

94-78-1221

MOTC-IOT-93-PBB002

# 臺灣地區多車道郊區公路 容量及特性研究(三)



交通部運輸研究所  
中華民國運輸學會  
合作辦理  
中華民國九十四年六月

台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究(三)

交通部運輸研究所

GPN : 1009401682

定價 200 元

94-78-1221

MOTC-IOT-93-PBB002

# 臺灣地區多車道郊區公路 容量及特性研究(三)

著者：曾平毅、林豐博、謝勝隆、陳文斌、林國顯、蘇振維、  
鄭嘉盈、張舜淵

交通部運輸研究所  
中華民國運輸學會  
合作辦理  
中華民國九十四年六月

國家圖書館出版品預行編目資料

臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究. 三 /  
曾平毅等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部  
運研所，民94

面；公分

參考書目：面

ISBN 986-00-1628-3(平裝)

1. 交通與運輸 - 臺灣 2. 公路 - 臺灣

557.19232

94012515

臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）

著者：曾平毅、林豐博、謝勝隆、陳文斌、林國顯、蘇振維、鄭嘉盈、  
張舜淵

出版機關：交通部運輸研究所

地址：台北市敦化北路 240 號

網址：[www.iot.gov.tw](http://www.iot.gov.tw)(中文版>圖書服務>本所出版品)

電話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十四年六月

印刷者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 160 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定價：200 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880

三民書局重南店：台北市重慶南路一段 61 號 4 樓・電話：(02)23617511

三民書局復北店：台北市復興北路 386 號 4 樓・電話：(02)25006600

國家書坊台視總店：台北市八德路三段 10 號 B1・電話：(02)25787542

五南文化廣場：台中市中山路 6 號・電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號・電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓・電話：(07)3324910

GPN：1009401682

ISBN：986-00-1628-3（平裝）



# 交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN：986-00-1628-3（平裝）	政府出版品統一編號 1009401682	運輸研究所出版品編號 94-78-1221	計畫編號 93-PBB002
本所主辦單位：運輸計畫組 主管：林國顯 計畫主持人：林國顯 研究人員：蘇振維、鄭嘉盈、張舜淵 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：曾平毅、林豐博 研究人員：謝勝隆、陳文斌 地址：桃園縣龜山鄉大崗村樹人路56號 聯絡電話：(03)3282321ext4619 傳真號碼：(03)3963022	研究期間 自 93 年 1 月 至 93 年 11 月	
關鍵詞：容量分析；服務水準；績效指標；停等車疏解行為；郊區多車道公路；號誌化路口；模擬模式			
<p>摘要：</p> <p>本所從民國91年開始進行一為期三年之計畫，以修訂「2001年台灣地區公路容量手冊」之第十一章，其目的在於建立包括獨立號誌化路口、非阻斷性車流路段及幹道等三種郊區多車道公路設施之容量與服務水準分析方法。為進行第十一章之修訂，下列工作為第三年工作項目：(1)蒐集現場資料以了解不同車種之車道使用狀況；(2)蒐集與分析停等車疏解特性與不同路口間之速率差異性；(3)分析與使用現場資料以校估公路交通系統模擬(HTSS)模式；(4)修訂台灣公路容量手冊之第十一章及撰寫HTSS使用者手冊。現場資料顯示，號誌化路口之影響區約3公里；因此，若號誌化路口之間距未超過3公里，則非阻斷性車流路段並不存在。另外，現場資料亦顯示，非阻斷性車流路段之速率與流率關係是決定於該路段之自由車流速率。修改後之第十一章，提供一套根據代表性的流率與速率關係，作為分析非阻斷性車流路段之服務水準的基礎。由於現場觀察到之停等車疏解特性，並不符合飽和流率之傳統觀念，因此本計畫另研提四種保護時相之車道容量估計方法。基本上，獨立路口與幹道之交通運作過於複雜而難以利用分析性方法來分析，因此HTSS模式提供一實用的方法來分析這些交通設施。HTSS已利用多項本土交通特性進行測試與微調，未來如有更多現場資料以進行測試與微調，HTSS為一發展分析性模式之有效分析工具。</p>			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
94 年 6 月	320	200	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。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>限閱 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>（解密【限】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）</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

<b>TITLE:</b> Capacities and Traffic Flow Characteristics of the Rural and Suburban Multilane Highways in Taiwan (III)			
<b>ISBN(OR ISSN)</b> ISBN 986-00-1628-3(pbk)	<b>GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER</b> 1009401682	<b>IOT SERIAL NUMBER</b> 94-78-1221	<b>PROJECT NUMBER</b> 93-PBB002
<b>DIVISION:</b> Planning Division <b>DIVISION DIRECTOR:</b> Kuo-Shian Lin <b>PRINCIPAL INVESTIGATOR:</b> Kuo-Shian Lin <b>PROJECT STAFF:</b> Cheng-Wei Su, Chia-Ying Cheng, Shuenn-Yuan Chang <b>PHONE:</b> 886-2-23486808 <b>FAX:</b> 886-2-23450428			<b>PROJECT PERIOD</b> FROM January 2004 TO November 2004
<b>RESEARCH AGENCY:</b> Institute of Transportation <b>PRINCIPAL INVESTIGATOR:</b> Pin-Yi Tseng and Feng-Bor Lin <b>PROJECT STAFF:</b> Sheng-Long Shieh and Wen-Bin Cheng <b>ADDRESS:</b> 56 Shuhren Rd., Dahgang, Kueishan, Taoyuan, Taiwan, R.O.C. <b>PHONE:</b> 886-3-3282321 ext. 4619 <b>FAX:</b> 886-3-3963022			
<b>KEY WORDS:</b> Capacity analysis; Level of service; Measures of effectiveness; Queue discharge behavior; Rural and suburban multilane highway; Signalized intersections, Simulation model			
<b>ABSTRACT:</b> <p>In 2002 the Institute of Transportation, Ministry of Transportation and Communications, initiated a three-phase project to revise Chapter 11 of Taiwan Area Highway Capacity Manual. The revised chapter is intended to provide tools for analyzing the capacities and levels of service of uninterrupted flow facilities, individual signalized intersections, and arterials. To this end, the following tasks are carried out in Phase III of the project: (1) Collect field data to identify the lane-utilizing patterns of different types of vehicles; (2) Collect field data to identify the queue-discharge characteristics and the speed variations between intersections; (3) Analyze and use field data to calibrate the Highway Traffic Systems Simulation (HTSS) Model; (4) Revise Chapter 11 of the Taiwan Area Highway Capacity Manual and prepare a HTSS User Manual. Field data show that the influence zone of a signalized intersection is about 3 km. Therefore, uninterrupted flow sections do not exist unless the spacing between signalized intersections is more than 3 km. It is also found that the speed-flow relationships on uninterrupted flow sections are governed by the free-flow speeds of individual sections. The revised Chapter 11 provides a set of representative speed-flow relationships as a basis for analyzing the levels of service of uninterrupted flow sections. Observed queue discharge characteristics do not conform to the traditional concept of saturation flow. Alternative methods are thus developed for estimating the capacities of four types of lanes that have protected movements. In general, the traffic operations at individual intersections and arterials are too complex to be modeled and analyzed analytically. Therefore HTSS model provides a practical means for analysis of such facilities. This model has been tested and calibrated in many respects. With further testing and calibration, the HTSS model can also become a useful tool for the development of analytical models.</p>			
<b>DATE OF PUBLICATION</b> June 2005	<b>NUMBER OF PAGES</b> 320	<b>PRICE</b> 200	<b>CLASSIFICATION</b> <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# 目 錄

## 第一章 緒論

1.1 計畫背景及目的	1
1.2 工作對象、範圍與流程	1

## 第二章 資料蒐集及分析

2.1 資料蒐集項目	3
2.2 一般性車流特性	3
2.3 直行停等車疏解特性	14
2.4 無衝突左轉停等車疏解	20
2.5 無機車車道、保護時相中右轉停等車之疏解	27
2.6 直行/右轉共用車道在保護時相中停等車之疏解	31
2.7 停等區機車之疏解	42
2.8 衝突左轉停等車疏解特性	43
2.8.1 路口空間之使用	46
2.8.2 先行左轉	46
2.8.3 間距利用之行為	47
2.8.4 燈號轉換期間之疏解車數	53
2.9 路口之間速率之變化	53
2.10 車輛延滯樣本及停等車隊長度樣本之蒐集	60

## 第三章 SES/HTSS 模式之微調及修定

3.1 自由旅行加速率之模擬	65
3.2 跟車邏輯之基本假設	70
3.3 跟車加、減速率之模擬	75
3.3.1 $V_2 \geq V_1$ 之加、減速率	75
3.3.2 $V_2 < V_1$ 之加、減速率	78
3.3.3 加減速率之限制	79

3.4 大車最大加速率之 $a_{max}$ 模擬	80
3.4.1 實際牽引力 $F$	81
3.4.2 氣流阻力 $R_a$	81
3.4.3 滾動阻力 $R_r$	82
3.4.4 坡度阻力 $R_g$	82
3.4.5 模擬之加減速行為	83
3.5 模擬之車流行為	85
3.5.1 直行及無衝突疏散行為	85
3.5.2 專用道停等機車疏散率	89
3.5.3 大車之小車當量	89
3.5.4 車輛延滯	91
3.5.5 路口之間速率之變化	93
3.6 無衝突右側車道停等車之疏散	93
3.7 平均停等及疏散時間/每週期平均最長停等車隊長度	99
3.8 HTSS 模式使用者手冊之編定	101

#### 第四章 服務水準之績效指標

4.1 流量/容量比(Volume/Capacity Ratio)	103
4.2 車輛延滯	104
4.3 停等及疏散時間	108
4.4 停等車長度	110
4.5 旅行速率及密度	110
4.6 績效指標之選擇	112

#### 第五章 容量分析方法

5.1 緒論	115
5.2 分析對象	116
5.3 非阻斷性車流路段之分析	116
5.3.1 車道之劃分	117

5.3.2 基本狀況之流率與速率關係	118
5.3.3 服務水準劃分標準	121
5.3.4 訂定需求流率及車種組成	122
5.3.5 空間平均自由速率之估計	123
5.3.6 估計基本狀況下之對等流率	125
5.3.7 評估服務水準	129
5.3.8 應用例題一	129
5.3.9 應用例題二	132
5.3.10 應用例題三	133
5.4 號誌化路口及幹道之容量分析	137
5.4.1 影響因素	137
5.4.1.1 號誌控制策略	137
5.4.1.2 幾何設計及槽化	141
5.4.1.3 交通狀況及駕駛人之行為	141
5.4.2 容量估計方法	141
5.4.2.1 無衝突車流之車道	143
5.4.2.2 衝突車流之車道	149
5.4.3 績效指標及服務水準	150
5.4.3.1 號誌化路口	150
5.4.3.2 幹道	154
5.4.4 模擬分析	154
5.4.4.1 模擬對象及範圍	154
5.4.4.2 重複模擬	156
5.4.4.3 起始狀況	156

## 第六章 結論與建議

6.1 結論	160
6.1.1 車流特性	160
6.1.2 HTSS 模式之測試與微調	161

6.1.3 績效指標及服務水準之劃分	161
6.1.4 容量分析方法	162
6.2 建議	162
<b>參考文獻</b>	165
附錄 A 現場與模擬停等小車疏散行為之比較	A-1
附錄 B 公路交通系統(HTSS)模擬模式第一版使用手冊	B-1
附錄 C 期中報告審查意見與回應說明	C-1
附錄 D 期末報告審查意見與回應說明	D-1
附錄 E 期末簡報	E-1

## 圖目錄

圖 1-1	工作範圍及流程示意圖	2
圖 2-1	郊區號誌化路口直行停等車疏解率與停等位置之關係(疏解率約略大於 1900 輛/小時之路口)	16
圖 2-2	郊區號誌化路口直行停等車疏解率與停等位置之關係(疏解率約略小於 1900 輛/小時之路口)	16
圖 2-3	市區號誌化路口直行停等車疏解率與停等位置之關係	17
圖 2-4	郊區直行停等小車疏解車數 $N_{gi}$ 與綠燈時段之關係	19
圖 2-5	直行大車之 $pce$ 值之現場值	20
圖 2-6	L1 調查路口示意圖	21
圖 2-7	L2 調查路口示意圖	22
圖 2-8	L3 調查路口示意圖	22
圖 2-9	L4 調查路口示意圖	23
圖 2-10	UL1 調查路口示意圖	23
圖 2-11	市區及郊區無衝突左轉疏解率與停等車位置之關係	25
圖 2-12	綠燈時段長度與無衝突左轉停等小車疏解數之關係	25
圖 2-13	左轉空間示意圖	26
圖 2-14	臨界左轉距離、左轉車道數及左轉速率之現場資料及假設關係	26
圖 2-15	桃園龜山文化北路/文化一路路口示意圖	27
圖 2-16	文化北路(無機車道)保護右轉停等小車疏解率與停等位置之關係	29
圖 2-17	文化北路(無機車車道)保護右轉停等小車標準化疏解車距之累積分布	29
圖 2-18	文化北路右轉小車疏解與綠燈長度之關係	30
圖 2-19	台北市行愛路/民權東路路口及共用車道示意圖	32
圖 2-20	桃園龜山忠義路三段/文化三路路口及共用車道示意圖	32
圖 2-21	文化北路不同綠燈長度小車疏解車距	35
圖 2-22	右轉小車之當量	38

圖 2-23 直行小車之當量	38
圖 2-24 右轉大車之當量	39
圖 2-25 直行大車之當量	39
圖 2-26 右轉機車之當量	40
圖 2-27 直行機車之當量	40
圖 2-28 桃園龜山忠義路與復興路交叉路口	44
圖 2-29 桃園龜山復興路（縣道 105）與文化三路交叉路口	44
圖 2-30 苗栗頭份自強路（台 13）與永貞路交叉路口	45
圖 2-31 桃園市中山路（台 1）與國際路（桃 53）交叉路口	45
圖 2-32 衝突左轉疏解之參考線及車道示意圖	46
圖 2-33 忠義路左轉車間距之利用行為	48
圖 2-34 復興路南下左轉車間距之利用行為	48
圖 2-35 復興路北上左轉車間距之利用行為	49
圖 2-36 自強路左轉車間距之利用行為	49
圖 2-37 中山路左轉車間距之利用行為	50
圖 2-38 新竹台 1 公路調查路段(416 路段)偵測器設置示意圖	54
圖 2-39 桃園縣 105 公路調查路段(420 路段)偵測器設置示意圖	54
圖 2-40 新竹台 1 公路調查路段(503 路段)偵測器設置示意圖	55
圖 2-41 苗栗台 1 公路調查路段(519 路段)偵測器設置示意圖	55
圖 2-42 新竹台 1 公路調查路段(416 路段)1 分鐘速率與流率關係圖	56
圖 2-43 桃園縣 105 公路調查路段(420 路段)1 分鐘速率與流率關係圖	56
圖 2-44 新竹台 1 公路調查路段(503 路段)1 分鐘速率與流率關係圖	57
圖 2-45 苗栗台 1 公路調查路段(519 路段)1 分鐘速率與流率關係圖	57
圖 2-46 路段不同位置之空間平均速率關係(流率<400 輛/小時/車道)	59
圖 2-48 路段中點與路口自由速率之比較	60
圖 2-49 最長停等車隊之形成與疏解示意圖	62
圖 3-1 平均加速率 $A_v$ 值之分佈	67
圖 3-2 變異函數 $F_f$ 值之分佈	67
圖 3-3 自由旅行速率之標準化累積分佈圖	69



圖 3-4	小車及機車最大加速率與速率之關係	69
圖 3-5	跟車速率、間距及位置示意圖	71
圖 3-6	調整係數 $F_B$ 值與第 12 到第 20 停等直行車之平均疏解率 $Q_d$ 之關係	72
圖 3-7	調整係數 $F_B$ 值與平均左轉速率 $V_L$ 之關係	72
圖 3-8	$\beta_0$ 之性質	74
圖 3-9	$\delta$ 之性質	75
圖 3-10	後車速率 $V_2$ 與 $U$ 值之關係圖	78
圖 3-11	重車從停止位置爬坡之旅行距離與速率之模擬關係	84
圖 3-12	重車從高速爬坡之旅行距離與速率之模擬關係	84
圖 3-13	直行停等車疏解車輛數之觀察值與模擬值比較	86
圖 3-14	左轉停等車疏解車輛數之觀察值與模擬值比較	86
圖 3-15	調查地點 S1 現場與模擬平均疏解車距之對照	87
圖 3-16	調查地點 S1 現場與模擬平均滯留時間之對照	87
圖 3-17	調查地點 S1 現場與模擬疏解車距分佈之對照	88
圖 3-18	調查地點 S1 現場與模擬滯留時間分佈之對照	88
圖 3-19	現場之機車疏解資料	90
圖 3-20	機車疏解現場觀察值與模擬值之對照	90
圖 3-21	直行大車 $pce$ 值之模擬值	91
圖 3-22	模擬之延滯與式 3.37 延滯公式值之比較	94
圖 3-23	自由速率因路口而減低與自由速率不變之延滯對比	94
圖 3-24	速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(416 地點)	95
圖 3-25	速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(420 地點)	96
圖 3-26	速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(503 地點)	97
圖 3-27	速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(519 地點)	98
圖 3-28	綠燈時段與停等車疏解數之模擬及現場關係	99
圖 3-29	每週期平均最長停等車隊長度之模擬值與現場值比較	100
圖 3-30	平均停等及疏解時間之模擬與現場資料比較	100
圖 4-1	非阻斷性車流路段上單位時段內之流率與平均速率之關係	104

圖 4-2 隨機到達車輛之平均延滯與 V/C 關係之例	105
圖 4-3 平均路段延滯及停等延滯之模擬關係	107
圖 4-4 平均停等延滯與平均停等及疏解時間之關係	109
圖 4-5 平均每週期最長停等車隊長度及停等延滯之模擬關係	111
圖 5-1 基本狀況下小車流率與速率之關係	118
圖 5-2 基本狀況下機車流率與速率之關係	119
圖 5-3 大車在上坡路段速率及行車距離之模擬關係	124
圖 5-4 大車從停止位置爬坡之行車距離與速率之模擬關係	125
圖 5-5 高速公路坡度路段流率與速率之可能關係	126
圖 5-6 時相順序範例	139
圖 5-7 三時相控制之週期劃分	140
圖 5-8 時差之定義示意圖	141
圖 5-9 台灣地區市區及郊區直行停等車之疏解特性	143
圖 5-10 停等及疏解時間示意圖	152
圖 5-11 停等車隊之形成及疏解示意圖	154
圖 5-12 模擬之分析對象及鄰近路口之網路示意圖	155
圖 5-13 獨立路口模擬網路之示意圖	156
圖 5-14 幹道之模擬網路示意圖	156
圖 A-1a 調查地點 S1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-2
圖 A-1b 調查地點 S1 現場與模擬「平均滯留時間」之對照	A-2
圖 A-1c 調查地點 S1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-3
圖 A-1d 調查地點 S1 現場與模擬「滯留時間分佈」之對照	A-3
圖 A-2a 調查地點 S2 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-5
圖 A-2b 調查地點 S2 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-5
圖 A-3a 調查地點 S3 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-7
圖 A-3b 調查地點 S3 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-7
圖 A-4a 調查地點 S4 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-9
圖 A-4b 調查地點 S4 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-9
圖 A-5a 調查地點 S5 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-11

圖 A-5b 調查地點 S5 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-11
圖 A-6a 調查地點 S6 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-13
圖 A-6b 調查地點 S6 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-13
圖 A-7a 調查地點 S7 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-15
圖 A-7b 調查地點 S7 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-15
圖 A-8a 調查地點 S8 及 S9 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-17
圖 A-8b 調查地點 S8 現場與模擬「平均滯留時間」之對照	A-17
圖 A-8c 調查地點 S8 及 S9 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-18
圖 A-8d 調查地點 S8 現場與模擬「滯留時間車距」之對照	A-18
圖 A-9a 調查地點 S10 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-20
圖 A-9b 調查地點 S10 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-20
圖 A-10a 調查地點 S11 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-22
圖 A-10b 調查地點 S11 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-22
圖 A-11a 調查地點 S12 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-24
圖 A-11b 調查地點 S12 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-24
圖 A-12a 調查地點 L1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-26
圖 A-12b 調查地點 L1 現場與模擬「平均滯留時間」之對照	A-26
圖 A-12c 調查地點 L1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-27
圖 A-12d 調查地點 L1 現場與模擬「滯留時間車距」之對照	A-27
圖 A-13a 調查地點 L2 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-29
圖 A-13b 調查地點 L2 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-29
圖 A-14a 調查地點 L3 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-31
圖 A-14b 調查地點 L3 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-31
圖 A-15a 調查地點 L4 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-33
圖 A-15b 調查地點 L4 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-33
圖 A-16a 調查地點 UL1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-35
圖 A-16b 調查地點 UL1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-35
圖 A-17a 調查地點 US1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-37
圖 A-17b 調查地點 US1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-37

圖 A-18a 調查地點 US2 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-39
圖 A-18b 調查地點 US2 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-39
圖 A-19a 調查地點 US3 現場與模擬「平均疏解車距」之對照	A-41
圖 A-19b 調查地點 US3 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照	A-41

## 表目錄

表 2.1	車道使用之調查地點	4
表 2.2	林口縣道 105 仁愛路口車道使用狀況	5
表 2.3	頭份台 13 永貞路口車道使用狀況	6
表 2.4	淡水台 2 縣道 101 路口車道使用狀況	7
表 2.5	後龍台 1 台 6 路口車道使用狀況	8
表 2.6	龜山台 1 縣道 105 路口車道使用狀況	9
表 2.7	苗栗台 13 中華路口車道使用狀況	10
表 2.8	頭份台 1 中央路口車道使用狀況	11
表 2.9	新竹台 1 延平路口車道使用狀況	12
表 2.10	直行停等車疏解特性調查地點之基本資料	15
表 2.11	無衝突左轉停等車疏解特性調查地點之基本資料	21
表 2.12	文化北路(無機車車道)保護右轉停等小車之疏解特性	28
表 2.13	文化北路(無機車車道)保護右轉停等大車之右轉小車當量	28
表 2.14	行愛路在不同綠燈時段中疏解之停等車輛的平均車距及 相關資料	33
表 2.15	忠義路三段在不同綠燈時段中疏解之停等車輛的平均車距 及相關資料	33
表 2.16	行愛路直行/右轉共用車道上車輛之右轉小車當量	36
表 2.17	忠義路三段直行/右轉共用車道上車輛之右轉小車當量	36
表 2.18	現場停等車疏解車數與估計值之比較(行愛路及忠義路 三段共用車道)	41
表 2.19	市民大道/敦化南路路口停等區之機車疏解特性	43
表 2.20	左轉停等車從路口中各車道疏解之百分比	47
表 2.21	號誌週期中有左轉停等車隊時先行左轉之百分比及平均 先行左轉之車數	47
表 2.22	左轉停等車利用對向間距疏解時之平均疏解車距	51
表 2.23	受利用之間距中有強行左轉車之百分比及強行左轉之平均車數	52

表 2.24 桃園龜山忠義路一段平均每週期最長車隊之樣本	61
表 2.25 平均停等時間樣本及相關資料	64
表 4.1 台灣號誌化路口服務水準之劃分標準	106
表 4.2 模擬之定時號誌控制	107
表 4.3 建議之號誌化路口服務水準劃分標準	109
表 4.4 台灣郊區多車道公路服務水準等級劃分標準	111
表 4.5 幹道服務水準劃分	112
表 4.6 非阻斷性車流路段服務水準劃分標準	113
表 4.7 修正後非阻斷性車流路段服務水準劃分標準	113
表 5.1 基本狀況下快車道之容量	121
表 5.2 基本狀況下慢車道之容量	121
表 5.3 非阻斷性車流路段之服務水準劃分標準	122
表 5.4 估計平坦路段空間平均自由速率之模式	124
表 5.5 快車道之車道寬及橫向淨距調整因素 $f_w$ (有慢車道)	127
表 5.6 快車道之車道寬及橫向淨距調整因素 $f_w$ (無慢車道)	128
表 5.7 慢車道之車道寬及橫向淨距調整因素 $f_w$	128
表 5.8 環境調整因素 $f_E$	129
表 5.9 機車之小車當量	145
表 5.10 公車到達率調整值 $\beta_1$	144
表 5.11 公車站離交叉口距離調整值 $\beta_2$	145
表 5.12 路旁停車調整因素 $f_s$	145
表 5.13 號誌化路口服務水準劃分標準	153
表 5.14 幹道服務水準劃分標準	155
表 A.1 調查地點 S1 平均疏散行為	A-1
表 A.2 調查地點 S2 平均疏散行為	A-4
表 A.3 調查地點 S3 平均疏散行為	A-6
表 A.4 調查地點 S4 平均疏散行為	A-8
表 A.5 調查地點 S5 平均疏散行為	A-10
表 A.6 調查地點 S6 平均疏散行為	A-12

表 A.7	調查地點 S7 平均疏解行為	A-14
表 A.8	調查地點 S8 及 S9 整合之平均疏解行為	A-16
表 A.9	調查地點 S10 平均疏解行為	A-19
表 A.10	調查地點 S11 平均疏解行為	A-21
表 A.11	調查地點 S12 平均疏解行為	A-23
表 A.12	調查地點 L1 平均疏解行為	A-25
表 A.13	調查地點 L2 平均疏解行為	A-28
表 A.14	調查地點 L3 平均疏解行為	A-30
表 A.15	調查地點 L4 平均疏解行為	A-32
表 A.16	調查地點 UL1 平均疏解行為	A-34
表 A.17	調查地點 US1 平均疏解行為	A-36
表 A.18	調查地點 US2 平均疏解行為	A-38
表 A.19	調查地點 US3 平均疏解行為	A-40





# 第一章 緒論

## 1.1 計畫背景及目的

台灣郊區公路總長度大約為 6,600 公里，是台灣公路網很重要之一環。隨著土地使用密度及交通量之增加，分析此類公路之容量及服務水準以作為規劃、分析及改善作業之依據的需要也日漸迫切。「2001 年台灣地區公路容量手冊」[1]第十一章雖然提供一分析郊區公路之方法，但該方法僅涉及郊區公路上不受號誌化路口影響之路段，而且其資料相當陳舊。目前台灣郊區公路已佈滿號誌化路口，這些路口對郊區公路之容量及服務水準又有重大的影響，所以 2001 年容量手冊之第十一章已不能滿足交通界之需要。因此，本所從民國 91 年起開始進行一為期三年之工作，以修定容量手冊之第十一章。

郊區公路容量分析之對象可能包括下列三種相關之設施：

1. 非阻斷性車流路段。
2. 單獨號誌化路口。
3. 有一系列號誌化路口之幹道。

非阻斷性車流路段指車流特性不受上、下游號誌化路口所影響之路段。單獨號誌化路口及幹道之車流特性則深受號誌作業之影響。民國 91 年本所之工作[2]只探討非阻斷性車流路段之作業，隨後民國 92 年之研究工作[3]則開始蒐集並分析號誌化路口之交通特性資料。本計畫乃 92 年工作之延伸，其目的在於進一步蒐集並分析有關號誌化路口之資料，然後整合所有的資料以修定容量手冊之第十一章。

## 1.2 工作對象、範圍及流程

本計畫之工作對象限於單向 2 及 3 快車道之郊區公路，郊區公路則包括一般郊區公路及設計標準較高之西部濱海快速公路。本計畫之工作及其流程如圖 1.1 所示。

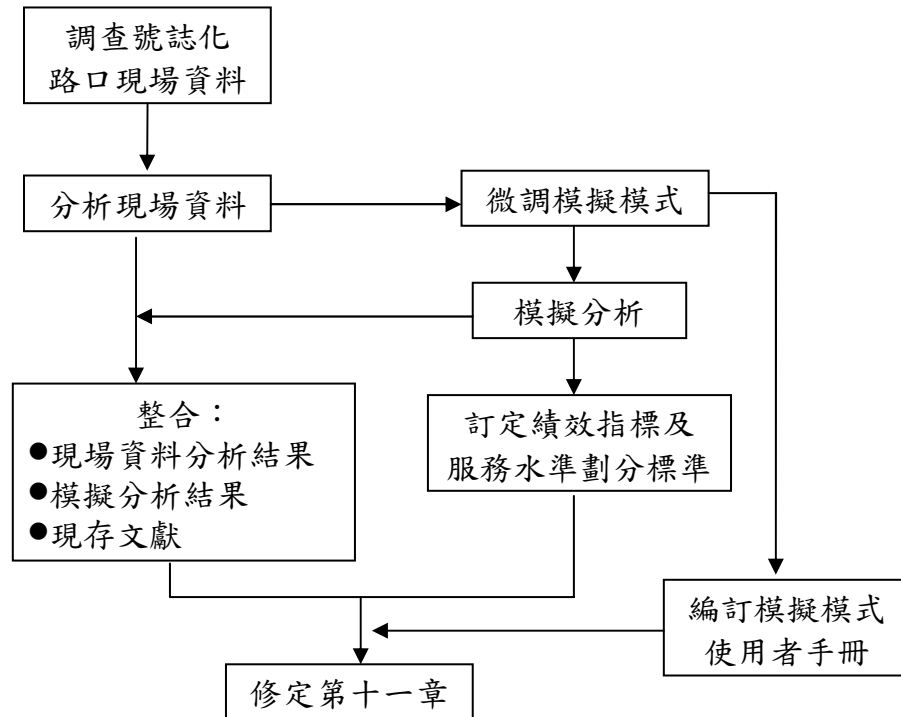


圖 1-1 工作範圍及流程示意圖

修定容量手冊第十一章所需之資料包括現場資料及模擬資料，現場資料除了包括在民國 91 年有關非阻斷性車流之資料[2]，民國 92 年有關號誌化路口之資料[3]及本計畫蒐集之號誌化路口資料之外，亦包括民國 90 年所蒐集有關西部濱海快速公路之資料[4]。

現場資料之一主要用途在於建立一以公式、圖表為基礎的分析方法，以分析非阻斷性車流路段，另一主要用途在於改良及微調「號誌化快速公路模擬模式（Signalized Expressway Simulation Model，簡稱 SES Model）[4]，以作為分析獨立號誌化路口及幹道之工具。此模式事實上可用於分析各種有號誌化路口之設施，但在民國 92 年之前，該模式只曾利用西濱快速公路之資料加以微調，本計畫繼續民國 92 年之工作，蒐集並利用有關號誌化路口之資料以加強 SES 模式之微調。微調後之模式改稱為「公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model, 簡稱 HTSS Model)」。本計畫將整合現場資料及在不同狀況下 HTSS 模式之模擬結果以修定容量手冊之第十一章。

## 第二章 資料蒐集及分析

### 2.1 資料蒐集項目

為了探討號誌化路口車流特性並微調 SES 模式，上期（民國 92 年）計畫與本計畫之資料蒐集乃針對下列數項目：

- 1.一般性車流特性，如車種組成、車流及車種之車道分佈、車流之方向性及尖峰小時係數。
- 2.停等車疏解特性，包括無衝突及有衝突車流之疏解率與停等位置及車種之關係。
- 3.路口之間旅行速率之樣本。
- 4.車輛延滯樣本。

有關一般性車流特性、直行及無衝突左轉疏解特性，及路口之間旅行速率之資料蒐集已在上期（民國 92）計畫開始進行。其中直行疏解特性之調查已於上期告一段落。本計畫之上半期先繼續補充有關一般性車流特性、無衝突左轉、及路口之間旅行速率之樣本。下半期蒐集之主要對象為有衝突左、右轉之疏解特性及車輛延滯之樣本。

### 2.2 一般性車流特性

根據上期之現場資料，郊區公路有下列之車流特性：

- 1.台北縣及桃園縣之調查路段中各有 14.5%及 28.6%之尖峰小時流量超過 1,000 輛/車道。大約半數之路段的尖峰小時流率在 500 與 1,000 輛/小時之間。
- 2.尖峰小時係數有隨流量而增加的現象。台北縣調查路段之尖峰小時流量超過 800 輛/車道時，其尖峰小時係數在 0.90~0.97 之間，其平均值接近 0.95。桃園縣路段尖峰小時流量超過 1,000 輛/車道時，尖峰小時係數在 0.83~0.93 之間，平均大約為 0.90。尖峰小時流量低於 800 輛/小時之尖峰小時係數多在 0.7 及 0.92 之間。
- 3.大車之比例偏低，台北縣之大車佔總車輛之 5%~10%，桃園縣之大車約佔 5%。小車之百分比在 50%到 90%之間。機車之百分比在 10%與 50%之間。

4.車流轉彎方向隨地點之變化很大。以右轉車流為例，台北縣之調查路口右轉百分比在 0%與 78%之間，桃園縣之調查路口則在 13%以下。

5.車流之方向係數在 0.6 左右。

上述之車流特性顯示車種組成及轉向之分佈隨路口所在地之變異性相當大，這些特性不容易利用一通式以準確的估計。因此之故，容量分析宜儘量根據現場交通狀況，規劃新路口時則應參考路口所在地之交通狀況或交通指派結果。

車道之容量及服務水準易受車種之車道分佈所影響。為了探討車種之車道分佈實情，本計畫在表 2.1 所列之 8 路口利用錄影取得現場資料。取樣地點之決定主要考量道路幾何條件（包括車道數、路口車道劃分等）、可以錄影調查、尖峰交通量較大等因素，錄影資料整理結果及相關路口之車道配置情形如表 2.2 至表 2.9 所示。這些表所顯示之車道使用狀況討論如下。

表 2.1 車道使用之調查地點

調查路口	調查方向	區位特性	主線車道數		調查日期及時間
			快車道	慢車道	
1.林口縣道 105 與仁愛路口	往西	遠離市區	3	無	2004/2/17 07:10~08:10
2.頭份台 13 與永貞路口	往北	接近市區	2	無	2004/2/22 16:55~17:55
3.淡水台 2 與縣道 101 路口	往南	遠離市區	3	無	2004/2/26 07:20~08:20
4.後龍台 1 與台 6 路口	往南	遠離市區	3	1	2004/2/27 16:50~17:50
5.龜山台 1 與縣道 105 路口	往南	接近市區	2	無	2004/3/9 07:05~08:05
6.苗栗台 13 與中華路口	往北	接近市區	2	1	2004/3/9 16:55~17:55
7.頭份台 1 與中央路口	往北	接近市區	2	無	2004/3/14 16:35~17:35
8.新竹台 1 與延平路口	往南	遠離市區	2	無	2004/3/19 16:15~17:15

表 2.2 林口縣道 105 仁愛路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)			
			車道 1	車道 2	車道 3	車道 4
大車	左轉	1	100.0	0.0	0.0	0.0
	直行	32	0.0	18.8	56.3	25.0
	右轉	42	0.0	0.0	7.1	92.9
小車	左轉	70	98.6	1.4	0.0	0.0
	直行	406	0.0	42.9	48.0	9.1
	右轉	583	0.0	0.2	2.7	97.1
機車	左轉	21	81.0	4.8	0.0	14.3
	直行	119	0.0	4.2	45.4	50.4
	右轉	438	0.0	0.0	0.2	99.8

總流率：1,712 輛/小時。大車：4.38%，小車：61.86%，機車：33.76%。

速限：60 公里/小時。調查時間：2004/2/17，07:10~08:10。

綠燈：75 秒，黃燈：5 秒，紅燈(可右轉)：80 秒，週期：160 秒。

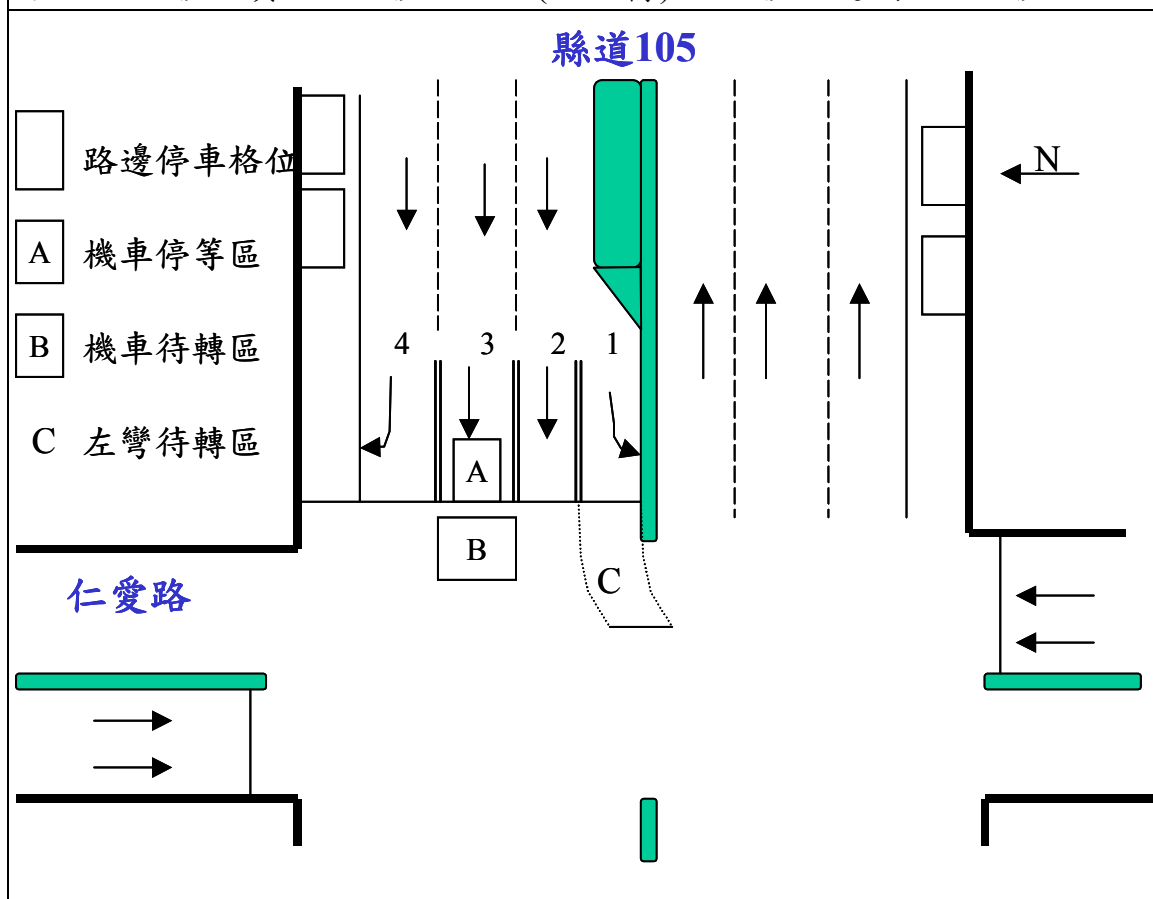


表 2.3 頭份台 13 永貞路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)		
			車道 1	車道 2	車道 3
大車	左轉	3	100.0	0.0	0.0
	直行	15	13.3	86.7	0.0
	右轉	4	0.0	0.0	100.0
小車	左轉	110	94.5	5.5	0.0
	直行	372	18.3	72.3	9.4
	右轉	129	0.8	1.6	97.7
機車	左轉	38	68.4	23.7	7.9
	直行	74	0.0	31.1	68.9
	右轉	24	0.0	0.0	100.0

總流率：769 輛/小時。大車：2.86%，小車：79.45%，機車：17.69%。

速限：60 公里/小時。調查時間：2004/2/22，16:55~17:55。

綠燈：42 秒，黃燈：4 秒，紅燈(可右轉)：98 秒，週期：144 秒。

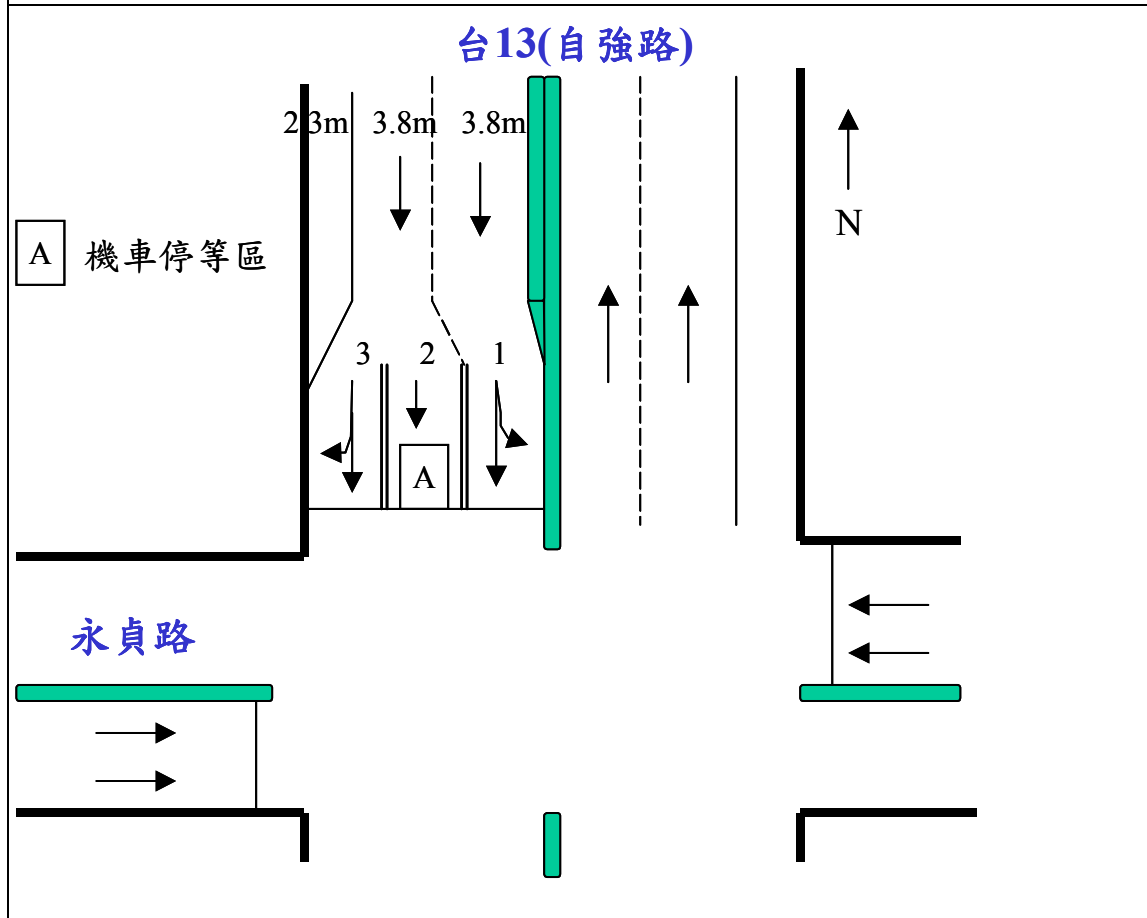


表 2.4 淡水台 2 縣道 101 路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)			
			車道 1	車道 2	車道 3	車道 4
大車	左轉	0	0.0	0.0	0.0	0.0
	直行	48	27.1	58.3	14.6	0.0
	右轉	9	0.0	0.0	0.0	100.0
小車	左轉	18	100.0	0.0	0.0	0.0
	直行	1179	34.4	41.7	23.9	0.0
	右轉	57	0.0	0.0	0.0	100.0
機車	左轉	0	50.0	0.0	50.0	0.0
	直行	45	0.2	13.3	86.4	0.0
	右轉	63	0.0	0.0	0.0	100.0

總流率：1,826 輛/小時。大車：3.12%，小車：68.67%，機車：28.20%。

速限：70 公里/小時。調查時間：2004/2/26，07:20~08:20。

綠燈：90 秒，黃燈：5 秒，紅燈(可右轉)：50 秒，週期：145 秒。

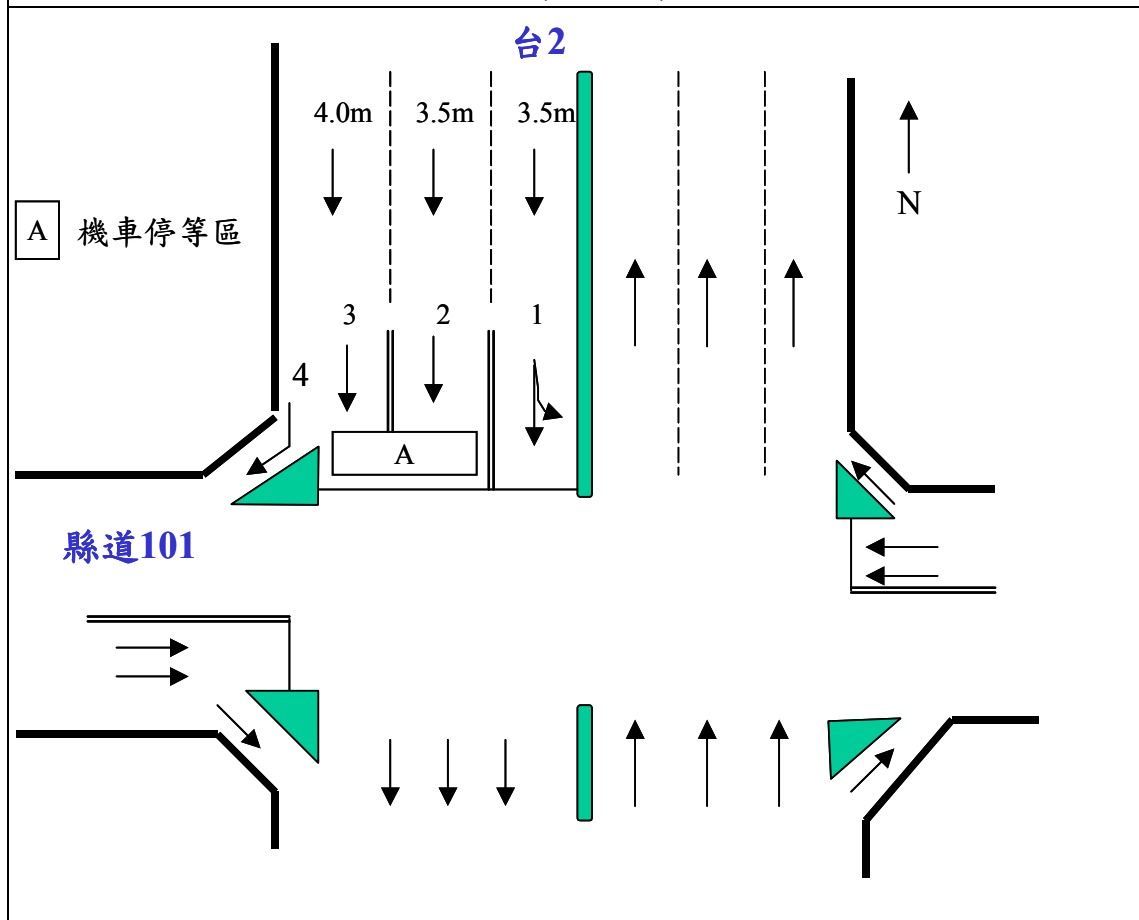


表 2.5 後龍台 1 台 6 路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)		
			車道 1	車道 2	車道 3
大車	左轉	20	75.0	20.0	5.0
	直行	13	15.4	84.6	0.0
	右轉	3	0.0	100.0	0.0
小車	左轉	280	93.2	6.4	0.4
	直行	104	8.7	89.4	1.9
	右轉	87	1.1	85.1	13.8
機車	左轉	94	95.7	0.0	4.3
	直行	46	4.3	28.3	67.4
	右轉	30	0.0	10.0	90.0

總流率：677 輛/小時。大車：5.32%，小車：69.57%，機車：25.11%。

速限：70 公里/小時。調查時間：2004/2/27，16:50~17:50。

直、右綠燈：20 秒，黃燈：3 秒，保護左轉(禁止直行或右轉)：25 秒，黃燈：2 秒，紅燈：35 秒，週期：85 秒。

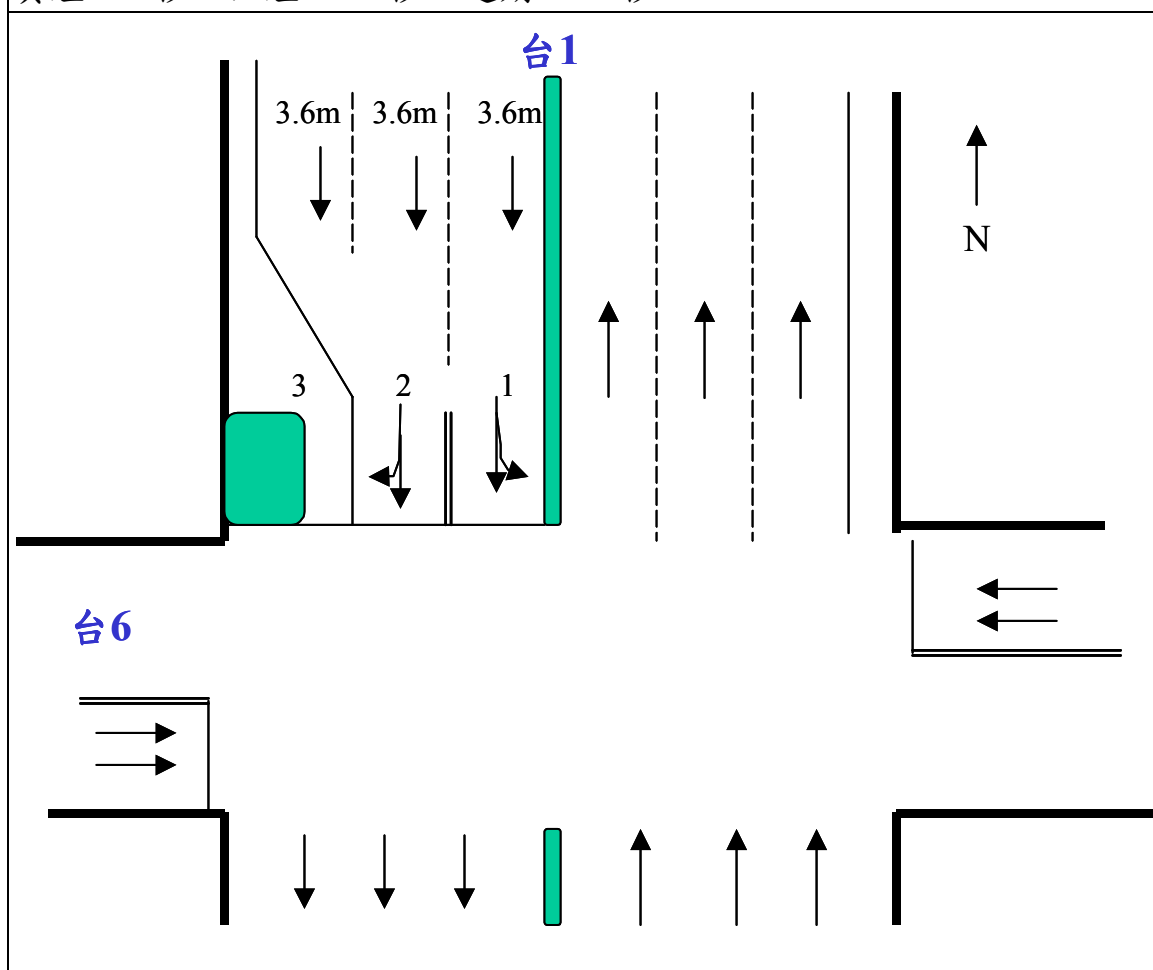




表 2.6 龜山台 1 縣道 105 路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)		
			車道 1	車道 2	車道 3
大車	左轉	2	100.0	0.0	0.0
	直行	23	34.8	65.2	0.0
	右轉	19	0.0	5.3	94.7
小車	左轉	3	100.0	0.0	0.0
	直行	652	50.9	45.4	3.7
	右轉	209	0.0	1.0	99.0
機車	左轉	2	100.0	0.0	0.0
	直行	982	0.7	19.8	79.5
	右轉	111	0.0	0.9	99.1

總流率：2,003 輛/小時。大車：2.20%，小車：43.14%，機車：54.67%。

速限：60 公里/小時。調查時間：2004/3/9，07:05~08:05。

綠燈：65 秒，黃燈：5 秒，紅燈(可右轉)：70 秒，週期：140 秒。

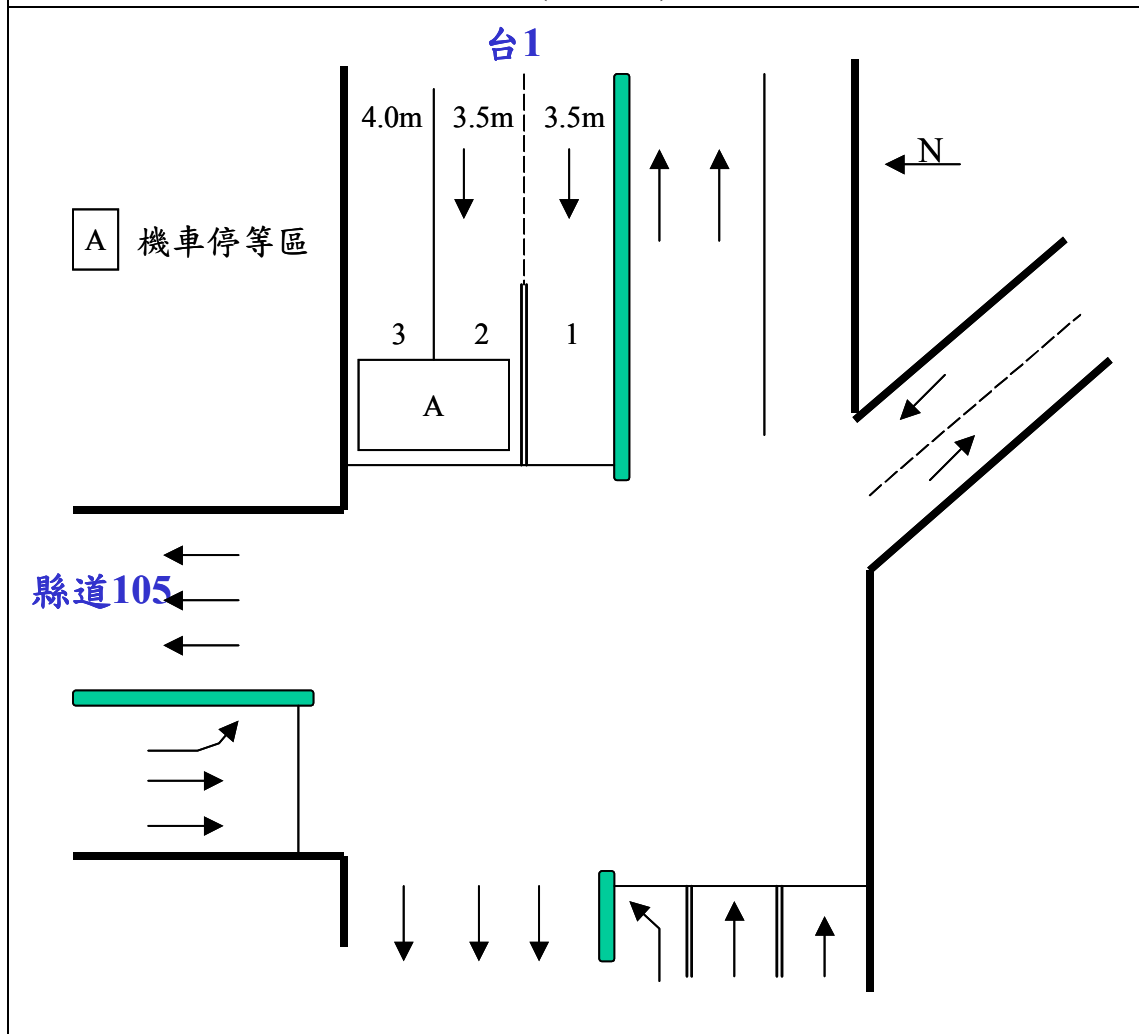


表 2.7 苗栗台 13 中華路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)		
			車道 1	車道 2	車道 3
大車	左轉	4	75.0	25.0	0.0
	直行	8	0.0	75.0	25.0
	右轉	3	0.0	0.0	100.0
小車	左轉	345	87.8	12.2	0.0
	直行	297	0.3	57.9	41.8
	右轉	82	0.0	2.4	97.6
機車	左轉	132	84.8	8.3	6.8
	直行	117	0.0	0.0	100.0
	右轉	51	0.0	0.0	100.0

總流率：1,039 輛/小時。大車：1.44%，小車：69.68%，機車：28.87%。

速限：60 公里/小時。調查時間：2004/3/9，16:55~17:55。

直行、右轉綠燈：25 秒，黃燈：3 秒，保護左轉（禁止直行或左轉）：25 秒，黃燈：2 秒，紅燈：50 秒，週期：105 秒。

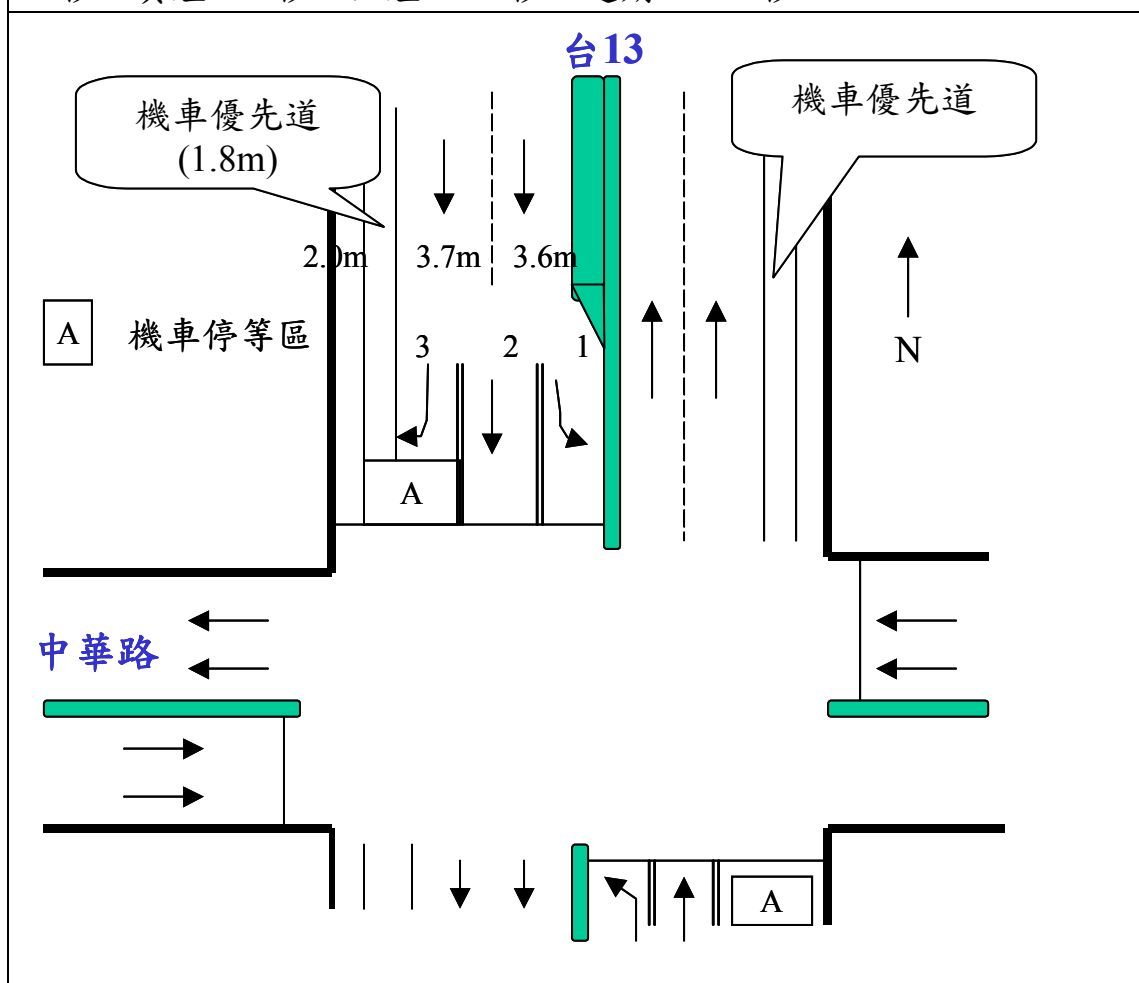


表 2.8 頭份台 1 中央路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)		
			車道 1	車道 2	車道 3
大車	左轉	2	100.0	0.0	0.0
	直行	12	0.0	83.3	16.7
	右轉	0	0.0	0.0	0.0
小車	左轉	164	89.6	9.8	0.6
	直行	492	3.7	67.3	29.1
	右轉	32	0.0	0.0	100.0
機車	左轉	41	53.7	22.0	24.4
	直行	145	0.0	12.4	87.6
	右轉	38	0.0	0.0	100.0

總流率：926 輛/小時。大車：1.51%，小車：74.30%，機車：24.19%。

速限：70 公里/小時。調查時間：2004/3/14，16:35~17:35。

直行、右轉綠燈：40 秒，黃燈：4 秒，保護左轉（禁止直行或左轉）：10 秒，黃燈：3 秒，紅燈：55 秒，週期：112 秒。

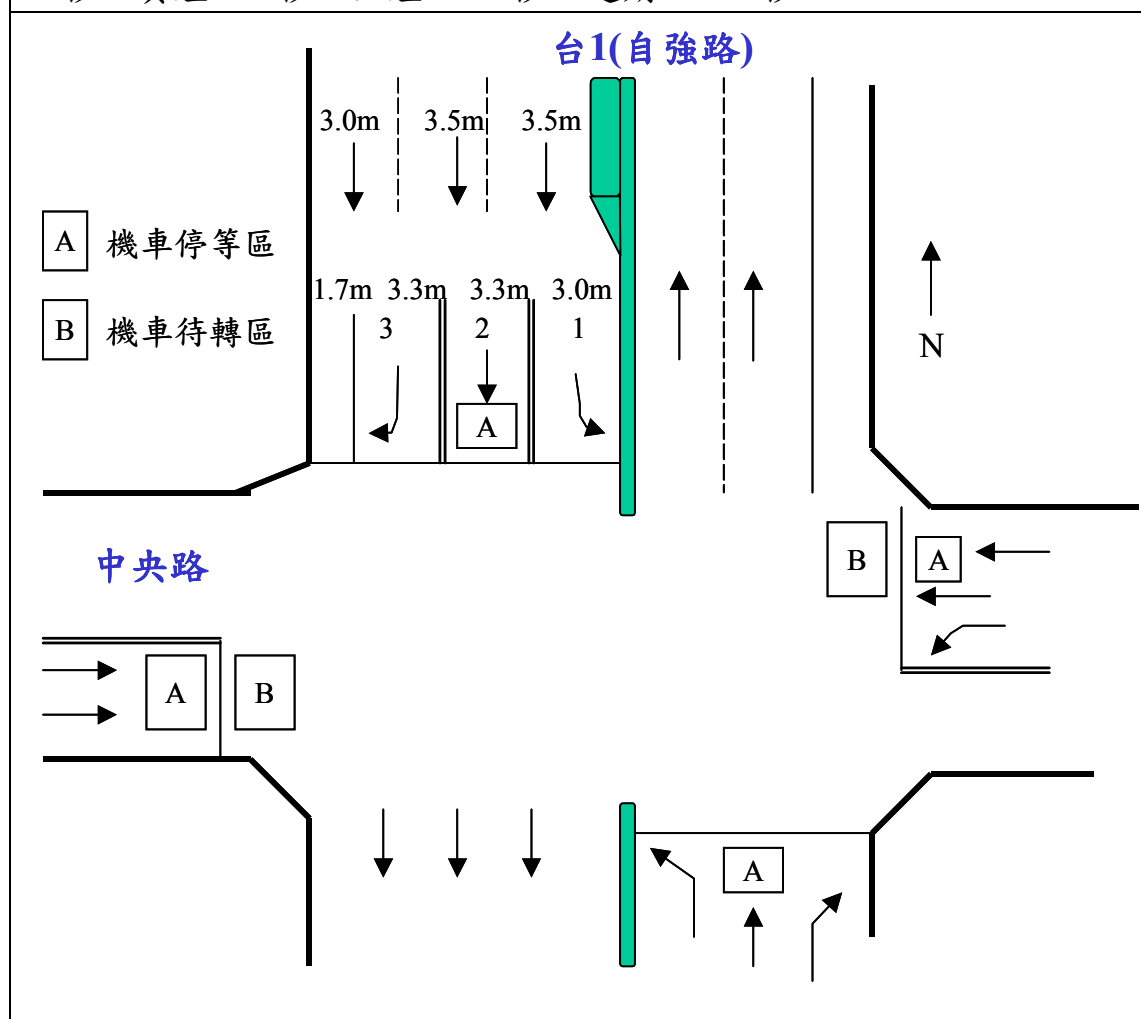


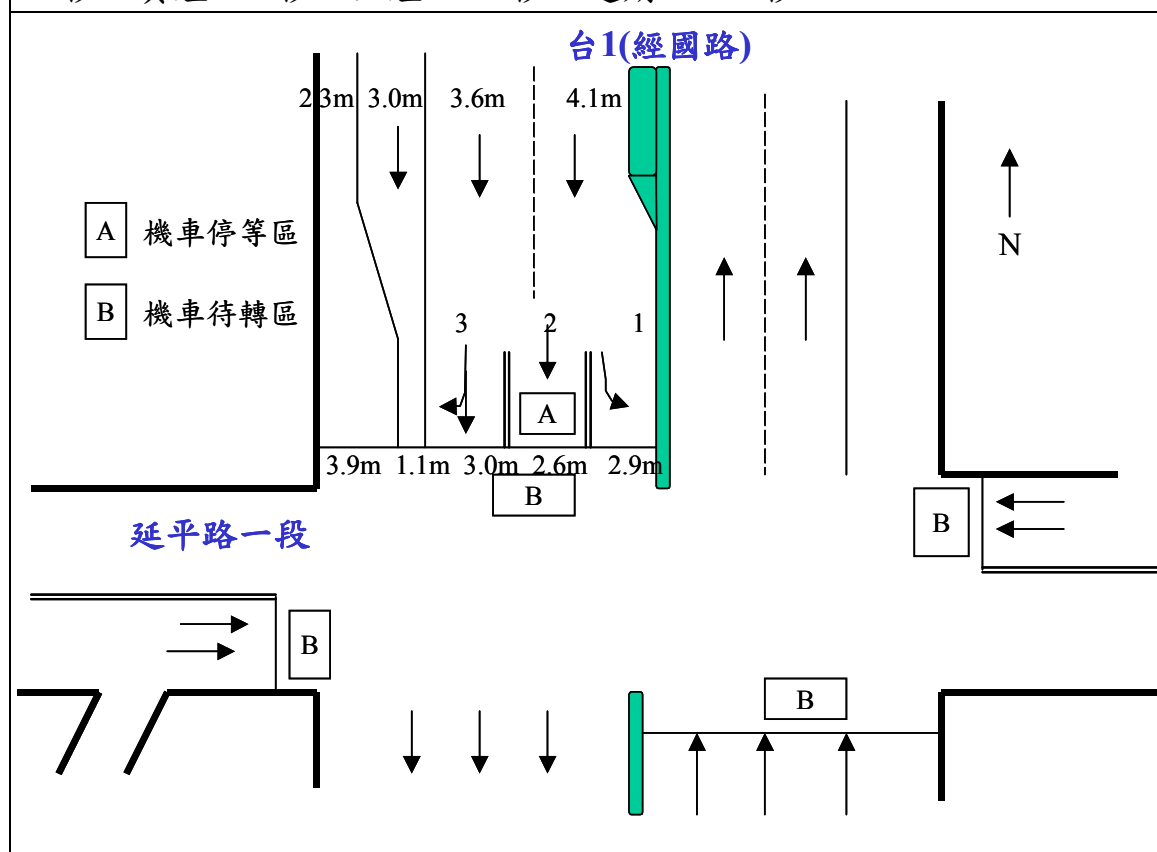
表 2.9 新竹台 1 延平路口車道使用狀況

車種	轉向	流率 (輛/小時)	在各車道之百分比(%)		
			車道 1	車道 2	車道 3
大車	左轉	1	100.0	0.0	0.0
	直行	5	0.0	0.0	100.0
	右轉	1	0.0	0.0	100.0
小車	左轉	77	92.2	7.8	0.0
	直行	629	3.3	54.4	42.3
	右轉	82	0.0	0.0	100.0
機車	左轉	35	68.6	14.3	17.1
	直行	252	0.0	8.7	91.3
	右轉	84	0.0	0.0	100.0

總流率：1,166 輛/小時。大車：0.60%，小車：67.58%，機車：31.82%。

速限：60 公里/小時。調查時間：2004/3/19，16:15~17:15。

直行、右轉綠燈：65 秒，黃燈：4 秒，保護左轉（禁止直行或左轉）：18 秒，黃燈：3 秒，紅燈：65 秒，週期：155 秒。



- 大車之車道使用

左轉大車幾乎全部使用最內側之車道（約 72%）。在 8 個調查路口總共 8 小時之觀察時間內，不使用最內側車道之左轉大車只有 5 輛。右轉大車使用最外側車道之百分比也高達 92%~100%。直行大車之車道使用型態則較複雜。

在龜山台 1 縣道 105 路口之直行大車中，有 34.8%使用內側之車道，其他的 65.2%則使用中間車道，外側車道沒有大車，此情形可能是受到外側車道有很大量右轉車流之影響。其他路口則大約有 85%~100%之直行大車使用最外側兩車道。這些車輛中大約只有 0%~25%使用最外側車道。

- 小車之車道使用

左轉小車中利用最內側車道之百分比超過 93%。絕大多數的右轉小車使用最外側車道。除了林口縣道 105 仁愛路口之外，右轉小車使用最外側車道之百分比超過 97%，仁愛路口也有 85.1%之右轉小車使用最外側車道。

直行小車之車道使用顯然受到許多因素之影響。一般而言，直行小車佔據內側左轉專用道之百分比很低，在 0%到 3.7%之間。最內側車道為左轉及直行共用時，直行小車使用最內側車道之比例似乎隨左轉總流率而降低。現場資料顯示當左轉流率各為 20、151 及 394 輛/小時之情況下，直行小車佔用內側共用車道之相關百分比各為 34.4%、18.3%及 8.7%。

直行小車使用最外側車道之型態有很大的變異。如最外側車道為右轉專用車道，而且總右轉流率在 150 輛/小時以下，則直行小車違規佔用最外側車道之百分比大約在 30%~40%之間。右轉總流率在 300 輛/小時以上時，直行小車佔用最外側右轉專用車道之百分比降到 10%以下。最外側車道如為直行及右轉共用車道，則在右轉車流率很低(70 輛/小時左右)時，直行小車佔用最外側車道之百分比可能超過 40%，但也可能低於 10%；主要隨右轉流率而變，右轉車越多則直行車用外側車道之可能性降低。

除了最內側及最外側車道之外，直行小車佔用其他車道之百分比大約在 45%到 90%之間。

- 機車之車道使用

左轉機車應使用允許左轉之車道或使用兩段式左轉，但實際之車道使用型態則大有出入。以林口縣道 105 仁愛路口為例，雖然在最內側車道下方設有左轉待轉區，但只有 81%的左轉機車使用最內側車道，另外只有 14.3%之左轉機車則從最外側之車道進行左轉。其他不必執行兩段式左轉之路口（頭份台 13 永貞路口、淡水台 2 縣道 101 路口、後龍台 1 台 6 路口、龜山台 1 縣道 105 路口及苗栗中華路口）大約有 85%~100%之左轉機車使用最內側車道，但仍有機車從最外側車道直接左轉。在必須執行兩段式左轉之 2 調查路口（頭份台 1 中央路口及新竹台 1 延平路口）各有 53.7%及 68.6%之左轉機車違規使用最內側車道。執行兩段式左轉之百分比不到 25%。上述現場資料顯示目前交通法規、標線及標誌對左轉機車車道使用行為之約束力不夠強。

右轉機車之車道使用型態相當單純，幾乎所有的右轉機車皆使用最右側之車道。直行機車通常使用最外側之車道。使用最外側車道之比例大約在 50%到 100%之間。

## 2.3 無機車車道之直行停等車疏解特性

上期之計畫總共在如表 2.10 所示的 12 個郊區多車道公路號誌化路口蒐集有關直行車疏解之資料（包括 2 個西濱快速公路之號誌化路口疏解資料），以及 3 個在市區的路口。這些路口之調查車道上，並無汽機車混流之狀況，亦即由純為汽車流之車道上，觀察與蒐集直行、左轉停等車之疏解特性。

從圖 2-1、圖 2-2 及圖 2-3 可知，不論市區或郊區車道，直行停等車之疏解率在綠燈開始之後持續上升，一般在大約第 16 輛停等車通過停止線之後才有逐漸呈現穩定狀況之現象，但許多路口之疏解率在第 20 輛停等車通過之後仍繼續上升。其原因可能是駕駛員縮短跟車間距以減少被綠燈之後的黃燈、紅燈攔住之機會。此現象與傳統飽和流率之觀念大不相同。傳統觀念認為綠燈開始之後，停等車之疏解在第 4 部停等車通過停止線之後（大約綠燈亮後 12 秒左右）就會呈現穩定狀況[5]，其相關之穩定疏解率稱為飽和流率。根據此傳統觀念，車道容量可估計如下：

表 2.10 直行停等車疏解特性調查地點之基本資料

代號	地點	檔名(*.dat)	調查地點	資料種類	方向	車道位置	路口快車道數	路段快車道數	車道寬(m)	路口寬度(m)	速限(kph)
S1	郊區	台北市 DTS	大度路/立德路	直行 Dwell Time	大度路往西	內一車道	3 直 1 左	3 快 1 慢	3.00	34	70
S2	郊區	台北市 HH1	環河北路/延平北路	直行	環河北路往北	內一車道	3 快 1 混合	3 快 1 混合	3.20	45	60
S3	郊區	台北市 HB1	環河北路/中正路 <sup>1</sup>	直行	環河北路往南	最外一車道	2 直 2 左	3 快	2.60	15	60
S4	郊區	台北市 HB2	環河北路/中正路 <sup>2</sup>	直行	環河北路往南	外二車道	2 直 2 左	3 快	3.20	15	60
S5	郊區	桃園縣 105h	縣道 105/大崗國小前	直行	縣道 105 往西北	內一車道	2 快 1 混合	2 快 1 混合	3.50	35	60
S6	郊區	彰化縣 T14	台 14/社口	直行	台 14 往北	外車道	2 快 1 慢	2 快 1 慢	3.50	15	70
S7	郊區	桃園縣 T1	台 1/萬壽路 <sup>3</sup>	直行	台 1 往北	內二車道直行	2 直 1 左	2 快 1 慢	3.10	27	60
S8	郊區	苗栗縣 Sabin1	台 66 103K 路口	直行	台 61 往北	內一車道	2 快 1 側車道	2 快 1 側車道	3.60	35	80
S9	郊區	苗栗縣 Sabin2	台 66 87.6K 路口	直行	台 61 往北	內一車道	2 快 1 側車道	2 快 1 側車道	3.55	33	80
S10	郊區	台北市 Re	環東道路/民權東路	直行	環東道路往南	內一車道	3 快	3 快	3.50	25	70
S11	郊區	台北市 DL1	大度路/立德路	直行	大度路往西	內二車道	3 直 1 左	3 快 1 慢	3.20	34	70
S12	郊區	台北市 DL2	大度路/立德路	直行	大度路往東	內二車道	3 直 1 直右	3 快 1 慢	3.20	34	70
US1	市區	台北市 Ch	忠孝東路/敦化北路	直行	忠孝東路往西	內一車道	3 快 1 混合	2 快 2 混合	3.00	60	50
US2	市區	台北市 NG	南京東路/復興北路	直行	南京東路往西	內一車道	2 快 1 混合	2 快 1 混合	3.00	40	50
US3	市區	台北市 Dw	敦化南路/忠孝東路	直行	敦化南路往北	內二車道	2 快	2 快	3.00	30	50

註：1.直行 2 車道與左轉車道間有實體分隔。

2.直行車道在一起，左轉車道在一起。

3.最左車道為左轉專用道。

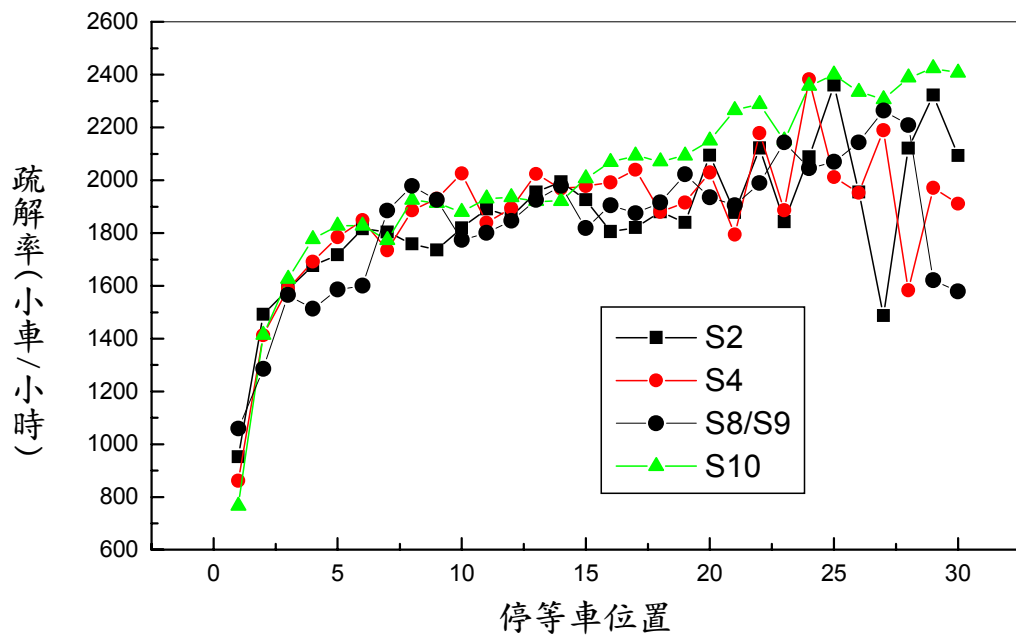


圖 2-1 郊區號誌化路口直行停等車疏解率與停等位置之關係  
(疏解率約略大於 1900 輛/小時之路口)

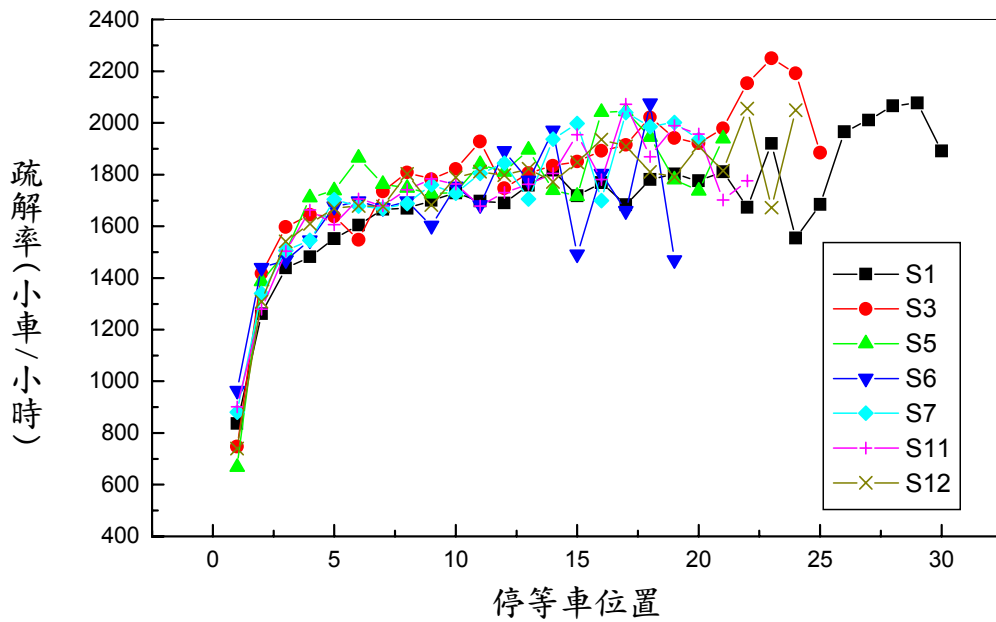


圖 2-2 郊區號誌化路口直行停等車疏解率與停等位置之關係  
(疏解率約略小於 1900 輛/小時之路口)



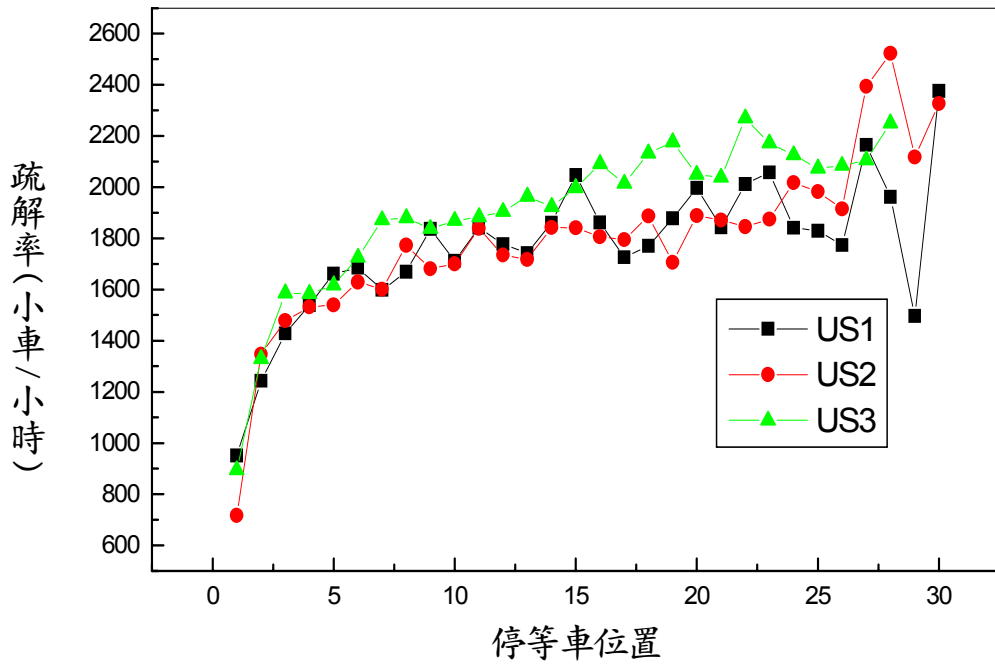


圖 2-3 市區號誌化路口直行停等車疏解率與停等位置之關係

$$c = S \frac{g}{C} = S \frac{G + Y - L}{C} \quad (2.1)$$

此式中，

$c$  = 車道或車道群之容量估計值 (輛/小時)；

$S$  = 飽和流率 (輛/小時)；

$g$  = 有效綠燈時間 (秒)；

=  $G + Y - L$ ；

$G$  = 綠燈時段 (秒)；

$Y$  = 燈號轉換時段 (包括黃燈時段及全紅時段，秒)；

$L$  = 損失時間 (秒)；

$C$  = 週期長度 (秒)。

式 2.1 在應用上有兩大困難，其一是疏解車流缺乏一明顯之飽和流率，交通工程師由現場資料來決定飽和流率有其困難性與不一致性；另一困難是式 2.1 之損失時間因為疏解率不穩定且因隨綠燈長度及路口地點之變化相當大，並且交通工程師很難利用現場資料來訂定，而以一固定之損失時間 (例如 4 秒) 來計算所產生容量估計誤差很大。

這些困難對分析號誌化路口之容量及服務水準的影響在其他文獻[3,6]有詳細之討論。總而言之，式 2.1 不適合用於分析台灣之號誌化路口。

事實上，號誌化路口車道容量之估計並不見得一定需要依靠飽和流率之觀念，因為容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} \sum_i (N_{gi} + N_{yi}) \quad (2.2)$$

此式中，

$c$  = 車道或車道群之容量（輛/小時）；

$C$  = 週期長度（秒）；

$N_{gi}$  = 在可用時相  $i$  之綠燈時段內能疏散之平均車數(輛)；

$N_{yi}$  = 在可用時相  $i$  之燈號轉換時段內能疏散之平均車數(輛)。

式 2.2 之  $N_{gi}$  值受許多因素之影響，但由利用現場資料繪製之圖 2-4 可知， $N_{gi}$  與綠燈時段很有關係。在同一綠燈時段中， $N_{gi}$  之值隨車道而變，其影響因素可能包括幾何狀況、路口地點、駕駛員特性等。現有資料不足以探討各因素之影響程度，如只考慮綠燈時段及車道寬度之影響，則郊區直行停等小車在綠燈時段之疏散數可估計如下：

$$N_{gi} = -4.97 + 0.443G + 0.001215G^2 + 1.176W \quad (2.3)$$

此式中，

$N_{gi}$  = 在可用時相  $i$  之綠燈時段內能疏散之平均小車數（輛）；

$G$  = 用以分析之綠燈時段（秒）；

$W$  = 車道寬度（公尺）。

式 2.3 之相關  $R^2$  值為 0.991，其標準估計誤差為 0.65 輛，而且在 0.05 之顯著水準(level of significance)下  $G$ ， $G^2$  及  $W$  之迴歸係數皆顯著異於 0。綠燈超過 15 秒時，式 2.3 之估計誤差大約為 3.2%。

至於式 2.2 中之  $N_{yi}$  值，因台灣郊區地區號誌化路口之週期及綠燈經常過長，本計畫調查期間觀察到綠燈結束後，停等車尚未疏散完畢之狀況並不多見，因此不容易蒐集大量之  $N_{yi}$  樣本以估計其值。目前有限的資料顯示直行車之  $N_{yi}$  值大約為 2.2 輛[3]。

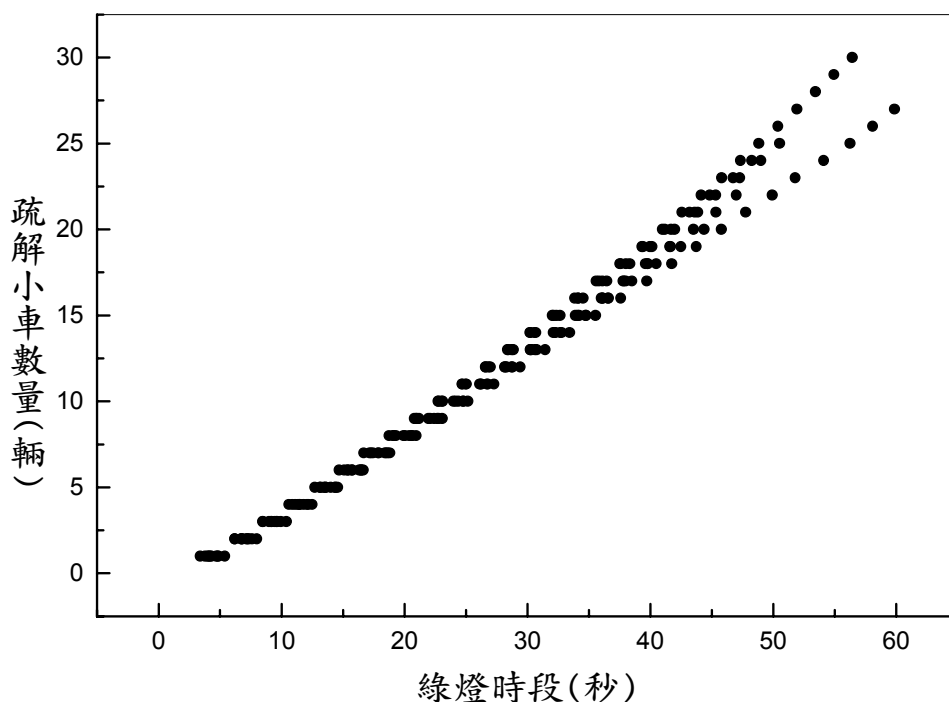


圖 2-4 郊區直行停等小車疏散車數  $N_{gi}$  與綠燈時段之關係

車流中有大車時，式 2.3 中之  $N_{gi}$  值可調整如下：

$$N_{gi} = \frac{-4.97 + 0.443G + 0.001215G^2 + 1.176W}{1 + P_T(E_T - 1)} \quad (2.4)$$

如假設  $N_{gi}$  等於 2.2 小車，則有大車時之  $N_{gi}$  亦可調整為：

$$N_{gi} = \frac{2.2}{1 + P_T(E_T - 1)} \quad (2.5)$$

式 2.4 及式 2.5 中，

$P_T$  = 大車之比例；

$E_T$  = 直行大車之直行小車當量。

大車之小車當量可訂定如下：

$$E_T = \frac{H_b(G)}{H_s(G)} \quad (2.6)$$

此式中，

$E_T$  = 大車之小車當量；

$H_b(G)$  = 在綠燈時段  $G$  中疏解之停等大車的平均疏解車距(秒)；

$H_s(G)$  = 在綠燈時段  $G$  中疏解之停等小車的平均疏解車距(秒)。

根據上期計畫之資料，直行大車之  $E_T$  有隨綠燈時段而增加之現象，如圖 2-5 所示。同樣的資料顯示，當綠燈時段超過大約 50 秒時，大車之  $E_T$  趨近 2.23。所以分析直行無機車之車道時，直行大車之直行小車當量可估計如下：

$$\text{如 } G \leq 68 \text{ 秒, } E_T = 1.77 + 0.011G - 6.25 \times 10^{-5} G^2 \quad (2.7a)$$

$$\text{如 } G > 68 \text{ 秒, } E_T = 2.23 \quad (2.7b)$$

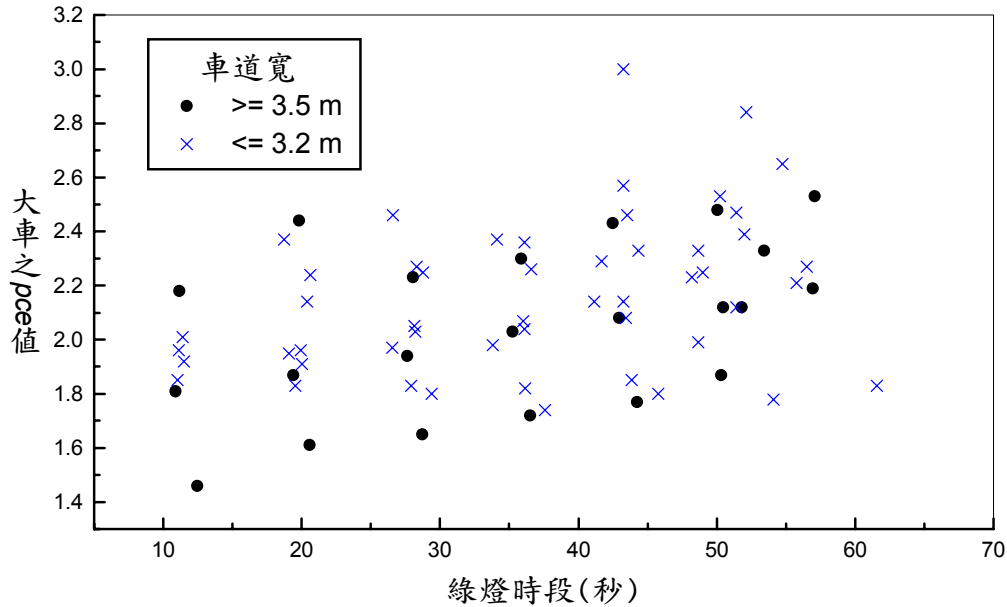


圖 2-5 直行大車之  $pce$  值之現場值

## 2.4 無衝突左轉停等車疏解

上期計畫曾在表 2.11 所列 L1、L2 及 UL1 三路口蒐集無衝突左轉之疏解資料。其中 UL1 路口在市區內，其他兩個路口在郊區。本計畫另外選擇兩郊區路口以蒐集資料，此兩路口為表 2.11 中所列代號為 L3 及 L4 之路口。各路口之幾何設計及左轉車道之配置如圖 2-6 至圖 2-10 所示。

表 2.11 無衝突左轉停等車疏解特性調查地點之基本資料

代號	地點	檔名 (* .dat)	調查地點	資料 種類	方向	車道 位置	路口 快車 道數	路段 快車 道數	車道 寬 (m)	路口 寬度 (m)	速限 (kph)
L1	郊區	DTL	台北市 民權東路/ 環東道路	左轉 Dwell Time	民權東路 往西	內一車 道	3 左	2 快 1 慢	3.40	30	50
L2	郊區	HB3	台北市 環河北路/ 中正路	左轉	環河北路 往南	內二車 道	2 直 2 左	3 快	3.35	45	60
L3	郊區	L3	台北市 南京東路/ 基隆路	左轉	南京東路 往東	內一車 道	2 直 1 左	2 快	3.20	50	50
L4	郊區	L4	苗栗縣 台 1/頭份 交流道	左轉	頭份交流 道往西	內一車 道	3 左	3 快	3.50	30	60
UL1	市區	Tileft	台北市 忠孝東路/ 逸仙路口	左轉	逸仙路往 北	內一車 道	1 快 1 混合	1 快 1 混合	3.10	30	50

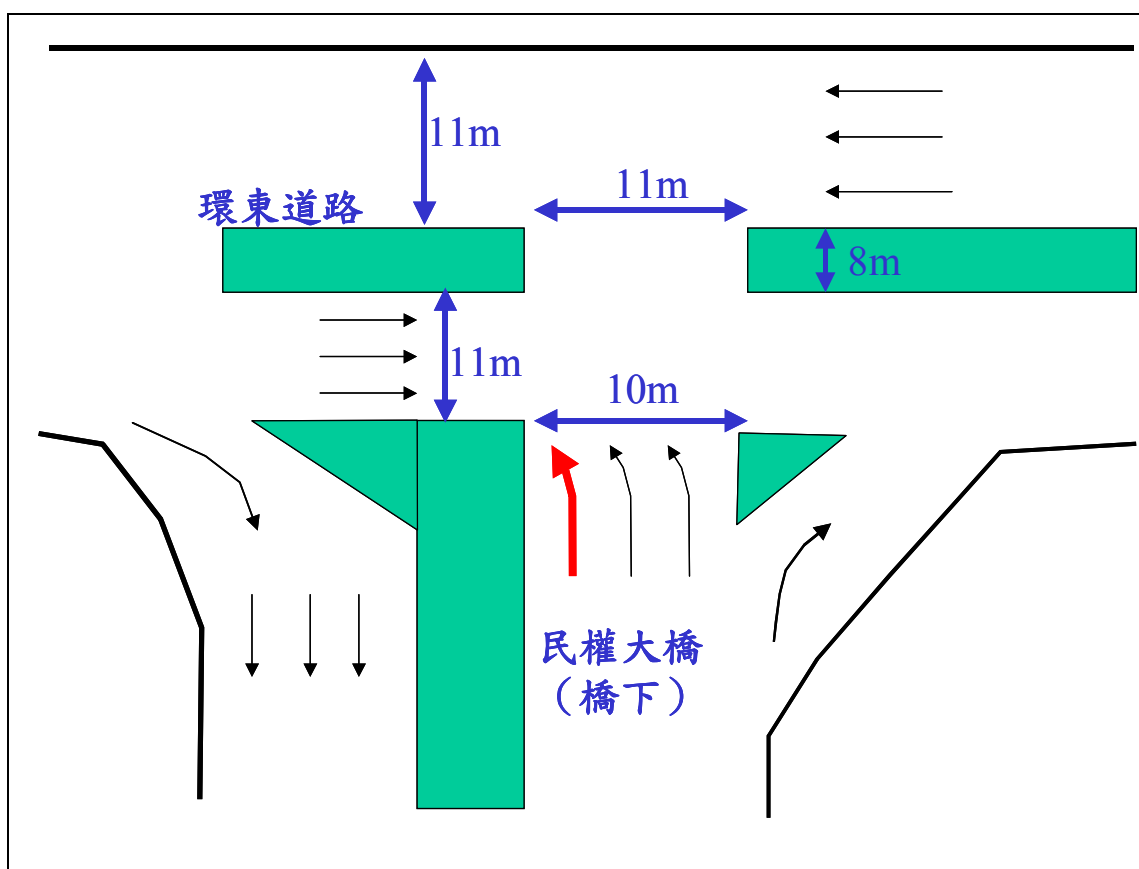


圖 2-6 L1 調查路口示意圖

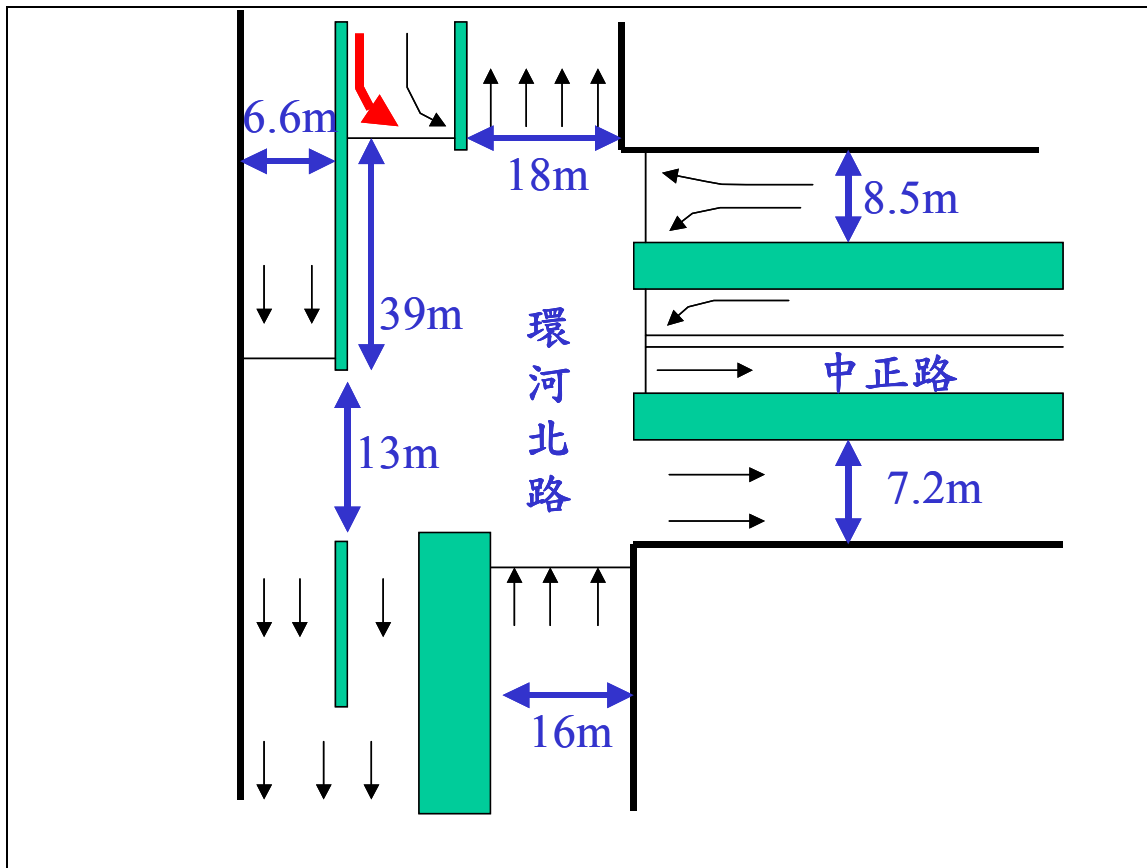


圖 2-7 L2 調查路口示意圖

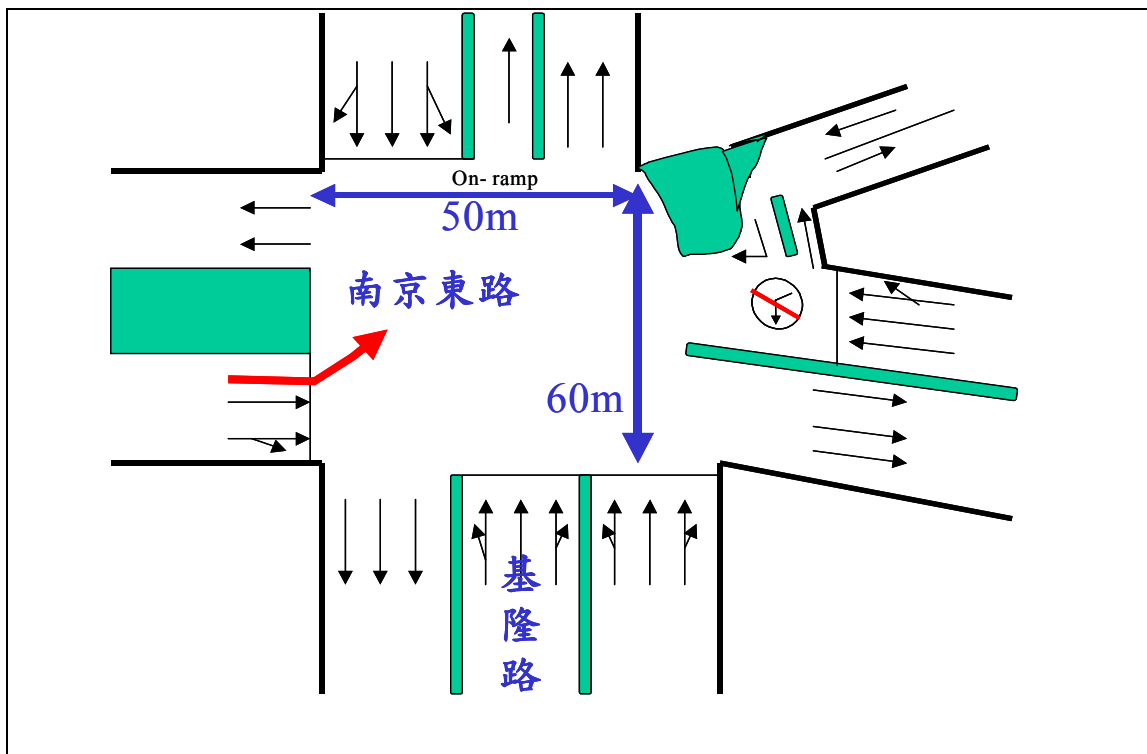
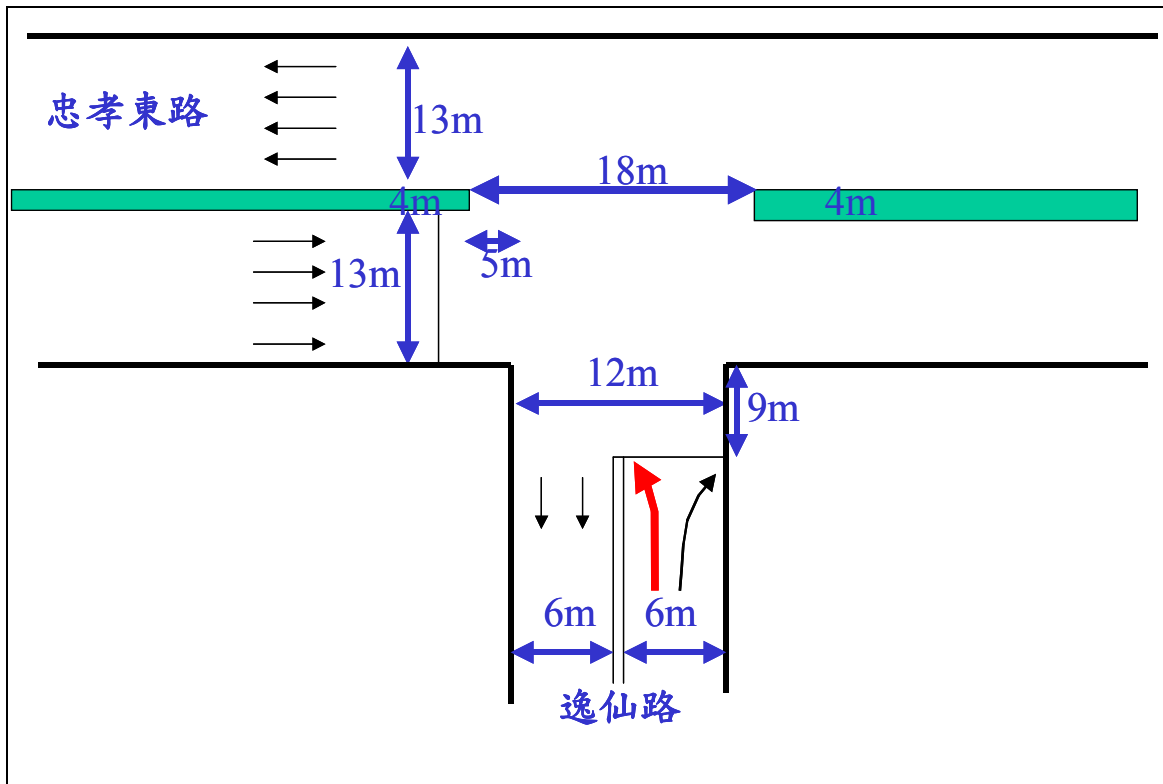
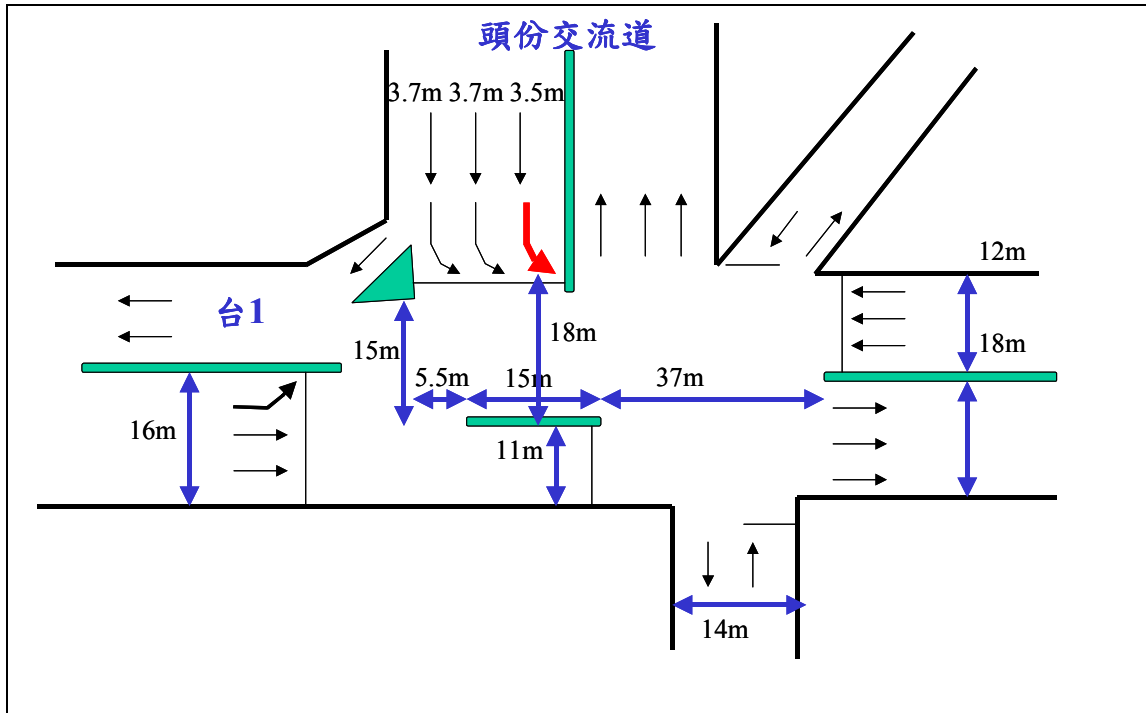


圖 2-8 L3 調查路口示意圖



從圖 2-11 及圖 2-1、圖 2-2、圖 2-3 可知，無衝突左轉之疏解率與直行疏解率一樣有隨綠燈長度之增加而增高之趨勢。所以傳統之飽和流率的觀念也不適用於估計無衝突左轉車道之容量。

如將圖 2-12 與圖 2-4 相比較，在同樣的綠燈時段內能疏解之左轉車輛數的變異性較直行車輛數之變異性大得多。左轉疏解率與左轉之速率有關。左轉之困難度越高，左轉速率越低，其疏解率也隨著下降。影響左轉速率之因素可能包括轉彎半徑、轉彎車道數及其他幾何或交通狀況。

轉彎半徑不容易估計，所以本計畫利用「臨界轉彎距離」代替。如圖 2-13 所示，左轉能用的空間受制於  $D_1$  及  $D_2$  兩距離。 $D_1$  為停止線到接收左轉車輛之車道右側邊線之垂直距離， $D_2$  為左轉車道右側邊線與接收車道起點之垂直距離。 $D_1$  或  $D_2$  距離越短，左轉越困難，臨界(左)轉彎距離指  $D_1$  及  $D_2$  之較小值，其與左轉速率較為有關。

在左轉能用的空間內，如果左轉車道數增多，則左轉車之摩擦越大，會降低疏解率。圖 2-14 顯示上述 8 個路口有關臨界轉彎距離、左轉車道數及平均左轉速率之現場資料。圖中之速率代表當左轉車流中無大車而且路口之幾何設計單純（如圖 2-6、圖 2-7 及圖 2-8）時第 5 部停等車之後在轉彎時之平均速率。如左轉車流中有大車或路口設計不單純（如圖 2-9），則左轉速率很可能比曲線所代表之速率低得多。

根據圖 2-14，下式可用以估計左轉速率之參考值。

$$V_T = 14.66 + 0.303D \quad (2.4)$$

此式中，

$V_T$  = 左轉平均速率（公里/小時）；

$D$  = 臨界左轉距離（公尺）；

如只考慮綠燈長度及左轉車道數，則圖 2-12 之疏解率可用下式估計：

$$(N_{gi})_L = 1.4 + 0.426G - 1.186N \quad (2.5)$$

此式中，

$(N_{gi})_L$  = 在時相  $i$  之綠燈時段內能疏解之左轉停等小車數(輛/車道)；

$G$  = 綠燈時段（秒）；

$N$  = 左轉車道數。



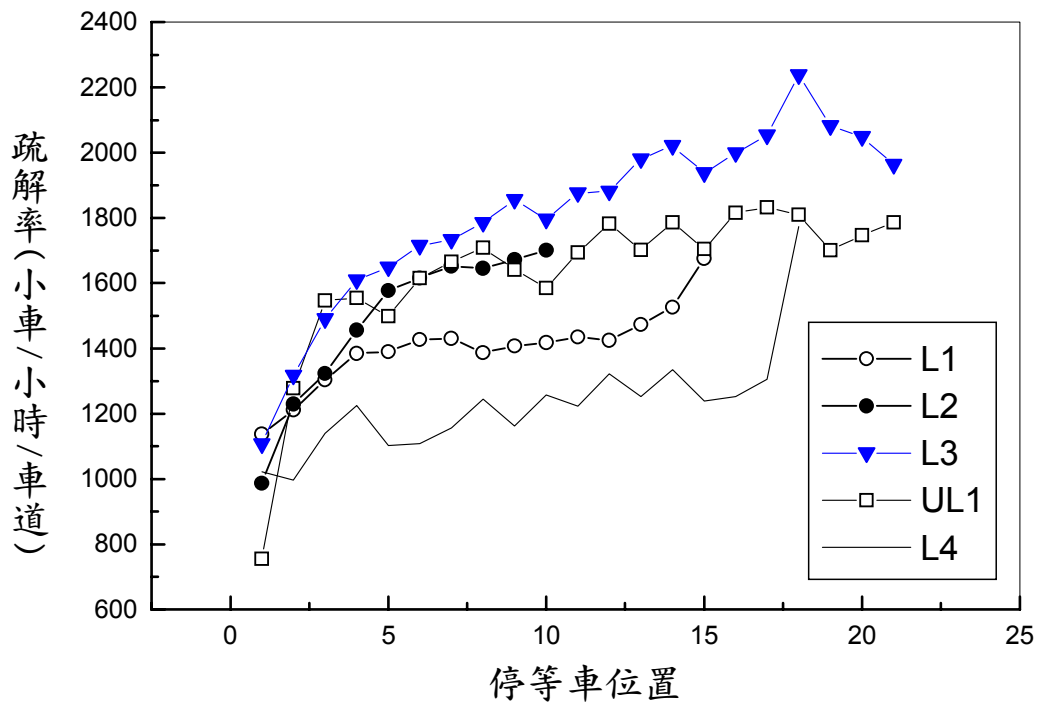


圖 2-11 市區及郊區無衝突左轉疏解率與停等車位置之關係

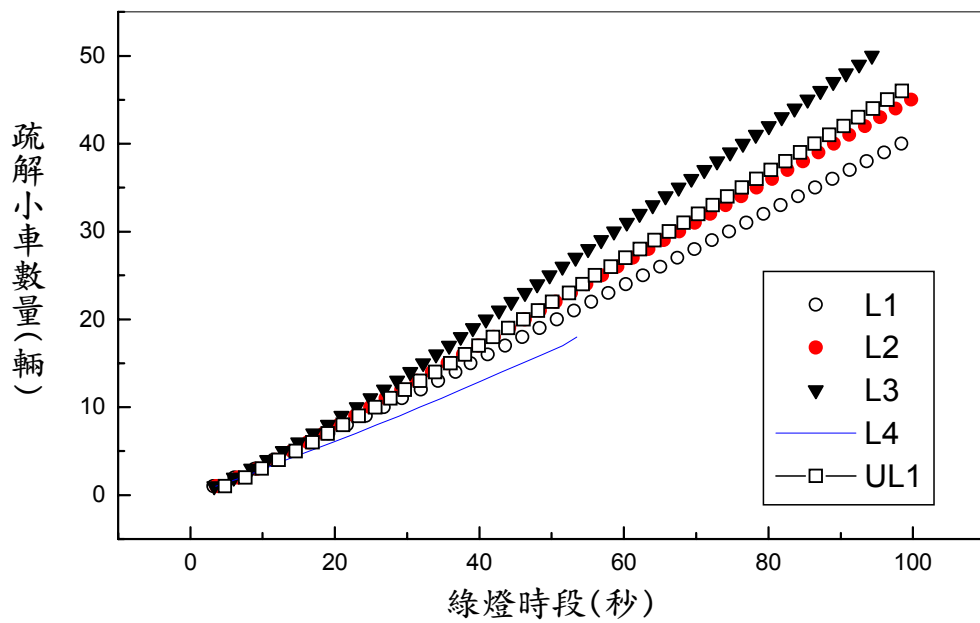


圖 2-12 綠燈時段長度與無衝突左轉停等小車疏解數之關係

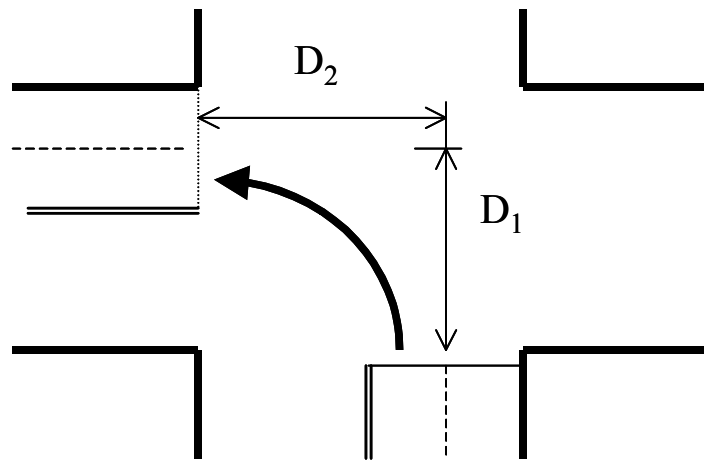


圖 2-13 左轉空間示意圖

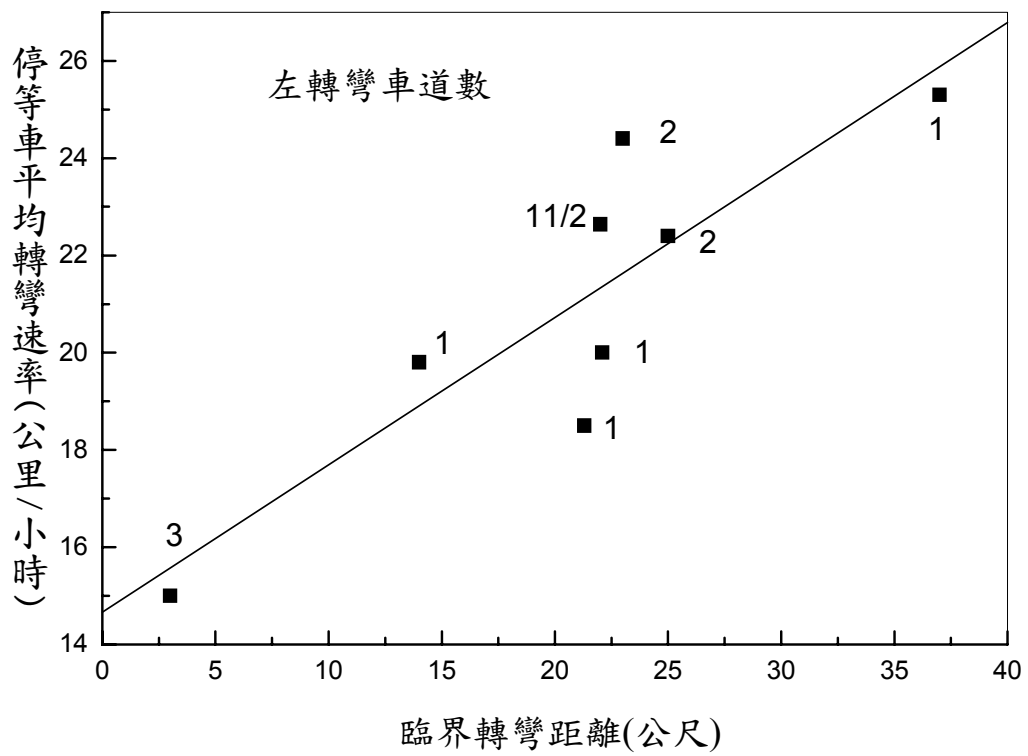


圖 2-14 臨界左轉距離、左轉車道數及左轉速率之現場資料及假設關係

(註：圖中數字為左轉車道數，其中 1 1/2 係指有一左轉車道及一左轉/直行共用車道)

式 2.5 之  $R^2$  值為 0.96，其標準估計誤差為 1.2 輛。在 0.05 之顯著水準下所有迴歸係數皆顯著異於 0。綠燈超過 20 秒時，上式之平均估計誤差為 5.6%。

根據在南京東路及基隆路口所蒐集之資料，在綠燈轉換期間平均疏解之停等車數為 2.1 輛。

## 2.5 無機車車道、保護時相中右轉停等車之疏解

本計畫利用桃園龜山鄉從文化北路北上車道進入文化一路之車流，以探討無機車之車道上保護右轉停等車之疏解特性。如圖 2-15 所示，北上右轉車道之寬度為 3.5 公尺。此車道之右側有寬 1.9 公尺之路肩，現場調查期間路肩無停車，大車佔所有車輛之 5.5%，右轉車道可用之綠燈長度為 40 秒，黃燈為 3 秒，紅燈為 137 秒。

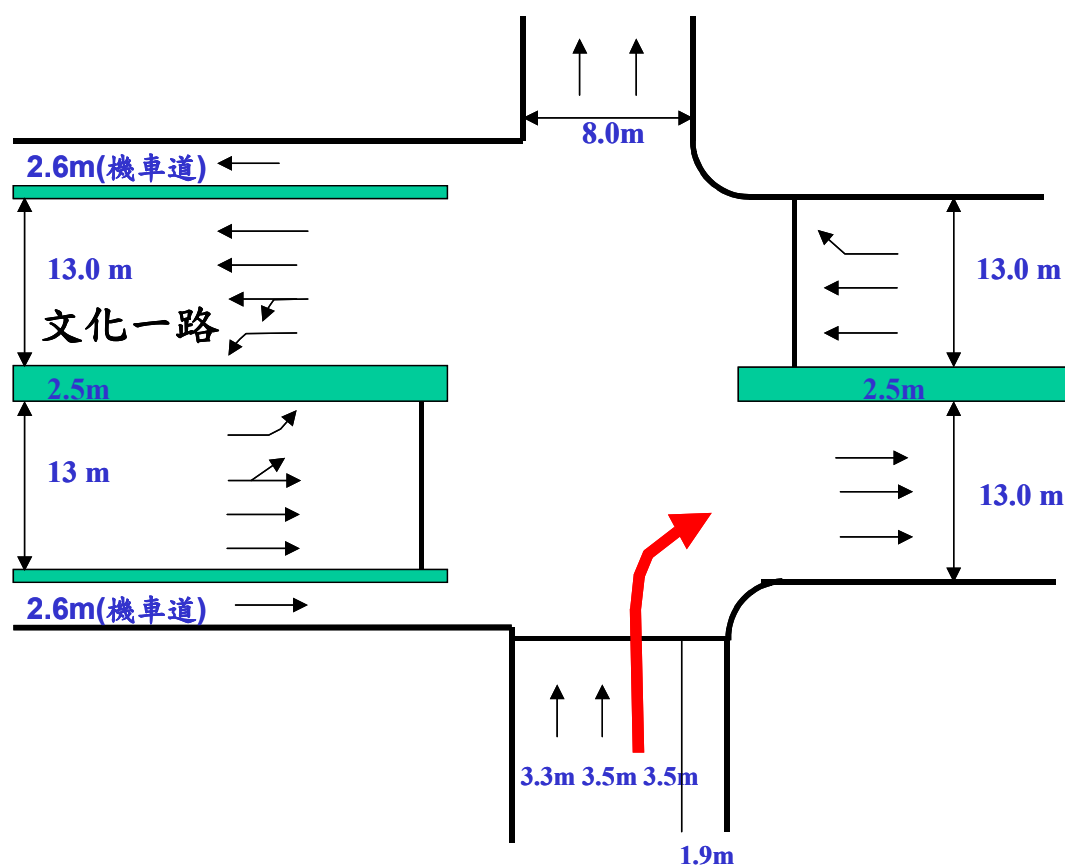


圖 2-15 桃園龜山文化北路/文化一路路口示意圖

因大車比例偏低，探討疏解特性之主要對象為小車，因此本計畫先將大車及大車之後之停等小車的疏解樣本剔除，以分析小車之疏解

特性。大車之疏解特性則以同一車道上之右轉小車當量來代表。根據 100 個週期之現場資料，表 2.12、表 2.13 及圖 2-16、圖 2-17 顯示文化北路上右轉停等車之主要疏解特性。

表 2.12 文化北路(無機車車道)保護右轉停等小車之疏解特性

停等位置	樣本數	間 距 (秒/車)		平均疏解時間(秒)	疏解率 (小車/小時/車道)
		平均值	標準差		
1	97	3.72	1.18	3.7	968.2
2	94	2.96	0.77	6.7	1217.9
3	92	2.56	0.61	9.2	1406.6
4	92	2.53	0.70	11.8	1424.5
5	88	2.31	0.49	14.1	1558.0
6	85	2.28	0.58	16.3	1580.3
7	82	2.25	0.46	18.6	1600.9
8	78	2.22	0.53	20.8	1619.8
9	72	2.24	0.49	23.1	1609.2
10	65	2.08	0.38	25.1	1729.5
11	60	2.12	0.36	27.3	1696.5
12	57	2.20	0.43	29.5	1637.3
13	54	2.19	0.48	31.7	1642.9
14	47	2.23	0.45	33.9	1613.6
15	44	2.11	0.42	36.0	1702.5
16	36	2.08	0.38	38.1	1733.8
17	31	1.95	0.27	40.0	1849.5
18	19	1.98	0.41	42.0	1822.5
19	9	1.89	0.24	43.9	1903.6

表 2.13 文化北路(無機車車道)保護右轉停等大車之右轉小車當量

停等位置	綠燈長度	小車當量	樣本數	
			大車	小車
4	11.8	1.9	12	375
8	20.8	2.2	23	708
12	29.5	2.1	45	962
16	38.1	2.1	64	1143
20	45.7	2.2	70	1207

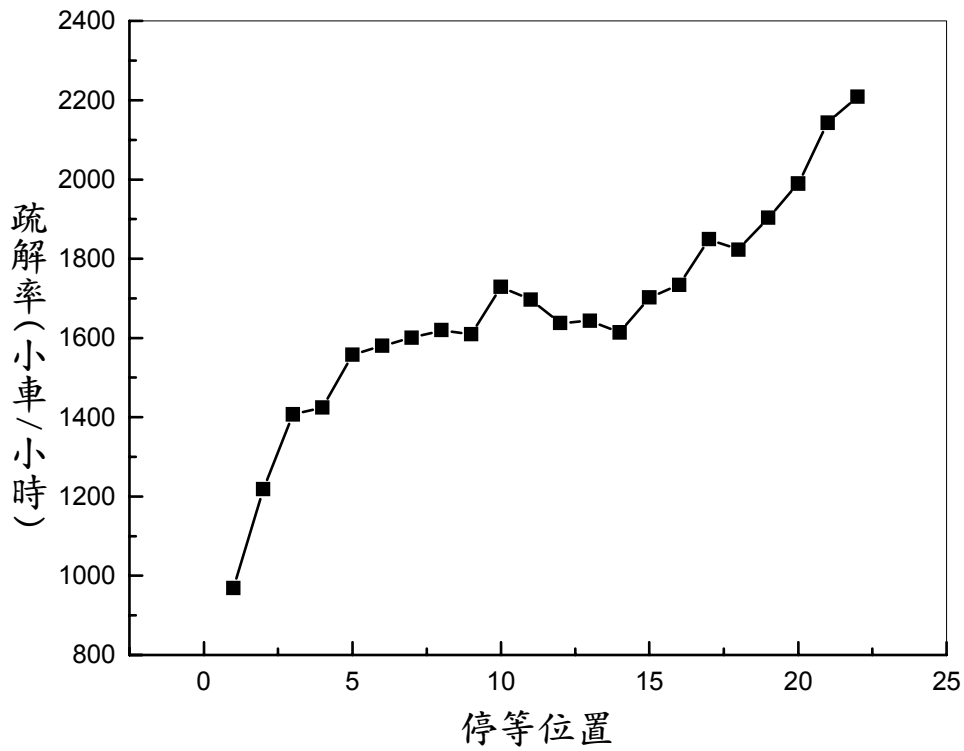


圖 2-16 文化北路(無機車車道)保護右轉停等小車疏解率與停等位置之關係

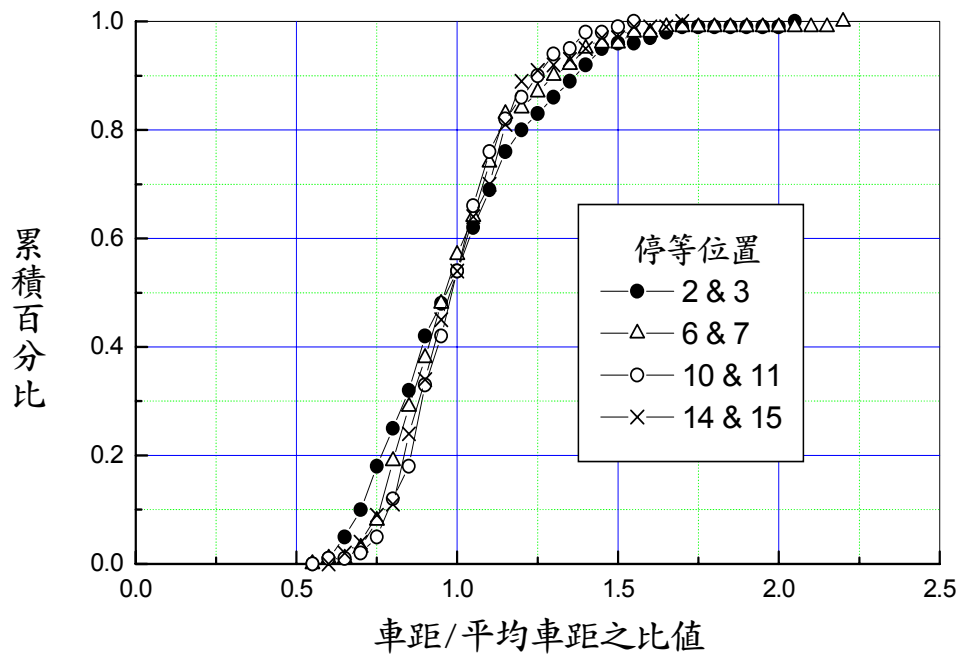


圖 2-17 文化北路(無機車車道)保護右轉停等小車標準化疏解車距之累積分布

從圖 2-16 可知，右轉小車之疏解率缺乏一明確之穩定最高值。第 5 到第 14 停等位置上之小車的各個平均疏解率，雖然有趨近穩定之現象，但第 14 停等位置後之疏解率明顯地上升。以第 16 及第 17 停等位置之疏解車距為例，其平均值為 2.20 秒。相對而言，第 18 到第 22 停等位置之平均疏解車距降為 1.89 秒。兩者之差距有統計上之顯著差異（顯著水準為 0.05）。這現象與直行及左轉小車之疏解特性相似（見圖 2-1、圖 2-2 及圖 2-11）。

如圖 2-18 所示，文化北路右轉小車疏解數與綠燈長度的關係可用下式代表：

$$(N_{gi})_R = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{G - 70.05}{56.14}}} \quad (2.10)$$

此式中，

$G$  = 綠燈時段（秒）；

$(N_{gi})_R$  = 能在綠燈時段中疏解之平均右轉小車數（輛）。

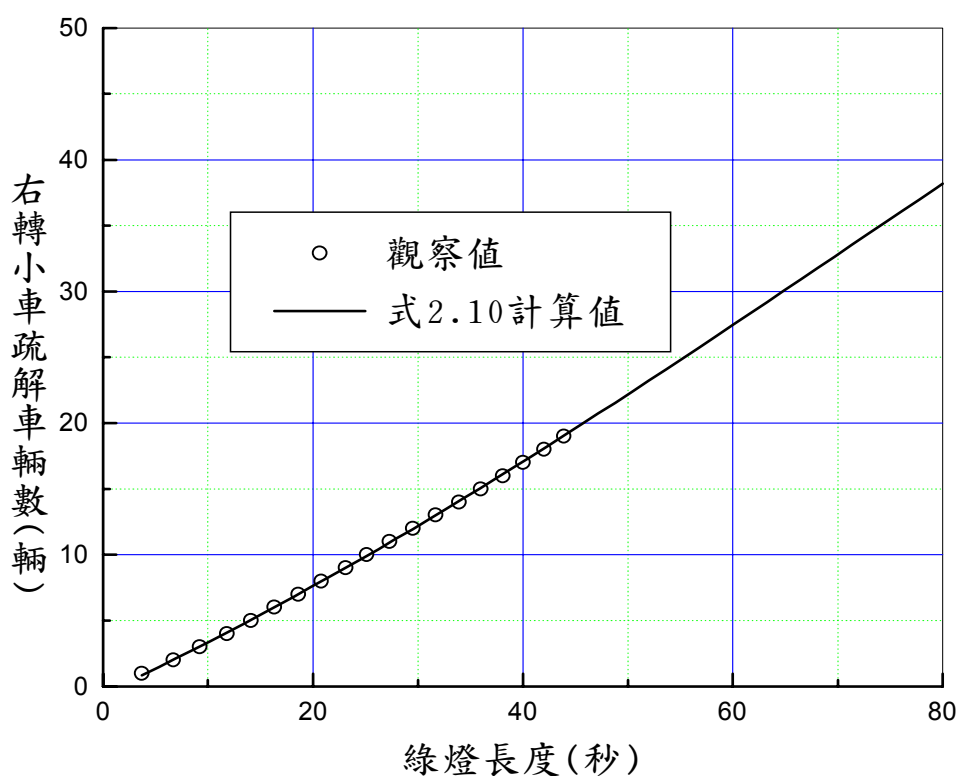


圖 2-18 文化北路右轉小車疏解與綠燈長度之關係

綠燈為 40 秒時，能從文化北路右轉之平均小車數為 17 輛。郊區直行小車在同樣之綠燈長度中平均能疏解大約 18.5 輛(見圖 2-4 或式 2.3)。所以文化北路右轉小車之疏解率比一般郊區直行小車之疏解率稍低。

此外，根據在 18 個週期中蒐集到的資料，利用燈號轉換期間內疏解之車數平均每週期為 2.28 小車。所以文化北路右轉車道之容量估計如下：

$$c_R = \frac{3600}{C} \left[ 93.11 - \frac{120.56}{\frac{G-70.05}{1+e^{-56.14}}} + 2.28 \right] \frac{1}{1 + P_T(E_{RT} - 1)} \quad (2.11)$$

此式中，

- $c_R$  = 無機車，保護右轉車道之容量（輛/小時）；
- $C$  = 週期長度（秒）；
- $G$  = 綠燈時段（秒）；
- $P_T$  = 大車之比例；
- $E_{RT}$  = 右轉大車之右轉小車當量。

從表 2.13 可知，綠燈長度超過 20 秒時，右轉大車之右轉小車當量隨綠燈長度之變化很小。所以容量分析時所用之綠燈時段超過 20 秒時，式 2.11 中之  $E_{RT}$  值可定為 2.15。

## 2.6 直行/右轉共用車道在保護時相中停等車之疏解

直行/右轉共用車道上之停等車疏解特性，除了受路口幾何設計及號誌控制之影響之外，也受車種組成及各車種轉彎方向之分布的影響，所以須有大量在路口蒐集的資料，才能對疏解特性與影響因素的關係，作一深入的了解。本計畫只利用台北市行愛路（該路口位於市郊，近似郊區號誌化路口）及桃園龜山鄉忠義路三段兩路口所蒐集之資料，以提供一初步的了解。此兩路口之設置及調查車道如圖 2-19 及圖 2-20 所示，兩調查路口最大不同之處是行愛路之車道沒有機車停等區，而忠義路之車道則有一長為 6 公尺之機車停等區。另一不同之處是行愛路之車道右側有一寬約 1 公尺之路肩，此路肩劃設有禁止臨時停車線，在調查期間無停車，機車可使用該空間；而忠義路三段之車道右側則有路邊停車，故只能使用該車道之寬度進行直行或右轉。

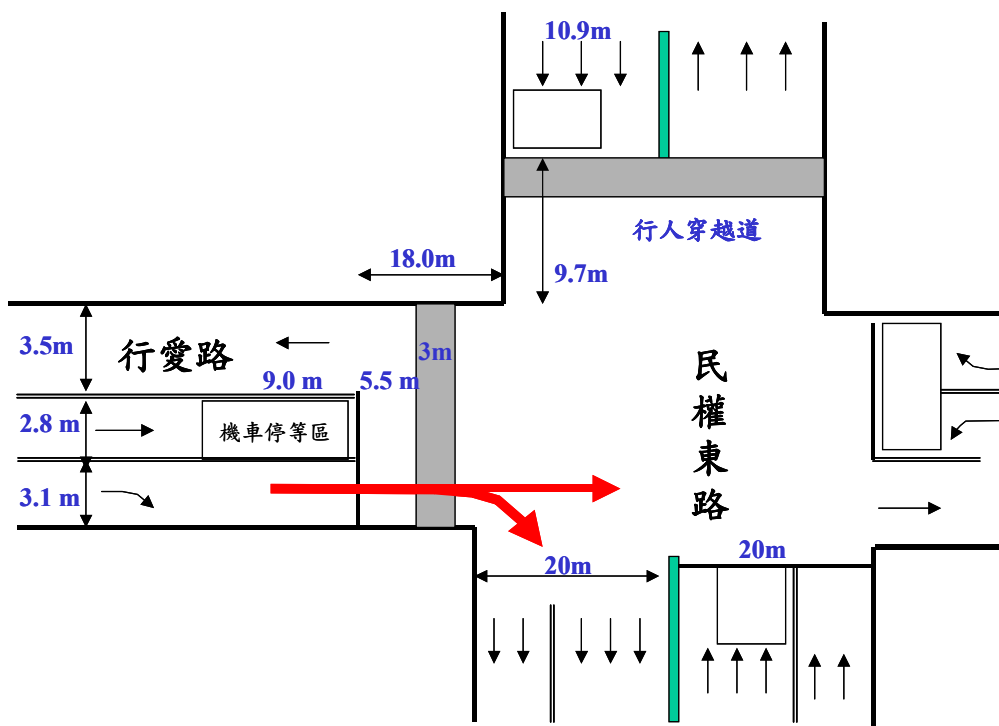


圖 2-19 台北市行愛路/民權東路路口及共用車道示意圖

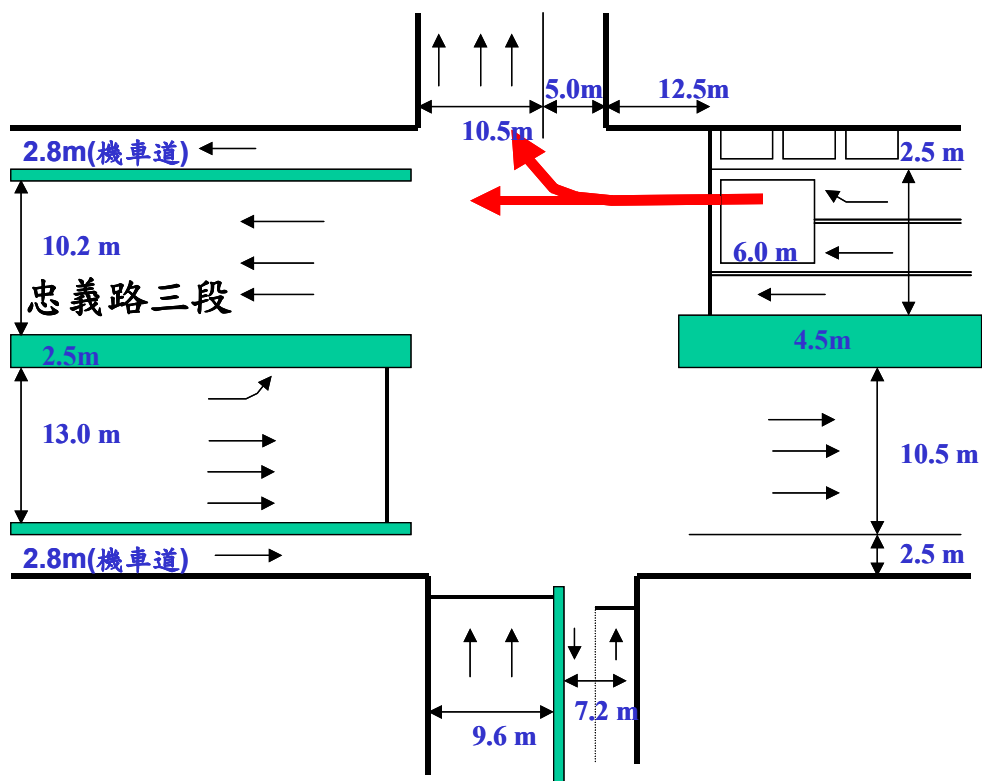


圖 2-20 桃園龜山忠義路三段/文化三路路口及共用車道示意圖



行愛路之現場資料涵蓋 80 週期之停等車隊，忠義路三段之資料則涉及 112 週期之停等車隊。直行/右轉共用車道之容量受制於依法正常使用車道的車輛疏解特性及冒險與其他車種併行之機車數。表 2.14 及表 2.15 分別顯示兩調查車道上之相關疏解特性。

表 2.14 行愛路在不同綠燈時段中疏解之停等車輛的平均車距及相關資料

綠燈 時段	小車				大車				機車				機車 比例 (%)
	右轉		直行		右轉		直行		右轉		直行		
	H	N	H	N	H	N	H	N	H	N	H	N	
10	1.55	102	1.22	7	3.73	1	---	0	1.10	459	1.26	43	82.0
20	1.68	301	1.16	17	3.86	2	---	0	0.95	947	1.01	94	76.5
30	1.75	538	1.27	29	2.55	9	1.38	2	0.91	1309	0.97	122	71.2
40	1.79	755	1.25	39	2.70	12	1.38	2	0.88	1650	0.93	145	69.0
50	1.78	912	1.22	44	2.57	18	1.61	3	0.87	1884	0.92	154	67.6
60	1.78	942	1.22	44	2.52	19	1.61	3	0.87	1909	0.92	156	67.2

註：1.機車占 67.2%，小車占 32.1%，大車占 0.7%。

2.機車與其他車輛併行占有所有正常行駛車輛之 7.3%。

3.H 指平均車距（秒），N 表示樣本數。

表 2.15 忠義路三段在不同綠燈時段中疏解之停等車輛的平均車距及相關資料

綠燈 時段	小車				大車				機車				機車 比例 (%)
	右轉		直行		右轉		直行		右轉		直行		
	H	N	H	N	H	N	H	N	H	N	H	N	
10	2.62	132	2.05	24	4.48	23	4.28	8	1.01	8	1.16	310	63.0
20	2.36	421	1.82	54	3.61	124	3.17	25	0.96	15	1.13	360	37.5
30	2.24	745	1.83	79	3.60	218	2.79	40	0.95	17	1.13	398	27.7
40	2.21	1065	1.82	101	3.42	300	2.76	57	1.09	22	1.12	434	23.0
50	2.17	1376	1.79	123	3.32	365	2.65	64	1.10	26	1.10	466	20.3
60	2.16	1614	1.78	135	3.32	433	2.73	73	1.09	28	1.09	495	18.8

註：1.機車占 18.8%，小車占 63.0%，大車占 18.2%。

2.機車與其他車輛併行占有所有正常行駛車輛之 0.03%。

3.H 指平均車距（秒），N 表示樣本數。

由表 2.14 及表 2.15 可知，兩調查地點之停等車疏解車流有以下之性質：

- 1.在行愛路車道上正常行駛（未利用路肩與他車併行）之機車占正

常行駛車輛之 67.2%。另外，與小車或大車併行之機車為正常行駛車輛（包括大車、小車及機車）之 7.3%。此車道上大車非常少，所以表 2.14 中關於大車之數據可能不具代表性。在忠義路三段車道上正常行駛之機車則只占正常行駛車輛之 18.8%。與其他車輛併行之機車非常少，只相當於正常行駛車輛總數之 0.03%。大車之比例則高達 18.2%。

2. 在綠燈時段初期（如 10~20 秒）疏解之車輛中，機車之比例較大。綠燈時段一增長，則疏解車輛中機車之比例下降，這現象表示機車有集中在停等車隊前方疏解之趨勢。
3. 機車平均疏解車距與綠燈長度的關係比其他車種穩定，行愛路之機車平均疏解車距在 0.9 秒左右，忠義路三段之機車平均疏解車距大約為 1.1 秒。
4. 不論是右轉小車及大車，其平均疏解車距比直行之平均疏解車距大許多，右轉機車及直行機車之差別則很小。
5. 行愛路小車及大車之各項（右轉及直行）平均疏解車距比忠義路三段之小車及大車短得多。其原因可能是因行愛路之機車比例（67.2%）比忠義路三段之機車比例（17.9%）高之故。在同一車道上，機車比例越高，小車及大車之平均疏解車距也有越短之趨勢。這現象是因為機車常可靠近路肩或利用路肩左轉或右轉，因此隨後之小車或大車常可不必要與機車保持相當大的行車距離。機車之比例越高，小車及大車跟隨機車之機會越大，其平均車距因而隨著下降。

為估計共用車道之容量，表 2.14 及表 2.15 之車種與行進方向的六種組合的車輛可換成如前述文化北路無機車純右轉車道上之小車當量。圖 2-21 顯示在不同綠燈時段中從文化北路疏解之小車的平均疏解車距。文化北路右轉車道之綠燈及黃燈共為 43 秒，圖 2-21 中之曲線假設如綠燈超過 43 秒，則 43 秒綠燈之後的疏解率為 1.95 秒/小車。此曲線可用下列公式來代表：

$$H = 2.018 + 0.933e^{-\frac{G}{37.955}} + 1.584e^{-\frac{G}{6.059}} \quad (2.12)$$

此式中，

$G$  = 綠燈時段（秒）；

$H$  = 在綠燈時段  $G$  中疏解之右轉停等小車的平均疏解車距（秒）。

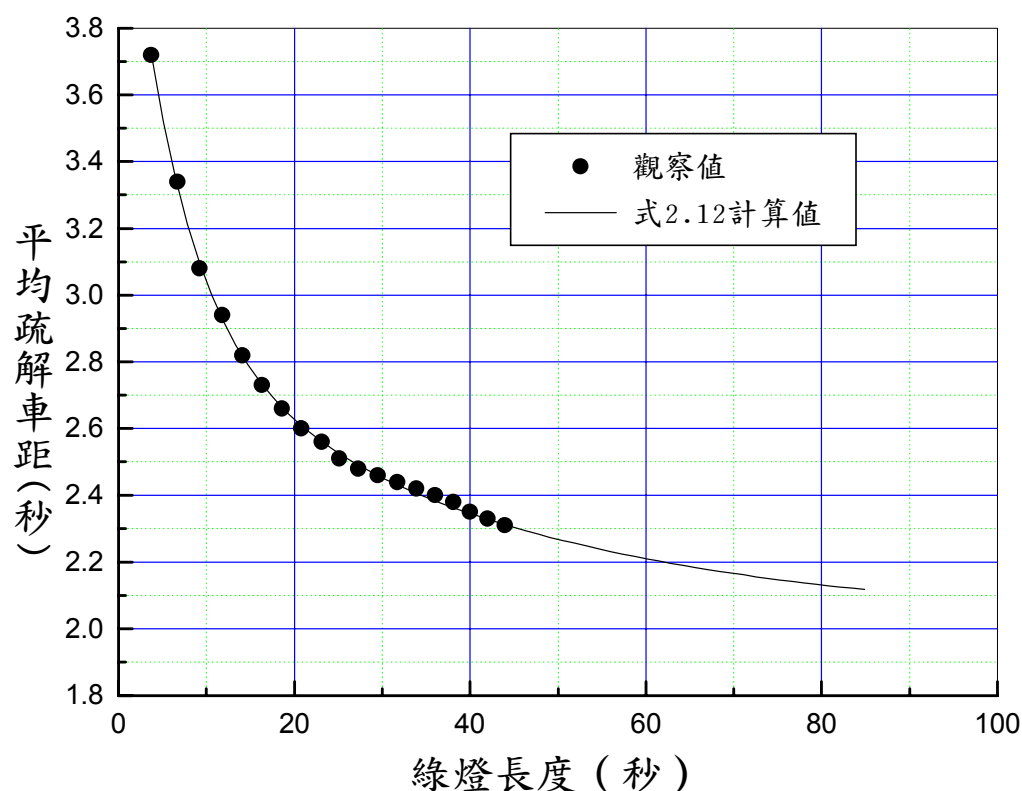


圖 2-21 文化北路不同綠燈長度小車疏解車距

若將圖 2.21 之現場疏解車距與表 2.14 及表 2.15 之數據相比較，行愛路及忠義路三段之右轉小車的平均疏解車距比文化北路之右轉小車的平均車距短得多。這現象也是因為文化北路上之純右轉車道無機車，而行愛路及忠義路三段上之共用車道則有機車穿插在小車與大車之間。

從式 2.12 所得之文化北路右轉小車的平均車距，可以作為估計行愛路及忠義路三段之純右轉小車當量。以  $G=40$  秒為例，從式 2.12 所得之文化北路右轉小車的平均車距為 2.35 秒。從表 2.14 可知在同樣的 40 秒綠燈中，行愛路直行小車的平均疏解車距為 1.25 秒。所以行愛路直行小車相當於  $1.25 / 2.35 = 0.53$  輛文化北路之右轉小車。根據此一程序所訂定之行愛路及忠義路三段車輛純右轉小車當量如表 2.16 及表 2.17 所示。

表 2.16 行愛路直行/右轉共用車道上車輛之右轉小車當量

綠燈長度(秒)	機車比例(%)	小車		大車		機車	
		右轉	直行	右轉	直行	右轉	直行
10	82.0	0.51	0.40	1.23	----	0.36	0.42
20	76.5	0.64	0.44	1.47	----	0.36	0.39
30	71.2	0.71	0.52	1.04	0.56	0.37	0.39
40	69.0	0.76	0.53	1.15	0.59	0.38	0.40
50	67.6	0.79	0.54	1.13	0.71	0.38	0.41
60	67.2	0.81	0.55	1.14	0.73	0.39	0.42

表 2.17 忠義路三段直行/右轉共用車道上車輛之右轉小車當量

綠燈長度(秒)	機車比例(%)	小車		大車		機車	
		右轉	直行	右轉	直行	右轉	直行
10	63.0	0.86	0.67	1.47	1.41	0.33	0.38
20	37.5	0.90	0.69	1.38	1.21	0.36	0.43
30	27.7	0.91	0.75	1.47	1.14	0.39	0.46
40	23.0	0.94	0.78	1.46	1.18	0.47	0.48
50	20.3	0.96	0.79	1.46	1.17	0.49	0.49
60	18.8	0.98	0.81	1.50	1.23	0.49	0.49

根據表 2.16 及表 2.17，並將現場樣本太小之相關數據剔除不用，則行愛路及忠義路三段上各車種之純右轉小車當量與機車比例  $P_m$  之關係如圖 2-22 至圖 2-27 所示。這些圖中之曲線或直線代表下列當量之迴歸模式：

(1) 右轉小車之當量  $E_{RC}$

$$E_{RC} = -0.264 + \frac{1.25}{1 + e^{\frac{P_m - 0.889}{0.114}}} \quad (2.13)$$

(2) 直行小車之當量  $E_{SC}$

$$E_{SC} = 0.916 - 0.565P_m \quad (2.14)$$

(3) 右轉大車之當量  $E_{RB}$

$$E_{RB} = 1.736 - 0.725P_m \quad (2.15)$$

(4) 直行大車之當量  $E_{SB}$

$$E_{SB} = 1.438 - 1.18P_m \quad (2.16)$$

(5) 右轉機車之當量  $E_{RM}$

$$E_{RM} = 0.537 - 0.213P_m \quad (2.17)$$

(6) 直行機車之當量  $E_{SM}$

$$E_{SM} = 0.507 - 0.148P_m \quad (2.18)$$

根據上述六式所得之當量及式 2-10 所代表文化北路右轉小車在綠燈時段  $G$  秒中之平均疏解數，行愛路及忠義路三段之共用車道在綠燈時段能正常使用車道以疏解之車數可估計如下：

$$(N_{gi})_{SH} = (93.11 - \frac{120.56}{G-70.05})F_{vm} \quad (2.19)$$
$$1 + e^{-\frac{56.14}{G-70.05}}$$

此式中，

$G$  = 綠燈時段（秒）；

$(N_{gi})_{SH}$  = 共用車道在綠燈時段  $G$  中能疏解之車數（輛）；

$F_{vm}$  = 車種及行進方向之調整係數；

$$F_{vm} = \frac{1}{P_{SC}E_{SC} + P_{RC}E_{RC} + P_{SB}E_{SB} + P_{RB}E_{RB} + P_{SM}E_{SM} + P_{RM}E_{RM}} \quad (2.20)$$

此式中，

$P_{SC}, P_{SB}, P_{SM}$  = 直行小車、大車及機車之個別比例；

$P_{RC}, P_{RB}, P_{RM}$  = 右轉小車、大車及機車之個別比例；

$E_{SC}, E_{SB}, E_{SM}$  = 直行小車、大車及機車之個別小車當量；

$E_{RC}, E_{RB}, E_{RM}$  = 右轉小車、大車及機車之個別小車當量；

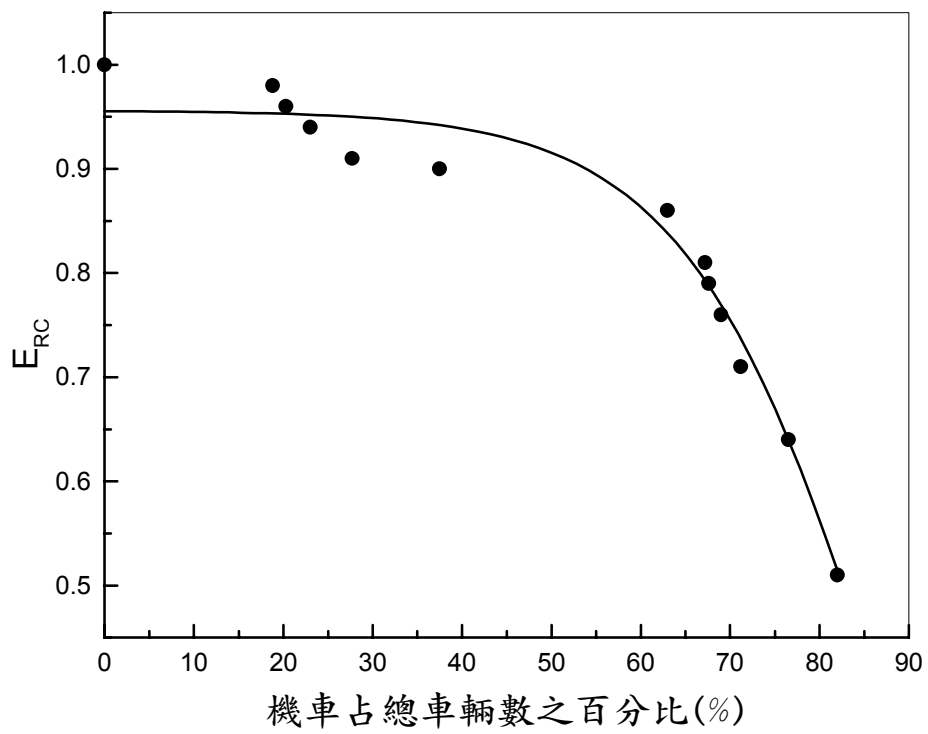


圖 2-22 右轉小車之當量

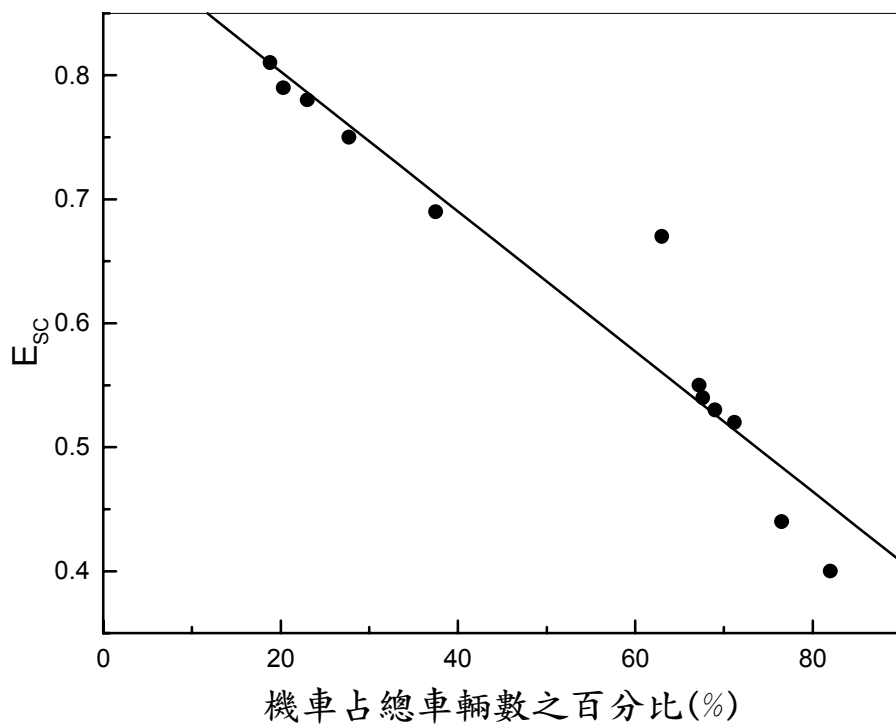


圖 2-23 直行小車之當量

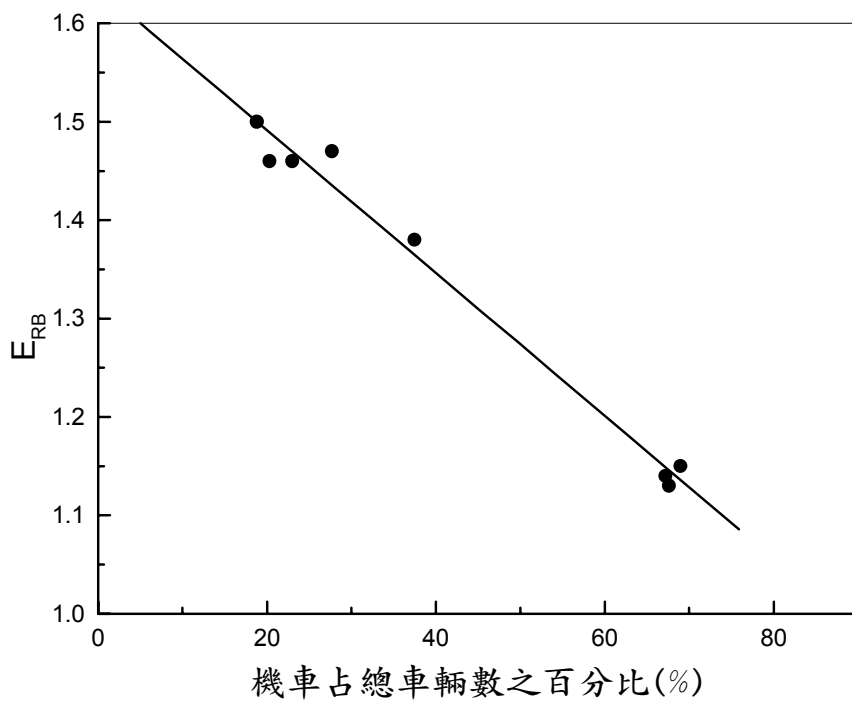


圖 2-24 右轉大車之當量

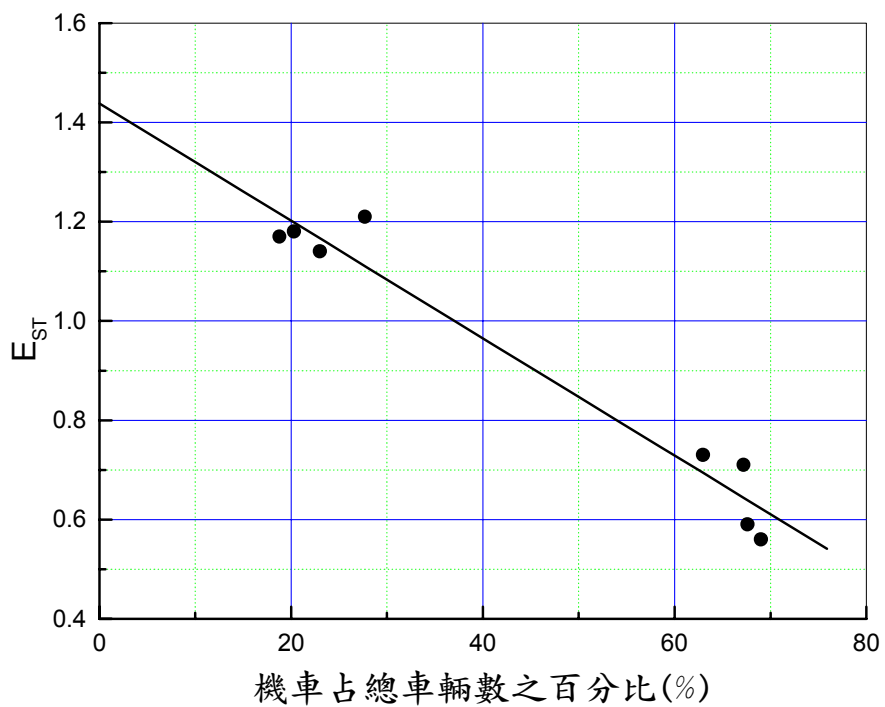


圖 2-25 直行大車之當量

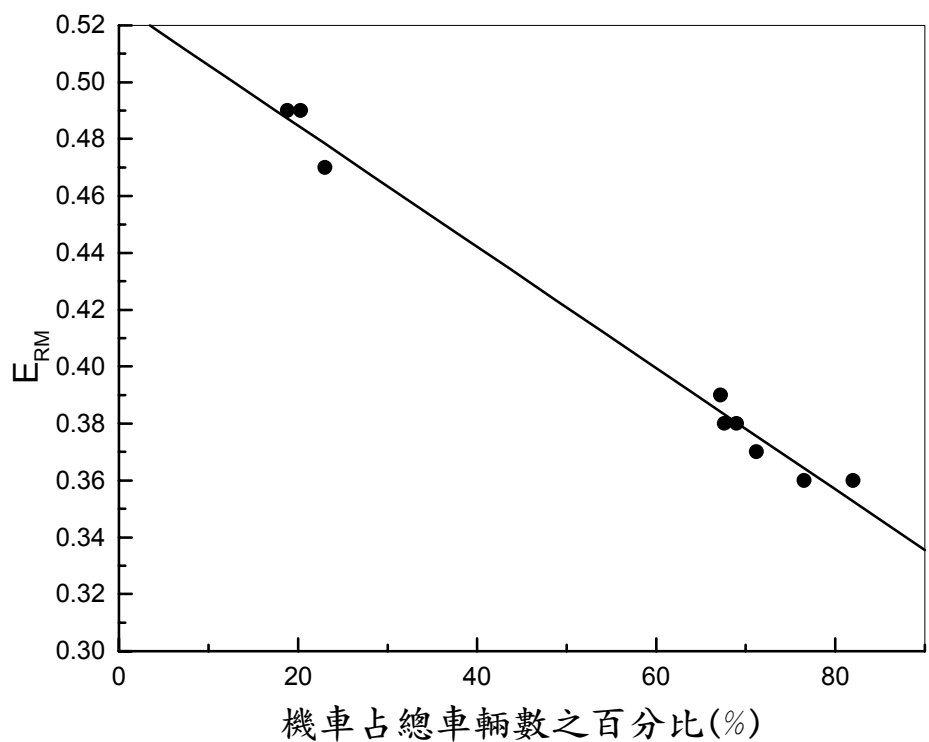


圖 2-26 右轉機車之當量

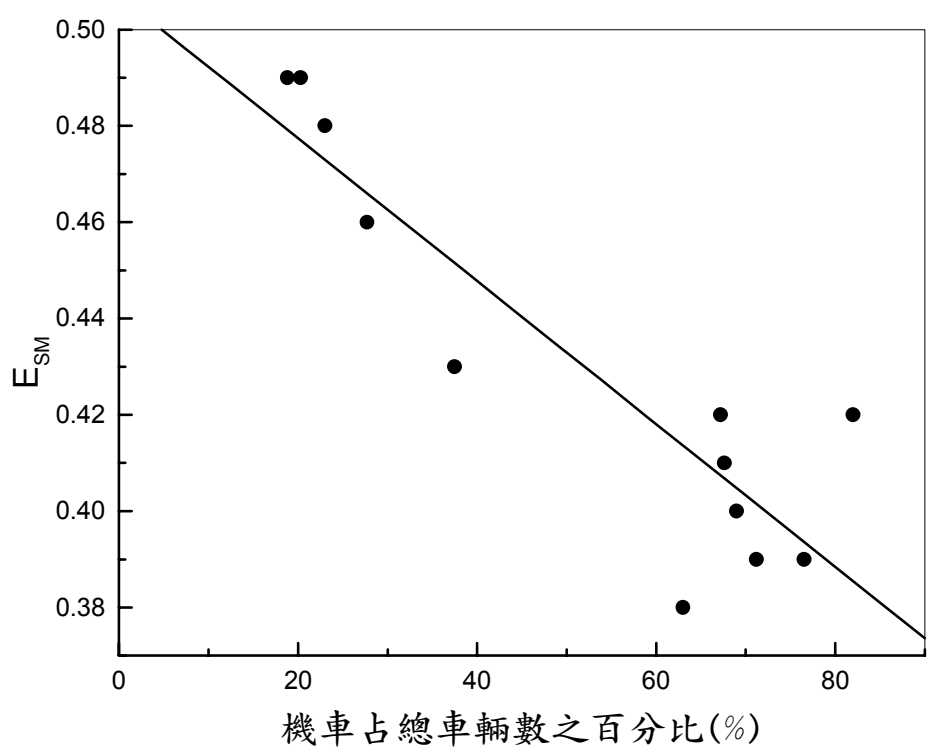


圖 2-27 直行機車之當量



表 2.18 比較現場之疏解數及根據式 2.19 所得之估計值，綠燈超過 20 秒時，現場值與估計值之差距在 3%以下。

表 2.18 現場停等車疏解車數與估計值之比較  
(行愛路及忠義路三段共用車道)

綠燈長度 (秒)	疏解車數 (輛)					
	行愛路			忠義路三段		
	觀察值	估計值	差距	觀察值	估計值	差距
10	7.65	8.44	0.79	4.57	5.80	1.23
12	9.51	10.03	0.52	5.45	6.35	0.90
14	11.38	11.56	0.19	6.39	7.03	0.64
16	13.43	13.54	0.11	7.41	7.78	0.38
18	15.25	15.51	0.26	8.21	8.59	0.38
20	17.01	17.18	0.17	9.09	9.36	0.27
22	18.65	18.55	-0.10	9.97	10.08	0.11
24	20.30	20.26	-0.04	10.77	10.94	0.17
26	21.91	21.73	-0.18	11.62	11.79	0.17
28	23.72	23.23	-0.49	12.62	12.65	0.03
30	25.55	25.13	-0.42	13.65	13.59	-0.07
32	27.20	26.67	-0.54	14.63	14.54	-0.09
34	28.89	28.51	-0.37	15.40	15.42	0.02
36	30.63	30.26	-0.36	16.37	16.35	-0.02
38	32.79	32.17	-0.62	17.33	17.30	-0.03
40	34.84	34.16	-0.67	18.24	18.25	0.01
42	36.82	36.29	-0.53	19.17	19.22	0.05
44	38.80	38.31	-0.48	20.26	20.25	-0.01
46	40.43	39.80	-0.63	21.11	21.24	0.12
48				22.07	22.21	0.14
50				22.99	23.24	0.25
52				24.00	24.27	0.27
54				24.83	25.40	0.57
56				25.71	26.28	0.57
58				26.57	27.08	0.51
60				27.63	28.21	0.58
62				28.62	29.24	0.62
64				29.48	30.27	0.79
66				30.77	31.54	0.77

共用車道之容量包括在綠燈時段及燈號轉換時段中正常使用車道所得疏解之車數，以及與小車或大車併行之機車數。根據在忠義路三段 78 週期之現場資料，燈號轉換時間內平均疏解之車數包括 1.20 小車及 0.37 大車。此調查地點之大車約相當於 1.5 小車，所以在燈號轉換期間內之平均疏解車數可視為 1.8 小車。此值稍低於直行、純右轉及左轉疏解數之相關數值（約 2.2 小車）。併行機車之疏解數可能受到路肩寬及機車比例之影響。目前尚無足夠之資料以判斷主要的影響因素。行愛路與忠義路三段可供機車併行之寬度大致相同，但行愛路之共用車道上的併行機車疏解數等於所有正常使用車道之所有車輛之 7.3%，忠義路三段之併行機車數則等於其他車輛之 0.03%。此顯著之差異可能是因行愛路之 67.2%機車比例甚高於忠義路三段之 18.8%。

如將在綠燈時段及燈號轉換時段之疏解車數併行之機車整合，則共用車道之容量可估計如下：

$$c_{SH} = \frac{3600}{C} \left( 93.11 - \frac{120.56}{G-70.05} + \alpha \right) F_{vm} (1 + \beta) \quad (2.21)$$

$$1 + e^{-\frac{56.14}{G-70.05}}$$

此式中，

- $c_{SH}$  = 行愛路及忠義路三段共用車道之容量（輛/小時）。
- $G$  = 綠燈時段（秒）；
- $\alpha$  = 在綠燈轉換時段中疏解之小車數（建議值：1.8）；
- $F_{vm}$  = 如式 2.20 所示；
- $\beta$  = 併行機車與其他疏解車輛之比值（可能是在 0 及 0.075 之間，隨機車比例及可用路肩寬而變）。

## 2.7 停等區機車之疏解

本計畫在台北市市民大道/敦化南路路口之一機車停等區蒐集資料，以了解停等區內機車之疏解特性。此停等區之長度及寬度各為 6 公尺，其右側尚有約 1 公尺寬之路面，故停等區之有效寬度為 7 公尺。現場調查時停等區及右側路面皆被機車佔滿。從表 2.19 可知，第一排機車數通常在 6 到 7 部之間，平均每部機車所佔之寬度大約 1.08 公尺。停等區(包括右側路面)被佔滿時之機車總數在 20 到 24 部之間。每部機

車所佔之空間為 1.93 平方公尺。綠燈開始到第一部機車啟動之平均時間為 1.12 秒，在綠燈開始後 8 秒之內就可以疏解停等區內之所有機車。

表 2.19 市民大道/敦化南路路口停等區之機車疏解特性

週期數	第一排機車數 (輛)	停等區內第一部機車通過基準線時間(秒)	停等區內最後一部機車通過基準線時間(秒)	停等區內之機車數 (輛)	機車停等區之有效寬度 (公尺)
1	7	1.13	6.20	21	7
2	7	1.10	6.45	21	7
3	6	1.45	5.60	20	7
4	5	0.94	6.21	20	7
5	7	1.38	7.05	23	7
6	7	1.44	6.18	24	7
7	6	2.39	5.12	22	7
8	6	2.64	6.28	22	7
9	7	1.93	7.81	24	7
10	7	1.44	4.80	24	7
11	7	2.89	6.79	22	7
12	6	1.54	6.24	20	7
13	6	2.62	6.87	20	7

## 2.8 衝突左轉停等車疏解特性

左轉車輛如與對向直行車有衝突，則其疏解無法持續不斷。其相關之車道容量不僅深受對向直行車抵達路口之型態的影響，也受到路口幾何設計及駕駛人行為的影響。本計畫只蒐集有限的資料以微調模擬模式。調查之車流包括：

- 1.桃園縣龜山鄉忠義路與復興路交叉路口，在忠義路南下路段上之左轉車流。
- 2.桃園縣龜山鄉復興路（縣道 105）與文化三路交叉路口，在復興路南下及北上路段上之左轉車流。
- 3.苗栗縣頭份鎮自強路（台 13）與永貞路交叉路口，在自強路南下路段之左轉車流。
- 4.桃園市中山路（台 1）與國際路（桃 53）交叉路口，在中山路南下路段上之左轉車流。

上述各路口之幾何設計及與左轉有關之車流行進方向如圖 2-28 至圖 2-31 所示。

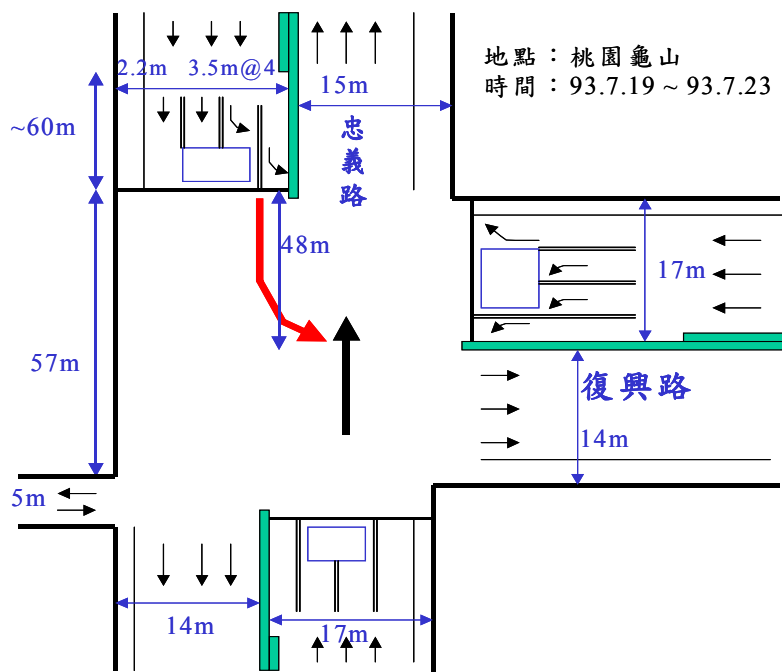


圖 2-28 桃園龜山忠義路與復興路交叉路口

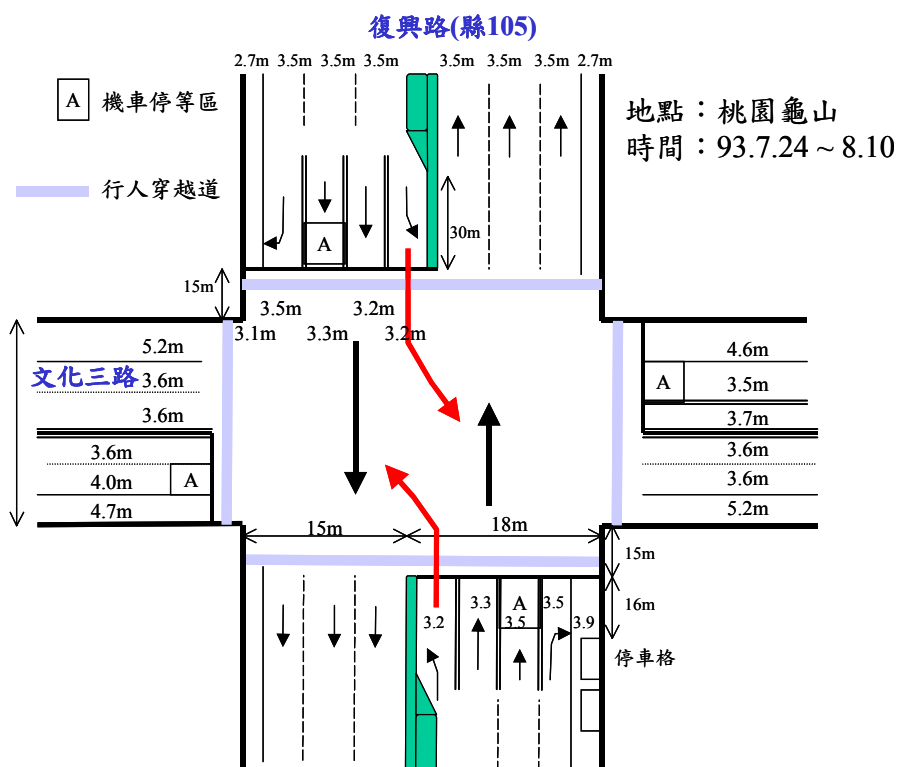


圖 2-29 桃園龜山復興路（縣道 105）與文化三路交叉路口

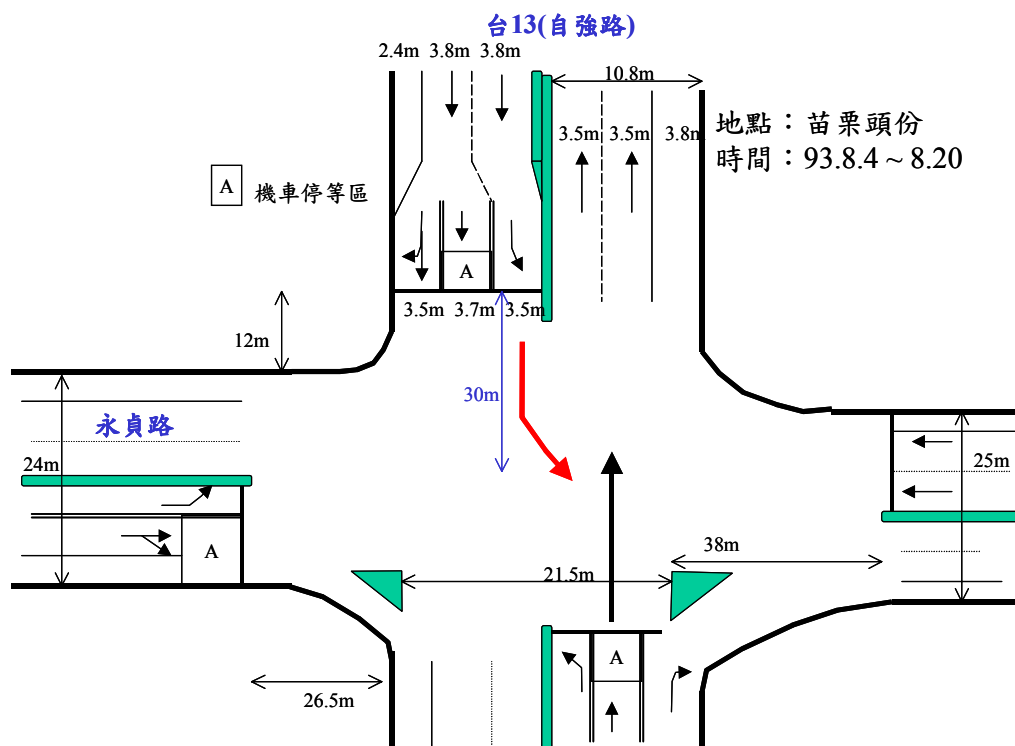


圖 2-30 苗栗頭份自強路（台 13）與永貞路交叉路口

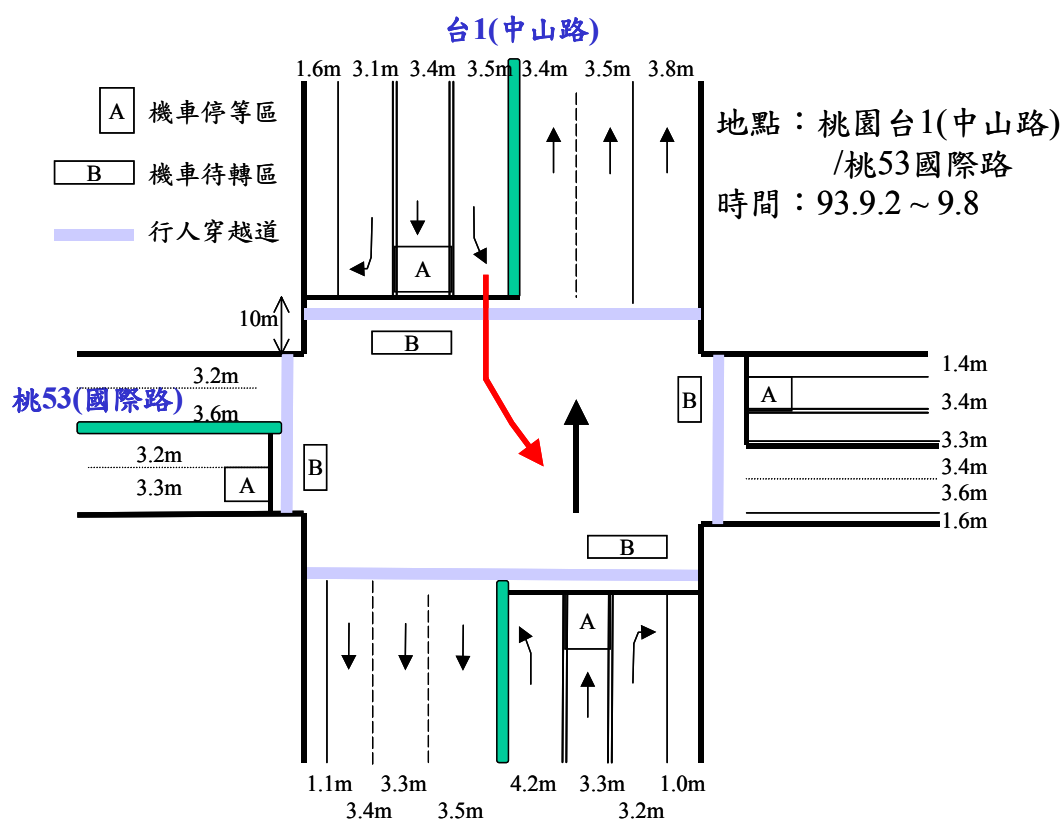


圖 2-31 桃園市中山路（台 1）與國際路（桃 53）交叉路口

現場資料之調查係利用錄影機記錄左轉停等車在疏解時之行為。忠義路、復興路南下及自強路之錄影資料涵蓋 211~242 號誌週期。復興路北上及中山路之資料，只涉及 121 及 62 週期。資料之整理乃根據圖 2-32 所式之參考線、衝突點及在路口中所形成之車道，以訂定路口空間之使用及到達或離開參考線之時間。錄影資料所顯示之衝突左轉疏解特性，可從路口空間之使用、先行左轉之現象、間距使用之行為，以及在燈號轉換期間內能疏解之車數加以探討。

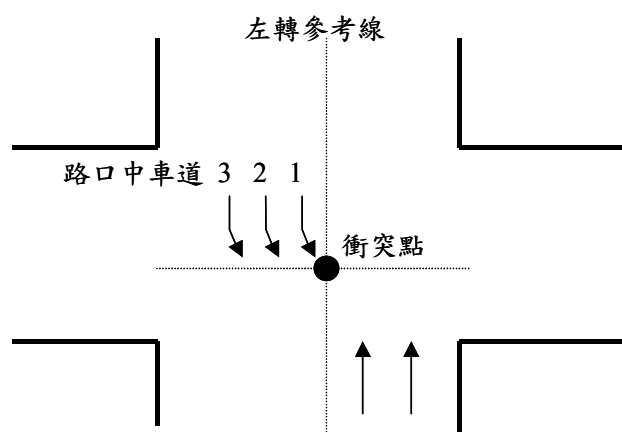


圖 2-32 衝突左轉疏解之參考線及車道示意圖

### 2.8.1 路口空間之使用

如圖 2-28 至圖 2-31 所示，在五個調查路段中，只有忠義路上之路段有兩個左轉專用車道，其他路段只有一左轉車道。一般而言，絕大多數之左轉車在進入路口之後仍仍維持原來之車隊。如表 2.20 所示，忠義路上之左轉車中，只有 6.6%超前而形成在路口中車道 3 之車隊。在其他路段上，有 5%到 20%之左轉車超前而成為路口中車道 2 之車隊，另外有 0.3%到 3.6%之左轉車超前而造成車道 3 之車隊。

### 2.8.2 先行左轉

左轉車可能在綠燈開始數秒鐘內，在第一輛對向直行車尚未到達路口中央附近之衝突點之前，就先左轉。在有左轉停等車隊之週期中，各調查地點有先行左轉車之百分比及先行左轉之平均車數如表 2.21 所示。中山路上之左轉車無先行左轉之現象，這可能是因資料蒐集期間衝突車流不大之故。

表 2.20 左轉停等車從路口中各車道疏解之百分比

地 點	路口內車道		
	車道 1	車道 2	車道 3
忠義路	50.0	43.4	6.6
復興路南下	79.5	20.0	0.5
復興路北上	85.2	14.5	0.3
自強路	91.4	5.0	3.6
中山路	84.9	13.9	1.2

註：忠義路有 2 左轉專用車道，其他地點有 1 左轉專用車道。

表 2.21 號誌週期中有左轉停等車隊時先行左轉之百分比  
及平均先行左轉之車數

地 點	先行左轉百分比	先行左轉車數之平均值
忠義路	73	2.52(兩車道)
復興路南下	53	1.90(一車道)
復興路北上	20	1.20(一車道)
自強路	46	1.80(一車道)
中山路	0	0.00(一車道)

### 2.8.3 間距利用之行為

不先行左轉之停等車在進入路口之後，得停在衝突點之前，以等候對向直行車隊中之適用間距。如有適用之間距，通常第一輛左轉車會啟動通過圖 2-32 中所示之左轉參考線。如間距足夠大，數輛左轉車可能跟進。此外，即使間距不夠大，有些左轉駕駛人也可能強行左轉而迫使對向直行車減速以避免撞車。圖 2-33 至圖 2-37 顯示各調查地點之間距利用行為及其相關之臨界間距(critical gap)。臨界間距代表間距大於其值但被駕駛人拒絕之次數等於間距小於其值但被駕駛人接受之次數時之間距。容量分析時常假設小於臨界間距之間距會被拒絕，而大於或等於臨界間距之間距會被接受。

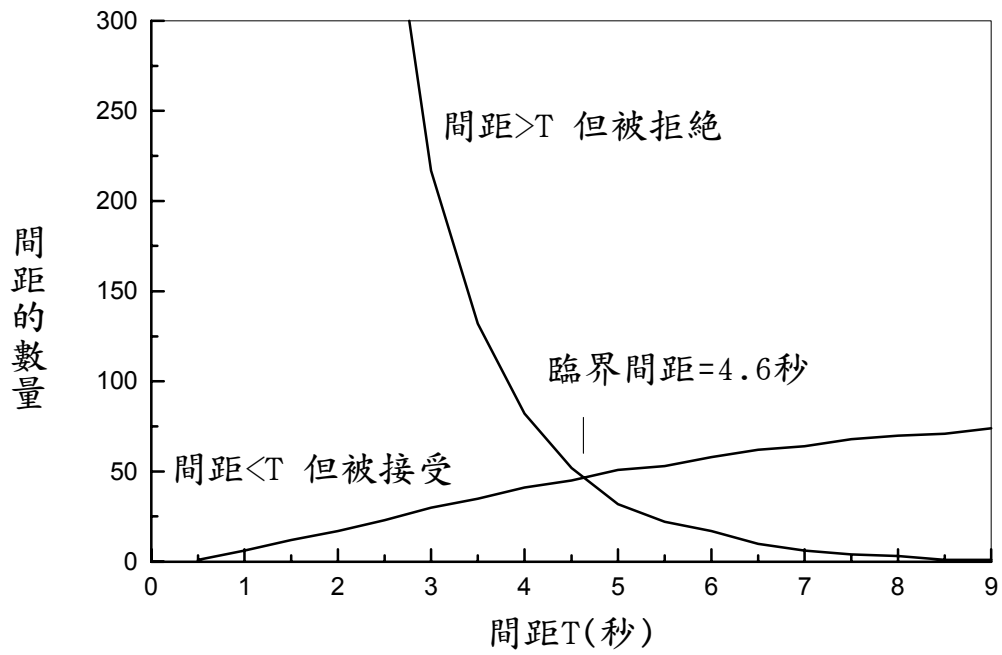


圖 2-33 忠義路左轉車間距之利用行為

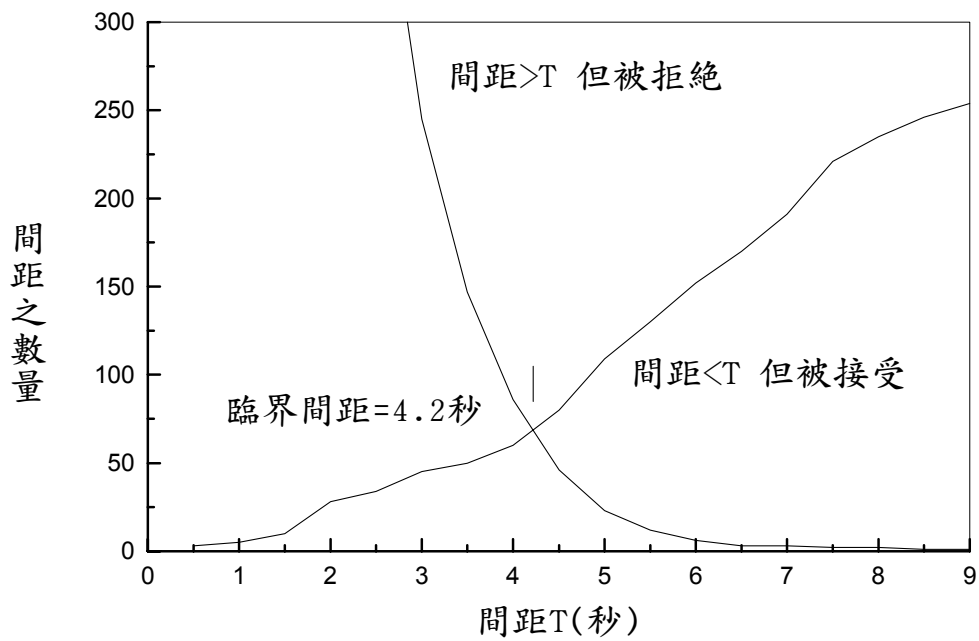


圖 2-34 復興路南下左轉車間距之利用行為



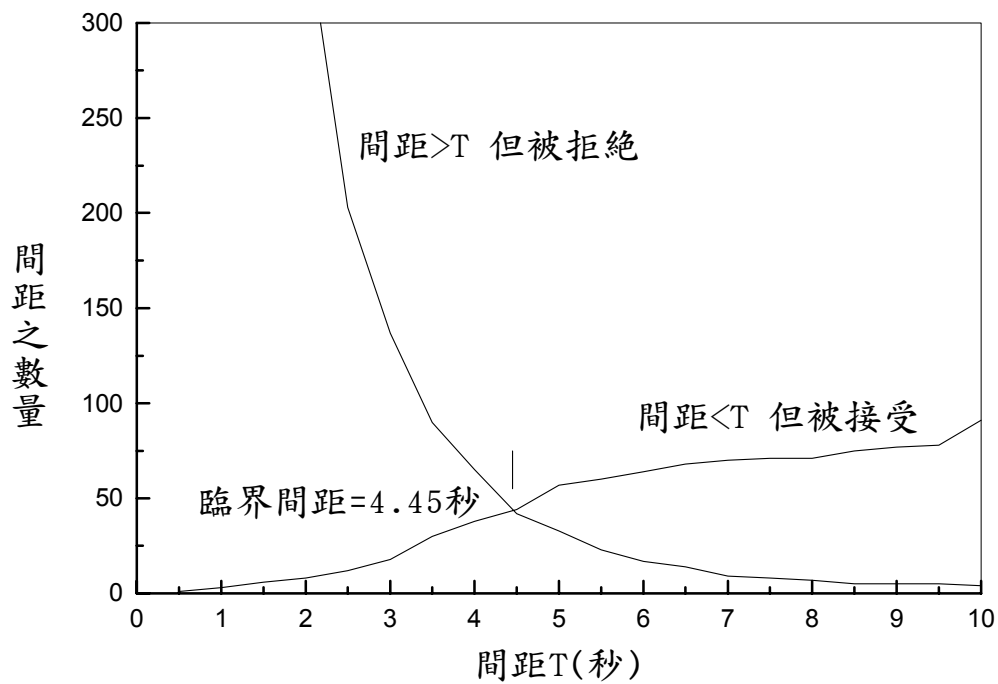


圖 2-35 復興路北上左轉車間距之利用行為

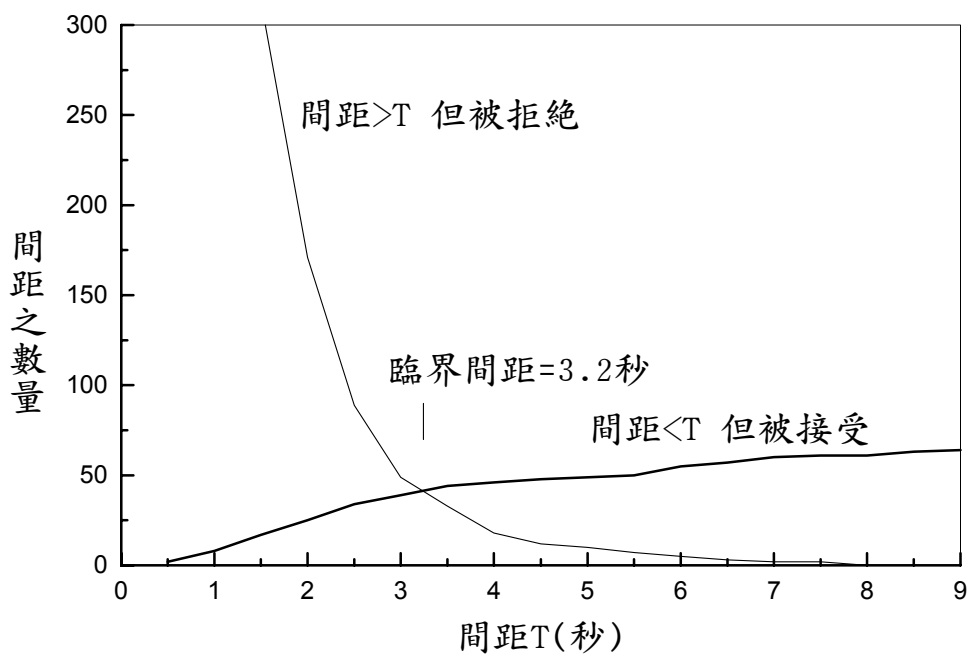


圖 2-36 自強路左轉車間距之利用行為

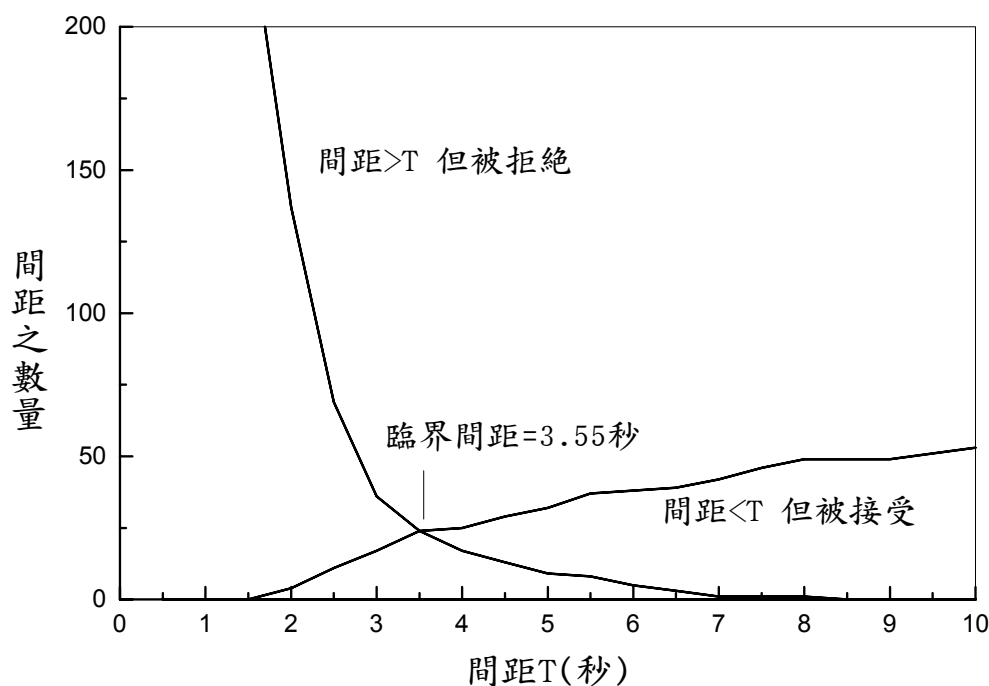


圖 2-37 中山路左轉車間距之利用行為

從上述各圖可知，忠義路、復興路南下及復興路北上左轉車之臨界間距在 4.2 秒~4.6 秒之間；這三個地點之左轉車與對向兩直行車道之車輛有衝突。自強路及中山路之左轉車則只與對向一直行車道之車輛有衝突，其臨界間距各為 3.2 秒及 3.55 秒，比其他三調查地點之臨界間距約短 1 秒。這些數據可能暗示著臨界間距之大小受對向直行車道數之影響。

表 2.22 顯示跟隨前車利用同一間距以進行左轉之平均疏解車距。此表中樣本數少於 10 之車種不列疏解車距之標準差。從此表可知，左轉小車之平均疏解車距隨地點之變化相當的大。如只考慮樣本數超過 100 之值，則小車平均疏解車距在 1.62 秒及 2.55 秒之間。機車之樣本數偏低，樣本數超過 40 之數據顯示機車平均疏解車距在 1.09 秒到 1.37 秒之間。大車之樣本非常少，所以表 2.22 中之相關數據沒有代表性。

在利用同一對向間距以進行左轉之車輛中，有些是強行左轉而迫使對向直行車減速讓路之車輛。表 2.23 顯示各調查地點被使用之間距中有強行左轉之百分比及相關強行左轉之平均車數。

表 2.22 左轉停等車利用對向間距疏解時之平均疏解車距

地點	路口內 車道	車種	疏解車距(秒)		樣本數
			平均值	標準差	
忠義路	1	機車	0.77	-	3
		小車	1.90	1.30	107
		大車	6.08	-	2
	2	機車	1.10	-	7
		小車	1.97	1.34	91
		大車	2.32	-	3
	3	機車	1.82	-	9
		小車	4.01	-	6
		大車	-	-	0
復興路 南下	1	機車	1.09	0.85	73
		小車	1.81	1.19	484
		大車	4.65	-	2
	2	機車	1.37	1.13	45
		小車	2.27	1.88	99
		大車	5.33	-	1
	3	機車	3.77	-	1
		小車	3.43	-	1
		大車	1.80	-	1
復興路 北上	1	機車	1.70	1.88	16
		小車	2.55	1.83	252
		大車	5.41	-	5
	2	機車	2.72	2.62	11
		小車	3.48	2.76	36
		大車	-	-	0
	3	機車	5.20	-	1
		小車	-	-	0
		大車	-	-	0

表 2.22 左轉停等車利用對向間距疏解時之平均疏解車距(續)

地點	路口內 車道	車種	疏解車距(秒)		樣本數
			平均值	標準差	
自強路	1	機車	1.10	0.57	10
		小車	1.62	1.22	140
		大車	1.09	0.87	10
	2	機車	-	-	0
		小車	3.23	-	7
		大車	8.13	-	1
	3	機車	1.13	-	3
		小車	2.07	-	1
		大車	-	-	0
中山路	1	機車	0.50	-	6
		小車	2.17	1.60	116
		大車	2.67	-	9
	2	機車	2.07	2.57	20
		小車	7.52	-	2
		大車	0	-	0
	3	機車	1.87	-	2
		小車	0	-	0
		大車	0	-	0

表 2.23 受利用之間距中有強行左轉車之百分比及強行左轉之平均車數

地 點	強行左轉百分比(%)	平均強行左轉車數(輛)
忠義路	16.7	3.40
復興路南下	8.8	1.69
復興路北上	15.5	1.95
自強路	23.8	1.51
中山路	3.5	1.76

#### 2.8.4 燈號轉換期間之疏解車數

各調查路段之左轉車隊一般在綠燈時段尚未結束之前就已疏解完畢，所以沒現場資料以估計在燈號轉換期間內能疏解之左轉車數。當對向直行車流相當大而左轉車未能利用間距以左轉而須在燈號轉換時段開始之後才能疏解，則疏解之左轉車大約等於停在停止線下游路口中之左轉車數。左轉車隊中只有小車時，現場資料顯示，當停止線到路口中點之距離大約為 27 公尺時（如復興路），路口中每車道平均有 2.9 輛之小車會停車以等候間距。如停止線到路口中點之距離增長到 48 公尺時（如忠義路），則路口中每車道平均有 5.5 輛小車可暫停。

#### 2.9 路口之間速率之變化

本計畫利用磁場偵測器探討車速在兩路口之間前半段之變化情形。資料蒐集的地點及其代號如下：

- 416 路段：新竹湖口台 1 與縣道 117 路口北向路段。
- 420 路段：桃園龜山縣道 105 路口南向路段。
- 503 路段：新竹湖口台 1 與鄉道竹 7-1 路口北向路段。
- 519 路段：苗栗通霄台 1 與中山路路口北向路段。

這些路段所屬上、下游號誌化路口之間距可分成較短及較長兩類。420 路段及 503 路段之間距較短，各為 1.55 公里及 1.45 公里。416 及 519 路段之間距較長，各為 3.5 公里及 3.7 公里。偵測器之設置及相關的路段狀況如圖 2-38 至圖 2-41 所示。每路段之蒐集時間為 9 至 10 小時。519 路段在下午因施工而進行調撥，導致圖 2-41 中所示之 D、E 及 F 點之資料不適用。偵測器之資料包括每分鐘之車種（大車及小車）、平均速率及車數。

從偵測器資料所得之流率與平均速率之關係如圖 2-42 至圖 2-45 所示。這些圖所顯現的車流狀況有下列幾個特性：

1. 因車輛在上游路口時可能受紅燈的阻擾，最接近上游路口之調查點有最低之平均速率。路口間距為 1.45~1.55 公里時，車輛大約在離上游路口約 700 公尺之處達到最高速率，此速率隨流率而變，但在無壅塞之狀況下，大約為 61 公里/小時。在路口間距為

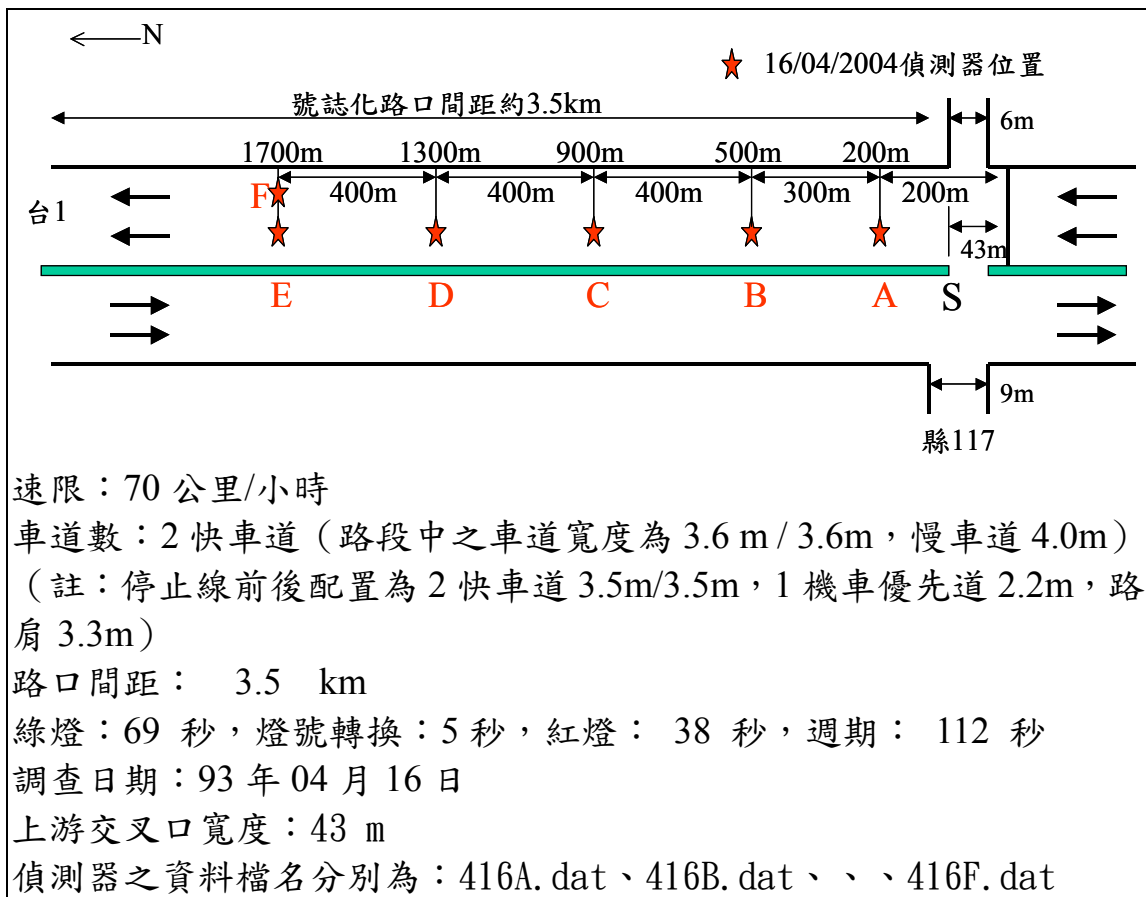


圖 2-38 新竹台 1 公路調查路段（416 路段）偵測器設置示意圖

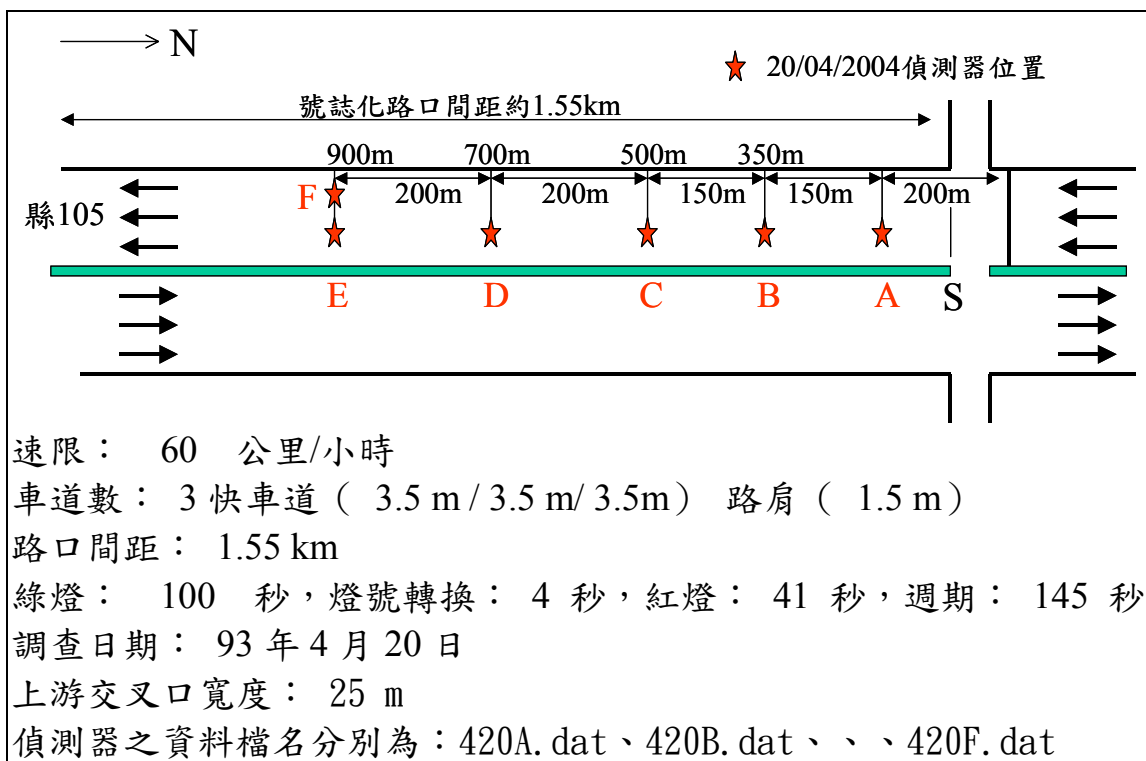


圖 2-39 桃園縣 105 公路調查路段（420 路段）偵測器設置示意圖

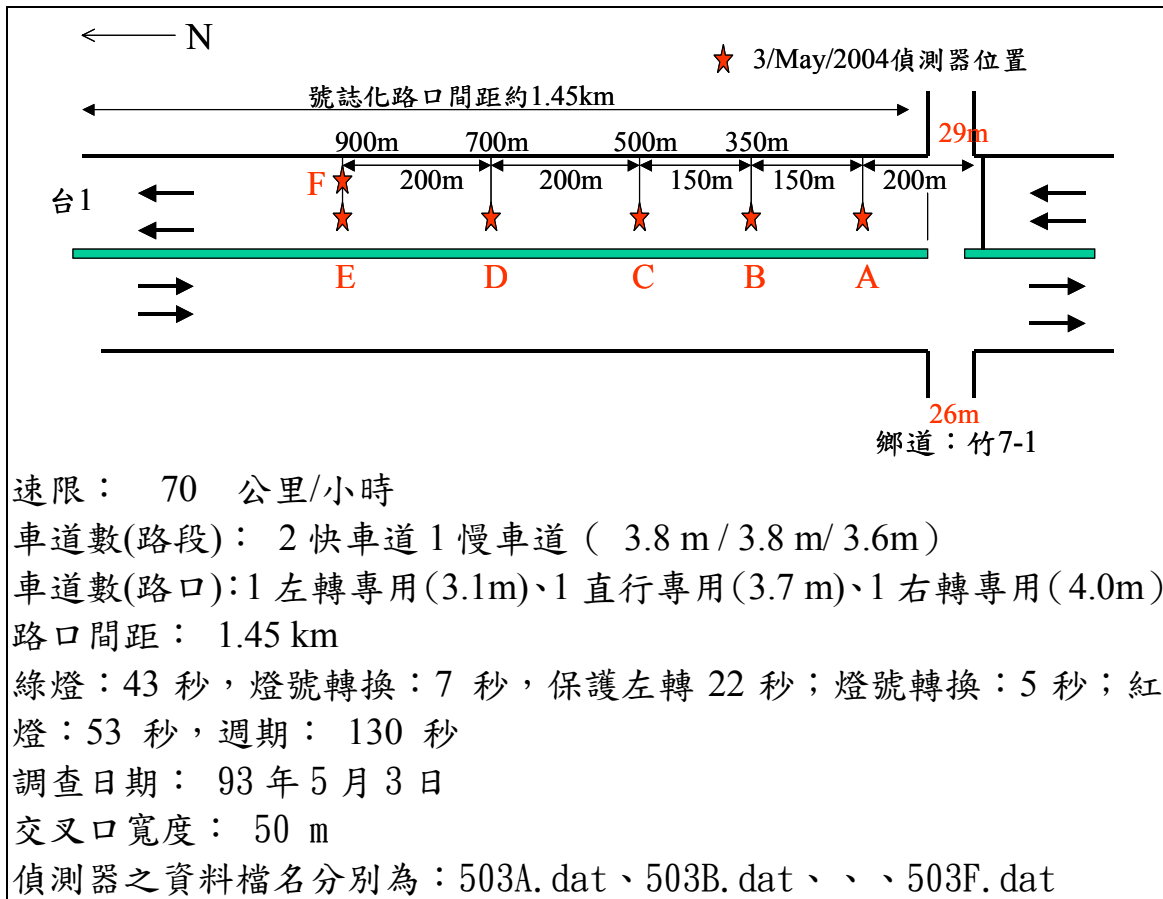


圖 2-40 新竹台 1 公路調查路段（503 路段）偵測器設置示意圖

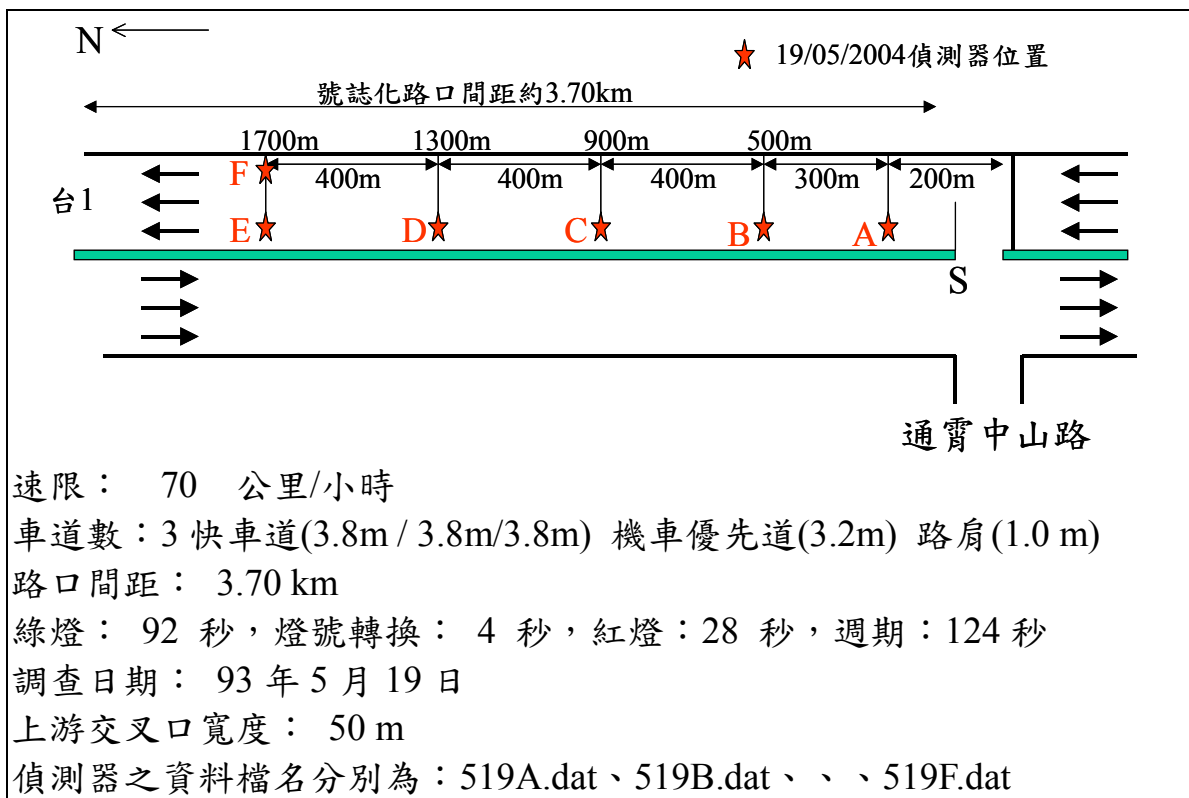


圖 2-41 苗栗台 1 公路調查路段（519 路段）偵測器設置示意圖

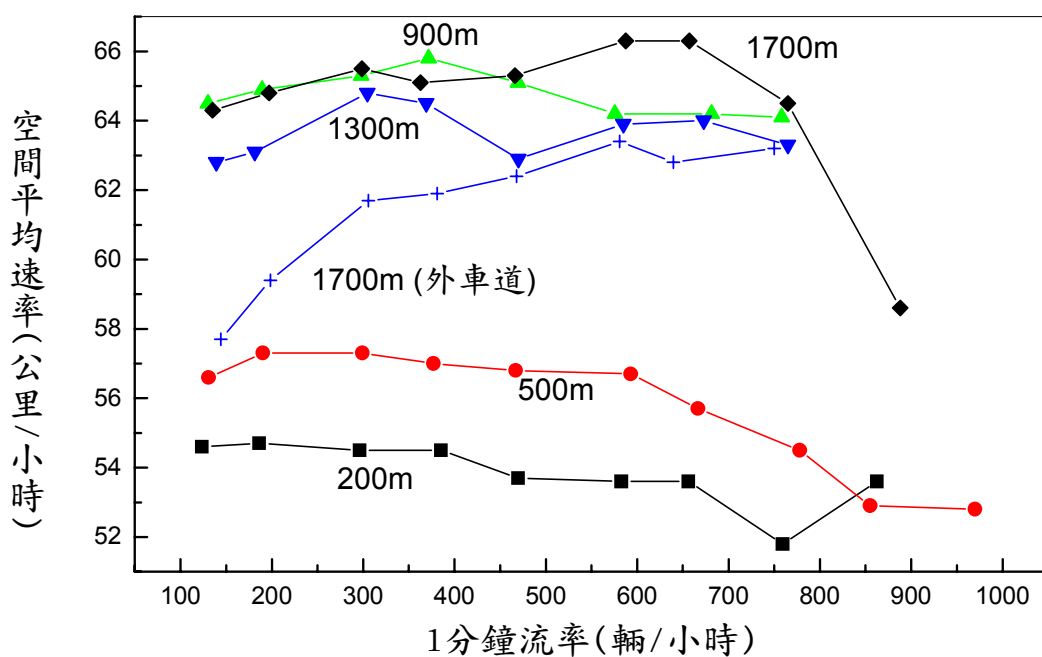


圖 2-42 新竹台 1 公路調查路段 (416 路段) 1 分鐘速率與流率關係圖

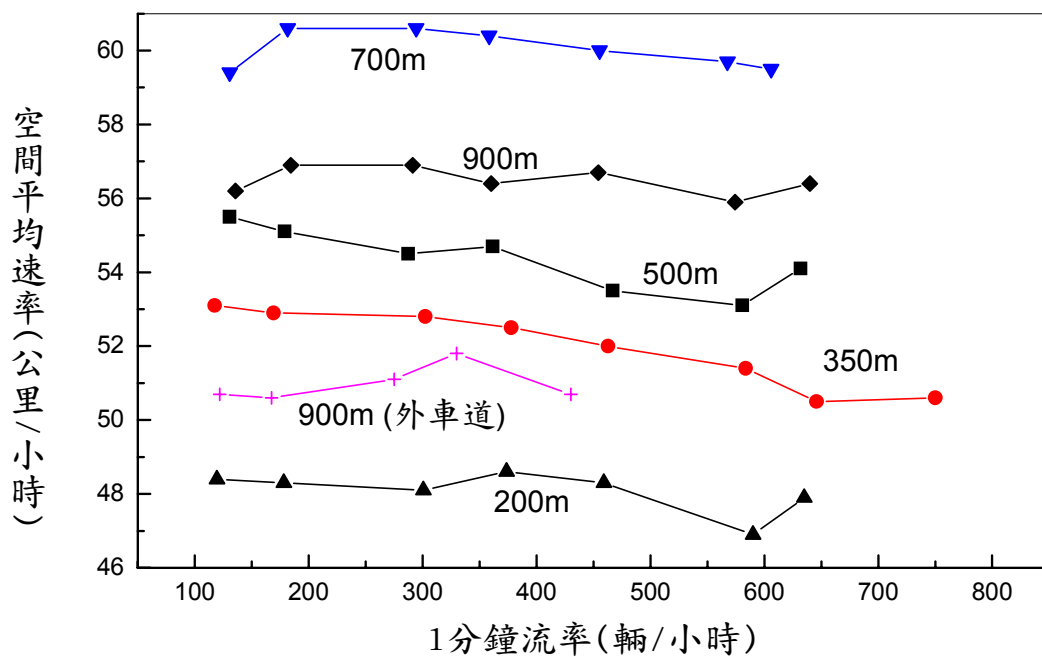


圖 2-43 桃園縣 105 公路調查路段(420 路段)1 分鐘速率與流率關係圖



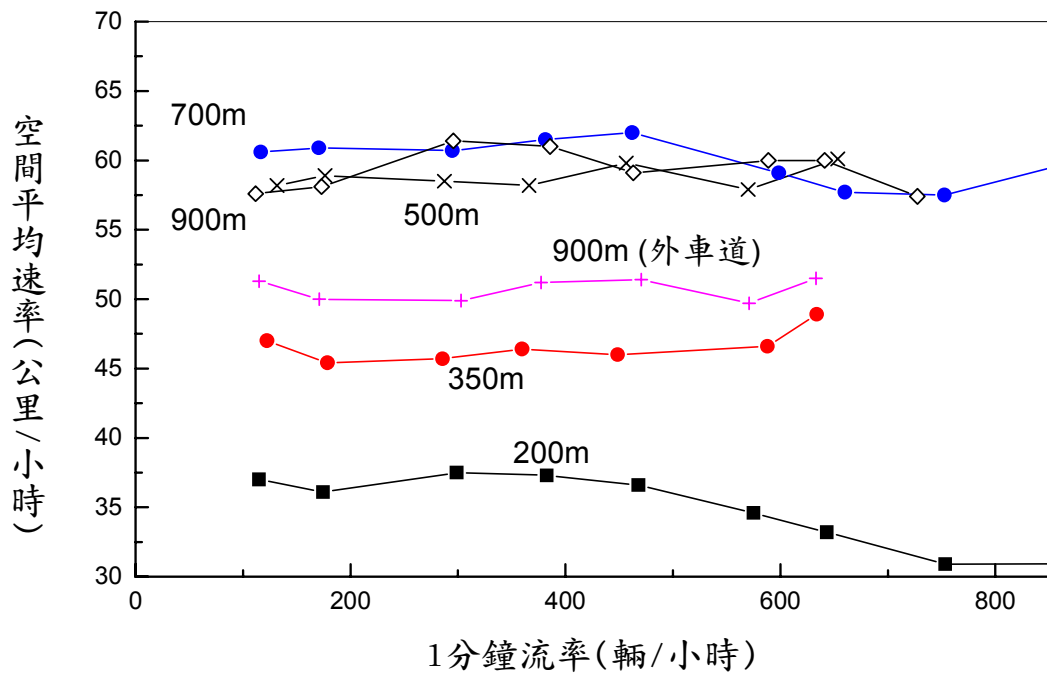


圖 2-44 新竹台 1 公路調查路段（503 路段）1 分鐘速率與流率關係圖

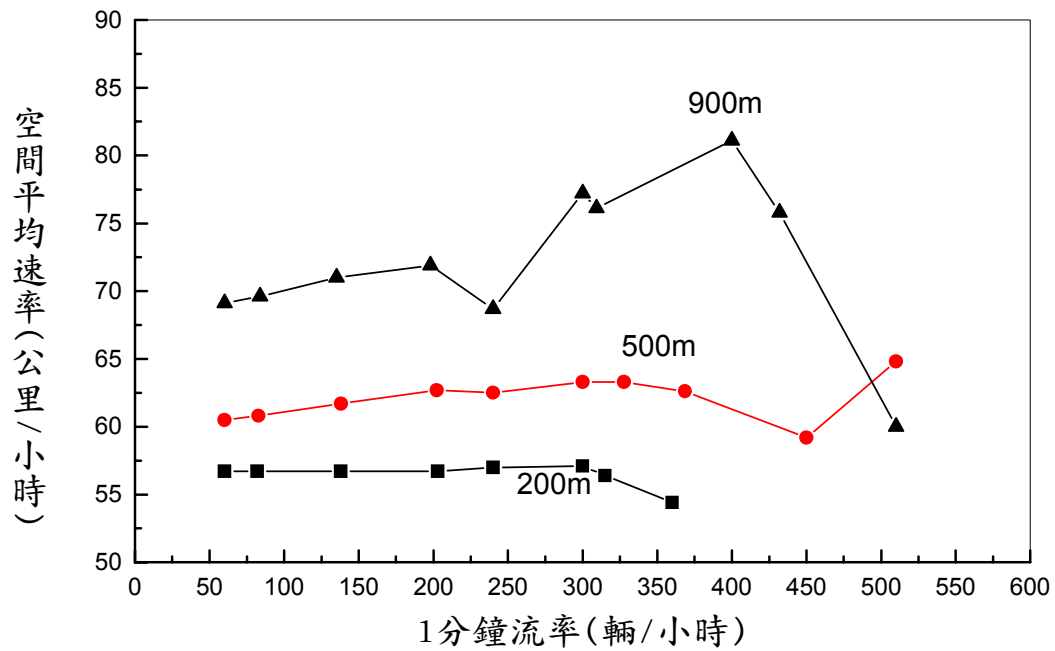


圖 2-45 苗栗台 1 公路調查路段（519 路段）1 分鐘速率與流率關係圖

3.5 公里之 416 路段上，車速大約在上游路口下方約 900 公尺處達到最高值。在無壅塞狀況下，其最高速率大約為 65 公里/小時。在間距稍長（3.7 公里）之 519 路段上，平均車速在上游路口下方 900 公尺處可達 80 公里/小時。

2. 420 路段（桃園縣道 105）所屬上、下游路口間距為 1.55 公里。如圖 2-43 所示，在上游路口下方 900 公尺處之車速反而比在 700 公尺處還低。這現象可能原因是 900 公尺處已經超過路段的中點，而且下游路口只有 650 公尺左右，因此有些駕駛員可能已開始減速預備在路口停車或以慢速通過下游路口。
3. 車輛穿過上游路口之後的平均加速率可能隨路段或路旁之狀況而有顯著之不同。以 420 路段及 503 路段為例，此兩路段所屬上、下游路口間距相近（1.45 及 1.55 公里），其最高速率也幾乎相同（61~62 公里/小時），但在上游路口下方 200 公尺處，503 路段之平均速率只達大約 37 公里/小時，420 路段之平均速率則達 48 公里/小時。在上游路口下方 500 公尺處，503 路段及 420 路段之平均速率逐漸拉近，但仍相差大約 6 公里/小時。在最上游 500 公尺之距離內，這兩路段之旅行時間大約相差 11 秒。503 路段上車輛加速緩慢之原因可能是上游路口附近有接連著兩個加油站之故。估計此路段在上、下游路口之旅行時間或平均速率時，如不考慮加油站之影響而假設其車輛加速行為與 420 路段上之車輛相同，則在車輛不被下游路口之紅燈所阻擋之情況下，估計誤差大約為 10%，如被下游紅燈阻擋的車輛增多，則相關之估計誤差會減少。
4. 如將內車道各調查站在流率小於 400 輛/小時之平均速率製圖，則結果如圖 2-46 所示。由此圖可知，如果路口下游路段之最高穩定平均速率在 60~65 公里/小時之範圍內，則在號誌及其他因素影響之下，平均速率在路口下方 700 公尺之內不會達到最高的穩定值。最高穩定平均速率越高，達到穩定速率之距離越長。

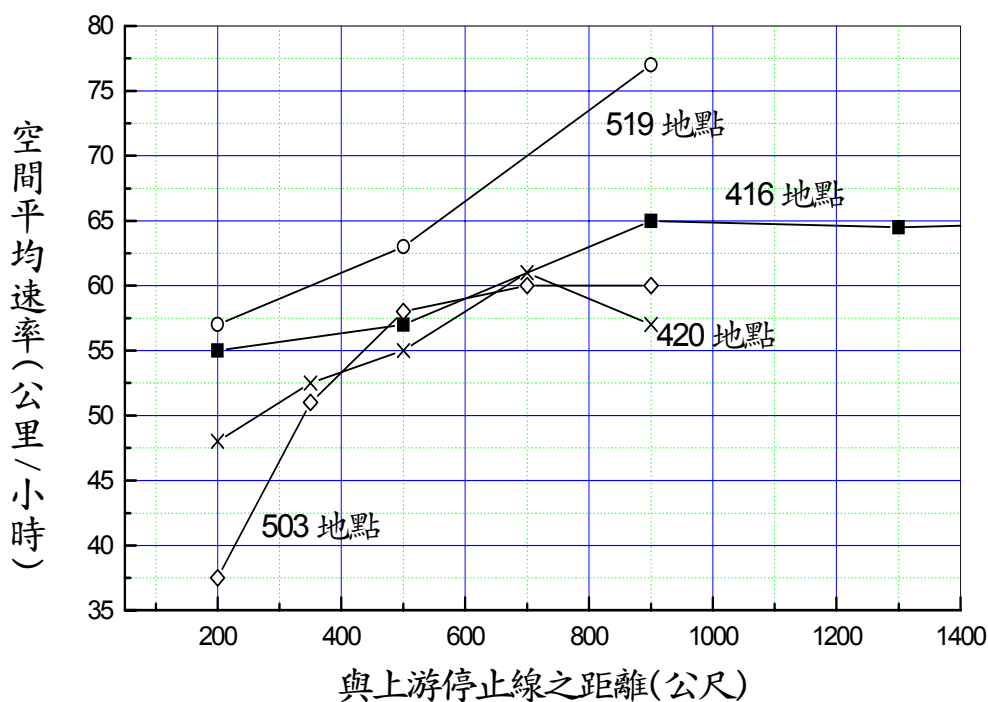


圖 2-46 路段不同位置之空間平均速率關係(流率<400 輛/小時/車道)

除了偵測器所顯示之速率變化之外，本計畫之工作人員亦注意到車輛穿越號誌化路口之自由速率似乎有低於在上游路段中點之自由速率的現象。為了確定是否真的有這現象，本計畫利用六個路段所蒐集的自由速率作一簡單之分析。從圖 2-47 可知，在路口之平均自由速率確實比在路段中點附近之平均自由速率低，其差距大約在 5~20 公里之範圍。

HTSS 模式利用圖 2-47 中之曲線以代表路段中點及路口自由速率之關係，此曲線可用下式代表：

$$V_i = 75.8 - \frac{49.89}{1 + e^{V_m}} \quad (2.22)$$

此式中，

$V_i$  = 路口時間平均(time-mean)自由速率 (公里/小時)；

$V_m$  = 路段中點附近之時間平均自由速率 (公里/小時)。

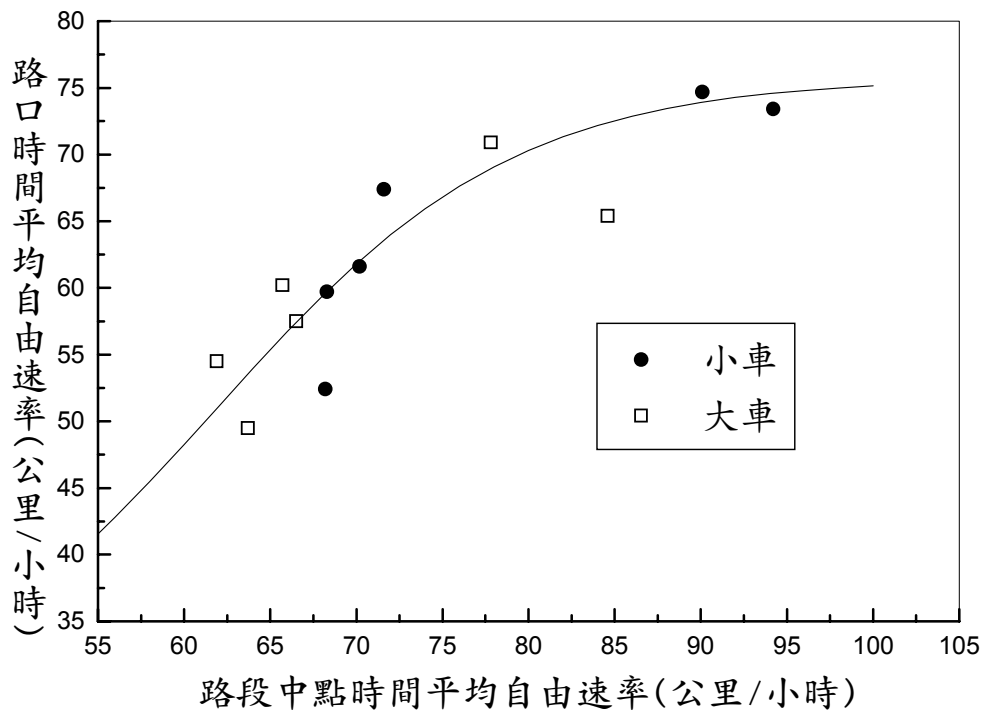


圖 2-47 路段中點與路口自由速率之比較

## 2.10 車輛延滯樣本及停等車隊長度樣本之蒐集

蒐集延滯及停等車隊長度樣本之目的在於測試模擬模式以作必要之修正，此工作之原來構想是利用如圖 2-48 所示路段上一車道之車流，以蒐集車輛在停止線（A 點）及上游一端點（B 點）之總延滯。停止線及上游端點之距離視停等車隊長度而定，在 110~300 公尺之範圍內。資料蒐集從紅燈開始到數週期之後紅燈又開始為止。主要之資料項目包括：

1. 資料蒐集開始瞬間已在點 A 及點 B 之間之車數及車種。
2. 每 15 秒鐘從 B 點進入調查車道之車數及車種。
3. 每 15 秒鐘從停止線離開調查車道之車數及車種。
4. 每 15 秒鐘從調查車道轉入其他車道之車數及車種。
5. 每 15 秒鐘從其他車道轉入調查車道之車數及車種。

此外，調查資料亦包括每週期之最長停等車隊。停等車包括在紅燈時停在停止線之車隊，以及在綠燈開始之後加入停等車隊之車輛。當前車為停等車時，如後車尚未停止但已經緩慢行駛而且與前面停等車之距離只有大約一車長，則該後車亦視為已停等。

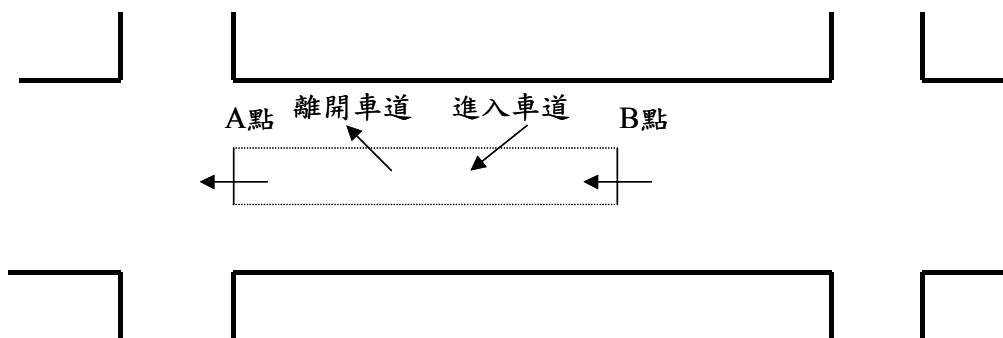


圖 2-48 延滯樣本資料蒐集車道示意圖

上述之調查工作最少需要 4 個調查員同時作業，此外，若車道有機車，則調查工作難以進行，所以本計畫考慮無機車之車道為調查對象。第一次之調查選擇在桃園龜山忠義路一段之一車道（最內側）為調查地點，總共蒐集 9 套資料，每套資料涵蓋大約 20 分鐘之車流狀況。這些資料經分析後顯示調查資料有誤（例如離開調查車道之車輛比進入的車輛多），而不能用以估計延滯時間。只有 8 套資料之每週期之最長車隊長度及每 15 秒抵達 A 點之車數尚可利用。資料整理之結果如表 2.24 所示，根據此經驗，本計畫將調查工作予以簡化。

表 2.24 桃園龜山忠義路一段平均每週期最長車隊之樣本

樣本代號	到達 A 點之流率 (輛/小時)	平均每週期最長停等車隊長度	
		輛	公尺
1	698	15.8	110
2	571	12.0	88
3	692	16.0	111
4	717	14.5	101
5	521	10.1	73
6	707	15.0	97
7	720	18.1	130
8	255	1.9	10

註：1.樣本 1~7 之週期長度與綠燈時段各為 140 秒及 100 秒。

2.樣本 8 之週期長度及綠燈時段各為 120 秒及 87 秒。

3.黃燈時段為 3 秒。

4.自由旅行速率為 64.3 公里/小時。

簡化之資料蒐集只涉及紀錄在每週期的紅燈開始之瞬間之停等車隊長度（輛或公尺）及隨後每 15 秒鐘之停等車隊長度，直到停等車隊長度不再增長為止。這些資料用以估計在最長停等車隊疏散完畢之前，車輛在停等車隊中之累積時間，及所有抵達之車輛在該停等車隊中之平均時間。每週期車輛之累積停等時間可根據圖 2-49 所示之狀況來估計。此圖中：

- $N_0$  = 紅燈開始時已在停等車隊中之車輛數（輛）；  
 $N_i$  = 每 15 秒瞬間在停等車隊中之車輛數（輛， $i = 1, 2, \dots, m$ ）；  
 $N_m$  = 最長停等車隊之車輛數（輛）；  
 $R$  = 紅燈時段長度（秒）；  
 $T_0$  = 取樣時間（秒）；  
 $T_1$  = 綠燈開始之後最長停等車隊之最後一部車通過停止線所需之時間（秒）；  
 $T_2$  = 取樣時間之後疏散最後一部停等車所需之時間（秒）；  
 $S$  = 每秒能疏散之停等車數（代表值為 0.485 輛/秒）。

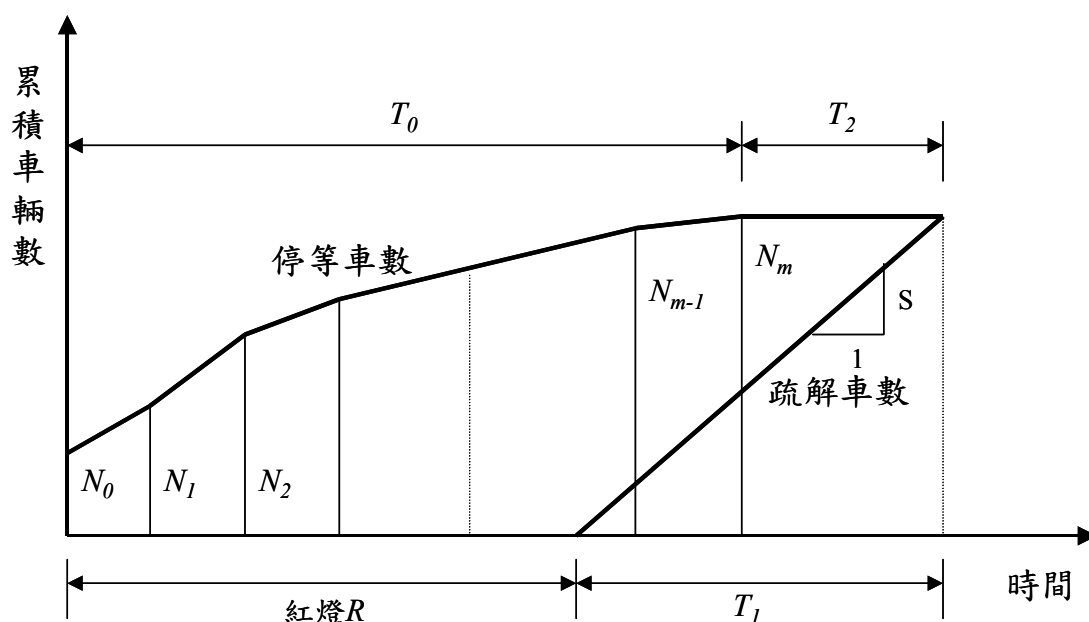


圖 2-49 最長停等車隊之形成與疏散示意圖

根據圖 2-49，週期  $j$  之累積停等及疏解時間  $D_j$  (秒) 可估計如下：

$$D_j = 15 \left[ \frac{N_0}{2} + N_1 + N_2 + \dots + N_{m-1} + \frac{N_m}{2} \right] + N_m T_2 - \frac{1}{2} T_1 N_m \quad (2.23)$$

此式中，

$$T_1 = N_m / S \quad (2.24)$$

$$T_2 = R + T_1 - T_0 \quad (2.25)$$

在數週期內之平均停等及疏解時間為

$$D_a = \frac{\sum D_j}{Q} \quad (2.26)$$

此式中，

$D_a$  = 平均停等及疏解時間 (秒/輛)；

$Q$  = 在數週期之調查時段中進入調查車道之車輛數 (輛)。

上述平均停等及疏解時間之調查及估計程序，順利地用在下列三個調查地點：

1. 桃園龜山忠義路一段 (縣道 105 之 5k 附近；自由速率為 64.3 公里/小時)。
2. 台北市民權東路 (敦化北路/光復北路之間；自由速率為 48.5 公里/小時)。
3. 台北市敦化北路 (長春路/民生東路之間；自由速率為 49.0 公里/小時)。

利用台北市路段為調查對象之原因係市郊區路段上之停等時間偏低，不易取得較廣泛之車流狀況，以測試模擬模式。

表 2.25 整合在各調查地點所蒐集的停等及疏解時間樣本及相關資料。

表 2.25 平均停等時間樣本及相關資料

調 查 地 點	樣 本 序 號	週期長 度(秒)	綠燈時 間(秒)	到 達 流 率 (輛/小時)	平均停等時 間(秒/輛)	平均每週期最長 停等車隊長度	
						輛	公尺
忠義 路	1.	145	100	635	14.6	12.0	85
	2.	145	100	664	16.1	14.1	108
	3.	145	100	499	12.9	9.1	66
	4.	145	100	636	13.1	12.3	87
	5.	145	100	568	12.9	10.9	77
民權 東路	6.	200	110	615	13.6	7.0	53
	7.	200	110	696	12.4	10.5	74
	8.	200	110	648	12.2	9.1	61
敦化 北路	9.	200	100	399	36.2	12.5	-
	10.	200	100	351	19.4	7.8	-
	11.	200	100	393	21.1	10.2	-

註：黃燈為 3 秒。



### 第三章 SES/HTSS 模式之微調及修定

SES 模式可用以估計號誌化路口及路段之容量、車輛延滯、停等車隊長度及旅行速率。為了提供合理的估計值，此模式最少必須能準確地模擬車隊在路口之疏解特性及在路口之間速率的變化狀況。因此上期計畫及本期計畫之一工作重點在於蒐集並利用現場資料以微調並修定 SES 模式。微調及修定工作針對直行疏解、無衝突左轉疏解，在號誌化路口下游速率之變化特性，衝突左、右轉車流及車輛延滯之現場資料，以進一步改良 SES 模式。改良後之 SES 模式改稱為公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model, 簡稱 HTSS 模式)。

在模擬車流之疏解及在路口之間的流動行為時，HTSS 模式依賴一跟車邏輯以訂定各車在每一秒鐘內應有的加、減速及其在 1 秒鐘之後之速率及位置。上期在微調 SES 時發現此邏輯中數個車流函數的性質隨路口而有複雜之變異性[3]。因此 SES 模式在應用上必須提供數套合理之輸入值才能準確地反應各種疏解特性。這些輸入值會造成模式應用上之困擾，因此本計畫將原來的跟車邏輯加以改良，以簡化輸入檔之建立。此外，本計畫亦採用 Rakha 等人[7]所建議之模式以模擬大車之加、減速率。

本章先說明改良後之 HTSS 模式之跟車邏輯及大車加速率之模式，然後描述微調後之模擬結果。

#### 3.1 自由旅行加速率之模擬

HTSS 模式將車輛分成自由旅行車輛及跟車車輛。自由旅行車輛不受下游車流或號誌之影響，跟車車輛須根據前車之行為以調整速率。自由旅行車輛指與前車之距離大於 60 公尺而且與前車車尾之車距超過 5 秒之車輛。自由旅行車輛之加速率訂定如下：

$$A_f = \text{Min}[\gamma A_v F_f, V_{max} - V_2, A_{max}] \quad (3.1)$$

此式中，

- $a_f$  = 自由旅行加速率；  
 $Min$  = 括弧中各值之最小值；  
 $\gamma$  = 隨路口下游狀況而變之調整係數（代表值=1.0）；  
 $A_v$  = 速率為  $V$  時之平均加速率；  
 $F_f$  = 個別車輛加速變異函數；  
 $V_{max}$  = 後車車輛欲維持之自由旅行速率；  
 $V_2$  = 後車在瞬間  $T$  之速率；  
 $A_{max}$  = 最高加速率。

式 3.1 中之平均加速率  $A_v$  隨車種及車速而變，模擬機車與小車所用的平均加速率如圖 3-1 所示。小車之平均加速率可利用下式訂定：

$$A_v = 0.42734 + \frac{4.0236}{1 + e^{\frac{V_2 - 8.4880}{11.226}}} \quad (3.2)$$

此式中，

- $A_v$  = 小車（不含機車）之平均加速率（公尺/秒<sup>2</sup>）；  
 $V_2$  = 小車之速率（公里/小時）；

機車之平均加速率可利用下式訂定：

$$A_v = 0.0038 + \frac{7.2686}{1 + e^{\frac{V_2 - 1.7271}{19.213}}} \quad (3.3)$$

此式中，

- $A_v$  = 機車之平均加速率（公尺/秒<sup>2</sup>）；  
 $V_2$  = 機車之速率（公里/小時）；

HTSS 模式假設大車之自由加速率等於其最高加速率之 90%。

因個別車輛在同一速率時之加速率不同，所以式 3.1 利用變異函數  $F_f$  以模擬此現象。變異函數之值代表個別車輛加速率與平均加速率之比值。此變異函數之分佈如圖 3-2 所示，其值可用一在 0 與 1 之間的隨機亂數  $R$  訂定如下：

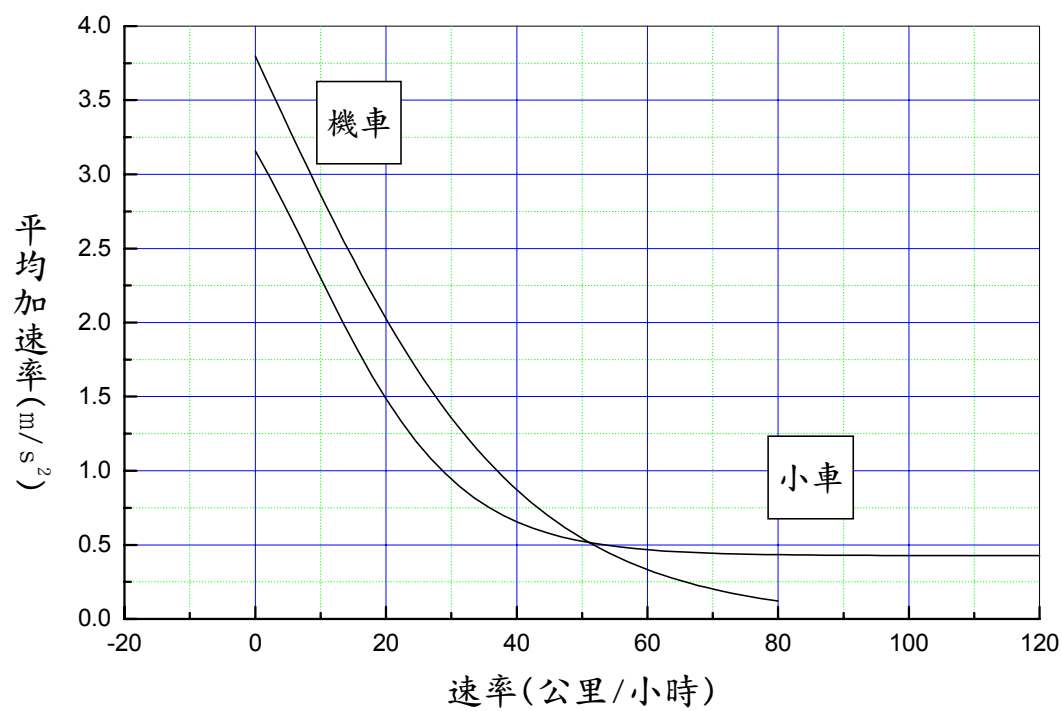


圖 3-1 平均加速率  $A_v$  值之分佈

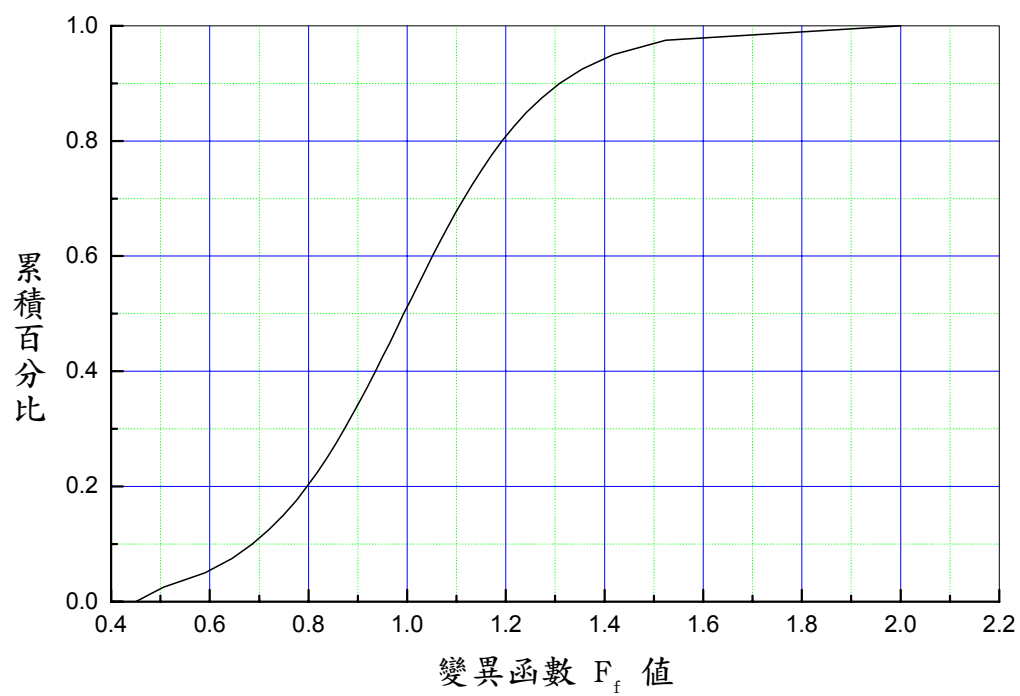


圖 3-2 變異函數  $F_f$  值之分佈

如  $R < 0.025$ ，則

$$F_f = 0.45 \quad (3.4a)$$

如  $0.025 \leq R < 0.98$ ，則

$$F_f = 0.99073 + 0.14388 \ln\left(\frac{-1.00772}{R - 0.99922} - 1\right) \quad (3.4b)$$

如  $R \geq 0.98$ ，則

$$F_f = 2.0 \quad (3.4c)$$

從  $A_v$  及  $F_f$  所得之加速率不能導致車速高於欲維持的自由旅行速率  $V_{max}$ 。

自由旅行速率隨駕駛員而變，其標準化累積分佈如圖 3-3 所示。根據此分佈，自由旅行速率亦可利用一在 0 與 1 之間的隨機亂數  $R$  及時間平均速率  $\bar{V}_{max}$  訂定如下：

如  $R < 0.01$ ，則

$$V_{max} = 0.65 \bar{V}_{max} \quad (3.5a)$$

如  $0.01 \leq R < 0.995$ ，則

$$V_{max} = \bar{V}_{max} \left[ 0.9877 + 0.088 \ln\left(\frac{-1.0214}{R - 0.9978} - 1\right) \right] \quad (3.5b)$$

如  $R \geq 0.995$ ，則

$$V_{max} = 1.6 \bar{V}_{max} \quad (3.5c)$$

在利用式 3.4 及式 3.5 時，必須使用同樣的亂數以訂定同一車輛之  $F_f$  及  $V_{max}$  值。

加速率不能超過駕駛員所欲採用或因為車輛功能限制的最大加速率  $A_{max}$ 。模擬所用的小車與機車最大加速率，如圖 3-4 所示。這些加速率可用下列兩式來訂定：

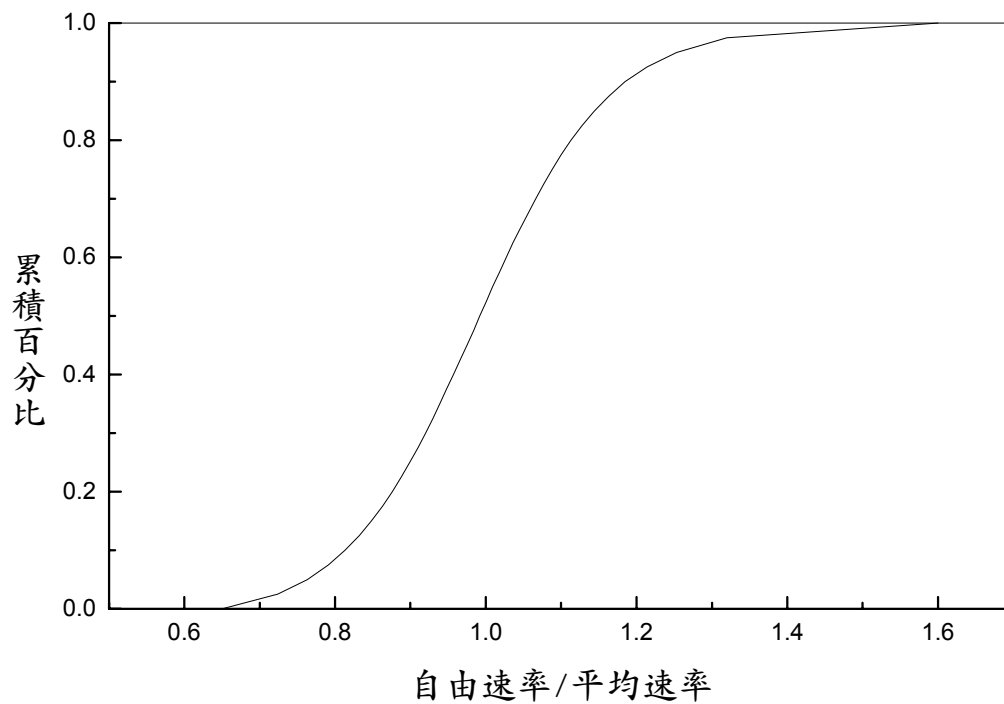


圖3-3 自由旅行速率之標準化累積分佈圖

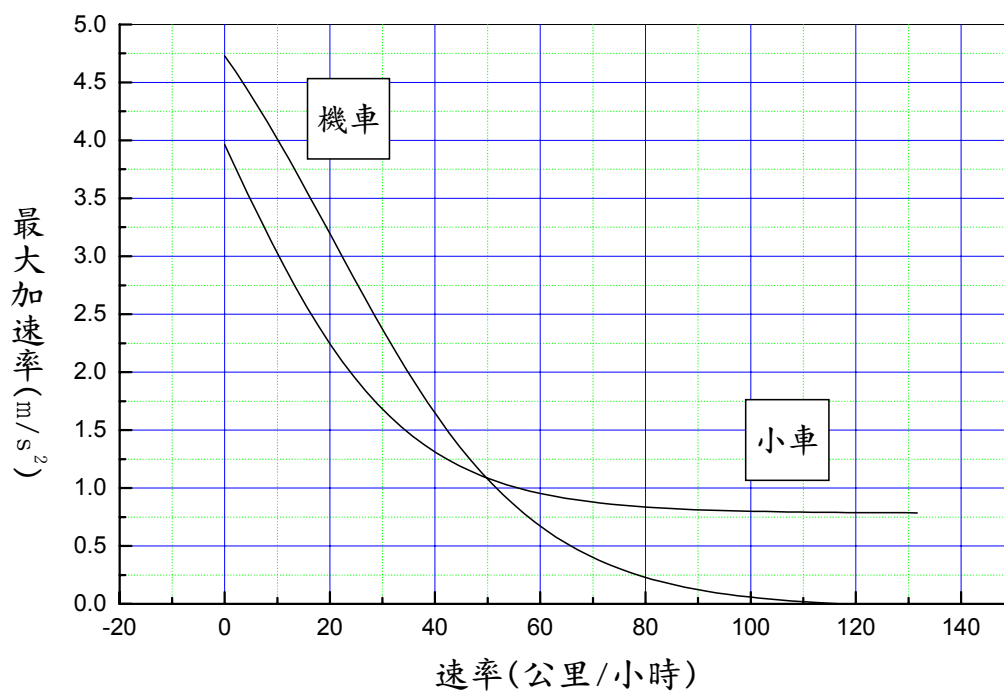


圖3-4 小車及機車最大加速率與速率之關係

### 小車

$$A_{\max} = 0.78284 + \frac{6.543}{\frac{V_2 + 0.9428}{1 + e^{-16.815}}} \quad (3.6a)$$

### 機車

$$A_{\max} = -0.0011 + \frac{6.1815}{\frac{V_2 - 25.074}{1 + e^{-22.322}}} \quad (3.6b)$$

上兩式中  $A_{\max}$  之單位為公尺/秒<sup>2</sup>， $V_2$  之單位為公里/小時。

大車之最大加速率受坡度及許多其他因素之影響，本章第 3.4 節對估計大車最大加速率之方法有詳細之說明。

## 3.2 跟車邏輯之基本假設

駕駛員欲維持之最高速率不同。如果前車之速率低於後車欲維持之最高速率，則後車會逐漸接近前車然後維持與前車相同之速率行進，或在情況許可之下轉換車道超前。如果前車之速率大於後車欲維持之最高速率，則後車之車速到達欲維持之最高速率之後就不再加速。

HTSS 模式假設在任何一瞬間，後車之速率調整乃根據同一瞬間前車之速率與位置。所以在 T 及 T+1 秒鐘內，如前車之速率有變化，則其在 T+1 秒之新速率及位置會影響到 T+1 及 T+2 秒鐘內後車之加速率。換言之，跟車時之反應時間固定為 1 秒。

HTSS 模式亦假設後車之駕駛員在不受自由速率限制的情況時，會調整速率以達到與前車相同之速率，而且當兩車速率相同時，後車車頭與前車車尾之間會有一駕駛員欲保持之理想間距。如圖 3-5 所示，此理想間距包括：

$S_{\min}$  = 最小間距，等於停車時欲與前車車尾保持之間距；

$\beta V_l$  = 前後車皆以速率  $V_l$  行進時欲保持之額外間距；

$\beta V_l$  中之  $\beta$  代表額外間距之相關行車時間。

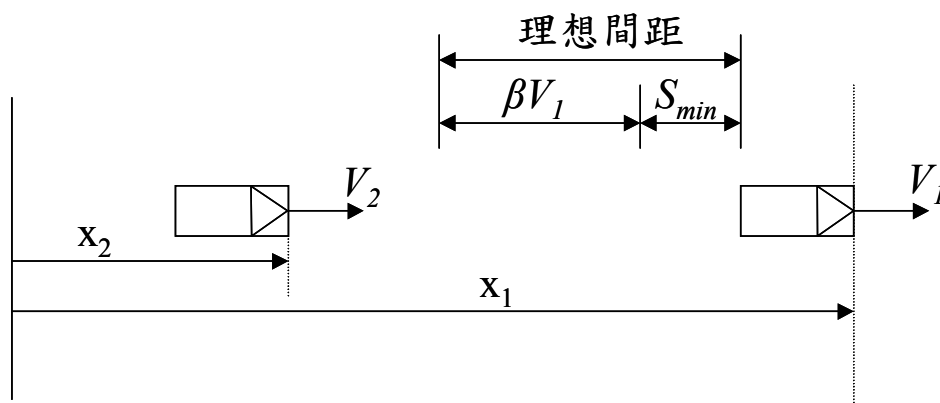


圖 3-5 跟車速率、間距及位置示意圖

$S_{min}$  之模擬平均值為 1.84 公尺，其變異範圍在 1.22 到 1.44 公尺之間。 $\beta$  之值隨車種、車速而變，也隨路段及駕駛員之狀況而變。HTSS 模式利用下列關係式來訂定  $\beta$  之值：

$$\beta = F_B \beta_0 \delta \quad (3.7)$$

此式中，

$F_B$  = 額外間距之路口或路段調整值；

$\beta_0$  = 基本額外間距行車時間；

$\delta$  = 駕駛員敏感性。

#### • $F_B$ 之值

如圖 2-1 所示，不同路口之停等車疏解特性不同。這表示理想間距不僅隨駕駛員也隨路段而變化。根據利用現場資料微調之結果，直行車之  $F_B$  值與停等車隊之第 12 部到第 20 部車輛之平均疏解率有線性關係。無衝突左轉車流之  $F_B$  值則與平均轉彎速率有線性關係。這些關係之性質如圖 3-6 及圖 3-7 所示。HTSS 利用下列公式以訂定  $F_B$  值：

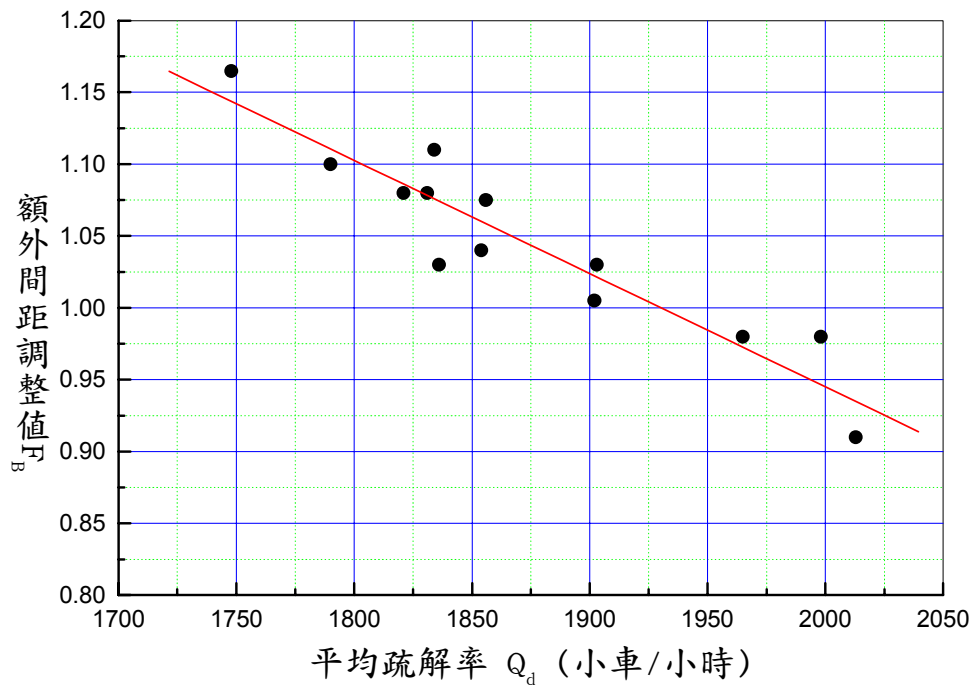


圖 3-6 調整係數  $F_B$  值與第 12 到第 20 停等直行車之平均疏解率  $Q_d$  之關係

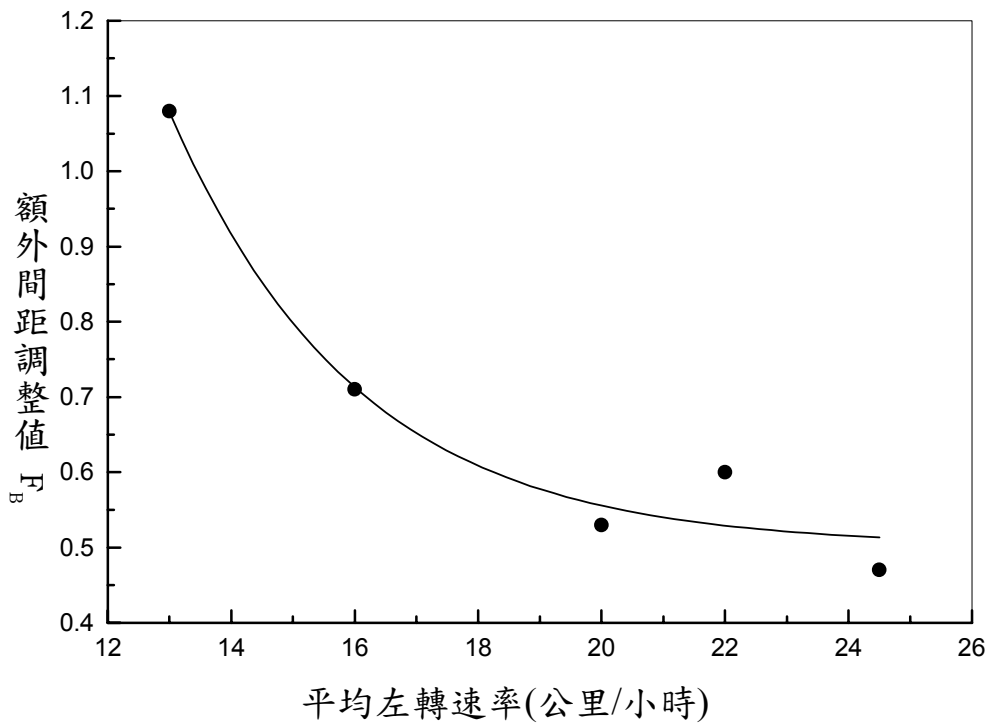


圖 3-7 調整係數  $F_B$  值與平均左轉速率  $V_L$  之關係



(1) 直行車

$$F_B = 2.5214 - 7.882 \frac{Q_d}{10,000} \quad (3.8a)$$

(2) 無衝突左轉車

$$F_B = 0.502 + \frac{12.093}{\frac{V_L - 4.342}{1 + e^{2.892}}} \quad (3.8b)$$

此兩式中，

$Q_d$  = 第 12 輛到第 20 輛停等車之平均疏散率（小車/小時）；

$V_L$  = 左轉平均速率（公里/小時）。

適用於右轉之  $F_B$  函數尚無現場資料以訂定。

•  $\beta_0$  之值

前、後車皆在停等車隊中時，理想間距等於駕駛員欲維持之最小間距  $S_{min}$ ；車速增加時，理想間距增至  $S_{min} + \beta V_l$ 。根據一般車流疏散之特性，額外距離之行車時間  $\beta$  會隨車速從低速時迅速增高然後達到一穩定值。例如車流以 65 公里/小時（18.1 公尺/秒）之穩定速率行進時，其前車車頭與後車車頭之平均間距(time headway)可能在 1.7~2.1 秒之範圍內。如假設車距為 1.8 秒，車長為 4.5 公尺，而且最小間距為 2 公尺，則  $\beta$  之值等於  $1.8 - (4.5+2)/18.1 = 1.44$  秒。根據現場停等車疏散資料微調 HTSS 模式所得之  $\beta_0$  函數如下：

(1) 小車及機車

$$\beta_0 = 1.377 - \frac{0.296}{\frac{V - 25.695}{1 + e^{8.7329}}} \quad (3.9a)$$

(2) 大車

$$\beta_0 = 3.445 - \frac{1.756}{\frac{V - 23.108}{1 + e^{9.191}}} \quad (3.9b)$$

此兩式中，

$\beta_0$  = 基本額外間距行車時間（秒）；

$V$  = 速率（公里/小時）， $V = V_1 = V_2$ 。

$\beta_0$ 之性質如圖 3-8 所示。小車之車速每增加 10 公里/小時， $\beta_0 V$  大約增加 4 公尺。

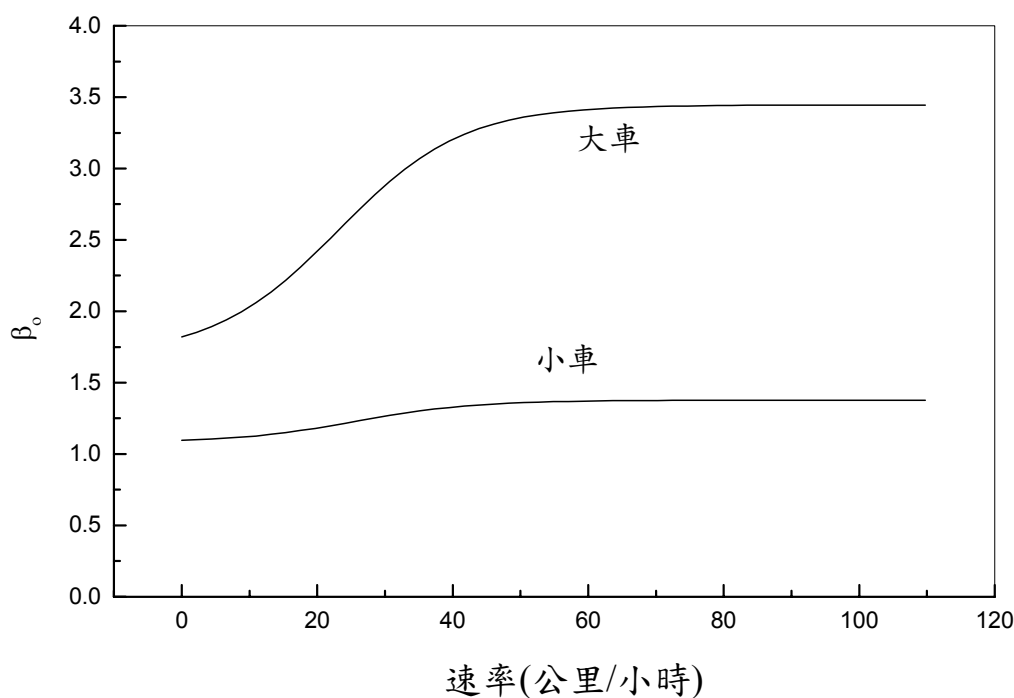


圖 3-8  $\beta_0$  之性質

#### • $\delta$ 之值

HTSS 模式利用駕駛員之敏感性來訂定理想間距。敏感性越高駕駛員越保守，其所希望維持之最高自由速率  $V_{max}$ 、最小間距及理想間距越高。根據停等車疏解特性所得之  $\delta$  的分佈如圖 3-9 所示。此分佈可用一在 0 與 1 之間的隨機亂數  $R$  以訂定如下：

如  $R < 0.0077$ ，則

$$\delta = 0.33 \quad (3.10a)$$

如  $0.0077 \leq R < 0.9836$ ，則

$$\delta = 0.82649 + 0.23281 \ln\left(\frac{-1.09322}{R - 0.98369} - 1\right) \quad (3.10b)$$

如  $R \geq 0.9836$ ，則

$$\delta = 2.8 \quad (3.10c)$$

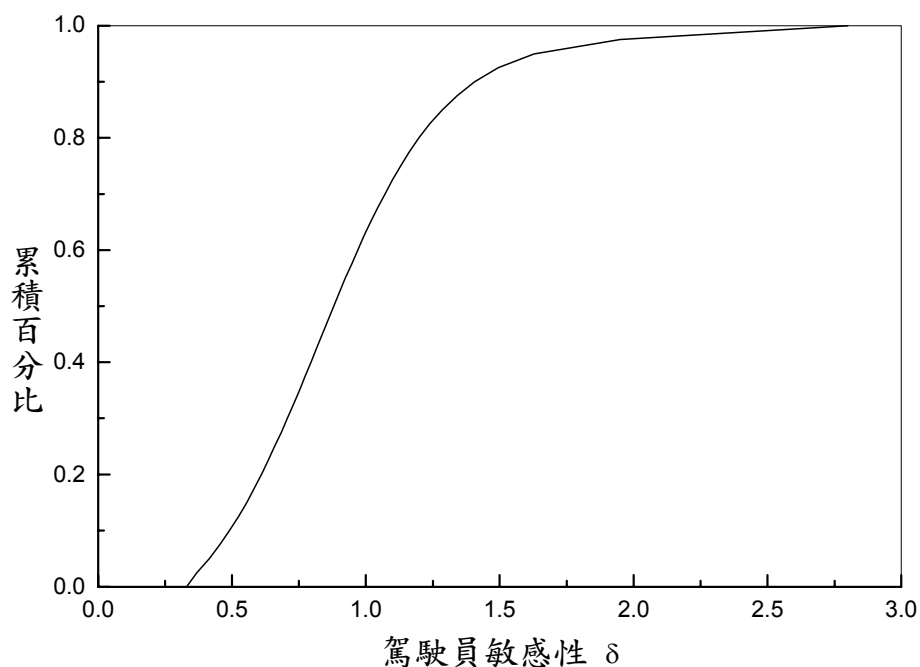


圖 3-9  $\delta$  之性質

### 3.3 跟車加、減速率之模擬

HTSS 模式將跟車之情況分成兩大類以訂定在瞬間  $T$  及  $T+1$  秒之間之加、減速率。第一類為後車在瞬間  $T$  時之速率大於或等於前車在同一瞬間之速率的情況，第二類則是後車速率小於前車速率的情況。

#### 3.3.1 $V_2 \geq V_1$ 之加、減速率

在瞬間  $T$  時，如果後車繼續以  $V_2$  之速率前進 1 秒，而且前車之速率不變，則在瞬間  $T+1$  秒之後，後車應能以舒適的減速率減速，將其速率從  $V_2$  減到  $V_1$ ，並在兩車速率相同時最少能維持理想間距  $S_{min} + \beta V_1$ 。換言之，如後車在  $T$  與  $T+1$  秒鐘之內不必減速，則下列之間距必須大於或等於零：

$$\Delta S = X_1 + V_1 + V_1 t - L - S_{min} - \beta V_1 - (X_2 + V_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2D_c}) \quad (3.11)$$

此式中，

$\Delta S$  = 前後車車速相同時超出理想間距之距離；

$t$  = 後車從  $V_2$  減速到  $V_1$  所需之時間，等於  $(V_1 - V_2)/D_c$ ；

$L$  = 車長；

$D_c$  = 舒適之減速率(平均值設定為 2.1 公尺/秒<sup>2</sup>，變異範圍從 1.50 公尺/秒<sup>2</sup> 到 2.75 公尺/秒<sup>2</sup>)。

根據  $t = (V_1 - V_2)/D_c$ ，式 3.11 可改寫成：

$$\Delta S = X_1 + V_1 - L - S_{\min} - \beta V_1 - X_2 - V_2 + \frac{(V_1 - V_2)^2}{2D_c} \quad (3.12)$$

如果  $\Delta S$  小於或等於零，則後車必須在瞬間  $T$  減速或維持原來之速率。如  $\Delta S$  大於零，則後車可在瞬間  $T$  時加速然後在  $T+1$  之後繼續加速或減速。

•  $\Delta S \leq 0$  之減速率

此情況包括兩種可能性。如果  $\Delta S = 0$  而且  $V_1 = V_2$ ，則在瞬間  $T$  時，前後車之車速相同而且實際間距等於理想間距。在這種情況下，後車可維持原來之速率  $V_2$ 。

另一方面，如果  $\Delta S = 0$  但是  $V_2 > V_1$ ，或是  $\Delta S < 0$ ，則後車如不在瞬間  $T$  減速，將無法舒適的調整速率以維持其理想間距。在這情況下，後車必須在瞬間  $T$  時開始減速，其所需之減速率視下列超過理想間距之距離而定：

$$S = X_1 - L - S_{\min} - \beta V_1 - X_2 \quad (3.13)$$

式 3.13 之  $S$  代表可用以調整速率之間距。如果  $S < 0$ ，則在  $T$  瞬間時實際間距已小於理想間距，所以後車必須馬上將其速率降低到  $V_1$  以下以拉長間距。一般駕駛員會採用最舒適的減速率作必要的調整，所以 HTSS 將此情況下之減速率訂為：

$$\alpha = \frac{V_1 - V_2}{3.6} - 0.6 \quad (3.14)$$

此式中，

$\alpha$  = 加、減速率 (公尺/秒<sup>2</sup>)，正值為加速率，負值為減速率；

$V_1$  = 前車在瞬間  $T$  時之速率 (公里/小時)；

$V_2$  = 後車在瞬間  $T$  時之速率 (公里/小時)。

如式 3.13 中之  $S$  大於零，則後車尚有空間以逐漸減速。假設前車保持原有之速率  $V_1$ ，後車在瞬間  $T$  時以減速率  $\alpha$  將其速率從  $V_2$  降到  $V_1$ ，而且兩車車速相同時，前車車尾到後車車頭之間距等於理想間距，則減速率可從下式訂定：

$$X_1 + V_1 t - L - S_{\min} - \beta V_1 = X_2 + V_2 t + 1/2 \alpha t^2 \quad (3.15)$$

此式中， $t$  為減速時間，其值等於  $(V_1 - V_2) / \alpha$ 。從式 3.15 所得之減速率如下：

$$\alpha = \frac{-(V_1 - V_2)^2}{2(X_1 - L - S_{\min} - \beta V_1 - X_2)} \quad (3.16)$$

•  $\Delta S > 0$  之加速率

如果式 3.12 中之  $\Delta S$  大於零，後車可在瞬間  $T$  及  $T+1$  之 1 秒鐘內加速。但是在瞬間  $T+1$  之速率及位置仍必須讓後車能在瞬間  $T+1$  之後以舒適之減速率  $D_c$  將速率降到  $V_1$  並且在兩車車速相同時維持理想間距。根據這些條件，後車在  $T$  及  $T+1$  秒之間能採用之最大加速率  $\alpha$  可從下式訂定：

$$X_1 + V_1 + V_1 t - L - S_{\min} - \beta V_1 = X_2 + V_2 + \frac{\alpha}{2} + \frac{V_1 - (V_2 + \alpha)^2}{2D_c} \quad (3.17)$$

此式中， $t$  為減速時間。理論上此時間為  $[V_1 - (V_2 + \alpha)] / D_c$ ，但事實上減速率不一定能持續地維持一固定值，並且前車之速率也可能隨時變化，在微調過程中發現將減速率訂為  $(V_1 - V_2) / D_c$ ，所得之模擬行為較吻合現場之行為。根據  $t = (V_1 - V_2) / D_c$  及式 3.12，式 3.17 可簡化如下：

$$\alpha^2 + (2V_2 - D_c)\alpha + 2D_c\Delta S = 0 \quad (3.18)$$

所以後車在  $T$  與  $T+1$  秒之最大容許加速率可訂定如下：

$$\alpha = \frac{D_c - 2V_2 + \sqrt{(D_c - 2V_2)^2 - 8D_c\Delta S}}{2} \quad (3.19)$$

### 3.3.2 $V_2 < V_1$ 之加、減速率

當前車之車速大於後車時，後車可能加速或減速。HTSS 模式假設前車以原來在瞬間  $T$  之速率行進 1 秒之後，後車欲在  $H$  秒內抵達前車在瞬間  $T+1$  秒時之位置，其相關之加、減速率可從下式訂定：

$$X_1 + V_1 = X_2 + V_2(1+H) + \frac{1}{2}\alpha(1+H)^2 \quad (3.20)$$

此式中之  $H$  等於式 3.7 之  $\beta$  值加上向前移動一車長及最短間距所需之旅行時間。換言之， $H$  可估計如下：

$$H = \beta + \frac{L + S_{\min}}{U} \quad (3.21)$$

此式中， $U$  代表後車在跟進時行走  $L + S_{\min}$  之平均速率。微調 HTSS 模式後所訂定之  $U$  值如圖 3-10 所示。直行及無衝突左轉之  $U$  值可分別訂定如下：

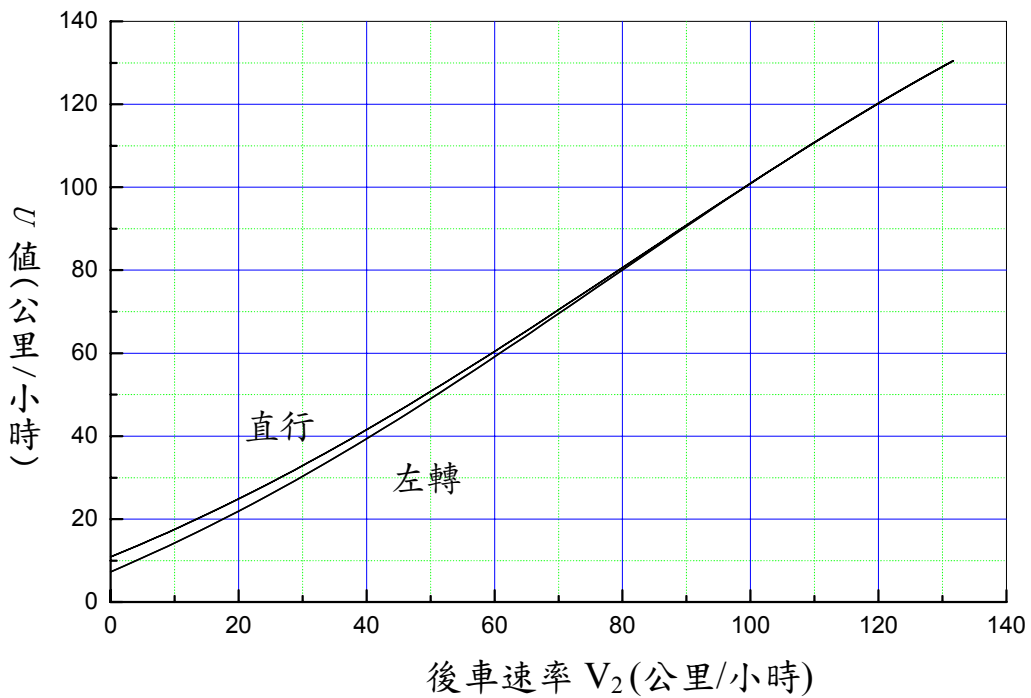


圖 3-10 後車速率  $V_2$  與  $U$  值之關係圖

- 直行

$$U = 197.83 - \frac{230.567}{1 + e^{\frac{V_2 - 81.853}{56.275}}} \quad (3.22a)$$

- 無衝突左轉

$$U = 192.58 - \frac{229.207}{1 + e^{\frac{V_2 - 77.992}{54.218}}} \quad (3.22b)$$

上兩式中  $U$  及  $V_2$  之單位為公里/小時。根據式 3.20 及式 3.21，後車之加、減速率可估計如下：

$$\alpha = \frac{2[X_1 + V_1 - X_2 - V_2(1 + \frac{L + S_{\min}}{U})]}{(1 + \frac{L + S_{\min}}{U} + \beta)^2} \quad (3.23)$$

### 3.3.3 加減速率之限制

在上述各種不同情況下所訂定之加、減速率受下列條件之限制：

1. 在瞬間  $T+1$  秒時，後車之速率不能低於零：

$$V_2 + \alpha \geq 0 \quad (3.24)$$

2. 在瞬間  $T+1$  秒時，後車之速率不能高於自由旅行速率：

$$V_2 + \alpha \leq V_{\max} \quad (3.25)$$

3. 加速率不能超過最大加速率  $a_{\max}$ ：

$$\alpha \leq a_{\max} \quad (3.26)$$

4. 基於安全之考量，在瞬間  $T$  時之加、減速率必須能在前車緊急煞車而導致前、後兩者皆停等時仍能維持最小間距  $S_{\min}$ 。

在安全考量之下所能允許之最高加速率可根據下列假設之狀況來估計：

1. 前車在瞬間  $T+1$  秒時，新速率為  $V_{ln}$  而其新位置為  $X_{ln}$ 。

- 2.前車在瞬間  $T+1$  秒時，突然以  $D_e$  之減速率煞車直到停車。
- 3.後車在瞬間  $T$  及  $T+1$  秒間之最高安全加、減速率為  $\alpha_s$ 。
- 4.後車在瞬間  $T+1$  秒之後有一反應時間  $t_r$ 。反應時間結束之後，後車以同樣之緊急減速率停車。
- 5.前、後車皆停止時，前車車尾及後車車頭之間距為  $S_{min}$ 。

根據上述之狀況，前後兩車有下列的關係：

$$X_{1n} - \frac{V_{1n}^2}{2D_e} - L - S_{min} = X_2 + V_2 + \frac{\alpha_s}{2} + t_r(V_2 + \alpha_s) - \frac{(V_2 + \alpha_s)^2}{2D_e} \quad (3.27)$$

從式 3.27 求得之最高安全加、減速率為：

$$\alpha_s = \frac{D_e - 2V_2 + 2D_e t_r + \sqrt{(D_e - 2V_2 + 2D_e t_r)^2 - 8D_e Y}}{2} \quad (3.28)$$

此式中，

$$Y = X_{1n} - \frac{V_{1n}^2}{2D_e} - L - S_{min} - X_2 - V_2 - t_r V_2 + \frac{V_2^2}{2D_e} \quad (3.29)$$

式 3.28 中，如  $(D_e - 2V_2 + 2D_e t_r)^2 - 8D_e Y < 0$ ，則表示後車已跟得太近，因而必須立即將速率降為  $V_{1n}$ 。

HTSS 模式將緊急煞車之減速率  $D_e$  訂為  $-5$  公尺/秒<sup>2</sup>，緊急反應時間  $t_r$  則訂為  $0.5$  秒。

### 3.4 大車最大加速率 $a_{max}$ 之模擬

大車在任何一瞬間之最高加速率可估計如下：

$$a_{max} = \frac{F - R_a - R_r - R_g}{M} \quad (3.30)$$

此式中，

- $a_{max}$  = 最高加速率（公尺/秒<sup>2</sup>）；
- $F$  = 實際牽引力(traction effort)(N)；
- $R_a$  = 氣流阻力(aerodynamic resistance)(N)；
- $R_r$  = 滾動阻力(rolling resistance)(N)；



$R_g$  = 坡度阻力(grade resistance)(N)；

$M$  = 車輛之質量(mass)(Kg)。

式 3.30 中之牽引力及阻力隨瞬間速率及其他因素而變。因此利用此式以模擬大車在公路上不同地點的最高加速率，須將時間割為小單位，並假設在每單位時間內之加速率為常數。HTSS 模式所採用之單位時間為 1 秒。

HTSS 模式利用 Rahha 等人[7]估計大貨車最高加速率之模式，以估計大車之最高加速率。郊區公路上之公車很少，所以 HTSS 模式目前不考慮大貨車及公車性能之不同。本節主要描述式 3.30 中各參數之性質。

### 3.4.1 實際牽引力 $F$

實際牽引力受到車輛性能及輪胎與路面之摩擦係數的影響，其值等於下列兩式之較少值：

$$F_t = 3600 \frac{PE}{V} \quad (3.31)$$

$$F_{\max} = 9.8066MP_t\mu \quad (3.32)$$

此兩式中，

$F_t$  = 引擎及馬力傳輸系統能產生之牽引力(N)；

$F_{\max}$  = 因摩擦所能產生之最大牽引力(N)；

$E$  = 馬力傳輸效率（一般在 0.89 及 0.94 之間）；

$P$  = 引擎之馬力(Kw)（一般在 223W 與 485W 之間）；

$V$  = 車速（公里/小時）；

$M$  = 車輛之質量(Kg)（一般在 22,000Kg 與 44,000Kg 之間）。

$P_t$  = 車輛分佈在傳動軸之質量比例(一般在 0.356 到 0.410 之間)；

$\mu$  = 輪胎與路面之摩擦係數（柏油鋪面值在 0.4 與 0.6 之間；水泥鋪面值在 0.6 與 0.8 之間）。

### 3.4.2 氣流阻力 $R_a$

氣流阻力可估計如下：

$$R_a = 0.047285 C_d C_h A V^2 \quad (3.33)$$

此式中，

$R_a$  = 氣流阻力(N)；

$C_d$  = 後拉(drag)係數（其值隨車型及是否有特殊裝備以減少後拉而變，一般在 0.58 與 0.78 之間）；

$C_h$  = 高程(altitude)係數

$$= 1 - 8.5 \times 10^{-5} H$$

$H$  = 高程（公尺）；

$A$  = 大車正面之面積(公尺<sup>2</sup>)（一般在 6.7 與 10.7 公尺<sup>2</sup>左右）；

$V$  = 車速（公里/小時）。

### 3.4.3 滾動阻力 $R_r$

滾動阻力為車輛在行進時車輪與地面摩擦所造成之阻力，此阻力可估計如下：

$$R_r = 9.8066 C_r (C_2 V + C_3) \frac{M}{1000} \quad (3.34)$$

此式中，

$C_r$  = 滾動係數（水泥鋪面值：1.0~2.0，瀝青鋪面值：1.25~2.25）；

$C_2$ ， $C_3$  = 與輪胎設計相關之係數【不平衡(Bias-ply)胎：  
 $C_2=0.0438$ ， $C_3=6.100$ ；輻射(radial)胎： $C_2=0.0328$ ，  
 $C_3=4.575$ 】；

$M$  = 車輛之質量（Kg）。

### 3.4.4 坡度阻力 $R_g$

坡度阻力乃在上、下坡時因重力加速率所增加或減少之可用牽引力，此阻力可估計如下：

$$R_g = 9.8066 \frac{MG}{1000} \quad (3.35)$$

此式中，

$M$  = 車輛之質量 (Kg)；

$G$  = 坡度 (%)，上坡為正值，下坡為負值。

### 3.4.5 模擬之加減速行為

根據上述模式所導出之大貨車最高速率、行車距離與坡度的關係大致與測試車之行車特性相吻合[7]。速率估計誤差較大（5~10 公里/小時）的狀況發生在從停等位置啟動後之 150 公尺之內。其原因是上述之模式假設引擎之馬力為常數，事實上大貨車在啟動之後必須換檔，而換檔期間並沒有馬力傳輸到傳動軸。為了減少誤差，HTSS 模式將速率在 14 公里/小時以下時，從模式所估計得之加速率減少 50%。

目前 HTSS 模式所用的代表性參數如下：

$$E = 0.9 ;$$

$$P = 261(\text{KW}), \text{ 亦即 } 350 \text{ 馬力} ;$$

$$M = 31,852 \text{ Kg} ;$$

$$P_t = 0.375 ;$$

$$\mu = 0.6 ;$$

$$C_d = 0.78 ;$$

$$H = 500 \text{ 公尺} ;$$

$$A = 10.7 \text{ 公尺}^2 ;$$

$$E = 0.9 ;$$

$$C_r = 1.25 ;$$

$$C_2 = 0.04376 ;$$

$$C_3 = 4.575 .$$

利用這些係數所推估在不同坡度上之速率與距離的關係如圖 3-11 及圖 3-12 所示。

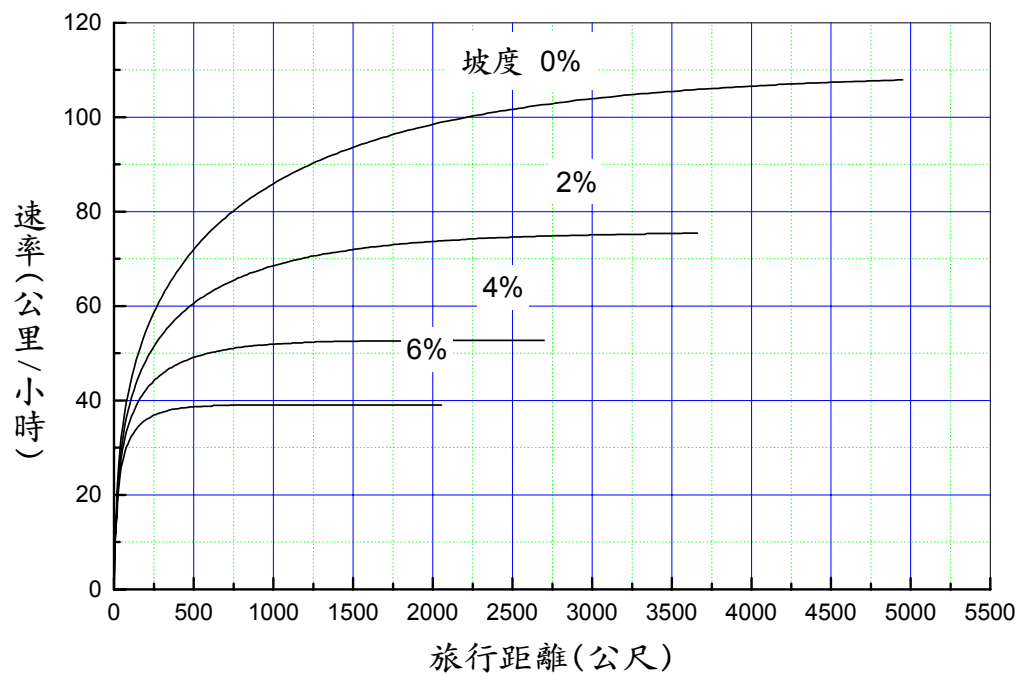


圖 3-11 重車從停止位置爬坡之旅行距離與速率之模擬關係

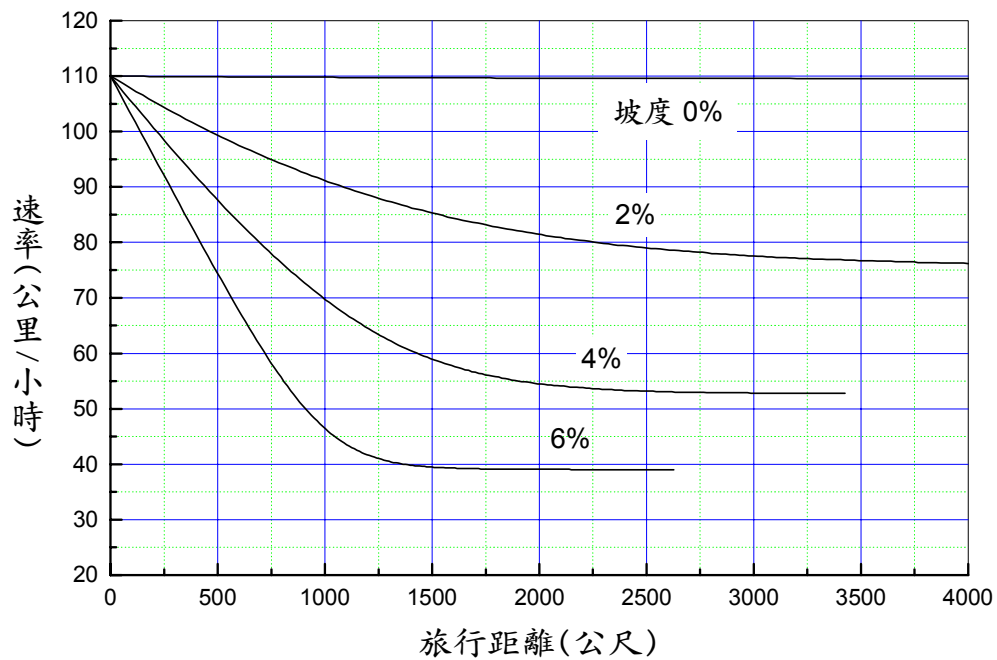


圖 3-12 重車從高速爬坡之旅行距離與速率之模擬關係

### 3.5 模擬之車流行為

本節從不同的角度來衡量 HTSS 模式之模擬結果之合理性。

#### 3.5.1 直行及無衝突疏解行為

表 2.10 及表 2.11 所列調查地點之現場資料包括：

1. 平均疏解車距與停等車位置之關係。
2. 疏解車距之分佈。
3. 在停止線上游 15 公尺之距離內，停等車在綠燈開始後之滯留時間。
4. 滯留時間之分佈。
5. 綠燈時間與平均疏解小車數之關係。

本計畫利用這些現場資料來比較模擬之疏解行為。各調查路口模擬及實際行為的對照，如附錄 A 所示。

綠燈時間與平均疏解車數的關係直接影響號誌化路口的容量。從附錄 A 可知，疏解同樣數目之小車時，模擬所需之平均綠燈時間與實際時間之差異皆在 1.0 秒以下，差異超過 0.5 秒之情況也不多。附錄 A 之模擬結果乃根據各調查地點微調所得之額外間距調整值  $F_B$ （見式 3.7）。如利用式 3.8a 及式 3.8b 所有調查地點之整合調整值來模擬綠燈長度為 28、38 及 48 秒之疏解小車數，則如圖 3-13 及圖 3-14 所示，模擬疏解小車數之誤差在 -5.7%（低估）及 +4.4%（高估）之間。

模擬平均疏解車數之誤差小，並不表示模擬的疏解行為相當合理，因為個別車輛疏解行為的變異性對車輛延滯、停等車隊長度及旅行速率或時間等績效指標亦有很大之影響。所以模擬結果也必須根據個別車輛疏解間距之分佈、平均滯留時間及個別車輛滯留時間的分佈加以衡量。

從附錄 A 之表、圖可知，模擬之平均滯留時間、滯留時間之分佈及疏解時間之分佈，與實際情況相當吻合，平均滯留時間之模擬誤差一般在 6% 以下。模擬之滯留及疏解時間的累積百分比與實際值之差距很少超過 0.1。

以調查地點 S1（見表 2.10：台北市郊大度路/立德路路口）為例，圖 3-15、圖 3-16、圖 3-17 及圖 3-18 分別顯示模擬行為及實際行為之對照。

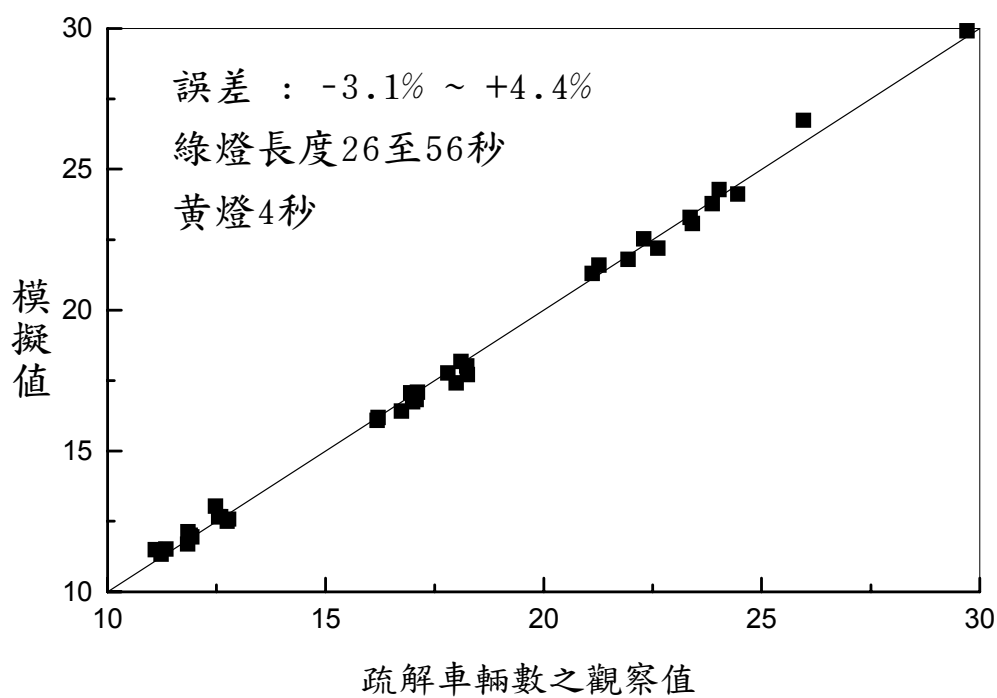


圖 3-13 直行停等車疏解車輛數之觀察值與模擬值比較

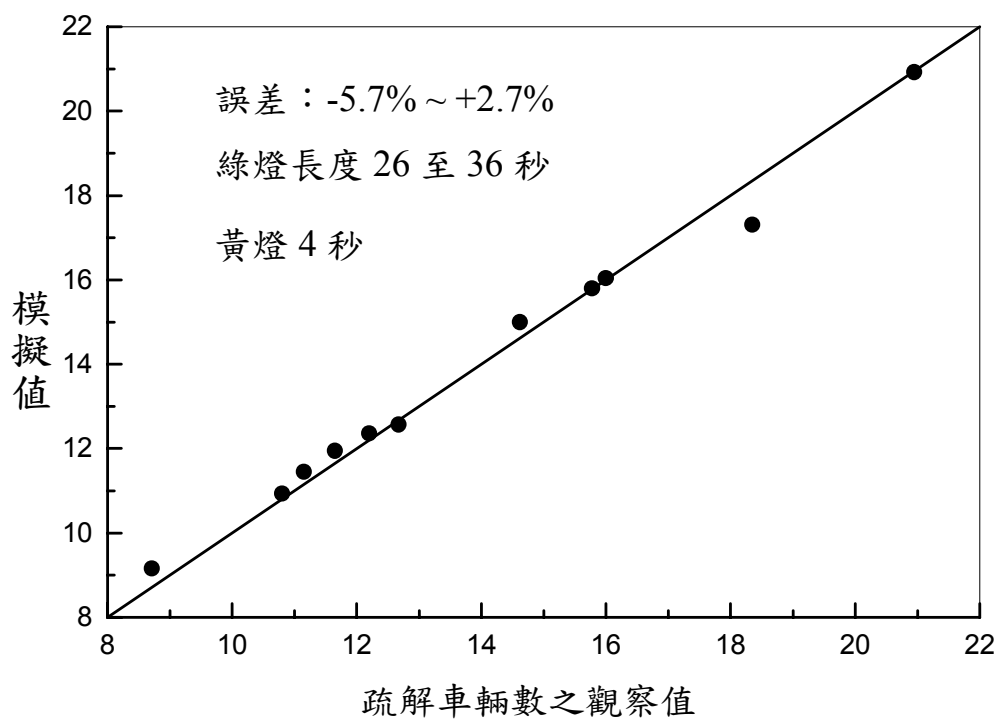


圖 3-14 左轉停等車疏解車輛數之觀察值與模擬值比較

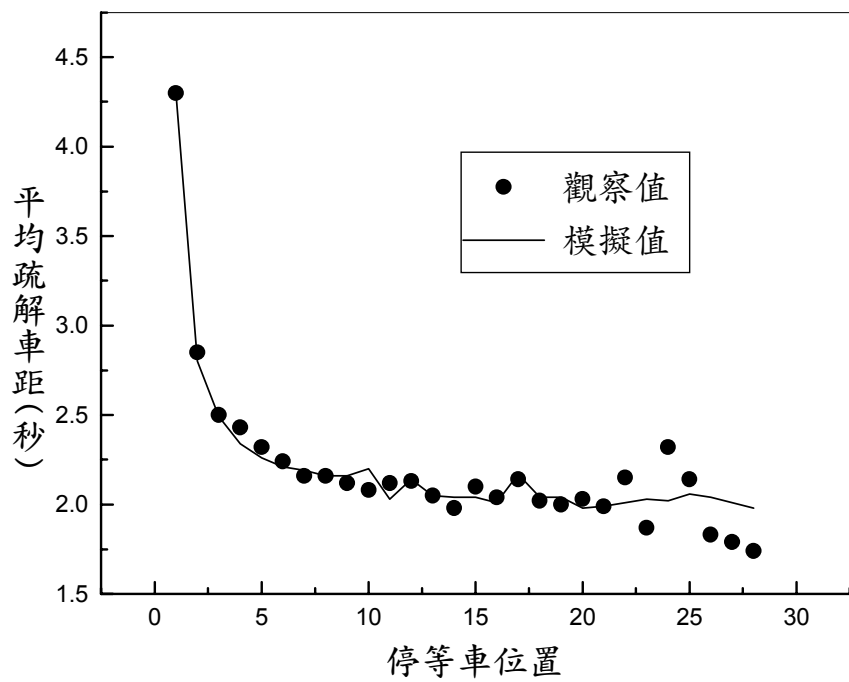


圖 3-15 調查地點 S1 現場與模擬平均疏解車距之對照

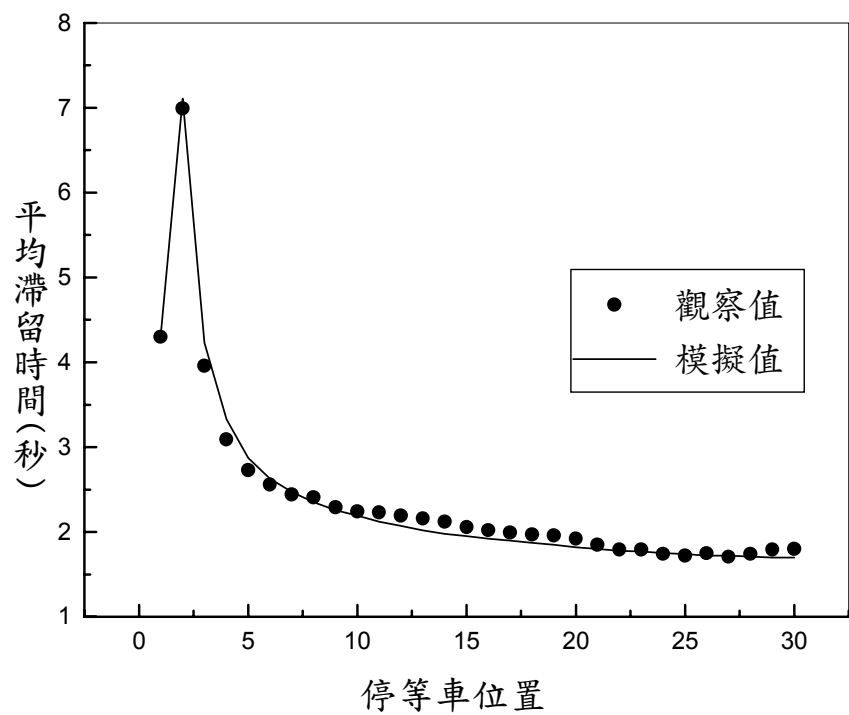


圖 3-16 調查地點 S1 現場與模擬平均滯留時間之對照

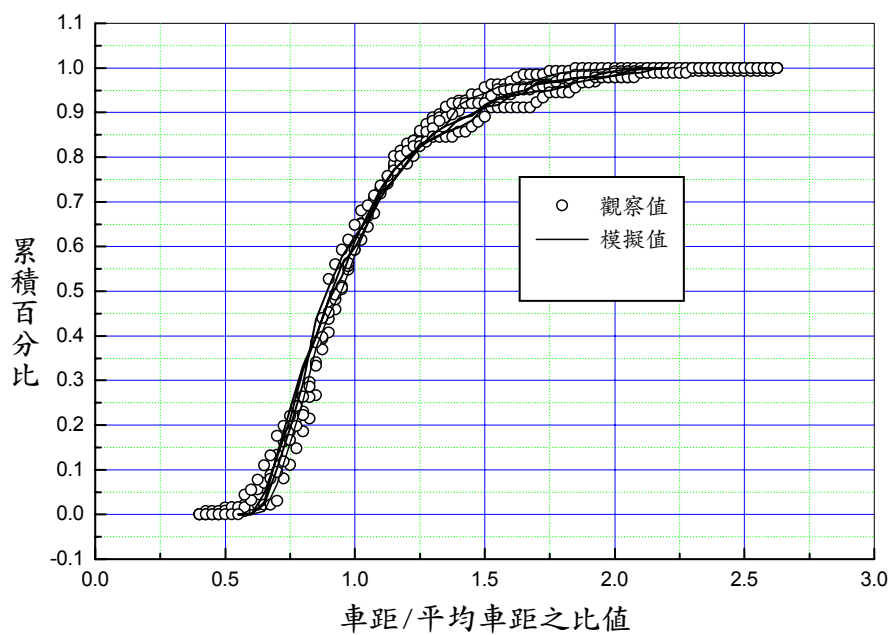


圖 3-17 調查地點 S1 現場與模擬疏解車距分佈之對照

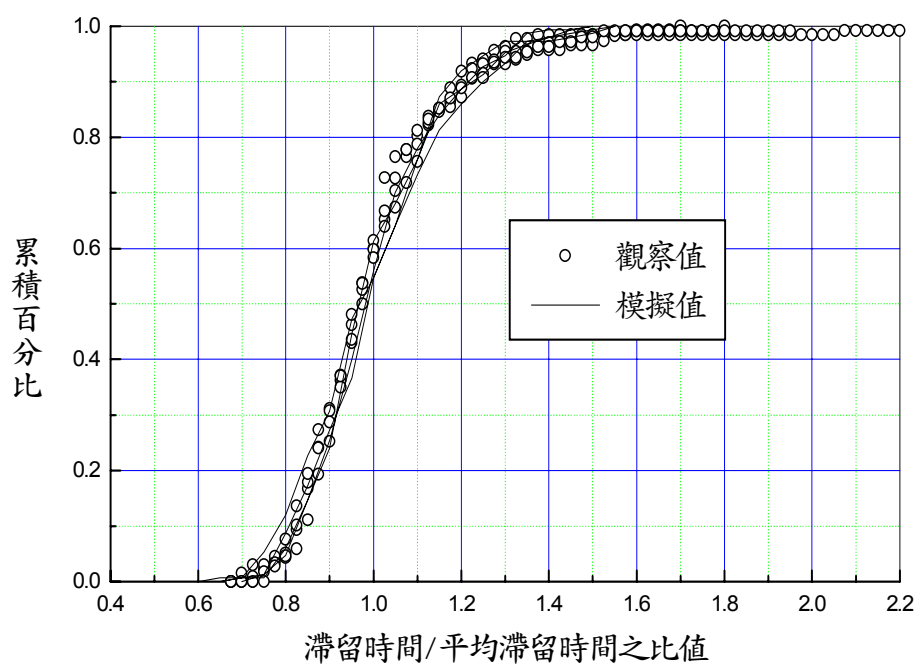


圖 3-18 調查地點 S1 現場與模擬滯留時間分佈之對照



### 3.5.2 專用道停等機車疏解率

影響機車專用道之疏解率的最主要因素為車道寬度。HTSS 模式假設機車在行進中每一車大約需要 1.5 公尺之車道寬度。如果車道有足夠之寬度，則數輛機車可併排前進。此外，只要下游車輛併排之數量小於在車道寬允許之下的最多併排車數，則一機車可加速超越下游之車輛。模擬的駕駛員行為則視個人之敏感性而定。

郊區號誌化路口之機車流量一般都不高，很少有持久的停等機車疏解車流，所以本計畫利用圖 3-19 所顯示，分別在台北市福和橋、台北市天津街及台南市長榮路機車道所觀察到的疏解車流，以探討 HTSS 模式模擬機車之功能。

圖 3-19 之資料可用以估計在不同綠燈時段中（如 28、38 或 48 秒）平均能疏解之實際車數。這些實際疏解車數與在同樣狀況下之模擬值的對照，如圖 3-20 所示。模擬值之誤差在-3.8%與+2.2%之間。

### 3.5.3 大車之小車當量

大車之小車當量可訂定如下：

$$pce = \frac{H_b(G)}{H_s(G)} \quad (3.36)$$

此式中，

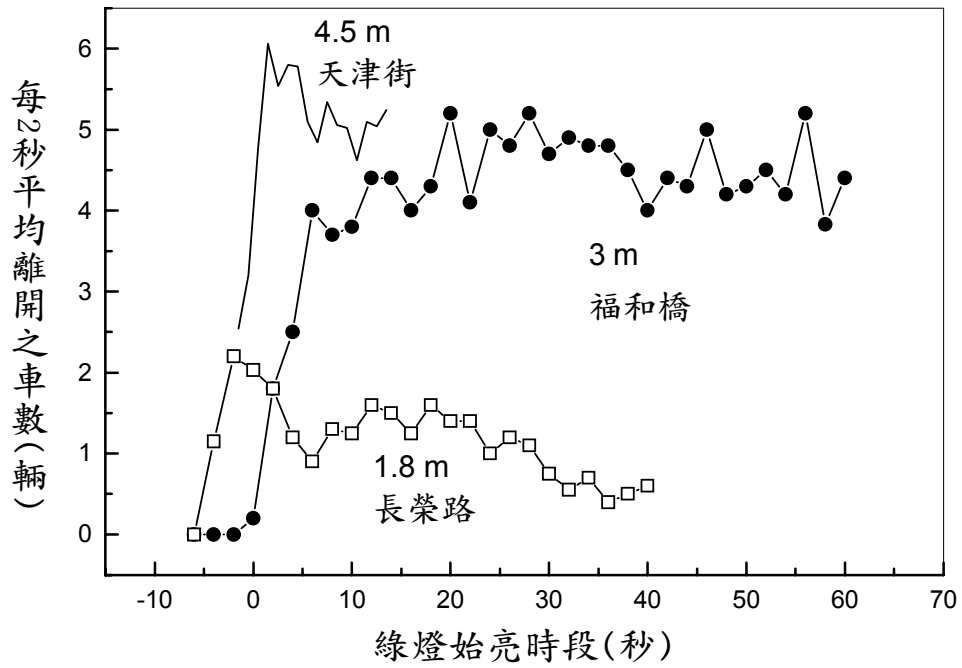
$pce$  = 大車之小車當量；

$H_b(G)$  = 在綠燈時段  $G$  中疏解之停等大車的平均疏解車距（秒）；

$H_s(G)$  = 在綠燈時段  $G$  中疏解之停等小車的平均疏解車距（秒）。

根據上期計畫之資料，大車之  $pce$  有隨綠燈時段而增加之現象，如圖 2-5 所示。同樣的資料亦顯示，當綠燈時段超過大約 50 秒時，大車之  $pce$  趨近 2.23。

圖 2-5 之資料是根據樣本數相當小之大車疏解間距，所以在同樣之綠燈時段時，大車  $pce$  之變異性相當大。為了蒐集較穩定之平均車距模擬值以估計大車之  $pce$ ，本計畫假設大車佔總車數之 20%，模擬之結果如圖 3-21 所示。模擬與現場之  $pce$  的迴歸值約差異在 0.02 左右。



資料來源：[1]。

圖 3-19 現場之機車疏解資料

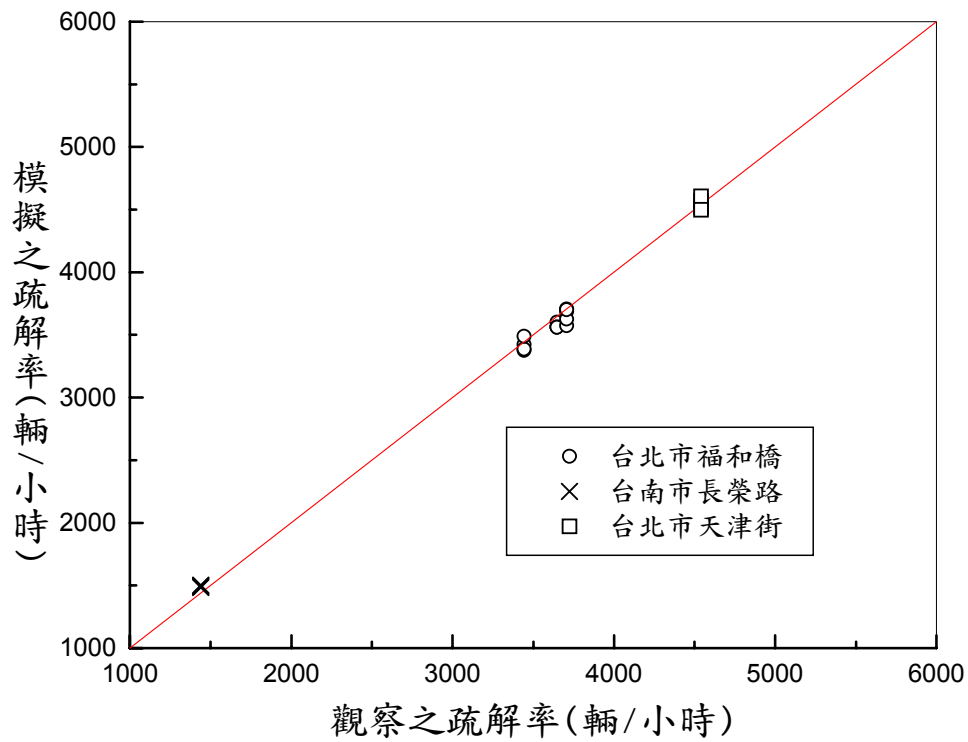


圖 3-20 機車疏解現場觀察值與模擬值之對照

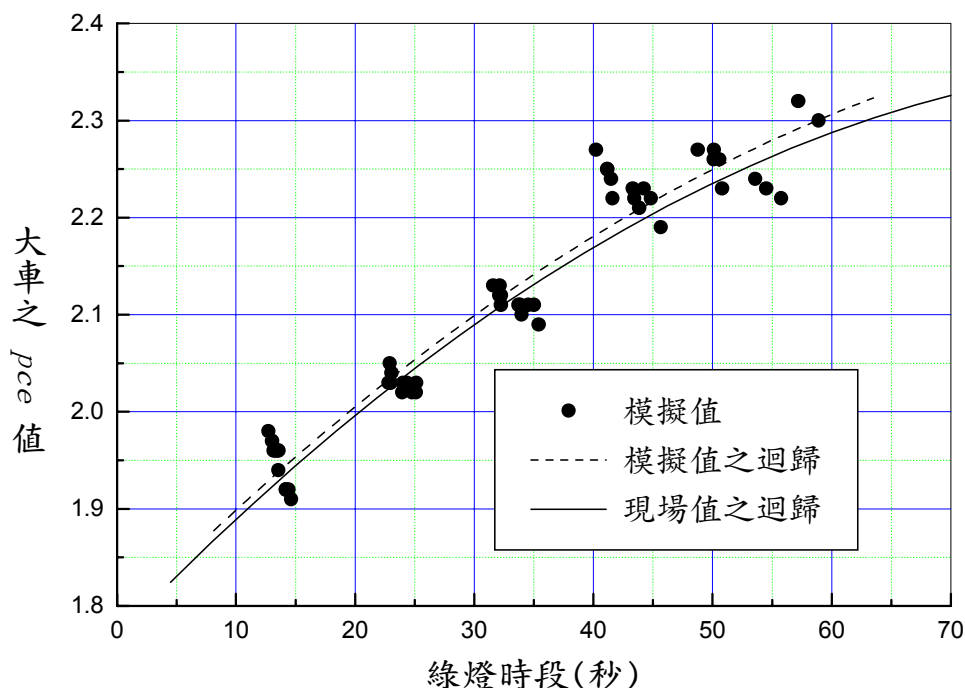


圖 3-21 直行大車  $pce$  值之模擬值

### 3.5.4 車輛延滯

美國 2000 年之公路容量手冊[5]利用一公式以估計號誌化路口之車輛延滯，該公式可應用於獨立路口或幹道，但其估計幹道上路口延滯之準確性乃是一未知數。在定時號誌控制下，如果車輛抵達路口之型態為隨機(random)而且當分析時段剛開始之瞬間沒有停等車輛，則美國容量手冊之延滯公式可簡化為：

$$d = \frac{C(1 - g/C)}{2(1 - zg/C)} + 900T(x - 1 + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{4x}{cT}}) \quad (3.37)$$

上式中，

- $d$  = 平均控制延滯（秒/輛）；
- $C$  = 週期長度（秒）；
- $g = G + Y - L$  = 有效綠燈長度（秒）；
- $G$  = 綠燈長度（秒）；
- $Y$  = 燈號轉換時段（秒）；

$L$  = 損失時間 (秒)；  
 $x$  = 流率/容量比；  
 $z = \text{Min}(1.0, x)$ ；  
 $c$  = 容量 (輛/小時)；  
 $T$  = 分析時段 (小時)。

式 3.37 中所估計之控制延滯指因受號誌控制所增加之旅行時間。如果因為幾何設計之限制，車輛在不論有無燈號控制時皆須減速以穿越路口（如左、右轉），則減速所增加的旅行時間不屬於控制延滯。但目前式 3.37 之應用時，其所估計之延滯事實上等於旅行時間減掉以一固定自由速率行進之旅行時間。換言之，幾何設計所造成之延滯仍包括在式 3.37 中。根據此定義，本計畫利用 HTSS 模式模擬在定時號誌控制下隨機車流之延滯。模擬之狀況如下：

- 1.兩直行車道；
- 2.週期長度包括 100 秒及 150 秒；
- 3.綠燈長度在週期長度之 20%~70%範圍內；
- 4.燈號轉換時段為 4 秒；
- 5.週期為 100 秒時，分析時段為 15 分鐘；週期為 150 秒時，分析時段為 30 分鐘。
- 6.平均自由速率不隨地點而變。

模擬之結果可與式 3.37 之估計值相比較，但這工作有些困擾。其主要原因在於式 3.37 乃根據傳統之飽和流率的觀念，而模擬模式之疏解車流則與現場車流一樣，其停等車之疏解率持久繼續增高。為了儘量在同樣狀況下比較模擬及式 3.37 之延滯，式 3.37 中所需之容量值  $c$  乃根據模擬之結果。此外，式 3.37 之應用亦需要損失時間  $L$  之值。當停等車疏解率持久不能達到一穩定值時，損失時間隨綠燈時間之變化可能很大[6]。為比較方便起見，式 3.37 所需之損失時間固定為 3 秒。

從圖 3-22 可知，模擬模式及式 3.37 所產生之延滯與流率之關係有同樣的趨勢。當綠燈時段等於或大於週期長度之 46%時，模擬及式 3.37 之延滯值的差異在 15%以內，較大的百分比皆發生在流率接近容量之情況下。綠燈時段只有週期長度之 20%時，兩者之最大差異可能接近

式 3.37 估計值之 20%。

前章第 2.9 節提到車輛在路口之平均自由速率比在上游路段中點附近的平均自由速率低（見圖 2-47），如根據這現場資料來模擬號誌化路口之作業，則車輛延滯會比在自由速率不隨地點而變之狀況長，如圖 3-23 所示。HTSS 模式目前利用前章式 2.22 以模擬平均自由速率之下降現象，以取得較合理之延滯估計值。

### 3.5.5 路口之間速率之變化

根據第 2.9 節所描述之偵測器資料，如果路口下方之最高平均自由速率超過 60 公里/小時，則車輛穿過路口之後，其平均速率在路口下方大約 700 公尺之後才會達到最高的穩定值（見圖 2-46），此外，車輛在路口之平均自由速率比在路段中點之平均自由速率低，為了模擬路口下游加速區速率之變化狀況，HTSS 模式將路口下游之平均自由速率從路口之平均值逐漸變化直到平均自由速率等於路段中點附近之自由速率為止。自由速率之增加率可隨路段而變。如路口下游路段中點附近之平均自由速率比路口之平均自由速率高，則自由速率增加的範圍在 0.01~0.03 公里/小時之間。

圖 3-24 至圖 3-27 將模擬之速率變化與偵測器所取得之現場狀況作一比對。一般而言，模擬值與現場值之差異大約在 3 公里/小時之內。

## 3.6 無衝突右側車道停等車之疏解

本計畫曾在三個路口蒐集無衝突右側車道停等車疏解之資料，其中在桃園龜山文化一路及文化北路交叉路口之車道為右轉專用而且無機車之車道（見第 2.5 節），其他在台北市行愛路及桃園龜山忠義路三段之車道為直行及右轉共用車道。行愛路車道上 67.2%之車輛為機車；忠義路車道上 18.8%之車輛為機車（見第 2.6 節）。這三車道上停等車疏解數與綠燈的關係如表 2.12 及 2.18 所示。根據各車道之車種組成及直行與右轉之比例，HTSS 模式亦可用以模擬這些關係。圖 3-28 比較模擬與現場觀察到之關係，兩者之差距在 0.5 輛之間。

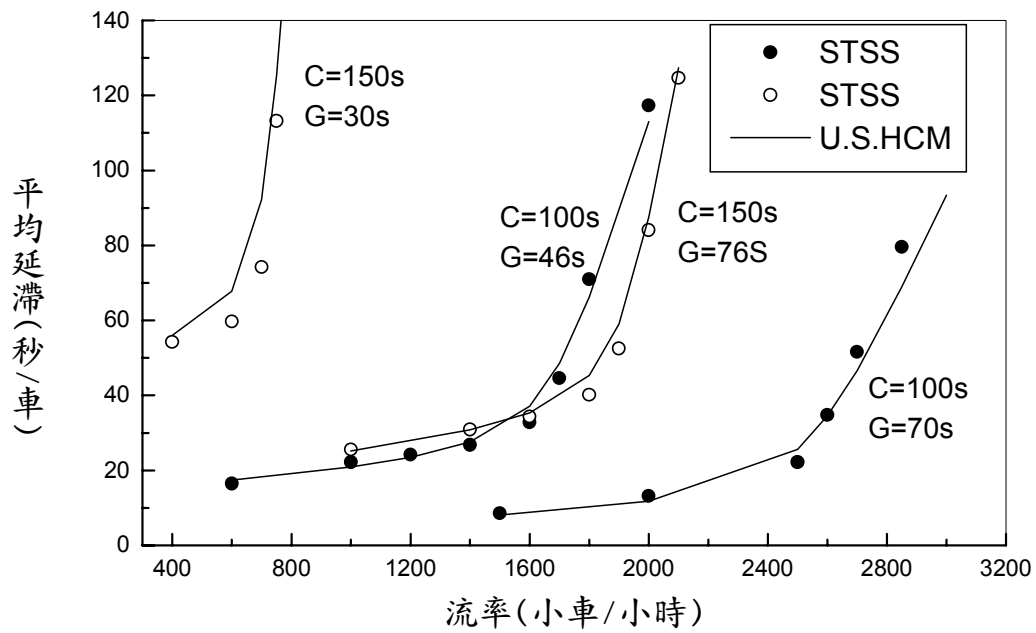


圖 3-22 模擬之延滯與式 3.37 延滯公式值之比較

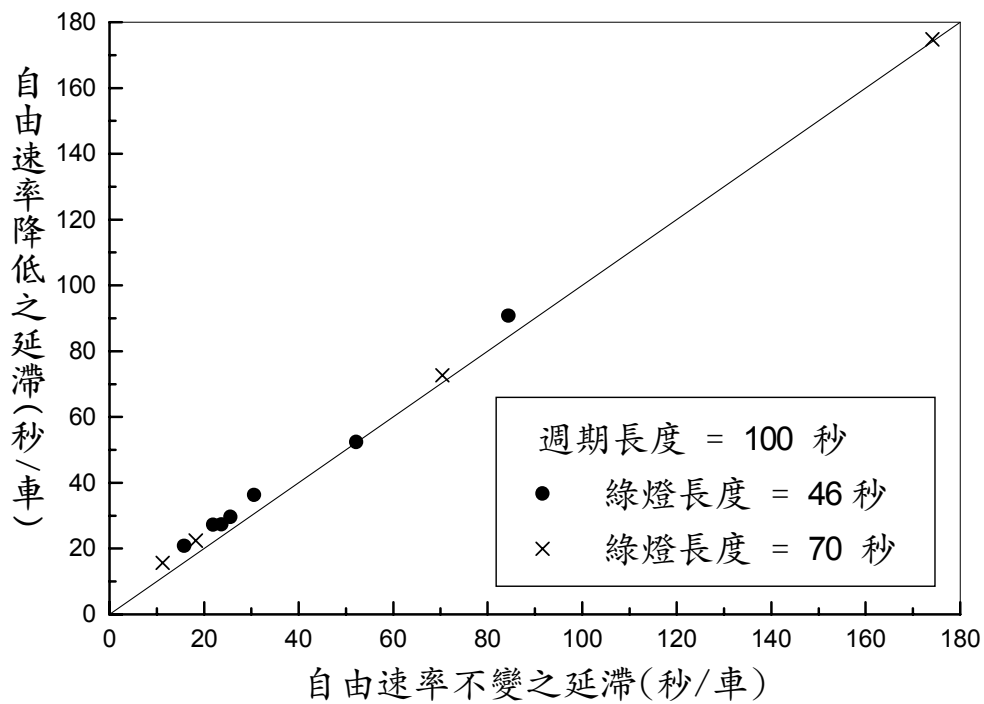


圖 3-23 自由速率因路口而減低與自由速率不變之延滯對比

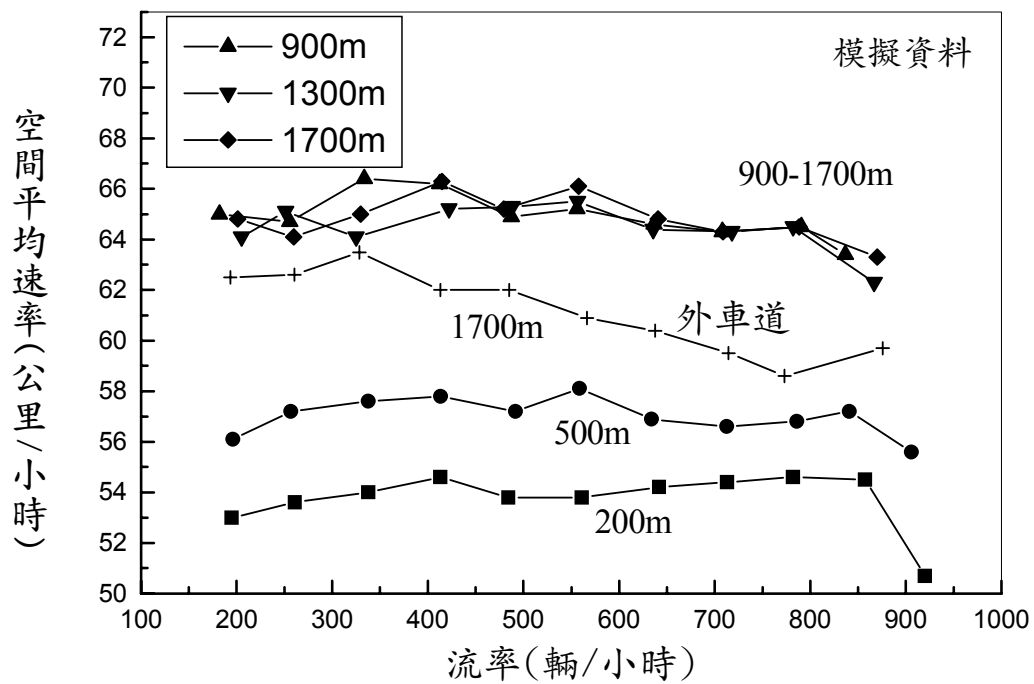
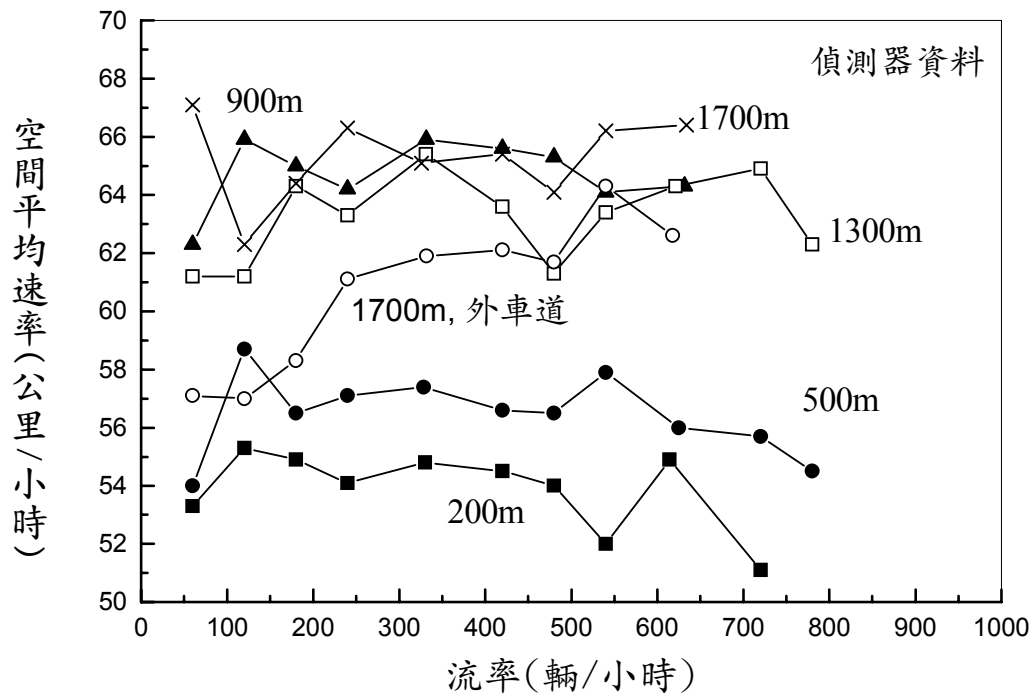


圖 3-24 速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(416 地點)

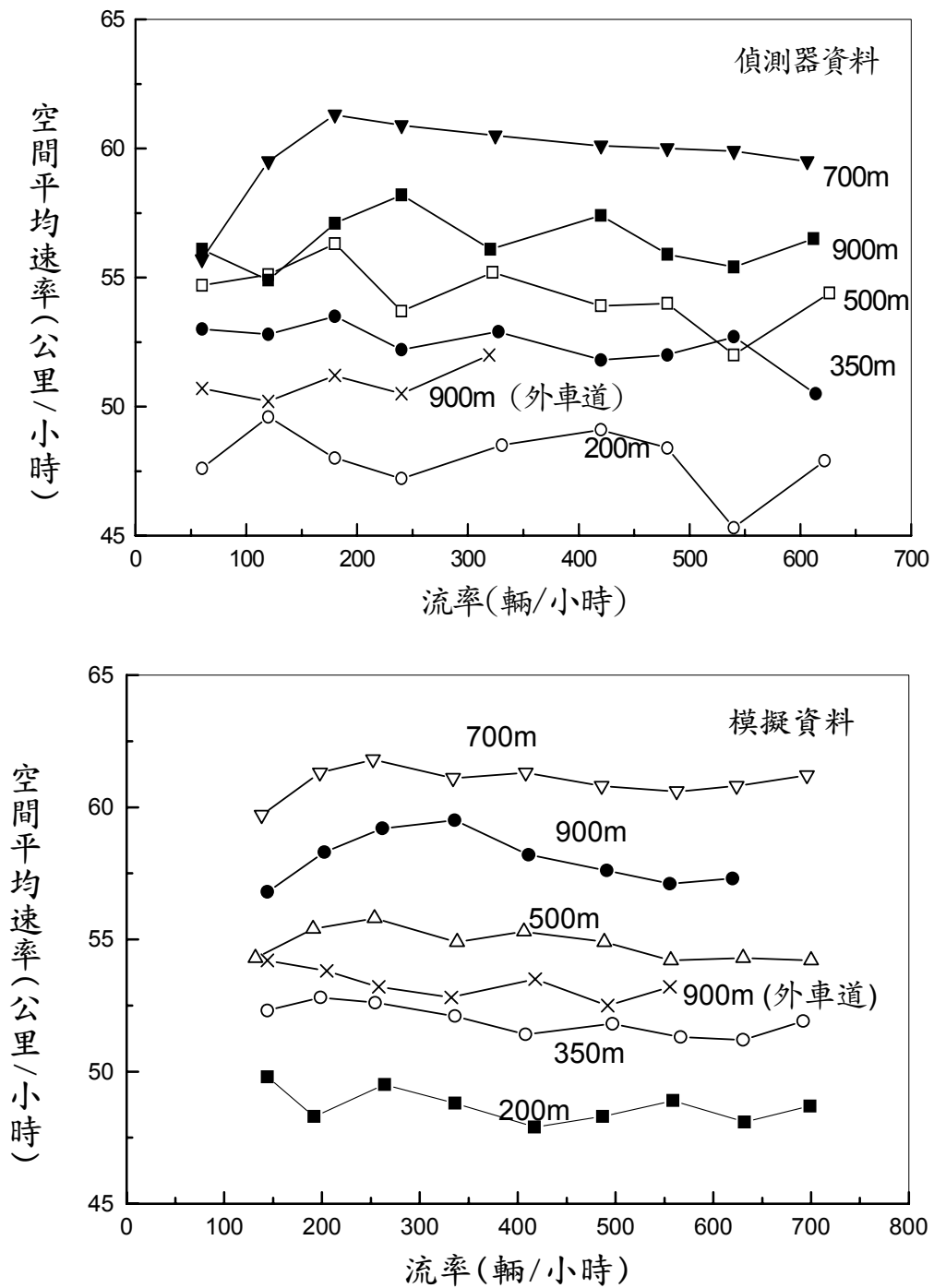


圖 3-25 速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(420 地點)



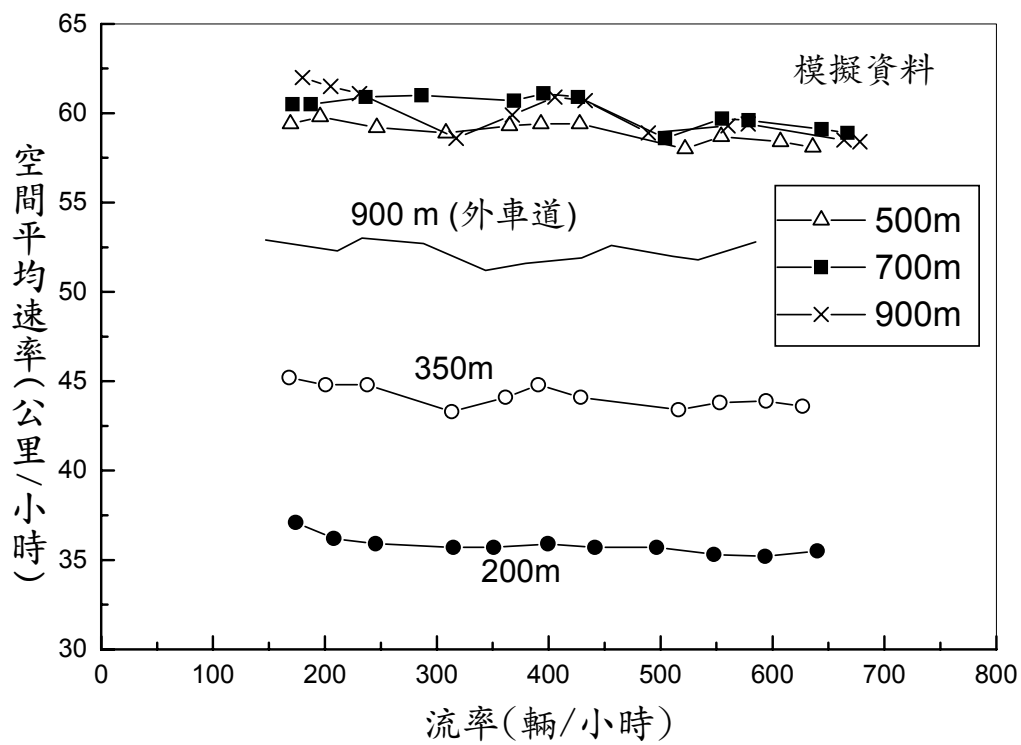
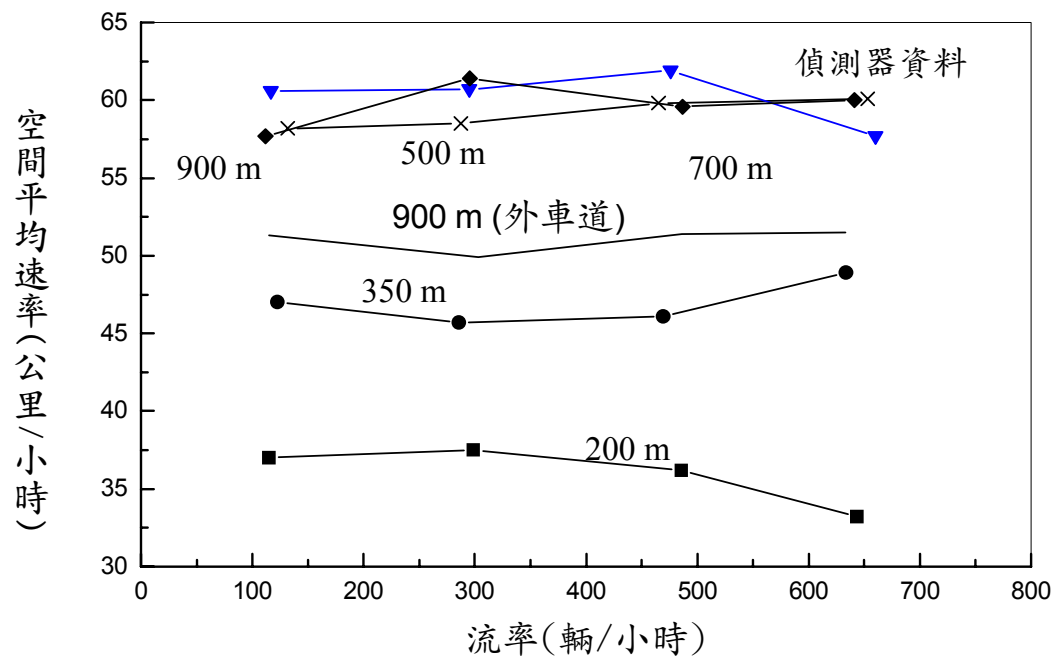


圖 3-26 速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(503 地點)

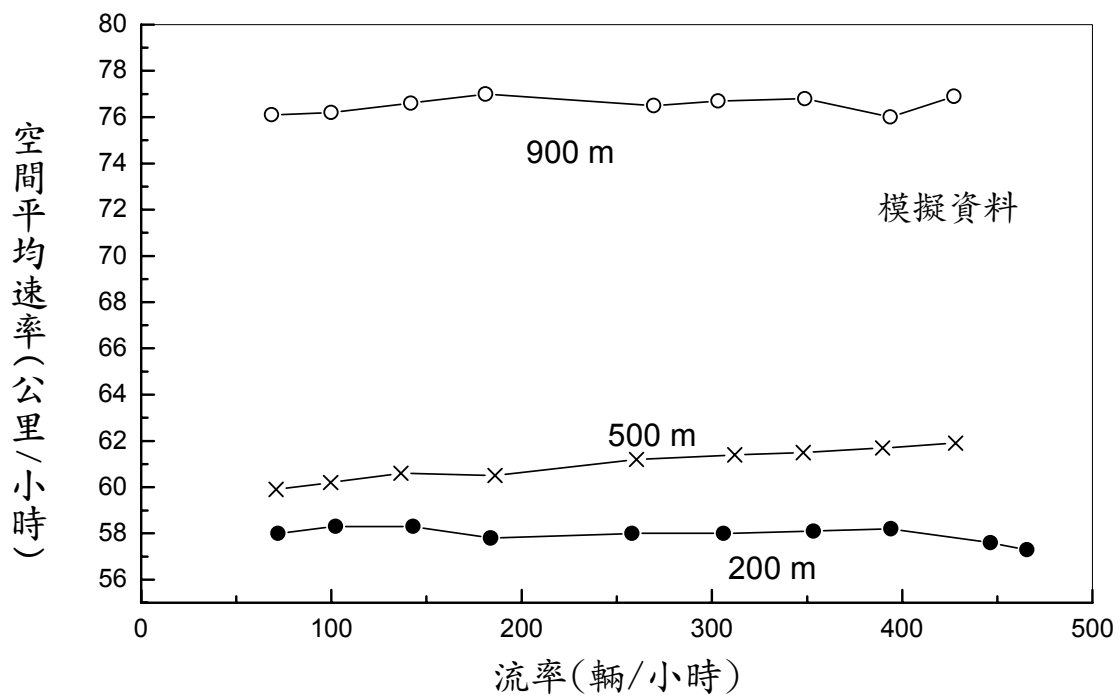
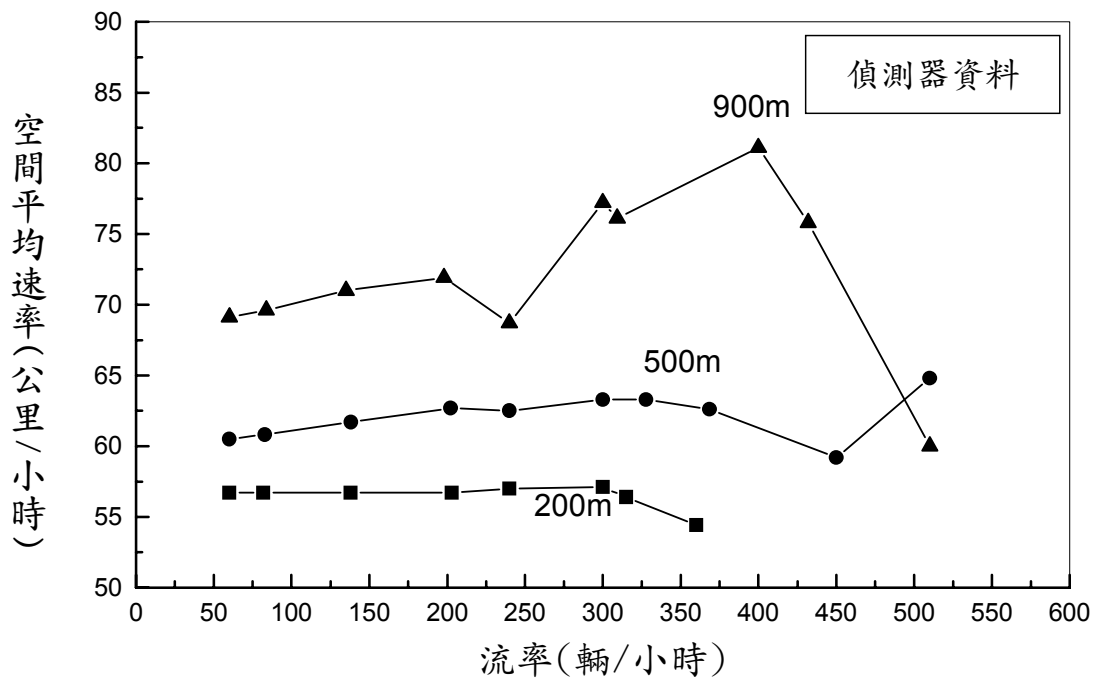


圖 3-27 速率隨行車距離之變化的現場及模擬狀況(519 地點)

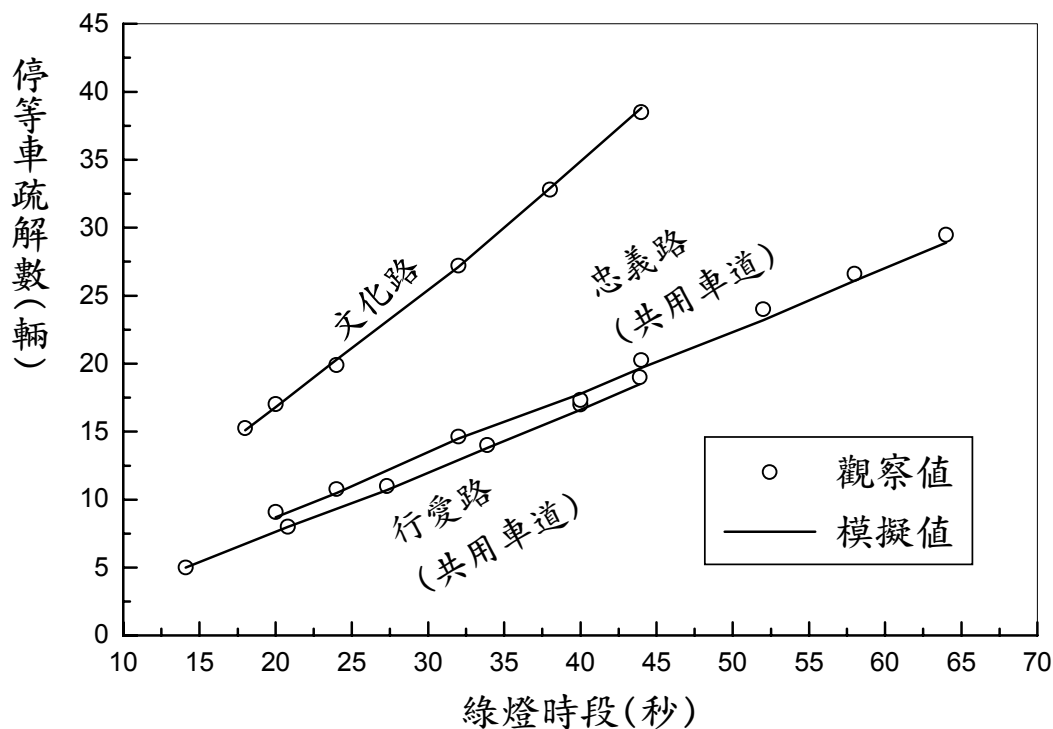


圖 3-28 綠燈時段與停等車疏散數之模擬及現場關係

### 3.7 平均停等及疏散時間/每週期平均最長停等車隊長度

本計畫在桃園龜山忠義路一段蒐集到平均每週期最長車隊之樣本（見表 2.24），另外又在其他地點蒐集到平均停等及疏散時間及相關之平均每週期最長車隊之樣本（見表 2.25）。根據現場之號誌控制狀況及抵達調查車道每 15 秒之車流率，HTSS 模式可用以估計相關之停等及疏散時間，也可同時估計每週期平均最長停等車隊長度。圖 3-29 顯示模擬所估計得之每週期平均最長停等車隊長度與現場值的平均差異為 5.6 公尺。此誤差大約相當於一小車之車長。圖 3-3 顯示 HTSS 模式在低流率（低延滯狀況）有稍微高估平均停等及疏散時間之傾向；流率（及延滯）增加時，模擬值之誤差逐漸變小；在觀察值之範圍內，模擬值之平均誤差只有 1.3 秒/輛。

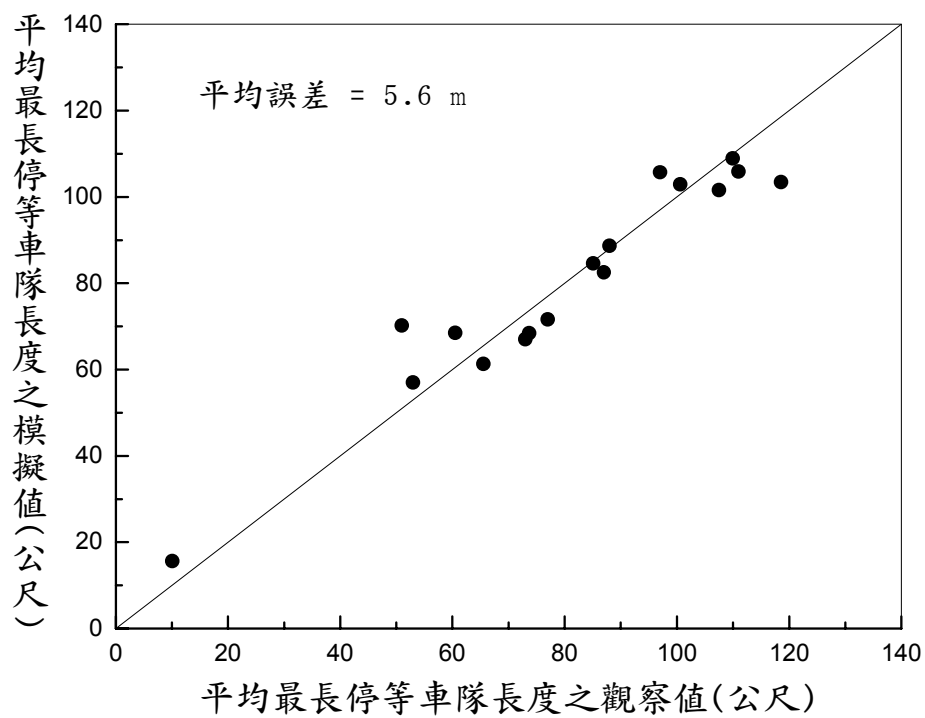


圖 3-29 每週期平均最長停等車隊長度之模擬值與現場值比較

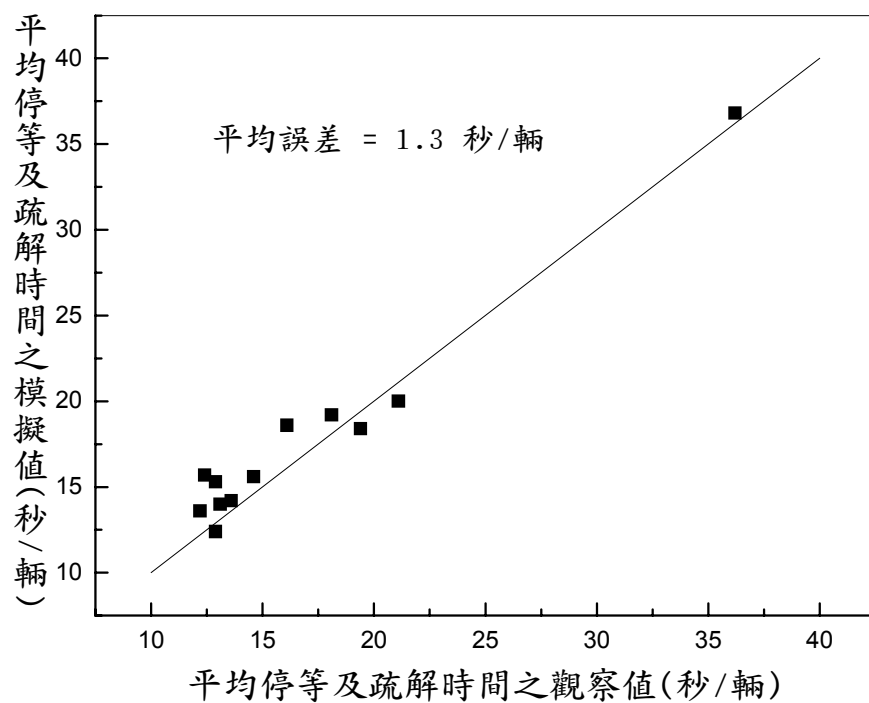


圖 3-30 平均停等及疏散時間之模擬與現場資料比較

### 3.8 HTSS 模式使用者手冊之編定

HTSS 模式之輸入檔維持 SES 模式輸入檔之架構，但為了增進 HTSS 模式之功能並減少使用者之困擾，本計畫對下列 SES 模式輸入檔之缺陷作必要之改善：

1. SES 模式之檔型 53 輸入資料牽涉到號誌時相之分配。原來的輸入檔根據每一接腳(intersection approach)不同行車方向以訂定相關之時相。此輸入方式容易造成模式使用者的困擾。HTSS 模式則根據每一節線(link)不同行車方向以訂定所屬之時相。
2. SES 模式檔型 24 之輸入值代表傳統觀念下之飽和流率。因為此觀念與台灣之車流疏散特性大不相同，所以 HTSS 模式以其他之疏散參數代替飽和流率。
3. SES 模式根據代表性行為以模擬無衝突左右轉之疏散行為，模式之使用者並不能從輸入檔變更疏散行為。HTSS 模式讓模式使用者使用影響左、右轉疏散之參數（如轉彎速率及轉彎車道數）以變更疏散行為。
4. SES 模式沒有詳細模擬大車加、減速率之子程式(Subroutine)。HTSS 模式則有一子程式用以模擬大車在上、下坡及不同速率時之加速率。HTSS 模式之輸入檔將增設大車之質量(mass)及馬力，讓使用者可以變更大車之行車特性。

HTSS 模式之使用者手冊編定為本計畫之附錄 B。



## 第四章 服務水準之績效指標

公路設施之主要功能在於提高運輸效率，以促進經濟之發展，但其運作對使用者、非使用者、負責運作之交通機構及一般環境有種種不同性質的衝擊。因為沒有任何一指標能夠充分的代表公路之作業績效及種種衝擊，各國公路容量手冊[1,5,8,9]使用許多不同的指標以評估公路設施。常用的指標包括車輛延滯、停等車隊長度、車輛之耗油量、廢氣排放量、旅行速率及車流密度。績效指標之選擇不僅須探討績效指標是否有助於規劃、設計及訂定公路設施運作策略之工作，亦須考慮績效指標在應用上之困難程度。

公路使用者要求在安全及舒適的前題下能擁有高速行車之環境，如何滿足這基本要求自然也成為交通機構所著重的工作。本章從公路設施所須提供之基本功能討論相關的指標，以作為訂定服務水準等級之參考。

### 4.1 流量/容量比(Volume/Capacity Ratio)

流量/容量比指在容量分析所指定的時段中，流量及容量之比值。流量可分成兩種，一種是在一特定時段內實際可通過一定點之車輛數，另一種是在一特定時段內欲通過一定點之車輛數。規劃公路設施時所使用之流量為預測欲通過之車輛數。現場觀察到的流量代表在調查點之實際流量，也可代表欲通過調查點下游某一定點之流量。

實際流量及欲通過流量之差別可用圖 4-1 進一步說明。圖 4-1 顯示非阻斷車流路段上單位時段內之流量（亦即流率）與平均速率之一般關係。此關係之特性除了受幾何設計及車種組成等因素之影響外，更深受車流密度之左右。當路段之車流密度從低逐漸增加時，實際流率也隨著增加，但在密度不高時車流能以穩定的高速率行進。密度達到某一程度時，實際流率等於容量。換言之，單位時段內能通過一定點之流量達到極限。如果欲通過一定點之流率超過容量，則密度繼續上升，同時平均速率顯著地下降而導致實際流率隨密度增高而減少，此時車流進入不穩定、壅塞之狀況。這現象表示如果  $v/c$  比值中之流量

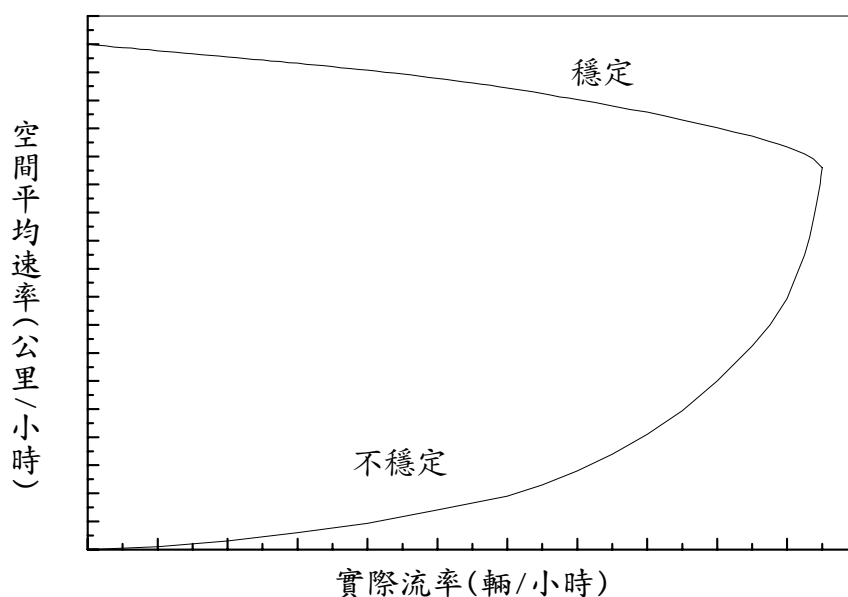


圖 4-1 非阻斷車流路段上單位時段內之流率與平均速率之關係

$v$  代表單位時間內之實際流量，則同樣的  $v/c$  比值可能代表穩定、高速行車狀況，也可能代表不穩定、壅塞之狀況。所以根據實際流量所訂定之  $v/c$  比值沒有評估服務水準之功能。如欲增進  $v/c$  比值之應用價值，則  $v/c$  比值中之流量必須是欲通過之流量。

$v/c$  比可用以評估一路段或一路口之車道是否有足夠的容量，以承載欲通過之流量。所以  $v/c$  比適用於規劃工作中協助訂定新設施之車道數。但此比值不適用於評估號誌化路口之服務水準，以作為改善號誌控制或幾何設計之依據。其主要原因是號誌控制之設計及改善，通常針對降低延滯、增高行車速率之要求，而非以改善  $v/c$  比作為出發點。此外，如根據美國 2000 年公路容量手冊之延滯公式所導出之圖 4-2 所示， $v/c$  相同時，車輛延滯可能有很大的不同。因此一般容量分析之方法很少用  $v/c$  比作為評估並改善號誌化路口作業之績效指標。

## 4.2 車輛延滯

代表車輛延滯之績效指標有好幾種，包括停等延滯(Stopped delay)、路段延滯(Approach delay)、總延滯(Total delay)及控制延滯(Control delay)等。這些指標所包含的延滯不同，因此其現場調查之困難程度也有差異。



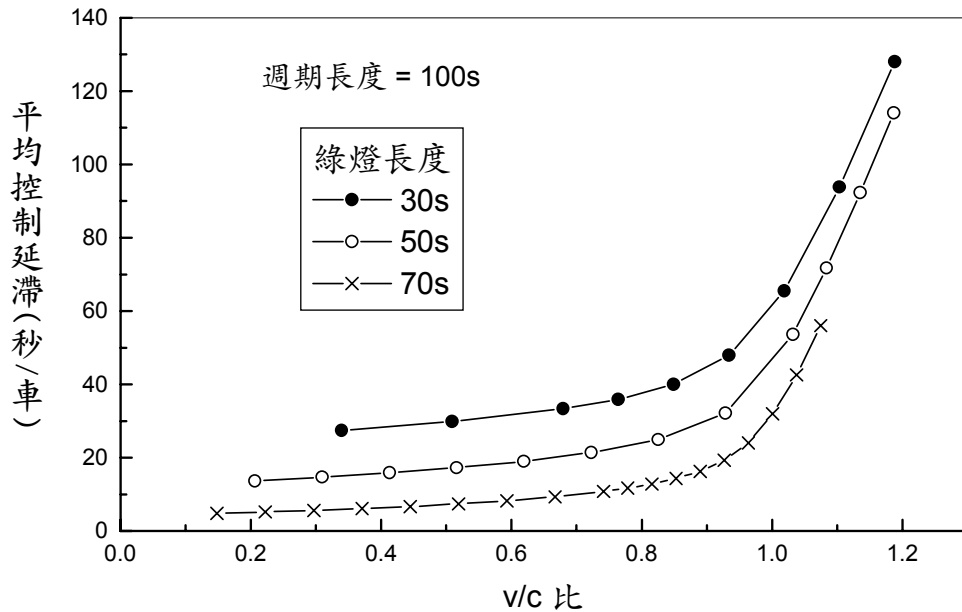


圖 4-2 隨機到達車輛之平均延滯與 v/c 關係之例

#### • 停等延滯

停等延滯指車輛在停等車隊中之時間。如一車輛為第一部在路口上游之車輛，則其停等延滯從該車因紅燈而停等之瞬間到綠燈亮後該車開始加速以進入路口之瞬間為止。如一車輛不是第一部在路口上游之車輛，則其停等延滯等於加入停等車之瞬間到綠燈開始之後該車持續加速行向路口之瞬間為止。

在各種延滯之中，停等延滯之現場調查比較簡易，但仍有一些困難之處。調查停等延滯最少需要兩調查員。資料蒐集應從紅燈啟亮之瞬間開始到數週期之後紅燈啟亮之瞬間為止。資料蒐集開始之後一調查員每 10~15 秒記錄停等之車數，如果停等車隊太長則需增加調查員以分區蒐集資料；另一調查員則記錄通過停止線之車數、車種及轉彎方向。停等車完全停車之前常有以極緩慢之速率跟進前車之現象，停等之後又可能慢速移動以調整間距。這現象造成判斷一車輛是否停等之困擾。因此之故，美國公路容量手冊規定當一車輛距離前方停等車在一小車車長之範圍內即屬停等車。但這調查規則之應用仍可能隨調查員之經驗及判斷而異。台灣車流中常有大量機車，所以現場調查之工作會比無機車時之工作複雜。此外，綠燈開始之後，如停等車隊相

當長（超過 15~20 輛），則車隊前端之車輛開始依序啟動（不再有停等延滯）但車隊後端可能尚未啟動因而繼續有車輛加入車隊。在這情形之下，調查員很可能會記錯屬於停等車隊中之車輛數。

美國 1985 年及 1994 年之公路容量手冊[10,11]利用停等延滯以評估號誌化路口之服務水準。台灣 2001 年之公路容量手冊[1]及其前身[12]亦使用停等延滯將號誌化路口之服務水準分成六等級，如表 4.1 所示。

表 4.1 台灣號誌化路口服務水準之劃分標準

服務水準	平均停等延滯(秒/車)， $d$
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
D	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

資料來源：[1,12]。

- 總延滯及路段延滯

總延滯包括通過一路段時因減速、停等及加速所產生的額外旅行時間，其值等於實際旅行時間減掉在沒有其他車輛、事故及號誌控制之干擾時的旅行時間。沒有干擾時之旅行時間通常是根據一固定之自由旅行時間。美國 1994 年之容量手冊認為總延滯等於停等延滯之 1.3 倍。事實上總延滯及停等延滯之關係隨號誌時制之設計(timing design)有很大的變化[13]。

路段延滯可代表從上游路口停止線到下游路口停止線之間的總延滯。此指標也可代表一車輛在接近一路口時因減速、停等及加速經過停止線期間超出以自由速率行車之額外旅行時間。HTSS 模擬模式根據此定義以估計總延滯。

總延滯或路段延滯中因加、減速所產生的額外旅行時間很難在現場直接量測。將來如果有大量的車輛裝設行車記錄器(tracking device)以量測各車輛在兩定點之間的旅行時間，則這些指標有很廣泛之應用價值。目前最實用的現場調查方法是利用測試車往返行駛，但在有號誌控制之公路上，這方法需要同時利用數部測試車才能將估計誤差限制在一合理的範圍內。

圖 4-3 顯示，當車輛以隨機型態抵達一獨立路口時，利用 HTSS 模式所展現平均路段延滯與平均停等延滯之關係。圖 4-3 中之各曲線代表表 4.2 所列不同週期長度及綠燈之組合。

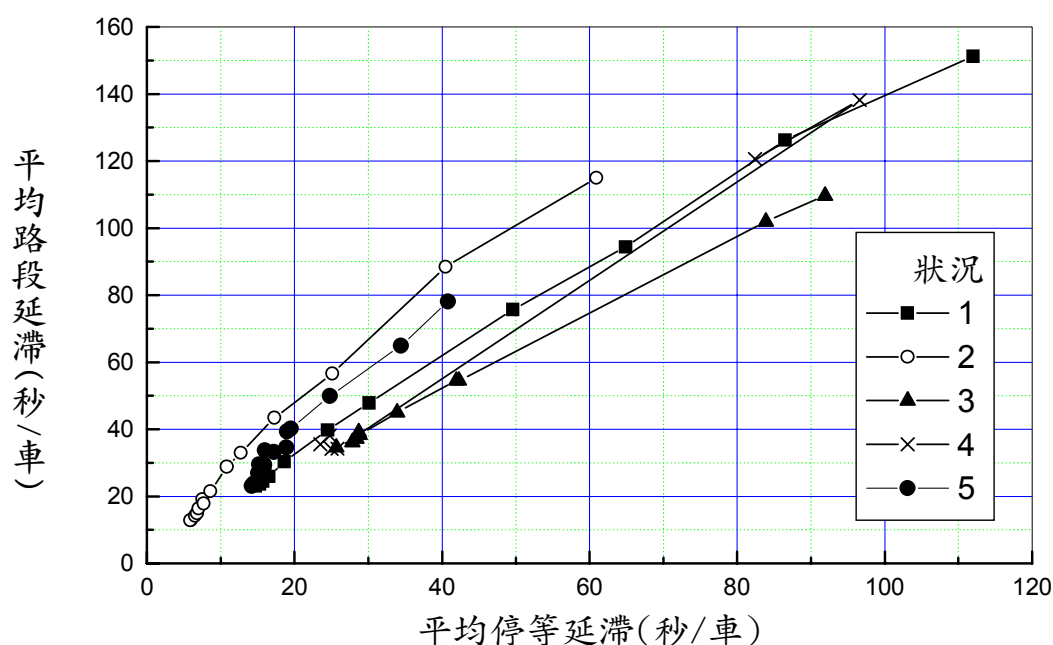


圖 4-3 平均路段延滯及停等延滯之模擬關係

表 4.2 模擬之定時號誌控制

狀況	週期長度(秒)	綠燈長度(秒)
1	100	46
2	100	66
3	100	26
4	150	75
5	150	91

從此圖可知，當號誌控制之週期及綠燈時段不變時，平均路段延滯與平均停等延滯有很明顯的關係。連鎖號誌化路口間路段之平均停等延滯及路段延滯也有相似之關係。如有必要，路段延滯可根據停等延滯利用一模式以估計。

如本報告第 2.10 節所述，本計畫曾經在桃園龜山忠義路一段蒐集一車道在停止線及上游一定點之間的總延滯資料。但因調查人員之失誤，所得之調查資料無法用以估計平均總延滯。此種需要多人同時現

場蒐集資料的工作，如有一人之小疏忽即可能造成資料之不正確性。所以蒐集總延滯或路段延滯之工作應儘量避免。

### 控制延滯

美國公路容量手冊[5]並沒有對控制延滯作一嚴謹之定義，因此美國公路容量手冊及 Corsim 模擬模式[14]雖然都用控制延滯，但兩者所估計之延滯並不相同。根據美國容量手冊第 16 章所描述之估計方法，控制延滯等於停等時間加上在加、減速時超過以一固定自由旅行時間行進所需時間之延滯。停止線下游在加速期間之延滯是否包括在控制延滯之內，則沒有說明。Corsim 模擬模式之控制延滯則等於在有燈號控制下之旅行時間減掉在無號誌控制下之旅行時間。所以從理論的觀點而言，此控制延滯不包括因幾何設計之限制而必須減速通過路口之額外旅行時間，亦不包括車與車之間因密度增加時互相干擾而造成的額外旅行時間。

控制延滯與總延滯之性質相似，其現場調查亦有同樣的困難。美國之公路容量手冊雖有提供一現場調查之方法，但該方法不適用於有長停等車隊之狀況，其所得之延滯有一部份（如加、減速之延滯）是根據經驗而調整之估計值。

## **4.3 停等及疏解時間**

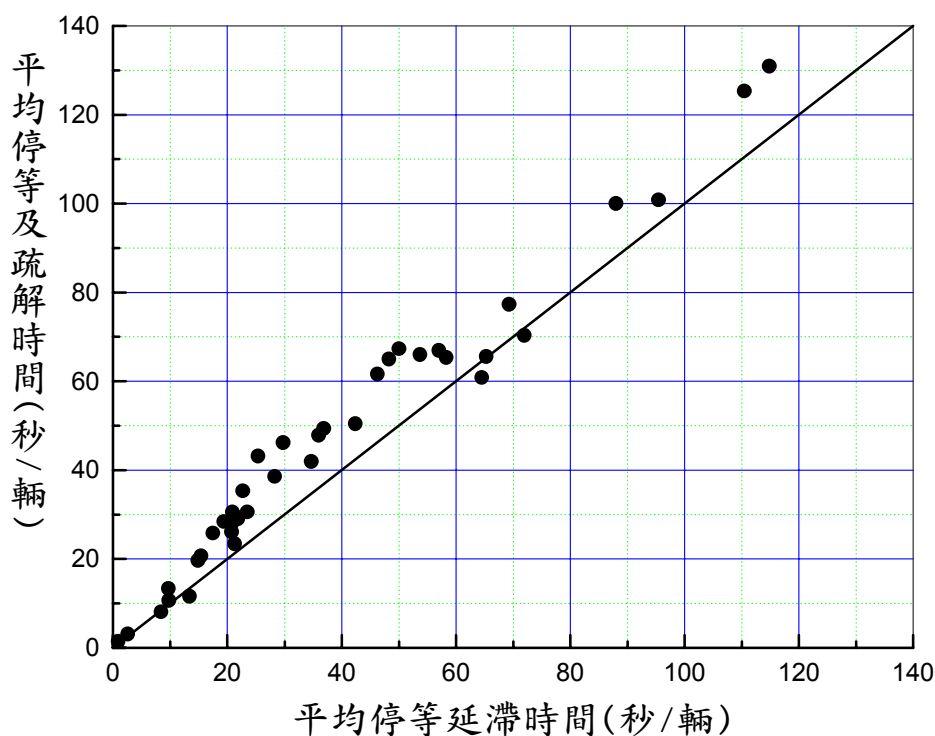
為減少調查上述各種延滯工作可能遭遇的困難，第 2.10 節所述之平均停等及疏解時間可作為替代之績效指標。此指標之調查工作包括：

1. 紀錄週期長度、綠燈時段、黃燈時段及全紅時段。
2. 每一紅燈開始之瞬間，記錄已在停等車隊中之車數。這些車輛包括在前週期尚未疏解完之停等車數。
3. 紅燈開始之後，每 15 秒紀錄累積在停等車隊中之車數，直到車隊長度不再增加為止。
4. 紅燈開始之後，記錄進入調查車道（或路段）之車數。
5. 在停止線蒐集停等車疏解數及相關疏解所需之時間，以估計疏解率（輛/秒）。

根據上述之資料，平均停等及疏解時間可由第 2.10 節之式 2.23、

式 2.24、式 2.25 及式 2.26 以估計。

利用 HTSS 模擬所得之平均停等延滯及平均停等及疏解時間之關



係如圖 4-4 所示。

圖 4-4 平均停等延滯與平均停等及疏解時間之關係

從圖 4-4 可知，平均停等及疏解時間大約比平均停等延滯大 10 秒/車。所以如果利用停等及疏解時間以替代平均停等延滯，則表 4.1 之服務水準劃分標準可修定如表 4.3 所示。

表 4.3 建議之號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等及疏解時間(秒/車), $d$
A	$d \leq 25$
B	$25 < d \leq 40$
C	$40 < d \leq 55$
D	$55 < d \leq 70$
E	$70 < d \leq 90$
F	$d > 90$

## 4.4 停等車長度

停等車隊長度可用平均停等車隊長度或平均每週期最長停等車隊來代表。紅燈開始之後，可能還有車輛陸續加入停等車隊，所以每週期之最長車隊通常存在於綠燈時段內。數週期中最長車隊之平均值代表平均每週期最長車隊長度。

因為停等車隊長度隨時間而變化，蒐集現場資料以估計平均停等車隊長度可在紅燈開始之後大約每 10 秒或 15 秒紀錄最後一部停等車所代表的停等車隊長度。資料蒐集必須持續數週期，取樣的時間必須等於事先訂定的容量分析時段。

一般交通機構及駕駛員對最長車隊之反應比較敏感，最長車隊長度對上游路口車輛疏解有明顯之影響，也可能比平均停等車隊長度之影響大。此外，最長車隊之現場調查工作較簡易，所以 HTSS 模式只提供最長車隊之估計方法。

圖 4-5 顯示當車輛隨機到達一獨立路口時，平均停等延滯與平均每週期最長停等車隊長度之關係。圖中曲線代表在表 4.2 所列之號誌控制下的作業特性。從圖 4-3 及圖 4-5 可知，當號誌控制狀況不變時，平均路段延滯及平均每週期最長停等車隊長度可根據平均停等延滯以估計。但所需之模式必須利用大量之模擬及現場資料來建立。

## 4.5 旅行速率及密度

在非阻斷性車流之路段上，車流之密度是影響旅行速率及流率之一主要因素，所以密度是一重要的績效指標。但是密度不容易直接量測，且速率是一般公路使用者最關心的服務品質，所以平均旅行速率（行車距離除以平均旅行時間）也可用以評估非阻斷性車流之路段。表 4.4 顯示台灣公路容量手冊根據密度及平均速率訂定之服務水準劃分標準。

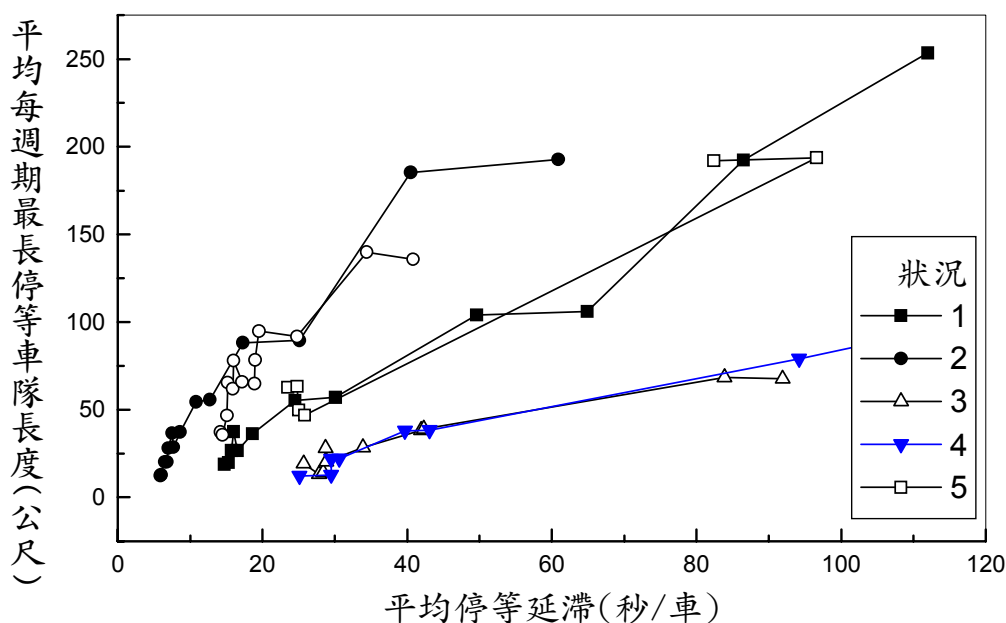


圖 4-5 平均每週期最長停等車隊長度及停等延滯之模擬關係

表 4.4 台灣郊區多車道公路服務水準等級劃分標準

服務水準	密度，D (小客車/公里/車道)	平均速率，U (公里/小時)	最大	
			服務流率 (小客車/小時/車道)	v/c
A	$D \leq 12$	$U \geq 65$	780	0.371
B	$12 < D \leq 18$	$U \geq 63$	1,134	0.540
C	$18 < D \leq 25$	$U \geq 60$	1,500	0.714
D	$25 < D \leq 33$	$U \geq 55$	1,815	0.864
E	$33 < D \leq 52.5$	$U \geq 40$	2,100	1.000
F	$D > 52.5$	$U \geq 0$	變化很大	變化很大

資料來源：[4]。

號誌化路口及其鄰近路段的交通狀況，隨時間及地點的變化很大，因此密度及旅行速率不適合用於評估單獨號誌化路口之作業。密度亦不適合評估有一連串號誌化路口之幹道，但平均旅行速率為評估幹道作業最常用的績效指標。平均旅行速率受號誌化路口車輛延滯及在路口之間其他旅行時間的影響，所以現場調查旅行時間也相當困難。容量分析之方法必須利用模擬或其他模式來估計旅行速率。

## 4.6 績效指標之選擇

郊區多車道公路之分析對象包括個別號誌化路口、有一連串號誌化路口之幹道及路口之間非阻斷性車流路段。根據規劃、設計及訂定運作策略的需要及應用之困難程度，容量分析宜採用下列績效指標：

1. 個別號誌化路口：平均停等及疏解時間、平均每週期最長停等車隊長度。
2. 幹道：平均旅行速率。
3. 非阻斷性車流路段：流量/容量比。

為了避免容量分析之手續過於繁雜，服務水準等級之訂定宜根據單一績效指標。車輛延滯一向是號誌化路口作業最令人注意的指標，所以個別號誌化路口之服務水準宜根據平均停等及疏解時間以訂定，本計畫所建議之相關服務水準等級之劃分如表 4.3 所示。台灣郊區公路之速限通常是 60、70 或 80 公里/小時，表 4.4 服務水準之劃分沒有考慮到速限的影響，因此不適用於評估各種有不同速限之幹道。如速限之訂定合理，當平均速率很接近或超過速限時，幹道之服務水準可視為相當理想。根據此一觀念，本計畫建議利用速限與平均速率之差異，以訂定幹道服務水準之等級，如表 4.5 所示。

表 4.5 幹道服務水準劃分標準

服務水準	速限減掉平均旅行速率 (公里/小時)
A	$\leq 5$
B	5.1 ~ 10.0
C	10.0 ~ 15.0
D	15.1 ~ 20.0
E	20.1 ~ 25.0
F	$> 25.0$

至於非阻斷性車流路段，其交通特性隨幾何設計之標準及速限而變，而且如有主要是讓機車使用之慢車道，其相關交通特性受車道寬之影響很大。在這種情形下，利用需求流率與容量比以訂定服務水準



之等級比較實用。民國九十一年研究報告所建議之劃分標準，如表 4.6 所示。

表 4.6 非阻斷性車流路段服務水準劃分標準

需求流率/容量比	服務水準等級
0 ~ 0.20	A
0.21 ~ 0.40	B
0.41 ~ 0.60	C
0.61 ~ 0.80	D
0.81 ~ 1.00	E
> 1.00	F

資料來源：[2]。

根據民國九十二年研究報告所描述之郊區公路非阻斷性車流路段的流率與速率之關係，表 4.6 之 D 級及 E 級所佔之作業範圍有太廣之現象，而 A 級與 B 級之範圍則可增大，因此本計畫建議將表 4.6 修正，如表 4.7 所示。

表 4.7 修正後非阻斷性車流路段服務水準劃分標準

服務水準等級	需求流率/容量比
A	0 ~ 0.25
B	0.26 ~ 0.50
C	0.51 ~ 0.75
D	0.75 ~ 0.90
E	0.91 ~ 1.00
F	> 1.00



## 第五章 容量分析方法

### 5.1 緒論

多車道郊區公路包括每方向最少有兩車道，但有平面交叉路口之市郊道路及城際公路。市郊道路係指都市邊緣地區之路段，其平面交叉路口之間距一般在 2 公里以下；城際公路則是在城市之間，不在市區或市郊之公路，此種公路所通過地區兩側多為鄉村或未開發地區。郊區公路有不同之幾何設計標準，有較高設計標準之公路，如西部濱海快速公路，其速限可高達 80 公里/小時；但一般郊區公路之速限為 60 或 70 公里/小時。

「2001 年台灣地區公路容量手冊」第十一章[1]分析多車道郊區公路之方法有幾個缺陷。第一，該章之分析對象只包括非阻斷性車流之路段，非阻斷性車流路段指交通運作不受號誌化路口影響之路段，但台灣郊區公路上，號誌化路口到處可見，而且這些路口經常為郊區公路之瓶頸，所以容量分析之對象也須考慮獨立號誌化路口及有一連串號誌化路口之幹道。第二，民國 80 年之「台灣地區公路容量手冊」[12]將號誌化路口之影響區設定為路口上、下游各 200 公尺之路段。換言之，離號誌化路口 200 公尺以上之路段為非阻斷性車流之路段。2001 年之手冊則沒有對號誌化路口影響區作一定論。事實上，號誌化路口之影響區在 3 公里左右[2,3]。所以如果號誌化路口之間距在 3 公里以下，則相關之路段屬於阻斷性車流路段，因而容量分析時必須涵蓋號誌化路口之運作。第三，2001 年手冊沿用民國 80 年之容量手冊的分析方法，該方法假設郊區多車道公路有同樣的流率與速率之關係。本所在民國 91 年所蒐集的現場資料[2]則顯示流率與速率之關係隨各路段之平均自由旅行速率而變。

針對上述缺陷，本章根據本計畫及本所對郊區公路車流特性之研究[2,3]，提供一改良的容量分析方法。此方法之分析對象包括非阻斷性車流之路段、獨立號誌化路口及幹道。與號誌化路口或幹道相比較，非阻斷性車流之路段的交通作業較單純，不須依賴電腦模擬來分析。所以本章描述一以公式、圖表為依據之分析方法。至於號誌化路口及

相關之幹道，目前沒有可靠的公式、圖表分析方法可用，所以本章採用電腦模擬，模擬工具為「公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model)」，此模式簡稱 HTSS 模式。HTSS 模式已在本計畫及上兩期計畫中[2,3]陸續利用現場資料加以測試及微調。雖然此模式之測試及微調工作仍須繼續進行，此模式已可合理的模擬郊區公路常見之阻斷性及非阻斷性車流。使用 HTSS 模式之主要工作在於建立輸入檔，附錄 B 對於如何使用此模式有詳細的交代。

坡度路段之坡長及坡度如超過某一限度，該路段對公路容量及服務水準可能有很大的影響。本所對郊區公路上坡路段之交通特性尚未進行研究，所以本章不能用現場之資料以提供一可靠的分析方法。2001 年之容量手冊將坡度上之車輛用小客車當輛轉換成平坦路段之對等車，但沒有考慮坡度上車流的流率與速率關係與平坦路段並不相同，因而造成不合理之分析結果。本章介紹的方法考慮到平坦路段及坡度路段車流特性之差異。但目前沒有現場資料以測試及調整此方法。

## 5.2 分析對象

郊區公路容量分析的對象包括非阻斷性車流之路段、獨立號誌化路口及幹道。分析之前必須依分析之目的及車流之性質以訂定分析之範圍。

一般而言，如號誌化路口之間距超過 3 公里，則在路段中點附近超過 3 公里長度之部分可當作非阻斷性車流之路段來分析。如分析對象為獨立號誌化路口，則須先決定是否考慮上游號誌化路口之影響。如果車流抵達一號誌化路口之型態為隨機(random)，則不必考慮上游路口之影響。但因目前無資料以顯示在何狀況下到達一號誌化路口之車流型態為隨機，分析獨立號誌化路口時最好考慮上游路口之影響。如果容量分析之目的在於評估車流穿過一連串路口時之服務水準，則可將郊區公路當作幹道來分析。

## 5.3 非阻斷性車流路段之分析

非阻斷性車流路段可依據其通過地區之地形劃分成一般區域之路段及特殊坡度路段。根據 2001 年及民國 80 年之容量手冊[1,12]，若一路段

之所有上、下坡之坡度有下列之性質，則該路段為一般區域之路段：

- 1.坡度在 3%以上，但長度小於 800 公尺。
- 2.坡度在 3%以下而且長度小於 1,000 公尺。

坡度及坡長不滿足上述兩條件之路段為特殊坡度路段。

2001 年及民國 80 年之容量手冊[1,12]又將一般區域之路段所通過之地形分成下列三類：

- 1.平原區：在結合各種坡度之坡長、平曲線及豎曲線之路形下，貨車可維持與小客車幾乎相等的速度行駛之地形，一般而言其坡度未超過 1%。
- 2.丘陵區：公路之平曲線及豎曲線的設計迫使貨車以甚低於小客車之速率行進，但貨車速率尚未低到爬坡速率(crawl speed)之地形。
- 3.山嶺區：貨車只能以低速爬坡速度行駛之地形。

根據上述之定義，丘陵區及山嶺區可能有許多特殊坡度路段，這些路段宜個別分析以作為規劃及設計之參考，所以本章不將一般區域分類。

### 5.3.1 車道之劃分

台灣郊區公路之車道可分成讓小車及大車使用之快車道，讓機車、小車及大車皆可使用之混合車道，以及僅讓機車及慢車行駛之慢車道。在省道中，單向有 2 快車道或 3 快車道之公路大約各有 71%及 84%之里程有最少 2.0 公尺寬之慢車道或混合車道。縣道中同類之慢車道或混合車道之里程百分比很接近。最常見之慢車道車道寬在 2.0 與 3.5 公尺之間；最常見之快車道或混合車道車道寬為 3.5 公尺或 3.5 公尺以上[3]。

同一公路上單方向可能有兩種供機車行駛之空間。第一種是在右側車道（混合車道），其寬度足以讓小車及大車正常行駛之車道。另外一種是特別劃設之 2.0 至 2.5 公尺之車道，供機慢車使用，或是未特別劃設快慢分隔線，而機慢車使用右側路肩（常超過 2.0 公尺）。這兩種供機車行駛空間之車道的交通特性不同，所以須分別分析。

快車道上各車道之交通特性不同，但其差異不大。以西濱快速公路為例，當流率相同時，內外側快車道之平均速率差距大約在 8 公里/小時以下[4]。所以快車道之分析不分內外車道，可以簡化分析手續。

### 5.3.2 基本狀況之流率與速率關係

本章所指之基本狀況包括：

- 1.快車道之車道寬為 3.75 公尺；
- 2.橫向淨距在 2.0 公尺以上，此淨距為從車道外側到分隔島或路邊障礙物之距離；
- 3.快車道上只有小車，慢車道上只有機車；
- 4.道路在平原區；
- 5.道路為城際公路而且有中央分隔。

在基本狀況下只有小車及只有機車之流率與空間平均速率的關係如圖 5-1 及圖 5-2 所示。

在穩定車流狀況下（需求流率未超過容量），圖 5-1 之快車道速率及流率關係可用下列各式來代表：

- 1.自由車流速率 = 50 公里/小時

$$V = 50 + 3.94Q - 27.089Q^2 + 28.005Q^3 - 9.169Q^4 \quad Q \leq 1.8 \quad (5.1a)$$

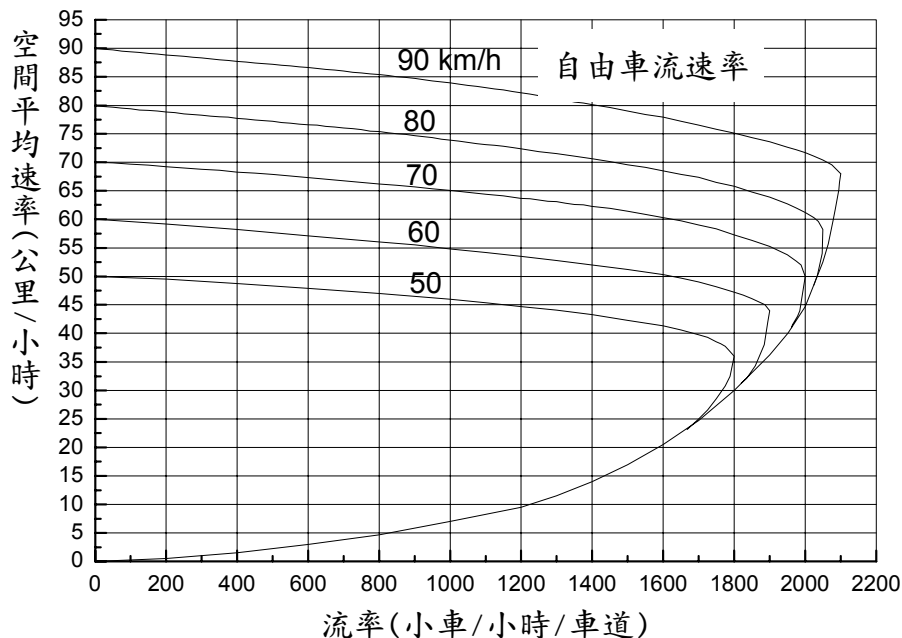


圖 5-1 基本狀況下小車流率與速率之關係

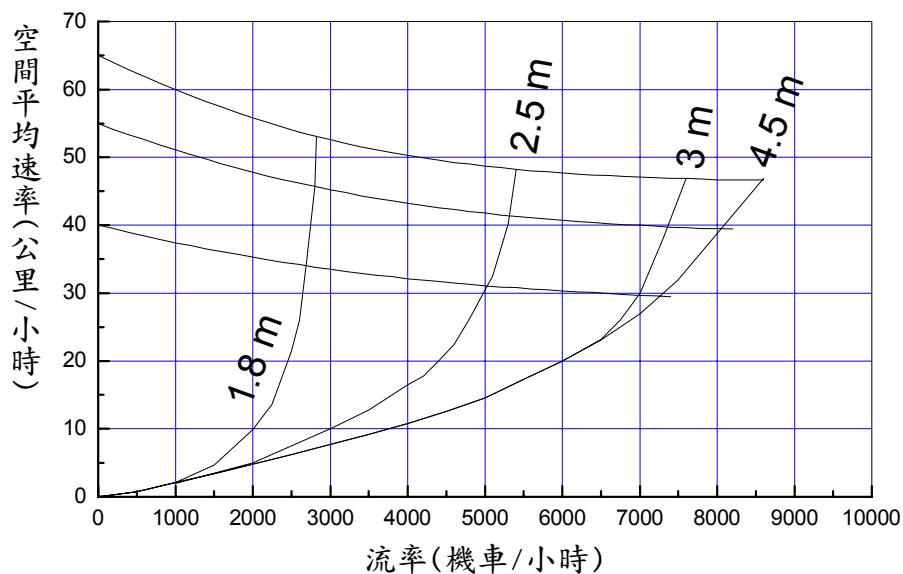


圖 5-2 基本狀況下機車流率與速率之關係

2.自由車流速率 = 60 公里/小時

$$V = 60 + 3.82Q - 25.860Q^2 + 24.166Q^3 - 7.315Q^4 \quad Q \leq 1.9 \quad (5.1b)$$

3.自由車流速率 = 70 公里/小時

$$V = 70 + 6.18Q - 31.823Q^2 + 29.300Q^3 - 8.710Q^4 \quad Q \leq 2.0 \quad (5.1c)$$

4.自由車流速率 = 80 公里/小時

$$V = 80 + 0.199Q - 15.365Q^2 + 13.713Q^3 - 4.238Q^4 \quad Q \leq 2.05 \quad (5.1d)$$

5.自由車流速率 = 90 公里/小時

$$V = 90 - 0.912Q - 11.059Q^2 + 8.773Q^3 - 2.661Q^4 \quad Q \leq 2.1 \quad (5.1e)$$

上述各式中，

$V$  = 空間平均速率（公里/小時）；

$Q$  = 流率（小車/小時）除以 1,000。

在穩定車流狀況下，圖 5-2 之慢車道速率及流率關係可用下列各式來代表：

1.自由車流速率 = 40 公里/小時

$$V = 28.1 + \frac{39.9}{1 + e^{\frac{q+2575.3}{2996.9}}} \quad (5.2a)$$

車道寬 = 1.8 公尺時， $q \leq 2,690$   
= 2.5 公尺時， $q \leq 5,040$   
= 3.0 公尺時， $q \leq 6,990$   
= 4.5 公尺時， $q \leq 7,300$

2.自由車流速率 = 55 公里/小時

$$V = 38.3 + \frac{46.1}{1 + e^{\frac{q+1460.0}{2563.6}}} \quad (5.2b)$$

車道寬 = 1.8 公尺時， $q \leq 2,800$   
= 2.5 公尺時， $q \leq 5,290$   
= 3.0 公尺時， $q \leq 7,360$   
= 4.5 公尺時， $q \leq 8,080$

3.自由車流速率 = 65 公里/小時

$$V = 46.0 + \frac{49.4}{1 + e^{\frac{q+988.7}{2129.3}}} \quad (5.2c)$$

車道寬 = 1.8 公尺時， $q \leq 2,820$   
= 2.5 公尺時， $q \leq 5,395$   
= 3.0 公尺時， $q \leq 7,600$   
= 4.5 公尺時， $q \leq 8,570$

上述各式中，

$V$  = 空間平均速率（公里/小時）；

$q$  = 慢車道之流率（機車/小時）。

根據圖 5-1，快車道在基本狀況下之容量如表 5.1 所示。



表 5.1 基本狀況下快車道之容量

空間平均速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
50	1,800	35
60	1,900	44
70	2,000	50
80	2,050	58
90	2,100	68

慢車道在基本狀況下之容量也可由圖 5-2 估計，結果如表 5.2 所示。

表 5.2 基本狀況下慢車道之容量

車道寬 (公尺)	空間平均速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
1.8	40	2,690	34
	55	2,800	46
	65	2,820	53
2.5	40	5,040	31
	55	5,290	42
	65	5,395	48
3.0	40	6,990	29
	55	7,360	39
	65	7,600	47
4.5	40	7,300	29
	55	8,080	39
	65	8,570	46

### 5.3.3 服務水準劃分標準

2001 年及民國 80 年容量手冊利用密度以劃分服務水準，但慢車道之交通特性受車道寬之影響很大，利用密度來劃分服務水準會增加困擾，所以本章建議利用需求流率與容量比以訂定服務水準之等級，如表 5.3 所示。

表 5.3 非阻斷性車流路段之服務水準劃分標準

服務水準	需求流率/容量比，V/C
A	0.00 ~ 0.25
B	0.26 ~ 0.50
C	0.51 ~ 0.75
D	0.76 ~ 0.90
E	0.91 ~ 1.00
F	> 1.00

資料來源：[2]。

需求流率指欲通過一非阻斷性車流之路段的流率，在路段無阻塞之狀況下，需求流率等於通過該路段之流率。如路段阻塞，則需求流率為在該路段上游未被阻塞而移向該路段之流率。

#### 5.3.4 訂定需求流率及車種組成

公路設施應在尖峰 15 分鐘內能提供可接受之服務水準，尖峰 15 分鐘之需求流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{Q}{PHF} \quad (5.3)$$

此式中，

$$\begin{aligned} Q_{15} &= \text{尖峰 15 分鐘之需求流率(輛/小時)}; \\ Q &= \text{尖峰小時之平均需求流率(輛/小時)}; \\ PHF &= \text{尖峰小時係數。} \end{aligned}$$

作業分析所用之  $Q$  為現場調查之尖峰小時需求流率；規劃分析所用之  $Q$  為設計年(design year)之設計小時(design hour)中單向之流率估計值，此值可用不同方法來估計，但一般估計如下：

$$Q = ADT \times K \times D \quad (5.4)$$

此式中，

$$\begin{aligned} ADT &= \text{設計年平均每日雙向流量(輛/日)之估計值}； \\ K &= \text{尖峰小時流量係數，亦即設計小時流量與 } ADT \text{ 之比(建} \end{aligned}$$

議值：0.12~0.18)；

$D$  = 流量方向係數，亦即較高流量方向之流量與總流量之比(建議值：0.6)。

尖峰小時係數有隨流量而增加的現象。每車道之平均尖峰小時流率超過 800 輛/小時之情況下，不同地區之平均尖峰小時係數在 0.9~0.95 之間（建議值：0.92）。如流率低於 800 輛/小時，尖峰小時係數平均在 0.7 與 0.95 之間（建議值：0.85）[3]。

### 5.3.5 空間平均自由速率之估計

利用圖 5-1 及圖 5-2 之前，必須先估計空間平均自由速率，此速率主要受號誌化路口之間距、速限及車種的影響。其值可估計如下：

$$V_f = P_s V_{fs} + P_b V_{fb} + P_m V_{fm} \quad (5.5)$$

上述各式中，

$V_f$  = 空間平均自由速率（公里/小時）；

$V_{fs}$ ， $V_{fb}$ ， $V_{fm}$  = 小車、大車及機車之個別空間平均自由速率（公里/小時）。

$P_s$ ， $P_b$ ， $P_m$  = 小車、大車及機車之比例（ $P_s+P_b+P_m=1.0$ ）。

各車種在平坦路段之空間平均自由速率可根據表 5.4 之模式以估計。至於坡度路段，上坡與下坡路段之車流特性預期可能有顯著之不同。因目前無現場資料以瞭解相關特性，本章暫時建議將下坡路段當作平坦路段來處理。此外，本章亦假設小車及機車之自由旅行速率不受坡度之影響，因此表 5.4 之模式可用以估計下坡各車種之自由旅行速率，及上坡之小車及機車之自由旅行速率。上坡大車之自由旅行速率則可依據圖 5-3 及圖 5-4 模擬之車速及坡長之模擬關係來估計。

圖 5-3 之應用可用一簡單的例子說明，假設平坦路段與一上坡路段相接，上坡之坡度為 4%，坡長為 800 公尺。此公路之速限為 70 公里/小時，而平坦路段及上坡路段之上、下游號誌化路口間距為 1 公里。根據表 5.4（ $S=1$  公里）在坡度起點各車種之空間平均速率為：

表 5.4 估計平坦路段空間平均自由速率之模式

車種	速 限 (公里/小時)	模 式	估計之標準誤差 (公里/小時)
小 車	60	$V_{fs} = 67 - 34.1e^{-1.89S}$	3.6
	70	$V_{fs} = 70 - 25.5e^{-1.32S}$	3.1
	80	$V_{fs} = 61.1 + 17.42S - 2.69S^2 \quad S \leq 3$ $V_{fs} = 89.2 \quad S > 3$	1.8
大 車	60 或 70	$V_{fb} = 27.5 + 60S - 20S^2 \quad S \leq 0.5$ $V_{fb} = 66 - 22.2e^{-S} \quad S > 0.5$	3.6
	80	$V_{fb} = 27.5 + 60S - 20S^2 \quad S \leq 1.5$ $V_{fb} = 78 - 15.3e^{-0.682S} \quad S > 1.5$	3.2
機車	60 或 70	$V_{fm} = 51.4 - \frac{11.66}{1 + e^{\frac{S+0.606}{0.717}}}$	5.0

註：S 為號誌化路口間距(公里)。

資料來源：[3]。

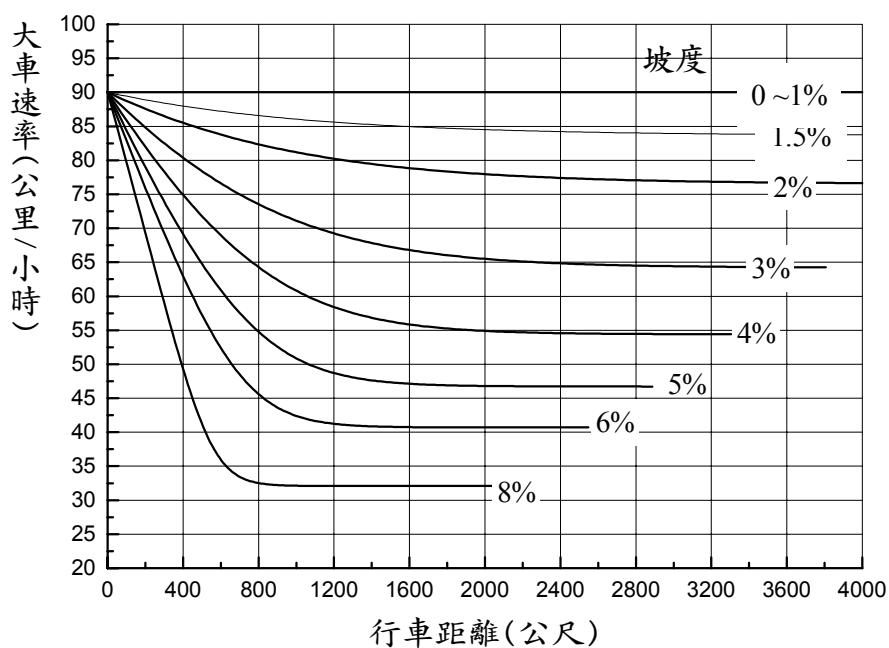


圖 5-3 大車在上坡路段速率及行車距離之模擬關係

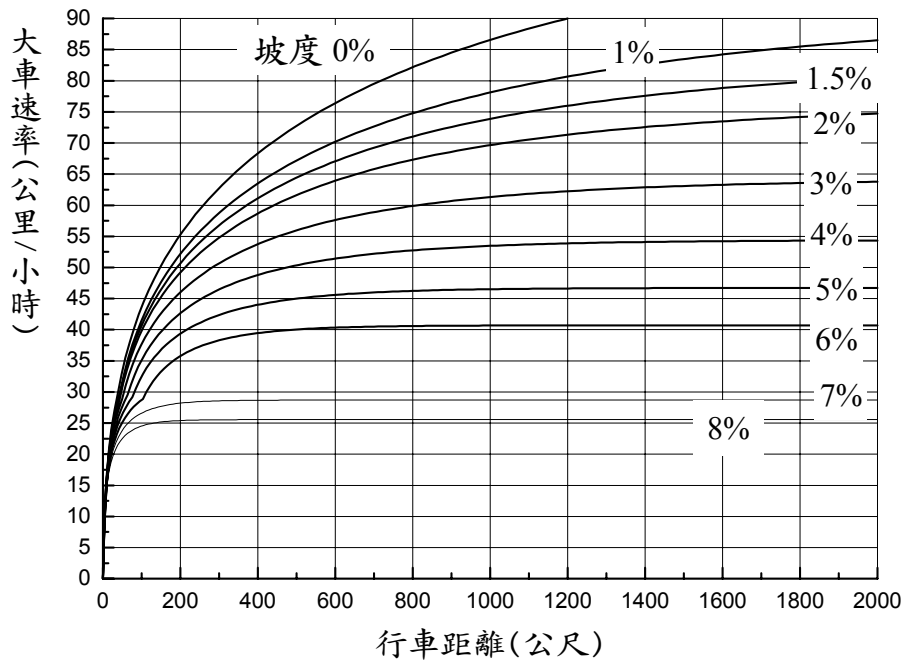


圖 5-4 大車從停止位置爬坡之行車距離與速率之模擬關係

小車

$$V_{fs} = 70 - 25.5e^{-1.32S} = 63.2 \text{ 公里/小時}$$

大車

$$V_{fb} = 66 - 22.2e^{-S} = 57.8 \text{ 公里/小時}$$

機車

$$V_{fm} = 51.4 - \frac{11.66}{1 + e^{\frac{S+0.606}{0.717}}} = 50.3 \text{ 公里/小時}$$

因大車在上坡之起點的速率為 57.8 公里/小時，此狀況相當於圖 5-3 之 4% 上坡曲線在行車距離大約 1,200 公尺之點。從此點再行進 800 公尺抵達上坡終點時之速率大約為 54 公里/小時。假設小車及機車之速率不變，則在上坡終點時之空間平均速率為  $V_f = 63.2 P_s + 54 P_b + 50.3 P_m$ 。

如果上述例子之上坡坡度改為 2%，則上坡起點之大車速率（57.8 公里/小時）低於圖 5-3 之 2% 上坡曲線。這情形表示大車之速率不會受此坡度之影響，因為在不受速限及號誌化路口間距之影響時，大車還可加速。所以在此種狀況下，大車抵達上坡終點時之速率大致會與在

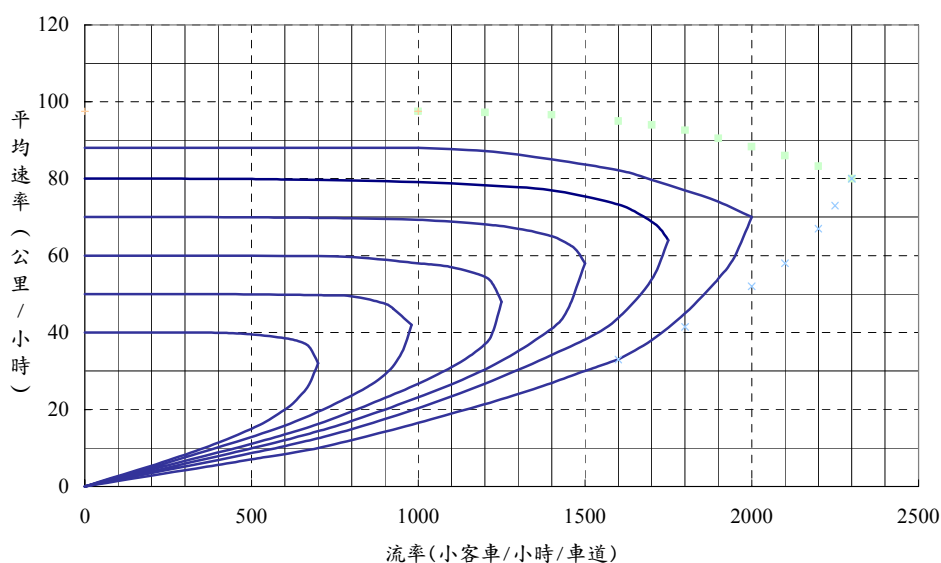
坡度起點之速率相同。

如分析之公路有一連串之坡度路段，則分析之前宜將公路依照容量手冊第四章第 4.4.4 節之手續轉換成近似直線路段，然後根據上述之手續或第容量手冊 4.4.5 節之手續，估計臨界點之平均自由速率。臨界點乃速率最低之地點，此地點為容量分析之對象。

本所曾在高速公路三義地區之上坡路段蒐集交通特性有關之資料。如 2001 年容量手冊第 4 章所描述，坡度路段之速率與流率之可能關係與在平坦路段所觀察到的關係不同。根據三義路段資料所推測之可能關係如圖 5-4 所示。郊區非阻斷性車流之上坡路段可能有類似的關係。在無郊區公路現場資料的限制下，本章建議暫時利用圖 5-4 來分析郊區公路上之上坡路段。

### 5.3.6 估計基本狀況下之對等流率

在利用圖 5-1 及圖 5-2 之前，須將尖峰 15 分鐘之需求流率轉換成基本狀況下之對等流率。快車道之車輛須轉換成小車，然後利用圖 5-1 來評估服務水準。混合車道之機車如超過 50%，則宜將其他車種轉換成機車，然後利用圖 5-2 來評估；如機車不超過 50%，則宜將機車及大車轉換成小車，然後利用圖 5-1 來評估。慢車道之評估須根據圖 5-2。



資料來源：[1]。

圖 5-5 高速公路坡度路段流率與速率之可能關係

對等流率可估計如下：

$$Q_e = \frac{Q_{15}}{N f_v f} \quad (5.6)$$

此式中，

- $Q_e$  = 對等流率(小車/小時/車道或機車/小時/車道)；
- $N$  = 單方向之分析車道數(快車道，混合車道及慢車道分別分析)；
- $f_v$  = 車種調整因子；
- $f$  = 其他調整因子。

如所有的車輛須轉換成對等小車，則車種調整因子可估計如下：

$$f_v = \frac{1}{1 + P_b(E_{bs} - 1) + P_m(E_{ms} - 1)} \quad (5.7)$$

此式中，

- $P_b, P_m$  = 大車及機車之個別比例；
- $E_{bs}$  = 大車之小車當量(建議值：2.2)；
- $E_{ms}$  = 機車之小車當量(建議值：0.36)。

如所有的車輛須轉換成對等機車，則上式可改為：

$$f_v = \frac{1}{1 + P_s(E_{sm} - 1) + P_b(E_{bm} - 1)} \quad (5.8)$$

此式中，

- $P_s, P_b$  = 小車及大車之個別比例；
- $E_{sm}$  = 小車之機車當量(建議值：2.8)；
- $E_{bm}$  = 大車之機車當量(建議值：6.2)。

式 5.6 之對等流率除了受車種組成及坡度之影響之外，也可能受到其他因素之影響。2001 年及民國 80 年之容量手冊考慮路段所在地之環境的調整及車道寬與橫向淨距之調整。這兩種調整可用式 5.6 中之其他調整因式  $f$  整合如下：

$$f = f_w f_E \quad (5.9)$$

此式中，

$f_w$  = 車道寬及橫向淨距之調整因素；  
 $f_E$  = 路段所在地環境之調整因素。

2001 年手冊中所列之  $f_w$  及  $f_E$  值如表 5.5～表 5.8 所示。這些調整值是否仍適用尚待將來以現場資料以查證。郊區公路快車道之車道寬在 3.5～4.0 公尺之範圍內時，本計畫及本所在民國 92 及 93 年之計畫[2,3] 所得之現場資料皆未顯示交通特性與車道寬有明顯的關係。

表 5.5 快車道之車道寬及橫向淨距調整因素  $f_w$  (有慢車道)

慢車道寬 (公尺)	快車道車道寬	
	3.75 公尺	3.5 公尺
6.0	1.046	0.982
5.0	1.029	0.971
4.0	1.014	0.960
3.0	1.009	0.951
2.0	1.000	0.942
1.5	0.991	0.915

資料來源：[1,12]。

### 5.3.7 評估服務水準

對等流率可用於圖 5-1、圖 5-2 或圖 5-5 以估計相關之空間平均速率。如對等流率高於表 5.1 或 5.2 所列之容量，則平均速率低於臨界速率，但實際之平均速率的變異性受上下游之車況之影響，因此很難估計。此外，對等流率與容量之比須根據表 5.3 之劃分標準以訂定相關之服務水準等級。

### 5.3.8 應用例題一

假設一城際公路在兩號誌化路口之間有一長 5 公里之郊區路段。此路段各方向有 2 快車道及 1 慢車道。負責此路段之機構認為有必要分析此路段中間非阻斷性車流之路段。此路段之幾何及交通狀況如下：



表 5.6 快車道之車道寬及橫向淨距調整因素 $f_w$  (無慢車道)

橫向淨距 (公尺)	調 整 因 素							
	單 邊 障 礙 物				雙 邊 障 礙 物			
	車 道 寬 (公尺)							
	3.75	3.50	3.0	2.75	3.75	3.50	3.0	2.75
四線實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
1.2	0.99	0.98	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
0.5	0.97	0.94	0.88	0.79	0.94	0.91	0.86	0.76
0	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.66
六線實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
1.2	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.5	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70
四線無實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.95	0.89	0.77	—	—	—	—
1.2	0.98	0.94	0.88	0.76	—	—	—	—
0.5	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	—
0	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
六線無實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.95	0.89	0.77	—	—	—	—
1.2	0.99	0.94	0.88	0.76	—	—	—	—
0.5	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	—
0	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

資料來源：[1,12]。

表 5.7 慢車道之車道寬及橫向淨距調整因素 $f_w$

橫向淨距 (公尺)	調整因素	
	慢車道寬(公尺)	
	2.0	1.5
$\geq 2.0$	1.00	0.95
1.2	0.98	0.94
0.5	0.95	0.92
0.0	0.00	0.85

資料來源：[1]。

表 5.8 環境調整因素  $f_E$

路型		有中央分隔	無中央分隔
調整因素值	城際	1.000	0.998
	市郊	0.996	0.969

資料來源：[1]。

1. 中央實體分隔。
2. 快車道車道寬=3.5 公尺。
3. 慢車道車道寬=1.8 公尺。
4. 尖峰小時單方向之需求流率=4,500 輛，其中 5% 為大車，40% 為機車。
5. 90% 之機車使用慢車道，10% 違規使用快車道。
6. 尖峰小時係數=0.9。
7. 速限=70 公里/小時。
8. 平坦路段。
9. 橫向淨距=2 公尺。

根據上述之狀況，此路段之推導可分析如下：

#### 1. 訂定分析對象

此路段有兩種不同性質之車道：快車道及慢車道。所以此兩種車道將分別分析。慢車道之車道寬只有 1.8 公尺，不能容納小車及大車，所以此車道將當作只有機車之車道來分析。快車道上有違規行駛之機車。所以這些機車將轉換成小車以分析快車道。

#### 2. 估計各車道之尖峰 15 分鐘之需求流率及車種組成

(1) 尖峰 15 分鐘需求流率=4,500/0.9=5000 輛/小時。

##### (2) 慢車道

機車：5,000 × 0.4 × 0.9 = 1,800 機車/小時

##### (3) 快車道

機車：5,000 × 0.4 × 0.1 = 200 機車/小時

小車：5,000 × 0.55 = 2,750 小車/小時

大車：5,000 × 0.05 = 250 大車/小時

總數：3,200 輛/小時

(4)快車道車種比例

$$\text{機車} : 200/3200 = 0.0625$$

$$\text{小車} : 2750/3200 = 0.8594$$

$$\text{大車} : 200/3200 = 0.0781$$

3.估計空間平均自由速率（表 5.4）

小車：

$$V_{fs} = 70 - 25.5e^{-1.32 \times 5} = 70 \text{ 公里/小時}$$

大車：

$$V_{fb} = 66 - 22.2e^{-5} = 66 \text{ 公里/小時}$$

機車：

$$V_{fm} = 51.4 - \frac{11.66}{1 + e^{\frac{5+0.606}{0.717}}} = 51.4 \text{ 公里/小時}$$

慢車道空間平均自由速率（式 5.5）：51.4 公里/小時

快車道空間平均自由速率（式 5.5）：

$$0.0625 \times 51.4 + 0.8594 \times 70 + 0.0781 \times 66 = 68.5 \text{ 公里/小時}$$

4.估計基本狀況下快車道之對等流率（式 5.6）

式 5.6 中， $Q_{15}=3,200$  輛/小時， $N=2$ ， $f_v$  可估計如下（式 5.7）

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.0781(2.2 - 1) + 0.0625(0.36 - 1)} = 0.949$$

至於其他調整因素  $f$ （式 5.9），表 5.5 顯示調整因素很接近 1.000。此外，此表之數據是否適用還未驗證，所以此例題不對車道寬及橫向淨距做調整。換言之  $f_w = 1.0$ 。至於表 5.8 中之  $f_E$  值，因路段在有中央分隔之城際公路上，所以不須進一步調整（ $f_E = 1.0$ ）。因此式 5.9 之  $f$  值為 1.0。

根據  $Q_{15}$  及相關之調整因素，快車道在基本狀況下之對等流率為：

$$Q_e = \frac{3,200}{2 \times 0.949 \times 1} = 1,686 \text{ 小車/小時/車道}$$

5.估計基本狀況下慢車道之對等流率（式 5.6）

式 5.6 中， $Q_{15}=1,800$  機車/小時， $N=1$ ， $f_v$ （式 5.7）=1.0。如

利用表 5.7 以估計車道寬及橫向淨距之調整因素  $f_w$ ，則  $f_w$  之值大約為 0.98。從表 5.8 可知環境調整因素  $f_E$  之值為 1.0，所以慢車道在基本狀況下之對等流率為：

$$Q_e = \frac{1,800}{1 \times 1.0 \times 0.98} = 1,837 \text{ 機車/小時/車道}$$

#### 6. 評估快車道之服務水準

快車道之空間平均自由速率為 68.5 公里/小時，其對等小車流率為 1,686 小車/小時/車道。根據圖 5-1，空間平均速率大約為 57 公里/小時，從圖 5-1 可知快車道之容量大約為 1,970 小車/小時/車道。所以需求流率與容量之比值為  $1,686/1,970 = 0.86$ 。根據表 5.3，快車道之服務水準為 D 級。

#### 7. 評估慢車道之服務水準

慢車道之空間平均自由速率為 51.4 公里/小時，其對等機車流率為 1,837 機車/小時/車道。因慢車道之車道寬為 1.8 公尺，從圖 5-2 可估計慢車道之容量為 2,700 機車/小時/車道。需求流率與容量之比為  $1,837/2,700 = 0.68$ 。根據表 5.3，慢車道之服務水準為 C 級。圖 5-2 顯示空間平均速率大約為 45 公里/小時。

### 5.3.9 應用例題二

如果例題一之非阻斷性車流路段為一上坡路段，其長度為 800 公尺，坡度為 4%，則此路段之推導可分析如下：

#### 1. 訂定分析對象

分析對象如同例題一，包括快車道及慢車道。

#### 2. 估計各車道之尖峰 15 分鐘需求流率及車種組成

尖峰 15 分鐘需求流率及車種組成與例題一相同。

##### (1) 慢車道

機車：1,800 機車/小時 (100%)

##### (2) 快車道

機車：200 機車/小時 (6.25%)

小車：2,750 小車/小時 (8.594%)

大車：250 大車/小時 (7.81%)

總數：3,200 輛/小時

### 3. 估計空間平均自由速率 (表 5.4)

假設上坡路段之前段路段為平坦路段，則上坡起點各車種之空間平均自由速率如下：

小車：

$$V_{fs} = 70 - 25.5e^{-1.32 \times 5} = 70 \text{ 公里/小時}$$

大車：

$$V_{fb} = 66 - 22.2e^{-5} = 66 \text{ 公里/小時}$$

機車：

$$V_{fm} = 51.4 - \frac{11.66}{1 + e^{\frac{5+0.606}{0.717}}} = 51.4 \text{ 公里/小時}$$

此例題假設小車及機車在上坡之後能維持原來的速率。至於大車，其在上坡起點之速率為 66 公里/小時，此速率相當於圖 5-3，4% 曲線在行車距離約 700 公尺之點。大車往前行駛 800 公尺到達上坡之終點時的速率大約為 51 公里/小時。

根據上述之數據，慢車道及快車道之空間平均自由速率 (式 5.5) 如下：

慢車道：51.4 公里/小時

快車道： $0.0625 \times 51.4 + 0.8594 \times 70 + 0.0781 \times 51 = 67.4$  公里/小時

### 4. 估計基本狀況下快車道之對等流率 (式 5.6)

快車道之對等流率與例題一相同，其值為  $Q_e = 1,686$  小車/小時/車道。

### 5. 估計基本狀況下慢車道之對等流率 (式 5.6)

慢車道之對等流率與例題一相同，其值為 1,837 小車/小時/車道。

### 6. 評估快車道之服務水準

快車道之空間平均自由速率為 67.4 公里/小時，其對等小車流

率為 1,686 小車/小時/車道。根據圖 5-4，平均自由速率為 67.4 公里/小時之上坡路段的容量大約只有 1,450 小車/小時/車道。所以對等小車流率超過容量，平均速率會降到大約 57 公里/小時以下，其相關之服務水準為 F（表 5.3）。

#### 7. 評估慢車道之服務水準

慢車道之空間平均自由速率為 51.4 公里/小時，其對等機車流率為 1,837 機車/小時。因假設機車上坡之後速率不變，所以慢車道可當做平坦路段加以分析。根據圖 5-2 慢車道之容量為 2,700 機車/小時。需求流率與容量比為  $1,837/2,700 = 0.68$ 。此車道之服務水準為 C 級（表 5.3）。

#### 5.3.10 應用例題三

假設一城際公路在兩號誌化路口之間有一非阻斷性車流之路段，路口間距為 4 公里。此路段各方向有 2 快車道及 1 混合車道。這些車道之寬度皆為 3.6 公尺。此外，混合車道之外側有 2.5 公尺寬之慢車道。此路段之其他幾何條件及交通狀況如下：

1. 中央實體分隔。
2. 尖峰小時單方向之需求流率=4,500 輛，其中 5% 為大車，40% 為機車。
3. 10% 之機車使用 2.5 公尺寬之慢車道，另外 90% 利用混合車道。
4. 15% 之小車使用混合車道，0% 之大車使用混合車道。
5. 尖峰小時係數=0.9。
6. 速限=70 公里/小時。
7. 平坦路段。
8. 橫向淨距=0.5 公尺。

此路段之作業可分析如下：

##### 1. 訂定分析對象

此路段之慢車道不能容納小車及大車，其交通特性與 3.5 公尺寬之混合車道之交通特性不同，所以必須分別分析。快車道之性質與混合車道不同，所以快車道宜分別分析。

## 2. 估計各車道之尖峰 15 分鐘需求流率及車種組成

尖峰 15 分鐘需求流率及車種組成與例題一相同。

(1) 尖峰 15 分鐘需求流率 =  $4,500/0.9 = 5,000$  輛/小時

### (2) 2.5 公尺寬之慢車道

機車： $5,000 \times 0.4 \times 0.1 = 200$  機車/小時

### (3) 3.6 公尺寬之混合車道

機車： $5,000 \times 0.4 \times 0.9 = 1,800$  機車/小時

小車： $5,000 \times 0.15 = 750$  小車/小時

總數： $2,550$  輛/小時

機車比例： $1,800/2,550 = 0.706$

小車比例： $750/2,550 = 0.294$

### (4) 快車道

小車： $5,000 \times 0.55 = 2,750$  小車/小時

大車： $5,000 \times 0.05 = 250$  大車/小時

總數： $3,000$  輛/小時

小車比例： $2,750/3,000 = 0.917$

大車比例： $250/3,000 = 0.083$

## 3. 估計空間平均自由速率（表 5.4）

小車：

$$V_{fs} = 70 - 25.5e^{-1.32 \times 4} = 69.9 \text{ 公里/小時}$$

大車：

$$V_{fb} = 66 - 22.2e^{-4} = 65.6 \text{ 公里/小時}$$

機車：

$$V_{fm} = 51.4 - \frac{11.66}{1 + e^{\frac{5+0.606}{0.717}}} = 51.4 \text{ 公里/小時}$$

2.5 公尺寬慢車道之空間平均自由速率：

$$V_f = 51.4 \text{ 公里/小時}$$

3.6 公尺寬混合車道之空間平均自由速率：

$$V_f = 0.706 \times 51.4 + 0.294 \times 69.9 = 56.8 \text{ 公里/小時}$$

快車道之空間平均自由速率：

$$V_f = 0.917 \times 69.9 + 0.083 \times 65.6 = 69.5 \text{ 公里/小時}$$

4. 估計基本狀況下快車道之對等流率（式 5.6）

式 5.6 中， $Q_{15} = 3,000$  輛/小時， $N = 2$ ， $f_v =$  如下式(式 5.7)：

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.083(2.2 - 1)} = 0.909$$

車道寬及橫向淨距調整值  $f_w$ （表 5.5）大約為 0.978；環境調整因素  $f_E$ （表 5.8）為 1.0。

所以對等流率等於：

$$Q_e = \frac{3,000}{2 \times 0.909 \times 0.978} = 1,687 \text{ 小車/小時/車道}$$

5. 估計 3.6 公尺寬混合車道之對等流率（式 5.6）

此混合車道上，70.6%之車輛為機車，所以宜將其他車種車輛轉換成機車。式 5.6 中， $Q_{15} = 2,550$  輛/小時， $N = 1$ ， $f_v =$  如下式(式 5.7)：

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.294(2.8 - 1)} = 0.654$$

此車道緊鄰 2.5 公尺之慢車道，因慢車道上之流率只有 200 機車/小時，所以此車道常有 2.5 公尺之橫向淨距。此外，因車道寬為 3.6 公尺，所以本例題採用  $f_w = 1.0$ ，環境調整因素  $f_E$  亦為 1.0。因此對等流率等於：

$$Q_e = \frac{2,550}{1 \times 0.654 \times 1} = 3,899 \text{ 機車/小時/車道}$$

6. 估計 2.5 公尺慢車道之對等流率

此慢車道上之  $Q_{15} = 200$  機車/小時，因無其他車種，所以式 5.6 中之  $f_v = 1.0$ 。此車道之橫向淨距為 0.5 公尺，根據表 5.7，其車道寬及橫向淨距調整因素大約為 0.960；環境調整因素為  $f_E = 1.0$ 。所以此車道之對等流率為：

$$Q_e = \frac{200}{1 \times 1 \times 0.96} = 208 \text{ 機車/小時/車道}$$



## 7. 評估快車道之服務水準

此車道之對等小車流率為 1,687 小車/小時/車道，其空間平均自由速率為 69.5 公里/小時。根據圖 5-1，空間平均速率大約為 59 公里/小時，對等流率與容量比大約為  $1,687/1,980 = 0.85$ ，所以此車道之服務水準為 D 級。

## 8. 評估 3.6 公尺混合車道之服務水準

此車道之對等流率為 3,899 機車/小時/車道，其空間平均自由速率為 56.8 公里/小時。根據圖 5-2，此車道之容量大約為 7,570 機車/小時/車道，流率為 3,899 機車/小時/車道時之空間平均速率大約為 43 公里/小時。對等流率與容量之比為 0.52，其相關服務水準為 C 級。

## 9. 評估 2.5 公尺寬慢車道之服務水準

此車道之對等流率只有 208 機車/小時/車道，其空間平均自由速率為 51.4 公里/小時。根據圖 5-2，此車道之容量大約為 5,200 機車/小時/車道，流率為 208 機車/小時/車道時之空間平均速率大約為 50 公里/小時。對等流率與容量之比為 0.04，其相關服務水準為 A 級。

# 5.4 號誌化路口及幹道之容量分析

## 5.4.1 影響因素

號誌化路口及幹道之容量及服務水準受許多因素的影響。在一般情況下之主要影響因素包括：

1. 號誌控制策略。
2. 路口幾何設計及槽化設計。
3. 交通狀況及駕駛人的行為。

鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

### 5.4.1.1 號誌控制策略

號誌控制可劃分成定時號誌控制(pre-timed control)、觸動化控制(traffic-actuated control)及適應性控制(traffic-responsive or adaptive

control)。目前台灣之號誌控制主要依賴定時控制。號誌控制亦可劃分成獨立路口控制(isolated intersection control)及連鎖控制(coordinated)。獨立路口控制不考慮鄰近路口作業之互動關係。連鎖控制之目的在於減少車輛穿過一連串之路口時被紅燈阻擋而須減速或停車之可能性。

定時號誌控制利用不同之時制(timing plan)以控制不同時間內之車流。從一時制轉變到另一時制時須依賴一移轉邏輯(transition algorithm)。時制轉換時可能造成短期車流運作的不順暢。每一時制通常包括下列的設計項目(timing element)：週期長度、時相及時相順序、每一時相之綠燈時段、黃燈時段、全紅時段或行人時相長度。綠燈時段、紅燈時段及全紅時段之總時間又稱為燈號轉換時段(signal change interval or inter-green)。連鎖控制時須訂定各路口號誌控制之時差。

#### 週期及週期長度(cycle and cycle length)

號誌控制之主要目的是將有嚴重衝突之車流分開。所有各方向之車流依次輪流獲得一次綠燈以進入交叉路口之過程叫一週期。運轉一週期所需之長度稱為週期長度。交通部之「道路交通標誌標線號誌設置規劃」[15]指出，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。台北縣目前所用之週期長度一般在 30 秒到 240 秒之間，但有些路口之週期長度超過 300 秒。

#### 時相(phase)及時相順序(phase sequence)

每一週期分成幾個時相。一般週期有 2 到 8 時相。提供車輛使用之時相又可分成下列時段：綠燈、黃燈及全紅。此外，每一週期內可有行人專用之時相。

號誌控制設計之一原則是儘量減少時相數。但在有嚴重衝突之路口，為安全起見，必須利用多時相以分離衝突之車流及行人。時相數及其安排之順序對路口之運轉可能有很大之影響。圖 5-6 顯示幾個時相順序的例子。

在處理左轉及行人之衝突時，有下列幾個常用之時相及時相順序：

- 允許左轉時相(permitted left-turn phase)

如圖 5-6a 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入交叉路口，但左轉車必須利用對方來車之間距以通過交叉路口。

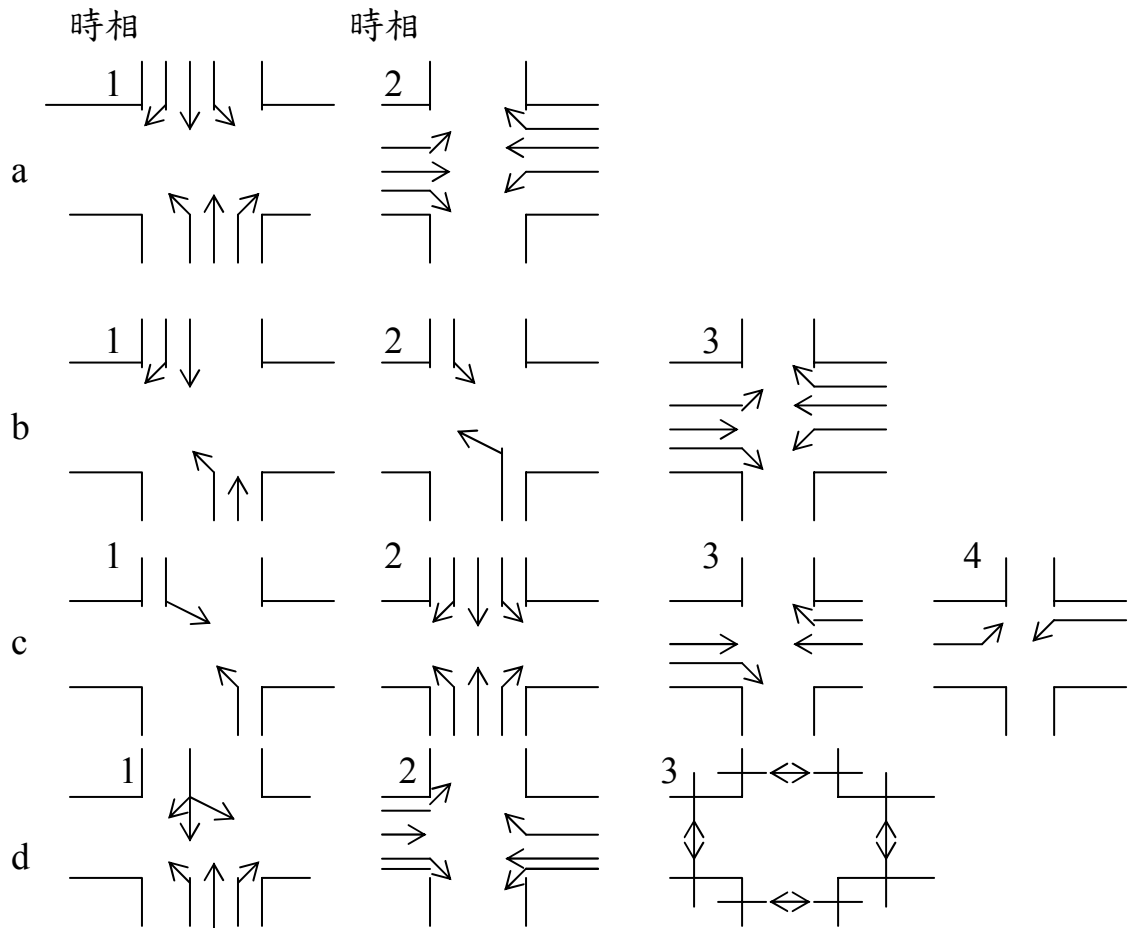


圖 5-6 時相順序範例

- 專用左轉時相(protected left-turn phase)  
如圖 5-6c 之第一及第四時相所示，在此種時相內只有左轉車能進入交叉路口。
- 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)  
如圖 5-6b 之第一及第二時相所示，此種時相順序之安排在讓左轉車先利用對方來車之間距通過，然後再讓左轉車再利用一專用時相以通過交叉路口。
- 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)  
如圖 5-6c 之第一及第二時相所示，此種時相順序之安排讓左轉車先利用一專用時相再利用一允許時相以通過交叉口。
- 行人專用時相(protected pedestrian phase)  
如圖 5-6d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車子禁止進入交叉路口。

- 行人/車流共用時相(concurrent pedestrian /vehicle phase)

這種時相通常用在行人與車流衝突不嚴重之情況下，讓行人與車流可同時進入交叉路口，但綠燈時間必須足夠讓行人能進入及跨越路口。

### 綠燈時段(green interval)

在定時號誌控制下，綠燈時段之長度視各時相之需要而定。

### 燈號轉換時段(change interval or inter-green)

綠燈時段結束後，號誌控制進入燈號轉換時段。這時段內，黃燈閃亮。黃燈時段之後，有些號誌控制讓所有車流及行人都只看到紅燈。如圖 5-7 所示，所有燈號閃示紅燈之時段叫全紅時段。全紅時段之後，下一時相之綠燈時段才開始。

郊區路口之紅燈時段多數在 2 到 5 秒之間，最常用之黃燈時段為 3 秒。黃燈之後的全紅時段在 0 秒到 3 秒之間，最常用之值為 2 秒。

### 行人時相長度(length of pedestrian phase)

如有行人專用之時相，或行人雖無專用時相，但行人之需要不能忽視，則號誌控制必須在行人時相或綠燈及黃燈期間安全的穿過路口。行人時相之長度隨路口寬度及行走速率而變。

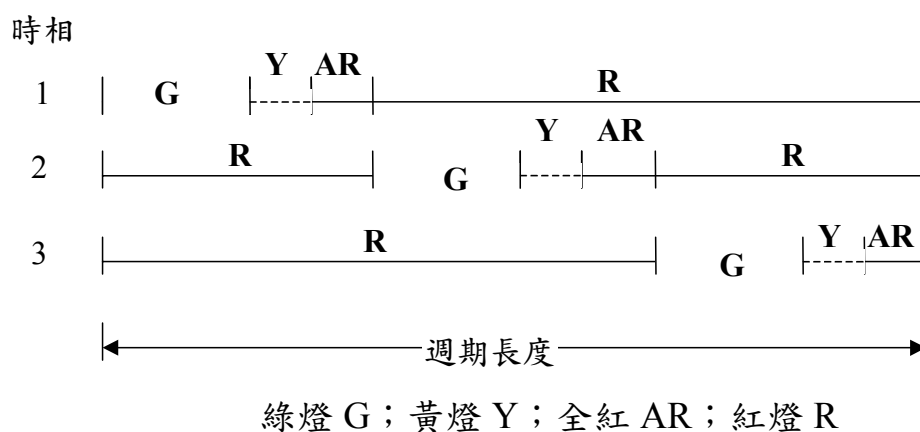


圖 5-7 三時相控制之週期劃分

### 時差(offset)

連鎖控制時，每一路口須有一時相被指定為同步時相(synchronized phase)。為達成連鎖之功能，各路口同步時相之綠燈時間必須保持一定之時差。如圖 5-8 所示，訂定時差時可用某一路口同步時相綠燈開始之時間為基準點(如圖 5-8 之  $T_0$ )。從這基準點到任何一路口同步時相第一次綠燈開始的時間叫時差。此外，所有路口必須使用同樣之週期長度(common cycle length)。但有時候某些連鎖路口之流量可能較其他路口之流量低得多，在此情形下，低流量路口之週期長度可減半。

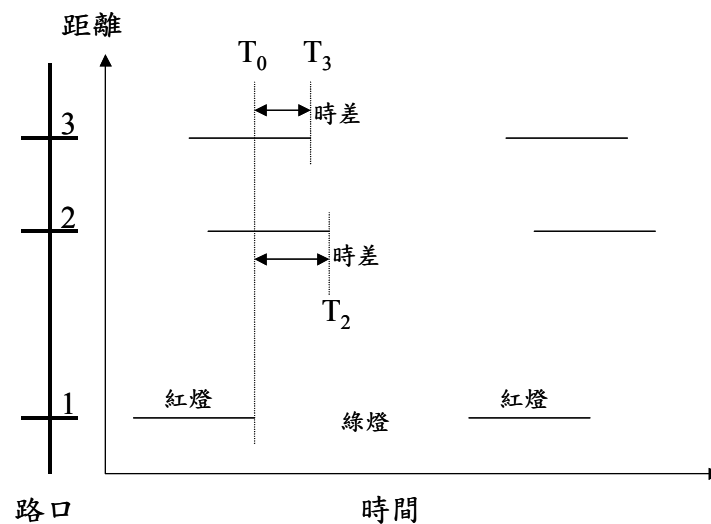


圖 5-8 時差之定義示意圖

#### 5.4.1.2 幾何設計及槽化

主要的幾何設計狀況包括：路口間距、車道數、車道寬、坡度及左轉或右轉專用彎之長度。車道之槽化指利用標線、安全島或護欄以分隔車種或不同行進方向之車輛。郊區號誌化路口在停止線上游常設有機車停等區，在停止線下游則常設有兩段式左轉機車之待轉區。

#### 5.4.1.3 交通狀況及駕駛人之行為

交通狀況指車流率、行人流率、流率隨時間之變化、車流抵達路口之型態（如隨機或有週期性）、車種組成、車流之方向性等性質。駕

駛行為可能影響車道使用之效率、間距接受行為、停等車疏解率及跟車行為等。

#### 5.4.2 容量估計方法

號誌化路口車道或車道群之容量可用模擬模式或依賴公式、圖表之分析性方法來估計。本章建議以模擬為分析之工具。但在車流無衝突，而且分析之目的只是在估計容量之情況下，可利用現有的公式、圖表來估計。

傳統估計容量之方法乃根據飽和流率之觀念。飽和流率之觀念假設綠燈開始之後，停等車之疏解率會迅速的上升，然後在第四部停等車通過停止線之後達到一最高之穩定值[5]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S \frac{G_e}{C} \quad (5.10)$$

此式中，

$c$  = 容量（輛/小時）；

$S$  = 車道或車道群之飽和流率（輛/有效綠燈小時）；

$G_e$  = 有效綠燈（秒）；

$C$  = 定時控制之週期長度或觸動化控制之平均週期長度（秒）。

事實上，最近台灣及美國的現場資料[3,6,17]皆顯示疏解率之特性與傳統之疏解率有不可忽視的差異。如圖 5-9 所示，台灣郊區及市區直行停等車之疏解率在第 12 部停等車疏解之後仍繼續上升，在何停等位置之後疏解率才會達到穩定狀況很難訂定。右轉及左轉停等車之疏解率有同樣的特性。在這種情形之下，利用式 5-10 來估計容量會造成嚴重之困擾[3,6]。所以容量之估計宜根據下式：

$$c = \frac{3600}{C} \left[ \sum_{i=1}^n (N_{gi} + N_{yi}) \right] f_1 f_2 \dots f_n \quad (5.11)$$

此式中，

$c$  = 車道容量(輛/小時)；

$C$  = 週期長度(秒)；

$N_{gi}$  = 特定狀況下，在第  $i$  個可用時相之綠燈時段中能疏解之平均停等車輛數(輛/車道或輛/車道群)；

$N_{yi}$  = 特定狀況下，在第  $i$  個可用時相之燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數(輛/車道或輛/車道群)；

$n$  = 可用之時相數；

$f_1, f_2, \dots, f_n$  = 各種不同調整因素。

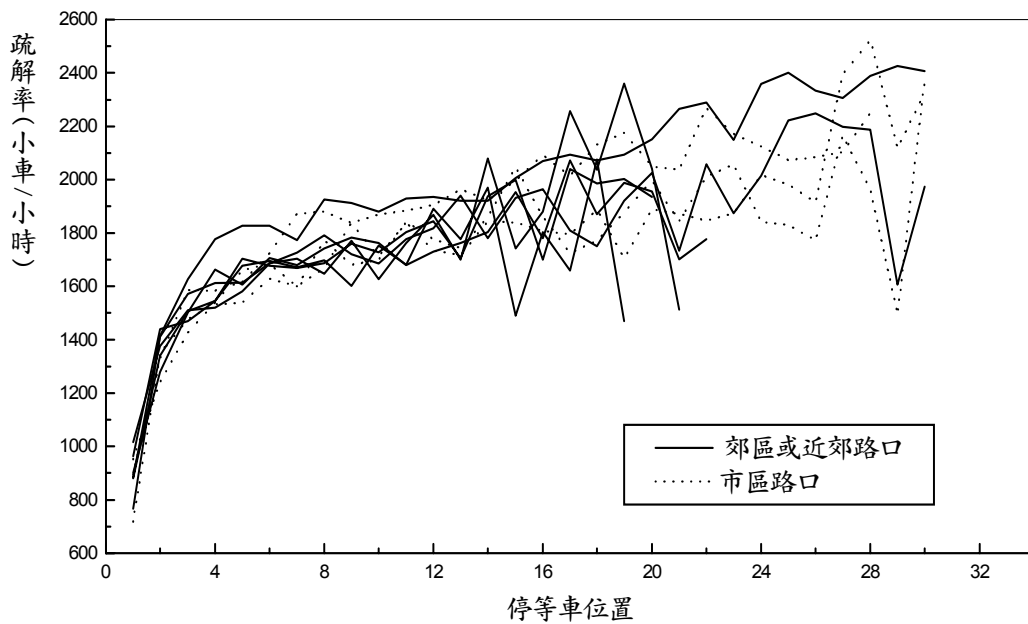


圖 5-9 台灣地區市區及郊區直行停等車之疏解特性

根據有限的現場資料，本章提供四種車道之  $N_{gi}$  及  $N_{yi}$  的估計公式及相關之調整因素。如  $N_{gi}$  及  $N_{yi}$  是在只有小車之情況下，則式 5.11 中之  $f_1$  可用以代表車種組成之調整因素。2001 年容量手冊第 13 章有關號誌化路口之分析亦考慮到下列影響因素：安全島或護欄之設置、坡度、公車站作業及路旁停車。本章無新的資料以更新該章所提供之調整值。所以在適當的情況下，本章沿用 2001 年手冊之調整值。

#### 5.4.2.1 無衝突車流之車道

##### • 無衝突直行車道

### 1. 綠燈時段之疏解車數 $N_{gi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{gi} = -4.97 + 0.443G + 0.001215G^2 + 1.176W \quad (5.12)$$

此式中，

$N_{gi}$  = 疏解車數（小車/車道）；

$G$  = 綠燈時段（秒）；

$W$  = 車道寬（2.6~3.6 公尺）。

### 2. 燈號轉換時段之疏解車數 $N_{yi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{yi} = 2.2 \text{ 小車/車道} \quad (5.13)$$

### 3. 車種組成調整因素 $f_l$

$$f_l = \frac{1}{1 + P_b(E_b - 1) + P_m(E_m - 1)} \quad (5.14)$$

此式中，

$P_b, P_m$  = 大車之比例及機車之比例；

$E_b, E_m$  = 大車及機車之小車當量。

大車之小車當量有隨綠燈時段  $G$ （秒）而增加之現象，其值可估計如下[3]：

如  $G \geq 85$  秒，

$$E_b = 1.77 + 0.011G - 6.25 \times 10^{-5}G^2 \quad (5.15a)$$

如  $G < 85$  秒，

$$E_b = 2.23 \quad (5.15b)$$

綠燈時段在 20~80 秒之間時，式 5.15a 之估計值大約在 2.0~2.2 之間。除非大車之流率超過 100 輛/小時/車道，大車之小車當量可訂為 2.1。

機車之小車當量隨機車比例之增加而減少，其建議值如表 5.9。



表 5.9 機車之小車當量

機車比例(%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$E_m$	0.75	0.60	0.53	0.47	0.43	0.40	0.38	0.36	0.34	0.32	0.31

#### 4.安全島或護欄調整係數 $f_2$

(1)如有安全島或護欄， $f_2 = 1.00$  (5.16a)

(2)如無安全島或護欄， $f_2 = 0.96$  (5.16b)

#### 5.坡度調整因素 $f_3$

$$f_3 = 1.0 - 0.015S \quad (5.17)$$

此式中，

$S$  = 坡度(%)。上坡為正值，下坡為負值。

#### 6.公車調整因素 $f_4$

$$f_4 = f_0 \beta_1 \beta_2 \quad (5.18)$$

此式中，

$f_0 = 0.96$  (單向車道數 = 2)；

$= 0.97$  (單向車道數 = 3)。

$\beta_1$  及  $\beta_2$  之值如表 5.10 及表 5.11 所示。

表 5.10 公車到達率調整值 $\beta_1$

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
$\beta_1$	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[1]。

表 5.11 公車站離交叉口距離調整值 $\beta_2$

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
$\beta_2$	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[1]。

#### 7.路旁停車調整因素 $f_5$

此因素之值如表 5.12 所示。表中之車道數代表直行可用之車道數。

表 5.12 路旁停車調整因素  $f_5$

車道數	停車操作率(輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

資料來源：[1]。

• 無衝突左轉車道

1. 綠燈時段之疏解車數  $N_{gi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{gi} = 1.4 + 0.426G - 1.186N \quad (5.19)$$

此式中，

$N_{gi}$  = 疏解車數（小車/車道）；

$G$  = 綠燈時段（秒）；

$N$  = 左轉車道數。

2. 燈號轉換時段之疏解車數  $N_{yi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{yi} = 2.1 \text{ 小車/車道} \quad (5.20)$$

3. 車種組成調整因素  $f_l$

此調整因素可根據式 5.14 來估計。但左轉大車之左轉小車當量在 1.7~2.0 之間，機車之小車當量可根據表 5.9 來訂定。

4. 安全島或護欄調整係數  $f_2$

無衝突左轉車流之疏解受安全島或護欄的影響不大，所以  $f_2$  可訂為 1.0。

5. 坡度調整因素  $f_3$

坡度調整因素之值可依照式 5.17 來估計。

#### 6. 公車調整因素 $f_4$

在多車道郊區公路上，公車站之位置及作業對左轉容量的影響不大，所以  $f_4$  可訂為 1.0。

#### 7. 路旁停車調整因素 $f_5$

路旁停車預期對左轉容量的影響不大，所以  $f_5$  可訂為 1.0。

#### • 無衝突右轉專用車道

##### 1. 綠燈時段之疏散車數 $N_{gi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{gi} = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{G - 70.05}{56.14}}} \quad (5.21)$$

此式中，

$N_{gi}$  = 疏散車數（小車/車道）；

$G$  = 綠燈時段（秒）。

##### 2. 燈號轉換時段之疏散車數 $N_{yi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{yi} = 2.3 \text{ 小車/車道} \quad (5.22)$$

##### 3. 車種組成調整因素 $f_l$

此調整因素可根據式 5.14 來估計。右轉大車之右轉小車當量可訂為 2.15，機車之小車當量可根據表 5.9 來訂定。

##### 4. 安全島或護欄調整係數 $f_2$

安全島或護欄對右轉影響不大，所以  $f_2$  可訂為 1.0。

##### 5. 坡度調整因素 $f_3$

坡度調整因素之值可依照式 5.17 來估計。

##### 6. 公車調整因素 $f_4$

此因素可根據式 5.18 來估計，但  $f_0$  之值如下：

$f_0 = 0.88$ （右轉車道數 = 1）；

$= 0.96$ （右轉車道數 = 2）。

### 7.路旁停車調整因素 $f_5$

此調整因素可根據表 5.12 來估計，表中之車道數為右轉車道數。

### 8.併行機車調整因素 $f_6$

右轉車道加上路肩寬度大約在 4 公尺以上時，有一些機車會與小車或大車併行，機車占總車數之 20%~70%時，併行機車可能等於右側車道上總車數之 0%~7.5%。併行機車調整因素之建議值為  $f_6 = 1.04$ 。

#### • 無衝突直行/右轉共用車道

##### 1.綠燈時段之疏解車數 $N_{gi}$

車道上只有右轉小車而且路口平坦時（見式 5.21），

$$N_{gi} = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{G - 70.05}{56.14}}} \quad (5.23)$$

此式中，

$N_{gi}$  = 疏解車數（小車/車道）；

$G$  = 綠燈時段（秒）。

##### 2.燈號轉換時段之疏解車數 $N_{yi}$

只有小車而且路口平坦時，

$$N_{yi} = 1.8 \text{ 小車/車道} \quad (5.24)$$

##### 3.車種組成調整因素 $f_l$

此調整因素可估計如下：

$$f_l = \frac{1}{P_{SC}E_{SC} + P_{RC}E_{RC} + P_{SB}E_{SB} + P_{RB}E_{RB} + P_{SM}E_{SM} + P_{RM}E_{RM}} \quad (5.25)$$

此式中，

$P_{SC}, P_{SB}, P_{SM}$  = 直行小車、大車及機車之個別比例；

$P_{RC}, P_{RB}, P_{RM}$  = 右轉小車、大車及機車之個別比例；

$E_{SC}, E_{SB}, E_{SM}$  = 直行小車、大車及機車之右轉專用道小車當量；

$E_{RC}, E_{RB}, E_{RM}$  = 右轉小車、大車及機車之右轉專用道小車當量。

式 5.25 之當量值如下：

(1) 直行小車

$$E_{SC} = 0.916 - 0.565P_m \quad (5.26a)$$

(2) 直行大車

$$E_{SB} = 1.438 - 1.18P_m \quad (5.26b)$$

(3) 直行機車

$$E_{SM} = 0.507 - 0.148P_m \quad (5.26c)$$

(4) 右轉小車

$$E_{RC} = -0.264 + \frac{1.25}{1 + e^{\frac{P_m - 0.889}{0.114}}} \quad (5.26d)$$

(5) 右轉大車

$$E_{RB} = 1.637 - 0.725P_m \quad (5.26e)$$

(6) 右轉機車

$$E_{RM} = 0.537 - 0.213P_m \quad (5.26f)$$

上述各式中，

$P_m$  = 機車與總車輛數之比例。

4. 安全島或護欄調整係數  $f_2$

此調整因素之值可訂為  $f_2 = 1.0$ 。

5. 坡度調整因素  $f_3$

此調整因素之值可依照式 5.17 來估計。

6. 公車調整因素  $f_4$

此因素可根據式 5.18 及  $f_0 = 0.88$  之值來估計。

7. 路旁停車調整因素  $f_5$

此調整因素可根據表 5.12 來估計，表中之車道數為右轉車道數（車道數 = 1）。

## 8. 併行機車調整因素 $f_6$

如右轉車道加上路肩寬度大約在 4 公尺以上時，此調整因素之建議值為  $f_6 = 1.04$ 。

### 5.4.2.2 衝突車流之車道

郊區號誌化路口車流之間的主要衝突牽涉到左轉車流與對向直行車流。衝突左轉車道之容量除了受駕駛人行為之影響以外，也受到對向車流進入路口之型態而變。對向車流進入路口之型態又受分析對象之路口的號誌控制及上游號誌控制與車流狀況之影響。台灣郊區的號誌化路口有時設有左轉專用彎，專用彎之長度對容量亦有影響。

衝突左轉車道之容量受制於每週期中能疏解之車輛數，這些疏解車數包括：先行左轉車、利用對向車流中之間距來疏解之左轉車及在燈號轉換時段中疏解之車輛。

先行左轉車指在綠燈開始之後，對向直行車尚未抵達路口中央衝突點之前，就進行左轉之車輛。號誌週期中有先行左轉車之百分比隨路口及車流狀況而變，大約在 20%~75% 之範圍內。有先行左轉之週期內，平均從每左轉車道先行左轉之車數大約為 1.2~1.9 輛。

沒有先行左轉之車輛，會進入路口後停在停止線及路口中央附近轉彎地點之間。這些在路口中的停等左轉車所佔用之空間，通常相當於停止線上游之左轉車道數加一。換言之，停止線上游若有 2 左轉車道，左轉車在路口經常排成 3 行。

左轉駕駛人之臨界間距隨路口及對向直行車之車數而變。對向只有 1 直行車道時，臨界間距在 3.2~3.5 秒之間。對向有 2 直行車道時，臨界間距增加到 4.2~4.6 秒。能利用對向車流中之間距進行左轉之車數，受到對向車流進入路口之型態的影響。

在燈號轉換期間內能疏解之車輛數，隨能在路口中停等之車數而變；此車數受停止線及路口中央附近轉彎點之距離而變。此距離為 27 公尺時，每一左轉車道大約有 2.9 輛之小車可在燈號轉換期間內疏解；距離增加至 48 公尺時，大約有 5.5 輛小車可疏解。

目前無適用之公式、圖表可以分析衝突左轉車道。如一車道提供左轉與直行車共用，其作業之複雜性更高。

### 5.4.3 績效指標及服務水準

#### 5.4.3.1 號誌化路口

評估單獨號誌化路口所常用之績效指標為各種車輛延滯。規劃號誌化路口時，流量/容量比(V/C 比)也可用以評估一幾何設計所提供之容量是否能滿足預測之需求流量。但 V/C 比難以分別各車道交通作業之效率，因此在改善控制策略之應用沒有太大之價值。

車輛因互相之干擾及因號誌控制之影響所產生之額外旅行時間（與自由旅行時間對比）稱為總延滯。如果車輛抵達路口之型態為隨機，下列美國公路容量手冊[4]之延滯公式，可用以估計在定時號誌控制下，每車之平均總延滯：

$$d = \frac{0.5C(1 - \frac{g}{C})^2}{1 - \text{Min}(1, x)\frac{g}{C}} + 900T \left[ x - 1 + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{4x}{cT}} \right] \quad (5.27)$$

此式中，

- $d$  = 平均總延滯（秒/輛）；
- $C$  = 週期長度（秒）；
- $g$  = 有效綠燈長度（秒）；  
=  $G + Y - L$  ；
- $G$  = 綠燈長度（秒）；
- $Y$  = 燈號轉換時段（段）；
- $L$  = 損失時間（秒）；
- $T$  = 分析時間（小時）；
- $x$  = 車道或車道群之流量/容量比；
- $c$  = 車道或車道群之容量。

式 5.27 假設與分析時間相關之時段開始瞬間，沒有停等車輛；如有起始之停等車，則這些車輛對延滯的影響必須另外考慮。如車輛到達之型態受上游路口之影響，或車輛在路口有衝突，則目前沒有可靠之延滯公式可應用。此外，蒐集現場資料來估計平均總延滯之手續相當複雜，因此常不能得到準確之資料。為了評估號誌化路口作業並減

少現場資料調查之困難，本章建議利用另一與延滯相關之參數來作為號誌化路口作業之績效指標。此指標稱為平均停等及疏散時間。此指標之定義可利用圖 5-10 來說明。

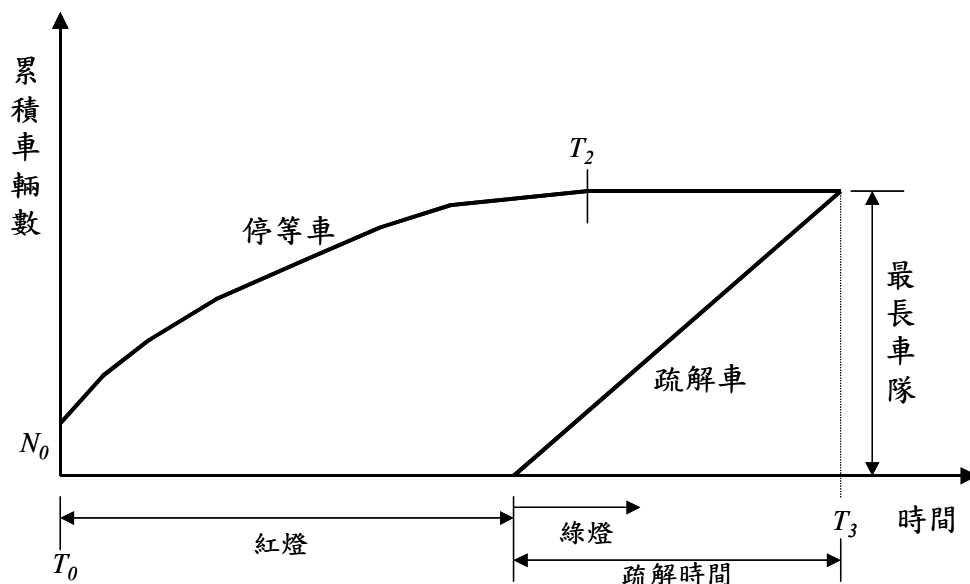


圖 5-10 停等及疏散時間示意圖

圖 5-10 中  $T_0$  代表紅燈開始之瞬間，在此瞬間在車道上已有  $N_0$  輛因未能在前週期疏散之停等車。紅燈開始之後，停等車隊長度陸續增加。綠燈開始之後，停等車開始疏散，但停等車隊長度可能繼續增長直到  $T_2$  時才不再增長。此外，最長車隊中最後一車會跟隨前車持續加速移向路口而在  $T_3$  時通過停止線。從紅燈開始直到該車通過停止線之時間的停等及疏散時間，等於圖 5-10 中停等曲線與疏散曲線間之面積，此時間稱為一週期內之停等及疏散時間。在數週期內之停等及疏散時間可根據下式來估計平均停等及疏散時間。

$$D_a = \frac{\sum D_i}{Q} \quad (5.28)$$

此式中，

- $D_a$  = 平均停等及疏散時間（秒/輛）；
- $D_i$  = 第  $i$  週期內之停等及疏散時間；
- $Q$  = 在數週期之調查時段內抵達調查車道之總車輛數（輛）。



上述之停等及疏解時間，不考慮在最長停等車隊中最後一部車已開始持續加速進行疏解之後才加入停等車隊之車輛。停等及疏解時間為總旅行時間之一部分，但此時間涵蓋車流互動及號誌控制之影響，因此可反應號誌作業之效率。如與平均停等延滯比較，平均停等及疏解時間約高 10 秒/車。停等延滯指車輛停在停止線上游之時間。此績效指標比總延滯容易從現場資料來估計，但停等車隊長時，現場資料之蒐集較不容易。

根據停等及疏解時間，車道或車道群之服務水準可劃分如表 5.13 所示。

表 5.13 號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等及疏解時間(秒/車)
A	$\leq 25$
B	25.1 $\sim$ 40
C	40.1 $\sim$ 55
D	55.1 $\sim$ 70
E	70.1 $\sim$ 90
F	$> 90$

蒐集現場資料並估計平均停等及疏解時間之程序描述如下：

1. 選擇取樣時段並紀錄號誌控制狀況

取樣時段須從紅燈啟亮之瞬間開始，到數週期之後紅燈再啟亮之瞬間為止。取樣時段最少應大約有 15 分鐘及 10 週期。號誌控制狀況指取樣時段內之週期長度及調查車道所面臨之紅燈時段。

2. 取樣時段開始之後，紀錄從調查車道通過停止線之累積車輛數  $Q$ 。

3. 在每週期  $i$  執行下列工作（參見圖 5-11）：

- (1) 在紅燈開始之瞬間，記錄在前週期未能疏解之停等車數。
- (2) 紅燈開始之後，每 15 秒紀錄累積之停等車數  $N_1, N_2, \dots$ ，直到綠燈開始之後車隊長度不再增加，而且最後一部停等車已開始持續加速移向路口進行疏解為止（圖 5-11 中  $T_0$  之終點）。
- (3) 紅燈開始之後，紀錄停等車之疏解數  $M_i$  及疏解所需之時間  $t_i$  (秒)。

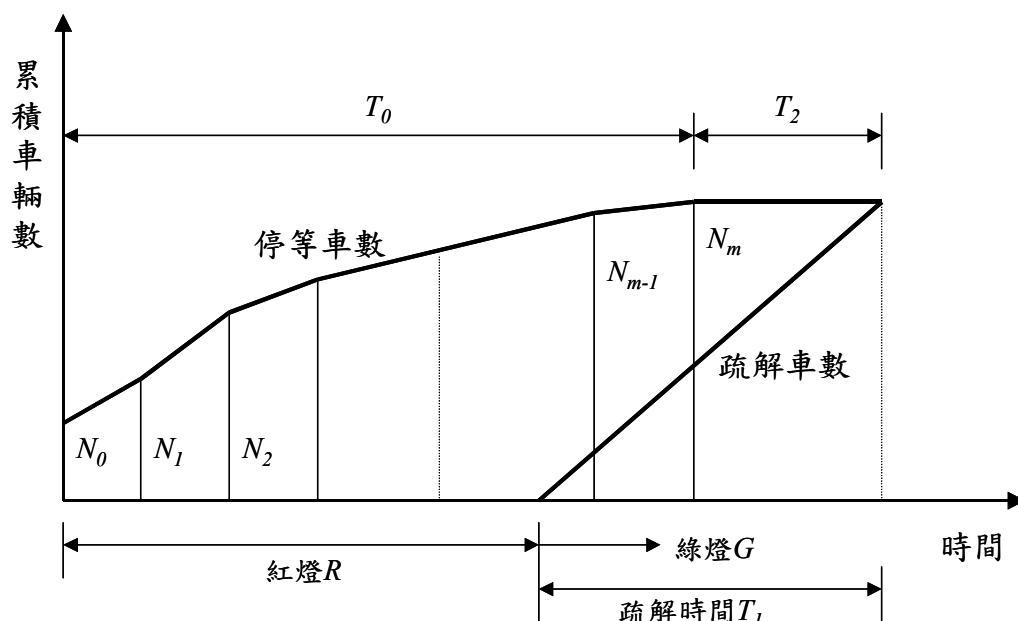


圖 5-11 停等車隊之形成及疏解示意圖

根據上述之資料，週期  $i$  之累積停等及疏解時間  $D_i$  (秒) 可估計如下：

$$D_i = 15 \left[ \frac{N_0}{2} + N_1 + N_2 + \dots + N_{m-1} + \frac{N_m}{2} \right] + N_m T_2 - \frac{1}{2} T_1 N_m \quad (2.29)$$

此式中，

$$T_1 = N_m t_i / M_i$$

$$T_2 = R + T_1 - T_0$$

取樣時段內之平均停等及疏解時間  $D_a$  (秒/車)，可用前述之式 5.28 估計。

#### 5.4.3.2 幹道

幹道可包括號誌化路口、受號誌化路口影響之路段及非阻斷性車流路段，其目的在於滿足大量車流之中、長程旅行的需要。因此，平均旅行速率為評估幹道之主要績效指標。本章根據平均旅行速率與速限之差異，訂定服務水準之等級，如表 5.14 所示。

表 5.14 幹道服務水準劃分標準

服務水準	速限—平均旅行速率 (公里/小時)
A	$\leq 5.0$
B	5.1 ~ 10.0
C	10.0 ~ 15.0
D	15.1 ~ 20.0
E	20.1 ~ 25.0
F	$> 25.0$

#### 5.4.4 模擬分析

利用 HTSS 模擬號誌化路口及幹道之主要工作在於建立輸入資料檔。資料檔如何建立，在附錄 B 有詳細之說明。本章說明模擬分析之重要原則。

##### 5.4.4.1 模擬對象及範圍

建立輸入檔之前必須決定分析之對象，分析對象包括單獨路口及幹道。如分析對象為一單獨路口，則須決定該路口之作業是否會受上游路口的影響。如有影響，或影響程度不明，則模擬之範圍宜擴展到鄰近路口，如圖 5-12 所示。

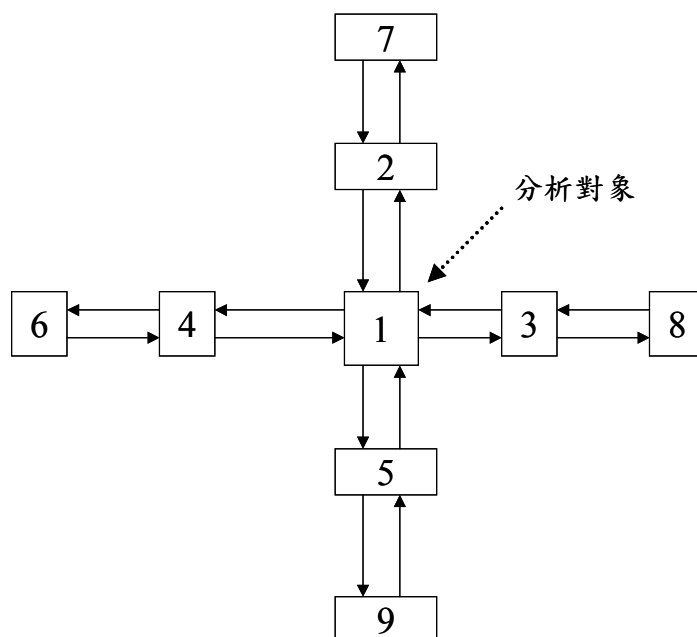


圖 5-12 模擬之分析對象及鄰近路口之網路示意圖

此圖中，路口 1 為分析對象，路口 2，3，4，5 為鄰近路口，路口 6，7，8，9 稱為邊界節點。邊界節點不代表實際路口，其目的只是在產生模擬車輛，然後將模擬車輛移向下游之路口。模擬時，並非一定要涵蓋所有的鄰近路口。例如模擬之目的只在於探討從路口 2 行向路口 1 之車道的作業，則除非從路口 3，4 或 5 進入路口 1 之車輛會影響到該車道之作業（如衝突左轉），這些路口可不必考慮。

單獨路口之作業如不受鄰近路口之影響，則模擬之路口範圍可縮小，如圖 5-13 所示。此圖中，路口 2，3，4 及 5 為邊界節點。

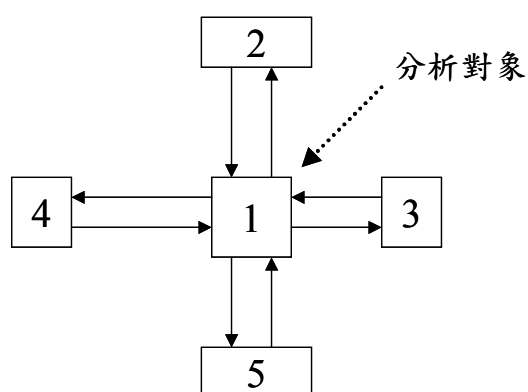


圖 5-13 獨立路口模擬網路之示意圖

模擬幹道之作業時，也必須根據路口之間有無互動之關係來決定模擬網路之範圍，以圖 5-14 所示之模擬網路為例，路口 1 到 5 代表實際路口，其他之路口為邊界節點。此一模擬網路暗示從節點 6，7，8，12，11，9 及 10 進入下游路口之車流為隨機車流，路口 3 之作業則受路口 2，4 及 5 之號誌控制的影響。

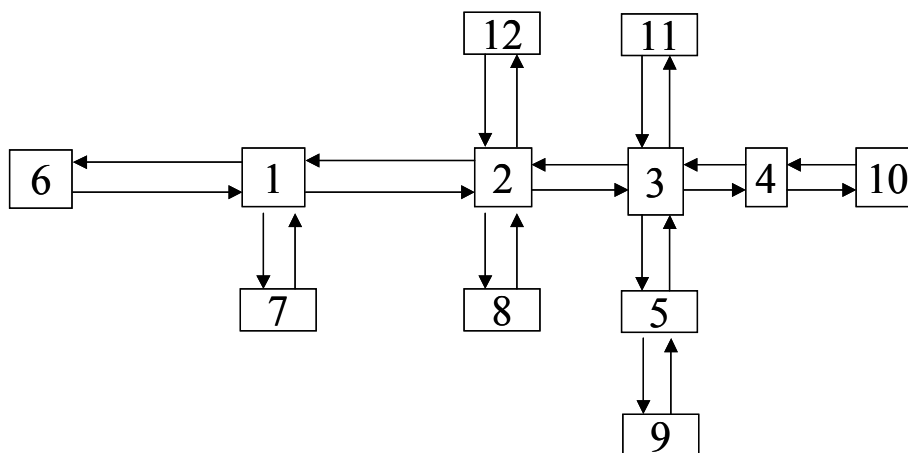


圖 5-14 幹道之模擬網路示意圖

#### 5.4.4.2 重複模擬

每次模擬時，HTSS 模式利用一套亂數(random number)來代表每一車輛之屬性及其駕駛人之行為。模擬之結果相當於現場調查之一樣本。如其他狀況不變，利用不同的亂數來模擬，會得到不同的模擬結果。例如一車道之流率為 600 輛/小時，用某一套亂數模擬所得之平均停等及疏解時間為 20 秒/車；如只將亂數改變再重新模擬，則結果可能是 23 秒/車。HTSS 模式之輸出檔利用標準差來顯示重複模擬結果之間的變異性。

一般而言，定時號誌控制下一車道之 V/C 比超過 0.9~0.95 時，該車道之交通作業有進入不穩定之狀況。在這狀況下，前段時間內之交通狀況對其後之車輛延滯或其他績效指標可能有很大的影響。所以分析壅塞或接近壅塞狀況之作業時，更有需要重複模擬。HTSS 模式之使用者只要在輸入檔訂定欲重複模擬之次數即可。

#### 5.4.4.3 起始狀況

起始狀況指開始蒐集資料時之交通狀況。每一模擬作業(simulation run)最少包括兩模擬時段。第一時段為熱機時段，其目的在於讓從邊界節點所產生之車輛進入模擬網路，以期在該時段結束時，網路內之車流狀況已達到一正常之狀況。熱機時間之後，HTSS 模式才會選擇適當之瞬間開始蒐集資料。如果一車道之 V/C 比相當低（如在 0.8~0.9 以下），資料蒐集開始瞬間該車道上之車流狀況對隨後模擬時間內之績效指標值一般不會有顯著之影響。但 V/C 值相當高時，起始狀況（尤其是各車道上之停等車數）對模擬之結果很可能有很大的影響。在這種情況下，比較現場觀察值與模擬值之前，必須確定兩者之起始交通狀況相同。最主要的起始狀況為各車道之停等車數。當一車道有起始停等車時，HTSS 之輸出檔會顯示停等車數。模式之使用者可調整熱機時段之長度及輸入流率，以調整起始停等車數。



## 第六章 結論及建議

「2001 年台灣地區公路容量手冊」第十一章[1]分析多車道郊區公路之方法有幾個缺陷。第一，該章之分析對象只包括非阻斷性車流之路段，非阻斷性車流路段指交通運作不受號誌化路口影響之路段，但台灣郊區公路上，號誌化路口到處可見，而且這些路口經常為郊區公路之瓶頸，所以容量分析之對象也須考慮獨立號誌化路口及有一連串號誌化路口之幹道。容量手冊第十三章雖提供一分析號誌化路口之方法，但該章所根據之資料陳舊，而且只用一交叉路口地點調查因素以區分市區及郊區路口交通特性之不同。第二，民國 80 年之「台灣地區公路容量手冊」[12]將號誌化路口之影響區設定為路口上、下游各 200 公尺之路段。換言之，離號誌化路口 200 公尺以上之路段為非阻斷性車流之路段。2001 年之手冊則沒有對號誌化路口影響區作一定論。事實上，號誌化路口之影響區在 3 公里左右[2,3]。所以如果號誌化路口之間距在 3 公里以下，則相關之路段屬於阻斷性車流路段，因而容量分析時必須涵蓋號誌化路口之運作。第三，2001 年手冊沿用民國 80 年之容量手冊的分析方法，該方法假設所有的郊區多車道公路都有同樣的流率與速率之關係，但本所在民國 91 年所蒐集的現場資料[2]則顯示流率與速率之關係隨各路段之平均自由旅行速率而變。

有鑑於此，本所自民國 91 年開始進行為期三年的郊區多車道公路容量與特性研究，據以修定 2001 年公路容量手冊之第十一章。此三年研究工作的主要成果，在於針對台灣郊區公路車流特性，提供一改良的容量分析方法，並修定完成第十一章。改良的方法之分析對象包括非阻斷性車流之路段、獨立號誌化路口及幹道。與號誌化路口或幹道相比較，非阻斷性車流之路段的交通作業較單純，不須依賴電腦模擬來分析，故提出一以公式、圖表為依據之分析方法。至於號誌化路口及相關之幹道，目前沒有可靠的公式、圖表分析方法可用，所以本所研發一電腦模擬工具：「公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)」。HTSS 模式已陸續利用現場資料加以測試及微調，已可合理的模擬台灣郊區公路常見之阻斷

性及非阻斷性車流。

本年期的工作，已結合第一年[2]與第二年[3]的階段性研究成果，另完成第十一章之修定草案，俟完成相關之審查程序後，可以公布並取代原有「2001 年台灣地區公路容量手冊」之第十一章。

本章 6.1 節的結論，係針對第三年期的年度研究成果而提出，6.2 節的建議，則是針對未來台灣郊區多車道公路容量與服務水準研究，提出可以改進或推展之事項。

## 6.1 結 論

本年期的工作主要延續前一年期開始對於郊區多車道公路號誌化路口交通特性之調查與分析、HTSS 模式微調與校估、容量與服務水準分析方法建立、修定第十一章等工作。各項研究成果說明如下：

### 6.1.1 車流特性

1. 根據在 8 個路口所觀察到的車流，左轉大車幾乎全部使用最內側車道，各路口左轉小車使用內側車道之百分比也超過 93%，右轉大車使用最外側車道之百分比超過 92%，右轉小車使用最外側車道之百分比通常也超過 85%，直行大車及小車之車道使用型態則較為複雜。
2. 機車違規使用車道之情形相當頻繁。左轉機車不按照規定利用待轉區兩段式左轉，或雖不必執行兩段式左轉但直接從外側車道左轉之比例相當高。
3. 直行、無衝突左轉及無衝突右轉之停等車疏散型態與傳統之飽和疏散觀念大有出入。綠燈開始之後，疏散率一直的持續上升而不如傳統觀念所示會很快地達到一穩定的飽和流率。因此，傳統估計號誌化路口車道容量之方法不適用。修訂後之台灣公路容量手冊第十一章，根據每週期能在綠燈時間及燈號轉換時間疏散之車輛數，以估計容量。
4. 直行車在綠燈期間內能疏散之車數，可根據綠燈時段及車道寬來估計。無衝突左轉在綠燈期間能疏散之車數，則可根據綠燈時段及轉彎車道數來估計。在燈號轉換時段內能疏散之車數在 2.0～



2.2 之間。無衝突右轉在綠燈內能疏解之車數是否會受到除綠燈時段之外的因素影響尚未能確定。直行及右轉共用車道之疏解率則深受車種組成及行車方向之分布的影響。

5. 衝突左轉之疏解率受先行左轉車數，利用對向間距能疏解之車數及在燈號轉換期間能疏解的車數影響。號誌週期中有先行左轉車輛者大約佔 20%~75%。有先行左轉之週期內，平均先行左轉之車數在 1.2~1.9 輛之間。左轉駕駛人之臨界間距有隨對向直行車道數之增加而增長之現象。對向只有一直行車道時之臨界間距在 3.2~3.5 秒之間；對向有二直行車道，臨界間距增加到 4.2~4.6 秒之間。在燈號轉換期間能疏解之左轉車數隨停止線到路口中央附近轉彎點之距離而變。

### 6.1.2 HTSS 模式之測試與微調

在本計畫及前兩期之計畫中，HTSS 已利用下列現場資料加以測試及微調：

- 非阻斷性車流路段之流率與速率關係
- 號誌化路口之間混合車道之流率與速率關係
- 無衝突直行、左轉、右轉、直行與右轉共用車道之停等車之疏解特性
- 專用機車道之停等車疏解特性
- 號誌化路口之間速率變化特性
- 停等車在停止線上游 15 公尺範圍內之滯留時間
- 號誌化路口平均每週期最長停等車隊長度
- 平均停等及疏解時間

此外，現場衝突左轉之行為亦已納入 HTSS 模式，以模擬衝突左轉車流。

### 6.1.3 績效指標及服務水準之劃分

從應用價值及現場調查所需之工作的角度而言，目前沒有符合各種運用目的之理想績效指標，以評估郊區公路之服務水準。本計畫建議之績效指標如下：

- 非阻斷性車流路段：需求流率與容量之比
- 號誌化路口：平均停等及疏解時間；每週期平均最長停等車隊長度
- 幹道：平均旅行速率與速限差異

號誌化路口有兩績效指標，為應用方便起見，服務水準之劃分只根據平均停等及疏解時間。

#### 6.1.4 容量分析方法

本報告第五章所建議之容量分析方法可應用於非阻斷性車流路段、獨立號誌化路口及幹道之分析。非阻斷性車流路段之分析方法乃根據公式及圖表；號誌化路口及幹道之分析則須依賴 HTSS 模式。

雖然目前國內仍欠缺對於坡度路段之容量與服務水準分析方法，而 2001 年之容量手冊將坡度上之車輛用小客車當輻轉換成平坦路段之對等車，並沒有考慮坡度上車流的流率與速率關係與平坦路段並不相同，因而造成不合理之分析結果。但本計畫於修定後的第十一章，已參考高速公路上坡度路段之交通特性，提出一分析郊區多車道坡度路段的方法，在國內發展出完整的坡度分析方法前，應可以提供一簡化的分析方法。

## 6.2 建議

郊區多車道公路容量與服務水準分析的工作牽涉事項相當地廣，仍有許多研究議題或工作，值得後續研究繼續進行或推展。比較需要的後續工作簡述於下：

### 1. 坡度路段之車流特性

坡度路段之坡長及坡度如超過某一限度，其對公路容量及服務水準會有很大的影響。本所尚未進行郊區公路上坡路段交通特性的研究工作，未來研究時有必要蒐集現場資料以了解：(1)不同車種在各種坡度及坡長組合狀況下速率之變化；(2)容量最低之地點（稱為臨界點）；(3)車種之車道分布；(4)臨界點的流率與速率之關係。

### 2. 車種之車道分布

各車種如何分布在郊區公路的三種車道：快車道、混合車道及慢車道，對於容量及服務水準有明顯影響，但目前國內尚無適

當模式以估計各車種之車道分布，值得後續研究加以探討之。

### 3. 影響因素之重要性

郊區公路之容量受許多因素之影響，本計畫在有限之時間內，無法將所有影響因素加以深入探討，有賴後續研究繼續進行。

### 4. 未來研究課題

建議國內交通界針對下列研究課題進一步研究：

- (1)機車停等區對容量及車輛延滯之影響。
- (2)右轉停等車疏解率與幾何設計及車種組成之關係。
- (3)保護左轉停等車疏解率與左轉車道數、車種組成及幾何設計之關係。
- (4)直行、右轉共用車道停等車疏解率與車種組成、幾何設計及路旁停車之關係。
- (5)衝突左轉停等車疏解率與左轉車道數、車種組成、衝突車流狀況，及幾何設計之關係。

### 5. 交通人員之訓練

本所完成第十一章之修定工作後，將儘速將新的容量分析方法及工具，介紹給國內交通界。本所研究人員也將直接參與 HTSS 模式未來之維護及發展工作，以利提供模式使用者之技術服務。



## 參考文獻

1. 「2001 年台灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國 90 年 3 月。
2. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（一）」，92-33-1202，交通部運輸研究所，民國 92 年 4 月。
3. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（二）」，93-59-1212，交通部運輸研究所，民國 93 年 5 月。
4. 「台灣地區城際快速公路容量及特性研究（西濱快速公路部分）」，91-54-1192，交通部運輸研究所，民國 91 年 6 月。
5. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
6. Lin, F. B., Tseng, P. Y. and Su, C. W., “Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections,” *Journal of The Transportation Research Board*, No. 1883, 2004, pp.192-197.
7. Rakha, H., Lucic, I., Demarchi, S. H., Setti, J. R., and VanAerde, H., “Vehicle Dynamic Model for Predicting Maximum Track Acceleration Levels,” *Journal of Transportation Engineering*, September/October, Vol. 127, No. 5, 2001, pp.418-425.
8. Akcelik, R., *Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis*, Research Board ARR No.123, Australian Road Research Board, Victoria, 1981.
9. *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections*, (Editor: S. Teply), Second Edition, Institute of Transportation Engineers, District 7, Canada 1995.
10. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1985.

11. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1994.
12. 交通部運輸研究所,「台灣地區公路容量手冊」,79-27-160,民國80年5月。
13. Lin, F. B., and Su, C. W., “Relationship Among Stopped Delay, Approach Delay, and Control Delay at Signalized Intersections,” *Transportation Planning Journal*, Vol. 26, No. 4, Taipei, December 1997, pp.693-708.
14. *Traffic Software Integrated System*, Version 5.1, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2002.
15. 交通部與內政部,「道路交通標誌標線號誌設置規則」,民國83年。
16. Lin, F. B., and Thomas, D., “Headway Compression During Discharge at Signalized Intersections,” paper accepted for publication in *Journal of Transportation Research Board*, 1994.

## 附錄 A 現場與模擬停等小車疏解行為之比較

【調查地點見表 2.11 及表 2.12】

表 A.1 調查地點 S1 平均疏解行為

停等 位置	樣本數	車距(秒)		滯留(Dwell)時間(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	142	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	0.00
2	141	2.85	2.80	6.99	7.11	7.15	7.10	-0.05
3	138	2.50	2.49	3.96	4.23	9.65	9.59	-0.06
4	135	2.43	2.34	3.09	3.33	12.08	11.93	-0.15
5	135	2.32	2.26	2.73	2.87	14.40	14.19	-0.21
6	135	2.24	2.21	2.56	2.63	16.64	16.40	-0.24
7	135	2.16	2.19	2.44	2.47	18.80	18.59	-0.21
8	132	2.16	2.16	2.41	2.35	20.96	20.75	-0.21
9	131	2.12	2.16	2.29	2.26	23.08	22.91	-0.17
10	126	2.08	2.20	2.24	2.19	25.16	25.11	-0.05
11	117	2.12	2.03	2.23	2.12	27.28	27.14	-0.14
12	113	2.13	2.14	2.19	2.07	29.41	29.28	-0.13
13	110	2.05	2.05	2.16	2.02	31.46	31.33	-0.13
14	108	1.98	2.04	2.12	1.98	33.44	33.37	-0.07
15	99	2.10	2.04	2.06	1.95	35.54	35.41	-0.13
16	91	2.04	2.01	2.02	1.92	37.58	37.42	-0.16
17	81	2.14	2.17	1.99	1.90	39.72	39.59	-0.13
18	69	2.02	2.04	1.97	1.87	41.74	41.63	-0.11
19	60	2.00	2.04	1.96	1.85	43.74	43.67	-0.07
20	50	2.03	1.98	1.92	1.82	45.77	45.65	-0.12
21	32	1.99	1.99	1.85	1.80	47.76	47.64	-0.12
22	22	2.15	2.01	1.79	1.78	49.91	49.65	-0.26
23	17	1.87	2.03	1.79	1.77	51.78	51.68	-0.10
24	15	2.32	2.02	1.74	1.75	54.10	53.70	-0.40
25	14	2.14	2.06	1.72	1.74	56.24	55.76	-0.48
26	14	1.83	2.04	1.75	1.72	58.07	57.80	-0.27
27	11	1.79	2.01	1.71	1.72	59.86	59.81	-0.05
28	9	1.74	1.98	1.74	1.71	61.60	61.79	0.19

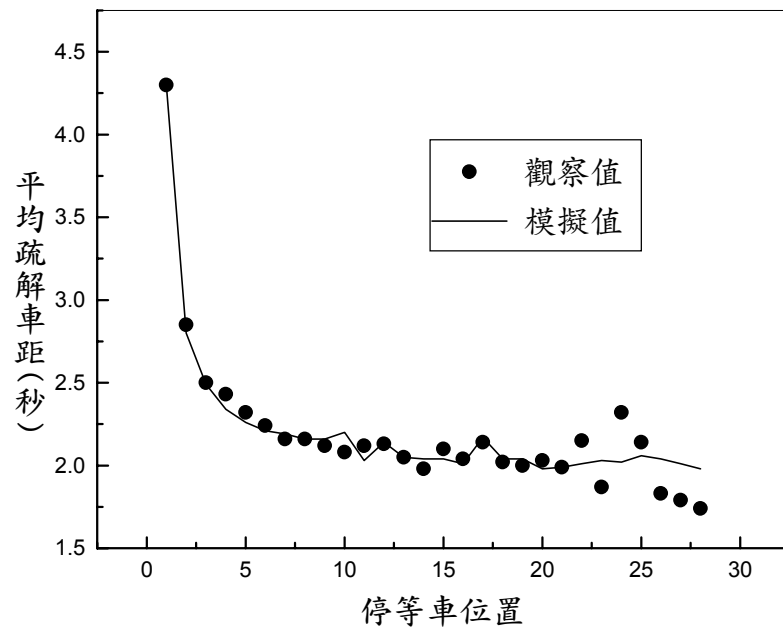


圖 A-1a 調查地點 S1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

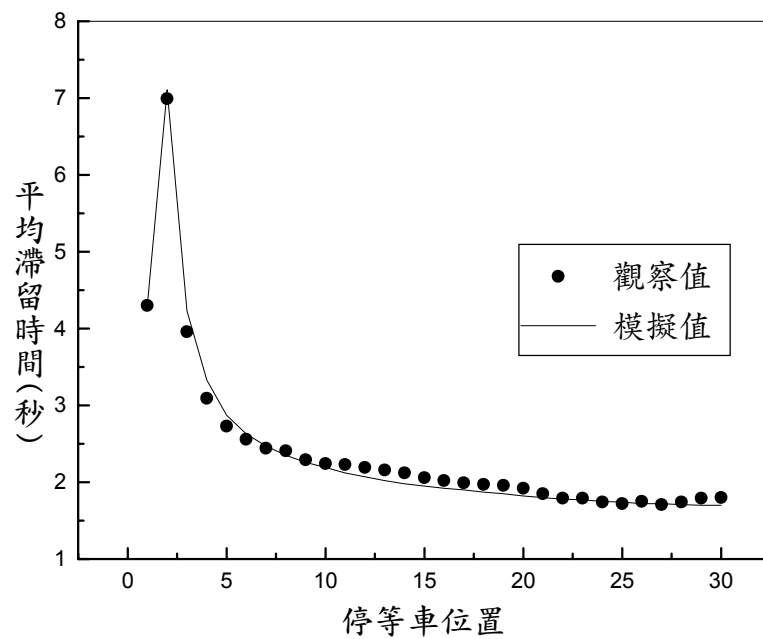


圖 A-1b 調查地點 S1 現場與模擬「平均滯留時間」之對照



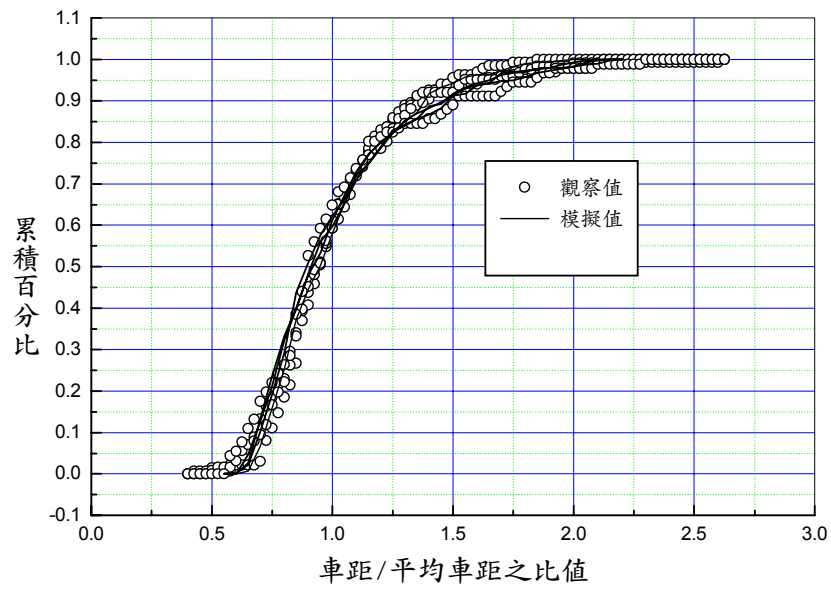


圖 A-1c 調查地點 S1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

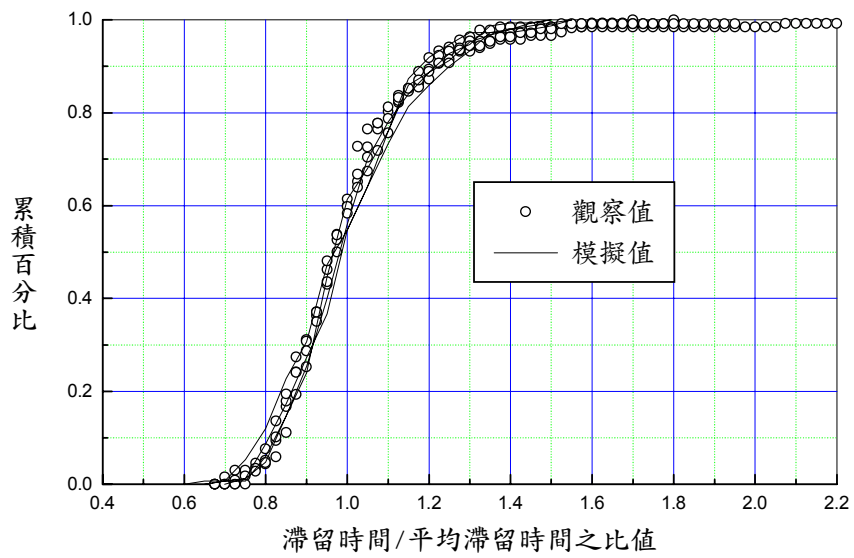


圖 A-1d 調查地點 S1 現場與模擬「停留時間分佈」之對照

表 A.2 調查地點 S2 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	114	3.78	3.80	3.78	3.80	0.02
2	112	2.41	2.64	6.19	6.44	0.25
3	112	2.27	2.33	8.46	8.77	0.31
4	112	2.15	2.18	10.61	10.95	0.34
5	110	2.10	2.09	12.71	13.04	0.33
6	107	1.98	2.03	14.69	15.07	0.38
7	105	2.00	2.01	16.69	17.08	0.39
8	101	2.05	1.97	18.74	19.05	0.31
9	94	2.07	1.97	20.81	21.02	0.21
10	89	1.98	1.99	22.79	23.01	0.22
11	82	1.90	1.84	24.69	24.85	0.16
12	76	1.93	1.93	26.62	26.78	0.16
13	64	1.84	1.85	28.46	28.63	0.17
14	60	1.81	1.84	30.27	30.47	0.20
15	56	1.87	1.84	32.14	32.31	0.17
16	52	1.99	1.82	34.13	34.13	0.00
17	48	1.98	1.95	36.11	36.08	-0.03
18	45	1.91	1.84	38.02	37.92	-0.10
19	40	1.96	1.84	39.98	39.76	-0.22
20	37	1.72	1.78	41.70	41.54	-0.16
21	30	1.92	1.79	43.62	43.33	-0.29
22	23	1.70	1.82	45.32	45.15	-0.17
23	19	1.95	1.84	47.27	46.99	-0.28
24	14	1.72	1.83	48.99	48.82	-0.17
25	11	1.53	1.85	50.52	50.67	0.15
26	7	1.84	1.84	52.36	52.51	0.15
27	6	2.42	1.81	54.78	54.32	-0.46

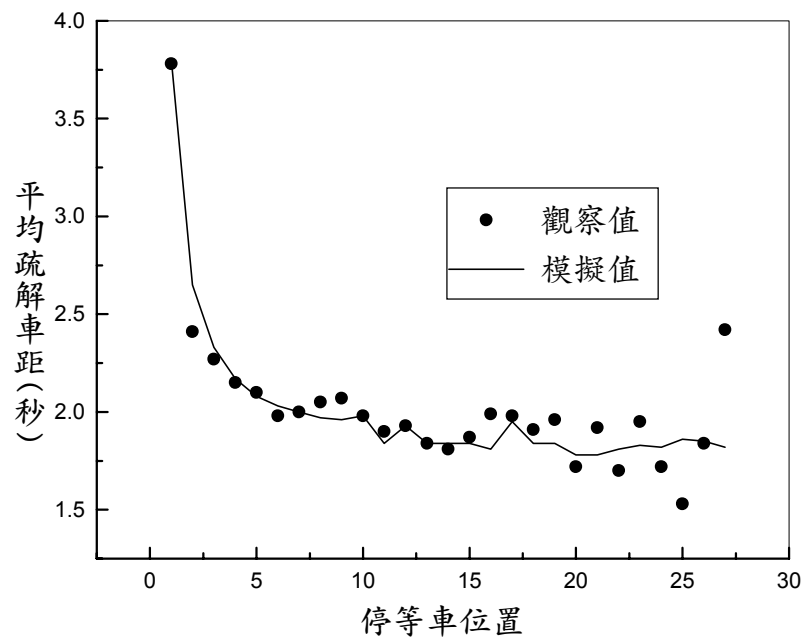


圖 A-2a 調查地點 S2 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

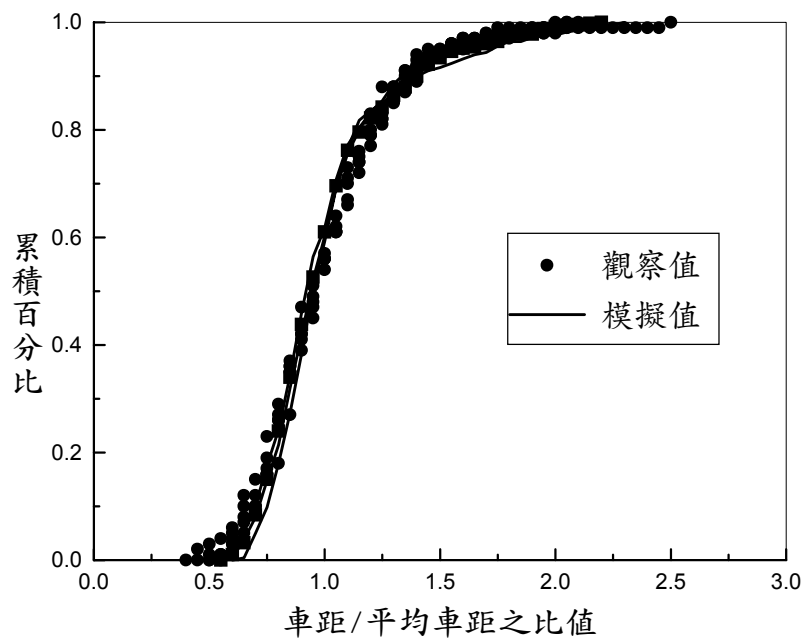


圖 A-2b 調查地點 S2 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.3 調查地點 S3 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	114	4.82	4.80	4.82	4.80	-0.02
2	113	2.54	2.55	7.36	7.35	-0.01
3	113	2.25	2.39	9.61	9.74	0.13
4	111	2.19	2.25	11.80	11.99	0.19
5	109	2.20	2.22	14.00	14.21	0.21
6	104	2.33	2.17	16.33	16.38	0.05
7	101	2.08	2.05	18.41	18.43	0.02
8	98	1.99	2.08	20.40	20.51	0.11
9	95	2.02	2.02	22.42	22.53	0.11
10	92	1.98	1.90	24.40	24.43	0.03
11	90	1.87	1.98	26.27	26.41	0.14
12	87	2.06	1.89	28.33	28.30	-0.03
13	79	1.99	1.99	30.32	30.29	-0.03
14	70	1.96	2.01	32.28	32.30	0.02
15	67	1.95	1.85	34.23	34.15	-0.08
16	59	1.90	1.89	36.13	36.04	-0.09
17	53	1.88	1.77	38.01	37.81	-0.20
18	41	1.78	1.84	39.79	39.65	-0.14
19	27	1.85	1.83	41.64	41.48	-0.16
20	22	1.87	1.83	43.51	43.31	-0.20
21	13	1.82	1.82	45.33	45.13	-0.20
22	11	1.67	1.84	47.00	46.97	-0.03

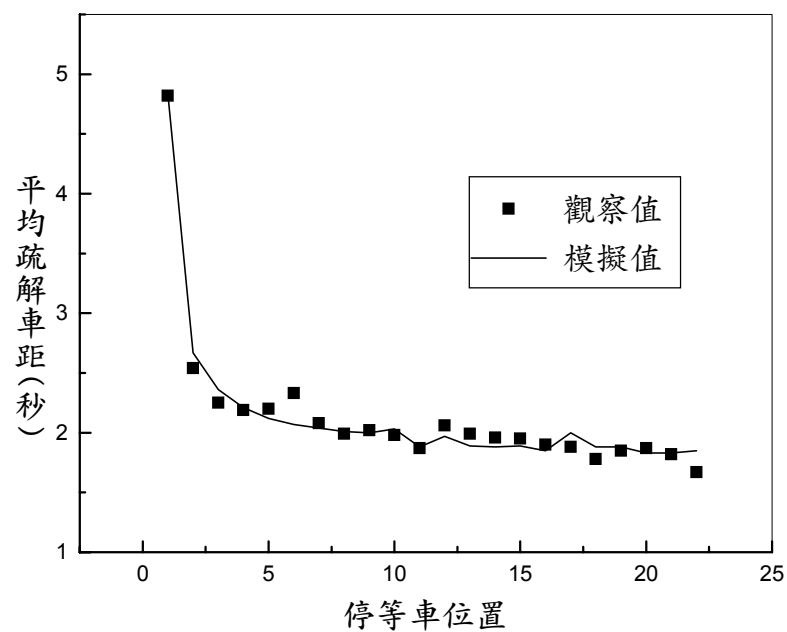


圖 A-3a 調查地點 S3 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

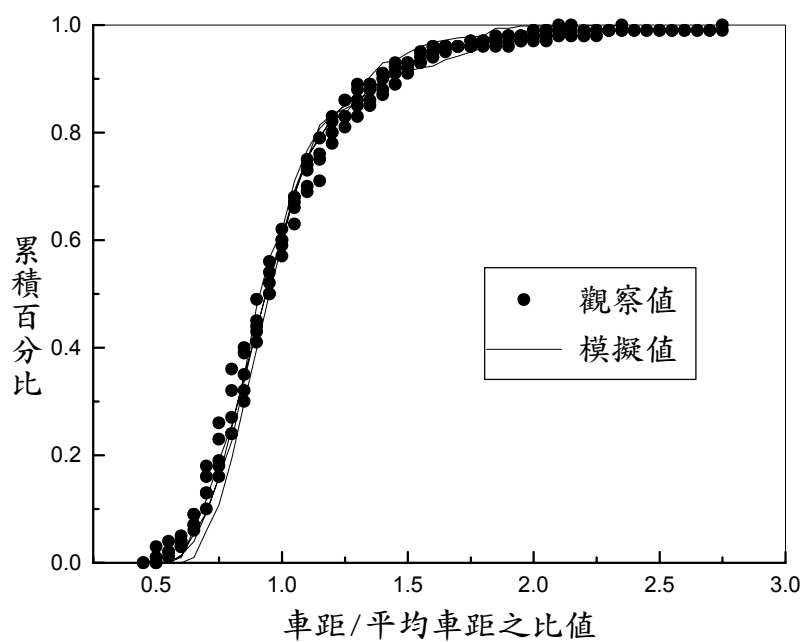


圖 A-3b 調查地點 S3 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.4 調查地點 S4 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	106	4.18	4.17	4.18	4.17	-0.01
2	102	2.55	2.51	6.73	6.68	-0.05
3	100	2.27	2.33	9.00	9.01	0.01
4	99	2.13	2.18	11.13	11.19	0.06
5	97	2.02	2.15	13.15	13.34	0.19
6	95	1.95	2.09	15.10	15.43	0.33
7	94	2.08	1.97	17.18	17.40	0.22
8	93	1.91	2.00	19.09	19.40	0.31
9	92	1.87	1.94	20.96	21.34	0.38
10	89	1.78	1.83	22.74	23.17	0.43
11	84	1.96	1.90	24.70	25.07	0.37
12	83	1.90	1.81	26.60	26.88	0.28
13	80	1.78	1.90	28.38	28.78	0.40
14	77	1.83	1.92	30.21	30.70	0.49
15	73	1.82	1.77	32.03	32.47	0.44
16	59	1.81	1.80	33.84	34.27	0.43
17	52	1.77	1.68	35.61	35.95	0.34
18	49	1.92	1.76	37.53	37.71	0.18
19	45	1.88	1.75	39.41	39.46	0.05
20	41	1.77	1.75	41.18	41.21	0.03
21	34	2.01	1.74	43.19	42.95	-0.24
22	31	1.65	1.78	44.84	44.73	-0.11
23	25	1.91	1.76	46.75	46.49	-0.26
24	21	1.51	1.70	48.26	48.19	-0.07
25	18	1.79	1.70	50.05	49.89	-0.16
26	14	1.84	1.74	51.89	51.63	-0.26
27	13	1.64	1.72	53.53	53.35	-0.18
28	13	2.27	1.82	55.80	55.17	-0.63
29	12	1.83	1.75	57.63	56.92	-0.71
30	12	1.88	1.70	59.51	58.62	-0.89

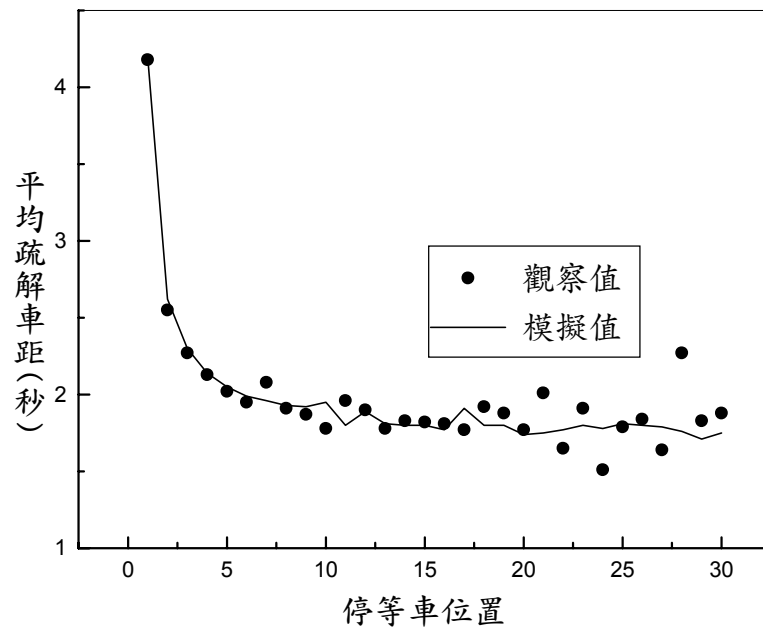


圖 A-4a 調查地點 S4 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

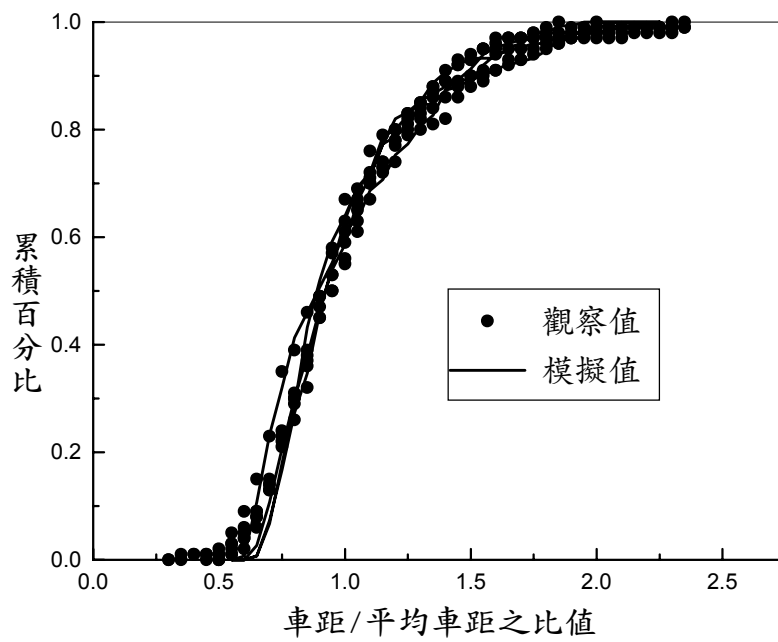


圖 A-4b 調查地點 S4 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.5 調查地點 S5 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	181	5.39	5.39	5.39	5.39	0.00
2	173	2.60	2.67	7.99	8.06	0.07
3	159	2.40	2.35	10.39	10.41	0.02
4	131	2.10	2.20	12.49	12.61	0.12
5	115	2.07	2.12	14.56	14.73	0.17
6	96	1.93	2.06	16.49	16.79	0.30
7	84	2.04	2.03	18.53	18.82	0.29
8	71	2.06	2.00	20.59	20.82	0.23
9	60	2.09	2.00	22.68	22.82	0.14
10	53	2.08	2.02	24.76	24.84	0.08
11	43	1.96	1.87	26.72	26.71	-0.01
12	39	1.99	1.97	28.71	28.68	-0.03
13	32	1.90	1.88	30.61	30.56	-0.05
14	25	2.07	1.87	32.68	32.43	-0.25
15	21	2.10	1.87	34.78	34.30	-0.48
16	15	1.76	1.85	36.54	36.15	-0.39
17	9	1.76	1.99	38.30	38.14	-0.16
18	8	1.85	1.87	40.15	40.01	-0.14
19	5	2.02	1.87	42.17	41.88	-0.29



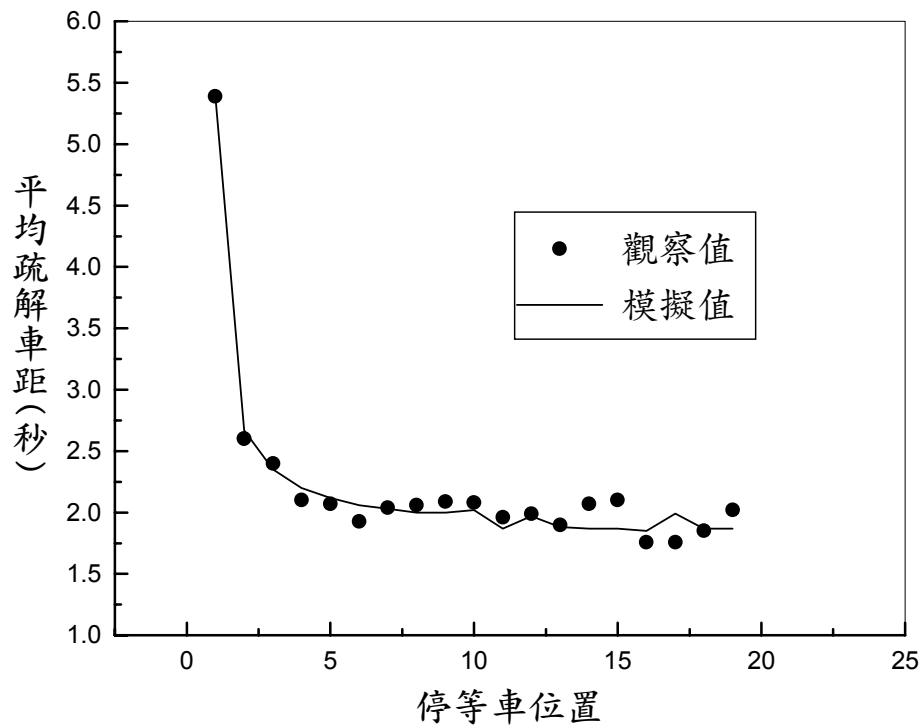


圖 A-5a 調查地點 S5 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

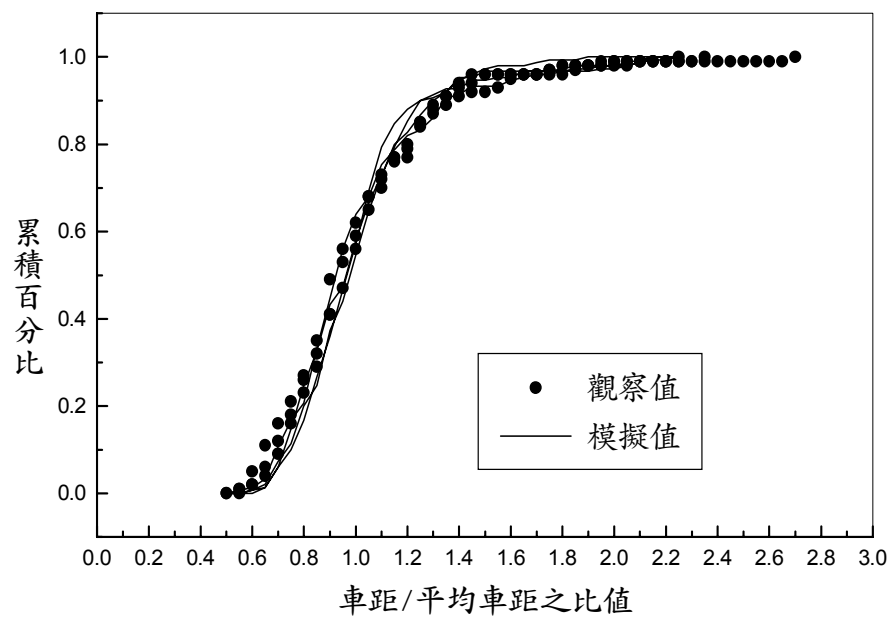


圖 A-5b 調查地點 S5 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.6 調查地點 S6 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	69	3.73	3.73	3.73	3.73	0.00
2	59	2.50	2.73	6.23	6.46	0.23
3	47	2.45	2.42	8.68	8.88	0.20
4	42	2.33	2.27	11.01	11.15	0.14
5	34	2.15	2.19	13.16	13.34	0.18
6	32	2.12	2.14	15.28	15.48	0.20
7	23	2.15	2.12	17.43	17.60	0.17
8	22	2.12	2.08	19.55	19.68	0.13
9	17	2.25	2.08	21.80	21.76	-0.04
10	16	2.05	2.11	23.85	23.87	0.02
11	12	2.14	1.96	25.99	25.83	-0.16
12	10	1.90	2.05	27.89	27.88	-0.01
13	8	2.03	1.96	29.92	29.84	-0.08
14	7	1.83	1.96	31.75	31.80	0.05

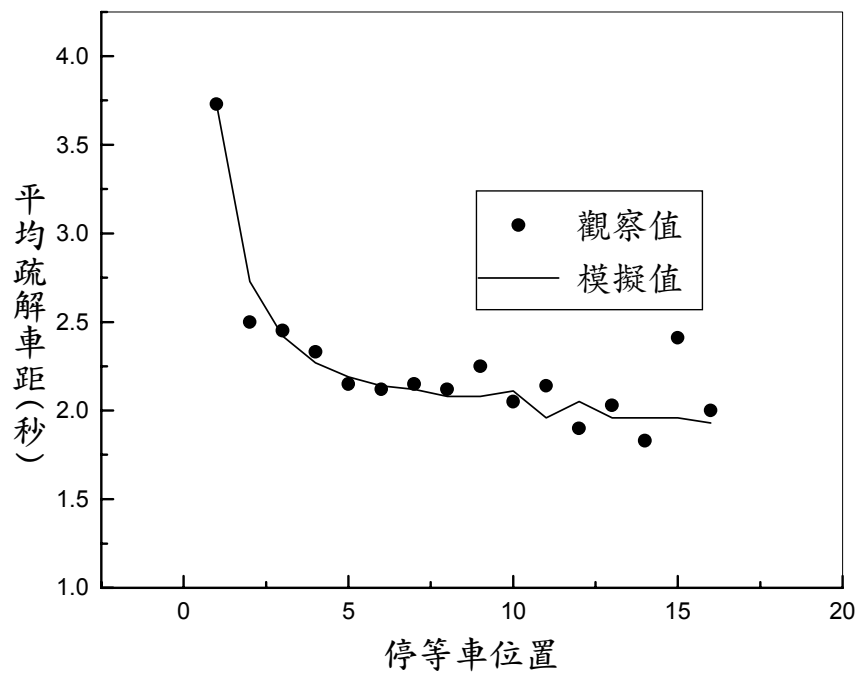


圖 A-6a 調查地點 S6 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

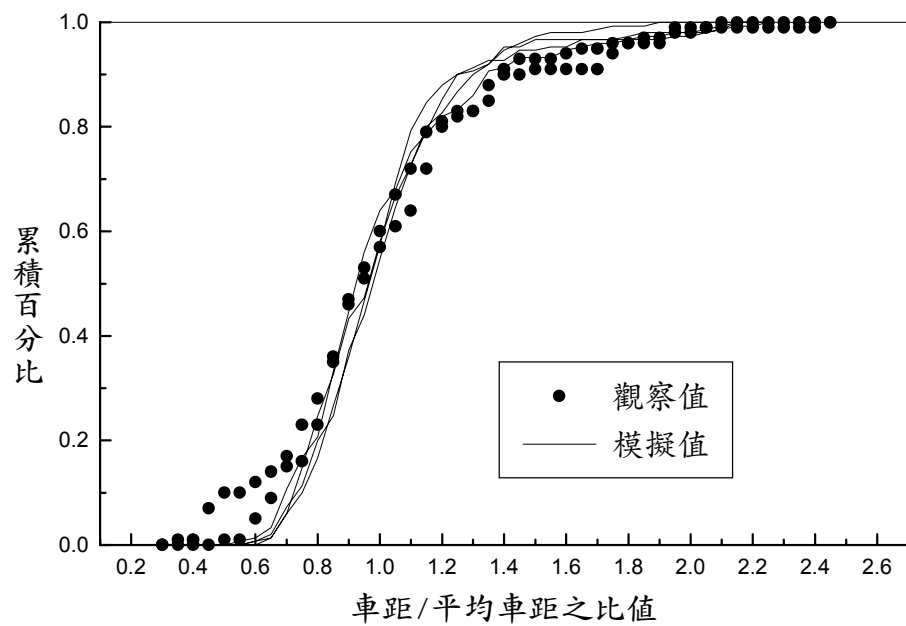


圖 A-6b 調查地點 S6 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.7 調查地點 S7 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	221	4.09	4.11	4.09	4.11	0.02
2	208	2.69	2.71	6.78	6.82	0.04
3	192	2.39	2.40	9.17	9.22	0.05
4	177	2.33	2.25	11.50	11.47	-0.03
5	169	2.11	2.16	13.61	13.63	0.02
6	159	2.15	2.11	15.76	15.74	-0.02
7	149	2.16	2.09	17.92	17.83	-0.09
8	136	2.13	2.05	20.05	19.88	-0.17
9	122	2.05	2.05	22.10	21.93	-0.17
10	101	2.08	2.08	24.18	24.01	-0.17
11	82	2.00	1.93	26.18	25.94	-0.24
12	63	1.95	2.03	28.13	27.97	-0.16
13	53	2.11	1.94	30.24	29.91	-0.33
14	44	1.86	1.93	32.10	31.84	-0.26
15	38	1.80	1.93	33.90	33.77	-0.13
16	22	2.12	1.90	36.02	35.67	-0.35
17	15	1.77	2.05	37.79	37.72	-0.07
18	14	1.81	1.93	39.60	39.65	0.05
19	6	1.80	1.93	41.40	41.58	0.18

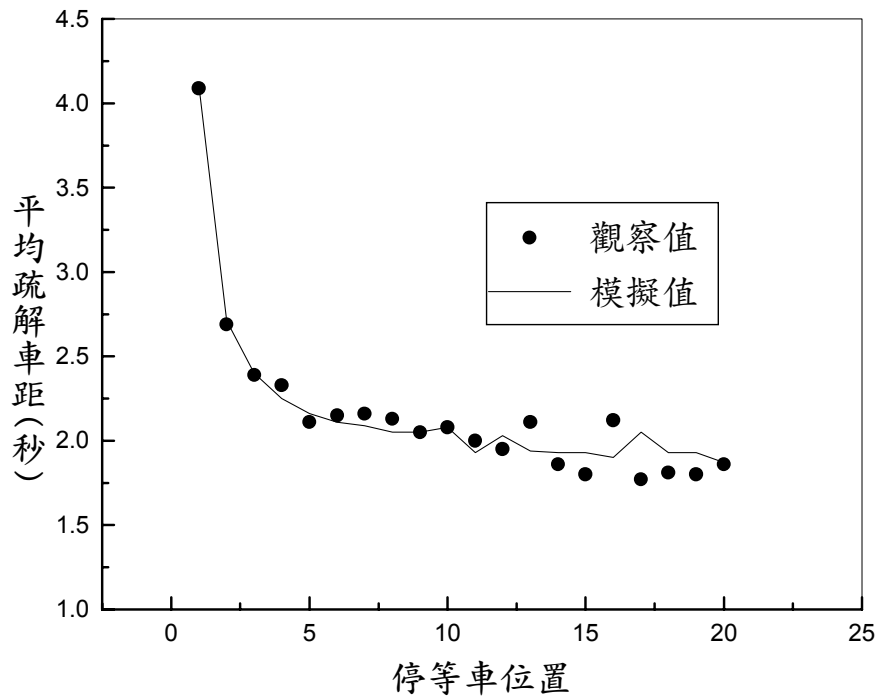


圖 A-7a 調查地點 S7 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

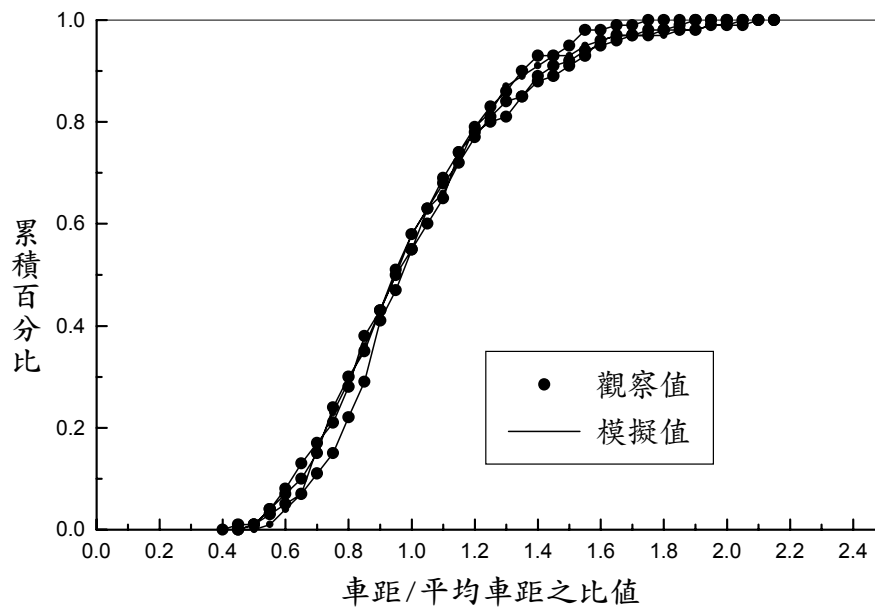


圖 A-7b 調查地點 S7 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.8 調查地點 S8 及 S9 整合之平均疏解行為

停等 位置	樣本數		車距(秒)		滯留(Dwell)時間(秒)		離開時間(秒)		誤差 (秒)
	車距	滯留 時間	觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	
1	223	35	3.40	3.32	3.40	3.32	3.40	3.32	-0.08
2	217	35	2.80	2.72	6.11	6.04	6.20	6.04	-0.16
3	221	35	2.30	2.37	3.91	4.55	8.50	8.41	-0.09
4	215	35	2.38	2.15	2.85	2.69	10.88	10.56	-0.32
5	215	35	2.27	2.13	2.51	2.31	13.15	12.69	-0.46
6	192	35	2.25	2.08	2.35	2.11	15.40	14.77	-0.63
7	178	35	1.91	1.96	2.19	1.98	17.31	16.73	-0.58
8	168	34	1.82	2.03	2.10	1.91	19.13	18.76	-0.37
9	152	33	1.87	1.99	1.90	1.85	21.00	20.75	-0.25
10	133	32	2.03	1.89	1.90	1.82	23.03	22.64	-0.39
11	123	31	2.00	2.02	1.82	1.81	25.03	24.66	-0.37
12	110	27	1.95	1.94	1.83	1.80	26.98	26.60	-0.38
13	91	27	1.87	2.09	1.85	1.81	28.85	28.69	-0.16
14	90	25	1.82	2.14	1.75	1.81	30.67	30.83	0.16
15	82	25	1.98	1.95	1.69	1.79	32.65	32.78	0.13
16	74	22	1.89	1.98	1.72	1.76	34.54	34.76	0.22
17	65	17	1.92	1.82	1.73	1.73	36.46	36.58	0.12
18	59	15	1.88	1.90	1.80	1.72	38.34	38.48	0.14
19	51	13	1.78	1.86	1.69	1.70	40.12	40.34	0.22
20	43	12	1.86	1.85	1.65	1.70	41.98	42.19	0.21
21	41	10	1.89	1.82	2.03	1.68	43.87	44.01	0.14
22	38	9	1.81	1.83	1.83	1.68	45.68	45.84	0.16
23	28	9	1.68	1.83	1.56	1.70	47.36	47.67	0.31
24	28	8	1.76	1.74	1.60	1.72	49.12	49.41	0.29
25	22	7	1.74	1.72	1.62	1.73	50.86	51.13	0.27

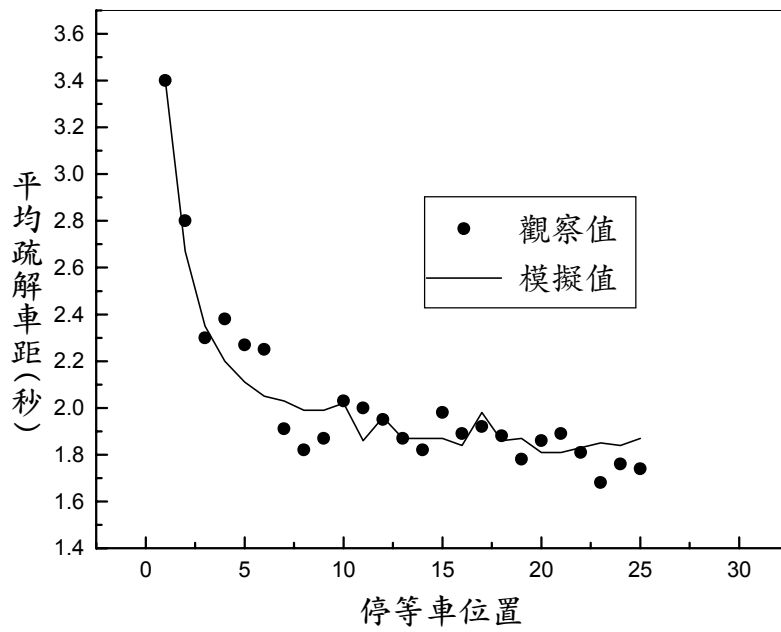


圖 A-8a 調查地點 S8 及 S9 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

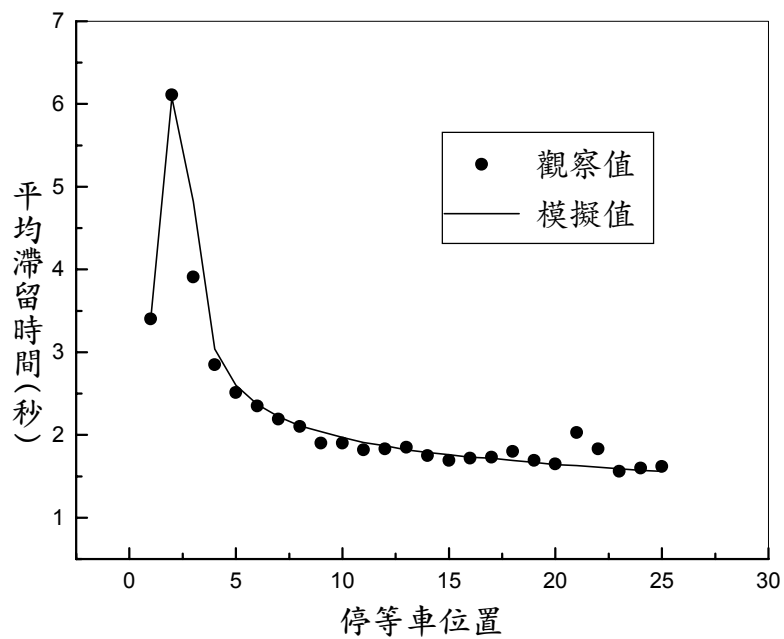


圖 A-8b 調查地點 S8 現場與模擬「平均滯留時間」之對照

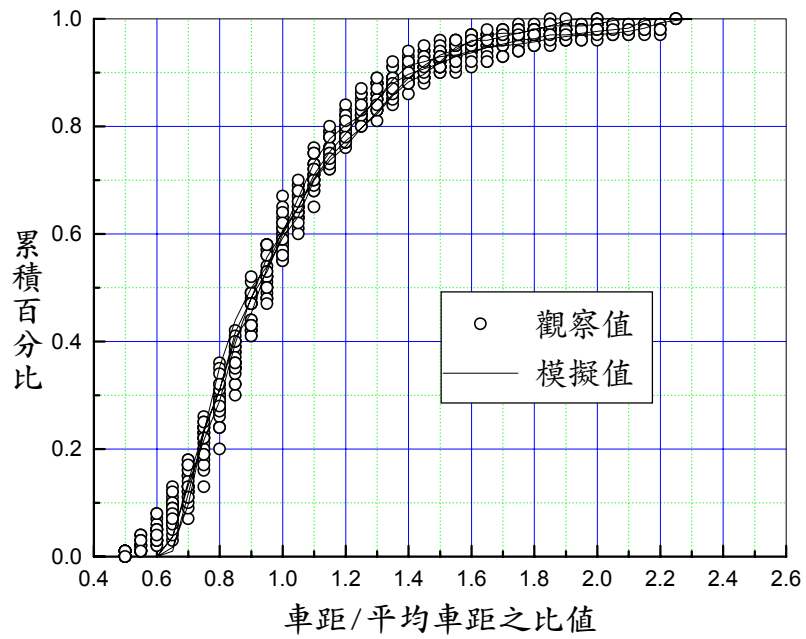


圖 A-8c 調查地點 S8 及 S9 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

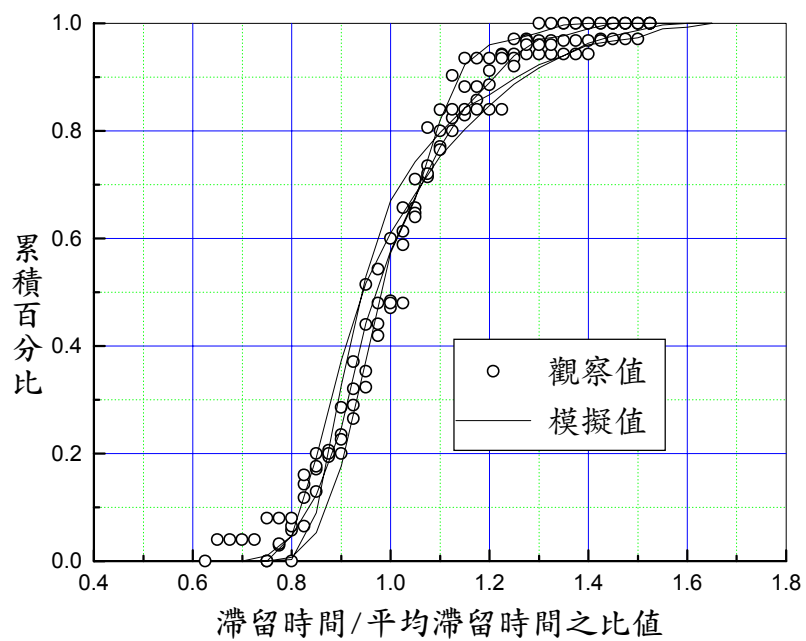


圖 A-8d 調查地點 S8 現場與模擬「滯留時間分佈」之對照



表 A.9 調查地點 S10 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	178	4.69	4.68	4.69	4.68	-0.01
2	178	2.55	2.62	7.24	7.30	0.06
3	178	2.21	2.30	9.45	9.60	0.15
4	178	2.03	2.07	11.48	11.67	0.19
5	178	1.97	1.99	13.45	13.66	0.21
6	174	1.97	1.89	15.42	15.55	0.13
7	171	2.03	1.85	17.45	17.40	-0.05
8	164	1.87	1.90	19.32	19.30	-0.02
9	155	1.88	1.85	21.20	21.15	-0.05
10	151	1.92	1.77	23.12	22.92	-0.20
11	140	1.87	1.85	24.99	24.77	-0.22
12	133	1.86	1.77	26.85	26.54	-0.31
13	124	1.87	1.86	28.72	28.40	-0.32
14	116	1.87	1.88	30.59	30.28	-0.31
15	109	1.79	1.82	32.38	32.10	-0.28
16	101	1.74	1.80	34.12	33.90	-0.22
17	91	1.72	1.68	35.84	35.58	-0.26
18	87	1.74	1.73	37.58	37.31	-0.27
19	79	1.72	1.74	39.30	39.05	-0.25
20	75	1.67	1.72	40.97	40.77	-0.20
21	69	1.59	1.69	42.56	42.46	-0.10
22	59	1.57	1.67	44.13	44.13	0.00
23	56	1.67	1.66	45.80	45.79	-0.01
24	50	1.53	1.62	47.33	47.41	0.08
25	39	1.50	1.55	48.83	48.96	0.13
26	35	1.54	1.57	50.37	50.53	0.16
27	33	1.56	1.61	51.93	52.14	0.21
28	31	1.51	1.64	53.44	53.78	0.34
29	24	1.49	1.54	54.93	55.32	0.39
30	18	1.50	1.55	56.43	56.87	0.44

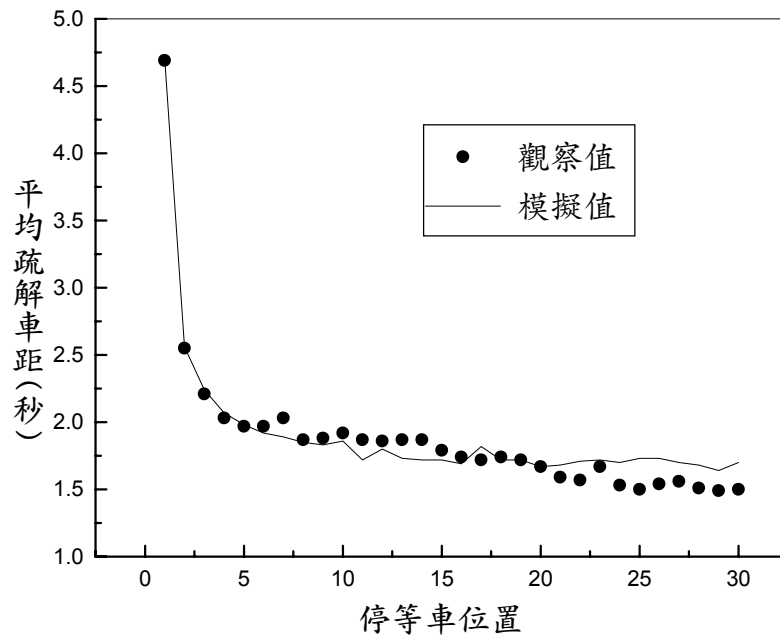


圖 A-9a 調查地點 S10 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

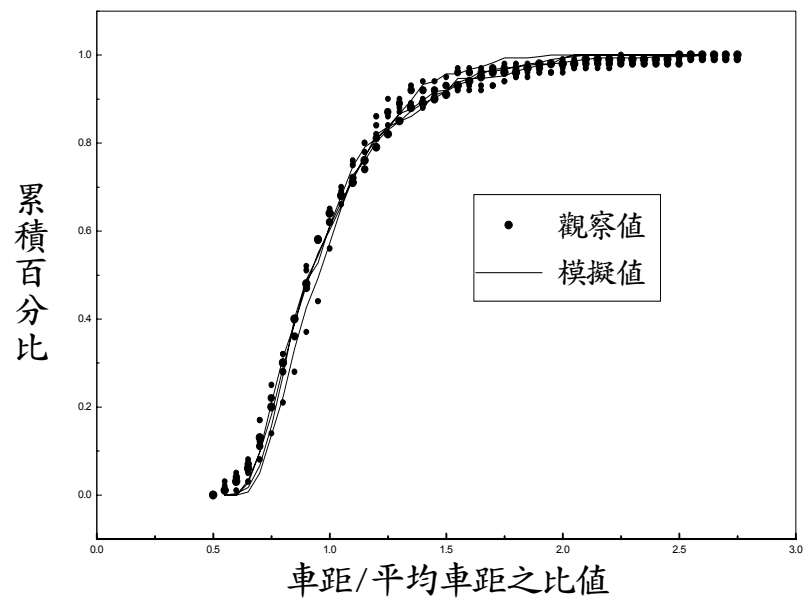


圖 A-9b 調查地點 S10 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.10 調查地點 S11 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	133	4.00	4.00	4.00	4.00	0.00
2	129	2.81	2.58	6.81	6.58	-0.23
3	129	2.39	2.44	9.20	9.02	-0.18
4	128	2.17	2.30	11.37	11.32	-0.05
5	125	2.24	2.28	13.61	13.60	-0.01
6	123	2.11	2.22	15.72	15.82	0.10
7	115	2.14	2.10	17.86	17.92	0.06
8	104	2.07	2.13	19.93	20.05	0.12
9	95	2.02	2.08	21.95	22.13	0.18
10	92	2.04	1.96	23.99	24.09	0.10
11	85	2.14	2.04	26.13	26.13	0.00
12	72	2.08	1.95	28.21	28.08	-0.13
13	62	2.04	2.05	30.25	30.13	-0.12
14	50	2.00	2.08	32.25	32.21	-0.04
15	40	1.84	1.91	34.09	34.12	0.03
16	30	2.02	1.96	36.11	36.08	-0.03
17	22	1.74	1.83	37.85	37.91	0.06
18	14	1.93	1.90	39.78	39.81	0.03
19	10	1.81	1.89	41.59	41.70	0.11
20	6	1.84	1.89	43.43	43.59	0.16
21	5	2.12	1.89	45.55	45.48	-0.07

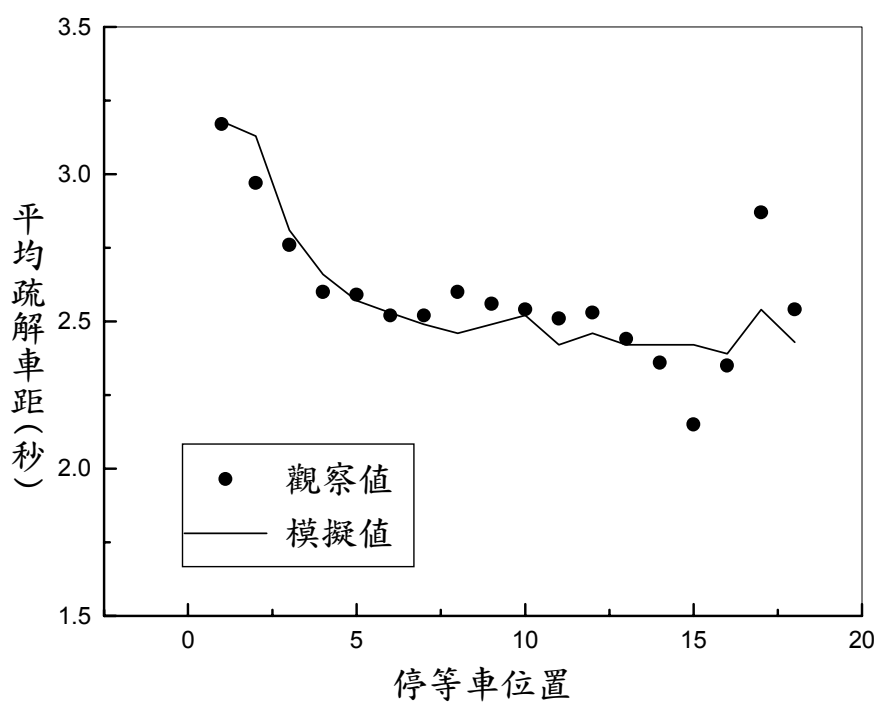


圖 A-10a 調查地點 S11 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

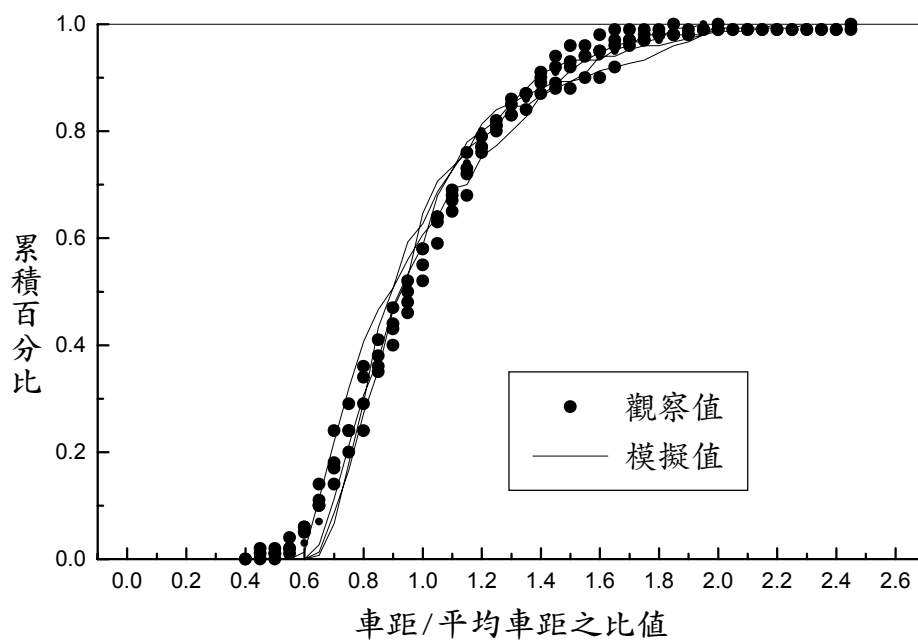


圖 A-10b 調查地點 S11 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.11 調查地點 S12 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	178	4.87	4.87	4.87	4.87	0.00
2	176	2.75	2.70	7.62	7.57	-0.05
3	176	2.34	2.40	9.96	9.97	0.01
4	174	2.24	2.25	12.20	12.22	0.02
5	168	2.16	2.17	14.36	14.39	0.03
6	168	2.14	2.12	16.50	16.51	0.01
7	167	2.15	2.09	18.65	18.60	-0.05
8	160	2.00	2.06	20.65	20.66	0.01
9	155	2.14	2.06	22.79	22.72	-0.07
10	141	2.01	2.09	24.80	24.81	0.01
11	127	1.99	1.93	26.79	26.74	-0.05
12	112	2.00	2.03	28.79	28.77	-0.02
13	100	1.97	1.94	30.76	30.71	-0.05
14	86	2.03	1.93	32.79	32.64	-0.15
15	70	1.95	1.94	34.74	34.58	-0.16
16	57	1.86	1.91	36.60	36.49	-0.11
17	43	1.89	2.06	38.49	38.55	0.06
18	36	1.99	1.93	40.48	40.48	0.00
19	25	2.01	1.94	42.49	42.42	-0.07
20	15	1.88	1.87	44.37	44.29	-0.08
21	9	1.98	1.88	46.35	46.17	-0.18
22	6	1.75	1.90	48.10	48.07	-0.03

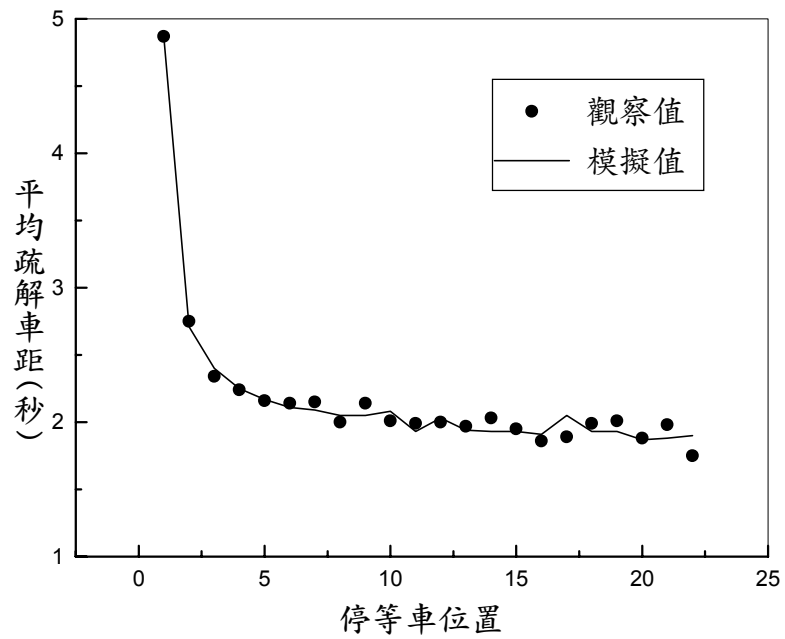


圖 A-11a 調查地點 S12 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

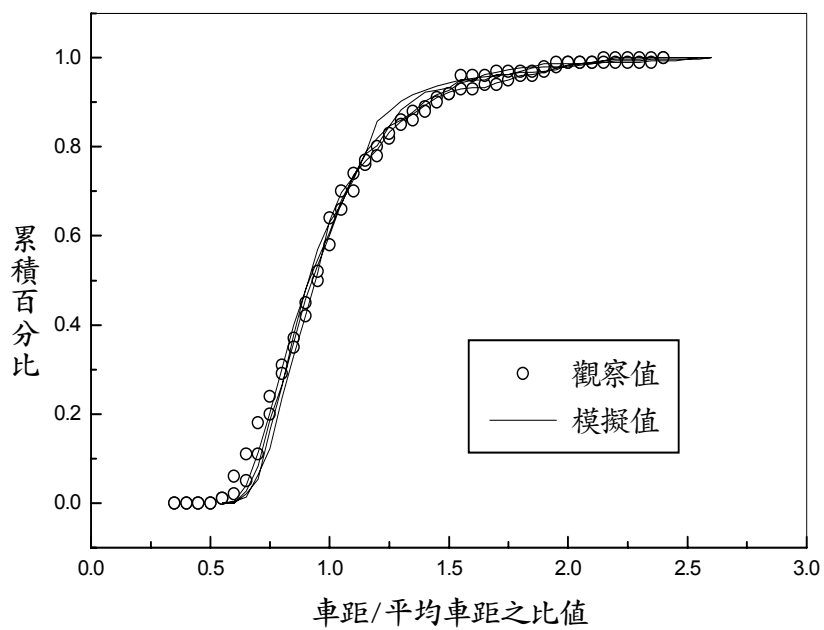


圖 A-11b 調查地點 S12 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.12 調查地點 L1 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	181	3.17	3.15	3.20	3.20	0.00
2	180	2.97	3.22	6.10	6.40	0.20
3	180	2.76	2.85	8.90	9.20	0.30
4	180	2.60	2.66	11.50	11.90	0.40
5	177	2.59	2.56	14.10	14.40	0.30
6	175	2.52	2.51	16.60	16.90	0.30
7	171	2.52	2.48	19.10	19.40	0.30
8	160	2.60	2.43	21.70	21.90	0.10
9	143	2.56	2.47	24.30	24.30	0.00
10	124	2.54	2.48	26.80	26.80	0.00
11	110	2.51	2.38	29.30	29.20	-0.20
12	85	2.53	2.42	31.90	31.60	-0.30
13	63	2.44	2.38	34.30	34.00	-0.30
14	34	2.36	2.38	36.70	36.40	-0.30
15	12	2.15	2.38	38.80	38.80	-0.10
16	7	2.35	2.36	41.20	41.10	-0.10
17	5	2.87	2.49	44.00	43.60	-0.40
18	5	2.54	2.39	46.60	46.00	-0.60

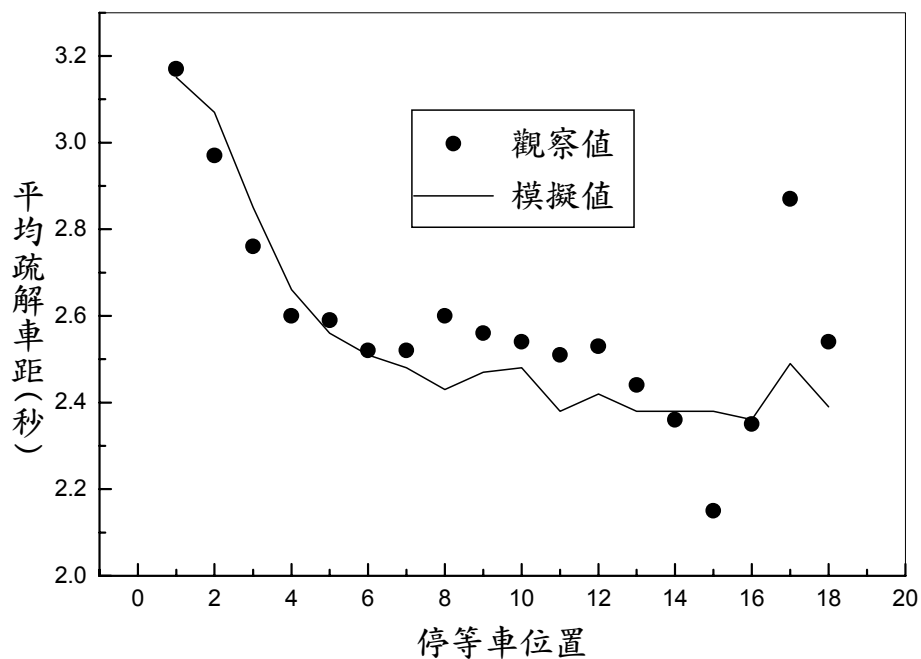


圖 A-12a 調查地點 L1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

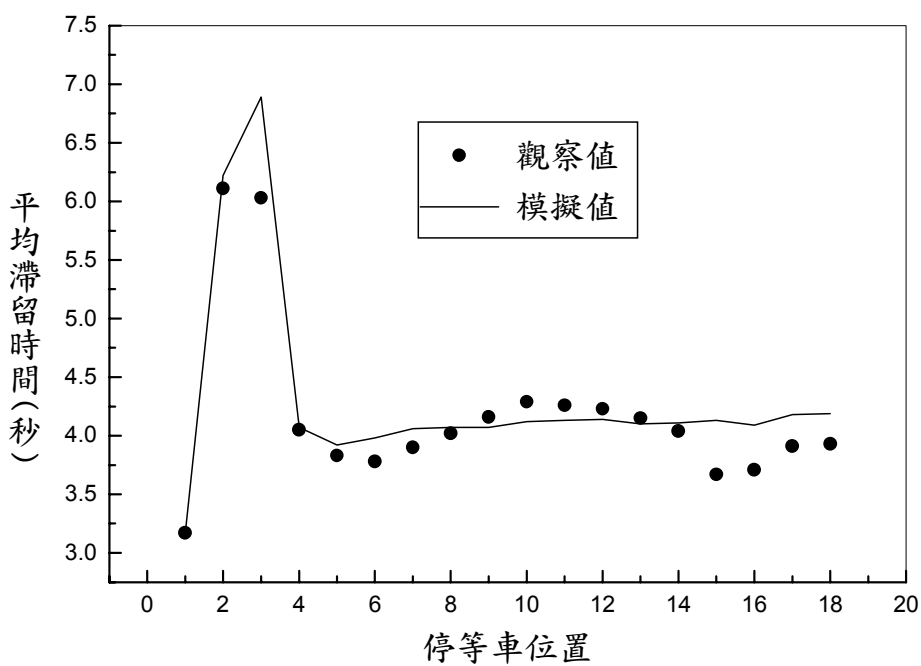


圖 A-12b 調查地點 L1 現場與模擬「平均滯留時間」之對照



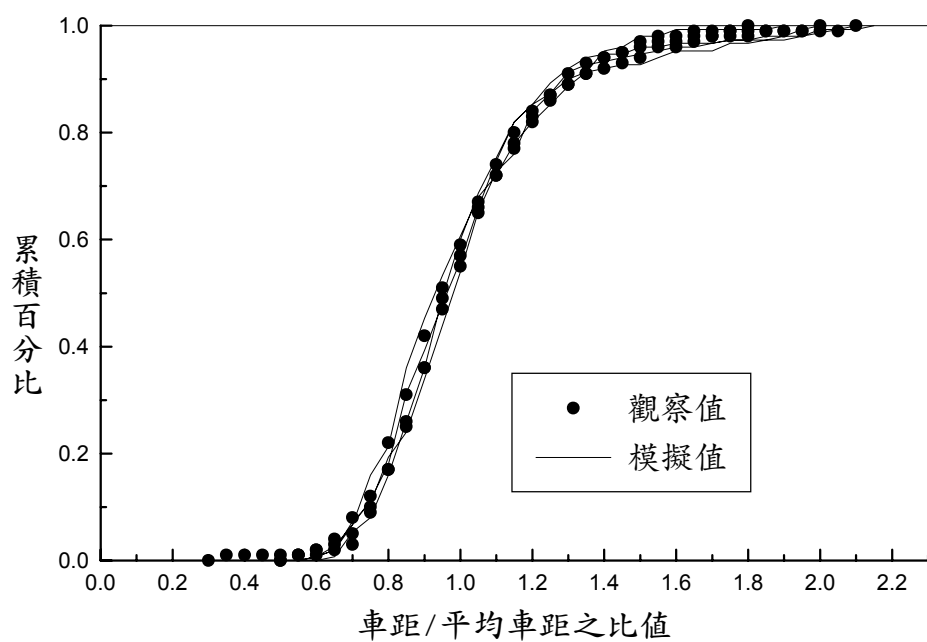


圖 A-12c 調查地點 L1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

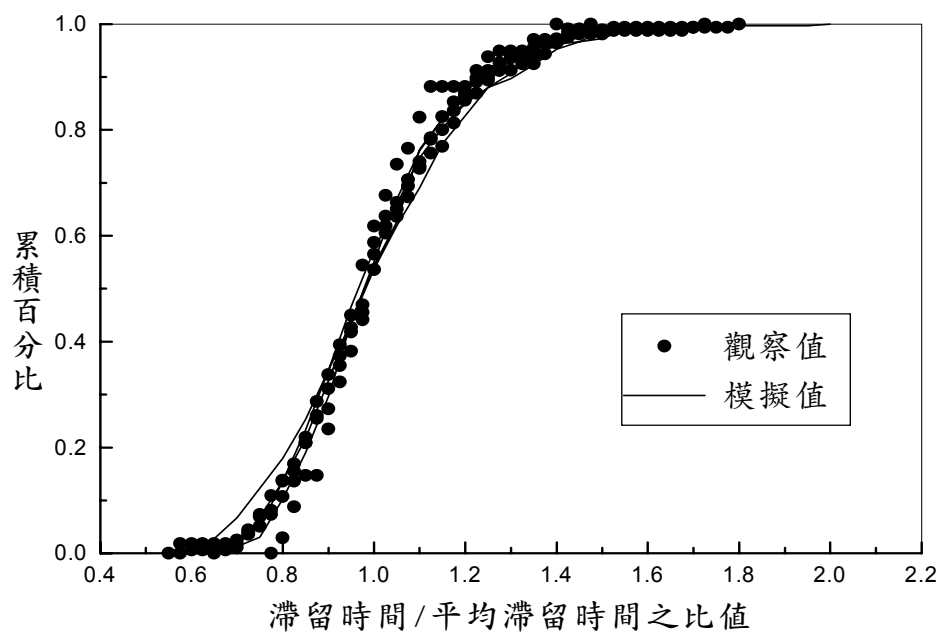


圖 A-12d 調查地點 L1 現場與模擬「滯留時間分佈」之對照

表 A.13 調查地點 L2 平均疏解行為

停等 位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	模擬值	觀察值	誤差(秒)
		3.65	3.65	3.70	3.65	0.00
2	116	2.93	2.97	6.60	6.62	0.00
3	111	2.72	2.60	9.30	9.22	-0.10
4	107	2.47	2.40	11.80	11.62	-0.20
5	102	2.28	2.30	14.10	13.92	-0.10
6	100	2.23	2.23	16.30	16.15	-0.10
7	85	2.18	2.19	18.50	18.34	-0.10
8	65	2.19	2.12	20.70	20.46	-0.20
9	47	2.15	2.13	22.80	22.59	-0.20
10	27	2.12	2.15	24.90	24.74	-0.20
11	9	1.99	2.01	26.90	26.75	-0.20

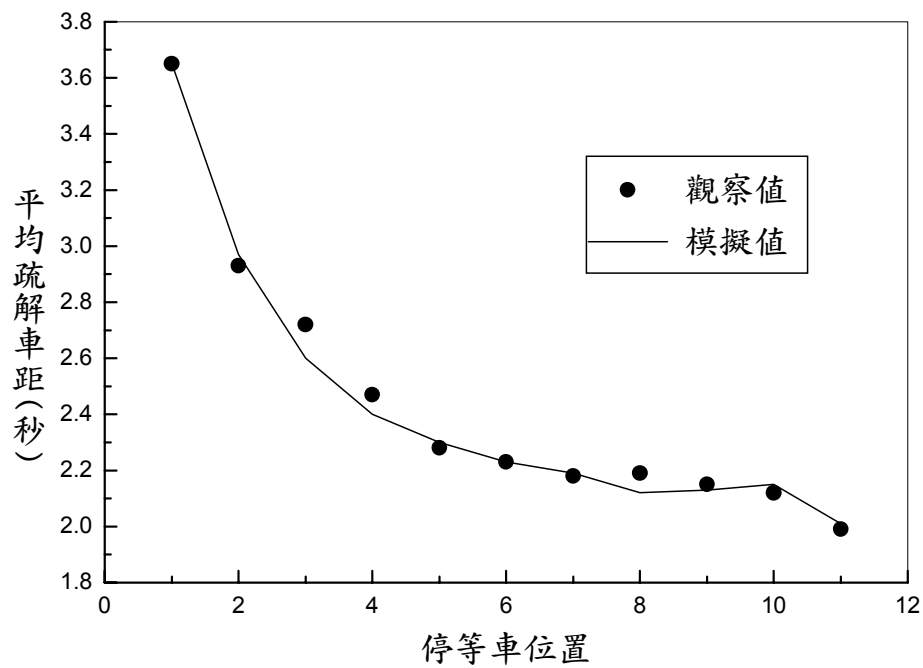


圖 A-13a 調查地點 L2 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

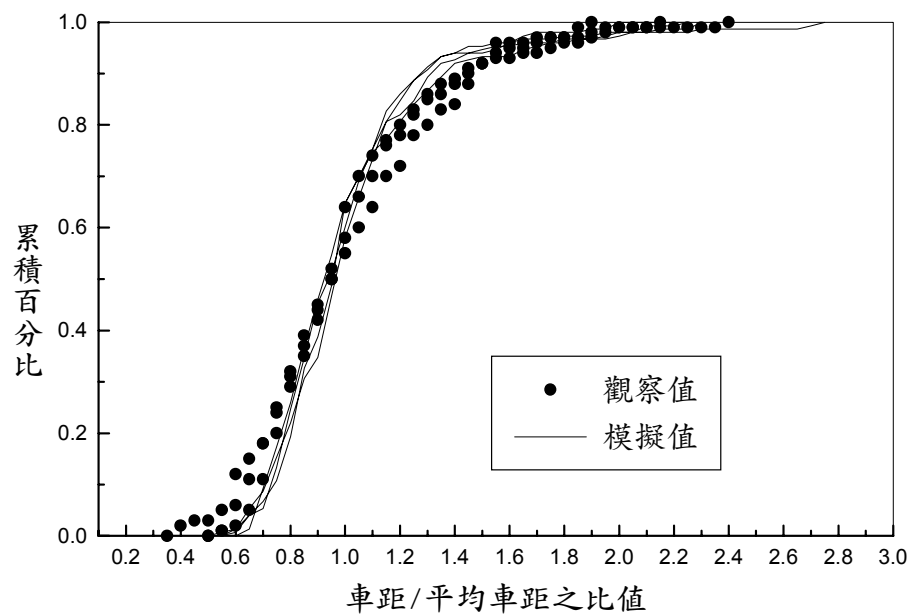


圖 A-13b 調查地點 L2 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.14 調查地點 L3 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	169	3.25	3.26	3.25	3.26	0.00
2	166	2.73	2.81	5.98	6.07	0.10
3	165	2.42	2.44	8.40	8.51	0.10
4	163	2.24	2.24	10.64	10.75	0.10
5	160	2.18	2.15	12.82	12.90	0.10
6	156	2.10	2.08	14.92	14.98	0.10
7	148	2.08	2.02	17.00	17.00	0.00
8	143	2.02	1.95	19.02	18.95	-0.10
9	136	1.94	1.97	20.96	20.92	0.00
10	127	2.00	1.99	22.96	22.91	-0.10
11	117	1.92	1.84	24.88	24.75	-0.10
12	102	1.91	1.91	26.79	26.66	-0.10
13	93	1.82	1.83	28.61	28.49	-0.10
14	74	1.78	1.85	30.39	30.34	-0.10
15	64	1.86	1.81	32.25	32.15	-0.10
16	51	1.80	1.78	34.05	33.93	-0.10
17	40	1.75	1.91	35.80	35.84	0.00
18	31	1.61	1.82	37.41	37.66	0.30
19	23	1.73	1.81	39.14	39.47	0.30
20	14	1.76	1.76	40.90	41.23	0.30
21	12	1.83	1.75	42.73	42.98	0.30
22	9	1.70	1.78	44.43	44.76	0.30
23	6	1.85	1.80	46.28	46.56	0.30

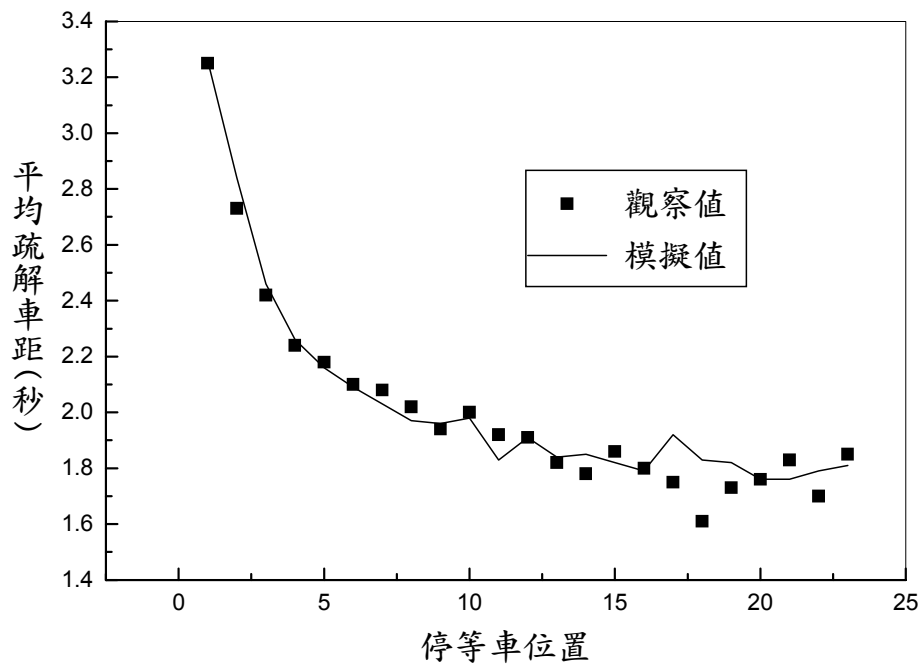


圖 A-14a 調查地點 L3 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

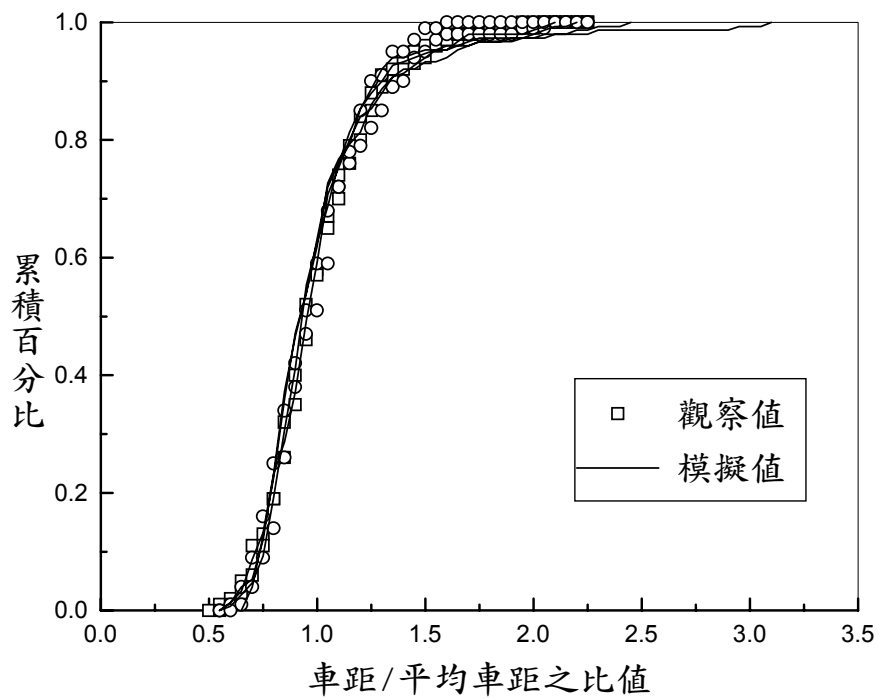


圖 A-14b 調查地點 L3 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.15 調查地點 L4 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	99	3.52	3.52	3.52	3.52	0.00
2	95	3.61	3.66	7.13	7.18	0.10
3	93	3.16	3.34	10.29	10.52	0.20
4	91	2.94	3.16	13.23	13.68	0.50
5	88	3.26	3.07	16.49	16.75	0.30
6	86	3.25	3.02	19.74	19.77	0.00
7	80	3.11	2.97	22.85	22.74	-0.10
8	77	2.89	2.91	25.74	25.65	-0.10
9	66	3.10	2.95	28.84	28.60	-0.20
10	62	2.86	3.01	31.70	31.61	-0.10
11	56	2.95	2.80	34.65	34.41	-0.20
12	50	2.72	2.90	37.37	37.31	-0.10
13	40	2.87	2.80	40.24	40.11	-0.10
14	30	2.70	2.83	42.94	42.94	0.00
15	19	2.91	2.82	45.85	45.76	-0.10
16	11	2.87	2.80	48.72	48.56	-0.20
17	8	2.76	2.98	51.48	51.54	0.10

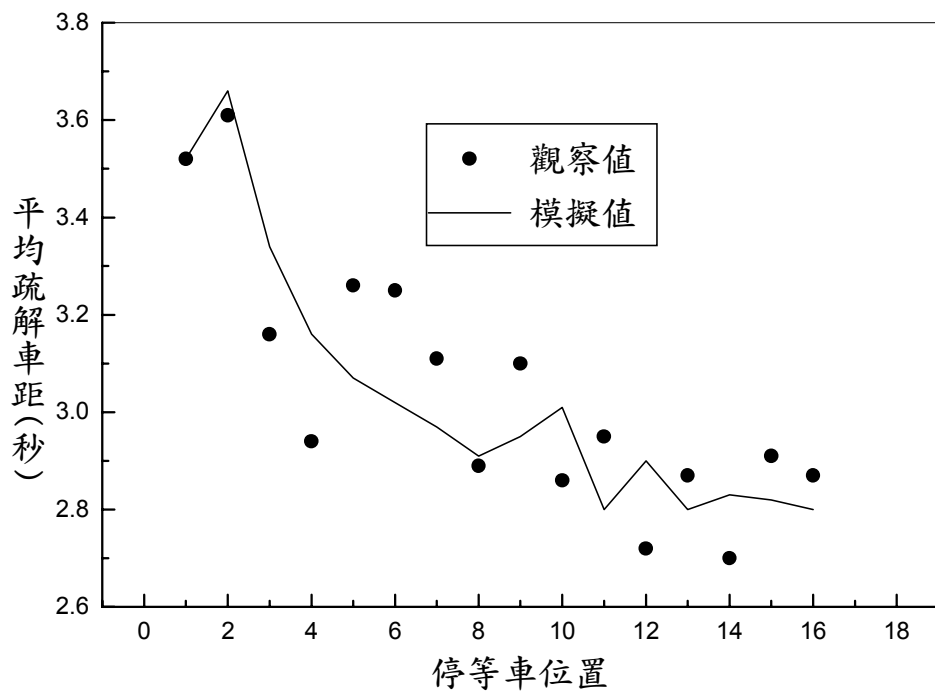


圖 A-15a 調查地點 L4 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

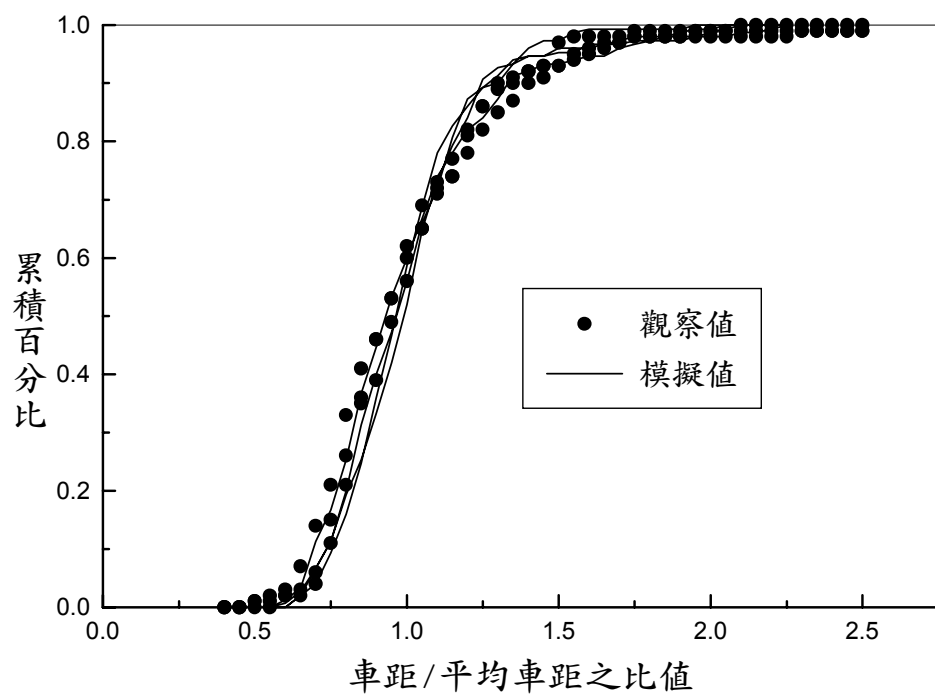


圖 A-15b 調查地點 L4 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.16 調查地點 UL1 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	161	4.77	4.78	4.77	4.78	0.00
2	161	2.82	2.94	7.59	7.72	0.10
3	161	2.33	2.57	9.92	10.29	0.40
4	161	2.32	2.38	12.24	12.67	0.40
5	160	2.40	2.29	14.64	14.96	0.30
6	147	2.23	2.22	16.87	17.18	0.30
7	139	2.16	2.18	19.03	19.36	0.30
8	125	2.11	2.12	21.14	21.48	0.30
9	113	2.19	2.14	23.33	23.62	0.30
10	91	2.27	2.14	25.60	25.76	0.20
11	82	2.12	2.04	27.72	27.80	0.10
12	70	2.02	2.07	29.74	29.87	0.10
13	61	2.12	2.01	31.86	31.88	0.00
14	55	2.02	2.03	33.88	33.91	0.00
15	45	2.11	2.02	35.99	35.93	-0.10
16	41	1.98	1.99	37.97	37.92	0.00
17	34	1.96	2.11	39.93	40.03	0.10
18	31	1.99	2.01	41.92	42.04	0.10
19	25	2.12	2.01	44.04	44.05	0.00
20	18	2.06	1.96	46.10	46.01	-0.10
21	15	2.02	1.95	48.12	47.96	-0.20
22	9	2.03	1.98	50.15	49.94	-0.20



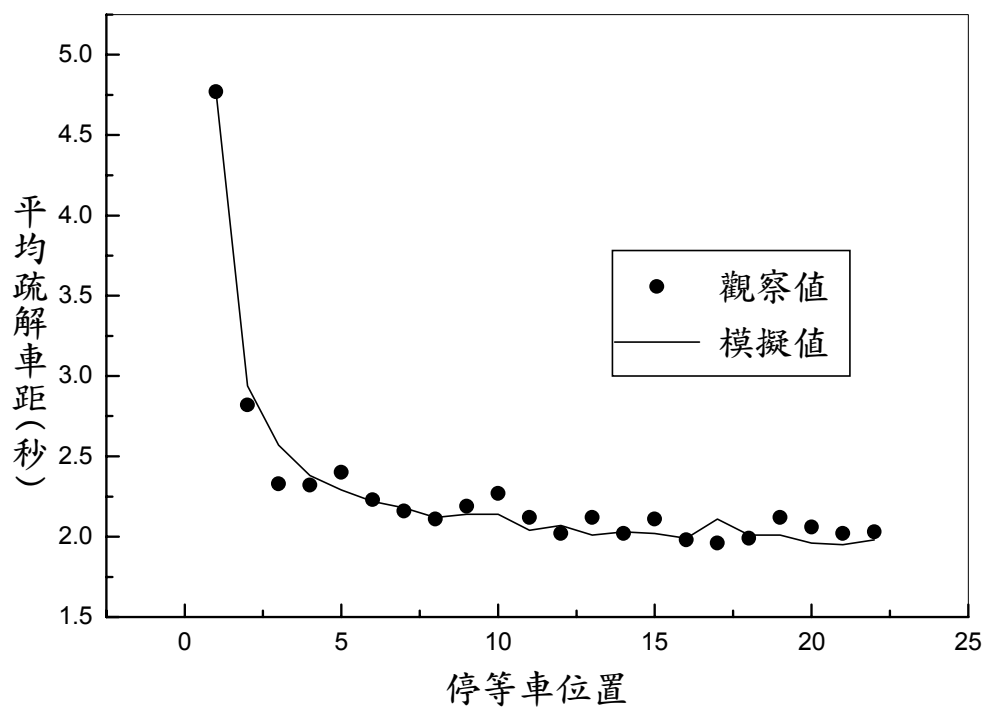


圖 A-16a 調查地點 UL1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

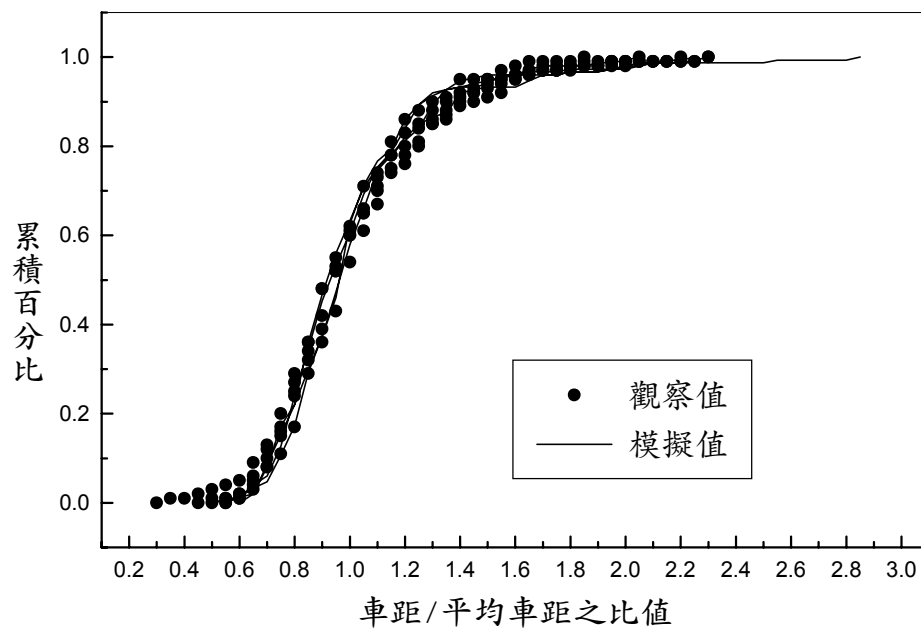


圖 A-16b 調查地點 UL1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.17 調查地點 US1 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	181	3.79	3.77	3.79	3.77	-0.02
2	179	2.90	2.60	6.69	6.37	-0.32
3	179	2.52	2.46	9.21	8.83	-0.38
4	178	2.34	2.32	11.55	11.15	-0.40
5	173	2.17	2.30	13.72	13.45	-0.27
6	160	2.14	2.25	15.86	15.70	-0.16
7	145	2.25	2.12	18.11	17.82	-0.29
8	140	2.16	2.16	20.27	19.98	-0.29
9	132	1.96	2.10	22.23	22.08	-0.15
10	118	2.10	1.98	24.33	24.06	-0.27
11	111	1.96	2.07	26.29	26.13	-0.16
12	94	2.03	1.98	28.32	28.11	-0.21
13	80	2.07	2.08	30.39	30.19	-0.20
14	71	1.93	2.10	32.32	32.29	-0.03
15	62	1.76	1.94	34.08	34.23	0.15
16	49	1.93	1.98	36.01	36.21	0.20
17	38	2.09	1.86	38.10	38.07	-0.03
18	33	2.03	1.93	40.13	40.00	-0.13
19	28	1.92	1.91	42.05	41.91	-0.14
20	26	1.80	1.91	43.85	43.82	-0.03
21	20	1.95	1.91	45.80	45.73	-0.07
22	18	1.79	1.93	47.59	47.66	0.07
23	14	1.75	1.91	49.34	49.57	0.23
24	13	1.96	1.82	51.30	51.39	0.09
25	6	1.97	1.83	53.27	53.22	-0.05
26	5	2.03	1.88	55.30	55.10	-0.20

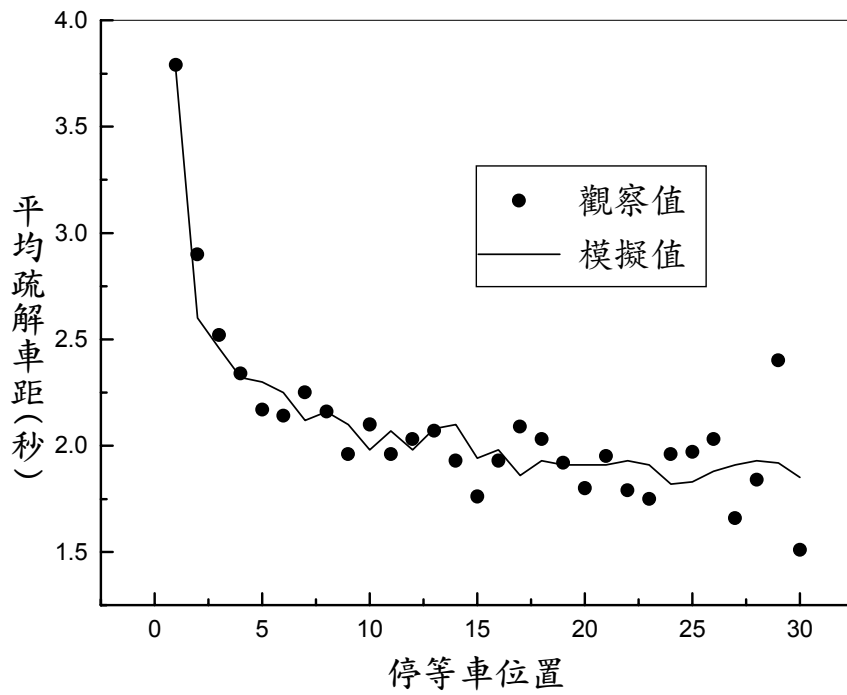


圖 A-17a 調查地點 US1 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

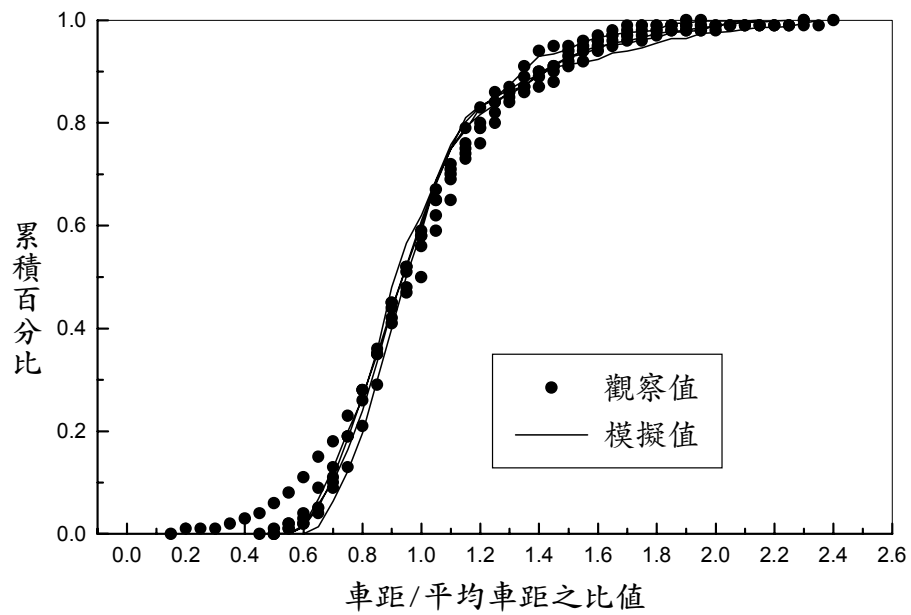


圖 A-17b 調查地點 US1 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.18 調查地點 US2 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	147	5.02	5.03	5.02	5.03	0.01
2	146	2.67	2.72	7.69	7.75	0.06
3	146	2.44	2.42	10.13	10.17	0.04
4	146	2.35	2.27	12.48	12.44	-0.04
5	144	2.34	2.19	14.82	14.63	-0.19
6	143	2.21	2.14	17.03	16.77	-0.26
7	141	2.25	2.12	19.28	18.89	-0.39
8	136	2.03	2.08	21.31	20.97	-0.34
9	133	2.14	2.08	23.45	23.05	-0.40
10	127	2.12	2.11	25.57	25.16	-0.41
11	121	1.96	1.96	27.53	27.12	-0.41
12	118	2.08	2.05	29.61	29.17	-0.44
13	112	2.10	1.97	31.71	31.14	-0.57
14	107	1.95	1.96	33.66	33.10	-0.56
15	98	1.96	1.96	35.62	35.06	-0.56
16	80	1.99	1.94	37.61	37.00	-0.61
17	68	2.01	2.08	39.62	39.08	-0.54
18	56	1.91	1.96	41.53	41.04	-0.49
19	48	2.11	1.97	43.64	43.01	-0.63
20	45	1.91	1.90	45.55	44.91	-0.64
21	34	1.92	1.91	47.47	46.82	-0.65
22	28	1.95	1.93	49.42	48.75	-0.67
23	22	1.92	1.95	51.34	50.70	-0.64
24	17	1.78	1.95	53.12	52.65	-0.47
25	13	1.82	1.98	54.94	54.63	-0.31
26	11	1.88	1.97	56.82	56.60	-0.22
27	8	1.50	1.93	58.32	58.53	0.21
28	6	1.43	1.90	59.75	60.43	0.68
29	5	1.70	1.86	61.45	62.29	0.84

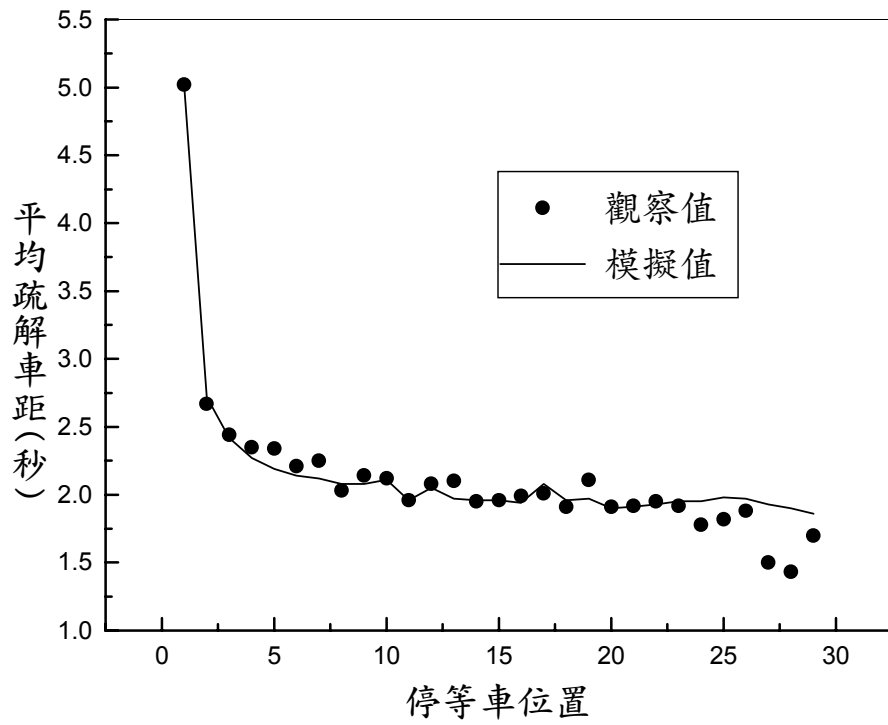


圖 A-18a 調查地點 US2 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

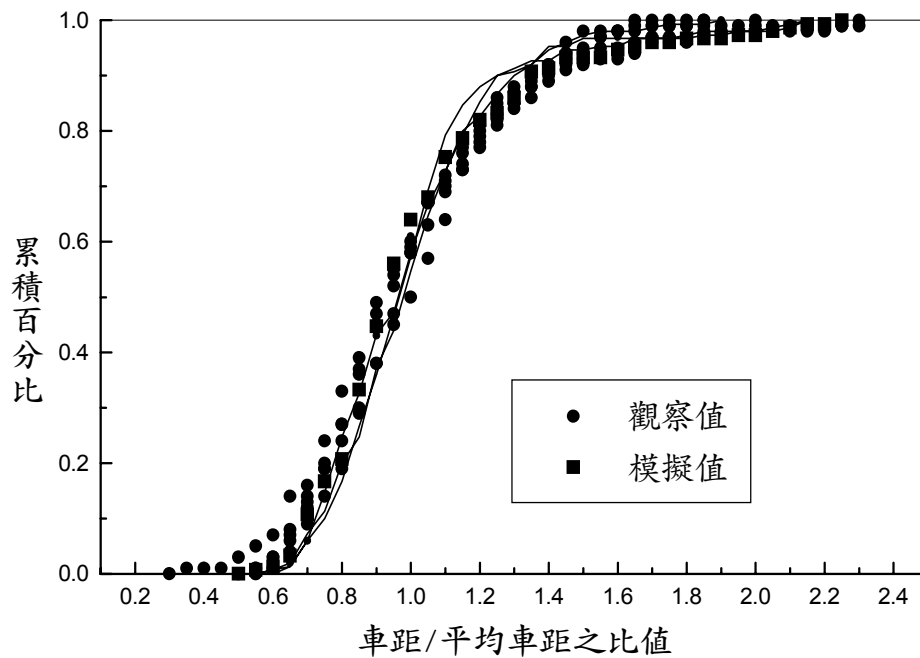


圖 A-18b 調查地點 US2 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照

表 A.19 調查地點 US3 平均疏解行為

停等位置	樣本數	車距(秒)		離開時間(秒)		
		觀察值	模擬值	觀察值	模擬值	誤差(秒)
1	156	4.02	4.02	4.02	4.02	0.00
2	156	2.71	2.67	6.73	6.69	-0.04
3	154	2.27	2.36	9.00	9.05	0.05
4	154	2.27	2.14	11.27	11.19	-0.08
5	154	2.23	2.07	13.50	13.26	-0.24
6	153	2.09	1.96	15.59	15.22	-0.37
7	147	1.92	1.92	17.51	17.14	-0.37
8	140	1.92	1.98	19.43	19.12	-0.31
9	133	1.96	1.93	21.39	21.05	-0.34
10	126	1.93	1.85	23.32	22.90	-0.42
11	118	1.91	1.93	25.23	24.83	-0.40
12	105	1.89	1.85	27.12	26.68	-0.44
13	90	1.83	1.95	28.95	28.63	-0.32
14	80	1.87	1.96	30.82	30.59	-0.23
15	66	1.80	1.90	32.62	32.49	-0.13
16	57	1.72	1.87	34.34	34.36	0.02
17	51	1.79	1.75	36.13	36.11	-0.02
18	45	1.69	1.79	37.82	37.90	0.08
19	38	1.65	1.80	39.47	39.70	0.23
20	34	1.76	1.78	41.23	41.48	0.25
21	25	1.77	1.76	43.00	43.24	0.24
22	21	1.59	1.73	44.59	44.97	0.38
23	16	1.66	1.71	46.25	46.68	0.43
24	10	1.69	1.68	47.94	48.36	0.42
25	5	1.74	1.61	49.68	49.97	0.29

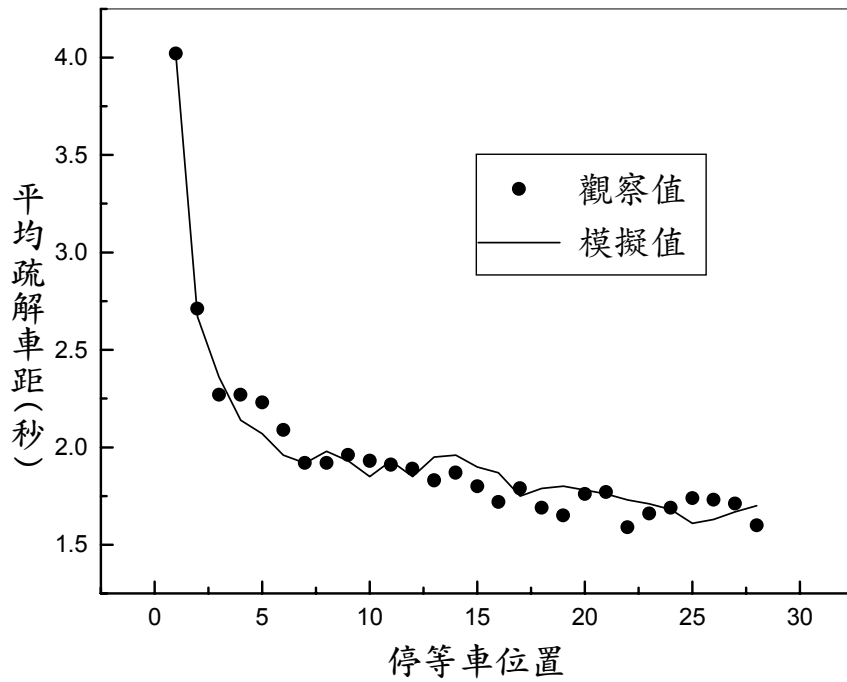


圖 A-19a 調查地點 US3 現場與模擬「平均疏解車距」之對照

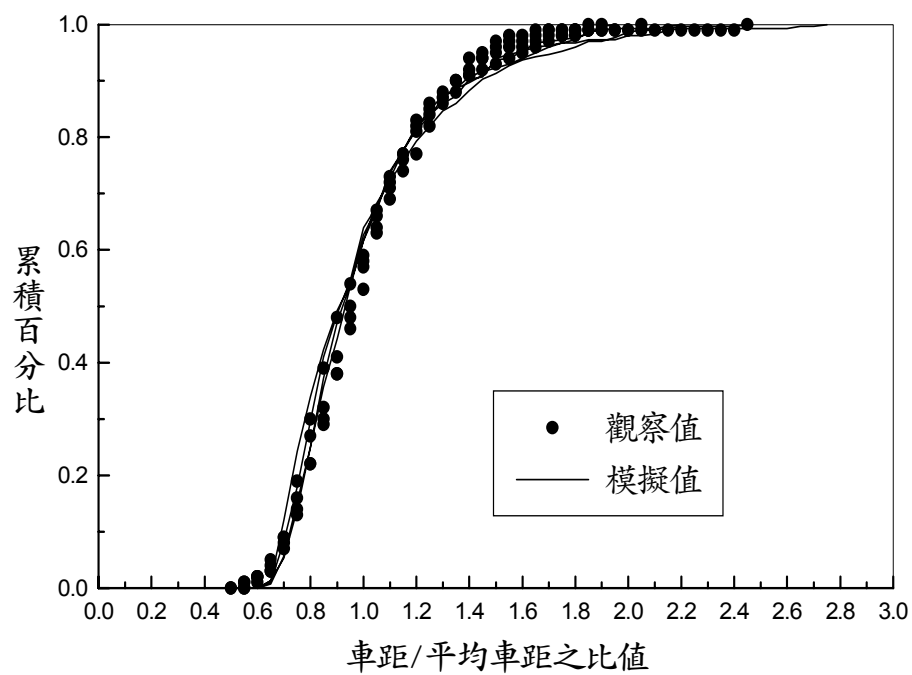


圖 A-19b 調查地點 US3 現場與模擬「疏解車距分佈」之對照





## 附錄 B 公路交通系統 (HTSS) 模擬模式 第一版使用手冊

### 一、簡 介

公路交通系統模擬模式 (Highway Traffic Systems Simulation Model, 簡稱 HTSS) 是為了模擬公路交通系統中獨立路口、幹道、及網路而發展之一微觀模擬模式。此模式以每秒為單位更新車輛之位置及速率，並估計下列績效指標：平均每車之停等延滯、平均每車之總延滯、平均每週期最長停等車隊長度，及各路段之平均旅行速率。

HTSS 模式第一版乃根據 UTSS 模式及 STSS 模式(見 2001 年台灣地區公路容量手冊及台灣地區郊區多車道公路容量及特性研究(三))加以修改，並且利用最近幾年來運研所蒐集之現場資料以微調之產品。此模式之發展尚未完成，目前之 HTSS 模式只能用以模擬號誌化路口及其相關之路段，模擬之號誌控制限於定時號誌控制。HTSS 模式目前可讓使用者模擬有 49 個號誌化路口之系統。

HTSS 模式可利用有 Windows 95 以上或 Windows NT Operating Systems 之電腦來運作。使用者只須將 HTSS 之執行檔及輸入檔放在同一子目錄(folder)中即可執行模擬。執行檔之檔名為 HTSS.exe。輸入檔及輸出檔之檔名各為 HTSS.txt 及 HTout.txt，有意使用者可接洽運研所以取得執行檔及輸入檔之樣本。

#### (一)路網組成(Network Representation)

在建立輸入檔資料之前，必須先將實際之道路系統轉換成模擬路網。HTSS 模式中模擬路網之組成包括節線(Links)、節點(Nodes)及出口(Mid-Block Exits)如圖 B-1 所示。茲將各組成說明如下：

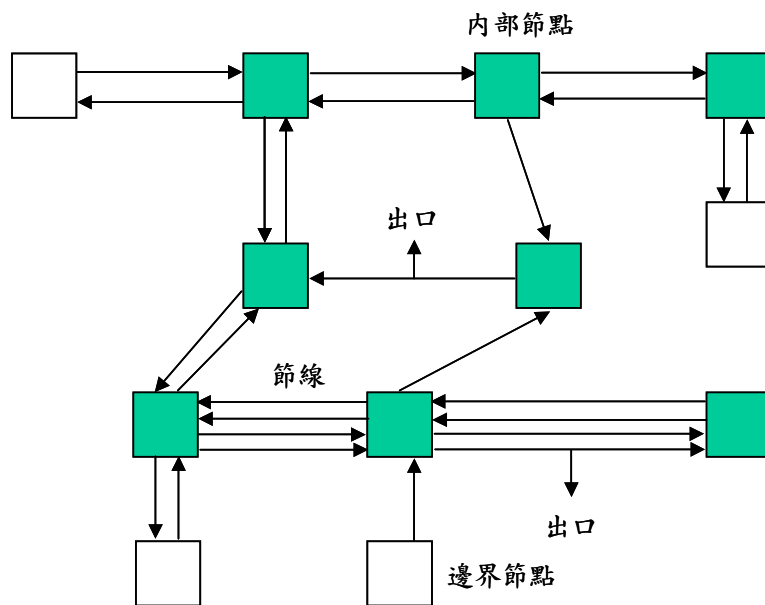


圖 B-1 HTSS 模式路網組成示意圖

### 1. 節點(Nodes)

在 HTSS 模式之路網中，節點可分成邊界節點(Boundary Nodes)及內部節點(Internal Nodes)二種。邊界節點主要的功用在於產生車輛及將該車輛送入路網中，其代號依序為 Nodes 50, 51, 52..., 100。內部節點則是被模擬之主要交叉路口，其代號依序為 Nodes 1, 2, 3, ..., 49。根據這些代號，內部節點最多能代表 49 個路口，邊界節點則不能超過 51 個。

### 2. 節線(Links)

節線是指在二路口間單一方向可供快車或慢車行駛的路段，其代號依序為 1, 2, 3, ....., L；其中 L 表示路網中之節線數量。每一條節線之長度為臨近二路口單一方向之停車線間的距離，如圖 B-2 所示。若道路有快、慢分隔車道，則在同一方向有二條節線，如圖 B-3 所示。在 HTSS 模式中，從每一方向進入一節點的節線最多只能有二條。整個網路之節線不能超過 100 條。

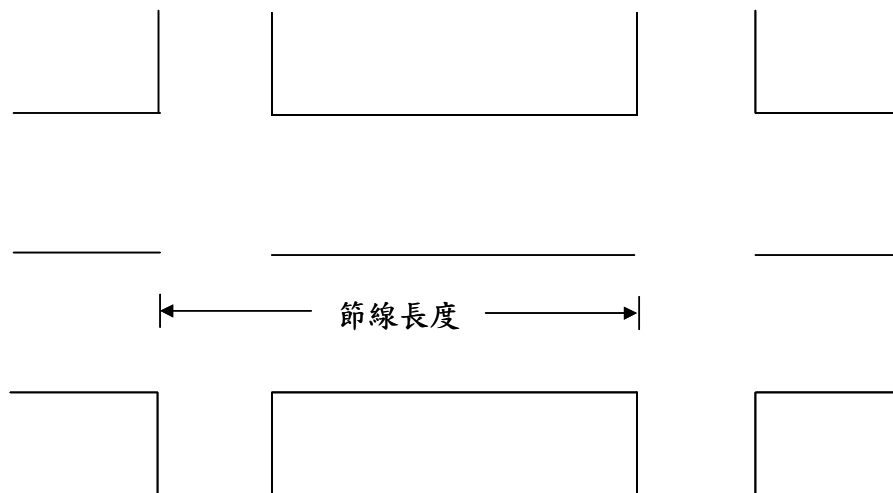


圖 B-2 節線長度示意圖

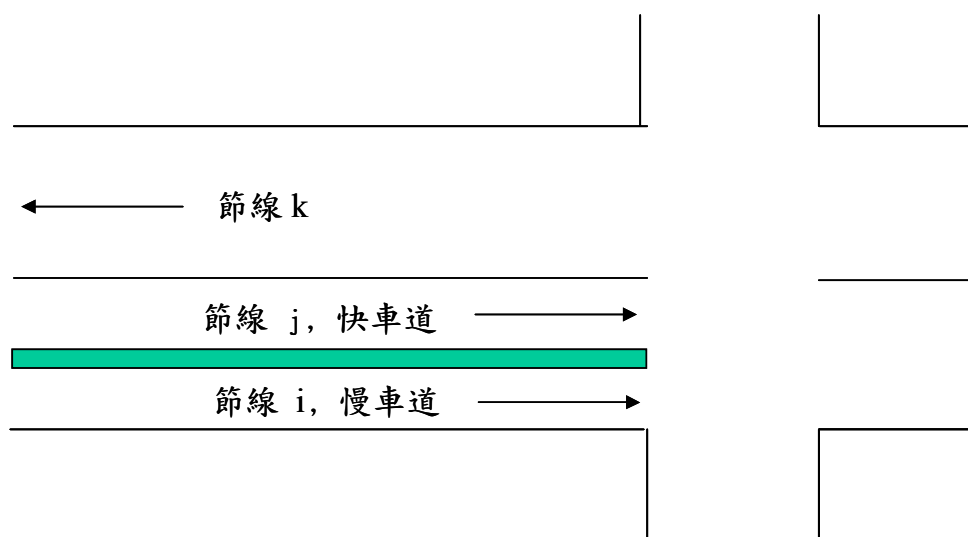


圖 B-3 快、慢分隔車道路段節線分佈示意圖

如圖 B-4 所示，一條節線之設施組成可能包括全長車道(full-length lanes)、右側非全長的车道(right-side bay)、左側非全長的车道(left-side bay)、右轉分隔專用短車道(divided right-turn bay)及公車站(bus stops)，其中右轉分隔專用短車道只能有一車道，一條節線最多只能有 8 條車道，而這些車道可以包括一雙向左轉車道(two-way left-turn lane)、1 機車道及 6 條其他車道，其中機車道之代號為 7，而雙向左轉車道之代號

為 8，其他車道之代號，從右到左依序為 1 至 6，這些代號系統如圖 B-5 所示。而每一條節線只允許有五個公車站。HTSS 第一版不處理雙向左轉車道。

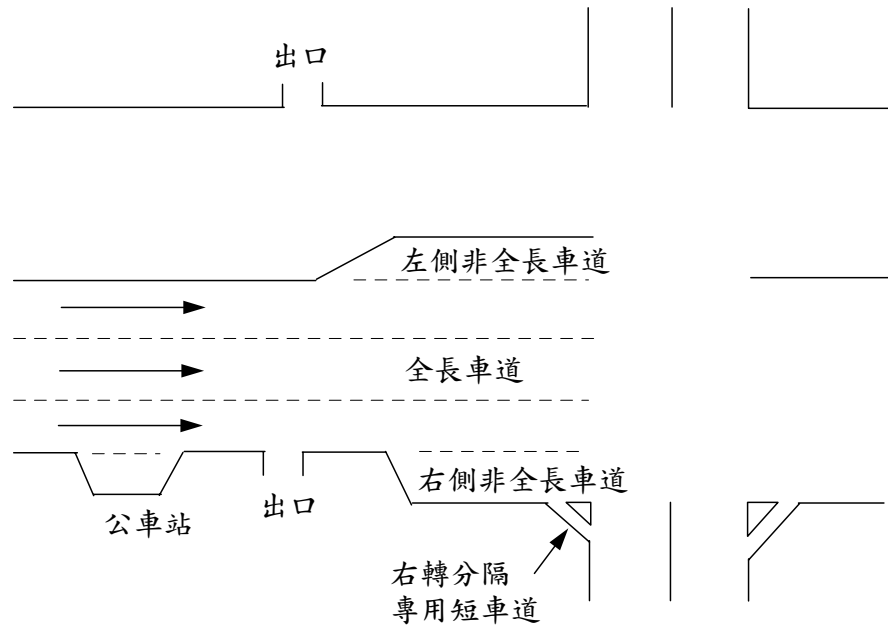


圖 B-4 節線設施組成示意圖

### 3. 出口 (Mid-Block Exits)

一個出口可能是停車場不被模擬的出口，不被模擬巷道之路口，或是一個分隔島之缺口，此缺口允許車輛迴轉以行駛不同方向之道路。在路網中之出口，其代號依序為 1, 2, ....., K，如圖 B-6 所示，其中 K 為路網之出口數量。HTSS 第一版不處理出口作業。

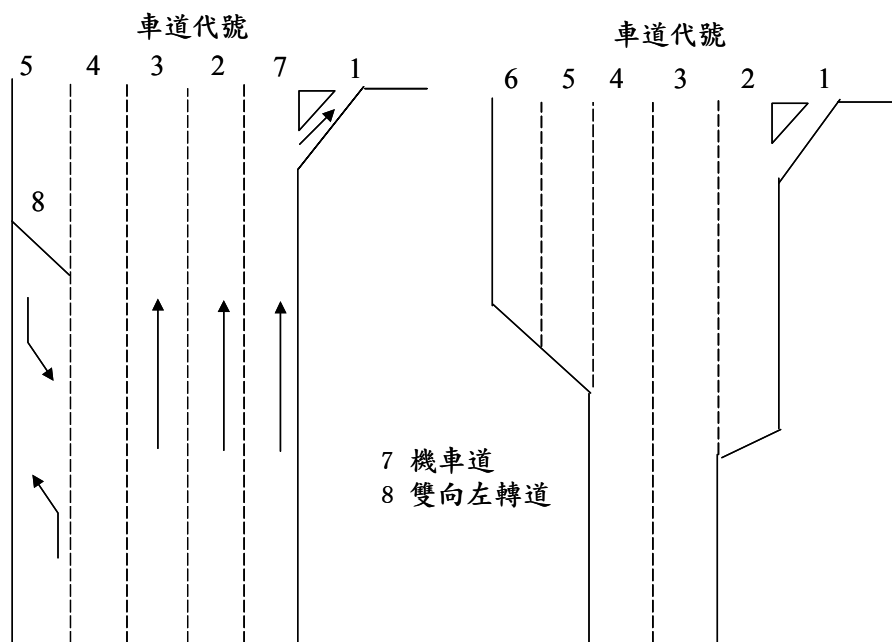


圖 B-5 節線之車道代號示意圖

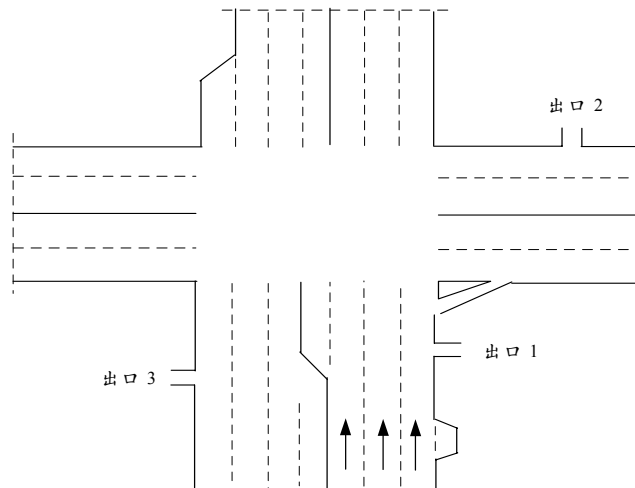


圖 B-6 出口代號示意圖

#### 4. 接腳(Legs of a Node)

如圖 B-7 所示，每一個節點最多只能有 5 個接腳與它連接，這些接腳之代號依順時鐘方向依序訂為接腳 1, 2, ....., P，其中 P 為一個節點之接腳數量。而每一個接腳至多有二條節線進入一個節點及有二條節線從

同一個節點出來。使用者可選擇任一接腳當作第一接腳。

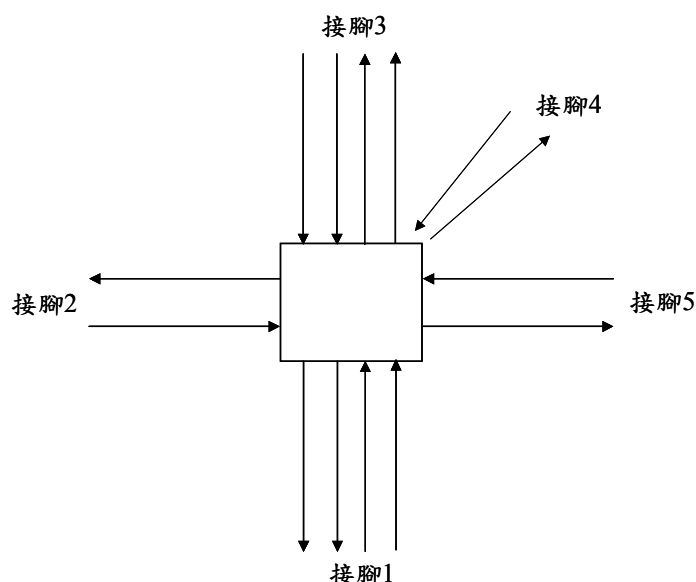


圖 B-7 節點之接腳代號示意圖(順時鐘方向)

## (二)車輛產生與處理

HTSS 模式是一個微觀之模擬程式，其將車流視為一機率事件，車輛以隨機方式從一邊界節點產生後，即根據車輛的種類及車流狀況，被分派至適當的節線及車道上，每一車輛被隨機性地分配到一組特性。車輛特性包括車輛種類、車輛長度、最大願望速率、駕駛者特性及相對於前方停車所願意停等之位置。在路網中，每一車輛之位置、速度及加速度均在 1 秒中予以更新一次，而此調整之工作是依據駕駛者之跟車行為、號誌控制、變換車道過程及間距接受行為加以模擬完成。HTSS 模式之模擬程序如圖 B-8 所示。

HTSS 模式第一版中，不模擬停車過程及行人與車流之衝突，亦沒有估算汽油消耗及廢氣排放量。雖然 HTSS 模式可以用來分析號誌化之路口交通運轉行為，然目前只能處理單一或連鎖的定時號誌(Pretimed Signal)化路口。此模式之輸出結果包括平均旅行速率(Average Travel Speed)、平均停等延滯(Average Stopped Delay)、平均總延滯(Total Approach Delay)、每週期最長等候車隊之平均值(Average Maximum

Queue Length per Cycle)及服務水準(Level of Service)。除了雙向左轉車道外，其餘各每車道皆有一套輸出值。如有偵測器，則與偵測器有關之輸出值包括偵測器位置、流率、平均速率及佔有率。但第一版不處理有關偵測器之資料。

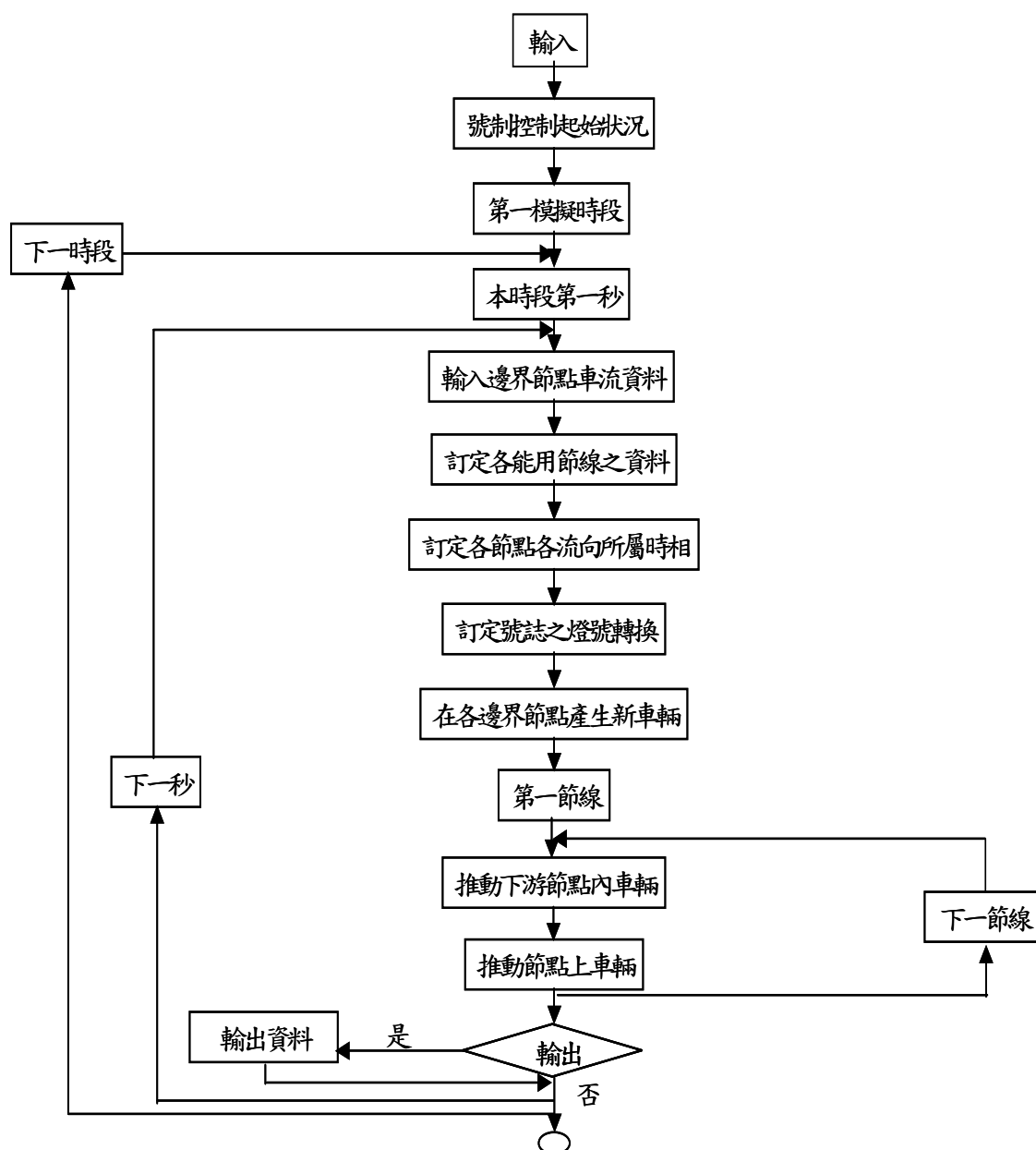


圖 B-8 HTSS 模擬程序概要流程圖

## 二、輸入檔(HTSS.txt)內容

### (一)資料結構

每一 HTSS 模式之輸入檔必須訂名為 HTSS.txt，否則其執行檔將無法執行模擬之工作。HTSS 模式第一版之輸入資料共分為 99 種型態。資料安排如下所示。

型 1

型 2

型 8

註：第一版不包括型 9 到型 14 資料

型 15

型 16

型 28

註：第一版不包括型 29 到型 32 資料

型 33

型 34

註：第一版不包括型 35 到型 49 資料

型 50

型 51

型 52

型 53

註：第一版不包括型 54 到型 59 資料

型 60

註：第一版不包括型 61 到型 98 資料

型 99



每一型態之資料可能包含數行之資料，每一行的資料則可容納 10 個個別數據及註解。個別數據及註解在每行的位置必須安排如表 B-1 所示。

表 B-1 輸入數據及註解之位置

數據	起頭位置(column)
<b>a<sub>1</sub></b>	1
<b>a<sub>2</sub></b>	5
<b>a<sub>3</sub></b>	10
<b>a<sub>4</sub></b>	15
<b>a<sub>5</sub></b>	20
<b>a<sub>6</sub></b>	25
<b>a<sub>7</sub></b>	30
<b>a<sub>8</sub></b>	35
<b>a<sub>9</sub></b>	40
<b>a<sub>10</sub></b>	45
註解	50 或 50 之後

如某一位置(如 column 15 到 column 19) 空白無數據，則其相關之 **a<sub>i</sub>** 值等於零。

## (二)資料型態之內容

本附錄將利用一個假設的交叉路口，如圖 B-9 所示，來說明 HTSS 模式輸入檔之內容。此交叉路口之模擬路網如圖 B-10 所示。這路網包括 4 個邊界節點(節點 50 至 53)，1 個內部節點(節點 1)，及 2 個出口(出口 1 及 2)。其中內部節點共有 4 個接腳與其相連，接腳 1 和接腳 3 分別有 1 條節線進入節點 1 及 1 條節線從節點 1 出來。接腳 2 及接腳 4 則各有 2 條節線進入節點 1 及從節點 1 出來。在節點 1 的車流方向性如圖 B-11 所示。該節點之號誌控制暫訂為 2 時相設計，第一時相讓所有南北向來車進入路口，第二時相則讓東西向來車進入路口。因為 HTSS 模式第一版不處理出口，所以資料檔不包括出口。

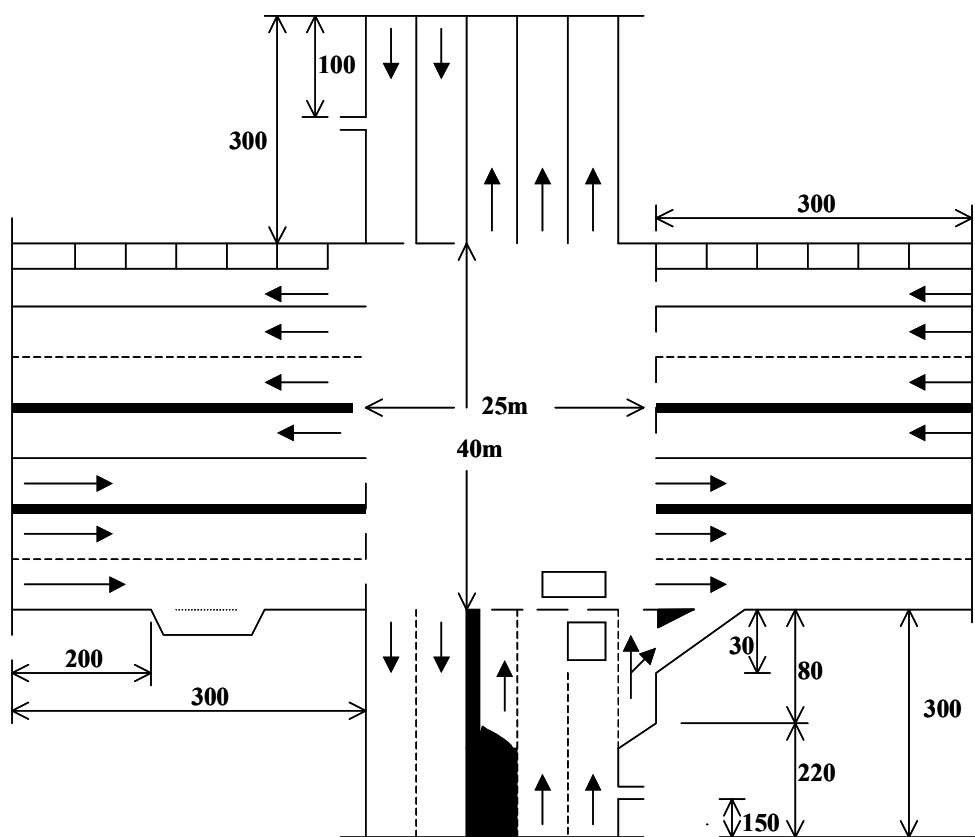


圖 B-9 假設之交叉口示意圖

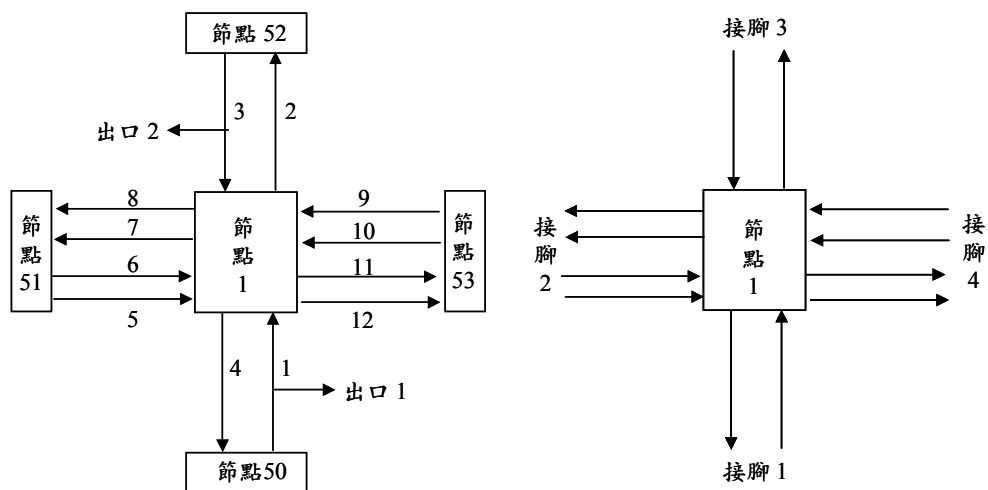


圖 B-10 假設之交叉口所屬路網示意圖

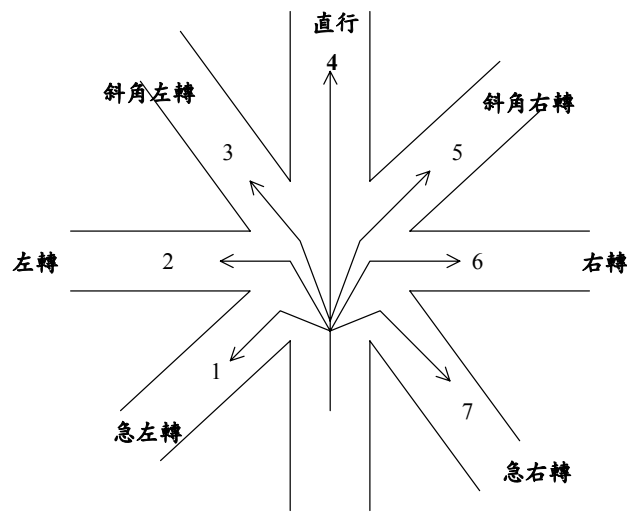


圖 B-11 基本移動方向之代號示意圖

1. 檔型 1 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 1$ 。

$a_2 = 1$  或  $2$ 。 $a_2 = 1$  代表輸出入值採用英制； $a_2 = 2$  代表輸出入值採用公制。

$a_3 = 0$  或  $1$ 。 $a_3 = 0$  表示輸出檔中不列印輸入資料； $a_3 = 1$  表示輸出檔中須列印輸入資料。

$a_4$  = 欲模擬之次數 ( $\leq 40$ )；如  $a_4$  之位置沒有輸入資料 (空白)，則 HTSS 模式假設欲模擬之次數為  $1$ 。如欲模擬之次數超過  $1$ ，則 HTSS 模式先利用輸入檔執行一模擬作業，然後自動地將檔型 3 之  $a_2$  之資料從  $0$  改為  $1$  或從  $1$  改為  $0$ ，以執行一負關聯之模擬作業。此後，HTSS 模式將檔型 3 之  $a_3$  及  $a_4$  資料，用另一套數據 (亂數) 更換再執行另一模擬作業，隨後再進行負關聯模擬。此程序繼續進行到模擬次數達到欲模擬之次數為止。HTSS 模式，將所有模擬作業之結果分析以估計輸出資料之平均值及標準差。

2. 檔型 2 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$ ..... $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 2$ 。

$a_i$  ( $i = 2, 3, \dots, 10$ ) =  $9$  個模擬時段之個別長度 (秒)。第一模擬時段為

熱機時段，其長度最少為 0 秒，在熱機時段內，HTSS 模式在邊界節點產生車輛並推進車輛以達到一正常的車流狀況。在此時段內，HTSS 模式不蒐集有關延滯、車隊長度及速率等資料。熱機時段之後的時段最少必須有 60 秒，一般在整個模擬過程中如流率沒變化，則沒有必要將整個模擬過程分段。換言之，在這種情形下，型 2 資料可只包括  $a_1$ (檔型)， $a_2$ (熱機時段)及  $a_3$ (第 2 模擬時段)。如資料檔中  $a_4, a_5, \dots, a_{10}$  位置空白無數據，HTSS 模式會自動設訂這些數據之值為零。此外，如欲模擬之時段超過 9，則可加添一型 2 資料如下：

```

2  100  300  300  300  300  300  300  300  300
2  500  500

```

此例表示熱機時間為 100 秒，此後第二到第九模擬時段之長度各為 300 秒。第十及第十一時段之長度則各為 500 秒。

剛開始模擬時，模擬之系統沒有車輛。熱機時段之目的在於讓模擬系統內之交通及號誌作業之狀況趨近正常時才開始蒐集資料。模式之使用者須估計一模擬車輛從進入模擬系統之後到從系統之最遠端離開所需之時間，然後利用此時間以訂定熱機時間。HTSS 模式會等待一路段有一車輛離開之後才開始蒐集資料，如熱機時間在第一輛車離開之後才結束，則熱機時間完畢之後才會開始蒐集資料。此外，資料蒐集皆從紅燈時段之起點開始，資料蒐集結束時間則等於在模擬時段內所產生之車輛皆離開第一個下游之路口的瞬間。模擬獨立路口時之熱機時間大約須 3 到 5 分鐘；一路段（節線）之需求流率大於下游路口之容量時，資料開始蒐集之瞬間在路口之停等車數可能對績效指標值有很大的影響。為協助使用者判斷模擬之指標值是否受到起始停等車輛之影響，如資料蒐集開始之瞬間有停等車，則輸出檔會顯示停等之車數。

### 3. 檔型 3 資料： $a_1$ $a_2$ $a_3$ $a_4$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=3$ 。

$a_2=0$  或 1。HTSS 模式利用亂數(random number)以產生不同之車流狀況。如其他輸入資料不變而  $a_2=0$ ，則 HTSS 模式可能產生如下之

亂數：0.25, 0.92, 0.52。當  $a_2=1$  時，則 HTSS 將這些亂數改為  $1-0.25=0.75$ ,  $1-0.92=0.08$ ,  $1-0.52=0.48$ 。用  $a_2=0$  及  $a_2=1$  所執行之模擬稱為負關連模擬(negatively correlated simulation)，負關連模擬結果之平均值能讓使用者較快的提供準確的估計值。

$a_3$  =產生亂數之第一種子數(seed number)，其值必須在 1000 與 9999 之間。

$a_4$  =產生亂數之第二種子數(seed number)，其值必須在 1000 與 9999 之間。

每次模擬作業之結果代表一樣本，所以一般必須在其他輸入值不變之狀況下變化  $a_2$ ， $a_3$  及  $a_4$  以取得大量之樣本，然後用這些樣本之平均值代表各績效指標之值。

#### 4.檔型 4 資料： $a_1$ $a_2$ $a_3$ $a_4$ $a_5$ $a_6$

$a_1$  =資料檔之型態，所以  $a_1=4$ 。

$a_2$  =節線之代號(1 到 100，必須連續不斷)。

$a_3$  =節線上游節點之代號。

$a_4$  =節線下游節點之代號。

$a_5=0$  或 1。 $a_5=0$  表示此節線不是快慢實體分隔街道上之內側快車道。

$a_5=1$  表示此節線為快慢實體分隔街道上之內側快車道(如圖 B-10 中之第 6 及第 10 節線)。

$a_6=0$  或 1。如此節線是從下游節點之第 1 接腳進入該節點之外側節線，則  $a_6=1$ ，否則  $a_6=0$ 。例如圖 B-10 中節線 1 之相關型 4 資料應如下所示：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$
4	1	50	1	0	1

此行資料中， $a_5=0$ ，其理由在於節線 1 是唯一從接腳 1 進入下游節點之節線，並沒有快慢車道之分別。此外，因為節線 1 亦屬接腳 1 最外側進入下游節點之節線，所以  $a_6=1$ 。又以節線 12 為例，其相關之型 4 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$
4	12	1	53	0	1

節線 12 屬快慢分隔之慢車道，所以  $a_5=0$ 。其下游節點為邊界節點因而只有一接腳（此接腳為節點 53 之第一接腳），因為節線 12 乃是從第一接腳進入節點 53 之最外側車道，所以  $a_6=1$ 。如以節線 6 為例，其相關之型 4 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$
4	6	51	1	1	0

此節線為快慢分隔街道之快車道，所以  $a_5=1$ 。因此節線不在進入下游節點（節點 1）之第一接腳上（亦非最外側車道），所以  $a_6=0$ 。

5. 檔型 5 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$

$a_1$ =資料檔之型態，所以  $a_1=5$ 。

$a_2$ =節線之代號（1 到 100）。

$a_3$ =從節線  $a_2$  急左轉之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

$a_4$ =從節線  $a_2$  正常左轉之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

$a_5$ =從節線  $a_2$  斜角左轉之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

$a_6$ =從節線  $a_2$  直行之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

$a_7$ =從節線  $a_2$  斜角右轉之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

$a_8$ =從節線  $a_2$  右轉之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

$a_9$ =從節線  $a_2$  急右轉之後下游節點之代號（見圖 B-11）。

以節線 6 為例，其型 5 資料應如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a_7$	$a_8$	$a_9$
5	6	0	52	0	53	0	50	0

6. 檔型 6 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=6$ 。

$a_2$  = 公車路線之代號 (1,2,3,...,20)。

$a_3$  = 公車路線出發之邊界節點代號 (50,51,...,100)。

$a_4$  = 0 或 1。如此公車路線為循環式，則  $a_4=1$ ，否則為 0。

以公車路線 1 為例，其型 6 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
6	1	51	0

這些資料表示路線 1 從節點 51 出發( $a_3=51$ )而且此路線非循環式( $a_4=0$ )。

7.檔型 7 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=7$ 。

$a_2$  = 公車路線代號 (1, 2, 3, ..., 20)。

$a_3$  = 排班時段之代號 (1, 2, ..., 10)。

$a_4$  = 排班時段  $a_3$  之長度 (秒)。

$a_5$  = 排班時段  $a_3$  中之公車間距 (秒)。

以公車路線 1 為例，其型 7 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
7	1	1	900	120
7	1	2	900	240

此資料表示公車路線 1 ( $a_2=1$ ) 之第一排班時段 ( $a_3=1$ ) 的長度為 900 秒 ( $a_4=900$ )。在此排班時段內平均每 2 分鐘 ( $a_5=120$  秒) 有一公車從起始之節點出發。其第二排班時段 ( $a_3=2$ ) 的長度為 900 秒 ( $a_4=900$ )。在此排班時段內平均每 4 分鐘 ( $a_5=240$  秒) 有一公車從起始之節點出發。

8.檔型 8 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=8$ 。

$a_2$  = 公車路線代號 (1, 2, 3, ..., 20)。

$a_3, a_4, \dots, a_{10}$  = 公車路線  $a_2$  所利用之 8 條節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。  
這些數據必須依照使用順序。此外，如所利用之節線超過 8 條，則可增加型 8 資料。

以公車路線 1 為例，如其出發節點為節點 52，則其型 8 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
8	1	5	4

此資料表示公車路線從節點 52 進入慢車道節線 5 ( $a_3=5$ ) 之後右轉進入節線 4 ( $a_4=4$ )。

9.檔型 15 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=15$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 節線下游路口之交通控制方式代號。 $a_3=1$  代表號誌控制。因 HTSS 模式第一版只處理號誌化路口，所以  $a_3$  必須為 1。

$a_4$  = 節線上游路口進入節線之車道數。如圖 B-9 與 B-10 所示，節線 1 上游路口進入節線車道數為 2 ( $a_4=2$ )，節線 2 上游路口進入節線之車道數為 3 ( $a_4=3$ )，節線 6 上游路口進入節線之車道數為 1 ( $a_4=1$ )。

$a_5$  = 左側非全長車道 (left-side bay) 之車道數。如圖 B-9 與 B-10 所示，只節線 1 有左轉專用彎，其車道數為 1 ( $a_5=1$ )。

$a_6$  = 節線上之自由速率 (公里/小時或英哩/小時)。

$a_7$  = 左轉之直角行徑距離，等於圖 B-12 中 x 及 y 之和。如輸入檔中無此  $a_7$  之值，則 HTSS 將  $a_7$  設定為 25 公尺。



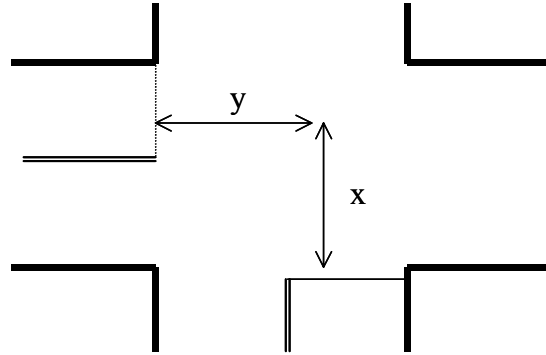


圖 B-12 左轉之直角行徑示意圖

10. 檔型 16 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 16$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3 = 0$  或 1。 $a_3 = 0$  表示不能紅燈右轉。 $a_3 = 1$  表示可以紅燈右轉。

$a_4 = 0$  或 1。 $a_4 = 0$  表示機車不須執行兩段式左轉，換言之，機車與其它車種之左轉方式相同。 $a_4 = 1$  表示機車必須執行兩段式左轉。

$a_5$  = 與節線  $a_1$  車流有衝突之行人流率 (人/小時)。

$a_6$  = 每小時路邊停車進出數 (輛/小時)。

如  $a_4 = 1$  (兩段式左轉)，則此節線右方交叉路段停止線下游必須根據檔型 34 所設定之待轉區。如該檔型 34 之資料不存在，則 HTSS 模式會假設有一長為 2.5 公尺，寬為 4 公尺之待轉區。

11. 檔型 17 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 17$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 節線長度 (公尺或英尺)，其定義如圖 B-2 所示。

$a_4$  = 節線右側非全長而通常讓右轉車輛使用之車道彎的長度 (公尺或英尺)。例如圖 B-9 及 B-10 顯示節線 1 有一右側車道彎，其長度為 80 公尺。

$a_5$  = 節線左側非全長而通常讓左轉車輛使用之車道彎的長度 (公尺或

英尺)。例如圖 B-9 及 B-10 顯示節線 1 有一左側車道彎，其長度為 160 公尺。

$a_6$  = 節線右側實體分隔讓右轉車專用之短車道彎的長度（公尺或英尺）。例如圖 B-9 及 B-10 顯示節線 1 右側有一實體分隔右轉短車道彎，其長度為 30 公尺。

以節線 1 為例，其型 17 資料如下：

$A_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$
17	1	500	80	160	30

以節線 12 之  $a_4$ ， $a_5$  及  $a_6$  皆為 0，所以其型 17 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$
17	12	500

12. 檔型 18 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 18$ 。

$a_2$  = 節線之代號（1, 2, 3, ..., 100）。

$a_3$  = 車道之代號（1, 2, 3, ..., 7；見圖 B-5）。因 HTSS 模式第一版不模擬雙向左轉，所以車道代號不能訂為 8。

$a_4$ 、 $a_5$ 、 $a_6$ 、 $a_7$  = 從車道  $a_3$  能執行之 4 個轉彎方向的代號，如往某一方向進入下游路段之後只有一能利用之節線（亦即下游路段無快慢分隔之兩條節線），則轉彎方向之代號如圖 B-11 所示。如下游路段有實體分隔之兩條節線，則轉彎方向之代號視下游所利用到的節線而定。如轉彎後進入內側節線（快車道），如圖 B-13 所示，則轉彎方向之代號與圖 B-11 所用之代號相同。如轉彎後進入外側節線（慢車道），則轉彎方向之代號等於圖 B-11 之代號加上 8。如圖 B-13 所示，從慢車道（外側車道）直線行駛之車輛如進入前方之快車道（內側節線），則其轉彎方向為 4（直行），如進入前方慢車道（外側車道），則其轉彎方向等於 4（直行）+ 8 = 12。如假設各車道車流之轉向如圖 B-14 所示，則圖 B-10 中節線 1 第一車道之型 18 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
18	1	1	14

節線 1 車道 2 之型 18 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
18	1	2	6

節線 1 車道 5 之型 18 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
18	1	5	2

節線 3 車道 1 之型 18 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
18	3	1	4	14

不能執行之轉彎方向的代號為 0，其輸入檔中之位置可空白不填數據。

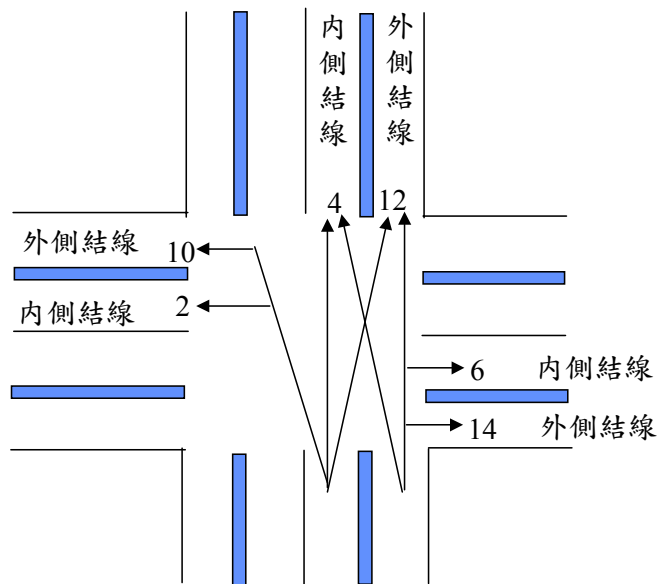


圖 B-13 接收節線及流動方向調整後之代號示意圖

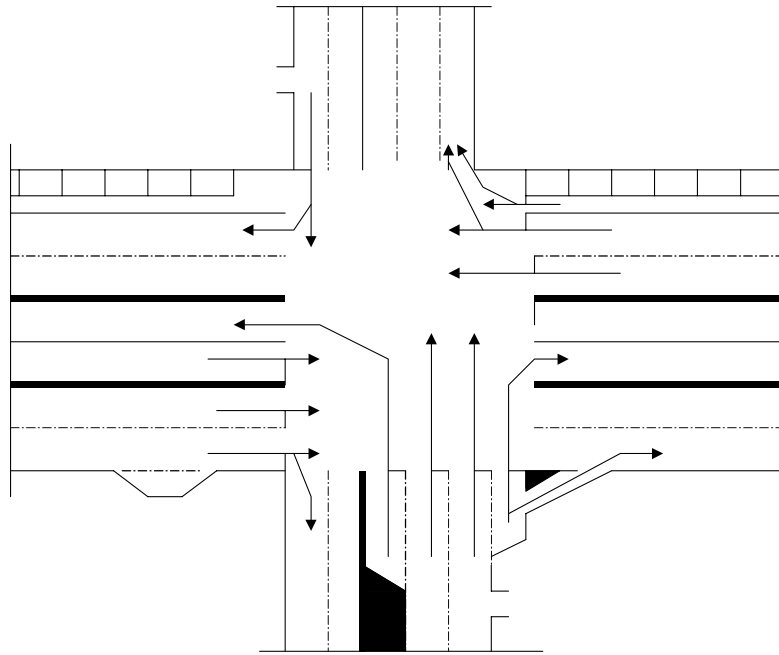


圖 B-14 假設交叉口車輛動向示意圖

13. 檔型 19 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 19$ 。

$a_2$  = 節線之代號（1, 2, 3, ..., 100）。

$a_3$  = 節線  $a_2$  上各公車站之數目（1, 2, 3, 4）。

$a_4$  = 公車專用道之車道代號（1, 2, 3, ..., 6），見圖 B-5。

$a_5$  = 0 或 1。如有公車專用道而且此專用道與其他車道有實體分隔，則  $a_5 = 1$ ，否則  $a_5 = 0$ 。

$a_6$  = 0 或 1。如有機車車道（第 7 車道）而且此車道與其他車道有實體分隔，則  $a_6 = 1$ ，否則  $a_6 = 0$ 。

14. 檔型 20 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 20$ 。

$a_2$  = 節線之代號（1, 2, 3, ..., 100）。

$a_3$  = 節線  $a_2$  上公車站之代號 (1, 2, 3, 4)。公車站須依照到站順序訂定為第 1 站( $a_3=1$ )，第 2 站( $a_3=2$ )等。

$a_4$  = 公車站  $a_3$  停車彎所能容納的公車數。如無停車彎 (亦即公車利用外側車道)，則  $a_4=0$  (或其相關資料檔之位置可空白不填數據)。

$a_5 = 0$  或 1。如有公車站設置在公車專用道上，則  $a_5=1$ ，否則  $a_5=0$ 。到達公車專用道的公車必須按順序進站。如無專用道則到達之公車可超越已停公車或停在前面公車之後。

$a_6$  = 公車站  $a_3$  與節線上游端點之距離 (公尺或英尺)。

15. 檔型 21 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=21$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 節線  $a_2$  上公車站之代號 (1, 2, 3, 4)。

$a_4, a_5, \dots, a_{10}$  = 可利用公車站  $a_3$  之 7 條公車路線的代號 (1, 2, 3, ..., 20)。

如圖 B-9 及 B-10 所示，節線 5 上在離節線上游端點 200 公尺之處有一公車站。假設有 2 條公車路線使用此車站，則節線 5 之相關型 22 資料如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
22	5	1	1	2

16. 檔型 22 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=22$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 節線  $a_2$  上公車站之代號 (1, 2, 3, 4)。

$a_4, a_5, \dots, a_{10}$  = 可利用公車站  $a_3$  之 7 條公車路線在該車站之平均靠站時間 (秒/車)。

17.檔型 23 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 23$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 節線  $a_2$  之坡度 (%) 乘以 10，上坡之值為正值，下坡之值為負值。

例如節線  $a_2$  之坡度為 +3.5%，則  $a_3 = 3.5 \times 10 = 35$ ，如坡度為 -3.5% 則  $a_3 = -3.5 \times 10 = -35$ 。

$a_4$  = 一般車道之車道寬 (公尺或英呎) 乘以 10。例如節線  $a_2$  之車道寬為 3.7 公尺，則  $a_4 = 3.7 \times 10 = 37$ 。

$a_5$  = 節線右側停車位寬度 (公尺或英呎) 乘以 10。例如節線  $a_2$  之右側有停車位而其寬度為 3 公尺，則  $a_5 = 3 \times 10 = 30$ 。如無停車位則  $a_5 = 0$ 。

$a_6$  = 節線左側停車位寬度 (公尺或英呎) 乘以 10。一般只有在單行道上之節線才有可能左側停車。

$a_7$  = 節線左側分隔島或路障之寬度 (公尺或英呎) 乘以 10。

$a_8$  = 節線右側機車可用之路寬 (公尺或英呎) 乘以 10。此機車道寬度最少為 1.5 公尺，所以輸入單位為公制時， $a_8$  不能小於  $1.5 \times 10 = 15$ 。

18.檔型 24 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 24$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ...)。

$a_3$  = 第 11 停等位置之後直行小車之平均疏解率 (小車/小時)。

根據郊區號誌化路口直行車之現場資料，圖 B-15 顯示第 11 停等位置之後直行小車之平均疏解率與車道寬之關係。

本手冊之使用者可參考圖 B-15 以訂定  $a_3$  之值。如輸入檔無型 24 之資料，則 HTSS 模式會利用下列迴歸式估計  $a_3$  之值：

$$a_3 = 1300 + 183w$$

此式中， $w$  = 車道寬 (公尺)。

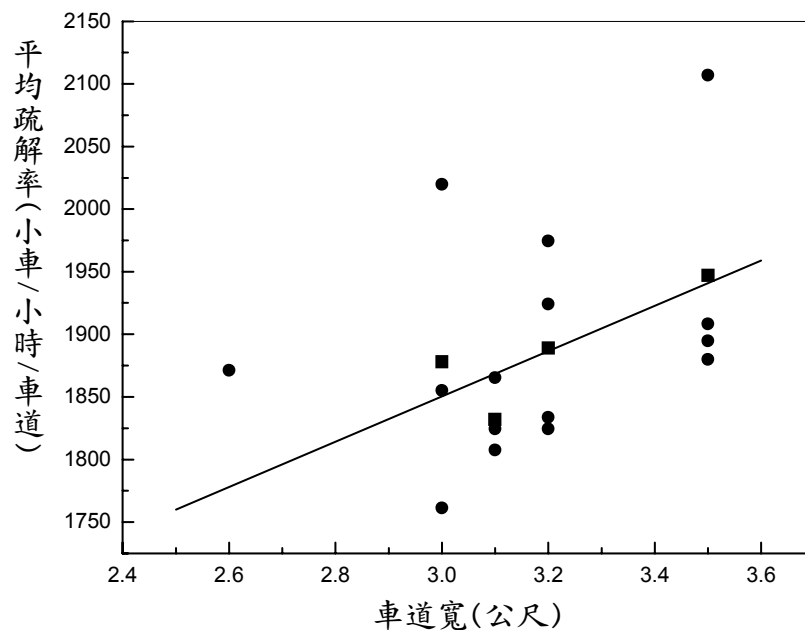


圖 B-15 第 11 停等位置之後直行小車之平均疏解率

19. 檔型 25 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 25$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3, a_4, \dots, a_{10}$  = 離開節線  $a_2$  時 8 種轉彎方向之百分比。如圖 B-11 所示， $a_3$  為急左轉之百分比， $a_4$  為左轉之百分比， $a_5$  為斜角左轉之百分比， $a_6$  為直行之百分比， $a_7$  為斜角右轉之百分比， $a_8$  為右轉之百分比， $a_9$  為急右轉之百分比。此外， $a_{10}$  代表 180 度迴轉 (U-turn) 之百分比。

以節線 1 為例，其型 25 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a_7$	$a_8$	$a_9$	$a_{10}$
25	1	0	20	0	60	0	20	0	0

此例中  $a_4 = 20$  表示有 20% 之車輛進行左轉，有 60% 之車輛直行穿越路口 ( $a_6 = 60$ )，另外有 20% 之車輛進行右轉 ( $a_8 = 20$ )。

20.檔型 26 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 26$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3, a_4, \dots, a_{10}$  = 離開節線  $a_2$  時 8 種轉向進入快慢分隔街道外側慢車道節線之百分比。 $a_3, a_4, \dots, a_{10}$  之各相關轉向如下： $a_3$  = 急左轉， $a_4$  = 左轉， $a_5$  = 斜角左轉， $a_6$  = 直行， $a_7$  = 斜角右轉， $a_8$  = 右轉， $a_9$  = 急右轉， $a_{10}$  = 180 度左轉 (U-turn)。

以節線 1 為例，其型 26 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$A_5$	$a_6$	$a_7$	$a_8$	$a_9$	$a_{10}$
26	1	0	25	0	0	0	95	0	0

此例中  $a_3, a_5, a_7$  及  $a_{10}$  均為 0，其原因在於無急轉或斜角轉彎。 $a_{10}$  亦為 0，此乃因為無 180 度左轉之故。 $a_4 = 25$  表示有 25% 之左轉車輛進入下游之外側慢車道 (亦即節線 8)。 $a_6 = 0$  是因為直行之下游無快慢車道之分。 $a_8 = 95$  表示有 95% 之右轉進入下游外側之慢車道 (亦即節線 12)，其他 5% 之右轉車則進入內側之快車道 (亦即節線 11)。

21.檔型 27 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 27$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 以綠燈開始之瞬間為基準，第一部停等車之平均起動時間 (秒) 乘以 10。例如起動時間在綠燈開始前 2 秒，則  $a_3 = -2 \times 10 = -20$ ，如起動時間在綠燈開始後 1.5 秒，則  $a_3 = 1.5 \times 10 = 15$ 。HTSS 模式假設平均起動時間在綠燈開始後 1 秒，如使用者接受此假設值，則資料檔可不必包括型 27 資料。

22.檔型 28 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 28$ 。

$a_2$  = 節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3$  = 非機車之左轉車輛在如圖 B-16 所示衝突型態 A 時之臨界間距乘



以 10。例如臨界間距為 3.9 秒，則  $a_3=39$ 。對向只有一直行車道時，HTSS 模式將  $a_3$  之值設定為 3.3 秒；對向有兩直行車道時， $a_3$  之值設定為 4.4 秒。

$a_4$  = 非機車之左轉車輛在如圖 B-16 所示衝突型態 B 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.5 秒( $a_4=45$ )。

$a_5$  = 非機車之直行車輛在如圖 B-16 所示衝突型態 C 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 5 秒( $a_5=50$ )。

$a_6$  = 非機車之右轉車輛在如圖 B-16 所示衝突型態 D 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 5 秒( $a_6=50$ )。

$a_7$  = 左轉機車在衝突型態 A 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.0 秒( $a_7=40$ )。

$a_8$  = 左轉機車在衝突型態 B 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.0 秒( $a_8=40$ )。

$a_9$  = 直行機車在衝突型態 C 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.5 秒( $a_9=45$ )。

$a_{10}$  = 右轉機車在衝突型態 D 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.0 秒( $a_{10}=40$ )。

如使用者接受設定值，則資料檔可不包括型 28 資料。

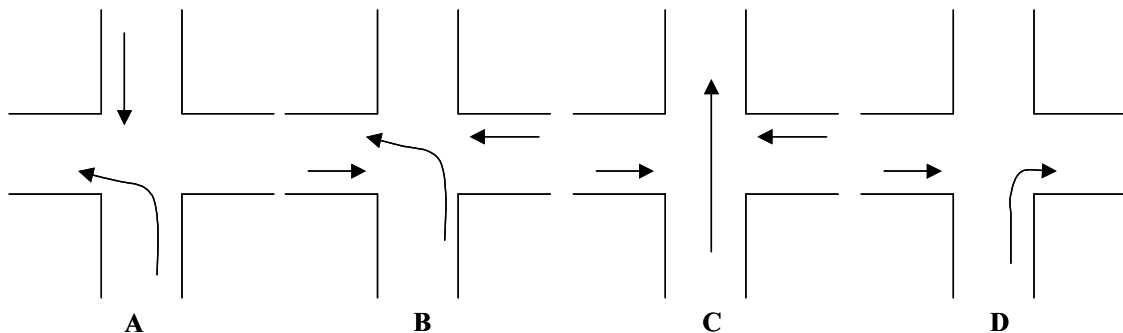


圖 B-16 衝突型態

23. 檔型 33 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=33$ 。

$a_2$  = 大車之質量(mass)，單位為公斤(kg)，建議值：30,000 公斤。

$a_3$  = 大車之馬力，單位為千瓦(kw)時制  $a_2$  轉換成下一時制之過程中應，建議值：260kw。

如無檔型 33 之輸入值，則 HTSS 模式利用上述建議值以模擬大車之加、減速率。

#### 24. 檔型 34 資料： $a_1$ $a_2$ $a_3$ $a_4$ $a_5$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=34$ 。

$a_2$  = 節點代號。

$a_3$  = 車道代號 (1, 2, ..., 6)。

$a_4$  = 提供兩段式左轉機車停等之待轉區長度。一般在 2.5 公尺左右。  
如車輛能從一道進行紅燈右轉，則該車道下方不能設置兩段式待轉區。

$a_5$  = 停止線上游機車停等區之長度，一般在 6~10 公尺範圍內。

如一車道無待轉區及停等區，則沒有必要提供檔型 34 之資料。

#### 25. 檔型 50 資料： $a_1$ $a_2$ $a_3$ $a_4$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=50$ 。

$a_2$  = 號誌控制時制 (timing plan) 之代號 (1, 2, 3, ..., 5)。每一時制內各路口 (節點) 之週期及各時相之綠燈、黃燈及全紅時間不變。

$a_3$  = 時制  $a_2$  轉換成下一時制之過程中應維持之最短綠燈 (秒)

$a_4$  = 時制  $a_2$  之長度 (秒)。所有時制長度之總和不能短於在型 2 資料中模擬時段長度之總和。

檔型 50 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
50	1	22	3600

此資料表示第 1 時制 ( $a_2=1$ ) 在其時制轉換期間之最短綠燈為 22 秒，而時制之長度為 1 小時 ( $a_4=3600$  秒)。

26.檔型 51 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$

$a_1$ =資料檔之型態，所以  $a_1=51$ 。

$a_2$ =號誌時制代號。

$a_3$ =內部節點之代號 (1, 2, 3, ..., 49)

$a_4$ =節點  $a_3$  號誌控制之時相數目， $a_4$  不能超過 8。

$a_5$ =節點  $a_3$  號誌控制之同步時相 (synchronized phase) 之代號。獨立號誌控制的任何一時相可當做同步時相。

$a_6$ =節點  $a_3$  號誌控制同步時相與基準點之時差 (秒)。基準時點訂為模擬開始  $T=0$  秒之瞬間。所以如果同步時相之第一個綠燈在模擬開始後 15 秒才開始，則  $a_6=15$ 。

$a_7$ =節點  $a_3$  號誌控制行人專用時相之代號。如無行人專用時相，則  $a_7=0$  或其資料檔位置可空白不填數據。行人專用時相必須為一週期內之最後時相。例如節點 1 之號誌控制有 3 時相，其中一時相為行人專用，則  $a_7=3$ 。

以節點 1 為例，其檔型 51 之資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a_7$
51	1	1	2	2	15	0

這些資料表示第 1 時制中節點 1 ( $a_3=1$ )之號誌控制有 2 時相 ( $a_4=2$ )，其第 2 時相為同步時相( $a_5=2$ )，同步時相第一綠燈開始之時間在模擬開始後 15 秒( $a_6=15$ )。此外，沒有行人專用時相( $a_7=0$ )。

27.檔型 52 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$   $a_{10}$

$a_1$ =資料檔之型態，所以  $a_1=52$ 。

$a_2$ =時制代號 (1, 2, 3, 4)。

$a_3$ =內部節點之代號 (1, 2, 3, ..., 49)。

$a_4$ =節點  $a_3$  號誌控制某時相之代號 (1, 2, 3, ..., 8)。

$a_5$ =時相  $a_4$  之綠燈時段 (秒) 乘以 10。

$a_6$ =時相  $a_4$  之黃燈時段 (秒) 乘以 10。

$a_7$ =時相  $a_4$  之全紅時段（秒）乘以 10。

$a_8$ =時相  $a_4$  之”行人可走”時段（秒）乘以 10。如號誌控制不考慮行人之需要，則  $a_8=0$ 。

$a_9$ =時相  $a_4$  之”行人不可走或清道”時段（秒）乘以 10。如號誌控制不考慮行人之需要，則  $a_9=0$ 。

$a_{10}=0$  或 1。 $a_{10}=0$  表示號誌控制之時相  $a_4$  沒有車流及行人共用時相（concurrent pedestrian timing）。 $a_{10}=1$  表示時相  $a_4$  是車流及行人共用時相。在此情形下， $a_8$ （行人可走）及  $a_9$ （行人清道）之值必須大於零。一般”行人可走”時段在 5 到 10 秒之間（亦即  $a_8$  在 50 到 100 之間），”行人清道”時段則等於行人跨越路口所需之時間。如行人專用時相不分”行人可走”及”清道”時段，則  $a_8$  及  $a_{10}$  之和須等於行人時相之長度。

以節點 1 為例，其型 52 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a_7$	$a_8$	$a_9$	$a_{10}$
52	1	1	1	250	30	10	70	190	1
52	1	1	2	400	32	12	0	0	0

這些資料表示在第一時段之控制下( $a_2=1$ )，節點 1( $a_3=1$ )之第一時相( $a_4=1$ )有 25 秒之綠燈( $a_5=250$ )，3 秒之黃燈( $a_6=30$ )，1 秒之全紅時段( $a_7=10$ )，7 秒之”行人可走”時段( $a_8=70$ )，19 秒之”行人清道”時段( $a_9=190$ )，而且第一時相是車道與行人共用之時相( $a_{10}=1$ )。在同一時制控制下( $a_2=1$ )，節點 1( $a_3=1$ )之第二時相( $a_4=2$ )有 40 秒之綠燈( $a_5=400$ )，3.2 秒之黃燈( $a_6=32$ )及 1.2 秒之全紅時段( $a_7=12$ )。此時相不考慮行人之需要( $a_8=a_9=a_{10}=0$ )。如一時相為行人專用時相，則此時相有關綠燈、黃燈及全黃時間之數據不影響該時相之作業，換言之，可空白不填有關之數據。

28. 檔型 53 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$   $a_8$   $a_9$

$a_1$ =資料檔之型態，所以  $a_1=53$ 。

$a_2$ =號誌時制之代號。模擬時段之代號（1, 2, 3, ..., 50）。

$a_3$ =節點代號。

$a_4$ =時相代號。

$a_5$  = 車輛在時相  $a_4$  中能從一節線進入路口之節線代號。

$a_6$  = 車輛在時相  $a_4$  中能從節線  $a_5$  進入路口之第一種行車方向。

$a_7$  = 車輛在時相  $a_4$  中能從節線  $a_5$  進入路口之第二種行車方向。

$a_8$  = 車輛在時相  $a_4$  中能從節線  $a_5$  進入路口之第三種行車方向。

$a_9$  = 車輛在時相  $a_4$  中能從節線  $a_5$  進入路口之第四種行車方向。

行車方向之代號如下：

8 = 所有方向都可利用時相  $a_4$  進入路口（如用此代號， $a_6$  之值必須等於 8）。

1 = 急左轉可利用時相  $a_4$ 。

2 = 左轉可利用時相  $a_4$ 。

3 = 斜角左轉可利用時相  $a_4$ 。

4 = 直行（包括從快車道進入快車道或慢車道，及慢車道進入慢車道或快車道）可利用時相  $a_4$ 。

5 = 斜角右轉可利用時相  $a_4$ 。

6 = 右轉可利用時相  $a_4$ 。

7 = 急右轉可利用時相  $a_4$ 。

如在時相  $a_4$  中車輛可從數節線進入路口，則每節線須有相關之型  
53 資料。

29. 檔型 60 資料： $a_1$   $a_2$   $a_3$   $a_4$   $a_5$   $a_6$   $a_7$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1 = 60$ 。

$a_2$  = 模擬時段之代號（1, 2, 3, ..., 50）。

$a_3$  = 邊界節點代號（50, 51, ..., 100）。

$a_4$  = 在時段  $a_2$  內從邊界節點  $a_3$  進入下游節線之流率（輛/小時）。

$a_5$  = 流率  $a_4$  中機車之百分比，如機車佔所有車輛之 20%，則  $a_5 = 20$ 。

$a_6$  = 流率  $a_4$  中小型車（不包括機車）之百分比。

$a_7$  = 流率  $a_4$  中進入下游快慢分隔街道內側快車道之百分比。如下游無

快慢分隔之街道（亦即只有一節線）則  $a_7=0$ 。例如節點 50 之型 60 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a_7$
60	1	50	2000	32	60	0

此例表示在第一模擬時段中( $a_2=1$ )，從節點 50 出發之流率為 2000 輛/小時，其中 32%是機車，60%是小型汽車或小貨車，其餘之 8%為公車或大型貨車。因為節點 50 下游只有一節點（節線 1），所以  $a_7=0$ （或空白不填）。又以節點 53 為例，其型 60 資料可能如下：

$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a_7$
60	1	53	1500	12	80	60

此例表示從節點 53 出發之車流有 60%( $a_7=60$ )，進入下游內側之快車道（亦即節線 10）。

30.檔型 99 資料： $a_1$

$a_1$  = 資料檔之型態，所以  $a_1=99$ 。HTSS 模式讀到此資料檔之後就不必再讀進輸入資料。

### (三)應用例題

西濱快速公路上有一如圖 B-17 所示之路段，此路段上有兩個受定時號誌控制之路口。主線各方向有一快車道及一慢車道；快車道上有 2 車道，慢車道上只有一車道。利用 HTSS 模式來分析此路段時之模擬網路如圖 B-18 所示。

上述兩路口之號誌週期相同，其長度為 150 秒。時相之順序亦相同，如圖 B-19 所示。為了減少不同方向性之車道的相互干擾，慢車道（節線 5，12，18，8，9，20）在路口各增加一左轉專用彎，如圖 B-20 所示。



圖 B-17 例題一之分析路段

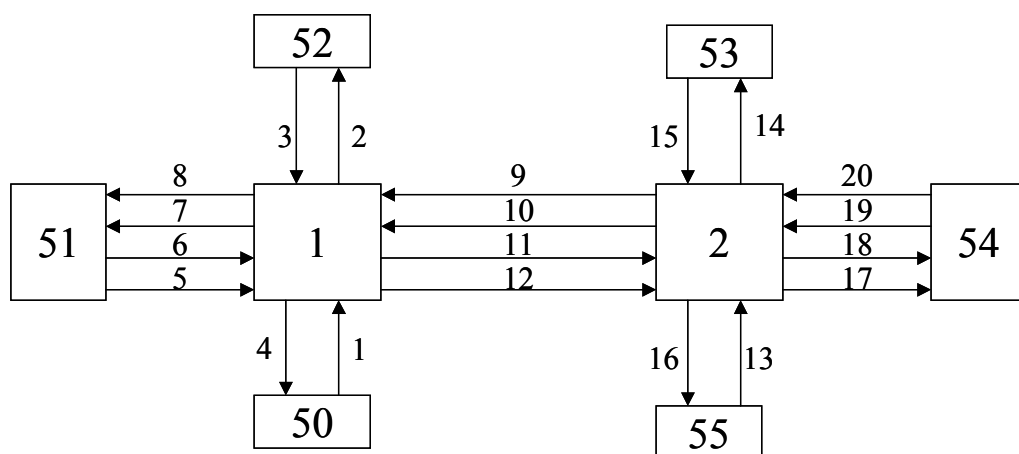


圖 B-18 例題一之模擬網路

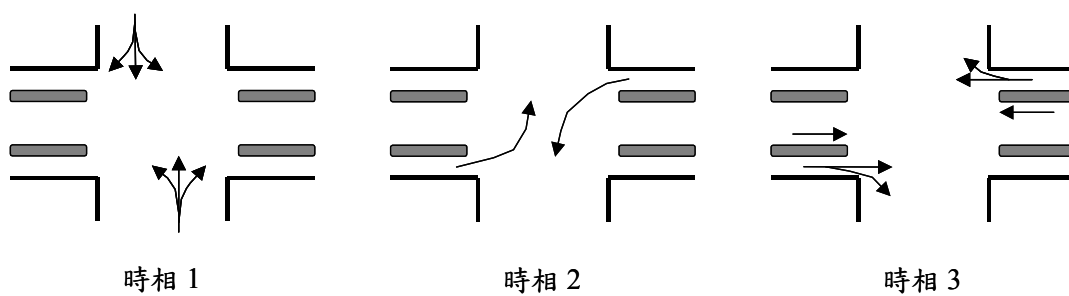


圖 B-19 例題一之號誌時相順序

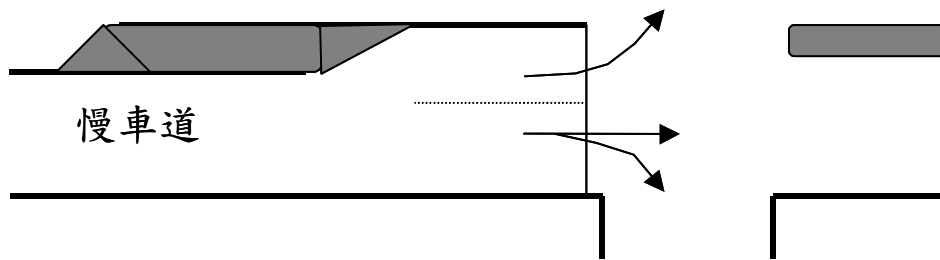


圖 B-20 例題一慢車道上之左轉專用彎

表 B-2 所列之輸入檔代表分析路段之其他幾何、交通及號誌控制狀況。此輸入檔所涵蓋之資料簡單說明如下：

#### 1. 檔型 1

輸入資料之單位為公制。輸入檔不列印在輸出檔中。此模擬作業重複模擬兩次，以估計輸出值之平均值。

#### 2. 檔型 2

第一模擬時段（熱機時段）之長度為 160 秒，第二模擬時段之長度為 900 秒。因為兩模擬時段，所以檔型 60 之資料須涵蓋各時段之交通狀況。

#### 3. 檔型 3

負關聯之代號為 0，表示亂數 R 不改為 1-R。亂數之種子數為 4729 及 28889。

#### 4. 檔型 4

此檔型顯示各節線上、下游之節點的代號，各節線是否代表快車道及各節線是否為下游節點之第一接腳之外側車道（慢車道）或唯一之車道。以節線 1 為例，其上游節點為 50，下游節點為 1，此節線非快車道，但此節線為下游節點 1 第一接腳上之唯一車道。

#### 5. 檔型 5

此檔型之資料訂定從各節線經由不同行進方向進入路口之後下游之節點代號。以節線 9 為例，此節線之車輛沒有急左轉、斜角左、右轉或急右轉，但左轉之後下游之節點為 50，直行之後下游之節點為 51，右轉之後下游之節點為 52。



表 B-2 例題一輸入資料檔

1	2	0	2							metric, Print option, runs
2	160	900								Sim Intervals (1st one is warm-up)
3	0	4729	27889							negative, seeds
4	1	50	1	0	1					LINK,UP & down nodes, express, base
4	2	1	52	0	1					
4	3	52	1	0	0					
4	4	1	50	0	1					
4	5	51	1	0	0					
4	6	51	1	1	0					
4	7	1	51	1	0					
4	8	1	51	0	1					
4	9	2	1	0	0					
4	10	2	1	1	0					
4	11	1	2	1	0					
4	12	1	2	0	0					
4	13	55	2	0	1					
4	14	2	53	0	1					
4	15	53	2	0	0					
4	16	2	55	0	1					
4	17	2	54	0	1					
4	18	2	54	1	0					
4	19	54	2	1	0					
4	20	54	2	0	0					
5	1	0	51	0	52	0	2	0		Link, downstream node for 7 turns
5	2									
5	3	0	2	0	50	0	51	0		
5	4									
5	5	0	52	0	2	0	50	0		
5	6	0	52	0	2	0	50	0		
5	7									
5	8									
5	9	0	50	0	51	0	52	0		
5	10	0	50	0	51	0	52	0		
5	11	0	53	0	54	0	55	0		
5	12	0	53	0	54	0	55	0		
5	13	0	1	0	53	0	54	0		
5	14									
5	15	0	54	0	55	0	1	0		
5	16	0	0	0	0					
5	17	0								
5	18	0								
5	19	0	55	0	1	0	53	0		
5	20	0	55	0	1	0	53	0		

表 B-2 例題一輸入資料檔(續 1)

15	1	1	1	0	60	30	LINK control uplanes left Vf
15	2	1	1	0	60		
15	3	1	1	0	60	30	
15	4	1	1	0	60		
15	5	1	1	1	65	35	
15	6	1	2	0	85		
15	7	1	2	0	85		
15	8	1	1	0	65		
15	9	1	1	1	65	35	
15	10	1	2	0	85		
15	11	1	2	0	85		
15	12	1	1	1	65	35	
15	13	1	1	0	60	30	
15	14	1	1	0	60		
15	15	1	1	0	60	30	
15	16	1	1	0	60		
15	17	1	1	0	65		
15	18	1	2	0	85		
15	19	1	2	0	85		
15	20	1	1	1	65	35	
16	1	0	0	0			LINK RTOR stage PEDES PARKING
16	2	0	0	0			
16	3	0	0	0			
16	4	0	0	0			
16	5	1	0	0			
16	6	0	0	0			
16	7	0	0	0			
16	8	0	0	0			
16	9	1	0	0			
16	10	0	0	0			
16	11	0	0	0			
16	12	1	0	0			
16	13	0	0	0			
16	14	0	0	0			
16	15	0	0	0			
16	16	0	0	0			
16	17	0	0	0			
16	18	0	0	0			
16	19	0	0	0			
16	20	1	0	0			
17	1	400	0	0	0		link length bay1 bay2 bay3
17	2	400	0	0	0		
17	3	400	0	0	0		
17	4	400	0	0	0		
17	5	1000	0	30	0		

表 B-2 例題一輸入資料檔(續 2)

17	6	1000	0	0		
17	7	1000	0	0		
17	8	1000	0	0		
17	9	1500	0	30	0	
17	10	1500	0	0	0	
17	11	1000	0	0	0	
17	12	1000	0	30	0	
17	13	400	0	0	0	
17	14	400	0	0	0	
17	15	400	0	0	0	
17	16	400	0	0	0	
17	17	1000	0	0	0	
17	18	1000	0	0	0	
17	19	1000	0	0	0	
17	20	1000	0	30	0	
18	1	1	2	4	6	14
18	2	1	4			
18	3	1	2	4	6	14
18	4	1	4			
18	5	1	4	6	12	
18	5	2	2			
18	6	1	4	6	12	
18	6	2	4			
18	7	1	4			
18	7	2	4			
18	8	1	4			
18	9	1	4	6	12	
18	9	2	2			
18	10	1	4			
18	10	2	4			
18	11	1	4			
18	11	2	4			
18	12	1	4	6	12	
18	12	2	2			
18	13	1	2	4	6	14
18	14	1	4			
18	15	1	2	4	6	14
18	16	1	4			
18	17	1	4			
18	18	1	4			
18	18	2	4			
18	19	1	4			
18	19	2	4			
18	20	1	4	6	12	
18	20	2	2			

link laneID, 4 allowed turns

表 B-2 例題一輸入資料檔(續 3)

23	1	0	36	0	0	0	0	link, 10*(grade,Width, park,median,path)	
23	2	0	36	0	0	0	0		
23	3	0	36	0	0	0	0		
23	4	0	36	0	0	0	0		
23	5	0	45	0	0	20	0		
23	6	0	36	0	0	0	0		
23	7	0	36	0	0	0	0		
23	8	0	45	0	0	20	0		
23	9	0	45	0	0	20	0		
23	10	0	36	0	0	0	0		
23	11	0	36	0	0	0	0		
23	12	0	45	0	0	20	0		
23	13	0	36	0	0	0	0		
23	14	0	36	0	0	0	0		
23	15	0	36	0	0	0	0		
23	16	0	36	0	0	0	0		
23	17	0	45	0	0	20	0		
23	18	0	36	0	0	0	0		
23	19	0	36	0	0	0	0		
23	20	0	45	0	0	20	0		
24	1	1850						link, car dischsarge rate	
24	2	1850							
24	3	1850							
24	4	1850							
24	5	1900							
24	6	1950							
24	7	1950							
24	8	1900							
24	9	1900							
24	10	1950							
24	11	1950							
24	12	1900							
24	13	1850							
24	14	1850							
24	15	1850							
24	16	1850							
24	17	1900							
24	18	1950							
24	19	1950							
24	20	1900							
25	1	0	30	0	50	0	20	0	link, %of 8 Turn types
25	2	0	0	0	100	0	0	0	
25	3	0	30	0	50	0	20	0	
25	4	0	0	0	100	0	0	0	
25	5	0	10	0	70	0	20	0	

表 B-2 例題一輸入資料檔(續 4)

25	6	0	0	0	100	0	0	0	
25	7	0	0	0	100	0	0	0	
25	8	0	0	0	100	0	0	0	
25	9	0	30	0	50	0	20	0	
25	10	0	0	0	100	0	0	0	
25	11	0	0	0	100	0	0	0	
25	12	0	50	0	50	0	0	0	
25	13	0	20	0	60	0	20	0	
25	14	0	0	0	100	0	0	0	
25	15	0	20	0	60	0	20	0	
25	16	0	0	0	100	0	0	0	
25	17	0	0	0	100	0	0	0	
25	18	0	0	0	100	0	0	0	
25	19	0	0	0	100	0	0	0	
25	20	0	10	0	80	0	10	0	
26	1	0	50	0	0	0	80	0	link,% turns toward outside
26	2	0	0	0	0	0	0	0	
26	3	0	0	0	0	0	100	0	
26	4	0	0	0	0	0	0	0	
26	5	0	0	0	100	0	0	0	
26	6				5				
26	7				0				
26	8				0				
26	9				100		0	0	
26	10				0				
26	11	0			0				
26	12	0	0	0	80	0	0	0	
26	13	0	0	0	0	0	100	0	
26	14	0	0	0	0	0	0	0	
26	15	0	0	0	0	0	100	0	
26	16	0	0	0	100	0	0	0	
26	17	0	0	0	00	0	0	0	
26	18	0	0	0	00	0	0	0	
26	19	0	0	0	0	0	0	0	
26	20	0	0	0	100	0	0	0	
27	1	20							link, reaction time
27	3	20							
27	5	20							
27	6	20							
28	1	40	45	45	45	35	35	35	35
33	31852261								Link, Critical gaps
50	1	15	4200						truck weight(kg),power (KW)
51	1	1	3	2	0	0			Timing Plan,Gmin,Period
51	1	2	3	2	16	0			Plan, Node, Phases, SYN,offset
52	1	1	1	300	30	10			

表 B-2 例題一輸入資料檔(續 5)

52	1	1	2	140	30	10		
52	1	1	3	940	30	10		
52	1	2	1	300	30	10		
52	1	2	2	140	30	10		
52	1	2	3	940	30	10		
53	1	1	1	1	2	4	6	Plan Node PHase turns from 5 legs
53	1	1	1	3	2	4	6	Plan Node PHase turns from 5 legs
53	1	1	2	5	2			
53	1	1	2	9	2			
53	1	1	3	5	4	6		Plan Node PHase turns from 5 legs
53	1	1	3	6	4			
53	1	1	3	9	4	6		
53	1	1	3	10	4			
53	1	2	1	13	2	4	6	Plan Node PHase turns from 5 legs
53	1	2	1	15	2	4	6	Plan Node PHase turns from 5 legs
53	1	2	2	12	2			
53	1	2	2	20	2			
53	1	2	3	12	4	6		Plan Node PHase turns from 5 legs
53	1	2	3	11	4			
53	1	2	3	19	4			
53	1	2	3	20	4	6		
60	1	50	200	15	75	0		Period, Q, motor, car, express
60	1	51	2000	10	85	80		
60	1	52	300	15	75	0		
60	1	53	300	10	75	0		
60	1	54	1000	10	85	90		
60	1	55	300	5	85	0		
60	2	50	300	15	75	0		Period, Q, motor, car, express
60	2	51	2850	10	85	80		
60	2	52	400	15	75	0		
60	2	53	300	10	75	0		
60	2	54	1200	10	85	90		
60	2	55	400	5	85	0		
99								

## 6.檔型 15

主線之慢車道（節線 5，12，17，8，9，10）及支線（節線 1，2，3，4，13，14，15，16）之上游端點只有一車道，快車道（節線 6，7，10，11，18，19）之上游端點各有兩車道。慢車道有一左轉專用彎，其車道數為 1。快車道、慢車道及支線之自由速率不同，在 60~85 公里/小時之範圍內。左轉時之直角行車距離不是 30 公尺，就是 35 公尺。

## 7.檔型 16

慢車道（節線 5，9，12，20）允許紅燈右轉。

## 8.檔型 17

節線之長度在 400~1500 公尺之間，慢車道上左轉專用彎之長度為 30 公尺。

## 9.檔型 18

支線（節線 1，3，13，15）之各車道允許左轉進入快車道（轉向代號為 2），直行（代號 4），右轉進入慢車道（代號 14）及右轉進入快車道（代號 6）。進入邊界節點之節線（2，4，7，8，14，16，17，18）只允許直行（代號 4）。慢車道（5，12，9，20）在路口之外側車道（車道 1）允許直行進入快車道（代號 4），右轉（代號 6）及直行進入慢車道（代號 12）。慢車道上之左轉專用彎（車道 2）只允許左轉（代號 2）。快車道上之外側車道（車道 1）只允許直行（代號 4）進入下游之快車道。

## 10.檔型 23

所有的節線沒有坡度，車道寬在 3.6~4.5 公尺之間，慢車道左側有寬為 2 公尺之分隔島。

## 11.檔型 24

各節線第 12 部停等車之後的疏解率在 1,850~1,950 小車/小時/車道之間。

## 12.檔型 25

此檔型顯示各節線各轉向之百分比。以節線 1 為例，其車流

包括 30%之左轉車，50%之直行車及 20%之右轉車。

#### 13.檔型 26

此檔型顯示從一節線進入下游路段之後，利用下游慢車道之百分比。以節線 1 為例，有 50%之左轉車進入慢車道（節線 8），80%之右轉車亦進入慢車道（節線 12）。

#### 14.檔型 27

節線 1 及 3 上之第一排停等車駕駛人在綠燈亮之後的反應時間為 2.0 秒。其他節線無輸入值，所以 HTSS 自動將反應時間設定為 1.5 秒。

#### 15.檔型 28

此檔型資料顯示在不同衝突型式下之臨界間距，左轉與對向直行車衝突時之臨界間距為 3.5 秒。

#### 16.檔型 33

大車之質量(maso)為 31,852 公斤，其馬力為 261 KW。

#### 17.檔型 50

第一時制計畫(timing plan)之長度為 4200，如有時制計畫之轉換（模擬期間有二或更多之時制計畫），則轉換期間之最短綠燈長度為 15 秒。此例題只涉及一時制計畫，所以最短綠燈長度是無用的資料。

#### 18.檔型 51

節點 1 之號誌控制有 3 時相，第三時相為同步時相，其時差為 0 秒。這表示模擬開始之瞬間，第二時相之綠燈也開始。節點 2 之號誌控制亦有 3 時相，第三時相為同步時相，其時差為 16 秒。

#### 19.檔型 52

節點 1 之第一時相的綠燈、黃燈及全紅時段各為 30、3 及 1 秒，第二時相之相關時段各為 14、3 及 1 秒，第三時相之相關時段為 94、3 及 1 秒。所以週期長度為 150 秒。節點 2 之各時相的綠燈、黃燈及全紅時段有同樣的安排。



## 20. 檔型 53

節點 1 之第一時相讓節線 1 及 3（支線）之車輛左轉、直行及右轉，第二時相讓節線 5 及 9（慢車道）之車輛左轉，第三時相讓節線 6 及 10（快車道）之車輛直行，同時並讓節線 5 及 9（慢車道）之車輛直行及右轉。節點 2 之號誌控制有相似之安排。

## 21. 檔型 60

此檔型資料顯示兩模擬時段中從各邊界節點（50，51，52，53，54，55）欲進入模擬網路之流率、機車比例、小車比例及進入快車道之百分比。以第一模擬時段（熱機時段）為例，從節點 51 進入網路之流率為 2,000 輛/小時，期中 10%為機車，85%為小車，其餘 5%為大車。此外，總流率中有 80%進入快車道。

根據上述輸入資料之模擬結果，如表 B-3 所示。由此表可知支線車道的服務水準相當不理想，以停等延滯為績效指標之相關服務水準低於 D 級。因為支線車道之車輛利用各路口號誌控制之第一時相以進入路口，第一時相之綠燈時段（30 秒）必須考量增長以改善支道之服務水準，但主線車流之延滯會惡化。從輸出資料亦可知，節線 12（慢車道）之左轉專用彎（第 2 車道）之停等延滯也太長，其相關第二時相之綠燈（14 秒）須增長以降低其延滯。

一般而言，如欲通過一車道之流率超過該車道之容量，則其相關之總延滯會相當高（例如大於 100 秒/輛）。所以輸出檔之資料顯示某一車道有很高之延滯時，則其相關之輸出流率（亦即通過停止線之流率）可能已接近容量或代表容量之一估計值。換言之，如欲估計某一車道之容量，則須將欲通過該車道之流率增高，當該車道之輸出流率甚低於輸入流率，或輸入流率增大時，輸出流率不隨著增加而且總延滯甚高，則輸出檔所列之流率代表容量之一估計值。

以節線 3 為例，表 B-3 顯示其輸出流率為 359 輛/小時，而總延滯為 114.8 秒，而且表 B-2 之檔型資料指出，在第 2 模擬時段（熱機之後）。欲從節點 52 進入節線 3 之流率為 400 輛/小時。所以 359 輛/小時很可能是一容量之估計值。如將節點 52 之輸入流率增高到 500

輛/小時，則輸出流率增高到 378 輛/小時。輸入流率從 500 輛/小時再增高到 600 輛/小時，則輸出流率仍維持在 378 輛/小時。因此節線 3 之容量估計值為 378 輛/小時。此例乃根據兩次用不同亂數模擬之結果，如欲取得較具代表性之估計值，則可利用檔型 1 之資料，將模擬次數增高（如 10~20 次）。

此外，如欲調整號誌控制以評估及訂定可能之改善方案，則可考慮執行下列之工作：

1. 檔型 51 中節點 2 號誌控制之時差（16 秒）可增加或減少。時差不能超過週期長度。
2. 可將檔型 52 各時相之綠燈長度增長或減短，以造成較長或較短之週期長度及不同之路權分配。
3. 如支道能設置左轉專用彎，則可考慮用 4 時相之控制，以減少支線左轉及對向直行車流之衝突。

表 B-3 例題一之輸出檔

OUTPUT at t seconds from start=	1159	(輸出之時間)
METRIC Units		(公制單位)
Flow = departure rate from link, vph		(流率，輛/小時)
T = sampling period, in seconds		(取樣時間)
SD = stopped delay, in s/vehicle		(平均停等延滯，秒/輛)
AD = approach delay, in s/vehicle		(平均路段延滯，秒/輛)
Queue = average length of maximum queue length per cycle, in m		(停等車隊長度，公尺)
Average Total delay, in s/vehicle = average of Link travel time minus Free-flow travel time		(平均總延滯，秒/輛)
Speed = average link speed, in kph		(平均速率，公里/小時)
LOS1 = level of service based on stopped delay		(服務水準1)
LOS=A	stopped delays <= 15 s/veh	
LOS=B	>15 and <= 30	
LOS=C	>30 and <= 45	
LOS=D	>45 and <= 60	
LOS=E	>60 and <= 80	
LOS=F	>80	
LOS2 = level of service based on speed		(服務水準2)
LOS=A	speed >= 75 kph	
LOS=B	<75 and >= 65	
LOS=C	<65 and >= 55	
LOS=D	<55 and >= 45	
LOS=E	<45 and >= 35	
LOS=F	<35	

\*\*\*\*RUN= 1

Link	Lane	Flow (vph)	Stopped Delay (s/veh)	Total Delay (s/veh)	Queu Length (m)	Speed (km/h)	LOS1	LOS2
1	1	303	68.2	77.9	71.8	13.6	E	F
2	1	209	0.0	5.2	0.0	45.0	A	D
3	1	366	71.5	83.5	98.9	12.7	E	F
4	1	335	0.0	5.9	0.0	43.9	A	E
5	1	525	11.5	20.2	59.6	44.7	A	E
5	2	40	33.8	39.9	5.3	35.7	C	E
6	1	1044	24.7	54.1	208.3	38.3	B	E

6	2	1126	21.3	46.7	189.3	41.7	B	E
7	1	548	0.0	9.1	0.0	66.8	A	B
7	2	587	0.0	9.4	0.0	67.9	A	B
8	1	155	0.0	6.3	0.0	53.2	A	D
9	1	106	5.4	12.9	9.9	51.8	A	D
9	2	24	20.2	34.8	2.6	41.1	B	E
10	1	592	23.4	45.2	120.7	47.7	B	D
10	2	606	24.9	45.9	118.4	47.7	B	D
11	1	996	28.1	70.8	168.6	32.2	B	F
11	2	1083	27.8	66.1	177.3	33.8	B	F
12	1	173	5.8	44.7	5.8	38.1	A	E
12	2	156	98.0	136.3	31.2	18.2	F	F
13	1	325	111.8	128.6	130.8	9.2	F	F
14	1	397	0.0	6.2	0.0	43.1	A	E
15	1	301	49.8	58.3	67.9	16.7	D	F
16	1	223	0.0	6.2	0.0	43.3	A	E
17	1	216	0.0	8.4	0.0	51.0	A	D
18	1	908	0.0	17.1	0.0	57.9	A	C
18	2	1027	0.0	14.6	0.0	62.1	A	C
19	1	534	9.8	15.5	69.9	59.8	A	C
19	2	549	10.5	16.4	60.7	60.8	A	C
20	1	120	10.0	13.4	9.8	48.4	A	D

\*\*\*\*RUN= 2

Link	Lane	Flow (vph)	Stopped Delay (s/veh)	Total Delay (s/veh)	Queu Leng (m)	Speed (km/h)	LOS1	LOS2
1	1	318	122.1	141.8	136.1	8.5	F	F
2	1	215	0.0	6.3	0.0	42.1	A	E
3	1	351	122.8	144.4	167.0	8.3	F	F
4	1	368	0.0	6.1	0.0	42.6	A	E
5	1	582	10.0	17.7	49.6	47.0	A	D
5	2	44	52.2	58.1	6.0	29.8	D	F
6	1	1068	35.5	75.8	286.4	31.2	C	F
6	2	1078	33.7	74.4	273.2	31.1	C	F
7	1	515	0.0	11.6	0.0	64.0	A	C

7	2	616	0.0	10.2	0.0	67.1	A	B
8	1	139	0.0	4.7	0.0	55.5	A	C
9	1	91	0.0	9.8	1.2	52.6	A	D
9	2	24	0.0	4.5	0.4	49.3	A	D
10	1	549	21.6	50.1	123.0	46.5	B	D
10	2	626	21.2	45.6	130.3	48.8	B	D
11	1	1011	32.9	79.3	208.5	29.4	C	F
11	2	1150	29.8	71.9	219.2	31.8	B	F
12	1	178	5.0	64.3	5.2	36.7	A	E
12	2	156	85.2	136	32.0	18.3	F	F
13	1	321	130.2	150	155.2	8.0	F	F
14	1	382	0.0	6.5	0.0	42.7	A	E
15	1	285	86.5	99.9	117.6	11.2	F	F
16	1	214	0.0	7.3	0.0	41.5	A	E
17	1	186	0.0	7.1	0.0	54.6	A	D
18	1	955	0.0	18.7	0.0	56.4	A	C
18	2	1041	0.0	15.5	0.0	60.8	A	C
19	1	597	8.9	14.4	56.1	60.2	A	C
19	2	616	10.6	16.3	68.1	59.2	A	C
20	1	111	6.9	8.8	3.6	47.7	A	D

\*\*\*\*SUMMARY of LINK/LANE Statistics\*\*\*\*

Sample Size= 2

Link	Lane	Flow (vph)	Stopped Delay (s/veh)	Total Delay (s/veh)	Queue Length (m)	Speed (km/h)	LOS1	LOS2
1	1	310( 10.2)	95.2(38.1)	109.8(45.2)	104.0(45.5)	11.0( 3.3)	F	F
2	1	212( 4.4)	0.0( 0.0)	5.7( 0.8)	0.0( 0.0)	43.6( 6.6)	A	E
3	1	359( 10.2)	97.1(36.3)	114.0(43.0)	133.0(48.1)	10.5( 3.2)	F	F
4	1	351( 22.9)	0.0( 0.0)	6.0( 0.1)	0.0( 0.0)	43.2( 6.6)	A	E
5	1	553( 40.8)	10.7( 1.0)	18.9( 1.8)	54.6( 7.1)	45.9( 6.8)	A	D
5	2	42( 2.8)	43.0(13.0)	49.0(12.9)	5.7( 0.5)	32.7( 5.7)	C	F
6	1	1056( 17.0)	30.1( 7.6)	64.9(15.3)	247.4(55.2)	34.8( 5.9)	C	F
6	2	1102( 34.0)	27.5( 8.8)	60.6(19.6)	231.3(59.4)	36.4( 6.0)	B	E
7	1	532( 22.9)	0.0( 0.0)	10.4( 1.7)	0.0( 0.0)	65.4( 8.1)	A	B
7	2	602( 20.4)	0.0( 0.0)	9.8( 0.6)	0.0( 0.0)	67.5( 8.2)	A	B

8	1	147( 11.2)	0.0( 0.0)	5.5( 1.1)	0.0( 0.0)	54.3( 7.4)	A	D
9	1	99( 10.2)	2.7( 3.8)	11.3( 2.2)	5.6( 6.1)	52.2( 7.2)	A	D
9	2	24( 0.0)	10.1(14.3)	19.6(21.5)	1.5( 1.6)	45.2( 6.7)	A	D
10	1	570( 30.6)	22.5( 1.3)	47.6( 3.4)	121.8( 1.7)	47.1( 6.9)	B	D
10	2	616( 13.6)	23.0( 2.6)	45.7( 0.2)	124.4( 8.4)	48.2( 6.9)	B	D
11	1	1003( 10.2)	30.5( 3.4)	75.0( 6.0)	188.6(28.2)	30.8( 5.6)	C	F
11	2	1117( 47.6)	28.8( 1.4)	69.0( 4.1)	198.2(29.6)	32.8( 5.7)	B	F
12	1	176( 3.4)	5.4( 0.6)	54.5(13.8)	5.5( 0.4)	37.4( 6.1)	A	E
12	2	156( 0.0)	91.6( 9.1)	136.2( 0.2)	31.6( 0.6)	18.3( 4.3)	F	F
13	1	323( 2.8)	121.0(13.0)	139.3(15.1)	143.0(17.2)	8.6( 2.9)	F	F
14	1	389( 10.5)	0.0( 0.0)	6.4( 0.2)	0.0( 0.0)	42.9( 6.5)	A	E
15	1	293( 11.3)	68.1(26.0)	79.1(29.5)	92.7(35.2)	13.9( 3.7)	E	F
16	1	218( 6.4)	0.0( 0.0)	6.7( 0.8)	0.0( 0.0)	42.4( 6.5)	A	E
17	1	201( 21.1)	0.0( 0.0)	7.7( 0.9)	0.0( 0.0)	52.8( 7.3)	A	D
18	1	932( 33.1)	0.0( 0.0)	17.9( 1.1)	0.0( 0.0)	57.1( 7.6)	A	C
18	2	1034( 10.2)	0.0( 0.0)	15.0( 0.6)	0.0( 0.0)	61.4( 7.8)	A	C
19	1	566( 44.2)	9.4( 0.7)	15.0( 0.8)	63.0( 9.8)	60.0( 7.7)	A	C
19	2	582( 47.6)	10.6( 0.1)	16.3( 0.1)	64.4( 5.2)	60.0( 7.7)	A	C
20	1	116( 6.8)	8.4( 2.2)	11.1( 3.3)	6.7( 4.4)	48.1( 6.9)	A	D

NOTE: numbers in parentheses are standard deviations

註：此輸出檔暫時根據舊版之績效指標及服務水準劃分標準。運研所決定適用之指標及服務水準之後，輸出檔之內容將修正。

## 附錄 C 期中報告審查意見與回應說明

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
交大黃承 傳教授	1.試補充與說明直行及無衝突左轉疏解車輛數之迴歸式的合理性，並將相關之統計量值加入。	式 2.3 及式 2.5 之主要統計性質已有說明。期末報告中補充估計誤差。	已於期末報告補充
	2.報告中延滯模式的校估概念是把模擬模式調整成與美國其他的延滯模式做比較，建議應與現場調查之延滯模式做比較再來微調模擬模式。	模式並沒有調查與美國之延滯公式再做比較。模式是以台灣現場停車疏解及其他資料微調後在隨機車流狀況下雨美國延滯公式之值比較。目前沒有現場調查之延滯模式可用。除非有公認之理論模式，一般是用現場資料微調測試模擬模式之後，再用模擬模式以協助發展公式化之模式。例如美國之延滯模式是一半根據理論，另一半用模擬值而設定之模式。	同意研究單位意見處理
	3.有關簡報中所提出之績效指標原則上並無問題，但服務水準等級劃分之門檻值如何訂定，請研究單位提出說明並作成建議。	本計畫將提出服務水準等級劃分方式之初步建議，建議運研所召開會議，邀請各相關單位共同討論以決定合宜之劃分方式。	同意研究單位意見處理
	4.有關 STSS 之中文名稱並不通順，建議研究單位考量後訂定。	「號誌化交通系統」乙詞，研究單位進一步考量之後，將之修改為「公路交通系統模擬」模式 (HTSS)，期末之相關報告內容，均已更正。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
成大魏健宏教授	1.報告 P.5 表 2.2 及 P.14 之內容顯示，交通規則對機車的約束力不強。建議研究單位於表 2.2 至表 2.9 中加入號誌時制、標誌標線規定，以了解該調查資料之調查狀況。	已於表 2.2 至表 2.9 中補充時制計畫，至於標線部份，目前之圖表資料已有附註說明。	同意研究單位意見處理
	2.請研究單位補充說明未來模擬模式對汽機車混合車流行為，應以何種方式處理。	此一問題在 91 年之計畫內容已有交代，請參閱該報告。	同意研究單位意見處理
	3.P.18 及 P.19 公式 2.3 之常數項為負值，有些許不合理，且有關於左轉車及車道數成反比之關係請研究單位再斟酌考量。此外於報告 P.18 中有關式 2.2 中之 $N_{yi}$ 值係因「台灣地區號誌化路口之週期及綠燈經常過長，所以綠燈結束以前停車很少尚未解完畢」之詞語，請研究單位再斟酌用詞。	式 2.3 中之 $G$ 在大約 5 秒之下， $N_{gi}$ 才會成負值。台灣沒有用如此短之綠燈。式 2.5 (或式 2.9 左轉) 之 $(N_{gi})_L$ 之單位為輛/車道。車道數越多，左轉車之間的互相干擾越大。	同意研究單位意見處理
	4.請研究單位補充說明 p.19 圖 2-4 之資料是否為現場調查資料而得，另於報告中多處公式及圖之來源為現場調查亦或是文獻回顧而得，請於報告中說明之。	1.圖 2-4 之內容係彙整現場資料而得，已於期末報告中附註說明。 2.報告中之公式與圖表來源，已進一步檢視，並補充適當說明其來源。若無特別註記處，為本計畫所得之結果。	已於期末報告補充
	5.報告 p.27 圖 2-14 之燈號轉換時段是否指黃燈時段，請研究單位補充說明。	應為黃燈時段，報告已作修正。	同意研究單位意見處理



審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
	6.報告 p.31 中路段自由流速率較路口高之原因請研究單位補充說明原因。	主要是受到道路幾何條件之影響，即使是綠燈時段到達路口之自由車流車輛，因為路口之幾何因素，其平均自由速率低於路段中點之平均自由速率。	同意研究單位意見處理
	7.就實用性而言，報告 p.32 圖 2-23 是否可採用較簡易之線性迴歸式，請研究單位考量。	由於目前公式之配適效果較佳，實際運用時可直接套用公式，計算上應無特別困難之處。	同意研究單位意見處理
	8.請研究單位補充說明式 3.1 中「 $V_{\max}-V_2$ 」之意義為何？	「 $V_{\max}-V_2$ 」指後車加速至最大速率之加速率，由於推進之時間為 1 秒，該項之單位為加速率。	同意研究單位意見處理
	9.p.39 圖 3-5 之理想間距位置標示錯誤，請修正。	已修正。	同意研究單位意見處理
	10.報告 p.46 圖 3-10 中直行車流與左轉車流之曲線極為接近，如果差異不大是否建議研究單位合併處理，以簡化公式數量，方便操作使用。	其行為有明顯之差距，故仍分開處理為宜。	同意研究單位意見處理
淡大范俊海教授	1.請研究單位補充說明 p.4 表 2-1 及 p.15 表 2-10 以何標準進行取樣。	取樣地點之決定主要考量道路幾何條件、可錄影調查、較大量之尖峰車輛數等因素。相關說明已補充在期末報告中。	已於期末報告補充

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
	2.報告 p.16 有關紓解率高、低之訂定標準為何，請研究單位說明。	由於將所有的調查樣本彙整在一起較為混雜，故概略以 1900 輛/小時之數值，區分為較高與較低兩部份，以利於圖形表達。相關之補充說明，已於期末報告修正。	已於期末報告補充
	3.報告 p.17 中式 2.1「因無一明顯飽和流率不適用於分析台灣之號誌化路口，且容量之估計並不需依靠飽和流率之觀念」等文字，在應用上有兩大困難之解說，請研究單位再考量修正。	該詞句反應實情，其 implications 已在參考文獻[3]及[6]有詳細之討論。	同意研究單位意見處理
	4.p.18 式 2.3 之常數項值是否有誤，且該式是否過於複雜（如 $G^2$ 的係數極低，是否能予以簡化式子），請研究單位考量修正之。	式 2.3 之值在 $G$ 很短（大約小於 5 秒）時才會成負值。台灣之交通機構沒有用如此短之綠燈。此外， $G^2$ 之係數雖低，但 $G$ 值常很高（例如 100 秒），故沒有必要簡化。	同意研究單位意見處理
	5.建議研究單位於報告中詳細說明模擬模式所須校估之參數值有哪些，並請研究單位考量簡報 p.29 中大車加速率之模擬模式中參數種類是否過多而造成使用上的不便，請參考之。	期末報告已交代相關之校估工作。大車加速率之模擬模式，一般使用時並不需要特別決定參數，而在進行不同研究之模擬工作時才需要另行決定參數。使用時只須用車重及馬力當輸入值；無車重及馬力之輸入值時，模擬模式會利用代表值進行模擬。	已於期末報告補充

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
營建署	1.簡報 p.17 大車之 <i>pce</i> 如何得出，請研究單位說明。	請參見期中報告(57 頁)3.5.3 小節之說明。	同意研究單位意見處理
	2.報告中之延滯時間為停車延滯或路段延滯，請於報告中再詳細說明。	關於延滯與號誌化路口績效指標之說明，請見第四章。	同意研究單位意見處理
公路總局	1.簡報中建議非阻斷性車流需路段長度超過 900m 較有研究之需要，但以台灣地區郊區號誌化路口間距一般都不長的情況下，是否有模式提供作為分析之工具，請研究單位說明。	1.號誌化路口間距在「2.5 公里以上」時，路段中點之平均自由速率才不受路口之影響，而非阻斷性車流路段之分析，在號誌化路口間距約 5 公里以上時才有研究分析之必要。 2.「有阻斷性車流」之路段一般需用模擬進行分析。	同意研究單位意見處理
台北市交通局	1.請研究單位補充說明現場偵測器資料之形式及資料性質。	本計畫係使用 NC-97 磁場偵測器，可以收集每一分鐘之不同車種交通量及空間平均速率。	同意研究單位意見處理
	2.模擬模式較難使用，未來是否有提供敘述性模式，以方便後續應用，請研究單位說明。	1.獨立號誌化路口以公式圖表來分析還可以處理，但有一連串號誌化路口之幹道，則必須利用模擬模式來分析。 2.敘述性模式須等有可靠之模擬模式之後，再利用模擬大量產生資料以建立。 3.美國容量手冊之敘述性方法之應用，已複雜到不用電腦軟體就難應用之程度。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
黃運貴委員	1.p1「圖 1.1」請修正為「圖 1-1」。	遵照辦理。	同意研究單位意見處理
	2.有關縣道的編號方式用「縣xxx」似與慣用的寫法「縣道xxx」或「xxx線」不同，請察明確認後統一用慣用寫法。	遵照辦理，已全面更改為「縣道xxx」。	同意研究單位意見處理
	3.有關表 2.1 的調查時間有些為上午尖峰而有些為下午尖峰，不知不同的尖峰時段其車流特性是否會不一樣？其是否會影響分析結果？	受限於時間與資源，本計畫主要希望了解尖峰時間之車道車種使用情形，目前並無資料探討上下午尖峰之差異。	希望納入日後研究參考
	4.建議各調查點的示意圖能將指北方向標示出來。	遵照辦理。	同意研究單位意見處理
	5.p24「左轉越困難，臨界距離指 $D_1$ 及 $D_2$ 之較小值」建議修正為「左轉越困難，臨界左轉距離指 $D_1$ 及 $D_2$ 之較小值」，此外，臨界左轉距離為何不是指沿兩車道線向外延伸 $D_1$ 及 $D_2$ 形成之三角形之斜邊長。	直接用 $D_1$ 及 $D_2$ 以建立模式較方便。	同意研究單位意見處理
	6.P25 圖 2-13 之橫座標建議修正為「臨界左轉距離」。	維持原「臨界轉彎距離」為宜。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
	7.P26「在路口間距為3.5公里之416路段上，車速大約在上游路口下方900公尺處達最高值」，此與圖2-18似乎不一致，在圖2-18中1700公尺部分值比900公尺高。	此處之說明在於分析資料顯現之型態(pattern)，故以其趨勢來討論。	同意研究單位意見處理
	8.由圖2-19與圖2-20知，圖2-19(420路段)顯示200公尺處與350公尺處之平均速率差約為5公里/小時，而圖2-20(503路段)兩者差則約為10公里/小時。由於兩路段號誌化路口間距差不多，不知為何會有如此差異，其原因為何？	503路段之加速較慢，其原因可能是上游路口附近有接連著兩個加油站之故。	同意研究單位意見處理
	9.P39有關公式3.7中各參數是否會因不同車道而有所不同。有關各參數值之推算過程，建議能寫得更清楚些俾利使用者更容易了解。	交通特性會隨車道而異。式中駕駛人敏感性會造成車道之間之不同，例如敏感性較高之駕駛人比較保守，所以有利用外側車道之傾向。	同意研究單位意見處理
	10.有關4.5節績效指標之選擇，除了指標項目之決定外，未來各服務水準之劃分標準或範圍是否亦應重新予以界定。	本計畫將提出服務水準等級劃分方式之初步建議，建議運研所召開會議，邀請各相關單位共同討論以決定合宜之劃分方式。	已辦理相關會議討論
林國顯委員	1.請研究單位針對報告中公式之來源、統計值及選取之理由作一較詳細之說明，以利爾後修改及討論取捨之用，另各圖表所採用資料之來源亦宜補充說明。	本計畫已補充說明。	已補充說明

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
	2.報告中有許多公式較繁雜，未來在修正第11章時宜考量應用及資料取得之可行性，建議研究單位在未來修正容量手冊第11章，能以精簡為重點。	納入後續工作之參考。	同意研究單位意見處理
	3.有關無法由觀察而得之飽和流率部分，請修正報告之文字及緣由以利外界了解。	本計畫將作部份文詞之補充說明，以利用於讀者了解。見上期報告之說明(pp.62~71)。	同意研究單位意見處理
	4.未來本組考量將各模式及公式轉化成視窗軟體以利各界運用及推廣。	敬悉。	已於94年研究辦理相關研究案
運計組意見	1.報告p3中，2.2第2點說明尖峰小時係數有隨流量而增加的現象，但其後數據不一致，請說明。	1.前者說明尖峰小時係數隨流量之變化趨勢，後者說明台北縣與桃園縣之資料特性。 2.第3頁第2點之後有補充說明。	同意研究單位意見處理
	2.建議於p4規劃新路口時，亦可參考路段交通量指派的結果。	已修改相關之說明。	同意研究單位意見處理
	3.雖於報告p4已列出各調查點之調查時間，為方便表2.2~2.9之比較，請於各表增列一調查日期及時間之欄位。	與表2.2至表2.9另需補充號誌時制、方向等資訊，均已加入表格中。	同意研究單位意見處理
	4.請於P13大車之車道使用增列使用最內側車道之左轉大車之百分比。	約72%，已補充說明。	同意研究單位意見處理
	5.請於表2.11增列調查地點之縣市名稱，並請說明 Dwell Time。	已在3.5.1節加註說明。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
	6.建議圖 2-10 及圖 2-11 之圖例符號可採用一致性符號方便比對。	已修改配合一致。	已修改
	7.圖 2-13 中方塊點旁之數字為左轉車道數？其中 1 1/2 代表什麼請說明之。	該數字為左轉車道數，1 1/2 係指有一左轉與直行共用車道。相關之說明已補充。	同意研究單位意見處理
	8.請說明圖 2-18~2-21 中距離路口越遠者其空間平均速率並未較高反而有降低趨勢之原因為何？是否與距離下游路口之遠近及速限有關？請補充。	與上游路口之距離遠近，的確影響其空間平均速率之高低，但亦與號誌化路口間距、速限有關。	同意研究單位意見處理
	9.式 2.6 中並未出現 $V_i$ ，但附註中卻有，請說明 $V_c$ 與 $V_i$ 分別代表意義。	式 2.6 應為 $V_i$ 。	已修改
	10.p.34 中請說明為何 STSS 模式假設大車之自由加速率等於其最高速率之 90%，是否有資料及文獻佐證之。	此一假設係考慮大車加速換檔而並非線性加速之影響，故假設大車之自由加速率等於其最高速率之 90%，如此之分析結果較接近實際之加速行為。	同意研究單位意見處理
	11.第三章各公式之得出是由參考文獻或由現場資料所得出之經驗公式，請補充之。	主要是由現場與模擬資料而得，相關之說明將檢視後適當補充說明。	同意研究單位意見處理
	12.請於後續報告中增列本次之研究成果與美國 HCM 及 2001 台灣的 HCM 之比較。	在第五章有說明與 2001 手冊之主要不同。沒有必要與美國 HCM 比較，因交通特性不一樣。台灣交通界目前十分欠缺本土資料之蒐集及分析工作。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期中報告之審查意見	意見處理說明	審查
主席結論	1.有關各委員及與會單位代表所提項目請研究單位進行深入分析、資料再檢核、公式邏輯解釋及適用範圍界定、延滯模式與本土資料比對分析等建議，請研究單位於報告中補充說明。	遵照辦理。	已辦理
	2.有關報告中所用圖表資料需補充說明、調查地點之篩選方法與標準等，請研究單位充實內容。	遵照辦理。	已辦理
	3.請研究單位再詳予說明與會人員所提飽和流率之相關問題及本研究之作法以利各界了解。	遵照辦理。	已辦理
	4.研究單位若於研究過程中發現難以突破之困難及尚進一步研究之議題可列入後續學術研究者，請提出供參。	遵照辦理。	已辦理
	5.本報告原則上審查通過，有關各委員及與會單位代表意見請研究單位以書面回應。	遵照辦理。	已辦理



## 附錄 D 期末報告審查意見與回應說明

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
交大黃承 傳教授	1.第二章所有經驗公式之迴歸模式之構建，請研究單位補充各模式之統計指標（如各係數之 $t$ 值、 $R^2$ 等）。	第二章之經驗公式係將有統計意義之變數才列入公式之中，迴歸模式之構建為非常基本之程序，沒有必要列入 $t$ 值，甚至 $R^2$ 也沒有太大意義（估計誤差比 $R^2$ 重要）。第二章已有足夠的資料以判斷各公式之好壞。	同意研究單位意見處理
	2.報告中綠燈時間的紓解率公式中， $N$ 值為何？請研究單位補充說明。	$N$ 值指同向有保護時相之左轉車道數。	同意研究單位意見處理
	3.請研究單位補充說明有關模擬模式中之車輛推進邏輯，相關公式或邏輯如有參考文獻，請註明資料來源。	沒有相關之文獻。目前有許多車輛推進邏輯，但沒有利用現場平均疏解間距、滯留時間、及間距與滯留時間之分布證實者。	同意研究單位意見處理
	4.建議研究單位蒐集其他國家（如加拿大、澳洲等）容量手冊之績效指標與劃分方式，以便訂定適合台灣之績效指標劃分準則。	加拿大、澳洲並沒有利用服務水準。台灣有不同之環境，宜自己決定適用之服務水準。	同意
	5.有關績效指標之訂定，在非阻斷性車流路段部分，建議研究單位可採用密度劃分，在號誌化路口部分可採用控制延滯，在幹道部分可採用平均旅行速率與自由速率之比值，以上建議提供研究單位參考。	服務水準等級之訂定宜讓國內之專家學者開會討論後商訂之。	已舉辨相關會議討論之

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
交大黃承 傳教授	6.有關坡度路段車流模式部分，若台灣地區無足夠的樣本數以建立適合之模擬模式，建議研究單位於報告建議中再加以思考修正之。	坡度部分是將來應研究之工作。台灣之坡度路段很多，可以蒐集現場資料以分析特性，並用以微調模擬模式。	同意研究單位意見處理
淡大范俊 海教授	1.有關本報告之公式的樣本是否具有代表性，請研究單位補充說明。 2.報告中是以平均旅行速率與速限的差異做為幹道部分之績效指標的選擇，此觀念與服務水準的概念是否相通，請研究單位再思考選定。	目前資料蒐集之路口略有不足，有待將來學術單位或後續研究加以補充。	同意研究單位意見處理
	3.有關HTSS模式微調中，平均停等及紓解時間之模擬值與現場比較圖中，平均誤差為每輛1.3秒，若有1000輛則誤差增為1300秒，此誤差值是否嚴重，請研究單位再加以說明。	服務水準之訂定須請國內專家學者提供意見，共同商訂之。	已舉辦相關會議討論之
	4.有關衝突左轉調查地點忠義路之違規左轉情況嚴重，是否因為幾何設計不當所造成，請研究單位考量後建議之。	平均誤差為每輛1.3秒，係指每停等位置1.3秒，並不是累積值。	同意研究單位意見處理
	5.報告中 $E_T$ 及pce皆代表大車之小車當量，而大車代表是公車或是卡車，其符號是否需要統一，建議研究單位思考修正之。	該處之幾何設計並無特殊之處，駕駛人之因素應是主要原因。	同意研究單位意見處理
		符號須統一，本報告已將pce改用「大車之小車當量」之用詞。	已修改

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
淡大范俊海教授	6.據本報告所述，採用模擬方式可進行服務水準分析，若不採模擬方式，是否可提供另一較簡單方法可不藉由模擬亦可得到合理之分析結果，請研究單位思考並補充之。	除了簡單之情況之外，不用模擬就相當於用「猜測」。報告中已說明在何情況下可用公式、圖表來分析。	同意研究單位意見處理
	7.有關表 2.2~表 2.9 之調查時間是否皆為尖峰時間？另外在總流率部分是否可轉成 pcu 方式呈現，請研究單位再斟酌說明之。	該調查時間為 1 小時，儘量在上午或下午接近尖峰時段進行錄影，以掌握較高流率狀況下之複雜交通特性。另外，總流率係探討車輛總數狀況，故不宜直接轉換成 pcu。	同意研究單位意見處理
黃運貴委員	1.報告中表 5.3 部分有關非阻斷性車流路段之服務水準劃分標準化分後之結果是否與駕駛人感受相同，建議研究單位斟酌說明之。	服務水準之訂定須請國內專家學者提供意見，共同商訂之。	已舉辦相關會議討論之
	2.有關非阻斷性車流一般定義為間距大於 3 公里以上路段之車流才稱之為非阻斷性車流，但報告 p.124 中有列出間距小於 3 公里之部分，此與定義似乎有些許不符，請研究單位補充說明之。	p.124 之公式不限於非阻斷性車流。	同意研究單位意見處理
	3.第五章 p.125 針對大車坡度分析，本研究表明大車之速率不會受坡度之影響，該情況似乎與現實狀況不符，請研究單位補充說明。	該處係指「大車之速率不會受『該』坡度之影響」(報告已修正)。如上坡起點大車速率為 51.8 公里/小時，而 2%上坡之最低速率為 76 公里/小時(圖 5.3)，則坡度沒有影響，因為大車仍可加速到 76 公里/小時。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
黃運貴委員	4.本研究上坡路段之資料採用中山高三義路段之資料做為分析使用，但是否可以高速公路上坡路段代表郊區公路上坡路段，請研究單位再思考說明之。	可能有所不同，因重車可能不同，但目前沒有其他合適之資料可用。所以建議將來應對坡度進行研究。	同意研究單位意見處理
	5.5.4節建議增加範例說明。	配合服務水準劃分之問題解決之後，增加適當之範例。	已修改
	6.本研究建議在幹道服務績效指標上乃採用平均旅行速率與速率差異，此劃分方式是否與之前之劃分方式及駕駛人感受有所衝突，請研究單位思考並說明之。	服務水準之訂定須請國內專家學者提供意見，共同商訂之。	以舉辦相關會議討論之
	7.建議若舉辦HTSS教育訓練除邀請交通專業人員外，亦能邀請其他有關交通工作之人員。	此項意見建議納入 貴所未來辦理時之應考量因素。	已舉辦相關訓練課程
	8.建議研究單位於報告中補充說明應用本研究之方法時，如何選擇調查地點，以便符合模式所需。	調查地點即為分析地點，應由分析單位與分析對象來決定。	納入考量
	9.建議研究單位於報告中增列後續可供學術界研究之課題，以提供各界之參考。	相關之建議已列於第6.2節，仍可以細分，但必須配合報告內容較易明瞭。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
營建署	1.有關車道寬部分，若非 3.75 公尺之車道應用該模式時是否會有誤差，請研究單位說明。	目前資料顯示車道寬在 3.5~3.8 公尺之間對車流無大影響。式 2.3 顯示車道寬增加 0.5 公尺時，直行車疏散數可每時相增加大約 0.6 小車。	同意研究單位意見處理
	2.報告中所建議之績效指標於幹道部分乃採用平均旅行速率與速率差異做為劃分之依據，在國內速限制之訂定有些許不妥的情況下，以該方式做為劃分依據是否有所不妥，請研究單位思考。	服務水準於召開國內專家學者座談會會共同商訂。	已舉辦相關會議討論之
公路總局	1.因快慢車道之車流特性不同，在應用 HTSS 模式時是否有所區隔，請研究單位說明。	快慢車道車流性質不同，HTSS 能合理的顯示其車流特性。	同意研究單位意見處理
台北縣交通局	1.報告中大客車與小客車之區別是以 10 公尺做為區別，是否可考慮採用重量做為區隔，建議研究單位思考。	用重量比較準確，但在實用上有困難。一般現場調查無法測量測重量。	同意研究單位意見處理
運計組意見	1.報告 p3 中 2.1 節第 2 點，尖峰小時流量之流量一詞重複，請更正。	已更正。	已更正
	2.表 2.1 調查路口部分，建議在兩路名之間加上「與」，例如林口縣道 105「與」仁愛路口，較為清楚。	已更正。	已更正

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
	3.請說明報告 p13 倒數第四行「直行小車佔用最外側車道之百分比可能超過 40%，但也可能低於 10%」之原因。	已在第 13 頁有說明，隨右轉流率而變。右轉車越多，直行車用外側車道之可能性降低。	已說明
	4.報告 p.18 倒數第四行，「因台灣地區號誌路口……停車尚未紓解完畢」，建議在台灣地區號誌化路口中加上「郊區」，例如台灣「郊區」地區號誌化路口，較為清楚。	已更正。	已更正
	5.表 2.11 調查地點，請補充縣市說明。	已補充說明。	已說明
	6.報告 p29 之圖 2-17 僅繪出部分停車位置之累積百分比圖，其餘停車位置之分佈狀況請說明。	如全部停車位置之分布全部劃出，圖會不清楚。此外，圖 2-17 足夠讓人了解一般之分布情形。其他位置之分布在同樣範圍之內。	同意研究單位意見處理
	7.p42 式 2.21C <sub>SH</sub> 請更正。	已更正。	已更正
	8.表 2.19 最後一欄建議修正成「機車停等區之有效寬度」，此外本研究是否有考慮當「機車停等區之有效寬度」不同時對紓解特性所造成之影響，請說明之。	已修正。以每車疏解所需之單位時間而言，應沒有大影響，因有效寬度與法定寬度之差別有限。但本研究沒有探討有效寬度之影響。	已更正
	9.圖 3-16 第 1 第 2 停等位置之平均留滯時間差異過大，請說明發生原因為何？	綠燈亮之後，第一車在 3~4 秒就可離開偵測區（停止線上游 15 公尺），第 2 車後之滯留時間等於第一車之滯留時間加上兩者之車距（大約 2.5~2.8 秒）。	同意研究單位意見處理

審查委員 或單位	期末報告之審查意見	意見處理說明	審查
	10.附錄 B-8 之模擬程序流程圖下半部之程序似乎交代的不夠清楚（例如迴圈數似乎不夠）等詳加思考修正之。	圖 B-8 只是顯示主要程序。每一秒內，每一節線內，每一車輛處理一次。如要更詳細則須另寫一手冊才能交代清楚。	同意研究單位意見處理
	11.有關修訂公路容量手冊第十一章（初稿），請研究單位於驗收時一併送至本所，以完成本合約內容。	遵照辦理。	已辦理
主席結論	1.有關各審查委員及與會單位代表所提意見，請研究單位檢討並請於報告中補充說明。	遵照辦理。	已辦理
	2.本研究之涵蓋範圍請再釐清，是否包含山嶺區或丘陵區之郊區多車道公路？未來二車道部分本所是否須再重新進行研究，也請一併提出建議。	山嶺區與丘陵區之多車道公路，主要涉及坡度之分析，須在坡度之影響研究之後才能構建分析方法，目前之方法尚不足以應用。至於郊區二車道公路之車流特性、容量及服務水準分析方法，就里程而言，約占台灣省道之 55%，縣道之 70%，未來仍必須有更多之本土性資料與分析方法論。	同意研究單位意見處理
	3.本期末報告審查通過，有關各審查委員及與會單位代表意見請研究單位以書面回應，並請於一個月內將修正報告送至本所辦理後續相關事宜。	遵照辦理。	已辦理





## 附錄 E 期末簡報

中華民國運輸學會

### 台灣地區多車道郊區公路容量 及特性研究（三）

期末簡報

計畫主持人：曾平毅 教授

協同主持人：林豐博 教授

1

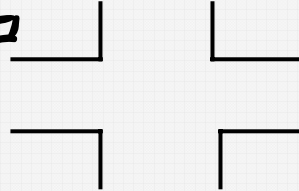
### 簡報大綱

- 分析對象
- 資料蒐集與分析
- HTSS模式之微調及修定
- 服務水準之績效指標
- 容量分析方法
- 結論與建議

2

## 一、分析對象(Ch1)

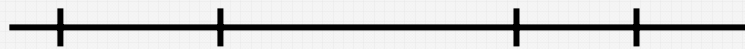
■ 單獨號誌化路口



■ 非阻斷性車流路段(第一期完成)



■ 有一系列號誌化路口之幹道



3

## 非阻斷性車流路段-1

號誌化影響區

1. 低流量  $\approx 3$  km

2. 高流量  $> 3$  km

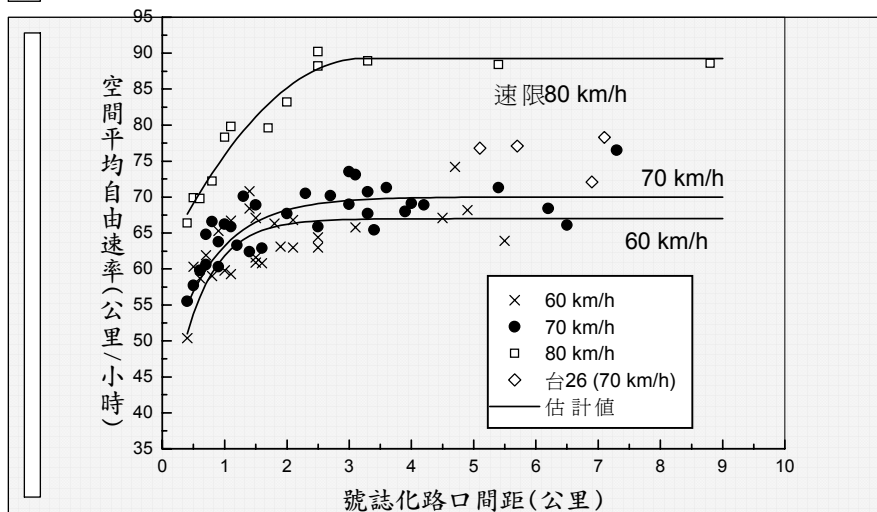
Based on:

(1) 自由速率與路口間距之關係

(2) 離開路口之速率變化

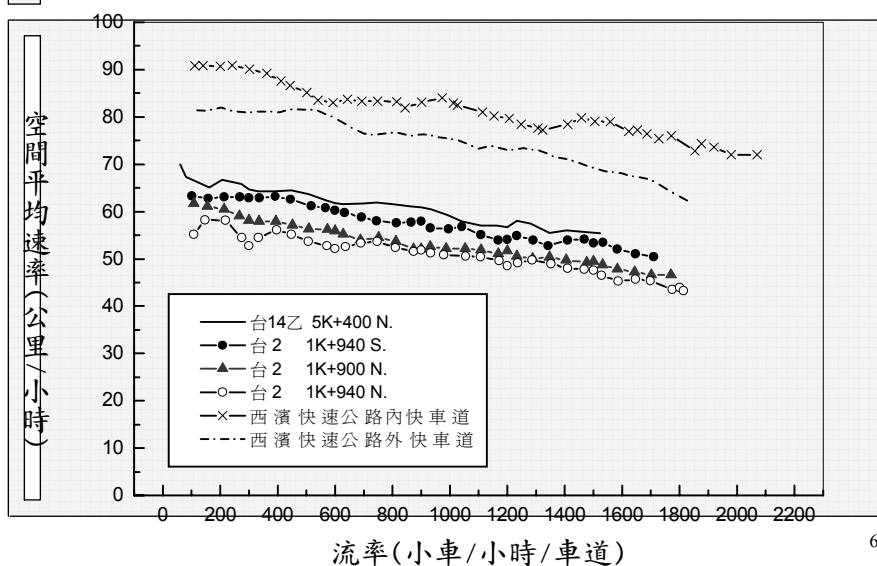
4

## 非阻斷性車流路段-2



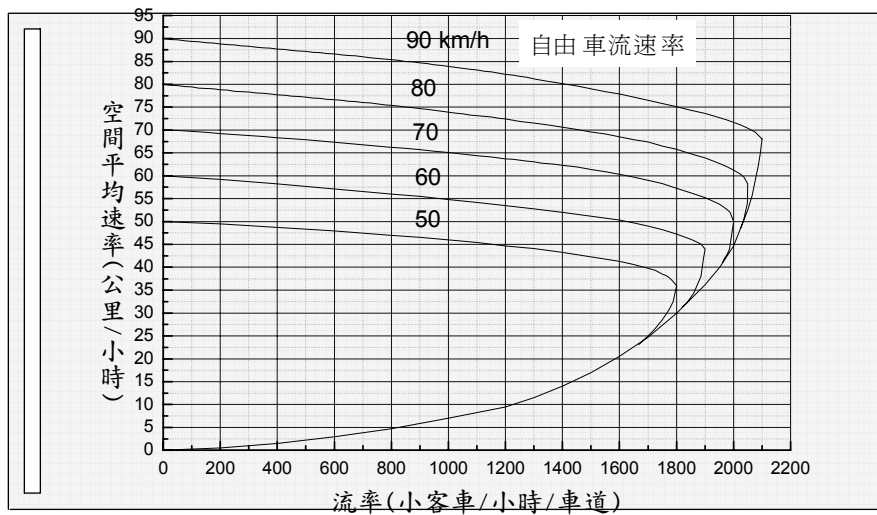
小車空間平均自由速率與速限及號誌化路口間距之關係 5

## 西濱快速公路及一般郊區多車道公路 一分鐘平均流率與速率之關係



6

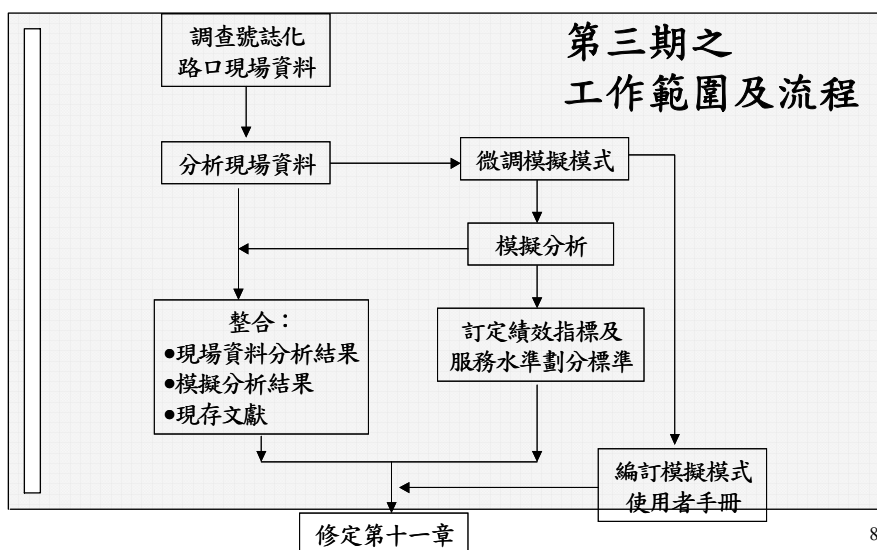
## 非阻斷性車流路段-4



郊區多車道公路模擬之代表性流率與速率之關係

7

## 號誌化路口及幹道



8

## 二、資料蒐集與分析(Ch2)

- 一般性車流特性  
車種組成、車流及車種之車道分佈、  
尖峰小時係數、車流之方向分佈
- 停等車疏解特性
- 路口之間旅行速率之變化
- 車輛延滯樣本

9

## 資料蒐集與分析項目

- 1.一般性車流特性
- 2.直行停等車疏解特性
- 3.無衝突左轉停等車疏解
- 4.無機車車道、保護時相中右轉停等車之疏解
- 5.直行/右轉共用車道在保護時相中停等車之疏解

10

## 資料蒐集與分析項目

6. 停等區機車之疏散

7. 衝突左轉停等車疏散特性

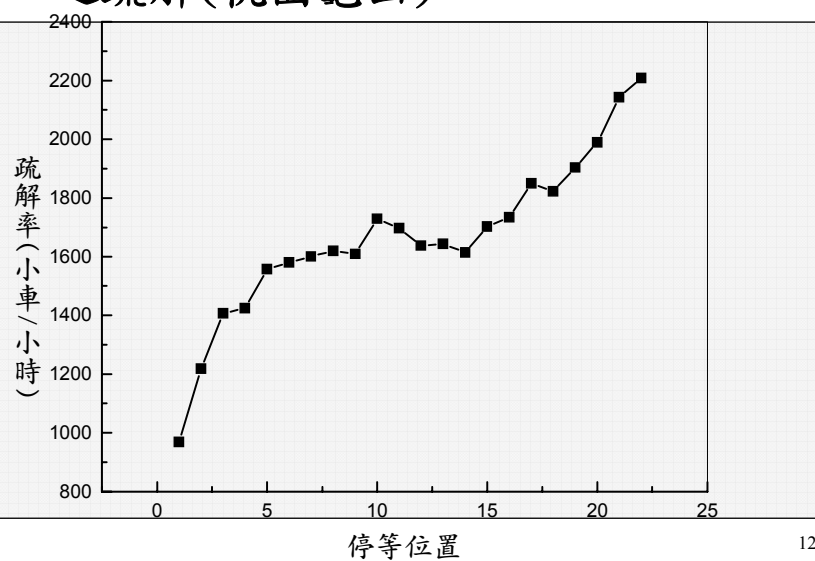
8. 路口之間速率之變化

9. 車輛延滯樣本及停等車隊長度樣本

註：藍色字體已於期中進行簡報，紅色字體為尚未簡報部份，說明如下。

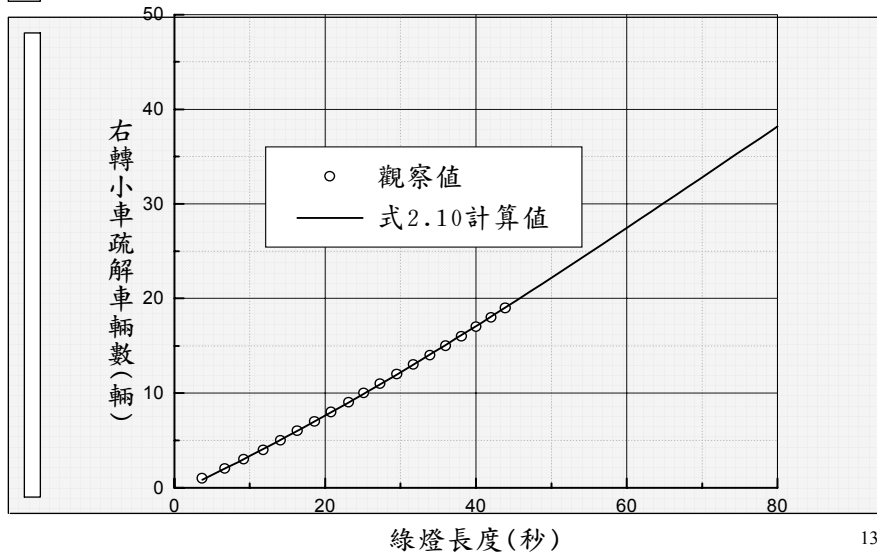
11

## 4. 無機車車道、保護時相中右轉停等車之疏散(桃園龜山)



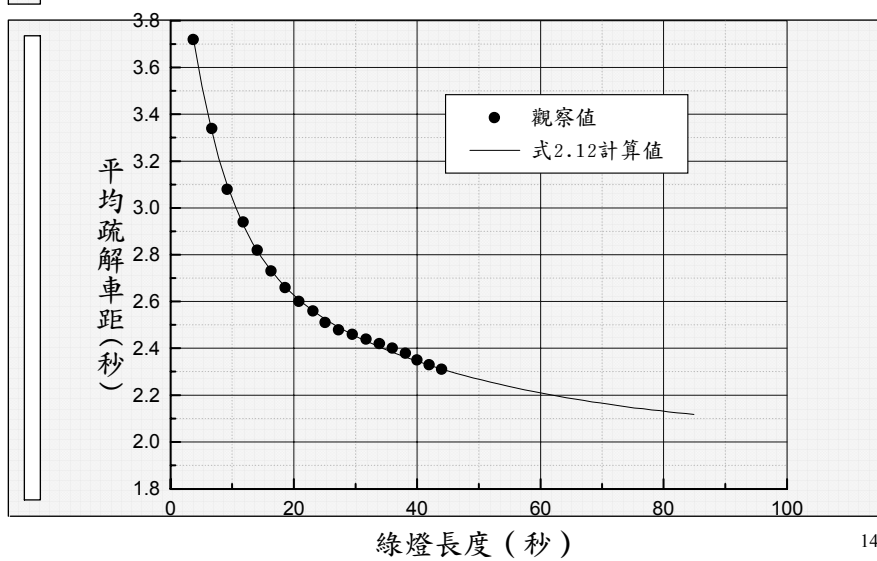
12

$$(N_{gi})_R = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{G - 70.05}{56.14}}} \quad (2.10)$$



13

$$H = 2.018 + 0.933e^{-\frac{G}{37.955}} + 1.584e^{-\frac{G}{6.059}} \quad (2.12)$$



14

## 右轉車道之容量估計

$$c_R = \frac{3600}{C} \left[ 93.11 - \frac{120.56}{\frac{G-70.05}{1+e^{-56.14}}} + 2.28 \right] \frac{1}{1 + P_T (E_{RT} - 1)}$$

$c_R$  = 無機車，保護右轉車道之容量(輛/小時)

$C$  = 週期長度 (秒)

$G$  = 綠燈時段 (秒)

$P_T$  = 大車之比例

$E_{RT}$  = 右轉大車之右轉小車當量(2.15)。

15

## 5. 直行/右轉共用車道在保護時相中停等車之疏解

共用車道在綠燈時段能正常使用車道以疏解之車數

$$(N_{gi})_{SH} = \left( 93.11 - \frac{120.56}{\frac{G-70.05}{1+e^{-56.14}}} \right) F_{vm}$$

其中，

$$F_{vm} = \frac{1}{P_{SC}E_{SC} + P_{RC}E_{RC} + P_{SB}E_{SB} + P_{RB}E_{RB} + P_{SM}E_{SM} + P_{RM}E_{RM}}$$

16



## 共用車道之容量估計

$$c_{SH} = \frac{3600}{C} \left( 93.11 - \frac{120.56}{\frac{G-70.05}{1+e^{-56.14}}} + \alpha \right) F_{vm} (1 + \beta)$$

$G$  = 綠燈時段 (秒)

$\alpha$  = 綠燈轉換疏散之小車數(建議：1.8)

$F_{vm}$  = 如前頁

$\beta$  = 併行機車與其他疏散車輛之比值 (可能是在0及0.075之間，隨機車比例及可用路肩寬而變)。

17

## 6. 停等區機車之疏散

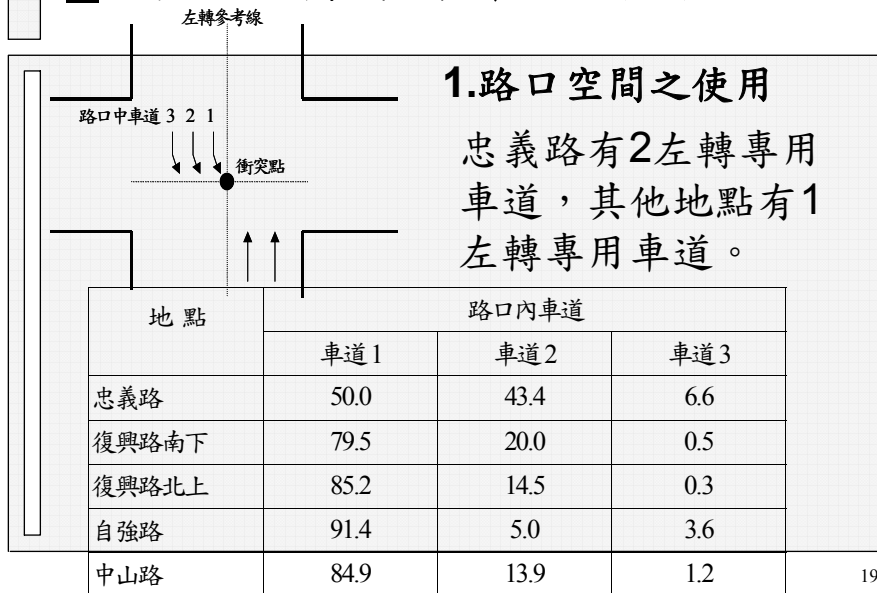
週期數	第一排機車數 (輛)	停等區內第一部機車通過基準線時間 (秒)	停等區內最後一部機車通過基準線時間 (秒)	停等區內之機車數 (輛)	停等機車佔用之寬度 (公尺)
1	7	1.13	6.20	21	7
2	7	1.10	6.45	21	7
3	6	1.45	5.60	20	7
4	5	0.94	6.21	20	7
5	7	1.38	7.05	23	7
6	7	1.44	6.18	24	7
7	6	2.39	5.12	22	7
8	6	2.64	6.28	22	7
9	7	1.93	7.81	24	7
10	7	1.44	4.80	24	7
11	7	2.89	6.79	22	7
12	6	1.54	6.24	20	7
13	6	2.62	6.87	20	7

1. 平均每部機車所佔之寬度大約1.08公尺

2. 每部機車所佔之空間為1.93平方公尺

18

## 7.衝突左轉停等車疏解特性



## 7.衝突左轉停等車疏解特性

### 2.先行左轉

地 點	先行左轉百分比	先行左轉車數之平均值
忠義路	73	2.52(兩車道)
復興路南下	53	1.90(一車道)
復興路北上	20	1.20(一車道)
自強路	46	1.80(一車道)
中山路	0	0.00(一車道)

20

## 7.衝突左轉停等車疏解特性

### 3.間距利用之行為

- (1)忠義復、復興路南下及復興路北上左轉車之臨界間距在4.2~4.6秒之間(對向兩直行車道)
- (2)自強路及中山路之左轉車(對向一直行車道)，臨界間距各為3.2秒及3.55秒。
- (3)左轉小車之平均疏解車距隨地點之變化相當的大，平均疏解車距在1.62秒及2.55秒之間。機車平均疏解車距在1.09秒到1.37秒之間。

21

## 7.衝突左轉停等車疏解特性

地 點	強行左轉百分比(%)	平均強行左轉車數(輛)
忠義路	16.7	3.40
復興路南下	8.8	1.69
復興路北上	15.5	1.95
自強路	23.8	1.51
中山路	3.5	1.76

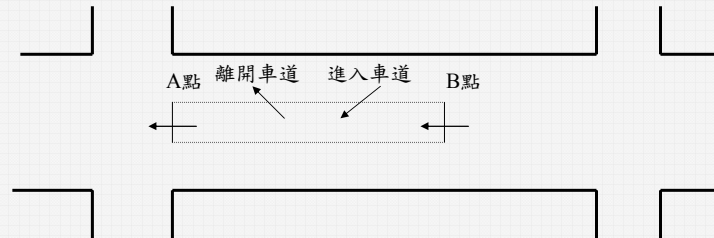
燈號轉換期間疏解車數：

停止線到路口中點27公尺：2.9輛

停止線到路口中點48公尺：5.5輛

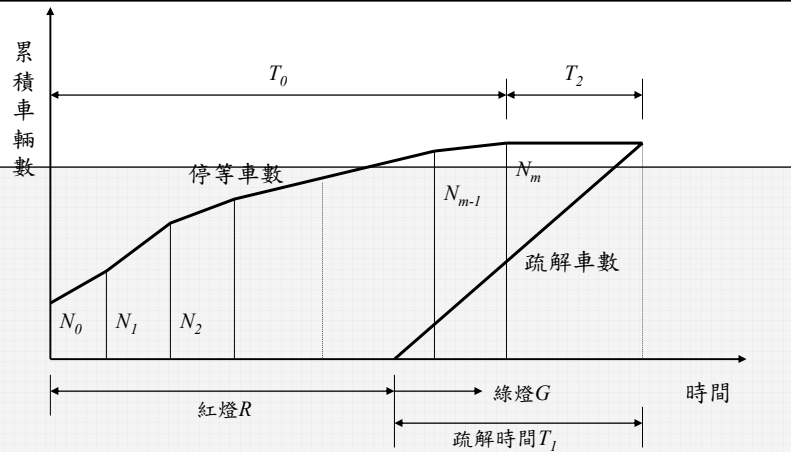
22

## 9. 車輛延滯樣本及停等車隊長度



1. 資料蒐集開始瞬間已在點A及點B之間之車數及車種。
2. 每15秒鐘從B點進入調查車道之車數及車種。
3. 每15秒鐘從停止線離開調查車道之車數及車種。
4. 每15秒鐘從調查車道轉入其他車道之車數及車種。
5. 每15秒鐘從其他車道轉入調查車道之車數及車種。

23



週期j之累積停等及疏解時間

$$D_j = 15 \left[ \frac{N_0}{2} + N_1 + N_2 + \dots + N_{m-1} + \frac{N_m}{2} \right] + N_m T_2 - \frac{1}{2} T_1 N_m$$

數週期內之平均停等及疏解時間  $D_a = \frac{\sum D_j}{Q}$

24

### 三、HTSS模式之微調及修定(ch3)

1. SES模式可用以估計號誌化路口及路段之容量、車輛延滯、停等車隊長度及旅行速率。
2. 改良後之SES模式改稱為公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model, 簡稱HTSS模式)。
3. 微調及修定工作針對直行疏解、無衝突左轉疏解, 在號誌化路口下游速率之變化特性, 衝突左、右轉車流及車輛延滯之現場資料, 以進一步修改模擬模式。

25

### 三、HTSS模式之微調及修定(ch3)

本期計畫特別在第三章說明：

1. 自由旅行加速率之模擬
2. 跟車邏輯之基本假設
3. 跟車加、減速率之模擬
4. 大車最大加速率 $a_{max}$ 之模擬
5. 無衝突右側車道停等車之疏解
6. 平均停等及疏解時間/每週期平均最長停等車隊長度

26

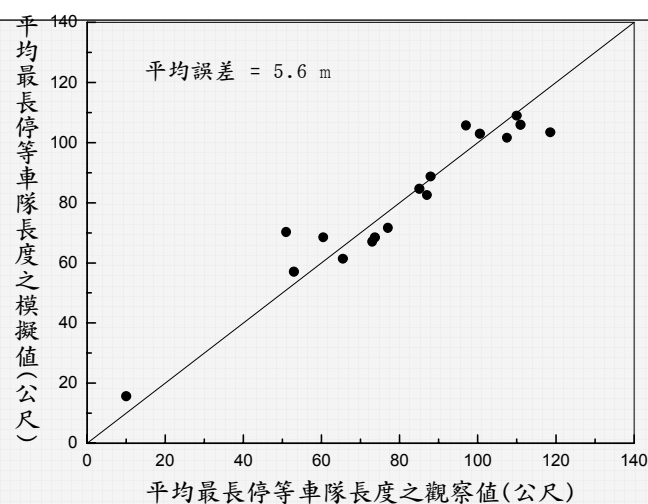
### 三、HTSS模式之微調及修定(ch3)

#### 7.模擬之車流行為

- 直行車及無衝突疏解行為
- 專用道停等機車疏解率
- 大車之小車當量
- 車輛延滯
- 路口之間速率之變化

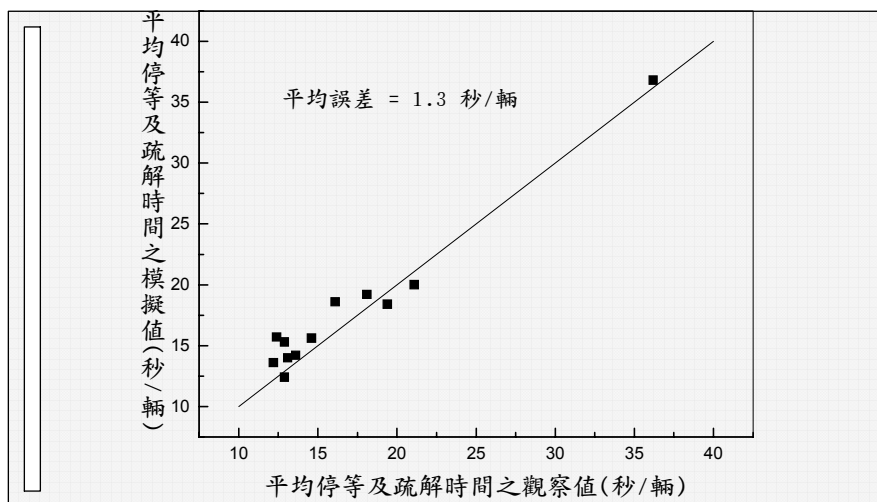
27

### 三、HTSS模式之微調及修定(ch3)



每週期平均最長停等車隊長度之模擬值與現場值比較 28

### 三、HTSS模式之微調及修定(ch3)



平均停等及疏解時間之模擬值與現場值比較

29

### 四、服務水準之績效指標

流量/容量比 (v/c ratio)

車輛延滯(停等延滯、路段延滯、總延滯、控制延滯)

停等及疏解時間

停等車隊長度

旅行速率及密度

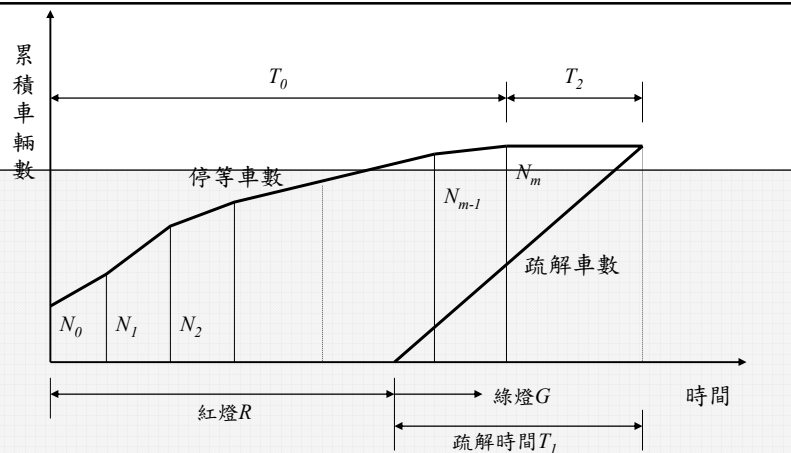
30

## 平均停等及疏解時間

為減少調查各種延滯工作可能遭遇的困難，平均停等及疏解時間可作為替代之績效指標。此指標之調查工作包括：

1. 紀錄週期長度、綠燈時段、黃燈時段及全紅時段
2. 每一紅燈開始瞬間，記錄已在停等車隊中之車數。這些車輛包括在前週期尚未疏解完之停等車數
3. 紅燈開始之後，每15秒紀錄累積在停等車隊中之車數，直到車隊長度不再增加為止。
4. 紅燈開始之後，記錄進入調查車道之車數。
5. 在停止線蒐集停等車疏解數及相關疏解所需之時間，以估計疏解率(輛/秒)。

31



週期  $j$  之累積停等及疏解時間

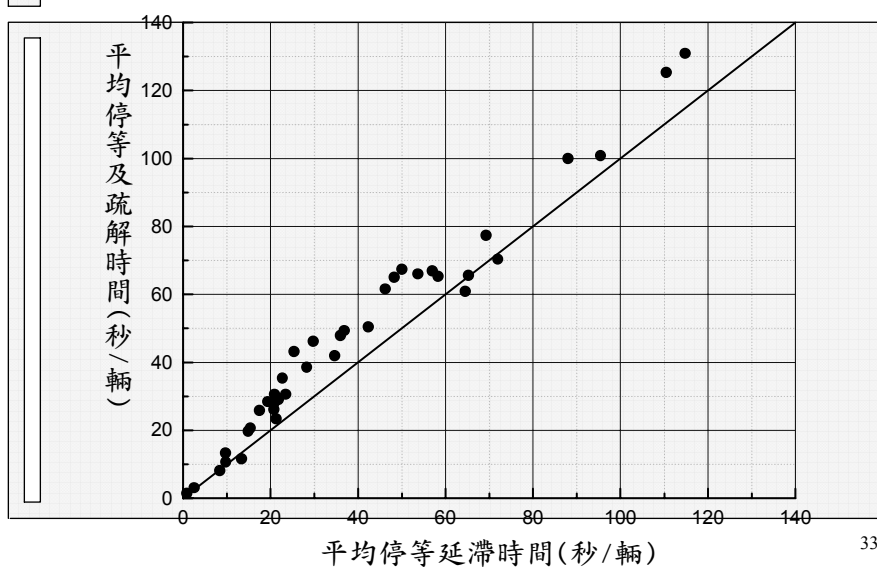
$$D_j = 15 \left[ \frac{N_0}{2} + N_1 + N_2 + \dots + N_{m-1} + \frac{N_m}{2} \right] + N_m T_2 - \frac{1}{2} T_1 N_m$$

數週期內之平均停等及疏解時間  $D_a = \frac{\sum D_j}{Q}$

32



## 平均停等延滯與平均停等及疏解時間



33

平均停等及疏解時間大約比平均停等延滯大10秒/車

### 建議之號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等及疏解時間(秒/車), $d$
A	$d \leq 25$
B	$25 < d \leq 40$
C	$40 < d \leq 55$
D	$55 < d \leq 70$
E	$70 < d \leq 90$
F	$d > 90$

34

## 績效指標之選擇

郊區多車道公路之分析對象包括個別號誌化路口、有一連串號誌化路口之幹道及路口之間非阻斷性車流路段。

1. 個別號誌化路口：平均停等及疏解時間、平均每週期最長停等車隊長度。
2. 幹道：平均旅行速率。
3. 非阻斷性車流路段：流量/容量比。

35

## 幹道服務水準劃分標準

服務水準	速限減掉平均旅行速率 (公里/小時)
A	< 5
B	5.1 ~ 10.0
C	10.0 ~ 15.0
D	15.1 ~ 20.0
E	20.1 ~ 25.0
F	> 25.0

36

## 非阻斷性車流路段服務水準劃分標準

需求流率/容量比	服務水準等級
0 ~ 0.20	A
0.21 ~ 0.40	B
0.41 ~ 0.60	C
0.61 ~ 0.80	D
0.81 ~ 1.00	E
> 1.00	F

37

## 五、容量分析方法

- 緒論(略)
- 分析對象(略)
- 非阻斷性車流路段之分析
- 號誌化路口及幹道之容量分析

38

## 五、容量分析方法

### ■ 非阻斷性車流路段之分析

1. 車道之劃分
2. 基本狀況之流率與速率關係
3. 服務水準劃分標準
4. 訂定需求流率及車種組成
5. 空間平均自由速率之估計
6. 估計基本狀況下之對等流率
7. 評估服務水準

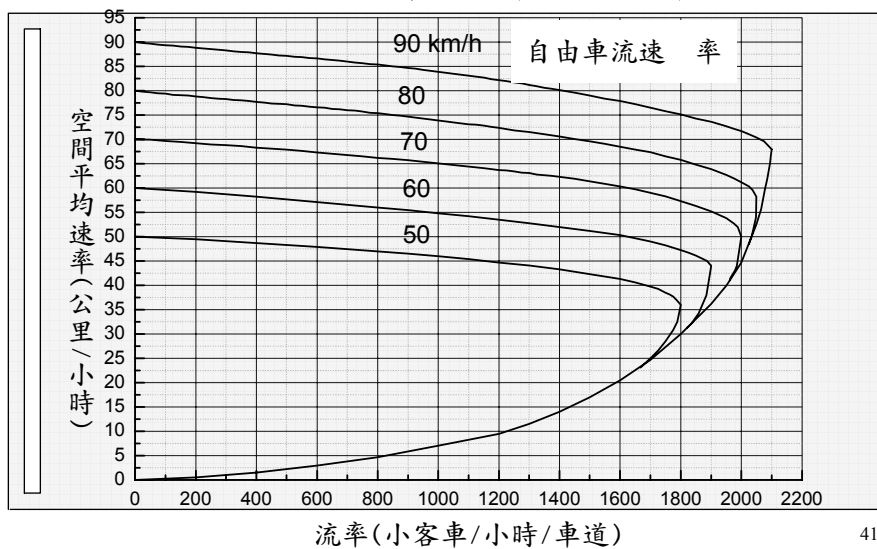
39

### 非阻斷性車流路段之分析

1. 車道之劃分
  - 快車道(不分內外車道)
  - 混合車道
  - 慢車道
2. 基本狀況之流率與速率關係
  - 快車道之車道寬為3.75公尺；
  - 橫向淨距在2.0公尺以上；
  - 快車道上只有小車，慢車道上只有機車
  - 道路在平原區；
  - 道路為城際公路而且有中央分隔。

40

## 郊區多車道公路 基本狀況下小車流率與速率之關係



41

## 3.非阻斷性車流路段服務水準劃分標準

需求流率/容量比	服務水準等級
0 ~ 0.20	A
0.21 ~ 0.40	B
0.41 ~ 0.60	C
0.61 ~ 0.80	D
0.81 ~ 1.00	E
> 1.00	F

42

#### 4. 訂定需求流率及車種組成

尖峰15分鐘之需求流率

$$Q_{15} = \frac{Q}{PHF}$$

作業分析所用之Q 為現場調查之尖峰小時需求流率；規劃分析所用之Q為

$$Q = ADT \times K \times D$$

43

#### 5. 空間平均自由速率之估計

空間平均自由速率

$$V_f = P_s V_{fs} + P_b V_{fb} + P_m V_{fm}$$

$V_f$  = 空間平均自由速率；

$V_{fs}, V_{fb}, V_{fm}$  = 小車、大車、機車之個別空間平均自由速率；

$P_{fs}, P_{fb}, P_{fm}$  = 小車、大車、機車之比例。

44

## 估計平坦路段空間平均自由速率之模式

車種	速 限 (公 里 / 小 時)	模 式
小 車	60	$V_{fs} = 67 - 34.1e^{-1.89S}$
	70	$V_{fs} = 70 - 25.5e^{-1.32S}$
	80	$V_{fs} = 61.1 + 17.42S - 2.69S^2 \quad S \leq 3$ $V_{fs} = 89.2 \quad S > 3$
大 車	60 或 70	$V_{fb} = 27.5 + 60S - 20S^2 \quad S \leq 0.5$ $V_{fb} = 66 - 22.2e^{-S} \quad S > 0.5$
	80	$V_{fb} = 27.5 + 60S - 20S^2 \quad S \leq 1.5$ $V_{fb} = 78 - 15.3e^{-0.682S} \quad S > 1.5$
機車	60 或 70	$V_{fm} = 51.4 - \frac{11.66}{1 + e^{\frac{S + 0.606}{0.717}}}$

45

## 6.估計基本狀況下之對等流率

對等流率  $Q_e = \frac{Q_{15}}{Nf_v f}$   $f$ : 其他因素

如所有的車輛須轉換成對等小車

$$f_v = \frac{1}{1 + P_b(E_{bs} - 1) + P_m(E_{ms} - 1)}$$

如所有的車輛須轉換成對等機車

$$f_v = \frac{1}{1 + P_s(E_{sm} - 1) + P_b(E_{bm} - 1)}$$

## 7.評估服務水準

46

## 五、容量分析方法

### ■ 號誌化路口及幹道之容量分析

#### 1. 影響因素

- 號誌控制策略
- 幾何設計及槽化
- 交通狀況及駕駛人行為

#### 2. 容量估計方法

- 無衝突車流之車道
- 衝突車流之車道

#### 3. 績效指標與服務水準

#### 4. 模擬分析

47

## 採用之容量估計方法

$$c = \frac{3600}{C} \left[ \sum_{i=1}^n (N_{gi} + N_{yi}) \right] f_1 f_2 \dots f_n$$

$c$  = 車道容量(輛/小時)；

$C$  = 週期長度(秒)；

$N_{gi}$  = 特定狀況下，在第 $i$ 個可用時相之綠燈時段中能疏解之平均停等車輛數(輛/車道或輛/車道群)；

$N_{yi}$  = 特定狀況下，在第 $i$ 個可用時相之燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數(輛/車道或輛/車道群)；

$n$  = 可用之時相數；

$f_1, f_2, \dots, f_n$  = 各種不同調整因素。

(當量、安全島或護欄、坡度、公車、路旁停車)

48



## 綠燈時段可疏散車數之估計方式

### 直行

$$N_{gi} = -4.97 + 0.443G + 0.001215G^2 + 1.176W$$

$$N_{yi} = 2.2 \text{ 小車/車道}$$

### 無衝突左轉

$$(N_{gi})_L = 1.4 + 0.426G - 1.186N$$

$$N_{yi} = 2.1 \text{ 小車/車道}$$

49

## 綠燈時段可疏散車數之估計方式

### 無衝突右轉專用車道

$$N_{gi} = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{G-70.05}{56.14}}} \quad N_{yi} = 2.3$$

### 無衝突直行/右轉共用車道

$$N_{gi} = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{G-70.05}{56.14}}} \quad N_{yi} = 1.8$$

Note：併行機車調整因素 $f_6$

50

## 號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等及疏解時間(秒/車), $d$
A	$d \leq 25$
B	$25 < d \leq 40$
C	$40 < d \leq 55$
D	$55 < d \leq 70$
E	$70 < d \leq 90$
F	$90 < d$

蒐集現場資料並估計平均停等及疏解時間之程序，請參見第五章。

51

## 幹道之服務水準分析

服務水準	速限-平均旅行速率(公里/小時)
A	$\leq 5.0$
B	5.1 ~ 10.0
C	10.1 ~ 15.0
D	15.1 ~ 20.0
E	20.1 ~ 25.0
F	$> 25.0$

蒐集現場資料並估計平均停等及疏解時間之程序，請參見第五章。

52

## 六、結論與建議（結論）

### ■車流特性

1. 直行、無衝突左轉及無衝突右轉之停等車疏解型態與傳統之飽和疏解觀念大有出入。綠燈開始之後，疏解率一直的持續上升而不如傳統觀念所示會很快地達到一穩定的飽和流率。因此，傳統估計號誌化路口車道容量之方法不適用。修訂後之台灣公路容量手冊第11章，根據每週期能在綠燈時間及燈號轉換時間疏解之車輛數，以估計容量。

53

## 六、結論與建議（結論）

2. 直行車在綠燈期間內能疏解之車數，可根據綠燈時段及車道寬來估計。無衝突左轉在綠燈期間能疏解之車數，則可根據綠燈時段及轉彎車道數來估計。在燈號轉換時段內能疏解之車數在2.0~2.2之間。無衝突右轉在綠燈內能疏解之車數是否會受到除綠燈時段之外的因素影響尚未能確定。直行及右轉共用車道之疏解率則深受車種組成及行車方向之分布的影響。

54

## 六、結論與建議（結論）

3.衝突左轉之疏解率受先行左轉車數，利用對向間距能疏解之車數及在燈號轉換期間能疏解的車數影響。先行左轉車輛者大約佔20%~75%(平均車數約1.2~1.9輛)。臨界間距有隨對向直行車道數之增加而增長之現象(一直行車道約3.2~3.5秒；二直行車道，增加到4.2~4.6秒)。燈號轉換期間能疏解之左轉車數隨停止線到路口中央附近轉彎點之距離而變(27m時約2.9輛小車；48m時大約可疏解5.5輛小車)。

55

## 六、結論與建議（結論）

### ■HTSS模式之修正

- 非阻斷性車流路段之流率與速率關係
- 號誌化路口之間混合車道之流率與速率關係
- 無衝突直行、左轉、右轉、直行與右轉共用車道之停等車之疏解特性
- 專用機車道之停等車疏解特性
- 號誌化路口之間速率變化特性
- 停等車在停止線上游15公尺範圍內滯留時間
- 號誌化路口平均每週期最長停等車隊長度
- 平均停等及疏解時間

56

## 六、結論與建議（結論）

### ■ 績效指標及服務水準之劃分

從應用價值及現場調查所需之工作的角度而言，目前沒有理想的績效指標以評估郊區公路之服務水準。

本計畫建議之績效指標如下：

- 非阻斷性車流路段：需求流率/容量
- 號誌化路口：平均停等及疏解時間；每週期平均最長停等車隊長度
- 幹道：平均旅行速率與速限差異

57

## 六、結論與建議（結論）

### ■ 容量分析方法

- 本報告第五章所建議之容量分析方法可應用於非阻斷性車流路段、獨立號誌化路口及幹道之分析。
- 非阻斷性車流路段之分析方法乃根據公式及圖表；號誌化路口及幹道之分析則須依賴HTSS模式。

第五章之內容將改寫成新修定Ch11之初稿，供運研所及各界檢視修正Ch11之基礎。

58

## 六、結論與建議（建議）

### 1.坡度路段之車流特性

- 1)不同車種在各種坡度及坡長組合狀況下速率變化
- 2)容量最低之地點（稱為臨界點）
- 3)車種之車道分布
- 4)臨界點之流率與速率之關係。

### 2.車種之車道分析

### 3.影響因素之重要性

### 4.交通人員之訓練

59

## 台灣地區多車道郊區公路容量 及特性研究(三)

期末簡報完畢

敬請指正

60