84
	2	$Q_2 = -130 + 0.479Q_T - 2.209 \times 10^{-5}Q_T^2$	0.92
	3	$Q_3 = Q_T - Q_1 - Q_2$	—
4	1	$Q_1 = -354 + 0.528Q_T - 2.744 \times 10^{-5}Q_T^2$	0.92
	2	$Q_2 = -103 + 0.402Q_T - 1.608 \times 10^{-5}Q_T^2$	0.95
	3	$Q_3 = 16.9 + 0.220Q_T + 3.0 \times 10^{-6}Q_T^2$	0.96
	4	$Q_4 = Q_T - Q_1 - Q_2 - Q_3$	—

註：(a)車道1為內車道。

(b) Q_T = 單向總流率，pcph。

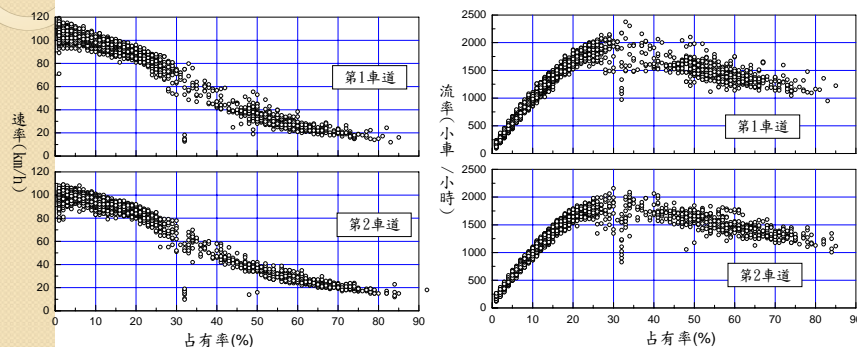
(c) Q_i = 車道*i*之流率，pcph。

(d) 3車道模式適用範圍： $Q_T = 2,500 \sim 5,500$ pcph。

(e) 4車道模式適用範圍： $Q_T = 2,500 \sim 8,000$ pcph。

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 占有率與車流狀況



占有率與速率之關係

占有率與流率之關係

埔頂I隧道南向第1車道與第2車道

二、HCM新章「公路隧道」之編訂

⇒ 修訂「公路隧道」初稿(Ch20)—附錄D

1. 補充介紹國道3號車流型態。
2. 歸納國道3號及5號公路之車流方向係數、尖峰小時流量係數、尖峰小時係數及大車比例之資料。
3. 補充說明歐洲國家對隧道內最小行車間距規定。
4. 討論占有率及車流狀況之關係。
5. 更新隧道之分類。
6. 補充分析容量及服務水準之模式及相關資料。

三、市區地下道

- ⇒ 臺灣HCM第10章「都市地下道」係以非阻斷性車流的路段來分析。
- ⇒ 臺灣都市地下道都是在距離不長的號誌化路口之間。為了避免平面交叉，這些地下道在接近一交叉路時，低凹從交叉路底下穿越，其長度很少超過600公尺。(過港隧道1,600m)。
- ⇒ 基本上，臺灣都市地下道只是市區道路上之坡度路段。

三、市區地下道

- ⇒ 臺灣都市地下道出口與下游號誌化路口之距離很短，因此這些地下道的交通作業都受號誌化路口容量的影響。
- ⇒ 地下道本身又會影響到號誌化路口的容量。這種互動關係可從地下道下游停車疏解流率的特性來探討。
- ⇒ 本計畫蒐集臺北地區市區地下道之下游號誌化路口疏解特性資料，以及地下道幾何設計資料，以探討地下道坡度對下游路口疏解之影響。

常見之臺灣都市地下道-1



常見之臺灣都市地下道-2



常見之臺灣都市地下道-3



常見之臺灣都市地下道-4



序號	地下道名稱	下游號誌化路口	車道類型	車道數	車道位置	說明
1	臺北市松山區復興北路(往北)	濱江街	直行車道 S1	2	1	中央實體分隔 外車道汽機車混流
2	臺北市松山區復興北路(往南)	民族東路	直行車道 S1	2	1	中央實體分隔 外車道汽機車混流
3	臺北市信義區基隆路(往北)	松隆路	直行車道 S1	2	1	中央實體分隔 汽機車道分隔
4	臺北市中正區林森南路(往南)	羅斯福路	直行車道 S1	3	2	中央實體分隔 最外側機車專用道，標線分隔
5	新北市三重區力行路(往南)	大勇街	直行車道 S4	1	1	中央標線分隔 汽機車道分隔
6	新北市樹林區八德街(往北)	復興路	直行車道 S4	2	1	中央標線分隔 汽機車道分隔
7	臺北市中正區忠孝東路(往東)	天津街	直行車道 S5	1	1	中央標線分隔 無機車道
8	臺北市中正區林森南路(往南)	羅斯福路	機車專用道(標線)	3	3	中央實體分隔 機車專用道標線分隔
9	新北市樹林區保安街(往南)	鎮前街	機車專用道(實體)	1	機車道	中央標線分隔 機車專用道實體分隔
10	臺北市中正區林森南路(往南)	羅斯福路	直行/左轉共用車道	3	1	中央實體分隔 機車專用道標線分隔
11	臺北市松山區復興北路(往北)	濱江街	直行/右轉	2	2	中央實體分隔 外車道汽機車混流

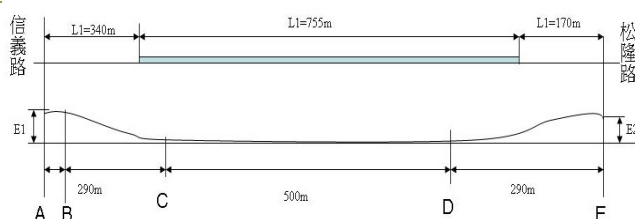
29

調查車道所屬路段幾何設計概況

30

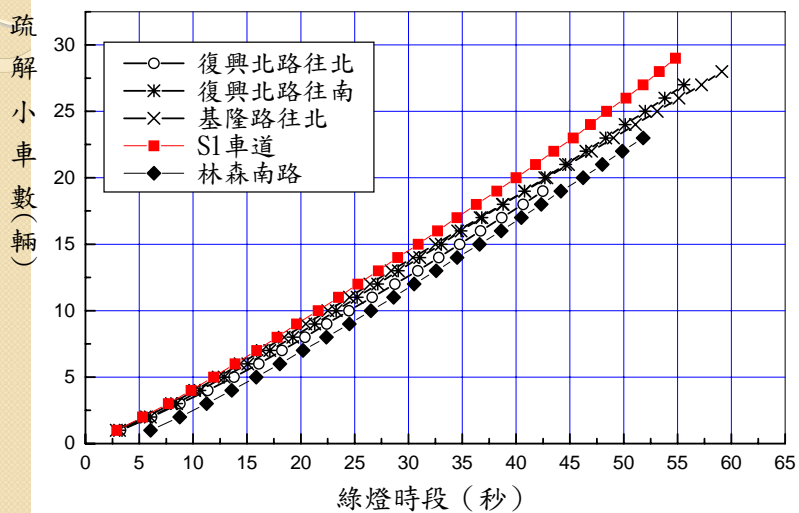
序號	地下道上下游號誌化路口間距(公尺)	地下道長度(公尺)	車道寬(公尺)	地下道平均坡度(%) ^a	下游路口臨近車道平均坡度(%) ^c
1	710	590	3.7	+4.3	+1.4
2	710	590	3.25	+6.2	+6.7
3	1,265	1,080	3.0	+4.5	-2.1
4	800	460	3.0	+5.9	+5.5
5	300	257	3.2	+4.8	+5.3
6	400	302	3.2	+4.4	+2.0
7	445	231	3.5	+4.0	+1.0
8	800	460	3.0	+5.9	+5.5
9	300	166	3.5	+5.2 ^b	+5.2
10	800	460	3.0	+5.9	+5.5
11	710	590	3.7	+4.3	+1.4

註：a. 從最低點到上坡坡度為 +2% 地點之平均坡度。
b. 從最低點到下游路口停止線（坡度 +4.7%）之平均坡度。
c. 下游停止線之上游 100 公尺範圍內之平均坡度。



臺北市基隆路地下道縱剖面示意圖

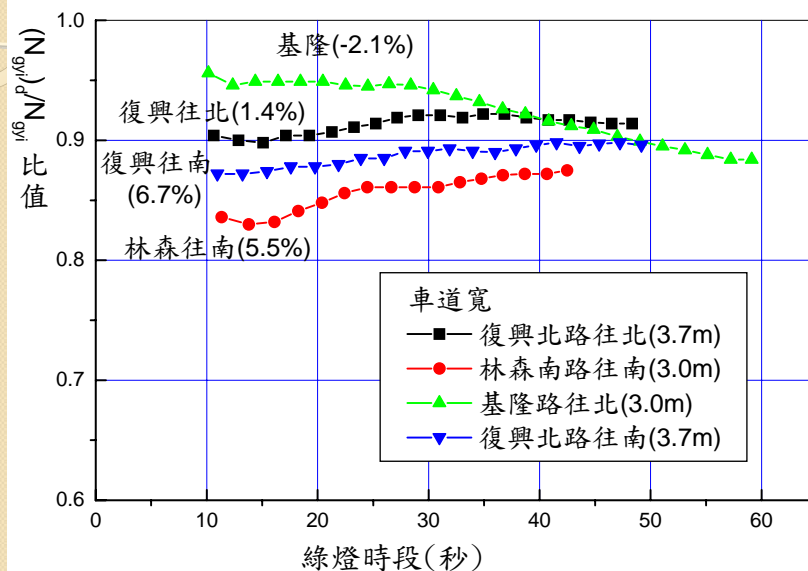
S1車道之比較-1



蒐集調查車道之停等車疏解間距 (復興北路往南)

停等位置	疏解車距 (秒/車)			疏解率 (輛/小時)	樣本數
	平均值	標準差	估計誤差		
1	3.25	0.82	0.17	1108	94
2	2.89	0.67	0.14	1246	91
3	2.63	0.59	0.12	1369	88
4	2.58	0.59	0.12	1395	87
5	2.44	0.61	0.13	1475	87
6	2.31	0.52	0.11	1558	86
7	2.15	0.39	0.09	1674	81
8	2.13	0.40	0.09	1690	79
9	2.03	0.39	0.09	1773	69
10	2.06	0.38	0.10	1748	57
11	2.16	0.46	0.13	1667	51
12	2.11	0.38	0.11	1706	45
13	2.13	0.40	0.13	1690	36
14	1.95	0.29	0.10	1846	30
15	1.93	0.39	0.15	1865	24
16	1.94	0.27	0.13	1856	17
17	1.98	0.40	0.20	1818	15
18	1.98	0.28	0.16	1818	11
19	1.83	0.35	0.20	1967	10

S1車道之比較-2



S1車道停等車疏散能力之比較-2

如綠燈時段小於20秒，則

$$f_g = 0.93 - 12.38 \times 10^{-3} S \quad (10.2a)$$

如綠燈時段大於或等於20秒，則

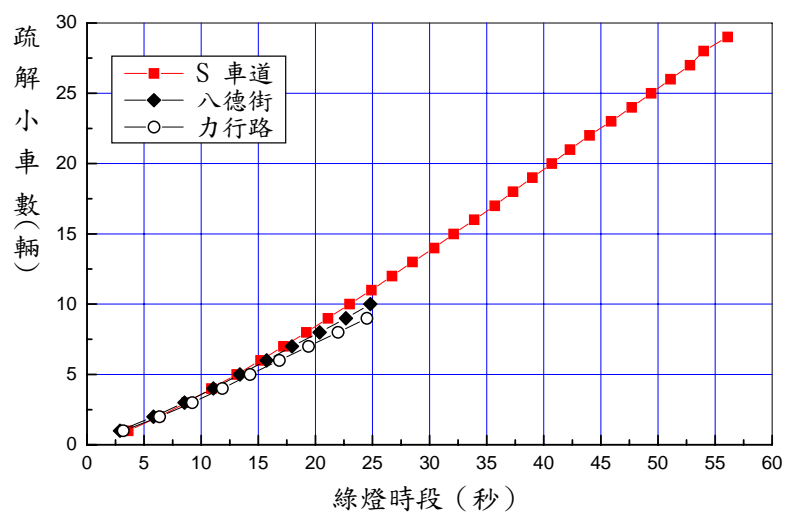
$$f_g = 0.92 - 6.39 \times 10^{-3} S \quad (10.2b)$$

上兩式中，

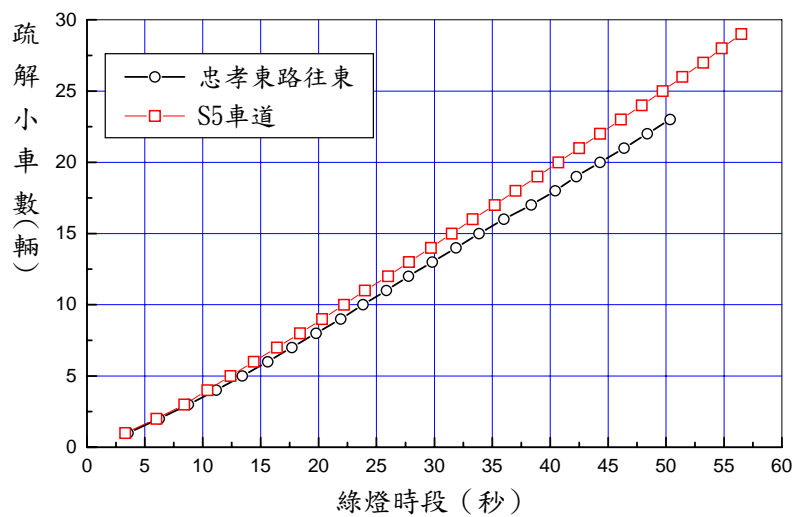
$f_g = (N_{gyi})_d / N_{gyi}$ ：地下道下游車道坡度影響停等車疏散率之調整因素，

S ：地下道下游路口停止線上游100公尺範圍內的平均坡度(%)。

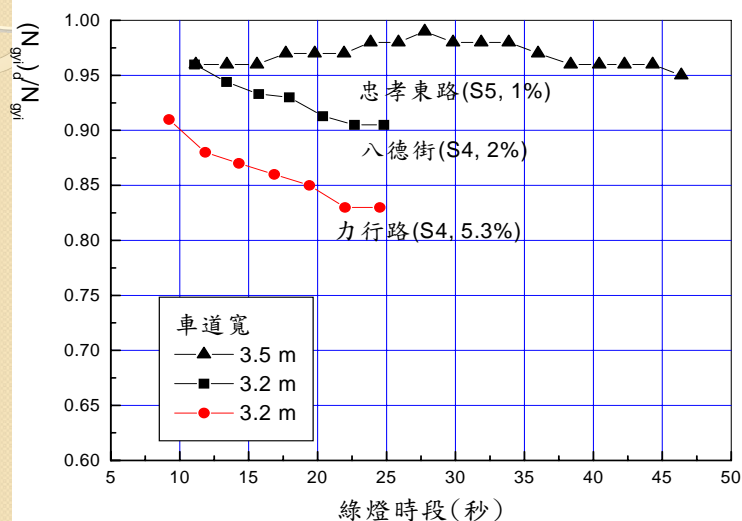
S4及S5車道之比較-1



S4及S5車道之比較-2



S4及S5車道之比較-3



S4及S5車道之比較-4

標線分隔車道（不分S4或S5車道）因地下道之存在對疏解率之影響：

如綠燈時段小於20秒，

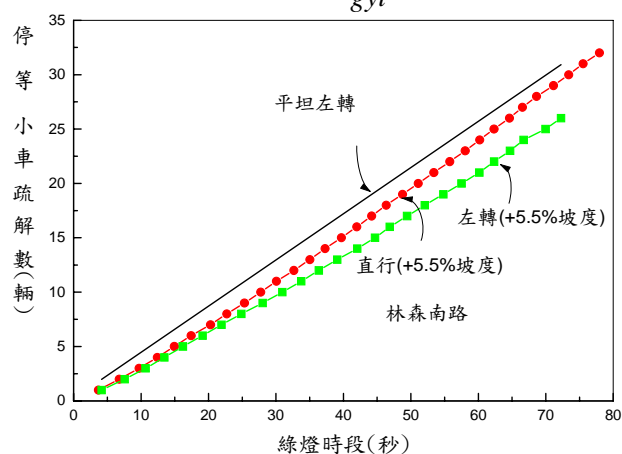
$$f_g = 0.77 + 0.23e^{-\frac{S}{5.708}}$$

如綠燈時段大於或等於20秒，

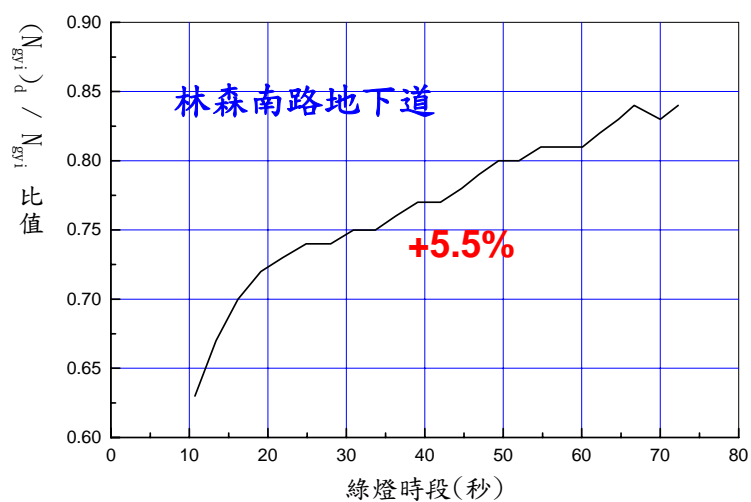
$$f_g = 0.72 + 0.28e^{-\frac{S}{5.537}}$$

左轉/直行共用車道-1

只有左轉小車時，平坦路段上實體分隔車道之停等車疏解率： $N_{gyi} = 0.21 + 0.426g$



左轉/直行共用車道-2



左轉/直行共用車道-3

地下道及下游車道坡度對疏解率的影響可用下列調整因式來估計：

如綠燈時段小於20秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.55 - 8.88 \times 10^{-3} g) \frac{S}{5.5}$$

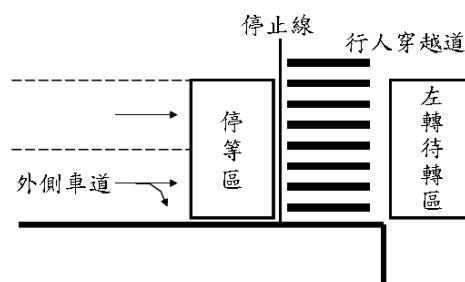
如綠燈時段大於或等於20秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.68 - 2.27 \times 10^{-3} g) \frac{S}{5.5}$$

左轉小車為比較基準，左轉小車當量：

直行小車：0.9 直行大車：1.6 左轉大車：1.7

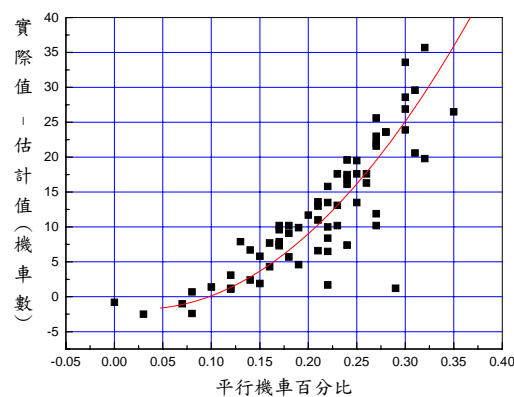
有機車停等區之直行/右轉車道-1



容量手冊用下列模式估計綠燈開始瞬間在停等區之機車數： $M = 0.62 fLW$

復興北路：0.56

有機車停等區之直行/右轉車道-2



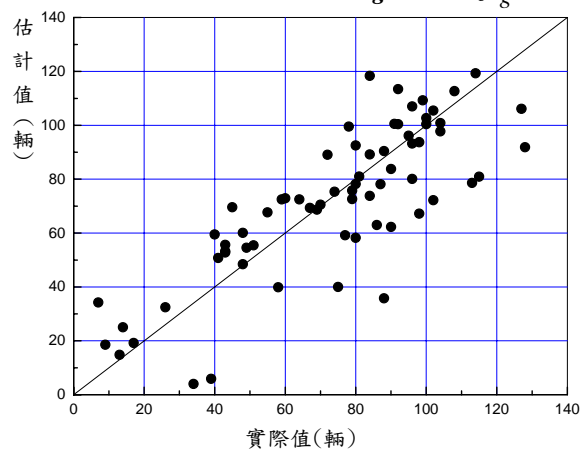
每週期併行機車數
估計值與現場值之
差異

容量手冊模式估計值可調整如下以估計在剩餘綠燈及可有效使用之燈號轉換時段 (P) 中能疏解的車數：

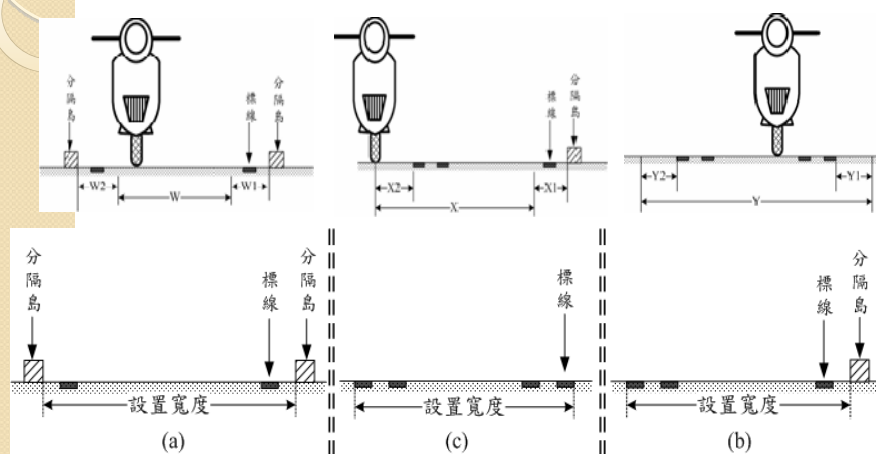
$$N_{gyi} = (N_{gyi})_{HCM} - 1.51 - 1.97P + 361.6P^2$$

有機車停等區之直行/右轉車道-3

適合用來分析復興北路往北直行/右轉共用車道疏解率之下游坡度調整因素 f_g ： $f_g = 1 - 0.05S$

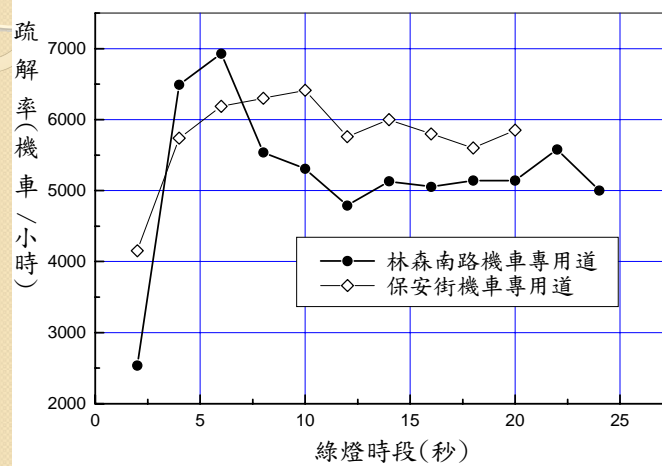


機車專用道-1



$$Q_{\max} = 4,836 + 1900W_{90}$$

機車專用道-2



$$f_g = 1 - 0.049S$$

三、市區地下道

⇒修訂HCM第十章（附錄E）：

- 1.緒論
- 2.市區地下道的分類
- 3.下游號誌化路口停等車疏解特性
- 4.車道容量估計方法
- 5.應用例題
 - 直行快車道（S1, S4, S5）
 - 無機車停等區之共用車道
 - 有機車停等區之直行/右轉共用車道
 - 機車專用道

四、坡度路段研究方案

- ⇒公路坡度路段的交通作業特性隨公路之類型而異。從容量及服務水準分析的角度而言，臺灣公路可分為高速公路、快速道路、多車道公路及雙車道公路。
- ⇒目前臺灣沒有可靠的現場資料以供規劃，設計及評估這些類型公路上的坡度路段。
- ⇒本章根據文獻回顧擬定一研究方案，其重點在於訂定建立容量及服務水準分析方法所須蒐集之現場資料。

四、坡度路段研究方案

- ⇒ 雙車道公路上之超車行為及相關視距之需求，會影響行車安全及交通作業效率。但不易蒐集現場資料，所以有不少根據假設的超車行為所建立的超車視距 (passing sight distance) 需求模式。
- ⇒ AASHTO 所訂定之超車視距設計標準已有將近60年的歷史，一直沒有更新。在2008年時，美國NCHRP展開一研究計畫，探討是否超車視距標準須修改。

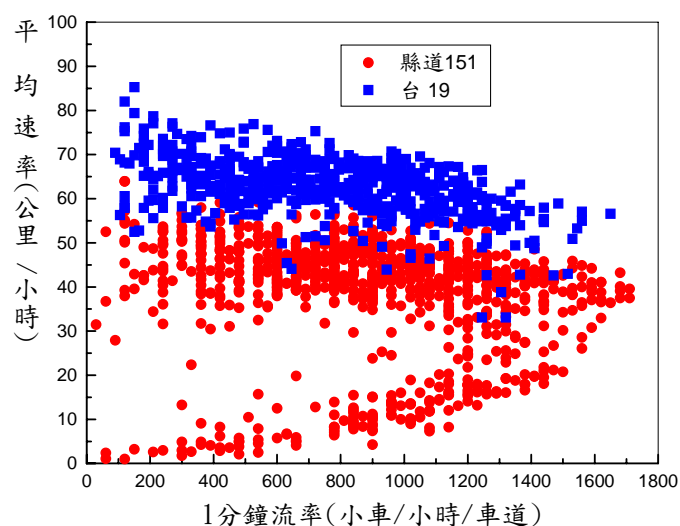
四、坡度路段研究方案

- ⇒ 美國的研究顯示：
 1. 超前車輛及被超越車輛在平行時速率之差距與超前車輛速率的關係不明顯，但是平均差距為24.8kph。比AASHTO假設的差距15kph大得多。
 2. AASHTO假設超前車輛行走在對向車道之時間，隨超前車輛的速率而增高。但現場資料顯示此關係很微弱，建議用12.3秒訂定在對向車道之行車距離(282公尺)。
 3. 短的超車區沒有實質效果。跟車車距不超過3秒之車輛中只有1.6%超車。所有觀察到的車輛中，只有0.4%超車。

四、坡度路段研究方案

- ⇒ 因為現場調查困難，所以有關超車行為的研究常利用駕駛模擬器 (driving simulator)。模擬的行車環境一般會與實際情形可能略有差異，但這種研究對了解駕駛行為有助益。
- ⇒ 最近二十幾年來有關雙車道公路的研究工作，偏重於績效指標之選擇及評估工具之建立。如延滯百分比(percent time delay)、平均速率、跟車時間百分比、跟車百分比(Percent Follower) 等等。

四、坡度路段研究方案



仍需要繼續蒐集資料

四、坡度路段研究方案

⇒大車上坡時的速率變化影響服務水準，因此是公路設計時須考慮之一車流特性，根據馬力與重量比等於7.1 W/kg之大車，德國用模擬模式建立這種大車上坡時速率與行車距離的關係以供設計及評估之用。美國AASHTO之公路設計規劃亦有大車上坡時速率與行車距離的關係圖。這些圖是根據馬力與重量比等於8.3 W/kg之大車。但是這些資料太陳。

四、坡度路段研究方案

⇒運研所發展Truckspeed模式，每1/10秒估計重車的加速率一次，然後推進模擬車輛。主要輸入資料包括：

- 1.在模擬路段起點的平均自由速率
- 2.在平坦路段的平均自由速率
- 3.在下坡時之最高平均自由速率
- 4.每一縱切線之起點，終點及坡度
- 5.車輛之質重(mass)
- 6.車輛之馬力

四、坡度路段研究方案

⇒高、快速公路及多車道郊區公路：

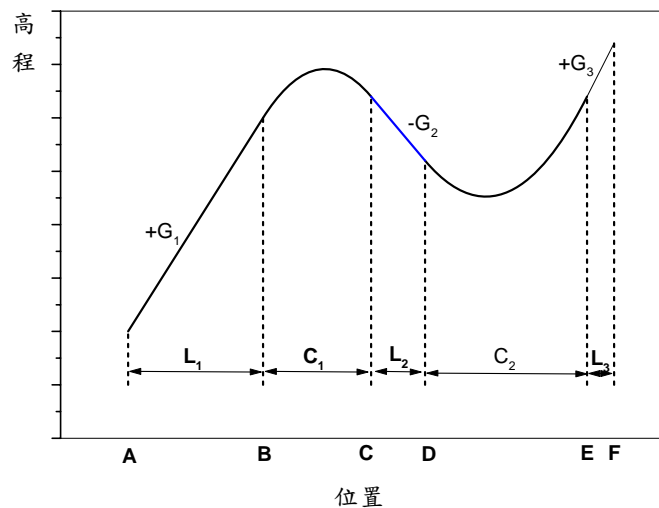
- 1.大車之小車當量與調整因素
- 2.估計坡度路段之自由速率沒有考慮到坡度之影響
- 3.大車比例之影響
- 4.不同車道之影響

四、坡度路段研究方案

⇒發展分析方法之方針：

- 1.分析坡度路段最理想的情況是有一分析工具能直接估計績效指標值。合適的指標包括流率與容量比、平均速率，2車道公路上後車因不能超車而受前車阻擋的機率等。
- 2.發展一分析性模式來估計這些指標值所需的現場資料很大。
- 3.測試及微調模擬模式所須之現場資料比發展分析性模式所須的資料少得多。而且模擬模式可用來協助發展分析性模式，也可直接用來評估坡度路段之作業。

四、坡度路段研究方案



坡度路段縱切面示意圖

四、坡度路段研究方案

⇒ 現場調查方案：

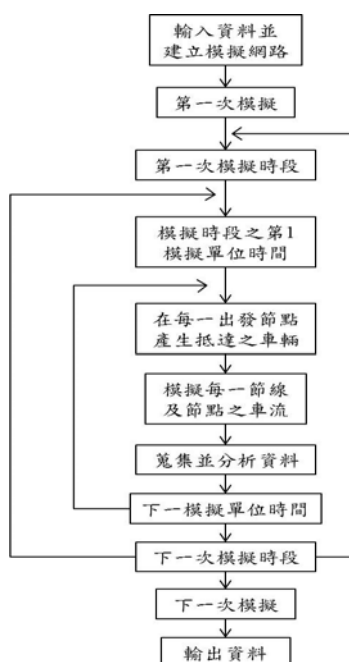
1. 選擇調查路段。(不同類型公路之坡度、坡長、速限、區率半徑、尖峰15分鐘流率、大車流率、中央分隔型態及車道數)
2. 訂定調查路段幾何設計概況。
3. 估計上坡路段平均自由速率最低地點之位置。
4. 蒐集自由速率資料。
5. 訂定大車車重分布及相關車種
6. 蒐集每車道每5分鐘流率，速率與車種組成資料
7. 蒐集雙車道路段超車率資料

五、坡度路段模擬模式雛形

- ⇒ 本年期發展坡度路段模擬模式雛形之工作重點在於建立**模擬架構及邏輯**，此模擬模式簡稱為**TGS (Traffic on Grade Simulation)**模式。
- ⇒ 運研所正在蒐集高速公路坡度路段車流特性資料，以供在2013年期間用來修定並微調TGS模式之架構及邏輯。高速公路部分之邏輯建立完成之後，TGS模式將用來發展分析高速公路坡度路段之容量分析方法。
- ⇒ 運研所準備將來蒐集多車道及雙車道公路坡度路段車流特性資料，以修定並微調TGS模式模擬這些類型公路之邏輯，並進一步發展相關之容量分析方法。

五、坡度路段模擬模式雛形

- ⇒ 本年期成果主要介紹TGS模式之基本架構及初步主要邏輯。這些邏輯牽涉到模擬路網之建立，模擬車輛之產生，瞬間加速率之模擬，跟車及超車行為之模擬，變換車道之模擬，及輸出資料檔之建立。
- ⇒ 因為目前缺乏現場車流特性資料以進行微調工作，TGS模式之模擬邏輯尚未驗證。



TGS模式模擬程序

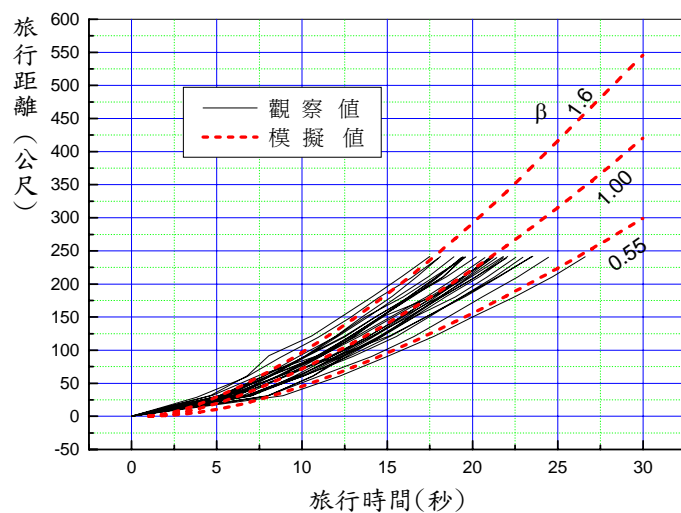
五、坡度路段模擬模式雛形

2003~2007年臺灣合格大車馬力及重量概況

車種	質重(kg)			馬力(KW)		
	最高	最低	中位數	最高	最低	中位數
大貨車	38,400	12,540	11,870	220	160	190
半聯結車	47,250	12,000	37,415	340	160	250
全聯結車	45,780	11,140	34,130	340	170	—

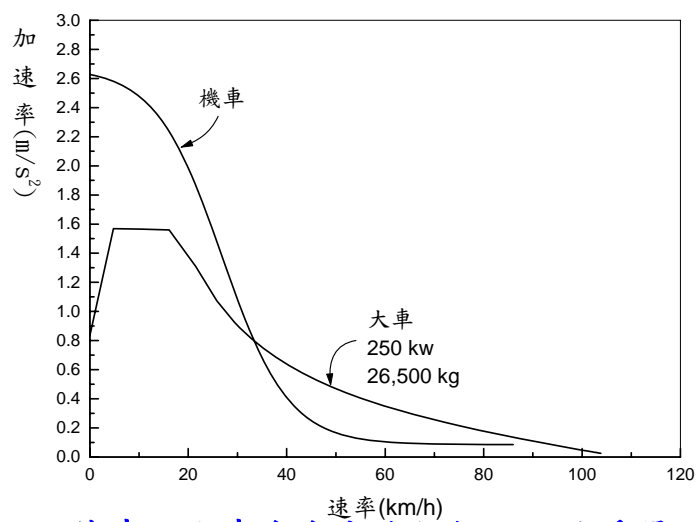
將來必須用不同之馬力及重量分布來模擬大車在坡度路段之自由速率特性，然後比較模擬與現場自由速率的特性來訂定適用的馬力及重量的分布。

五、坡度路段模擬模式雛形



第一停等車疏解後速率與行車距離的關係

五、坡度路段模擬模式雛形



機車及大車在自由旅行狀況下的瞬間加速率之代表性關係

五、坡度路段模擬模式雛形

⇒坡度路段自由旅行加減速率之模擬

加減速估計模式
$$a = \frac{F - R_a - R_r - R_g - R_c}{M}$$

外力包括從引擎傳送到輪胎而且可用之牽引力(tractive effort)、氣流阻力(aerodynamic resistance)、滾動阻力(rolling resistance)、坡度阻力(grade resistance)及曲線阻力(curve resistance)

⇒運研所在2005年時發展了一模擬大車在坡度路段之加減速率的模式，TSS (Truck Speed Simulation)模式。

五、坡度路段模擬模式雛形

⇒跟車加減速之模擬

⇒雙車道公路上超車行為之模擬

⇒變換車道之邏輯

TGS模式雛形有彈性的架構，將來可用來發展一多功能的模擬模式。運研所正在蒐集高速公路坡度路段資料，2013年將用於修定及測試TGS模式之模擬邏輯。這些邏輯整合成一應用模式之後將用於建立一分析高速公路坡度路段之容量及服務水準分析方法。其他類型公路坡度路段分析方法的建立則必須等運研所提供現場資料來修定及測試相關之模擬邏輯之後才能進行。

六、結論與建議

- ⇒ 經利用高公局偵測器資料，探討國3在64K以北隧道之車流特性，再整合國3及國5公路有關隧道車流的資料，編訂一臺灣公路容量手冊新章「公路隧道」（附錄D）。
- ⇒ 2011臺灣HCM第十章，沿用美國HCM分析非阻斷性車流的方法，來分析市區地下道。臺灣市區地下道通常是在兩號誌化路口之間的坡度路段。本計畫在臺北都會區蒐集地下道下游號誌化路口停等車疏解特性的資料，然後建立估計地下道下游車道容量的方法，並且修訂HCM第十章（附錄E）。

六、結論與建議

- ⇒ 臺灣HCM缺乏可靠資料以供分析、規劃及設計坡度路段之參考。因此，需建立一有關不同類型公路（如高速公路、雙車道公路等）坡度路段車流特性的資料庫。本報告第四章提供一資料蒐集的方案，供推展後續工作之參考。
- ⇒ 臺灣在發展分析公路坡度路段的工作面臨沒有模擬模式可用來協助了解幾何設計、交通控制、車流狀況及交通作業績效之間的關係之一難題。為了解決這問題，本計畫建立一模擬坡度路段車流之模式的雛形。此模式之邏輯須用將來運研所提供之現場資料改良並測試，然後整合成應用軟體。

六、結論與建議

- ⇒ 平均自由速率達90kph情況下，國5公路隧道內車道之容量在1,360與1,650小車/小時/車道之範圍。國3公路隧道內車道的自由速率很少低於95公里/小時。這公路之隧道的自由速率為90公里/小時之情況下，在單向有3車道之最外側2車道的容量在1,650及1,700小車/小時/車道之間。自由速率越高，容量越大。但國5公路之自由速率超過85公里/小時之後，容量的增加值很有限，國3公路之自由速率超過100~105公里/小時之後，容量也停止增加，或增加很有限。

六、結論與建議

- ⇒ 公路隧道上、下游狀況及交通管制狀況常不一樣。雖然長隧道有比短隧道有較低容量之情形，但短隧道的容量不一定比長隧道高，因此隧道長度對容量的影響尚未能斷論。
- ⇒ 建議運研所對公路隧道的研究，可擴展於了解隧道上、下游進口匝道及出口匝道與主線交接處車流的特性。這工作的結果不僅可用來建立容量及服務水準的分析，也可用來發展交通控制策略。另一重點是國3及國5公路之外公路隧道之車流特性，但除非一隧道有經常性塞車狀況，則不宜將資源用在現場資料調查，其對建立容量分析方法或交通控制策略沒有大幫助。

六、結論與建議

- ⇒市區地下道之設置對下游號誌化路口之容量可能有顯著影響。將來宜考慮在臺北都會區以外的市區地下道蒐集車流特性資料，以協助訂定地下道設置的原則。
- ⇒臺灣在發展服務水準方法及評估現存設施或替代設施的工作，受到沒有適合臺灣環境之多功能模擬模式之限制。運研所宜考慮將HTSS模式改良後與坡度路段模擬模式整合成一多功能模式。

中華民國運輸學會

高快速公路收費站、隧道及
坡度路段容量及車流特性之
研究 (3/3)

期末簡報完畢
敬請指正