111-043-1453
IOT-109-PDF012

2022 年臺灣公路容量手冊



交通部運輸研究所

中華民國 111 年 6 月

111-043-1453
IOT-109-PDF012

2022 年臺灣公路容量手冊

著者：林豐博、曾平毅、謝秉叡、林心榆、蘇振維、
張舜淵、張瓊文、鄭嘉盈、呂怡青、歐陽恬恬、
楊幼文

交通部運輸研究所

中華民國 111 年 6 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

臺灣公路容量手冊. 2022 年/林豐博, 曾平毅, 謝秉叡, 林心榆, 蘇振維, 張舜淵, 張瓊文, 鄭嘉盈, 呂怡青, 歐陽恬恬, 楊幼文著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運輸研究所, 民 111.06
面 ; 公分
ISBN 978-986-531-415-6(平裝)

1.CST: 公路管理 2.CST: 容量分析 3.CST: 臺灣

557.33 111009067

2022 年臺灣公路容量手冊

著　　者：林豐博、曾平毅、謝秉叡、林心榆、蘇振維、張舜淵、張瓊文、鄭嘉盈、呂怡青、歐陽恬恬、楊幼文

出版機關：交通部運輸研究所

地　　址：105004 臺北市松山區敦化北路 240 號

網　　址：www.iot.gov.tw (中文版＞數位典藏＞本所出版品)

電　　話：(02)2349-6789

出版年月：中華民國 111 年 6 月

印 刷 者：全凱數位資訊有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定　　價：1000 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)2349-6789

國家書店松江門市：104472 臺北市中山區松江路 209 號・電話：(02)2518-0207

五南文化廣場：400002 臺中市中區中山路 6 號・電話：(04)2226-0330

GPN：1011100775　　ISBN：978-986-531-415-6 (平裝)

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）
本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

序

公路設施為交通系統之重要基礎，無論新建或改善，有關其規劃、設計及運作與管理策略之訂定，均需要針對各設施在計畫或現況條件之交通容量與服務水準有深入的了解與評估，以提出適切之規劃設計方案或運作與管理策略，提升車流運轉效率，亦可減少對環境品質之影響、降低經濟及社會活動成本，達成資源有效配置。

公路容量分析於公路工程與管理扮演重要角色，交通部運輸研究所(以下簡稱本所)在民國 79 年首次出版「臺灣地區公路容量手冊」，歷經多年長期性之本土化研究工作，陸續於民國 90 年更新出版「2001 年台灣地區公路容量手冊」，以及民國 100 年出版「2011 年臺灣公路容量手冊」。近 10 年則陸續完成高速公路基本路段、高速公路隧道、市區地下道號誌化路口、郊區多車道公路及郊區雙車道公路等章之修訂，同時發展新的 2021 年版公路交通系統模擬模式。

公路容量研究在國外受政府與學界長期重視，尤其美國以龐大的經費與人力投入，歷時數十年而有其成果；本所於有限經費、人力，以及現場資料蒐集不易之情況下，透過公路總局長期之經費支援，以及美國 Clarkson 大學林豐博教授、中央警察大學曾平毅教授、易緯工程顧問公司、台灣世曦工程顧問公司與各界協助下，於今(111)年再版付梓「2022 年臺灣公路容量手冊」，以供各界先進參考引用，期能對國內公路規劃、設計及運作與管理有所助益，並盼各界不吝回饋使用意見，做為本所持續修訂精進之基礎，共同協力使臺灣公路容量手冊更臻完備。

所長 林繼周

交通部運輸研究所共同研究計畫出版品摘要表

<table>
<tr><td colspan="4">出版品名稱：2022 年臺灣公路容量手冊</td></tr>
<tr><td>國際標準書號（或叢刊號）
ISBN 978-986-531-415-6 (平裝)</td><td>政府出版品統一編號
1011100775</td><td>運輸研究所出版品編號
111-043-1453</td><td>計畫編號
109-PDF012</td></tr>
<tr><td>本所主辦單位：運輸計畫組
主管：張舜淵
計畫主持人：蘇振維、張舜淵
研究人員：張瓊文、鄭嘉盈、呂怡青、歐陽恬恬、楊幼文
聯絡電話：(02)23486812
傳真號碼：(02)25450428</td><td colspan="2">共同研究單位：中華民國運輸學會
計畫主持人：林豐博
協同主持人：曾平毅
地址：333 桃園市龜山區大崗里樹人路 56 號
聯絡電話：(03)3282321ext 4619
共同研究單位：易緯工程顧問股份有限公司
計畫主持人：謝秉叡
地址：105 臺北市民權東路 3 段 124-1 號 8 樓
聯絡電話：02-2718-1761
共同研究單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司
計畫主持人：林心榆
地址：11491 臺北市內湖區陽光街 323 號
聯絡電話：(02)87973567</td><td>研究期間
自 100 年 2 月
至 111 年 3 月</td></tr>
<tr><td colspan="4">關鍵詞：容量、流量、密度、速率、服務水準、延滯</td></tr>
<tr><td colspan="4">摘要：
公路容量不僅是公路運輸系統規劃、設計與績效評估之基礎，更是公路管理與控制的重要參考依據。針對國內公路容量分析問題，本所在民國79、90與100年分別出版臺灣公路容量手冊供各界應用。
由於容量研究為一長期性的工作，須根據國內交通設施與車流特性分析結果，逐步修訂，以適用於國內之分析。近年來，根據新的研究成果，本所陸續完成第4章高速公路基本路段、第8章高速公路隧道、第10章市區地下道路號誌化路口、第11章郊區多車道公路及第12章郊區雙車道公路，同時發展新的模擬模式，完成2021年版公路交通系統模擬(Highway Traffic System Simulation, 簡稱HTSS) 模式。
為儘快將階段性研究分析成果提供予交通界應用，本所除更新上述章節內容外，亦重新編撰第2章基本觀念以及校正其餘章節文字，以出版「2022年臺灣公路容量手冊」。未來本所將繼續致力於公路容量在地化之相關研究工作，俾使臺灣公路容量手冊內容更趨完整。</td></tr>
<tr><td>出版日期</td><td>頁數</td><td>定價</td><td>本 出 版 品 取 得 方 式</td></tr>
<tr><td>111 年 6 月</td><td>818</td><td>1000</td><td>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。</td></tr>
<tr><td colspan="4">備註：1.本研究之結論與建議不代表交通部之意見。
2.本研究係使用公路總局經費辦理。</td></tr>
</table>

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

TITLE: 2022 Taiwan Highway Capacity Manual			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-531-415-6 (pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1011100775	IOT SERIAL NUMBER 111-043-1453	PROJECT NUMBER 109-PDF012

DIVISION: Transportation Planning Division
DIVISION DIRECTOR: Shuen-Yuan Chang
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Wei Su, Shuen-Yuan Chang
PROJECT STAFF: Chiung-Wen Chang, Chia-Ying Cheng, Tien-Tien Ou-Yang, Yu- Wen Yang
PHONE: 886-2-23496812
FAX: 886-2-23450428

PROJECT PERIOD

FROM February 2011

TO March 2022

RESEARCH AGENCY: Chinese Institute of Transportation
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Feng-Bor Lin
CO-INVESTIGATOR: Pin-Yi Tseng
ADDRESS: 56 Shuhren Rd., Dahgang, Kueishan, Taoyuan, Taiwan, R.O.C.
PHONE: 886-3-3282321 ext. 4619
RESEARCH AGENCY: Everest Engineering Consultants Inc.,
PRINCIPAL INVESTIGATOR:Ping-Jui Hsieh
ADDRESS:8F, No.124-1, Ming-Chuan E. Road, Taipei, Taiwan, R.O.C.
PHONE: 886-2-27181761
RESEARCH AGENCY: CECI Engineering Consultants, Inc., Taiwan
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Sin-Yu Lin
ADDRESS: No.323, Yangguang St., Neihu Dist., Taipei City 11491, Taiwan, R.O.C.
PHONE: 886-2-87973567

KEY WORDS: Capacity, Volume, Density, Speed, Level of service, Delay

ABSTRACT:

Highway capacity is not only the basis of highway transportation system planning, design and performance evaluation, but also an important reference for highway management and control. To address the issue of highway capacity analysis in Taiwan, the Taiwan Highway Capacity Manual was published in 1990, 2001 and 2011 for use.

Since the capacity study is long-term, it should be revised gradually based on the analysis of domestic traffic facilities and traffic flow characteristics to be applicable to the domestic analysis. In recent years, the IOT has revised the capacity analysis of Chapter 4: Freeway Basic Segments, Chapter 8: Freeway Tunnels, Chapter 10: Signalized Intersections of Urban Underpasses, Chapter 11: Rural Multilane Highways, and Chapter 12: Rural Two-Lane Highways. During the same period, the IOT also developed the 2021 Highway Traffic System Simulation (HTSS) Model.

In order to provide the above-mentioned revised data as soon as possible, the IOT also recompiled the basic concepts in Chapter 2 and corrected the text in the other chapters, and publishes the 2022 Taiwan Highway Capacity Manual. In the future, the IOT will continue to work on the localization of highway capacity to make the Taiwan Highway Capacity Manual more complete.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE
June 2022	818	1000

1. The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.
2. The budget of this research project is contributed by Directorate General of Highways, M.O.T.C.

2022 年臺灣公路容量手冊

目　錄

頁次

第一章　緒論……...1-I
第二章　基本觀念……...2-I
第三章　高速公路系統……...3-I
第四章　高速公路基本路段……...4-I
第五章　高速公路進口匝道路段……...5-I
第六章　高速公路出口匝道路段……...6-I
第七章　高速公路交織路段……...7-I
第八章　高速公路隧道……...8-I
第九章　市區高架快速道路基本路段……...9-I
第十章　市區地下道號誌化路口……10-I
第十一章　郊區多車道公路……11-I
第十二章　郊區雙車道公路……12-I
第十三章　市區號誌化路口……13-I
第十四章　非號誌化路口……14-I
第十五章　圓環……15-I
第十六章　市區幹道……16-I
第十七章　市區公車設施……17-I
第十八章　機車專用道……18-I
第十九章　行人設施……19-I
附錄 A　2021 年版公路交通系統模擬(HTSS)模式使用手冊
附錄 B　停等延滯現場調查方法

第一章 緒論

目　錄

頁次
1.1 手冊之目的 1-1
1.2 手冊之背景 1-1
1.3 手冊之涵蓋範圍 1-3
1.4 後續更新工作 1-5
參考文獻..... 1-5

表 目 錄

頁次
表 1.1 本手冊公路設施運轉特性及分析方法版本來源 1-4

1.1 手冊之目的

公路設施乃交通系統之一重要骨幹。這些設施於規劃、設計及運轉策略之訂定需要交通界對各設施在預期或現存交通狀況下的服務水準有深入的了解，否則可能造成設計或改善不當而浪費資源，進而增加經濟及社會活動之成本，並影響環境之品質。公路容量分析提供規劃及設計人員客觀的資料，以決定適當之規劃及設計方案，並協助評估既有設施的服務品質以訂定改善方針，其重點在於探討公路設施之硬體設備、運轉策略與交通需求(traffic demand)之互動關係以協助完成下列在規劃、設計或運轉分析時常需執行的工作：

1. 訂定在欲維持一特定服務水準時所需之交通設施或運轉策略。
2. 評估現存或未來交通設施之服務水準，作為規劃或分配資源以改善交通及運轉策略之依據。
3. 評估土地開發對交通及環境之衝擊。

本手冊之目的在於討論各種公路設施之運轉特性，並提供評估容量及服務水準分析之方法。

1.2 手冊之背景

因為容量分析在公路工程上有很重要之角色，交通部運輸研究所(以下簡稱本所)在民國 79 年出版「臺灣地區公路容量手冊」[1]，當時臺灣在公路容量分析之研究剛起步，所以「臺灣地區公路容量手冊」大部分採用美國 1985 年公路容量手冊之分析方法[2]。

然而臺灣之車流及交通設施的特性與美國差異甚大，故本所自民國 80 年起開始進行長期性之容量本土化研究工作，逐步修定民國 79 年之公路容量手冊，以適用於國內之分析。民國 89 年時，為將階段性之本土化研究成果提供各界參考，乃進行公路容量手冊之彙整修編工作，並出版「2001 年台灣地區公路容量手冊」[3]，計有 19 章。主要的本土化研究成果包含高速公路基本路段、收費站、進出口匝道路段、市區號誌化路口及市區高架道路基本路段等，其餘則仍沿用民國

79 年版手冊內容。

2001 年版手冊出版之後，本所陸續完成第十一章郊區多車道公路、第十三章市區號誌化路口、第十六章市區幹道、第十七章市區公車設施及第十八章機車專用道等章節之修訂。同時更新舊有模式，完成公路交通系統模擬（Highway Traffic Systems Simulation，簡稱 HTSS）模式第三版與收費站模擬（Toll Plaza Simulation，簡稱 TPS）模式第二版。根據這些新資料，本所出版「2011 年臺灣公路容量手冊」[4]更新 2001 年版手冊。

2011 年版手冊仍有許多章節沿用民國 79 年版手冊之內容。但修訂這些章節牽涉到在短期內無法完成的基礎研發工作。這工作包含現場資料的調查、模擬模式的發展、分析性模式之建立，及容量與服務水準分析方法之發展。本所在推動這些工作時面臨資源限制而未能大規模蒐集現場資料。現存文獻也缺乏可直接引用的資料來協助修訂分析方法。此外，分析許多運轉特性較複雜的公路設施一般需依賴模擬模式，但臺灣缺乏針對國內車流特性所發展的模擬模式。

為了克服上述困境，本所除了逐年繼續蒐集現場資料之外，也從民國 102 年開始發展一可模擬多類型公路設施之新模式[5,6,7]，目前最新版本為 2021HTSS 模式。本所利用此模式修訂第四章高速公路基本路段與第十一章郊區多車道公路非阻斷性車流路段中坡度路段之分析方法[8,9]，以及第十二章郊區雙車道公路[10]，並以此模式取代 HTSS 模式第三版分析號誌化路口及路段。本所亦利用現場資料修訂第十章「市區地下道路號誌化路口」[9]並編定一新章「高速公路隧道」[8]。本手冊利用這些研發成果更新 2011 年版手冊之內容。

本手冊仍有數章沿用民國 79 年或 2001 年版手冊之分析方法，包括如下：

1. 第五章「高速公路進口匝道路段」。
2. 第六章「高速公路出口匝道路段」。
3. 第七章「高速公路交織區段」。
4. 第九章「市區高架快速道路基本路段」。
5. 第十四章「非號誌化路口」。
6. 第十五章「圓環」。

7. 第十九章「行人設施」。

「2011 年臺灣公路容量手冊」第八章說明利用人工及電子收費，車輛須通過收費孔道之收費站的運轉特性及分析方法。從民國 102 年底開始，這種高速公路上舊式之收費站已被電子及影像處理、車輛不需減速通過收費孔道之收費方式(open road tolling)所取代。因此本手冊不再說明收費站之分析，第八章的分析對象改為高速公路隧道。

1.3 手冊之涵蓋範圍

本手冊共有 19 章，第二章說明有關容量分析之基本觀念，第三章到第十九章分別說明下列公路設施之車流特性及分析方法，並於表 1.1 說明版本來源：

1. 高速公路。
2. 市區高架快速道路。
3. 郊區多車道及雙車道公路。
4. 號誌化路口、非號誌化路口及圓環。
5. 幹道。
6. 公車設施。
7. 機車專用道。
8. 行人設施。

本手冊提供的分析方法儘量以公式及圖表之分析性(analytical)模式為基礎。惟於公路幾何、管理、車流特性複雜之運轉情況下，採用 HTSS 模式分析，其使用手冊列於本手冊之附錄 A。由於應用本手冊分析方法之過程常需執行一連串的計算，而執行模擬模式亦須熟悉輸入檔，因此本所根據手冊之分析方法與程序開發臺灣公路容量分析軟體(Taiwan Highway Capacity Software，簡稱 THCS)。公路容量手冊、HTSS 模式之輸入範例及分析軟體相關內容，可於「臺灣公路容量分析專區」網站下載，以利各界應用。

表 1.1 本手冊公路設施運轉特性及分析方法版本來源

公路設施及其組成項目		內容主要來源	備註
一、高速公路	1.基本路段	採用本所最新研究成果修訂。	第三、四章
	2.進口匝道路段	沿用 2001 年版內容，調整服務水準績效指標及分級標準。	第三、五章
	3.出口匝道路段	沿用 2001 年版內容，調整服務水準績效指標及分級標準。	第三、六章
	4.交織路段	沿用民國 79 年版內容。	第三、七章
	5.隧道	採用本所最新研究成果修訂。	第三、八章
二、市區道路	1.高架快速道路基本路段	沿用 2001 年版內容，調整服務水準績效指標及分級標準。	第九章
	2.公車設施	沿用 2011 年版內容，然模擬分析改採 2021HTSS 模式。	第十七章
三、郊區公路	1.多車道公路	非阻斷性車流路段採用本所最新研究成果修訂。	第十一章 11.3 節
	2.雙車道公路	採用本所最新研究成果修訂。	第十二章
四、路口及幹道	1.市區地下道號誌化路口	採用本所最新研究成果修訂。	第十章
	2.郊區多車道	沿用 2011 年版內容，然模擬分析改採 2021HTSS 模式，並調整幹道之服務水準績效指標及分級標準。	第十一章 11.4 節
	3.市區號誌化路口	沿用 2011 年版內容，然模擬分析改採 2021HTSS 模式。	第十三章
	4.非號誌化路口	沿用民國 79 年版內容。	第十四章
	5.圓環	沿用民國 79 年版內容。	第十五章
	6.市區幹道	沿用 2011 年版內容，然模擬分析改採 2021HTSS 模式，並調整服務水準績效指標及分級標準。	第十六章

表 1.1 本手冊公路設施運轉特性及分析方法版本來源(續)

公路設施及其組成項目	內容主要來源	備註
六、機車專用道	沿用 2011 年版內容，然模擬分析改採 2021HTSS 模式。	第十八章
七、行人設施	分析方法摒棄民國 79 年版以行人流量為主要考量之概念，改以行人流密度為分析分級之主要依據。服務水準分級標準，仍沿用民國 79 年版之內容。	第十九章

1.4 後續更新工作

本手冊的內容著重於分析公路運轉績效與幾何設計、號誌控制及車流特性之關係。臺灣公路設計的發展預期會隨著交通需求及科技發展不斷的改善，而車流特性也會隨時空演變，未來除了以幾何設計改善之外，如何從管理及控制的角度增進容量及運轉績效會成為較大的挑戰。本所除了儘快將上述仍沿用民國 79、2001、2011 年版手冊之章節修訂之外，也將持續更新其他各章節，並考慮擴充公路容量手冊之涵蓋範圍。擴充的內容視交通界的需要而定，除了快速道路系統之外，可能涉及改善容量及運轉績效之幾何設計、管理方法、控制策略及即時(real-time)資訊系統之應用及效率。

參考文獻

1. 「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1985.
3. 「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。
4. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，

民國 100 年 10 月。
5. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，交通部運輸研究所，民國 103 年 5 月。
6. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(2/3)」，104-86-1353，交通部運輸研究所,民國 104 年 7 月。
7. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(3/3)」，105-085-2289，交通部運輸研究所,民國 105 年 9 月。
8. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-097-1419，交通部運輸研究所，民國 108 年 10 月。
9. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(2/3)」，107-047-1402，交通部運輸研究所，民國 107 年 5 月。
10. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(1/3)」，106-069-1369，交通部運輸研究所，民國 106 年 7 月。

第二章 基本觀念

目　錄

頁次

2.1 緒論 2-1
2.2 阻斷性及非阻斷性車流 2-1
2.3 車種及車道之分類 2-1
2.3.1 車種 2-1
2.3.2 車道 2-6
2.4 基本車流參數 2-7
2.4.1 流量(Volume)及流率(Flow Rate) 2-7
2.4.2 密度(Density)及占有率(Occupancy) 2-7
2.4.3 平均速率(Average or Mean Speed) 2-9
2.4.4 密度、流率與平均旅行速率的關係 2-12
2.4.5 設計小時流量(Design Hour Volume or DHV)及設計流率(Design Flow Rate) 2-18
2.4.6 容量(Capacity) 2-20
2.4.7 里程生產率 (Mileage Production Rate) 2-22
2.4.8 間隙、間距、車距及後段車距 2-24
2.4.9 臨界車距(Critical Gap)及跟進時間(Follow-up Time) 2-25
2.4.10 號誌週期長度(Cycle Length)、時相(Phase)、綠燈時段(Green Interval)、黃燈時段(Yellow Interval)、及全紅時段(All-red Interval) 2-26
2.4.11 停等車疏解車距(Queue Discharge Headway)、飽和車距(Saturation Headway)及飽和流率(Saturation Flow or Saturation Flow Rate) 2-26
2.4.12 路口車輛延滯(Delay) 2-30
2.4.13 小客車單位量(Passenger Car Unit or PCU)、小客車當量(Passenger Car Equivalent or PCE)及小車當量 2-31
2.5 容量分析 2-37

2.6 績效指標之選擇 2-37
2.7 服務水準等級 2-38
2.8 分析性模式(Analytical Model)及模擬模式(Simulation Model) 2-39
參考文獻 2-40

圖 目 錄

頁次

圖 2.1 機車樣本 2-2
圖 2.2 小客車樣本 1 2-2
圖 2.3 小客車樣本 2 2-2
圖 2.4 廂型車樣本 1 2-2
圖 2.5 廂型車樣本 2 2-3
圖 2.6 小貨車樣本 1 2-3
圖 2.7 小貨車樣本 2 2-3
圖 2.8 大客車樣本 1 2-4
圖 2.9 大客車樣本 2 2-4
圖 2.10 大貨車樣本 1 2-4
圖 2.11 大貨車樣本 2..... 2-4
圖 2.12 半聯結車樣本 2-5
圖 2.13 全聯結車樣本 2-5
圖 2.14 圓形及矩形偵測器線圈配置圖 2-8
圖 2.15 國道 1 號占有率與密度的關係 2-9
圖 2.16 測速槍瞄準方向 AB 與車行方向 BC 之角度 2-10
圖 2.17 蒐集車速用之磁場偵測器之繪圖設置 2-10
圖 2.18 國道 1 號時間平均與空間平均速率之關係 2-12
圖 2.19 平均旅行速率與密度之關係示意圖 2-13
圖 2.20 流率與密度之關係示意圖 2-13
圖 2.21 平均旅行速率與流率之關係示意圖 2-14
圖 2.22 國道 1 號車流密度與平均速率的關係 2-15
圖 2.23 國 5 北上石碇出口匝道上游主線內車道之流率與平均速率關係..... 2-15
圖 2.24 國 3 北上竹山進口匝道下游中間車道之流率與平均速率關係..... 2-16
圖 2.25 國 3 北上竹山進口匝道下游主線外車道流率與平均速率關係..... 2-16

圖 2.26 國道 1 號車流密度與流率的關係 2-17
圖 2.27 國 5 北上 27.779K 雪山隧道流率與平均速率的關係 2-17
圖 2.28 國 1 北上 92+900K 流率與速率關係 2-23
圖 2.29 國 1 北上 92+900K 里程產生與速率關係 2-23
圖 2.30 車與車之相對位置示意圖 2-24
圖 2.31 臨界車距 t_C 估計方法示意圖 2-25
圖 2.32 停等車隊示意圖 2-26
圖 2.33 停等疏解車距隨停等位置變化的傳統觀念 2-27
圖 2.34 傳統停等車疏解之觀念 2-28
圖 2.35 紐約州長島 3 處號誌化路口停等車疏解車距之特性 2-29
圖 2.36 臺灣市區及郊區直行停等車疏解率之特性 2-29
圖 2.37 停等車疏解車數與綠燈時段之關係 2-30
圖 2.38 車輛軌跡示意圖 2-31
圖 2.39 車流轉換前後狀況說明圖 2-33
圖 2.40 國 3 南下 32.735K 安坑隧道小車跟隨小車平均車距特性 2-35
圖 2.41 因大客車之存在所造成之額外車距 2-35

2.1 緒論

容量分析之重點在於探討車流與交通設施及其運轉策略之互動關係。分析結果可供規劃、設計及訂定改善策略之參考。容量分析的對象相當廣泛，不同公路設施有不同的功能及車流特性，但容量分析之過程常用到一些共同的原則或觀念。本章簡要說明容量分析的性質及一些基本觀念。

2.2 阻斷性及非阻斷性車流

公路車流可分成阻斷性車流及非阻斷性車流。如一車輛無優先路權，因而須減速或停車以讓路，則其所屬的車流為阻斷性車流。市區平面道路受號誌或「停」、「讓」標誌控制的車流皆屬阻斷性車流。高速公路進口匝道之車輛無優先路權，也有受燈號控制之可能，因此其所屬的車流為阻斷性車流。市區高架道路主線及高速公路主線之車輛通常有優先路權，因此其所屬之車流為非阻斷性車流。但在特別的情況下，這種設施上的車流也可能因受管制而成為阻斷性車流。一般而言，阻斷性車流的特性比較複雜。

2.3 車種及車道之分類

2.3.1 車種

公路容量及服務水準受車種組成的影響，通常較長的車輛有較高的總重(gross weight)，其爬坡性能較差，占用的道路空間較大，而且會增加車輛之間的車距。於容量分析時，依據對交通運轉的影響程度，車種可歸類為機車、小車、大客車、大貨車(單體)、半聯結車及全聯結車。

機車係指汽缸排氣量在 250cc 以下之輕型機車及普通重型機車，如圖 2.1 所示。此類機車一般長度不到 2 公尺，寬度多在 06~0.8 公尺，因此占用之道路空間比其他車種小得多。

至於汽缸排氣量超過 250cc 之大型重型機車，因其行駛規定比照

小型汽車，且目前占車流比例極少，爰於容量分析時暫歸類為小車。



圖 2.1 機車樣本

小車則係指 4 輪之小客車、廂型車及小貨車，如圖 2.2~圖 2.7 所示之。



圖 2.2 小客車樣本 1



圖 2.3 小客車樣本 2



圖 2.4 廂型車樣本 1



圖 2.5 廂型車樣本 2



圖 2.6 小貨車樣本 1



圖 2.7 小貨車樣本 2

大客車絕大多數為商用運送乘客之大型車輛，如圖 2.8 及圖 2.9 所示。這種車輛有足夠的高度讓乘客站立。目前法規限定大客車長度不能超過 12.2 公尺。



圖 2.8 大客車樣本 1



圖 2.9 大客車樣本 2

大貨車指大型單體貨車，如圖 2.10 及圖 2.11 所示。



圖 2.10 大貨車樣本 1



圖 2.11 大貨車樣本 2

半聯結車為有一曳引車(tractor)及一半拖車(semi-trailer)所組成的車輛，如圖 2.12 所示。必要時，曳引車及半拖車可分離。但半拖車只有後端有車輪，所以分離之後，前端須另外加裝支架。全聯結車由一單體大貨車及最少一輛全拖車(full-trailer)所組成，如圖 2.13 所示。



圖 2.12 半聯結車樣本



圖 2.13 全聯結車樣本

將車種細分成上述 6 種，可能產生資料蒐集的困難，其原因之一在於車種統計方式及分類標準之不一致。

如依照「道路交通安全規則」，主要係以載客人數或車輛總種區分大/小客車或大/小貨車。若是以車輛偵測器蒐集資料，則以車輛長度進行車種分類，而各機關設定之標準亦可能不一致。舉例而言，於高速公路 ETC 門架及鄰近車輛偵測器所蒐集之車種資料即有差異，因 ETC 之車輛分類係以車輛於監理單位登記之車種判讀，而高速公路偵測器以偵測車長不超過 5.5 公尺歸類為小車；車長超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺歸類為大車；車長超過 12.2 公尺者則為聯結車。

而若是以空拍俯視方式蒐集車流資料，其車種歸類亦可能受限於畫面視角及影像解析度而調整判別標準。因此車種如何分類受到資料來源因素之限制。

資料蒐集之另一困難處為路段車流中，某一車種之樣本數太少，因此不易取得足夠樣本以分析相關交通運轉特性。在這種情況之下，該車種(如全聯結車)須當作另一運轉特性相接近之車種(例如半聯結車)分析。

綜合上述之資料蒐集困難性，本手冊各章的車種分類隨著資料來源及現場調查之難易程度而有差異性。例如大車可能包括大客車、大貨車、半聯結車及全聯結車。半聯結車及全聯結車也可能全部當作半聯結車來分析，並統稱為聯結車。

2.3.2 車道

本手冊所分析之車道分成五類，分述如下：

1. 禁行機車道

   機車、小車及大型車輛在法規上皆歸屬於汽車，基於行車安全之考量，有些車道會標繪「禁行機車」標字，禁止機車行駛。

2. 混合車道

   如一車道允許慢車、機車及 4 輪以上汽車共用時，則此種車道歸類為混合車道。

3. 快慢分隔島兩側車道

   通常快慢分隔島左側車道禁行機車，分隔島右側車道主要供機車行駛或提供左側車道之車輛提前變換車道再於下游路口右轉。

4. 機車優先/專用道

   機車優先/專用道之設置為使大型重型機車以外之機車與 4 輪以上汽車能夠分流運行。機車專用道，僅供機車行駛；機車優先道，汽車雖可跨越使用，但機車仍具備優先行駛權。

5. 慢車道

   慢車道指自行車及其他低速車輛用的車道，會以快慢車道線與小車、大車之車道分隔。此種車道允許機車(屬於汽車)及自行車行駛。本手冊分析之慢車道車種，只有機車。

臺灣還有其他類型之車道，其中一例為高乘載車輛之車道(high occupancy vehicle lane)，但本所尚未研究此類型車道之車流特性。

2.4 基本車流參數

車流的狀況可用許多參數或變數來描述，本節說明公路容量分析時常用的參數。

2.4.1 流量(Volume)及流率(Flow Rate)

流量指在一時段內(如 5 分鐘)通過一定點之車數或人數。在此時段內，單位時間通過一定點之車數或人數之平均值稱為流率。例如 5 分鐘內通過一定點之車數為 200 輛，則流量為 200 輛，其相關流率為每分鐘 40 輛，或每小時 2,400 輛。

分析容量時一般使用流率。流率可分成需求流率(demand flow or demand flow rate)及實際流率(observed flow)。需求流率為欲通過一設施或定點之流率。實際流率則為觀察到可通過一設施或定點之流率。需求流率超過實際能通過一設施或定點的流率會造成壅塞狀況。

分析路段若有壅塞狀況，現場調查需求流率時必須根據該路段壅塞區上游(停等車隊或慢行車隊之上游)從各方向欲進入分析路段的流率來估計。

2.4.2 密度(Density)及占有率(Occupancy)

密度指單位路段長度內或單位面積內的車輛數或人數。密度之衡量需涵蓋相當長的路段，或相當大的面積內之車輛數或人數來估計才有意義。公路路段的密度難以直接從現場觀察直接估計，因此常以占有率來替代密度。

占有率指一時段內(如 1 分鐘)，一特定長度之偵測範圍被車輛占據之時間的百分比。此參數之值通常可用車輛偵測器自動估計，最常用的偵測器為裝在路面之磁場偵測器。美國用來估計占有率的磁場偵測器多數為 6 英呎×6 英呎之矩形線圈(detector loop)。車頭或車尾距離線圈大約 2 英呎之內時，車輛就可被偵測到，因此 6 英呎長的線圈的偵測區長度大約有 10 英呎。臺灣高速公路上的磁場偵測器通常之形式及尺寸如圖 2.14 所示。

理論上，密度及占有率有下列的線性關係：

$$\mathrm{D} = \frac{10K}{L_d + L} \tag{2.1}$$

此式中，

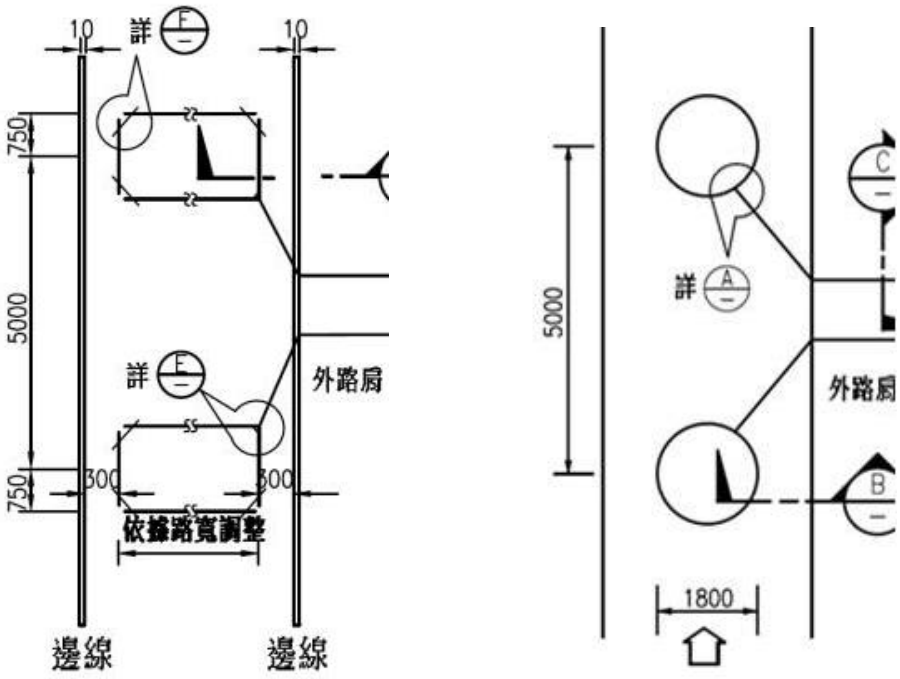
D = 密度(輛/公里/車道)；

K = 占有率(%)

L_d = 偵測區長度(公尺) ；

L = 平均車長(公尺)。

事實上，密度與占有率的關係有相當大的變異性。根據國道 1 號高速公路資料所建立之關係如圖 2.15 所示，在同一占有率時，密度的變異範圍相當大。



資料來源：交通部高速公路局　　(尺寸單位：公釐)

圖 2.14 圓形及矩形偵測器線圈配置圖

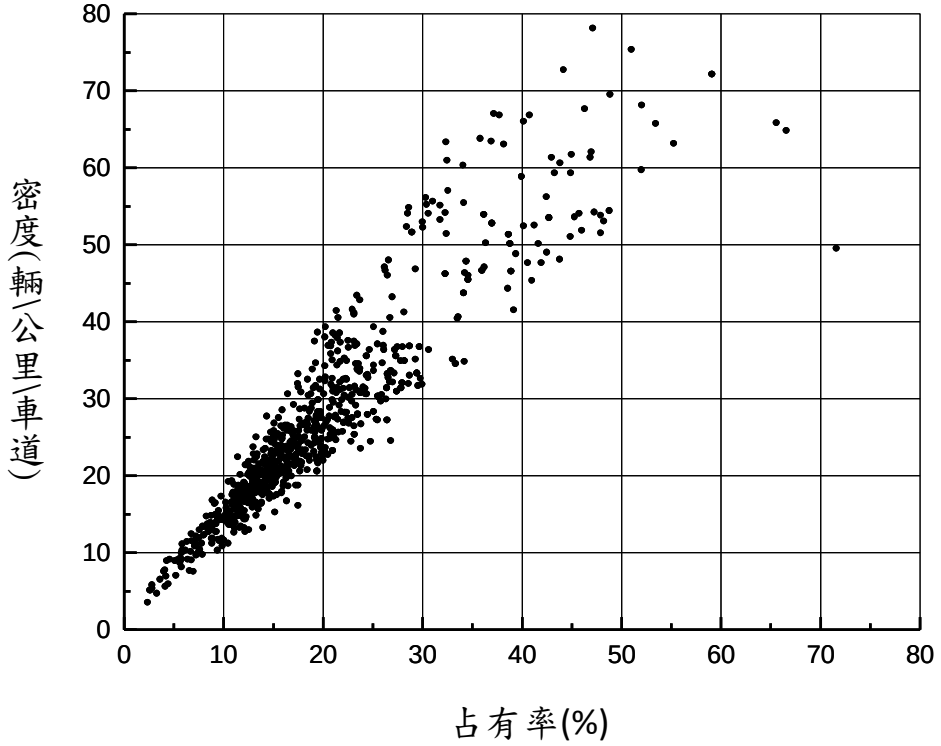


圖 2.15 國道 1 號占有率與密度的關係

2.4.3 平均速率(Average or Mean Speed)

車輛從某一點行進到另一點之速率稱為該車在兩點之間的旅行速率。車輛通過一定點時的速率則可稱為現點速率。估計長距離的旅行速率可依靠自動偵測系統蒐集車輛到達起訖點之時間。現點速率則可用雷射或雷達測速槍、或車輛偵測器來估計。

使用測速槍時，瞄準的方向與車行方向所造成的角度影響測速槍取得之速率與實際速率的關係。如圖 2.16 所示，假設車行方向 BC 與瞄準方向 AB 之角度為 θ，則實際速率 V_{BC} 與測速槍取得之速率 V_{AB} 有如下的關係：

$$V_{BC} = \frac{v_{AB}}{\cos\theta} \tag{2.2}$$

換言之，測速槍取得之速率經常低於實際速率。如果 θ 等於 15°，則 $\cos\theta = 0.966$。在這情況下，測速槍所得之速率為實際速率之 96.6%。

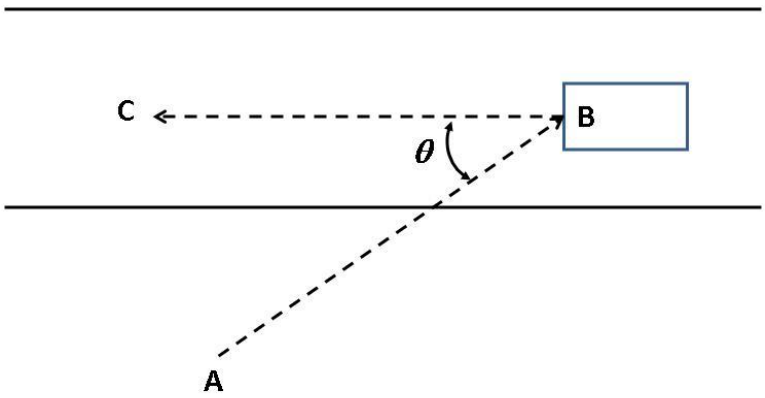


圖 2.16 測速槍瞄準方向 AB 與車行方向 BC 之角度

用雷射槍取速率樣本時，須避免瞄準擋風玻璃，最好瞄準牌照或牌照附近之車頭，以減少雷射波之發散。

交通管理(traffic management)所需之車速資料通常必須用偵測器自動蒐集，圖 2.17 顯示美國常用來測速之磁場偵測器之設置[1]。這種偵測器根據車輛行駛 16 英呎(不到 5 公尺)之距離所需之時間來估計速率。在沒有壅塞的狀況下，車速在這短距離內的變化很小，所以估計的車速近似現點速率。

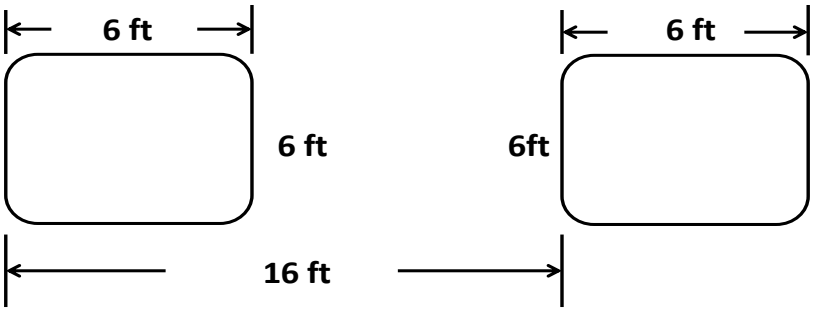


圖 2.17 蒐集車速用之磁場偵測器配置方式

個別車輛的速率須整合成平均速率及其他統計資料才有應用價值。平均速率可分為時間平均速率(time-mean speed)及空間平均速率(space-mean speed)。平均旅行速率(average travel speed)通常即指空間平均速率。時間平均速率為個別車速之平均值，可估計如下：

$$V_t = \frac{\sum_{i=1}^{n} u_i}{n} \tag{2.3}$$

此式中，

V_t = 時間平均速率；

u_i = 車輛 i 之速率；

n = 車輛數。

平均旅行速率或空間平均速率等於一固定的行車距離除以平均旅行時間。其值可估計如下：

$$V_S = \frac{L}{\frac{\sum_{i=1}^{n} t_i}{n}} = \frac{n}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{u_i}} \tag{2.4}$$

此式中，

V_S = 平均旅行速率(空間平均速率) ；

L = 行車距離；

t_i = 車輛 i 行走 L 之旅行時間；

n = 車輛數；

u_i = 車輛 i 之旅行速率。

理論上，時間平均速率 V_t 與平均旅行速率(空間平均速率)V_S 有下列的關係：

$$V_t = V_S + \frac{\sigma_t^2}{V_S} \tag{2.5}$$

此式中，

σ_t = 個別車速之標準差(standard deviation)。

從式(2.5)可知，除非所有的車速都一樣($\sigma_t = 0$)，否則時間平均速率高於平均旅行速率。但在車流穩定的狀況下(未進入車速有大變化之前)，時間平均速率與空間平均速率(平均旅行速率)之差距很有限，通常在 3 公里/小時之內，而車流進入不穩定狀況後，兩者的差距有時超過 10 公里/小時左右[2]，圖 2.18 顯示此現象。

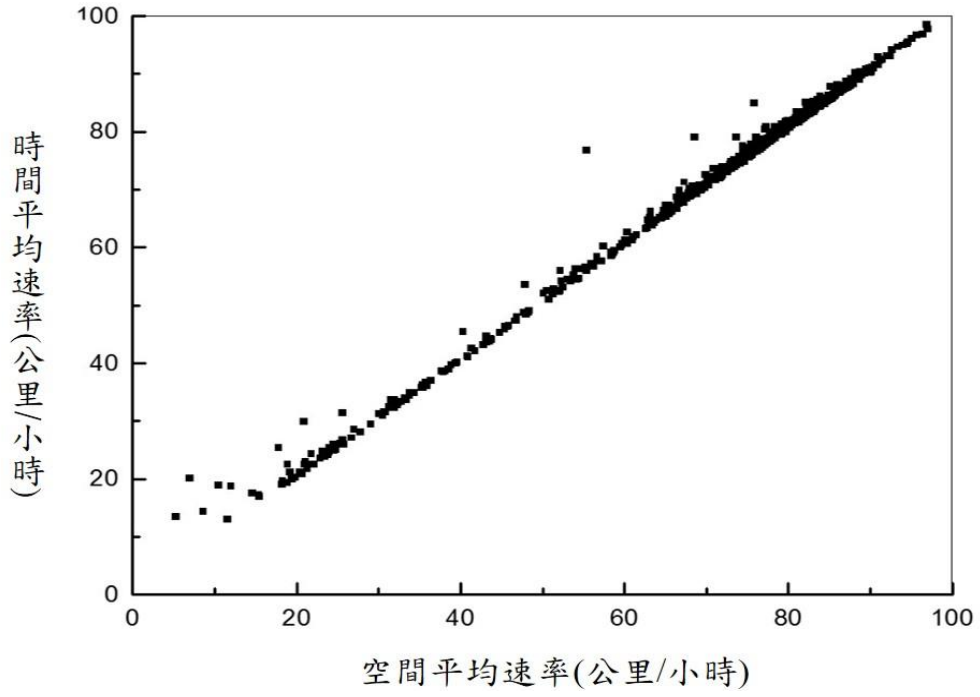


圖 2.18 國道 1 號時間平均與空間平均速率之關係

2.4.4 密度、流率與平均旅行速率的關係

非阻斷性車流之密度影響平均旅行速率及流率。理論上，這三個車流特性有下列的關係：

$$Q = V_S D \tag{2.6}$$

此式中，

Q ＝流率；

V_S ＝平均旅行速率(空間平均速率)；

D ＝密度。

式(2.6)之關係中，密度是主要影響因素。換言之，平均旅行速率及流率受制於密度，其一般關係可用圖 2.19、2.20 及 2.21 來描述。

當密度很低時，平均旅行速率 V_S 接近或等於圖 2.19 及圖 2.21 所示的平均自由旅行速率 V_f (average free-flow speed)，此速率為車輛的速率不受到下游車輛所約束時的速率。一般而言，如車流不受干擾，則一車跟隨前車之距離在相當於 6 秒以上之行車距離時，則該車有充

分的自由行車程度。在自由旅行狀況下，雖然平均速率高，但因密度低，所以從式(2.6)所得之流率(或在現場可觀察到的流率)相當低。圖 2.20 及 2.21 顯示這現象。

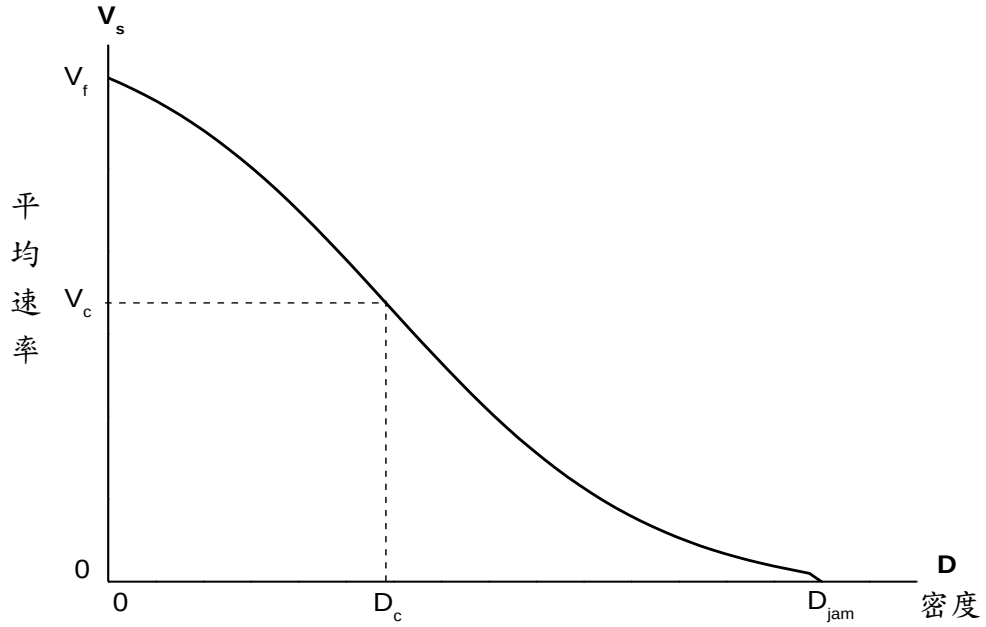


圖 2.19 平均旅行速率與密度之關係示意圖

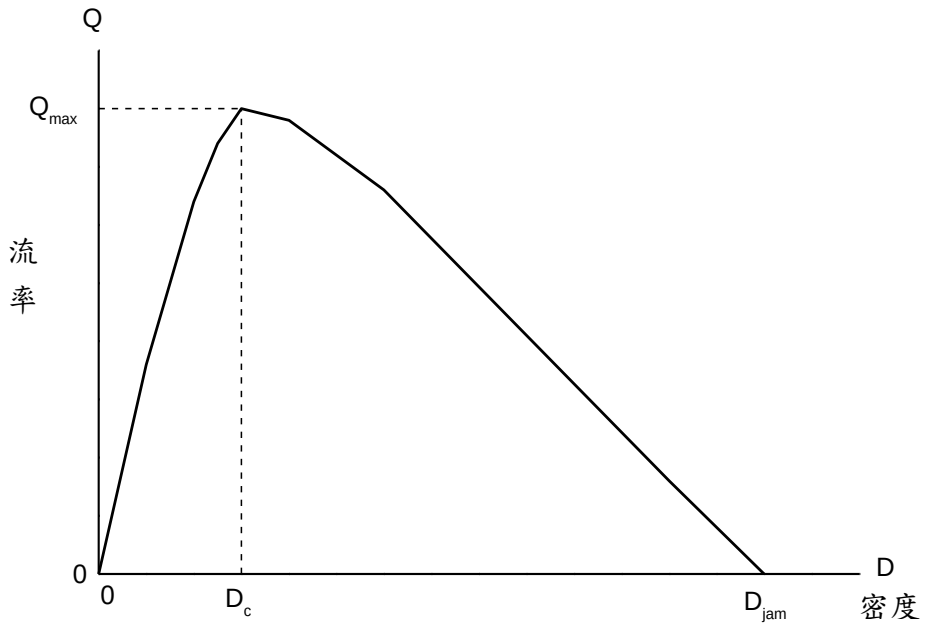


圖 2.20 流率與密度之關係示意圖

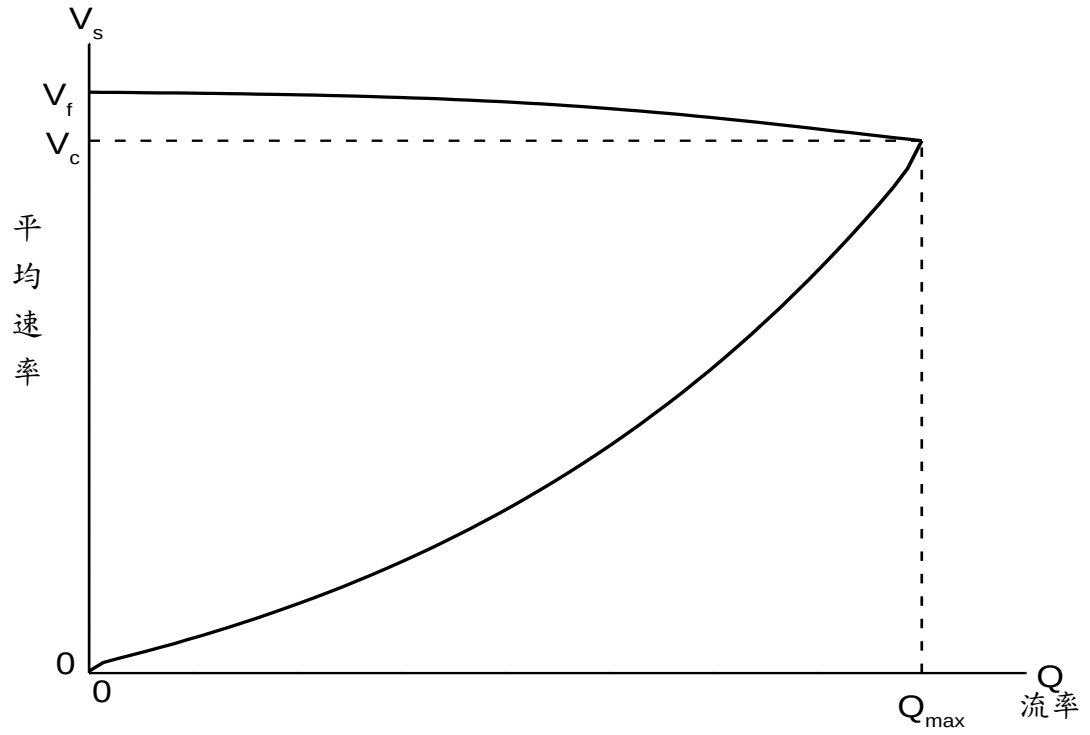


圖 2.21 平均旅行速率與流率之關係示意圖

密度稍微增高時，平均旅行速率可能仍接近或等於平均自由旅行速率，因此流率顯著的增加。密度如繼續增高，平均旅行速率開始減低，但流率持續增加，直到密度等於臨界密度(critical density) D_C，此時流率達到最高值(見圖 2.20 及 2.21 之 Q_{max})，其相關之平均旅行速率稱為臨界速率(critical speed) V_C。密度接近或等於臨界密度時，車流已可能進入不穩定的狀態。換言之，本來高速行進的車輛可能在短時間內就會顯著降低速率以避免碰撞。

密度超過臨界密度並持續增高時，平均旅行速率會大量的下降，同時流率也隨著減少。最後因過度壅塞，駕駛人必須停車，平均旅行速率及流率等於零，此時的密度可稱為壅塞密度(jam density) D_{jam}。

上述的車流特性假設密度，流率及平均旅行速率有一對一的明顯關係。事實上駕駛行為、一定點下游之幾何設計及其他狀況皆可影響在一定點觀察到的車流特性。因此，密度、流率及平均旅行速率的實際關係有很大的變異性。

根據臺灣高速公路之車流資料[3]，圖 2.22~圖 2.26 顯示車流特性之變異性。

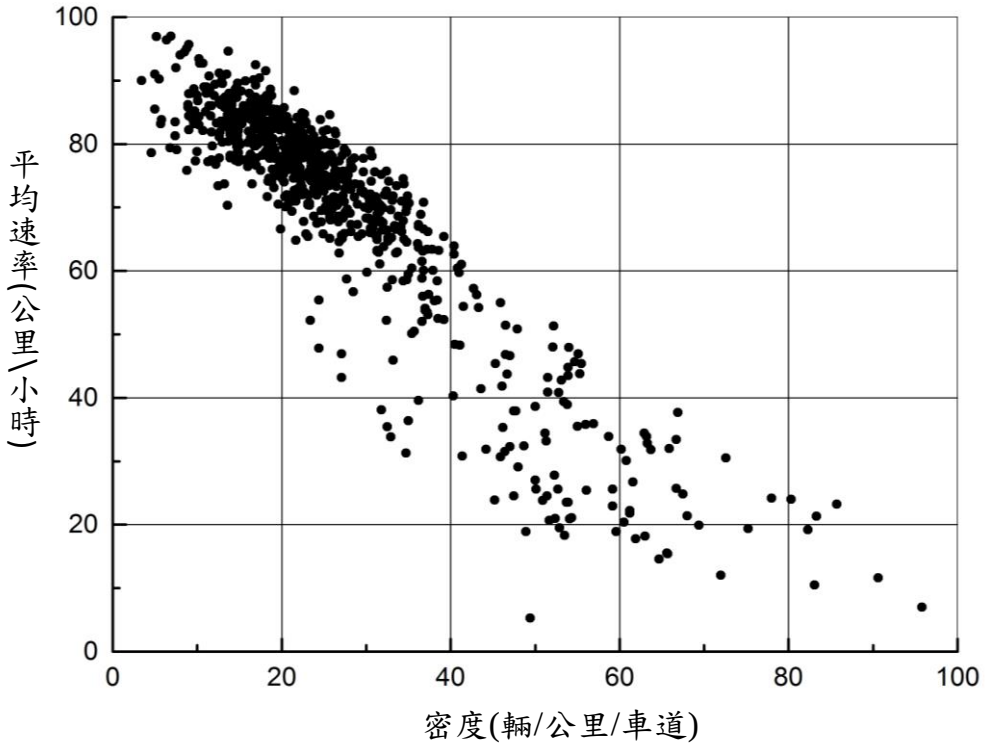


圖 2.22 國道 1 號車流密度與平均速率的關係

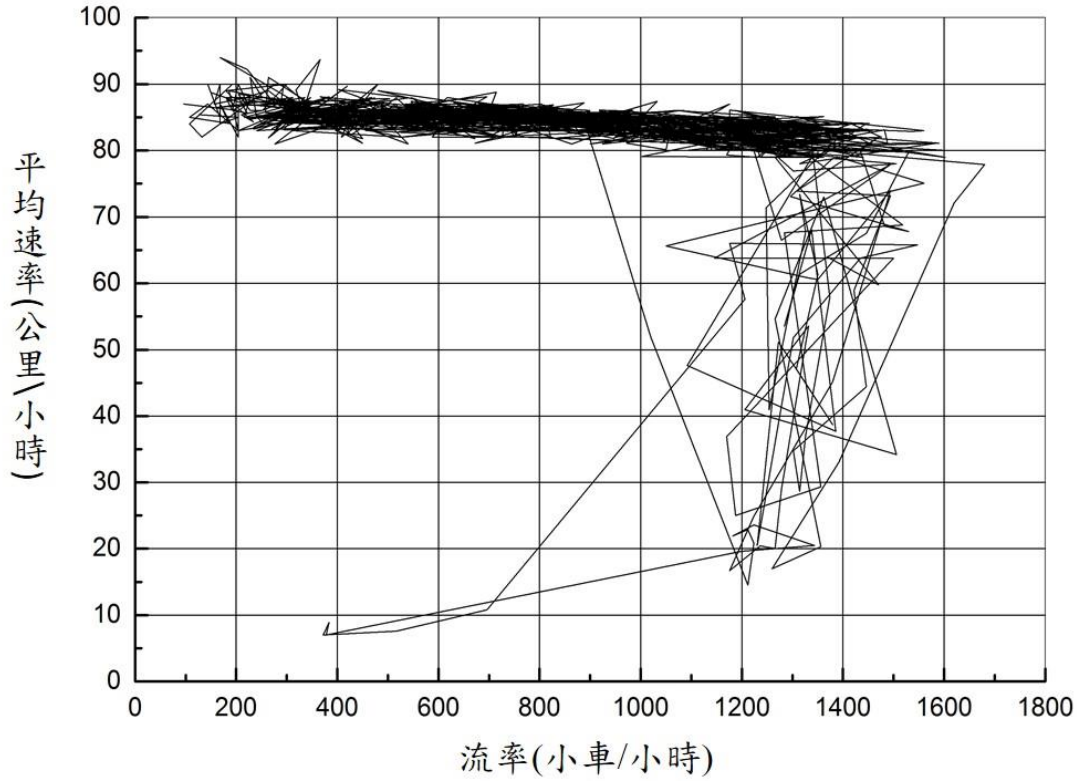


圖 2.23 國 5 北上石碇出口匝道上游主線內車道之流率與平均速率關係

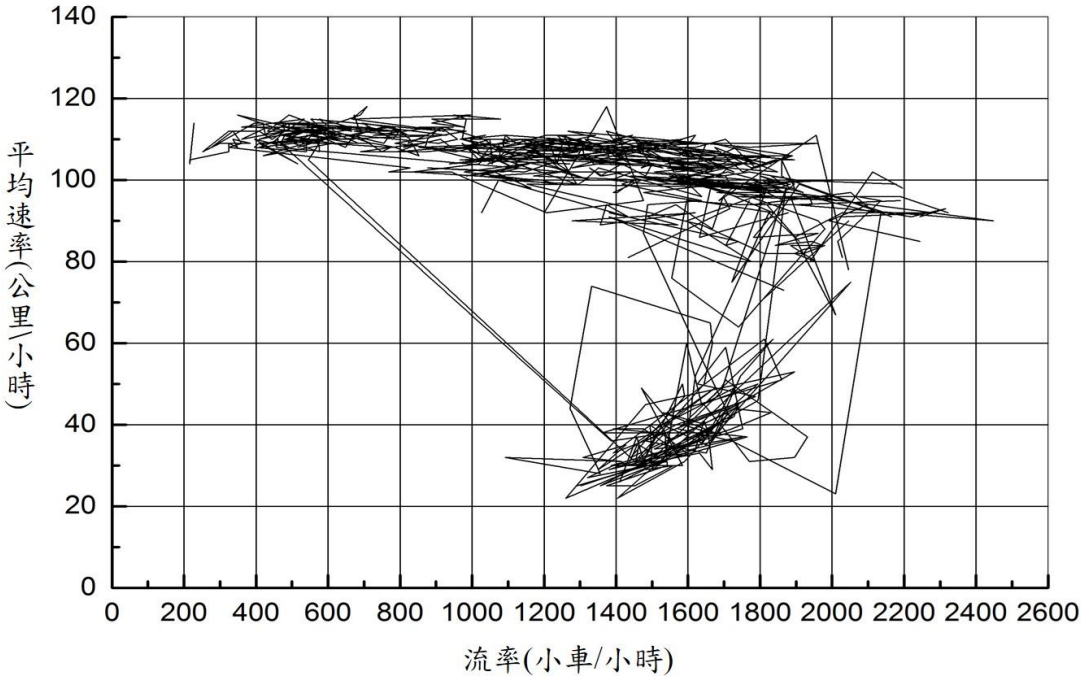


圖 2.24 國 3 北上竹山進口匝道下游中間車道之流率與平均速率關係

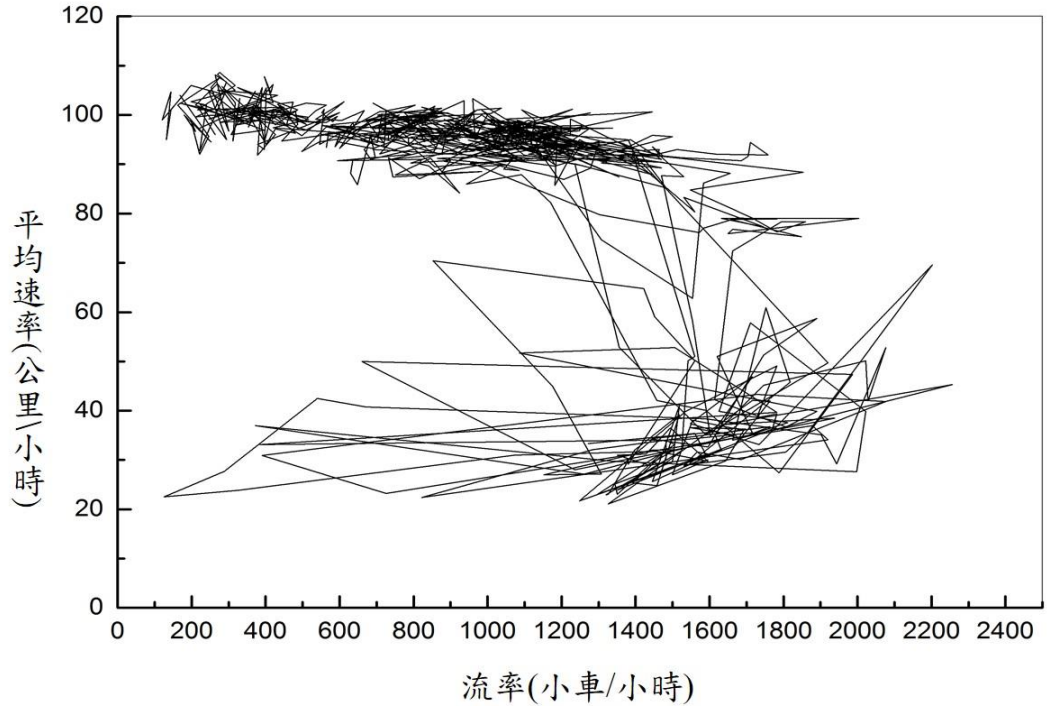


圖 2.25 國 3 北上竹山進口匝道下游主線外車道流率與平均速率關係

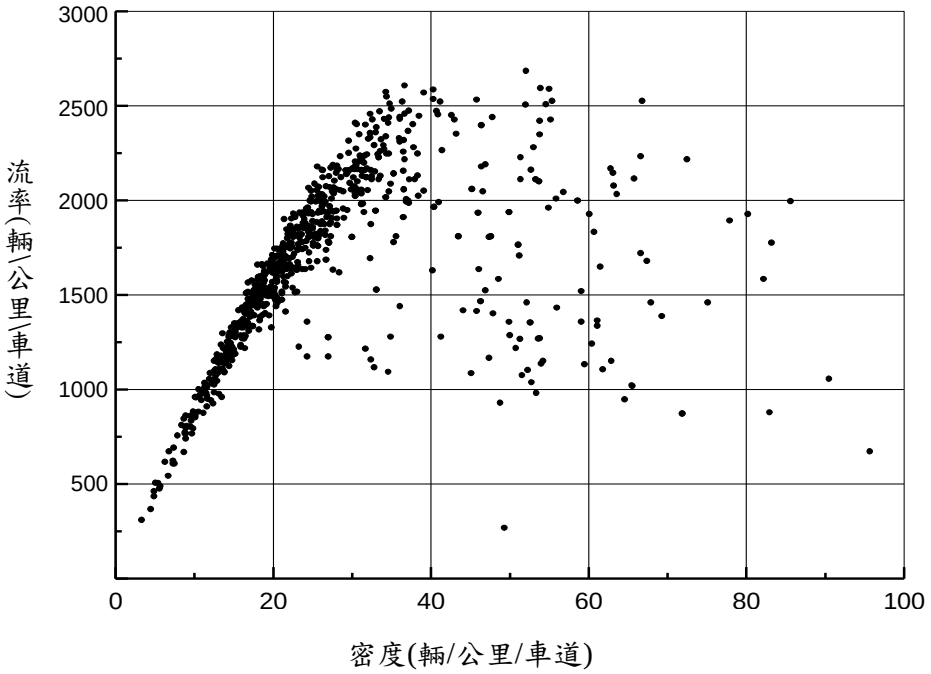


圖 2.26 國道 1 號車流密度與流率的關係

規劃、設計及評估非阻斷性車流路段之工作常根據現場資料所訂定之代表性流率與平均旅行速率的關係。這些關係經常顯示在車流穩定而且流率相同時，平均自由旅行速率較高的公路有較高的平均旅行速率，其最大流率一般也較高，這現象如圖 2.27 所示。

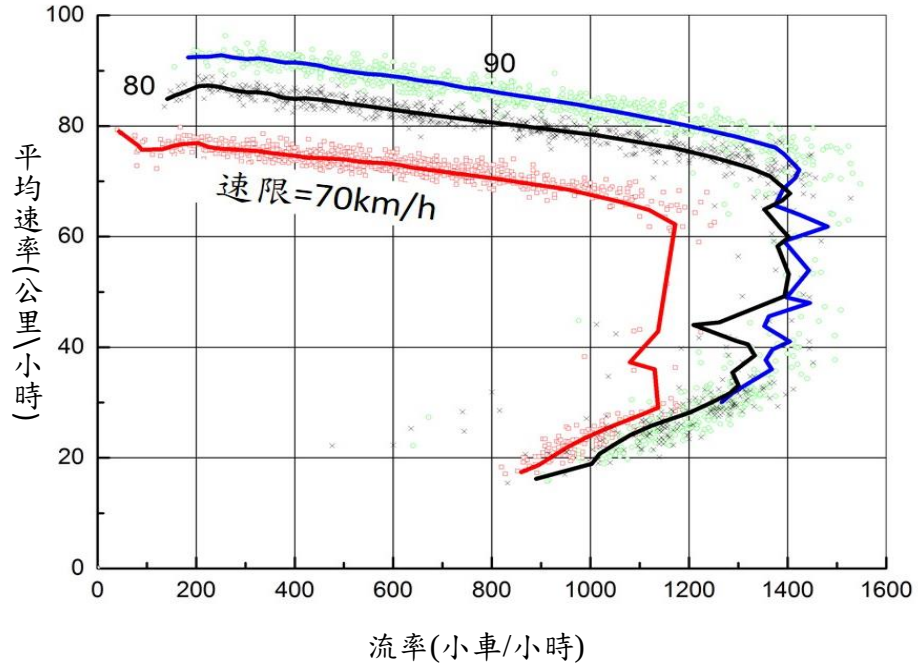


圖 2.27 國 5 北上 27.779K 雪山隧道流率與平均速率的關係

目前臺灣高速公路車輛偵測器所提供之平均速率估計值為式(2.3)所代表之時間平均速率。理論上這些估計值不滿足式(2.6)之條件，因此不宜用來探討流率、平均速率及密度(或占有率)的關係。但是從規劃及設計的立場而言，車輛偵測器所提供的平均速率，不論是時間平均值(式 2.3)或空間平均值(式 2.4)，只代表在一定點的車流狀況，不能充分反映一公路設施之服務品質。此外，規劃及設計所依據之流率與平均速率關係屬穩定狀況下之關係，在穩定狀況下，時間平均速率與空間平均速率(亦即平均旅行速率)之差距很小，因此從應用的立場而言，目前偵測器所提供的時間平均速率可當成空間平均速率之近似值，但將來偵測器所估計之平均速率最好能改用式(2.4)所估計之空間平均速率。

臺灣車輛偵測器資料的應用還有另一個問題，如圖 2.14 所示，目前所用之圓形及矩形偵測器線圈所占路段之長度不同，此兩種線圈設置的實際感應範圍預計也不同。車流狀況相同時，不同感應範圍所估計之占有率會不同。因此在同一公路或不同公路，用不同感應長度偵測器所估計的占有率不能比較或整合，因而減低其應用價值。

2.4.5 設計小時流量(Design Hour Volume or DHV)及設計流率(Design Flow Rate)

新的公路開通之後須能在其預期的服務年期(service life)內提供合理的服務品質。服務年期的最後一年稱為設計年(design year)。在設計年中，每小時的流量不同，根據最高小時流量所設計之公路會有過度高之造價，選擇很低的小時流量來設計則會造成在設計年中常有壅塞的狀況。

根據美國一年中每小時流量分布的特性，美國州公路及運輸協會(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)的公路設計規範[4]建議將設計年中流量第 30 高之小時訂為設計小時(design hour)，設計小時的流量稱為設計小時流量(design hour volume, *DHV*)，此流量為雙向總流量，其值可估計如下：

$$DHV = (ADT)_n K \tag{2.7}$$

此式中，

$(ADT)_n$ = 設計年之平均每日流量(輛/日)；

K = 設計小時流量係數，為設計小時流量與年平均每日流量之比值，亦可以尖峰小時流量與全日流量之比例估計。

式(2.7)中之設計小時流量係數隨公路之所在地而變，其值可能在 0.08 及 0.25 之間。K 值係根據常見尖峰小時流量與全天流量的關係所估計。一般而言，市區道路或都會區公路上之尖峰小時流量占全天流量比例小於郊區公路，因此其 K 值較低。

設計年之平均每日流量可用複雜的方法來預測[5,6]，也可用下列的簡單方法來估計：

$$(ADT)_n = (ADT)_o(1+i)^n \tag{2.8}$$

此式中，

$(ADT)_o$ = 公路建造完成時之平均每日流量(輛/日)；

i = 需求流量之年成長率(%/100)；

n = 服務年期(年)。

雙向行車之公路在同一小時內之總流量很少會均勻的分布在兩行車方向，公路之幾何設計必須根據車流較高方向之流量，此流量稱為方向性設計小時流量(directional design hour volume or *DDHV*)。*DDHV* 可估計如下：

$$DDHV = (DHV)(D) \tag{2.9}$$

此式中，

D = 車流之方向係數，亦即車流較高方向之流量占設計小時流量之比例，其值大約在 0.5 及 0.6 之間。

式(2.9)之 *DDHV* 代表在設計小時內，車流較高方向之平均流率。如用 *DDHV* 設計公路，則在設計小時中，常可能因需求流率高於 *DDHV* 而造成壅塞。另一方面，如用很短時間內(如 1 分鐘或 5 分鐘)

之最高流率來設計，則建設公路的成本可能會過度高。所以交通界普遍的使用設計小時內尖峰 15 分鐘之流率來設計公路。此設計流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{DDHV}{PHF} = \frac{KD(ADT)_o(1+i)^n}{PHF} \tag{2.10}$$

此式中，

Q_{15} = 設計流率(輛/小時)，亦即尖峰 15 分鐘內車流較高方向之流率；

PHF = 尖峰小時係數(peak-hour factor)。

式(2.10)中之尖峰小時係數(*PHF*)代表尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率(單位均為輛/小時)之比值，此係數的值通常在 0.8 到 0.95 之間。尖峰小時內流率隨時間的變化越小，其尖峰小時係數越高。

2.4.6 容量(Capacity)

阻斷性公路的容量指在一段時間內經常可維持的最高流率。阻斷性公路車流之疏解斷斷續續，所以其相關容量須用在許多不同時段內，經常能疏解的最大車數樣本來估計。以號誌化的路口為例，其臨近車道上的車輛只能在綠燈、黃燈及全紅時段內進入路口。不同的綠燈、黃燈及全紅時段內能進入路口的車輛數不同，因此必須在許多綠燈、黃燈及全紅時段中蒐集最大疏解車輛數(在不斷有停等車欲進入路口之狀況下)的樣本來估計容量。樣本數的大小視容量估計所需之精確度而變，樣本數與估計誤差的關係如下[7, 8]：

$$e = ks\sqrt{\frac{2+u^2}{2n}} \tag{2.11}$$

此式中，

e = 估計誤差值；

k = 與信賴度(confidence interval)有關之參數；

s = 分析對象(如速率)之標準差；

u = 0 (如果估計值為平均值) 或 1.04 (如果估計值為第 15 或第 85 百分位數)；

n = 樣本數。

式(2.11)中之 k 值隨估計結果信賴度的高低而變。常用的信賴度為 95%或 99%，信賴度 95%及 99%之 k 值各為 1.96 及 2.575。

非阻斷性車流路段的最高流率，常存在於車流穩定之狀況。但如圖 2.25 所示，最高流率也可能存在於壅塞狀況。壅塞狀況下之最高流率不宜用於規劃幾何設計，除非路段之運轉目的在於讓流率最大化。此外，壅塞狀況下之最高流率其平均速率一般偏低，不宜用來訂定控制策略。因此非阻斷性車流路段的容量指車流在未進入壅塞狀況前，經常能維持之最高流率。換言之，容量為圖 2.21 所示在穩定及不穩定狀況交界點之流率 Q_{max}。

非阻斷性車流路段之容量隨經常能持續的時段而異，因公路設計品質的好壞宜根據尖峰 15 分鐘或尖峰小時的車流狀況來評估，所以容量應根據車流從穩定進入不穩定狀況之前 15 分鐘或 15 分鐘以上之最高流率樣本的平均值估計。

評估現況時可能須考慮整體尖峰車況，所以本手冊分析高速公路基本路段(第四章)、郊區多車道公路非阻斷性車流路段(第十一章)及郊區雙車道公路非阻斷性車流路段(第十二章)皆根據能持續 1 小時之流率來制定容量。

經常能持續 1 小時之容量大約為經常能持續 15 分鐘之容量的 96.5%。因為 1 小時之流量樣本比 15 分鐘之流量樣本難取得，所以估計能持續 1 小時的容量可根據能持續 15 分鐘之容量估計值。

穩定及不穩定狀況的交界點並不固定，車流從穩定狀況進入不穩定狀況時之最大流率 Q_{max} 也有顯著的變異性，如圖 2.24 所示。所以根據如圖 2.21 所示之 Q_{max} 估計容量的工作需有大量最短 15 分鐘之 Q_{max} 樣本。另一估計容量之方法是根據如圖 2.22 所示之密度與平均速率的關係訂定一代表性關係，然後用代表性關係估計代表性最高流率來代表容量。總而言之，容量是一難以確定的參數。

2.4.7 里程生產率 (Mileage Production Rate)

里程生產率乃是指某一路段之車流在 1 小時內能產生之總里程。此參數值為流率(1 小時流量)乘以平均速率，單位為車公里/小時。此參數值反映某一路段之行車效率，因此可用來協助訂定設計標準及控制策略。

容量分析常用之流率與速度關係，時常不能明確顯示某一路段的實際行車效率，且最大流率常常存在於速率相當低之壅塞狀況。將流率、速率轉換成里程生產率與速率的關係，較容易決定行車效率最佳的情況。

以國 1 北上 92+900K 之車流為例，圖 2.28 顯示平均速率在 85 公里/小時左右時，車流有可能從穩定進入不穩定狀況，而且塞車之後，平均速率 55 公里/小時左右之相關流率最大。圖 2.29 明顯的顯示里程生產率最高的速率在 85 公里/小時左右。如果為了增高流率而讓車流進入壅塞並維持 55 公里/小時之平均速率，則里程生產率大幅下降，因此規劃及訂定控制策略不宜只考慮流率及速率的關係。

圖 2.29 中，里程生產率達到最高點之後，隨著速率之下降而減少有兩原因。其中一原因是當密度稍微增加時，導致流率也隨之增加，平均車速則隨著車距縮短而大幅下降。另外一個原因則是密度增加時，流率及平均速率皆下降。這兩種情況皆表示車流面臨不穩定之狀況。

一般而言，如流率與速率關係明顯的顯示穩定及不穩定狀況之界限，則里程生產率最高時之平均速率大約等於臨界速率，如果流率增高時平均速率持續下降，直到速率降到相當低的程度時，流率才跟者下降，則里程生產率最高時之平均速率會遠高於臨界速率。

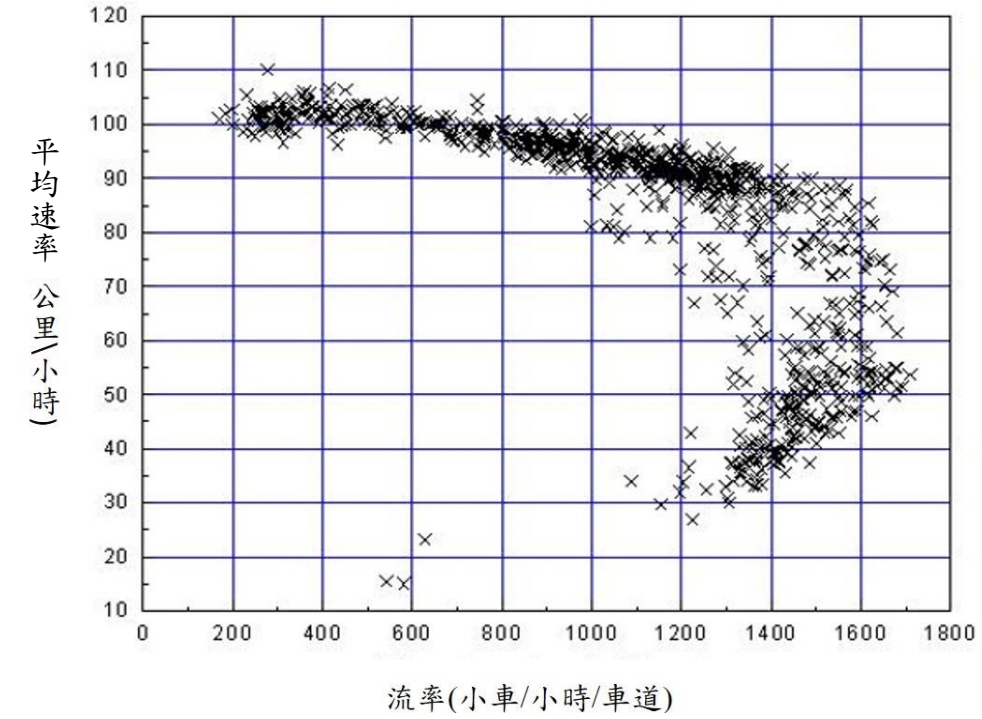


圖 2.28 國 1 北上 92+900K 流率與速率關係

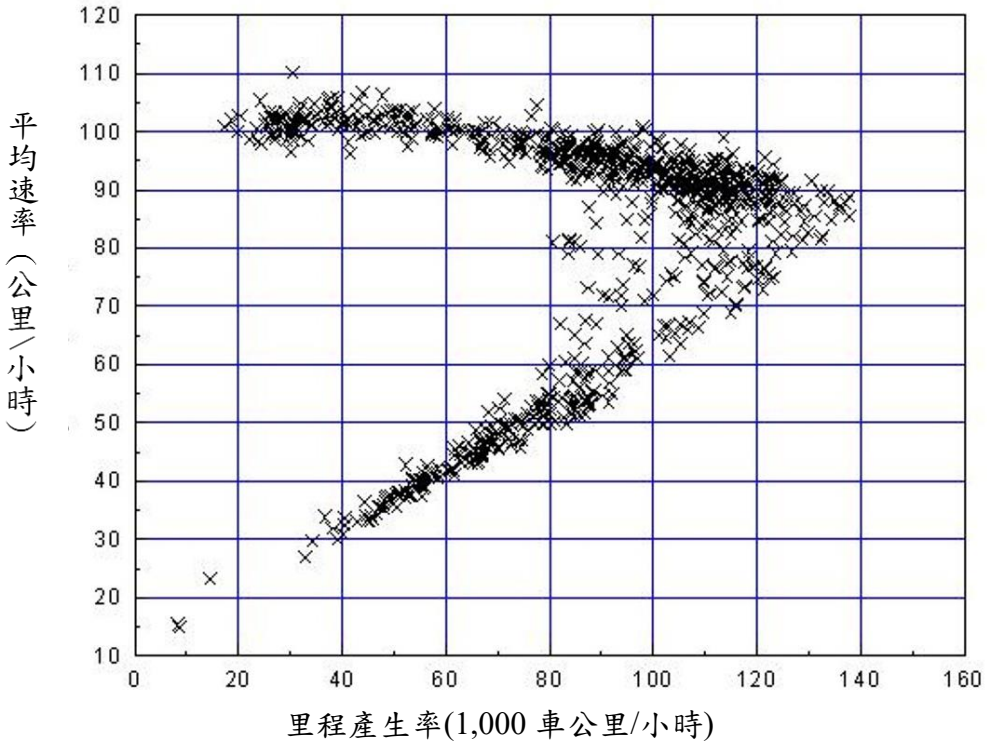


圖 2.29 國 1 北上 92+900K 里程產生與速率關係

2.4.8 間隙、間距、車距及後段車距

在分析車與車之間的關係時，有四個常用的參數，本節用圖 2.30 來說明這些參數。

間隙(Clearance or Gap)

間隙指在同一車道上前車車尾(後緣)到後車車頭(前緣)之間的距離(clearance)(如圖 2.30 之 S_1)，或前車車尾與後車車頭通過道路某一點之時間間距(gap)。支道車輛匯入或穿過幹道車流時必須利用間隙，但利用間隙來分析時也須有車長的資料，因此間隙為不方便應用之參數。

間距(Space Headway)

間距指在同一車道上前車車頭到後車車頭之間的距離(如圖 2.30 之 S_2)，此距離等於兩車之間隙加上前車之車長。

車距(Time Headway)

車距指在同一車道上前車與後車通過一定點之時間差。通過時間可根據車頭或車尾。現場調查時，車頭或車尾的實際位置常難以確定，在這情況下可用前輪或後輪當基準。

後段車距(Lag)

如圖 2.30 中支道車輛 C 抵達 ab 線之時間為 t_C，隨後幹道 A 車抵達同一點之時間為 t_A，則 C 車所能使用之車距等於 $t_A - t_C$。此車距只是幹道 A 車及 D 車之間車距的一部分，$t_A - t_C$ 稱為後段車距。

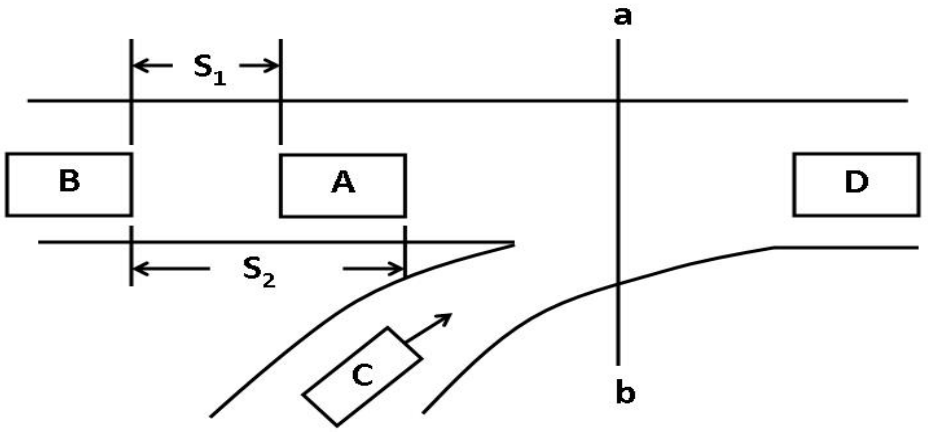


圖 2.30 車與車之相對位置示意圖

2.4.9 臨界車距(Critical Gap)及跟進時間(Follow-up Time)

支道車輛若無路權則可能須利用幹道車輛之間的空隙來匯入或穿過幹道車流。為便於分析這種行為，一般假設幹道上之車距小於一特定值時，所有駕駛人均不能利用該車距，但車距大於特定值時，每一駕駛人均會利用該車距，此特定的車距稱為臨界車距。如果幹道之車距能讓多輛車使用，則支道車輛間之車距稱為跟進時間。

訂定臨界車距的方法不一，例如美國運輸研究委員會(Transportation Research Board, TRB)1985 年之公路容量手冊[9]將臨界車距訂為被駕駛人接受之車距的中間值(median)。TRB 2000 年的公路容量手冊[10]則將臨界車距訂為幹道上能讓一輛支線車輛匯入或穿過之最小車距。交通界對如何分析車距接受(gap acceptance)行為的問題有不少的研究[11,12,13,14,15,16,17]。

分析車距接受行為之一困擾是支道駕駛人有時面臨後段車距，有時面臨車距，而且駕駛人可能拒絕了好幾個車距之後才接受一個車距，接受的車距又可能比被拒絕的車距還短。為克服此困擾，Raff[11]只考慮後段車距，並且將臨界車距 t_C 訂為後段車距大於 t_C 但被拒絕的次數等於後段車距小於 t_C 但被接受的次數時的車距。Drew[14]則考慮每一駕駛人所拒絕的最長車距及最終接受的車距，實際能被接受的車距理應在此兩車距之間。根據 Drew 之建議，臨界車距的估計方法如圖 2.31 所示。

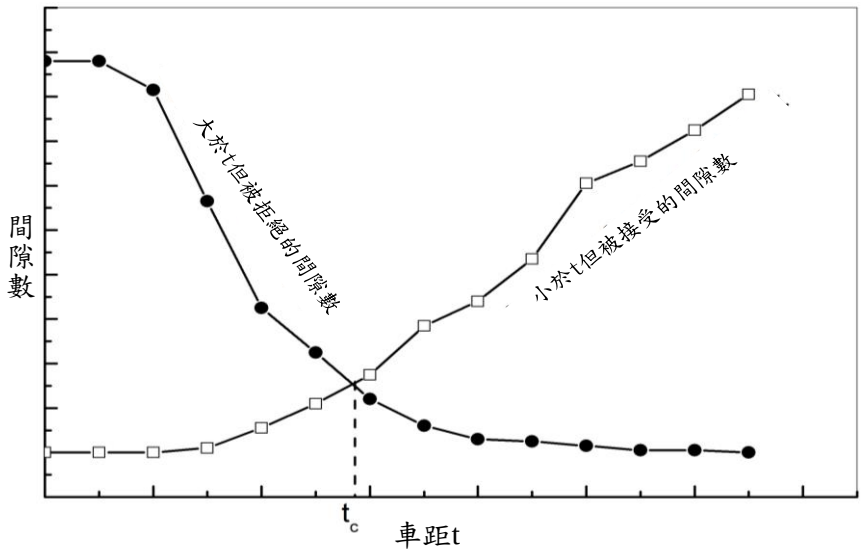


圖 2.31 臨界車距 t_C 估計方法示意圖

2.4.10 號誌週期長度(Cycle Length)、時相(Phase)、綠燈時段(Green Interval)、黃燈時段(Yellow Interval)、及全紅時段(All-red Interval)

為了減少危險的衝突，號誌控制須在一段時間內只讓在特定車道上的車輛或特定的行人群進入路口，這一段時間稱為一時相。一時相可讓車輛專用、行人專用，或人車共用。車輛專用或人車共用的時相一般分成綠燈、黃燈及全紅三時段。黃燈時段警告車輛駕駛人及行人紅燈號即將顯示，屆時將失去通行路權。全紅時段為讓黃燈時段結束後，還在路口內的車輛離開，直到下一時相之車輛得到綠燈時段。在全紅時段中，所有行進方向的駕駛人同時看到紅燈。

最單純的號誌控制為二時相，從第一時相綠燈開始到綠燈又回到第一時相所需的時間稱為週期長度。通常各時相的黃燈及全紅時段為固定值，定時號誌控制(pretimed or fixed-time control)在一長時間內讓各時相的綠燈時段固定不變。觸動化號誌(traffic-actuated signal)或適應性號誌(adaptive signal)的綠燈時間隨車流而變，因此沒有固定的週期長度。

2.4.11 停等車疏解車距(Queue Discharge Headway)、飽和車距(Saturation Headway)及飽和流率(Saturation Flow or Saturation Flow Rate)

如圖 2.32 所示，在一號誌之紅燈時段內，車輛可能形成停等車隊，綠燈時段開始之後，在第 1 停等位置的車輛先進入路口，隨後各停等位置的車輛依序進入路口，此現象稱為停等車隊的疏解。

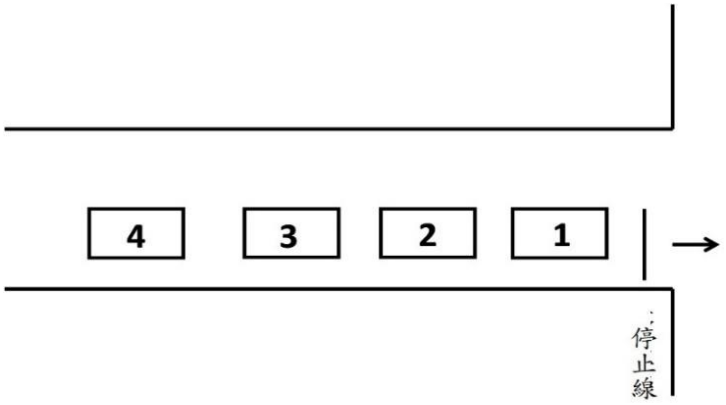


圖 2.32 停等車隊示意圖

如果將一停等車車尾通過停止線的時間訂為該車的疏解時間，則第 1 車之疏解時間為從綠燈開始到該車車尾通過停止線所需的時間，此時間亦稱為第 1 輛車之疏解車距。第 1 輛車之後，第 i 輛停等車的疏解車距等於其疏解時間 t_i 與其前車(第 i-1 輛)疏解時間 t_{i-1} 之差距($t_i - t_{i-1}$)。現場調查時，車尾的實際位置有時難以確定，在此情況下，疏解時間可用後輪當基準。

在第 1 停等位置的車輛通常有較高的平均疏解車距，隨後停等車的平均停等車距逐漸減少。傳統分析號誌作業的方法[10]假設第 4 或第 5 停等位置後之車輛的平均疏解車距會趨近一大致穩定的平均值，如圖 2.33 之 H_s 所示，此穩定平均疏解車距稱為飽和車距。如飽和車距等於 H_s 秒，則飽和流率等於 3,600/H_s (輛/小時)。

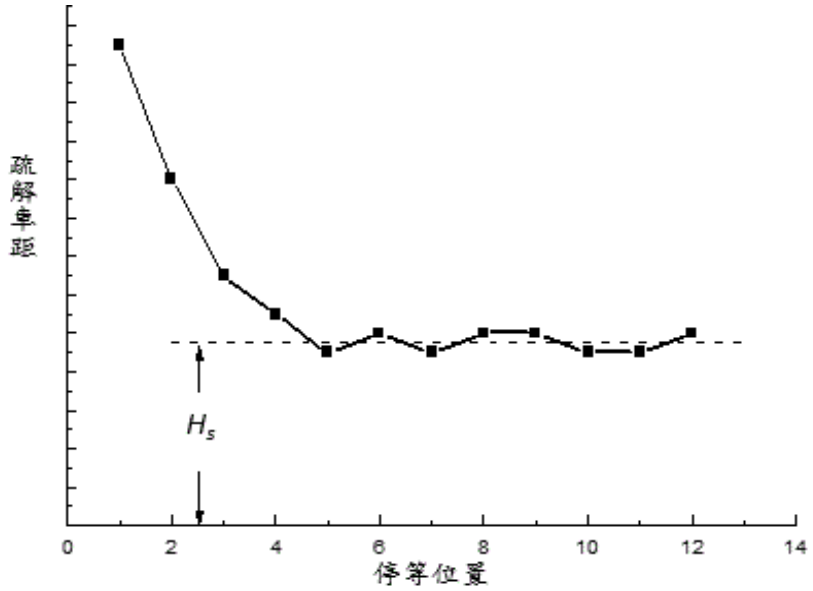


圖 2.33 停等疏解車距隨停等位置變化的傳統觀念

根據上述的傳統觀念，一時相之停等車疏解率隨時間變化的特性如圖 2.34 所示。綠燈時段 G 開始之後，疏解率迅速上升，達到一穩定的飽和流率 Q_s，然後在黃燈時段 Y 及全紅時段 AR 降到零。圖 2.34 流率曲線與橫軸所造成的面積代表在一時相中最多能疏解的車數，此面積可用圖中一長方形的面積來替代。圖中 A_1 的面積若等於 A_2 的面積，則 L_1 代表起動疏解時的損失時間(Start-up lost time)。如 B_1 的面積等於 B_2 的面積，則 L_2 代表燈號轉換期間(亦即黃燈及全紅時段)的損失時間，L_1 及 L_2 之和代表一時相的損失時間。一時相的有效綠燈

時間 G_e 則等於時相之長度($G + Y + AR$)減掉損失時間($L_1 + L_2$)。

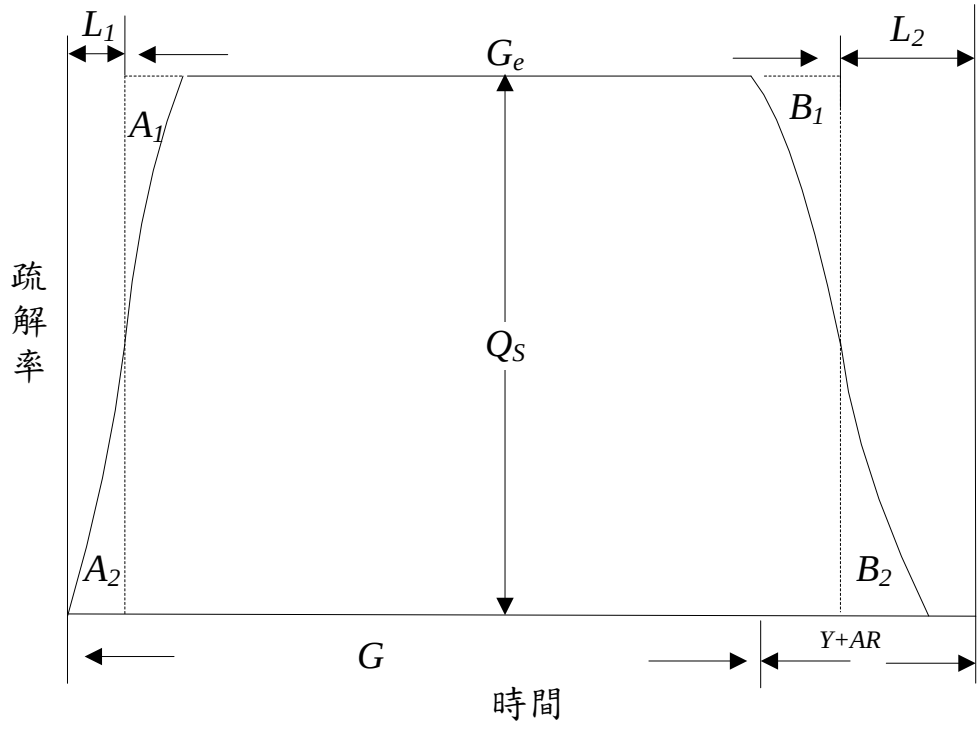


圖 2.34 傳統停等車疏解之觀念

如果傳統的停等車疏解特性可合理的代表實際疏解特性，則一車道的容量可簡易估計如下：

$$Q_{max} = Q_S \frac{G_e}{C} \tag{2.12}$$

此式中，

Q_{max} = 容量(輛/小時/車道)；

Q_s = 飽和流率(輛/小時/車道)；

G_e = 有效綠燈時間(秒)；

C = 週期長度(秒)。

但是傳統的疏解觀念常與實際的疏解特性有顯著的差異。以美國紐約州長島 3 處號誌化路口為例，圖 2.35 顯示平均疏解車距持續下降，並沒有在第 4 或第 5 停等位置之後就呈現穩定狀況的現象[18]。本所在臺灣蒐集的現場資料也顯示除了左轉車流有非常少的例外之外，市區及郊區停等車隊疏解率沒有達到一穩定飽和流率的狀況[19,

20, 21]，如圖 2.36 所示。因此，式(2.12)估計車道容量的方法不適用於分析臺灣的號誌化路口。比較簡單又可靠的方法是根據如圖 2.37 所示之疏解車數與綠燈長度(及黃燈、全紅時段)的關係來估計一時相內可疏解之最大車數。

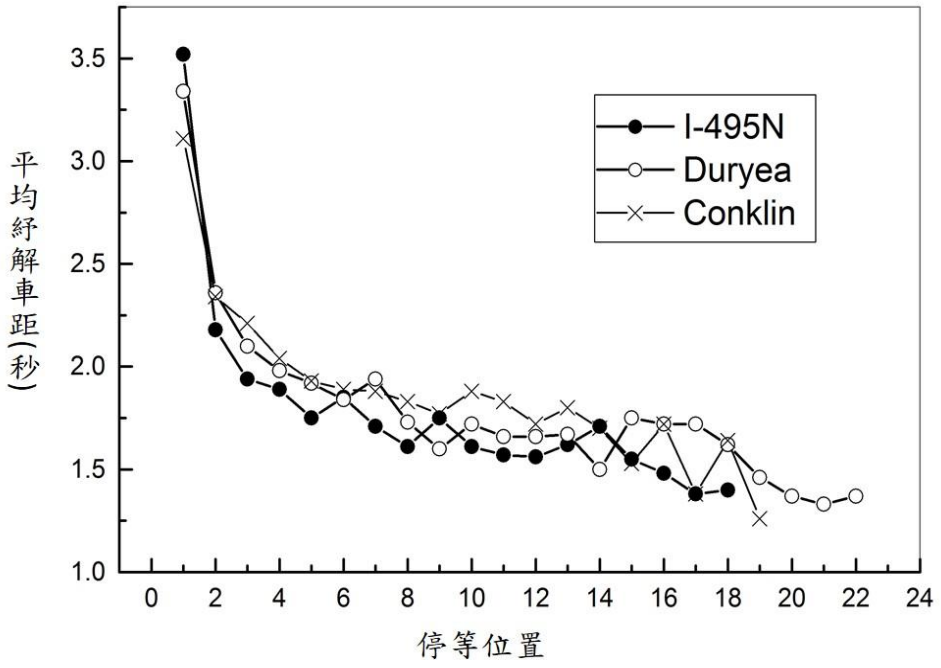


圖 2.35 紐約州長島 3 處號誌化路口停等車疏解車距之特性

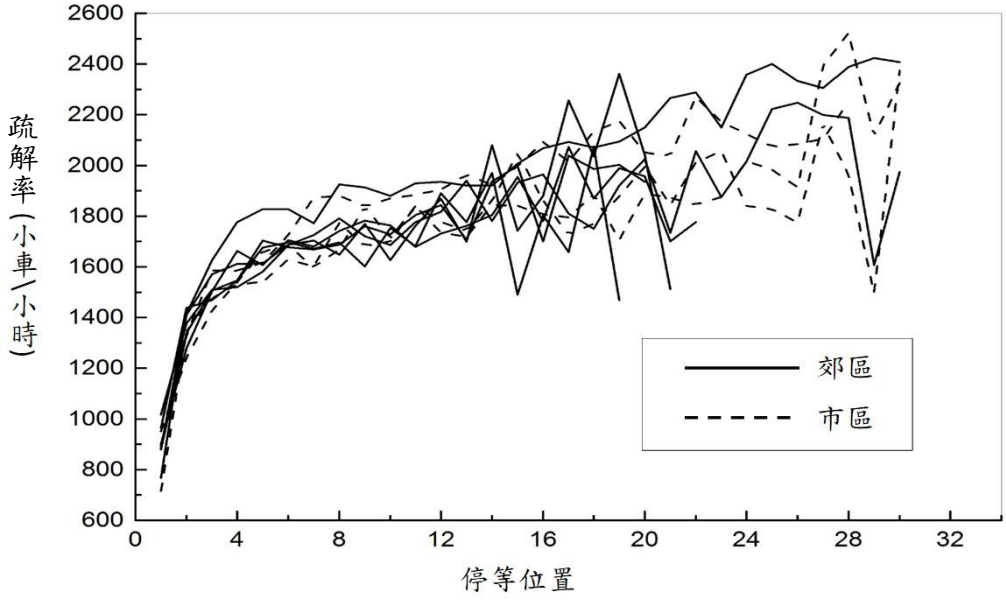


圖 2.36 臺灣市區及郊區直行停等車疏解率之特性

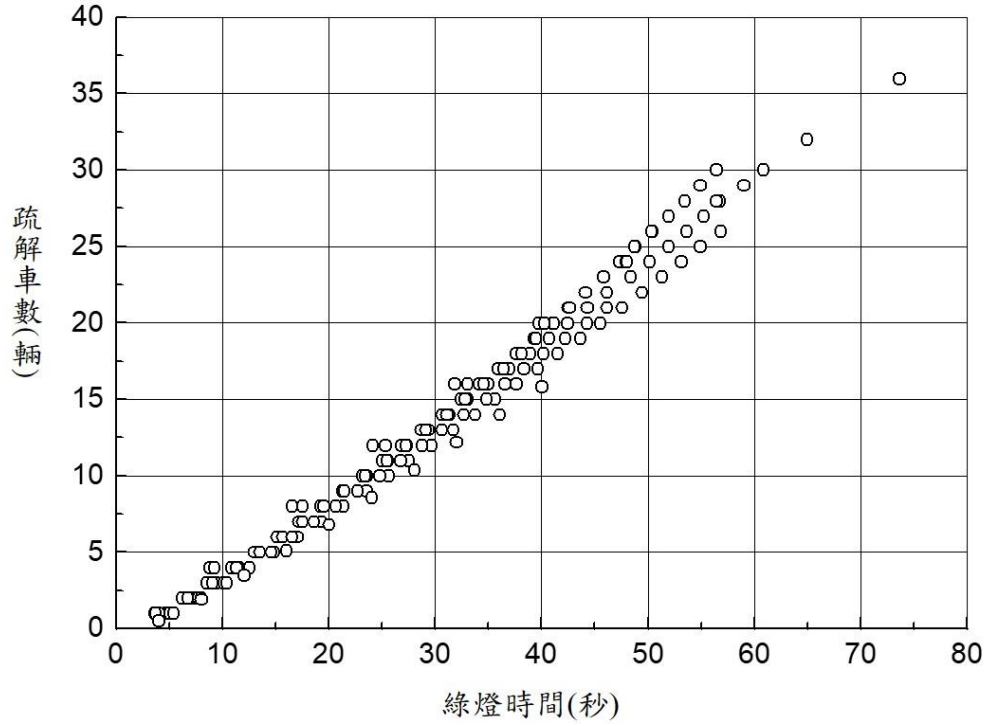


圖 2.37 停等車疏解車數與綠燈時段之關係

2.4.12 路口車輛延滯(Delay)

廣義而言，車輛延滯代表因車輛不能以自由速率行進而增加的旅行時間。延滯可能是在正常車流中車與車之間的干擾所造成，也可能是因受號誌或「停」、「讓」控制所造成。

圖 2.38 顯示車輛通過一路口的三個可能軌跡。AB 代表車輛能以自由旅行速率持續行進並在瞬間 t_1 通過 S 點之停止線的情況。AC 代表車流中車與車顯著干擾，因此車輛只能以比自由速率低的速率持續行進，在瞬間 t_2 通過停止線。AD 代表車輛須減速、停等，然後加速在瞬間 t_5 時通過停止線的情況。車輛延滯的性質可能從這些軌跡來探討。

圖 2.38 中 t_5 與 t_1 的差距代表因車與車之間互相干擾及交通控制的約束造成從 A 點通過 S 點時的總延滯，t_5 及 t_2 的差距則代表交通控制的約束所造成的延滯。這兩種延滯不容易從現場調查來估計，因為必須先估計平均自由速率或因車與車之間互相干擾所產生的平均速率，才能估計 t_1 及 t_2。建立分析性模式(analytical model)來估計 $t_5 - t_1$ 或 $t_5 - t_2$ 之平均值也相當困難。

圖 2.38 之停等延滯等於車輛受阻擋而不能前進的時間。此延滯

不包括因減速及加速所產生的額外旅行時間，但從駕駛人的立場而言，停等時間是很難以接受的行車狀況。此外，停等延滯的現場調查相較比較容易，因此適用於評估阻斷性車流的設施。

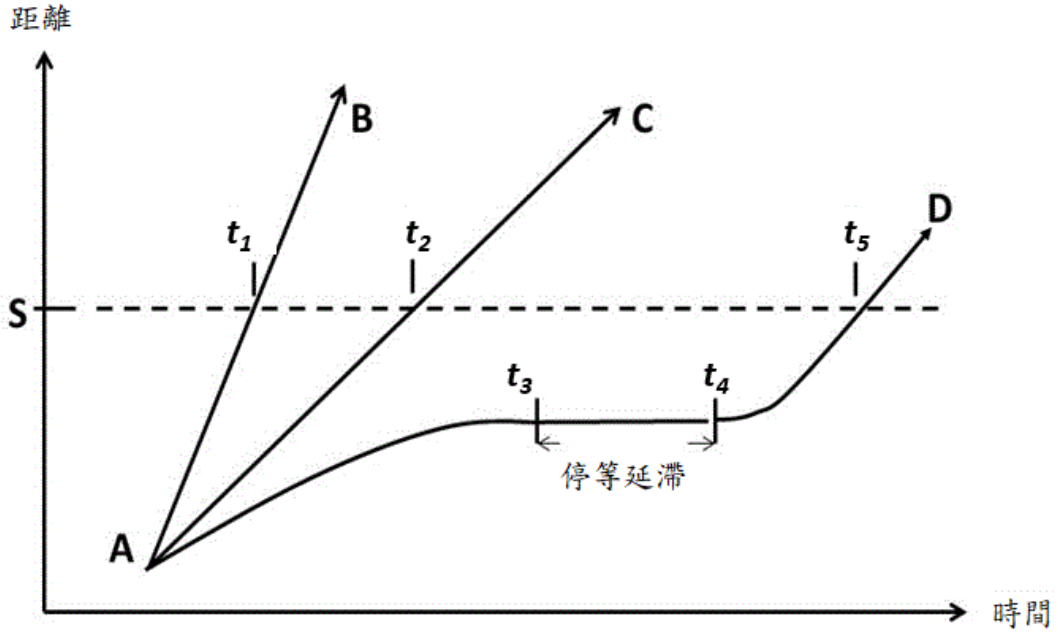


圖 2.38 車輛軌跡示意圖

2.4.13 小客車單位量(Passenger Car Unit or PCU)、小客車當量(Passenger Car Equivalent or PCE)及小車當量

目前各國使用的容量分析方法常依賴分析性模式，為分析方便，不同車種常用小客車當量轉換成對等之小客車單位量。分析臺灣公路車流最少須考慮 5 車種：機車、小車、大客車、大貨車及聯結車。本手冊所指的小車包括小客車、廂型車及小貨車。這些小車之運轉特性沒有顯著差異，所以本手冊所稱之小客車當量實值上等於小車當量。若有必要聯結車可分成半聯結車及全聯結車。

如果考慮每一車種，則分析方法會變得很複雜，不易應用，而且建立分析方法所需的資料相當龐大。在這些限制下，本手冊有幾章只將車種分成小車及大車。本手冊所指之小車不包括機車。大車則包括大客車、大貨車及聯結車。

一車種的小車當量可從許多不同的角度來衡量[23]。例如一路口

的車道在大車(或機車)比例為 P_1 時之飽和容量為 Q_1，大車(或機車)比例為 P_2 時之飽和容量為 Q_2，而每大車(或機車)之小客車當量為 E，則下列關係必須存在：

$$Q_1(1-P_1)+Q_1P_1E=Q_2(1-P_2)+Q_2P_2E \tag{2.13}$$

換言之，大車(或機車)之小客車當量可估計如下：

$$E=\frac{Q_2(1-P_2)-Q_1(1-P_1)}{Q_1P_1-Q_2P_2} \tag{2.14}$$

但如將大車(或機車)轉換成小車的目的在於估計平均延滯，則從式(2.14)所求得之小車當量不一定適用。

機車在車道寬超過大約 2.5 公尺之車道上有併行的可能。併行的可能性預期會隨機車比例增加而增高，而對應每機車所擁有的平均車距也隨之減低。換言之，機車之小車當量會隨車道寬及機車比例而變，機車比例越高，其當量越低。

分析非阻斷性車流之工作常用在平坦路段、沒有大車而且車流穩定狀況下之代表性流率與速率關係作基準。如果分析路段有顯著的坡度或有大車，則訂定適當的小車當量會遭遇到困擾。德國交通界認為小客車當量不適合德國的交通狀況，所以德國之公路容量手冊[24]不採用小客車當量之觀念分析坡度路段。

圖 2.39 可用來說明小車當量不適用於分析坡度路段的理由。此圖顯示在一平坦路段且只有小車(坡度=0%；大車比例=0%)之流率與速率關係，也顯示在 4%上坡地點，有 30%大車時之流率與速率關係。假設上坡地點流率為 700 輛/小時/車道之平均速率為 57 公里/小時，而此流率轉換成平坦路段之小車流率為 1,300 小車/小時/車道。又假設轉換成小車之後之車流屬穩定車流(未進入壅塞狀況)。則從圖 2.39 可知對等小車車流之平均速率為 94 公里/小時。原來平均速率只有 57 公里/小時之車流很顯然與轉換後平均速率 94 公里/小時的車流有顯著不同的性質，兩者不能視為對等車流。

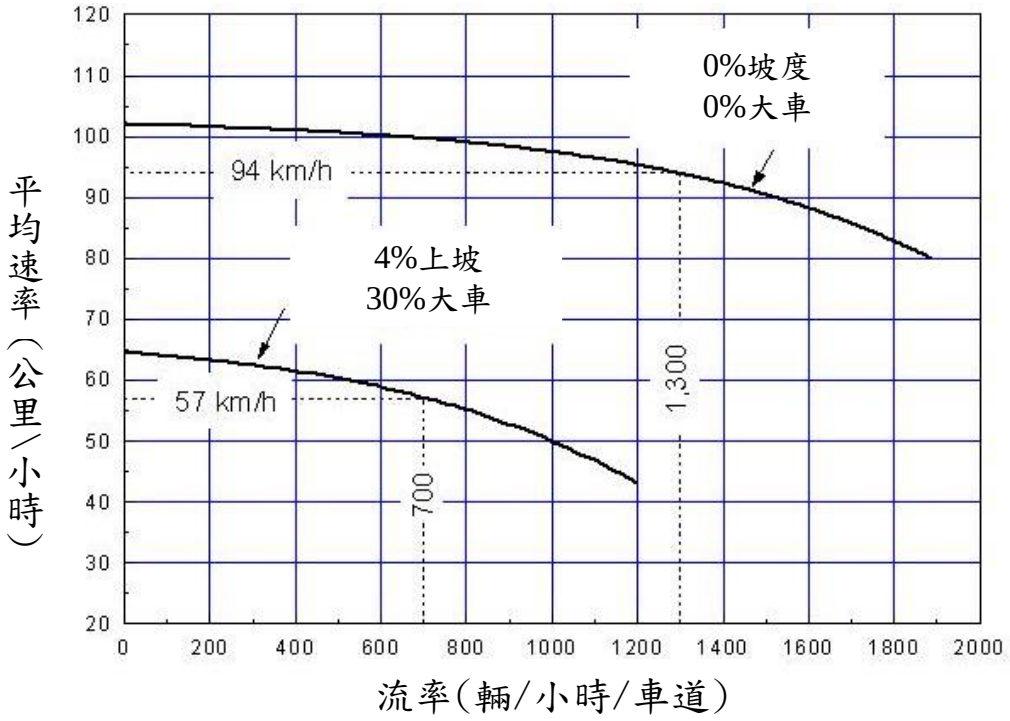


圖 2.39 車流轉換前後狀況說明圖

估計平坦路段非阻斷性車流中車輛之小車當量須符合轉換之後的對等小車車流與原來車流有大致相同速率之原則。在此情況下，下述方法可用來估計小車當量。

假設某 5 分鐘內之車流狀況大致穩定（速率沒有大變化），則其混合車流之流率可根據下式轉換成對等小車流率：

$$Q_s = Q(1-P) + QPE \tag{2.15}$$

此式中，

Q_s ＝ 速率與混合車流速率大致相同時之對等小車流率(小車/小時)；

Q ＝ 混合車流之流率(輛/小時)；

P ＝ 非小車之車輛比例；

E ＝ 非小車之車輛的小車當量。

若將式(2.15)中之流率用相關之平均車距來代替，則可改寫為

$$E = 1 + \frac{1}{P}\left(\frac{H}{H_S} - 1\right) \tag{2.16}$$

此式中，

H ＝ 混合車流之平均車距(秒)；

H_S ＝ 對等小車車流之平均車距，亦即車流中只有小車時之平均車距(秒)。

應用式(2.16)必須選擇只有小車且平均速率大致等於混合車流平均速率的車流，做為比較之基準。如果混合車流只有小車及大客車(或其他車種)，則混合車流之平均車距 H 受下列 4 種跟車狀況時之平均車距所影響：

1. H_{SS}： 小車(代號 S)跟隨小車之平均車距(秒)。
2. H_{BS}： 小車(代號 S)跟隨大客車(代號 B)之平均車距(秒)。
3. H_{SB}： 大客車跟隨小車之平均車距(秒)。
4. H_{BB}： 大客車跟隨大客車之平均車距(秒)。

如果有上述 4 種跟車型態之平均車距，則混合車流之平均車距可估計如下：

$$H = H_{SS}(1-P) + H_{BS}P(1-P) + H_{SB}(1-P)P + H_{BB}P^2 \quad (2.17)$$

此式中，

P ＝ 大客車比例。

估計 H_{SS}、H_{BS}、H_{SB} 及 H_{BB} 需大量的現場資料。小車跟隨小車的平均車距 H_{SS} 可利用在 5 分鐘內只有小車時之資料來估計。圖 2.40 為偵測器資料所顯示之 H_{SS} 的一樣本。此圖顯示 H_{SS} 隨速率而變。H_{SS} 也會隨路段所在地點而變。而國內缺乏不同車種跟隨車距的研究，所以沒有本土 H_{BS}、H_{SB} 及 H_{BB} 之資料。

Drakopoulos 等人[25]在美國執行之大型研究計畫報告指出，大車跟隨小車及小車跟隨大車的平均車距皆比小車跟隨小車之平均車距長。根據該報告提供之不同跟車狀況下的平均車距，圖 2.41 顯示小車跟隨大客車及大客車跟隨小車時，車距高出小車跟隨小車之額度。而因大客車跟隨大客車之機率非常低，該報告未能提供可估計 H_{BB} 之參考資料。

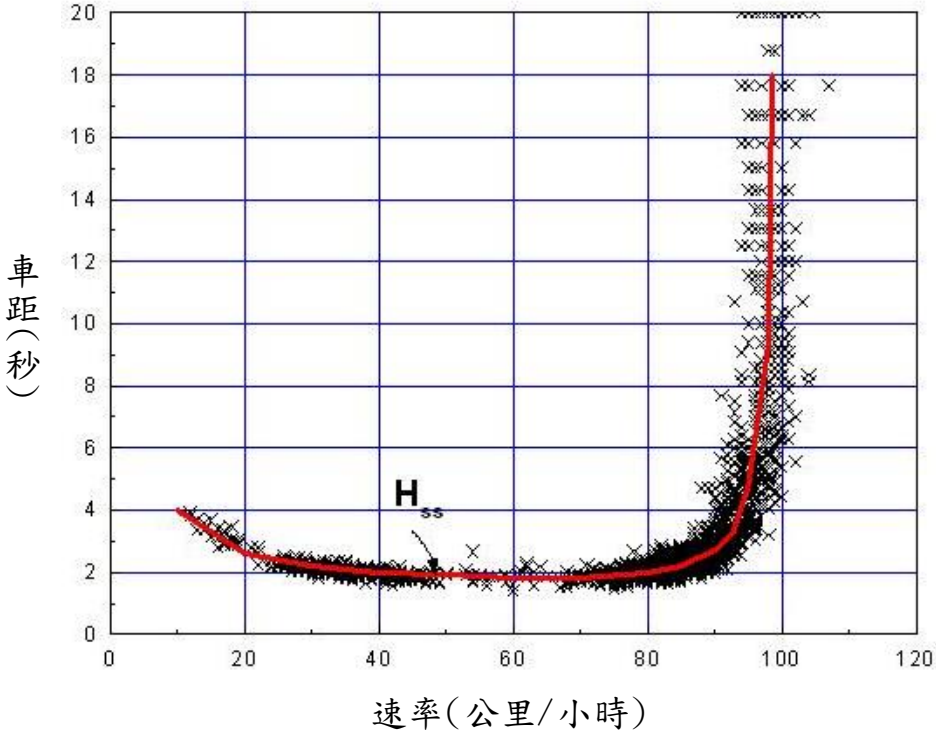


圖 2.40 國 3 南下 32.735K 安坑隧道小車跟隨小車平均車距特性

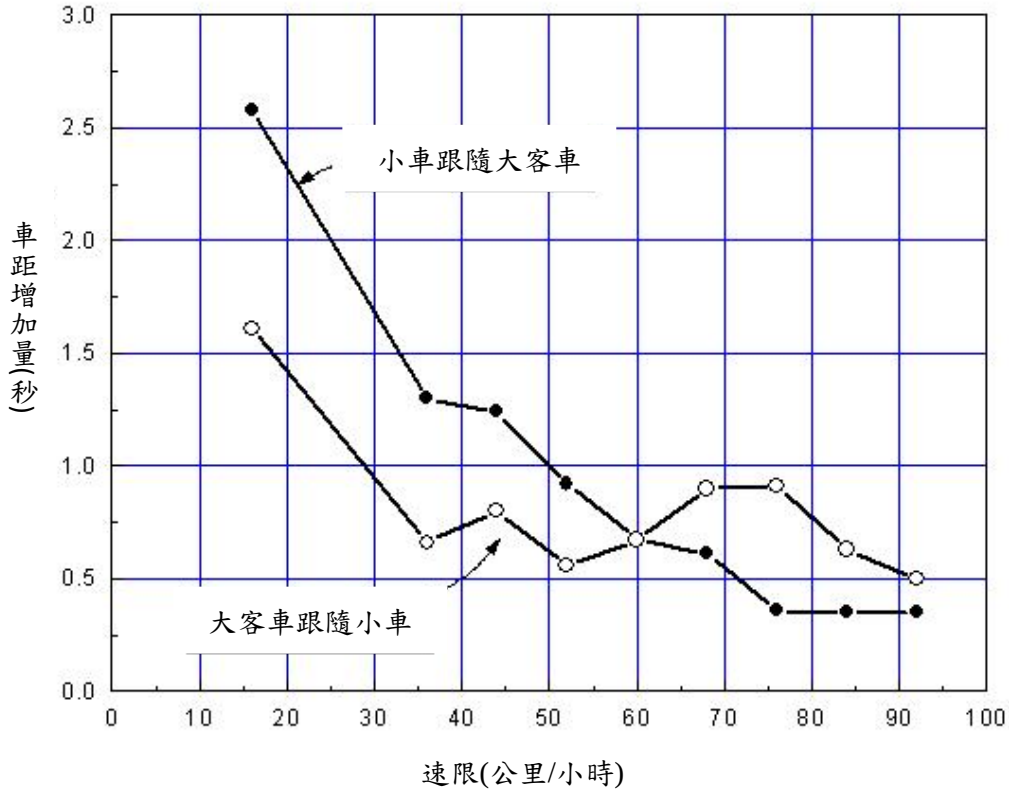


圖 2.41 因大客車之存在所造成之額外車距

理論上，車速越高，車距會增長，車輛長度對駕駛行為（如車距）的影響會越不明顯。因此在高速情況下，H_{BS}、H_{SB}及H_{SS}的差異會消失。換言之，速率越高，小車當量會越趨近 1.0。

式(2.16)只能用來估計車流中只有小車及另一車種時，另一車種之小車當量。如果車流中不只有一種非小車之車種，則式(2.16)只能用平均車距 H 來估計所有非小車車種之綜合小車當量，而不能用來同時估計所有車種的小車當量。

如能從現場資料估計平均車距 H (流率之倒數)及所有非小車之比例，則可從式(2.16)估計個別車種之小車當量，再用一近似方法估計綜合小車當量如下：

$$E = 1 + P_1(E_1 - 1) + P_2(E_2 - 1) + \cdots + P_n(E_n - 1) \qquad (2.18)$$

此式中，

E = 綜合小車當量；

P_i = 第 i 種非小車之比例(i=1, 2,…., n);

E_i = 根據式(2.16)所估計，第 i 種非小車之小車當量(i=1, 2,…, n)。

為方便起見，交通調查資料常將所有車輛用小車當量轉換成小客車單位量。轉換的方法如下：

$$PCU = \sum Q_i E_i \qquad (2.19)$$

此式中，

PCU = 小客車單位量(小車)；

Q_i = 車種 i(包括小車)之車輛數(輛)；

E_i = 車種 i 之小(客)車當量。

2.5 容量分析

規劃、設計新的公路或評估現有公路以訂定改善策略時，須了解在特定的車流、幾何、交通控制及其他狀況下，公路設施所提供之服務品質。設計或評估行人設施時也需有類似的資料。容量分析的目的在於提供這些有關服務品質的資料，而不是只估計容量。

服務品質指從使用者角度所感受之交通運轉的好壞，其涵蓋層面廣泛，例如安全性、速率、舒適程度、延滯時間、停車時間及頻率、行車資訊、旅行時間之變異性等。為了提供客觀的評估，服務品質需用特定的績效指標(measure of effectiveness, MOE)來衡量。

2.6 績效指標之選擇

不同性質之交通設施需用不同的指標來衡量，同一類型的設施也可從不同的角度用不同的績效指標來評估。以雙車道的容量分析為例，目前各國正在使用或曾建議使用之一些指標包括[9, 26, 27, 28, 29]：

- 延滯百分比(percent time delay)。
- 跟車百分比(percent follower)。
- 平均速率(average travel speed)。
- 平均速率與自由速率或速限之比例。
- 跟車密度(follower density)。
- 車流密度(traffic density)。
- 超車比例(overtaking ratio)。

適用於容量分析的績效指標需有四個特性。第一，指標必須能反映使用者對服務品質感受的程度。第二，指標必須能讓交通機關容易使用來協助規劃、設計或評估的工作。第三，績效指標值須能直接從現場調查的資料來訂定。第四，如無現場資料可用，績效指標值須能用一分析性模式或模擬模式來估計。

績效指標之選擇隨分析對象的性質而變。例如 2011 年之公路容

量手冊所用的指標包括高速公路之「V/C 比」及「平均速率與速限的差異」,市區高架快速道路及地下道之車流「密度」,號誌化路口之「停等延滯」,非號誌化路口之「保留容量」,郊區雙車道公路之「延滯時間百分比」,行人設施之「平均行人占有面積」等。本手冊仍有許多章沿用 2011 年之版本,大幅修正過或新增之章(如第 4、第 8、第 11 及第 12 章)所用之指標則與舊版有差異。

本所修正各章之原則是採用「需求流率/容量(V/C)比」及「平均速率/速限比」評估所有非阻斷性車流路段,並單獨使用「平均速率/速限比」評估有號誌化路口之市區及郊區幹道。不繼續採用平均速率與速限差距之原因是因為當使用差距當指標時,必須根據不同速限以訂定不同服務水準藉以劃分等級標準,一旦公路設施之最高或最低速限改變,超過容量手冊原定的範圍,則沒有評估標準可用。平均速率/速限比之應用較為方便,近年來多數參與公路容量討論的交通界人士傾向採用比值以評估與速率有關之服務品質。

2.7 服務水準等級

容量分析所得績效指標值可直接用來協助規劃及設計或建立改善策略的工作。例如分析結果若顯示一路段之車流可維持 80 公里/小時的平均速率,則此速率很顯然的可直接用來判斷分析路段的服務品質是否符合要求。

但臺灣交通界長久以來已習慣將服務品質分等級的做法,所以本手冊的分析方法也根據績效指標的估計值,劃分服務水準等級。如一設施可用單一績效指標來評估,則服務品質可劃分為 A, B, C, D, E 及 F 級。A 級代表最佳的服務水準,F 級為最差的服務水準。如同一設施需用另一指標來評估,則其相關服務品質可分成 1, 2, 3, 4…級。其中,第 1 級為最佳,而該設施之合成服務水準可用 A1, A2, B2…等來代表。

服務水準的等級劃分常有主觀性,例如平均延滯是否必須在 10 秒以下或 15 秒以下才能算是 A 級或是第 1 級的服務水準,並沒有客觀條件來確定。幸好只要交通界用同樣的標準來分等級,這困擾不會

成為應用分析結果的問題。

劃分服務水準等級會產生一比較難以處理的問題。這問題是績效指標值有極小的變化時，服務水準可能升或降一級，但實際的服務品質並無實質的差別。在這情況下，分析結果的使用者宜考慮外在因素(如財源、民眾之要求、設施之重要性等)來做決定。

本手冊根據需求流率/容量(V/C)比所訂定的服務水準等級劃分標準與 2011 年版之標準有差異。例如 2011 年手冊將高速公路基本路段 V/C 比不超過 0.35 之情形訂為 A 級服務品質，但本手冊將 A 級的上限降為 0.25。這是因為近年來臺灣非阻斷性車流路段之現場資料經常顯示車流密度從接近 0 輛/公里稍微增加時，平均速率就有明顯下降之趨勢。這現象表示 A 級所代表之自由旅行狀況的範圍很窄，所以用 0.25 做為 A 級的上限較為合理。

此外，近年來之現場資料亦顯示 V/C 比超過 0.8 時，車流常從穩定進入壅塞狀況。因此本手冊將 C 級及 D 級的界線從 2011 年版的 0.85 調降為 0.80。

2.8 分析性模式(Analytical Model)及模擬模式 (Simulation Model)

分析單純的交通運轉時，本手冊採用以公式及圖表為基礎之分析性分析方法。但許多交通運轉，如號誌控制、坡度路段的車流及郊區雙車道上之超車行為，需利用電腦模擬模式直接當作分析工具或協助發展分析性模式。分析性分析方法常涉及許多步驟，方法之使用容易產生錯誤。應用模擬模式之前必須建立一輸入檔，輸入檔的建立也容易發生錯誤。

為了協助公路容量之分析工作，本所提供 2021 公路交通系統模擬(2021HTSS)模式及臺灣公路容量分析軟體(THCS)。這些分析工具及相關說明檔可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。

參考文獻

1. *Traffic Detector Handbook*, Third Edition-Volume 1, FHWA-HRT-06-108, Federal Highway Administration, October 2006。
2. Lin, F. B., Su, C.W., Chen, C-F., and Huang, H. H., "Analysis of Traffic Flow Characteristics on Sun Yat-Sen National Freeway for Capacity and Level-of-Service Analysis," *Transportation Planning Journal,* Vol. 22, No. 4, December 1993, pp. 445-478.
3. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-097-1419，交通部運輸研究所，民國 107 年 11 月。
4. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, Fifth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., 2011.
5. *Computer Programs for Urban Transportation Planning*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1977.
6. Edwards, Jr., J. D., editor, *Transportation Planning Handbook*, 2nd ed., Institute of Transportation Engineers, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1999.
7. Solberg, P., and Oppenlander, J. C., " Lag and Gap Acceptances at Stop-controlled Intersections," *Highway Research Record 118*, 1966, pp. 48-67.
8. Pignataro, L. J., *Traffic Engineering*, Theory and Practice, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1973.
9. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1985.
10. *HCM2010 Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, Washington, D. C., 2010.
11. Raff, M. A., *A Volume Warrant for Urban Stop Signs*, ENO Foundation, 1950.
12. Bissell, H. H., *Traffic Gap Acceptance from a Stop Sign*, University of California Research Report, University of California, Berkley, California, May 1960.
13. Oppenlander, J. C., et al., "Sample Size Requirements for Vehicular Speed," *Highway Research Board Bulletin 281*, 1961.

14. Drew, D. R., *Traffic Flow Theory and Control*, McGraw-Hill Book Company, 1968.
15. Akcelik, R., "A Review of Gap-Acceptance Capacity Models," 29th Conference of Australian Institute of Transportation Research, Adelaide, Australia, December 5-7, 2007.
16. Pollatschek, M. A., Polus, A., and Livneh, M., "A decision model for gap acceptance and capacity at intersections," *Transportation Research Part B: Methodological*, Vol. 36, Issue 7, August 2002, pp. 649-663.
17. Research and Innovative Technology Administration, *Macroscopic Review of Driver Gap Acceptance and Rejection Behavior at Rural Thru-Stop Intersections in the US – Data Collection Results for Eight States*, CICAS-SSA Final Report No. 3, U.S. Department of Transportation, August 2010.
18. Lin, F. B., Thomas, D. R., "Headway Compression During Queue Discharge at Signalized Intersections," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 1920, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2005, pp. 81-85.
19. Lin, F. B., P. Y. Tseng, and C. W. Su, "Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 1883,Transportation Research Board, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
20. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(1/2)」，95-113-1235，交通部運輸研究所，民國 95 年 7 月。
21. 「臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究(三)」，94-78-1221，交通部運輸研究所，民國 94 年 6 月。
22. Krammes, R. A., and Crowley, K. W., " Passenger Car Equivalents for Trucks on Level Freeway Segments," *Transportation Research Record 1091*, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1987, pp. 10-17.
23. McShane, W. R., and Roess, R. P., *Traffic Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1990.

24. *FGSV: Handbuch fuer die Bemessung von Strassen (German Highway Capacity Manual)*, HBS 2001, Forschungsgesellschaft fuer Strassenund Verkehrswesen, Cologne, (www.fgsv-verlag.de), 2005.
25. Drakopoulos, A., Liu, Y., and Horowitz, A., *Heavy Vehicle Performance During Recovery from Forced-Flow Urban Freeway conditions Due to Incidents*, *Work Zones and Recurring Congestion*, Final Report submitted to Research and Innovative Technology Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., December 2013.
26. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(2/3)」，104-86-1353，交通部運輸研究所，民國 104 年 7 月。
27. van As, C., *The Development of an Analysis Method for the Determination of Level of Service on Two-Lane Undivided Highways in South Africa*, Project Summary, South African National Roads Agency, Limited, Pretoria, 2003.
28. Morrall, J. F., and Werner, A., "Measuring Level of Service of Two-Lane Highways by Overtakings," *Transportation Research Record 1287*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1990, pp. 62–69.
29. Al-Kaisy, and Karjala, S., "Indicators of Performance on Two-Lane Rural Highways: Empirical Investigation," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2071, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2008, pp. 87–97.

第三章 高速公路系統

目　錄

3.1 緒論 3-1
3.2 服務水準之評估 3-1
3.3 後續改良分析方法之方向 3-2
參考文獻 3-3

3.1 緒論

高速公路係指車輛進出受到完全管制的多車道分隔道路。所謂完全控制乃指無平面交岔路口，並且車輛只能經由匝道進出。目前臺灣有 8 條高速公路。最短的國道 8 號公路只有 15.5 公里，最長的國道 3 號公路則有 432 公里。所有高速公路之總長度大約 1,044 公里(不含國 3 甲臺北聯絡道)。這些公路的車道寬在 3.6 公尺左右；右側路肩寬多數在 2 到 3 公尺之範圍；左側路肩寬通常不超過 1 公尺；坡度一般在 6%以下；曲率半徑不到 500 公尺之路段不多。

高速公路系統是由多種設施所組成。這些設施包括基本路段、匝道與主線匯流或分流之路段、交織路段、隧道及用以收費、交通控制、提供用路人資訊等子系統。基本路段指交通運轉受匝道、隧道或主線儀控(mainline metering)影響不顯著之路段。匝道路段是指讓車輛在高速公路主線及市區或郊區之道路進出的路段。交織路段是因在短距離內車輛須交織變換車道以進入下游匝道或主線車道所造成。

「2011 年臺灣公路容量手冊」第八章討論傳統收費站之運作績效與分析[1]，但是臺灣在 2014 年將傳統的收費站廢除，改用稱為 eTag 之電子收費(electronic toll collection，簡稱 ETC)，因此本手冊不再討論傳統收費站的分析。本手冊第八章的分析對象為高速公路隧道。

高速公路交通控制的對象包括速限、車種、車道使用、車重及匝道之使用(ramp metering)等。在特殊情形之下(如有橋梁或隧道之地點)，高速公路主線也可能用燈號限制流率，即主線儀控[1,2,3]。國道 5 號頭城交流道附近北上車道在進入雪山隧道前之號誌控制為主線控制之一例。用路人資訊一般包括估計之行車速率、壅塞程度、旅行時間、延滯時間及事故、速限及替代道路之訊息。

3.2 服務水準之評估

高速公路之各種設施對交通運轉有互動的影響。這些互動關係相當複雜。本手冊所提供的分析方法尚未能從系統的立場評估高速公路之服務水準，而只能將基本路段、主線與匝道匯流及分流之路段、交

織路段及隧道個別分析。分析方法乃根據在定點或很短路段的車流特性資料所建立。為了提供能分析互動關係之工具，本所已逐步發展多功能之模擬模式。此模式最新版本為 2021 年公路交通系統模擬模式(2021 Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 2021HTSS 模式)

2021HTSS 模式已經用高速公路基本路段、高速公路隧道及郊區多車道與雙車道公路非阻斷性車流路段之車流特性加以微調。但目前尚未有充分的現場資料可以微調匝道及交織路段的模擬車流行為。本手冊附錄 A 詳細說明 2021HTSS 模式之使用。

本手冊第四、五、六及八章採用 2 個績效指標評估基本路段、進口匝道路段、出口匝道路段及隧道之服務水準。其中一指標為流量/容量比(volume/capacity ratio，簡稱 V/C 比)。此指標反映平坦路段之壅塞程度，但不足以反映坡度路段交通運轉之效益。因此本手冊另外用平均速率與速限之比值評估服務水準。至於交織路段，本手冊仍暫時沿用民國 79 年容量手冊[4]之分析方法。該方法只用平均速率評估服務水準。

不同車道有不同的車流特性及服務品質，但為了避免分析工作太複雜，本手冊之分析方法將各車道的運作整合成單向之運作以作為評估之依據。

3.3 後續改良分析方法之方向

本手冊第四章基本路段及第八章高速公路隧道之分析方法乃根據近期的現場資料所建立。有關進、出口匝道路段之第五章及第六章尚未更新，但本所已展開現場調查之工作以建立改良之分析方法。至於交織路段，第七章之分析方法已太陳舊。此方法之更新為將來研究工作之一對象。

目前分析高速公路系統之一大缺陷是缺乏可預測匝道與匝道之間路段交通運轉及服務品質之工具。因此不能協助發展高速公路及一般道路整體之車流管制策略。未來可考慮以 eTag、路面線圈磁場偵測器(loop detector)等相關工具，蒐集進出口匝道車流特性資料來建立。

另考量臺灣快速公路與高速公路設計標準接近[5]、交通管制規則一致[6]，於快速公路完全出入管制且與其他公路立體相交之路段，暫比照高速公路分析方法評估，未來亦宜納為研究對象之一。

參考文獻

1. *Traffic Control Systems Handbook*, FHWA-SA-95-032, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, February 1996.
2. Jacobson, L., Landsman, J., "Case Studies of U.S. Freeway-to-Freeway Ramp and Mainline Metering and Suggested Policies for Washington State," *Transportation Research Record 1446*, Transportation Research Board, Washington, D.C., January, 1994., pp.48-55.
3. Haboian K.A., *Freeway Management Strategies*, Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., 1993.
4. 「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。
5. 「公路路線設計規範」，民國 109 年 8 月 19 日。
6. 「高速公路及快速公路交通管制規則」，民國 108 年 9 月 10 日。

第四章　高速公路基本路段

目　錄

頁次

4.1 緒論 4-1
4.2 分析對象 4-2
4.3 車流特性 4-2
4.3.1 車種組成 4-2
4.3.2 車種之車道分布 4-3
4.3.3 車流之車道分布 4-6
4.3.4 平坦路段大型車輛之小車當量 4-9
4.3.5 平坦路段平均自由速率 4-12
4.3.6 平坦路段代表性流率與速率關係 4-13
4.3.7 平坦路段之容量 4-21
4.3.8 代表性車輛之總重/馬力比 4-22
4.3.9 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係 4-22
4.3.10 坡度路段平均速率與流率之關係 4-24
4.3.11 占有率與車流密度之關係 4-24
4.4 績效指標及服務水準劃分標準 4-26
4.5 分析方法 4-28
4.5.1 平坦路段之服務水準分析 4-29
4.5.1.1 訂定幾何設計狀況 4-29
4.5.1.2 訂定須維持之服務水準 4-29
4.5.1.3 估計需求流率 4-30
4.5.1.4 估計對等小車流率 4-31
4.5.1.5 估計平均自由速率 V_f 4-31
4.5.1.6 設定基準速限 V_L 4-32
4.5.1.7 估計容量 Q_{max}、V/C 比及服務水準 4-32
4.5.1.8 估計平均速率 $\bar{V}$、$\bar{V}/V_L$ 比及服務水準 4-32
4.5.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析 4-32

4.5.3 坡度路段之服務水準分析 4-35
4.5.3.1 坡度路段之判別 4-35
4.5.3.2 服務水準評估 4-38
4.6 應用例題 4-41
4.6.1 例題 1 4-41
4.6.2 例題 2 4-42
4.6.3 例題 3 4-43
4.6.4 例題 4 4-46
4.6.5 例題 5 4-46
4.6.6 例題 6 4-47
參考文獻 4-50

圖 目 錄

頁次

圖 4.1　國道 1 號及 3 號公路路段之流率與速率關係 4-1
圖 4.2　三義路段北上小車之車道分布 4-5
圖 4.3　三義路段北上大車之車道分布 4-5
圖 4.4　2 車道且開放路肩路段車流之車道分布 4-6
圖 4.5　3 車道路段車流之車道分布 4-6
圖 4.6　3 車道且開放路肩路段車流之車道分布 4-7
圖 4.7　4 車道路段車流之車道分布 4-7
圖 4.8　國 3 南下鶯歌系統-大溪路段小車跟隨小車之平均車距. 4-10
圖 4.9　國 1 及國 3 大車之小車當量 4-10
圖 4.10　國 1 及國 3 之 4 軸聯結車小車當量 4-11
圖 4.11　國 1 及國 3 之 5 軸聯結車小車當量 4-11
圖 4.12　國 3 南下大溪-龍潭 66.015K 各車道流率與速率關係..... 4-13
圖 4.13　國 3 南下鶯歌系統-大溪路段各車道之流率與速率關係. 4-14
圖 4.14　2 車道平坦路段之代表性流率及速率關係 4-14
圖 4.15　3 車道平坦路段之代表性流率及速率關係 4-15
圖 4.16　4 車道平坦路段之代表性流率及速率關係 4-15
圖 4.17　2 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率及速率關係 ... 4-15
圖 4.18　3 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率及速率關係 ... 4-16
圖 4.19　國 1 北上 8.243K 路肩及一般車道之綜合流率與
速率關係對比 4-21
圖 4.20　高速公路 123 kg/kW 聯結車高速上坡後，速率與
行車距離之關係 4-23
圖 4.21　高速公路 123 kg/kW 聯結車低速上坡後，速率與
行車距離之關係 4-23
圖 4.22　高速公路 123 kg/kW 聯結車低速下坡後，速率與
行車距離之關係 4-24
圖 4.23　國 1 南下 8.947K 密度 D1 及 D2 估計值的關係 4-26
圖 4.24　縱切面用近似縱切線來代表之情況一 4-33

圖 4.25　縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖 4-34
圖 4.26　縱切面用近似縱切線來代表之情況二 4-35
圖 4.27　3 車道上坡路段容量模擬值 4-40
圖 4.28　3 車道上坡路段平均速率模擬值 4-40
圖 4.29　例題 2 之近似縱切面示意圖 4-43
圖 4.30　代表性聯結車上坡減速時速率與行車距離之關係 4-44
圖 4.31　代表性聯結車上坡加速時速率與行車距離之關係 4-45
圖 4.32　代表性聯結車下坡加速時速率與行車距離之關係 4-45
圖 4.33　高速公路模擬路網示意圖 4-47
圖 4.34　例題 6 之模擬結果 4-49

表 目 錄

頁次

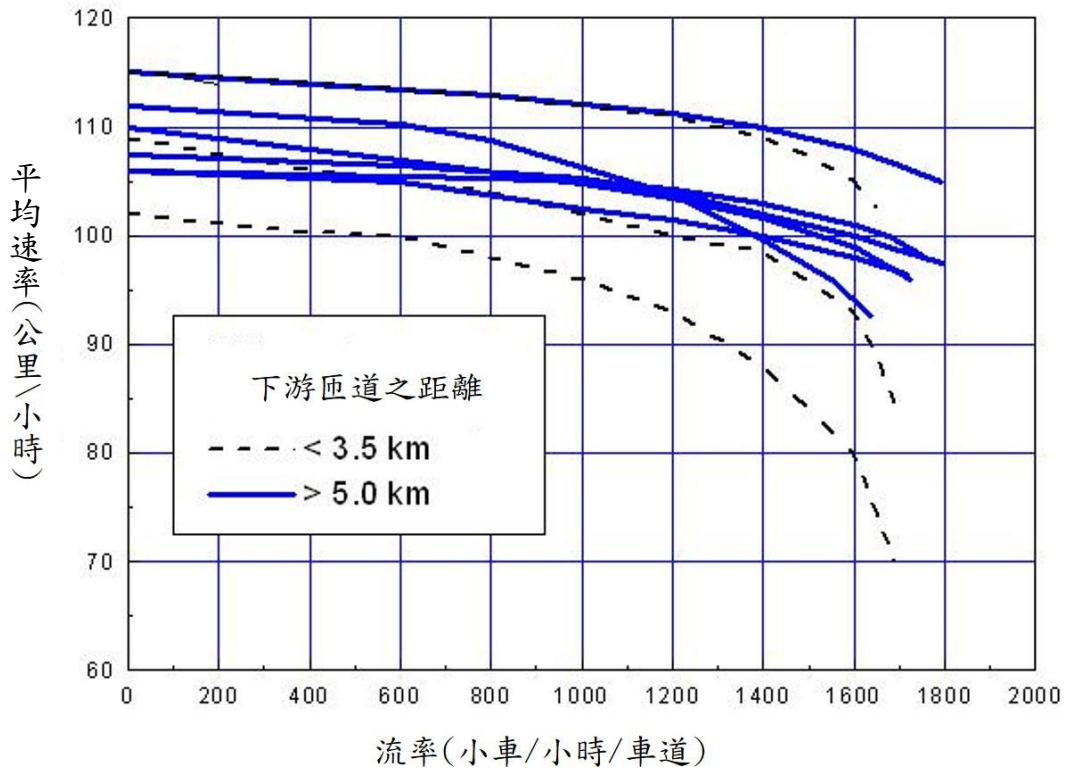
表 4.1　國 1 及國 3 偵測器蒐集之大車及聯結車比例 4-3
表 4.2　未開放路肩路段，車種之車道分布 4-4
表 4.3　開放路肩路段，車種之車道分布 4-4
表 4.4　平坦路段於穩定車流狀況下之車道分布估計模式 4-8
表 4.5　平坦路段於壅塞狀況下車流之車道分布 4-9
表 4.6　國 1 及國 3 大型車輛在平坦路段之小車當量估計模式 .. 4-12
表 4.7　平坦路段平均自由速率建議值 4-13
表 4.8　2 車道平坦路段之代表性流率與速率關係 4-16
表 4.9　3 車道平坦路段之代表性流率與速率關係 4-17
表 4.10　4 車道平坦路段之代表性流率與速率關係 4-18
表 4.11　2 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率與速率關係 ... 4-19
表 4.12　3 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率與速率關係 ... 4-20
表 4.13　高速公路代表性車輛之總重/馬力比 4-22
表 4.14　根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準 4-28
表 4.15　根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準 4-28
表 4.16　式(4.9)之係數估計模式 4-37

4.1 緒論

高速公路基本路段指在車流穩定狀況下，交通運轉不受匝道、隧道、收費系統或主線號誌控制影響的路段。一般而言，這種路段存在於遠離匝道、隧道及其他影響車流運轉之設施的地點。

臺灣高速公路有許多匝道，匝道與主線匯流或分流的地點時常為瓶頸路段，車流通過瓶頸路段之後產生加速行為，可能須行進一公里之後才能回復正常行車狀況。如果下游瓶頸壅塞程度越嚴重，那麼對上游車流的影響範圍也越大，因此距離多遠才可以視為基本路段難以確定。

國道1號及3號公路數個路段之車輛偵測器資料顯示(如圖4.1)，距離下游匝道不到3.5公里處的流率增高時，平均速率的下降程度相當高；但是當距離超過 5 公里之後，匝道影響則不顯著[1]。所以在目前車流狀況之下，基本路段預期離下游匝道最少 5 公里，離上游匝道則為1公里以上。



資料來源：[1]。

圖 4.1 國道 1 號及 3 號公路路段之流率與速率關係

基本路段可能坡度平坦，也可能有上、下坡。這種路段的運轉可能受車道數、車道寬、車種組成、坡度、坡長及駕駛行為等因素之影響。臺灣高速公路的車道寬多數在 3.5 公尺及 3.75 公尺之間，路肩寬通常在 1.8 公尺及 3.3 公尺之間。其他狀況相同時，在這些車道寬及路肩寬範圍內的路段預期有相近的交通運轉特性。

「2011 年臺灣公路容量手冊」[2]第四章分析高速公路基本路段的方法依賴很有限而且陳舊的流率與速率關係。此舊版分析方法亦缺乏適用於分析坡度路段之工具。為了建立改良的分析方法，本所以新發展之公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式，目前最新版本為 2021 年版)並分析 2018 年國 1 及國 3 號高速公路偵測器所蒐集之車流特性[3]。國道 5 號壅塞路段屬公路隧道或受隧道影響，因此尚無適合探討之基本路段。

4.2 分析對象

本章之分析對象分成平坦路段、代表性重車於上下坡之速率變化及坡度路段服務水準之評估。平坦路段及代表性重車於上下坡之速率變化可用圖、表及分析性模式來分析。坡度路段的運轉很複雜，本章建議採用 HTSS 模式來分析。將來可考慮利用大量的模擬資料建立可用來分析坡度路段之圖、表及分析性模式。

4.3 車流特性

4.3.1 車種組成

高速公路偵測器根據車長將車輛分成三類。長度不超過 5.5 公尺者視為小車；長度超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺者屬大車；長度超過 12.2 公尺者為聯結車。根據這些劃分標準，大車中可能有不少車長接近 5.5 公尺之輕型貨車。聯結車則包括半聯結車及全聯結車。大客車的長度不超過 12.2 公尺，因此屬於大車。

根據 2018 年 16 天之偵測器資料，在早上 5 點到晚上 7 點之間

通過 10 處路段的大車及聯結車比例如表 4.1 所示。

表 4.1 國 1 及國 3 偵測器蒐集之大車及聯結車比例

國道	路段	大車百分比(%)		聯結車百分比(%)	
		平均	範圍	平均	範圍
1	1N1 汐止-五堵北上	3.6	2.8-4.9	2.3	1.5-3.5
	1N2 湖口-楊梅北上	3.5	2.2-5.5	4.3	2.8-5.7
	1N3 新竹-竹北北上	4.0	2.2-6.2	3.8	2.5-5.4
	1S1 五堵-汐止南下	2.8	3.2-5.6	2.9	2.3-3.9
	1S2 楊梅-湖口南下	3.1	1.6-4.9	3.8	2.3-5.0
	1S3 內湖-圓山南下	8.6	8.2-8.8	2.5	2.2-3.0
3	3N1 龍潭-大溪北上	2.5	1.6-4.3	1.6	0.7-3.1
	3N2 關西-龍潭北上	2.9	1.1-5.0	1.1	0.4-1.9
	3S1 鶯歌系統-大溪南下	1.9	0.8-4.0	1.7	0.5-3.9
	3S2 大溪-龍潭南下	2.0	0.9-3.9	1.7	0.7-3.7

資料來源：[3]。

4.3.2 車種之車道分布

如表 4.2 及 4.3 所示，不同車種使用各車道之比例隨地點、車道數及路肩是否開放而異，車道編號以最內側車道為 1 車道，向外依序遞增。車種之車道分布有下列之一般性質：

1. 小車幾乎均勻的集中在最內側之兩車道。
2. 大車使用外車道之比例最高，使用內側道的比例常不到 10%。
3. 聯結車很少使用內車道，使用外車道之比例可達 87%。
4. 本章分析之開放路肩路段均限行小車，因此路肩開放時，偵測器資料顯示少有大車及聯結車會進入路肩。於 2 車道路段(如 1N1 及 1S3)，15%~27%之小車使用路肩；於 3 車道路段(如 1N3 及 3N1)，則 9%~13%之小車使用路肩。

表 4.2 未開放路肩路段，車種之車道分布

路段	小車				大貨車				聯結車			
	車道				車道				車道			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1N2	38.5	38.8	22.7	-	17.0	30.5	52.5	-	1.3	19.0	79.7	-
1N3	37.6	36.3	26.1	-	19.5	35.0	45.5	-	1.7	57.4	40.9	-
1S2	39.6	39.0	21.4	-	9.5	21.4	69.1	-	0.6	23.3	76.2	-
3N2	36.1	39.3	24.6	-	6.3	31.6	62.1	-	3.1	16.6	80.4	-
3S1	29.5	28.8	24.1	17.6	8.0	10.8	35.2	46.0	0.0	5.9	46.9	47.2
3S2	37.7	36.7	25.6	-	2.3	27.3	70.3	-	0.8	11.9	87.3	-

資料來源：[3]。

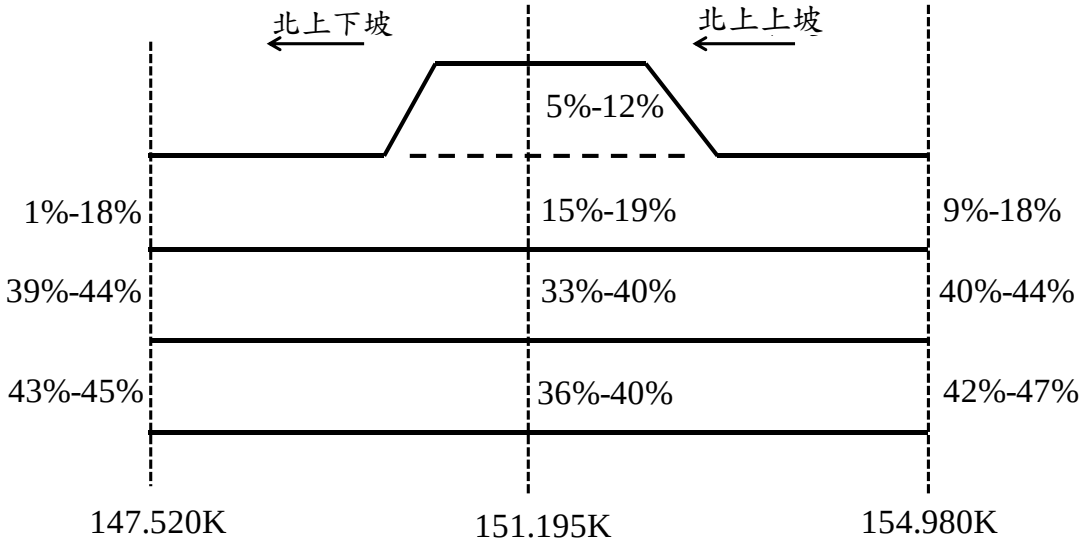
表 4.3 開放路肩路段，車種之車道分布

路段	小車				大車				聯結車				路肩
	車道				車道				車道				
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
1N1	44.7	39.8	(15.4)	-	35.2	57.4	(7.4)	-	30.1	69.5	(0.4)	-	開
1N1	50.0	48.9	(1.2)	-	32.9	66.6	(0.5)	-	28.5	71.3	(0.2)	-	關
1N3	33.0	31.1	26.5	(9.3)	16.2	43.7	35.4	(4.8)	0.4	51.1	48.1	(0.4)	開
1N3	35.8	38.1	24.8	(1.3)	12.3	38.7	48.3	(0.7)	0.2	41.0	58.7	(0.1)	關
3N1	33.1	31.3	22.6	(13.0)	11.8	34.7	49.2	(4.4)	3.1	20.7	74.2	(2.0)	開
3N1	38.5	40.4	19.9	(1.2)	8.3	32.3	58.8	(0.6)	0.5	19.9	79.5	(0.1)	關
1S3	35.1	27.2	(26.6)	-	38.6	50.2	(0.1)	-	37.2	51.4	(0.3)	-	開
1S3	49.0	37.0	(2.9)	-	38.6	50.3	(0.0)	-	33.3	55.5	(0.0)	-	關
註：( )內之值為路肩使用百分比													

資料來源：[3]。

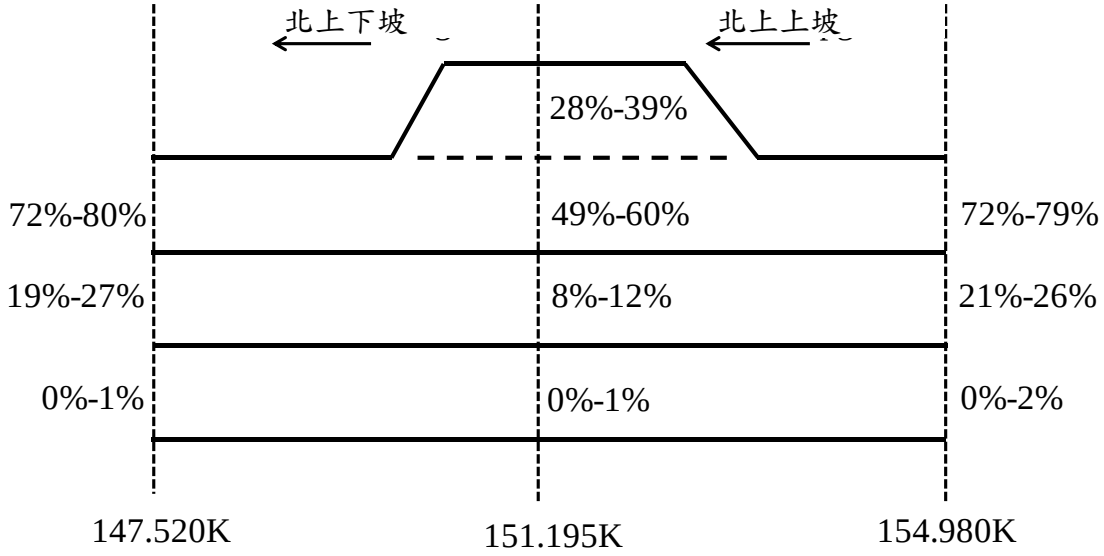
坡度路段上車流之車道分布預期會隨需求流率、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道而異。目前現場資料有限。本所於 2014 年

的研究[4]曾探討小車及大型貨車在國 1 三義坡度路段(147K-155K 之間)的車道分布。此路段北上的上坡及下坡坡度各約在 4.5%及 2.8%左右。圖 4.2 及 4.3 分別顯示北上小車及大車的車道使用率。在進入上坡之前，絕大多數的大車使用外車道。在有爬坡車道的地點，使用外車道及爬坡車道之大車占所有大車之比例更高。多數小車均勻的使用最內側兩車道。在有爬坡車道的地點，也有小部分小車進入爬坡道。南下之小車及大型貨車有相似之車道分布。



資料來源：[4]。

圖 4.2 三義路段北上小車之車道分布

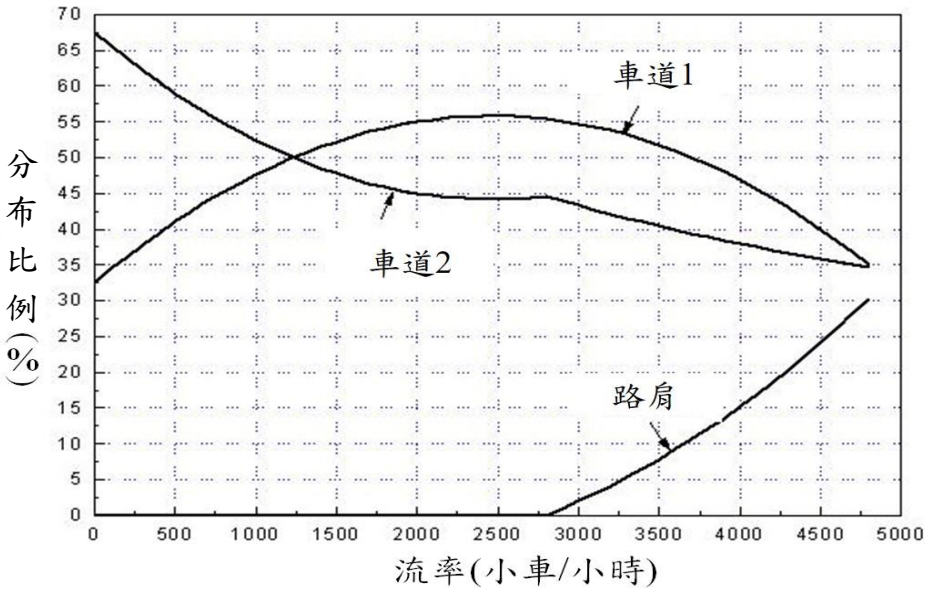


資料來源：[4]。

圖 4.3 三義路段北上大車之車道分布

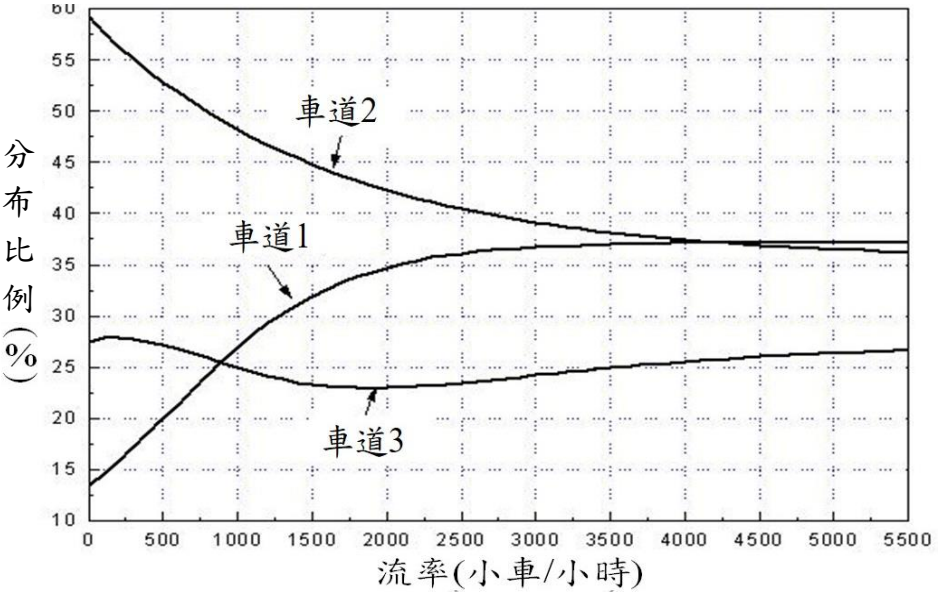
4.3.3 車流之車道分布

單向各車道的使用率隨需求流率、車道數、是否開放路肩、車流屬穩定或壅塞狀況及路段所在地而異。圖 4.4~4.7 顯示不同類型路段在車流穩定狀況下之車道分布，車道編號以最內側車道為 1 車道，向外依序遞增，這些車道分布可用表 4.4 所列之模式來估計。壅塞狀況時之車道分布則列於表 4.5。



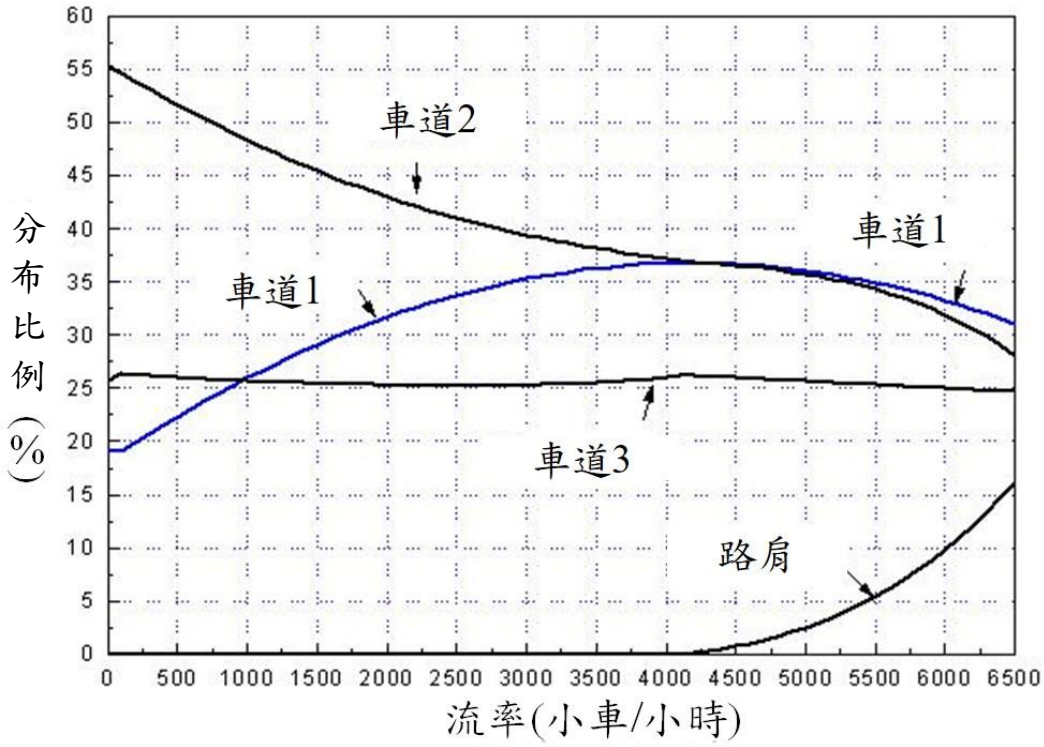
資料來源：[3]。

圖 4.4　2 車道且開放路肩路段車流之車道分布



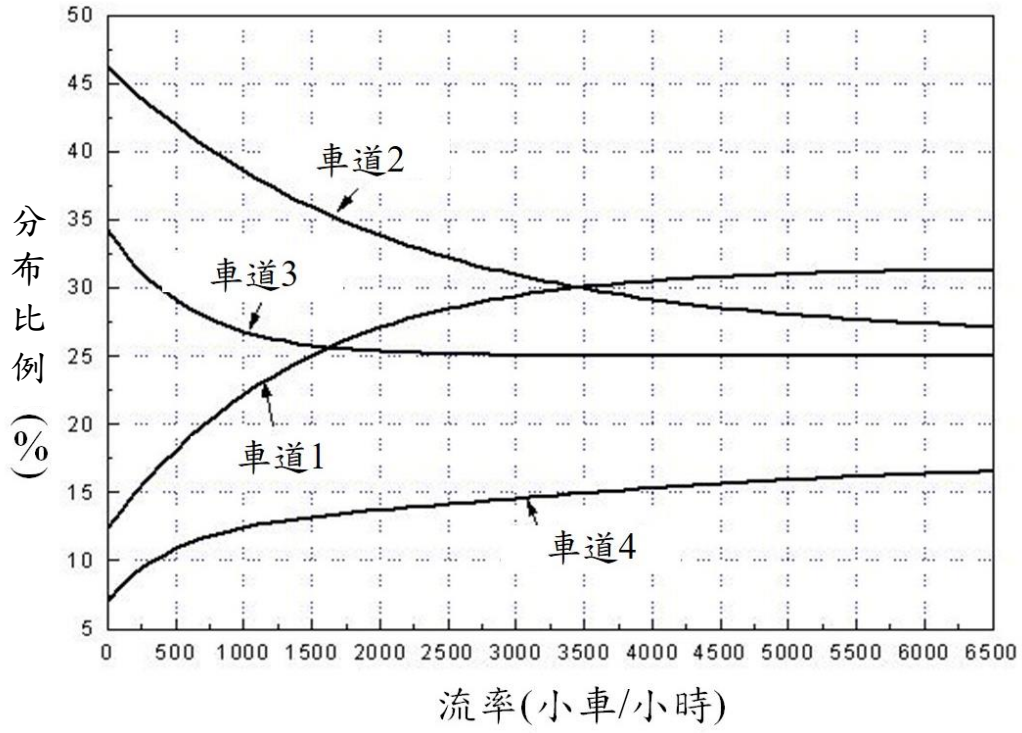
資料來源：[3]。

圖 4.5　3 車道路段車流之車道分布



資料來源：[3]。

圖 4.6　3 車道且開放路肩路段車流之車道分布



資料來源：[3]。

圖 4.7　4 車道路段車流之車道分布

表 4.4 平坦路段於穩定車流狀況下之車道分布估計模式

路段屬性		估計模式		
一般車道數	路肩開放	車道	分布比例 P_i(%)	適用流率範圍 Q (輛/小時)
2	有	1	$P_1 = 32.5+0.0189Q-3.828\times10^{-6}Q^2$	≦4,800
		2	$P_2 = 100-P_1$	≦2,800
			$P_2 = 67.8-0.0103Q+7.1313\times10^{-6}Q^2$	2,800~4,800
		路肩	$P_S = 0$	≦2,800
			$P_S = 100-P_1-P_2$	2,800~4,800
3	無	1	$P_{1=}4.3+\frac{32.852}{1+e^{-\frac{Q-551.23}{571.821}}}$	≦5,500
		2	$P_{2=}35.4+17.4e^{-\frac{Q-500}{1622.4}}$	≦5,500
		3	$P_3 = 100-P_1-P_2$	≦5,500
3	有	1	$P_1 = 19+0.00871Q-1.0666\times10^{-6}Q^2$	≦6,500
		2	$P_{2=}85.7-\frac{51.364}{1+e^{-\frac{Q+601.74}{1,632}}}$	≦4,080
			$P_{2=}37.6-\frac{47.359}{1+e^{-\frac{Q-7646.6}{828.04}}}$	4,080~6,500
		3	$P_3 = 100-P_1-P_2$	≦4,080
			$P_3 = 29.0-6.67\times10^{-4}Q$	4,080~6,500
		路肩	$P_4 = 0$	≦4,080
			$P_4 = 100-P_1-P_2-P_3$	4,080~6,500
4	無	1	$P_{1=}-131.1+\frac{162.442}{1+e^{-\frac{Q+2580.9}{1,276}}}$	≦6,500
		2	$P_{2=}26.3+15.63e^{-\frac{Q-500}{2,064.33}}$	≦6,500
		3	$P_{3=}25.0+4.09e^{-\frac{Q-500}{612.4}}$	≦6,500
		4	$P_4 = 1-P_1-P_2-P_3$	≦6,500

資料來源：[3]。

表 4.5 平坦路段於壅塞狀況下車流之車道分布

路段屬性		車道分布比例(%)			
一般車道數	路肩	車道			
		1	2	3	4
2	有	37	32	(31)	
3	無	33	34	33	
3	有	25	25	26	(24)
4	無	25	25	25	25
註：( )內之值為路肩使用百分比					

資料來源：[3]。

雖然車道分布隨路段所在地而異，同一類型之路段有類似的特性，例如 3 車道路段在車流穩定而且中、低流率的狀況下，中間車道(第 2 車道)之使用率最高。流率增加時，內車道(第 1 車道)及中間車道的使用率逐漸接近。外車道(第 3 車道)的使用率低於其他兩車道。在高流率，或壅塞狀況時，各車道的使用率接近 33%。

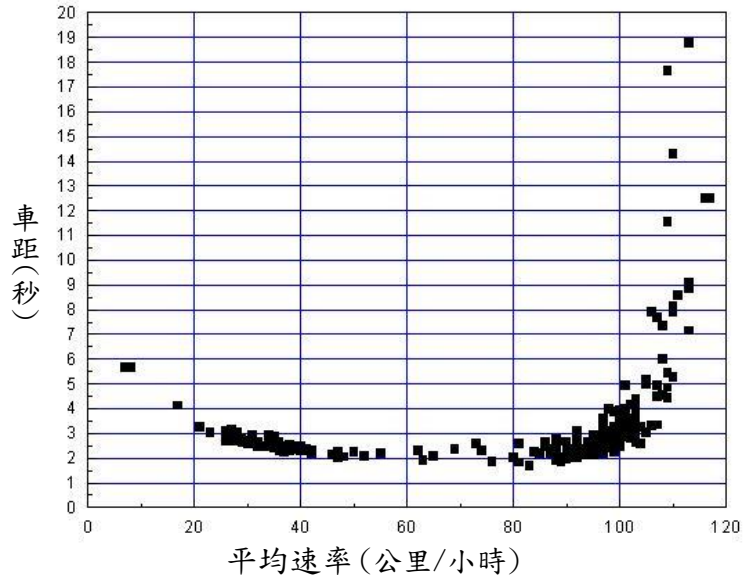
在路肩開放的路段上，車道使用之行為比較複雜。通常路肩開放且路肩開始有顯著車流時，一般車道之平均流率大約在 1,200~1,600 輛/小時左右。在中、低流率，且路肩未開放之前，第 2 車道的使用率高於第 1 車道。路肩開放之後，第 1 及第 2 車道的使用率隨流率的增高而逐漸降低。在快進入壅塞狀況之前，路肩的使用率只有一般車道使用率之 37%-85%。進入壅塞狀況之後，每車道的使用率皆相近。

4.3.4 平坦路段大型車輛之小車當量

本手冊第二章 2.4.13 節對估計平坦路段上大車之小車當量有詳細的說明。目前臺灣缺乏可用以估計小車當量之現場資料，所以本所 2019 年之研究報告[3]先根據偵測器資料篩選小車跟隨小車之車距與速率關係(圖 4.8 為分析結果之一)。然後利用美國一大型研究計畫之結果[5]估計小車跟隨大型車輛及大型車輛跟隨小車之額外車距。根據此手續估計大型車輛之小車當量如圖 4.9~圖 4.11 所示，並可用表 4.6 之公式估計近似值。小車當量之主要影響因素為車種及車速，

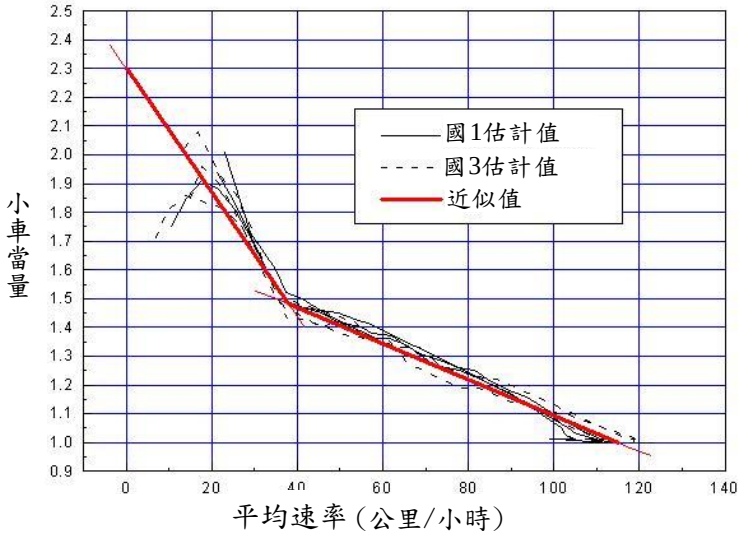
在目前常見的車種組成範圍內，大型車輛比例對小車當量的影響很微弱。

臺灣聯結車多數類似 4 軸聯結車，所以所有聯結車可當作 4 軸聯結車來估計當量。當量深受速率之影響。分析現存路段時，平均速率可從現場資料來估計。規劃新路段時，平均速率在當量未估計之前難以預測，因為一般路段之大型車輛比例不高，而且容量分析之主要對象為高速穩定狀況，所以採用固定的當量值 1.4 是一保守而且可接受的作法。



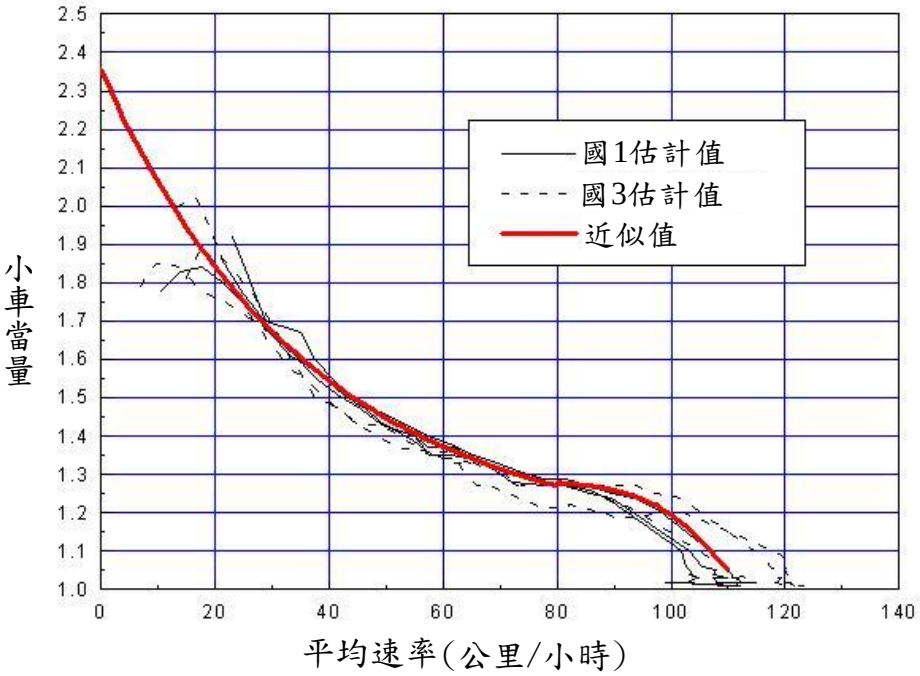
資料來源：[3]。

圖 4.8　國 3 南下鶯歌系統-大溪路段小車跟隨小車之平均車距



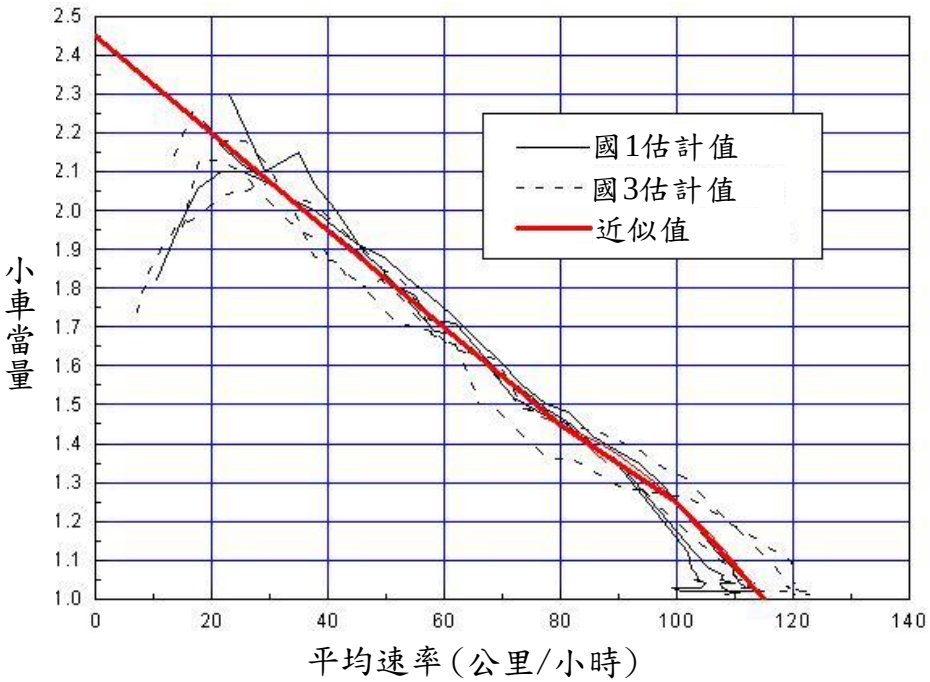
資料來源：[3]。

圖 4.9　國 1 及國 3 大車之小車當量



資料來源：[3]。

圖 4.10　國 1 及國 3 之 4 軸聯結車小車當量



資料來源：[3]。

圖 4.11　國 1 及國 3 之 5 軸聯結車小車當量

表 4.6　國 1 及國 3 大型車輛在平坦路段之小車當量估計模式

車種	估計模式	適用速率範圍 V(公里/小時)
大車	$E_{SU} = 2.3 - 0.0216V$	≦38
	$E_{SU} = 1.72 - 0.00623V$	38~115
	$E_{SU} = 1.0$	＞115
4 軸聯結車	$E_{T4} = 1.13 + 1.226\,e^{-\frac{V}{36.883}}$	≦80
	$E_{T4} = 1.29 - \frac{0.6453}{1+e^{-\frac{V-114.24}{7.9753}}}$	80~112
	$E_{T4} = 1.0$	＞112
5 軸聯結車	$E_{T5} = 2.45 - 0.0125V$	≦80
	$E_{T5} = 0.73 + 0.0243V - 1.905\times10^{-4}V^2$	80~115
	$E_{T5} = 1.0$	＞115

資料來源：[3]。

4.3.5 平坦路段平均自由速率

路段的綜合平均自由速率不一定比速限高。速限為 100 公里/小時之情況下，路段平均自由速率比速限高 0~15 公里/小時，平均差距為 5 公里/小時。速限為 110 公里/小時之路段的平均自由速率比速限高 -2~5 公里/小時，平均差距為 3 公里/小時[3]，但多數路段的平均自由速率比速限高 5 公里/小時。速限 90 公里/小時基本路段的自由速率不詳，預期接近 100 公里/小時。在無現場資料情況下，本章建議採用表 4.7 所列之平均自由速率。

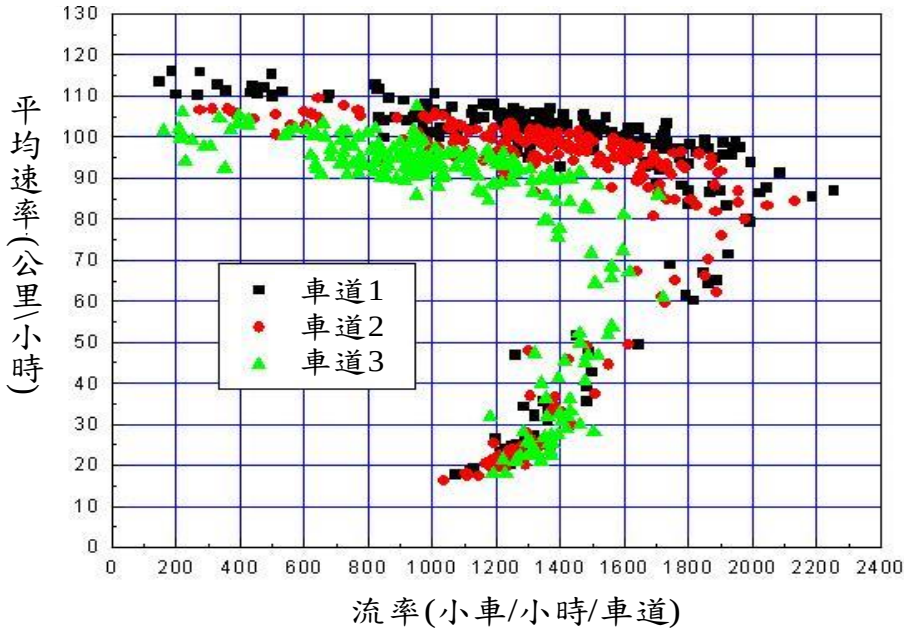
表 4.7　平坦路段平均自由速率建議值

速限(公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
90	100
100	105
110	115

資料來源：[3]。

4.3.6 平坦路段代表性流率與速率關係

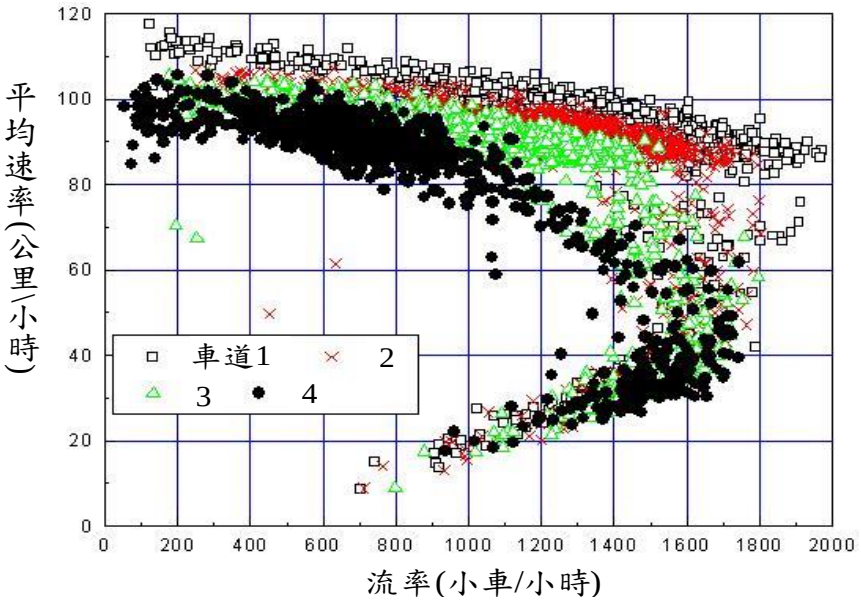
同一路段之不同車道有不同的流率與速率關係，如圖 4.12 及圖 4.13 所示，最內側兩車道之流率與速率關係通常差距不大，但其他車道上之流率與速率關係則與內車道有顯著的差異。一般而言，越往外側，車道的交通功能越弱，因此車道數越多，平均每車道能承載的最高流率越低。



註：車道編號以最內側車道為 1 車道，向外依序遞增

資料來源：[3]。

圖 4.12　國 3 南下大溪-龍潭 66.015K 各車道流率與速率關係



註：車道編號以最內側車道為 1 車道，向外依序遞增

資料來源：[3]。

圖 4.13　國 3 南下鶯歌系統-大溪路段各車道之流率與速率關係

臺灣高速公路有許多匝道之間的路段不長，因此不屬於基本路段。而車輛偵測器常有低估流率之情形，雖然電子收費系統(ETC)所蒐集之通過收費門架(gantry)流率準確度較高，但其估計之速率為相鄰兩門架間之平均速率，因此不能顯示基本路段的車流特性。於上述種種狀況下，基本路段之實際車流特性難以確定。圖 4.14~圖 4.18 所表示之平坦路段於不同自由速率下之代表性流率及速率關係乃是參考車輛偵測器及電子收費系統資料，並經由電腦模擬所訂定。這些關係可用表 4.8~表 4.12 所列之模式、容量及臨界速率來代表。

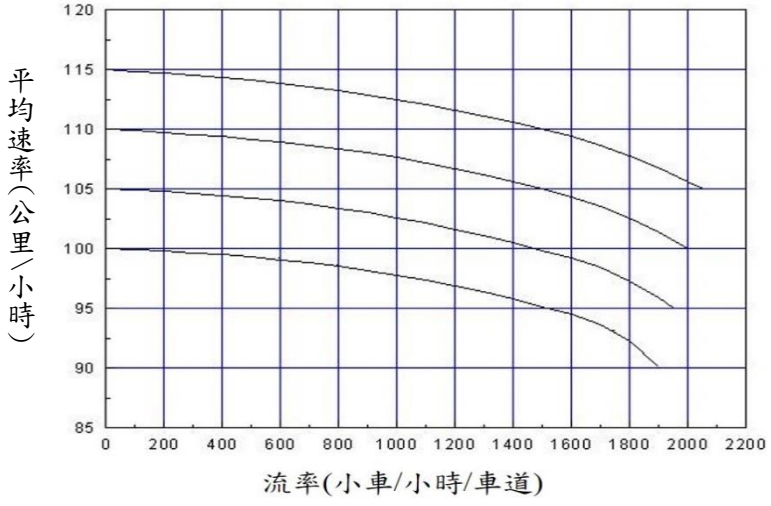


圖 4.14　2 車道平坦路段之代表性流率及速率關係

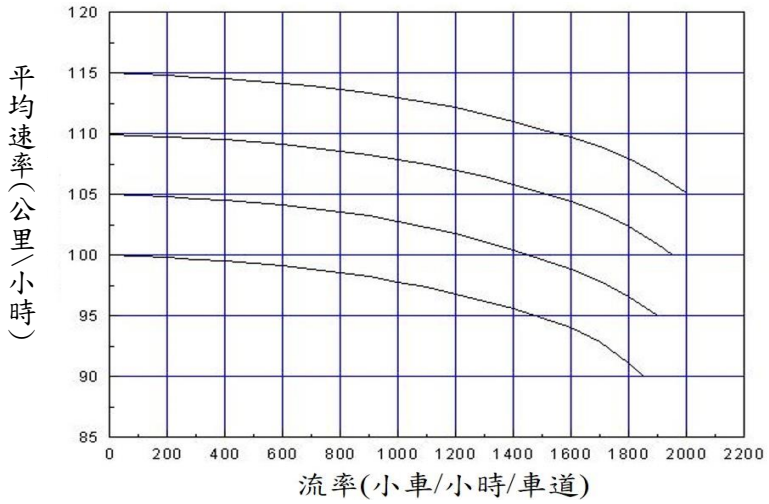


圖 4.15　3 車道平坦路段之代表性流率及速率關係

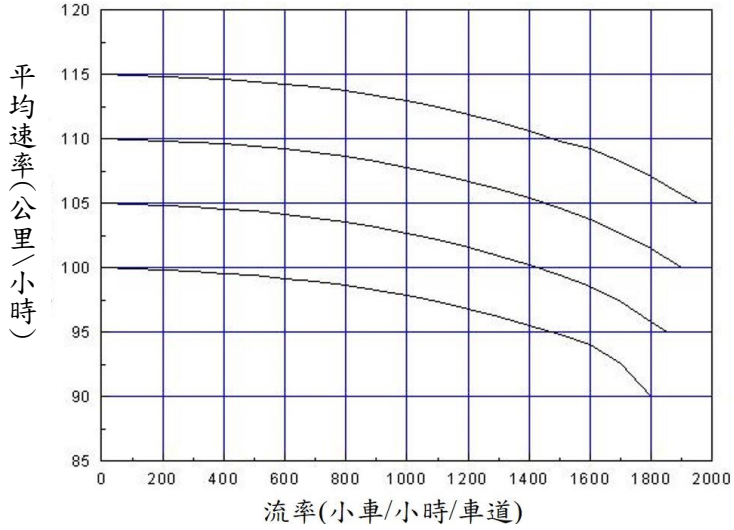


圖 4.16　4 車道平坦路段之代表性流率及速率關係

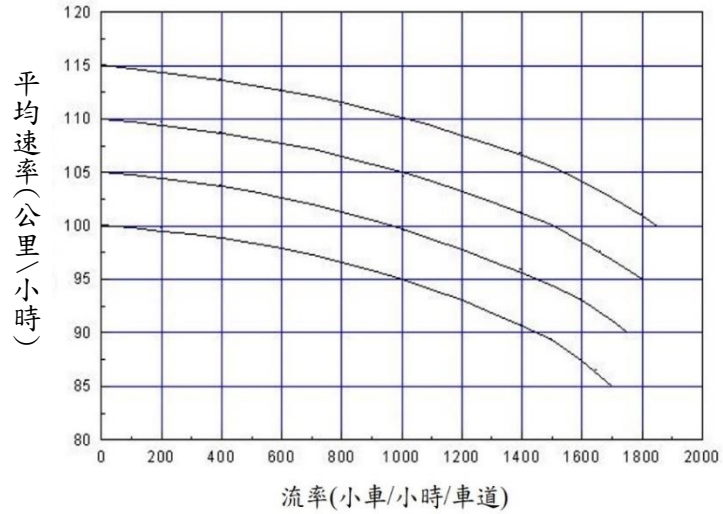


圖 4.17　2 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率及速率關係

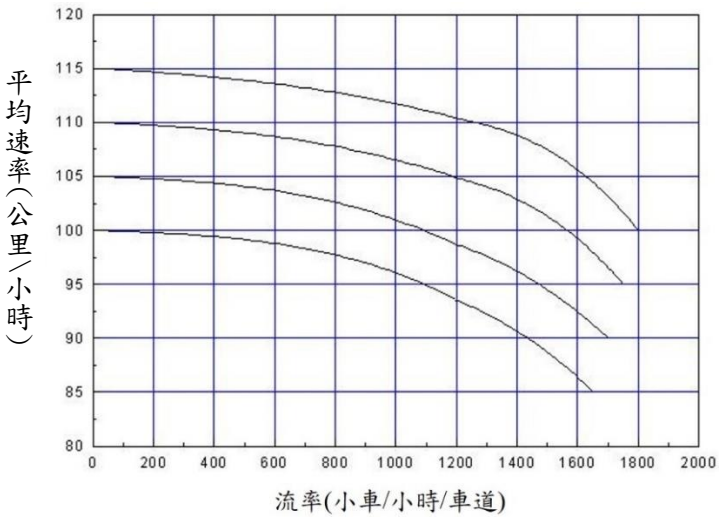


圖 4.18　3 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率及速率關係

表 4.8　2 車道平坦路段之代表性流率與速率關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
115	0~1,500	$V = 116.05 - \frac{21.042}{1 + e^{-\frac{Q-2162.1}{725.26}}}$	2,050	105
	1,500~2,050	$V = 113.05 - \frac{33.019}{1 + e^{-\frac{Q-2,581.3}{467.67}}}$		
110	0~1,500	$V = 110.78 - \frac{19.579}{1 + e^{-\frac{Q-2,070.2}{645.99}}}$	2,000	100
	1,500~2,000	$V = 107.92 - \frac{38.229}{1 + e^{-\frac{Q-2,577.8}{427.41}}}$		
105	0~1,500	$V = 105.60 - \frac{14.781}{1 + e^{-\frac{Q-1,743.2}{537.84}}}$	1,950	95
	1,500~1,950	$V = 100.79 - \frac{18.473}{1 + e^{-\frac{Q-2,124.5}{221.04}}}$		
100	0~1,500	$V = 100.60 - \frac{17.791}{1 + e^{-\frac{Q-1,974.8}{577.44}}}$	1,900	90
	1,500~1,900	$V = 95.76 - \frac{28.001}{1 + e^{-\frac{Q-2,136.8}{173.44}}}$		

表 4.9　3 車道平坦路段之代表性流率與速率關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
115	0~1,500	$V = 115.48 - \frac{23.03}{1 + e^{-\frac{Q-2,221.6}{575.00}}}$	2,000	105
	1,500~2,000	$V = 112.25 - \frac{58.239}{1 + e^{-\frac{Q-2,687.6}{349.41}}}$		
110	0~1,500	$V = 110.52 - \frac{37.062}{1 + e^{-\frac{Q-2,588.3}{613.77}}}$	1,950	100
	1,500~1,950	$V = 106.54 - \frac{21.263}{1 + e^{-\frac{Q-2,161.7}{256.29}}}$		
105	0~1,500	$V = 105.41 - \frac{23.378}{1 + e^{-\frac{Q-2,078.5}{518.01}}}$	1,900	95
	1,500~1,900	$V = 102.12 - \frac{34.835}{1 + e^{-\frac{Q-2,351.1}{330.58}}}$		
100	0~1,500	$V = 100.40 - \frac{16.816}{1 + e^{-\frac{Q-1,855.0}{499.06}}}$	1,850	90
	1,500~1,850	$V = 96.45 - \frac{41.506}{1 + e^{-\frac{Q-2,236.6}{227.55}}}$		

表 4.10　4 車道平坦路段之代表性流率與速率關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
115	0~1,500	$V = 115.28 - \frac{13.69}{1 + e^{-\frac{Q-1,679.7}{422.87}}}$	1,950	105
	1,500~1,950	$V = 112.11 - \frac{18.104}{1 + e^{-\frac{Q-2,078.0}{288.36}}}$		
110	0~1,500	$V = 110.29 - \frac{12.158}{1 + e^{-\frac{Q-1,562.8}{413.03}}}$	1,900	100
	1,500~1,900	$V = 108.92 - \frac{39.217}{1 + e^{-\frac{Q-2,464.3}{458.29}}}$		
105	0~1,500	$V = 105.34 - \frac{13.281}{1 + e^{-\frac{Q-1,595.4}{423.72}}}$	1,850	95
	1,500~1,850	$V = 101.03 - \frac{12.298}{1 + e^{-\frac{Q-1,858.1}{184.22}}}$		
100	0~1,500	$V = 100.34 - \frac{14.082}{1 + e^{-\frac{Q-1,697.6}{450.87}}}$	1,800	90
	1,500~1,800	$V = 95.57 - \frac{20.163}{1 + e^{-\frac{Q-1,927.7}{131.33}}}$		

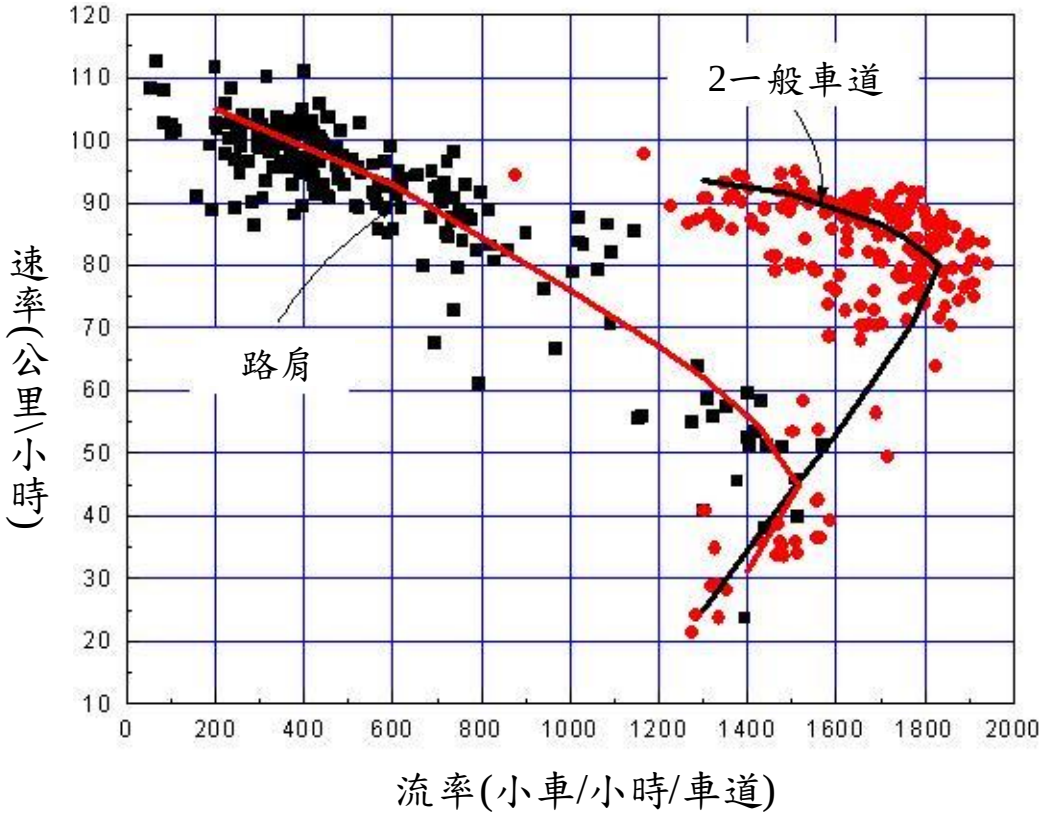
表 4.11　2 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率與速率關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
115	0~1,500	$V = 117.17 - \frac{37.722}{1 + e^{-\frac{Q-2,105.2}{751.37}}}$	1,730	100
	1,500~1,730	$V = 110.01 - \frac{23.71}{1 + e^{-\frac{Q-1,947.9}{309.48}}}$		
110	0~1,500	$V = 111.62 - \frac{31.37}{1 + e^{-\frac{Q-1,839.4}{634.26}}}$	1,700	95
	1,500~1,700	$V = 104.32 - \frac{18.464}{1 + e^{-\frac{Q-1,794.7}{246.49}}}$		
105	0~1,500	$V = 106.73 - \frac{30.714}{1 + e^{-\frac{Q-1,746.1}{611.50}}}$	1,670	90
	1,500~1,670	$V = 99.65 - \frac{33.186}{1 + e^{-\frac{Q-2,015.8}{298.08}}}$		
100	0~1,500	$V = 101.32 - \frac{32.721}{1 + e^{-\frac{Q-1,812.8}{567.22}}}$	1,630	85
	1,500~1,630	$V = 92.898 - \frac{18.886}{1 + e^{-\frac{Q-1,759.1}{177.70}}}$		
註：容量、流率及速率為一般車道及路肩之平均值				

表 4.12　3 車道且開放路肩平坦路段之代表性流率與速率關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
115	0~1,200	$V = 115.95 - \frac{28.104}{1 + e^{-\frac{Q-2,056.3}{609.89}}}$	1,760	100
	1,200~1,760	$V = 111.11 - \frac{20.671}{1 + e^{-\frac{Q-1,774.2}{172.06}}}$		
110	0~1,200	$V = 110.48 - \frac{18.225}{1 + e^{-\frac{Q-1,552.2}{429.93}}}$	1,725	95
	1,200~1,725	$V = 106.75 - \frac{41.406}{1 + e^{-\frac{Q-1,992.9}{261.38}}}$		
105	0~1,200	$V = 105.34 - \frac{21.742}{1 + e^{-\frac{Q-1,495.2}{358.76}}}$	1,690	90
	1,500~1,690	$V = 102.47 - \frac{49.644}{1 + e^{-\frac{Q-2,091.5}{358.01}}}$		
100	0~1,200	$V = 100.26 - \frac{23.419}{1 + e^{-\frac{Q-1,511.3}{337.26}}}$	1,650	85
	1,200~1,650	$V = 99.066 - \frac{146.832}{1 + e^{-\frac{Q-2,677.6}{456.80}}}$		
註：容量、流率及速率為一般車道及路肩車道之平均值				

路肩的容量在 1,450~1,550 小車/小時之間，其相關臨界速率偏低，在 40~55 公里/小時之範圍，一般車道的臨界速率則高得多，圖 4.19 為其中一例。通常路段進入壅塞時，路肩的流率遠低於一般車道之容量，其值在一般車道流率之 37%至 85%之間。以圖 4.19 為例，路段車流穩定時，一般車道之平均流率最高約可達 1,800 小車/小時/車道，此時路肩所承載之流率則只能達到 900 小車/小時左右，大約等於一般車道容量之 50%。路段進入壅塞之後，一般車道之流率降低，路肩之流率則仍可繼續增加到 1,500 小車/小時左右。



資料來源：[3]。

圖 4.19 國 1 北上 8.243K 路肩及一般車道之綜合流率與速率關係對比

4.3.7 平坦路段之容量

高速公路基本路段在進入壅塞狀況之前能持續的最高流率隨不同日期中尖峰車流狀況及流率持續時間之長短而變。本章將高速公路基本路段的單向容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

直接估計能持續 1 小時之最高流率的平均值需要大量之現場資料才能取得足夠的樣本，但是能持續 1 小時之最高流率的平均值大

約為能持續 15 分鐘之最高流率平均值的 96.5%[3]，因此能持續 1 小時之容量可從能持續 15 分鐘之容量來估計。前述表 4.8~表 4.12 提供高速公路平坦路段平均每車道之容量值。

4.3.8 代表性車輛之總重/馬力比

車輛總重/馬力比是影響坡度路段上車速特性之主要因素。總重包括車輛本身、駕駛員、乘客及貨品之重量。馬力指瞬間從引擎輸出之馬力，而非引擎能輸出之最高馬力，瞬間馬力受到駕駛行為及車輛設計的影響。根據國 1 現場資料探討之結果[3]，代表性總重/馬力比如表 4.13 所示。

表 4.13　高速公路代表性車輛之總重/馬力比

車種	總重(kg)	馬力(kW)	總重/馬力比(kg/kW)
小車	2,000	36	56
大客車	15,000	215	70
大貨車	10,500	124	85
聯結車	32,000	260	123

資料來源：[3]。

4.3.9 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係

規劃一公路常須評估坡度及坡長對重車自由速率之影響。例如美國州公路及運輸協會(American Association of State Highway and Transportation Officials, ASSHTO)之公路設計規範[6]建議上坡時，重車速率之下降程度不宜超過 15 公里/小時。一般的容量分析方法假設坡度路段不影響小車之速率。本所研究[3,4,7,8]則發現坡度也可能顯著影響小車速率。

規劃坡度路段時，宜採用允許通行車種中總重/馬力比最大者作為代表性車輛來分析其速率變化，以評估坡度與坡長之組合。根據表 4.13 所列，高速公路總重/馬力比最大之 123 kg/kW 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離(水平投影距離)關係，如圖 4.20~圖 4.22 所示。這些圖可根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用手冊例題 6 所述之方法建立。

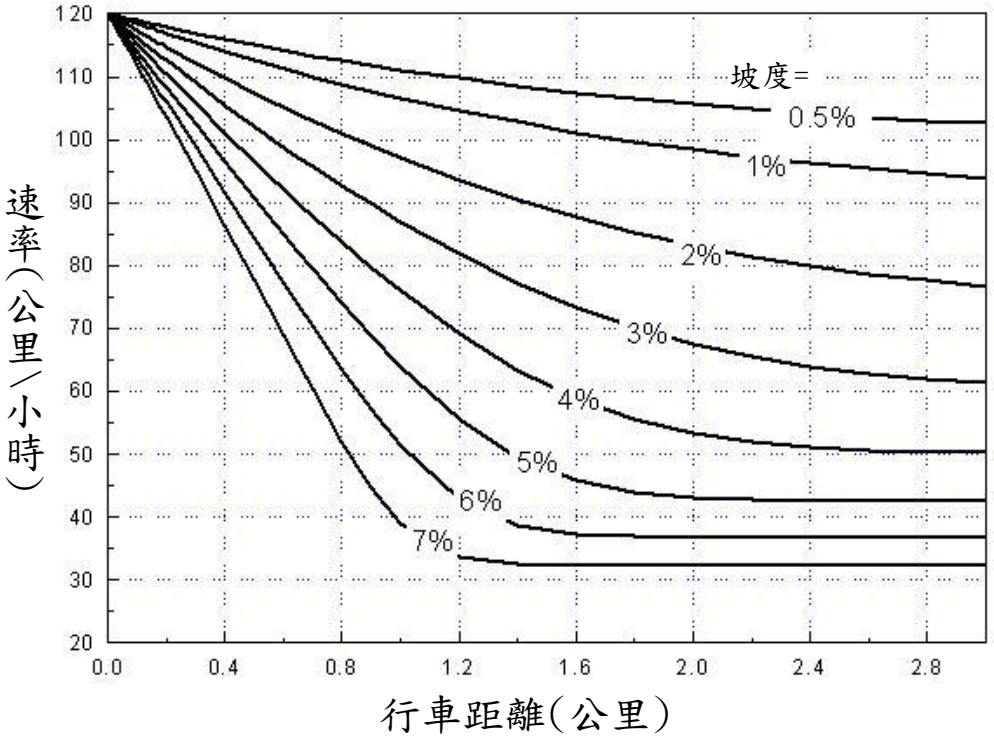


圖 4.20 高速公路 123 kg/kW 聯結車高速上坡後，速率與行車距離之關係

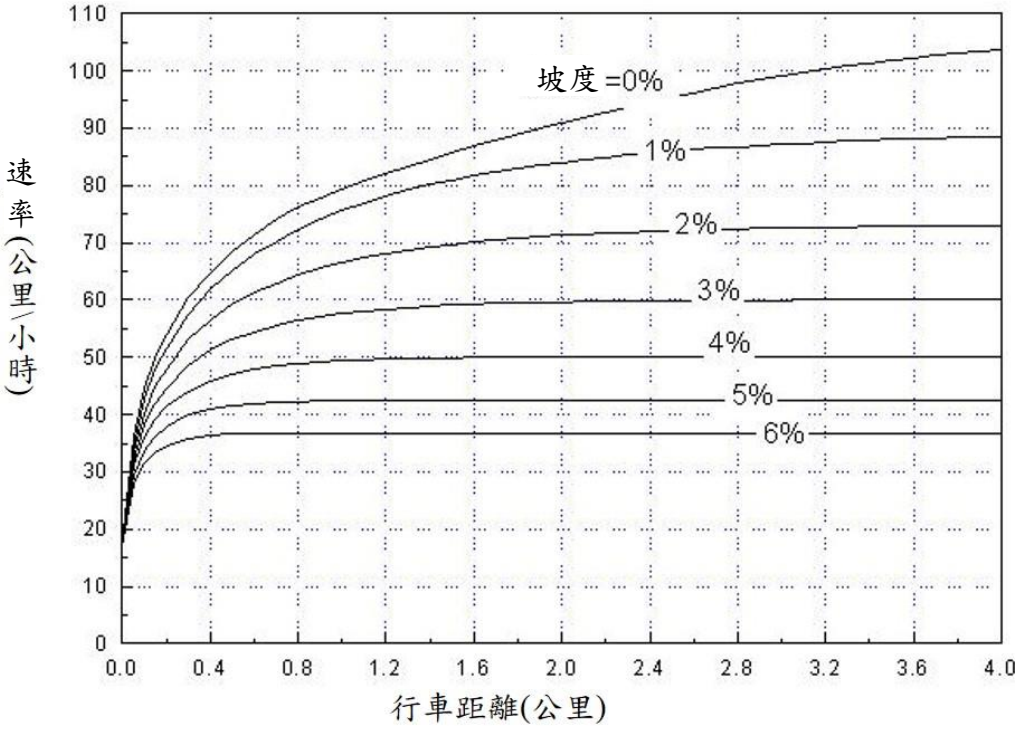


圖 4.21 高速公路 123 kg/kW 聯結車低速上坡後，速率與行車距離之關係

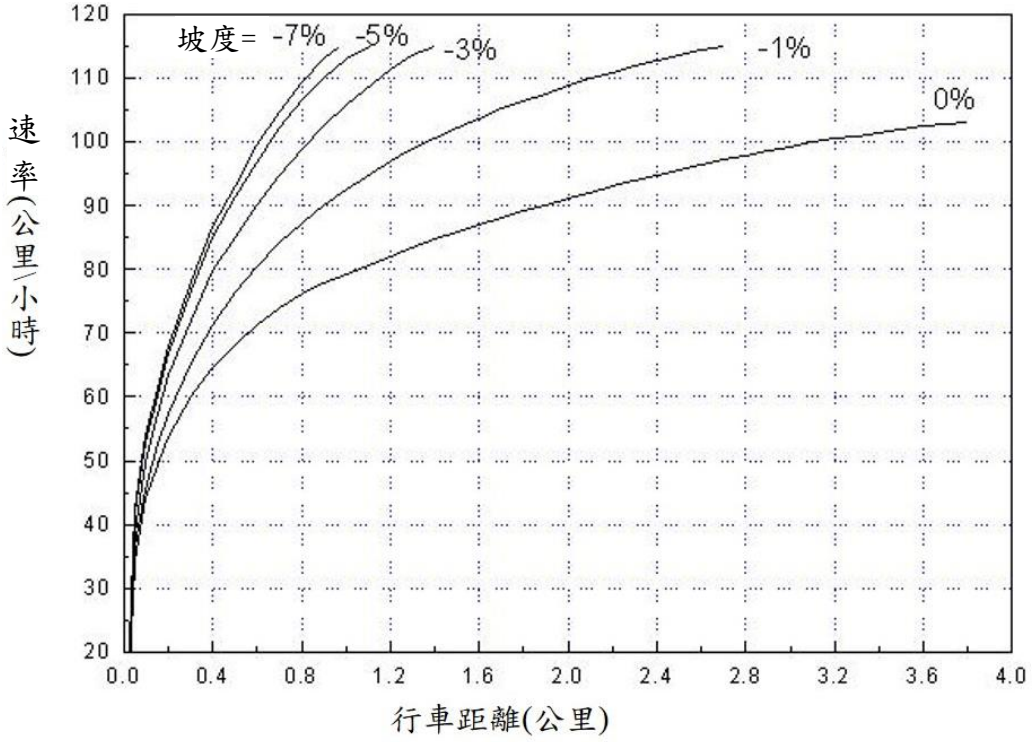


圖 4.22 高速公路 123 kg/kW 聯結車低速下坡後，速率與行車距離之關係

4.3.10 坡度路段平均速率與流率之關係

臺灣高速公路坡度路段之車流資料非常有限。本所只在國 1 三義北上坡度路段蒐集、分析過現場資料[4,7]。這些資料可能已不能反映最近的車流特性。一般而言，大車比例或坡度及坡長增加時，平均自由速率下降，容量也有隨著減少的現象。

坡度路段之速率與流率關係受坡度、坡長、車種組成、車道使用行為等許多因素之影響。目前分析坡度路段還須依賴模擬模式。

4.3.11 占有率與車流密度之關係

占有率(occupancy)係指某一小路段被至少一部車輛所占據的時間的百分比。通常占有率是以長 6.8 公尺的線圈偵測器(inductive loop detector)測得。國 3 及國 5 偵測器之線圈所占用之路段長度為 6.8 公尺。但其實際之感應區長度不詳。一般磁場線圈之感應區可能比線圈占用之路段長 1 公尺左右。如在 5 分鐘的偵測時間內，偵測器感應區被車輛占據之總時間為 2 分鐘(含車頭進入到車尾離開感應區之

時間)，則占有率為 40%。

臺灣高速公路偵測器所估計之平均速率為時間平均速率(time-mean speed)。在車流穩定的狀況下，此速率比空間平均速率(space-mean speed)約高 0~3 公里/小時。根據流率及空間平均速率，密度可估計如下：

$$D_1 = \frac{Q}{V_s} = \frac{Q}{V_t - \beta} \tag{4.1}$$

公式中，

D_1 = 從流率及空間平均速率推估之密度(輛/公里/車道)；

Q = 流率(輛/小時)；

V_s = 空間平均速率(公里/小時)；

V_t = 偵測器之時間平均速率估計值(公里/小時)；

β = V_t與 V_s之差距(公里/小時)。

從理論的眼光而言，車流密度與占有率有以下之關係：

$$D_2 = \frac{10K}{L_d + L_a} \tag{4.2}$$

公式中，

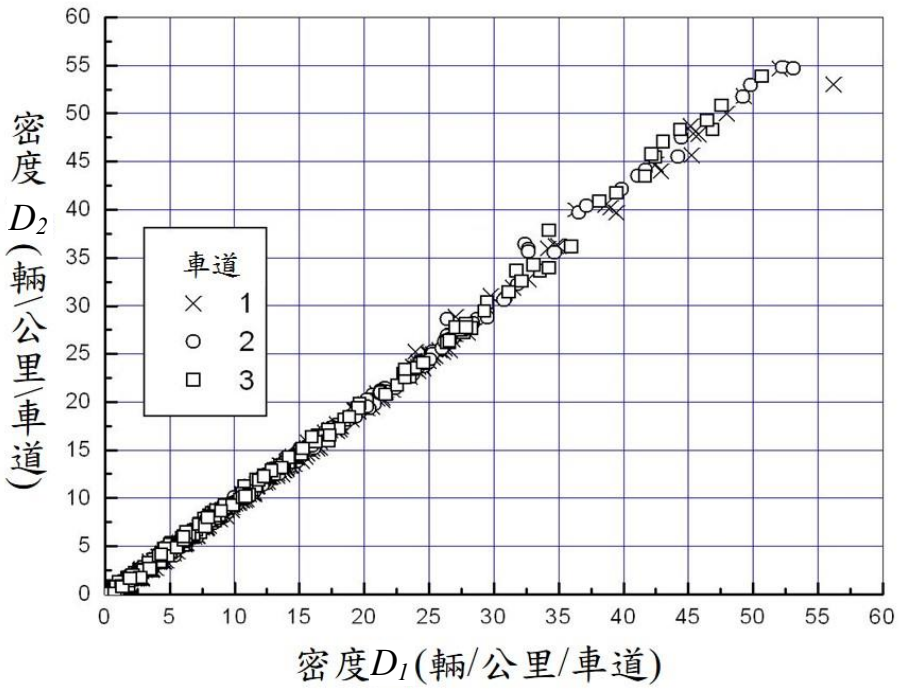
D_2 = 從占有率推估之車流密度（輛/公里）；

K = 占有率（%）；

L_d = 偵測區感應區長度（公尺）；

L_a = 車輛平均長度（公尺）。

如果無實際資料，建議在應用式(4.2)時，假設小客車或所有小車之平均長度皆為 4.6 公尺，大型車輛之平均長度為 9 公尺。根據這些假設值，如大型車輛之比例為 20%時，則車輛平均長度為 $L_a = 0.2 \times 9 + 0.8 \times 4.6 = 5.5$ 公尺。如果 D_1 及 D_2 屬同一時段的車流，其值應相等，如圖 4.23 所示。



資料來源：[3]。

圖 4.23　國 1 南下 8.947K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

4.4 績效指標及服務水準劃分標準

績效指標之選擇除了須考慮績效指標是否能反映交通運轉品質之外，也須考慮指標應用之難易程度。沒有任何指標能反映一公路在各種狀況下的服務品質，而且能同時滿足規劃、設計及評估之需要。一般而言，用路人最關心的服務品質是壅塞程度及速率。所以本章使用兩個績效指標評估服務水準。

壅塞程度可用需求流率與容量的比值來衡量。此比值常稱為流量/容量比(volume/capacity ratio，或簡稱 V/C 比)。此指標之流量代表欲通過一路段之需求流率。在穩定車流狀況下，V/C 比反映車流的密度(亦即壅塞程度)。V/C 比接近 0 時，車流密度很低，其相關壅塞程度也低。V/C 比接近但不超過 1.0 時，壅塞狀況相當高，車流可能隨時進入不穩定的狀況。理論上，V/C 比超過 1.0 時，容量不足以應付欲通過的流率，因而會造成塞車。

現況評估時，因需求流率難以調查，若路段速率已偏低，亦表示車流呈壅塞狀態、需求流率/容量比(V/C 比)超過 1.0。

規劃設計時，平坦路段以設定最低可接受的 V/C 比服務水準為

原則。但在坡度路段上，V/C 比不能反映以速率衡量之行車效率，因此需同時以速率指標進行評估。例如在一陡的上坡上，V/C 比低，速率也低，從 V/C 比的立場而言，服務品質甚佳，但從速率的角度而言，服務水準並不理想。

駕駛員沒有絕對的自由選擇車速。因此車速高低所代表的服務品質須根據一受行車安全所限制之門檻速率來衡量。可考慮的門檻速率包括速限及平均自由速率。速限的應用有一潛在問題，因速限之訂定須考慮行車安全及駕駛員在自由旅行狀況下欲維持的速率。如果設定的速限太低，則平均速率與速限的比值可能難以分辨速限相同路段之服務品質。這問題可用平均自由速率當門檻值來解決，但平均自由速率難以準確的預估，其現場調查也增加應用的困難，相較而言速限的應用簡便，因此本章採用平均速率/速限比，評估速率所代表之服務品質。

服務水準之劃分標準如表 4.14 及表 4.15 所示，根據 V/C 比劃分之服務水準有 6 級。A 級代表自由旅行狀況，F 級代表需求流率高於容量之壅塞狀況，E 級屬於穩定狀態，但偶爾會進入壅塞狀況的可能性相當顯著。所以設計公路時，不宜根據 E 級之服務水準。而 D 級之服務水準也不理想，故只宜用在規劃市區路段。A、B 及 C 級則適用於規劃郊區路段。高速公路車流在相當高的平均速率時就會進入壅塞狀況，因此不宜讓交通運轉品質降到第 3 級。

根據平均速率/速限比評估時，所用的基準速限為分析路段之速限。若分析路段速限隨該路段的區段而異，則根據各區段之速限及長度加權取平均值。例如一區段長度為 2 公里、速限 50 公里/小時，另一區段長度為 1 公里、速限 70 公里/小時，則平均速限為(50×2+70×1)/(2+1) =56.7 公里/小時。

採用分析路段的速限作為基準速限之方法，不宜用來比較不同路段的相對服務水準(除非不同路段之速限皆相同)。此外，以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

應用表 4.14 及表 4.15 之劃分標準評估公路之運轉時必須用 2 個代號來反映服務水準。第 1 個代號(A, B, C, D, E, F)代表壅塞程度，

第 2 個代號(1, 2, 3, 4, 5, 6)代表平均速率的高低。例如某一公路的 V/C 值為 0.4，其平均速率為 75 公里/小時，速限為 90 公里/小時，則服務水準等級為 B2。

表 4.14 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 4.15 根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 ($\bar{V}/V_{L)}$
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

4.5 分析方法

高速公路之規劃、設計及現有設施運轉之評估都可借重容量及服務水準之分析。用於規劃及設計之運用時，分析之目的在於決定何種幾何設計才能在將來維持可接受的服務水準。運轉分析之目的

則在於探討在特定的幾何設計及交通狀況下，一路段的服務水準。

除了目的不同之外，規劃分析及運轉分析也有其它不同處。第一，規劃分析須依賴不少預測之交通狀況，這些資料的正確性可能並不高。運轉分析則經常可利用近期的調查資料，其準確性較高。第二，規劃分析過程中，幾何設計必須能提供相當高的服務水準，可假設車流是屬於穩定狀況。運轉分析通常車流率為已知。從圖 4.12 可知，同一流率可能屬於兩種不同運轉狀況，一為穩定狀況，另一為不穩定、壅塞狀況。所以除非所用之流率為需求流率，運轉分析並不一定能訂定出真正的服務水準。

本章分析對象分成下列三項：

1. 評估平坦路段之服務水準；
2. 評估在自由旅行狀況下 123 kg/kW 代表性重車上、下坡時速率之變化；
3. 評估坡度路段之服務水準。

分析方法隨分析對象而異。

4.5.1 平坦路段之服務水準分析

4.5.1.1 訂定幾何設計狀況

本章假設分析路段的車道寬及路肩寬在常見的範圍之內(車道寬：3.5~3.8 公尺；路肩寬：1.8~3 公尺)。高速公路基本路段之平曲線(horizontal curve)通常有長的曲率半徑，因此平曲線對車流運轉的影響不顯著。在這些情況之下，幾何設計狀況主要包括車道數及路肩是否開放。

4.5.1.2 訂定須維持之服務水準

規劃及設計公路必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。在都會區附近的平坦基本路段最少應維持 D2 級之服務水準，都會區外之平坦基本路段則最低應維持 C2 級之服務水準。

運轉分析之目的在於評估一設施所能提供之服務水準，所以不必事先訂定最低應維持之服務水準。但評估結果一般用於決定一設

施之服務水準是否能接受，或訂定改善不同設施之優先順序，所以在決策的過程中仍須訂定一最低應維持之服務水準。

4.5.1.3 估計需求流率

需求流率代表欲通過一分析路段之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。分析路段若有壅塞狀況，需求流率則必須根據該路段壅塞區上游(停等車隊或慢行車隊之上游)，從各方向欲進入分析路段的流率來估計。短於15分鐘之分析沒有實用價值。如果分析時段為 15 分鐘，則需求流率可訂為該 15 分鐘內之平均流率，不必考慮時間的變化性。但如果分析時段較長(例如尖峰小時)，長時間內之流率可能隨者時間而有顯著變化，所以應將分析時段切割成不同短時段，每時段的需求流率根據預測或現場資料來訂定。但目前只有電腦模擬才能合理分析隨時間變化的需求流率。

一般而言，在接近或已進入壅塞狀況時之情況下，尖峰 15 分鐘之車流對隨後的交通運轉可能有深遠的影響。因此訂定需求流率時，宜根據下列原則：

1. 規劃及設計的分析宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率。
2. 除非用電腦模擬，否則評估現況時也宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率，不宜採用長分析時段(如 1 小時)之平均流率，以避免過度高估實際能提供之服務水準。
3. 用電腦模擬長時間(如 1 小時)之運轉時，宜將分析時段切分成數個短時段，每一短時段之需求流率根據現況或預測之流率變化型態來訂定，如果沒有足夠的資料，則應根據尖峰 15 分鐘之需求流率進行分析。必要時，尖峰 15 分鐘之需求流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \tag{4.3}$$

或

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{PHF} \tag{4.4}$$

此兩式中，

Q_{15} = 尖峰 15 分鐘單方向之需求流率(輛/小時)；

ADT = 設計年(design year)平均每日流量(輛)；

K = 設計小時流量係數(都會區：0.08~0.12；其他區域 0.12~0.16)；

D = 流量之方向分布係數(0.5~0.65)；

Q_{60} = 實際或預測之尖峰小時流率(輛/小時)；

PHF = 尖峰小時係數(0.85~0.95)。

4.5.1.4 估計對等小車流率

分析平坦路段時，混合車流之需求流率須轉換成每車道之平均對等小車流率。根據各種車輛之比例及小車當量，對等小車流率可估計如下：

$$Q_e = Q_{15}\left[1 + \sum_{i=1}^{n} P_i\,(E_i - 1)\right]/N \tag{4.5}$$

此式中，

Q_e = 單向每車道之平均對等小車需求流率(小車/小時/車道)；

Q_{15} = 尖峰 15 分鐘單向混合車流之需求流率(輛/小時)；

n = 小車除外之車種數；

P_i = 小車除外，車種 i 之比例；

E_i = 車種 i 之小車當量；

N = 車道數(若分析路段路肩開放，車道數加 1)。

評估現存路段而且平均速率已知時，小車當量可用表 4.6 之模式來估計。規劃高速公路基本路段且路段平坦時，可將所有非小車之車輛的小車當量訂為 1.4。

4.5.1.5 估計平均自由速率 V_f

平均自由速率可從現場資料估計或參考表 4.7 之建議值來設定。

4.5.1.6 設定基準速限 V_L

基準速限須根據本章 4.4 節所述之原則訂定。

4.5.1.7 估計容量 Q_{max}、V/C 比及服務水準

根據車道數及平均自由速率，平均每車道之容量可從表 4.8~表 4.12 所列的關係來估計。必要時可用內插或外插法估計。V/C 比可估計為 Q_e/Q_{max}，其相關服務水準可從表 4.14 訂定。如果規劃設計時此服務水準不符合要求，則不必進一步評估平均速率。

4.5.1.8 估計平均速率$\bar{V}$、$\bar{V}/V_L$ 比及服務水準

根據車道數及平均自由速率，可用圖 4.14~圖 4.18 所示之代表性流率與速率關係或表 4.8~表 4.12 所列之模式估計平均速率$\bar{V}$。必要時可用內插或外插法估計。$\bar{V}/V_L$ 比值之相關服務水準可從表 4.15 來訂定。

4.5.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析

重車爬坡性能比小車差，因此在坡度路段上的車速可能有相當大的差異。這種差異不僅會減低服務水準，也可能造成交通安全之惡化。因此公路設計之工作有必要評估代表性重車在坡度路段時，其速率與行車距離(水平投影距離)之關係，來評估坡度與坡長的組合。本章圖 4.20~圖 4.22 可用來協助此評估工作。比較精密的評估則須依賴模擬模式。本節說明用圖分析之方法。

應用圖 4.20~圖 4.22 之前須將分析路段之縱切面(profile)用一系列近似縱切線(vertical tangent)來代表。這工作有兩種情況。第一種情況是沿道路中心線在不同地點的高程已知。在這情況下，兩地點之間的縱切面平均坡度可估計如下：

$$G = \frac{100(Z_b - Z_a)}{X_b - X_a} \tag{4.6}$$

此式中，

G = 從點 a 到點 b 之平均坡度；

Z_a = 點 a (上游定點)之高程(公尺)；

Z_b = 點 b (上游定點)之高程(公尺)；

X_b -X_a = 點 a 與點 b 之水平距離(公尺)。

根據式(4.6)所估計之平均坡度 G，在兩點之間的縱切面可用一坡度等於 G 之縱切線來代表，如圖 4.24 所示。

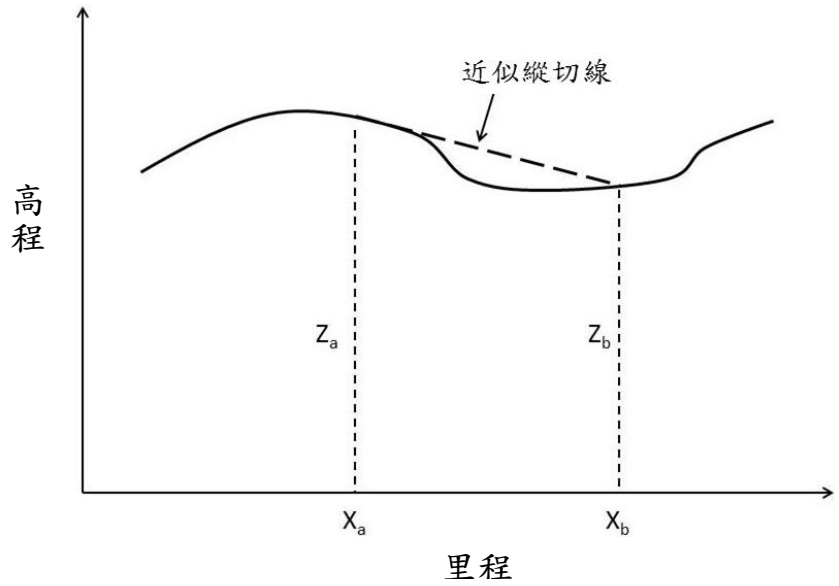
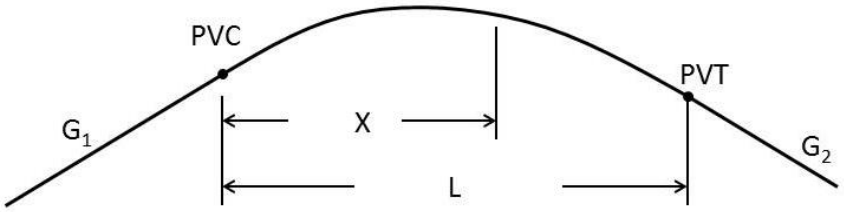
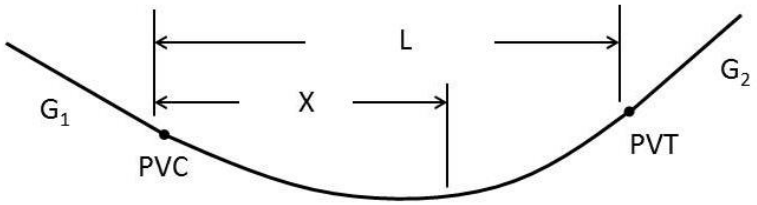


圖 4.24 縱切面用近似縱切線來代表之情況一

第二種情況為分析路段符合現代公路設計標準。這種路段的縱切面只含有縱切線及呈拋物線形之縱曲線(vertical curve)，如圖 4.25 所示。在這情況下，縱曲線須用數個近似縱切線來代表。



(a) 凸型縱曲線



(b) 凹型縱曲線

圖 4.25 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖

此轉換工作須根據下式估計在數個縱曲線上定點的坡度：

$$G_x = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} X \tag{4.7}$$

此式中，

G_X = 縱曲線上一定點之坡度(%)；

G_1 = 縱曲線起點 PVC (point of vertical curve)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

G_2 = 縱曲線終點 PVT (point of vertical tangency)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

L = 縱曲線長度(公尺)，亦即 PVC 與 PVT 之水平距離；

X = 縱曲線上定點與 PVC 之水平距離(公尺)。

而縱曲線上兩定點之間的平均坡度等於在該兩地點個別坡度的平均值。

根據這原則，縱曲線可迅速的用數個縱切線來代表。以圖 4.26 所示之縱切面為例，PVC 之坡度為+5%，PVC 下游 300 公尺處之坡度為+2%(5+(-4-5)/900*300)，因此 PVC 下游 300 公尺內的縱切面可

用一坡度等於+3.5%((5+2)/2)之縱切線來代表。

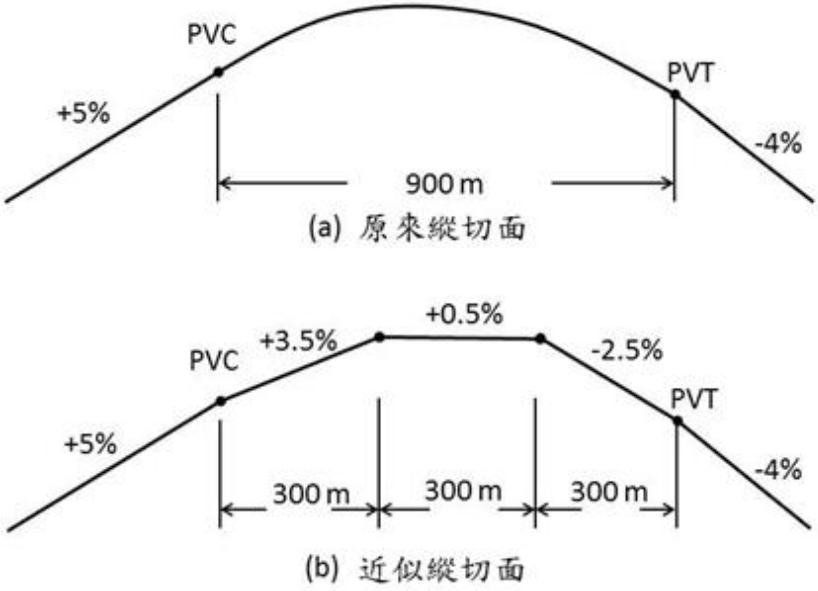


圖 4.26 縱切面用近似縱切線來代表之情況二

第二項工作是用圖 4.20~圖 4.22 估計在各近似縱切線起點及終點之自由速率。規劃及設計坡度路段時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，不宜下降 15 公里/小時以上。本章 4.6 節例題 3 說明相關之估計方法。

4.5.3 坡度路段之服務水準分析

4.5.3.1 坡度路段之判別

高速公路坡度路段為代表性重車(總重/馬力比=123 kg/kW)以速限加 10 公里/小時，但不超過 115 公里/小時之速率 V_0 (公里/小時)進入上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時之路段。一路段是否判別為坡度路段可根據下列步驟檢核。

1. 用式(4.8)估計上坡時可維持最低速率，此速率稱為爬行速率(crawl speed)。

$$V_{min} = 14.14 + 95.67e^{-\frac{G}{4.123}} \tag{4.8}$$

此式中，

V_{min} = 爬行速率(公里/小時)；

G = 坡度(%)。

2. 如果進入上坡之速率 V_0(速限加 10 公里/小時，但不超過 115 公里/小時)低於或等於 V_{min}+5 公里/小時，則速率之下降不會超過 5 公里/小時，因此分析路段可視為平坦路段。

3. 如果進入上坡之速率 V_0 高於 V_{min}+5，需再分別估計以 120 公里/小時之速率進入上坡之後，速度降到 V_0 及 V_0-5 之相關行車距離 X_1 (公里)及 X_2 (公里)。

4. 當代表性重車以 120 公里/小時速率進入一坡度均勻上坡之後，其速率與行車距離的關係可用以下式子代表：

$$V = A + \frac{B-A}{1+e^{-\frac{X-C}{D}}} \tag{4.9}$$

在此公式中，相關變數如下說明：

V = 速率(公里/小時)；

X = 行車距離(公里)；

A, B, C, D = 表 4.16 所示的係數。

如有必要估計一特定速率之相關行車距離，式(4.9)可轉換成下式：

$$X = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{V-A} - 1\right)] \tag{4.10}$$

則速度降到 V_0 及 V_0 -5 之相關行車距離 X_1(公里)及 X_2(公里)，可以式(4.11)及式(4.12)分別估算。

$$X_1 = C - D[ln\left(\frac{B-A}{V_0-A} - 1\right)] \tag{4.11}$$

$$X_2 = C - D[ln\left(\frac{B-A}{V_0-5-A} - 1\right)] \tag{4.12}$$

5. 如果 X_2-X_1 小於坡長，則代表性重車上坡之後的速度下降程度超過 5 公里/小時，因此分析路段判別為坡度路段。

表 4.16　式(4.9)之係數估計模式

係數	坡度 G(%)	估計模式
A	≤0.5	$A = 194.1675+0.125G$
	0.5~1.5	$A = 200.16 - \frac{37.91}{1+e^{-\frac{G-1.1416}{0.38081}}}$
	1.5~2.5	$A = 40.35019 + 132.53981e^{-\frac{G-1.5}{7.58057}}$
	2.5~4.0	$A = 113.4181 + 43.09185e^{-\frac{G-2.5}{3.54411}}$
	4.0~5.0	$A = 112.08441 + 29.55559e^{-\frac{G-4}{4.40704}}$
	5.0~8.0	$A = 130.52636 + 5.11364e^{-\frac{G-5}{0.86234}}$
B	≤2.5	$B = -12.0404 + 121.15229e^{-\frac{G}{5.68314}}$
	2.5~8.0	$B = 18.79822 + 47.27075e^{-\frac{G-2.5}{3.5932}}$
C	≤2.5	$C = -10.759 + \frac{11.40123}{1+e^{-\frac{G+0.62556}{0.90426}}}$
	2.5~4.5	$C = -0.14184 + \frac{0.70497}{1+e^{-\frac{G-2.2507}{0.51267}}}$
	4.5~8.0	$C = 0.55445 - \frac{0.06905}{1+e^{-\frac{G-5.8835}{0.35501}}}$
D	≤2.5	$D = -1.43227 + 3.14882e^{-\frac{G}{7.11252}}$
	2.5~8.0	$D = 0.136771 + 0.65236e^{-\frac{G-2.5}{2.37222}}$

上述工作可用「臺灣公路容量分析專區」網站所提供的 checkgrade.exe 執行檔來執行，有意使用者須將該執行檔下載至作業系統為 Windows 之電腦，於同一個目錄資料夾(folder)中建立一個輸入檔。此輸入檔須定名稱為 input.txt。輸入檔 input.txt 須包括 2 行資料。第一行資料為公路類型，必須為 FREEWAY(表示分析對象為高速公路)、MULTI(表示分析對象為郊區多車道公路)或 TWO(表示分

析對象為郊區雙車道公路)。第二行須包括進入分析路段之速率 V_0(公里/小時)、坡度(%)以及坡長(公尺)，下列兩行為 Input.txt 之一例。

FREEWAY

110.0　3.8　470.0

執行分析時，只要在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。如無問題，輸出檔 result.txt 會顯示在同一個目錄資料夾中。

4.5.3.2 服務水準評估

為避免運轉品質顯著變化而造成之壅塞及安全問題，坡度路段之服務水準應與附近平坦路段相同。規劃及設計上坡時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，也不宜下降 15 公里/小時以上。而在經費限制下，規劃及設計坡度路段之服務水準較平坦路段稍低尚可接受，但宜儘量避免低於 D3 級。

目前分析坡度路段必須依賴 2021HTSS 模式。2021HTSS 模式是一微觀模擬模式。應用此模式需有一模式之執行檔 2021htss.exe 及一輸入檔(檔名必須訂為 htss.txt)。此兩檔需放在以 Windows 為平台(如 XP, Windows 10 等)的電腦的同一子目錄(folder)內。欲執行模擬時，只要在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。輸入檔必須根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用手冊建立。模式執行檔及輸入檔範本可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。因為使用者手冊對輸入檔的建立及模式的應用有詳細的說明，本章只簡單介紹模式的性質及功能。

模擬路段須用單方向節線(link)來代表。一節線可有不同性質的車道。模擬的路段可有坡度及平曲線。

輸入檔包括不同檔型(data type)之資料。模擬資料的主要項目如下：

1. 模擬控制：如重覆模擬之次數，資料蒐集開始及結束之時間等。
2. 節線之間的關係：如從一節線離開之後會進入那一節線等。
3. 車道之設置。

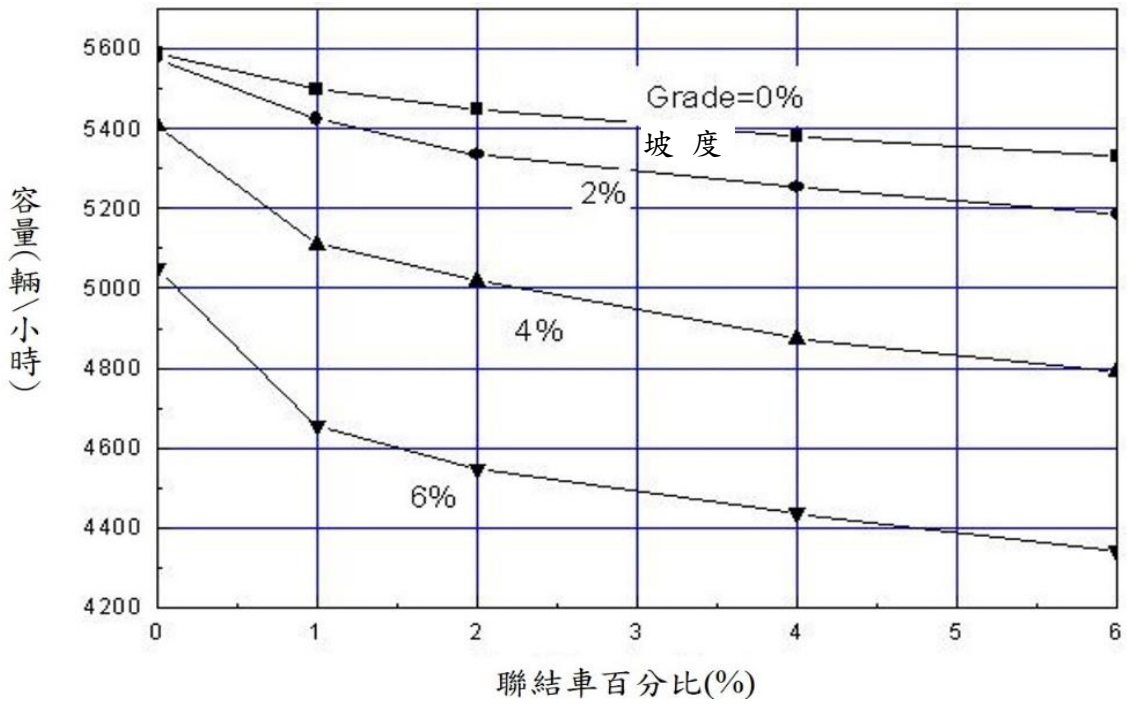
4. 流率及車種比例。
5. 速限及自由旅行速率。
6. 坡度路段及平曲線之性質。
7. 各車種之代表性總重/馬力比。
8. 偵測站之設置。

模擬高速公路車流時，2021HTSS 模式之使用者可設定一般車道及路肩。坡度路段的幾何設計可用兩方式建立在輸入檔中。第一方式是設定每數十公尺距離之高程；第二方式是設定縱切線之起點、終點及坡度。一般應用時，模擬車輛之屬性(如車長、總重/馬力比、駕駛行為等)隨機變化。評估代表性車輛在坡度路段之自由速率變化可用輸入檔將車輛屬性固定，不隨車輛而變。

坡度路段的交通運轉特性受需求流率、車道數、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道等因素的影響，圖 4.27 及圖 4.28 為在特定狀況之下，模擬上坡路段之容量及平均速率。用 2021HTSS 模式分析路段之一大工作在於建立輸入檔。為利使用者方便利用，容量分析專區網站提供下列輸入檔範例以協助輸入檔之建立：

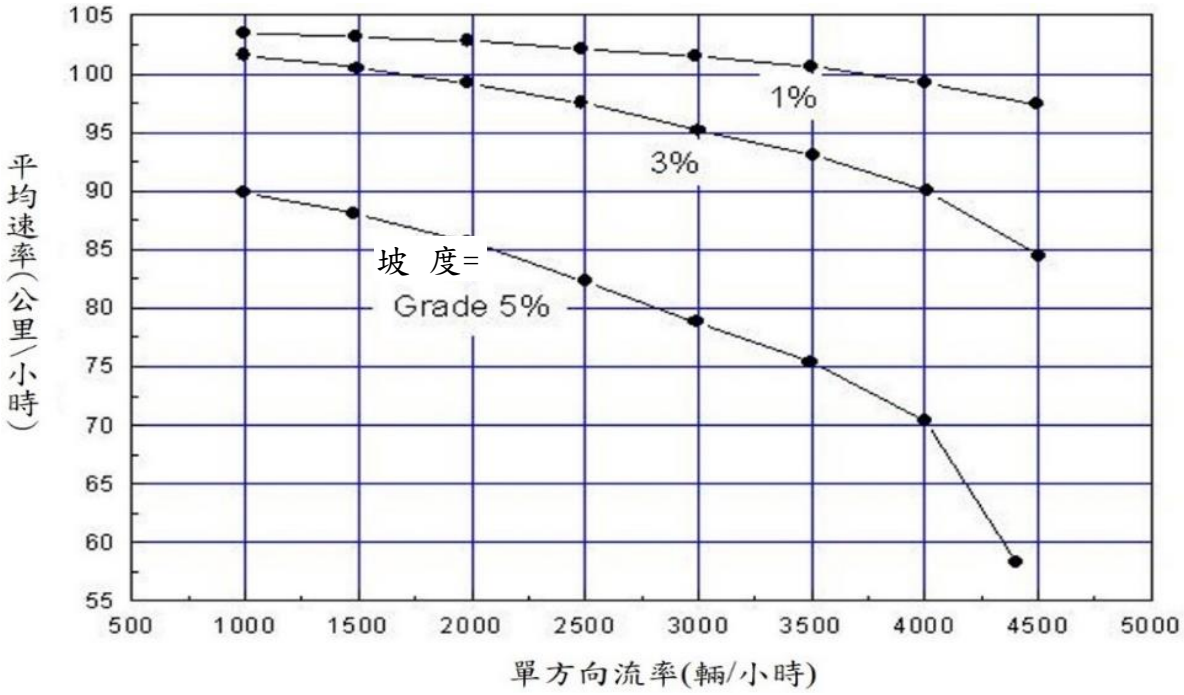
1. Free2L.txt (高速公路單向 2 車道)
2. FreeS2.txt (高速公路單向 2 車道，有隧道)
3. Free3L.txt (高速公路單向 3 車道)
4. Free4L.txt (高速公路單向 4 車道)
5. Free2L1S.txt (高速公路單向 2 車道並開放路肩)
6. Free3L1S.txt (高速公路單向 3 車道並開放路肩)

本手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊第三、四、五節及第六節之例題(如例題 15 及 17)對這些輸入檔之建立及應用有詳細的說明。



註：1.5%大客車、坡長 5 公里、起點自由速率 105 公里/小時

圖 4.27　3 車道上坡路段容量模擬值



註：1.5%大客車、4%聯結車、坡長 5 公里、起點自由速率 105 公里/小時

圖 4.28　3 車道上坡路段平均速率模擬值

4.6 應用例題

4.6.1 例題 1

一平坦路段設計年之預測單向尖峰小時流量為 3,500 輛/小時，其中 10%為大型車輛(包括大客車、大型單體貨車及聯結車)。尖峰小時係數為 0.9。路段之速限為 90 公里/小時。路段平均自由速率的估計值為 100 公里/小時。設計年尖峰 15 分鐘的服務水準不能低於 C2。試估計所需車道數。

解：

1. 訂定須維持之服務水準

   已決定最低服務水準為 C2。

2. 估計混合車流尖峰 15 分鐘需求流率

   Q_{15} = 3,500/0.9 = 3,889 輛/小時(式 4.4)

3. 訂定幾何設計狀況

   表 4.8 及表 4.9 顯示平均自由速率 100 公里/小時之單向容量為 3,800 (如有 2 車道)或 5,550 (如有 3 車道)。所以單向最少需 3 車道。

4. 估計每車道平均對等小車需求流率(式 4.5，E_1=1.4，P_1=0.1，N=3)

   Q_e = 3,889[1+0.1(1.4-1)]/3 = 1,348 小車/小時/車道

5. 估計平均自由速率

   平均自由速率已估計為 100 公里/小時。

6. 設定基準速限

   分析路段平坦、速限為 90 公里/小時。此速限為基準速限。

7. 估計容量、V/C 比及相關服務水準

   從表 4.9 可知，3 車道、自由速率 100 公里/小時之路段容量為 1,850 小車/小時/車道。V/C 比等於 Q_e/Q_{max}=1,348/1,850=0.73。從表 4.14 可知，相關服務水準為 C 級。此服務水準可接受，因此須進一步評估平均速率。如果 V/C 比大於 0.8，則沒有必要評估此路

段之平均速率。

8. 估計平均速率及相關服務水準

根據表 4.9，在 3 車道、100 公里/小時自由速率、而且流率等於 1,348 小車/小時/車道之情況下，平均速率為：

$$\bar{V} = 100.4 - \frac{16.816}{1+e^{-\frac{1,348-1,855}{499.06}}} = 95.9\text{公里/小時}$$

平均速率($\bar{V}$=95.9 公里/小時)與基準速限(V_L=90 公里/小時)的比 $\bar{V}/V_L$ =1.07。

表 4.15 顯示此比屬 1 級之服務水準。因此單向 3 車道路段的服務水準為 C1，符合要求。

9. 討論

如果上述分析結果顯示 3 車道不能提供最少 C2 之服務水準，則必須試用 4 車道。

4.6.2 例題 2

例題 1 之路段如單向有 3 車道，其容量為 1,850 小車/小時/車道，平均速率為 95.9 公里/小時。如果在尖峰時將此路段之路肩開放，試評估對容量及平均速率之影響。

解：

假設平均自由速率不變(100 公里/小時)，從表 4.12 可知在 3 車道並開放路肩時，單向總容量為 1,650×4 = 6,600 小車/小時。不開放路肩時之單向總容量為 1,850×3 = 5,550 小車/小時。所以路肩開放之後，單向路段容量增加 1,050 小車/小時。

假設單向流率也不變(1,348×3 小車/小時)。開放路肩之後平均每車道之流率為 3×1,348/4 = 1,011 小車/小時/車道。從表 4.12 可估算自由速率 100 公里/小時，流率 1,011 小車/小時/車道之平均速率為：

$$\bar{V} = 100.26 - \frac{23.419}{1+e^{-\frac{1,011-1,511.3}{337.26}}} = 95.9\text{公里/小時}$$

此速率與開放路肩之前的平均速率相同。

路肩開放之後，路肩的速率稍高於一般車道[3]，路段之自由速率也可能提高，因此上述分析可能低估開放路肩後的平均速率。

4.6.3 例題 3

一高速公路坡度路段之縱切面可用圖 4.29 之四縱切線來代表。如果 123 kg/kW 代表性聯結車以 95 公里/小時之速率從 A 點進入 4%之上坡。試估計該車在 B、C 及 D 點之速率。

解：

為說明方便起見，本章將圖 4.20~圖 4.22 複製為圖 4.30~圖 4.32。

1. 圖 4.29 A 點之情況(速率 95 公里/小時，坡度+4%)相當於圖 4.30 中 4%上坡曲線上之 A 點。從 A 點行進 800 公尺之後的情況相當於圖 4.30 中 4%上坡曲線之 B 點。代表性聯結車在此點的速率大約為 65 公里/小時。

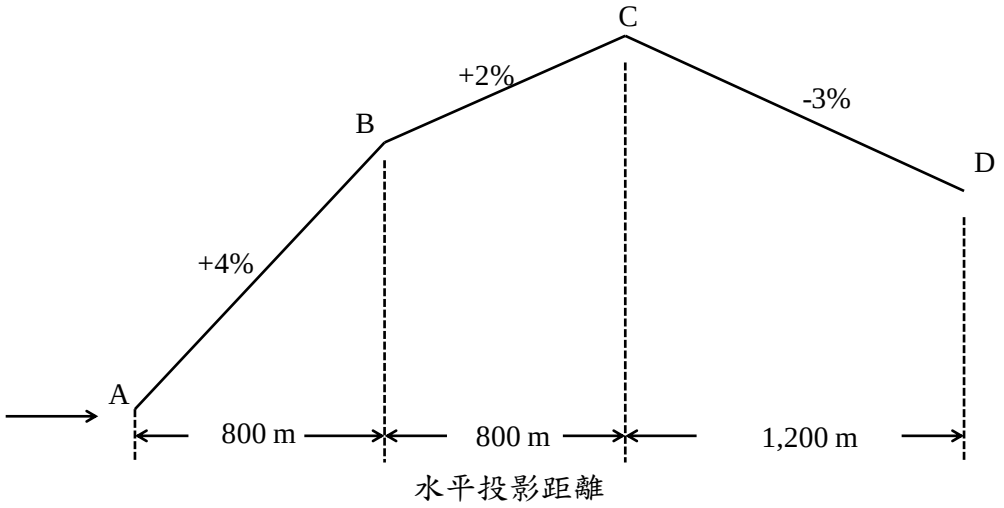


圖 4.29 例題 2 之近似縱切面示意圖

2. 聯結車以 65 公里/小時從 B 點進入 2%之上坡的情況不存在於圖 4.30 之任何減速曲線上。這表示聯結車進入 2%上坡之後會加速。在圖 4.30 中 B 點的情況相當於圖 4.31 中 2%上坡曲線之 B 點。從 B 點行進 800 公尺之後的情況相當於圖 4.31 中 2%上坡曲線之 C 點，聯結車在這一點的速率大約為 67 公里/小時。
3. 聯結車以 67 公里/小時的速率從 C 點進入 3%下坡之情況相當於

圖 4.32 中 3%下坡曲線之 C 點。從此地點行進 1,200 公尺之後的情況相當於圖 4.32 中 3%下坡曲線之 D 點，其相關速率大約 101 公里/小時。

根據上述之分析，代表性聯結車在各點的速率如下：

A 點：95 公里/小時；

B 點：65 公里/小時；

C 點：67 公里/小時；

D 點：101 公里/小時；

公路幾何設計之原則是速率變化不宜超過 15 公里/小時。代表性聯結車上坡時之速率降低了 95-65=30 公里/小時，因此須考慮此路段對行車安全及經濟效益之衝擊以評估變更設計之效益及可行性。

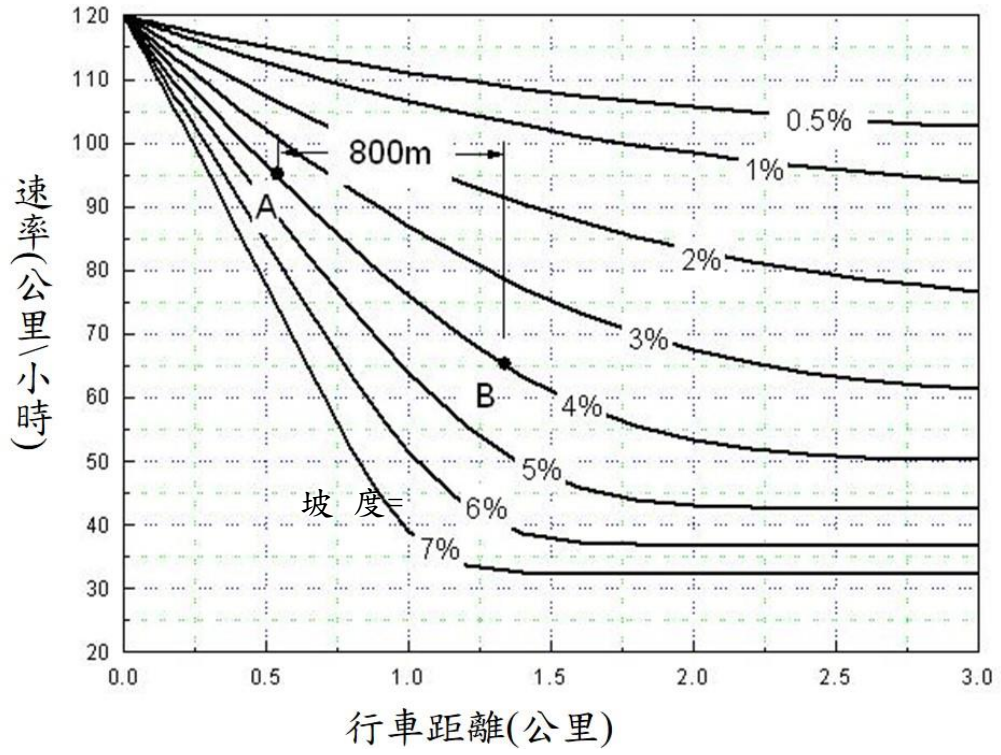


圖 4.30 代表性聯結車上坡減速時速率與行車距離之關係

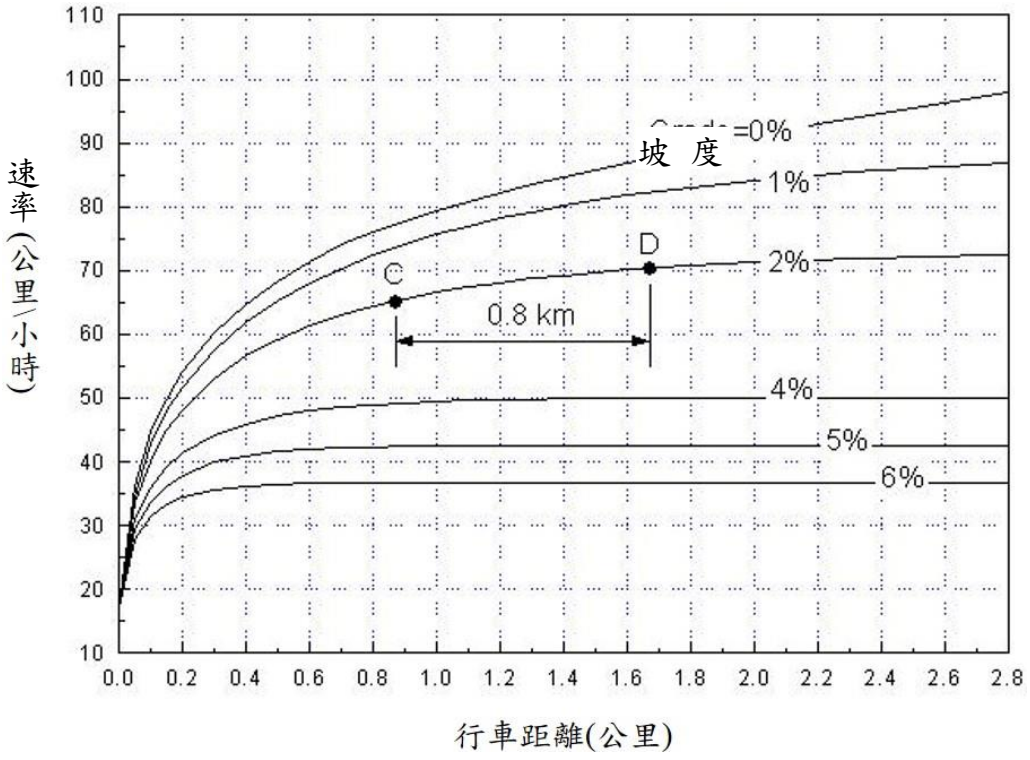


圖 4.31 代表性聯結車上坡加速時速率與行車距離之關係

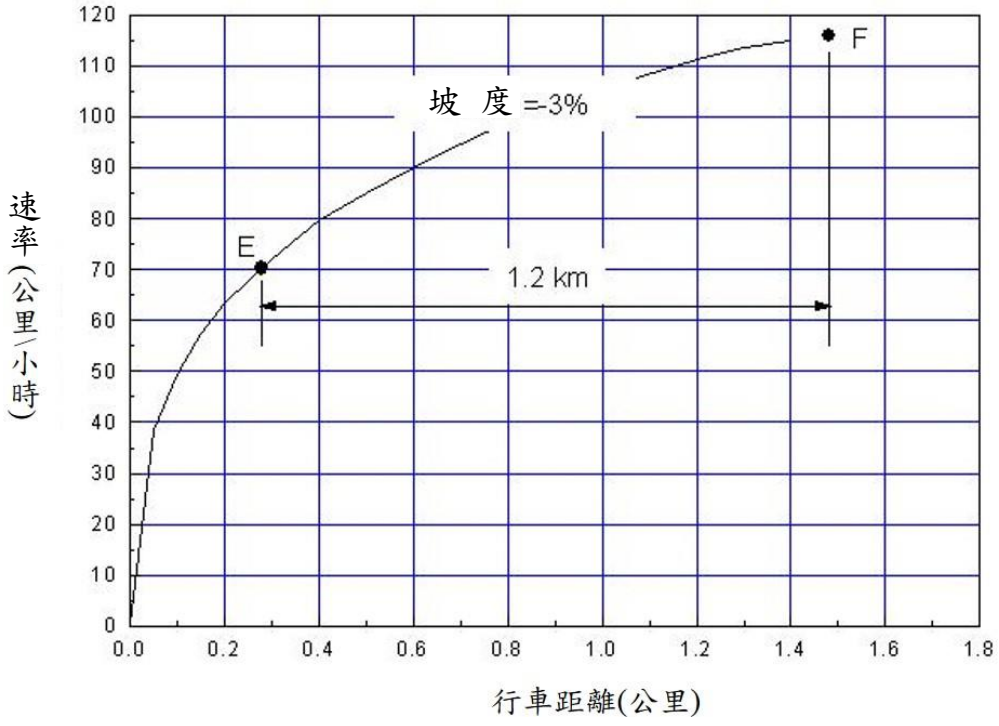


圖 4.32 代表性聯結車下坡加速時速率與行車距離之關係

4.6.4 例題 4

代表性聯結車以 90 公里/小時之速率進入一 5%之上坡。如果車速在此上坡之降低程度不宜超過 15 公里/小時，試估計坡長(水平投影距離)之上限。

解：

車速 90 公里/小時而且上坡坡度為 5%之情況相當於圖 4.30 中 5%曲線上行車距離為 0.5 公里之點。從該點沿著 5%曲線行進到里程約 0.8 公里之點時速率約下降 15 公里/小時。因此上坡坡長不宜超過 300 公尺。

4.6.5 例題 5

大型車速限 100 公里/小時之高速公路上，一路段之坡度及坡長(水平投影距離)各為 2.7%及 300 公尺，試問此路段是否可當作平坦路段進行分析。

解：

本例題可用兩方法來處理。其中一方法是用 checkgrade.exe 執行檔。另一方法是根據本章 4.5.3.1 節所描述之步驟，用式(4.8)、式(4.11)、式(4.12)估計代表性重車爬行速率及上坡後速率下降 5 公里/小時之行車距離。兩方法所得之結果均相同。

如用 checkgrade.exe，則須先建立一輸入檔 input.txt，此輸入檔只需包括下列 2 行資料：

```
FREEWAY
110      2.7        300
```

如果用式(4.8)、式(4.11)、式(4.12)，則需執行下列之計算：

1. 從式(4.8)估計爬行速率如下：

$$V_{min} = 14.14 + 95.67\mathrm{e}^{-\frac{2.7}{4.123}} = 63.8 \text{ 公里/小時}$$

因速限為 100 公里/小時，進入上坡之速率 V_0 應假設為 100+10 及 115 公里/小時之較小值，亦即 V_0=110 公里/小時。此速率高於 V_{min}+5，因此上坡之後速率下降可能超過 5 公里/小時。

2. 用表 4.7 之模式估計式(4.11)及式(4.12)之係數 A、B、C、D。

$$A = 113.41815 + 43.09185e^{-\left(\frac{2.7-2.5}{3.54411}\right)} = 154.1456$$

$$B = 18.79822 + 47.27075e^{-\left(\frac{2.7-2.5}{3.5932}\right)} = 69.50973$$

$$C = -0.14184 + \frac{0.70497}{1 + e^{-\frac{2.7-2.2507}{0.51267}}} = 0.35592$$

$$D = \ 0.136771 + 0.65236e^{-\left(\frac{2.7-2.5}{2.37222}\right)} = 0.73639$$

3. 從式(4.11)估計速率從 120 公里/小時降到 V_0=110 公里/小時所需之行車距離 X_1 公里。X_1 為：

$$X_1 = C - D\,[\ln\left(\frac{B-A}{110-A} - 1\right)] = 0.318 \text{ 公里}$$

4. 從式(4.12)估計速率從 120 公里/小時降到 V_0-5=105 公里/小時所需之行車距離 X_2。X_2 為：

$$X_2 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{105-A} - 1\right)] = 0.481 \text{ 公里}$$

5. 估計速率從 V_0 降到 V_0-5 所需之行車距離為：

   X_2-X_1=0.163 公里=163 公尺

6. 坡長 300 公尺超過 X_2-X_1=163 公尺，所以走完上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時。分析路段不能當作平坦路段進行分析。

4.6.6 例題 6

本所「臺灣公路容量分析專區」網站提供 2021HTSS 模式之執行檔及模擬單向 2 車道高速公路之輸入檔範例，其檔名為 Free2L.txt，此範例所模擬之路網如圖 4.33 所示。

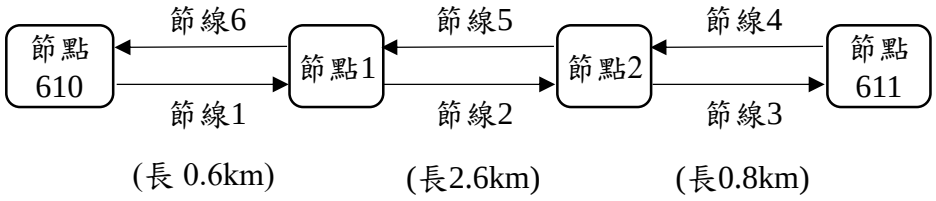


圖 4.33 高速公路模擬路網示意圖

如果所有節線為平坦路段，車流中只有小車，平均自由速率為

90 公里/小時，臨界速率為 75 公里/小時，其他狀況與 Free2L.txt 所代表的狀況相同，試用 Free2L.txt 說明估計節線 1 之容量。

解：

非阻斷性車流路段的容量受車道數、自由速率、坡度、坡長、曲率半徑、車種組成及駕駛行為等因素影響，其值通常屬車流很接近不穩定之狀況，所以難以確定。HTSS 模式用檔型 46 及 47 資料所設定之平均自由速率及檔型 50 所設定路段為平直且只有小車時之預期容量及臨界速率來控制模擬之車流特性。在路段平直且只有小車之情形下，模擬所得之容量值通常與檔型 50 資料設定值的差異一般不超過 50 小車/小時。如上述平均自由速率、容量及臨界速率輸入值之組合異常(如臨界速率比自由速率低 25 公里/小時以上)，則模擬結果可能與預期值有較大差異。

不論分析路段是否平直或有坡度、曲度及不同車種，用 HTSS 模式估計容量的程序包括下列步驟：

1. 根據欲模擬的狀況建立輸入檔。其中檔型 0 資料之重複模擬次數宜設定為最少 10 次。此外，須注意檔型 50 資料中之容量及臨界速率為假設路段平直而且只有小車時之預期值。
2. 用檔型 30 將進入分析路段之需求流率設定在很可能低於容量之值。例如只有小車時，高速公路、郊區多車道公路及郊區雙車道公路之需求流率可分別先設為 1,500、1,200、1,000 小車/小時/車道×車道數。根據設定之需求流率執行模擬並紀錄輸入檔中在「LINK STATISTICS」標題下，從分析節線離開之流率(輸出流率)及平均速率。
3. 增加需求流率重新模擬，直到需求流率增加時，輸出流率呈穩定狀況或降低，而且平均速率急速下降為止。平均速率急速下降表示車道已進入不穩定之壅塞狀況，在這之前的最高流率可視為容量估計值之一樣本。
4. 若欲增進容量估計值之代表性，可將檔型 0 資料中之隨機亂數更改再重新模擬，以取得另一估計樣本。各樣本之平均值代表分析路段之容量。

圖 4.34 顯示一次模擬作業(HTSS 模式自動用不同亂數重複模擬

10 次)之結果。此圖顯示 2 車道之需求流率低於 3,600 小車/小時之情況下，從節線 1 離開之流率大約等於需求流率。平均速率則隨需求流率之增加而逐漸降低到 75 公里/小時左右。需求流率超過 3,600 小車/小時之後，平均速率急速下降。能離開節線 1 之流率也隨著顯著下降。因此 3,600 小車/小時可當作容量估計值之一樣本。

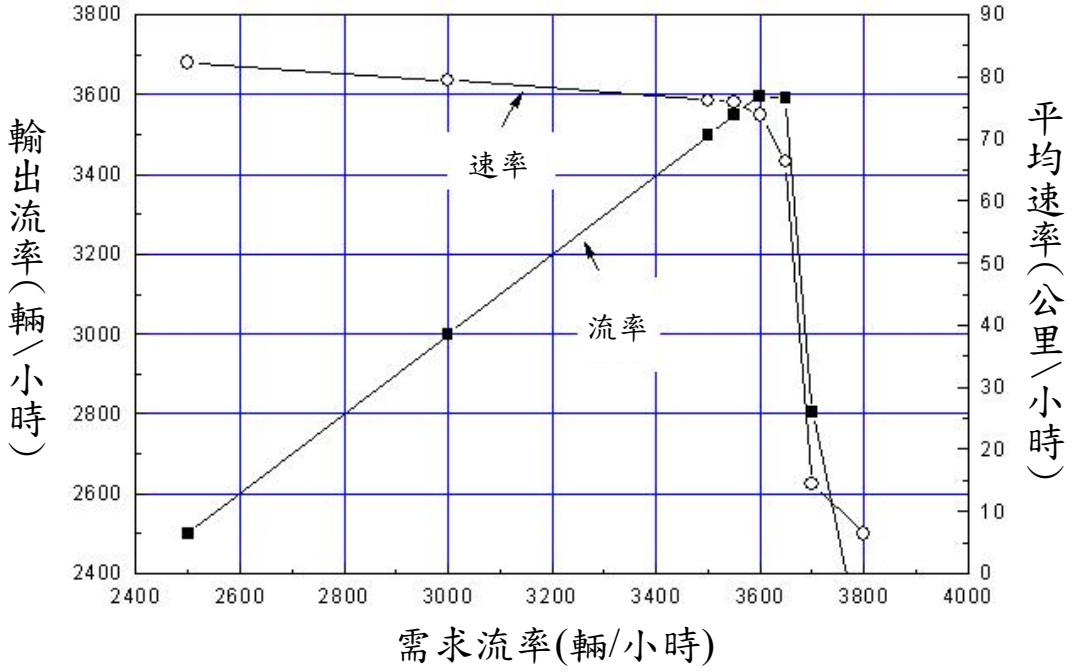


圖 4.34 例題 6 之模擬結果

本例題顯示需求流率超過 3,600 輛/小時之後，能從節線 1 離開之流率顯著及相關平均速率皆顯著下降。但是在某些狀況下，平均速率急速下降之後，輸出流率可能還會繼續增加。如果最高流率之相關平均速率比平均自由速率低 35 公里/小時或低於 70 公里/小時，則該最高流率於規劃或分析高速公路設施之應用價值很低，不宜當作容量之估計樣本。

參考文獻

1. 「108 年臺灣公路容量分析軟體(THCS)與專區網站更新維運服務」附錄一，109-098-1425，交通部運輸研究所，民國 109 年 7 月。
2. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民國 100 年 10 月。
3. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-097-1419，交通部運輸研究所，民國 108 年 10 月。
4. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，交通部運輸研究所，民國 103 年 5 月。
5. Drakopoulos, A., Liu, Y., and Horowitz, A., *Heavy Vehicle Performance During Recovery from Forced-Flow Urban Freeway conditions Due to Incidents, Work Zones and Recurring Congestion*, Final Report submitted to Research and Innovative Technology Administration United States Department of Transportation, Washington, D.C., December 2013.
6. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D, C., 2011.
7. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，交通部運輸研究所，民國 100 年 5 月。
8. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(2/3)」，107-047-1402，交通部運輸研究所，民國 107 年 5 月。

第五章 高速公路進口匝道路段

目　錄

頁次
5.1 緒論 5-1
5.2 車流特性 5-3
5.2.1 流率、速率、密度及占有率之關係 5-3
5.2.2 車種之車道分布概況 5-8
5.2.3 車流分布之影響因素 5-9
5.3 績效指標及服務水準劃分標準 5-11
5.4 分析方法 5-12
5.4.1 訂定最低應維持之服務水準等級及服務流率 5-12
5.4.2 訂定分析之車流狀況 5-14
5.4.3 訂定分析對象之幾何設計 5-14
5.4.4 估計檢核點內側車道之流率及車種組成 5-15
5.4.5 估計相當於基本狀況下之流率 5-16
5.4.6 評估服務水準及訂定改善方案 5-17
5.5 應用例題 5-17
參考文獻 5-19

圖 目 錄

頁次
圖 5.1　高速公路進口匝道路段示意圖 5-1
圖 5.2　進口匝道匯流路段示意圖 5-2
圖 5.3　第一車道平均速率與密度之關係 5-4
圖 5.4　第二車道平均速率與密度之關係 5-5
圖 5.5　第一車道平均速率與流率之關係 5-5
圖 5.6　第二車道平均速率與流率之關係 5-6
圖 5.7　第一車道流率與密度之關係 5-6
圖 5.8　第二車道流率與密度之關係 5-7
圖 5.9　基本狀況下流率與平均速率之關係 5-8
圖 5.10　匝道匯流路段容量分析程序 5-13

表 目 錄

頁次
表 5.1　桃園、中壢及內壢現場 15 分鐘樣本之車流範圍 5-2
表 5.2　檢核點主線車道大車與小車各占主線總大、小車流率
百分比 5-8
表 5.3　檢核點小車流率迴歸模式 5-10
表 5.4　檢核點大車流率迴歸模式 5-10
表 5.5　根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準 5-11
表 5.6　根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準 5-12
表 5.7　容量建議值 5-12
表 5.8　各內側車道小車占主線小車之百分比 5-15
表 5.9　2 車道主線內側車道服務水準之評估 5-18
表 5.10　3 車道主線內側車道服務水準之評估 5-19

5.1 緒論

進口匝道(on-ramp)與高速公路主線會合之路段常因車輛之匯流而造成交通瓶頸。如圖 5.1 所示，高速公路進口匝道路段(on-ramp junction)包括匝道本身，匝道與高速公路各主線之匯流區(merge area)，及匝道與市區或其他道路之會合區。進口匝道與高速公路之匯流區通常有 200 到 700 公尺長之加速車道。匝道與市區道路之會合區可能有號誌控制之交岔路口。匝道本身也可能受號誌之控制以調節進入高速公路之流率(ramp metering)。如匝道為交流道(interchange)之一部分，則一高速公路之進口匝道可能是另一高速公路之出口匝道。

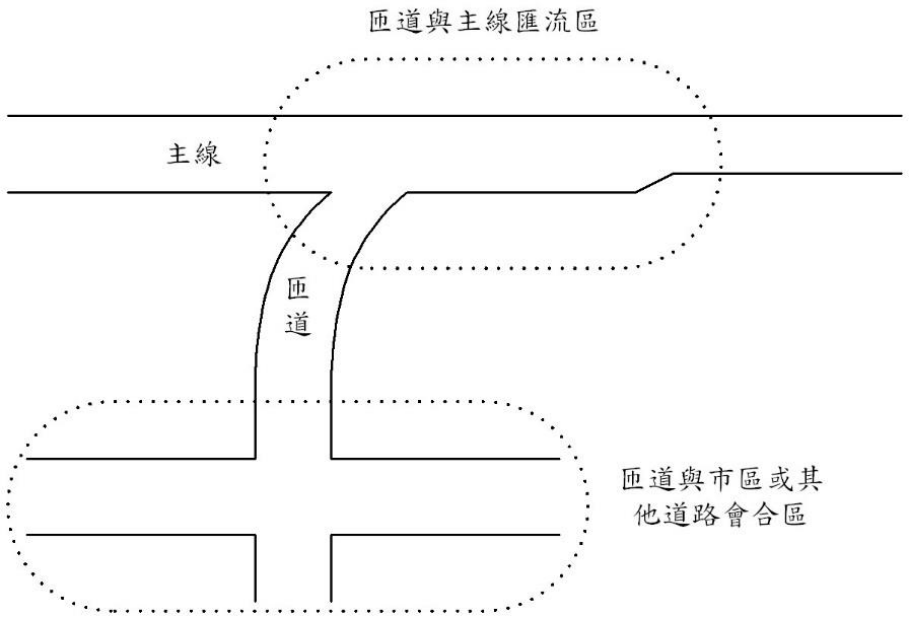


圖 5.1　高速公路進口匝道路段示意圖

進口匝道之容量分析最少應考慮匝道本身及匝道與高速公路主線之匯流區。目前臺灣交通界對匝道容量及服務水準之研究相當缺乏，有關匯流區之資料也相當有限。本所曾先後委託逢甲大學及鼎漢顧問公司進行匯流區現場資料之蒐集[1,2]，但適用於分析之資料僅包含國道 1 號桃園南下、中壢北上及內壢南下匝道共約 14 小時之交通狀況[3]。此外，由表 5.1 可知，此 3 處匝道現場資料所含蓋之交通狀況多半屬中、低流率之情形。

表 5.1　桃園、中壢及內壢現場 15 分鐘樣本之車流範圍

車流項目	中壢及內壢路段 (3 車道主線)	桃園路段 (4 車道主線)
匝道：		
總流率(輛/小時)	50 ~ 1,150	490 ~ 1,000
小車　(輛/小時)	50 ~ 1,090	460 ~ 930
大車　(輛/小時)	0　~ 120	20 ~ 120
主線：		
總流率(輛/小時)	2,900 ~ 5,100	3,700 ~ 5,200
小車　(輛/小時)	2,600 ~ 4,700	3,600 ~ 5,000
大車　(輛/小時)	80 ~ 710	110 ~ 290
大車百分比	1% ~ 18%	3% ~ 8%

如圖 5.2 所示，本章將主線最外側二車道由右向左分為第 1 車道及第 2 車道，其他的主線車道則統稱為內車道。如主線只有兩車道時則第 2 車道與內車道相同。

本章容量分析之重點在於評估檢核點內側車道之服務水準與幾何設計及需求流率之關係。檢核點指在高需求流率狀況下，匯流路段平均速率通常最低的地點。為了訂定檢核點之位置，本所委託逢甲大學[1]調查在匯流路段內主線速率及流率關係之變化。此調查結果顯示最適當之檢核點大約在併入點下游相當於加速車道約三分之二長度之地點(見圖 5.2)。

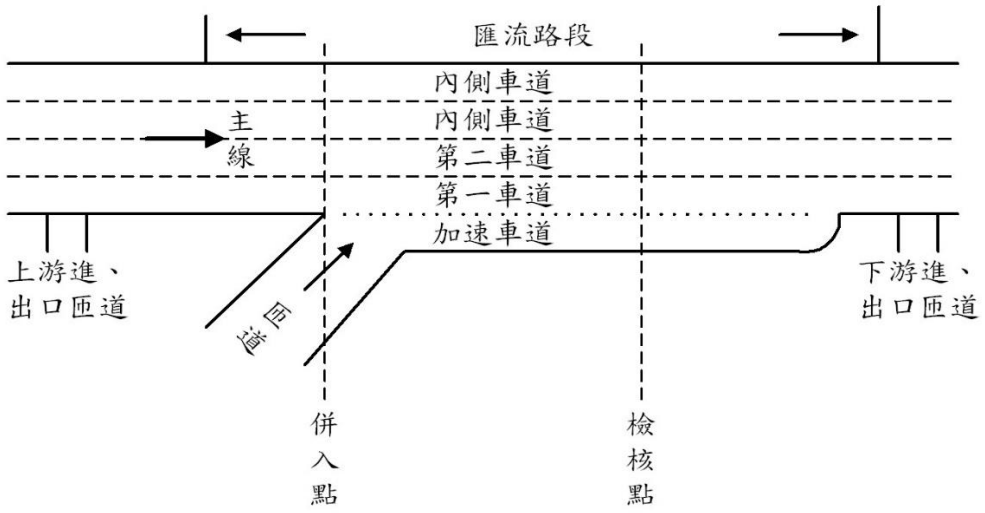


圖 5.2　進口匝道匯流路段示意圖

檢核點之服務水準受併入點主線及匝道車流狀況之影響。當需求流率不高時，在檢核點的平均速率可能比在併入點的平均速率高，但兩者之差異通常小於 5 公里/小時。當需求流率增高時，在檢核點的平均速率可能比其他地點的平均速率低得多，這現象可能是由於多數的匝道車輛抵達檢核點時不是已轉入主線就是必須準備變換車道以進入主線，因而造成較嚴重之衝突。

本所從 2019 年開始再度探討高速公路匯流路段之車流特性。此工作尚未完成，因此本章沿用「2011 年臺灣公路容量手冊」[4]第五章的分析方法。但本章內容有兩項與 2011 年版本大不相同，分別如下說明：

1. 2011 年版本採用平均速率與速限的差距作為一績效指標，本章則改用平均速率與速限比值劃分服務水準。
2. 2011 年版本表 5.6 顯示不同服務水準等級之相關服務流率，並將匯流路段內側車道之容量訂為 2,300 小車/小時/車道，但是服務流率未應用於分析方法中，且即使基本路段內側車道之容量也難以超過 2,100 小車/小時/車道，所以本章的分析方法不採用服務流率，並將內側車道之容量調降為 2,100 小車/小時/車道。

5.2 車流特性

5.2.1 流率、速率、密度及占有率之關係

在桃園及中壢蒐集之現場資料包括車長、車種、流率、平均速率及占有率。圖 5.3 到圖 5.8 顯示在檢核點以 5 分鐘為單位從現場資料求得之流率、速率及密度之關係。這些關係有下列之特性：

1. 密度相同時，第二車道之車流率通常比第一車道約高出 100 小車/小時。
2. 在穩定（非壅塞）而且流率相同之狀況下，第二車道之平均速率比第一車道之平均速率約高出 10 公里/小時。
3. 在穩定（非壅塞）而且流率小於 800 小車/小時/車道之狀況下，第二車道之平均速率可維持在 80 公里/小時左右，第一車道之平均速率則在 70 公里/小時左右。流率在穩定狀況下增高時，第二

車道之平均速率逐漸下降到 70 公里/小時，第一車道之平均速率則下降到 60 公里/小時。平均速率低於這些速率時，車流呈不穩定狀況。

4. 密度從 25 小車/公里增大到 60 小車/公里時，平均速率迅速下降，車流不穩定，但第二車道之流率可維持在 1,300 小車/小時左右，第一車道之流率則可維持在 1,200 小車/小時左右。
5. 因資料有限，各車道之容量不易準確的估計，如一大車之小車當量為 1.5，則在現場調查期間內，中壢路段第二車道之最高 5 分鐘的流率為 2,055 小車/小時，其相關平均速率為 75.7 公里/小時。在同一期間內，此車道最高 15 分鐘之流率則只有 1,772 小車/小時，而第一車道最高 15 分鐘之流率還不到 1,230 小車/小時。桃園路段第一及第二車道最高 15 分鐘之流率各為 1,195 小車/小時及 1,600 小車/小時。如圖 5.5 及圖 5.6 代表真正的速率與密度之關係，則從此 2 圖可推估第二車道之容量（15 分鐘以上平均最高流率）大概不超過 1,700 小車/小時，第一車道之容量則只有 1,200 小車/小時左右。

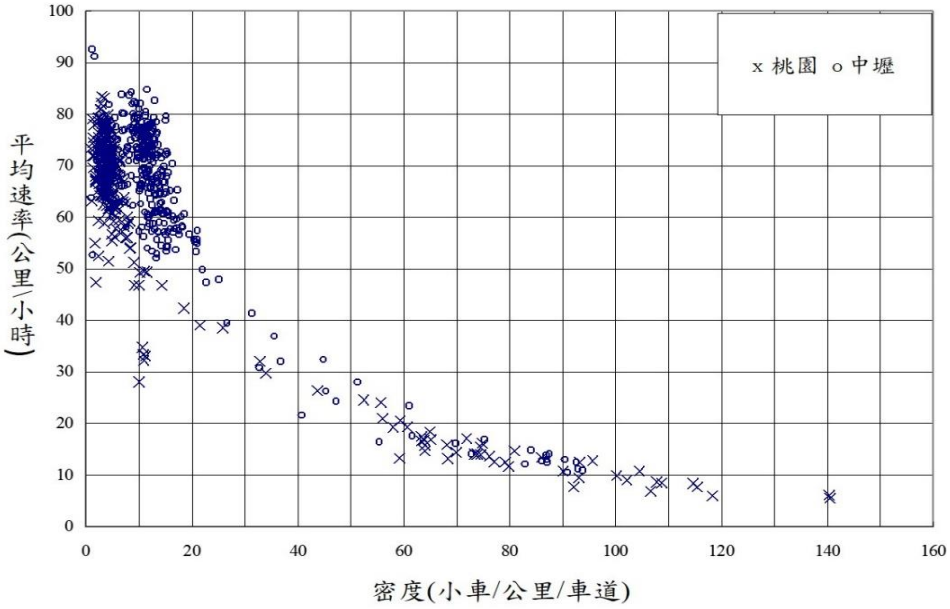


圖 5.3　第一車道平均速率與密度之關係

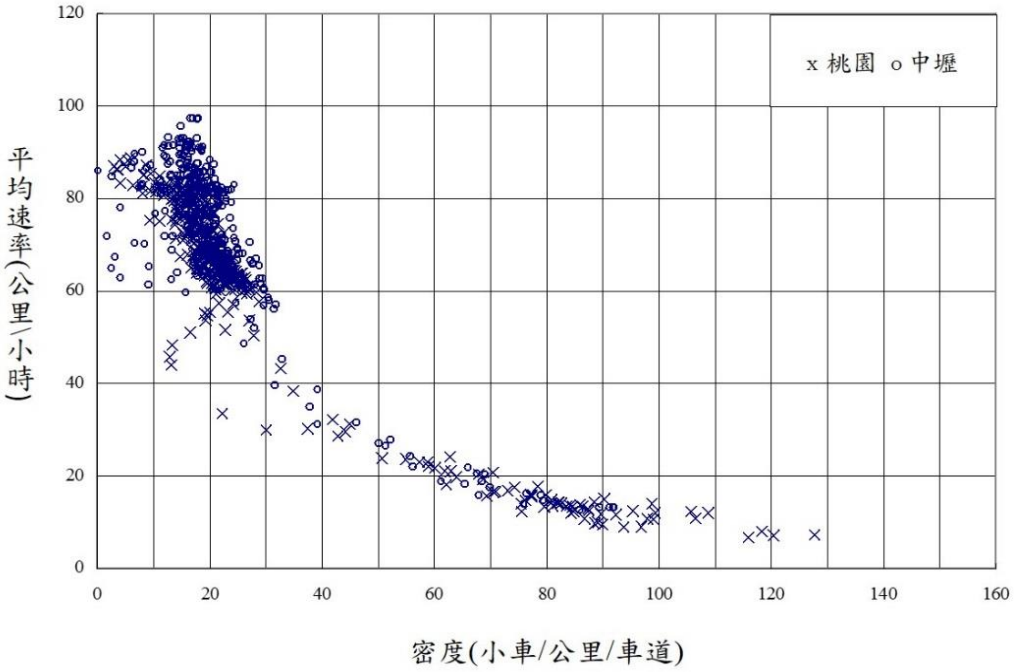


圖 5.4　第二車道平均速率與密度之關係

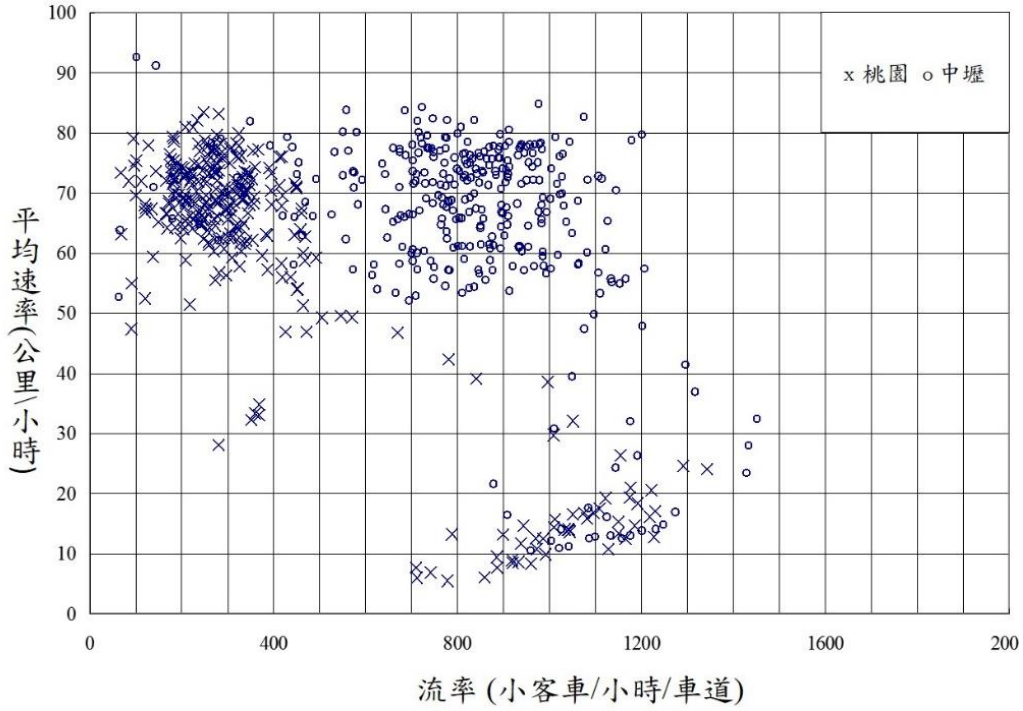


圖 5.5　第一車道平均速率與流率之關係

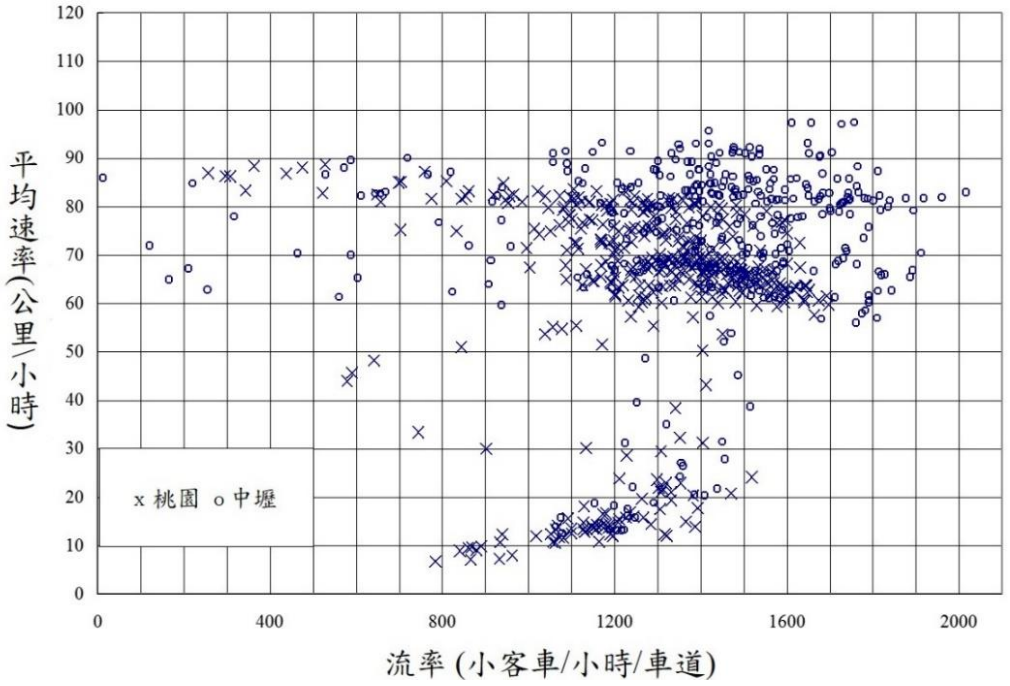


圖 5.6　第二車道平均速率與流率之關係

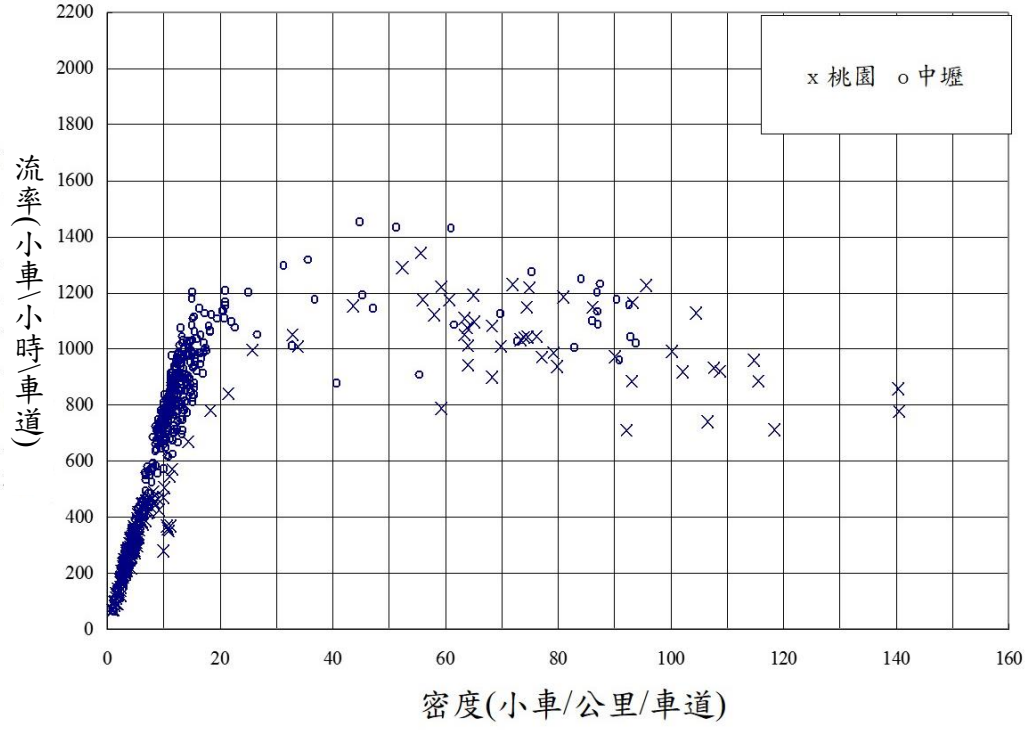


圖 5.7　第一車道流率與密度之關係

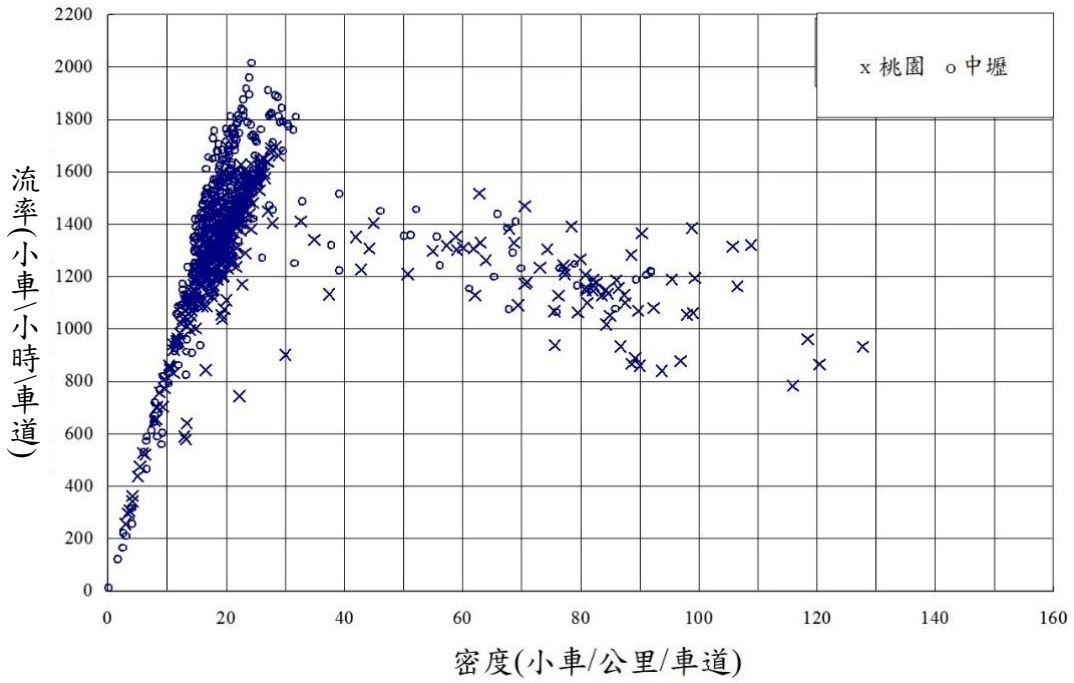


圖 5.8　第二車道流率與密度之關係

根據上述之觀察，並假設內車道之性質與速限 90 公里/小時之基本路段相同[5]，則圖 5.9 顯示在基本狀況下平均速率與流率之可能關係。基本狀況包括：

1. 車道寬為 3.75 公尺。
2. 左側路肩寬為 1 公尺，右側路肩寬為 3 公尺。
3. 匯流路段在平坦地區。
4. 匯流路段是直線路段之一部分。
5. 車流只含小車。
6. 非觀光性週日車流。

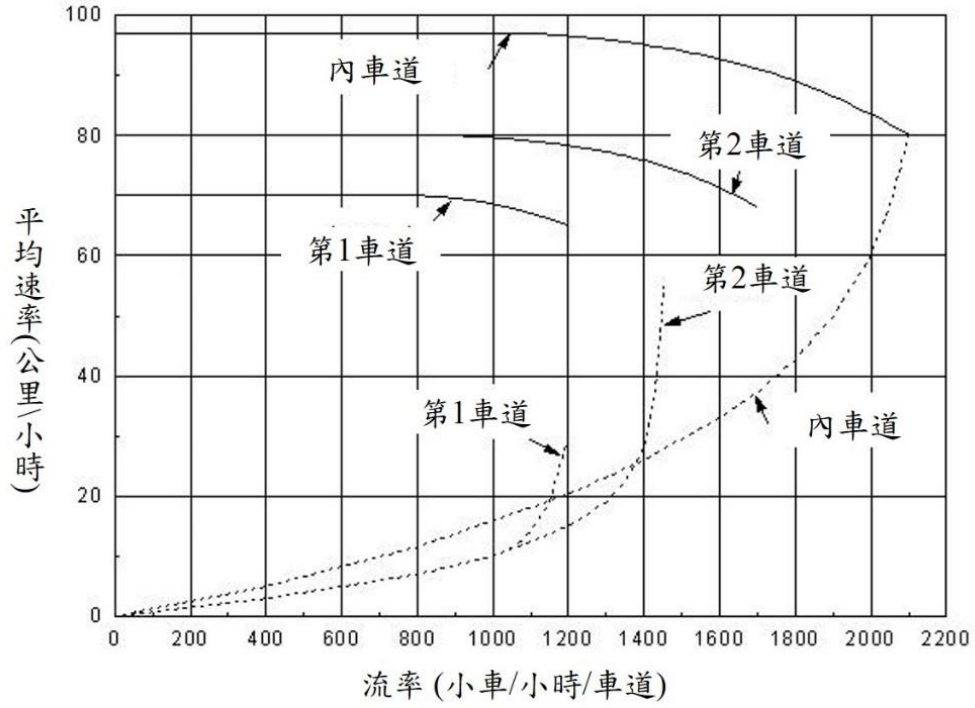


圖 5.9　基本狀況下流率與平均速率之關係

5.2.2 車種之車道分布概況

表 5.2 顯示大車及小車在各路段檢核點主線車道常見的分布情況。各車道小車流率通常越接近主線內側越大。以主線有 4 車道之桃園路段而言，第一車道之小車流率只占主線小車總流率的 5%~10%，內側各車道之小車流率則經常占主線小車總流率的 32%~37%。主線只有 3 車道時，第一車道小車流率占主線小車總流率之百分比增高，但仍比第二車道及內側車道之百分比低得多。

表 5.2 檢核點主線車道大車與小車各占主線總大、小車流率百分比

主線車道數	車種	第一車道	第二車道	內側各車道
4 (桃園)	小車 大車	5% ~10% 10%~20%	20% ~25% 75% ~95%	32% ~37% 0.5% ~2%
3 (中壢及內壢)	小車 大車	20% ~26% 25% ~50%	30% ~38% 50% ~75%	38% ~48% 0%

大部分的大車集中於第二車道，內側車道幾乎沒有大車。主線有 4 車道的桃園路段，其第二車道之大車流率通常占主線總大車流率之 75% ~95%。主線車道數降為 3 車道時，有較大部分的大車會使用第

一車道，但大多數大車仍占用第二車道。

檢核點加速車道之車流受併入點匝道車流率的影響最大。併入點匝道之流率越大，檢核點加速道之流率也越大。當併入點匝道之小車流率在 200 輛/小時以下時，檢核點加速道有相似的小車流率。當併入點匝道之小車流率增加到 400 輛/小時以上時，檢核點加速道之小車流率有較低的傾向，但多半仍在併入點流率的 70%以上。併入點匝道及檢核點加速道之大車流率無顯著不同。可見在現場調查期間內，大車之駕駛員並沒有急著離開加速道的現象。

5.2.3 車流分布之影響因素

在檢核點之車流分布可能受到許多因素的影響。這些因素包括主線車道數、加速車道長度、匝道及主線在併入點之流率及車種組成、上下游匝道之種類(進口或出口)及檢核點與上下游匝道之距離。因資料之限制，目前僅能用單純的迴歸分析(regression analysis)探討車流在檢核點之分布受在併入點主線及匝道車流之影響。此外，現有資料顯示檢核點各車道之流率與併入點主線及匝道之流率並無顯著的非線形關係，所以本章之迴歸分析乃根據 0.05 信賴水準以判斷檢核點流率與併入點流率之線形關係。其結果列於表 5.3 及 5.4 中[3]。此兩表中之自變數及應變數之定義如下：

自變數：

Q_{rc} = 匝道小車流率；

Q_{rt} = 匝道大車流率；

Q_{fc} = 主線小車在併入點之流率；

Q_{ft} = 主線大車在併入點之流率。

應變數：

q_{ac} = 加速道在檢核點之小車流率；

q_{at} = 加速道在檢核點之大車流率；

q_{1c} = 第一車道在檢核點之小車流率；

q_{1t} = 第一車道在檢核點之大車流率；

q_{2c} = 第二車道在檢核點之小車流率；

q_{2t} = 第二車道在檢核點之大車流率；

q_{ic} = 內側各車道在檢核點之小車流率。

以上所有變數之單位為輛/小時。

表 5.3 檢核點小車流率迴歸模式

地點	主線車道數	車道	模式	r^2 或 R^2
中壢及內壢	3	第一	$q_{1c} = 446 + 0.123Q_{fc} - 3.749Q_{rt}$	0.69
		第二	$q_{2c} = 407 + 0.360Q_{fc} - 0.510Q_{ft}$	0.83
		加速	$q_{ac} = 25 + 0.747Q_{rc}$	0.97
		內側	$q_{ic} = 618 + 0.260Q_{fc}$	0.42
桃園	4	第一	無有意義之模式	
		第二	$q_{2c} = -517 + 0.34Q_{fc}$	0.73
		加速	$q_{ac} = -16 + 0.969Q_{rc}$	0.71
		內側	無有意義之模式	

資料來源：[3]。

表 5.4 檢核點大車流率迴歸模式

地點	主線車道數	車道	模式	r^2 或 R^2
中壢及內壢	3	第一	$q_{1t} = 21 + 0.285Q_{ft}$	0.71
		第二	$q_{2t} = -10 + 0.645Q_{ft}$	0.83
		加速	$q_{at} = -2 + 1.03Q_{rt}$	0.84
		內側	無大車	
桃園	4	第一	$q_{1t} = -27 + 0.348Q_{ft}$	0.22
		第二	$q_{2t} = 61 + 0.523Q_{ft}$	0.31
		加速	$q_{at} = 21 + 0.648Q_{rt}$	0.59
		內側	很少有大車	

資料來源：[3]。

從表 5.3 可知中壢及內壢路段第一車道小車流率受主線小車流率 Q_{fc} 及匝道大車流率 Q_{rt} 之影響最顯著。匝道大車流率增加 100 輛/小時，第一車道小車流率大約減少 375 輛/小時。現場資料無法建立有

意義的迴歸模式以估計桃園路段第一車道之小車流率 q_{1c}。這可能是因為桃園路段第一車道在檢核點之小車流率偏低 (只占主線小車流率之 5 % ~10%)，而且主線車道之平均流率也低(在 1,500 輛/小時之下)，造成小車有充分自由任意選擇車道之故。

第二車道之流率受主線小車總流率 Q_{fc} 之影響。中壢及內壢路段之資料也顯示主線之大車流率越高，第二車道之小車流率有減低之趨勢。加速道上之小車流率則受制於匝道小車流率。中壢及內壢路段內側車道小車流率受主線小車流率之影響。桃園路段內側車道之小車流率與任何自變數皆無顯著關係，惟亦可能與該路段流率偏低有關。

表 5.4 顯示第一及第二車道流率受到主線大車流率之影響，加速道之大車流率則受到匝道大車流率之影響，內側車道之大車流率非常低，可不考慮。

5.3 績效指標及服務水準劃分標準

高速公路各設施之服務水準應根據同樣的標準以評估之，所以本章沿用高速公路基本路段之績效指標及服務水準劃分標準。此標準如表 5.5、5.6 所示。車道容量建議值如表 5.7 所示。

表 5.5 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 5.6 根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 ($\bar{V}/V_L$)
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

表 5.7　容量建議值

車道	容量 (小車/小時/車道)
第一車道	1,200
第二車道	1,700
內側車道	2,100

5.4 分析方法

本章之容量分析方法可用於規劃設計及運轉之評估。規劃分析(planning analysis)著重於尋求能在設計小時(design hour)內維持一可接受的服務水準之幾何設計。運轉分析(operational analysis)之重點在於評估某一設施之服務水準。此兩種分析所需資料的性質不同，但其分析之程序相似，如圖 5.10 所示。茲將此程序說明如下。

5.4.1 訂定最低應維持之服務水準等級及服務流率

為了選擇適當的幾何設計，在規劃分析時必須訂定最低應維持之服務水準等級及其相關車道能承載之需求流率。運轉分析不一定要事先訂定應有的服務水準，但因分析的最終目的在於決定一路段之服務水準是否能接受，所以從分析結果的利用而言，仍有必要訂定應維持

之服務水準。

在選擇應維持之服務水準時必須考慮匯流路段對鄰近路段之影響。原則上，匯流路段之平均速率不應與鄰近路段之平均速率相差太多(如超過 15 公里/小時)。在都會區內之匯流路段內車道的服務水準從 V/C 值之角度最少應維持在 D 級，從平均速率與速限之比的角度則至少應在第 3 級。郊區速限服務水準最少應維持 C2 級。

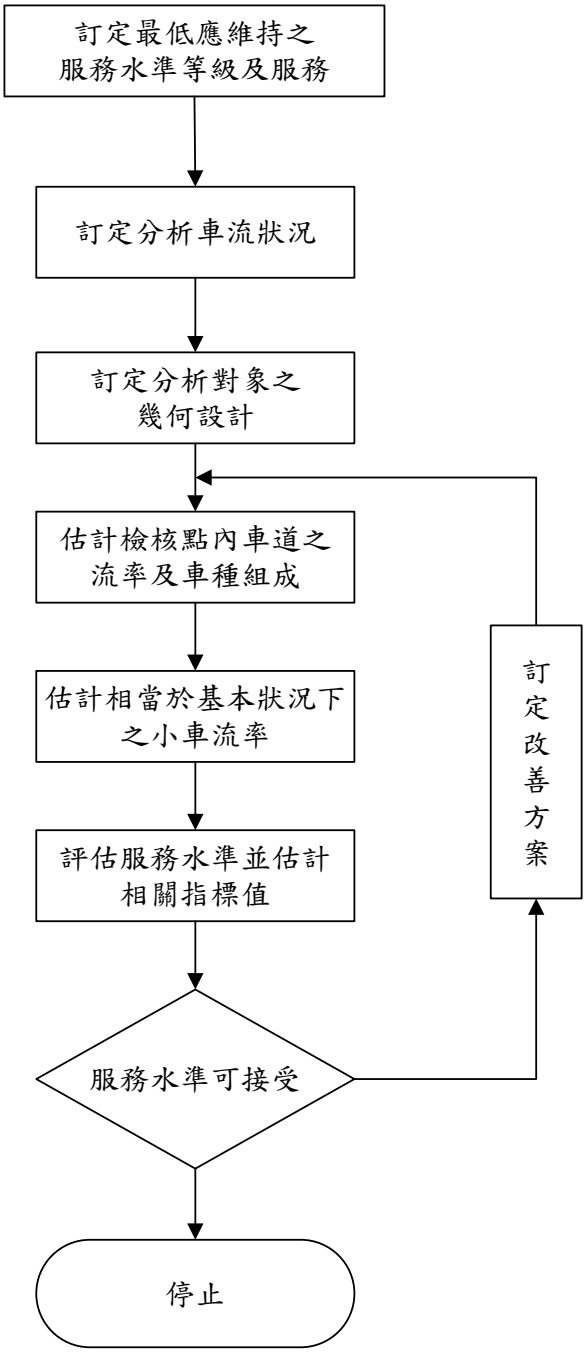


圖 5.10　匝道匯流路段容量分析程序

5.4.2 訂定分析之車流狀況

車流狀況最少必須包括分析時段內主線及匝道在併入點之需求流率及車種組成。除此之外，如果匯流路段上下游匝道之車流對檢核點的車流分布有顯著的影響，則上下游匝道之流率也須包含在所需的車流資料內。自由速率亦為應考慮之車流狀況。

分析時段不宜太短，其理由之一為速率及流率在短暫時間內的關係不太穩定，短暫時間內的交通問題通常也不是容量分析之重點。此外，在規劃及設計公路時常用的需求流率為尖峰 15 分鐘之流率，所以分析時段最短應是 15 分鐘。分析時段也不宜太長，長時段內交通狀況可能有很大的變化。目前除了利用電腦摸擬模式之外，並無適合的方法以分析長時間的運作。基於以上的考慮，分析時段以 15 分鐘為原則。

如分析時段為尖峰 15 分鐘，則該時段內之流率可估計如下：

$$Q = \frac{Q_V}{PHF} \tag{5.1}$$

此式中，

Q = 尖峰 15 分鐘主線或匝道之流率(輛/小時)；
Q_v = 尖峰小時主線或匝道之流率(輛/小時)；
PHF = 尖峰小時係數。

在規劃分析時式(5.1)之 Q_v 及 PHF 皆為估計值。運轉分析可直接利用已知之 15 分鐘流率或利用已知之 Q_v 及一適合之 PHF 以估計尖峰 15 分鐘之流率。PHF 之值多半在 0.85 及 0.95 之間。如無實際資料，可假設 PHF=0.9。

5.4.3 訂定分析對象之幾何設計

重要的幾何設計因素可能包括主線及匝道車道數、加速道長度、車道及路肩寬度、坡度及在坡度路段地點、檢核點上游及下游匝道種類及距離。實際應考慮因素需等後續研究工作完成後才能決定。本章暫時考慮主線車道數。在規劃設計匝道路段時，主線所需之車道數為未知數，但可先假設有 2 車道。如 2 車道不夠，則試用 3 車道再重新

分析。

在檢核點所應考慮車道包括主線的第一車道、第二車道及內側車道。加速車道之車流對主線的車流有影響，因此該車道也是分析時應考慮之一因素。因匯流路段服務水準根據內車道而訂定，所以分析重點為內側車道。

5.4.4 估計檢核點內側車道之流率及車種組成

檢核點內側車道之流率及車種組成受到幾何設計及上游併入點主線及匝道車流之影響，其關係可利用如表 5.4 之迴歸公式或其他模式以估計之。目前因缺可靠之模式，本章暫時利用一簡化手續以估計內車道之車流狀況。此手續說明如下。

由表 5.2 可知，主線有三或四車道時，內側車道幾乎無大車。如主線有五車道時，內側車道之大車數也應相當小。所以本章假設主線最少有三車道時，內側車道只有小車；主線有二車道時，大約 75%的大車會利用內車道。

表 5.2 也顯示各內側車道小車之車流占主線小車總車流之百分比相當穩定。主線有 3 車道時，此百分比在 38%到 48%之間，主線有 4 車道時，此百分比降為 32%到 37%之間。如主線有 5 車道，此百分比應更低，如主線只有 2 車道，則內側車道(亦即第二車道)小車車流占主線小車車流之比例應超過 50%。根據這些觀察及推理，本章假設各內側車道小車占主線總小車流率之百分比如表 5.8 所示。

表 5.8 各內側車道小車占主線小車之百分比

主線車道數	2	3	4	5
百分比(%)	60	43	35	28

如假設內側車道小車占主線小車之百分比只隨主線車道數而變(如表 5.7 所示)，則檢核點上各內車道的流率可從下式估計之：

$$q_i = m(Q_{fc} + Q_{rc} - Q_{ac})/100 + m_2 Q_{ft}/100 \quad (5.2)$$

此式中，

q_i ＝ 檢核點上各內側車道的流率(輛/小時/車道)；

m = 各內側車道小車占主線小車之百分比(見表 5.7)；

Q_{fc} = 尖峰 15 分鐘主線在併入點之小車需求流率(小客車/小時)；

Q_{rc} = 尖峰 15 分鐘匝道在併入點之小車需求流率(小客車/小時)；

Q_{ac} = 尖峰 15 分鐘加速車道上之小車流率(小客車/小時)；

m_2 = 各內側車道大車占主線大車之百分比(假設主線有 2 車道時，m_2=75，其他情形則m_2=0)；

Q_{ft} = 尖峰 15 分鐘主線在併入點之大車需求流率(輛/小時)。

表 5.3 之迴歸式顯示加速車道之小車流率大約在匝道小車流率的 75%到 97%之間。假設加速車道之小車流率等於匝道小車流率之 85%，則式(5.2)可改寫為：

$$q_i = m(Q_{fc} + 0.15Q_{rc})/100 + m_2Q_{ft}/100 \quad (5.3)$$

內側車道之大車比例P_t可估計如下：

$$P_t = \frac{m_2Q_{ft}}{100q_i} \quad (5.4)$$

5.4.5 估計相當於基本狀況下之流率

如分析的狀況異於基本狀況，則分析車流必須利用下式轉換成相當於基本狀況下之流率：

$$q_e = \frac{q_i}{f_{HV}f_Wf_P} \quad (5.5)$$

此式中，

q_e = 基本狀況下之對等流率(小車/小時/車道)；

q_i = 從式(5.3)估計之各內側車道流率(小車/小時/車道)；

f_{HV} = 大車調整係數；

f_w = 車道寬及路肩寬調整係數；

f_p = 駕駛員特性調整因素。

大車之調整係數可估計如下：

$$f_{HV} = \frac{1}{1+P_t(E_t-1)} \quad (5.6)$$

此式中，

P_t=大車比例（見式 5.4）；

E_t=大車之小車當量。

平坦路段大車之小車當量可假設為 1.4 或由下式估計之[4]：

$$E_t = 0.53 + 0.13L - (0.13L - 0.47)\frac{\bar{V}}{120} \quad (5.7)$$

此式中，

L ＝ 大車平均車長(公尺)，代表值為 14 公尺；

$\bar{V}$ ＝ 平均速率(公里/小時)。

坡度路段大車不宜用當量轉換成對等小車，目前無足夠的資料以建立分析坡度檢核點之方法。

臺灣高速公路各路段之設計標準相當均勻，所以不易利用現場資料以建立車道寬及路肩寬調整係數 f_W 之值。在此狀況下，可暫時假設 f_W =1。匝道路段之車流特性主要受主線及匝道車流匯流的影響，所以 f_P 之值也可假設為 1.0。

5.4.6 評估服務水準及訂定改善方案

根據式(5.5)導出之各內側車道小車流率，圖 5.9 可用以估計內側車道之平均速率。內側車道流率可與容量(2,100 小車/小時/車道)比較以估計 V/C 值，再利用表 5.5、5.6 評估服務水準等級。在規劃或設計分析時如試算的車道數不能提供應維持之服務水準，則車道數須增加，然後重新分析。

5.5 應用例題

高速公路進口匝道併入點在 15 年後之尖峰小時的車流狀況如下所示：

主線：需求流率 4,000 輛/小時，大車百分比 20%；

匝道：需求流率 1,000 輛/小時，大車百分比 5%；

速限：100 公里/小時；

尖峰小時係數：0.9。

從 V/C 值之角度而言，此匝道路段之內車道須維持 B 級之服務

水準。如主線有 2 車道或 3 車道，則其內側車道之服務水準如何?

解：

本問題採用尖峰 15 分鐘的需求流率以評估幾何設計。當主線有 2 車道時，表 5.9 所列之分析結果顯示其內車道之服務水準為 F 級。所以主線只有 2 車道之設計不合乎要求。

如將車道數增加為 3，表 5.10 顯示內車道之服務水準可維持 C1 級。從 V/C 之角度而言，3 車道仍不能提供 B 級之服務水準。

表 5.9　2 車道主線內側車道服務水準之評估

項目	分析數據	註解
Q_{fc}	4,000/0.9×(1−0.2)=3,556 小客車/小時	主線
Q_{ft}	4,000/0.9×0.2=889 大車/小時	主線
Q_{rc}	1,000/0.9×(1−0.05)=1,056 小客車/小時	匝道
n	60	表 5.8
m_2	75	表 5.2
q_i	60×(3,556+0.15×1,056)/100+75×889/100=2,896 小客車//小時/車道	式(5.3)
P_t	75×889/100/2,896=0.23	式(5.4)
f_W	1.0	假設值
f_P	1.0	假設值
E_t	1.4	假設值
f_{HV}	1/[1+0.23×(1.4-1)]=0.92	式(5.6)
q_e	2,896/(0.92×1×1)=3,148	式(5.5)
容量C	2,100	表 5.7
速限	100 公里/小時	主線
V/C 值	3,148/2,100 =1.5	
服務水準	F 級(需求流率大於容量)	表 5.5

表 5.10　3 車道主線內側車道服務水準之評估

項目	分析數據	註解
Q_{fc}	4,000/0.9×(1−0.2)=3,556 小客車/小時	主線
Q_{rc}	1,000/0.9×(1−0.05)=1,056 小客車/小時	匝道
m	43	表 5.8
q_i	43×(3,556+0.15×1,056)/100=1,597 小客車/小時/車道	式(5.3)
q_e	1,597 小客車/小時/車道	式(5.5)
服務水準	平均速率=93 公里/小時； 基準速限 100 公里/小時； 平均速率/速限比=93/100=0.93； V/C=1,597/2,100=0.76；C1 級。	圖 5.9 表 5.5 表 5.6

參考文獻

1. 「高速公路上匝道路段交通特性資料收集」，85-75-1124，交通部運輸研究所，民國 85 年 10 月。
2. 「都市快速道路與高速公路進口匝道車流特性之研究」，88-14-1151，交通部運輸研究所，民國 88 年 3 月。
3. 「高速公路進口匝道匯流路段容量分析之架構」，88-63-1161，交通部運輸研究所，民國 88 年 11 月。
4. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民 國 100 年 10 月。
5. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。

第六章 高速公路出口匝道路段

目　錄

頁次

6.1 緒論 6-1
6.2 檢核點之選擇 6-2
6.3 車流及重車之車道分布 6-3
6.3.1 車流之車道分布 6-3
6.3.2 重車之車道分布 6-5
6.4 流率、速率、密度與占有率之關係 6-6
6.4.1 小車當量 6-6
6.4.2 密度與占有率之關係 6-8
6.4.3 占有率、密度與流率之關係 6-8
6.4.4 密度、流率與平均速率之關係 6-9
6.5 績效指標及服務水準劃分標準 6-14
6.6 分析方法 6-16
6.6.1 設定幾何設計及車流狀況 6-16
6.6.2 訂定所須提供之服務水準等級 6-17
6.6.3 選擇分析車道 6-17
6.6.4 選擇在基本狀況下代表性流率與平均速率之關係 6-17
6.6.5 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率 6-18
6.6.6 評估服務水準 6-20
6.6.7 修訂幾何設計 6-20
6.7 應用例題 6-21
6.7.1 例題 1 6-21
6.7.2 例題 2 6-22
6.7.3 例題 3 6-24
參考文獻 6-25

圖 目 錄

頁次

圖 6.1　出口匝道路段示意圖 6-1
圖 6.2　分流區分段示意圖 6-2
圖 6.3　第 1 車道流率與減速車道流率之關係 6-4
圖 6.4　國 1 湖口南下路段重車百分比對平均速率與密度之影響 .. 6-7
圖 6.5　國 1 湖口南下及中壢北上路段密度與估計值之比較 6-9
圖 6.6　國 1 湖口南下路段流率與占有率之關係... 6-10
圖 6.7　國 1 湖口南下路段流率與密度之關係 6-10
圖 6.8　國 1 湖口南下路段平均速率與密度之關係 6-11
圖 6.9　國 1 湖口南下路段平均速率與流率之關係 6-11
圖 6.10 國 1 中壢北上路段平均速率與密度之關係 6-12
圖 6.11 國 1 中壢北上路段平均速率與流率之關係 6-12
圖 6.12 不同車道平均速率與流率之關係 6-15

表 目 錄

頁次

表 6.1　分流區各段之平均速率(公里/小時) 6-3
表 6.2　車流之車道分布 6-4
表 6.3　直行重車之車道分布 6-6
表 6.4　容量及車流之臨界參數值 6-14
表 6.5　根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準 6-14
表 6.6　根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準 6-14
表 6.7　容量建議值 6-15

6.1 緒論

如圖 6.1 所示，高速公路出口匝道路段包括高速公路主線分流區域、匝道本身、及匝道與平面道路或其他高速或快速道路之交接區域。臺灣高速公路一般出口匝道的速限只有 50 公里/小時，所以從主線進入匝道之車輛須減速，因而匝道上游主線須設置減速車道以分隔直行車輛及進入匝道之車輛。臺灣高速公路之減速車道通常在 100 到 300 公尺之間。出口匝道一般只有一車道，但在車流較大的地點，如圓山交流道、臺北交流道、林口交流道及楊梅交流道，則有兩車道。為說明方便起見，本章將主線減速車道左側之車道依序訂定為第 1、第 2、第 3 等車道，如圖 6.1 所示。

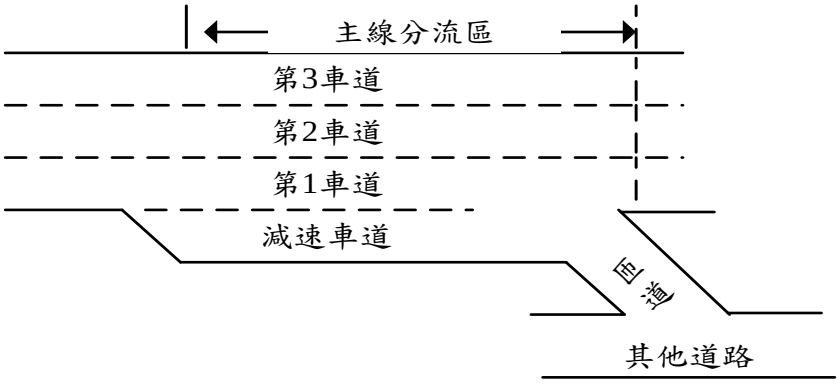


圖 6.1　出口匝道路段示意圖

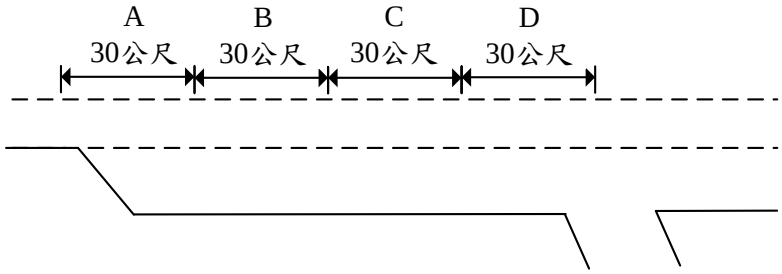
為建立一分析出口匝道容量及服務水準之方法，本所在 1996 年(民國 85 年)委託鼎漢國際工程顧問有限公司蒐集現場資料[1]。本所利用該計畫所蒐集的資料建立描述於「2011 年臺灣公路容量手冊」[2]第六章的初步分析方法。從 2019 年開始，本所再度探討出口匝道分流路段的車流特性。但此工作尚未完成。因此，本章沿用 2011 年手冊之分析方法。但本章及 2011 年版的內容有兩項顯著的差異。第一，本章將舊版之服務水準劃分標準用本手冊第四章基本路段服務水準之劃分標準替代。第二，舊版將內側車道容量訂為 2,300 小車/小時/車道，但近期資料顯示即使基本路段內側車道的容量也難超過 2,100 小車/小時/車道，所以本章將分流路段內側車道調降為 2,100 小車/小

時/車道。

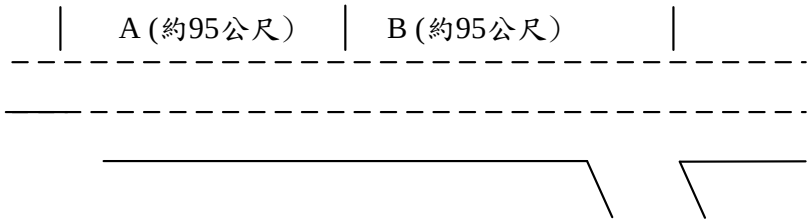
6.2 檢核點之選擇

出口匝道路段的車流狀況可能因車輛之減速而隨地點有顯著的變化。因在現場不易取得整個分流區車流狀況之資料以評估交通運轉之績效，故在分析容量及服務水準時有必要選擇一檢核點以做為評估之依據。此檢核點代表在分流區內平均速率經常最低或車流最可能先進入不穩定狀況之地點。

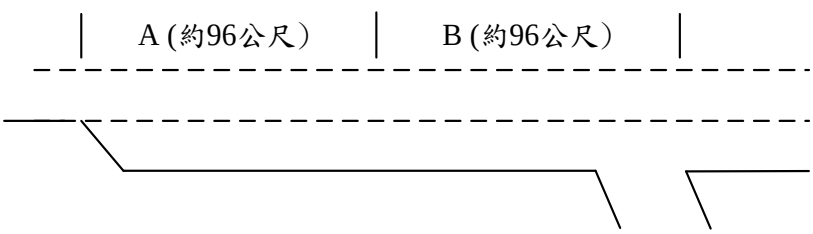
為了選擇適當之檢核點，鼎漢公司將新竹北上、內壢南下、及桃園北上之分流區劃分成數段，如圖 6.2 所示之 A，B，C，D，然後蒐集每段中之速率以了解平均速率在分流區內之變化。結果如表 6.1 所示。



(a) 新竹北上



(b) 內壢南下



(c) 桃園北上

圖 6.2　分流區分段示意圖

表 6.1　分流區各段之平均速率(公里/小時)

地點	車道	路段 A	B	C	D	流率 (車/小時)
新竹北上	1	71.1	72.1	74.4	74.8	834
	2	76.9	80.0	82.6	83.3	1,828
內壢南下	1	66.4	66.7	—	—	482
	2	72.0	79.0	—	—	1,574
	3	76.1	79.4	—	—	1,780
桃園北上	1	51.9	52.9	—	—	374
	2	71.6	63.6	—	—	1,124
	3	82.9	72.7	—	—	1,900
	4	82.6	73.1	—	—	2,198

從表 6.1 可知當流率低於 1,000 輛/小時/車道時，接近減速車道起點(亦即路段 A)之平均速率通常高於減速車道終點之平均速率，但差距不大，在 0~4 公里/小時之內。當流率超過 1,900 輛/小時/車道時，桃園之資料顯示接近減速車道終點之速率甚低於接近減速車道起點之速率。這可能表示在高流率狀況下，接近減速車道終點之地點可能先有不穩定車流之存在。為了反應這種車流特性，本章建議將檢核點訂定在分流點(見圖 6.1)上游 50 公尺之處。

6.3 車流及重車之車道分布

6.3.1 車流之車道分布

表 6.2 顯示在新竹、內壢及桃園三個出口匝道所觀察到的車流分布狀況。在各路段之觀察時段不長，只在 30 分鐘與 1 小時之間。從表 6.2 可知車輛有明顯避開第 1 車道之現象。主線有 2 車道時(新竹北上)，第 1 車道之流率不到第 2 車道的一半。主線有 3 車道(內壢南下)或 4 車道(桃園北上)時，第 1 車道之流率只有第 2 車道之 1/3。換言之，主線車道越多，利用第 1 車道之必要性相對減少。

由圖 6.3 可知當減速車道上之流率增高時，第 1 車道之流率相對

減少。其關係並不呈線形，當減速車道上之流率趨近 1,900 輛/小時時，第 1 車道之流率趨近 350 輛/小時。這些現象可用下式代表之：

$$Q_1 = e^{7.227-0.737\times10^{-3}Q_d} \tag{6.1}$$

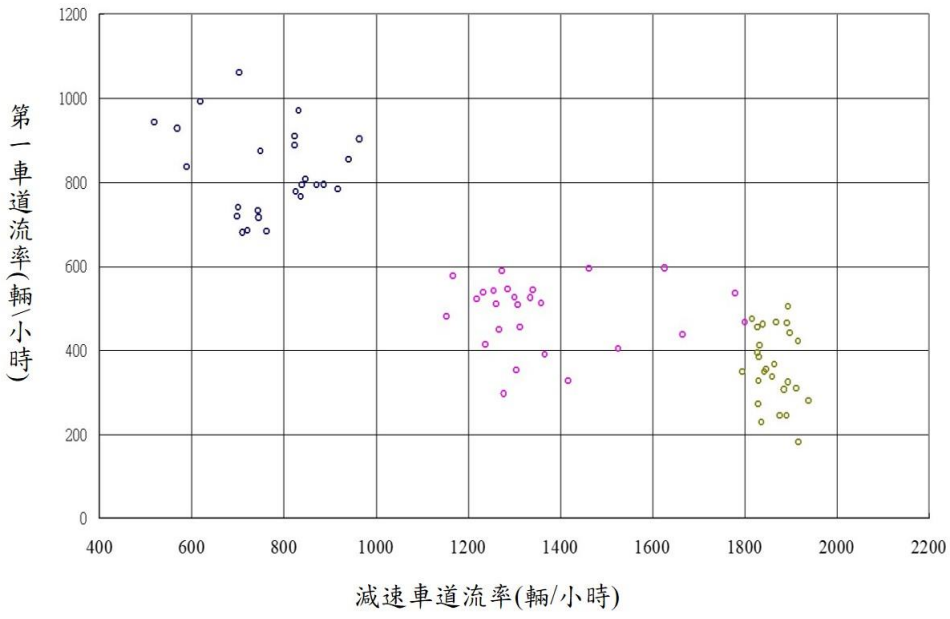
此式中，

Q_1 ＝第 1 車道流率(輛/小時)，Q_1值不應超過 1,700 小車/小時；

Q_d ＝減速車道之流率(輛/小時)。

表 6.2　車流之車道分布

項目	地點		
	新竹北上	內壢南下	桃園北上
A.流率(輛/小時)	3,450	5,170	7,456
B.流率百分比			
減速車道	23%	26%	25%
第 1 車道	24%	9%	5%
第 2 車道	53%	30%	15%
第 3 車道	—	34%	25%
第 4 車道	—	—	29%



註：資料單位為 5 分鐘。

圖 6.3　第 1 車道流率與減速車道流率之關係

式(6.1)乃根據新竹、內壢及桃園路段每 5 分鐘的資料回歸分析而得，其R^2值為 0.72，相關之標準估計誤差(standard error of estimate)為第 1 車道平均流率之 3.4%。分析匝道路段時應針對尖峰 15 分鐘或尖峰小時之車流狀況，上式亦未考慮車道數及每車道平均流率對第 1 車道流率可能之影響。此外，當主線流率趨近容量時，第 1 車道之流率有可能增高或變成相當不穩定，所以式(6.1)不一定適用於主線有高流率之情況。將來有需要蒐集廣泛的車流資料以建立一較適用的模式。

表 6.2 顯示在主線有 4 車道之桃園路段上，第 2 車道之車流占總車流之 15%。現場資料顯示此流率受減速車道上之流率的影響。其回歸式如下：

$$Q_2 = -630 + 0.94Q_d \tag{6.2}$$

此式中，

Q_2 = 主線有 4 車道時第 2 車道之流率(輛/小時)；

Q_d = 減速車道之流率(輛/小時)。

式(6.2)沒有太大的利用價值，因為利用此式時，減速車道之流率須在 1,750 與 1,950 輛/小時之間才有意義。

因現場資料的限制，目前無法判斷第 1 車道流率或主線總流率是否對第 2 車道的流率有影響。如何估計主線最少有 4 車道時之Q_2值應為將來後續研究工作的一重點。

6.3.2 重車之車道分布

重車指大貨車、大客車及聯結車，其車長一般在 7 公尺以上。現行法規[3]規定重車除非在超車時必須行駛外側車道(亦即第 1 車道)。從表 6.3 可知在出口匝道路段上，重車行駛第 2 車道之比例相當高。在新竹及中壢兩路段的重車很均勻的分布在第 1 車道及第 2 車道上。湖口路段也有 1/3 之重車利用第 2 車道。目前尚無適當現場資料以解釋在不同路段上重車分布之差異。

表 6.3　直行重車之車道分布

項目	地點		
	新竹南上	湖口南下	中壢北上
A.重車流率 (輛/小時)	499	405	430
B.主線車道數	2	2	3
C.重車百分比			
第 1 車道	49.5%	66.5%	50.9%
第 2 車道	50.5%	33.5%	48.4%
第 3 車道	—	—	0.7%

6.4 流率、速率、密度與占有率之關係

6.4.1 小車當量

為比較分析方便起見，不同車種宜轉換成小車。高速公路基本路段上之不同車種可根據其長度及速率利用下式以估計相關之小車當量[4]：

$$E = 0.53 + 0.13L - (0.13L - 0.47)\frac{V}{120} \tag{6.3}$$

此式中，

E ＝ 小車當量；

L ＝ 重車平均車長(公尺)；

V ＝ 平均速率(公里/小時)。

根據此式，如假設重車之平均車長為 14 公尺而一般流率趨近容量時之平均速率為 75 公里/小時，則重車之小車當量為 1.5。但在出口匝道路段上，因重車減速或變換車道所造成的影響可能比在基本路段上大，所以式(6.3)不一定適用於出口匝道路段上之重車。

準確地估計重車之小車當量需要大量之現場資料。目前現場資料只能建立如圖 6.4 所示之關係以做為估計重車之小車當量的依據。此圖中，重車百分比為 2.5%之資料，代表每兩分鐘內重車百分比在 0 與

5%之間的車流狀況；重車百分比為 32.5%之資料，則代表重車百分比在 30 與 35%之間的車流狀況。

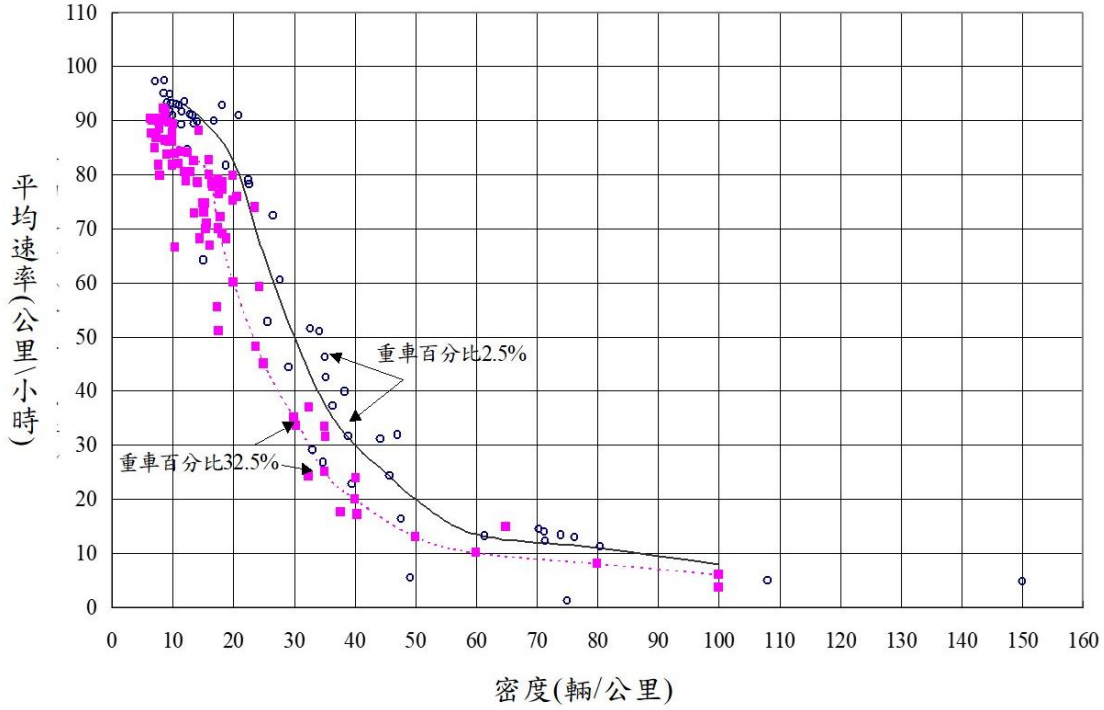


圖 6.4　國 1 湖口南下路段重車百分比對平均速率與密度之影響

一般而言，如兩車流有不同之重車比例但其平均自由速率相近，則這些車流之密度與平均速率的關係可用於下式以估計重車之小車當量：

$$E_v = \frac{D_{av}(1-a)-D_{bv}(1-b)}{bD_{bv}-aD_{av}} \tag{6.4}$$

此式中，

E_V ＝ 平均速率等於 v 時之重車的小車當量；

a, b ＝ 重車在不同車流中之各別比例；

D_{av} ＝ 重車比例為 a，平均速率為 v 時之密度(輛/公里)；

D_{bv} ＝ 重車比例為 b，平均速率為 v 時之密度(輛/公里)。

根據式(6.4)及圖 6.4 之資料，平均速率在 20 及 80 公里/小時之間時，重車之小車當量大約在 1.9 及 2.1 之間。本章採用 2.0 做為重車之小車當量。為分析方便，車長在 7 公尺以下的車輛皆劃定為小型

車。如多數的小型車車長在 7 公尺以下，則小型車的小車當量可合理的假設為 1.0。在一般情況下，小型車平均小車當量應在 1.0 與 1.05 之間。

6.4.2 密度與占有率之關係

密度不容易在現場直接衡量，所以高速公路之運轉機構通常利用偵測器蒐集占有率的資料。占有率為在一時段內偵測車道路段區有車輛存在之時間的百分比。所以占有率與密度有同樣的性質。

從理論的觀點而言，密度與占有率有如下的關係：

$$D = \frac{10K}{L_v + L_d} \tag{6.5}$$

此式中

D = 密度(輛/公里或輛/公里/車道)；
K = 占有率(%)；
L_v = 平均車長(公尺)；
L_d = 偵測器感應區長度(公尺)。

根據湖口南下路段的資料，密度在 40 輛/公里(占有率約 26%)之下時，從觀測之流率與平均速率所估計而得之密度與從式(6.5)估計而得之密度差異大部分在 10%之內。但如圖 6.5 所示，在較高的密度時，兩者很可能有相當大的差異。

6.4.3 占有率、密度與流率之關係

從圖 6.6 及圖 6.7 可知，當湖口路段之第 2 車道的占有率從大約 5%(密度約 6.8 小車/公里)增加到 15%(密度約 23.4 小車/公里)時，流率幾乎呈正比而增加。但占有率超過大約 18%(密度約 28 小車/公里)時，車流就進入不穩定的現象。第 1 車道在占有率超過 15%時車流就有進入不穩定的可能。可見第 1 車道的效率比第 2 車道低。中壢路段之車流有相似的性質。

6.4.4 密度、流率與平均速率之關係

圖 6.8~圖 6.11 顯示湖口及中壢路段第 1 及第 2 車道上平均速率隨密度及流率之變化。這些圖乃根據在下列情況下的現場資料：

1. 中壢北上路段平坦無坡度。湖口南下路段在下坡區，但坡度相當平坦，在 0 到-2%之間。
2. 主線車道寬為 3.75 公尺，外側路肩寬 3 公尺，內側路肩寬為 1 公尺。
3. 中壢北上路段之減速車道長度為 236 公尺，湖口南下路段之減速車道長度為 216 公尺。
4. 每路段現場資料所含蓋的時間大約 4 小時。

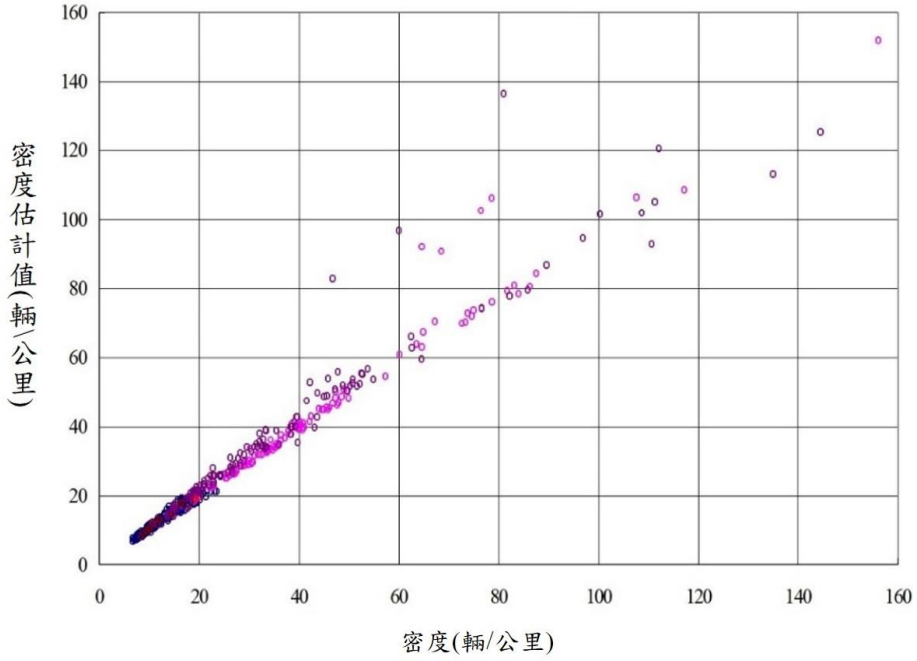
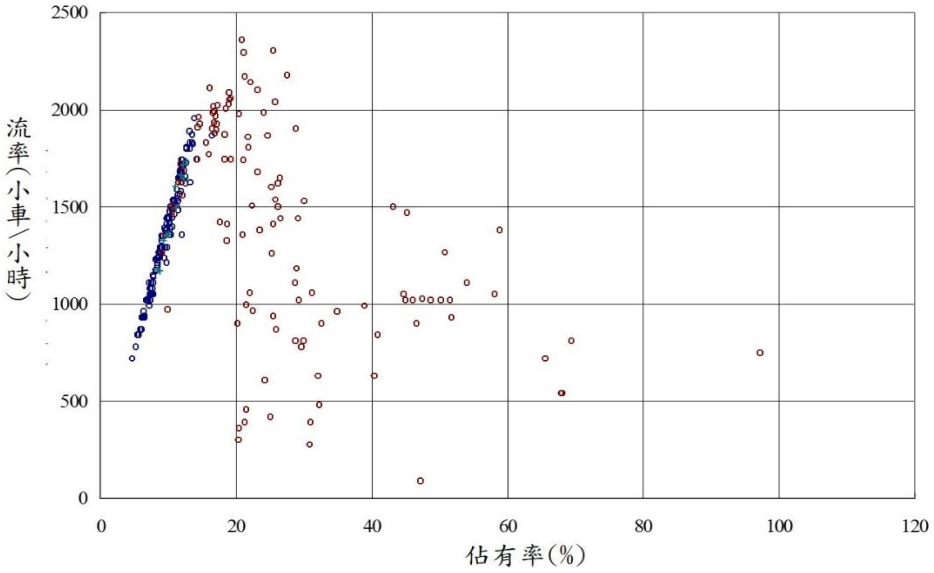
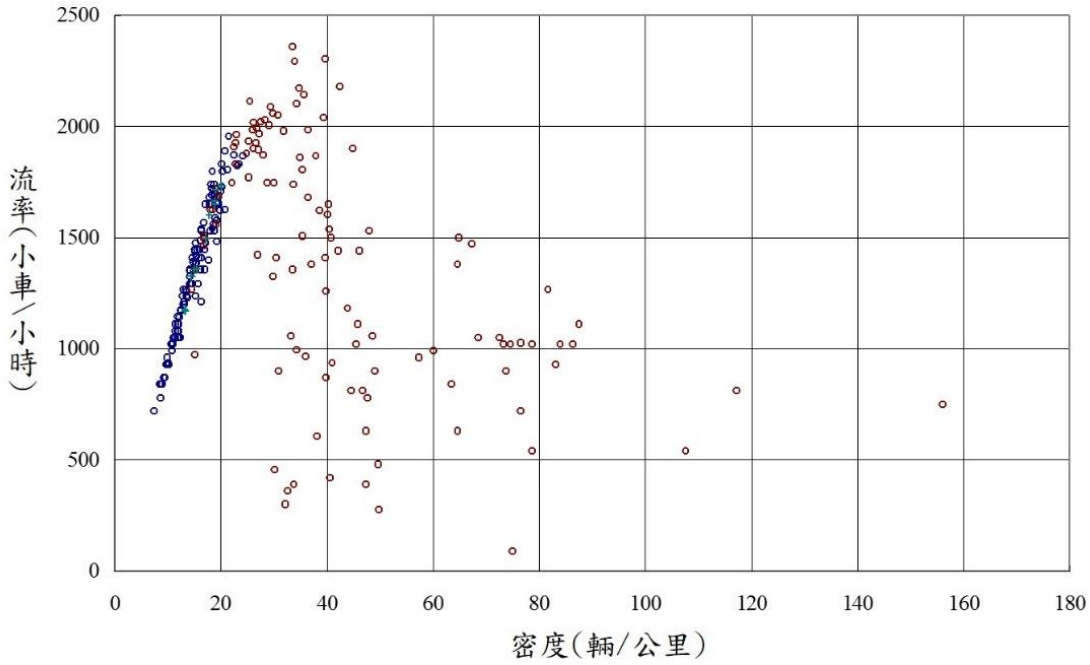


圖 6.5　國 1 湖口南下及中壢北上路段密度與估計值之比較



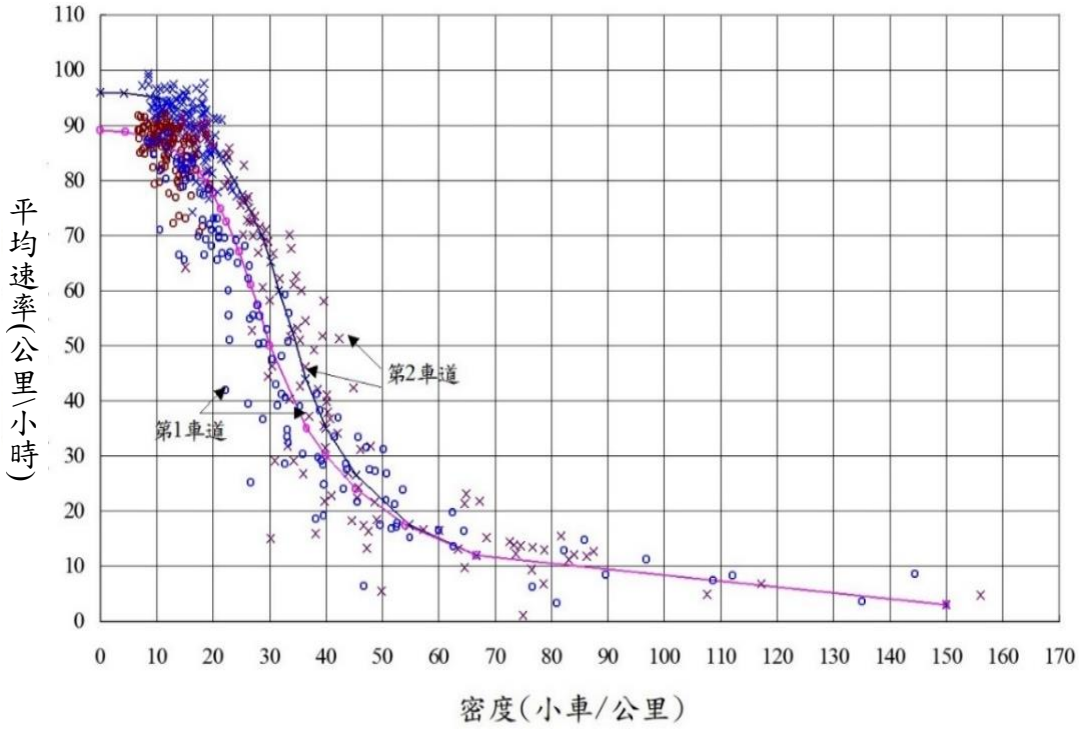
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.6　國 1 湖口南下路段流率與占有率之關係



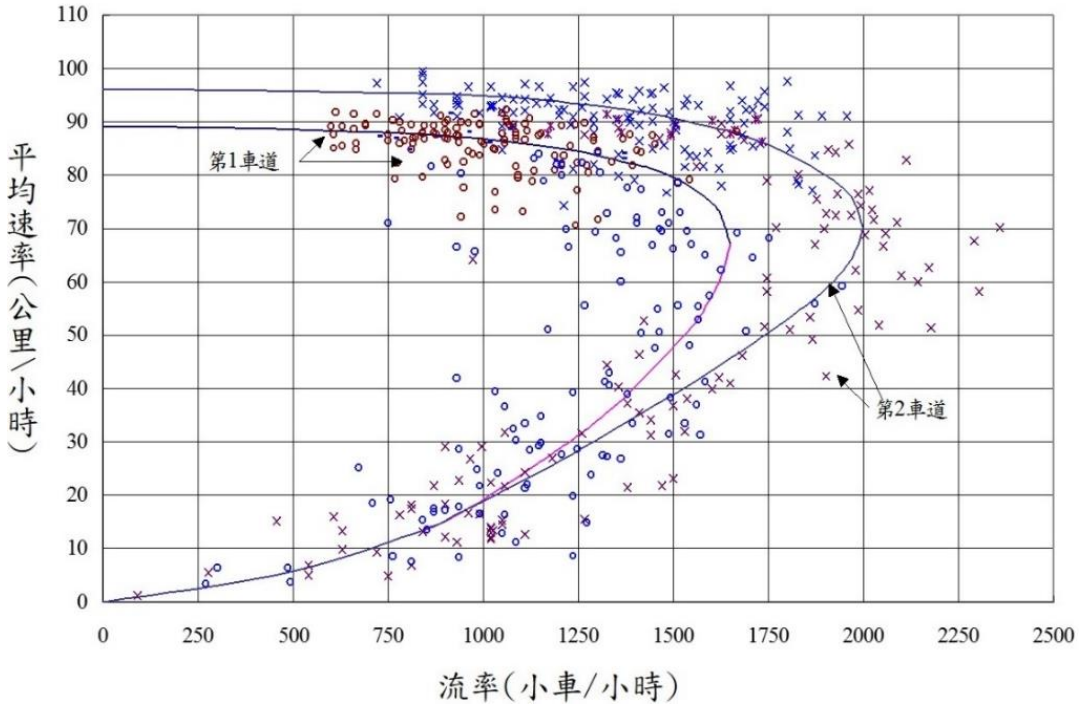
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.7　國 1 湖口南下路段流率與密度之關係



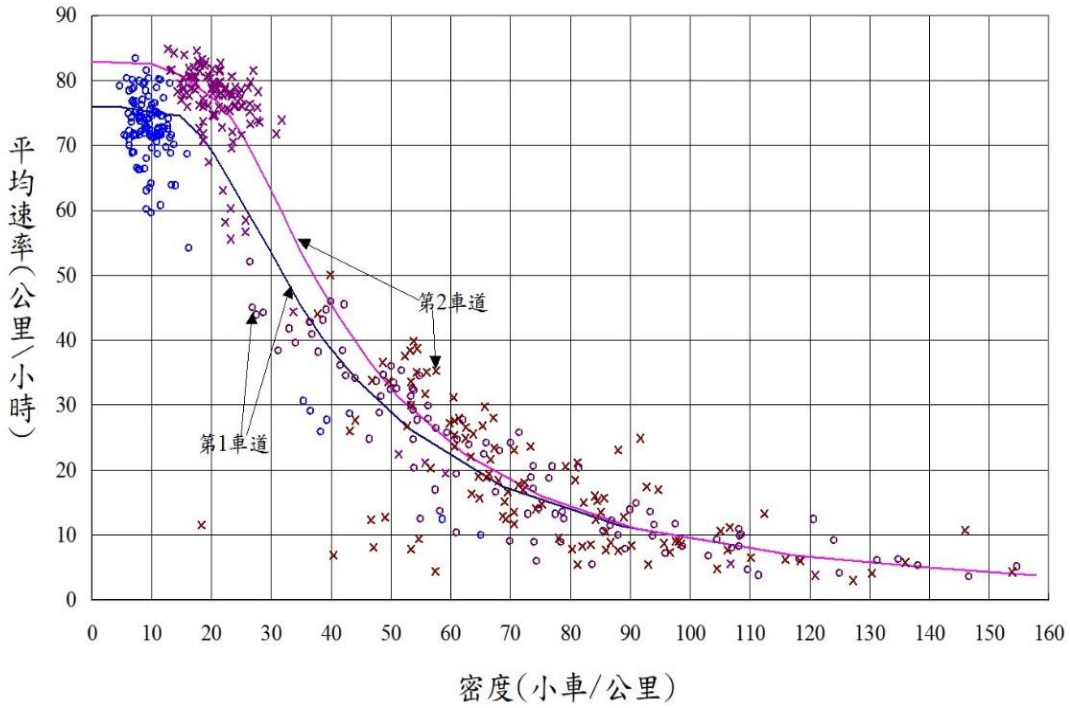
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.8　國 1 湖口南下路段平均速率與密度之關係



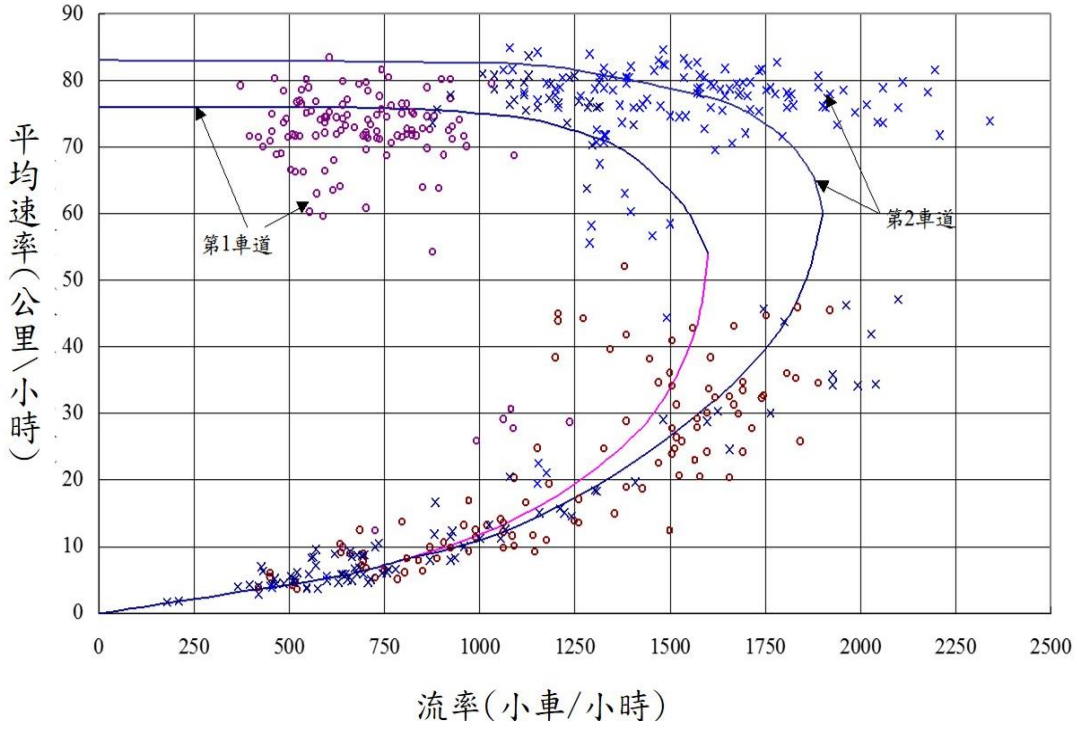
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.9　國 1 湖口南下路段平均速率與流率之關係



註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.10　國 1 中壢北上路段平均速率與密度之關係



註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.11　國 1 中壢北上路段平均速率與流率之關係

因為資料不充足，所以平均速率與密度及流率之真正關係尚無法訂定，但從各圖所示之資料仍可觀察到下列的現象：

1. 在穩定車流無壅塞之狀況下，第 1 車道及第 2 車道之車流特性有明顯的不同。密度相同時，第 1 車道之平均速率大約比第 2 車道低 10 公里/小時。
2. 密度在 20 小車/公里以下時，中壢路段之第 1 及第 2 車道之密度與速率的關係表面上有很大的差異(圖 6.10)。但如圖 6.11 所示，這些差異是因調查時段內，第 1 車道之流率偏低，集中在 400 與 1,000 小車/小時之間，而第 2 車道之流率則常遠超過 1,000 小車/小時。如第 1 車道有較高之流率，則第 1 車道與第 2 車道密度與平均速率的關係的差異應與湖口路段的情形相似(圖 6.8)。圖 6.8~圖 6.11 中之曲線代表可能的實際關係。
3. 密度在 25 與 35 小車/公里之間時，平均速率有急速變化之現象。在此密度範圍內，車流從穩定狀況進入不穩定狀況或從不穩定狀況下進行疏解而返回穩定狀況。
4. 現場資料不能用以準確的估計平均自由旅行速率。但從圖 6.9 及圖 6.11 可推估湖口第 1 及第 2 車道的自由旅行速率大約各為 89 及 96 公里/小時。中壢路段之第 1 及第 2 車道的自由旅行速率大約各為 76 及 83 公里/小時。此兩路段自由速率相差大約 13 公里/小時之原因不詳。
5. 各車道之容量、臨界速率、臨界密度及臨界占有率可從圖 6.8 及圖 6.10 中之曲線關係估計之。結果如表 6.4 所示。
6. 目前無適用的資料以了解中壢北上第 3 車道或其他路段在第 2 車道左側車道之車流特性。但表 6.4 所列第 2 車道之容量及臨界速率很接近高速公路平坦之基本路段上第 1 車道之車流性質。此外，桃園南下路段第 4 車道(最內側車道)在 15 分鐘觀察時段內之流率曾達 2,172 輛/小時。此流率接近高速公路平坦之基本路段上內側車道之容量(2,100 小車/小時)。所以出口匝道路段主線第 2 車道左側之所有車道(亦即第 3，第 4 等車道)之車流特性很可能接近平坦基本路段上內側車道之車流特性[4]。本章暫時利用平坦基本路段上內車道自由速率達 97 公里/小時之特性以代表出口匝道路段第 2 車道左側車道之車流特性。

表 6.4　容量及車流之臨界參數值

車流特性	中壢北上		湖口南下	
	第 1 車道	第 2 車道	第 1 車道	第 2 車道
容量(小車/小時)	1,600	1,900	1,650	2,000
臨界速率(公里/小時)	54	60	67	70
臨界密度(小車/公里)	29.6	31.7	24.6	28.6
臨界占有率(%)	18.9	20.3	15.7	18.3

6.5 績效指標及服務水準劃分標準

本章沿用第四章基本路段之績效指標及服務水準劃分標準來評估出口匝道路段，如表 6.5、6.6 所示。

表 6.5　根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 6.6　根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 $(\bar{V}/V_{L})$
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

圖 6.12 顯示服務水準等級與出口匝道路段各車道流率及速率之關係，車道容量建議值如表 6.7 所示。需求流率已知時，此圖可用以估計相對應之平均速率。因為不同車道之車流特性不一定相同，所以第 1 車道、第 2 車道及其他車道不應合併分析。出口匝道路段最內側車道的運轉績效與其他車道之運轉績效息息相關。以速率而言，最內側車道的平均速率通常為最高，越往外側則平均速率越低。在穩定車流狀況下，最內與最外側車道(亦即第 1 車道)平均速率之差距大約在 5 到 10 公里/小時之內。所以在穩定車流狀況下，只要最內側車道的服務水準合乎要求，則整個路段的服務水準可視為合乎要求。若主線只有兩車道時則第 2 車道即為最內側車道相同。

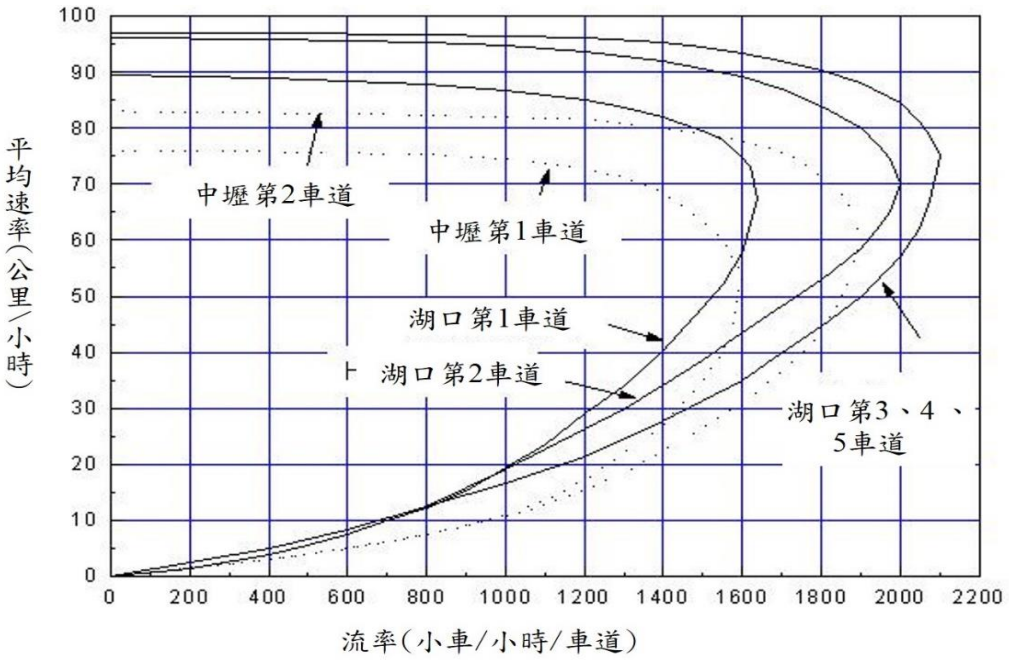


圖 6.12　不同車道平均速率與流率之關係

表 6.7　容量建議值

車道	容量 (小車/小時/車道)
第 1 車道	1,650
第 2 車道	2,000
第 3、4、5 車道	2,100

當匝道因壅塞而車輛回堵主線時，第 1 車道會先進入不穩定狀況進而影響到其他車道之車流。所以匝道路段的分析應先考慮匝道與其下游道路交岔所造成的車流特性以了解是否匝道車輛有回堵主線之可能。但分析這種車流狀況的分析方法尚未建立，所以本章暫時假定第 1 車道之車流不受匝道車輛回堵之影響，故而本章之分析對象為最內側之主線車道。第 1 車道視需要也可列入分析對象以評估運轉績效隨車道之變化。

6.6 分析方法

規劃及設計分析之目的在於選擇一幾何設計以提供一可接受之服務水準。運轉分析之重點在於評估現存或預期狀況下出口匝道路段所能提供的服務水準。這兩種分析所需資料之可靠性不同，但皆可利用下述之分析手續執行之。

6.6.1 設定幾何設計及車流狀況

影響出口匝道路段之幾何設計因素包括主線車道數、車道寬、路肩寬、減速車道長度、坡度等。因資料的限制，本章之分析方法只能考慮主線車道數之影響而且不適用於有顯著坡度或坡長路段之分析。車流狀況包括分流區上游主線之尖峰小時需求流率及重車比例、尖峰小時係數、減速車道流率及重車比例。

規劃及設計分析時應考慮數個幾何設計之替代方案，在分析過程中可先評估其中之一方案，然後逐步修定幾何設計。此外，在設計小時(design hour)中之需求流率一般可估計如下：

$$Q_f = ADT \times K \times D \tag{6.6}$$

此式中，

Q_f = 尖峰小時主線在分流區上游單方向之需求流率(輛/小時)；

ADT = 設計年之平均每日流量(輛)；

K = 設計小時流率係數，大都會附近匝道之 K 值大約在 0.08 與 0.12 之間，其他匝道之 K 值可能在 0.12 與

0.18 之間；

D = 方向係數，亦即較高流率方向之流率占雙方向總流率之比例，其值可能在 0.55 與 0.65 之間。

6.6.2 訂定所須提供之服務水準等級

規劃及設計出口匝道路段時須事先選擇一可接受的最低服務水準等級做為設計之依據。在大都會附近之匝道最少應維持 D 級之服務水準，其他匝道則最少應維持 C 級之服務水準。

運轉分析時不須先訂定所須提供之服務水準。但因分析的結果仍須用以決定分析路段是否應改善或那些路段應優先改善，所以最終還是要訂定一最低可接受之服務水準。

6.6.3 選擇分析車道

分析車道必須包括最內側車道。第 1 車道也可列入分析對象，但因為分析方法的限制，目前須假設第 1 車道不受匝道車輛回堵的影響。下述之分析步驟包括第 1 車道及最內側車道之分析。

6.6.4 選擇在基本狀況下代表性流率與平均速率之關係

本章的基本狀況指有下列特性之幾何及交通狀況：

- 車道寬：3.75 公尺。
- 外側路肩寬：3 公尺。
- 內側路肩寬：1 公尺。
- 平坦路段，坡度在 2%以下，坡長不超過 500 公尺。
- 車流只含小型車。

從圖 6.12 可見在基本狀況下流率與平均速率的關係隨車道及匝道路段之地點而有顯著變化。目前的資料無法預測流率與速率關係隨路段地點的變化程度，而且圖 6.12 中有關中壢路段之關係乃根據相當欠缺之現場資料，所以本章建議暫時利用圖 6.12 有關湖口之資料以分析第 1 車道。最內側車道則根據同一圖中第 3、4、5 車道之資料。

6.6.5 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率

此工作之目的在於估計第 1 車道及最內側車道之需求流率並將此流率轉換成在基本狀況下之對等流率。此工作需要下列的資料：

Q_f = 主線在分流區上游之尖峰小時需求流率(輛/小時)；
P_f = 主線之重車比例；
Q_d = 減速車道之尖峰小時需求流率，假設所有減速車道之車輛皆進入匝道(輛/小時)；
P_d = 減速車道之重車比例；
N = 主線車道數(不包括減速車道)。

根據減速車道之流率Q_d第 1 車道之需求流率可從式(6.1)估計之。如主線之車道數超過 3，則因第 2 車道之流率可能與其他車道之流率大不相同(見表 6.2 桃園資料)，所以有必要估計第 2 車道之流率。因目前尚無合適之模式可用，本章建議暫時假設第 2 車道流率占總流率Q_f之 15%，但如分流區內每車道(包括減速車道)所須承載的需求流率超過 1,800 輛/小時，則第 2 車道流率應趨近較內側的車道流率。

根據上述所討論的第 1 及第 2 車道流率，最內側車道之需求流率可估計如下：

主線有 2 車道之路段

$$Q_N = Q_f - Q_d - Q_1 \tag{6.7}$$

主線有 3 車道之路段

$$Q_N = \frac{(Q_f - Q_d - Q_1)}{2} \tag{6.8}$$

主線有超過 3 車道之路段

1. 如$Q_f/(N+1) < 1{,}800$輛/小時，則

$$Q_N = (0.85Q_f - Q_d - Q_1)/(N-2) \tag{6.9}$$

2. 如$Q_f/(N+1) \geq 1{,}800$輛/小時，則

$$Q_N = (Q_f - Q_d - Q_1)/(N-1) \tag{6.10}$$

上列四式中，

Q_N＝最內側車道尖峰小時需求流率(輛/小時)；

Q_1＝第 1 車道尖峰小時需求流率(輛/小時)。

其次必須估計第 1 車道及最內側車道之重車比例及相關之車種調整因素。因主線在分流區上游之流率為Q_f而重車之百分比為P_f，所以重車在主線分流區上游之流率為$Q_f P_f$。如減速車道之流率為Q_d而其重車之比例為P_d，則離開主線之重車流率為$Q_d P_d$，剩下的直行重車通常利用第 1 車道及第 2 車道(見表 6.3)。本章假設所有重車都集中在此 2 車道上，所以第 1 車道之重車流率可估計如下：

$$Q_{1h} = P_1(Q_f P_f - Q_d P_d) \tag{6.11}$$

此式中，

Q_{1h} ＝ 第 1 車道尖峰小時重車之需求流率(輛/小時)；

P_1 ＝ 主線直行重車利用第 1 車道之比例(大約在 0.35~0.50 之間)

最內側車道之重車流率視主線車道數而定可估計如下：

主線有 2 車道之路段

$$Q_{Nh} = (1 - P_1)(Q_f P_f - Q_d P_d) \tag{6.12}$$

主線有超過 2 車道之路段

$$Q_{Nh} = 0 \tag{6.13}$$

式(6.12)及式(6.13)中，

Q_{Nh}＝最內側車道尖峰小時重車之需求流率(輛/小時) 。

此外，式(6.12)中 P_1 之定義與式(6.11)中之 P_1 相同。

根據各車道之總流率及重車流率，第 1 車道及最內側車道之車種調整因素可個別估計如下：

$$f_{1h} = \frac{1}{1+(Q_{1h}/Q_1)(E-1)} \tag{6.14}$$

$$f_{Nh} = \frac{1}{1+(Q_{Nh}/Q_N)(E-1)} \tag{6.15}$$

上二式中，

f_{1h} = 第 1 車道之車種調整因素；
f_{Nh} = 最內側車道之車種調整因素；
E = 重車之小車當量(建議值：2)。

如尖峰小時係數為 *PHF*，車道及路肩寬調整係數為 f_w，則在基本狀況下尖峰 15 分鐘內之需求流率可估計如下：

$$q_1 = \frac{Q_1}{PHF \times f_{1h} \times f_w} \tag{6.16}$$

$$q_N = \frac{Q_N}{PHF \times f_{Nh} \times f_w} \tag{6.17}$$

上二式中，q_1及q_N各代表第 1 車道及最內側車道在基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等需求流率，其單位為小車/小時/車道。在大都會附近之匝道的尖峰小時係數 *PHF* 大約在 0.90 與 0.95 之間，其他匝道之 *PHF* 則可能在 0.85 與 0.90 之間。至於車道寬與路肩寬之調整係數 f_w，目前無現場資料以判斷其適用值，所以本章暫時假設f_w=1.0。

6.6.6 評估服務水準

式(6.16)及式(6.17)所估計之需求流率及在第 6.5 節中所提及之代表性流率與速率關係可用以評估各車道之服務水準。如需求流率(q_1或q_N)超過車道之容量，則服務水準為 F 級，否則從圖 6.12 所選用之流率與速率關係及表 6.7 可用以估計在穩定車流狀況下之平均速率及容量。這些估計值及速限可進一步用來估計 V/C 值及平均速率與速限的比值。然後用表 6.5、6.6 評估服務水準等級。

採用平均速率/速限比評估服務水準時，所用的基準速限為分析路段之速限。

以分析路段的速限作為基準速限時，不宜用來比較不同路段的相對服務水準(除非不同路段之速限皆相同)。此外，以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

6.6.7 修訂幾何設計

如在第 6.6.6 節中所估計之服務水準不合乎要求，則在規劃及設

計分析時必須修定原來之幾何設計再重新分析。

6.7 應用例題

6.7.1 例題 1

在臺北附近一平坦的出口匝道路段有 2 主線車道及 1 減速車道。此路段之車道寬為 3.6 公尺，兩側路肩寬各為 1 公尺。主線速限為 90 公里/小時。尖峰小時主線在分流區上游之需求流率為 3,000 輛/小時，其中 20%為重車，尖峰小時係數為 0.95。尖峰小時利用減速車道以進入出口匝道之需求流率為 1,200 輛/小時，其中 25%為重車，尖峰小時係數亦為 0.95。本例題之目的在於評估此匝道路段之服務水準。

解：

本例題之分析對象包括第 1 車道及第 2 車道(亦即最內側車道)，在基本狀況下代表此匝道路段的速率與流率關係與圖 6.12 中湖口路段所顯示的關係相同。各車道的交通狀況分析如下：

第 1 車道

1. 流率 Q_1 (式 6.1)

$$Q_1 = e^{7.227-0.737\times10^{-3}\times1200} = 568\text{輛/小時}$$

2. 重車流率 Q_{1h} (式 6.11)

假設 45%之直行重車會利用第 1 車道，則

$$Q_{1h} = 0.45(3{,}000 \times 0.2 - 1{,}200 \times 0.25) = 135 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素 f_{1h} (式 6.14)

$$f_{1h} = \frac{1}{1+(135/568)(2-1)} = 0.81$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率 q_1 (式 6.16)

此路段之車道寬及路肩寬較基本狀況稍差，惟本例題假設車流特性不受此差異之影響，亦即車道寬及路肩寬調整因素 f_w 之值為 1.0。

$$q_1 = \frac{568}{0.95\times0.81\times1.0} = 738\text{小車/小時}$$

第 2 車道

1. 流率Q_2 (式 6.7)

$$Q_2 = 3{,}000 - 1{,}200 - 568 = 1{,}232\text{輛/小時}$$

2. 重車流率Q_{2h} (式 6.12)

$$Q_{2h} = 0.55(3{,}000 \times 0.2 - 1{,}200 \times 0.25) \text{ =165 輛/小時}$$

3. 車種調整因素f_{2h} (式 6.15)

$$f_{2h} = \frac{1}{1+(165/1{,}232)(2-1)} = 0.88$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率q_2 (式 6.17)

$$q_2 = \frac{1{,}232}{0.95\times0.88\times1.0} = 1{,}474 \text{ 小車/小時}$$

根據q_1、q_2、圖 6.12 及表 6.7 可知第 1 車道之平均速率大約為 88 公里/小時，其對應之容量為 1,650 小車/小時，V/C 值等於 738/1,650=0.45，平均速率/速限比值為 88/90＝0.98。根據表 6.5、6.6，第 1 車道有 B1 之服務水準。第 2 車道之平均速率及容量分別約為 91 公里/小時及 2,000 小車/小時。其對應之 V/C 值及平均速率/速限比值分別為 0.74 及 1.01。依據表 6.5、6.6，此車道之服務水準為 C1 級。

6.7.2 例題 2

本例題所涉及的出口匝道路段與例題 1 中所描述路段相同且除了主線在分流區上游的尖峰小時需求流率為 3,500 輛/小時之外，其他車流狀況也相同。本例題目的在於評估出口匝道路段之服務水準。

解：

第 1 車道及第 2 車道的交通狀況分析如下。

第 1 車道

1. 流率Q_1 (式 6.1)

$$Q_1 = e^{7.227-0.737\times10^{-3}\times1200} = 568\text{輛/小時}$$

2. 重車流率Q_{1h} (式 6.11)

$$Q_{1h} = 0.45(3{,}500 \times 0.2 - 1{,}200 \times 0.25) \text{ =180 輛/小時}$$

3. 車種調整因素 f_{1h} (式 6.14)

$$f_{1h} = \frac{1}{1+(180/568)(2-1)} = 0.76$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率q_1 (式 6.16)

$$q_1 = \frac{568}{0.95\times0.76\times1.0} = 787\text{小車/小時}$$

<u>第 2 車道</u>

1. 流率Q_2 (式 6.7)

$$Q_2 = 3{,}500 - 1{,}200 - 568 = 1{,}732\text{輛/小時}$$

2. 重車流率Q_{2h} (式 6.12)

$$Q_{2h} = 0.55(3{,}500 \times 0.2 - 1{,}200 \times 0.25) \text{ =220 輛/小時}$$

3. 車種調整因素 f_{2h} (式 6.15)

$$f_{2h} = \frac{1}{1+(220/1{,}732)(2-1)} = 0.89$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率q_2 (式 6.17)

$$q_2 = \frac{1{,}732}{0.95\times0.89\times1.0} = 2{,}048\text{小車/小時}$$

根據q_2之估計值，從表 6.7 可知第 2 車道之需求流率(2,048 小車/小時)稍大於該車道之容量(2,000 小車/小時)，但q_1之估計值只有 787 小車/小時，此值只有第 1 車道容量之一半。從圖 6.12 可知q_2之估計值表示第 2 車道大概已進入不穩定狀況，但q_1之估計值表示第 1 車道之車流仍能以高速率(約 88 公里/小時)穩定地進行。這種情形在實際狀況下不太可能發生。換言之，上述之分析低估q_1而高估q_2。低估q_1之原因在於式(6.1)並不適用於主線直行流率趨近主線容量之狀況(見 6.3.1 節之說明)。一般而言，第 2 車道之速率會稍高於第 1 車道之速

率，所以上述之q_1及q_2之估計值須做適當的調整。在未建立一較可靠的模式以估計q_1之前，可減少q_2之估計值(2,048 小車/小時)，並相對的增加q_1之估計值以讓第 2 車道之平均速率稍高於第 1 車道之平均速率。例如將q_2減低 500 小車/小時，而將q_1增加 500 小車/小時，則q_2變成 1,548 小車/小時，其相關之平均速率約為 90 公里/小時。q_1之新值為 1,287 小車/小時，其相關之平均速率約亦為 83 公里/小時。這些估計值較合理。所以，第 2 車道之服務水準很可能是 C1 級。

6.7.3 例題 3

某出口匝道路段之設計小時需求流率預計為 1,500 輛/小時，其中 20%為重車，利用減速車道進入出口匝道之流率預計為 800 輛/小時，其中 20%為重車。尖峰小時係數為 0.95。從 V/C 角度而言，最內側車道之服務水準必須保持 C 級。估計主線所需之車道數。

解：

此路段第 1 車道之需求流率可從式(6.1)估計之：

$$Q_1 = e^{7.227-0.737\times10^{-3}\times800} = 763\text{輛/小時}$$

如主線有 2 車道，則第 2 車道必須承載 4,500-763-800=2,937 輛/小時之尖峰小時車流。此流率遠大於車道之容量。如兩車道均分需求流率，每車道亦須承載 1,850 輛/小時之尖峰小時流率，從圖 6.12 可知，第 2 車道之平均速率約為 82 公里/小時，其容量為 2,000 小車/小時。因為 V/C 值為 0.93，第 2 車道之服務水準為 E 級，所以此路段最少須有 3 主線車道。假設主線有 3 車道，則最內側之流率可從式(6.8)估計如下：

$$Q_3 = (4{,}500 - 800 - 763)/2 = 1{,}469\text{輛/小時}$$

因為第 3 車道的重車很少，所以車種調整因素f_{3h}=1.0。如車道及路肩寬度合乎基本狀況之寬度，則第 3 車道在尖峰 15 分鐘內對等流率(見式 6.17)為：

$$q_3 = \frac{1{,}469}{0.95\times1\times1} = 1{,}546\text{小車/小時}$$

從圖 6.12 可知q_3之相關平均速率為 95 公里/小時，而第 3 車道之容量為 2,100 小車/小時，因此 V/C 值為 0.74，相對之服務水準為 C 級。所以此路段需 3 主線車道。

參考文獻

1. 「高速公路出口匝道區域車流特性資料收集與分析」，88-17-1152，交通部運輸研究所，民國 88 年 4 月。
2. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民 國 100 年 10 月。
3. 「高速公路及快速公路交通管制規則」，民國 108 年 9 月 10 日。
4. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。

第七章 高速公路交織區段

目　錄

頁次

7.1　緒論 7-1
7.2　受限制及不受限制之交織車流 7-4
7.3　型態 A 交織路段之分析方法 7-5
　7.3.1　訂定交通狀況及幾何設計 7-5
　7.3.2　估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率 7-5
　7.3.3　估計不受限制之平均速率 7-6
　7.3.4　檢驗交織車流是否受限制 7-8
　7.3.5　決定服務水準 7-9
7.4　非型態 A 交織路段之分析 7-9
7.5　應用例題 7-10
參考文獻 7-12

圖 目 錄

頁次

圖 7.1 交織路段示意圖 7-1
圖 7.2 匝道間之交織路段示意圖 7-1
圖 7.3 交織區段型態 A 車流示意圖 7-2
圖 7.4 交織區段型態 B 車流示意圖 7-3
圖 7.5 交織區段型態 C 車流示意圖 7-3
圖 7.6 應用例題簡圖 7-10

表 目 錄

頁次

表 7.1 交織路段服務水準評估表 7-4
表 7.2 車道寬度與路側橫向淨寬調整因素 7-7
表 7.3 重型車種在各混合比下之小車當量值 7-8
表 7.4 各種交織路段型態平均行駛速率計算公式及檢驗公式 7-9

7.1 緒論

如圖 7.1 所示，交織(weaving)係指兩股以上同方向行駛之車流須不依靠號誌控制互相穿越的車流現象。交織路段可能是因為兩高速公路會合之後在短距離又分出而形成。如圖 7.2 所示，如一進口匝道及一出口匝道間之路段有一輔助車道，則該路段也形成一交織路段，如無輔助車道，則該路段不屬於交織路段。

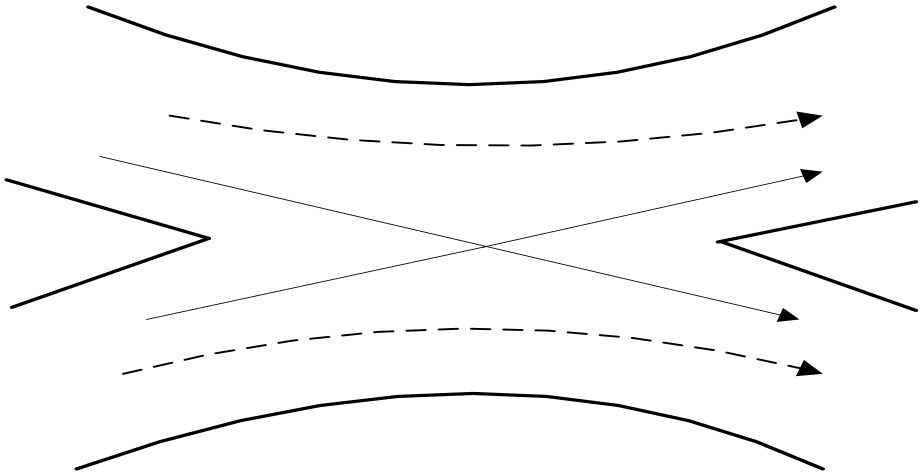


圖 7.1 交織路段示意圖

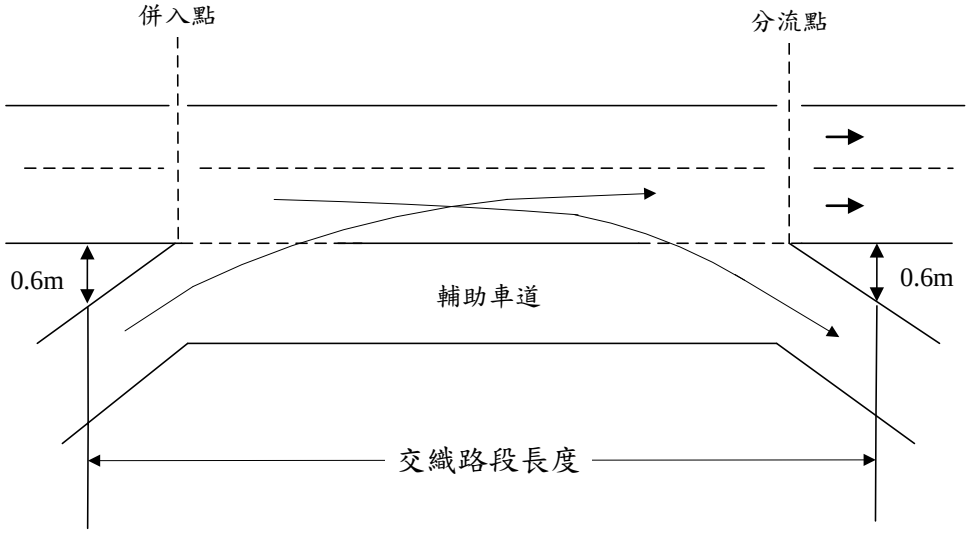


圖 7.2 匝道間之交織路段示意圖

臺灣目前沒有交織路段的現場資料以建立適用的容量分析方法。本章仍沿用民國 79 年之公路容量手冊[1]所介紹的方法。為說明方便

起見，茲先將幾個有關的名詞說明如下：

1. 交織路段長度:

   由於交織路段長度限制了變換車道的空間(或時間)，因此影響了交織路段的容量。其長度定義為匝道併入點上游及分流點下游與路肩橫向距離 0.6 公尺處間之距離。假若交織路段長度超過 760 公尺以上，則視為各別進、出口匝道，容量分析以第五章或第六章有關匝道的分析方式處理。

2. 交織路段型態:

   美國 1985 年公路容量手冊[2]將交織路段型態分為三種類型。型態 A 為交織的兩股車流均須變換一次車道，如圖 7.3 所示。型態 B 為交織的兩股車流中，其中有一股無須變換車道，另一股最多只變換一次車道，如圖 7.4 所示。型態 C 為兩股交織車流中，有一股無須變換車道，另一股至少須變兩次以上車道，如圖 7.5 所示。根據臺灣目前高速公路之特性，本文之討論著重於型態 A 之交織車流型態。

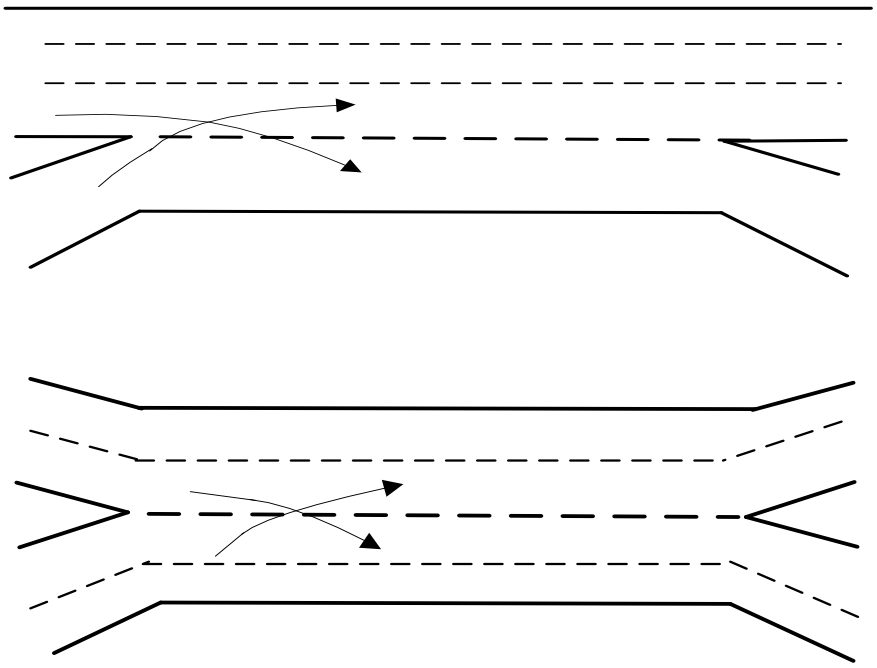


圖 7.3 交織區段型態 A 車流示意圖

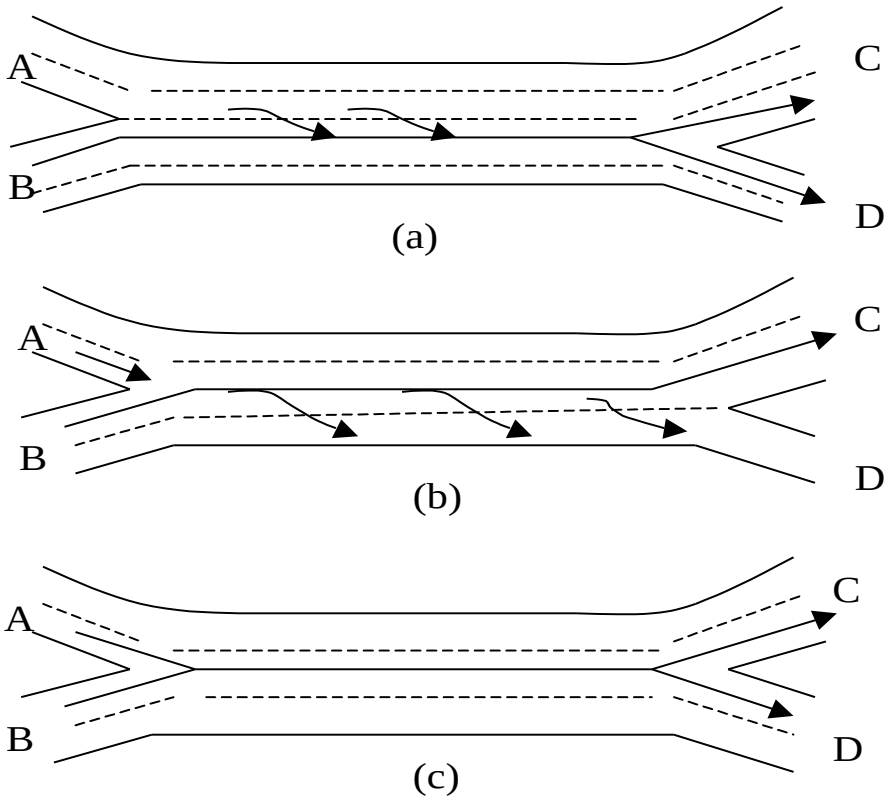


圖 7.4 交織區段型態 B 車流示意圖

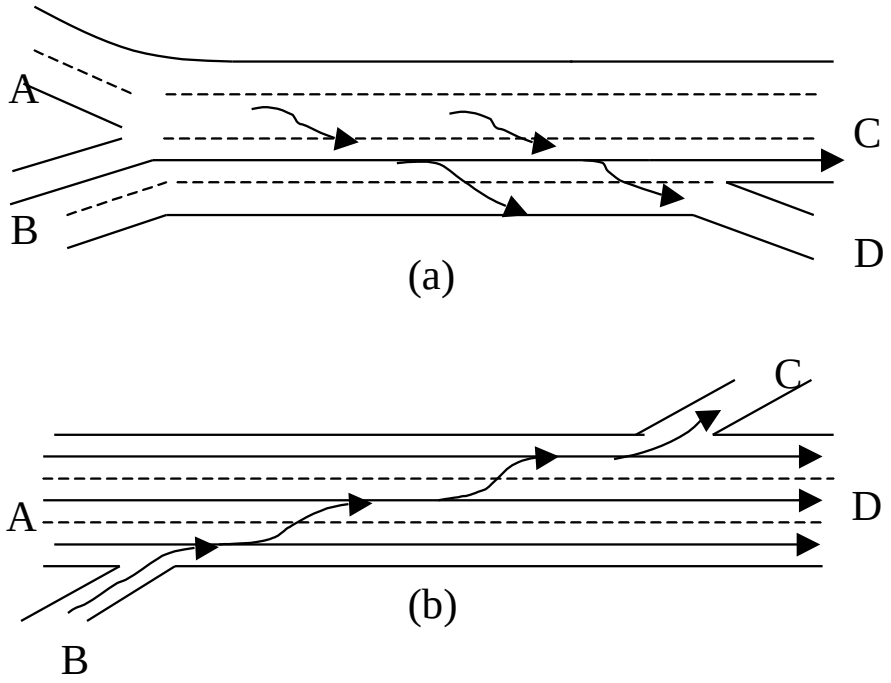


圖 7.5 交織區段型態 C 車流示意圖

3. 交織流率: 需要變換車道達成交織目的之流率總和。
4. 交織車道: 提供交織車流使用之車道。

如表 7.1 所示，交織路段之服務水準，主要以交織車輛及非交織車輛的平均行駛速率作為評定準則，分為 6 級，其所對應之行駛速率是一般評定路段服務水準所常用的指標，交織路段由於有變換車道的操作與干擾，所以其行駛速率隨流量之增減較高速公路基本路段敏感。交織路段之交織流量最大為 2,000 小車/小時，假若需求流率高於 2,000 小車/小時，則將發生阻塞情況，其對應之行駛速率為 45 公里/小時以下。

表 7.1 交織路段服務水準評估表

服務水準	交織車流平均速率 S_W(公里/小時)	非交織車流平均速率 S_{NW}(公里/小時)
A	79	85
B	71	76
C	64	68
D	56	60
E	45	45
F	< 45	< 45

資料來源：[2]。

7.2 受限制及不受限制之交織車流

交織路段上之交織車流如欲有充分的時間與空間以轉換車道，並且能維持一穩定而速率不低之行車狀況，則每一 A 型交織路段之交織車輛平均可用之交織車道數不能超過 1.4，B 型及 C 型交織車輛平均可用的交織車道數則各不超過 3.5 及 3.0 [2]。如果交織流率增大而欲維持穩定速率通過交織路段所需要的交織車道數超過在穩定行車狀況下可用之車道數，則交織車輛必須大幅降低車速以尋找適切間隙變換車道，如此在交織路段的操作中將產生不平衡的現象，這種車流狀況稱為「受限制」之交織車流。此時交織車道車速與非交織車道車速有了明顯的差距。

如穩定交織所需之車道數小於可用之交織車道數則此種狀況稱

為不受限制之交織，在分析交織路段時，有必要了解交織車流是否受限制。

7.3 型態 A 交織路段之分析方法

7.3.1 訂定交通狀況及幾何設計

在分析交織路段時必須考慮的交通狀況包括尖峰 15 分鐘之需求流率及其相關之交織流率與車種組成。幾何設計則包括車道數、車道寬、路肩寬、坡長及坡度、及交織路段長度。

尖峰 15 分鐘之需求流率如不能從現場資料或現存資料訂定，一般須從尖峰小時流率及尖峰小時係數以估計之，運轉分析所用之尖峰小時流率很可能是根據現場資料，規劃或設計用之尖峰小時流率則是預測值，此預測值可從下式訂定：

$$Q = ADT \times K \times D \tag{7.1}$$

此式中，

Q = 單方向尖峰小時流率(輛/小時)；

ADT = 設計年平均每日流量(輛)；

K = 設計小時流量係數；

D = 流量方向分布係數。

設計小時流量係數代表設計年中尖峰小時流量與平均每日流量之比例。都會區交織路段的尖峰小時流量係數很可能在 0.08 到 0.12 之間，遠離都會區的相關係數則很可能在 0.15 以上。

7.3.2 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率

基本狀況包括:

1. 車道寬 =3.75 公尺。
2. 路肩寬 = 外側為 3 公尺，內側為 1 公尺。
3. 直線平坦路段。

4. 晴朗天氣及良好鋪面。
5. 車流屬小車。

根據分析時所設定之幾何設計及車種組成，尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率可估計如下：

$$V = \frac{Q}{PHF \times f_{HV} \times f_W} \tag{7.2}$$

此式中，

V = 尖峰 15 分鐘在基本狀況下之單方向對等流率(小車/小時)；
Q = 尖峰小時之單方向流率(輛/小時)；
PHF = 尖峰小時係數；
f_{HV} = 車種調整因素；
f_w = 車道及橫向淨寬調整因素(見表 7.2)。

車種可分成小車、大客車、大貨車及聯結車，車種及坡度調整因素可從下式估計之：

$$f_{HV} = \frac{1}{P_1E_1+P_2E_2+P_3E_3+P_4E_4} \tag{7.3}$$

此式中，

P_i (i=1,2,3,4) = 各車種i之比例(所有車種P_i值之和必須等於 1.0)；
E_i (i=1,2,3,4) = 各車種i之小車當量值(見表 7.3)。

7.3.3 估計不受限制之平均速率

交織車流及非交織車流之平均速率須分別估計。

1. 交織車流平均行駛速率(S_w，公里/小時)

$$S_w = 0.88[24 + \frac{80}{1+0.078(1+V_R)^{2.2}(V/N)^{1.0}/L^{0.9}}] \tag{7.4}$$

此式中，

V_R = 交織流率(V_w)與總流率(V)之比率 V_w/V；
V = 交織路段尖峰 15 分鐘總流率(小車/小時)；

N = 交織路段總車道數；

L = 交織路段長度(公尺)。

2. 非交織車流平均行駛速率(S_{NW}，公里/小時)

$$S_{NW} = 0.88[24 + \frac{80}{1+0.006(1+V_R)^{4.0}(V/N)^{1.3}/L^{1.0}}] \quad (7.5)$$

表 7.2 車道寬度與路側橫向淨寬調整因素

橫向淨距 (公尺)	調整因素，f_W							
	單邊障礙物				雙邊障礙物			
	車道寬(公尺)							
	3.75	3.50	3.25	3.0	3.75	3.50	3.25	3.0
4 車道(每方向雙車道)								
≥ 2.0	1.00	0.97	0.91	0.86	1.00	0.97	0.91	0.86
1.6	0.99	0.96	0.90	0.85	0.99	0.96	0.90	0.85
1.3	0.99	0.96	0.90	0.85	0.98	0.95	0.89	0.85
1.0	0.98	0.95	0.89	0.84	0.96	0.93	0.87	0.82
0.6	0.97	0.94	0.88	0.84	0.94	0.91	0.86	0.81
0.3	0.93	0.90	0.85	0.81	0.87	0.85	0.80	0.76
0	0.90	0.87	0.82	0.78	0.81	0.79	0.74	0.70
6 或 8 車道(每方向 3 或 4 車道)								
≥ 2.0	1.00	0.96	0.89	0.84	1.00	0.96	0.89	0.84
1.6	0.99	0.95	0.88	0.83	0.98	0.94	0.87	0.83
1.3	0.99	0.95	0.88	0.83	0.98	0.94	0.87	0.83
1.0	0.98	0.94	0.87	0.82	0.97	0.93	0.86	0.82
0.6	0.97	0.93	0.87	0.82	0.96	0.92	0.85	0.81
0.3	0.95	0.92	0.86	0.81	0.93	0.89	0.83	0.78
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.76

表 7.3 重型車種在各混合比下之小車當量值

車種	混合比	平原區	爬坡路段				
			0～3%	4%	5%	6%	7%
小車	—	1.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.50
大客車	20%	1.70	2.27	2.83	3.40	4.53	9.06
	40%	1.75	2.33	2.92	3.50	4.67	9.34
	60%	1.80	2.40	3.00	3.60	4.80	9.60
	80%	1.84	2.45	3.07	3.68	4.91	9.82
	100%	1.90	2.53	3.16	3.80	5.07	10.14
大貨車	20%	2.21	2.84	3.96	5.0	6.80	13.59
	40%	2.29	2.91	4.09	5.25	7.01	14.01
	60%	2.36	3.00	4.20	5.40	7.20	14.40
	80%	2.43	3.06	4.30	5.52	7.37	14.73
	100%	2.51	3.16	4.42	5.70	7.61	15.21
聯結車	20%	2.51	4.54	5.66	6.80	9.06	17.16
	40%	2.65	4.66	5.84	7.00	9.34	17.68
	60%	2.78	4.80	6.00	7.20	9.60	19.20
	80%	2.92	4.90	6.14	7.36	9.82	19.64
	100%	3.05	5.06	6.32	7.60	10.14	20.28

7.3.4 檢驗交織車流是否受限制

首先利用以下公式估計在不受限制下，所須占用交織車道數N_w：

$$N_w = 2.70(N)(V_R)^{0.571}(L/30.48)^{0.234}/S_w{}^{0.438} \quad (7.6)$$

型態 A 之交織路段可讓交織車流使用的最多車道數$N_{w(\max)}$之平均值為 1.4。所以當N_w>1.4 時交織車流受限制，當N_w≦1.4 時，交織車流不受限制。

若是交織車流受限制，則重新計算平均行駛速率(S_w與S_{NW})其公式如下：

1. 交織車流平均行駛速率(S_w，公里/小時)

$$S_W = 0.88[24 + \frac{80}{1+0.096(1+V_R)^{2.2}(V/N)^{1.0}/L^{0.9}}] \quad (7.7)$$

2. 非交織車流平均行駛速率(S_{NW}，公里/小時)

$$S_{NW} = 0.88[24 + \frac{80}{1+0.01(1+V_R)^{4.0}(V/N)^{0.88}/L^{0.6}}] \quad (7.8)$$

7.3.5 決定服務水準

查表 7.1 由S_W及S_{NW}決定交織車流與非交織車流服務水準。交織車流V_W之最大流率限制為 2,000 小車/小時。假若交織需求流量超過 2,000 小車/小時，則可能產生阻塞，使路段服務水準下降至 F 級。

7.4 非型態 A 交織路段之分析

上節分析程序僅以型態 A 為分析對象，而其他型態之交織路段的分析程序皆相同，惟其平均行駛速率之計算方式有所差異，各型之交織路段平均行駛速率計算公式詳見表 7.4 所示。

表 7.4 各種交織路段型態平均行駛速率計算公式及檢驗公式

S_W 或 S_{NW} $= 0.88\,[\,24 + \frac{80}{1+a(1+V_R)^b(V/N)^c/L^d}\,]$									
型態	項 目	交 織 車 流				非 交 織 車 流			
		a	b	c	d	a	b	c	d
A	無限制	0.078	2.2	1.0	0.90	0.006	4.0	1.30	1.0
	受限制	0.096	2.2	1.0	0.90	0.006	4.0	0.88	0.6
B	無限制	0.055	1.2	0.77	0.50	0.006	2.0	1.42	0.95
	受限制	0.088	1.2	0.77	0.50	0.005	2.0	1.30	0.90
C	無限制	0.055	1.8	0.80	0.50	0.008	1.8	1.10	0.50
	受限制	0.055	2.0	0.85	0.50	0.007	1.6	1.00	0.50

檢驗交織車流是否受限制之公式		
型態	所需交織車道數檢驗公式N_w	最大交織車道數 $N_{w(max)}$
A	$2.70N \times V_R^{0.571} \times (L/30.48)^{0.234}/S_W^{0.438}$	1.4
B	N[0.085+0.703V_R+(71.57/L)-0.011(S_{NW}-S_W)]	3.5
C	N[0.761-0.004L-0.003(S_{NW}-S_W)+0.047V_R]	3.0

資料來源：[1,2]。

7.5 應用例題

某交織路段之尖峰小時需求車流率如下圖所示，此路段之車輛只包含小型車及大貨車。交織區段長 457 公尺，車道寬 3.75 公尺之路肩寬 2 公尺，並位處平原區，尖峰小時係數為 $PHF = 0.95$，試求該交織區段之服務水準。

解：

1. 估計在基本狀況下之流率

(1) 車道寬及路側橫向淨寬調整因素，查表 7.2 得$f_w = 1.0$。

(2) 車種調整因素計算：從表 7.3 得知小型車之小車當量為 $E_1 = 1.0$，大貨車之小車當量為 $E_2 = 2.21$。

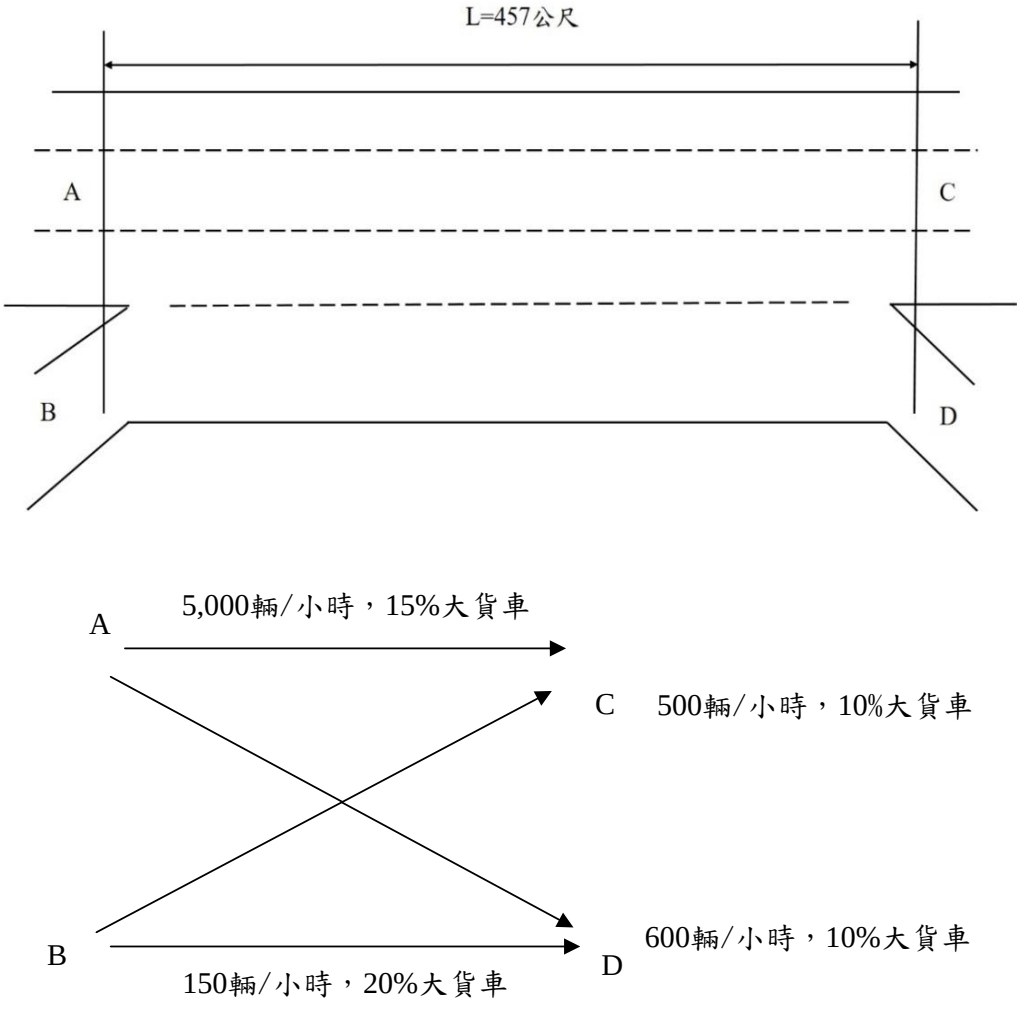


圖 7.6 應用例題簡圖

(3) 根據式(7.3)，方向 AC，AD，BC 及 BD 之各車流的f_{HV}可從式(7.3)估計如下：

從 A 到 C，$f_{HV} = \frac{1}{(0.85\times1+0.15\times2.21)} = 0.85$

從 A 到 D，$f_{HV} = \frac{1}{(0.9\times1+0.1\times2.21)} = 0.89$

從 B 到 C，$f_{HV} = \frac{1}{(0.9\times1+0.1\times2.21)} = 0.89$

從 B 到 D，$f_{HV} = \frac{1}{(0.8\times1+0.2\times2.21)} = 0.81$

(4) 估計基本狀況下之流量(式 7.2)

從 A 到 C，$V_{AC} = \frac{5{,}000}{0.95\times0.85\times1} = 6{,}192$(小車/小時)

從 A 到 D，$V_{AD} = \frac{600}{0.95\times0.89\times1} = 710$(小車/小時)

從 B 到 C，$V_{BC} = \frac{500}{0.95\times0.89\times1} = 591$(小車/小時)

從 B 到 D，$V_{BD} = \frac{150}{0.95\times0.81\times1} = 195$(小車/小時)

總車流率為V = 6,192 + 710 + 591 + 195 = 7,688 小車/小時，其中交織流率為 591+710=1,301 小車/小時，非交織車流為 6,192+195=6,387 小車/小時。所以V_R=(591+710) / 7,688 = 0.169。

2. 估計平均行駛速率

先假設交織車流不受限制，則式(7.4)中，V_R=0.169，V=7,688，N=4，而且L=457，所以S_W=59 公里/小時，從式(7.5)則可求得S_{NW}=69 公里/小時。

從式(7.6)亦可知N_W=1.23，這表示交織車流需有 1.23 車道可使用，其流動才不會受限制。因能使用之車道數為 1.4，所以此例中之交織車流不受限制，在此情況下，上述S_W及S_{NW}之值可接受，不必重新用式(7.7)及式(7.8)重新估計。

3. 訂定服務水準

本例題之交織需求流率為 1,301 小車/小時，未超過交織容量(2,000 小車/小時)，所以車流未進入壅塞狀況。因為交織流率之平均速率為S_W=59 公里/小時，可從表 7.1 知其服務水準為 D 級。

非交織車流之平均速率為S_{NW}=69 公里/小時，表 7.1 顯示其服務水準為 C 級。整個交織路段之服務水準受制於交織車流之服務水準，可視為 D 級。

參考文獻

1.「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。

2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.,1985.

第八章 高速公路隧道

目　錄

頁次

8.1 緒論 8-1
8.2 隧道交通管理控制及車流特性 8-4
8.2.1 管理及控制概況 8-4
8.2.2 隧道容量 8-6
8.2.3 隧道車流特性概況 8-6
8.2.3.1 流率型態 8-7
8.2.3.2 壅塞狀況之車流 8-8
8.2.3.3 自由速率 8-9
8.2.3.4 隧道長度之影響 8-10
8.2.3.5 車道位置之影響 8-11
8.2.3.6 占有率與車流狀況 8-11
8.2.3.7 下游狀況之影響 8-13
8.2.3.8 車流特性之演變 8-14
8.3 代表性單向流率與速率關係 8-16
8.4 績效指標及服務水準劃分標準 8-25
8.5 分析方法 8-28
8.5.1 分析對象及架構 8-28
8.5.2 輸入資料 8-29
8.5.3 訂定欲進入隧道的車流之流率及車種組成 8-30
8.5.4 分析隧道 8-34
8.5.5 分析下游主線與匝道之匯流區 8-35
8.5.5.1 主線外車道流率及進口匝道流率 8-36
8.5.5.2 匯流區壅塞之條件 8-39
8.5.5.3 匯流區疏解流率及平均速率 8-40
8.5.5.4 匯流區上游主線內車道之流率及平均速率 8-41
8.5.5.5 衝擊波速率 8-43

8.5.5.6 判斷衝擊波的影響 8-44
8.6 下游隧道之影響 8-44
8.7 應用例題 8-45
8.7.1 例題 1 8-45
8.7.2 例題 2 8-46
8.7.3 例題 3 8-47
8.7.4 例題 4 8-49
參考文獻 8-52

圖 目 錄

頁次
圖 8.1 國 3 及國 5 隧道北上流率於平常日隨時間之變化情形 8-7
圖 8.2 國 5 雪山隧道在 2010 年母親節假期之流率情形 8-8
圖 8.3 國 5 雪山及國 3 埔頂 I 隧道國定假日平均速率隨時間變化情形 8-9
圖 8.4 國 5 北上隧道內車道之流率與速率關係 8-10
圖 8.5 隧道長度對於內車道速率與流率關係之影響(3 車道平均) 8-11
圖 8.6 國道 3 號 4 車道路段各車道流率之分布情形 8-12
圖 8.7 高速公路線圈式磁場偵測器配置示意圖 8-12
圖 8.8 速率與流率隨占有率之變化情形（埔頂 I 隧道北向內車道） 8-13
圖 8.9 國 3 南下安坑隧道內車道之流率與速率關係 8-14
圖 8.10 雪山隧道南下行車間距（車頭到車頭）之演變 8-15
圖 8.11 雪山隧道北上流率與速率關係之演變 8-15
圖 8.12 工作性車流隧道，單向 3 車道之流率與速率關係 8-17
圖 8.13 工作性車流隧道，單向 4 車道之流率與速率關係 8-17
圖 8.14 類型 1 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係 8-18
圖 8.15 類型 2 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係 8-18
圖 8.16 類型 3 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 4 公里；距下游匝道約 1.5 公里） 8-19
圖 8.17 類型 4 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係 8-19
圖 8.18 類型 5 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係 8-20
圖 8.19 類型 6 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係 8-20
圖 8.20 公路隧道分析對象示意圖 8-28
圖 8.21 公路隧道分析架構 8-29
圖 8.22 大型車之小車當量 8-32
圖 8.23 分析匯流區之程序 8-36
圖 8.24 壅塞前之主線外車道與進口匝道之流率關係 8-39
圖 8.25 壅塞狀況下匯流區之流率與速率關係 8-41
圖 8.26 匯流區上游主線內車道流率與速率關係（單向 2 車道） 8-42
圖 8.27 衝擊波形成的示意圖 8-43

表 目 錄

頁次
表 8.1 長度超過 0.5 公里之國道隧道 8-2
表 8.2 國 3 於 61K 以北及國 5 於 31K 以北隧道之幾何設計及交通控制 8-3
表 8.3 工作性車流隧道，單向 3 車道流率與速率關係模式及容量 8-21
表 8.4 工作性車流隧道，單向 4 車道流率與速率關係模式及容量 8-21
表 8.5 類型 1 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量 8-22
表 8.6 類型 2 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量 8-22
表 8.7 類型 3 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量 8-23
表 8.8 類型 4 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量 8-23
表 8.9 類型 5 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量 8-24
表 8.10 類型 6 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量 8-24
表 8.11 平均自由速率與速限之可能關係 8-25
表 8.12 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準 8-26
表 8.13 根據平均速率/速限比值之服務水準等級劃分標準 8-27
表 8.14 車流方向係數 *D*、設計小時流量係數 *K* 及尖峰小時係數 *PHF* 參考值 8-31
表 8.15 大型車之小車當量估計模式 8-32
表 8.16 單向 2 車道車流之車道分佈及各車道上大車比例 8-37
表 8.17 單向 3 或 4 車道車流之車道分布模式 8-38
表 8.18 單向 3 或 4 車道大車之車道分布 8-38
表 8.19 匯流區上游主線內車道自由速率估計值 8-42
表 8.20 式(8.10)之參數(單向 2 車道) 8-42

8.1 緒論

公路隧道係指使公路車流從兩端進出的封閉式結構體。歐洲國家將這類長度超過 100 公尺之結構體定義為隧道[1]。美國的 Federal Highway Administration(FHWA)則不用長度對隧道下定義[2]。多數的公路隧道穿過山嶺區。有些公路隧道則穿過海洋或河流兩岸陸地或大都會區建築物底下。臺灣國道公路上共有 26 個長度最少 150 公尺之隧道，其中長度超過 0.5 公里的隧道如表 8.1 所示。這些隧道中最長的包括國 5 的雪山隧道（12.9 公里）、彭山隧道（3.9 公里）及石碇隧道（2.7 公里）。省道上也有許多隧道，其中台 76 線快速公路之八卦山隧道長 4.9 公里。

公路隧道之行車安全一向是交通界最注重的問題。公路隧道的肇事率常低於隧道外之路段[1,3,4]。例如 Norway 隧道每百萬車公里的肇事率有 0.13 件，隧道外的肇事率達 0.3 件[1]。然而隧道內一旦有車禍，其後果相當嚴重。1999 年 3 月到 2001 年 10 月之間，在義大利及法國之間的 Mont Blanc（長 11.6 公里），奧地利的 Tauern（長 6.4 公里）及瑞士的 Saint Gotthand（長 16.4 公里）隧道所發生的一連串車禍造成 62 人死亡及隧道的長期封閉[5,6,7]。這些車禍加強世界各國對隧道行車安全的重視。

為了改善隧道之行車安全，歐盟(EU)在 2001 年起展開一連串的大型計畫[8]。歐盟之 European Commission 並在 2004 年發佈一指令(directive)，規定歐洲跨國公路長度 500 公尺以上的隧道必須符合最低安全標準[9]。美國之 FHWA 在 2004 年時編訂了公路隧道設計規範[10]。美國的 American Association of state Highway and Transportation Officials (AASHTO)在 2010 年時將此規範更新[11]。美國民間團體 National Fire Protection Association (NFPA)也陸續更新其有關隧道及其他車輛進出受限制之公路設施的設計標準[12]。除此之外，聯合國及許多國家皆曾陸續提供規範，或制定標準及法令，以保障隧道行車安全[13]。

另一方面，交通界對隧道交通運轉的特性及如何改善隧道之運輸功能缺乏了解。其中一原因是交通界最關切的隧道運轉是行車安全，

因而忽視行車效率。另一原因是很少隧道有自動化蒐集車流行為的系統。臺灣之高快速公路則布設多處磁場偵測器(inductive loop detector)用以蒐集流量、速率、車種及偵測範圍內之占有率資料。因此本所在2011、2012 及 2018 年進行研究工作探討國 3 及國 5 隧道之交通運轉特性[14,15,16]，並將研究結果用來編訂本章以供交通界參考。

表 8.1 長度超過 0.5 公里之國道隧道

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

本所已探討的公路隧道位於國 3 之 0.8K～61K(基隆~埔頂 I)及國 5 之 1K～31K(石碇~雪山)。國 3 路段緊靠臺北都會區之東南區，其主要功能是服務工作性旅次。國 5 隧道的車流有大量的休閒車輛。上述兩路段隧道之幾何設計及交通控制狀況，如表 8.2 所示。

表 8.2 國 3 於 61K 以北及國 5 於 31K 以北
隧道之幾何設計及交通控制

項目	國道 3 號	國道 5 號
1.隧道孔數	每方向各一孔	每方向各一孔
2.車道數	3 或 4	2
3.車道寬(公尺)	3.65～3.75	3.5
4.路肩寬(公尺)	埔頂內側：1 埔頂外側：3 其他隧道：0	1
5.人行走道寬(公尺)	埔頂：2 其他：0.62~0.77(內側) 1.00~1.20(外側)	1
6.行車淨高(公尺)	安坑：6.2 埔頂：5.1~6.15 其他：5.0~5.3	4.6
7.坡度	埔頂 I：+3%(長 830m) 其他：≦ 1.9%	≦ 2%
8.最小曲率半徑(公尺)	1,000	400
9.速限(公里/小時)	埔頂：110 其他：90	雪山：90(最低 70) 其他：80
10.可進入車種	小車、大客車、大貨車、聯結車	小車、大客車
11.最小行車間距(公尺)	無限制	正常狀況：小車 50、大客車 100 壅塞或事件：20

省道及縣道上之公路隧道，即使在國定假日期間的流率也很少超過 1,000 輛/小時/車道，能夠探討之車流特性不多。若未來可供調查分析之公路隧道增加，可於適當時機，研究這些隧道的車流特性。

8.2 隧道交通管理控制及車流特性

8.2.1 管理及控制概況

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

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

國 5 南港系統-頭城路段之最高速限在 2007 年 10 月之前為 70 公里/小時。2007 年 10 月起，雪山隧道除外，頭城交流道以北路段之最高速限提高為 80 公里/小時。2008 年 3 月及 99 年 11 月，雪山隧道的最高速限兩度從 70 公里/小時提高到 80 公里/小時及 90 公里/小時，最低速限也在 2017 年從原來的 60 公里/小時提高到 70 公里/小時。

國 3 隧道小車的最高速限也隨路段而變。中和交流道(35K)以北的小車速限為 90 公里/小時。中和-土城路段小車速限為 100 公里/小時。土城交流道以南的小車速限為 110 公里/小時。總重 20 噸以上大貨車的速限則不分路段，皆訂為 90 公里/小時。

除了速限之外，多數的隧道禁止變換車道及超車，同時亦對車輛尺寸加以限制，以避免車輛撞上隧道之結構或設施。有些隧道限制大貨車之流量，例如在瑞士的 Saint Gotthand 隧道發生嚴重車禍後，瑞士聯邦公路局(Swiss Federal Bureau of Roads)規定在幾個隧道內大貨車必須保持 150 公尺之距離，並且在雙向行車之隧道採取大貨車輪流

單向行車。每小時之大貨車流量限於 240 輛。這些措施預期可加強行車安全，但每天能通過 Saint Gotthand 隧道之大貨車從 5,000 輛減少到 3,500 輛[17]，造成嚴重延滯。

國 5 雪山隧道從 2006 年通車之後，一直不允許大型貨車通行，大客車則於 2007 年 11 月 15 日開放，並依「高速公路及快速公路交通管制規則」規定，大型車時速 70 公里以下應保持 50 公尺車距，但時速超過每小時 70 公里時，應依車輛速率之每小時公里數值減 20，單位為公尺。2002 年 8 月 31 日則修訂為，行駛於長度 4 公里以上或經管理機關公告之隧道，小型車應保持 50 公尺以上之行車安全距離，大型車應保持 100 公尺以上之行車安全距離。如因隧道內道路壅塞、事故或其他特殊狀況導致車速低於每小時 20 公里或停止時，所有車輛應保持 20 公尺以上行車安全距離。一有關雪山隧道之研究[18]發現雪山隧道內之跟車距離比鄰近之彭山隧道內之跟車距離長很多，但差距逐年縮小，而且在 2008 年時已呈穩定狀況之趨勢。

為增進公路行車安全，許多國家對最小行車間距有立法規定或教育駕駛人最小行車間距之觀念。以歐洲國家為例，絕大多數的國家都採用 2 秒之行車距離作為最小行車間距[19]。有些國家對載貨的大車有比較嚴格的規定。奧地利的安全行車間距為 0.4 秒之行車距離，但載貨之大車的間距必須加倍。法國也採用 2 秒之最小行車距離，但在郊區公路上，法國規定超過 3.5 噸或超過 7 公尺長之大車，以同樣速率行進時，必須保持 50 公尺之距離。德國也以 2 秒之最小行車距離為原則，但在高速公路上，大車速率超過 50 公里/小時的最小間距必須有 50 公尺。歐盟的 European Directive 2004/54/CE[20]規定公路隧道內必須保持 2 秒之最小行車距離，但是載貨的大車之最小行車距離必須加倍（亦即 4 秒）。

在車流量不大的路段上，最小行車間距的規定可改善行車安全。但是在流量大的公路上這種規定很容易顯著地降低公路容量，因而造成嚴重壅塞。例如美國華盛頓州交通部(State Department of Transportation)及華盛頓州警(State Patrol)在 2006 年合辦一計畫以期改善該州第 5 號公路上一長 3.2 公里路段之行車安全。該計畫之策略是在所選擇的公路上每隔 49 公尺畫一白點，並以標誌要求駕駛員保

持最少 2 個白點的距離。但這種間距規定違反正常行車行為，因而導致嚴重塞車。結果本來預定一年的計畫，實施一天之後就被迫終止[21]。

從交通管理之觀點，美國阿拉斯加州之 Anton Anderson Memorial Tunnel 很特殊[22]，此隧道只有一車道，而且火車及汽車共用，因此火車及汽車輪流通過該隧道。此外，進入隧道之前車輛必須先在一地區分類，然後依車種分別輪流進入隧道。小車進入隧道之車距控制在大約 2.5 秒，大貨車之行車車距則大約 4.5 秒。

8.2.2 隧道容量

以目前有限的資料顯示，公路隧道的容量有相當大的差異性。例如一早期的研究[23]估計在波士頓海港底下之 Callahan 隧道的容量可達 1,650 輛/小時/車道。此隧道與市區道路連接，而且原來在隧道的一端有收費站。在收費站未廢除之前，隧道的容量只有 1,500 輛/小時/車道左右。相對而言，美國加州之 Caldecott 隧道（900 公尺）容量達 2,200 小車/小時/車道[24]。根據統計資料[25]，進入美國紐約市之 Queen Midtown 隧道（1,955 公尺長），其尖峰小時流率達 2,058 輛/小時/車道。換言之，其容量超過 2,000 輛/小時/車道。日本公路隧道容量常在 1,100～1,350 輛/小時/車道[26]之範圍，但其幾何設計及隧道附近土地使用及道路設置之狀況不詳。韓國公路容量手冊[27]將高速公路在狀況良好情況之容量訂為 2,200 小車/小時/車道。根據此一基本容量及隧道的橫向淨距，韓國 Shingal-Ansan 高速公路上之隧道容量估計值為 2,200×0.98＝2,156 小車/小時/車道，實際的容量則不詳。德國雙車道公路隧道的容量隨旅次的性質而變，休閒性車流的隧道容量大約為 1,200 輛/小時/車道，工作性車流的隧道容量可達 1,500 輛/小時/車道[28]。臺灣隧道的容量變化很大，在 1,100~1,900 小車/小時/車道之範圍。

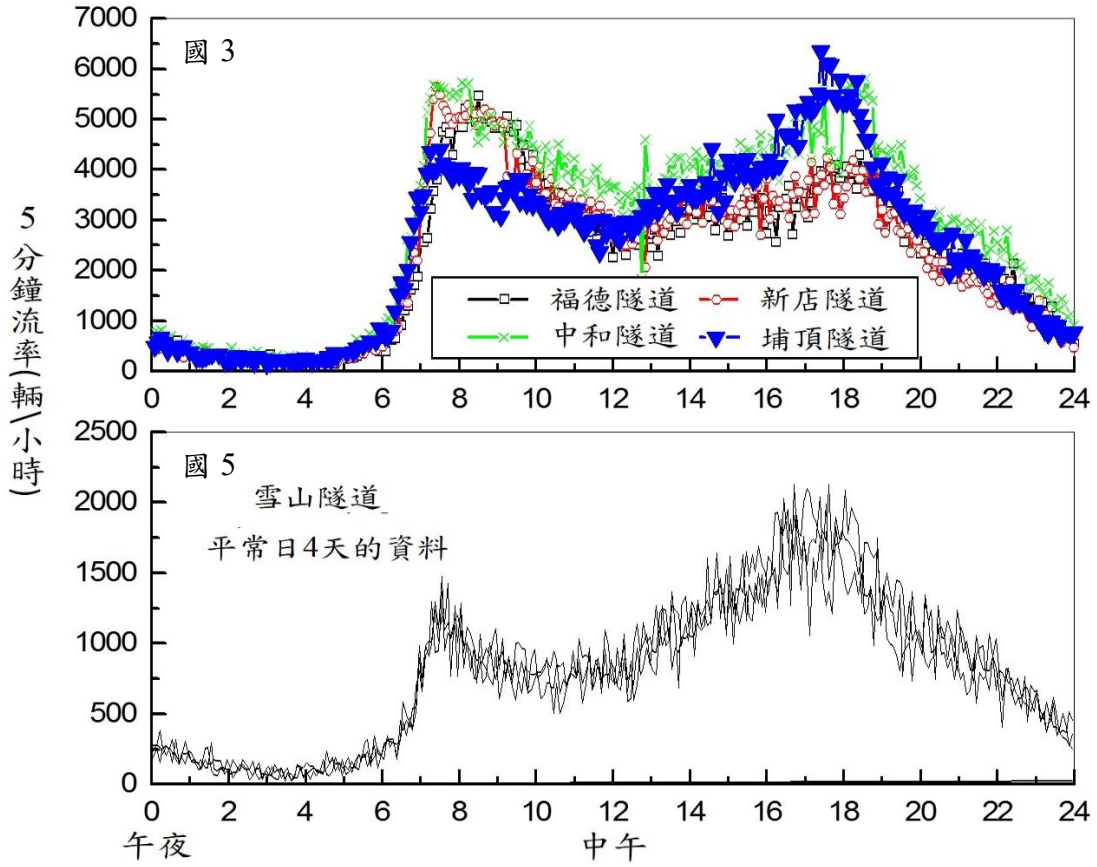
8.2.3 隧道車流特性概況

本所 2011、2012 及 2018 年的研究報告[14,15,16]對國 3 及國 5 隧道的車流特性，有詳細的討論。本節歸納其中一些特性。

8.2.3.1 流率型態

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

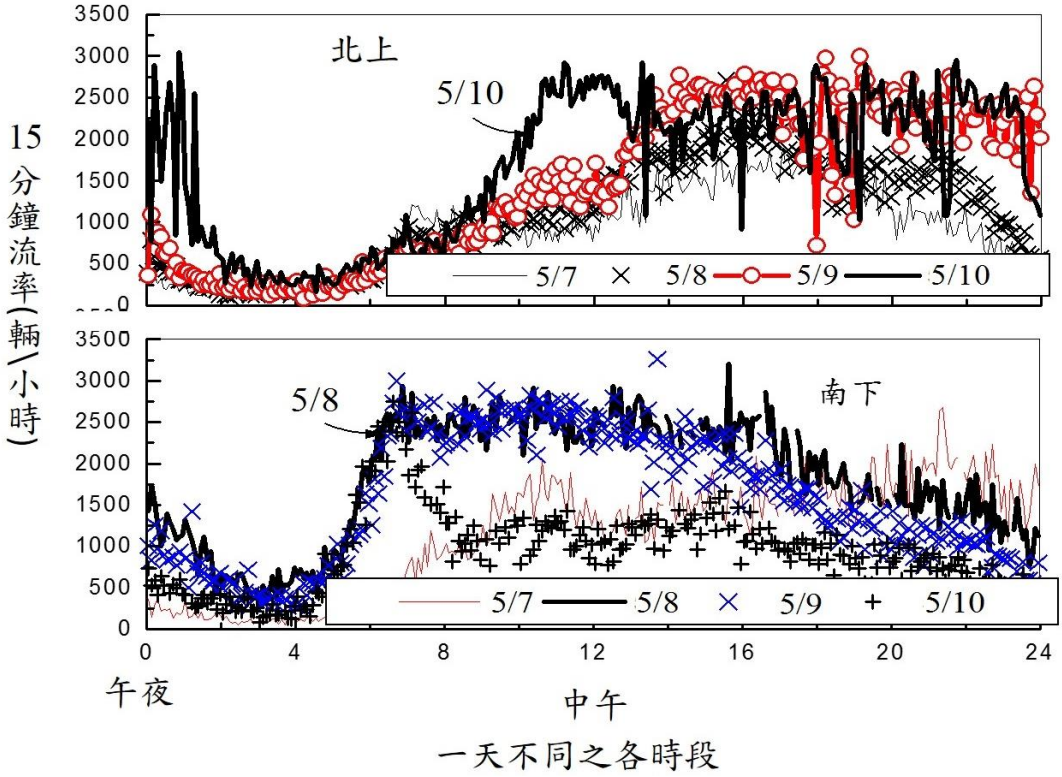
國 3 在福德、新店、中和及埔頂 I 隧道的尖峰流率比國 5 之隧道高。在 2012 年平常日，這些隧道的單向尖峰流率在 5,500 及 6,000 輛/小時之間。因為這些隧道在工作性公路上，所以其平常日車流有明顯的早上及下午尖峰時段。國 5 隧道之平常日單向尖峰流率則很少超過 2,000 輛/小時，而且車流之雙向尖峰流率現象也較不顯著。圖 8.1 比較上述兩國道隧道之平常日流率型態。



資料來源：[14,15]。

圖 8.1 國 3 及國 5 隧道北上流率於平常日隨時間之變化情形

假日期間之流率型態與平常日很不同。國 5 隧道在假日期間的單向尖峰流率常在好幾個小時內維持在 2,500～3,000 輛/小時。國 3 新店及福德隧道之國定假日尖峰流率反而比平常日低。一般而言，在假日期間，車流率沒有雙峰的現象，如圖 8.2 所示。

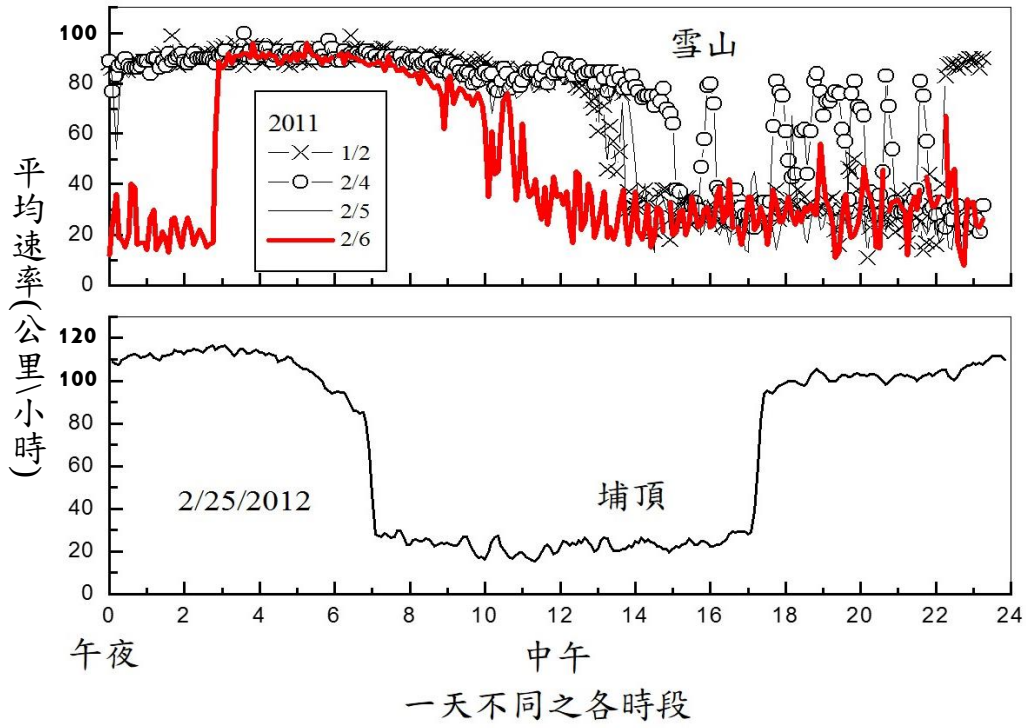


資料來源：[14]。

圖 8.2 國 5 雪山隧道在 2010 年母親節假期之流率情形

8.2.3.2 壅塞狀況之車流

一隧道之容量較欲通過該隧道的流率低時，車流會進入壅塞狀況。這現象常見於國 5 雪山隧道及石碇隧道。在 2011 年國定假日中，國 3 安坑、中和及埔頂 I 隧道，也有嚴重的壅塞狀況。如圖 8.3 所示，雪山隧道壅塞狀況可持續約 12 小時，埔頂 I 隧道的壅塞狀況也可長達 10 小時。壅塞時，埔頂 I 隧道的平均速率大約為 20～30 公里/小時，雪山隧道的平均速率則在 20 到 40 公里/小時之範圍內。



資料來源：[14,15]。

圖 8.3 國 5 雪山及國 3 埔頂 I 隧道國定假日平均速率隨時間變化情形

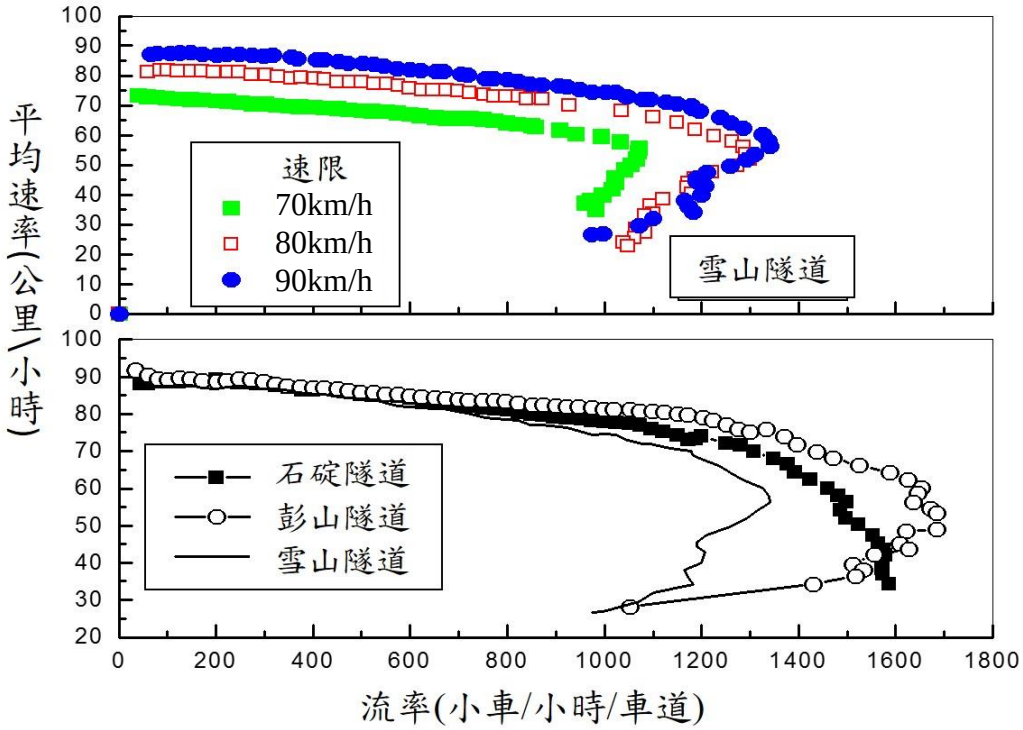
8.2.3.3 自由速率

自由速率指一車輛之行進不受到其他車輛影響時的速率。在正常行車狀況下，車距超過 6~7 秒的車輛可視為在自由旅行之狀況。自由速率受幾何設計、行車環境及速限等因素的影響。目前沒有足夠的資料能判斷幾何設計及行車環境（如隧道牆壁之彩色或圖樣）的影響。速限的影響則比較容易觀察。

隧道速限提高後，平均自由速率也隨著增高。但速限越高，平均自由速率增加額度越小。這現象是因為即使沒有速限，多數駕駛員仍會根據幾何設計及行車環境選擇安全的速率。通常在速限不超過 90 公里/小時之情況下，內側車道平均自由速率大約比速限高 5～10 公里/小時。但在特別長隧道（如雪山隧道）內，平均自由速率可能只比速限高 2～3 公里/小時。速限為 110 公里/小時之平均自由速率不一定會高於速限。以國 3 埔頂 I 隧道為例，內車道平均自由速率為 108 公里/小時。

自由速率與公路設施的交通功能有密切關係。如不受下游狀況之干擾，自由速率越高，交通功能越好。如圖 8.4 之上圖所示，自由速

率越高，在同一流率時之平均速率越高，因此公路之里程生產量（流率乘以速率）也越高。另一方面，自由速率較高並不一定表示會有顯著較高的容量。此外，自由速率相同時，不同路段可能有不同的交通功能。其原因可能是下游的車流狀況不同。

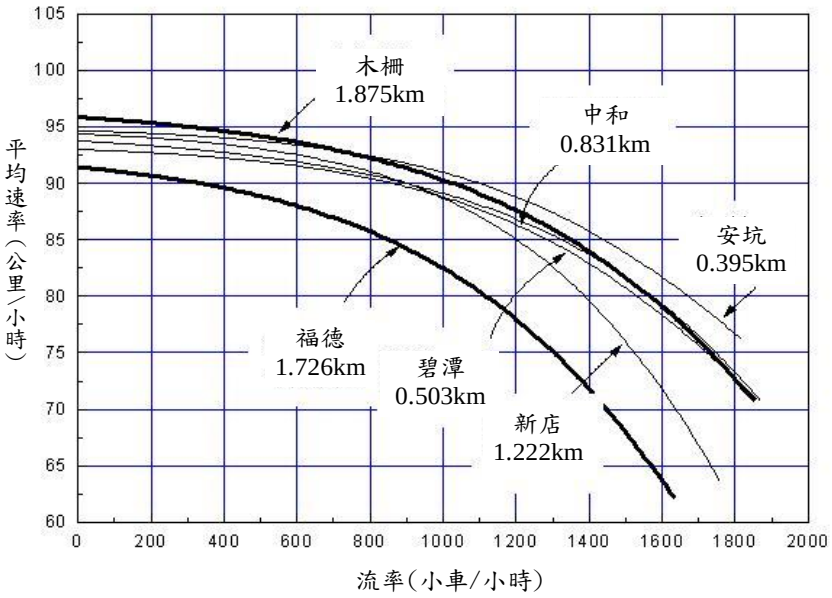


資料來源：[14]。

圖 8.4 國 5 北上隧道內車道之流率與速率關係

8.2.3.4 隧道長度之影響

隧道之功能受到許多因素的影響，其中之一因素為隧道長度。從理論的角度而言，駕駛員在長隧道內會比較保守，因此長隧道的交通功能會比短隧道差。例如雪山隧道及彭山隧道比國 3 的隧道長得多，其容量則低得多。國 3 長 1.1～1.9 公里的隧道，其平均交通功能也有比長 0.3～0.9 公里的隧道稍微差的現象。但如圖 8.5 所示，即使同一方向的車道數相同，較長的隧道不一定比較短的隧道有較差的交通功能(圖中兩粗線各屬長 1.875 公里及 1.726 公里之隧道)。目前無法將國 3 及國 5 隧道之長度及其他因素的影響分開衡量，所以隧道長度對交通功能的影響程度還不能斷論。



資料來源：[16]。

圖 8.5 隧道長度對於內車道速率與流率關係之影響(3 車道平均)

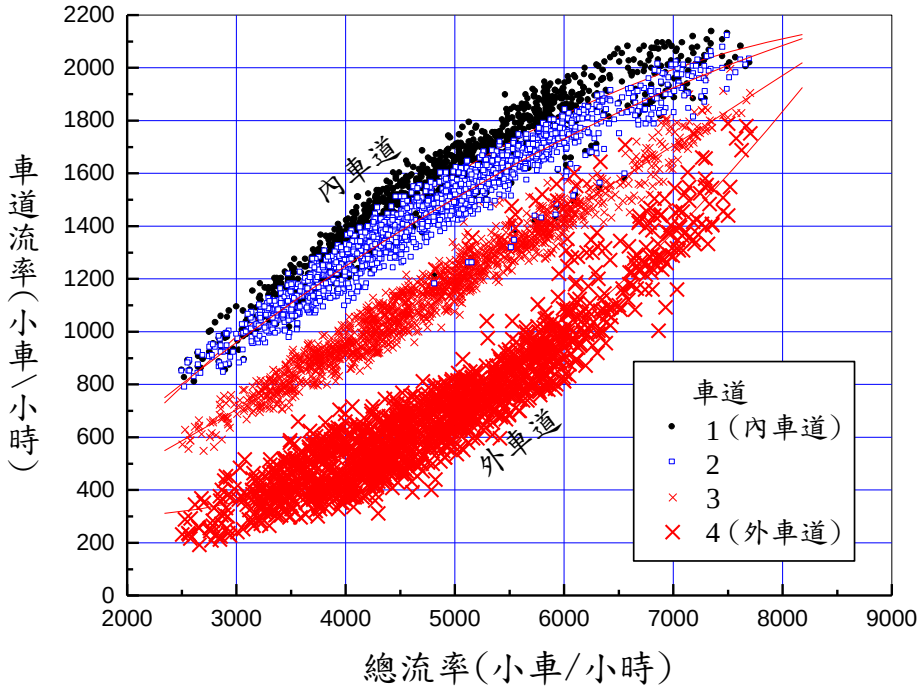
8.2.3.5 車道位置之影響

同一時段內，流率有從內車道往外車道逐漸降低的現象。單向有 2 車道時（如國 5），內車道與外車道之流率有線性關係；內車道流率大約占單向總流率之 52.5%。超過 2 車道的情形則比較複雜，各車道占單向總流率的比例與總流率有非線性關係，如圖 8.6 所示。總車流相當高時，各車道流率之間的差異變小。

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

8.2.3.6 占有率與車流狀況

占有率指在一時段內（如 5 分鐘）一車輛偵測器之偵測區最少被一輛車占據之時間的百分比。此參數代表車流的密度；占有率越高，密度也越高。占有率受密度、平均車長及偵測區長度的影響。國 3 及國 5 之線圈式磁場偵測器，其設置如圖 8.7 所示。偵測器所占的車道長度為 6.8 公尺。因此偵測區長度可能超過 8 公尺。根據這種偵測器的設置，占有率超過 25%～30%時，車流很可能從穩定狀況進入壅塞狀況。



資料來源：[15]。

圖 8.6 國道 3 號 4 車道路段各車道流率之分布情形

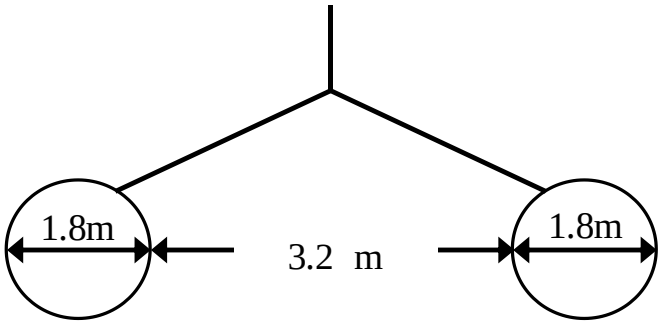
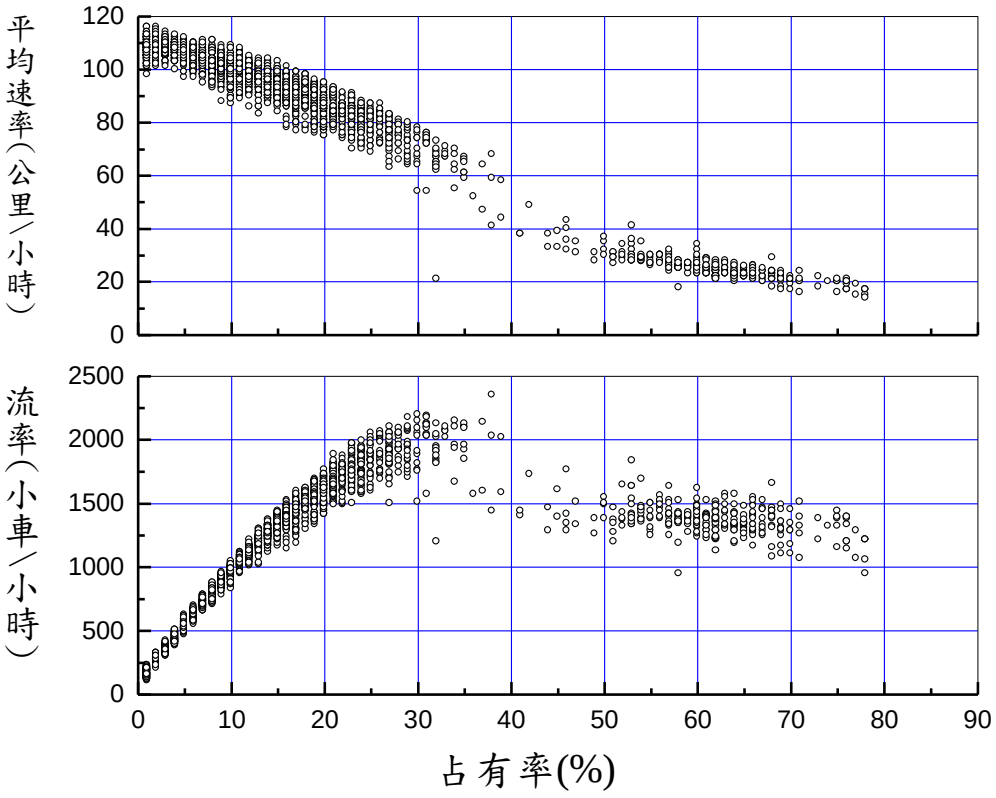


圖 8.7 高速公路線圈式磁場偵測器配置示意圖

從圖 8.8 所示之車流狀況為例。占有率從低逐漸增加時，平均速率降低，流率則升高。當占有率提高到大約 30%時，為流率達到穩定狀況時能維持的最高值，同時平均速率開始有顯著下降的傾向。占有率在 30%及 50%之間流率與速率組合的觀察值較為欠缺，表示此範圍之占有率，車流在穩定及不穩定狀況之間的過渡時期。在此期間內，車流狀況變化很迅速，因此能觀察或偵測到的流率與速率組合比穩定或壅塞狀況下的組合少。



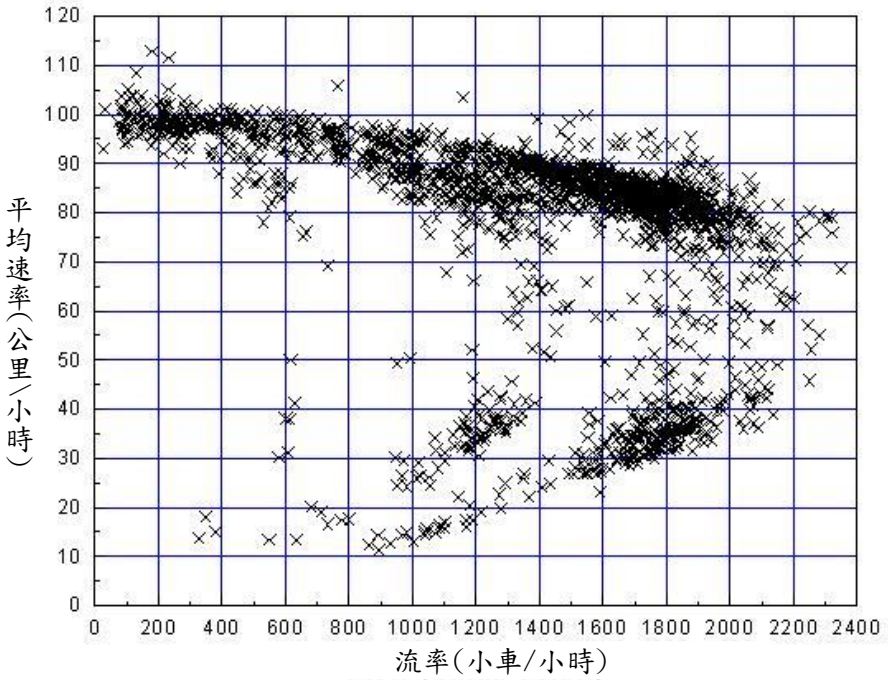
資料來源：[15]。

圖 8.8 速率與流率隨占有率之變化情形（埔頂 I 隧道北向內車道）

8.2.3.7 下游狀況之影響

隧道下游可能有另一隧道或有進出口匝道。下游的隧道如在近距離內且其容量較小，則可能造成壅塞狀況並回堵至上游隧道。出口匝道也會妨礙車流之行進，因為進入匝道之車輛須減速，有時須變換車道，因此帶動一連串主線車輛之減速及變換車道。進口匝道的影響更嚴重。主線車流與進口車流匯流區在高流率狀況下容易造成壅塞。如果這高密度、低速率之區域擴大到上游隧道，則隧道的容量會減低。

以圖 8.9 所示安坑南下隧道內車道之流率與速率關係為例，流率在 400 輛/小時左右時，車流狀況就可能從穩定狀況進入壅塞狀況。流率也可能在超過 1,800 輛/小時之後才會造成壅塞狀況。車流會在低流率時就進入壅塞狀況的原因是下游壅塞車流回堵到偵測區時，剛好只有低流率的車流通過偵測區。



資料來源：[16]。

圖 8.9 國 3 南下安坑隧道內車道之流率與速率關係

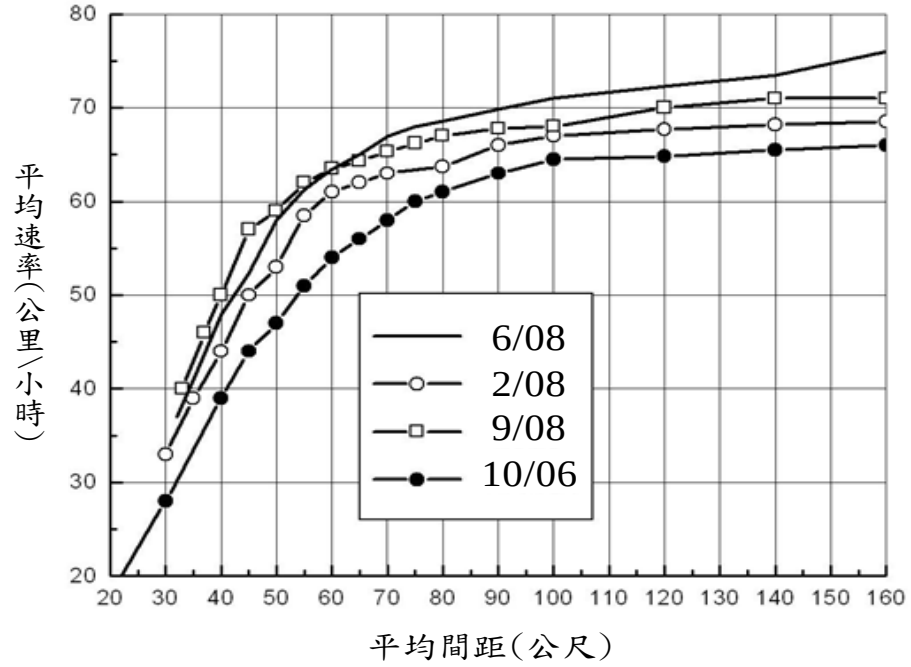
8.2.3.8 車流特性之演變

路段的車流特性隨行車環境的變化而變。其中之一影響因素為交通法規及法規執行之鬆緊程度。以國 5 雪山隧道為例。此隧道的交通法規有數次變更，駕駛行為及其相關車流特性也隨著轉變。

雪山隧道在 2006 年 6 月 16 日通車時之速限為 70 公里/小時。此速限分別在 2008 年 3 月 6 日及 2010 年 11 月 1 日提高到 80 及 90 公里/小時。車輛在雪山隧道正常狀況下須維持最少 50 公尺的規定則沒更改。剛通車後駕駛人可能不熟悉雪山隧道之幾何設計，並以保守態度調整平常在隧道外之駕駛行為，以避免違反 50 公尺最短間距的規定，結果行車間距遠長於非隧道高速公路之間距，造成很不良的交通運轉。隨後可能是因為執法不嚴，而且駕駛人比較熟悉雪山隧道內之行車環境，在 2006 年 10 月及 2008 年 6 月間的行車間距大幅減短，如圖 8.10 所示。

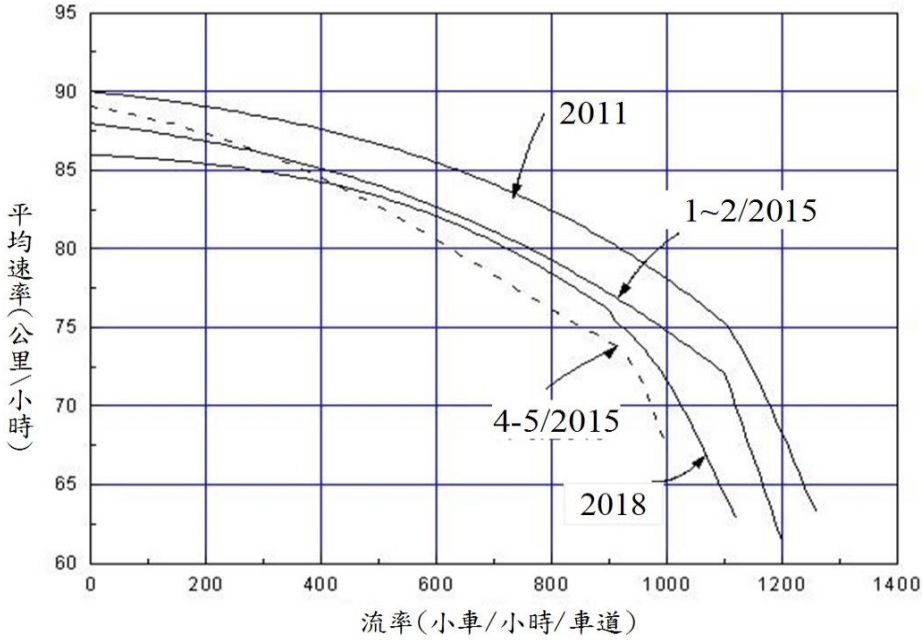
2015 年 3 月 29 日媒體傳出自動科技執法系統要開始在雪山隧道啟用，結果雪山隧道在隨後之 4 月及 5 月間之交通功能顯著惡化，如圖 8.11 所示。不僅流率超過 300 小車/小時/車道之平均速率比 3 月 29 日前低，容量也從 2011 年及 2015 年 1 月及 2 月間之 1,200~1,260 小

車/小時/車道降到 1,000 小車/小時/車道。自動科技執法正式在 2017 年 6 月 15 日開始實施。2018 年 2 月到 4 月間雪山隧道北上容量只有 1,120 小車/小時/車道[16]。速率在 60~70 公里/小時之範圍內，該隧道之北上里程生產率比 2011 年約低 14%[16]。



資料來源：[18]。

圖 8.10 雪山隧道南下行車間距（車頭到車頭）之演變



資料來源：[16]。

圖 8.11 雪山隧道北上流率與速率關係之演變

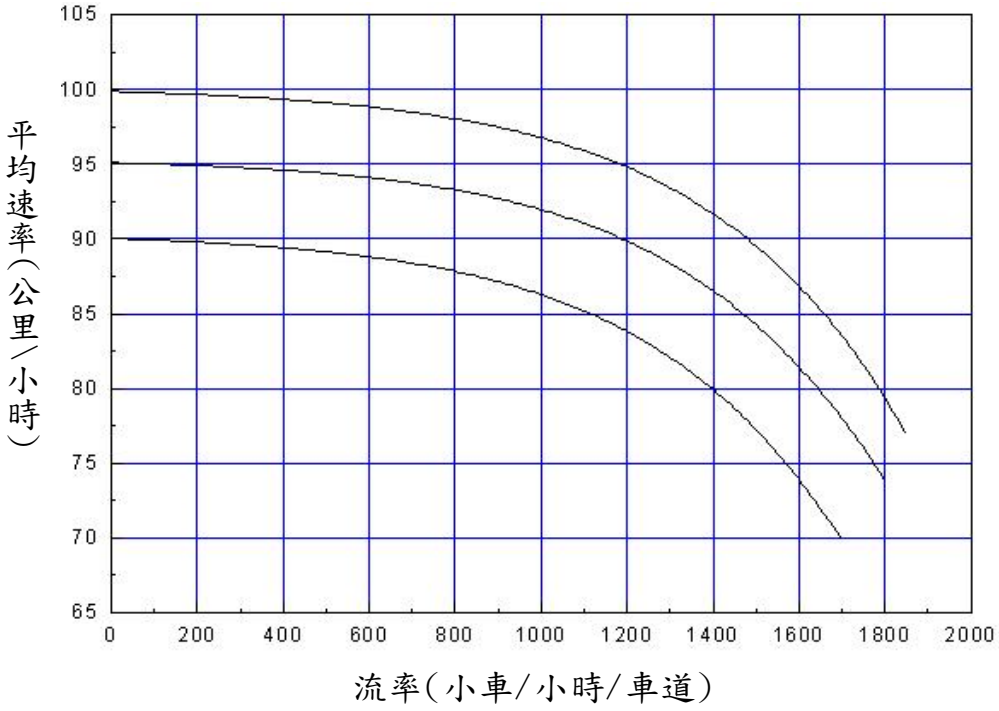
8.3 代表性單向流率與速率關係

公路隧道之運轉特性受到許多因素的影響，目前沒有方法可以準確預測臺灣現存及規劃中之隧道的運轉特性，本章分析方法乃根據功能相當不同之兩類公路隧道。其中一類是在國 3 並且多數接近臺北都會區之隧道，另一類則是在國 5 的隧道。國 3 上接近臺北都會區之路段的主要功能則在於滿足工作性旅次之需要，相較之下，國 5 的主要功能在於承載臺北及宜蘭之間的休閒旅次。為了描述分析方法之方便性，本章將如國 3 接近大都會區的隧道稱為工作性車流隧道，如國 5 的隧道則稱為休閒性車流隧道。

工作性車流隧道又分成單向 3 車道及單向 4 車道兩種。休閒性車流隧道則根據雪山、彭山及石碇南、北向隧道之設置分成 6 類型。在下游車流狀況對上游隧道之交通運轉的影響不大時，這些類型隧道的代表性單向所有車道之綜合流率與速率關係如圖 8.12~8.19 所示，相關模式及容量列於表 8.3~8.10。應用上述代表性流率與速率關係之前須估計平均自由速率。在沒有實際資料情況下，可參考表 8.11 所列之速限與平均自由速率關係。

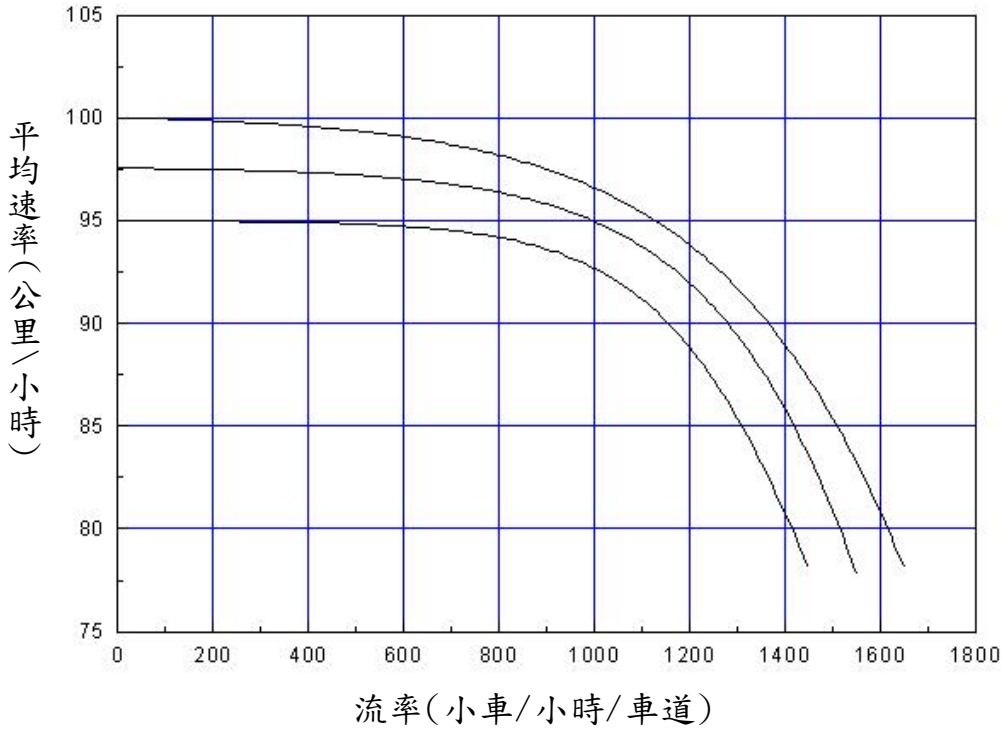
應用這些圖表時須了解一分析對象的性質可能不類似任何上述 8 類型的隧道。在這情況下，如果分析目的在於規劃一新隧道或改善現存隧道，則在無其他資料可用時，可參考上述 8 類型中，性質與分析對象最類似的隧道來分析。如果分析目的在於評估一現存隧道，而且有資源可做實地調查，則宜蒐集並分析現場資料。

本章所指的容量代表車流進入壅塞之前能持續 1 小時之最高流率的平均值。此容量大約等於車流進入壅塞之前能維持 15 分鐘之最高流率平均值的 96%[16]。



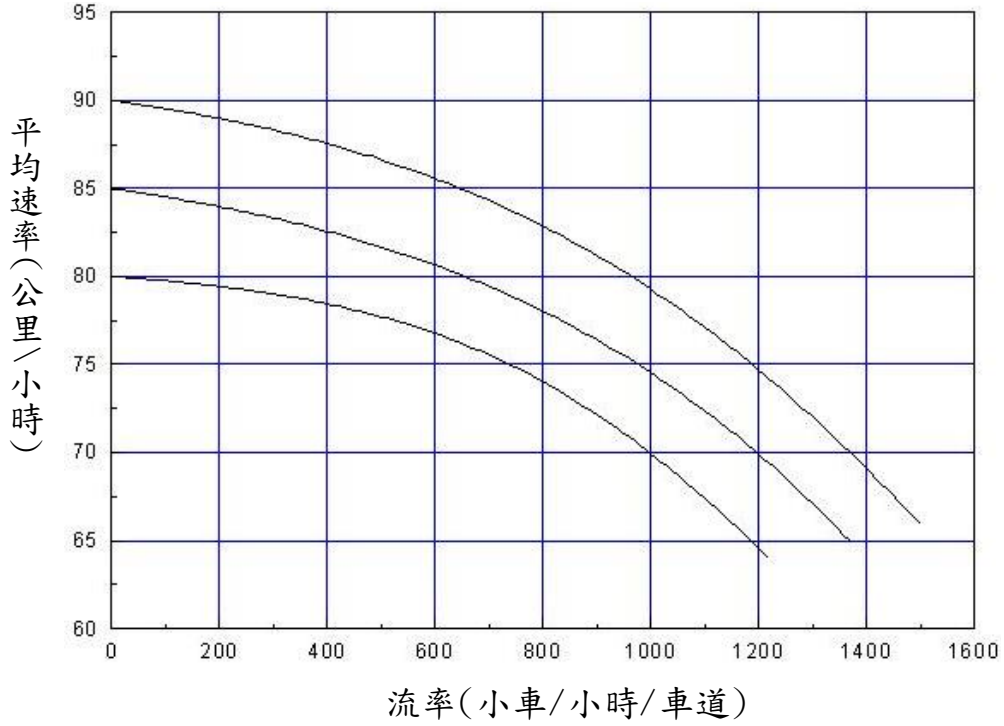
資料來源：[16]。

圖 8.12 工作性車流隧道，單向 3 車道之流率與速率關係



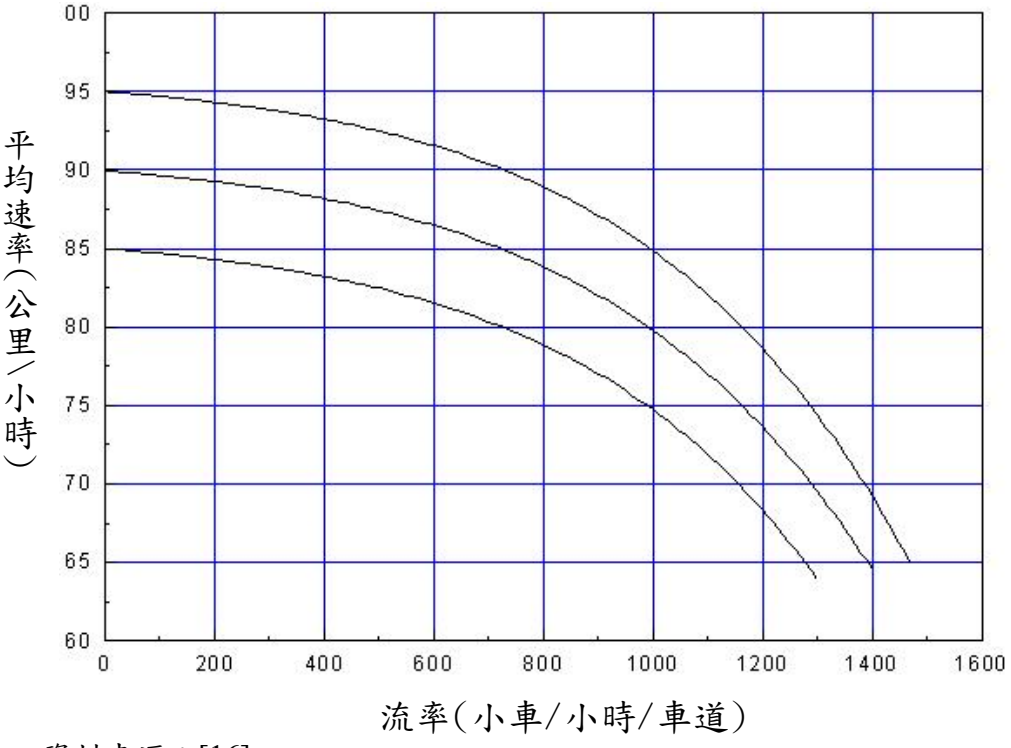
資料來源：[16]。

圖 8.13 工作性車流隧道，單向 4 車道之流率與速率關係



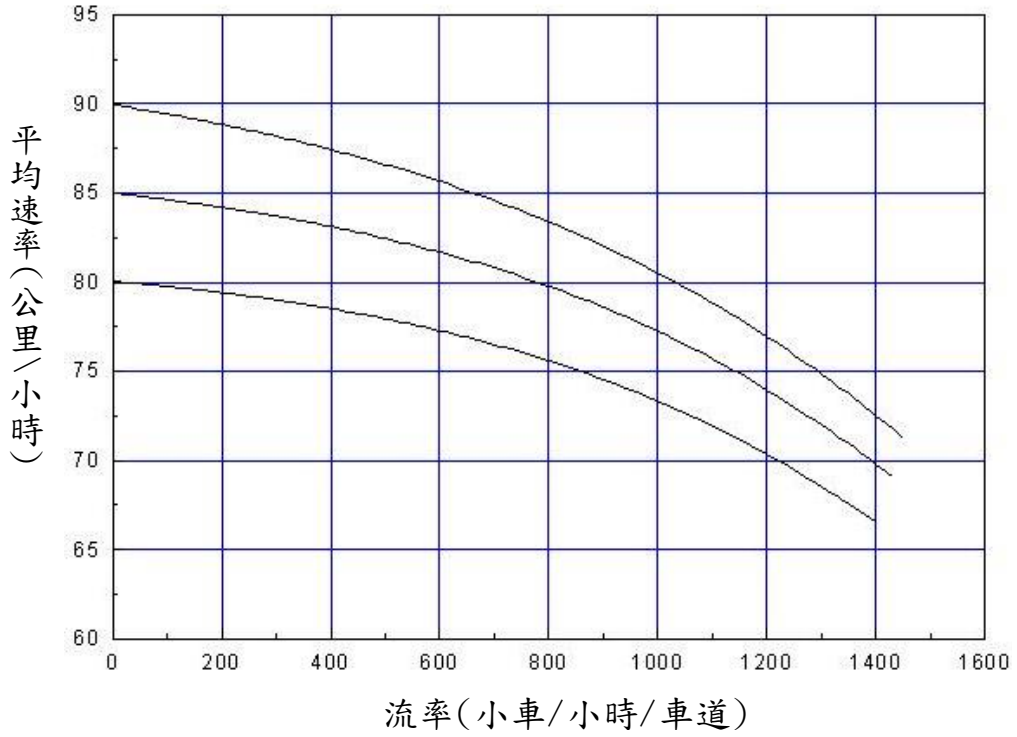
資料來源：[16]。

圖 8.14 類型 1 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 3 公里；距下游匝道約 0.6 公里）



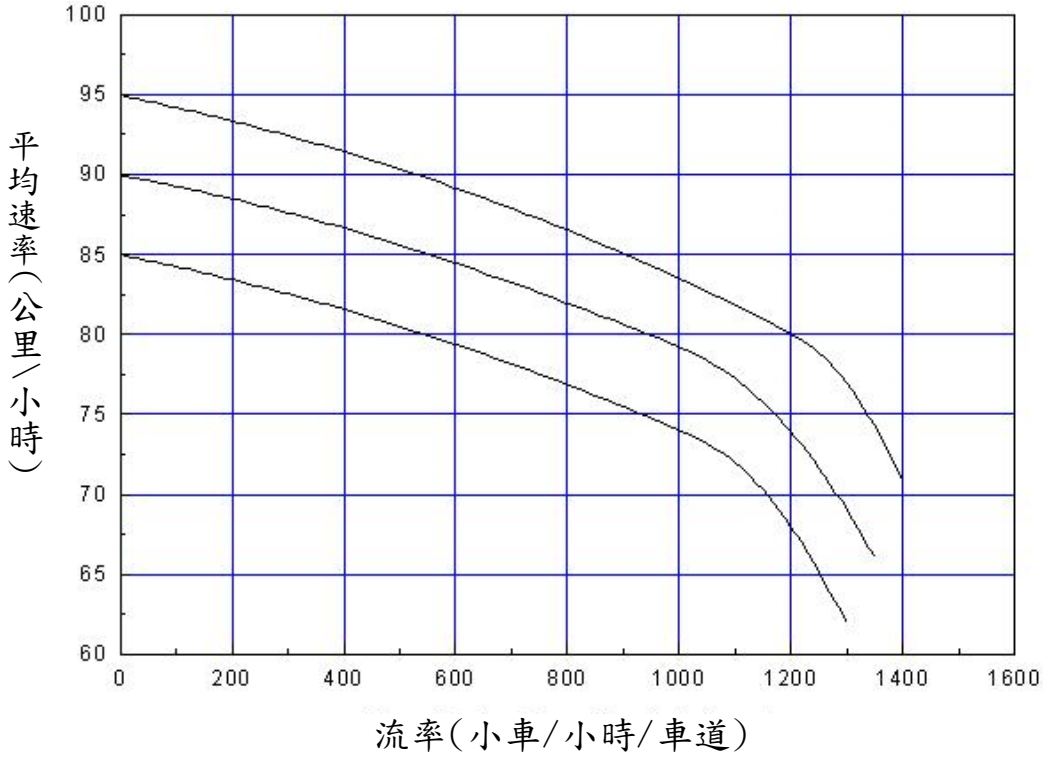
資料來源：[16]。

圖 8.15 類型 2 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 3 公里；距下游匝道約 1 公里）



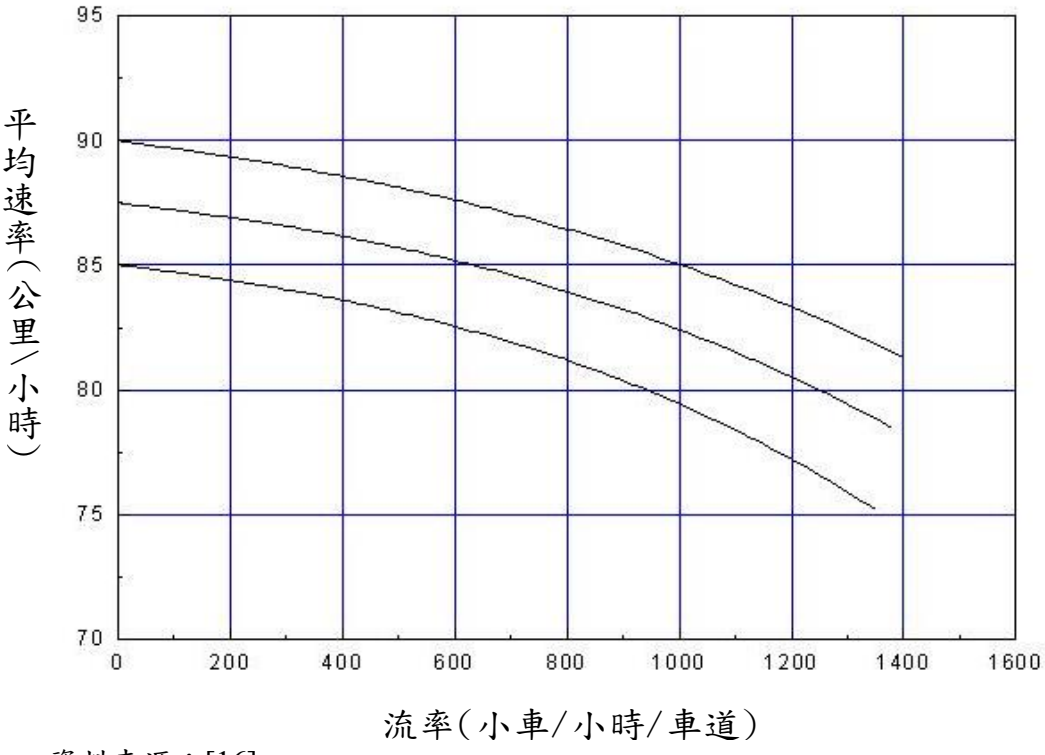
資料來源：[16]。

圖 8.16 類型 3 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 4 公里；距下游匝道約 1.5 公里）



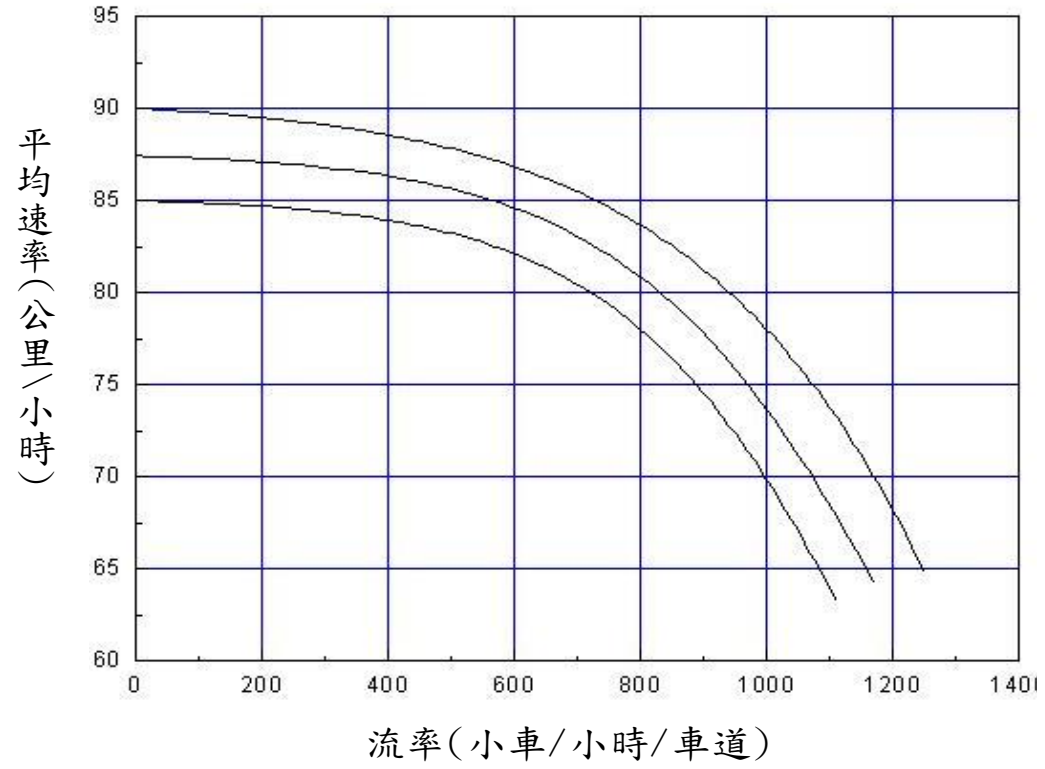
資料來源：[16]。

圖 8.17 類型 4 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 4 公里；距下游匝道約 5 公里）



資料來源：[16]。

圖 8.18 類型 5 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 13 公里；距下游匝道約 1.5 公里）



資料來源：[16]。

圖 8.19 類型 6 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 13 公里；距下游匝道約 1 公里）

表 8.3 工作性車流隧道，單向 3 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
100	$V = 100.2 - \frac{479.745}{1+e^{-\frac{Q-3,144.7}{434.85}}}$	1,850
95	$V = 95.4 - \frac{147.514}{1+e^{-\frac{Q-2,519.9}{407.38}}}$	1,800
90	$V = 90.4 - \frac{250.229}{1+e^{-\frac{Q-2,708.2}{417.9}}}$	1,700
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長≦2 公里		

資料來源：[16]。

表 8.4 工作性車流隧道，單向 4 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
100	$V = 100.2 - \frac{194.460}{1+e^{-\frac{Q-2,347.7}{339.64}}}$	1,650
97.5	$V = 97.6 - \frac{150.596}{1+e^{-\frac{Q-2,036.7}{257.86}}}$	1,550
95	$V = 95.0 - \frac{43.0}{1+e^{-\frac{Q-1,530.7}{185.52}}}$	1,450
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長≦2 公里		

資料來源：[16]。

表 8.5 類型 1 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 92.3 - \frac{75.423}{1+e^{-\frac{Q-1,829.8}{529.75}}}$	1,500
85	$V = 87.5 - \frac{128.086}{1+e^{-\frac{Q-2,266.5.}{580.30}}}$	1,370
80	$V = 80.7 - \frac{40.612}{1+e^{-\frac{Q-1,338.5}{331.15}}}$	1,220
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 3 公里，距離下游匝道約 0.6 公里；無行車間距限制。		

資料來源：[16]。

表 8.6 類型 2 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
95	$V = 96.2 - \frac{358.864}{1+e^{-\frac{Q-2,538.1}{439.84}}}$	1,470
90	$V = 91.2 - \frac{269.411}{1+e^{-\frac{Q-2373.5}{440.73}}}$	1,400
85	$V = 86.2 - \frac{643.86}{1+e^{-\frac{Q-2769.3}{441.33}}}$	1,300
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 3 公里，距離下游匝道約 1 公里；無行車間距限制。		

資料來源：[16]。

表 8.7 類型 3 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 93.8 - \frac{201.202}{1+e^{-\frac{Q-3059.8}{777.5}}}$	1,450
85	$V = 87.2 - \frac{117.172}{1+e^{-\frac{Q-2507.6}{634.38}}}$	1,430
80	$V = 81.6 - \frac{72.173}{1+e^{-\frac{Q-2151.4}{563.36}}}$	1,400
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 4 公里，距離下游匝道約 1.5 公里；無行車間距限制。		

資料來源：[16]。

表 8.8 類型 4 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
95	$Q \leqq 1{,}200 \quad V = 102.2 - \frac{83.982}{1+e^{-\frac{Q-2124.9}{900.2}}}$ $Q > 1{,}200 \quad V = 81.3 - \frac{19.811}{1+e^{-\frac{Q-1393.2}{73.014}}}$	1,400
90	$Q \leqq 1{,}000 \quad V = 94.3 - \frac{31.813}{1+e^{-\frac{Q-1062.4}{576.22}}}$ $Q > 1{,}000 \quad V = 81.7 - \frac{39.704}{1+e^{-\frac{Q-1416.0}{153.48}}}$	1,350
85	$Q \leqq 1{,}000 \quad V = 90.9 - \frac{49.652}{1+e^{-\frac{Q-1497.0}{749.47}}}$ $Q > 1{,}000 \quad V = 75.4 - \frac{26.832}{1+e^{-\frac{Q-1300.0}{103.9}}}$	1,300
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 4 公里，距離下游匝道約 5 公里；無行車間距限制。		

資料來源：[16]。

表 8.9 類型 5 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 92.6 - \frac{91.228}{1+e^{-\frac{Q-3,149.4}{894.64}}}$	1,400
87.5	$V = 89.3 - \frac{48.386}{1+e^{-\frac{Q-2,238.3}{689.62}}}$	1,380
85	$V = 86.9 - \frac{94.684}{1+e^{-\frac{Q-2,713.4}{696.95}}}$	1,350
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 13 公里，距離下游匝道約 1.5 公里；有行車間距限制。		

資料來源：[16]。

表 8.10 類型 6 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 90.6 - \frac{238.144}{1+e^{-\frac{Q-1,931.1}{322.91}}}$	1,250
87.5	$V = 87.7 - \frac{62.198}{1+e^{-\frac{Q-1,287.1}{232.62}}}$	1,170
85	$V = 85.2 - \frac{62.932}{1+e^{-\frac{Q-1,247.0}{218.75}}}$	1,100
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 13 公里，距離下游匝道約 1 公里；有行車間距限制。		

資料來源：[16]。

表 8.11 平均自由速率與速限之可能關係

隧道型態	速限(公里/小時)	平均自由速率(公里/小時
工作性車流	90	95
	110	100
休閒性車流	80	90(無行車間距限制)
		80(有行車間距限制)
	90	95(無行車間距限制)
		90(有行車間距限制)
		85(有行車間距限制及自動科技執法)

8.4 績效指標及服務水準劃分標準

公路隧道交通運轉之服務品質可用需求流率與容量之比值，亦即 V/C 比，及平均速率兩績效指標來衡量。V/C 比反映公路之壅塞程度。速率則是一般用路人最關心的指標。

V/C 比與平均速率所代表的服務品質有差異。例如一上坡路段的車流有相當低的 V/C 比時，其相關平均速率可能也很低。在這情況下，雖然該坡度路段車流密度低，用路人仍可能認為其服務品質難以接受。此外同一 V/C 比之情況下，速率有很大的變異範圍。以國 5 在不同地點及不同速限的代表性流率與速率關係為例。同一 V/C 比之速率的差距可經常超過 20 公里/小時。另一方面，同一速率時之 V/C 比也有很大的變異性。因此速率不能正確的反映一公路之壅塞程度。

因為上述單獨使用 V/C 比或平均速率評估服務水準的缺陷。本章採用 V/C 比及平均速率與速限的比值同時做為劃分服務水準等級之標準。現況評估時，因需求流率難以調查，若路段速率已偏低，亦表示車流呈壅塞狀態、需求流率/容量比(V/C 比)超過 1.0。

根據 V/C 比之服務水準等級劃分標準，如表 8.12 所示。A 級的服務水準代表車流穩定，駕駛員有充分自由，因此平均速率等於或接

近自由旅行速率。B 級的車流狀況仍提供駕駛員相當高程度的自由，但平均速率與自由速率的差距可達 10 公里/小時左右。在 C 級的車流狀況下，駕駛員的自由程度已顯著的受限制，平均速率與自由速率的差距可能增加到 20 公里/小時左右。D 級的服務水準代表相當壅塞的車流狀況，車流通常仍能以一穩定的平均速率行進, 但可能進入不穩定狀況。E 級的服務水準表示車流已接近，或很可能進入不穩定狀況。F 級代表壅塞狀況。

表 8.12 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

服務水準等級	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

從平均速率的角度劃分服務水準等級之標準比較難以訂定。因為資源的限制，公路上不同路段可能有不同的設計標準及速限。因此平均速率是否代表可接受的服務品質，宜根據該速率與速限或自由速率的差距來衡量。

從理論的角度而言，自由速率為車輛受幾何設計及其他行車環境之限制下所能維持的最高安全速率。因此平均速率是否理想應與自由速率相比較。但是以速率與自由速率的差距做為績效指標的分析工作會比較困難，因為自由速率必須從現場調查或以模式估計。

如果速限的訂定合理而且執法確實，通常速限與平均自由速率的差距會在 10 公里/小時之內。為了應用方便，本章之分析方法採用平均速率與速限的比值來劃分服務水準等級。劃分標準如表 8.13 所示。

根據平均速率/速限比評估時，所用的基準速限為分析路段之速限。若分析路段速限隨該路段的區段而異，則根據各區段之速限及長度加權取平均值。例如一區段長度為 2 公里、速限 50 公里/小時，另

一區段長度為 1 公里、速限 70 公里/小時，則平均速限為(50x2+70x 1)/(2+1) =56.7 公里/小時。

表 8.13 根據平均速率/速限比值之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 (V/V_L)
1	$V/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq V/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq V/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq V/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq V/V_L < 0.40$
6	$V/V_L < 0.20$

採用分析路段的速限作為基準速限，不宜用來比較不同路段的相對服務水準(除非不同路段之速限皆相同)。此外，以平均速率/速限值比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

表 8.13 第 1 級服務水準代表平均速率只是稍低於速限或高於速限之行車狀況。規劃一公路設施時，根據平均速率與速限比的服務水準不宜低於第 2 級。其原因是平均速率與速限比低於 0.8 時，車流可能已呈不穩定狀況，或車流雖然穩定，但幾何設計條件不理想（如有長且陡的坡度）。

應用表 8.12 及表 8.13 之劃分標準評估隧道運轉時，必須用 2 個代號代表該設施的服務水準。第一代號是 A 到 F，第二代號是 1 到 6。例如一隧道的 V/C 比值為 0.4，其相關的平均速率為 70 公里/小時，速限為 80 公里/小時，則該設施的服務水準為 B2。

規劃新的公路設施時可先從 V/C 比之角度選擇一適用的服務水準。一般而言，此服務水準最好是在 D 級以上。如果因資源的限制，則可接近 D 級，但絕對不能用 D 級以下的等級做為設計的準則。設計之後再從速率的角度估計服務水準。根據速率與速限比值的服務水準不宜低於第 2 級。

8.5 分析方法

8.5.1 分析對象及架構

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

本章的分析方法假設欲進入隧道的流率(需求流率)已知或可合理的估計。在這情況下，隧道的分析只須考慮隧道本身及下游路段的設施。下游路段的設施可能是進出口匝道，也可能沒有匝道但有隧道。下游有進口匝道之情形比較複雜，所以本章的重點在於分析隧道本身及下游主線與進口匝道之匯流區。但是本章的分析方法也可應用在下游沒有匝道但有隧道之情形。本章 8.6 節對這問題有簡單的說明。

分析對象的重點如圖 8.20 所示。此圖中，Q_{m1}，Q_{m2} 等各代表下述之流率：

Q_{m1} ＝ 尖峰 15 分鐘欲進入隧道之需求流率（輛/小時）；

Q_{m2} ＝ 能從隧道離開之流率（輛/小時）；

Q_{m3} ＝ 進口匝道上游主線之流率（輛/小時）；

Q_{r1} ＝ 出口匝道之流率（輛/小時）；

Q_{r2} ＝ 進口匝道之流率（輛/小時）。

根據 Q_{m1}，Q_{r1} 及 Q_{r2} 分析隧道交通運轉的程序如圖 8.21 所示。

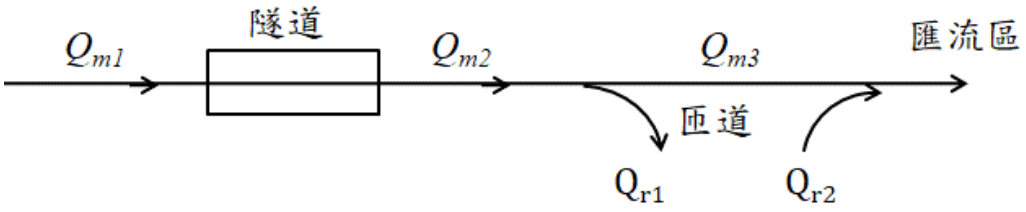


圖 8.20 公路隧道分析對象示意圖

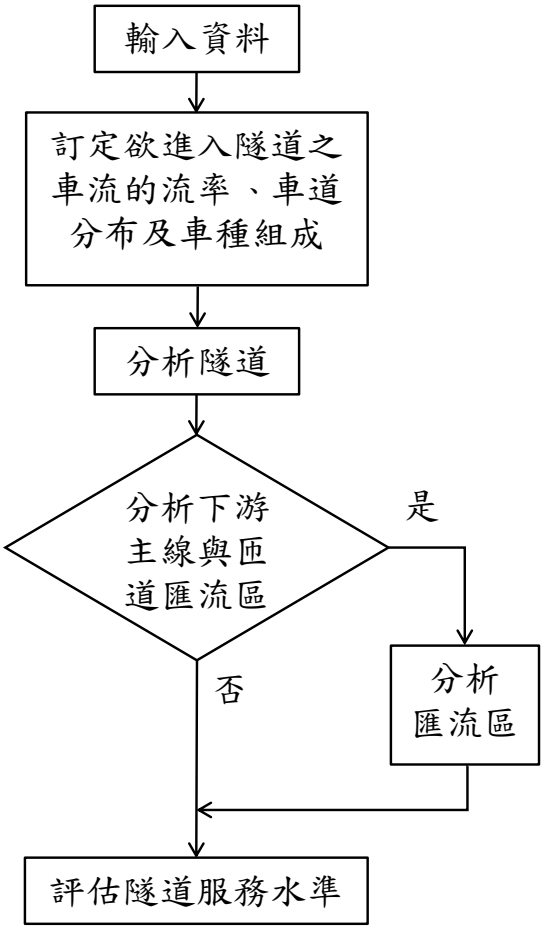


圖 8.21 公路隧道分析架構

8.5.2 輸入資料

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

1. 隧道類型。
2. 隧道速限及隧道所在地上、下游各 3 公里內最高速限。
3. 欲進入隧道之需求流率及下游進出口匝道流率。
4. 車種組成。
5. 車流隨時間及行車方向變化之相關交通參數（方向係數、設計小時流量係數及尖峰小時係數）。

8.5.3 訂定欲進入隧道的車流之流率及車種組成

欲進入隧道的需求流率宜根據尖峰 15 分鐘之流率。此流率可從現場調查或下式來估計：

$$Q_{m1} = \frac{Q_{60}}{PHF} \tag{8.1}$$

此式中，

Q_{m1} ＝ 單向尖峰 15 分鐘欲進入隧道之流率（輛/小時）；
Q_{60} ＝ 單向尖峰小時欲進入隧道之流率（輛/小時）；
PHF ＝ 尖峰小時係數。

規劃及設計一隧道時，式(8.1)中之尖峰小時流率可估計如下：

$$Q_{60} = ADT \times K \times D \tag{8.2}$$

此式中，

ADT ＝ 設計年(design year)之平均每日流量(average daily traffic)（輛/小時）；
K ＝ 設計小時流量係數；
D ＝ 流量之方向係數。

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

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

車流之方向係數 D 代表流量較高方向之流量占雙向總流量的比例。此係數之值隨路段所在地及旅次的性質而異。在臺北都會區外環之國 3 路段，其車流方向係數在 0.5 及 0.7 之間幾乎隨機變化，平均值為 0.58，第 85 百分位之值為 0.65。休閒旅次多的國 5，其車流方

向係數有隨全天流量之增大而升高之現象。全天流量在 40,000 輛左右時之方向係數在 0.5 與 0.55 之間。全天流量增加到 60,000 輛以上時，方向係數常在 0.52 與 0.6 之間。

規劃公路時，最好用同一地區內類似公路之車流狀況以選擇適用的方向係數、設計小時流量係數，及尖峰小時係數。如無現場資料，表 8.14 的數據及模式可用來訂定參數值。

表 8.14 車流方向係數 D、設計小時流量係數 K 及尖峰小時係數 PHF 參考值

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

車種組成會受交通管制措施及隧道所在地公路性質影響。所以最好用隧道現場資料，或隧道預定地點附近公路的車種組成來分析。車種可分為小車及大車，大車又可分為大客車、單體大貨車及聯結車等。以國 5 為例，小車大約占所有車輛的 97%，其他車輛為大客車。國 3 大車百分比平均大約 4%。

在下列狀況下，四種大型車輛之小車當量如圖 8.22 所示：

1. 隧道坡度≦1%，長度不超過 13 公里。
2. 隧道坡度≦2%，長度不超過 4 公里。
3. 隧道坡度≦3%，長度不超過 1 公里。

圖 8.22 之當量可用表 8.15 之模式來估計。

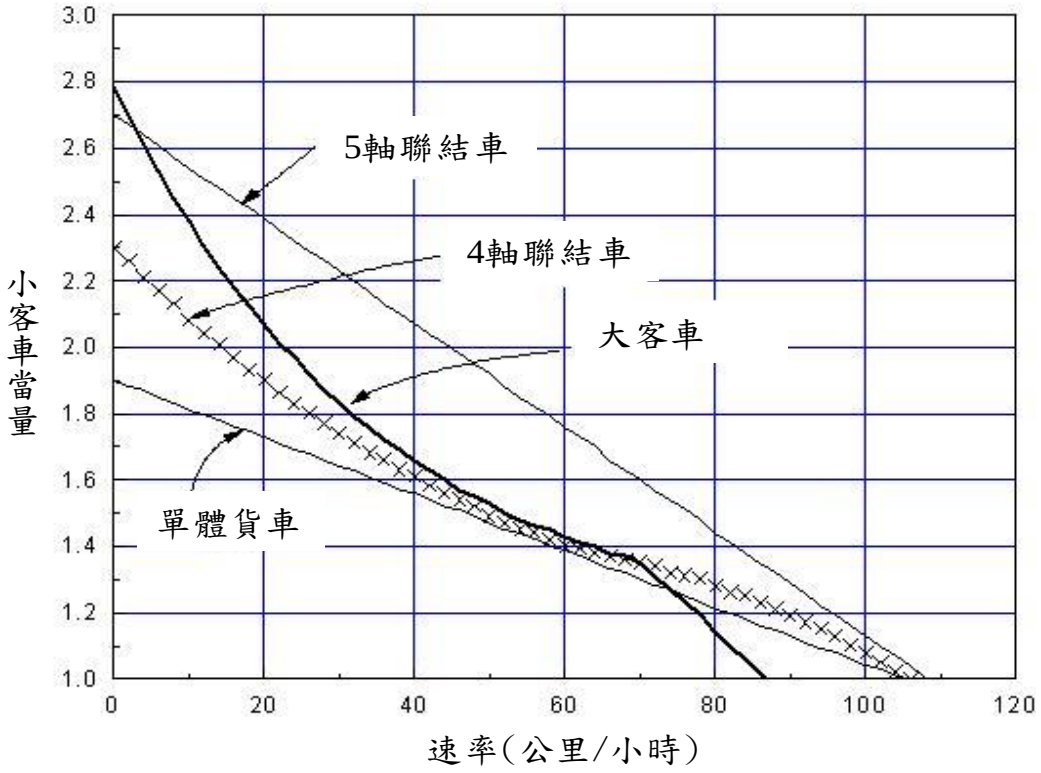


圖 8.22 大型車之小車當量

表 8.15 大型車之小車當量估計模式

車種	速率 V(公里)	估計模式
單體貨車	≦105	$E_{SU} = 1.9 - 0.00857V$
	＞105	$E_{SU} = 1.0$
4 軸聯結車	≦60	$E_{T4} = 0.88 + 1.425e^{-\frac{V}{59.398}}$
	60~105	$E_{T4} = 1.56 - \frac{4.79}{1 + e^{-\frac{V-173.9}{33.739}}}$
	＞105	$E_{T4} = 1.0$
5 軸聯結車	≦108	$E_{T5} = 2.7 - 0.0157V$
	＞108	$E_{T5} = 1.0$
大客車	＜70	$E_B = 1.13 + 1.66e^{-\frac{V}{34.93}}$
	70~87	$E_B = 2.79 - 0.0206V$
	≧87	$E_B = 1$

資料來源：[16]。

根據大型車是否分類，式(8.1)所估計之需求流率可用式(8.3a)或式(8.3b)轉換成平均每車道之對等小車流率。

$$Q_e = \frac{Q_{m1}}{N}[1 + P_{SU}(E_{SU} - 1) + P_{T4}(E_{T4} - 1) + P_{T5}(E_{T5} - 1) + P_B(E_B - 1)] \quad (8.3a)$$

$$Q_e = \frac{Q_{m1}}{N}[1 + P(E - 1)] = \frac{Q_{60}}{N(PHF)}[1 + P(E - 1)] \quad (8.3b)$$

此兩式中，

Q_e = 平均每車道之對等小車需求流率(小車/小時/道)；

Q_{m1} = 從式(8.1)所估計或現場調查所得之單向需求流率(輛/小時)；

N = 單向車道數；

P_{su} = 單體貨車之比例；

P_{T4} = 4 軸聯結車之比例；

P_{T5} = 5 軸聯結車之比例；

P_B = 大客車之比例；

P = 大車(不分車種)之比例；

E_{su} = 單體貨車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_{T4} = 4 軸聯結車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_{T5} = 5 軸聯結車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_B = 大客車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E = 大車(不分車種)之小車當量。

如果分析之車流狀況未將大車區分車種，可將所有大車當成單體貨車來分析。此外，從圖 8.22 可知小車當量隨平均速率而變。評估現存隧道若須將大車轉換成小車，宜先蒐集現場資料來估計平均速率。規劃隧道時，平均速率及小車當量之估計值互相影響。為了簡化分析，可採用 1.4 之當量值轉換成所有大車。此當量很可能稍微高估設計年內大車之對等小車數。

坡度或坡長如預期會造成大車與小車的速率有顯著的差別，則大車不宜用小車當量來轉換。本章的分析方法不能處理這問題。

8.5.4 分析隧道

圖 8.21 所示之分析架構中，分析隧道的工作重點在於根據各車道的需求流率先評估隧道在未受到下游狀況影響時之服務水準。此工作不考慮下游主線與進口匝道匯流區運轉的影響。如果後續匯流區之分析發現該區有壅塞的可能，則本工作估計的服務水準等級可能無法維持。分析隧道的工作包括下列數項：

1. 訂定隧道類型

   採用本章分析方法必須將隧道設定為表 8.3~8.10 所述八類型之一。如分析隧道的狀況顯著偏離表中所述之最適用狀況，則須謹慎判斷分析之結果。這工作須考慮隧道之車道數、長度、與下游匝道的距離，及車流係屬工作性或休閒性。

2. 估計需求流率 Q_e

   進入隧道的需求流率可從現場調查資料或式(8.1)、式(8.2)、式(8.3a)及式(8.3b)來估計。

3. 估計平均自由速率

   平均自由速率可從現場調查資料或表 8.11 所提供資料估計。

4. 訂定適用流率與速率關係並估計相關容量 Q_{max} 及平均速率 V

   根據隧道類型、平均自由速率及需求流率，以圖 8.12~8.19 或表 8.3~8.10 所提供之資料，估計容量及流率等於需求流率時之平均速率。如果平均自由速率乃從現場資料所估計，而且其值與上述圖、表中之平均自由速率不吻合，則可將現場值調高或調低，或用內插、外插法訂定適用之流率與速率關係。

5. 訂定評估用之基準速限 V_L

   基準速限之訂定須根據本章 8.4 節所述之原則。如果分析路段只包括隧道，因隧道內之速限很少會隨地點而變，所以一般的基準速限為隧道之速限。

6. 評估服務水準

   根據需求流率 Q_e 及容量 Q_{max}，隧道之 V/C 比等於 Q_e/Q_{max}。此比值可用於表 8.12 來訂定一服務水準等級（A, B, …,或 F）。平均速率 V 與速限 V_L 之比 V/V_L 可用於表 8.13 以訂定另一服務水準等級（1, 2, …,或 6）。

8.5.5 分析下游主線與匝道之匯流區

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

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

本章分析主線與進口匝道匯流區目的在於探討匯流區壅塞可能性，並進一步評估 8.5.4 節所描述之隧道分析工作是否高估隧道能維持的服務水準。目前的資料不足以建立估計匯流區壅塞程度及其影響的方法。所以本章分析匯流區之方法不嚴謹，分析結果只適合做規劃及設計參考。

分析匯流區前必須決定是否有必要分析匯流區。一般而言，下游匯流區離隧道越遠，影響隧道車流運轉的可能性越低。但是如果匯流區有壅塞，而且壅塞狀況持久不散，則慢速行向匯流區之車隊也可能向上游回堵好幾公里。換言之，下游匯流區離隧道須多遠才不必分析沒有規則可遵行。以國 5 主線與進口匝道匯流路段的狀況而言，全天流量大約在 40,000 輛以上時，匯流區就可能會有壅塞現象。此外，南下車流之壅塞狀況有時從彭山隧道延伸到石碇隧道（大約 5 公里）。本章建議在下列狀況下，應分析匯流區對上游匝道的影響。分析匯流區之程序如圖 8.23 所示。下列數節說明分析工作。

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

8.5.5.1 主線外車道流率及進口匝道流率

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

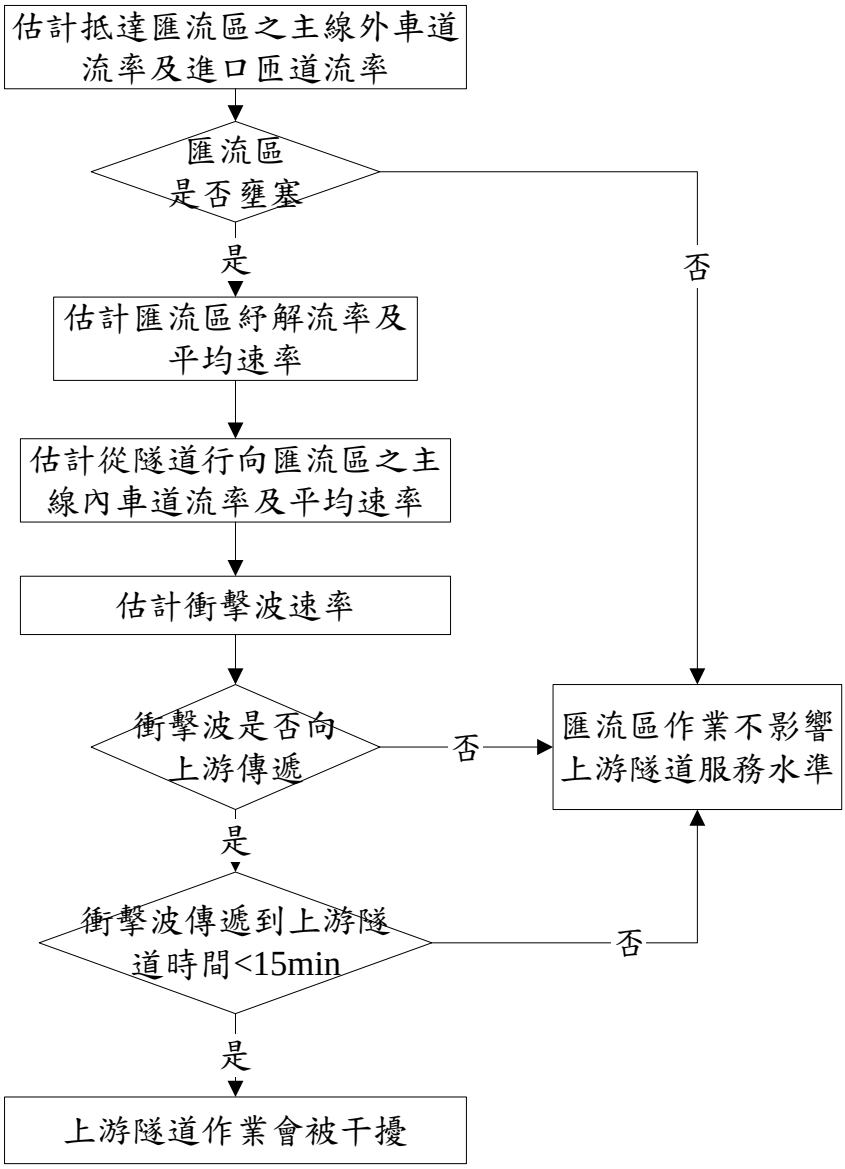


圖 8.23 分析匯流區之程序

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

$$(Q_{m3})_n = [0.453(Q_{m1} - Q_{r1}) + 14][1 + P_n(E-1)] \quad (8.4)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ = 匯流區上游之主線外車道($n = 2$)流率（小車/小時）；

Q_{m1} = 欲進入隧道之需求流率（輛/小時）；

Q_{r1} = 出口匝道之流率（輛/小時）；

P_n = 從表 8.16 所列之模式或其他資料所估計之第 2 車道（外車道，n=2）大車比例；

E = 大車之小車當量(代表值 1.4)

表 8.16 單向 2 車道車流之車道分佈及各車道上大車比例

項目	車道 i	模式
大車比例 P_i	1（內）	$P_1 = \frac{Q_{m1}P(1-f)}{0.525Q_{m1}-13}$
	2（外）	$P_2 = \frac{Q_{m1}Pf}{0.475Q_{m1}+13}$
流率（小車/小時）Q_i	1（內）	$Q_1 = (0.525Q_{m1} - 13)[1 + P_1(E-1)]$
	2（外）	$Q_2 = (0.475Q_{m1} + 13)[1 + P_2(E-1)]$
註：Q_{m1}= 單向需求流率（輛/小時）。 P = 大車占主線總車輛之比例。 f = 大車中使用第 2 車道（外車道）之比例。 E = 大車之小車當量（平坦路段建議值：1.4）。		

目前沒有適合的現場資料探討單向 3 或 4 車道時，抵達匯流區之主線外車道流率與其影響因素的關係。在此情況下，本章採用下列單純的公式來估計外車道流率：

$$(Q_{m3})_n = Q_n - 0.4Q_{r1}\left[1 + \frac{1.4Q_{m1}PR_n}{Q_n}(E-1)\right] \quad (8.5)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ = 匯流區上游之主線外車道($n = 3$；4)流率（小車/小時）；

Q_n = 從表 8.17 模式所估計在隧道外車道之流率（小車/小時）；

3 車道隧道：$n = 3$；4 車道隧道：$n = 4$

Q_{r1} = 出口匝道之需求流率（輛/小時）；

Q_{m1} = 欲進入隧道之需求流率（輛/小時）；

P = 大車占主線總車輛之比例；

R_n = 從表 8.18 或預期情況估計之外車道(車道 n)之大車比例；

E = 大車之小車當量(代表值 1.4)

表 8.17 單向 3 或 4 車道車流之車道分布模式

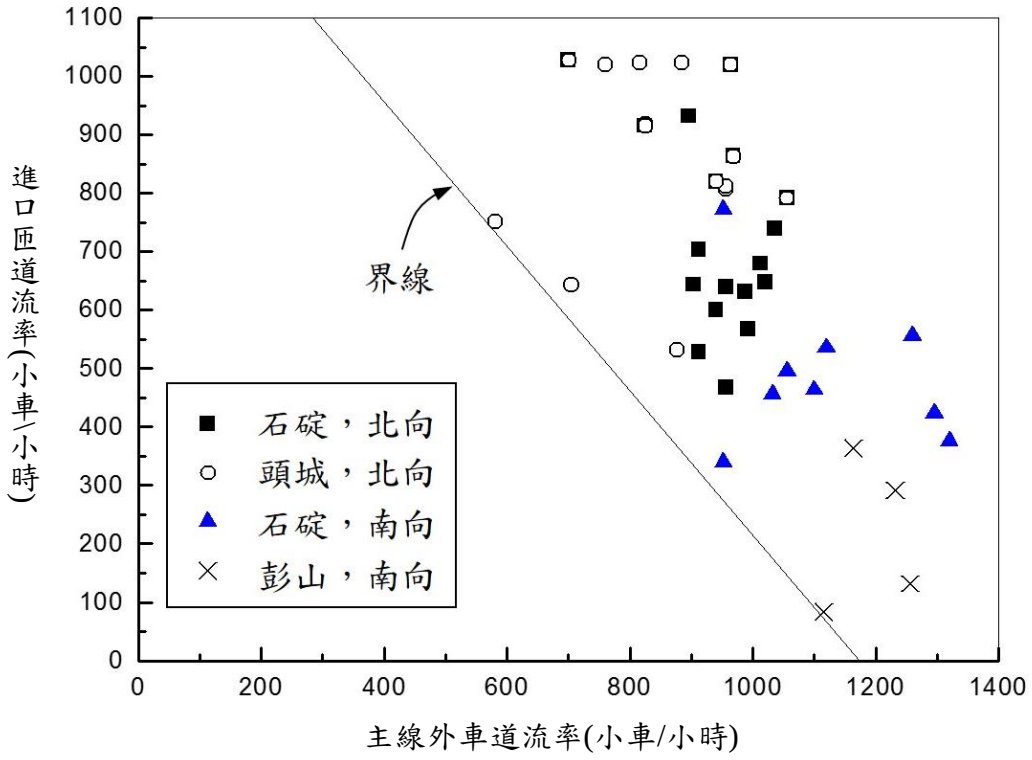
單向車道數	車道 i	模式
3	1（內）	$Q_1 = -257 + 0.581Q_p - 3.243 \times 10^{-5}Q_p^2$
	2	$Q_2 = -130 + 0.479Q_p - 2.209 \times 10^{-5}Q_p^2$
	3（外）	$Q_3 = Q_p - Q_1 - Q_2$
4	1（內）	$Q_1 = -354 + 0.528Q_p - 2.744 \times 10^{-5}Q_p^2$
	2	$Q_2 = -103 + 0.402Q_p - 1.608 \times 10^{-5}Q_p^2$
	3	$Q_3 = 16.9 + 0.220Q_p + 3.0 \times 10^{-6}Q_p^2$
	4（外）	$Q_4 = Q_p - Q_1 - Q_2 - Q_3$
註：$Q_p = Q_{m1}$ [1 + $P(E-1)$]小車/小時。 Q_{m1} = 單向需求流率（輛/小時）。 P = 大車比例。 E = 大車之小車當量。 模式適用範圍：3 車道 Q_p =2,500~5,500；4 車道 Q_p=2,500~8,000		

表 8.18 單向 3 或 4 車道大車之車道分布

單向車道數	車道 i	大車比例 R_i
3	1	0.13
	2	0.35
	3	0.52
4	1	0.04
	2	0.06
	3	0.38
	4	0.52

8.5.5.2 匯流區壅塞之條件

從式(8.4)或式(8.5)估計之$(Q_{m3})_n$及進口匝道流率 Q_{r2}，可以從圖 8.24 探討匯流區壅塞的可能性。此圖顯示國 5 之 4 個匯流區進入壅塞狀況之前，主線外車道流率及進口匝道流率的組合。目前的資料有限，所以尚未能估計不同組合下會有壅塞情況之機率。大致而言，如果$(Q_{m3})_n$及 Q_{r2} 的組合在圖 8.24 直線的右上方，則有壅塞的可能。換言之，此直線所代表的主線外車道流率及進口匝道流率之和大約在 1,200 及 1,400 小車/小時之間。但多數壅塞前之總流率超過 1,550 小車/小時。



資料來源：[15]。

圖 8.24 壅塞前之主線外車道與進口匝道之流率關係

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

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

$$(Q_{m3})_n+Q_{r2}[1+P_{r2}(E\text{-}1)] \geq 1{,}550 \quad (8.6)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ ＝匯流區上游之主線外車道流率（小車/小時）；

Q_{r2} ＝進口匝道之流率（輛/小時）；

P_{r2} ＝進口匝道車流之大車比例；

E ＝大車之小車當量(建議值 1.4)。

如果主線外車道流率及進口匝道流率不符合式(8.6)之條件，則匯流區之交通運轉不會影響到上游隧道之服務水準。在這情況下，不必繼續分析匯流區之車流狀況。

8.5.5.3 匯流區疏解流率及平均速率

匯流區壅塞之後是否對上游路段的交通運轉會有影響視其疏解流率及平均速率而定。如圖 8.25 所示，疏解流率有隨速率及速限而增高的現象。下列二式可用來估計不同疏解速率時之疏解流率：

1.速限：100~110 公里/小時

$$Q_d = -33.2 + 77.9S_d - 0.78{S_d}^2 \quad (8.7)$$

2.速限：80~90 公里/小時

$$Q_d = 175 + 59.0S_d - 0.56{S_d}^2 \quad (8.8)$$

上兩式中，

Q_d ＝壅塞後之疏解流率（小車/小時/車道）；

S_d ＝壅塞後之疏解平均速率（公里/小時）。

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

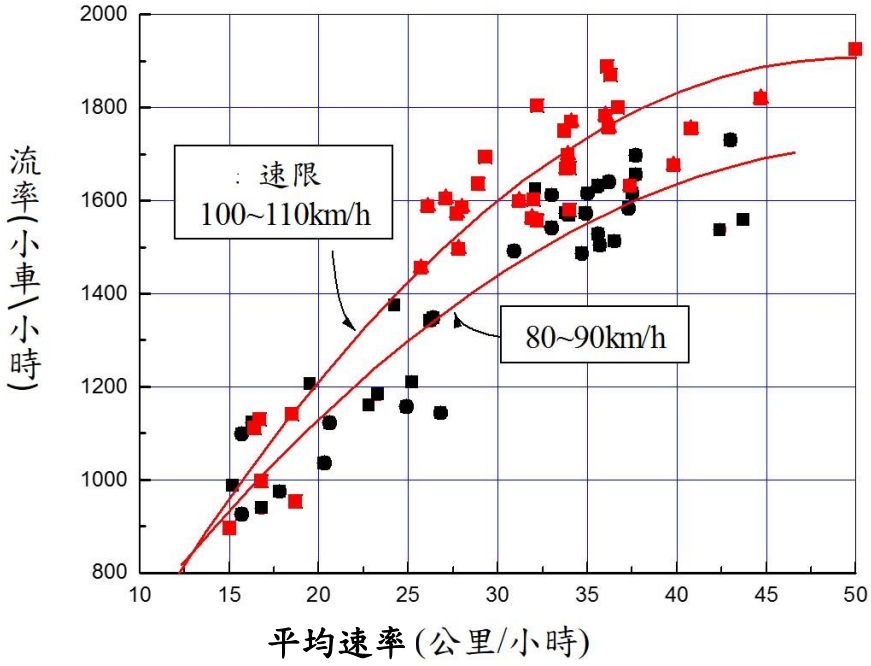


圖 8.25 壅塞狀況下匯流區之流率與速率關係

8.5.5.4 匯流區上游主線內車道之流率及平均速率

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

主線單向有 2 車道時，匯流區上游內車道的流率可估計如下：

$$(Q_{m3})_1 = [0.547(Q_{m1} - Q_{r1}) - 14][1 + P_1(E-1)] \quad (8.9)$$

此式中，

$(Q_{m3})_1$ ＝匯流區上游之主線內車道流率（小車/小時）；

Q_{m1} ＝欲進入隧道之需求流率（輛/小時）；

Q_{r1} ＝出口匝道之需求流率（輛/小時）；

P_1 ＝根據表 8.16 所估計之內車道大車比例；

E ＝大車之小車當量(建議值 1.4)。

$(Q_{m3})_1$ 之相關平均速率可根據表 8.19 及圖 8.26 來估計。圖 8.26 每一代表性流率與速率關係可用下列來代表：

$$S_m = A + \frac{B - A}{1 + e^{-\frac{(Q_{m3})_1 - C}{D}}} \quad (8.10)$$

此式中，

S_m ＝匯流區上游主線內車道之平均速率（公里/小時）；

A, B, C, D ＝表 8.20 所示的參數。

表 8.19 匯流區上游主線內車道自由速率估計值

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

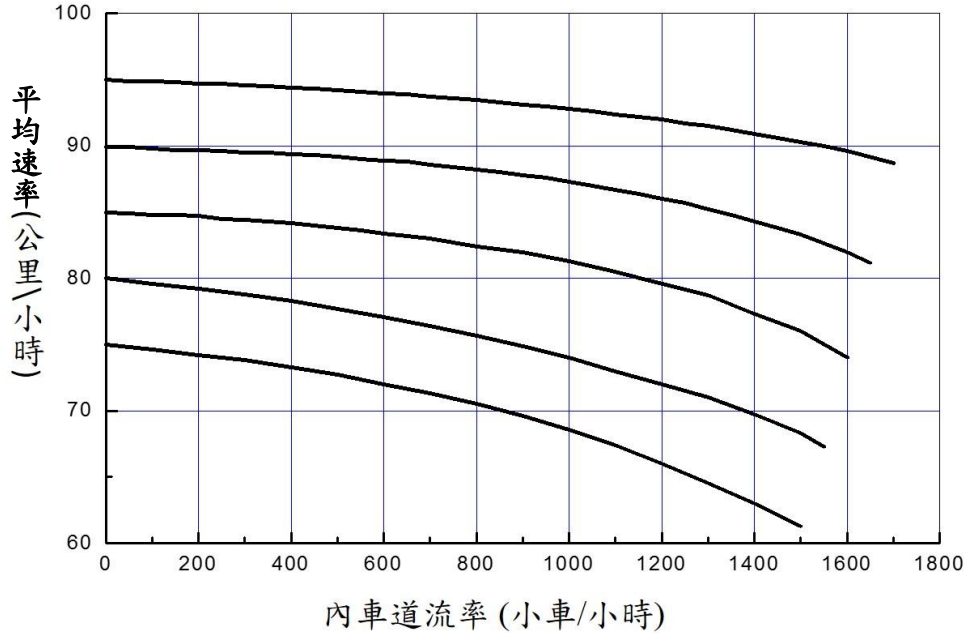


圖 8.26 匯流區上游主線內車道流率與速率關係（單向 2 車道）

表 8.20　式(8.10)之參數(單向 2 車道)

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

主線單向有 3 或 4 車道時，本章假設匯流區上游之主線內車道車流與隧道內車道車流有同樣的流率。此流率$(Q_{m3})_1$等於表 8.17 中之 Q_1 但不能超過平均每車道之容量，其相關速率 S_m 等於本章 8.5.4 節所述，隧道內之平均速率 V。

8.5.5.5 衝擊波速率

圖 8.27 顯示匯流區壅塞之後，車輛在壅塞車隊及壅塞車隊上游的近似時空軌跡。在壅塞車隊內，車流的流率為 Q_d（見式 8.7 及式 8.8），其平均速率為 S_d（建議值：25 公里/小時）。壅塞車隊上游主線內車道之流率及平均速率各為$(Q_{m3})_1$及 S_m。

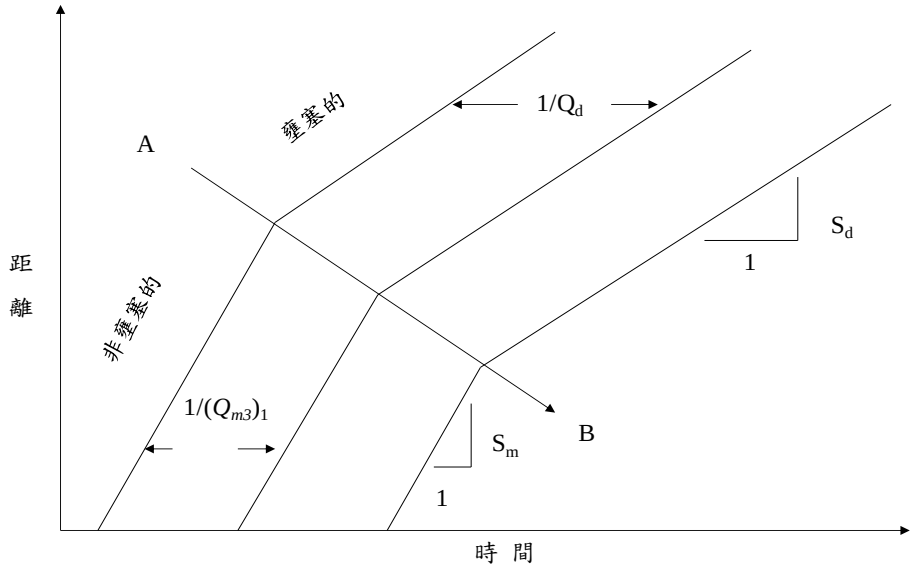


圖 8.27 衝擊波形成的示意圖

上游車輛以高速加入壅塞車隊時，壅塞車隊的尾端可能向下游移動，但也可能向上游移動。壅塞車隊尾端相對路面的移動可稱為衝擊波。圖 8.27 中箭頭 A→B 表示壅塞車隊尾端向上游移動，換言之，壅塞車隊向上游擴展。在這種情況之下，鄰近的上游隧道交通運轉可能受影響。

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

$$V = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{K_d - K_m} = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{Q_d/S_d - (Q_{m3})_1/S_m} \tag{8.11}$$

此式中，

V = 衝擊波速率（公里/小時）；

K_d = 壅塞車隊之密度（輛/公里），等於 Q_d/S_d；

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

8.5.5.6 判斷衝擊波的影響

從式(8.11)估計的衝擊波速率若屬正值，則壅塞車隊尾端向下游移動，不會回堵上游隧道。在此情況下，本章 8.5.4 節所述之分析結果不會受到匯流區交通狀況之影響。

如果式(8.11)之衝擊波速率為負值，則壅塞車隊尾端向上游移動，其抵達上游隧道之旅行時間可估計如下：

$$\mathrm{T} = -\frac{60D}{V} \tag{8.12}$$

此式中，

T =壅塞車隊尾端從匯流區擴展到上游隧道所需之時間（分）；

D =匯流區與上游隧道之距離（公里）；

V =衝擊波速率（公里/小時）。

衝擊波抵達上游隧道所需之時間越短，衝擊波對隧道交通運轉之負面影響越大。式(8.12)之 T 值若小於評估之時段(如 15 分鐘或 1 小時)，上游隧道不能維持本章 8.5.4 節所述工作所估計的服務水準。

8.6 下游隧道之影響

一隧道下游如果另有一隧道，則在下列情況時可考慮評估下游隧道交通運轉對分析對象隧道的影響：

1. 分析對象隧道之流率/容量比小於 1.0。
2. 兩隧道之間沒有匝道，或有匯流區但該區不會進入壅塞狀況。
3. 下游隧道之需求流率高於容量。

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

$$V_u = \frac{Q_t - Q_u}{Q_t/S_t - Q_u/S_u} \tag{8.13}$$

此式中，

V_u =下游隧道所造成的衝擊波速率（公里/小時）；

Q_t =下游隧道之容量（小車/小時/車道）；

Q_u =行向下游隧道之流率（小車/小時/車道）；

S_t =下游隧道流率為 Q_t 時之平均速率（公里/小時）；

S_u =行向下游隧道之流率為 Q_u 時之平均速率，假設等於上游隧道內平均速率（公里/小時）。

從式(8.13)估計之衝擊波速率若為負值，則 8.5.5.6 節之手續可用來判斷衝擊波對上游隧道之影響。

如果兩隧道之間沒有匝道，一粗略的分析是假設 Q_u 及 S_u 各等於上游隧道內車道之流率及平均速率。根據這假設，本章 8.5.4 節分析隧道所用之流率及平均速率可直接用來代表 Q_u 及 S_u。

8.7 應用例題

8.7.1 例題 1

一快速公路上有一長 6 公里之隧道。此隧道單向有 2 車道。隧道上游 6 公里處有一進口匝道。下游 3 公里處有一進口匝道。試問本章分析法可否用來分析上述隧道。

解：

如果上述隧道遠離都會區，因而有傾向休閒性的車流，則此隧道類似表 8.7 之類型 3 隧道。如果隧道位於都會區，其車流屬工作性，則此隧道最類似的隧道為表 8.3 之隧道。但是表 8.3 的流率與速率關係屬單向 3 車道隧道。用這些關係分析單向 2 車道隧道時可能低估平均速率及平均每車道之容量。另一方面，表 8.3 最適合用來分析長度不超過 2 公里之隧道。用來分析長 6 公里之隧道有可能高估容量。因此規劃工作須了解分析結果與實際情況的潛在差異。

8.7.2 例題 2

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

解：

根據式(8.4)，抵達匯流區之主線外車道流率為：

$(Q_{m3})_2$=(0.453×2,500+14)[1+0.104×(1.4－1)] = 1,194 小車/小時

進口匝道之流率等於 500×[1+0.03×(1.4－1)] = 506 小車/小時。

所以式(8.6)中主線外車道流率及進口匝道流率之和（1,194 + 506 小車/小時）超過 1,550 小車/小時。因此匯流區很可能進入壅塞狀況。

假設匯流區進入壅塞狀況之後的車流疏解速率為 S_d = 25 公里/小時，則疏解流率可從式(8.8)估計如下：

Q_d=175+59.0×25-0.56×25^2=1,300 小車/小時

匯流區上游主線內車道的流率可從式(8.9)來估計：

$(Q_{m3})_1$= (0.547×2,500-14)×[1+0×(1.4－1)] = 1,354 小車/小時

匯流區上游主線內車道的自由速率大約為 85 公里/小時（表 8.19）。因此主線內車道有 1,354 小車/小時之流率時的平均速率可從圖 8.26 或式(8.9)來估計。如用式(8.10)，則主線內車道的平均速率為：

$$S_m = 85.9 - \frac{156.4+85.9}{1+e^{-\frac{1,354-3,139.1}{611.7}}} = 73\text{公里/小時}$$

根據匯流區之疏解流率及疏解速率，及主線內車道之流率及速率，匯流區壅塞所造成的衝擊波速率可從式(8.11)估計如下：

$$V = \frac{1,300-1,354}{1,300/25-1,354/73} = -1.6\text{公里/小時}$$

因為 V 為正值，所以衝擊波以 1.6 公里/小時向上游傳遞。上游隧道離匯流區有 2 公里，所以衝擊波在 2/1.6=1.25 小時後抵達上游隧道。因此匯流區之車流運轉對上游隧道尖峰 15 分鐘的運轉品質不會有顯著影響。

8.7.3 例題 3

一休閒性高速公路上單向有 2 車道。此公路的速限為 90 公里/小時，但是其一長 8 公里的隧道速限為 80 公里/小時。依照現行法規，車輛在長度超過 4 公里之隧道內會受最小行車間距之約束。但此隧道特殊，車輛不受最小間距的限制。其上游一公里處有一進口匝道，下游一公里處有一出口匝道，其流率為 600 輛/小時。出口匝道下游 500 公尺處有一進口匝道，此進口匝道之流率為 300 輛/小時。在尖峰小時內欲進入隧道的流率等於 2,000 輛/小時，其尖峰小時係數為 0.9。主線及匝道車流之 5%的車輛為大車，其餘為小車。大車須行駛外車道。試估計此隧道的容量及服務水準。

解：

1. 隧道類型

受最小行車間距限制及不受限制之車流很可能有顯著不同的特性，因此本例的分析隧道不宜當作有行車間距限制的隧道來分析。此隧道最接近表 8.7 之類型 3 隧道。

2. 需求流率

(1) 大車之小車當量：1.4（採用建議值）。

(2) 對等小車流率（式 8.3b）：

$$Q_e = \frac{2000}{2(0.9)}[1 + 0.05(1.4 - 1)] = 1{,}133 \text{ 小車/小時/車道}$$

3. 平均自由速率（表 8.11）

90 公里/小時（休閒性；速限 80 公里/小時；無行車間距限制）。

4. 流率與速率關係，容量及平均速率

採用表 8.7 平均自由速率 90 公里/小時流率與速率關係及容量。

(1) 容量 Q_{max}=1,450 小車/小時/車道。

(2) 需求流率 Q_e=1,133 小車/小時/車道之平均速率

$$V = 93.8 - \frac{201.202}{1+e^{-\frac{1{,}133-3{,}059.8}{777.5}}} = 78 \text{ 公里/小時}$$

5. 訂定評估用之基準速限 V_L

因為分析路段為隧道，而隧道速限為 80 公里/小時，所以基準

速限為 80 公里/小時。

6. 評估在不受下游狀況影響時之隧道服務水準

(1) V/C 比 $= Q_e/Q_{max} = 1{,}133/1{,}450 = 0.78$。

服務水準等級（表 8.12）：C

(2) 平均速率/速限比= 78/80= 0.98。

服務水準等級（表 8.13）：1

(3) 綜合服務水準等級：C1

上述分析將 8 公里長的隧道當作大約 4 公里長的隧道來分析。分析結果是否高估服務水準不能確定。

7. 匯流區上游（進口匝道上游）主線外車道流率（式 8.4）

(1) Q_{m1} =2,000/0.9=2,222 輛/小時(式 8.1)，

(2) P_2 =2,222×0.05×1.0/(0.475×2,222+13)=0.1(表 8.16)，

(3) $(Q_{m3})_2$ =[0.453×(2,222-600)+14][1+0.1×(1.4-1)]

= 779 小車/小時

8. 進口匝道流率

進口匝道流率為 300 輛/小時。此流率相當於 300 × [1 + 0.05 × (1.4 - 1)] = 306 小車/小時

9. 匯流區壅塞可能性

主線外車道及進口匝道流率之和等於 779+ 306 = 1,085 小車/小時。此匯合流率小於 1,550 小車/小時，不符合式(8.6)之壅塞條件。因此匯流區運轉會影響上游隧道之可能性很低。

10. 結論

其服務水準為 C1 級。本例題之隧道長度為 8 公里，但上述之分析將隧道長度當作大約 4 公里，所以可能高估容量及平均速率。因為分析結果顯示 V/C 比為 0.78，所以如果高估容量，則實際的服務水準可能屬 D 級。另一方面，平均速率/速限比低於 0.9 所屬的服務水準才會降到 3 級。所以平均速率須高估 6 公里/小時以上才會誤判平均速率所屬的服務水準。

8.7.4 例題 4

一工作性公路平坦路段上有一長 2.5 公里，單向有 3 車道的隧道。隧道下游 3 公里處有一出口匝道，下游 3.5 公里處有一進口匝道。隧道內外及其他路段的速限皆為 90 公里/小時。尖峰 15 分鐘欲進入隧道之流率為 4,200 輛/小時，從出口匝道離開之流率為 100 輛/小時。從進口匝道進入主線的流率為 600 輛/小時。主線及出口匝道車輛中有 4%之大車。進口匝道車輛中大車之比例為 0.07。試評估上述隧道之服務水準。

解：

1. 隧道類型

上述隧道類型類似表 8.3 之工作性車流路段。因此本例用表 8.3 之車流特性分析此隧道。

2. 需求流率

(1) 大車之小車當量：1.4（採用建議值）。

(2) 對等小車流率（式 8.3b）：

$$Q_e = \frac{4200}{3}[1 + 0.04(1.4 - 1)] = 1{,}422 \text{ 小車/小時/車道}$$

3. 平均自由速率（表 8.11）

95 公里/小時（工作性車流；速限 90 公里/小時）

4. 流率與速率關係，容量及平均速率

採用表 8.3 平均自由速率 95 公里/小時之流率與速率關係

(1) 容量 Q_{max}=1,800 小車/小時/車道。

(2) 需求流率 Q_e=1,422 小車/小時/車道之平均速率：

$$V = 95.4 - \frac{147.514}{1+e^{-\frac{1{,}422-2{,}519.9}{407.38}}} = 86 \text{ 公里/小時}$$

5. 訂定評估用之速限 V_L

因為隧道內、外速限皆為 90 公里/小時，所以適用之速限為 90 公里/小時。

6. 評估在不受下游狀況影響時之隧道服務水準

(1) V/C 比=Q_e/Q_{max}=1,422/1,800=0.79。
服務水準等級（表 8.12）：C

(2) 平均速率/速限比：V/V_L =86/90=0.96。
服務水準等級（表 8.13）：1

(3) 綜合服務水準等級：C1

7. 匯流區上游主線外車道流率（式 8.5）

(1) 估計 Q_3（隧道內外車道流率）（表 8.17）。

$Q_P = 4200\times[1+0.04\times(1.4-1)] = 4{,}267$ 小車/小時

$Q_1 = -257+0.581\times4{,}267-3.243\times10^{-5}\times4{,}267^2 = 1{,}632$ 小車/小時

$Q_2 = -130+0.479\times4{,}267-2.209\times10^{-5}\times4{,}267^2 = 1{,}512$ 小車/小時

$Q_3 = 4{,}267-1{,}632-1{,}512 = 1{,}123$ 小車/小時

(2) 估計抵達匯流區之主線外車道（n=3）流率（式 8.5）。

Q_{r1} = 100 輛/小時(進入出口匝道之流率)

Q_{m1} = 4,200 輛/小時(進入隧道之尖峰 15 分鐘流率)

P = 0.04(大車佔 Q_{m1} 之比例)

R_3 = 0.52(表 8.18)

$$(Q_{m3})_3 = 1{,}123 - 0.4\times100\left[1+\frac{1.4\times4{,}200\times0.04\times0.52}{1{,}123}(1.4-1)\right]$$

$$= 1{,}081 \text{ 小車/小時}$$

8. 進口匝道流率

$Q_{r3}[1+P_{r2}(E\text{-}1)]=600[1+0.07\times(1.4\text{-}1)]=617$ 小車/小時

9. 匯流區壅塞的可能性（式 8.6）

匯流區上游主線外車道流率(Qm3)3 及進口匝道流率之和等於 1,081+617=1,698 小車/小時。此總流率超過 1,550 小車/小時，所以匯流區很可能進入壅塞狀況（式 8.6）。因此須評估匯流區對上游隧道服務品質的影響。

10. 匯流區疏解速率及流率

假設匯流區進入壅塞狀況之後的疏解速率 S_d 為 25 公里/小時，則疏解率可從式(8.8)來估計：

Q_d=175+59.0×25-0.56×25^2=1,300 小車/小時

11. 匯流區上游主線內車道之流率及速率

因為主線單向超過 2 車道，根據 8.5.5.4 節，主線內車道流率 $(Q_{m3})_1$ 可假設等於本例題第 7 項所估計之隧道內車道流率 Q_1(但不能超過容量 1,800 小車/小時/車道)，亦即 1,632 小車/小時，其相關之平均速率 S_m 則等於第 4 項之 V = 86 公里/小時。

12. 匯流區所造成之衝擊波（式 8.11）

匯流區進入壅塞之後的疏解流率為 1,300 小車/小時，但行向匯流區之內車道流率為 1,632 小車/小時，因此可能有衝擊波會向上游傳遞。根據式(8.11)，衝擊波之速率為：

$$V_a = \frac{1{,}300\text{-}1{,}632}{1{,}300/25\text{-}1{,}632/86} = -10 \text{ 公里/小時}$$

13. 匯流區車流運轉對上游隧道之影響

衝擊波之速率為負值，所以衝擊波會向上游傳遞並在 3.5/10×60=21 分鐘後抵達上游隧道，因此匯流區之壅塞對上游隧道尖峰 15 分鐘的影響很可能不會顯著。但如果接近尖峰 15 分鐘之流率繼續通過隧道，則在尖峰 15 分鐘之後數分鐘之內，隧道可能會因為下游壅塞回堵也進入壅塞狀況。

14. 結論

本例題之隧道在尖峰 15 分鐘時能維持 C1 之服務水準。隧道車流之壅塞程度及平均速率尚可接受。但需求流率持續約 21 分鐘後，很容易進入不穩定之車流狀況。

參考文獻

1. *Underground Transportation Systems in Europe: Safety Operations and Emergency Response*, FHWA-PL-06-016, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., June 2006.
2. *National Tunnel Inspection Standards*, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., http://www.federalregister.gov, accessed 7/22/2010.
3. Lemke, K., "Road Safety in Tunnels," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1740*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 170-174.
4. Sala, G., Brignolo, R., Carrubba, E., Jallasse, U., and Shinar, D., "Improvement of Accident Prevention in Road Tunnel through Intelligent Infrastructures and Intelligent Vehicles Operation," *Proceedings of Intelligent Transportation Systems*, 2003.
5. "Mont Blanc Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
6. "Tauern Road Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
7. "Gotthard Road Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
8. Khoury, G. A., "EU Tunnel Fire Safety Action," *Tunnels and Tunnelling International*, April 2003, pp.20-23.
9. Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network, *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
10. *FHWA Road Tunnel Design Guidelines*, FHWA-IF-05-023, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., July 2004.
11. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*, American Association of State Highway and Transportation Officials, June 2010.
12. National Fire Protection Association, *NFPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges and Other Limited Access Highway,* Quincy, Massachusetts, 2011.
13. "*Regulations, Standards and Guidelines*," Workshop on Safety and Security in Roadway Tunnels, NCHRP 20-7 Task 230, Irvine, California, November 28-29, 2008.

14. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(2/3)」，101-96-1315，交通部運輸研究所，民國 101 年 7 月。
15. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(3/3) 」，102-94-1330，交通部運輸研究所，民國 102 年 4 月。
16. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-097-1419，交通部運輸研究所，民國 107 年 11 月。
17. "Gotthard Tunnel Reopens," Dec. 21, 2001, Articles.cnn.com, accessed 12/26/2010.
18. 張瓊文、林豐博、曾平毅，「雪山隧道內車流特性與容量之分析」，中國土木水利工程學刊，第二十二卷第三期，民國 99 年 9 月，頁 141-148。
19. TG Road Safety, *Safety Distance between Vehicles*, Conference of European Directors of Roads, April 2010.
20. "Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network", *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
21. Washington State Department of Transportation, News Archives, "State Re-evaluate Safety Campaign," Accessed May 2008, http://www.wsdot.wa.gov/news, 2006
22. "Anton Anderson Memorial Tunnel," Alaska State Department of Transportation, www.dot.state.ak.us, accessed 12/26/2010.
23. Levinson, H. S., Golenberg, M. and Howard, J., " Callahan Tunnel Capacity Management," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1956,* TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp.1-10.
24. Chin, H. C., and May, A. D., "Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1320,* TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1991, pp.75-82.
25. *Hub Bound Travel Report*, New York Metropolitan Transportation Council, 2008.
26. Koshi, M., Kuwarara, M. and Acahane, M., "Capacity of Sags and Tunnels on Japanese Motorways," *ITE Journal*, Vol. 62, No.5, 1992, pp.17-22.
27. *Highway Capacity Manual*, Korea Ministry of Construction, 1992.

28. Brilon, W., and F. Weiser. Two-Lane Rural Highways: The German Experience. In Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board*, No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp.38-47.

第九章 市區高架快速道路基本路段

目　錄

頁次
9.1 緒論 9-1
9.2 車流特性 9-2
9.2.1 基本狀況 9-2
9.2.2 車種組成 9-2
9.2.3 車輛之車道分布 9-2
9.2.4 速率、密度、流率與占有率的關係 9-2
9.2.5 容量 9-9
9.3 績效指標及服務水準劃分標準 9-10
9.4 分析方法 9-12
9.4.1 訂定單方向需求流率及車種組成 9-12
9.4.2 訂定須維持之服務水準及服務流率 9-14
9.4.3 訂定幾何設計 9-14
9.4.4 估計在基本狀況下車道之對等需求流率 9-14
9.4.5 評估服務水準 9-15
9.4.6 修訂幾何設計並重新分析 9-16
9.5 應用範例 9-16
9.5.1 例題 1：規劃及設計分析 9-16
9.5.2 例題 2：運轉分析 9-19
參考文獻 9-20

圖 目 錄

頁次

圖 9.1　3 車道主線車流之車道分布 9-3
圖 9.2　3 車道主線內、外側車道平均速率隨時間之變化 9-4
圖 9.3　3 車道主線內、外側車道流率隨時間之變化 9-4
圖 9.4　2 車道主線內、外側車道平均速率隨時間之變化 9-5
圖 9.5　2 車道主線內、外側車道流率隨時間之變化 9-5
圖 9.6　2 車道主線流率與密度之關係 9-6
圖 9.7　3 車道主線流率與密度之關係 9-6
圖 9.8　3 車道主線平均速率與密度之關係 9-7
圖 9.9　2 車道主線平均速率與密度之關係 9-7
圖 9.10　3 車道主線平均速率與流率之關係 9-8
圖 9.11　2 車道主線平均速率與流率之關係 9-8
圖 9.12　單向平均速率與流率之代表性關係 9-10
圖 9.13　分析流程 9-13

表 目 錄

頁次

表 9.1　根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準 9-11
表 9.2　根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準 9-11
表 9.3　不同服務水準狀況下之服務流率 9-12
表 9.4　單方向 2 車道之分析數據 9-18
表 9.5　單方向 3 車道之分析數據 9-19

9.1 緒論

根據內政部頒布之「市區道路及附屬工程設計規範」[1]，快速道路指出入口施以完全或部分管制，提供穿越都市之通過性交通及都市內通過性交通之主要幹線道路。該規範亦指出快速道路汽車道之車道寬以 3.5 公尺以上為宜，最小不得小於 3.25 公尺；路肩寬則不得小於 0.25 公尺。

因受路權之限制及須提供市區內短程旅次轉運之功能，現有市區內快速道路常以高架設置，且其設計標準並不理想。例如臺北市之高架快速道路並無明顯的路肩，因而造成維修及事故處理之困難。此外，為提供較高的可及性，市區高架快速道路之進、出口匝道間的距離通常甚短。以臺北市建國高架快速道路為例，其進、出口匝道間的距離最短的為 0.2 公里，最長也不過是 1.0 公里。頻繁的進、出口在尖峰時段容易因車流交織或進、出併流造成回堵之影響而產生嚴重的壅塞。

市區高架快速道路之容量分析須考慮下列路段之交通特性：主線之基本路段、進出口匝道與主線銜接路段、進出口匝道與平面道路銜接路段及交流道。本章重點放在主線之基本路段。

基本路段指在兩相鄰匝道中間之路段，此路段之車流狀況可能仍受到鄰近匝道車流之影響。但一般而言，從進口匝道匯入之車輛已完成加速，而準備從出口匝道離開之車輛尚無減速之必要，所以基本路段上之車流特性最為穩定。

本章之容量分析方法乃沿用「2001 年台灣地區公路容量手冊」[2]，大部份內容係根據本所在 1995(民國 84)年及 1996 年間從臺北市建國高架快速道路主線 2 車道與 3 車道等二類車輛調查資料分析而完成[3,4]。臺灣市區目前有不少其他高架快速道路，但本所尚未探討這些道路之車流特性，因此不能對 2001 年之分析方法做實值的更新。本章只將 2001 年手冊的分析方法做下列的小幅更新：

1. 分析對象不是個別車道之運轉，而是單向所有車道之綜合運轉。
2. 分析容量從能持續 15 分鐘之流率改為持續 1 小時之流率。
3. 績效指標從密度及平均速率改用流量/容量及平均速率/速限比。

9.2 車流特性

9.2.1 基本狀況

本章所指的基本狀況包括：

1. 車流中只有小客車。
2. 車道寬為 3.5 公尺。
3. 內、外側路肩之平均路肩寬度為 0.35 公尺。
4. 直線高架路段。
5. 晴朗天氣並有良好鋪面。

9.2.2 車種組成

目前法規禁止大型車輛使用市區高架快速道路，大客車不在此限；但以臺北市建國高架快速道路為例，仍有經申請許可通行，車長超過 11 公尺之大型車輛。因市區快速道路之坡度甚小，而且縱使有坡度，坡長也短，所以少數的大型車輛對容量及車流之運轉並不會有顯著的影響。

9.2.3 車輛之車道分布

本章將車道分為外車道及內車道。外車道為靠右側路肩之車道，其餘的車道統稱為內車道。車輛之車道分布受制於主線車道數、總流率及鄰近進、出口匝道位置之影響。如圖 9.1 所示，當主線有 3 車道時，外車道之流率經常比內車道之流率低。當單方向總流率在 4,000 輛/小時以下時，行駛外車道之車輛只占全部車輛的 25%，而在尖峰時，行駛外車道之車輛所占的比例則逐漸增高到 29%。當主線只有 2 車道時，現有之資料顯示內、外車道之流率約各占總車流率的一半。因欠缺資料，匝道之間的距離對車輛的車道分布之影響尚無法做可靠的估計。

9.2.4 速率、密度、流率與占有率的關係

速率、密度、流率與占有率的關係會受到主線車道數、匝道間距、車道寬、路肩寬及其他因素之影響。目前因資料有限，本章未能對這

些因素的影響做深入的探討。茲利用在臺北市建國高架快速道路兩基本路段 2 車道與 3 車道各 10 小時之資料，討論此路段上的車流特性，並彙整各車道之車流特性如下：

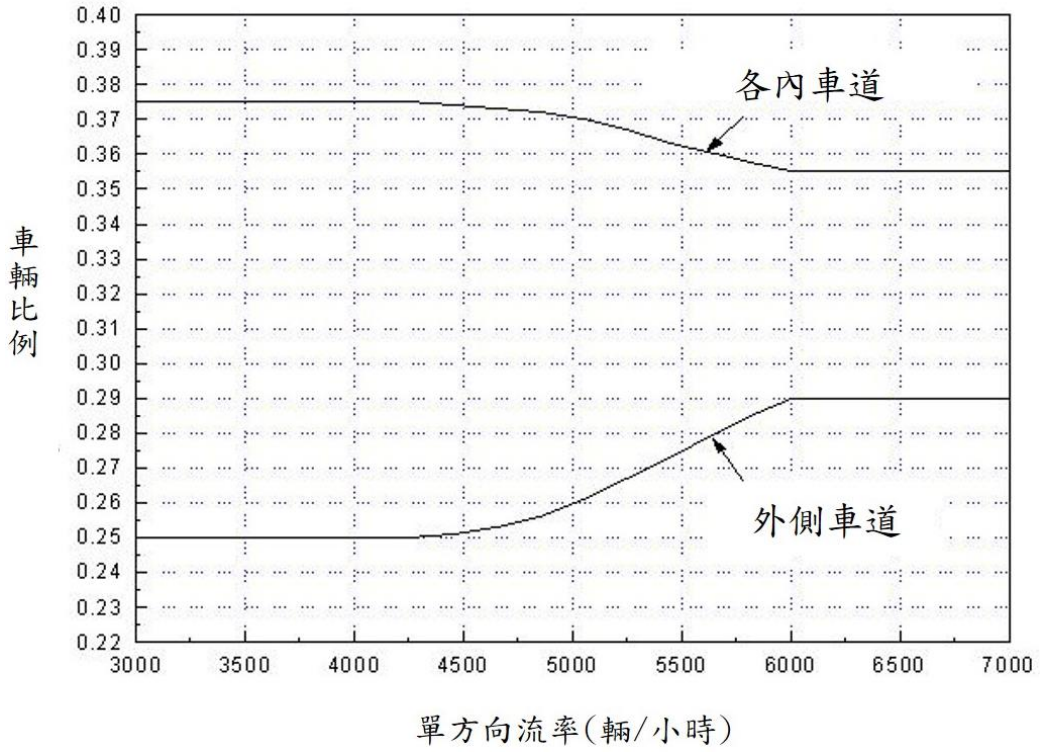


圖 9.1　3 車道主線車流之車道分布

1. 從圖 9.2 可知，當主線有 3 車道而且車流穩定時，內側車道之平均速率經常可維持在 55 公里/小時之上，但車流變成不穩定或壅塞狀況時，平均速率則浮動在 30 公里/小時至 50 公里/小時之間。從圖 9.3 也可知，在這種車流變化之情況下，流率並不會因速率之下降而減少，尤其外側車道之流率在較低速時反而有增高之趨向。
2. 主線有 3 車道時，外側車道在基本狀況下之容量大約只有 1,900 小客車/小時，其相關之平均速率在 40 公里/小時與 50 公里/小時之間。從圖 9.2 及圖 9.3 可知在同一時段中，內、外車道之平均速率相似，但外側車道之流率很顯著的低於內車道之流率。
3. 主線有 3 車道時，外側車道之容量比主線有 2 車道時外側車道之容量約低 150 小客車/小時，其原因可能是調查路段之主線 3

車道路段匝道之間距只有 0.5 公里而主線有 2 車道路段之間距則有 1 公里之遠。匝道間距越小，進、出匝道車輛對車流之干擾可能越嚴重。

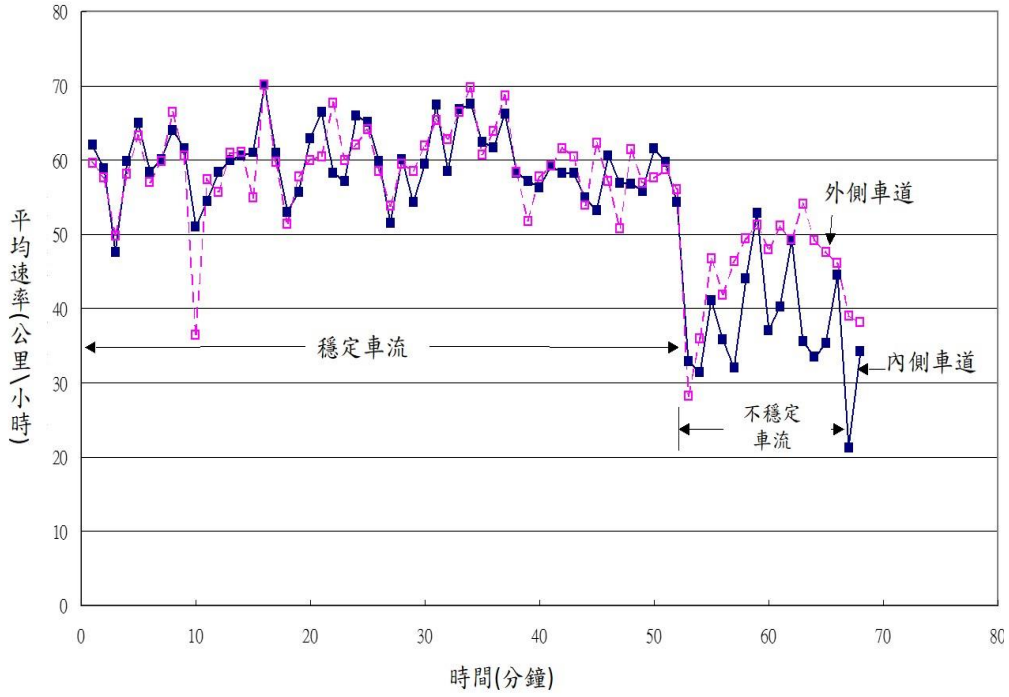


圖 9.2　3 車道主線內、外側車道平均速率隨時間之變化

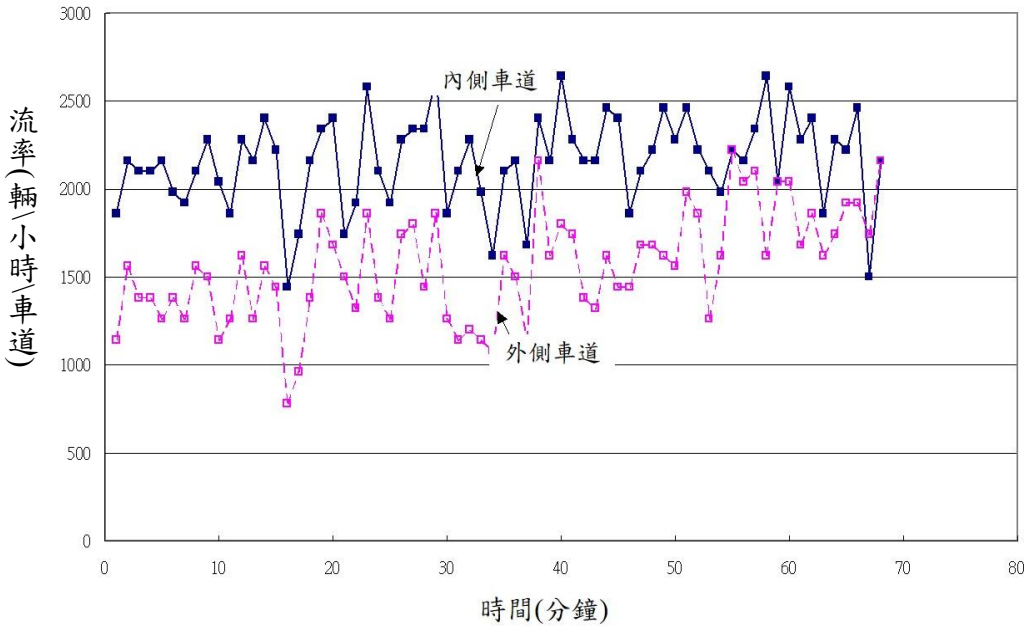


圖 9.3　3 車道主線內、外側車道流率隨時間之變化

4. 如圖 9.4 及 9.5 所示，當主線有 2 車道時內、外側車道之流率並無明顯的差異，但外側車道之平均速率經常比內側車道之平均速率約低 5 公里/小時。

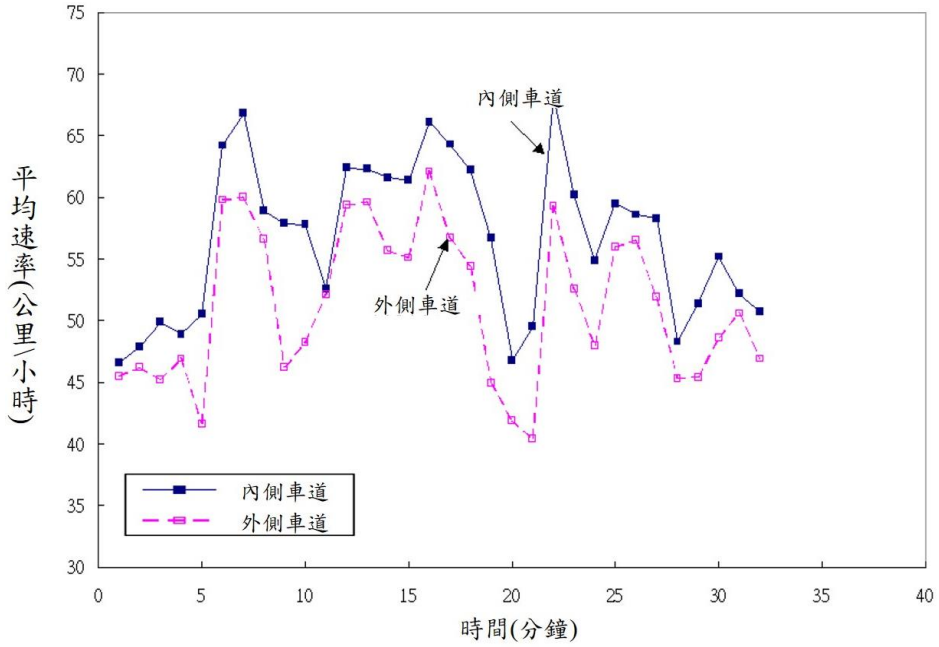


圖 9.4　2 車道主線內、外側車道平均速率隨時間之變化

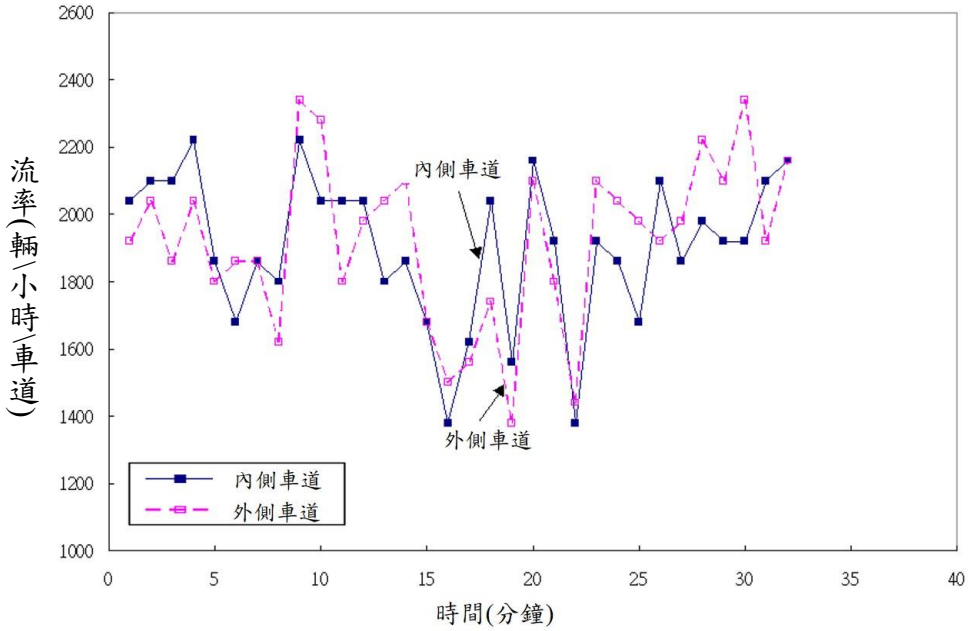


圖 9.5　2 車道主線內、外側車道流率隨時間之變化

5. 如圖 9.6 及 9.7 所示，當密度由低升高時，流率隨著增加，但當密度超過 40 輛/公里/車道或占有率超過 24%時，流率會有不穩定之現象。2 車道之主線與 3 車道之主線均有相似性質。

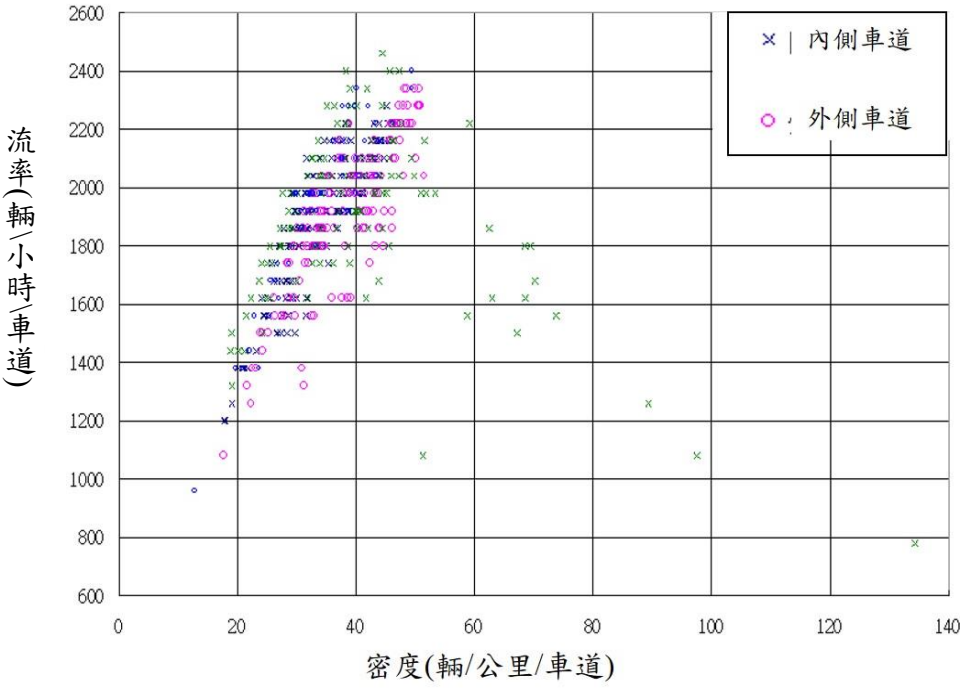


圖 9.6　2 車道主線流率與密度之關係

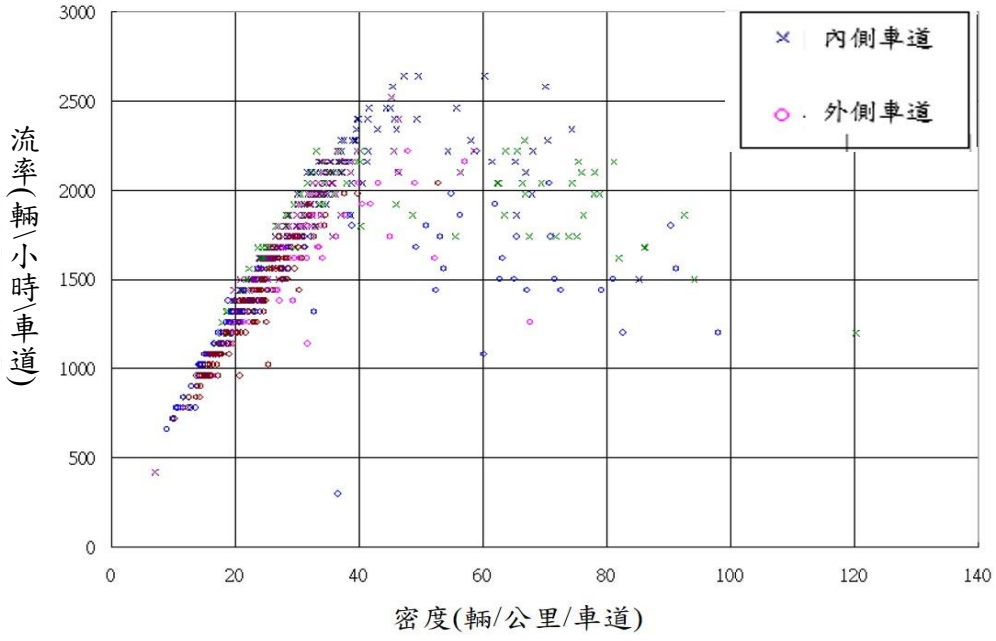


圖 9.7　3 車道主線流率與密度之關係

6. 圖 9.8 及 9.9 顯示當密度增加時，平均速率持續下降。密度為 40/輛/公里/車道時，2 車道主線之平均速率大約是 50 公里/小時，3 車道主線外車道之平均速率也在 50 公里/小時左右，但其內車道之平均速率則大約是 55 公里/小時。

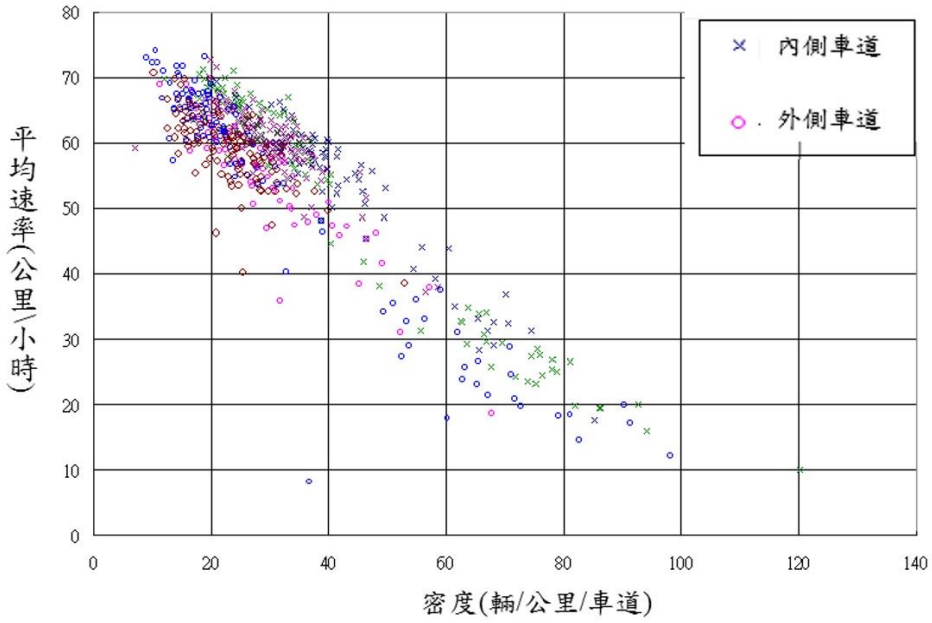


圖 9.8　3 車道主線平均速率與密度之關係

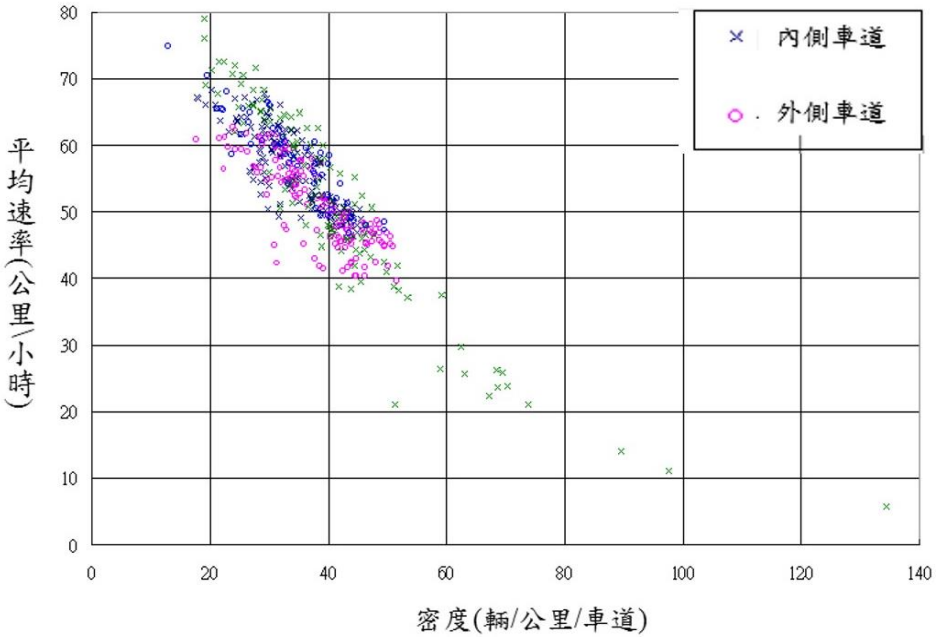
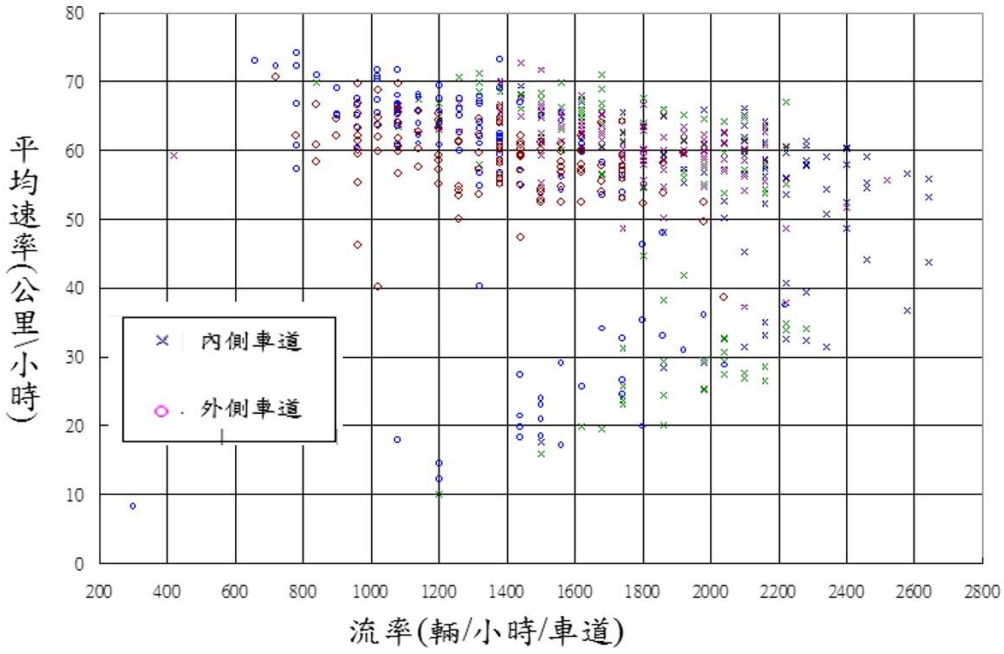


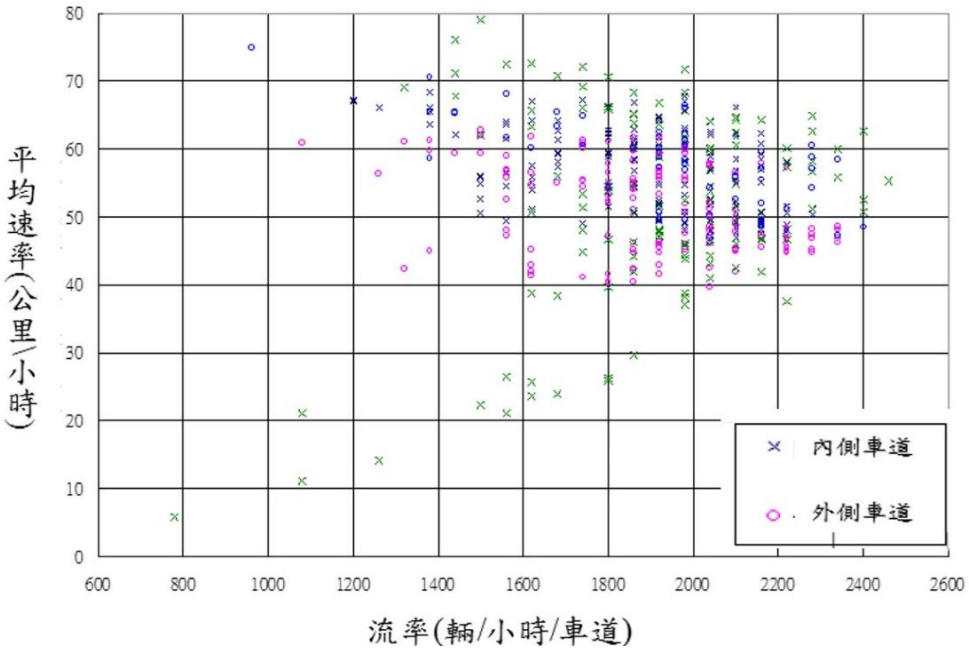
圖 9.9　2 車道主線平均速率與密度之關係

7. 圖 9.10 顯示，當車流穩定而流率相同時，3 車道主線內車道之平均速率明顯的高於外車道之平均速率。當車流不穩定時，內車道之平均速率反而低於外車道之平均速率。圖 9.11 顯示 2 車道主線內外車道流率與平均速率之關係沒有明顯的區別。



註：資料單位為 1 分鐘。

圖 9.10　3 車道主線平均速率與流率之關係



註：資料單位為 1 分鐘。

圖 9.11　2 車道主線平均速率與流率之關係(1 分鐘資料)

8. 車道主線路段之內車道有 3 個 15 分鐘之流率各為 2,108、2,200 及 2,292 輛/小時，其平均值為 2,200 輛/小時。2 車道主線路段之內車道則因流率不大只有一個 15 分鐘流率達到 1,975 輛/小時，但該車道有 3 個 5 分鐘時段之流率各為 2,124，2,196 及 2,232 輛/小時。
9. 密度與占有率的關係可用下式估計之：

$$D = \frac{10K}{L_d + L} \tag{9.1}$$

此式中，

D = 密度 (輛/公里/車道)；
K = 占有率 (%)；
L_d = 偵器區長度(大約 8 公尺) ；
L = 平均車長(公尺)，因市區快速道路很少有大車，平均車長可設定為 4.5 公尺。

9.2.5 容量

國外研究[5]指出雙車道公路能持續 15 分鐘之容量大約為能持續 1 分鐘容量的 80%。臺灣高速公路能持續 1 小時的容量大約為能持續 15 分鐘之容量的 96%[6]。如市區高架快速道路有類似之車流特性，則其能持續 1 小時之內車道容量可能在 2,000~2,100 小車/小時/車道範圍。外車道之 1 小時容量可能在 1,900 小車/小時左右。因為現場資料有限，本章不分車道數，將單向平均每車道的 1 小時容量訂定如下：

1. 平均自由速率=70 公里/小時，容量=2,000 小車/小時/車道。
2. 平均自由速率=80 公里/小時，容量=2,050 小車/小時/車道。

平均自由速率大約比速限高 5 公里/小時。此速率影響流率與速率關係及容量。本章採用之流率與速率關係如圖 9.12 所示。

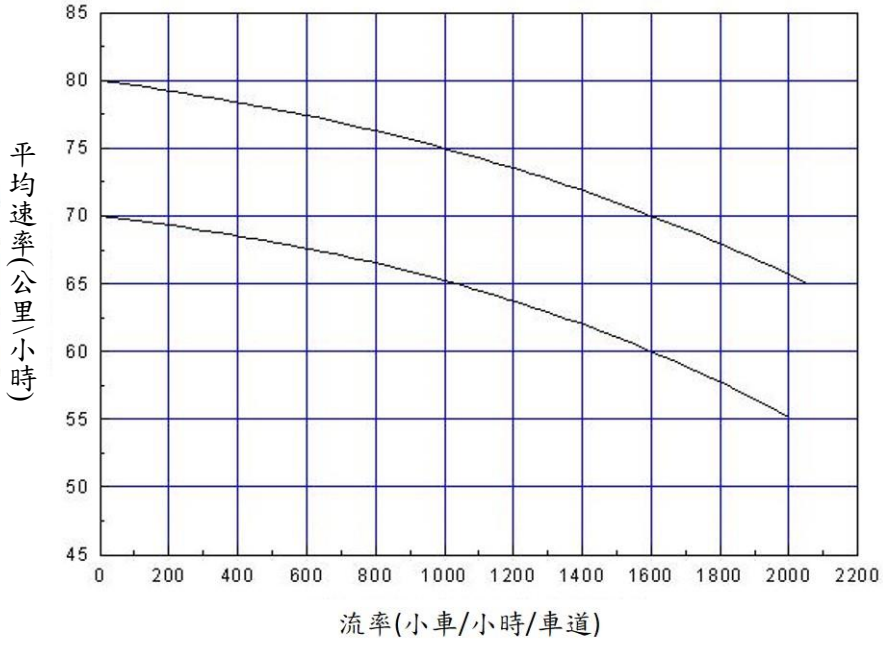


圖 9.12　單向平均速率與流率之代表性關係

9.3 績效指標及服務水準劃分標準

市區快速道路內、外車道之功能不同。內車道讓車輛快速地通過市區，外車道連接進、出口匝道，因而難免有較多慢速行駛之車輛。又如圖 9.2、9.3 及 9.4 所示，除非出口匝道壅塞而造成內、外車道車流狀況間相當大的差異，內外車道平均速率之差異多半在 10 公里/小時以下。為評估方便起見，本章用單向所有車道之綜合流量/容量比(簡稱 V/C 比)及平均速率及速限的比值做為績效指標，服務水準劃分標準如表 9.1、9.2 所示。流量指分析時段之需求流率，所以流量/容量比代表壅塞程度。在平坦路段上，V/C 比越高，平均速率越低。但在坡度或坡長相當大的路段上，V/C 低時所屬的平均速率也可能低。因此一般而言，非阻斷性車流路段也需考慮平均速率之高低。另一方面，市區高架快速道路之坡度通常不大，所以 V/C 比之相關服務水準及平均速率/速限比之相關服務水準不太可能有負關聯。

根據平均速率/速限比評估時，所用的基準速限為分析路段之速限。若分析路段速限隨該路段的區段而異，則根據各區段之速限及長度加權取平均值。例如一區段長度為 2 公里、速限 50 公里/小時，另一區段長度為 1 公里、速限 70 公里/小時，則平均速限為(50×2+70×

1)/(2+1) =56.7 公里/小時。

採用分析路段的速限作為基準速限時，不宜用來比較不同路段的相對服務水準(除非不同路段之速限皆相同)。此外，以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

表 9.1 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 9.2 根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 ($\bar{V}/V_{L)}$
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

根據 V/C 比劃分之服務水準有 6 級。A 級代表自由旅行狀況，F 級代表需求流率高於容量之壅塞狀況，E 級車流屬於穩定狀態，但進入壅塞狀況的可能性相當顯著。所以設計公路時，不宜根據 E 級之服務水準。而 D 級之服務水準也不理想，故只宜用在規劃市區路段。規劃及設計市區快速道路時可用如表 9.3 所建議的服務流率以估計所需之車道數。

表 9.3　不同服務水準狀況下之服務流率

服務水準	服務流率範圍(小車/小時/車道)		服務流率建議值(小車/小時/車道)
	自由速率 V_f=70 公里/小時	自由速率 V_f=80 公里/小時	
A	≤500	≤ 512	450
B	501 ~ 1,000	513 ~ 1,025	750
C	1,001 ~ 1,600	1,026 ~ 1,640	1,300
D	1,601 ~ 1,800	1,641 ~ 1,845	1,700

9.4 分析方法

市區高架快速道路之規劃分析與運轉作業分析可依圖 9.13 所示之分析流程。此流程所涉及之步驟說明如下：

9.4.1 訂定單方向需求流率及車種組成

需求流率代表欲通過一分析路段之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。如分析路段有壅塞之交通狀況，則需求流率為在分析路段之上游的一無壅塞地點，欲進入分析路段之流率。本章分析方法之分析流率為單方向各類型車道尖峰 15 分鐘之平均每車道需求流率。

分析所用之需求流率可根據現場或預期尖峰 15 分鐘之流率。如尖峰 15 分鐘之流率為未知數，則可從下式估計之：

$$q = \frac{Q}{PHF} \tag{9.2}$$

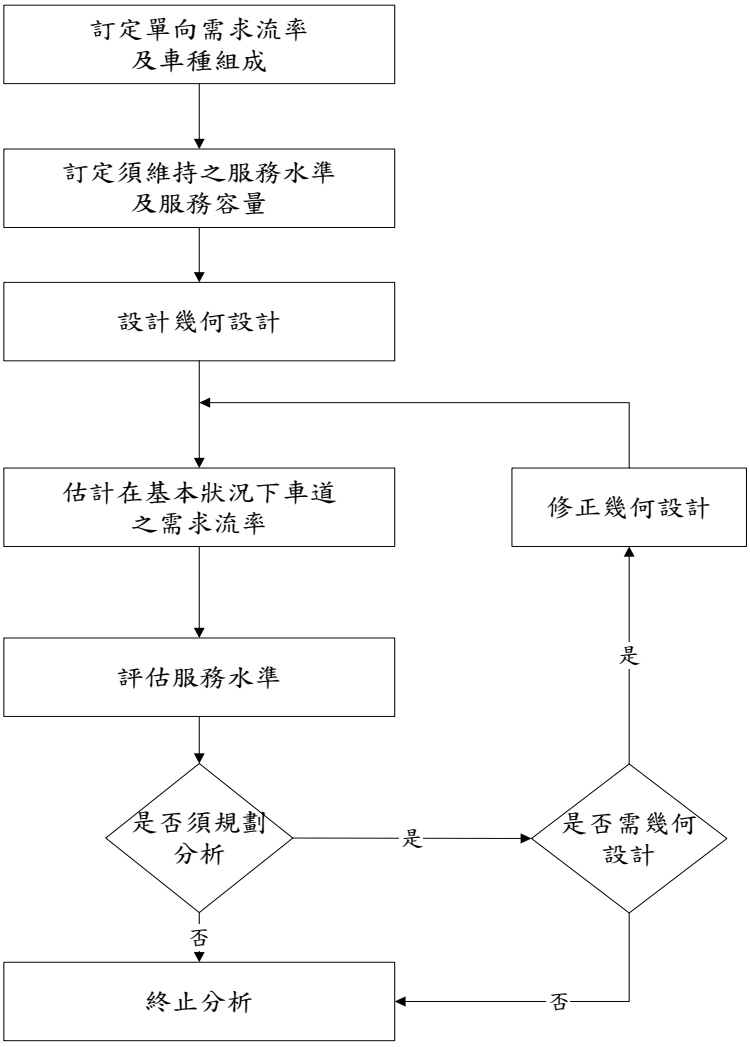


圖 9.13　分析流程

此式中，

q = 尖峰 15 分鐘單向平均每車道之需求流率(輛/小時/車道)；

Q = 尖峰小時單方向需求流率(輛/小時)；

PHF = 尖峰小時係數(peak-hour factor)。在無現場資料之情況下，此係數可假設為 0.9。

規劃分析所用之單方向需求流率可估計如下：

$$q = \frac{ADT*K*D}{PHF} \tag{9.3}$$

此式中，

q = 尖峰 15 分鐘單向平均每車道之需求流率(輛/小時)；

ADT = 雙向年平均每日之流率(輛/小時)；

K = 設計小時(design hour)流量係數，亦即設計小時流量占 ADT 之比例。在無實際資料時，可假設此係數在 0.08 與 0.12 之間；

D = 流量之方向分布係數，亦即較高方向之流量占雙向流量之比例。在無實際資料時，可假設此係數在 0.55 與 0.65 之間；

PHF = 尖峰小時係數。無現場資料情況下，係數可假設為 0.9。

在目前的車種管制下，市區快速道路上重車占所有車輛的比例微不足道，可不必考慮。如將來市區快速道路開放給所有車種使用，則重車之比例必須列為影響服務水準之一因素。

9.4.2 訂定須維持之服務水準及服務流率

為了評估不同之幾何設計，在規劃及設計時必須先設定須維持之服務水準。此服務水準以不低於 D2 級為原則。

9.4.3 訂定幾何設計

規劃及設計之一目的在於估計維持一特定服務水準時所需之車道數。在分析時，可先假設車道數，車道寬及路肩寬，根據此幾何設計的假設條件進行服務水準評估。如幾何設計假設條件不理想，則原先之幾何設計須在修訂之後重新評估及修訂。運轉作業分析之幾何設計通常涉及現存之幾何設計，所以在分析過程中沒有必要做修正工作。

9.4.4 估計在基本狀況下車道之對等需求流率

如分析之車流狀況異於基本狀況，則需求流率須轉換成基本狀況下之對等需求流率(equivalent flow rate)。此對等流率可估計如下：

$$q_b = \frac{q}{N f_w f_{HV}} \tag{9.4}$$

此式中，

q_b = 基本狀況平均每車道之對等需求流率(小車/小時/車道)；

q = 尖峰 15 分鐘單方向之需求流率(輛/小時)；

N = 單方向之車道數；
f_w = 車道寬與路肩寬調整因素；
f_{HV} = 重車調整因素。

因目前無資料以估計車道寬及路肩寬對車流之影響，其相關的調整因素暫定為 f_W=1.0。如現行的政策不變，則重車之比例甚小而所有的車輛可視為小車，所以重車調整因素也可訂為 f_{HV}=1.0。一般而言，重車調整因素可由下式求得：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_t(E_t - 1)} \tag{9.5}$$

此式中，

P_t = 重車之比例；
E_t = 重車之小車當量(除非坡度甚大 E_t 值可假設為 1.5)。

9.4.5 評估服務水準

評估服務水準的工作包括下列數項：

1. 估計平均自由速率。
2. 估計容量。
3. 估計平均速率。
4. 訂定速限。
5. 評估服務水準等級

平均自由速率可估計為速限加 5 公里/小時，容量隨平均自由速率而變。自由速率為 70 及 80 公里的容量各為 2,000 及 2,050 小車/小時/車道。其他自由速率的相關容量可根據此資料用內插或外插法進行估計。

估計平均速率需根據從式(9.4)所估計之對等小車需求流率及圖 9.12 所示之代表性流率與速度關係。這些代表性關係可用式(9.6)及式(9.7)來替代：

如自由速率等於 70 公里/小時，

$$V = 73.45 - \frac{109.456}{1+e^{-\frac{Q-3,771.9}{1,107.0}}} \tag{9.6}$$

如自由速率等於 80 公里/小時，

$$V = 84.486 - \frac{89.884}{1+e^{-\frac{Q-3,648.6}{1,240.7}}} \tag{9.7}$$

上兩式中，Q 代表單向平均每車道之尖峰 15 分鐘流率。例如需求流率為 1,300 小車/小時/車道而且平均自由速率為 75 公里/小時，則從圖 9.12 可知平均速率大約為 68 公里/小時。如果用式(9.7)先估計平均自由速率為 80 公里/小時而且 Q=1,300 小車/小時/車道之相關平均速率，則 V=72.7 公里/小時。因自由速率從 80 公里/小時降到 70 公里/小時之後，在不同速率的平均速率下降約 10 公里/小時，所以平均自由速率 75 公里/小時及需求流率 1,300 小車/小時/車道的平均速率可估計為：

$$V = 72.7 - (80 - 75) = 67.7 \text{ 公里/小時}$$

根據前述之需求流率、容量、平均速率及速限，表 9.1~表 9.3 可用來訂定相關之服務水準。

9.4.6 修訂幾何設計並重新分析

在規劃分析時，如原先所訂之幾何設計不能維持可接受之等級，則該幾何設計必須修正再重新評估。運轉作業分析則不需修訂幾何設計並重新分析。

9.5 應用範例

9.5.1 例題 1：規劃及設計分析

假設某一規劃中之市區快速道路基本路段有以下之預期狀況：

1. 單方向尖峰小時需求車流率：2,600 輛/小時。
2. 尖峰小時係數：0.95。
3. 大車百分比：1%。

4. 平均自由速率: 75 公里/小時。

5. 速限: 70 公里/小時。

根據 V/C 比，此例題之幾何設計須能在內車道提供最小是 B 級的服務水準。根據速限，平均速率須有 1 級或 2 及之服務水準。試估計路段所需之車道數。

解：

估計最少所需車道數之程序說明如下：

步驟 1：訂定單向需求車流率及車種組成

因單方向之尖峰小時需求車流率為 2,600 輛/小時，而尖峰小時係數為 0.95，如以尖峰 15 分鐘之車流率做為設計之依據，則尖峰 15 分鐘需求流率之值為 q = 2,600 / 0.95 = 2,737 輛/小時(見式 9.2)。本例題估計將來大車百分比為 1%。

步驟 2：訂定須維持之服務水準及服務容量

因服務水準最少須能維持B級，V/C比值不能超過0.5 (見表9.1)。從表 9.3 可知，若欲維持 B 級之服務水準，則自由速率 70 及 80 公里/小時之相關服務流率各不能超過 1,000 及 1,025 小車/小時/車道。所以自由速率為 75 公里/小時之相關最大服務流率可設為 1,012 小車/小時/車道。

步驟 3：訂定幾何設計

單方向需求流率為 2,737 輛/小時，設計用服務流率為 1,012 小車/公里/車道，主線最少須有 3 車道才能符合設計標準，所以沒有必要分析 2 車道主線之服務水準。但為了說明分析方法起見，本例題先分析 2 車道主線之幾何設計，其路肩寬為 1.5 公尺，車道寬為 3.5 公尺。

步驟 4：估計在基本狀況下車道之對等需求流率

基本狀況下之對等需求流率可從式(9.4)求得。該式中之 N 及 f_w 值各為 2 及 1.0；其 f_{HV} 值則可根據 P_t = 0.01 及 E_t =1.5 從式(9.5)估計之。從式(9.4)求得之對等需求流率為 q_b = 1,375 小車/小時/車道。

步驟 5：評估服務水準

平均自由速率為 75 公里/小時之容量可估計為 2,000+(2,050-2,000)/(80-70) × (75-70)=2,025 小車/小時/車道。V/C 比為 1,375/2,025=0.68。由表 9.1 可知，主線有 2 車道時之服務水準為 C 級。根據 1,375 小車/小時/車道之需求流率及圖 9.12，其相關之平均速率大約為 67 公里/小時。單向 2 車道不能提供最少 B 級之服務水準，上述的分析結果歸納於表 9.4。

表 9.4 單方向 2 車道之分析數據

項 目	數 據	註
q(輛/小時)	2,737	式(9.2)
f_W	1.0	假設值
E_t	1.5	建議值
P_t	0.01	估計值
f_{HV}	0.995	式(9.5)
q_b(小車/小時/車道)	1,375	式(9.4)
容量(小車/小時/車道)	2,025	9.2.5 節
V/C	0.68(服務水準: C)	表 9.1
平均速率(公里/小時)	67	圖 9.12(式 9.6、9.7)
平均速率/速限比值	0.96 (服務水準: 1)	表 9.2

步驟 6：修訂幾何設計並重新分析

如將主線之車道數從 2 車道增加為 3 車道，則從表 9.5 可知服務水準可維持在 B 級。從服務水準須最少 B 級之設計標準而言，單方向需 3 車道。

表 9.5 單方向 3 車道之分析數據

項 目	數 據	註
q (輛/小時)	2,737	式(9.2)
f_W	1.0	假設值
E_t	1.5	建議值
P_t	0.01	估計值
f_{HV}	0.995	式(9.5)
q_b(小車/小時/車道)	917	式(9.4)
容量(小車/小時/車道)	2,025	9.2.5 節
V/C	0.45(服務水準: B)	表 9.1
平均速率(公里/小時)	71	圖 9.12(式 9.6、9.7)
平均速率/速限比值	1.01(服務水準: 1)	表 9.2

9.5.2 例題 2：運轉分析

一市區快速道路基本路段之幾何設計及車流狀況如下：

1. 車道數：3 車道(單方向) 。
2. 車道寬：3.5 公尺。
3. 路肩寬：1.5 公尺。
4. 尖峰小時單方向之需求流率：2,600 輛/小時。
5. 尖峰小時係數：0.95。
6. 大車百分比：1%。
7. 平均自由速率: 75 公里/小時。
8. 速限: 70 公里/小時。

試評估此路段之服務水準。

解：

本例題之分析過程及數據與上例 3 車道主線相同，由表 9.5 可知，路段之服務水準為 B1 級。

若此例之尖峰小時單方向之需求流率改為尖峰小時單方向之現

場流率(觀測值)，則在基本狀況下之實際流率為 1,375 小車/小時/車道。因此流率可能是穩定狀況下之流率也可能是壅塞狀況下之流率，所以無法確定真正的服務水準。

參考文獻

1. 「市區道路及附屬工程設計規範」，民國 104 年 7 月 22 日。
2. 「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。
3. 「市區快速道路容量與服務水準評估指標之研究」，國科會研究成果報告，NSC-85-2211-E-172-001，民國 85 年 12 月。
4. 「市區快速道路基本路段容量分析手冊」，87-48-1142，交通部運輸研究所，民國 87 年 10 月。
5. Polus, A., Craus, J., and Livneh, M., “Flow and Capacity Characteristics on Two-Lane Rural Highways,” *Transportation Research Record 1320*, Transportation Research Board,1991, pp. 128-134.
6. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-097-1419，交通部運輸研究所，民國 107 年 11 月。

第十章 市區地下道號誌化路口

目　錄

頁次

10.1 緒論 10-1
10.2 市區地下道的分類 10-1
10.3 下游號誌化路口停等車疏解特性 10-5
10.3.1 無衝突直行禁行機車 S1 車道 10-5
10.3.2 無衝突直行禁行機車 S4 及 S5 車道 10-8
10.3.3 無衝突左轉/直行共用車道 10-11
10.3.4 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區) 10-13
10.3.5 機車專用道 10-15
10.4 車道容量估計方法 10-17
10.4.1 無機車停等區之車道 10-17
10.4.1.1 無衝突直行禁行機車道 10-18
10.4.1.2 無衝突左轉/直行共用車道 10-19
10.4.2 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區) 10-20
10.4.3 機車專用道 10-21
10.5 應用例題 10-21
10.5.1 例題 1：無衝突直行禁行機車道 10-21
10.5.2 例題 2：無衝突左轉/直行共用車道 10-22
10.5.3 例題 3：無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區) . 10-24
10.5.4 例題 4：機車專用道 10-25
參考文獻 10-26

圖 目 錄

頁次

圖 10.1 臺北市信義區基隆路地下道之車道配置(2 禁行機車道). 10-3
圖 10.2 臺北市松山區復興北路地下道之車道配置(內側禁行機車、外側混合車道) 10-3
圖 10.3 新北市板橋區大觀路地下道之車道配置(內側禁行機車、外側混合車道) 10-3
圖 10.4 臺北市中正區林森南路地下道之車道配置(2 禁行機車道、1 機車專用道） 10-3
圖 10.5 臺北市中正區忠孝東西路地下道之車道配置(單向 1 禁行機車道) 10-4
圖 10.6 新北市三重區力行路地下道之車道配置(1 禁行機車道、1 機車專用道) 10-4
圖 10.7 新北市樹林區保安街一段地下道之車道配置(1 禁行機車道、1 機車專用道) 10-4
圖 10.8 新北市樹林區八德街地下道之車道配置(2 禁行機車道、1 機車專用道) 10-4
圖 10.9 地下道下游及平坦路段 S1 車道疏解小車數與綠燈時段關係..... 10-7
圖 10.10 地下道下游及平坦路段 S1 車道小車疏解車數比值與綠燈時段關係..... 10-7
圖 10.11 地下道下游及平坦路段 S4 車道之停等小車疏解率 10-9
圖 10.12 地下道下游及平坦路段 S5 車道之停等小車疏解率 10-9
圖 10.13 地下道下游及平坦路段 S4、S5 車道小車疏解率比值與綠燈時段的關係..... 10-10
圖 10.14 中央實體分隔只有左轉或只有直行小車之疏解率..... 10-11
圖 10.15 臺北市林森南路往南地下道下游只有左轉小車之停等車疏解率與平坦路段車道疏解率的比值 10-12
圖 10.16 每週期併行機車數估計值與現場值之差異..... 10-15
圖 10.17 每週期剩餘綠燈及燈號轉換時段中能疏解車數估計值與現場值之比較..... 10-15
圖 10.18 市區地下道下游機車專用道疏解率與綠燈時段關係..... 10-16

表 目 錄

頁次
表 10.1 市區地下道之調查車道與基本資訊..... 10-2
表 10.2 調查車道所屬路段幾何設計概況..... 10-3
表 10.3 本手冊第十三章無衝突直行禁行機車道類型劃分..... 10-5
表 10.4 平坦路段直行禁行機車道停等小車疏解率之估計模式 .. 10-18
表 10.5 地下道下游車道坡度調整因素 f_g 10-19
表 10.6 共用車道上不同車種直行、左轉之左轉小客車當量 10-19

10.1 緒論

「2011 年臺灣公路容量手冊」[1]第十章「市區地下道路」將臺灣都市地下道當作非阻斷性車流的路段來分析，而且分析方法是根據美國 TRB 公路容量手冊[2]之程序及資料。事實上，臺灣都市地下道都是在距離不長的號誌化路口之間。為了避免平面交岔，這些地下道在接近一交岔路口時，低凹從交岔路底下穿越，其長度很少超過 600 公尺。即使是最長的高雄市過港隧道的長度也只有 1,600 公尺。因此臺灣都市地下道，只是市區道路上之坡度路段。

另一方面，臺灣都市地下道出口與下游號誌化路口之距離很短，因此這些地下道的交通運轉都受號誌化路口容量的影響。但地下道本身又會影響到號誌化路口的容量。這種互動關係可從地下道下游停等車疏解流率的特性來探討。

因此之故，本所在 2011 及 2012 年在臺北都會區地下道下游號誌化路口之車道蒐集停等車疏解特性的資料[3,4]，調查車道之地點、性質及一般幾何設計狀況分別列於表 10.1 及表 10.2。本章根據現場資料所顯示的停等車疏解特性提供估計地下道下游號誌化路口車道容量之分析方法。如有必要進一步評估交通運轉績效，則機車專用道的評估可根據本手冊第十八章所描述之模擬程序來執行。其他類型車道則可用本手冊第十一章及第十三章所描述的程序來分析。

臺北都會區以外的市區有許多地下道，未來可再蒐集這些地下道下游號誌化路口車流特性資料以改良本章所提供的容量估計工具。

10.2 市區地下道的分類

本所 2011 及 2012 年調查之市區地下道車道配置可區分為以下兩大類：

1. 雙向實體分隔

亦即雙向行車互不干擾，通常單向有兩車道以上。但有些地下道禁行機車，例如基隆路車行地下道（圖 10.1）；另有內側禁行機

車，外側則混合使用，例如臺北市復興北路地下道（圖 10.2）或新北市板橋區大觀路地下道（圖 10.3）；另外，亦有內側設置 2 個禁行機車道，外側設置機車專用道，例如臺北市林森北路地下道（圖 10.4）。

表 10.1 市區地下道之調查車道與基本資訊

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

註：車道類型代號參見表 10.3

2. 雙向以標線分隔

通常單向僅有 1 車道，例如臺北市忠孝東西路地下道（圖 10.5），或單向有 1 禁行機車道及 1 實體分隔之機車專用道，例如新北市三重區力行路地下道（圖 10.6）、新北市樹林區保安街一段地下道（圖 10.7）、新北市樹林區八德街地下道（圖 10.8）。臺灣西部各都市常有類似圖 10.6～圖 10.8 之地下道設置，以穿越西部縱貫線鐵路。

表 10.2 調查車道所屬路段幾何設計概況

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

註：a 從最低點到上坡坡度為+2%地點之平均坡度。
b 從最低點到下游路口停止線（坡度+4.7%）之平均坡度。
c 下游停止線之上游 100 公尺範圍內之平均坡度。



圖 10.1 臺北市信義區基隆路地下道之車道配置(2 禁行機車道)



圖 10.2 臺北市松山區復興北路地下道之車道配置(內側禁行機車、外側混合車道)



圖 10.3 新北市板橋區大觀路地下道之車道配置(內側禁行機車、外側混合車道)



圖 10.4 臺北市中正區林森南路地下道之車道配置(2 禁行機車道、1 機車專用道）



圖 10.5 臺北市中正區忠孝東西路地下道之車道配置(單向 1 禁行機車道)



圖 10.6 新北市三重區力行路地下道之車道配置(1 禁行機車道、1 機車專用道)



圖 10.7 新北市樹林區保安街一段地下道之車道配置(1 禁行機車道、1 機車專用道)



圖 10.8 新北市樹林區八德街地下道之車道配置(2 禁行機車道、1 機車專用道)

前述各地下道之車道配置，經比對本手冊第十三章，以無衝突直行禁行機車道類型 S1、S4、S5 最多(參見表 10.3)。其中，圖 10.1～圖 10.4 中央實體分隔，屬於 S1 類型，圖 10.6～圖 10.8 為中央標線分隔且有同向分隔，屬於 S4 類型，圖 10.5 為中央標線分隔但無同向分隔，屬於 S5 類型。

目前臺灣市區地下道下游號誌化路口之車道配置，除了無衝突直行禁行機車道外，尚有以下車道類型：

1. 無衝突左轉/直行共用禁行機車道(如臺北市林森南路地下道之內車道)；
2. 無衝突左轉車道(如臺北市信義路地下道之內側道)，此種車道相當少見；
3. 無轉向限制車道，臺灣西部都市道路穿越鐵路時，受限於地形與

兩側土地使用，有時會設置此種地下道；

4. 無衝突直行/右轉共用車道，通常會配合設置機車停等區；
5. 機車專用道，臺灣有些市區地下道採 4 輪以上汽車與機車分隔車道方式設置，如圖 10.7。

表 10.3 本手冊第十三章無衝突直行禁行機車道類型劃分

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

10.3 下游號誌化路口停等車疏解特性

本所已蒐集之地下道下游號誌化路口現場資料，只包括下列 6 類型車道：

1. 中央實體分隔、無同向車道、無緊鄰公車專用道路段之直行禁行機車道（S1 車道）；
2. 中央標線分隔、同向分隔路段之直行禁行機車道（S4 車道）；
3. 中央標線分隔、無同向分隔路段之直行禁行機車道（S5 車道）；
4. 無衝突左轉/直行共用車道；
5. 無衝突直行/右轉共用車道（含機車停等區）；
6. 機車專用道。

本節根據現場資料描述上述各類型車道之停等車疏解特性。

10.3.1 無衝突直行禁行機車 S1 車道

本類型為中央實體分隔，無同向分隔，無緊鄰公車專用道路段之直行禁行機車道。本手冊第十三章表 13.7 指出，S1 類型且坡度平坦

之停等車疏解率可用下式估計：

如綠燈時段在 5~55 秒範圍，

$$N_{gyi} = -0.77 + 0.475g + 1.273 \times 10^{-3} g^2 \quad (10.1a)$$

如綠燈時段大於 55 秒，

$$N_{gyi} = -3.69 + 0.598g \quad (10.1b)$$

此兩式中，

N_{gyi}= 在可用時相 i 之 g 秒時段內能疏解之停等小車數(輛)；

g = 綠燈時段加大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段(秒)。

圖 10.9 為比較從式(10.1)所估計之平坦路段 S1 車道疏解率與表 10.1 所列 4 個地下道下游 S1 車道的疏解率。從此圖可知，地下道下游 S1 車道之疏解率比平坦路段上同類型車道來得低。

如讓$(N_{gyi})_d$ 代表地下道下游車道之停等車在綠燈時段能疏解的車輛數，則地下道下游路段之$(N_{gyi})_d$ 與平坦路段 N_{gyi} 的比值如圖 10.10 所示。此圖中各車道之坡度為從停止線到上游 100 公尺範圍內的平均坡度。

從圖 10.10 可知，不論綠燈時段之長短，4 個地下道下游車道之平均停等車疏解率大約只有平坦路段車道疏解率的 90%。綠燈時段在 20 秒以下時，坡度對疏解率的影響較大。綠燈時段超過 40 秒而且坡度不超過 7% 時，地下道下游車道之疏解率趨近於平坦路段車道疏解率。復興北路往南車道之坡度為 6.7%，大於林森南路往南車道之坡度 5.5%，但仍有較高的疏解率。這現象可能是因為復興北路的車道較寬之故，但目前沒有足夠資料評估車道寬之影響。

根據上述停等車疏解特性，本章用下列簡化的關係訂定地下道下游，但在停止線上游 100 公尺之內的平均坡度對 S1 車道疏解率的影響：

如綠燈時段小於 20 秒，則

$$f_g = 0.93 - 12.38 \times 10^{-3} S \quad (10.2a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，則

$$f_g = 0.92 - 6.39 \times 10^{-3} S \qquad (10.2b)$$

上兩式中，

$f_g = (N_{gyi})_d / N_{gyi}$ =地下道下游車道坡度影響停等車疏解率之調整因素；

S = 停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)。

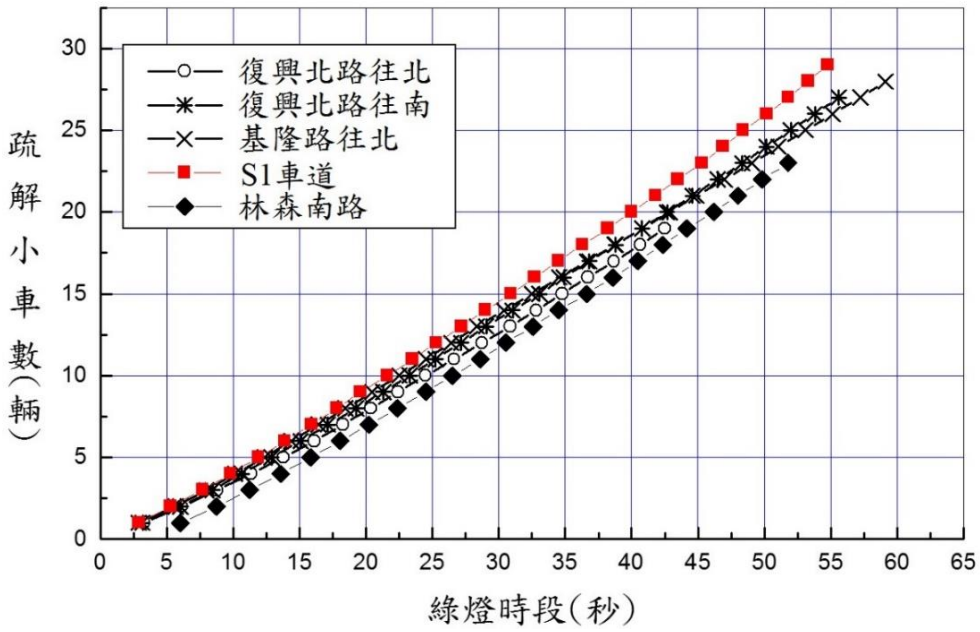


圖 10.9 地下道下游及平坦路段 S1 車道疏解小車數與綠燈時段關係

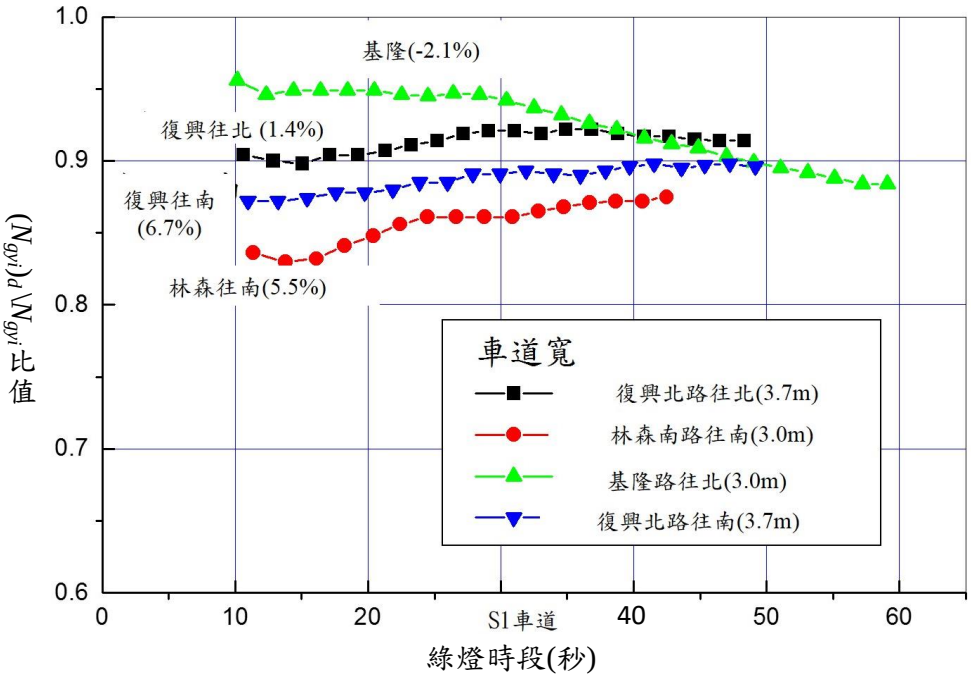


圖 10.10 地下道下游及平坦路段 S1 車道小車疏解車數比值與綠燈時段關係

10.3.2 無衝突直行禁行機車 S4 及 S5 車道

本手冊第十三章表 13.7 用下列模式來估計中央標線分隔，有同向分隔且路段平坦之 S4 直行禁行機車道的停等車疏解率：

如綠燈時段在 5~50 秒範圍，

$$N_{gyi} = -0.88 + 0.437g + 1.783 \times 10^{-3} g^2 \quad (10.3a)$$

如綠燈時段大於 50 秒，

$$N_{gyi} = -3.70 + 0.582g \quad (10.3b)$$

此兩式中，

N_{gyi}= 在可用時相 i 之 g 秒時段內能疏解之停等直行小車數(輛)；

g= 綠燈時段加大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段(秒)。

本手冊第十三章表 13.7 亦分別用下列模式估計中央標線分隔，無同向分隔且路段平坦之 S5 直行禁行機車道的停等車疏解率：

如綠燈時段在 5~70 秒範圍，

$$N_{gyi} = -0.71 + 0.422g + 1.5 \times 10^{-3} g^2 \quad (10.4a)$$

如綠燈時段大於 70 秒，

$$N_{gyi} = -8.68 + 0.638g \quad (10.4b)$$

圖 10.11 及圖 10.12 分別比較平坦路段及地下道下游路段 S4 及 S5 車道之停等車疏解率。這兩圖也顯示地下道下游之車道有較低的疏解率。如果$(N_{gyi})_d$代表地下道下游車道之疏解率，則現場$(N_{gyi})_d$與從式(10.3)及式(10.4)所估計之平坦路段 N_{gyi} 比值如圖 10.13 所示。

圖 10.13 之 3 個地下道下游車道中，臺北市忠孝東路往東之 S5 車道相當平坦，坡度只有 1%，車道則比其他兩車道稍微寬。此車道與平坦車道之疏解率比值不隨綠燈長度有大的變化，大約是平坦路段車道疏解率的 97%左右，新北市樹林區八德街往北車道及三重區力行路的坡度較高，車道寬較小。這兩車道與平坦車道之疏解率比值隨綠燈的變化較大，但綠燈超過大約 22 秒時，比值有趨近穩定現象。

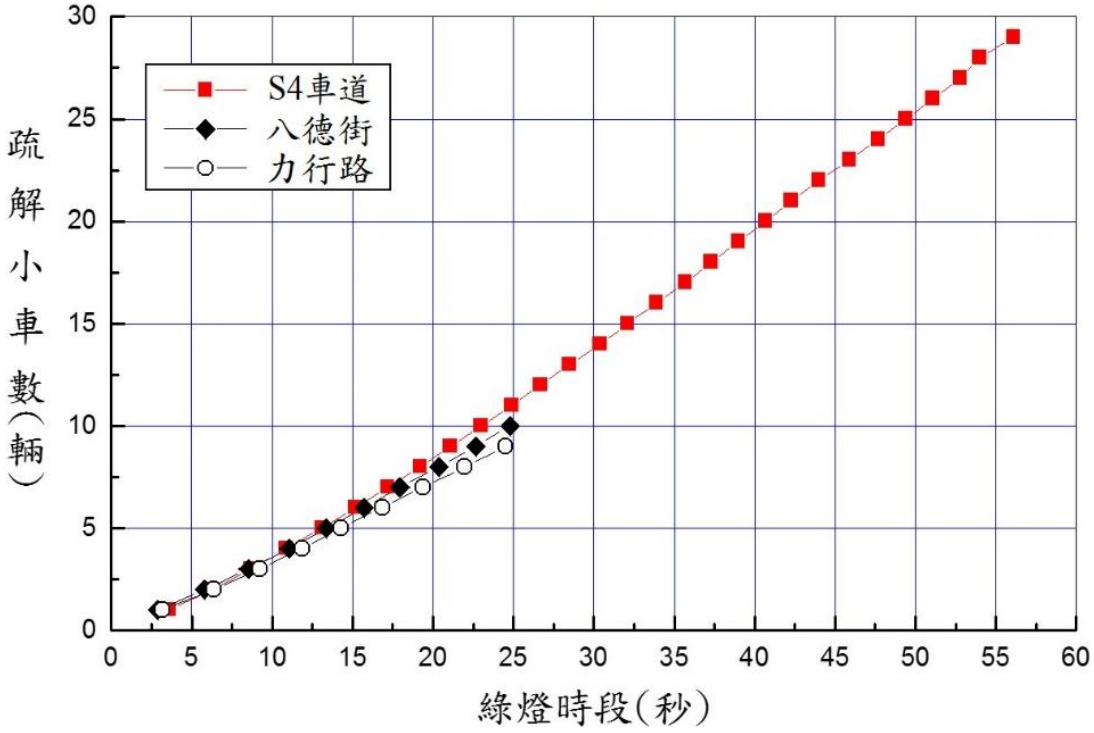


圖 10.11 地下道下游及平坦路段 S4 車道之停等小車疏解率

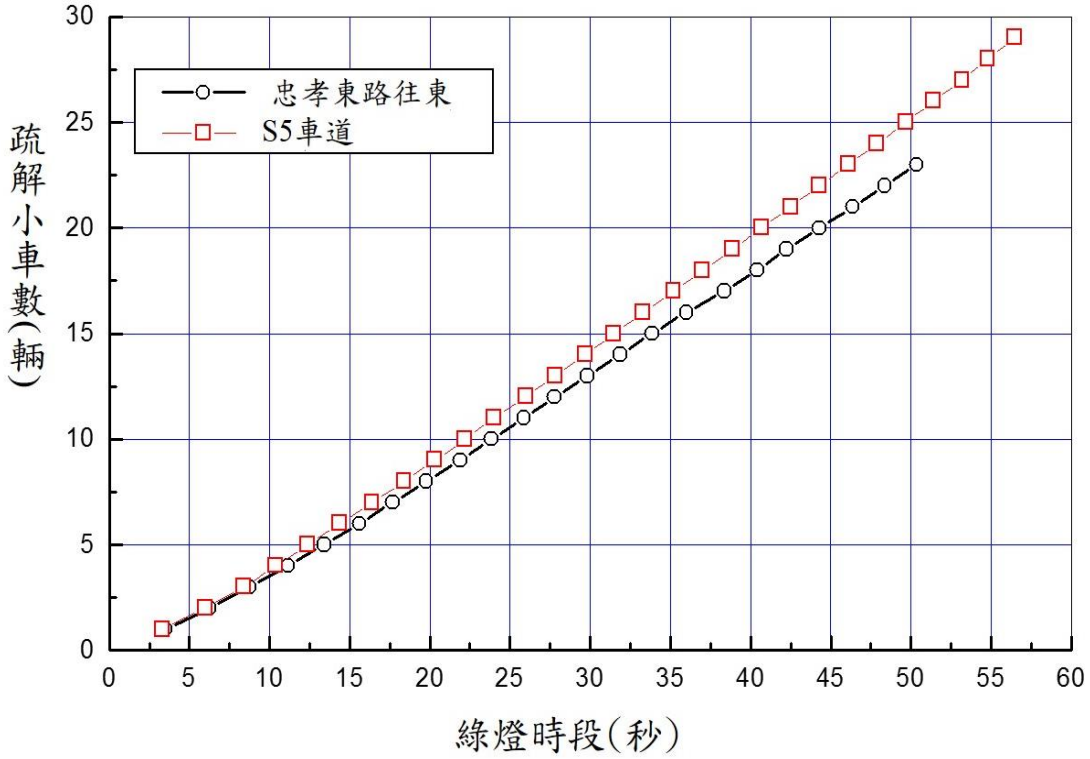


圖 10.12 地下道下游及平坦路段 S5 車道之停等小車疏解率

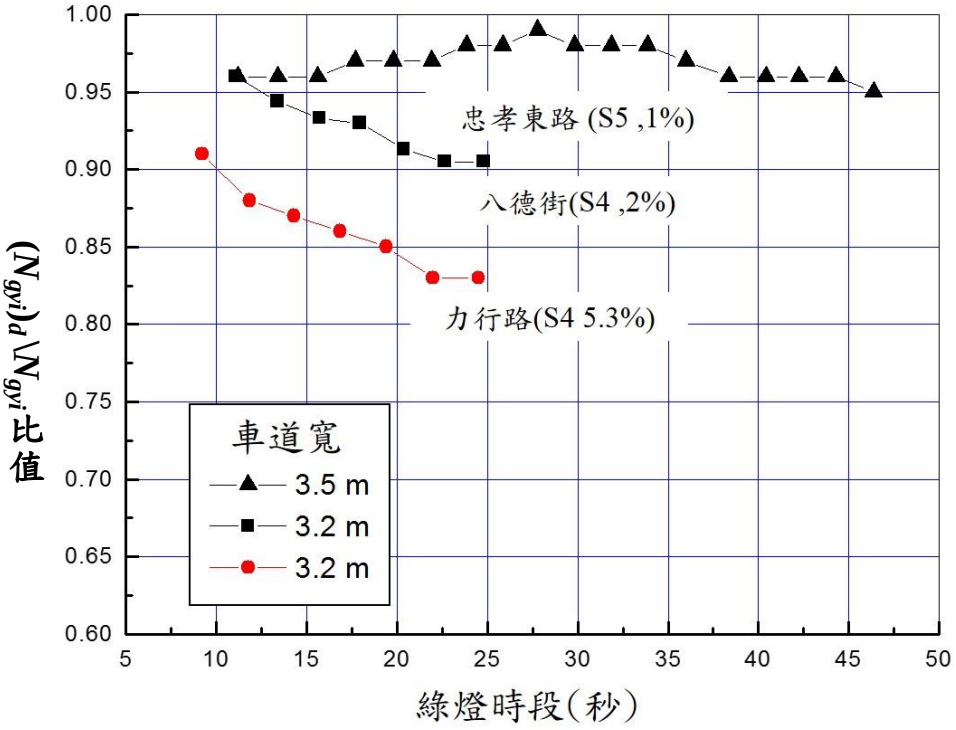


圖 10.13 地下道下游及平坦路段 S4、S5 車道小車疏解率比值與綠燈時段的關係

圖 10.13 之 3 個地下道下游車道中，臺北市忠孝東路往東之 S5 車道相當平坦，坡度只有 1%，車道則比其他兩車道稍微寬。此車道之疏解率與平坦車道疏解率之比值不隨綠燈長度有大的變化，大約是平坦路段車道疏解率的 97%左右，新北市樹林區八德街往北車道及三重區力行路的坡度較高，車道寬較小。這兩車道與平坦車道之疏解率比值隨綠燈時間增加而有較大變化，但綠燈時間超過大約 22 秒時，比值有趨近穩定現象。

根據圖 10.13 所示的現象，本章用下列調整因素代表中央標線分隔之 S4 及 S5 車道，因地下道之存在對疏解率之影響：

如綠燈時段小於 20 秒，

$$f_g = 0.77 + 0.23e^{-\frac{S}{5.708}} \quad (10.5a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，

$$f_g = 0.72 + 0.28e^{-\frac{S}{5.537}} \quad (10.5b)$$

此兩式中，

$f_g = (N_{gyi})_d / N_{gyi}$=地下道下游車道坡度影響停等車疏解率之調整因素；

S= 停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)。

10.3.3 無衝突左轉/直行共用車道

本手冊第十一章 11.4.2.7 節用下列模式估計只有無衝突左轉小車時，平坦路段上中央實體分隔單 1 車道之停等車疏解率：

$$N_{gyi} = 0.21 + 0.426g \qquad (10.6)$$

此式中，

N_{gyi}= 在可用時相 i 之 g 秒時段內能疏解之停等直行小車數(輛)；

g= 綠燈時段加大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段(秒)。

圖 10.14 比較從式(10.6)所估計之平坦路段 N_{gyi} 及在臺北市林森南路往南地下道下游車道在同一 g 秒內能疏解的左轉小車數$(N_{gyi})_d$。此圖顯示地下道下游車道上，只有直行小車或是只有左轉小車時的疏解率皆比平坦路段只有左轉小車時的疏解率低。

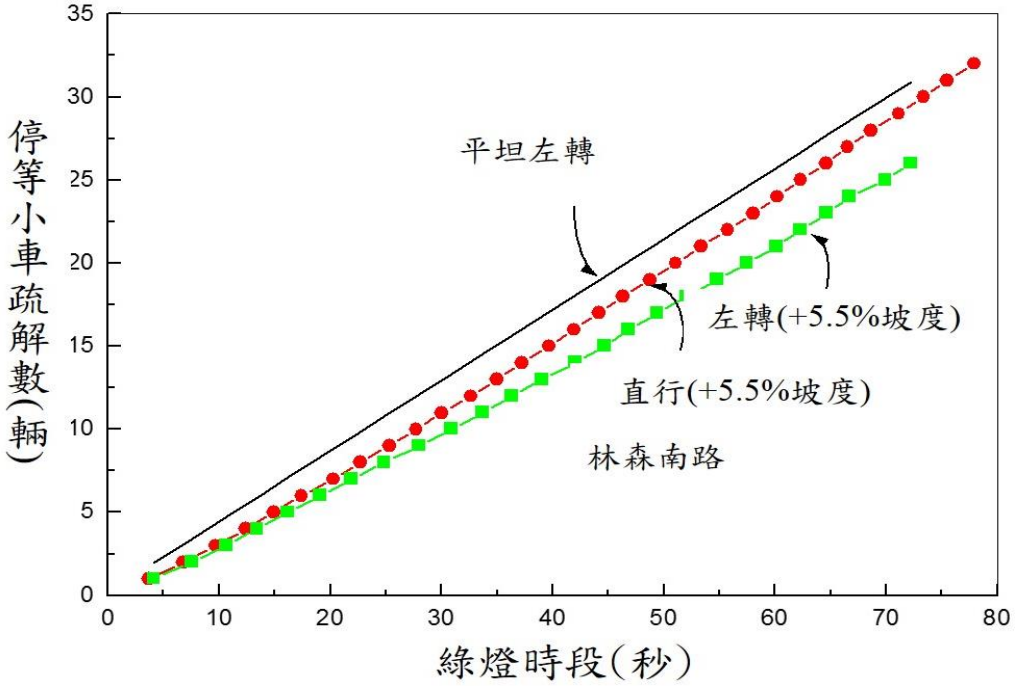


圖 10.14 中央實體分隔只有左轉或只有直行小車之疏解率

圖 10.15 顯示地下道下游車道只有左轉小車之疏解率$(N_{gyi})_d$低於平坦路段之疏解率N_{gyi}，其一主要原因可能是地下道下游在停止線上游 10 公尺之外的坡度為+6%，在停止線上游 100 公尺範圍內的坡度也高達 5.5%，因此疏解車距相當大。

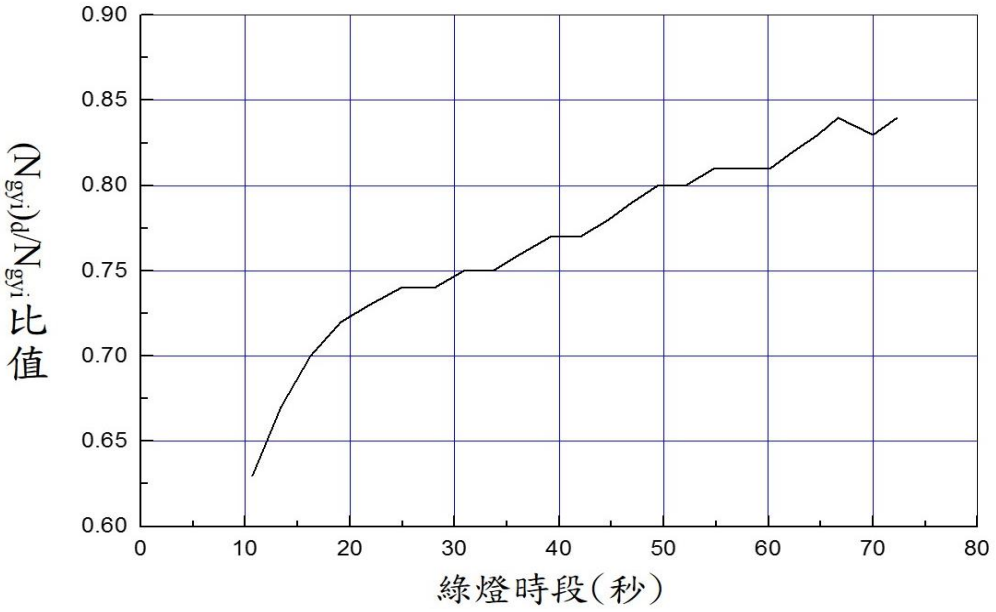


圖 10.15 臺北市林森南路往南地下道下游只有左轉小車之停等車疏解率與平坦路段疏解率的比值

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

如綠燈時段小於 20 秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.55 - 8.88 \times 10^{-3} g)\frac{S}{5.5} \quad (10.7a)$$

如綠燈時段大於或等於 20 秒，

$$f_g = 1 - (1 - 0.68 - 2.27 \times 10^{-3} g)\frac{S}{5.5} \quad (10.7b)$$

上兩式中，

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

g =綠燈時段加大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段(秒)；

S =停止線上游 100 公尺範圍內之平均坡度(%)。

林森南路地下道之左轉/直行共用車道上除了有小車之外，也有大車。以左轉小車之疏解率作為比較基準，此車道上的車輛有如下的左轉小車當量：

- 直行小車：0.9。
- 直行大車：1.6。
- 左轉大車：1.7。

這些當量值與本手冊表 11.21 所建議的 0.95（直行小車）、1.7（直行大車）及 1.9（左轉大車）稍有差異。但這些差異是否具有代表性則未知。

10.3.4 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)

本手冊第十三章第 13.5.4 節提供一方法來估計有機車停等區之直行/右轉共用車道的疏解率及容量。此方法先估計綠燈開始之瞬間在機車停等區內之機車數及這些機車疏解所需之時間。然後估計在剩餘的綠燈及可有效使用之燈號轉換時段內能疏解的車數。這些隨停等區內機車疏解的車輛包括：小車、大車、跟隨大車或小車之機車及與大車或小車併行之機車。

本手冊用下列模式估計綠燈開始瞬間在停等區之機車數：

$$M = 0.62fLW \tag{10.8}$$

此式中，

M = 綠燈開始瞬間在停等區之機車數（輛/小時）；
f = 停等區面積被停等機車占用之比例；
L = 停等區之縱深（公尺）；
W = 分析車道之寬度（公尺）。

臺北市復興北路往北地下道下游路口之機車停等區縱深有 12 公尺，寬度為 3.3 公尺。現場資料顯示式(10.8)之 f 值等於 0.76。此外，式(10.8)中之 0.62 輛/平方公尺須改為 0.56 輛/平方公尺才比較能反映復興北路停等區之實況。

根據本手冊第十三章，停等區內機車疏解所需的時間可估計如下：

$$T = 2.14 + 1.07fL \tag{10.9}$$

此式中，

T= 疏解停等區內機車所需之時間（秒）。

如果 G 及 Y 各代表綠燈時段及大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段，則停等區內機車疏解後之剩餘綠燈及可有效使用之燈號轉換時段等於 $G+Y-T$。本手冊第十三章 13.5.4 節用一相當複雜的模式來估計在 $G + Y - T$ 時段內能疏解之車數，惟此模式有一缺陷。本所在建立該模式時所用的現場資料，併行機車占總車數平均只有 12.6%左右，但是復興北路往北直行/右轉共用車道上併行機車之比例遠大於 12.6%。因此本手冊第十三章 13.5.4 節之模式顯著低估復興北路北上之併行機車數，其差異如圖 10.16 所示。

根據圖 10.16，本手冊第十三章 13.5.4 節之模式估計值可調整如下以估計在剩餘綠燈及可有效使用之燈號轉換時段中能疏解的車數：

$$N_{gyi} = (N_{gyi})_{HCM} - 1.51 - 1.97P + 361.6P^2 \qquad (10.10)$$

此式中，

P= 併行機車占總車數之比例。

式(10.10)之估計值仍稍微高於現場值。此差異可能是地下道下游車道坡度所造成。經測試結果，下列的地下道下游坡度調整因素 f_g 適合用來分析復興北路往北直行/右轉共用車道之疏解率：

$$f_g = 1 - 0.05S \qquad (10.11)$$

此式中，

S= 停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)。

圖 10.17 為比較利用式(10.11)調整後之 N_{gyi} 值及現場每週期在剩餘綠燈及燈號轉換時段內能疏解的車數。實際運用式(10.10)及式(10.11)時為數週期的平均疏解車數，因此現場值與估計值之差異較圖 10.17 所顯示之小。

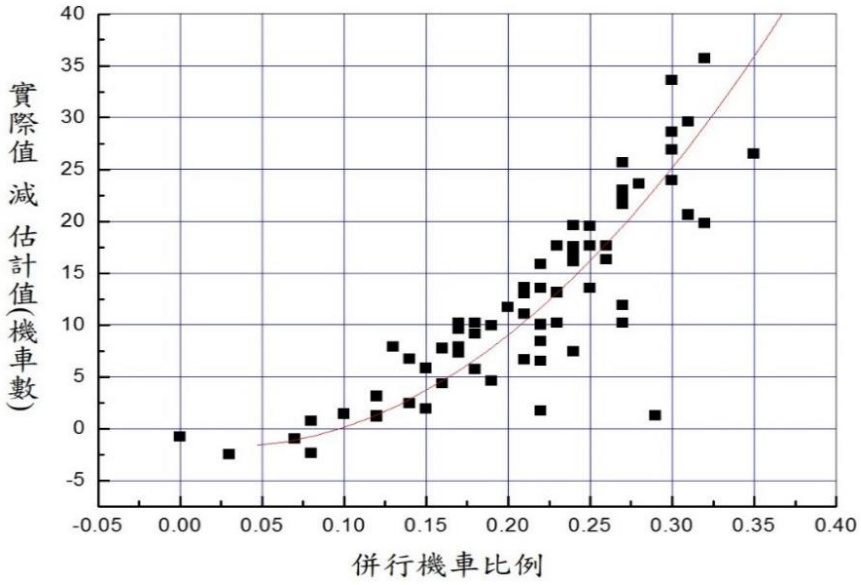


圖 10.16 每週期併行機車數估計值與現場值之差異

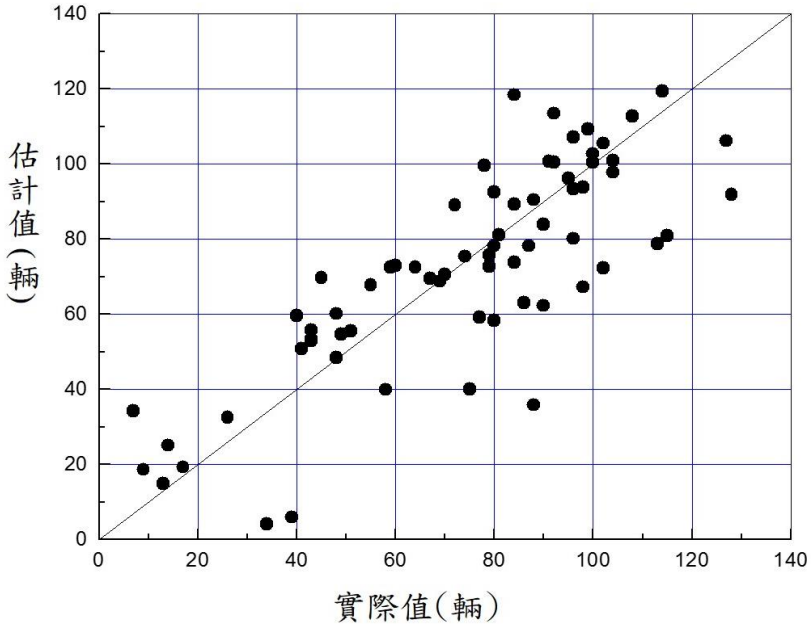


圖 10.17 每週期剩餘綠燈及燈號轉換時段中能疏解車數估計值與現場值之比較

10.3.5 機車專用道

圖 10.18 顯示在臺北市林森南路往南及新北市保安街往南地下道下游機車道之疏解率與綠燈時間的關係。綠燈開始之後 10 秒內，上述車道之疏解率達到高峰，然後明顯的下降並維持一大約穩定的值。這疏解特性與本手冊第十八章圖 18.3 所示的機車專用道疏解特性有差異。本手冊圖 18.3 所顯示疏解率沒有呈高峰然後明顯下降的現象。

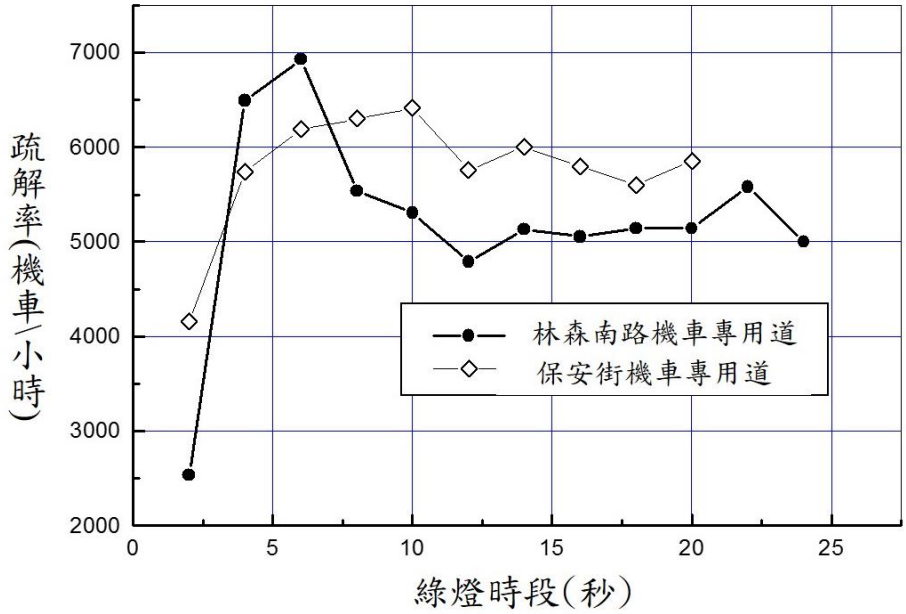


圖 10.18 市區地下道下游機車專用道疏解率與綠燈時段關係

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

本手冊第十八章用下列模式估計機車專用道之飽和流率：

$$Q_{max} = 4{,}836 + 1{,}900W_{90} \quad (10.12)$$

此式中，

Q_{max}=飽和流率（輛/小時）；

W_{90}=車輛疏解時占用 90%之路面寬（公尺）。

林森南路及保安街之 W_{90} 值各為 1 公尺及 2.7 公尺。如用這兩 W_{90} 值從式(10.12)估計在沒有地下道及坡度時的飽和流率，則林森南路及保安街的專用道飽和流率應各為 6,736 及 7,876 輛/小時。由於實際飽和流率各只有 5,042 及 5,805 輛/小時，因此與平坦路段飽和流率的比值各為 0.75 及 0.74。

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

因素訂為：

$$f_g = 1 - 0.049S \tag{10.13}$$

此式中，

S = 停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)。

10.4 車道容量估計方法

10.4.1 無機車停等區之車道

本章沿用本手冊第十三章相同的模式來估計地下道下游車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C}[\sum_{i=1}^{n} N_{gyi}]f_v f_g f_b f_s f_z f_p \tag{10.14}$$

此式中，

c = 車道容量（輛/小時）；
C = 號誌週期長度（秒）；
N_{gyi} = 特定狀況下，在第 i 個可用時相之綠燈時段及燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數（輛）；
i = 可用時相之代號；
n = 可用時相數；
f_V = 車種及行進方向調整因素；
f_g = 坡度調整因素；
f_b = 公車站調整因素（見 13.4.4 節）；
f_S = 路邊停車調整因素（見 13.4.5 節）；
f_Z = 交岔路口所在市區調整因素（設定值：1.0）；
f_P = 衝突行人調整因素（見 13.4.6 節）。

因為缺乏現場資料以更新適用值，所以本章採用本手冊第十三章所建議之 f_b、f_S、f_P 三調整因素。地下道下游通常沒有公車站及路邊停車，也少有衝突行人，所以在多數狀況下，上述三調整因素之值等於 1.0。地下道所在市區對下游車道停等車之疏解率是否有影響也不能斷論，所以式(10.14)中之 f_Z 調整值暫設定為 1.0。但是 f_V 及 f_g 之值隨車道類型而變。

10.4.1.1 無衝突直行禁行機車道

表 10.3 所示的 6 種直行禁行機車道中，目前有資料分析的類型只包括 S1、S4 及 S5。本章假設 S1、S2 及 S3 受地下道之存在及地下道下游車道坡度的影響程度相同，亦假設 S4、S5 及 S6 受地下道及下游車道坡度所影響程度相同。根據這些假設，直行禁行機車道之容量可估計如下：

1. 利用表 10.4 之模式估計在平坦路段上直行禁行機車道之停等小車疏解率 N_{gyi}。

表 10.4 平坦路段直行禁行機車道停等小車疏解率之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S1	$N_{gyi} = -0.77 + 0.475\,g + 1.273 \times 10^{-3}\,g^2$ $N_{gyi} = -3.69 + 0.598\,g$	5~55 >55
S2	$N_{gyi} = -0.98 + 0.426\,g + 1.105 \times 10^{-3}\,g^2$ $N_{gyi} = -5.40 + 0.566\,g$	5~60 >60
S3	$N_{gyi} = -0.59 + 0.428\,g + 1.250 \times 10^{-3}\,g^2$ $N_{gyi} = -4.36 + 0.566\,g$	5~50 >50
S4	$N_{gyi} = -0.88 + 0.437\,g + 1.783 \times 10^{-3}\,g^2$ $N_{gyi} = -3.70 + 0.582\,g$	5~50 >50
S5	$N_{gyi} = -0.71 + 0.422\,g + 1.500 \times 10^{-3}\,g^2$ $N_{gyi} = -8.68 + 0.638\,g$	5~70 >70
S6	$N_{gyi} = -1.28 + 0.425\,g + 1.150 \times 10^{-3}\,g^2$ $N_{gyi} = -3.24 + 0.522\,g$	5~50 >50

2. 根據下式估計式(10.14)中車種及行進方向調整因素。

$$f_v = \frac{1}{1+P_T(E_T-1)} \tag{10.15}$$

此式中，

P_T=大車之比例；

E_T=大車之小車當量（建議值：1.7)。

3. 用表 10.5 所列之 f_g 模式，估計地下道下游車道坡度對疏解率之調整因素。

表 10.5 地下道下游車道坡度調整因素 f_g

車道類型	綠燈時段（秒）	f_g 估計模式
中央實體分隔 S1，S2，S3 車道	<20	$0.93-12.38\times10^{-3}S$
	≧20	$0.92-6.39\times10^{-3}S$
中央標線分隔 S4，S5，S6 車道	<20	$0.77+0.23e^{-\frac{S}{5.708}}$
	≧20	$0.72+0.28e^{-\frac{S}{5.537}}$

註：S =停止線上游 100 公尺範圍內的平均坡度(%)

4. 用本手冊第十三章 13.4.4、13.4.5 及 13.4.6 節的資料估計式(10.14)中之 f_b、f_S 及 f_P 調整因素。
5. 用式(10.14)估計容量。

10.4.1.2 無衝突左轉/直行共用車道

假設地下道下游車道坡度對所有類型共用車道的停等車疏解率有同樣的影響，而且本手冊第十三章所提供的當量值也適用於地下道下游車道上之停等車，則共用車道的容量可估計如下：

1. 根據式(10.6)估計在平坦路段且只有左轉小車時之疏解率 N_{gyi}。
2. 根據表 10.6 之當量值用式(10.16)估計式(10.14)中之車種及行進方向調整因素 f_V。

$$f_v=\frac{1}{1+\sum_v\sum_i P_{vi}(E_{vi}-1)} \tag{10.16}$$

此式中，

P_{vi} =車種 v 行進方向 i 車輛之比例，
E_{vi} =車種 v 行進方向 i 車輛之左轉小客車當量。

表 10.6 共用車道上不同車種直行、左轉之左轉小客車當量

行進方向	直行			左轉		
車種	機車	小車	大車	機車	小車	大車
左轉小客車當量	0.4	0.95	1.71	0.41	1.00	1.90

註：1.機車比例大於 90%，將機車當量減少 0.05。
2.機車比例為 30%~50%，將機車當量增加 0.05。
3.機車比例小於 30%，將機車當量增加 0.10

3. 根據式(10.7)估計地下道下游車道坡度對疏解率之調整因素。
4. 估計式(10.14)中之 f_b、f_S 及 f_P 調整因素。
5. 用式(10.14)估計容量。

若直行/左轉共用車道右側有足夠路肩讓機車併行，而且機車數量相當大，則式(10.14)可能低估容量。本所目前沒有足夠資料建立以可靠之模式來估計有併行機車但沒有機車停等區時的車道容量。

10.4.2 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)

估計有機車停等區之右轉/直行共用車道容量的程序如下：

1. 根據式(10.8)估計停等區內之機車數 M。復興北路往北地下道下游停等區內每平方公尺有 0.56 輛機車。式(10.8)用 0.62 輛/平方公尺估計機車數。在沒有實際資料的情況下可在 0.56 及 0.62 輛/平方公尺之範圍內選擇一適用值。
2. 用式(10.9)估計停等區內 M 輛機車在綠燈開始之後疏解所需之時間 T。
3. 根據本手冊第十三章 13.5.4 節所描述的步驟，以 mix.exe 執行檔估計在剩餘綠燈及大約 3.5 秒可有效使用之燈號轉換時段內能疏解的車輛數$(N_{gyi})_{HCM}$，該執行檔可於「臺灣公路容量分析專區」網站下載。
4. 用式(10.10)調整$(N_{gyi})_{HCM}$成為 N_{gyi}。
5. 估計從停止線到停等區上游端點之間的平均坡度 S_a(%)，然後用式(10.11)估計停等區機車疏解時之坡度調整因素：

$$(f_g)_a = 1 - 0.05S_a \tag{10.17}$$

6. 估計從停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度 S_b(%)，然後用式(10.11)估計剩餘綠燈及燈號轉換時段中疏解率之坡度調整因素：

$$(f_g)_b = 1 - 0.05S_b \tag{10.18}$$

7. 根據下式估計容量：

$$c = \frac{3600}{C}[M(f_g)_a + N_{gyi}(f_g)_b]f_b f_s f_p \tag{10.19}$$

此式中，

c = 直行/右轉混合車流車道之容量（輛/小時）；
C = 號誌週期長度（秒）；
M = 從式(10.8)所估計之疏解機車數（輛）；
N_{gyi} = 從式(10.10)所估計之疏解車輛數（輛）；
$(f_g)_a$ = 坡度調整因素（式 10.17）；
$(f_g)_b$ = 坡度調整因素（式 10.18）；
f_b = 公車站調整因素（見 13.4.4 節）；
f_s = 路邊停車調整因素（見 13.4.5 節）；
f_p = 衝突行人調整因素（見 13.4.6 節）。

10.4.3 機車專用道

地下道下游機車專用道的容量可估計如下：

1. 根據本手冊第十八章式(18.2)，估計機車疏解時 90%機車所用之車道寬 W_{90}。
2. 用下式估計容量：

$$c = (4{,}836 + 1{,}900W_{90})(\frac{G+\Delta G-L_S}{C})(1 - 0.049S) \quad (10.20)$$

此式中，

c = 車道容量（輛/小時）；
W_{90} = 車輛在疏解時占用 90%之路面寬（公尺）；
G = 綠燈時間（秒）；
ΔG = 可有效使用之燈號轉換時段（建議值：3.5 秒）；
L_s = 起動損失時間（建議值：0~2.9 秒）；
C = 號誌週期長度（秒）；
S = 停止線上游 100 公尺內之平均坡度(%)。

10.5 應用例題

10.5.1 例題 1：無衝突直行禁行機車道

一市區地下道下游有一中央實體分隔之路段，此路段無快慢分隔，無緊鄰公車專用道，沒有公車站在車道旁，路邊不准停車，路口很少有行人。地下道下游有一號誌化路口，停止線到上游 100 公尺之

間的平均坡度為+3%（上坡），車道寬為 3.3 公尺，號誌之週期長度為 90 秒。地下道下游直行快車道的車輛每週期分配 60 秒綠燈、4 秒黃燈及 1 秒全紅時間。如果大車占總車輛之 5%，試估計此車道的容量。

解：

上述車道屬表 10.3 中之 S1 車道，假設 3 秒之燈號轉換時段（黃燈加全紅 =5 秒）可被車輛有效的利用來疏解，則車道容量可根據下列步驟來估計：

1. 從表 10.4 中 S1 車道之估計模式：

$$N_{gyi} = -3.69 + 0.598 \times 63 = 34.0 \text{ 輛直行小車}$$

2. 用式(10.15)估計車種及行車方向調整因素：

$$f_v = \frac{1}{1+0.05(1.7-1)} = 0.97$$

3. 從表 10.5 查找 S1 類型車道之模式估計地下道下游車道坡度之調整因素：

$$f_g = 0.92 - 6.39 \times 10^{-3} \times 3 = 0.9$$

4. 式(10.14)中其他調整因素 f_b、f_S、f_Z 及 f_P 等於 1.0。

5. 從式(10.14)估計容量：

$$c = \frac{3600}{90} \times 34.0 \times 0.97 \times 0.9 = 1{,}187 \text{輛/小時。}$$

10.5.2 例題 2：無衝突左轉/直行共用車道

一地下道下游有一號誌化路口。停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%。其中一車道供直行及左轉車共用。車道旁無公車站及路邊停車。路口也少有行人。共用車道的車種及行進方向的比例如下：

直行機車：0.25
小車：0.50
大車：0.03
左轉機車：0.10
小車：0.10
大車：0.02

號誌週期為 90 秒。共用車道在每一週期中得到 60 秒之綠燈及 5 秒的燈號轉換時段。有 3 秒的燈號轉換時間可有效的用來疏解車輛，試估計此車道之容量。

解：

1. 從式(10.6)估計只有左轉小車時之疏解率：

$$N_{gyi} = 0.21 + 0.426(60 + 3) = 27.0$$

2. 根據表 10.6 各車種及行進方向組合的左轉小車當量如下：

直行機車：0.4 + 0.05
小車：0.95
大車：1.71
左轉機車：0.41 + 0.05
小車：1.0
大車：1.9

上述當量可用在式(10.16)估計車種及行車方向調整因式：

$$1 + \sum_v \sum_i P_{vi}(E_{vi} - 1) = 1 + 0.25[(0.4 + 0.05) - 1] + 0.5(0.95 - 1) + 0.03(1.71 - 1) + 0.10[(0.41 + 0.05) - 1] + 0.1(1.0 - 1) + 0.02(1.9 - 1)$$

$$= 0.823$$

$$f_v = \frac{1}{0.823} = 1.22$$

3. 從式(10.7)估計地下道下游車道坡度調整因素：

$$f_g = 1 - (1 - 0.68 - 2.27 \times 10^{-3} \times 63)\frac{3}{5.5} = 0.9$$

4. 式(10.14)之 f_b、f_S、f_Z 及 f_P 等於 1.0。

5. 從式(10.14)，共用車道之容量為：

$$c = \frac{3600}{90} \times 27.0 \times 1.22 \times 0.9 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 1{,}186 \text{輛/小時}$$

左轉/直行共用車道右側如有足夠路肩讓機車併行，而且機車數量相當大，則上述容量估計值可能低估容量。本所目前沒有足

夠資料建立一可靠模式來估計有併行機車但沒有機車停等區時的車道容量。

10.5.3 例題 3：無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)

一地下道下游有一寬 3.3 公尺之直行/右轉共用車道。車道上有一長 12 公尺之機車停等區。在尖峰之紅燈時段中，76%之停等區面積被停等機車占用。停等區之平均坡度為+2%，從停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%，共用車道旁沒有公車站也不准路邊停車。很少有行人欲通過地下道下游之路口。號誌控制的週期長度為 150 秒，共用車道在一週期所得的綠燈為 80 秒。燈號轉換時段有 5 秒，但能有效運用之燈號轉換時段只有 3.5 秒。此外，共用車道有下列車種及行進方向的組合：

- 直行小車比例 $X_2 = 0.31$。
- 右轉小車比例 $X_3 = 0.08$。
- 與小車及大車無併行之直行機車比例 $X_4 = 0.32$。
- 與小車及大車無併行之右轉機車比例 $X_5 = 0.08$。
- 直行大車比例 $X_6 = 0.05$。
- 右轉大車比例 $X_7 = 0.00$。

試估計上述共用車道之容量。

解：

1. 根據式(10.8)，但將式中之 0.62 改為 0.60（見 10.4.2 節第 1 項）可得停等區內機車數：

$$M = 0.6 \times 0.76 \times 12 \times 3.3 = 18.1\text{輛}$$

2. 從式(10.9)估計停等區內機車疏解所需時間：

$$T = 2.14 + 1.07 \times 0.76 \times 12 = 11.9\text{秒}$$

所以剩餘綠燈加 3.5 秒可用之燈號轉換時間等於 80 + 3.5 - 11.9 = 71 秒。用 g_u 代表這剩餘時間。

3. 以 mix.exe 執行檔估計在 g_u 時間內能疏解的車數，該執行檔可於「臺灣公路容量分析專區」網站下載。使用 mix.exe 所需的輸入資料包括：$g_u = 71.6$ 秒，前述之 $X_2 \sim X_7$ 及車道寬 3.3 公尺。mix.exe

之輸出值如下：

$(N_{gyi})_{HCM}$ = 49.6 輛

4. 用式(10.10)調整$(N_{gyi})_{HCM}$。執行此工作之前須先估計併行機車占總車數之比例：

$P = 1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7$ = 0.16

（註：此 P 值等於本手冊表 13.9 之 X_9）

根據 P = 0.16 及式(10.10)，

$$N_{gyi} = (49.6 - 1.51 - 1.97 \times 0.16 + 361.6 \times 0.16^2) = 57.0\text{輛}$$

5. 用式(10.17)估計停等區坡度調整因素：

$$(f_g)_a = 1 - 0.05 \times 2 = 0.9$$

6. 用式(10.18)估計停止線與上游 100 公尺之間平均坡度之調整因素：

$$(f_g)_b = 1 - 0.05 \times 3 = 0.85$$

7. 用式(10.19)估計容量：

$$c = \frac{3600}{150}[18.1 \times 0.9 + 57.0 \times 0.85] \times 1 \times 1 \times 1 = 1{,}554\text{輛/小時}$$

10.5.4 例題 4：機車專用道

一地下道下游有一寬 3 公尺機車專用道。專用道左、右側皆為實體分隔。停止線到上游 100 公尺之間的平均坡度為+3%。下游號誌之週期為 120 秒。專用道之綠燈時段及燈號轉換時段各為 70 秒及 5 秒。3.5 秒燈號轉換時間可有效運用。疏解率有達到高峰之後明顯下降成一穩定狀態的現象（啟動損失時間接近 0 秒）。試估計此車道容量。

解：

1. 根據本手冊第十八章式(18.2)，上述車道 90%之車道寬為：

W_{90} = 3 - 0.55 - 0.55 = 1.9 公尺。

2. 用式(10.20)估計容量：

$$c = (4{,}836 + 1{,}900 \times 1.9)\left(\frac{70 + 3.5 - 0}{120}\right)(1 - 0.049 \times 3)$$

=4,413 輛/小時

參考文獻

1. 「2011 年臺灣公路容量手冊」,100-132-1299,交通部運輸研究所,民國 100 年 10 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
3. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」,100-78-1292,交通部運輸研究所,民國 100 年 5 月。
4. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(2/3)」,101-96-1315,交通部運輸研究所,民國 101 年 7 月。

第十一章 郊區多車道公路

目　錄

頁次

11.1 緒論 11-1
11.2 分析對象 11-2
11.3 非阻斷性車流路段之分析 11-3
11.3.1 車流特性 11-3
11.3.1.1 一般性交通狀況 11-3
11.3.1.2 平坦路段之小車當量 11-3
11.3.1.3 平直路段之平均自由速率 11-4
11.3.1.4 平直路段代表性流率與速率之關係 11-5
11.3.1.5 平直路段之容量 11-11
11.3.1.6 代表性車輛之總重/馬力比 11-11
11.3.1.7 代表性半聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係 11-12
11.3.1.8 坡度路段平均速率與流率之關係 11-16
11.3.2 績效指標及服務水準劃分標準 11-16
11.3.3 分析方法 11-18
11.3.3.1 平坦路段之服務水準分析 11-18
11.3.3.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析 11-28
11.3.3.3 坡度路段之服務水準分析 11-31
11.3.4 應用例題 11-36
11.3.4.1 例題 1 11-36
11.3.4.2 例題 2 11-39
11.3.4.3 例題 3 11-39
11.3.4.4 例題 4 11-40
11.3.4.5 例題 5 11-40
11.3.4.6 例題 6 11-43
11.3.4.7 例題 7 11-44
11.4 號誌化路口及幹道之分析 11-45

11.4.1 影響容量及服務水準之因素 11-45
11.4.1.1 號誌控制策略 11-46
11.4.1.2 幾何設計及槽化 11-50
11.4.1.3 交通狀況及駕駛人之行為 11-50
11.4.2 容量估計之方法 11-51
11.4.2.1 無衝突直行車道 11-53
11.4.2.2 無衝突左轉車道 11-57
11.4.2.3 無衝突右轉車道 11-61
11.4.2.4 無衝突直行/右轉共用禁行機車道 11-62
11.4.2.5 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區) 11-63
11.4.2.6 衝突左轉車道 11-68
11.4.2.7 無衝突左轉/直行共用車道 11-74
11.4.2.8 其他無衝突車流車道 11-75
11.4.3 號誌化路口容量估計例題 11-76
11.4.3.1 例題 1 11-76
11.4.3.2 例題 2 11-79
11.4.3.3 例題 3 11-82
11.4.3.4 例題 4 11-83
11.4.3.5 例題 5 11-85
11.4.4 績效指標及服務水準劃分標準 11-85
11.4.4.1 號誌化路口 11-85
11.4.4.2 幹道 11-86
11.4.5 模擬分析 11-89
11.4.5.1 模擬對象及範圍 11-89
11.4.5.2 重複模擬 11-90
11.4.5.3 起始狀況 11-91
11.4.5.4 分析輸出資料 11-91
11.4.6 2021HTSS 模式輸入檔範例 11-92
11.4.7 輸入檔範例之應用 11-93
11.4.7.1 例題 1 11-93
11.4.7.2 例題 2 11-94

11.4.7.3 例題 3 11-95
11.4.7.4 例題 4 11-96
參考文獻..... 11-97

圖 目 錄

頁次

圖 11.1 郊區多車道公路..... 11-1
圖 11.2 機車之小車當量..... 11-4
圖 11.3 類型 I 有 2 車道之平直路段代表性速率與流率關係 11-6
圖 11.4 類型 I 有 3 車道之平直路段代表性速率與流率關係 11-6
圖 11.5 類型 I 有 4 車道之平直路段代表性速率與流率關係 11-7
圖 11.6 類型 II 寬 1.5 公尺平直車道之流率與速率關係 11-9
圖 11.7 類型 II 寬 2.5 公尺平直車道之流率與速率關係 11-9
圖 11.8 類型 II 寬 4.0 公尺平直車道之流率與速率關係 11-10
圖 11.9 類型 II 寬 6.0 公尺平直車道之流率與速率關係 11-10
圖 11.10 台 74 甲線北向上坡路段車速變化..... 11-13
圖 11.11 81.6 kg/kW 小車上坡時車速變化之模擬值..... 11-13
圖 11.12 124 kg/kW 半聯結車高速上坡後，速率與行車距離之關係 11-14
圖 11.13 124 kg/kW 半聯結車低速上坡後，速率與行車距離之關係 11-15
圖 11.14 124 kg/kW 半聯結車低速下坡後，速率與行車距離之關係 11-15
圖 11.15 縱切面用近似縱切線來代表之情況一 11-29
圖 11.16 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖 11-29
圖 11.17 縱切面用近似縱切線來代表之情況二 11-30
圖 11.18 2 車道上坡路段容量模擬值..... 11-35
圖 11.19 2 車道上坡路段平均速率模擬值..... 11-35
圖 11.20 分析路段縱切面示意圖 11-41
圖 11.21 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係 11-42

圖 11.22 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係 11-42
圖 11.23 容量之估計 11-46
圖 11.24 時相順序範例 11-47
圖 11.25 三時相控制之週期劃分 11-49
圖 11.26 時差之定義示意圖 11-50
圖 11.27 臺灣地區市區及郊區直行停等車之疏解特性 11-52
圖 11.28 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素 11-59
圖 11.29 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素 11-59
圖 11.30 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素 11-60
圖 11.31 直行/右轉共用車道設施示意圖 11-64
圖 11.32 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數 11-73
圖 11.33 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數 11-73
圖 11.34 例題 1 北上車道之號誌控制、中央分隔型態、公車及路邊停車運轉狀況 11-77
圖 11.35 例題 3 之交通狀況 11-82
圖 11.36 幹道分段示意圖 11-88
圖 11.37 模擬之分析對象及鄰近路口之路網示意圖 11-89
圖 11.38 獨立路口模擬路網示意圖 11-90
圖 11.39 幹道之模擬路網示意圖 11-90
圖 11.40 ISO 1.txt 模擬路口示意 11-92
圖 11.41 ISO 2.txt 模擬路口示意 11-92
圖 11.42 ART M.txt 模擬路網示意 11-93
圖 11.43 例題 2 容量與週期長度的關係 11-95
圖 11.44 例題 3 平均停等延滯與週期長度的關係 11-96
圖 11.45 例題 4 時差對節線 6 車流平均停等延滯之影響 11-97

表 目 錄

頁次

表 11.1　平直非阻斷性車流路段之平均自由速率 11-5
表 11.2　類型 I 有 2 車道之平直路段流率與速率代表性關係 11-7
表 11.3　類型 I 有 3 車道之平直路段路段之流率與速率
代表性關係 11-8
表 11.4　類型 I 有 4 車道之平直路段路段之流率與速率
代表性關係 11-8
表 11.5　郊區多車道公路代表性車輛總重/馬力比 11-12
表 11.6　對 81.6 kg/kW 小車速率有負面影響之
最小坡度模擬值 11-14
表 11.7　非阻斷性車流路段 V/C 比之服務水準等級
劃分標準 11-17
表 11.8　非阻斷性車流路段平均速率/速限比之服務水準
等級劃分標準 11-17
表 11.9　類型II車道容量(機車/小時) 11-25
表 11.10 式(11.23)之係數估計模式 11-32
表 11.11 估計車道容量所需之數據(機車/小時) 11-39
表 11.12 機車之小車當量 11-55
表 11.13 公車到達率調整值 β1 11-56
表 11.14 公車站離交岔口距離調整值 β2 11-56
表 11.15 路邊停車調整因素 fS 11-57
表 11.16 式(11.37c)之*Aij*值 11-61
表 11.17 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍 11-65
表 11.18 式(11.44c)之*Aij*值 11-66
表 11.19 式(11.45c)之*Aij*值 11-67
表 11.20 式(11.54c)之*Aij*值 11-74
表 11.21 不同行車方向、不同車種的左轉小車當量 11-75
表 11.22 式(11.57b)之相關當量 11-76
表 11.23 例題 1 北上之車流及幾何設計狀況 11-77
表 11.24　號誌化路口服務水準劃分標準 11-87

表 11.25 郊區幹道服務水準劃分標準 11-87

11.1 緒論

郊區多車道公路係指供汽車行駛，每方向至少二車道之道路（車道數計算，不含機車優先/專用道及慢車道），包含市郊道路及城際公路。市郊道路係指都市邊緣地區之路段，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，如過去平面段之西部濱海快速公路，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。圖 11.1 顯示郊區多車道公路一路段之路況。雙向各僅有一車道或一快車道及一慢車道，且車輛超車須占用對向車道的郊區公路，應以手冊第十二章郊區雙車道公路描述的方法分析。



圖 11.1 郊區多車道公路

「2011 年臺灣公路容量手冊」[1]第十一章(簡稱舊版)提供郊區多車道公路非阻斷性車流路段及有號誌之路口及幹道的分析方法。舊版分析非阻斷性車流路段的方法有幾個缺點。

第一，舊版假設機車之小車當量為 0.36。如果分析結果不必精確，此當量為一合理之假設。如分析的結果需較高的精度，則必須考慮機車之小車當量隨所占比例變化之特性。

第二，舊版只說明如何分析根據現代公路幾何設計標準，縱切面(profile)只含縱切線(vertical tangent)及拋物線型縱曲線(vertical curve)的公路。惟多數郊區公路並未符合現代公路設計標準。

第三，舊版的分析方法雖然提供一模擬重車爬坡速率隨地點變化之模擬模式，但該模式只適用於模擬自由旅行的重車，因此不適用於服務水準之評估。

第四，舊版假設代表性大車之總重/馬力比等於 122.3 kg/kW。但本所研究[2]發現郊區多車道公路車輛的總重/馬力比在 92~129 kg/kW 之範圍內，而且坡度越小，總重/馬力比有越高的現象。因此舊版所描述之大車爬坡加速及減速特性需修正。

第五，舊版之分析方法假設小車及機車之速率不受坡度及坡長之影響。現場資料[2,3,4]則顯示在許多情況下，坡度及坡長對這兩車種的速率有顯著的影響。

上述缺點主因在於缺乏能模擬廣泛交通運轉之模擬模式。因此本所發展 2021 年公路交通系統模擬模式(2021 Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 2021HTSS 模式)做為分析工具。此模式可模擬郊區多車道公路非阻斷性及阻斷性車流路段，因此本章以 2021HTSS 模式取代 2011 容量手冊提及之 HTSS 模式第三版。

本章的分析方法仍須進一步改良。其中一問題是非阻斷性車流路段的代表性容量仍須用現場資料加以確認。另一問題牽涉到不同類型車輛爬坡時所採用的馬力與坡度的關係。本章所採用之車輛總重/馬力比係根據坡度大約+5%之台 13 線三義路段及坡度大約+8%之台 74 甲線南北向各一路段的資料所推導。推導之結果顯示總重相同時，車輛採用之馬力有隨坡度的增加而加大的現象。換言之，坡度增加時，總重/馬力比有降低的傾向。因為總重/馬力比對坡度路段的交通運轉有深入的影響，所以總重/馬力比隨坡度變化的特性值得進一步探討。

11.2 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、獨立號誌化路口及有一連串號誌化路口的幹道。

一般而言，如號誌化路口之間距超過 3 公里，則在路段中點附近距離上、下游路口超過 1.5 公里之部分可當作非阻斷性車流之路段來分析。非阻斷性車流路段之分析對象分成平坦路段、代表性重車

於上下坡之速率變化及坡度路段之服務水準評估。平坦路段及代表性重車於上下坡之速率變化可用圖、表及分析性模式來分析。坡度路段的運轉很複雜，本章建議採用 2021HTSS 模式來分析。

如分析對象為號誌化路口，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。但因目前無資料可顯示在何種狀況下到達一號誌化路口之車流型態為隨機，分析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號誌化路口時之服務水準，則可將郊區公路當作幹道來分析。郊區號誌化路口及幹道之分析方法與市區道路相同，但市區道路上號誌化路口之停等車疏解率比郊區高。分析之前必須依分析目的及車流性質，擇定手冊內適用之分析章節。

11.3 非阻斷性車流路段之分析

11.3.1 車流特性

11.3.1.1 一般性交通狀況

多數的臺灣郊區多車道公路單向有 2 或 3 一般車道。郊區公路的交通狀況隨公路所穿越的地區之性質有密切的關係。以新北市及桃園市的郊區公路為例，其尖峰小時係數大多在 0.85 與 0.97 之間，車流之方向係數常在 0.51 及 0.55 之間，小車的比例可能低於 0.3，也可能超過 0.8。郊區公路上幾乎沒有全聯結車。因為車流狀況隨公路變化的程度相當大，規劃郊區多車道公路時宜參考公路總局及縣市政府公布的現場資料。

11.3.1.2 平坦路段之小車當量

在平坦路段上，同一車道各車種的速率相差不大，因此可根據跟車時所需之平均車距或在不同車種組成狀況下的容量訂定不同車種之小車當量。使用小車當量可簡化分析方法，但使用小車當量來分析坡度路段之服務水準會過度簡化交通運轉之複雜性，因而嚴重的影響分析結果的可靠性，因此本章不採用小車當量評估坡度路段之服務水準。

根據平坦路段之容量，模擬結果顯示大客車、大貨車及半聯結車之小車當量大約各為 1.2、1.25 及 1.5。機車之小車當量隨車道寬及機車比例而變。在寬 3.2~6.0 公尺車道上之機車的小車當量如圖 11.2 所示。這些當量與機車百分比的關係可用下式來代表：

$$E_m = (0.7 - \frac{0.392}{1+e^{-(P-41.144)/9.612}})(1.39 - 0.1116W) \qquad (11.1)$$

此式中，

E_m = 機車之小車當量；

P = 機車占該車道之百分比 (%)；

W = 車道寬(3.2~6.0 公尺)。

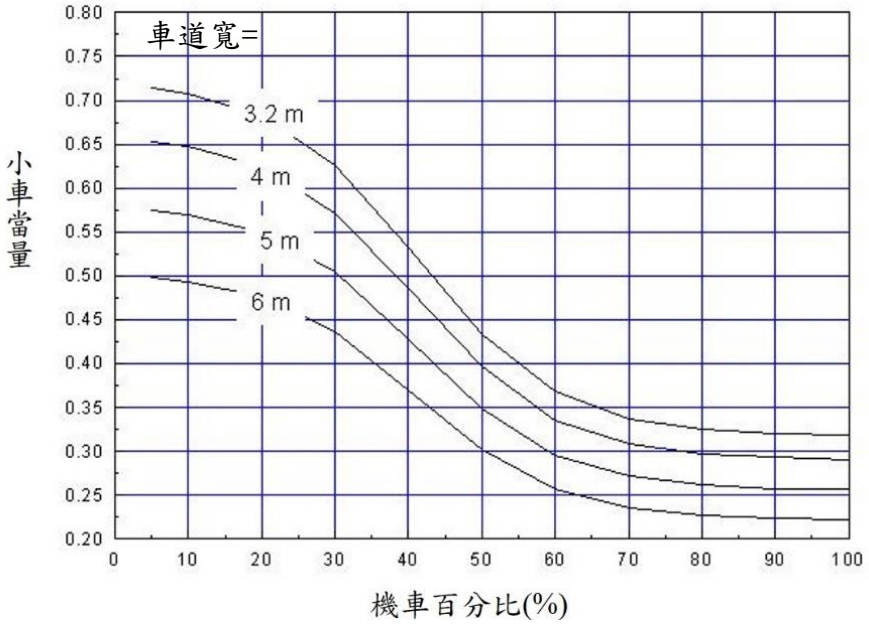


圖 11.2 機車之小車當量

11.3.1.3 平直路段之平均自由速率

公路的交通運轉特性與其車流所能維持的平均自由速率有明顯的關係。依本所之現場資料顯示[6]，車道寬度對其平均自由速率沒有顯著的影響。而根據本所的研究[6]，平直非阻斷性車流路段的平均自由速率可依照路段的速限來估計如表 11.1 所示。

表 11.1 中，大車及小車之平均自由速率係於無機車車流之車道蒐集而得，機車之資料則多數於不到 2.5 公尺寬之慢車道蒐集而得。惟本所於新北市竹圍地區台 2 線南向、速限 50 公里/小時、寬 4 公

尺，機車比例達 79.5%之最外側車道所蒐集的資料顯示[7]，該車道與相鄰車道之平均自由速率皆接近 70 公里/小時。因此機車之平均自由速率變異性很大。

表 11.1 平直非阻斷性車流路段之平均自由速率

車 種	速限(公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
小 車	60	67
	70	70
	80	89
大 車	60 或 70	66
	80	78
機 車	60 或 70	51 (變異性很大)

資料來源：[6]。

11.3.1.4 平直路段代表性流率與速率之關係

由於機車占比高或低之車道其車流特性不同，因此本小節將郊區多車道公路平直路段代表性流率與速率之關係，劃分成下列兩類型車道說明：

1. 類型Ⅰ車道：機車比例小於或等於 60%之車道。
2. 類型Ⅱ車道：機車比例超過 60%之車道(含慢車道)。

只有小車時，平直路段類型Ⅰ車道於不同自由速率下之代表性流率與速率關係如圖 11.3~圖 11.5 所示。這些關係可用表 11.2~表 11.4 的模式來代表。如有機車及大車在此類車道上，則機車及大車需先轉換成對等小車，才能利用這些模式。

如果分析路段之平均自由速率異於表 11.1 之值，則容量及平均速率可用內插或外插法估計。如果估計的對象為平均速率，例如自由速率 V_f如在表中 63 公里/小時的 V_{f1} (70 公里/小時)及較低的 V_{f2} (如 60 公里/小時)之間，則可先用 V_{f1} 所屬之模式估計相同速率 V (如 67 公里/小時)，然後將 V 調降 V_{f1}-V_f (如 70-63=7)來估計自由速率為 V_f 時之相關平均速率。

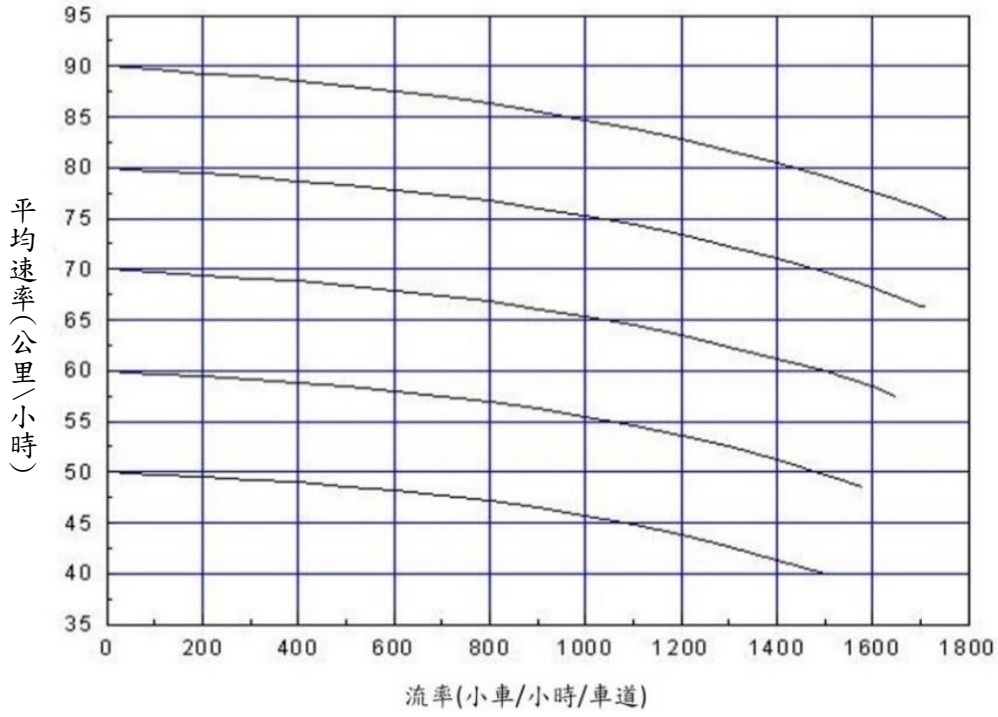


圖 11.3 類型 I 有 2 車道之平直路段代表性速率與流率關係

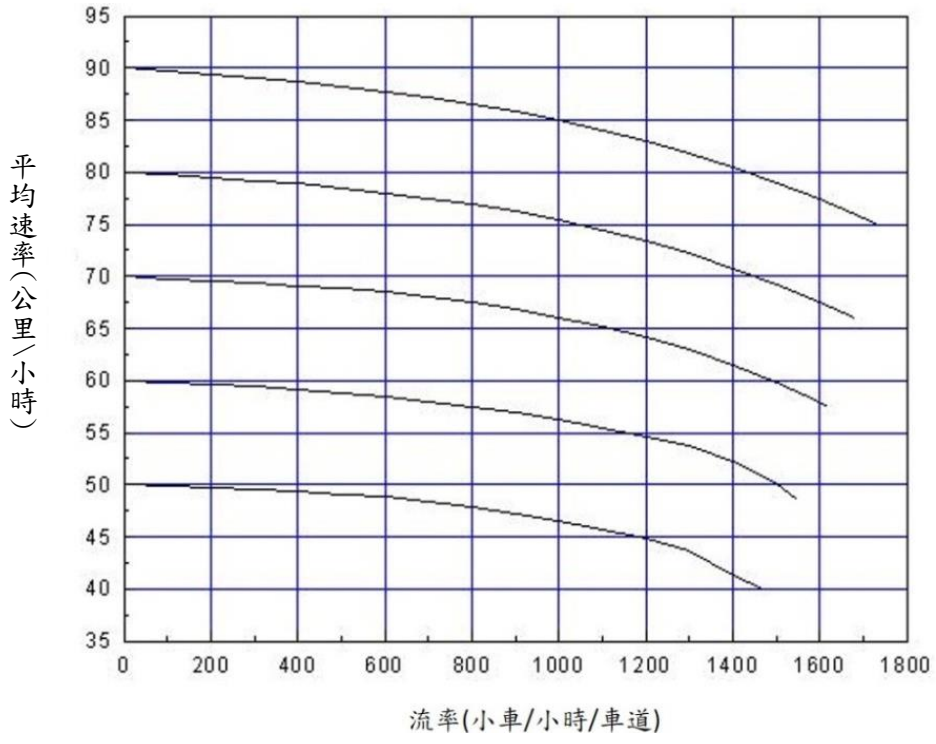


圖 11.4 類型 I 有 3 車道之平直路段代表性速率與流率關係

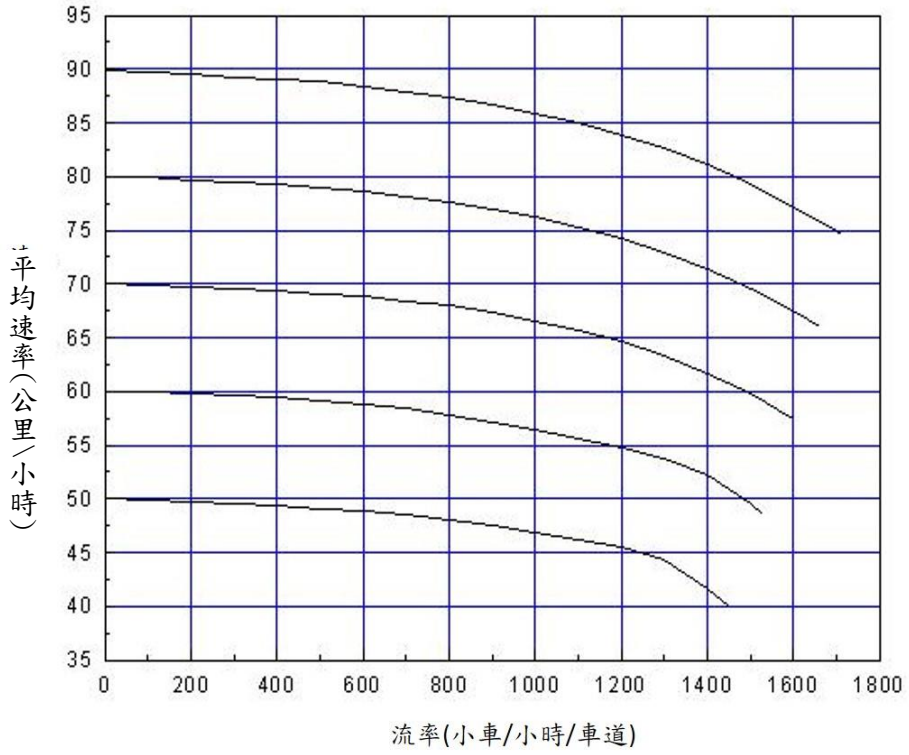


圖 11.5 類型 I 有 4 車道之平直路段代表性速率與流率關係

表 11.2 類型 I 有 2 車道之平直路段流率與速率代表性關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	0 ~ 1,760	$V = 92.31 - \frac{98.700}{1 + e^{-\frac{Q-3,017.5}{810.61}}}$	1,760	75
80	0 ~ 1,710	$V = 82.06 - \frac{843.35}{1 + e^{-\frac{Q-5,025.7}{837.55}}}$	1,710	66
70	0 ~ 1,650	$V = 71.88 - \frac{216.399}{1 + e^{-\frac{Q-3,743.5}{791.55}}}$	1,650	57.5
60	0 ~ 1,580	$V = 61.49 - \frac{114.788}{1 + e^{-\frac{Q-3,025.4}{700.89}}}$	1,580	48.5
50	0 ~ 1,500	$V = 50.98 - \frac{54.046}{1 + e^{-\frac{Q-2,293.3}{579.48}}}$	1,500	40

表 11.3 類型 I 有 3 車道之平直路段路段之流率與速率代表性關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	0 ~ 1,730	$V = 91.76 - \frac{104.494}{1 + e^{-\frac{Q-2,928.6}{723.64}}}$	1,730	75
80	0 ~ 1,680	$V = 81.27 - \frac{90.734}{1 + e^{-\frac{Q-2,703.3}{638.94}}}$	1,680	66
70	0 ~ 1,620	$V = 70.74 - \frac{123.815}{1 + e^{-\frac{Q-2,785.5}{549.94}}}$	1,620	57.5
60	0 ~ 1,200	$V = 60.92 - \frac{67.308}{1 + e^{-\frac{Q-2,548.2}{593.99}}}$	1,550	48.5
	1,200~1,550	$V = 55.85 - \frac{20.211}{1 + e^{-\frac{Q-1,636.6}{154.12}}}$		
50	0 ~ 1,200	$V = 50.31 - \frac{11.462}{1 + e^{-\frac{Q-1,237.5}{342.36}}}$	1,470	40
	1,200~1,470	$V = 45.64 - \frac{7.561}{1 + e^{-\frac{Q-1,382.0}{82.104}}}$		

表 11.4 類型 I 有 4 車道之平直路段路段之流率與速率代表性關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	0 ~ 1,710	$V = 90.65 - \frac{101.105}{1 + e^{-\frac{Q-2,593.1}{528.7}}}$	1,710	75
80	0 ~ 1,660	$V = 80.72 - \frac{163.607}{1 + e^{-\frac{Q-2,879.4}{526.22}}}$	1,660	66
70	0 ~ 1,600	$V = 70.46 - \frac{95.541}{1 + e^{-\frac{Q-2,439.3}{453.83}}}$	1,600	57.5
60	0 ~ 1,200	$V = 60.20 - \frac{11.411}{1 + e^{-\frac{Q-1,230.6}{320.38}}}$	1,530	48.5
	1,200 ~1,530	$V = 55.92 - \frac{42.648}{1 + e^{-\frac{Q-1,794.4}{169.00}}}$		
50	0 ~ 1,200	$V = 50.39 - \frac{13.796}{1 + e^{-\frac{Q-1,443.0}{407.78}}}$	1,450	40
	1,200 ~1,450	$V = 46.240 - \frac{11.978}{1 + e^{-\frac{Q-1,442.5}{86.30}}}$		

至於類型Ⅱ車道之流率與速率關係及相關之容量，因流率經常遠低於可能的容量，所以目前無法直接從現場資料來估計。本章利用模擬訂定圖 11.6~圖 11.9 所示之關係以供參考。

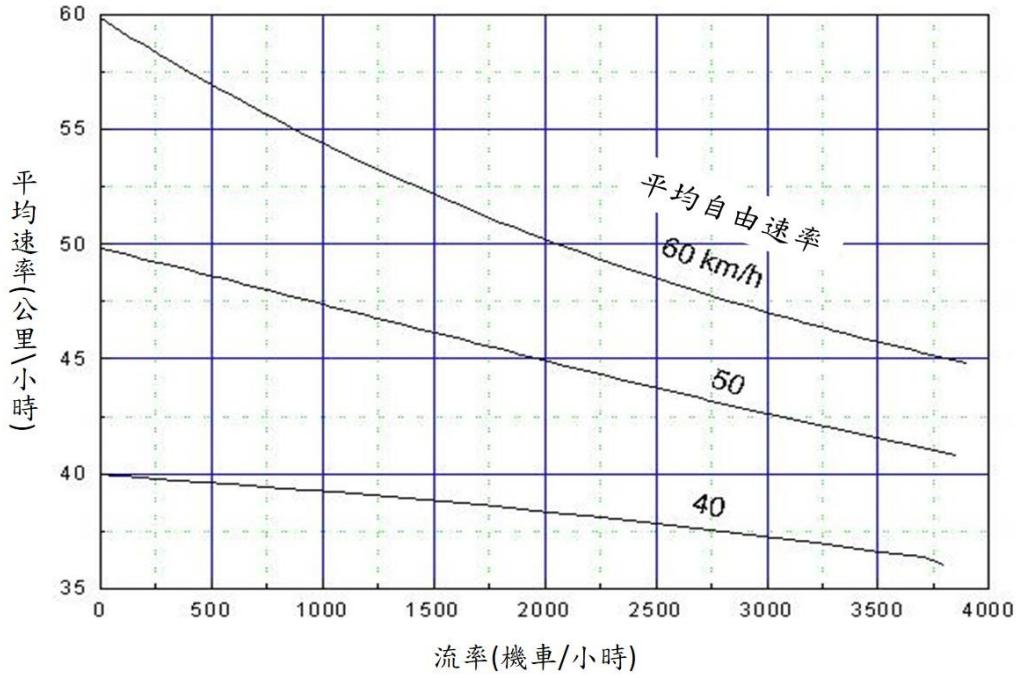


圖 11.6 類型Ⅱ寬 1.5 公尺平直車道之流率與速率關係

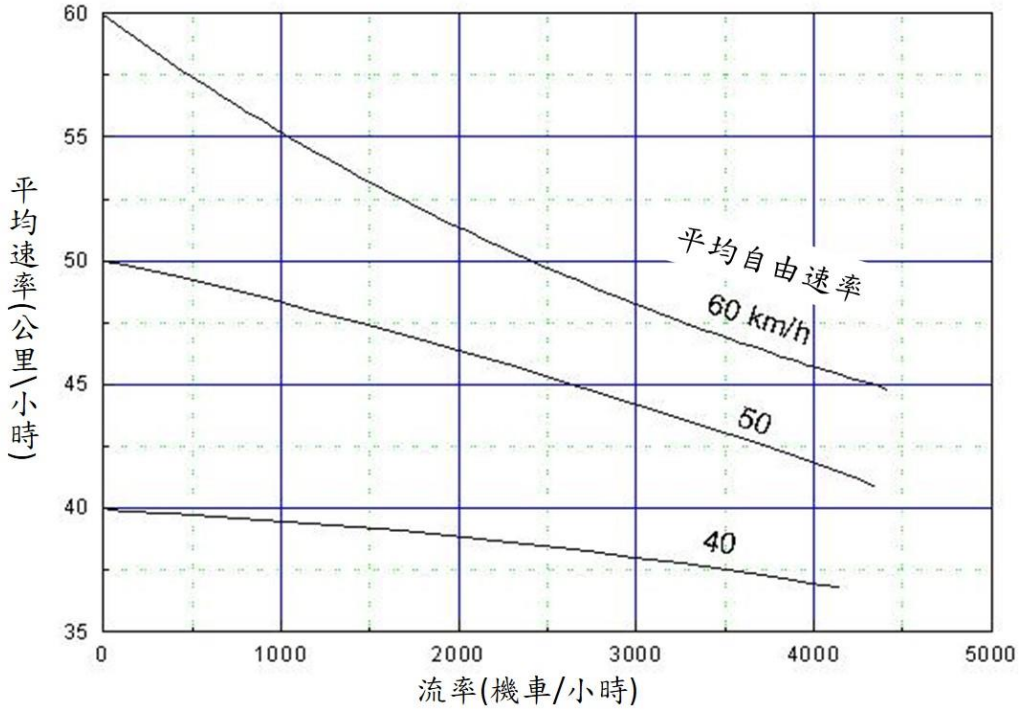


圖 11.7 類型Ⅱ寬 2.5 公尺平直車道之流率與速率關係

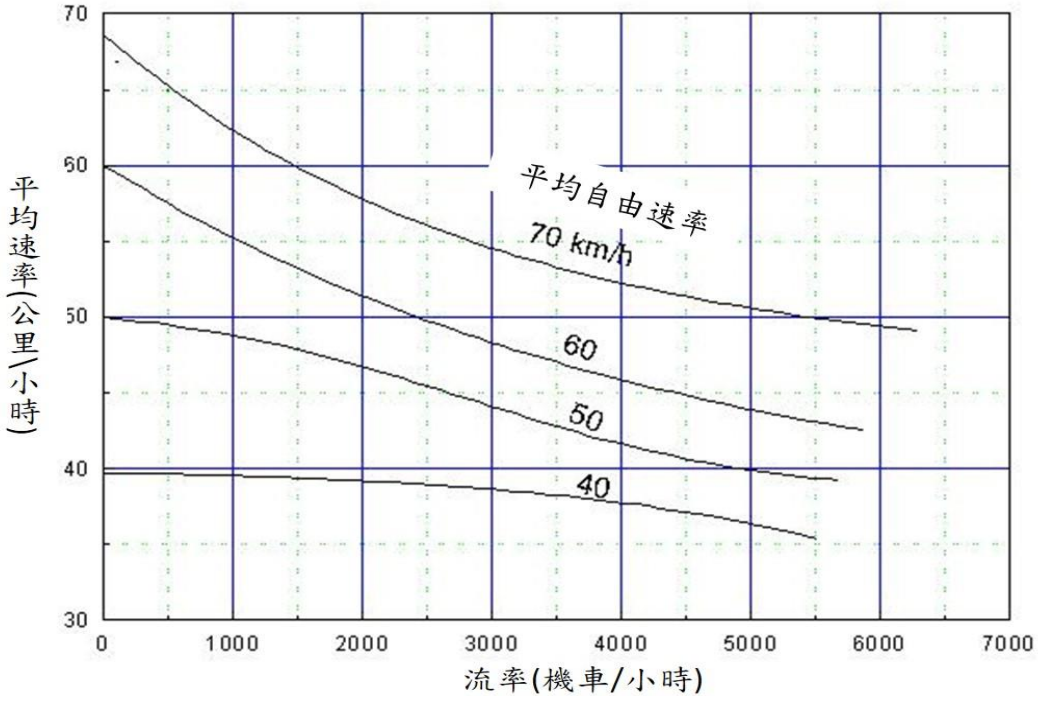


圖 11.8 類型Ⅱ寬 4.0 公尺平直車道之流率與速率關係

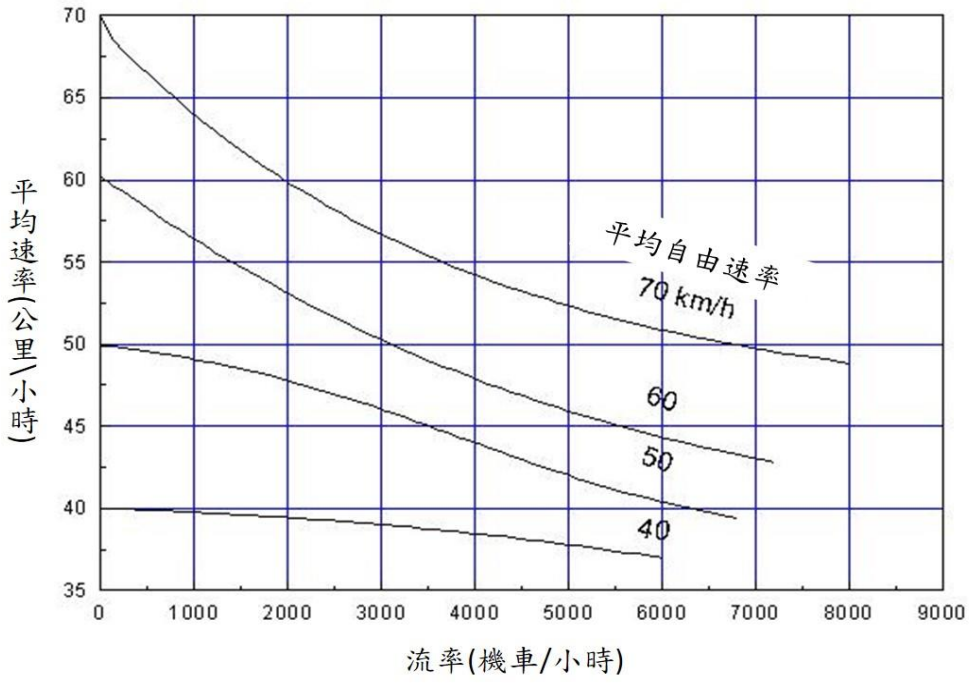


圖 11.9 類型Ⅱ寬 6.0 公尺平直車道之流率與速率關係

11.3.1.5 平直路段之容量

郊區多車道公路在進入壅塞狀況之前能持續的最高流率隨不同日期中尖峰車流狀況及流率持續時間之長短而變。本章將郊區多車道公路基本路段的單向容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

直接估計能持續 1 小時之最高流率的平均值需要大量之現場資料才能取得足夠的樣本，但是能持續 1 小時之最高流率的平均值大約為能持續 15 分鐘之最高流率平均值的 96.5%[8]，因此能持續 1 小時之容量可從能持續 15 分鐘之容量來估計。

11.3.1.6 代表性車輛之總重/馬力比

同一類型車輛(如大貨車)之爬坡特性的主要影響因素為車輛的總重/馬力比。總重包括車輛本身、駕駛員、乘客及貨品之重量。馬力指瞬間從引擎輸出之馬力，而非引擎能輸出之最高馬力。

車輛平均總重隨公路所在地區之性質而異。根據高速公路及省、縣道地磅站[4,5]的資料，不同路段上大貨車、半聯結車及全聯結車平均總重各在 9,000~12,000 公斤、26,000~37,000 公斤及 35,000~46,000 公斤之範圍內。目前沒有小車及機車總重的現場資料可供參考。另依本所蒐集資料顯示[5]，大貨車、半聯結車及全聯結車之平均最高馬力各為 176 kW、278 kW 及 316 kW。但車輛在任何一瞬間所採用的馬力通常低於該車輛之最高馬力。

根據台 13 線、台 74 甲線南向及北向三路段上車輛的爬坡特性，本章建議用表 11.5 所列之總重/馬力比分析坡度路段之交通運轉[2]。上坡坡度在 5%以上時，此表所示之總重與馬力比隨坡度之增加而線性下降。坡度在 5%以下時，總重與馬力比隨坡度的變化尚未能判斷。

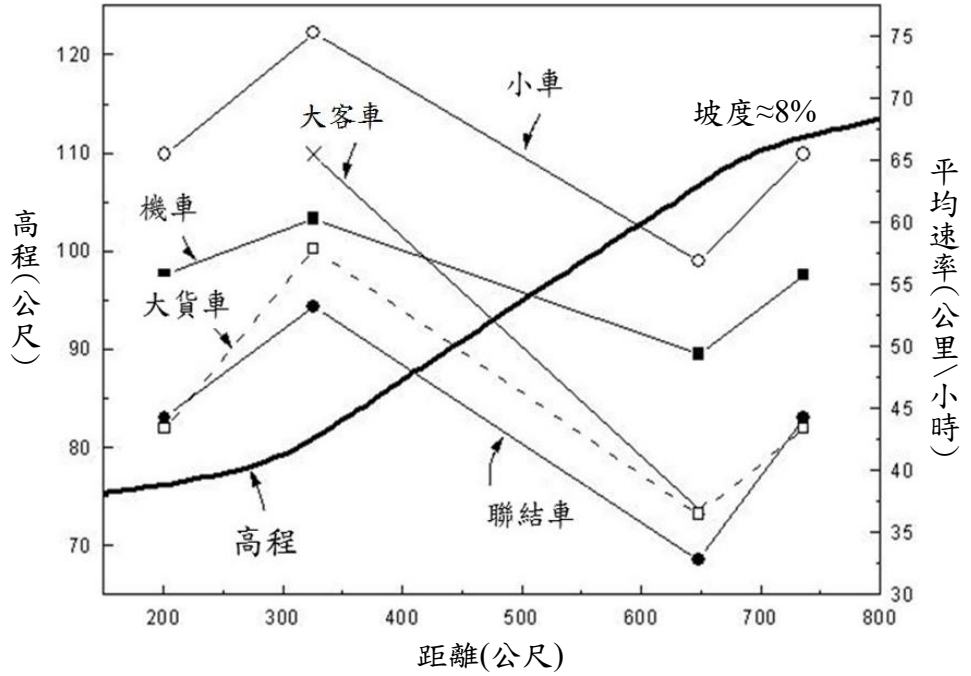
表 11.5 郊區多車道公路代表性車輛總重/馬力比

車種	總重(kg)	總重/馬力比(kg/kW)	
		坡度 $G \leqq 5\%$	坡度 $G>5\%$
小車	2,000	54.0	$2{,}000/(35+0.4G)$
機車	180	36.0	$180/(4+0.2G)$
大客車	15,000	93.2	$15{,}000/(146+3G)$
大貨車	10,700	107.0	$10{,}700/(66.67+6.67G)$
半聯結車	30,000	124.0	$30{,}000/(178.67+12.67G)$
註：G =上坡坡度(%)			

11.3.1.7 代表性半聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係

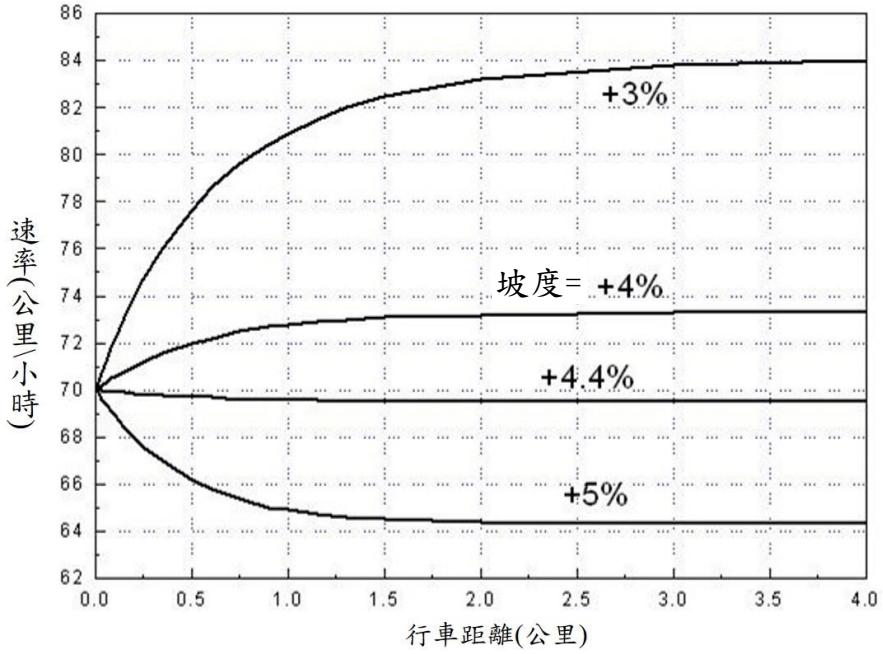
郊區公路常有坡度相當大的路段，這些路段可能造成車速降低，因而影響路段之容量及服務水準。分析公路容量及服務水準的方法通常假設坡度對小車沒有影響，惟如圖 11.10 所示，這是一錯誤的觀念。一般而言，進入上坡時之起始速率越高，坡度對速率的負面影響越大。

小車在台 13 線三義附近一坡度大約 5%路段上所採用的總重/馬力比大約為 81.6 kg/kW(總重: 2,000 kg；馬力: 24.5 kW)。如果小車上坡時的總重/馬力比固定為 81.6 kg/kW，而且起始速率為 70 公里/小時，2018HTSS 模式之模擬結果顯示坡度須大約超過 4.4%，小車的速率才會降低，如圖 11.11 所示。同樣小車以不同之起始速率進入上坡時，對車速有負面影響之最低坡度如表 11.6 所示。



資料來源: [2]。

圖 11.10　台 74 甲線北向上坡路段車速變化



註：起始速率 70 公里/小時。

資料來源: [2]。

圖 11.11　81.6 kg/kW 小車上坡時車速變化之模擬值

表 11.6 對 81.6 kg/kW 小車速率有負面影響之最小坡度模擬值

上坡之起始速率(公里/小時)	有負面影響之最小坡度
60	5.6%
70	4.4%
80	3.4%
90	2.6%

資料來源: [2]

坡度路段對大車速率的影響遠超過小車。規劃坡度路段時，宜採用允許通行車種中總重/馬力比最大者作為代表性車輛來分析其速率變化，以評估坡度與坡長之組合。根據表 11.5 所列，總重/馬力比最大之 124 kg/kW 代表性半聯結車於坡度路段之速率與行車距離(水平投影距離)關係，如圖 11.12~圖 11.14 顯示。這些圖可根據手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊例題 6 所述之方法建立。

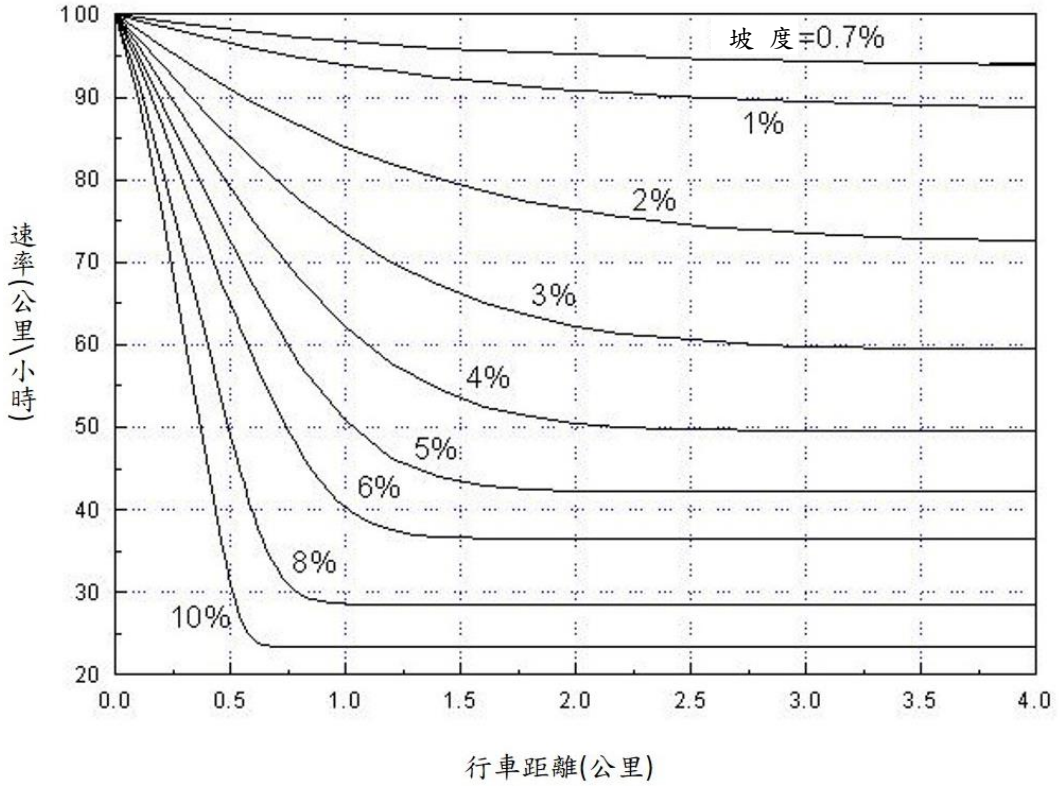


圖 11.12 124 kg/kW 半聯結車高速上坡後，速率與行車距離之關係

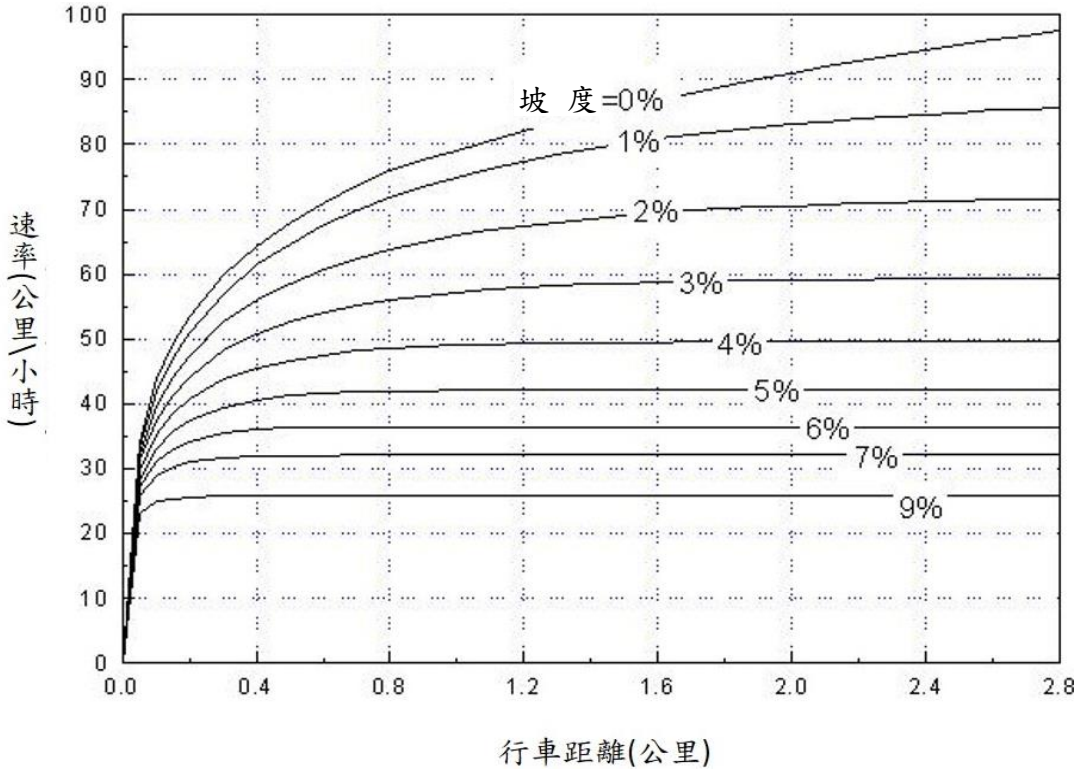


圖 11.13 124 kg/kW 半聯結車低速上坡後，速率與行車距離之關係

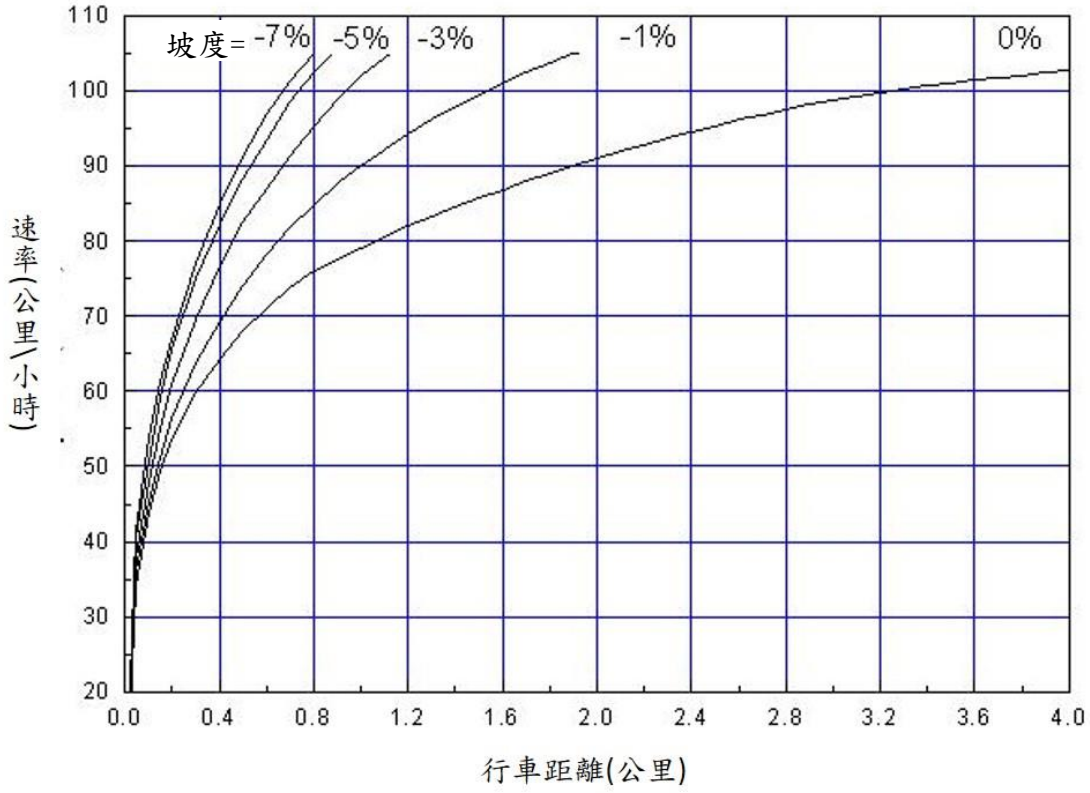


圖 11.14 124 kg/kW 半聯結車低速下坡後，速率與行車距離之關係

11.3.1.8 坡度路段平均速率與流率之關係

坡度路段之速率與流率關係受坡度、坡長、車種組成、車道使用行為等許多因素之影響。目前分析坡度路段還須依賴模擬模式。

11.3.2 績效指標及服務水準劃分標準

績效指標之選擇除了須考慮績效指標是否能反映交通運轉品質之外，也須考慮指標應用之難易程度。沒有任何指標能反映一公路在各種狀況下的服務品質，而且能滿足規劃、設計及評估之需要。一般而言，用路人最關心的服務品質是壅塞程度及速率。所以本章使用兩個績效指標評估服務水準。

壅塞程度可用需求流率與容量的比值來衡量。此比值常稱為流量/容量比(volume/capacity ratio，或簡稱 V/C 比)。此指標之流量代表欲通過一路段之需求流率。在穩定車流狀況下，V/C 比反映車流的密度(亦即壅塞程度)。V/C 比接近 0 時，車流密度很低，其相關壅塞程度也低。V/C 比接近但不超過 1.0 時，壅塞狀況相當高，車流可能隨時進入不穩定的狀況。理論上，V/C 比超過 1.0 時，容量不足以應付欲通過的流率，因而會造成塞車。

現況評估時，因需求流率難以調查，若路段速率已偏低，亦表示車流呈壅塞狀態、需求流率/容量比(V/C 比)超過 1.0。

規劃設計時，平坦路段以設定最低可接受的 V/C 比服務水準為原則。但在坡度路段上，V/C 比不能反映以速率衡量之行車效率，因此需同時以速率指標進行評估。例如在一陡的上坡上，V/C 比低，速率也低，從 V/C 比的立場而言，服務品質甚佳，但從速率的角度而言，服務水準並不理想。

駕駛員沒有絕對的自由選擇車速。因此車速高低所代表的服務品質須根據一受行車安全所限制之門檻速率來衡量。可考慮的門檻速率包括速限及平均自由速率。速限的應用有一潛在問題，因速限之訂定須考慮行車安全及駕駛員在自由旅行狀況下欲維持的速率。如果設定的速限太低，則平均速率與速限的比值可能難以分辨速限相同路段之服務品質。這問題可用平均自由速率當門檻值來解決，但平均自由速率難以準確的預估，其現場調查也增加應用的困難，

相較而言速限的應用簡便，因此本章採用平均速率/速限比，評估速率所代表之服務品質。

服務水準之劃分標準如表 11.7 及表 11.8 所示，根據 V/C 比劃分之服務水準有 6 級。A 級代表自由旅行狀況，F 級代表需求流率高於容量之壅塞狀況，E 級屬於穩定狀態，但偶爾會進入壅塞狀況的可能性相當顯著。所以設計公路時，不宜根據 E 級之服務水準。而 D 級之服務水準也不理想，故只宜用在規劃市區路段。A、B 及 C 級則適用於規劃郊區路段。

表 11.7 非阻斷性車流路段 V/C 比之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 11.8 非阻斷性車流路段平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 ($\bar{V}/V_L$)
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

根據平均速率/速限比評估時，所用的基準速限為分析路段之速限。若分析路段速限隨該路段的區段而異，則根據各區段之速限及長度加權取平均值。例如一區段長度為 2 公里、速限 50 公里/小時，另一區段長度為 1 公里、速限 70 公里/小時，則平均速限為(50×2+70×1)/(2+1) =56.7 公里/小時。

採用分析路段的速限作為基準速限之方法，不宜用來比較不同路段的相對服務水準(除非不同路段之速限皆相同)。此外，以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

應用表 11.7 及表 11.8 之劃分標準評估公路之運轉時必須用 2 個代號來反映服務水準。第 1 個代號(A, B, C, D, E, F)代表壅塞程度，第 2 個代號(1, 2, 3, 4, 5, 6)代表平均速率的高低。例如某一公路的 V/C 值為 0.4，其平均速率為 75 公里/小時，速限為 90 公里/小時，則服務水準等級為 B2。

11.3.3 分析方法

郊區多車道公路非阻斷性車流路段分析對象分成下列三項：

1. 評估平坦路段之服務水準；
2. 評估在自由旅行狀況下 124 kg/kW 代表性重車上、下坡時速率之變化；
3. 評估坡度路段之服務水準。

分析方法隨分析對象而異。

11.3.3.1 平坦路段之服務水準分析

分析平坦路段的工作包括下列步驟：

一、訂定分析車道之類型

由於機車占比高之車道其車流特性與其他種車流的特性不同。因此分析車道須劃分成下列兩類型：

1. 類型Ⅰ車道：機車比例小於或等於 60%之車道。
2. 類型Ⅱ車道：機車比例超過 60%之車道(含慢車道)。

二、訂定須維持之服務水準

規劃及設計公路必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。郊區多車道公路非阻斷性車流路段平坦路段最少應維持 C2 級之服務水準。

運轉分析之目的在於評估一設施所能提供之服務水準，所以不必事先訂定最低應維持之服務水準。但評估結果一般用於決定一設施之服務水準是否能接受，或訂定改善不同設施之優先順序，所以在決策的過程中仍須訂定一最低應維持之服務水準。

三、估計需求流率

需求流率代表欲通過一分析路段之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。分析路段若有壅塞狀況，需求流率則必須根據該路段壅塞區上游(停等車隊或慢行車隊之上游)，從各方向欲進入分析路段的流率來估計。短於 15 分鐘之分析沒有實用價值。如果分析時段為 15 分鐘，則需求流率可訂為該 15 分鐘內之平均流率，不必考慮時間的變化性。但如果分析時段較長 (例如尖峰小時)，長時間內之流率可能隨者時間而有顯著變化，所以應將分析時段切割成不同短時段，每時段的需求流率根據預測或現場資料來訂定。但目前只有電腦模擬才能合理分析隨時間變化的需求流率。

一般而言，在接近或已進入壅塞狀況時之情況下，尖峰 15 分鐘之運轉對隨後的運轉可能有深遠的影響。因此訂定需求流率時，宜根據下列原則：

1. 規劃及設計的分析宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率。
2. 除非用電腦模擬，否則評估現況時也宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率，不宜採用長分析時段(如 1 小時)之平均流率，以避免過度高估實際能提供之服務水準。
3. 用電腦模擬長時間(如 1 小時)之運轉時，宜將分析時段切分成數個短時段，每一短時段之需求流率根據現況或預測之流率變化型態來訂定，如果沒有足夠的資料，則應根據尖峰 15 分鐘之需求流率進行分析。

本章分析方法之分析流率為單方向不同類型車道尖峰 15 分鐘之平均每車道需求流率。分析一現有路段時，可用之流率資料常為尖峰小時之流率，在這情況下，平均每車道之尖峰 15 分鐘流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{N(PHF)} \tag{11.2}$$

此式中，

Q_{15} = 單方向一類型車道尖峰 15 分鐘之每車道平均需求流率(輛/小時/車道)；

Q_{60} = 單方向一類型車道尖峰小時之需求流率(輛/小時)；

N = 單方向一類型車道之車道數；

PHF = 尖峰小時係數。

尖峰小時係數有隨流量而增加的現象。每車道的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）[6]。

規劃一公路時所需之需求流率資料為預測值，此值可利用不同方法來訂定，但一般估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{N(PHF)} \tag{11.3}$$

此式中，

ADT = 設計年(design year)平均每日雙向流量(輛/日)之估計值；

K = 設計小時流量係數，可以尖峰小時流量與全天流量之比值估計(建議值：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)。

四、估計對等需求流率

從式(11.2)或式(11.3)所估計之需求流率可能包含不同車種，因此須根據分析車道的類型轉換成單一車種之對等流率。

1. 類型Ⅰ車道

類型Ⅰ車道為沒有機車，或機車比例不超過 60%之車道。在這情況下，需求流率須根據下式轉換成對等小車流率：

$$Q_{es} = Q_{15}[1+P_B(E_B-1)+P_T(E_T-1)+P_S(E_S-1)+P_m(E_m-1)] \quad (11.4)$$

此式中，

Q_{es} = 尖峰 15 分鐘對等小車需求流率(小車/小時/車道)；

Q_{15} = 尖峰 15 分鐘需求流率(輛/小時/車道)；

P_B = 大客車之比例；

E_B = 大客車之小車當量(建議值:1.2)；

P_T = 大貨車之比例；

E_T = 大貨車之小車當量(建議值:1.25)；

P_S = 聯結車之比例；

E_S = 聯結車之小車當量(建議值:1.5)；

P_m = 機車之比例；

E_m = 機車之小車當量(見式 11.1、圖 11.2)。

郊區多車道公路的大客車很少，全聯結車更少。如果分析所需之資料不全，式(11.4)可簡化成：

$$Q_{es} = Q_{15}[1+P_L(E_L-1)+P_m(E_m-1)] \quad (11.5)$$

此式中，

P_L = 大型車輛之比例；

E_L = 大型車輛之小車當量(建議值:1.4)。

2. 類型Ⅱ車道

類型Ⅱ車道的機車比例在 60%~100%之範圍。這種車道上之需求流率宜依照下式轉換成對等機車流率：

$$Q_{em} = Q_{15}\left[1 + P_c\left(\frac{1}{E_m} - 1\right) + P_L\left(\frac{E_L}{E_m} - 1\right)\right] \quad (11.6)$$

此式中，

Q_{em} = 尖峰 15 分鐘對等機車需求流率(機車/小時/車道)；

P_C = 小車之比例；

P_L = 大型車之比例；

E_m = 機車之小車當量(建議值：0.33)；

E_L = 大型車輛之小車當量(建議值：1.4)。

如果採用 E_m=0.33 及 E_L=1.4，式(11.6)可簡化成：

$$Q_{em} = Q_{15}(1+2P_C+3.2P_L) \tag{11.7}$$

五、估計平均自由速率 V_{f1}、V_{f2}、V_{fc}

平均自由速率估計的對象分成平直類型 I 車道、平直類型II車道及平坦平曲線車道。下述的估計方法宜只用在缺乏現場資料的情況下。

1. 平直類型 I 車道

$$V_{f1} = (P_C+P_m)V_C+P_LV_L \tag{11.8}$$

此式中，

V_{f1} = 平直類型 I 車道之平均自由速率(公里/小時)；

P_C = 小車比例；

P_m = 機車比例；

P_L = 大車比例；

V_C = 表 11.1 所列之小車平均自由速率(公里/小時)；

V_L = 表 11.1 所列之大車平均自由速率(公里/小時)。

2. 平直類型II車道

根據表 11.1，平直類型II車道之平均自由速率 V_{f2} (公里/小時)可設定為：

$$V_{f2} = 51 \tag{11.9}$$

類型II車道的平均速率可能有顯著的變異性，因此式(11.9)之值最好能用現場資料取代。

3. 平坦平曲線車道

郊區公路常有曲率半徑不長，因而會影響自由速率之平曲

線。目前缺乏本土性之平曲線速率特性研究。在平曲線上，車輛須利用超高(superelevation)及側面摩擦係數(side friction factor)的功能來抵抗離心力。設計公路時，英國將最大允許之離心加速率(centrifugal acceleration)設定為 0.22 g (g=9.81 公尺/秒 ^{2})，實際設計值則大約只有最大值之一半[9]。如果 e 及 f 各代表超高率(%/100)及側面摩擦係數，則$(e+f)g$ 必須等於離心加速率。

行駛於公路上，駕駛人如何採用側面摩擦係數隨幾何設計及路側行車環境而異。AASHTO 公路設計規範[10]所設定的安全而舒適的最高側面摩擦係數可用下式來估計：

$$f_{max} = 0.1845-2.747\times10^{-4}V-3.996\times10^{-6}V^2 \qquad (11.10)$$

此式中，

f_{max} = 行車安全而且舒適的最高側面摩擦係數；

V = 速率(公里/小時)。

如果一車輛能安全的行駛在平曲線上，則行車狀況有下列的特性：

$$V = \sqrt{127R(e+f)} \qquad (11.11)$$

此式中，

V = 速率(公里/小時)；

R = 曲率半徑(公尺)；

e = 超高率(%/100)；

f = 所需之側面摩擦係數。

如果式(11.11)中之曲率半徑 R 及超高率 e 已知，讓同一式中摩擦係數 f 等於式(11.10)之最大允許值, 從式(11.11)所估計之速率可稱為安全而且舒適之最高速率 V_{max}。根據式(11.10)及式(11.11)，此速率可估計如下：

$$V_{max} = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad (11.12a)$$

$$A = 1+507.5\times10^{-6}R \quad (11.12b)$$

$$B = 349.0\times10^{-4}R \quad (11.12c)$$

$$C = 127eR+23.5R \quad (11.12d)$$

此式中，

V_{max} = 安全而且舒適之最高速率(公里/小時)。

美國郊區公路現場資料顯示 V_{max} 在 40~120 公里/小時的範圍內，平曲線上平均自由速率 V_a (公里/小時)與 V_{max} 有線性關係[11]。此關係可用下列的近似公式來代表：

$$V_{fc} = 48+0.4\ V_{max} \quad (11.13)$$

應用式(11.12a)及式(11.13)估計臺灣郊區公路平曲線之平均自由速率時，V_{fc} 宜限制在速限加 15 公里/小時以下。此外，V_{fc} 不能超過在平直路段之平均自由速率(見表 11.1)。

六、設定基準速限 V_L

基準速限之訂定須根據 11.3.2 節所述之原則。

七、估計車道容量 Q_{max1}、Q_{max2}

1. 類型 I 車道 Q_{max1}

換算為對等小車需求流率後，類型 I 車道可根據車道數、式(11.8)或式(11.13)所估計之平均自由速率，從表 11.2~表 11.4 估計容量。

2. 類型II車道 Q_{max2}

類型II車道之容量隨車道寬、平均自由速率及車種組成而變。目前沒有分析性模式以供估計此種類型車道之容量。類型II車道的容量可根據表 11.9 來估計(見例題 2)。表中之容量乃從圖 11.6~圖 11.9 估計所得。

八、估計車道之平均速率$\bar{V}_1$、$\bar{V}_2$

1. 類型 I 車道$\bar{V}_1$

如無現場資料，類型 I 車道之平均速率可根據車道數、式(11.4)或式(11.5)所估計之需求流率，以及式(11.8)或式(11.13)所估計之平均自由速率，從圖 11.3~圖 11.5 或表 11.2~表 11.5 內插估計。

2. 類型II車道$\bar{V}_2$

如無現場資料，類型II車道之平均速率須根據車道寬、對等機車需求流率(式 11.6 或式 11.7)及平均自由速率之估計值(式 11.9 或式 11.13)，從圖 11.6~圖 11.9 內插估計。

表 11.9 類型II車道容量(機車/小時)

車道寬	平均自由速率(公里/小時)			
(公尺)	40	50	60	70
1.5	3,400	3,800	4,100	-
2.5	4,100	4,700	5,200	-
4.0	5,100	5,700	5,900	6,600
6.0	6,900	7,600	8,500	9,500

九、評估服務水準

一路段的交通運轉績效理應從不同角度來評估。本章採用 V/C 比及平均速率/速限比兩績效指標評估不同類型車道之服務水準及分析方向之整體運轉績效。

1. 類型 I 車道運轉績效

類型 I 車道之 V/C 比可估計如下：

$$(\mathrm{V/C})_1 = \frac{Q_{es}}{Q_{max1}} \tag{11.14}$$

此式中，

$(V/C)_1$ = 類型 I 車道之 V/C 比；

Q_{es} = 從式(11.4)或式(11.5)所估計之尖峰 15 分鐘需求流率(小車/小時/車道)；

Q_{max1} = 從本小節步驟七所估計之容量(小車/小時/車道)。

另一方面，平均速率/速限比等於

$$R_1 = \bar{V}_1/V_L \tag{11.15}$$

此式中，

R_1 = 類型 I 車道之平均速率/速限比；

$\bar{V}_1$ = 從本小節步驟八所估計之平均速率(公里/小時)；

V_L = 速限(公里/小時)。

2. 類型Ⅱ車道運轉績效

類型Ⅱ車道之 V/C 比可估計如下：

$$(V/C)_2 = \frac{Q_{em}}{Q_{max2}} \tag{11.16}$$

此式中，

$(V/C)_2$ = 類型Ⅱ車道之 V/C 比；

Q_{em} = 從式(11.6)或式(11.7)所估計之尖峰 15 分鐘需求流率(機車/小時/車道)；

Q_{max2} = 從本小節步驟七所估計之容量。

類型II車道之平均速率/速限比可估計如下：

$$R_2 = \bar{V}_2/V_L \tag{11.17}$$

此式中，

R_2 = 類型Ⅱ車道之平均速率/速限比；

$\bar{V}_2$ = 從本小節步驟八所估計之平均速率(公里/小時)；

V_L = 速限(公里/小時)。

3. 分析單向運轉績效

分析方向若有實體分隔，則實體分隔之左側及右側車道須

分別評估綜合之服務水準。在這原則之下，各型車道在分析方向之綜合 V/C 比可估計為：

$$\frac{V}{C}=\frac{Q_e}{Q_{max}}=\frac{N_1Q_{es}+N_2Q_{em}}{N_1Q_{max1}+N_2Q_{max2}} \tag{11.18}$$

此式中，

Q_e = 分析方向總需求流率(輛/小時)；

Q_{max} = 分析方向總容量(輛/小時)；

N_1 = 類型 I 車道數；

Q_{es} = 類型 I 車道需求流率(小車/小時/車道)；

N_2 = 類型 II 車道數；

Q_{em} = 類型 II 車道需求流率(機車/小時/車道)；

Q_{max1} = 類型 I 車道容量(小車/小時/車道)；

Q_{max2} = 類型 II 車道容量(機車/小時/車道)；

平均速率等於旅行距離除以平均旅行時間。因此分析方向的平均速率$\bar{V}$(公里/小時) 可估計如下：

$$V=\frac{N_1Q_{es}+N_2Q_{em}}{\frac{N_1Q_{es}}{\bar{V}_1}+\frac{N_2Q_{em}}{\bar{V}_2}} \tag{11.19}$$

分析方向平均速率$\bar{V}$與速限 V_L 的比 R (公里/小時)訂為：

$R=\bar{V}/V_L$

4. 服務水準等級

根據表 11.7、表 11.8 之劃分標準，上述 V/C 比及平均速率/速限比可從兩個角度評估服務水準等級。假設 V/C 比、平均速率及基準速限各為 0.7、60 公里/小時及 70 公里/小時，則從 V/C 比之角度而言，服務水準屬 C 級，從平均速率/速限比 60/70 = 0.86 而言，服務水準等級屬第 2 級。所以服務水準等級為 C2。

一般而言，郊區多車道公路之幾何設計不宜讓 V/C 高於 0.80(服務水準為 D、E 或 F 級)。V/C 比高於 0.80 時，車流容易進入，或已在不穩定的雍塞狀況中。在平坦路段上，平均速率/

速限比小於 0.8 時(服務水準 3~5 級)，車流也可能接近不穩定狀況或已在壅塞狀況。在坡度路段上，這種低速率可能是坡度及坡長所造成，不一定表示車流在壅塞狀況中，但從行車安全及效率角度而言，也很不理想。

11.3.3.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析

重車爬坡性能比小車差，因此在坡度路段上的車速可能有相當大的差異。這種差異不僅會減低服務水準，也可能造成交通安全之惡化。因此公路設計之工作有必要評估代表性重車在坡度路段時，其速率與行車距離(水平投影距離)之關係，來評估坡度與坡長的組合。本章圖 11.12~圖 11.14 可用來協助此評估工作。比較精密的評估則須依賴模擬模式。本節說明用圖分析之方法。

應用圖 11.12~11.14 之前須將分析路段之縱切面(profile)用一系列近似縱切線(vertical tangent)來代表。這工作有兩種情況。第一種情況是沿中心線在不同地點的高程已知，在這情況下，兩地點之間的縱切面平均坡度可估計如下：

$$G = \frac{100(\mathrm{Z}_b - Z_a)}{X_b - X_a} \tag{11.20}$$

此式中，

G = 從點 a 到點 b 之平均坡度(%)；

Z_a = 點 a (上游定點)之高程(公尺)；

Z_b = 點 b (上游定點)之高程(公尺)；

X_b-X_a = 點 a 與點 b 之水平距離(公尺)。

根據式(11.20)所估計之平均坡度 G，在兩點之間的縱切面可用一坡度等於 G 之縱切線來代表，如圖 11.15 所示。

第二種情況為分析路段符合現代公路設計標準。這種路段的縱切面只含有縱切線及呈拋物線形之縱曲線(vertical curve)，如圖 11.16 所示。在這情況下，縱曲線須用數個近似縱切線來代表。

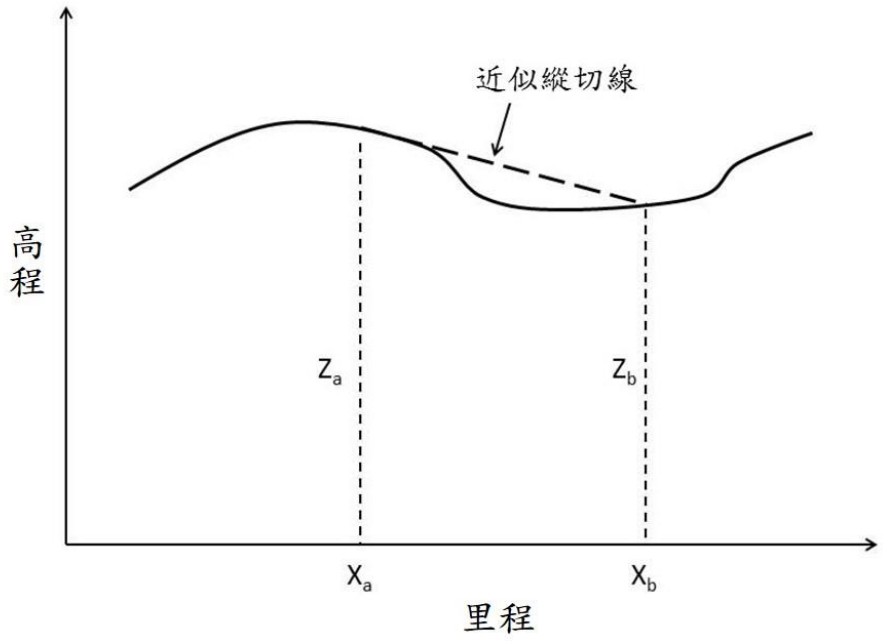


圖 11.15 縱切面用近似縱切線來代表之情況一

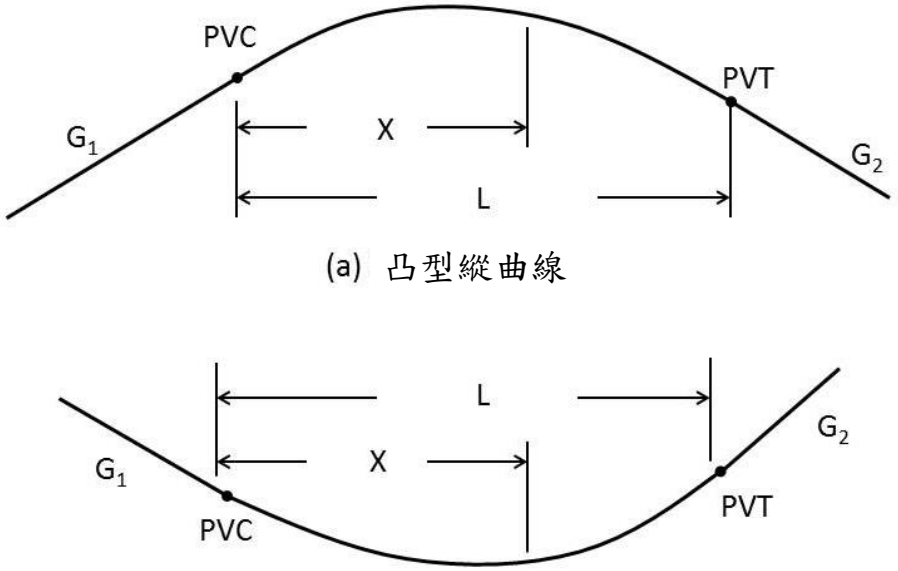


圖 11.16 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖

此轉換工作須根據下式估計在數個縱曲線上定點的坡度：

$$G_x = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} X \tag{11.21}$$

此式中，

G_x = 縱曲線上一定點之坡度(%)；

G_1 = 縱曲線起點 PVC (point of vertical curve)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

G_2 = 縱曲線終點 PVT (point of tangency)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

L = 縱曲線長度(公尺)，亦即 PVC 與 PVT 之水平距離；

X = 縱曲線上定點與 PVC 之水平距離(公尺)。

而縱曲線上兩定點之間的平均坡度等於在該兩地點個別坡度的平均值。

根據這原則，縱曲線可迅速的用數個縱切線來代表。以圖 11.17 所示之縱切面為例，PVC 之坡度為+5%，PVC 下游 300 公尺處之坡度為+2%(5+(-4-5)/900×300)，因此 PVC 下游 300 公尺內的縱切面可用一坡度等於+3.5%((5+2)/2)之縱切線來代表。

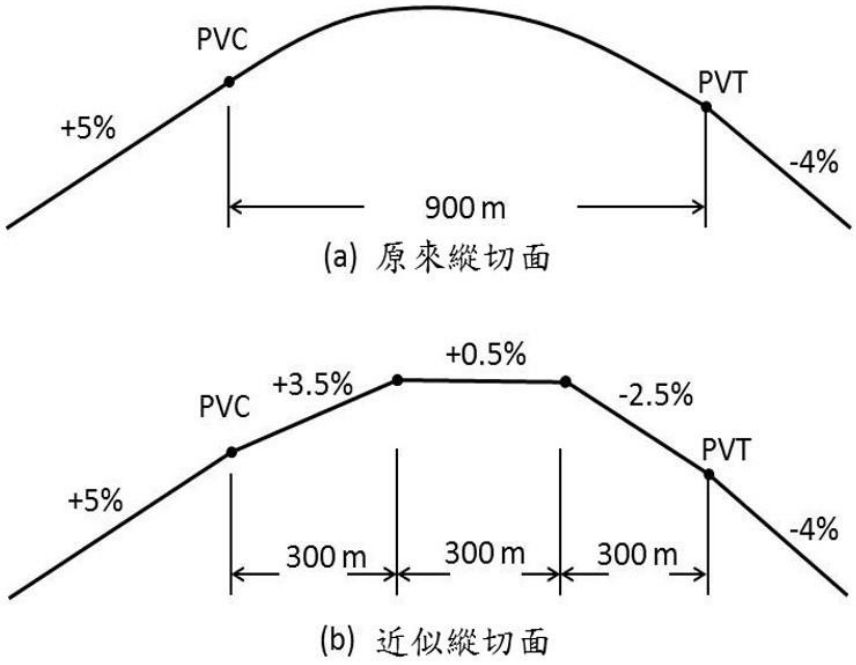


圖 11.17 縱切面用近似縱切線來代表之情況二

第二項工作是用圖 11.12~圖 11.14 估計在各近似縱切線起點及終點之自由速率。規劃及設計坡度路段時，代表性重車進入上坡後之

平均自由速率，不宜下降 15 公里/小時以上。本章 11.3.4 節例題 5 說明相關之估計方法。

11.3.3.3 坡度路段之服務水準分析

一、坡度路段之判別

郊區多車道公路坡度路段為代表性重車(總重/馬力比=124 kg/kW)以速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時之速率 V_0 (公里/小時)進入上坡路段之後，速率下降超過5公里/小時之路段。一路段是否判別為坡度路段可根據下列步驟檢核。

1. 用式(11.22)估計上坡時可維持最低速率，此速率稱為爬行速率(crawl speed)。

$$V_{min} = 16.04 + 77.763e\frac{-(G-0.7)}{3.9588} \tag{11.22}$$

此式中，

V_{min} = 爬行速率(公里/小時)；

G = 坡度(%)。

2. 如果進入上坡之速率 V_0 (速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時)低於或等於 V_{min}+5 公里/小時，則速率之下降不會超過 5 公里/小時，因此分析路段可視為平坦路段。

3. 如果進入上坡之速率 V_0 高於 V_{min}+5，需再分別估計以 100 公里/小時之速率進入上坡之後，速度降到 V_0 及 V_0 -5 之相關行車距離 X_1 (公里)及 X_2 (公里)。

4. 當代表性重車以 100 公里/小時速率進入一坡度均勻上坡之後，其速率與行車距離的關係可用以下式子代表：

$$V = A + \frac{B-A}{1+e^{-\frac{X-C}{D}}} \tag{11.23}$$

此式中，

V = 速率(公里/小時)；

X = 行車距離(公里)；

A ,B, C, D = 表 11.10 所示的係數

表 11.10 式(11.23)之係數估計模式

係數	坡度 G(%)	估計模式
A	≤1.0	$A = 123.55333 + 32.56667G$
	1.0~4.0	$A = 74.00191 + 82.49442e^{-\frac{G-1.0}{5.28915}}$
	4.0~6.0	$A = 108.96035 + 12.00677e^{-\frac{G-4.0}{1.7126}}$
	6.0~8.0	$A = 125.10333 - 2.08G$
	8.0~14.0	$A = 106.8444 + 1.60556e^{-\frac{G-8}{1.32666}}$
B	≤14.0	$B = 16.06992 + 77.78644e^{-\frac{G-0.7}{3.94297}}$
C	≤2.5	$C = -6.8497 + \frac{7.12357}{1+e^{-\frac{G-0.44885}{0.65874}}}$
	2.5~5.0	$C = -0.66277 + \frac{1.06019}{1+e^{-\frac{G-2.2567}{0.57494}}}$
	5.0~14.0	$C = 0.46698 - \frac{0.33098}{1+e^{-\frac{G-8.5222}{3.0709}}}$
D	≤4.0	$D = -0.10896 + 1.43412e^{-\frac{G-0.7}{3.22138}}$
	4.0~6.0	$D = 0.11617 + 0.29564e^{-\frac{G-4.0}{2.22753}}$
	6.0~14.0	$D = 0.069451 + 0.16688e^{-\frac{G-6.0}{3.17017}}$

如有必要估計一特定速率之相關行車距離，式(11.23)可轉換成下式：

$$X = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{V-A} - 1\right)] \quad (11.24)$$

則速度降到 V_0 及 V_0 -5 之相關行車距離 X_1(公里)及 X_2(公里)，可以式(11.25)及式(11.26)分別估算。

$$X_1 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{V-A} - 1\right)] \quad (11.25)$$

$$X_2 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{V_0-5-A} - 1\right)] \quad (11.26)$$

5. 如果 X_2-X_1 小於坡長，則代表性重車上坡之後的速度下降程度超過 5 公里/小時，因此分析路段判別為坡度路段。

上述工作可用「臺灣公路容量分析專區」網站所提供的 checkgrade.exe 執行檔來執行，使用者須將該執行檔下載至 Windows 作業系統之電腦，於同一個目錄資料夾(folder)中建立一個輸入檔。此輸入檔須定名稱為 input.txt。輸入檔 input.txt 須包括 2 行資料。第一行資料為公路類型，必須為 FREEWAY(表示分析對象為高速公路)、MULTI(表示分析對象為郊區多車道公路)或 TWO(表示分析對象為郊區雙車道公路)。第二行須包括進入分析路段之速率 V_0 (公里/小時)、坡度(%)以及坡長(公尺)，下列兩行為 input.txt 之一例。

MULTI

80.0 3.8 470.0

執行分析時，只要在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。如無問題，輸出檔 result.txt 會顯示在同一個目錄資料夾中。

二、服務水準評估

為避免運轉品質顯著變化而造成之壅塞及安全問題，坡度路段之服務水準應與附近平坦路段相同。例如在上坡之前之服務水準為 B2 級，則上坡也宜維持 B2 級。此外，郊區多車道公路非阻斷性車流路段服務水準以不低於 C2 為原則，規劃及設計上坡時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，也不宜下降 15 公里/小時以上。而在經費限制下，規劃及設計坡度路段之服務水準較平坦路段稍低尚可接受，但宜儘量避免低於 D3 級。

目前分析坡度路段必須依賴 2021HTSS 模式。2021HTSS 模式是

一微觀模擬模式。應用此模式需有一模式之執行檔 2021htss.exe 及一輸入檔(檔名必須訂為 htss.txt)。此兩檔需放在以 Windows 為平台(如 XP, Windows 10 等)的電腦的同一子目錄(folder)內。欲執行模擬時，只需迅速按滑鼠左鍵兩下(double click)執行檔之檔名。輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。輸入檔必須根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用手冊建立。模式執行檔及輸入檔範本可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。因為使用手冊對輸入檔的建立及模式的應用有詳細的說明，本章只簡單介紹模式的性質及功能。

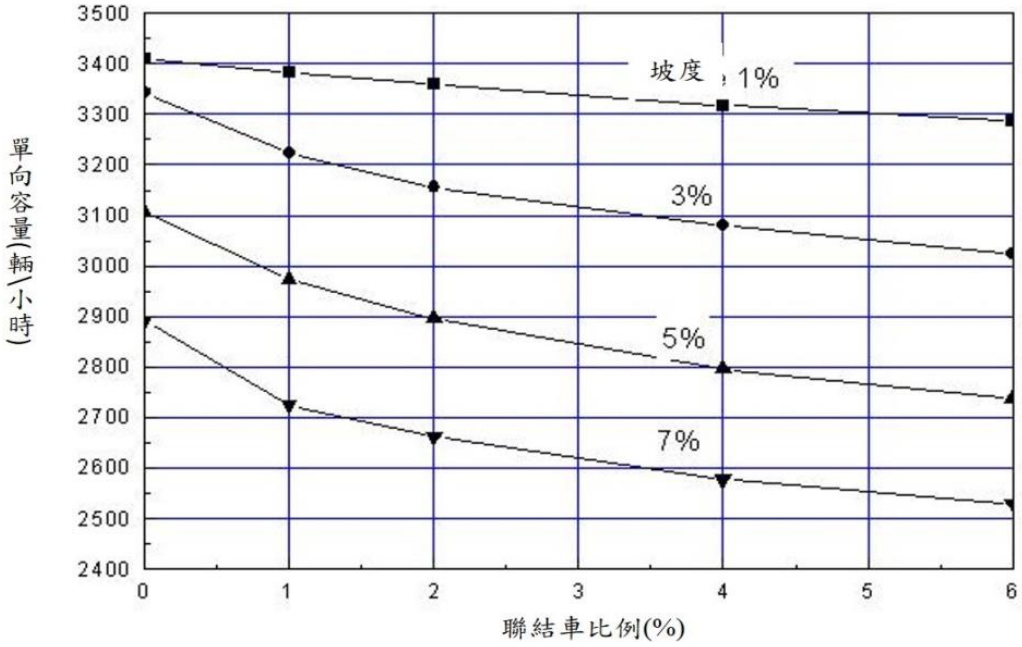
模擬路段須用單方向節線(link)來代表。一節線可有不同性質的車道。模擬的路段可有坡度及平曲線。

輸入檔包括不同檔型(data type)之資料，主要項目如下：

1. 模擬控制：如重覆模擬之次數，資料蒐集開始及結束之時間等。
2. 節線之間的關係：如從一節線離開之後會進入那一節線等。
3. 車道之設置。
4. 流率及車種比例。
5. 速限及自由旅行速率。
6. 坡度路段及平曲線之性質。
7. 各車種之代表性總重/馬力比。
8. 偵測站之設置。

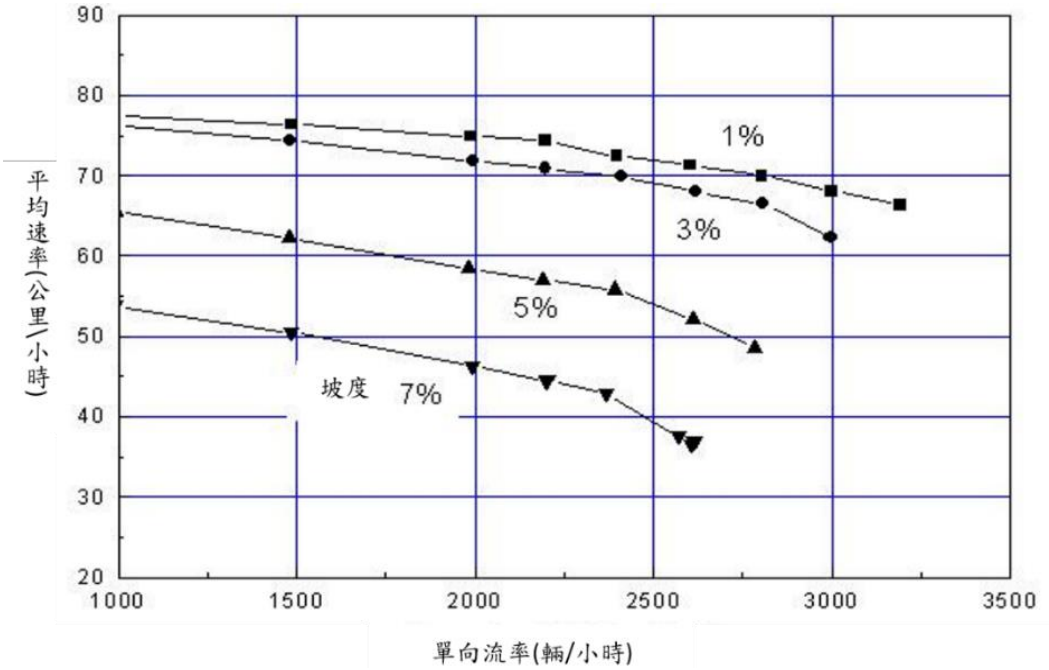
模擬時，坡度路段的幾何設計可用兩方式建立在輸入檔中。第一方式是設定每數十公尺距離之高程；第二方式是設定縱切線之起點、終點及坡度。一般應用時，模擬車輛之屬性(如車長、總重/馬力比、駕駛行為等)隨機變化。評估代表性車輛在坡度路段之自由速率變化可用輸入檔將車輛屬性固定，不隨車輛而變。

坡度路段交通運轉特性受車道數、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道等因素的影響，圖 11.18 及圖 11.19 為在特定狀況之下，模擬上坡路段之容量及平均速率。



註：1.5%大客車；坡長 2 公里；起點自由速率 80 公里/小時

圖 11.18 2 車道上坡路段容量模擬值



註：1.5%大客車；3%聯結車；坡長 2 公里；起點自由速率 80 公里/小時

圖 11.19 2 車道上坡路段平均速率模擬值

用 2021HTSS 模式分析路段之一大工作在於建立輸入檔。為利使用者方便應用，「臺灣公路容量分析專區」網站提供 MULTI-S1.txt 及 MULTI-S2.txt 兩輸入檔範例以協助輸入檔建立。

本手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊第三、四、五節及第六節之例題(如例題 1 及 2)對這些輸入檔之建立及應用有詳細的說明。

11.3.4 應用例題

11.3.4.1 例題 1

無實體分隔之平直路段單方向的狀況如下：

1. 速限 = 60 公里/小時。
2. 尖峰小時係數(*PHF*) = 0.9。
3. 類型 I 車道狀況：
   (1) 車道數 = 2；
   (2) 尖峰小時流量 = 2,100 輛；
   (3) 小車比例 = 0.9；
   (4) 大車比例 = 0.1。
4. 類型II車道狀況：
   (1) 車道數 = 1；
   (2) 尖峰小時流量 = 2,500 輛；
   (3) 機車比例 =1.0；
   (4) 車道寬 = 2.5 公尺。

試評估此路段之服務水準。

解:

1. 車道數

類型 I 車道：N_1 = 2

類型II車道：N_2 = 1

2. 單向尖峰 15 分鐘需求流率(式 11.2)

(1) 類型 I 車道：

$(Q_{15})_1$ = 2,100/(2×0.9) = 1,167 輛/小時/車道

類型II車道：

$(Q_{15})_2$ = 2,500/(1×0.9) = 2,778 機車/小時/車道

3. 對等需求流率

(1) 類型 I 車道(式 11.5、P_L = 0.1、E_L =1.4、P_M = 0.0)：

Q_{es} =1,167[1 + 0.1(1.4 - 1)] = 1,214 小車/小時/車道

(2) 類型II車道(式 11.7、P_C = P_L = 0.0)：

Q_{em} = 2,778 機車/小時/車道

4. 平均自由速率

(1) 類型 I 車道(表 11.1、式 11.8、V_C = 67、V_L = 66、P_C = 0.9、P_L = 0.1、P_m = 0)：

V_{f1} = 0.9×67 + 0.1×66 = 67 公里/小時

(2) 類型II車道(表 11.1、式 11.9)：

V_{f2} = 51 公里/小時

5. 容量

(1) 類型 I 車道[表 11.2、V_f =V_{f1} = 67]：

Q_{max1} =1,580+(67-60) ×(1,650-1,580)/(70-60) = 1,629 小車/小時/車道

(2) 類型II車道[表 11.9、車道寬 2.5 公尺、平均自由速率 51 公里/小時]：

Q_{max2} =4,700 + [(5,200 - 4,700)/(60 - 50)](51 - 50) = 4,750 機車/小時/車道

6. 平均速率

(1) 類型 I 車道[表 11.2、Q=Q_{es} =1,214、V_f =V_{f1} = 67]：

如 V_f =70，則：

$$\bar{V} = 71.88 - \frac{216.399}{1 + e^{-\frac{1{,}214 - 3{,}743.5}{791.55}}} = 63.4$$

如 V_f =60，則：

$$\bar{V} = 61.49 - \frac{114.788}{1 + e^{-\frac{1,214-3,025.4}{700.89}}} = 53.4$$

則平均自由速率 67 公里/小時之平均速率可估計如下：

$\bar{V}_1$=53.4+(67-60) ×(63.4-53.4)/(70-60) = 60.4 公里/小時

(2) 類型II車道[圖 11.7、車道寬 2.5 公尺、Q_{em} = 2,778 機車/小時/車道、V_{f2} = 51]：

$\bar{V}_2$= 45.1 公里/小時

7. 服務水準等級

分析路段之速限不隨地點而變，所以評估用之基準速限為 60 公里/小時。

(1) 類型 I 車道：

(a)V/C = Q_{es}/Q_{max1} = 1,214/1,629 = 0.75

(b)平均速率$\bar{V}_1$/速限 V_L=60.4/ 60 = 1.01

(c)服務水準等級：C1

如果上述分析顯示 V/C >1.0 而平均速率為 60.4 公里/小時，則因車流已進入壅塞狀況，因此估計之平均速率只能存在於很短之時段，其值可能隨時間而顯著的降低。

(2) 類型II車道：

(a)V/C = $Q_{es}/(Q_{max})_2$ = 2,778/4,750 = 0.58

(b)平均速率$\bar{V}_2$/速限 V_L= 45.1/60 = 0.75

(c)服務水準等級：C3

(3) 分析方向(式 11.18、11.19)：

(a)V/C = $\frac{2\times1,214+1\times2,778}{2\times1,629+1\times4,750} = 0.65$

(b) $\bar{V} = \frac{2*1,214+1*2,778}{\frac{2*1,214}{60.4}+\frac{1*2,778}{45.1}} = 51.1$公里/小時

(c) $\bar{V}/V_L$ = 51.1/60 = 0.85

(d) 服務水準等級：C2

11.3.4.2 例題 2

一類型II車道之車道寬為 3 公尺。此車道的平均自由速率為 57 公里/小時。試估計此車道的容量。

解:

上述車道的容量可利用表 11.9 之數據來估計。因為 W=3 公尺在表中 2.5 公尺及 4.0 公尺之間，而且 V=57 公里/小時在表中 50 公里/小時及 60 公里/小時之間，因此估計容量$(Q_{max})_2$ 所需的數據如下所示：

表 11.11 估計車道容量所需之數據(機車/小時)

車道寬 (公尺)	平均自由速率(公里/小時)		
	V_1=50	V=57	V_2=60
W_1=2.5	C_1=4,700 機車/小時	Q_1	C_2=5,200 機車/小時
W=3.0		$(Q_{max})_2$	
W_2=4.0	C_3=5,700 機車/小時	Q_2	C_4=5,900 機車/小時

首先，估計車道寬 2.5 公尺、平均自由速率 57 公里/小時之容量 Q_1：

$$Q_1 = C_1 + \frac{C_2 - C_1}{V_2 - V_1}(V - V_1) \text{ =5,050 機車/小時。}$$

其次，估計車道寬 4.0 公尺、平均自由速率 57 公里/小時之容量 Q_2：

$$Q_2 = C_3 + \frac{C_4 - C_3}{V_2 - V_1}(V - V_1) \text{ =5,840 機車/小時。}$$

根據 Q_1 及 Q_2，車道寬 3 公尺，平均自由速率 57 公里/小時之車道容量可估計如下：

$$(Q_{max})_2 = Q_1 + \frac{Q_2 - Q_1}{W_2 - W_1}(W - W_1) \text{ =5,313 機車/小時。}$$

11.3.4.3 例題 3

一類型II車道之車道寬為 3 公尺，其平均自由速率為 57 公里/小

時。試估計此車道在流率等於 3,000 機車/小時之平均速率。

解:

根據圖 11.7，車道寬 2.5 公尺，平均自由速率 57 公里/小時，流率 3,000 機車/小時狀況下之平均速率大約為 47 公里/小時。如果車道寬增加到 4 公尺，圖 11.8 顯示平均速率大約為 47 公里/小時。因此車道寬 3 公尺之相關平均速率可估計為 47+[(47-47)/(4-2.5)][3-2.5]=47 公里/小時。

11.3.4.4 例題 4

類型II車道之車道寬為 4 公尺，其平均自由速率為 60 公里/小時，此車道之尖峰 15 分鐘需求流率為 3,000 輛/小時，其中 20%為小車，80%為機車，試估計此車道之容量及平均速率。

解:

根據表 11.9，此車道在只有機車時之容量為 5,900 機車/小時。此容量須用機車之小車當量轉換成尖峰小時狀況之容量。

從式(11.1)，機車之小車當量可估計如下：

$$Em = \left(0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{-\frac{80 - 41.144}{9.612}}}\right)(1.39 - 0.1116 \times 4) = 0.30$$

因此容量$(Qmax)_2$輛/小時可從式(11.6)估計 (Q_{15}=容量$(Q_{max})_2$；Q_{em}=對等機車流率 5,900 機車/小時；P_c=0.2；E_m=0.3；P_L=0)

$$5{,}900 = Q_{15}\left[1 + 0.2\left(\frac{1}{0.3} - 1\right)\right]$$

因此容量$(Q_{max})_2$=4,023 輛/小時。

估計平均速率之前，必須先將 3,000 輛/小時之流率以式(11.6)轉換為對等機車需求流率 3,000×[1+0.8×(1/0.3-1)]=4,400 機車/小時，從圖 11.8 可知此流率之相關平均速率大約為 45 公里/小時。

11.3.4.5 例題 5

一郊區多車道公路坡度路段之縱切面可用圖 11.20 所示之三縱切線來代表。一 124kg/kW 代表性半聯結車以 70 公里/小時之速率進入

此路段(起點為A點)。試估計此車輛抵達每一縱切面終點時之速率。

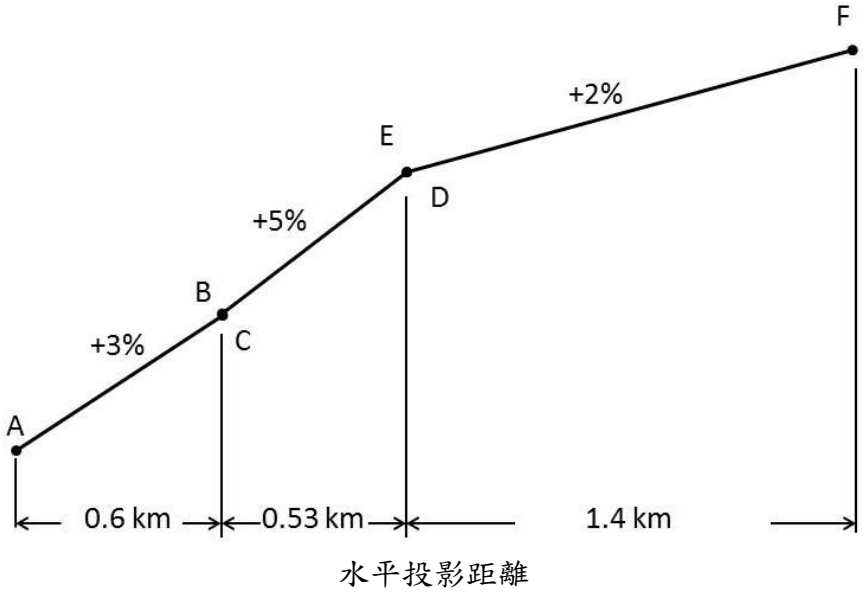


圖 11.20 分析路段縱切面示意圖

解:

1. 代表車在起點的狀況(+3%上坡，速率 70 公里/小時)相當於圖 11.21 所示(此圖取自圖 11.12)，在行車距離等於 1.2 公里之 A 點。
2. 從 A 點沿著+3%上坡行進 0.6 公里之後抵達 1.8 公里之地點。此地點為圖 11.21 中之 B 點。此地點亦即圖 11.20 中+3%上坡路段之終點，也是圖 11.20 中下一+5%上坡之起點 C。代表車之速率為 63 公里/小時。
3. +3%上坡變成+5%上坡，速率等於 63 公里/小時的狀況相當於圖 11.21 中行車距離為 0.69 公里之 C 點。從此點沿著+5%上坡行進 0.53 公里，之後到達圖 11.21 中行車距離等於 1.22 公里之 D 點。此點為+5%上坡之終點；代表車速率為 46 公里/小時。
4. 代表車進入+2%之上坡時之速率為 46 公里/小時。從圖 11.21 可知在+2%上坡之速率皆高於 46 公里/小時。這表示代表車會開始加速，所以圖 11.21 不適用，而須改用圖 11.22(此圖取自圖 11.13)。
5. +2%上坡，速率等於 46 公里/小時的狀況，相當於圖 11.22 中在行車距離 0.19 公里處之 E 點。從此地點沿+2%行進 1.4 公里，之後抵達行車距離 1.59 公里之地點，此點為圖 11.22 中之 F 點，亦即+2%上坡之終點。代表車的車速為 69 公里/小時。

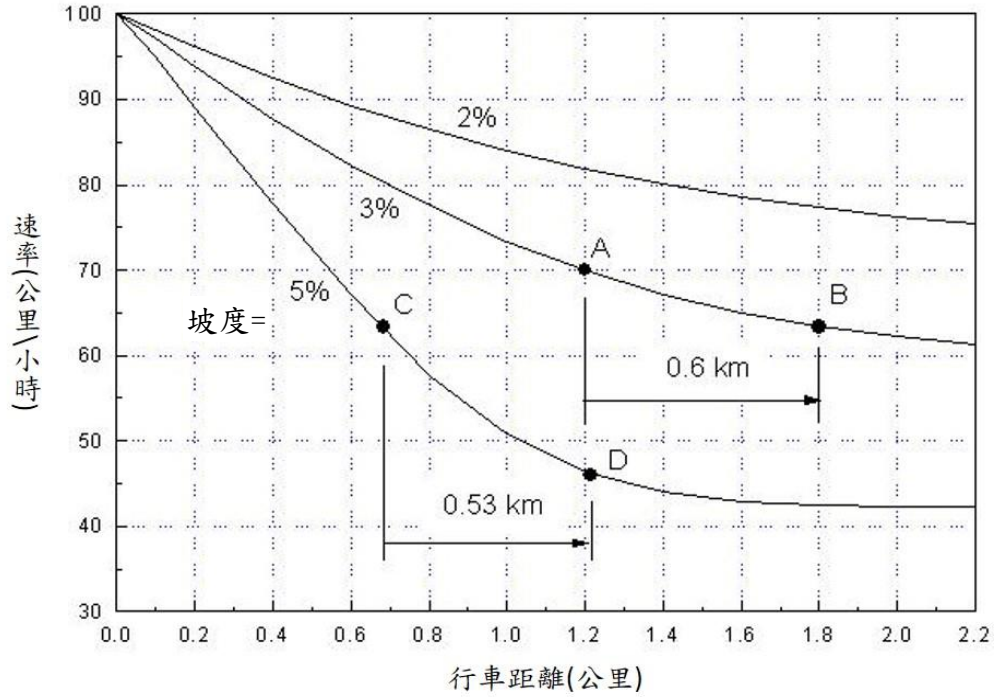


圖 11.21 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係

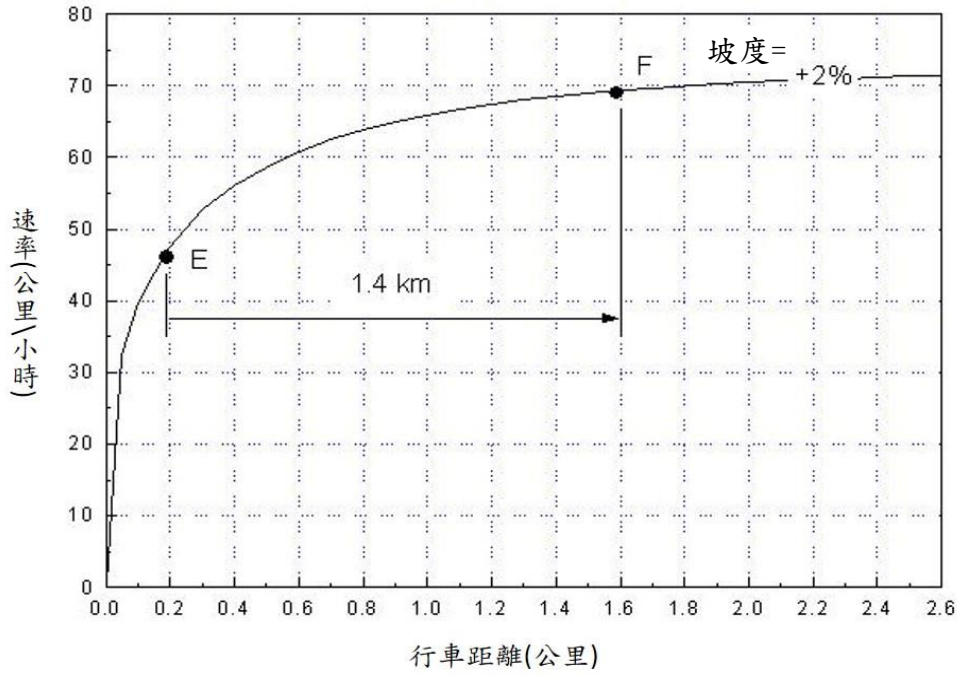


圖 11.22 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係

根據上述之分析，代表車在各縱切線起終點的速率如下：

- A 點：70 公里/小時。
- B 及 C 點：63 公里/小時。
- D 及 E 點：46 公里/小時。

- F 點：69 公里/小時。

公路幾何設計之原則是速率變化不宜超過 15 公里/小時。代表車在分析路段的變化遠超過此值。因此須考慮此路段對行車安全及經濟效益之衝擊以評估變更設計之效益及可行性。

11.3.4.6 例題 6

速限 70 公里/小時之郊區多車道公路上，一路段之坡度及坡長(水平投影距離)各為 2.7%及 300 公尺，試問此路段是否可當作平坦路段進行分析。

解：

本例題可用兩方法來處理。其中一方法是用 checkgrade.exe 執行檔。另一方法是根據本章 11.3.3.3 節所描述之步驟，用式(11.22)、式(11.25)、式(11.26)估計代表性重車爬坡速率下降 5 公里/小時之行車距離。兩方法所得之結果均相同。

如用 checkgrade.exe，則須先建立一輸入檔 input.txt，此輸入檔只需包括下列 2 行資料：

MULTI

80　2.7　 300

如果用式(11.22)、式(11.25)、式(11.26)，則需執行下列之計算：

1. 從式(11.22)估計爬行速率如下：

$$V_{min} = 16.04 + 77.763e^{\frac{-(2.7-0.7)}{3.9588}} = 63.0\ km/h$$

因速限為 70 公里/小時，進入上坡之速率 V_0 應假設為 70+10 及 90 公里/小時之較小值，亦即 V_0=80 公里/小時。此速率高於 V_{min}+5，因此上坡之後速率下降可能超過 5 公里/小時。

2. 用表 11.10 之模式估計式(11.25)及式(11.26)之係數 A、B、C、D。

$$A = 74.00191 + 82.49442e^{-\left(\frac{2.7-1.0}{5.28915}\right)} = 133.821$$

$$B = 16.06992 + 77.78644e^{-\left(\frac{2.7-0.7}{3.94297}\right)} = 62.910$$

$$C = -0.66277 + \frac{1.06019}{1+e^{-\frac{2.7-2.2567}{0.57494}}} = 0.062$$

$$D = -0.10896 + 1.43412e^{-\left(\frac{2.7-0.7}{3.22138}\right)} = 0.662$$

3. 從式(11.25)估計速率從 100 公里/小時降到 V_0=80 公里/小時所需之行車距離 X_1 公里。X_1 為：

$$X_1 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{80-A} - 1\right)] = 0.821 \text{ 公里}$$

4. 從式(11.26)估計速率從 100 公里/小時降到 V_0-5=75 公里/小時所需之行車距離 X_2。X_2 為：

$$X_2 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{75-A} - 1\right)] = 1.109 \text{ 公里}$$

估計速率從 V_0 降到 V_0-5 所需之行車距離為：

X_2-X_1= 0.288 公里= 288 公尺

5. 坡長 300 公尺超過 X_2-X_1=288 公尺，所以走完上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時。分析路段不能當作平坦路段進行分析。

11.3.4.7 例題 7

試用一簡例說明如何應用 2021HTSS 模式估計一路段之容量。

解:

非阻斷性車流路段的容量受車道數、自由速率、坡度、坡長、曲率半徑、車種組成及駕駛行為等因素影響，其值通常屬車流很接近不穩定之狀況，所以難以確定。HTSS 模式用檔型 46 及 47 資料所設定之平均自由速率及檔型 50 所設定路段為平直且只有小車時之預期容量及臨界速率來控制模擬之車流特性。在路段平直且只有小車之情形下，模擬所得之容量值通常與檔型 50 資料設定值的差異一般不超過 50 小車/小時。如上述平均自由速率、容量及臨界速率輸入值之組合異常(如臨界速率比自由速率低 25 公里/小時以上)，則模擬結果可能與預期值有較大差異。

不論分析路段是否平直或有坡度、曲度及不同車種，用 HTSS 模式估計容量的程序包括下列步驟：

1. 根據欲模擬的狀況建立輸入檔。其中檔型 0 資料之重複模擬

次數宜設定為最少 10 次。此外，須注意檔型 50 資料中之容量及臨界速率為假設路段平直而且只有小車時之預期值。

2. 用檔型 30 將進入分析路段之需求流率設定在很可能低於容量之值。例如只有小車時，高速公路、郊區多車道公路及郊區雙車道公路可分別先設為 1,500、1,200、1,000 小車/小時/車道×車道數。根據設定之需求流率執行模擬並紀錄輸入檔中在「LINK STATISTICS」標題下，從分析節線離開之流率(輸出流率)及平均速率。
3. 增加需求流率重新模擬，直到需求流率增加時，輸出流率呈穩定狀況或降低，而且平均速率急速下降為止。平均速率急速下降表示車道已進入不穩定之壅塞狀況，在這之前的最高流率可視為容量估計值之一樣本。
4. 若欲增進容量估計值之代表性，可將檔型 0 資料中之隨機亂數更改再重新模擬，以取得另一估計樣本。各樣本之平均值代表分析路段之容量。

如圖 11.23 所示，一單向 2 車道路段之需求流率從 2,000 小車/小時增加到 3,400 小車/小時之過程中，模擬所得之輸出流率亦從大約 2,000 小車/小時增加到大約 3,400 小車/小時，需求流率及輸出流率皆為 3,400 小車/小時之相關平均速率為 70 公里/小時。需求流率增加到 3,450 小車/小時之後，輸出流率稍微升高到 3,430 小車/小時，但平均速率大幅降到 50 公里/小時左右。這現象表示需求流率超過 3,400 小車/小時之後，車流會進入不穩定之壅塞狀況。需求流率如超過3,450 小車/小時，輸出流率開始下降，同時平均速率急速降低。從這些模擬結果可合理的將 3,400 小車/小時當作容量之估計樣本之一。

11.4 號誌化路口及幹道之分析

11.4.1 影響容量及服務水準之因素

號誌化路口及幹道之容量與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。

除上述影響因素外，鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

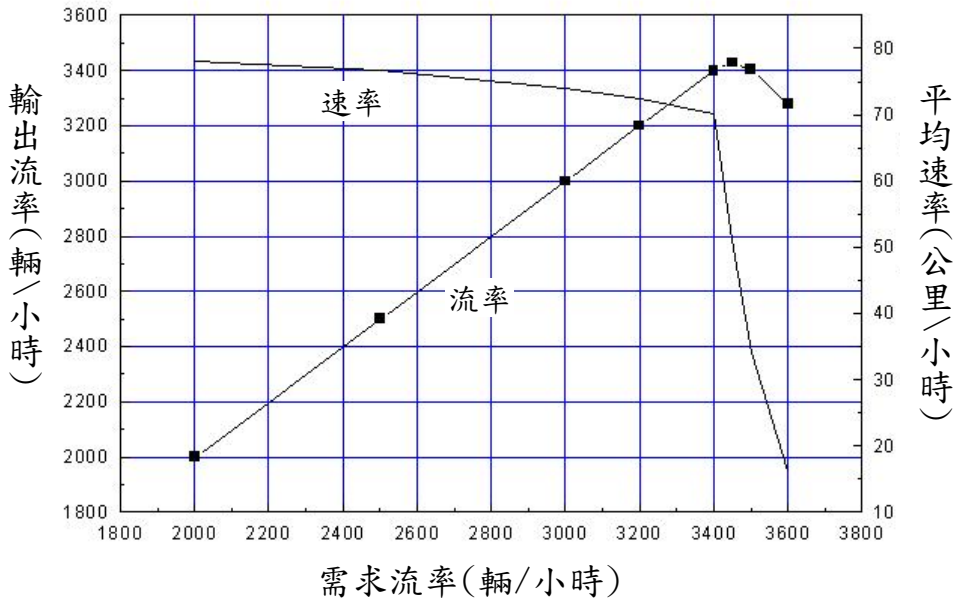


圖 11.23 容量之估計

11.4.1.1 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)。目前臺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運轉之互動關係。連鎖控制之目的在於減少車輛穿過一連串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，必須依賴一套移轉邏輯(transition algorithm)。時制轉換時可能造成短期車流運轉的不順暢。每一時制通常包括下列設計項目(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、全紅時段及行人時相長度。黃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(offset)。

週期(cycle)及週期長度(cycle length)

號誌控制之主要目的是將有嚴重衝突的車流分開。所有各方向之車流依次輪流獲得一次綠燈以進入交岔路口的過程叫一週期。運轉一週期所需之長度稱為週期長度。「道路交通標誌標線號誌設置規則」[12]規定，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。

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，必須利用多時相分離衝突之車流及行人。時相數及其安排順序對路口之運轉可能有很大的影響。圖 11.24 顯示幾個時相順序的例子。

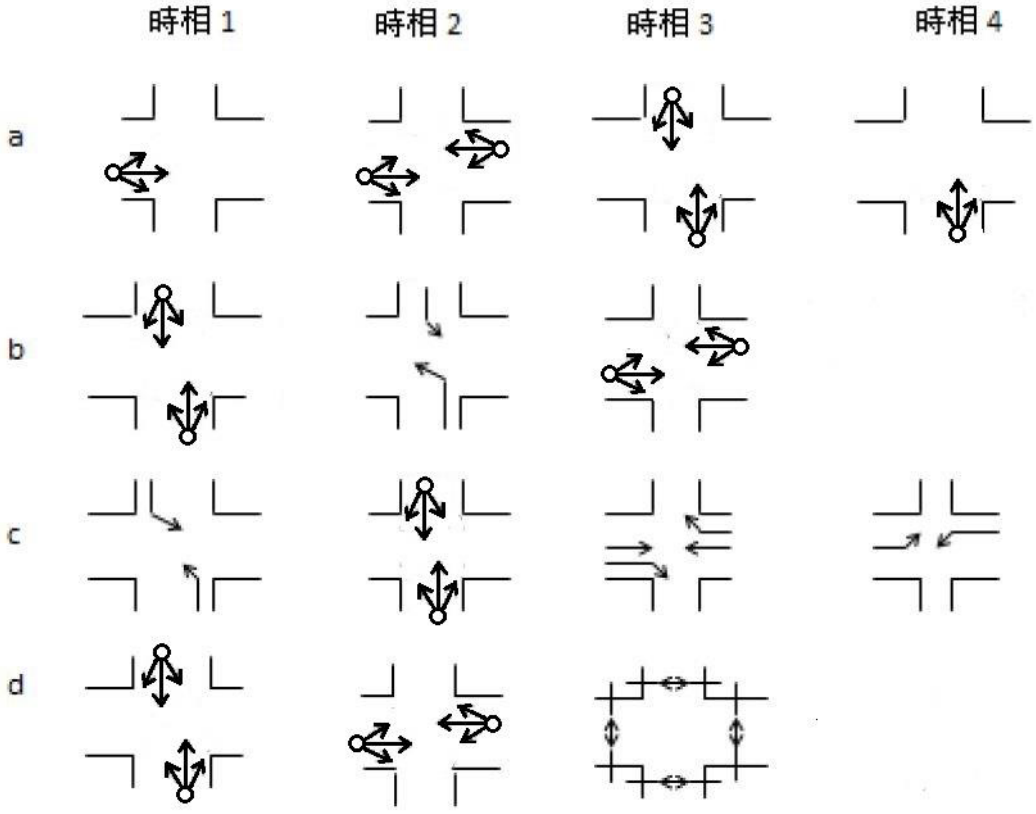


圖 11.24 時相順序範例

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 11.24a 之時相 2 及圖 11.24b 之時相 1 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入交岔路口，但左轉車必須利用對方來車之間距通過交岔路口。

- 專用左轉時相(protected left-turn phase)

  如圖 11.24b 之時相 2 及圖 11.24c 之時相 4 所示，在此種時相內只有左轉車能進入交岔路口。

- 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)

  如圖 11.24b 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉車先利用對方來車之間距通過，然後再讓左轉車利用專用時相通過交岔路口。

- 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)

  如圖 11.24c 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉車先利用專用時相再利用允許時相通過交岔口。

- 行人專用時相(protected pedestrian phase)

  如圖 11.24d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車輛禁止進入交岔路口。

- 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岔路口，但綠燈及黃燈時間必須足夠讓行人能進入並跨越路口。

- 綠燈早開及綠燈遲閉

  在同一時段中，一路口不同行進方向的車流常有顯著不同之流率。根據「交通號誌規劃手冊」[13]，綠燈早開時相讓左轉車流較大之臨近路段所有車輛先得綠燈，如圖 11.24a 之時相 1 所示，在此時相中，對向路段所有車輛皆面臨紅燈。早開時相結束之後，對向車流的綠燈開啟，在這期間內一臨近路段及其

對向路段之車輛皆得綠燈，因此左轉車必須讓直行車先行，如圖 11.24a 之時相 2 所示。

綠燈遲閉之運轉是讓兩對向臨近路段的綠燈同時開啟，如圖 11.24a 之時相 3 所示。但是左轉車流較大的臨近路段有較長的綠燈，如圖 11.24a 之時相 4 所示。綠燈早開及遲閉的用意是減少左轉車流與直行車流之衝突。

綠燈時段(green interval)

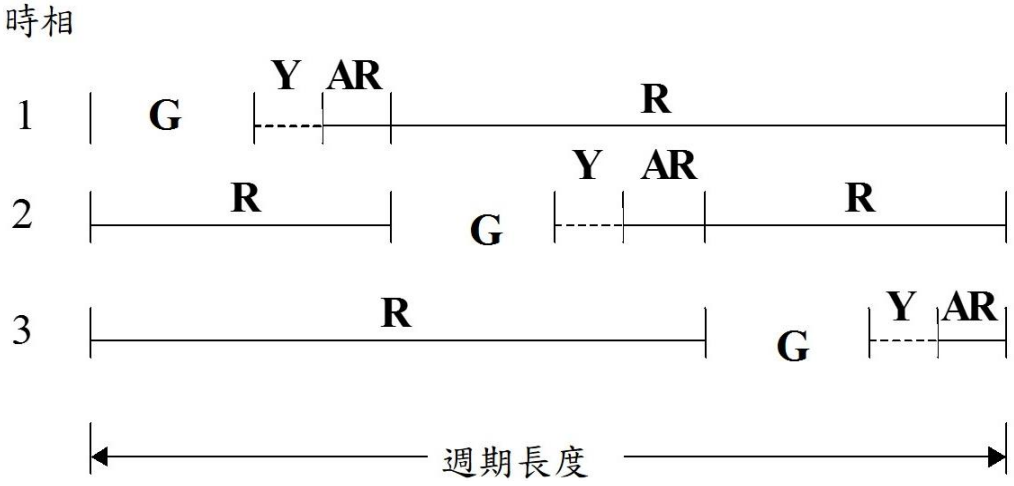
在定時號誌控制下，綠燈時段之長度視各時相之需要而定。

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 11.25 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。「道路交通標誌標線號誌設置規則」[12]對黃燈及全紅時段的長度有規定。

行人時相長度(length of pedestrian phase)

如有行人專用時相，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，讓行人能安全的穿過路口。行人時相之長度隨路口寬度及行走速率而變。



綠燈 G；黃燈 Y；全紅 AR；紅燈 R

圖 11.25 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 11.26 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 11.26 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。

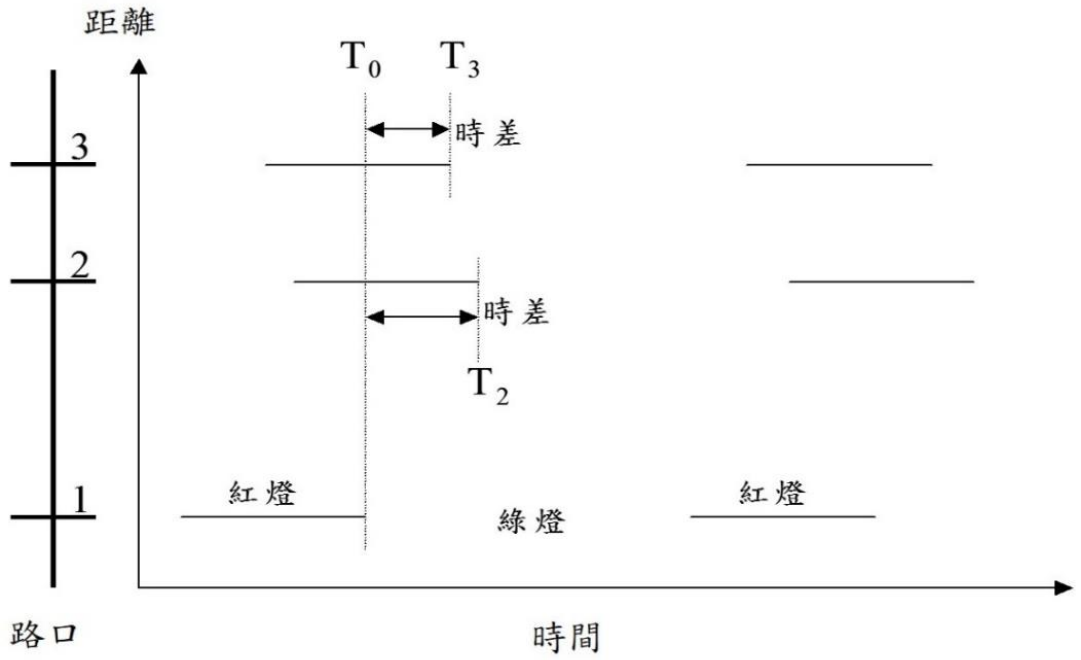


圖 11.26 時差之定義示意圖

11.4.1.2 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、坡度及左彎待轉區之長度等。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。號誌化路口在停止線上游常設有機車停等區，在停止線下游亦常設有兩段式左轉機車之待轉區。

11.4.1.3 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、車流之方向性及車流與車種之車道分布等性質。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。

11.4.2 容量估計之方法

號誌化路口車道或車道群之容量，指經常能利用綠燈及燈號轉換時段通過停止線之最高流率的期望值。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，但在路口車流無衝突，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 4 部或第 5 部停等車通過停止線之後達到一最高之穩定值[14]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S\frac{G_e}{C} \tag{11.27}$$

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 =有效綠燈時間（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，臺灣及美國的現場資料[7,15,16]皆顯示疏解率之特性與傳統之觀念有不可忽視的差異。如圖 11.27 所示，臺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，且難以訂定疏解率達到穩定狀況之停等位置。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(11.27)來估計容量會造成嚴重之困擾[7,15,16,17]。

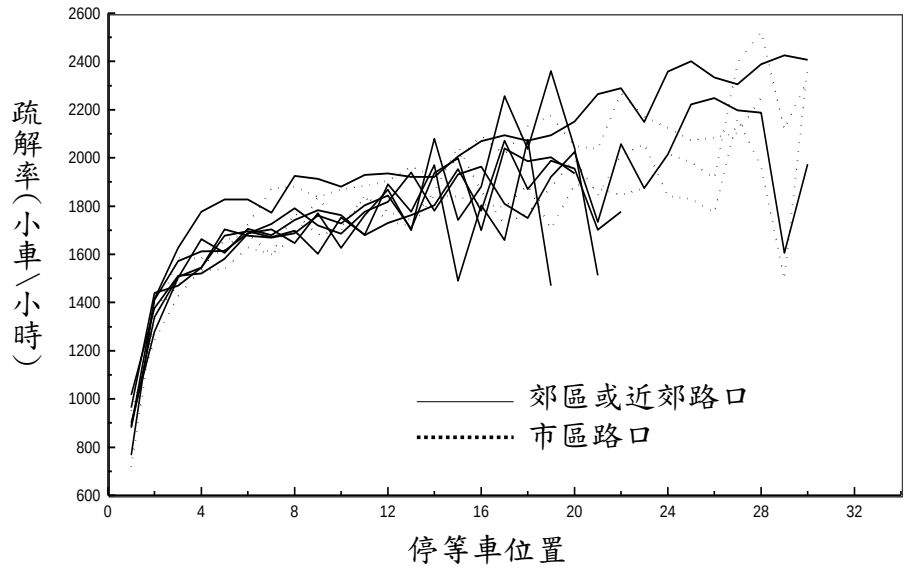


圖 11.27 臺灣地區市區及郊區直行停等車之疏解特性

本章利用下式估計一般號誌化路口車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C}\left[\sum_{i=1}^{n} N_{gyi}\right] f_v f_m f_g f_b f_s f_p \tag{11.28}$$

此式中，

c = 車道容量（輛/小時）；

C = 號誌週期長度(秒)；

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

i = 可用時相之代號；

n = 可用之時相數；

f_V = 車種及行進方向調整因素；

f_m = 中央安全島或護欄調整因素；

f_g = 坡度調整因素；

f_b = 公車站調整因素；

f_S = 路邊停車調整因素；

f_P = 衝突行人調整因素。

式(11.28)沒有考慮路口所在地需求流率的高低對停等車疏解率之影響。需求流率反映在路口之停等車隊長度，而本所在市區及郊

區蒐集到的有限資料顯示，停等車隊經常較長之路口有疏解率較高之趨勢。進一步探討此現象可能提高估計停等車疏解率之可靠性。

式(11.28)中之調整因素隨分析車道之性質及N_{gyi}是否已將相關之影響因素考慮在內而定，例如左轉車道如不受公車站之影響，則f_b=1，但同一路段上之右轉車道則可能受公車站運轉之干擾，在此情況下，右轉車道之f_b會小於1。

將數個車道合併為車道群來分析時，各車道上的車輛必須利用相同之時相通行，且行進方向也必須相同。

本章將號誌化路口車道分成下列8種類型進行分析：

1. 無衝突直行車道。
2. 無衝突左轉車道。
3. 無衝突右轉車道。
4. 無衝突直行/右轉共用禁行機車道。
5. 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)。
6. 衝突左轉車道。
7. 無衝突左轉/直行共用車道。
8. 其他無衝突車道。

本所曾對上述前六種車道之特性加以探討[7,18]，上述最後兩種車道的資料，係參考現有資料並加以整理後之結果。其他類型車道建議未來根據現場資料加以分析。

禁行機車道車流特性與混合車道不同。所以同一路段上之車道須依照實際狀況劃分成禁行機車道及混合車道，並且分別進行分析。

11.4.2.1 無衝突直行車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數N_{gyi}

只有小車且路口平坦時，式(11.28)中之N_{gyi}值可估計如下：

如15≦g≦65，則：

$$N_{gyi} = (-1.23 + 0.457g + 7.352 \times 10^{-4} g^2) \times (0.94 + 0.02W) \quad (11.29a)$$

如 g > 65，則：

$$N_{gyi} = (-4.09 + 0.549g)(0.94 + 0.02W) \quad (11.29b)$$

此二式中，

N_{gyi} = 疏解車數（小車/車道）；

g = 綠燈時段加上可用燈號轉換時段（秒），

建議值：綠燈加 2~4 秒；

W = 車道寬（2.6～3.6 公尺）。

2. 車種組成調整因素 f_V

$$f_v = \frac{1}{1+P_B(E_{sB}-1)+P_m(E_{sm}-1)} \quad (11.30)$$

此式中，

P_B, P_m = 大車及機車之比例；

E_{sB}, E_{sm} = 大車及機車之小車當量。

大車之小車當量有隨可用綠燈及燈號轉換時段 *g(秒)*而增加之現象，其值可估計如下[7]：

如 g ≦ 85 秒，

$$E_{sB} = 1.77 + 0.011g - 6.25 \times 10^{-5} g^2 \quad (11.31a)$$

如 g > 85 秒，

$$E_{sB} = 2.23 \quad (11.31b)$$

可用綠燈及燈號轉換時段在 20～80 秒之間時，式(11.31a)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 11.12 所示。此表之當量可用下式來估計：

$$E_{sm} = 0.23 + 0.1556e^{-\frac{F_m}{10.6396}} + 0.3673e^{-\frac{F_m}{67.0339}} \quad (11.32)$$

此式中，

F_m = 機車百分比(%)；

E_{sm} = 機車之小車當量。

表 11.12 機車之小車當量

機車比例(%)	1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
E_{sm}	0.75	0.61	0.53	0.47	0.44	0.41	0.38	0.36	0.34	0.33	0.31

3. 安全島或護欄調整因數f_m

根據市區資料[19]，無快慢分隔之路段上，有中央標線分隔之直行車流疏解率大約是有中央實體分隔之疏解率的 97%。所以本章建議採用下列之調整因素：

(1) 如有安全島或護欄，$f_m = 1.00$ (11.33a)

(2) 如無安全島或護欄，$f_m = 0.97$ (11.33b)

4. 坡度調整因素f_g

現有文獻[20]指出坡度增加 1%時，容量可能會減少 1%到 2.5%。本章建議採用以下之調整因素：

$$f_g = 1.0 - 0.015S \tag{11.34}$$

此式中，

S = 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

5. 公車站調整因素f_b

公車站之運轉受許多因素的影響，目前只考慮公車到達率、公車站離交岔口的距離及分析車道群之車道數，調整因素訂定如下：

$$f_b = f_0 \beta_1 \beta_2 \tag{11.35}$$

其中β_1及β_2之值如表 11.13 及表 11.14 所示。f_0值為公車到達率為 40 輛/小時並且公車站離路口 40 公尺時之調整因素，其值如下：

f_0 = 0.88（車道群車道數=1）；0.96（車道群車道數=2）；0.97（車道群車道數=3）。

表 11.13 公車到達率調整值 β_1

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
β_1	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[21]。

表 11.14 公車站離交岔口距離調整值 β_2

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
β_2	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[21]。

一般乘客不多的公車靠站時間只有 10 秒左右[19]。到站時間如果是在紅燈時段中，則對車道容量之影響很小。到站時間如果下方車輛疏解所須時間超過剩餘之綠燈時間，則靠站公車的影響也很小。上述調整因素沒有考慮到這些情形，因此可能常高估公車站之影響程度。基於這些考量，本章建議依照下列原則來訂定公車站調整因素：

(1) 公車靠站不占用車道時，則 f_b = 1.0。

(2) 公車靠站占用車道，則只調整被占用車道之容量。

式(11.35)中之 f_0 值為 0.88。β_1 及 β_2 之值則根據表 11.13 及表 11.14。

6. 路邊停車調整因素 f_S

在無違規停車的情況之下，本所早期的研究[21]建議採用表 11.15 之調整因素以估計車道數 1, 2, 或 3 之容量。這些調整因素只用於緊靠停車位之車道或車道群。其他車道之 f_S 可假設為 1.0。但是如有車輛違規在車道上平行停車，因而導致該車道不能有效運用，則該車道不宜列為可用之車道。換言之，f_S 之值宜設定為 0.0。本所尚未再以現場資料對此調整因素加以探討，所以本章沿用表 11.15 之調整因素。

表 11.15 路邊停車調整因素 f_S

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	0.09
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.90
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93
車道長時間受違規平行停車之阻擋：f_S=0.00							

7. 衝突行人調整因素 f_P

直行車通常不受行人之干擾，所以 $f_P = 1.0$。

11.4.2.2 無衝突左轉車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數 N_{gyi}

只有小車，有實體分隔而且路口平坦時，

$$N_{gyi} = 1.4 + 0.426g - 1.186N \tag{11.36}$$

此式中，

N_{gyi} = 疏解車數（小車/車道）；

g = 綠燈時段加 2~4 秒可用燈號轉換時段（秒）；

N = 左轉車道數。

2. 車種組成調整因素 f_V

此調整因素可根據式(11.30)來估計。但左轉大車之左轉小車當量在 1.7～2.0 之間（建議值：1.8），機車之小車當量可根據表 11.12 或式(11. 32)來訂定。

3. 安全島或護欄調整係數 f_m

根據市區的資料[14,19]，中央標線分隔之單左轉車道車流疏解率大約是中央實體分隔疏解率之 1.09 倍。所以宜採用下列影響因素：

(1) 中央實體分隔，$f_m = 1.00$

(2) 中央標線分隔，$f_m = 1.09$

4. 坡度調整因素 f_g

坡度調整因素之值可依照式(11.34)來估計。

5. 公車站調整因素 f_b

在郊區多車道公路上，公車站之位置及運轉對左轉容量的影響不大，所以 f_b 可訂為 1.0。

6. 路邊停車調整因素 f_S

路邊停車調整因素可根據表 11.15 訂定。

7. 衝突行人調整因素 f_P

如果號誌化路口沒有行人專用時相，則右轉或左轉車輛之疏解可能受到干擾，車隊疏解所須時間增長，導致容量降低。目前尚無足夠的資料以準確的估計在不同情形之下，衝突行人對容量之影響。本章採用一簡化的模式將行人的影響反映在容量的估計值。此模式假設在紅燈時段中抵達路口之行人會集合成一群，綠燈開始之後才到達之行人也會跟隨這一群行人。

根據民國 95 年之研究資料[19]，如果一群人中有 N_P 行人，則右轉受行人群干擾時，其疏解車距可估計為 $3.46 + 0.847N_P$ 秒。假設此疏解車距亦適用於左轉車，而且左、右轉車被行人阻擋時，路口轉角的空間可儲存 N_S 輛小車以讓直行車正常疏解。在此情況下，利用模擬所得的衝突行人調整因素如圖 11.28、圖 11.29 及圖 11.30 所示。

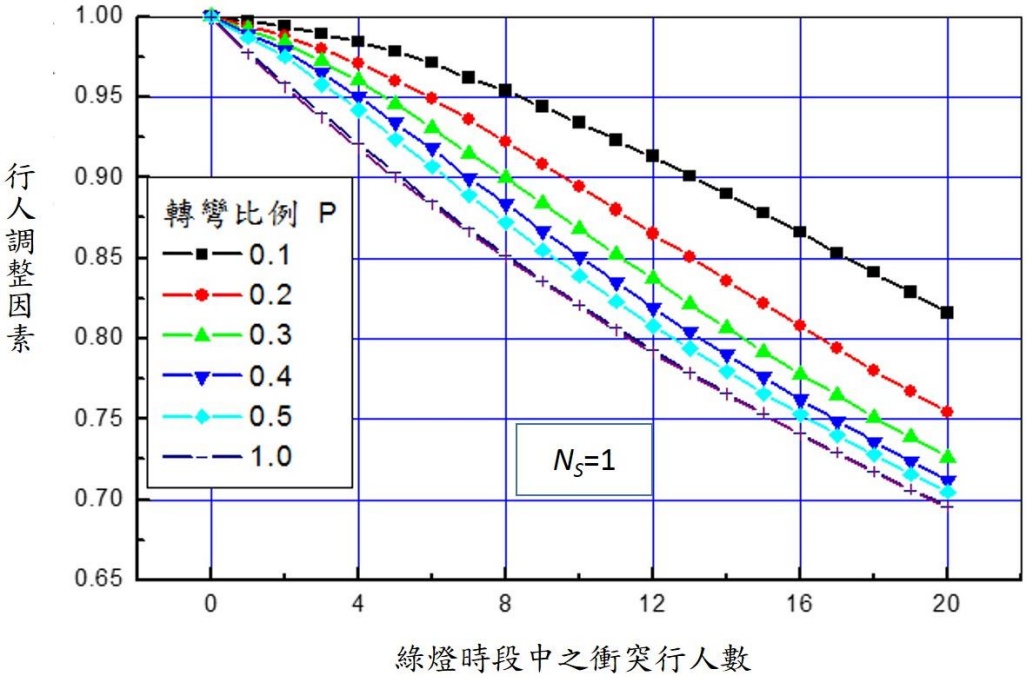


圖 11.28 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素

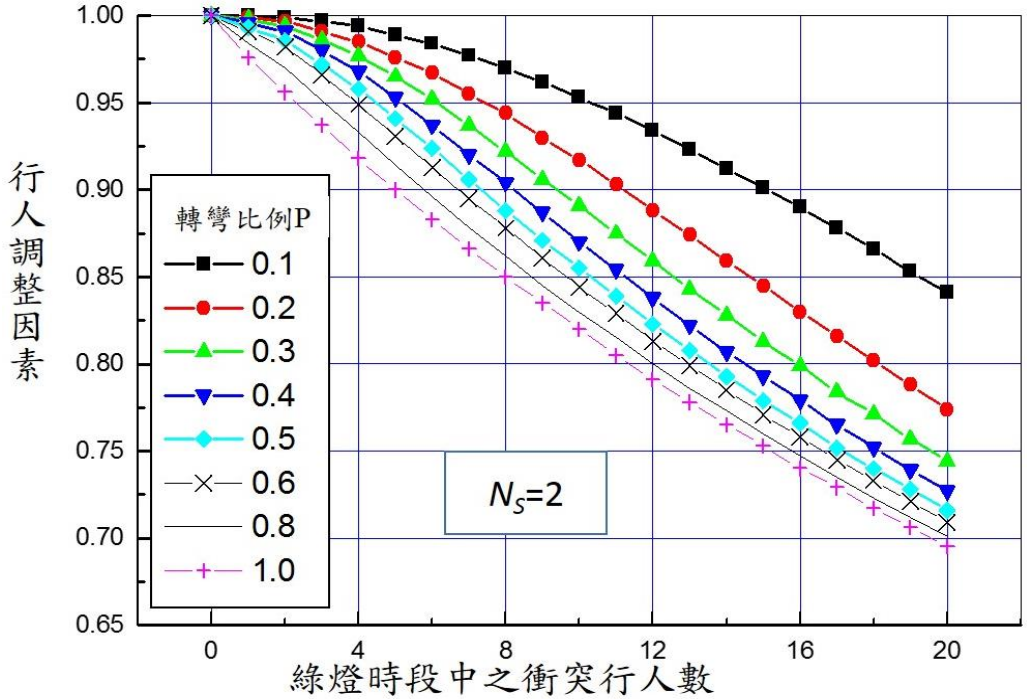


圖 11.29 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素

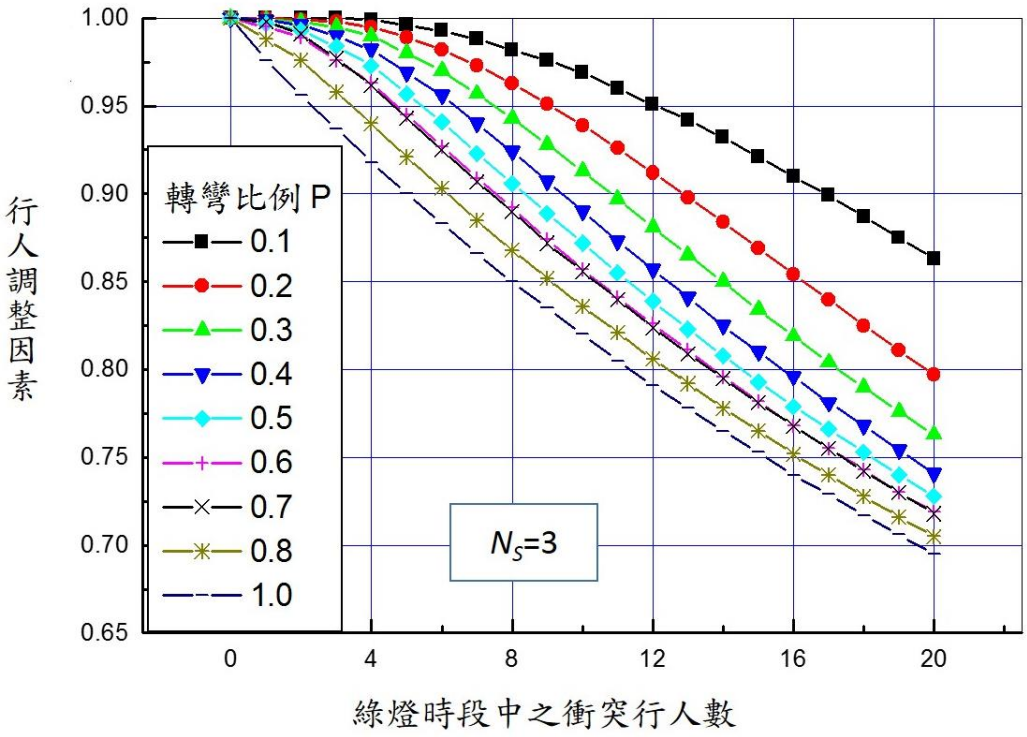


圖 11.30 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

上述行人調整因素也可用下列之模式來估計：

$$f_p = \frac{1}{1+e^{-Y}} \tag{11.37a}$$

$$Y = \frac{4.0225}{1+e^{-S_1}} - \frac{4.8957}{1+e^{-S_2}} + \frac{11.3832}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.233}{1+e^{-S_4}} + 5.6837 \tag{11.37b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{3} A_{ij}X_j\right] + A_{i4} \qquad i = 1,2,3,4 \tag{11.37c}$$

此式中，

f_P = 衝突行人調整因素；

A_{ij} = 列於表 11.16 中之值；

X_1 = 左轉或右轉比例；

X_2 = 每週期(亦即綠燈時段中)之衝突行人數除以 30；

X_3 = 轉角可儲存之小車車輛數除以 5。

式(11.37a)行人調整因素 f_P 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 ped.exe 來估計。使用 ped.exe 前須建立一輸入檔 ped.txt，輸入檔包括下列一行資料：

a b c

其中 a 代表右轉或左轉之比例，b 代表每週期綠燈時段之平均衝突行人數，c 代表轉角可儲存之車輛數（小車）。

ped.exe 及 ped.txt 須放在同一子目錄（sub-directory），執行 ped.exe 後，在同一子目錄下會有一輸出檔 pedout.txt，即為行人調整因素 f_P。

表 11.16 式(11.37c)之A_{ij}值

i	j			
	1	2	3	4
1	1.9756	-1.3048	1.6826	-1.1735
2	7.0326	2.2966	-1.0326	-0.1450
3	-0.9008	-9.3681	1.0305	-0.8590
4	1.9434	0.5390	1.4434	-2.4360

11.4.2.3 無衝突右轉車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數 N_{gyi}

只有小車而且路口平坦時，

如 $0 \leqq g \leqq 50$，則

$$N_{gyi} = 93.1 - \frac{120.56}{1+e^{\frac{g-70.05}{56.14}}} \quad (11.38a)$$

如 $g > 50$，則

$$N_{gyi} = -4.0 + 0.524g \quad (11.38b)$$

此式中，

N_{gyi} = 疏解車數（小車/車道）；

g = 綠燈時段加 2~4 秒之燈號轉換時段（秒）。

2. 車種組成調整因素 f_V

此調整因素可根據式(11.30)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 11.12 或式(11.32)來訂定。

3. 安全島或護欄調整係數 f_m

安全島或護欄對右轉影響不大，所以f_m可訂為 1.0。

4. 坡度調整因素f_g

坡度調整因素之值可依照式(11.34)來估計。

5. 公車站調整因素f_b

此因素可根據式(11.35)來估計。

6. 路邊停車調整因素f_S

此調整因素可根據表 11.14 來估計，但表中之車道數為右轉車道數。

7. 衝突行人調整因素f_P

此因素可根據圖 11.28~11.30 或式(11.37)來估計。

11.4.2.4 無衝突直行/右轉共用禁行機車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數N_{gyi}

車道上只有右轉小車而且路口平坦時（見式 11.38a 及 11.38b），

如 $10 \leqq g \leqq 50$，則

$$N_{gyi} = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{g-70.05}{56.14}}} \tag{11.39a}$$

如 $g > 50$，則

$$N_{gyi} = -4.0 + 0.524g \tag{11.39b}$$

此式中，

N_{gyi} = 疏解車數（小車/車道）；

g = 綠燈時段加 2~4 秒之燈號轉換時段（秒）。

2. 車種組成調整因素f_V

此調整因素可估計如下：

$$f_V = \frac{1}{P_{SC}E_{SC}+P_{RC}E_{RC}+P_{SB}E_{SB}+P_{RB}E_{RB}} \tag{11.40}$$

此式中，

P_{SC}, P_{SB} = 直行小車、大車之比例；

P_{RC}, P_{RB} = 右轉小車、大車之比例；

E_{SC}, E_{SB} = 直行小車、大車之右轉小車當量；

E_{RC}, E_{RB} = 右轉小車、大車之右轉小車當量。

式(11.40)之當量值如下：

(1) 直行小車：$E_{SC} = 0.92$

(2) 直行大車：$E_{SB} = 1.44$

(3) 右轉小車：$E_{RC} = 1.00$

(4) 右轉大車：$E_{RB} = 1.64$

3. 安全島或護欄調整係數 f_m

此調整因素之值可訂為 $f_m = 1.0$。

4. 坡度調整因素 f_g

此調整因素之值可依照式(11.34)來估計。

5. 公車站調整因素 f_b

此因素可根據式(11.35)來估計。

6. 路邊停車調整因素 f_S

此調整因素可根據表 11.15 來估計，表中之車道數為右轉車道數（車道數 = 1）。

7. 衝突行人調整因素 f_P

此因素可根據圖 11.28~11.30 或式(11.37)估計。

11.4.2.5 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)

由於機車、小車及大車均可行駛於此類車道，因此車道上可能設有機車停等區，停止線下游也可能設有機車二段式左轉之待轉區，如圖 11.31 所示。停等區與待轉區之寬度通常超過一般車道之車道寬。待轉區通常在停止線下方 6～15 公尺，縱深一般在 2 到 4 公尺之範圍內，其車輛來自交岔之街道，而且該區之機車疏解很快，通常不影響停止線上游停等車輛之疏解，所以本章分析車道容量並不考慮待轉區。

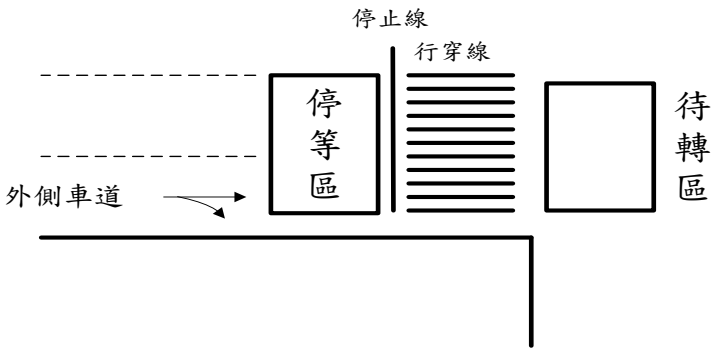


圖 11.31 直行/右轉共用車道設施示意圖

停等區之前端通常緊靠停止線，其縱深多半在 5～10 公尺之間。在紅燈時段中，機車可於車道之間鑽行、超越其他種車輛以進入停等區。在綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數 M 可估計如下：

$$M = 0.62 f L W \tag{11.41}$$

此式中，

M = 綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數；

f = 停等區面積被停等機車占用之比例；

L = 停等區之縱深（公尺）；

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

理論上式(11.41)中之 f 值可達 1.0，但在臺北市所蒐集的資料顯示 f 值通常在 0.1 及 0.6 之間，很少超過 0.7 之情形。所以估計直行/右轉共用車道之容量時，不宜將 f 值訂為 1.0。此外，式(11.41)中之停等區寬度須用分析車道之寬度來替代。

綠燈時段開始之後，疏解停等區內 M 輛機車所須之時間可利用下式來估計：

$$T = 2.14 + 1.07 f L \tag{11.42}$$

停等區內最後一部機車疏解完畢之後，上游之車輛隨著疏解。這些上游車輛能用的綠燈及燈號轉換時段長度可估計為：

$$g_u = G - T + \beta \tag{11.43}$$

此式中，

g_u =停等區上游停等車能用以疏解之時間（秒）；

G =綠燈時段長度（秒）；

T =從式(11.42)所估計，停等區內停等機車所用掉之綠燈時間(秒)；

β =綠燈結束後，停等車輛繼續疏解之時間(秒)，建議值= 4 秒。

停等區上游混合車流之疏解受到許多因素之影響，本章考慮列於表 11.17 之 8 個影響因素($X_1, X_2, \ldots, X_8$)。

表 11.17 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍

影響因素		觀察值	
代號	定義	範圍	平均值
X_1	停等區內最後一部停等機車疏解完後之剩餘綠燈時間(秒)除以 200	剩餘綠燈：9.9～80.1 X_1 = 0.05~0.40	--
X_2	直行小車之比例	0.016～0.459	0.099
X_3	右轉小車之比例	0.014～0.365	0.112
X_4	與小車或大車無併行之直行機車比例	0.131～0.805	0.571
X_5	與小車或大車無併行之右轉機車比例	0.000～0.204	0.057
X_6	直行大車之比例	0.000～0.076	0.017
X_7	右轉大車之比例	0.000～0.152	0.017
X_8	車道寬(公尺)除以 10	車道寬：3.5～5.2 X_8 = 0.35~0.52	--
X_9	與小車或大車併行之機車比例 =1-X_2-X_3-X_4-X_5-X_6-X_7	0.026～0.229	0.126

因疏解率與影響因素之關係很複雜，所以本章利用下述 3 層(8×3×1)之類神經網路模式，以估計停等區上游在 g_u 秒內能疏解之車數 N_g：

$$N_g = \frac{140}{1+e^{-Y}} \tag{11.44a}$$

$$Y = -\frac{2.4821}{1+e^{-S_1}} - \frac{1.7453}{1+e^{-S_2}} + \frac{8.000}{1+e^{-S_3}} - \frac{10.848}{1+e^{-S_4}} - 8.0618 \tag{11.44b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{8} A_{ij} X_j\right] + A_{i9} \qquad i = 1, 2, 3, 4 \tag{11.44c}$$

此式中，

N_g = 停等區之停等機車疏解完後在剩餘綠燈時間中能疏解之車輛數；

A_{ij} = 列於表 11.18 中之值；

X_j = 表 11.17 所列之影響因素，j=1, 2, …, 8。

式(11.44a)之 N_g 亦可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 mix.exe 來估計。使用 mix.exe 前須建立一輸入檔 mix.txt，輸入檔包括下列一行資料：

g_u X_2 X_3 X_4 X_5 X_6 X_7 W

其中各資料之定義同前述之定義，mix.exe 及 mix.txt 須放在同一子目錄（sub-directory），執行 mix.exe 後，在同一子目錄下會有一輸出檔 mixout.txt，即為停等區之停等機車疏解完後在剩餘綠燈時間中能疏解之車輛數 N_g。

表 11.18 式(11.44c)之A_{ij}值

i	j								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-10.3662	-7.4780	10.0622	-4.9091	-2.6276	4.0137	16.7725	-2.4488	6.7251
2	-3.9968	11.9171	4.8885	4.2207	3.9261	16.9102	9.8529	0.8874	-3.4774
3	8.1240	9.9444	-12.8915	5.6626	-2.6309	5.8782	-4.4776	-9.9450	-5.4153
4	12.6029	0.1187	-0.8793	0.4917	0.7862	0.5457	-1.2116	0.8437	0.7231

利用式(11.44a)估計 N_g 之前必須先估計各車種及行進方向之比例（表 11.17 中 $X_2, X_3, \ldots X_7$）。這些比例隨車道地點之變化可能很大，所以最好能根據現場資料以訂定適用值。在無現場資料之情況下，可參考表 11.17 中之觀察值。此外，與小車或大車併行之機車影響到 X_4 及 X_5 之值，而本身也受到剩餘綠燈時間、機車比例及車道寬之影響，所以除非有現場資料，宜應先估計每週期之併行機車數，然後利用此估計值來估計 X_4 及 X_5。每週期與小車或大車併行疏解之機車數可利用下列模式來估計。

$$M_P = \frac{25}{1+e^{-Y}} \tag{11.45a}$$

$$Y = \frac{2.7083}{1+e^{-S_1}} - \frac{4.2891}{1+e^{-S_2}} + \frac{0.6807}{1+e^{-S_3}} - \frac{6.0287}{1+e^{-S_4}} - 0.5592 \tag{11.45b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{3} A_{ij} X_j\right] + A_{i4} \qquad i = 1,2,3,4 \tag{11.45c}$$

此式中，

M_P = 每週期與小車或大車併行之機車數（輛）；

A_{ij} = 列於表 11.19 之值；

X_1 = g_u / 200 ，停等區上游停等車能用以疏解之時間（秒）除以 200；

X_2 = 機車占總車數之比例；

X_3 = 車道寬（公尺）除以 10。

表 11.19 式(11.45c)之A_{ij}值

i	j			
	1	2	3	4
1	-14.5837	1.7622	-4.9659	2.4420
2	10.2588	20.2087	39.5742	-40.4805
3	22.7326	-43.2438	-19.5331	35.8220
4	-9.5373	-11.8525	-1.4459	5.1304

以下說明利用 M_P 估計 X_4 及 X_5 的步驟：

假設：

- 總流率=40 輛/週期。
- 機車流率=20 輛/週期。
- 直行機車占總機車之百分比=80%。
- 右轉機車占總機車之百分比=20%。
- 從式(11.45a)所估計之 M_P 值為 5 輛/週期。

則與小車、大車無併行之機車數等於 20-5=15 輛/週期。假設直行及右轉機車之比例不變，則無併行直行機車流率等於 15×0.8=12 輛

/週期，此流率所代表之 X_4 等於 12/40=0.30；無併行右轉機車流率等於 15×0.2=3 輛/週期，其所代表之 X_5 等於 3/40=0.08。

式(11.45a)之 M_P 值可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 side.exe 來估計。使用 side.exe 之前須建立一輸入檔 side.txt 並將該檔與 side.exe 置在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料：

$$g_u \qquad X_2 \qquad W$$

此行資料中 g_u 為停等區上游停等車在一週期內能用以疏解之時間（秒）；X_2 為機車占總車數之比例；W 為車道寬（公尺），執行 side.exe 後，輸出檔 sideout.txt 會出現在同一子目錄。

根據式(11.41)及式(11.44a)之估計值，直行/右轉共用車道(含機車停等區)之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C}\sum_{i=1}^{n}(M + N_g)_i \, f_g f_b f_s f_p \tag{11.46}$$

此式中，

c = 直行/右轉混合車流車道之容量(輛/小時)；

C = 號誌週期長度(秒)；

n = 可用之時相數；

M = 從式(11.41)所估計之疏解機車數（輛）；

N_g = 從式(11.44a)所估計之疏解車數（輛）；

f_g = 坡度調整因素（見式 11.34）；

f_b = 公車站調整因素（見式 11.35）；

f_S = 路邊停車調整因素（見表 11.15）；

f_P = 衝突行人調整因素（見圖 11.28~11.30 或式 11.37）。

11.4.2.6 衝突左轉車道

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及上游號誌控制與車流狀況之影響。臺灣郊區的號誌化

路口有時設有左彎待轉區，左彎待轉區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，從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占用之空間，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。而郊區路口上很少有左轉車阻擋對向來車而強行左轉之現象。

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。能利用對向車流間距進行左轉之車數，受對向車流進入路口之型態影響。

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，而此停等車數又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。所以在路口內每 9 公尺停車空間可讓一左轉小車在燈號轉換期間內疏解。

每週期內能疏解之衝突左轉小車數可估計如下：

$$N_{gy} = N_1 + N_2 + N_3 + N_a + N_y \qquad (11.47)$$

此式中，

N_{gy} = 平均在每時相之綠燈時段及燈號轉換時段內能疏解之停等車數（輛）；

N_1 = 先行左轉之車數（輛），建議值 0.6 小車/車道；

N_2 = 強行左轉之車數（輛），郊區路口很少有此現象，建議值 0.0 小車/車道；

N_3 = 迴轉之車數（輛），建議值 0.0 小車/車道；。

N_a = 利用對向車流之間距進行左轉之車數（輛）；

N_y = 在燈號轉換時段內能左轉之車數（輛），建議值：路口內之停車空間長度（公尺）除以 9。

如果 N_{gy} 能從式(11.47)估計，則衝突左轉車道容量可估計如下：

$$c = (3600/C)\, N_{gy}\, f_V\, f_g \tag{11.48}$$

此式中，

c = 衝突左轉車道容量（輛/小時）；

C = 號誌週期長度（秒）；

f_V = 車種及行進方向調整因素；

f_g = 坡度調整因素。

N_a 之值受許多因素的影響，例如左轉駕駛員之間距接受行為、對向車道數及流率、對向車輛到達路口中央附近衝突點之型態等，對能利用對向間距以左轉的車數皆有影響。對向車輛到達衝突點之型態不僅受到分析路口號誌控制的影響，也受到上游路口號誌控制及交通狀況之影響。所以沒有分析性模式能在廣泛的狀況下，準確的估計 N_a。因此本章建議利用 HTSS 模式來分析衝突左轉車道之容量及服務水準。

如果 N_a 之估計值不須相當準確，則可根據下述之手續來估計：

1. 估計對向各車道 i 之流率 Q_i 及相關車種組成。
2. 將對向各車道之流率 Q_i 用下式轉換成對等衝突直行小車流率 Q_{ie}：

$$Q_{ie} = Q_i\,(P_{sc} + 0.42\,P_{sm} + 1.8\,P_{sb}) \tag{11.49}$$

此式中，

Q_{ie} = 在對向車道 i 上與左轉車有衝突之對等對向直行小車流率（小車/小時）；

Q_i = 對向車道 i(包括左轉、右轉及直行)之流率(輛/小時)；

P_{sc} = Q_i 中直行小車之比例；

P_{sm} = Q_i 中直行機車之比例；

P_{sb} = Q_i 中直行大車之比例。

3. 訂定對向車道之最高對等直行小車流率 Q_{max} = Max(Q_1e, Q_2e, Q_3e, …)。

4. 估計綠燈時段開始之瞬間，Q_{max} 所造成之停等小車車隊長度。

$$L_{max} = \frac{Q_{max}(C-G)}{3600} \tag{11.50}$$

此式中，

L_{max} = 綠燈時段開始瞬間有 Q_{max} 車流之車道上，停等小車之車隊長度（小車）；

C = 週期長度（秒）；

G = 綠燈時段（秒）。

5. 估計綠燈開始之後疏解 L_{max} 及隨後加入停等車隊之車輛所需之時間 T（秒）。

$$\mathrm{T} = 0.093Q_{max} - 140.7 + 333.3\sqrt{(\frac{Q_{max}}{3600} - 0.422)^2 + 6 * 10^{-3}(0.71 + L_{max})} \tag{11.51}$$

如果從上式所得之 T 值小於 70 秒，須改用下式來估計 T：

$$T = \frac{L_{max}+8.68}{0.638-\frac{Q_{max}}{3600}} \tag{11.52}$$

上式中 Q_{max} 不能超過 2,296 小車/小時，若超過就沒有可用之對向間距。換言之，N_a 等於零。

6. 估計對向車隊疏解後所剩餘之綠燈時間$\triangle G$（秒）= $G - T$ 。

7. 估計在剩餘綠燈中能利用對向間距進行疏解之車數。

(1) 如$\triangle G \leqq 0$，則 $N_a = 0$

(2) 如$\triangle G > 0$，則

$$N_a = N_{3.75} - 1.2 (H - 3.75) + \triangle N \tag{11.53}$$

此式中，

$N_{3.75}$ = 臨界間距為 3.75 秒時從圖 11.32 或圖 11.33 所估計得

之疏解小車數（小車）；

H = 左轉駕駛員之臨界間距(秒)，建議值：對向直行車道數=1，H = 3.3 秒；對向直行車道數>1，H = 4.4 秒；

$\triangle N$ = 0，如對向車道數不超過 2；

$\triangle N$ = 0.2，如對向車道數超過 2。

一般分析間距接受行為時，假設大於或等於臨界間距之對向車流間距皆會被接受，小於臨界間距之對向車流間距則不能利用。圖 11.32 及圖 11.33 亦根據此假設模擬而得[19]。式(11.53)中能利用間距疏解之小車數 N_a 也可用一類神經網路模式來估計。此模式可用下列之公式來代表：

$$N_a = \frac{30}{1+e^{-Y}} \tag{11.54a}$$

$$Y = \frac{14.8664}{1+e^{-S_1}} - \frac{3.5773}{1+e^{-S_2}} + \frac{13.9041}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.6929}{1+e^{-S_4}} - 1.2494 \tag{11.54b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{4} A_{ij} X_j\right] + A_{i5} \qquad i = 1,2,3,4 \tag{11.54c}$$

此式中，

N_a = 利用對向車流之間距進行左轉之車數（輛）；

A_{ij} = 列於表 11.20 中之值；

X_1 = 對向衝突車道數（車道）除以 3；

X_2 = 臨接間距（秒）除以 5；

X_3 = 剩餘綠燈時間$\triangle G$（秒）除以 80；

X_4 = 對向總直行衝突車流（輛/小時）除以 2,500。

式(11.54a)之 N_a 亦可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 gap.exe 來估計。利用 gap.exe 前須先建立輸入檔 gap.txt，並將此二檔置於同一子目錄。gap.txt 須包括下列一行之資料：

a b c d

其中，a 為對向衝突車道數，b 為臨界間距（秒），c 為剩餘綠燈時間$\triangle G$（秒），d 為對向總直行衝突車流（輛/小時）。執行

gap.exe 之後的輸出檔 gapout.txt 會出現在同一子目錄中。

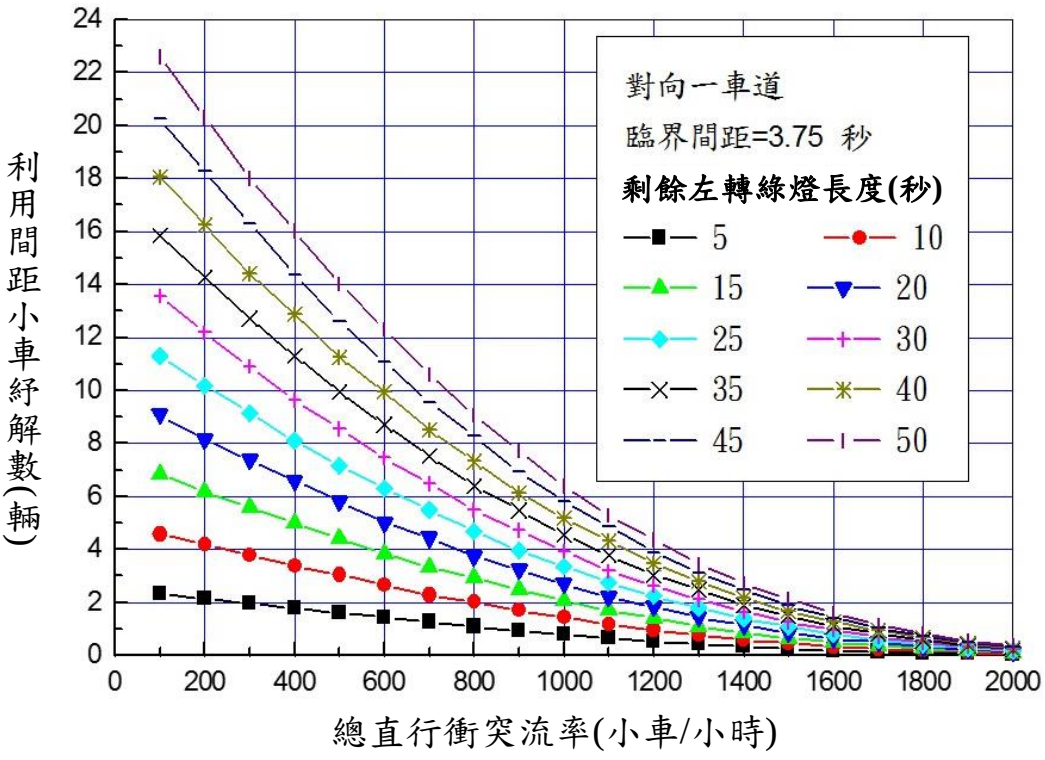


圖 11.32 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

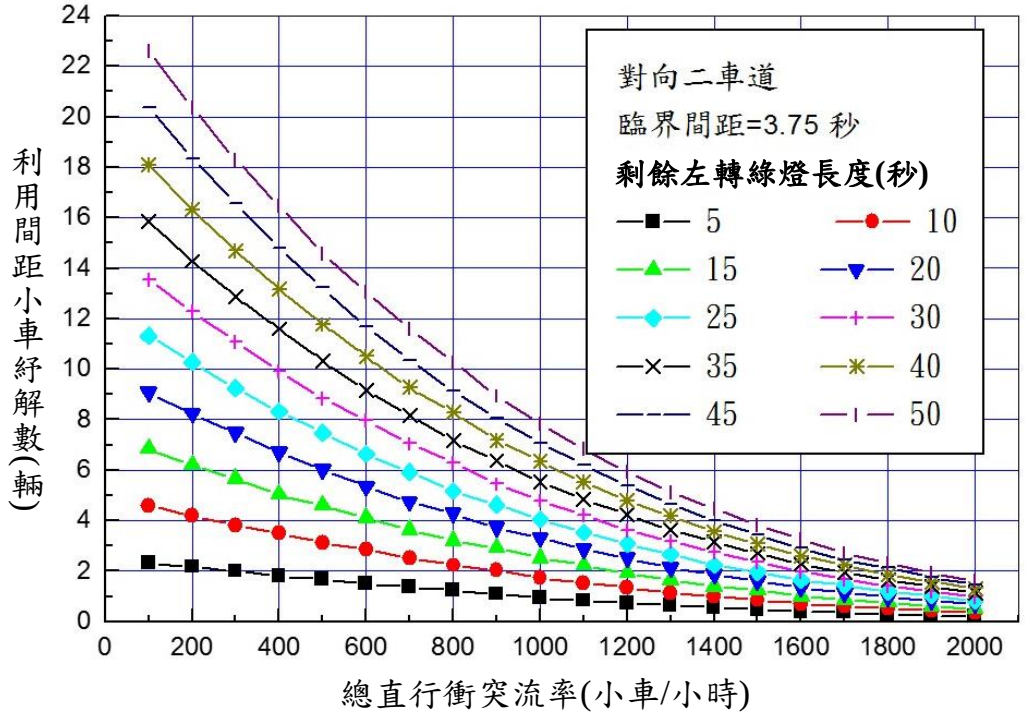


圖 11.33 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

表 11.20 式(11.54c)之A_{ij}值

i	j				
	1	2	3	4	5
1	-0.1039	1.0872	5.4374	0.2060	0.8321
2	-6.7763	1.9917	0.2190	5.7082	-4.1069
3	0.0700	-0.2252	-2.9067	4.3944	3.6416
4	-0.0974	2.6252	-0.5687	3.2363	-4.1447

11.4.2.7 無衝突左轉/直行共用車道

本所尚未蒐集無衝突左轉/直行共用車道之車流特性資料。本章參考市區及郊區現有資料，提供一簡便程序以估計此種車道之容量。2021HTSS 模式也可以用來估計此型車道的容量。

1. 中央實體分隔而且只有左轉小車時之疏解車數 N_{gyi}

根據式(11.36)並假設 N=1，則

$$N_{gyi} = 0.21 + 0.426\,g \tag{11.55}$$

此式中，

N_{gyi} = 在 g 秒內能疏解之車數(小車/車道)；

g = 綠燈加 2~4 秒之可用燈號轉換時段（秒）

2. 車種組成及行車方向調整因素 f_V

此因素可估計如下：

$$f_V = \frac{1}{1+P_{SC}(E_{SC}-1)+P_{Sb}(E_{Sb}-1)+P_{Sm}(E_{Sm}-1)+P_{Lb}(E_{Lb}-1)+P_{Lm}(E_{Lm}-1)} \tag{11.56}$$

此式中，

P_{SC}，P_{Sb}，P_{Sm} = 直行小車、大車及機車之比例；

P_{Lb}，P_{Lm} = 左轉大車及機車之比例；

E_{SC}，E_{Sb}，E_{Sm} = 直行小車、大車及機車之左轉小車當量；

E_{Lb}，E_{Lm} = 左轉大車及機車之左轉小車當量。

式(11.56)中當量之建議值如表 11.21 所示。

表 11.21 不同行車方向、不同車種的左轉小車當量

行車方向與車種	直行小車	直行大車	直行機車	左轉大車	左轉機車
左轉小車當量	E_{SC}=0.95	E_{Sb}=1.70	E_{Sm}=0.40	E_{Lb}=1.90	E_{Lm}=0.41

3. 安全島或護欄整調整因素 f_m

此調整因素可根據下列數據：

(1) 中央實體分隔，f_m = 1.00。

(2) 中央標線分隔，f_m = 1.09。

4. 坡度調整因素 f_g

此因素可根據式(11.34)來訂定。

5. 公車站調整因素 f_b

左轉/直行共用車道受公車站運轉影響之可能性不高，所以 f_b 可設定為 1.0。

6. 路邊停車調整因素 f_S

此因素可根據表 11.15 來估計停車調整因素。

7. 衝突行人調整因素 f_P

此因素可依照圖 11.28~圖 11.30 或式(11.37)來估計。

11.4.2.8 其他無衝突車流車道

此類車道可能是無轉向限制之車道，本所尚未探討此種車道之車流特性。下述之分析方法須在將來用現場資料加以修正。

1. 根據式(11.29a)或式(11.29b)來估計 g 秒內直行小車能從中央實體分隔的車道疏解的車數 N_{gyi}。
2. 根據式(11.33a)或式(11.33b)訂定安全島或護欄調整因素 f_m。
3. 根據式(11.34)訂定坡度調整因素 f_g。
4. 根據式(11.35)訂定公車站調整因素 f_b。
5. 根據表 11.15 訂定路邊停車調整因素 f_S。
6. 根據圖 11.28、圖 11.29、圖 11.30 或式(11.37)訂定衝突行人調整

因素f_P。

7. 利用下式及表 11.22 之當量來估計車種及行進方向調整因素f_V。

$$f_V = \frac{1}{1+E} \tag{11.57a}$$

$$E=P_{Sb}(E_{Sb}\text{-}1)+P_{Sm}(E_{Sm}\text{-}1)+P_{LC}(E_{LC}\text{-}1)+P_{Lb}(E_{Lb}\text{-}1) \\ +P_{Lm}(E_{Lm}\text{-}1)+P_{RC}(E_{RC}\text{-}1)+P_{Rb}(E_{Rb}\text{-}1)+P_{Rm}(E_{Rm}\text{-}1) \tag{11.57b}$$

此式中，

P_{Sb}，P_{Sm} = 直行大車及機車之比例；

P_{LC}，P_{Lb}，P_{Lm} = 左轉小車、大車及機車之比例；

P_{RC}，P_{Rb}，P_{Rm} = 右轉小車、大車及機車之比例；

E_{Sb}，E_{Sm} = 直行大車及機車之直行小車當量；

E_{LC}，E_{Lb}，E_{Lm} = 左轉小車、大車及機車之直行小車當量；

E_{RC}，E_{Rb}，E_{Rm} = 右轉小車、大車及機車之直行小車當量。

式(11.57b)中當量之建議值如表 11.22 所示。

表 11.22 式(11.57b)之相關當量

	直行	左轉	右轉
小車	E_{SC} = 1.00	E_{LC} = 1.05	E_{RC} = 1.08
大車	E_{Sb} = 1.80	E_{Lb} = 2.00	E_{Rb} = 2.70
機車	E_{Sm} = 0.40	E_{Lm} = 0.40	E_{Rm} = 0.45

資料來源：[19]。

11.4.3 號誌化路口容量估計例題

11.4.3.1 例題 1

圖 11.34 及表 11.23 顯示一有定時號誌之獨立路口南北方向路段之幾何，交通及號誌控制狀況。北上方向之兩車道（車道 1 及車道 2）皆為直行車道。試估計此二車道之容量。

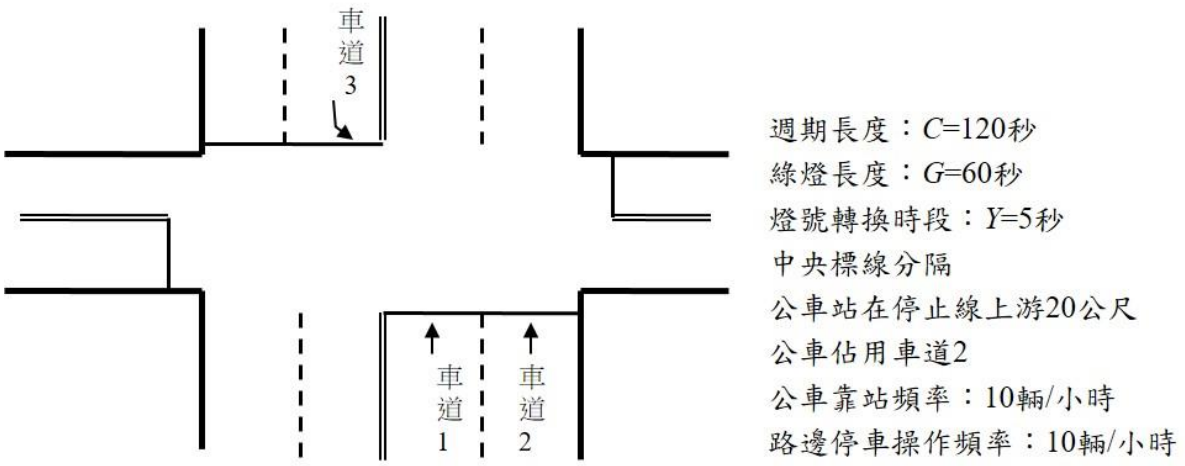


圖 11.34 例題 1 北上車道之號誌控制、中央分隔型態、公車及路邊停車運轉狀況

表 11.23 例題 1 北上之車流及幾何設計狀況

狀況	車道 1	車道 2
尖峰 15 分鐘流率(輛/小時)	600	1000
小車比例	0.96	0.60
大車比例	0.03	0.00
機車比例	0.01	0.40
車道寬(公尺)	3.0	3.2
坡度(%)	-3	-3

解：

1.車道 1 之容量分析

(1) 估計 N_{gyi}

N_{gyi} = 31.0 小車/車道(式 11.29a，g=60+4=64 秒，W=3 公尺)

(2) 估計 f_V

P_b = 0.03（表 11.23）

E_{Sb} = 2.2（式 11.31a，g = 64 秒）

P_m = 0.01（表 11.23）

E_{sm} = 0.73（式 11.32，F_m = 1.0）

f_V = 0.97（式 11.30）

(3) 估計 f_m

f_m = 0.97（式 11.33b，中央標線分隔）

(4) 估計 f_g

f_g = 1.04（式 11.34，S = -3）

(5) 估計 f_b

公車靠站時占用車道 2，對車道 1 之影響很小，所以 f_b = 1.0。

(6) 估計 f_S

北上路段有 2 車道，停車操作率為 10 輛/小時，所以從表 11.15 可知 f_S = 0.91。

(7) 估計 f_P

直行車流不受行人干擾，所以 f_P = 1.0。

(8) 估計容量 c

c = 828 輛/小時（式 11. 28）

2.車道 2 之容量分析

(1) 估計 N_{gyi}

N_{gyi} = 31.2 小車/車道

(式 11.29a，g=60+4=64 秒，W=3.2 公尺)

(2) 估計 f_V

P_b = 0.00（表 11.22）

P_m = 0.40（表 11.22）

E_{sm} = 0.44（式 11. 32，F_m = 40.0）

f_V = 1.29（式 11.30）

(3) 估計 f_m

f_m = 0.97（式 11.33b，中央標線分隔）

(4) 估計 f_g

f_g = 1.04（式 11.34，S = -3）

(5) 估計 f_b

公車靠站時占用車道 2（分析車道群之車道數= 1），

$f_0 = 0.88$

$\beta_1 = 1.02$（表 11.12）

$\beta_2 = 0.96$（表 11.13）

$f_b = 0.86$（式 11.35）

(6) 估計 f_S

北上路段有 2 車道，停車操作率為 10 輛/小時，所以從表 11.14 可知 $f_S = 0.91$。

(7) 估計 f_P

$f_P = 1.0$（直行車流不受行人干擾）

(8) 估計容量 c

$c = 953$ 輛/小時（式 11.28）

11.4.3.2 例題 2

圖 11.34 中之車道 3 為一衝突左轉車道。此車道之車流及幾何設計狀況如下：

- 車道寬：3 公尺。
- 坡度： +3%。
- 左轉進入路口停車時之可用空間長度為 25 公尺。
- 小車比例：0.85。
- 大車比例：0.05。
- 機車比例：0.10。
- 左轉車利用間距時之臨界間距：4.4 秒。

試估計車道 3 之容量。

解：

因圖 11.34 路口之車流到達型態不受上游路口之影響（獨立路口），所以第 11.4.2.6 節所描述之估計程序可用來估計容量。如果分析的路口不能視為獨立路口，則最好利用 HTSS 模式來估計容量。

1. 估計式(11.47)中之 N_1, N_2, N_3 及 N_y

N_1 = 0.6 小車/車道（建議值）

N_2 = 0.0 小車/車道（建議值）

N_3 = 0.0 小車/車道（建議值）

N_y = 25/9 = 2.8 小車/車道（根據 9 公尺長停等空間之建議值）

2. 估計式(11.47)中之 N_a

(1) 估計對向各車道之流率

Q_1 = 600 輛/小時（表 11.23）

Q_2 = 1,000 輛/小時（表 11.23）

(2) 估計對等衝突直行小車流率

車道 1

Q_1 = 600 輛/小時

P_{SC} = 0.96（表 11.23）

P_{Sm} = 0.01（表 11.23）

P_{Sb} = 0.03（表 11.23）

Q_{1e} = 611 小車/小時（式 11.49）

車道 2

Q_2 = 1,000 輛/小時

P_{SC} = 0.60（表 11.22）

P_{Sm} = 0.40（表 11.22）

P_{sb} = 0.00（表 11.22）

Q_{2e} = 768 小車/小時（式 11.49）

(3) 估計 $Q_{max} = Max(611, 768)$

Q_{max} = 768 小車/小時

(4) 估計式(11.50)之 L_{max}

Q_{max} = 768 小車/小時

C = 120 秒

G = 60 秒

L_{max} = 12.8 小車/小時

(5) 估計式(11.51)之 T

T = 49.3 秒（式 11.51）

因此 T 值小於 70 秒，所以應改用式(11.52)重新估計。

T = 50.5 秒（式 11.52）

(6) 估計△G

G = 60 秒

T = 50.5 秒

$\triangle G = G - T$ = 9.5 秒

(7) 估計 N_a（$\triangle G > 0$，利用式 11.53）

總直行衝突流率 = $Q_{1e} + Q_{2e}$ = 1,379 小車/小時

$N_{3.75} \approx 1$ 小車/小時

（圖 11.33，剩餘綠燈長度= 9.5 秒，2 對向車道）

N_a = 0.2 小車（式 11.53，H = 4.4 秒，$\triangle N = 0$）

3. 估計 N_{gy}

N_{gy} = 3.6 小車

(式 11.47，N_1 = 0.6，N_2 = 0.0，N_3= 0.0，N_y= 2.8，N_a= 0.2)

4. 估計式(11.48)之 f_V

式(11.48)之 f_V 值可從式(11.30)或式(11.56)來估計。因為 N_{gy} 代表左轉小車，所以式(11.56)比較適合。

$P_{SC} = 0$

$P_{Sb} = 0$

$P_{Sm} = 0$

$P_{Lb} = 0.05$

$P_{Lm} = 0.10$

E_{Lb} = 1.90（表 11.21）

E_{Lm} = 0.41（表 11.21）

f_V =1.01（式 11.56）

5. 估計 f_g

f_g = 0.96（式 11.34，S = +3）

6. 估計容量 c

c = 105 輛/小時

11.4.3.3 例題 3

圖 11.35 所示的路口受一定時號誌的控制。車道 1 為直行/右轉共用禁行機車道，試估計其容量。

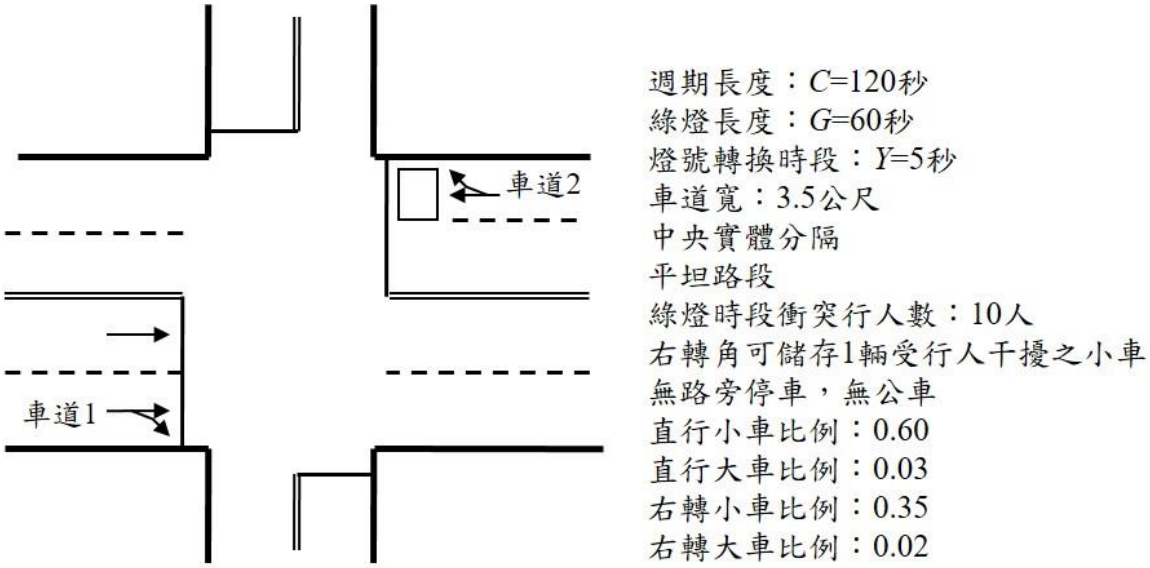


圖 11.35 例題 3 之交通狀況

解：

1. 估計 N_{gyi}

N_{gyi} = 29.5（式 11.39b，g = 64 秒）

2. 估計 f_V

P_{SC} = 0.60；E_{SC} = 0.92（建議值）

P_{RC} = 0.35；E_{RC} = 1.00（建議值）

P_{SB} = 0.03；E_{SB} = 1.44（建議值）

P_{RB} = 0.02；E_{RB} = 1.64（建議值）

f_V = 1.02（式 11.40）

3. 估計 f_m

f_m = 1.0（建議值；不受中央分隔型態所影響）

4. 估計 f_g

f_g = 1.0（平坦路段）

5. 估計 f_b

f_b = 1.0（無公車）

6. 估計 f_S

f_S = 1.0（無路邊停車）

7. 估計 f_P

轉彎比例：0.35 + 0.02 = 0.37

N_S：1

綠燈時段中之衝突行人數：10

f_P = 0.86（圖 11.28）

8. 估計容量 c

c = 776 輛/小時

11.4.3.4 例題 4

一直行/右轉共用車道位於一受定時號誌控制之路口，號誌之週期長度為 120 秒，綠燈時段為 50 秒。此車道之其他狀況如下：

- 有一縱深 6 公尺之機車停等區。
- 平均每週期停等區被停等機車占用來等候綠燈之百分比為 60%。
- 車道寬：3.6 公尺。
- 無衝突行人。
- 無路邊停車。
- 平坦路段。
- 無公車站。

- 車種組成及行車方向之組成：

  直行小車：20%；右轉小車：25%；

  直行大車： 3%；右轉大車：2%；

  直行機車：15%；右轉機車：35%。

試估計此車道之容量。

解：

1. 估計式(11.41)之 M

M = 8.0 機車（f = 0.6，L = 6 公尺，W = 3.6 公尺）

2. 估計式(11.42)之 T

T = 6.0 秒（f = 0.6，L = 6 公尺）

3. 估計式(11.43)之 g_u

g_u =50-6.0+4（式 11.43，G = 50 秒，T = 6.0 秒，β = 4 秒）= 48

4. 估計表 11.17 之 $X_1 \sim X_8$

X_1 = 48/200 = 0.24

X_2 = 0.20

X_3 = 0.25

X_4 = 0.15

X_5 = 0.35

X_6 = 0.03

X_7 = 0.02

X_8 = 3.6/10 = 0.36

5.估計 N_g

N_g = 29.3 輛（式 11.44）

6.估計式(11.46)中之 f_g，f_b，f_S，f_P

f_g = 1.0（式 11.34，S =0%）

f_b = 1.0（無公車站）

f_S = 1.0（無路邊停車）

f_P = 1.0（無衝突行人）

7.估計容量 c

c = 1,119 輛/小時（式 11.46，C = 120 秒）

11.4.3.5 例題 5

如圖 11.34 之車道 3 為一左轉/直行車道。試問此車道之容量如何計算。

解：

左轉/直行共用又有衝突左轉的車道有很複雜的運轉特性。車道本身的車種及行車方向組成、號誌控制策略及對向車流狀況接會影響共用車道之容量。目前沒有現場資料以建立一估計此種車道容量之分析性模式。所以容量的估計最好利用模擬。

如果容量的估計不必很準確，則可考慮使用下述之分析手續：

1. 假設所有車輛皆為直行車輛，估計車道 3 之容量 c_S（第 11.4.2.1 節）
2. 假設所有車輛皆為左轉車輛，估計車道 3 之容量 c_L（第 11.4.2.6 節）
3. 根據下式來估計容量 c

$$c = c_S - (c_S - c_L)(1 - \frac{5.4}{1 + e^{\frac{P_L + 42.1}{28.0}}}) \tag{11.58}$$

此式中，

P_L = 左轉百分比(%)。

11.4.4 績效指標及服務水準劃分標準

11.4.4.1 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運轉之效率，因此在改善控制策略之應用沒有太大的價值。

車輛因互相干擾及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[14]之延滯公式，可用來估計定時號誌控制下，每車之平均總延滯：

$$d = \frac{0.5C\left(1-\frac{g}{C}\right)^2}{1-Min(1,x)\frac{g}{C}} + 900T\left[x-1+\sqrt{(x-1)^2+\frac{4x}{cT}}\right] \quad (11.59)$$

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（秒）；

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(輛/小時)。

式(11.59)假設分析時段開始瞬間，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。

民國 79 年及 2001 年台灣地區公路容量手冊皆採用平均停等延滯來評估號誌化路口，平均停等延滯只占平均總延滯之一部分，但其現場資料之蒐集比較簡單，而且平均停等延滯亦可有效的分別號誌化及非號誌化路口運轉之優劣，所以本章繼續採用平均停等延滯作為績效指標。根據此指標所劃分之服務水準如表 11.24 所示。本手冊附錄 B 對現場調查平均停等延滯之方法有詳細之說明。

11.4.4.2 幹道

郊區幹道指有一連串間距不超過 3 公里之號誌化路口的郊區道路。在市區邊緣而且號誌化路口平均間距小於 450 公尺之道路，宜根據第 16 章將其當作市區道路來分析。幹道包括號誌化路口及受號誌化路口影響之路段，其目的在於滿足大量直行車流之中、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。本章根據平均速率與速限比，訂定服務水準等級，如表 11.25 所示。

利用表 11.25 之標準來評估幹道之前，必須將幹道根據號誌化路口分段。每段為兩臨近號誌化路口之間的道路，其長度為上、下游路口停止線之間的距離，如圖 11.36 所示。如果一幹道有分隔，則分隔島或其他分隔設施左、右側之車道應個別分析。

表 11.25 中之速限指分析幹道之速限。若速限隨幹道之區段而變，則速限須用各區段之速限及長度加權後之平均值。

表 11.24　號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等延滯時間，d (秒/車)
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：[22, 23]。

表 11.25 郊區幹道服務水準劃分標準

服務水準	平均速率/速限 ($\bar{V}/V_L$)
A	$\bar{V}/V_L \geqq 0.80$
B	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
C	$0.50 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
D	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.50$
E	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
F	$\bar{V}/V_L < 0.20$

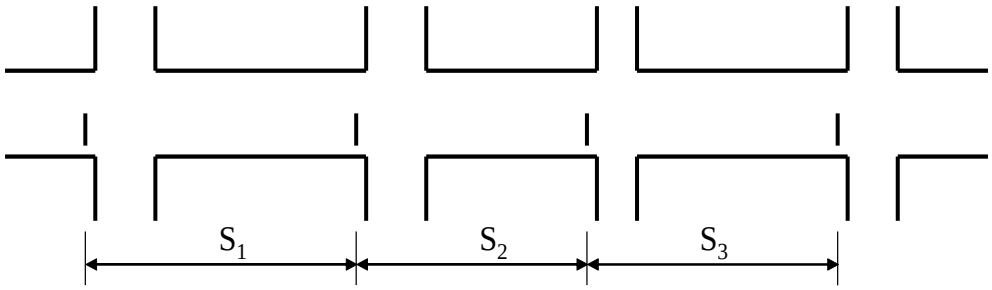


圖 11.36 幹道分段示意圖

幹道的主要功能在於滿足中、長程、連貫性之交通需求，但幹道也讓車輛在路段中進出，因此幹道上有許多車輛不會從幹道之一端行車到另一端。此外，一幹道上有些車道可能允許不同行進方向之車輛共用。中途離開幹道之車輛也會影響到幹道之服務水準。這些情形造成評估幹道旅行速率之困擾。為實用起見，本章沿用傳統平均旅行速率之定義，根據下式估計幹道之平均旅行速率：

$$\bar{V} = \frac{3.6L}{\sum_{i=1}^{n} T_i} \tag{11.60}$$

此式中，

$\bar{V}$ = 平均旅行速率（公里/小時）；

L = 幹道之總長度（公尺）；

T_i = 路段 i 之平均旅行時間（秒）；

n = 路段總數。

式(11.60)中，T_i 之估計必須考慮是否應包括路段 i 之所有車道。原則上，若車輛不能從路段 i 之車道 j 進入幹道之下一路段，則在車道 j 上之旅行時間不應考慮。根據此原則，T_i 可估計如下：

$$T_i = \frac{3.6L_i}{\sum_{j=1}^{m} Q_{ij} t_{ij} / \sum_{j=1}^{m} Q_{ij}} \tag{11.61}$$

此式中，

L_i = 路段 i 之長度（公尺）；

m = 路段 i 可用來進入幹道下一路段的車道數；

Q_{ij} = 路段 i 車道 j 的流率（輛/小時）；

t_{ij} = 路段 i 車道 j 的平均旅行時間（秒）。

11.4.5 模擬分析

利用 2021HTSS 模式模擬號誌化路口及幹道之主要工作在於建立模式輸入檔，本手冊附錄 A 有詳細之說明。本章下列數小節說明模擬分析之重要原則。

11.4.5.1 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立路口，則須決定該路口之運轉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 11.37 所示。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，並不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 之車道的運轉，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運轉（如衝突左轉），這些路口可不必考慮。

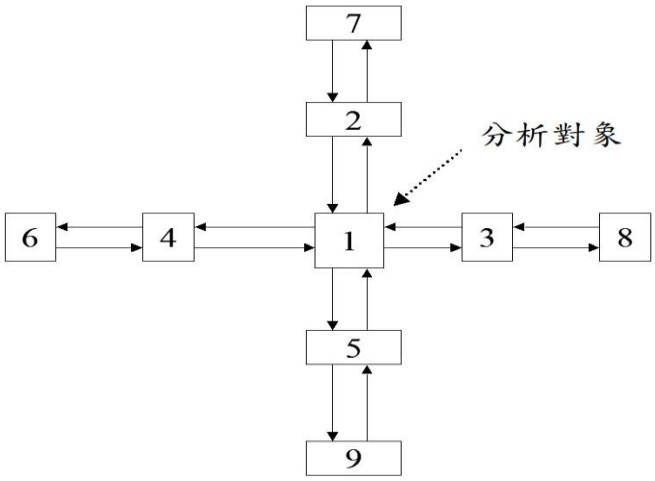


圖 11.37 模擬之分析對象及鄰近路口之路網示意圖

單獨路口之運轉如不受鄰近路口之影響，則模擬之路口範圍可縮小，如圖 11.38 所示。此圖中，路口 2，3，4 及 5 為邊界節點。

模擬幹道之運轉時，也必須根據路口之間有無互動之關係來決定模擬路網之範圍，以圖 11.39 所示之模擬路網為例，路口 1 到 5 代表實際路口，其他之路口為邊界節點。此一模擬路網暗示從節點 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 之運轉則受路口 2，4 及 5 之號誌控制的影響。

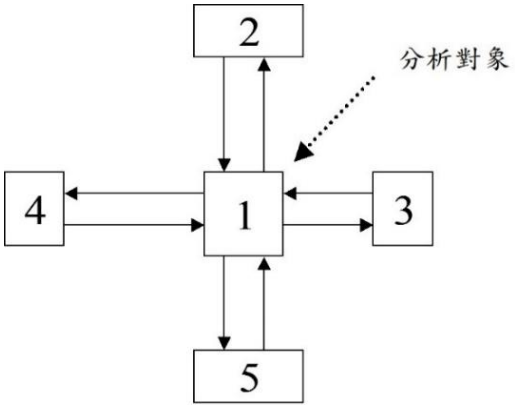


圖 11.38 獨立路口模擬路網示意圖

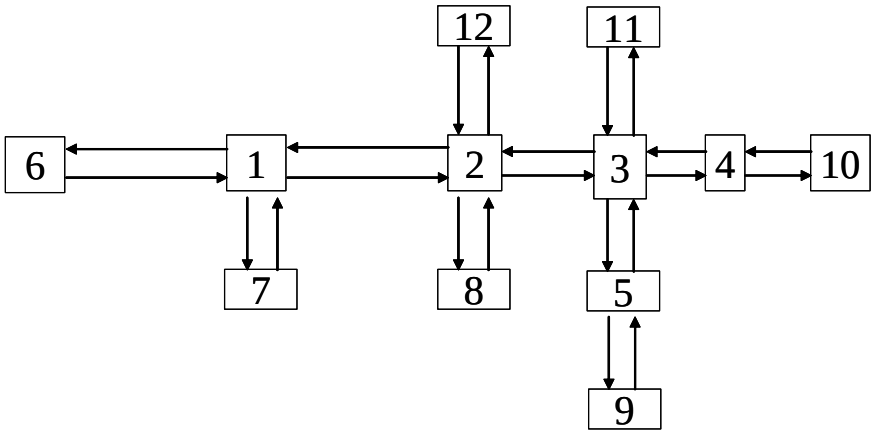


圖 11.39 幹道之模擬路網示意圖

11.4.5.2 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駕駛人之行為。模擬之結果相當於現場調查的一個樣本。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延滯時間為 20 秒/車；如只將亂數改變再重新模擬，則結果可能是 23 秒/車。

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，該車道之交通運轉有進入不穩定之可能。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運轉時，更有需要重複模擬。HTSS模式之使用者只須在輸入檔訂定欲重複模擬之次數即可。

11.4.5.3 起始狀況

起始狀況指開始蒐集資料時之交通狀況。每一模擬運作(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路網，以期在該時段結束時，路網內之車流狀況已達到一正常之狀況。熱機時間之後，HTSS模式依輸入檔指定的時間開始蒐集資料。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。

11.4.5.4 分析輸出資料

如本手冊附錄 A 所述，2021HTSS 模式有九項輸出資料。分析多車道郊區公路可用下列數項資料：

1. 各節線上各車道及所有車道之平均流率及旅行速率。
2. 各節線平均速率與速限之比值。
3. 一節線中最少有一車道之機車占比小於或等於 60%之類型 I 及類型Ⅱ(機車>60%)車道的平均流率、平均速率、機車百分比及服務水準。
4. 各車道上車輛之平均停等延滯。
5. 車輛經過一連串節線之行車距離、平均速率、平均旅行時間、加權之速限及平均速率與速限比。

2021 HTSS 模式所估計之停等延滯指車輛有下列狀況之時間：

1. 速率低於 5 公里/小時。
2. 非在加速中。
3. 非屬公車之靠站時間。
4. 與前車距離小於一小車長度(4.5 公尺)。

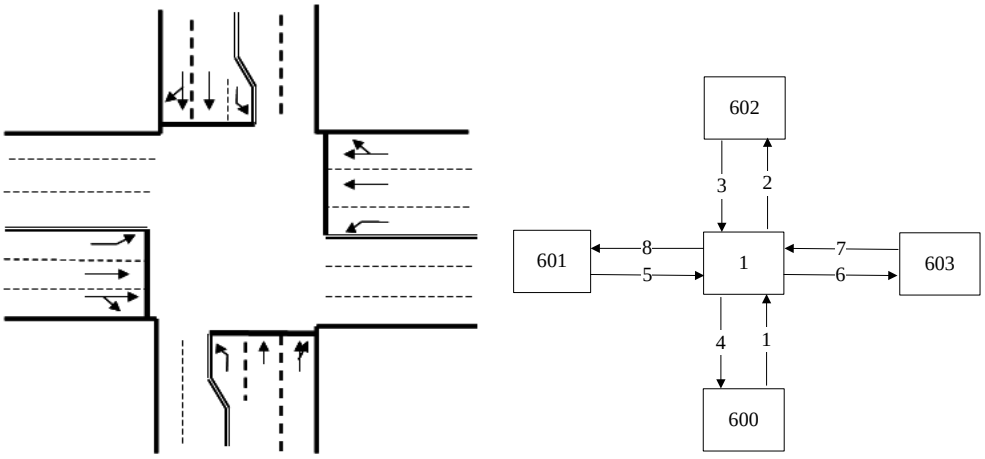
5. 如面臨停止線，與停止線距離小於 2 公尺。

6. 不在路口中。

11.4.6 2021HTSS 模式輸入檔範例

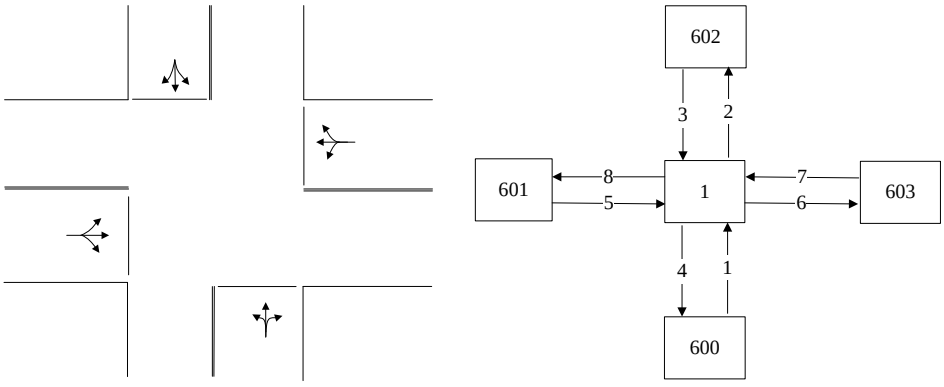
「臺灣公路容量分析專區」網站有 2021HTSS 模式之輸入檔範例，可讓使用者下載來更改與使用。其中適用分析郊區號誌化道路之範例包括 ISO 1.txt、ISO 2.txt 、ART M.txt。

上述 3 個輸入檔之相關模擬路口及路段如圖 11.40、圖 11.41 及圖 11.42 所示。使用這些輸入檔之前必須將輸入檔存為 htss.txt，並與執行檔 2021htss.exe 放在同一子目錄(sub-directory)。執行模擬之後的輸出檔(htssout.txt)會自動出現在同一子目錄。



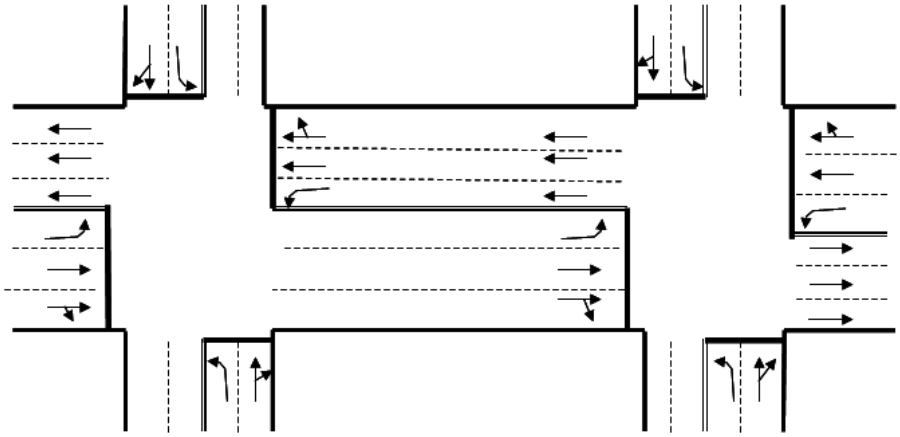
(a)路口狀況示意圖　　(b)模擬路網圖

圖 11.40 ISO 1.txt 模擬路口示意

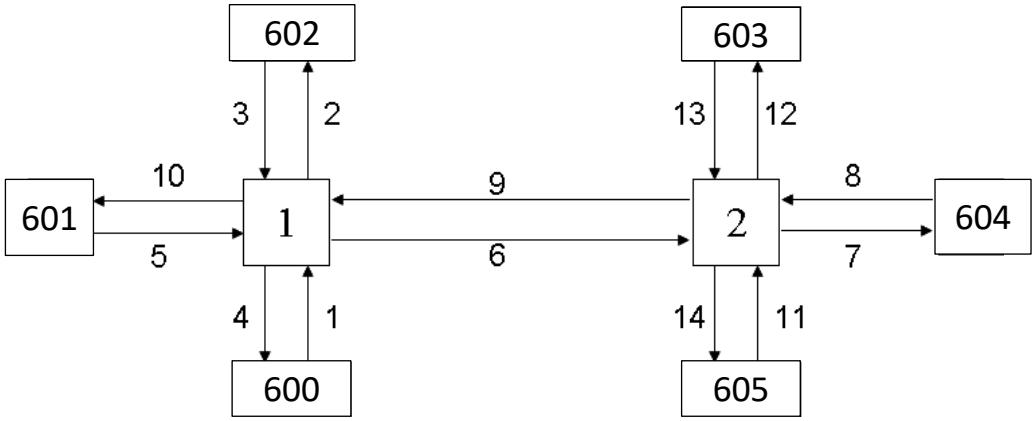


(a)路口狀況示意圖　　(b)模擬路網圖

圖 11.41 ISO 2.txt 模擬路口示意



(a)路口狀況示意圖



(b)模擬路網圖

圖 11.42 ART M.txt 模擬路網示意

11.4.7 輸入檔範例之應用

本小節以例題說明輸入檔範例之應用。本所隨時根據最新資料更新網站所提供之 HTSS 模式執行檔。所以下列例題之模擬結果亦可能會隨 HTSS 模式執行檔之更新而稍有不同。

11.4.7.1 例題 1

假設圖 11.40 中路口之定時號誌控制有 2 時相。第 1 時相讓南北向車流通行，其綠燈時段為 56 秒。第 2 時相讓東西向車流進入路口，其綠燈時段也是 56 秒。各時段之黃燈時段為 3 秒，全紅時段為 1 秒。左轉彎之儲車區長度為 60 公尺，車流中只有小車。如果南北向只有左轉車輛，試利用說明如何用 ISO 1.txt 來估計北上路段左轉彎（節線 1 第 3 車道）之容量。

解：

輸入檔範例 ISO 1.txt 已根據上述狀況設定檔型資料。用此檔估計節線 1(北上路段)左轉彎之容量時須注意下列事項：

1. 檔型 0 之重複模擬次數宜設定在 10~30 次之間。重複模擬結果是容量估計值之一樣本。如欲增進估計值之準確性，則宜將檔型 0 中隨機亂數種子更改，重新重複模擬以取得另一估計值之樣本。此 2 樣本之平均值可用來代表容量。
2. 本例的節線 1 及節線 3(南北向路段)只有左轉小車，因此節線 1 之左轉車流沒有對向衝突車流。在這情況下，沒有必要模擬從節點 601、602 及 603 進入之車流。
3. 一般而言，估計號誌化路口車道容量的手續是將檔型 30 所設定的需求流率逐漸增加並執行模擬，以從輸出檔得知能從車道離開(進入路口)的流率。需求流率低於容量時，輸出流率會隨需求流率之增加而增加，如圖 11.23 所示。當需求流率等於或超過受號誌控制車道的容量時，輸出流率會趨近一穩定值。此穩定值可當做容量估計值樣本之一。如一號誌化路口的車道無機車，則 1,500~1,800 小車/小時/車道之需求流率經常可造成持續不斷欲進入路口之停等車隊。在此情況下，模擬分析起始需求流率可設定為 1,500 小車/小時/車道以減少需模擬的次數。

11.4.7.2 例題 2

試用 ISO 2.txt 之模擬結果說明當號誌黃燈及全紅時段各為 3 秒及 1 秒，而時相長度與週期長度比固定為 0.5 時，週期長度對容量之影響。

解：

假設週期長度有 5 種：60、90、120、150 及 180 秒，則為了維持時相長度(綠燈、黃燈及全紅時段之和)等於週期長度之 50%，ISO 2.txt 中檔型 26 資料各時相的綠燈須分別改為 26、41、56、71 及 86 秒。此外，假設所有車道皆為直行小車。更改後之 ISO 2.txt 模擬結果如圖 11.43 所示。從此圖可知增加週期長度可增進容量，但容量之增加率隨著週期長度而減少。

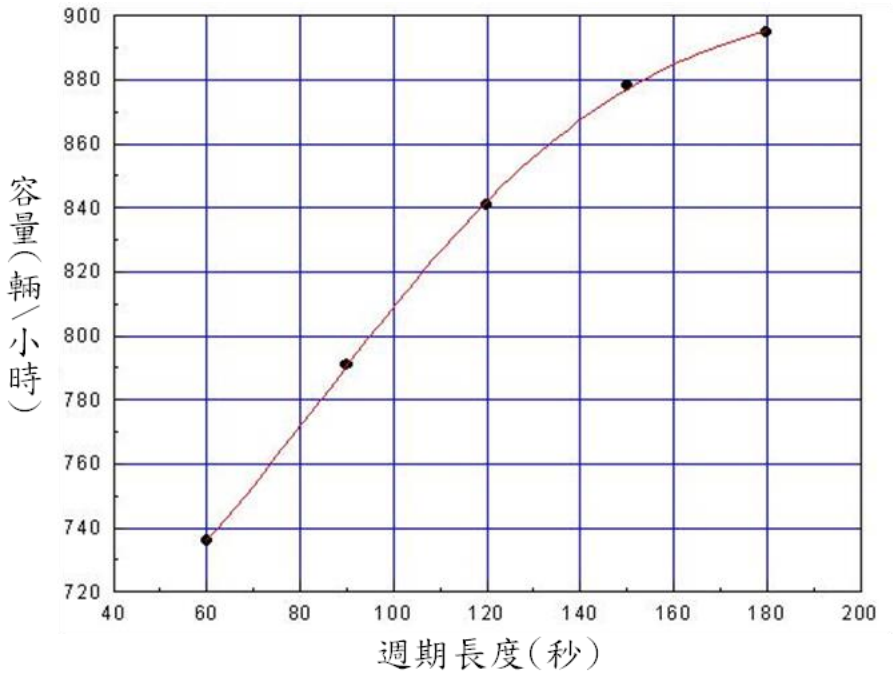


圖 11.43 例題 2 容量與週期長度的關係

11.4.7.3 例題 3

假設圖 11.41 之北上節線 1 只有直行小車，其流率為 500 輛/小時。如果此車流能用的號誌時相固定為週期長度的 50%，而且各時相之黃燈及全紅時段皆各為 3 秒及 1 秒，試分析號誌週期對停等延滯之影響

解：

本例依照例題 2 將週期長度分成 60、90、120、150 及 180 秒來分析。因此各時相的綠燈也分別是 26、41、56、71 及 86 秒。檔型 30 節線 1 之流率則改為 500 輛/小時。

根據更改後之 ISO 2.txt 模擬之結果如圖 11.44 所示。從此圖可知增加週期長度會增加停等延滯時間。

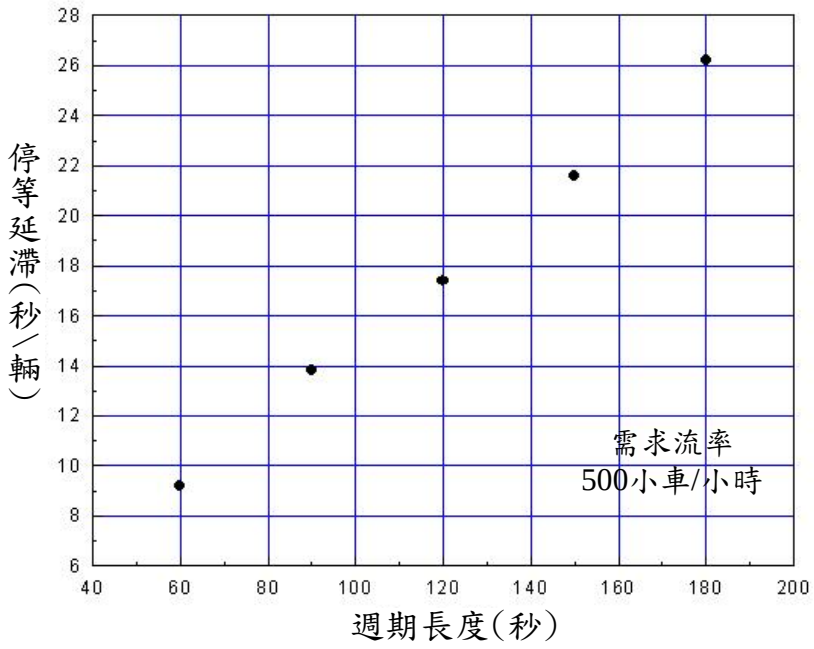


圖 11.44 例題 3 平均停等延滯與週期長度的關係

11.4.7.4 例題 4

圖 11.42 兩路口之號誌須連鎖以利東西向路段車流續進。假設連鎖用的號誌週期長度為 120 秒，每路口的號誌各有 2 時相，每時相之綠燈、黃燈及全紅時段各為 56、3 及 1 秒，從節點 601 進入的流率為 1,000 小車/小時，所有車輛皆為直行小車。

試說明如何用 ART M.txt 來模擬號誌時差對節線 6 車流停等延滯之影響。

解：

根據 ART M.txt 檔型 26 之資料，節線 5 及節線 6 的車流各利用其號誌第一時相的綠燈進入路口，此兩時相為連鎖時相。Art M.txt 檔型 25 之資料將節點(路口)1 第一時相之時差設定為 0 秒。節點 2 第一時相的時差需相對調整以降低節線 6 車流被紅燈阻礙的可能性。節線 5、節線 6、節線 7 之長度及車流之平均自由速率皆各為 0.5 公里及 60 公里/小時。若將節線 2 第一時相之時差在 0 秒及 120 秒之間變化，節線 6 的平均停等延滯與時差的關係如圖 11.45 所示。此圖顯示時差與節線 6 的停等延滯有顯著的影響。最理想的時差大約為 40 秒，其停等延滯接近 0 秒/輛，服務水準最佳。此現象亦暗示時差為 40 秒時，從節線 5 進入路口的車輛行駛到節線 6 下游之路口時，很

少車輛會遭遇到紅燈而須停等。

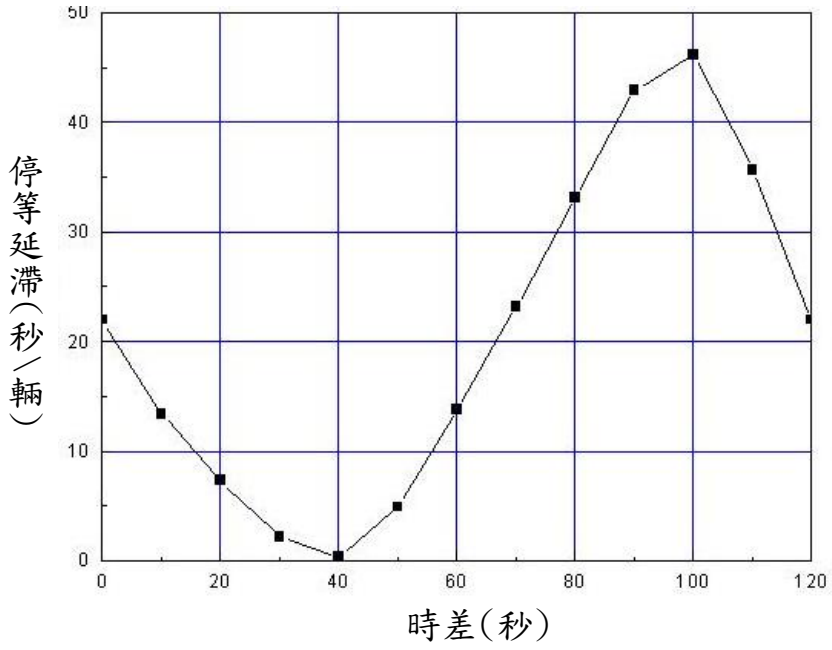


圖 11.45 例題 4 時差對節線 6 車流平均停等延滯之影響

參考文獻

1. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民國 100 年 10 月。
2. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(1/3) 」，106-069-1369，交通部運輸研究所，民國 106 年 7 月。
3. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，交通部運輸研究所，民國 100 年 5 月。
4. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，交通部運輸研究所，民國 103 年 5 月。
5. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(3/3)」，105-085-2289，交通部運輸研究所，民國 105 年 9 月。
6. 「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。
7. 「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。
8. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-

097-1419，交通部運輸研究所，民國 108 年 10 月。
9. Emmerson, J., Speeds of Cars on Sharp Horizontal Curves, *Traffic Engineering and Control,* July 1969, pp.135-137.
10. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets,* fifth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.
11. *Speed Concepts: Informational Guide,* FHWA-SA-10-0001, Federal Highway Administration, U.S. DOT, 2009.
12. 「道路交通標誌標線號誌設置規則」，民國 110 年 1 月 29 日。
13. 「交通號誌規劃手冊」，75-8-313，交通部運輸研究所，民國 75 年 3 月。
14. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
15. Lin, F. B., Tseng, P. Y. and Su, C. W., Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections, *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1883, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
16. Lin, F. B., and Thomas, D., Headway Compression during Queue Discharge at Signalized Intersections, *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board,* No.1920, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2005, pp.81-85.
17. 「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。
18. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）」，94-78-1221，交通部運輸研究所，民國 94 年 6 月。
19. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 8 月。
20. 「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，交通部運輸研究所，75-49-117，民國 75 年 7 月。

21.「市區街道容量調整因素之研究」，77-21-136，交通部運輸研究所，民國 77 年 7 月。
22.「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。
23.「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。

第十二章 郊區雙車道公路

目　錄

頁次

12.1 緒論 12-1
12.2 分析對象 12-1
12.3 幾何設計及交通狀況 12-2
12.3.1 幾何設計 12-2
12.3.2 一般性交通狀況 12-3
12.3.3 平坦路段之小車當量 12-5
12.3.4 平直路段之平均自由速率 12-6
12.3.5 單向平直路段代表性流率與速率之關係 12-6
12.3.6 單向平直路段之容量 12-7
12.3.7 代表性車輛之總重/馬力比 12-7
12.3.8 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係 12-8
12.3.9 複雜路段平均速率與流率之關係 12-8
12.4 績效指標及服務水準劃分標準 12-10
12.5 分析方法 12-12
12.5.1 單純路段之服務水準分析 12-13
12.5.1.1 訂定幾何設計狀況 12-13
12.5.1.2 訂定須維持之服務水準 12-13
12.5.1.3 訂定需求流率 12-13
12.5.1.4 估計對等小車流率 12-15
12.5.1.5 估計平均自由速率 V_{fs}、V_{fc} 12-16
12.5.1.6 估計容量 Q_{max} 及 V/C 比 12-17
12.5.1.7 估計平均速率 $\bar{V}$ 與速限 V_L 之比值 12-17
12.5.1.8 訂定服務水準等級 12-18
12.5.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析 12-18
12.5.3 複雜路段之服務水準分析 12-21

12.5.3.1 單純坡度路段之判別 12-21
12.5.3.2 服務水準評估 12-24
12.6 應用例題 12-27
12.6.1 例題 1 12-27
12.6.2 例題 2 12-29
12.6.3 例題 3 12-29
12.6.4 例題 4 12-31
12.6.5 例題 5 12-33
12.6.6 例題 6 12-35
參考文獻 12-37

圖 目 錄

頁次

圖 12.1　郊區雙車道公路 12-3
圖 12.2　台 18 線及縣 151 線雙車道公路之流率與速率關係 12-5
圖 12.3　單向平直路段代表性流率與速率關係 12-6
圖 12.4　郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車高速上坡後，
速率與旅行距離的關係 12-9
圖 12.5　郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速上坡後，
速率與旅行距離的關係 12-9
圖 12.6　郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速下坡後，
速率與旅行距離的關係 12-10
圖 12.7　縱切面用近似縱切線來代表之情況一 12-19
圖 12.8　縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖 12-19
圖 12.9　縱切面用近似縱切線來代表之情況二 12-20
圖 12.10 上坡路段容量模擬值 12-26
圖 12.11 上坡路段平均速率模擬值 12-26
圖 12.12 分析路段縱切面示意圖 12-31
圖 12.13 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係 12-32
圖 12.14 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係 12-33
圖 12.15 容量之估計 12-36

表 目 錄

頁次

表 12.1 單向平直路段之流率與速率代表性關係 12-7
表 12.2 郊區雙車道公路代表性車輛之總重/馬力比 12-8
表 12.3 非阻斷性車流路段需求流率/容量比服務水準劃分標準 . 12-12
表 12.4 非阻斷性車流路段平均速率/速限比服務水準劃分標準 . 12-12
表 12.5 式(12.14)之係數估計模式 12-23

12.1 緒論

郊區雙車道公路指在市郊或城市之間，雙向各只有一車道供汽車(包括 4 輪以上汽車及機車)行駛之公路。其中亦有許多雙車道公路兩側設有慢車道，則機車可行駛於快車道及慢車道。

一般而言，郊區雙車道公路之幾何設計標準不高，常有陡的坡度路段及曲率半徑很短的平曲線。因為單向只有一供小車及大車使用的車道，小車及大車須在有適當的機會時才能占用對向車道或利用有增設短車道之路段來超車。沒有超車機會時，因慢速車擋快車，下游地點之平均車速會有逐漸降低的現象。

郊區雙車道公路的運轉受需求流率、駕駛行為、幾何設計(如車道寬、坡度、坡長、曲率半徑)、車種組成及車輛之爬坡性能等因素的影響。這些因素有無窮的組合，其互動關係也複雜，因此分析郊區雙車道公路須依靠電腦模擬或根據電腦模擬的結果所建立的分析方法[1,2,3,4]。2011 年臺灣公路容量手冊[5]分析郊區雙車道公路的方法係根據美國運輸研究委員會(Transportation Research Board, TRB)1985 年公路容量手冊的分析方法[6]。惟 TRB 1985 年之分析方法因不適用於美國的環境，已被新的方法所取代[7]，且 2011 年臺灣公路容量手冊的分析方法除了陳舊、缺乏本土性資料之外，也不能有效的分析有坡度或平曲線之路段，因此本章提供一改良的分析方法。

由於目前有關郊區雙車道公路車流特性的資料仍不足，所以本章的分析方法仍須根據未來研究工作的成果加以更新。建議後續研究工作的重要對象包括：(1)平均自由速率與速限及其他行車環境的關係；(2)車速隨平曲線曲率半徑及坡度的變化；(3)有慢車道時，慢車道之使用特性。

12.2 分析對象

郊區雙車道公路有交岔路口，但本章僅說明不受路口運轉影響之非阻斷性車流路段。分析對象分成單純路段及複雜路段。單純路段指平坦、幾何設計均勻而且沒有超車行為的路段，其他情形則視為複雜

路段。

如果自由速率不超過 80 公里/小時，則任何一點的曲率半徑皆超過 300 公尺的路段可視為幾何設計均勻的路段。或不論曲率半徑的長短，如果分析路段只包含單一平曲線，則該路段亦為幾何設計均勻的路段。複雜路段包括坡度路段、有超車行為之路段或幾何設計不均勻(如有曲率半徑不同之平曲線)的路段。

單純路段的分析不必依靠電腦模擬，複雜路段的分析則須利用本所發展的 2021 年公路交通系統模擬模式(2021 Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 2021HTSS 模式)[8,9]。原則上，有分析性方法可用時，就不必用 2021HTSS 模式。

如有必要分析郊區雙車道公路上之號誌化路口，則暫時可用第十一章或第十三章所述之分析方法，但宜將停等車疏解率減少 20%~25%。

12.3 幾何設計及交通狀況

12.3.1 幾何設計

郊區雙車道公路部分由交通部公路總局管轄養護，部分由地方政府負責。根據 103 年度公路總局公路交通量調查統計表[10]，省道雙車道公路的車道寬、路肩寬及慢車道的設置有下列狀況：

1. 最常見的快車道寬度在 3.3~3.8 公尺之範圍。有些車道寬只有 2.8 公尺(如花蓮縣台 8 線 186K+500 太魯閣口)，但車道寬也可能超過 5 公尺(如嘉義縣台 18 線 77K+090 十字路)。
2. 路肩寬通常不超過 2 公尺，許多路肩寬在 0.2~0.5 公尺之範圍。因此多數的路肩不能讓小車安全的停靠，如圖 12.1 所示。
3. 慢車道寬很少超過 2.5 公尺，常見的寬度在 1.8~2.2 公尺之範圍。公路總局之調查路段中，南投縣及以北地區大約只有 15%設有慢車道，南投縣以南之地區則超過半數設有慢車道。

縣道郊區雙車道公路的快車道寬度與省道差別不大。以新北市之縣 108 線為例，多數地點的車道寬在 3.4 及 3.9 公尺之間，有些地點之車道寬高達 6.4 公尺。路肩寬很少超過 2 公尺。



圖 12.1 郊區雙車道公路

不論省道或縣道，郊區雙車道公路常在丘陵區或山嶺區，因此經常有一連串的坡度路段及平曲線。例如桃園市復興區台 7 線約 2 公里長的路段中，坡度多數在 5%與 10%之間，而且大約有 70%的平曲線半徑在 19~82 公尺之範圍內[11]。新北市林口區縣 108 線上，一長約 2.5 公里的路段中共有 63 個曲率半徑不到 3,000 公尺之平曲線，其中 43 個平曲線的曲率半徑不到 150 公尺，最短的曲率半徑只有 9 公尺[8] ，此路段之平均坡度大約為 5.5%。

12.3.2 一般性交通狀況

公路總局的調查資料顯示多數雙車道公路的雙向每日流量不超過 7,000 小車。即使在市區內，每日流量沒有超過 26,000 小車當量之路段。相關的車流狀況有下列性質：

1. 流量之方向係數很少超過 0.53。但臺中市台 8 線在佳陽調查站(青山及梨山之間)的係數高達 0.67。
2. 尖峰小時雙向流量(小車當量)很少超過 2,500 輛。多數地點的尖峰小時流量在 1,500 輛以下。基隆市台 2 線大武崙調查地點的情況特殊，其尖峰小時流量達 3,706 輛。
3. 多數地點之尖峰小時流量係數在 0.05 及 0.15 之間，超過 0.20 的地點很少。但是新北市台 2 丙線在十分寮地點之係數高達

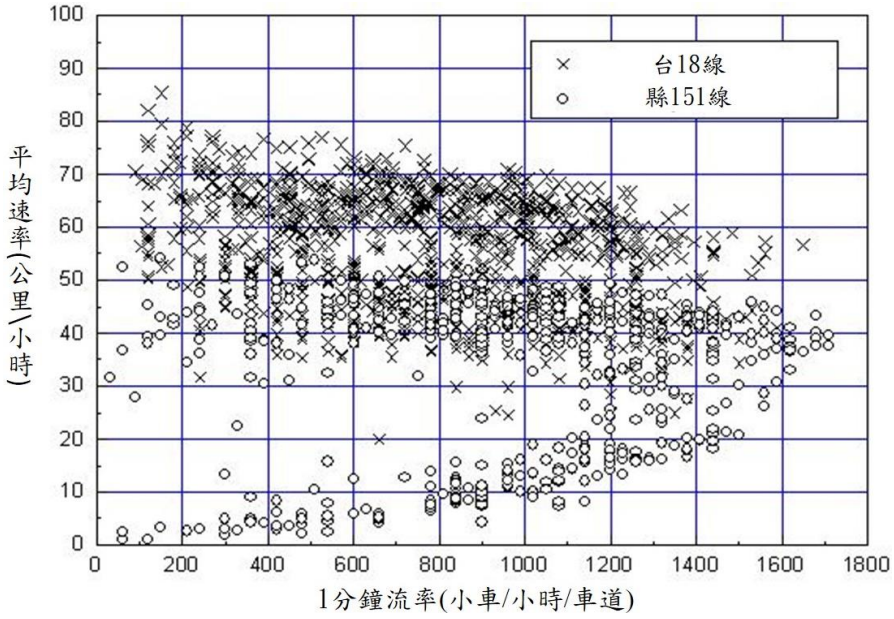
0.388，這係數表示將近 40%之每日流量集中在尖峰小時內。

4. 調查資料不包括尖峰小時係數(peak-hour-factor)，亦即尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比值。因尖峰小時流率不高，此係數可能在 0.9 以上。
5. 全天車流中，機車比例隨地點的變化相當大。一般而言，機車比例相當高。大約 40％以上調查地點的機車比例超過 30％。有不少調查地點的機車比例超過 50%。
6. 全天車流中，大客車的比例多數在 2.5%以下，但也可能超過 10%。
7. 全天車流中，多數的大型貨車為單體大貨車，其比例一般也不到 2.5%。超過 5%的情形不多，但是在新北市台 9 線碧湖的大貨車占 16.6%。全聯結車幾乎不存在。

郊區雙車道公路的流率很少有超過容量的情形，因此很難蒐集現場資料來估計容量。德國長雙車道公路的單向容量大約在 1,200~1,400/小時之範圍，雙向容量不太可能超過 2,500 輛/小時[12]；日本雙車道快速道路的單向容量只有 1,100~1,180 輛/小時[13]。美國 TRB 2000 年之公路容量手冊[7]將雙車道公路單向容量訂為 1,700 小車/小時，雙向容量則限定為 3,200 小車/小時。

為了估計郊區雙車道公路的容量，本所在 2008 年及 2009 年春節期間蒐集平坦雙車道公路上的流率與速率關係，調查地點包括南投縣從鹿谷往溪頭縣 151 線之 1.55K 處及阿里山公路(台 18 線) 31+900K 處。這兩處的速限皆為 50 公里/小時，車道寬各為 3.8 公尺及 3.6 公尺。縣 151 線地點之路肩在 0.5~1.0 公尺之範圍，台 18 線地點沒有路肩。調查結果如圖 12.2 所示[14]。因為資料仍不夠充分，所以兩調查地點的單向容量難以確定。

平均自由速率較高的路段一般會有較高的容量。因此坡度、坡長、平曲線之曲率半徑皆為影響容量之因素。其他狀況，如車道寬及路肩寬，也可能影響容量。但是車道寬及路肩寬的影響程度難以估計。本章的分析車道寬在常見的 3.3~3.8 公尺之範圍。在這範圍內，本章假設車道寬及路肩寬不影響交通運轉之效率。



資料來源：[14]。

圖 12.2 台 18 線及縣 151 線雙車道公路之流率與速率關係

郊區雙車道公路上之超車行為影響行車安全及公路之運輸功能。但是臺灣缺乏有關超車行為的研究。因此 2021HTSS 模式的超車邏輯是參考國外文獻[15,16,17,18]所描述的超車行為所建立。限制超車動作之主要因素為駕駛者之瞬間超車視距(passing sight distance)的長短。一般駕駛者受前方慢車阻礙時會先跟隨，而在與前方車輛之車距減少到 3 秒以下時，才決定是否超車。如瞬間之超車視距足夠，且前方車輛之間有充分車距，則開始加速進入對向車道。超車時之速率遠高於被超車車輛之速率。回到原來車道時與前方、後方及對向車輛皆須保持一定之安全距離。

12.3.3 平坦路段之小車當量

在平坦路段上，同一車道各車種的速率相差不大，因此可根據跟車時所需之平均車距或在不同車種組成狀況下的容量訂定不同車種之小車當量。使用小車當量可簡化分析方法，但使用小車當量來分析坡度路段之服務水準會過度簡化交通運轉之複雜性，因而嚴重的影響分析結果的可靠性。因此，本章不採用小車當量評估坡度路段之服務水準。

本所尚未探討郊區雙車道公路各車種的小車當量。本章暫時採用第十一章 11.3.1.5 節所敘述之小車當量。大客車、大貨車及半聯結車

之小車當量大約各為 1.2、1.25 及 1.5。機車之小車當量隨車道寬及機車比例而變。在寬 3.2~6.0 公尺車道上之機車的小車當量與機車百分比的關係可用下式來代表：

$$E_m=(0.7-\frac{0.392}{1+e^{-(P-41.144)/9.612}})(1.39-0.1116W) \quad (12.1)$$

此式中，

E_m ＝機車之小車當量；

P ＝機車占一般車道車輛之百分比 (%)；

W ＝車道寬(3.2~6.0 公尺)。

12.3.4 平直路段之平均自由速率

平均自由速率不容易準確的估計。例如前述阿里山公路(台 18 線)及鹿谷往溪頭縣 151 線有同樣的速限，台 18 線公路的車道及路肩皆比縣 151 線窄，但圖 12.2 顯示台 18 線公路的平均自由速率比縣 151 線的平均自由速率約高 20 公里/小時。

12.3.5 單向平直路段代表性流率與速率之關係

根據國內、外現場資料及模擬結果，本章提供圖 12.3 來分析平直路段一般車道於不同自由速率下之流率與速率關係。這些關係可用表 12.1 之模式來代表。

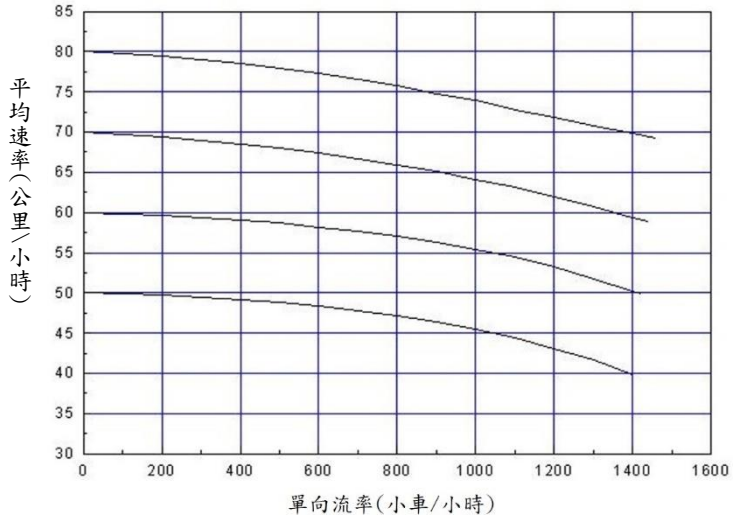


圖 12.3　單向平直路段代表性流率與速率關係

表 12.1　單向平直路段之流率與速率代表性關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時)	臨界速率 (公里/小時)
80	0 ~ 1,460	$V = 81.027 - \frac{17.387}{1 + e^{-\frac{Q-1,148.0}{416.98}}}$	1,460	69
70	0 ~ 1,440	$V = 71.978 - \frac{38.451}{1 + e^{-\frac{Q-1,859.1}{632.59}}}$	1,440	59
60	0 ~ 1,420	$V = 60.823 - \frac{46.470}{1 + e^{-\frac{Q-2,004.3}{496.04}}}$	1,420	50
50	0 ~ 1,400	$V = 50.785 - \frac{77.623}{1 + e^{-\frac{Q-2,303.2}{498.50}}}$	1,400	40

12.3.6 單向平直路段之容量

郊區雙車道公路在進入壅塞狀況之前能持續的最高流率隨不同日期中尖峰車流狀況及流率持續時間之長短而變。本章將郊區雙車道公路平直路段的單向容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

直接估計能持續 1 小時之最高流率的平均值需要大量之現場資料才能取得足夠的樣本，但是能持續 1 小時之最高流率的平均值大約為能持續 15 分鐘之最高流率平均值的 96.5%[9]，因此能持續 1 小時之容量可從能持續 15 分鐘之容量來估計。表 12.1 提供郊區雙車道公路單向平直路段一般車道可能之容量值。

12.3.7 代表性車輛之總重/馬力比

同一類型車輛(如大貨車)爬坡特性的主要影響因素為車輛的總重/馬力比。總重包括車輛本身、駕駛員、乘客及貨品之重量。馬力指瞬間從引擎輸出之馬力，而非引擎能輸出之最高馬力，瞬間馬力受到駕駛行為及車輛設計的影響。適用於分析臺灣郊區雙車道公路的代表性車輛屬性如表 12.2 所示[8]。

表 12.2 郊區雙車道公路代表性車輛之總重/馬力比

車種	總重(kg)	馬力(kW)	總重/馬力比(kg/kW)
小車	2,000	40	50.0
機車	180	5.5	32.8
大客車	15,000	180	83.3
大貨車	10,000	135	74.0
聯結車	20,000	190	105.3

資料來源：[8]。

12.3.8 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係

郊區公路常有坡度相當大的路段，這些路段可能造成車速降低，因而影響路段之容量及服務水準。分析公路容量及服務水準的方法通常假設坡度對小車沒有影響。現場資料顯示這是一錯誤的觀念[19,20,21] 。一般而言，進入上坡時之起始速率越高，坡度對速率的負面影響越大。

規劃坡度路段時，宜採用允許通行車種中總重/馬力比最大者作為代表性車輛來分析其速率變化，以評估坡度與坡長之組合。根據表 12.2 所列，郊區雙車道公路總重/馬力比最大之 105.3 kg/kW 代表性聯結車於單純坡度路段之速率與行車距離(水平投影距離)關係如圖 12.4~圖 12.6 所示。這些圖可根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用者手冊例題 6 所述之方法建立。

12.3.9 複雜路段平均速率與流率之關係

複雜路段之速率與流率關係受坡度、坡長、曲率半徑、允許超車路段長度、車種組成、車道使用行為等許多因素之影響。目前分析複雜路段還須依賴模擬模式。

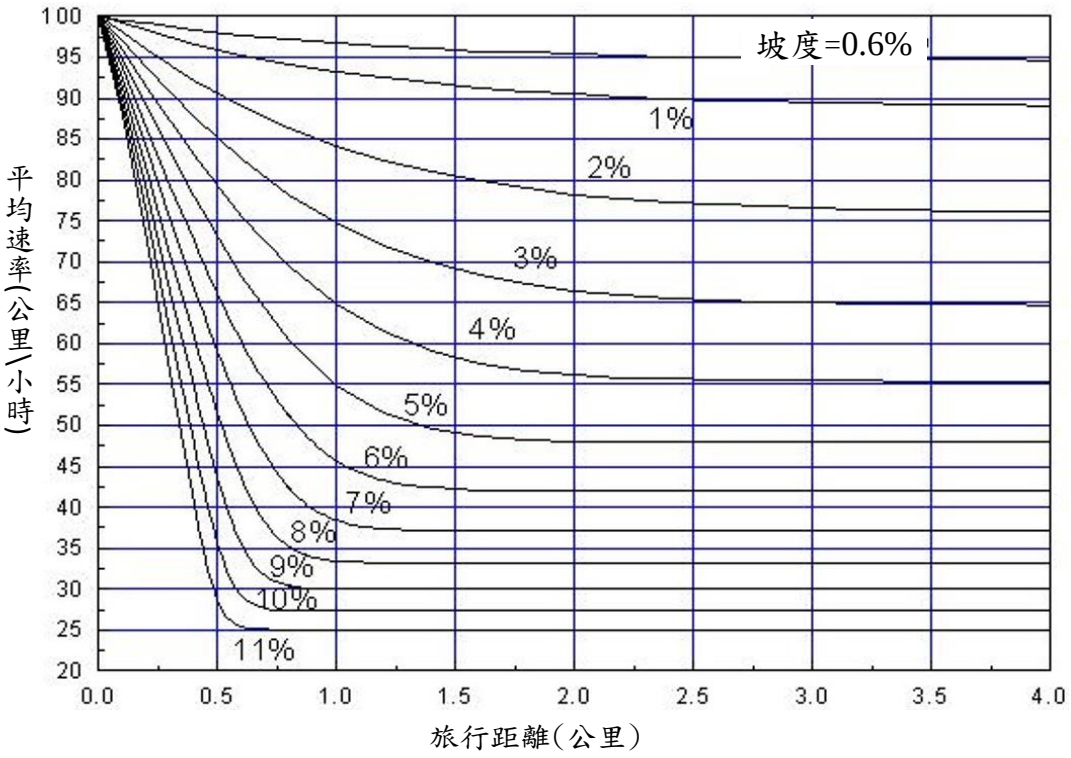


圖 12.4　郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車高速上坡後，速率與旅行距離的關係

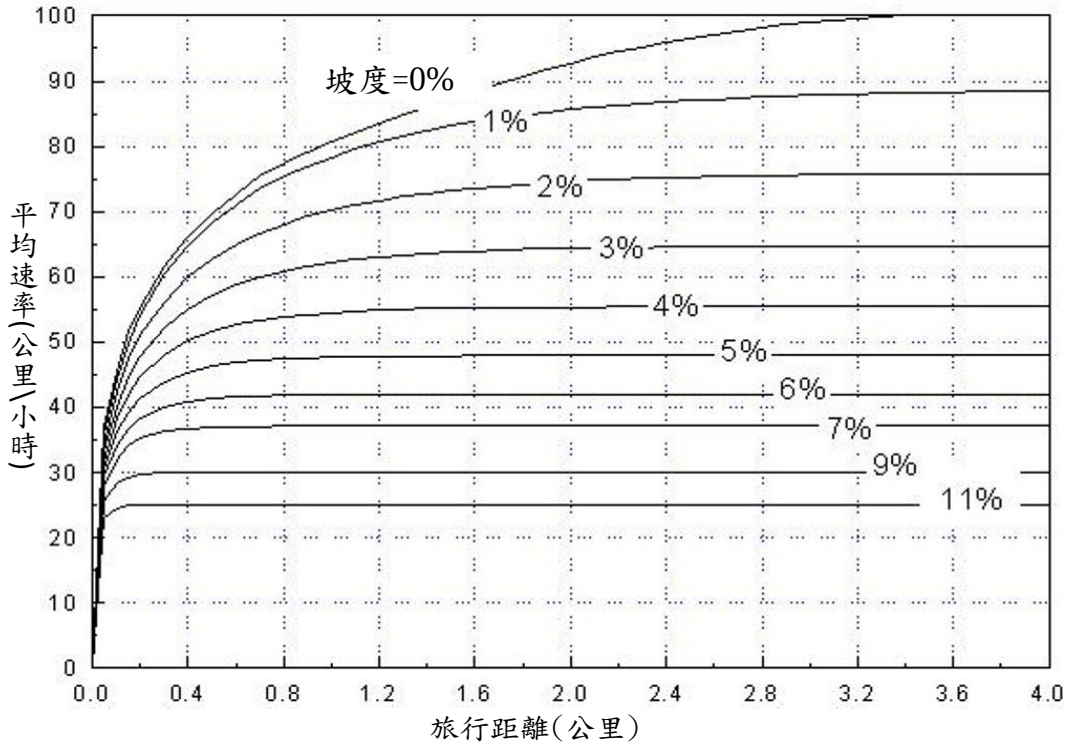


圖 12.5　郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速上坡後，速率與旅行距離的關係

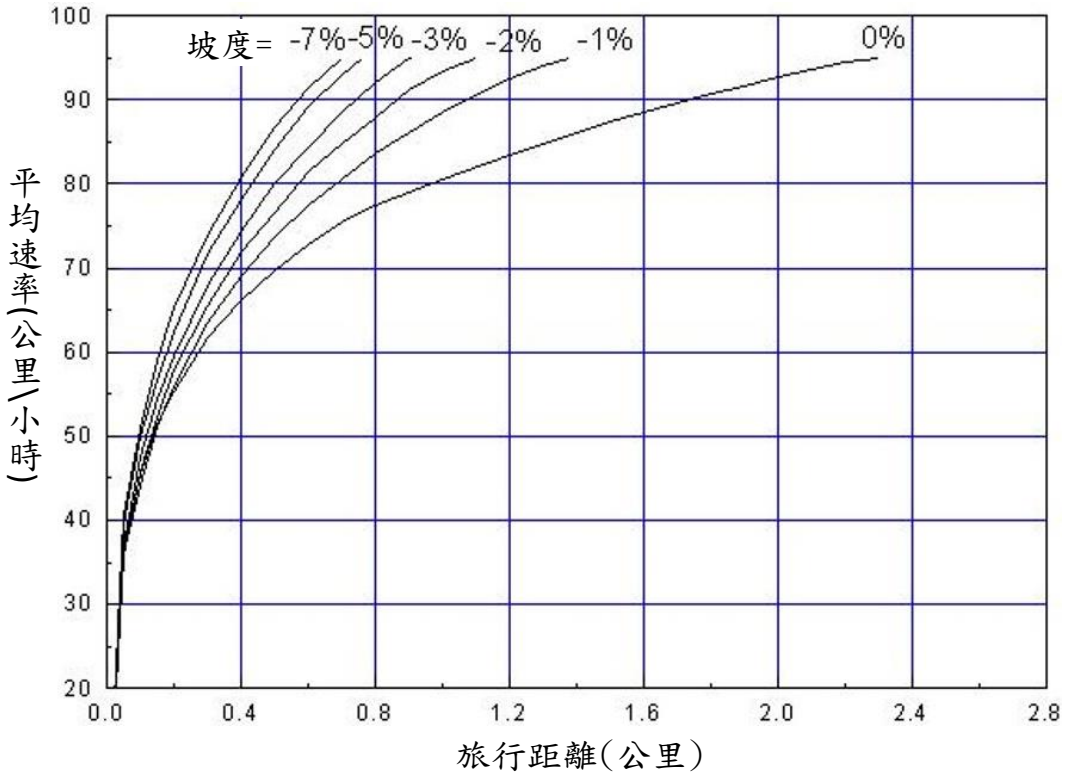


圖 12.6　郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速下坡後，速率與旅行距離的關係

12.4 績效指標及服務水準劃分標準

績效指標之選擇除了須考慮績效指標是否能反映交通運轉品質之外，也須考慮指標應用之難易程度。沒有任何指標能反映一公路在各種狀況下的服務品質，而且能滿足規劃、設計及評估之需要。一般而言，用路人最關心的服務品質是壅塞程度及速率。所以本章用兩個績效指標評估郊區雙車道公路的服務水準。

壅塞程度可用需求流率與容量的比值來衡量。此比值常稱為流量/容量比(volume/capacity ratio，或簡稱 V/C 比)。此指標之流量代表欲通過一路段之需求流率。在穩定車流狀況下，V/C 比反映車流的密度(亦即壅塞程度)。V/C 比接近 0 時，車流密度很低，其相關壅塞程度也低。V/C 比接近但不超過 1.0 時，壅塞狀況相當高，車流可能隨時進入不穩定的狀況。理論上，V/C 比超過 1.0 時，容量不足以應付欲通過的流率，因而會造成塞車。

現況評估時，因需求流率難以調查，若路段速率已偏低，亦表示

車流呈壅塞狀態、需求流率/容量比(V/C 比)超過 1.0。

規劃設計時，平直路段以設定最低可接受的 V/C 比服務水準為原則。但在有坡度或平曲線的路段上，V/C 比可能難以反映實際的服務品質。例如在一陡的上坡上，V/C 比低，速率也低，從 V/C 比的立場而言，服務品質甚佳，但從速率的角度而言，服務水準並不理想。

駕駛員沒有絕對的自由選擇車速。因此車速高低所代表的服務品質須根據一受行車安全所限制之門檻速率來衡量。可考慮的門檻速率包括速限及平均自由速率。速限的應用有一潛在問題，因速限之訂定須考慮行車安全及駕駛員在自由旅行狀況下欲維持的速率。如果設定的速限太低，則平均速率與速限的比值可能難以分辨速限相同路段之服務品質。這問題可用平均自由速率當門檻值來解決，但平均自由速率難以準確預估，其現場調查也增加應用的困難，相較而言速限的應用簡便，因此本章採用平均速率/速限比評估速率所代表之服務品質。

服務水準之劃分標準如表 12.3 及表 12.4 所示，根據 V/C 比劃分之服務水準有 6 級。A 級代表自由旅行狀況，F 級代表需求流率高於容量之壅塞狀況，E 級屬於穩定狀態，但偶爾會進入壅塞狀況的可能性相當顯著。所以設計公路時，不宜根據 E 級之服務水準。而 D 級之服務水準也不理想，故只宜用在規劃市區路段。A、B 及 C 級則適用於規劃郊區路段。

根據 V/C 比及平均速率/速限比所訂定的服務水準等級須用一合成等級來代表。例如一路段的服務水準等級為 A3，則表示該路段的壅塞程度很低(V/C 比不超過 0.25)，平均速率與速限的比值不理想。一般而言，平直路段的 V/C 比越低，平均速率會越高。

根據平均速率/速限比評估時，所用的基準速限為分析路段之速限。若分析路段速限隨該路段的區段而異，則根據各區段之速限及長度加權取平均值。例如一區段長度為 2 公里、速限 50 公里/小時，另一區段長度為 1 公里、速限 70 公里/小時，則平均速限為(50×2+70 × 1)/(2+1) =56.7 公里/小時。

採用分析路段的速限作為基準速限，不宜用來比較速限不同路段的相對服務水準。若以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

表 12.3 非阻斷性車流路段需求流率/容量比服務水準劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 12.4 非阻斷性車流路段平均速率/速限比服務水準劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 ($\bar{V}/V_{L)}$
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

12.5 分析方法

本章分析對象分成下列三項：

1. 評估單純路段之服務水準；
2. 評估在自由旅行狀況下 105.3 kg/kW 代表性重車上、下坡時速率之變化；
3. 評估複雜路段之服務水準。

分析方法隨分析對象而異。

12.5.1 單純路段之服務水準分析

單純路段指平坦、幾何設計均勻而且沒有超車行為的路段，若分析路段任何一點的曲率半徑皆超過 300 公尺或不論曲率半徑的長短，分析路段只包含單一平曲線，則該路段為幾何設計均勻的路段。

12.5.1.1 訂定幾何設計狀況

單純路段只分析一般車道，如有慢車道，本章假設其服務水準與快車道相近，不另外分析。其他幾何設計狀況主要為曲率半徑及超高率(superelevation rate)。

12.5.1.2 訂定須維持之服務水準

規劃及設計公路必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。郊區雙車道公路非阻斷性車流單純路段的服務水準以不低於 C2 為原則。

運轉分析之目的在於評估一設施所能提供之服務水準，所以不必事先訂定最低應維持之服務水準。但評估結果一般用於決定一設施之服務水準是否能接受，或訂定改善不同設施之優先順序，所以在決策的過程中仍須訂定一最低應維持之服務水準。

12.5.1.3 訂定需求流率

需求流率指在尖峰 15 分鐘內欲使用一般車道之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。分析路段若有壅塞狀況，需求流率則必須根據該路段壅塞區上游(停等車隊或慢行車隊之上游)，從各方向欲進入分析路段的流率來估計。短於 15 分鐘之分析沒有實用價值。如果分析時段為 15 分鐘，則需求流率可訂為該 15 分鐘內之平均流率，不必考慮時間的變化性。但如果分析時段較長(例如尖峰小時)，長時間內之流率可能隨者時間而有顯著變化，所以應將分析時段切割成不同短時段，每時段的需求流率根據預測或現場資料來訂定。但目前只有電腦模擬才能合理分析隨時間變化的需求流率。

一般而言，在接近或已進入壅塞狀況時之情況下，尖峰 15 分鐘之運轉對隨後的運轉可能有深遠的影響。因此訂定需求流率時，宜根

據下列原則：

1. 規劃及設計的分析宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率。
2. 除非用電腦模擬，否則評估現況時也宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率，不宜採用長分析時段(如 1 小時)之平均流率，以避免過度高估實際能提供之服務水準。
3. 用電腦模擬長時間(如 1 小時)之運轉時，宜將分析時段切分成數個短時段，每一短時段之需求流率根據現況或預測之流率變化型態來訂定，如果沒有足夠的資料，則應根據尖峰 15 分鐘之需求流率進行分析。

分析一現有路段時，可取得之流率資料常為尖峰小時流率，在這情況下，平均每車道之尖峰 15 分鐘流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{(1-P_m)Q_{60}+P_m U_m Q_{60}}{PHF} \quad (12.2)$$

此式中，

Q_{15} = 分析方向尖峰 15 分鐘一般車道之流率(輛/小時) ；

Q_{60} = 分析方向尖峰小時流率(輛/小時) ；

P_m = 分析方向機車占總車輛之比例；

U_m = 機車使用一般車道之比例；

PHF = 尖峰小時係數。

不同的分析路段有不同的車流特性，所以估計需求流率所需的資料最好參考分析路段所在地類似公路的狀況來估計。目前比較缺乏的資料包括 PHF 及 U_m。如無法從現場調查直接估計 Q_{15}，適用的 PHF 可能在 0.85 及 0.95 之間。至於 U_m，目前沒有調查資料可參考。HTSS 模式假設在有慢車道的路段上，機車駕駛員會比較下游慢車道及快車道能用之空間，如果快車道上之空間比較理想，則機車會轉進快車道。根據此模擬行為，大約 25%之機車會使用快車道 (U_m=0.25)。

分析一尚在規劃中之路段時，式(12.2)中之尖峰小時流率可估計如下：

$$Q_{60}=(ADT)_0\,(1+i)^n \times K \times D \quad (12.3)$$

此式中，

$(ADT)_0$ = 基年平均每日流量(輛/日)；

i = 每日流量之年增率(%/100)；

n = 設計年(design year)與基年之差距(年)；

K = 設計小時流量係數(可用尖峰小時流量與全天流量之比值估計)；

D = 車流方向係數。

常見的設計小時流量係數 K 在 0.09 及 0.13 之間。常見的車流方向係數在 0.50 及 0.53 之間。但這些係數的變異範圍不小，所以選擇適用值之前應參考分析路段附近類似公路之狀況。公路總局之統計資料可協助此工作。

12.5.1.4 估計對等小車流率

使用圖 12.3 及表 12.1 之前必須將尖峰 15 分鐘流率 Q_{15} 轉換成對等小車流率。轉換的工作可根據下式：

$$Q_e=Q_{15}[1+P_{m2}(E_m-1)+P_t(E_t-1)] \tag{12.4}$$

此式中，

Q_e = 一般車道之尖峰 15 分鐘對等小車流率(小車/小時)；

Q_{15} = 一般車道之尖峰 15 分鐘流率(輛/小時)；

P_{m2} = 行駛一般車道之機車占一般車道總車輛之比例；

E_m = 機車之小車當量(見 12.3.3 節)；

P_t = 大車占一般車道總車輛之比例；

E_t = 大車之小車當量(見 12.3.3 節)。

式(12.4)中之機車比例 P_{m2} 可估計如下：

$$P_{m2}=\frac{P_m U_m}{1+P_m(U_m-1)} \tag{12.5}$$

此式之 P_m 及 U_m 的定義與式(12.2)所用之定義相同。

12.5.1.5 估計平均自由速率 V_{fs}、V_{fc}

如沒有現場資料可用，本章建議用下列公式估計平坦直線路段或曲率半徑超過 900 公尺之路段的平均自由速率，此時自由速率只受速限控制：

$$V_{fs} = 0.9V_L + 19 \tag{12.6}$$

此式中，

V_{fs} = 平直或曲率半徑超過 900 公尺之路段的平均自由速率(公里/小時)；

V_L = 速限(公里/小時)。

如果一分析路段的曲率半徑不超過 900 公尺，則先估計公路設計用的平衡速率(equilibrium speed)[18]：

$$V_e = \sqrt{127R(e+f)} \tag{12.7}$$

此式中，

V_e =公路設計之平衡速率(公里/小時)；

R =曲率半徑(公尺)；

e =超高率(%/100)；

f =側面摩擦係數。

根據 AASHTO 公路設計規範[18]所設定的安全而舒適的最高側面摩擦係數可用下式來估計：

$$f = 0.1845 - 2.747 \times 10^{-4}V_e - 3.996 \times 10^{-6}{V_e}^2 \tag{12.8}$$

如將式(12.7)及式(12.8)合併，則平衡速率 V_e 可估計如下：

$$V_e = \frac{-B+\sqrt{B^2-4AC}}{2A} \tag{12.9}$$

此式中，

$A = 1 + 507.5 \times 10^{-6}R$；

$B = 349.0 \times 10^{-4}R$；

$C = -127R(e + 0.185)$。

從式(12.9)所估計之平衡速率相當保守。通常車輛可以較高的速率安全的通過平曲線。以新北市林口區縣 108 線上一曲率半徑只有 18.5 公尺之平曲線為例。假設超高率為 6%，則平衡速率大約為 23 公里/小時，但現場平均自由速率將近 34 公里/小時。同一路段上一平衡速率大約 41 公里/小時之平曲線，其現場平均自由速率則高達 61 公里/小時。平衡速率與平均自由速率的關係尚不能斷論。本章用下列的關係估計平均自由速率：

$$V_{fc}=1.5V_e<V_{fs} \tag{12.10}$$

此式中，

V_{fc}= 平曲線上之平均自由速率(公里/小時) ；

V_e= 從式(12.9)所估計之平衡速率(公里/小時) ；

V_{fs}= 從式(12.6)所估計之平均自由速率(公里/小時)。

12.5.1.6 估計容量 Q_{max} 及 V/C 比

根據平均自由速率(式 12.6 之 V_{fs} 或式 12.10 之 V_{fc})的估計值，可用表 12.1 估計容量 Q_{max}。例如表 12.1 顯示平均自由速率為 60 及 70 公里/小時之相關容量各為 1,420 及 1,440 小車/小時/車道。所以平均自由速率為 64 公里/小時之容量可內插估計為 1,420+(1,440-1,420)(64-60)/(70-60)=1,428 小車/小時/車道。V/C 比可根據 Q_{max} 及從式(12.4)所估計之 Q_e 訂為 Q_e/Q_{max}。

12.5.1.7 估計平均速率$\bar{V}$與速限 V_L 之比值

根據估計的平均自由速率(式 12.6 或式 12.10)及尖峰 15 分鐘需求流率(式 12.4)，可用圖 12.3 或表 12.1 估計相關之平均速率。

例如平均自由速率為 55 公里/小時，尖峰 15 分鐘對等小車流率為 950 小車/小時，可從表 12.3 估計 Q=950 小車/小時，平均自由速率為 50 及 60 公里/小時之平均速率分別為 46 及 56 公里/小時。則平均自由速率為 55 公里/小時的平均速率可以內插估計為 51 公里/小時。

而估計平均速率/速限比之基準速限，須根據 12.4 節所述之原則選用。

12.5.1.8 訂定服務水準等級

根據上述所估計之 V/C 比及平均速率/速限比，表 12.3、12.4 可用來訂定服務水準的等級。例如 V/C 比的比值為 0.65，平均速率與速限的比值為 0.8，則路段的服務水準為 C2。

12.5.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析

重車爬坡性能比小車差，因此在坡度路段上的車速可能有相當大的差異。這種差異不僅會減低服務水準，也可能造成交通安全之惡化。因此公路設計之工作有必要評估代表性重車在坡度路段時，其速率與行車距離(水平投影距離)之關係，來評估坡度與坡長的組合。本章圖 12.4~圖 12.6 可用來協助單純坡度路段之評估工作。比較精密的評估則須依賴模擬模式。本節說明用圖分析之方法。

應用圖 12.4~12.6 之前須將分析路段之縱切面(profile)用一系列近似縱切線(vertical tangent)來代表。這工作有兩種情況。第一種情況是沿中心線在不同地點的高程已知，在這情況下，兩地點之間的縱切面平均坡度可估計如下：

$$G = \frac{100(Z_b - Z_a)}{X_b - X_a} \tag{12.11}$$

此式中，

G = 從點 a 到點 b 之平均坡度(%)；

Z_a = 點 a (上游定點)之高程(公尺)；

Z_b = 點 b (下游定點)之高程(公尺)；

$X_b - X_a$ = 點 a 與點 b 之水平距離(公尺)。

根據式(12.11)所估計之平均坡度 G，在兩點之間的縱切面可用一坡度等於 G 之縱切線來代表，如圖 12.7 所示。

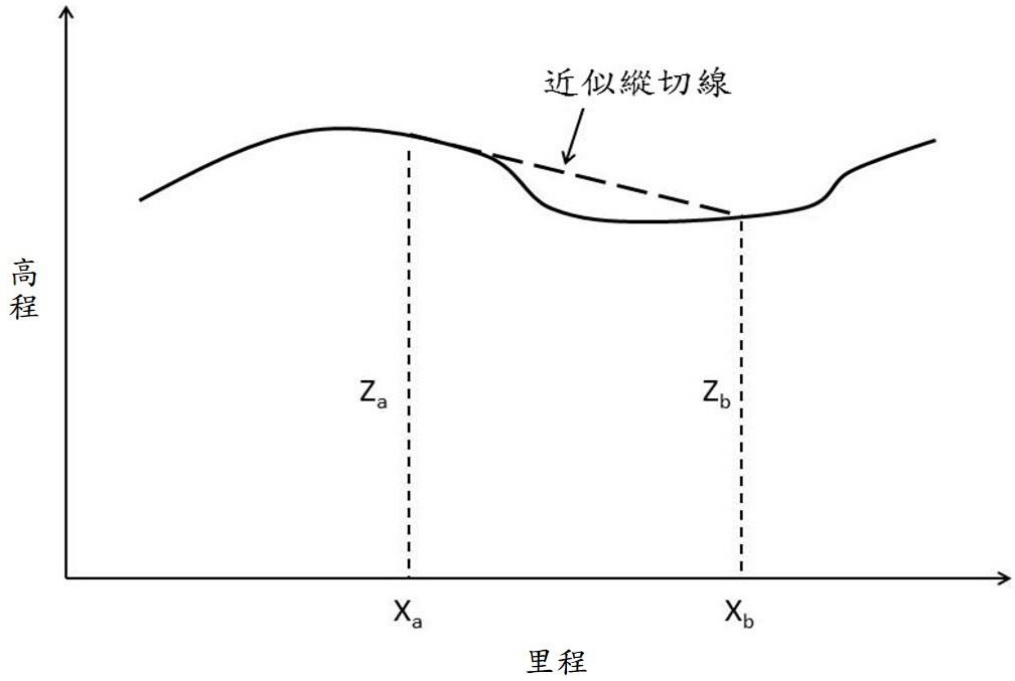
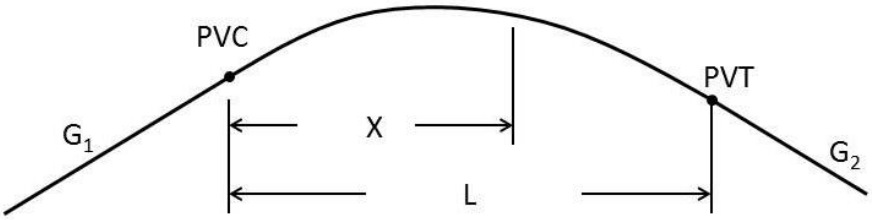
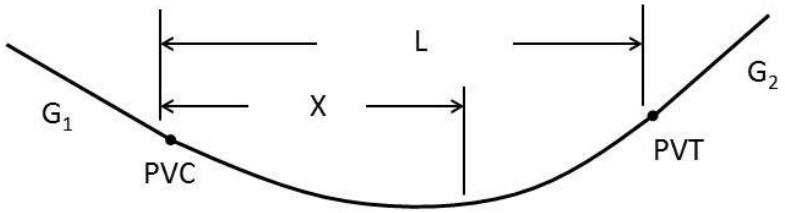


圖 12.7 縱切面用近似縱切線來代表之情況一

第二種情況為分析路段符合現代公路設計標準。這種路段的縱切面只含有縱切線及呈拋物線形之縱曲線(vertical curve)，如圖 12.8 所示。在這情況下，縱曲線須用數個近似縱切線來代表。



(a) 凸型縱曲線



(b) 凹型縱曲線

圖 12.8 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖

此轉換工作須根據下式估計在數個縱曲線上定點的坡度：

$$G_x = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} X \tag{12.12}$$

此式中，

G_x = 縱曲線上一定點之坡度(%)；

G_1 = 縱曲線起點 PVC(point of vertical curve)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

G_2 = 縱曲線終點 PVT(point of tangency)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

L = 縱曲線長度(公尺)，亦即 PVC 與 PVT 之水平距離；

X = 縱曲線上定點與 PVC 之水平距離(公尺)。

而縱曲線上兩定點之間的平均坡度等於在該兩地點個別坡度的平均值。

根據這原則，縱曲線可迅速的用數個縱切線來代表。以圖 12.9 所示之縱切面為例，PVC 之坡度為+5%，PVC 下游 300 公尺處之坡度為+2%(5+(-4-5)/900×300)，因此 PVC 下游 300 公尺內的縱切面可用一坡度等於+3.5%((5+2)/2)之縱切線來代表。

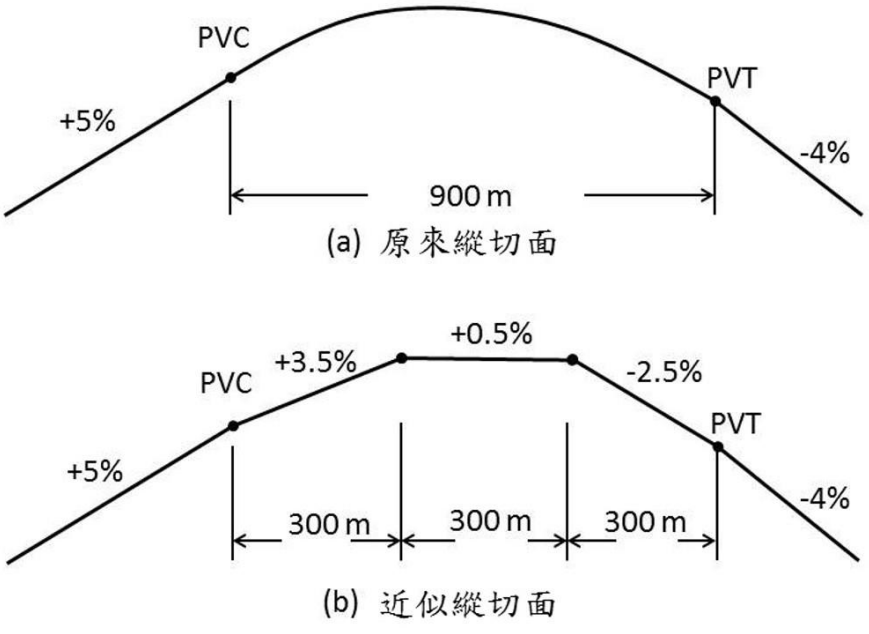


圖 12.9 縱切面用近似縱切線來代表之情況二

第二項工作是用圖 12.4~圖 12.6 估計在各近似縱切線起點及終點之自由速率。規劃及設計單純或複雜坡度路段時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，不宜下降 15 公里/小時以上。本章 12.6 節例題 4 說明相關之估計方法。

12.5.3 複雜路段之服務水準分析

分析路段如有坡度、或有超車行為或有一連串的平曲線，則前述分析單純路段的方法不適用。例如一曲率半徑 100 公尺之平曲線與下游一曲率半徑 40 公尺之平曲線的距離很短，則在上游平曲線的的速率會受到下游平曲線的限制，因此不能獨立分析上游平曲線。本章提供 HTSS 模式做為分析複雜路段的工具。本節說明判別單純坡度路段以及應用 HTSS 模式評估服務水準之方法。

12.5.3.1 單純坡度路段之判別

郊區雙車道公路坡度路段為代表性重車(總重/馬力比=105.3 kg/kW)以速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時之速率 V_0 (公里/小時)進入上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時之路段。一路段是否判別為坡度路段可根據下列步驟檢核。

1. 用式(12.13)估計上坡時可維持最低速率，此速率稱為爬行速率(crawl speed)。

$$V_{min} = 14.89 + 80.115e\frac{-(G-0.6)}{5.01071} \tag{12.13}$$

此公式中，

V_{min}=爬行速率(公里/小時)；

G =坡度(%)。

2. 如果進入上坡之速率 V_0 (速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時)低於或等於 V_{min}+5 公里/小時，則速率之下降不會超過 5 公里/小時，因此分析路段可視為平坦路段。

3. 如果進入上坡之速率 V_0 高於 V_{min}+5，需再分別估計以 100 公里/小時之速率進入上坡之後，速度降到 V_0 及 V_0-5 之相關行車距離 X_1(公里)及 X_2(公里)。

4. 當代表性重車以 100 公里/小時速率進入一坡度均勻上坡之後，其速率與行車距離的關係可用下式代表：

$$V = A + \frac{B-A}{1+e^{-\frac{X-C}{D}}} \quad (12.14)$$

此式中，

V = 速率(公里/小時)；

X = 行車距離(公里)；

A, B, C, D = 表 12.5 所示的係數。

如有必要估計一特定速率之相關行車距離，式(12.14)可轉換成下式：

$$X = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{V-A} - 1\right)] \quad (12.15)$$

則速度降到 V_0 及 V_0 -5 之相關行車距離 X_1(公里)及 X_2(公里)，可以式(12.16)及式(12.17)分別估算。

$$X_1 = C - D[ln\left(\frac{B-A}{V_0-A} - 1\right)] \quad (12.16)$$

$$X_2 = C - D[ln\left(\frac{B-A}{V_0-5-A} - 1\right)] \quad (12.17)$$

5. 如果 X_2-X_1 小於坡長，則代表性重車上坡之後的速度下降程度超過 5 公里/小時，因此分析路段判別為坡度路段。

上述工作可用「臺灣公路容量分析專區」網站所提供的 checkgrade.exe 執行檔來執行，有意使用者須將該執行檔下載至作業系統為 windows 之電腦，於同一個目錄資料夾(folder)中建立一個輸入檔。此輸入檔須定名稱為 input.txt。輸入檔 input.txt 須包括 2 行資料。第一行資料為公路類型，必須為 FREEWAY(表示分析對象為高速公路)、MULTI(表示分析對象為郊區多車道公路)或 TWO(表示分析對象為郊區雙車道公路)。第二行須包括進入分析路段之速率 V_0(公里/小

時)、坡度(%)以及坡長(公尺)，下列兩行為 input.txt 之一例。

TWO

80.0　3.8　470.0

執行分析時，只要在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。如無問題，輸出檔 result.txt 會顯示在同一個目錄資料夾中。

表 12.5　式(12.14)之係數估計模式

係數	坡度 G(%)	估計模式
A	≤1.25	$A = 123.14 + 41.34/(1 + e^{-\frac{G-0.94459}{0.18804}})$
	1.25~6.0	$A = 102.38408 + 55.42065e^{-\frac{G-1.25}{3.41723}}$
	6.0~8.0	$A = 107.56913 + 8.89087e^{-\frac{G-6.0}{2.57643}}$
	8.0~10.0	$A = 108.23653 + 3.42347e^{-\frac{G-8.0}{1.62974}}$
	10.0~14.0	$A = 106.4775 + 3.6125e^{-\frac{G-9.0}{3.72767}}$
B	≤14.0	$B = 14.71135 + 80.3349e^{-\frac{G-0.6}{5.02991}}$
C	≤2.0	$C = -2.17783 + 0.83989G$
	2.0~4.0	$C = -6.0639 + 6.40946/(1 + e^{-\frac{G-0.014799}{1.0453}})$
	4.0~6.0	$C = 0.18338 + 0.12565/(1 + e^{-\frac{G-4.4583}{0.31334}})$
	6.0~8.0	$C = 0.31037 - 0.043/(1 + e^{-\frac{G-7.7349}{0.59914}})$
	8.0~14.0	$C = 0.33321 - 0.15637/(1 + e^{-\frac{G-9.632}{2.0818}})$
D	≤2.0	$D = 1.3381 - 1.878/(1 + e^{-\frac{G-3.3951}{1.8609}})$
	2.0~6.0	$D = 0.05851 + 0.67823e^{-\frac{G-2.0}{3.15618}}$
	6.0~14.0	$D = 0.07023 + 0.18063e^{-\frac{G-6.0}{3.33893}}$

12.5.3.2 服務水準評估

不論有無坡度，本章只根據一般車道的運轉評估服務水準，而不考慮慢車道之運轉。因此用模擬結果評估服務水準時，只能用一般車道有關的輸出資料評估。

為避免運轉品質顯著變化而造成之壅塞及安全問題，坡度路段之服務水準應與附近平坦路段相同。例如在上坡之前之服務水準為 B2 級，則上坡也宜維持 B2 級。此外，郊區多車道公路非阻斷性車流路段服務水準以不低於 C2 為原則，規劃及設計上坡時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，也不宜下降 15 公里/小時以上。而在經費限制下，規劃及設計坡度路段之服務水準較平坦路段稍低尚可接受，但宜儘量避免低於 D3 級，複雜坡度路段之原則雖相同，惟可視經費、公路之重要性等實際情況而定。

分析複雜路段必須依賴 2021HTSS 模式。2021HTSS 模式是一微觀模擬模式。應用此模式需有一模式之執行檔 2021htss.exe 及一輸入檔(檔名必須訂為 htss.txt)。此兩檔需放在以 Windows 為平台(如 XP, Windows 10 等)的電腦的同一子目錄(folder)內。欲執行模擬時，只要在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。輸入檔必須根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用者手冊建立。模式執行檔及輸入檔範本可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。因為使用者手冊對輸入檔的建立及模式的應用有詳細的說明，本章只簡單介紹模式性質及功能。

模擬路段須用單方向節線(link)來代表。一節線可有不同性質的車道。模擬的路段可有坡度及平曲線。

輸入檔包括不同檔型(data type)之資料，主要項目如下：

1. 模擬控制：如重覆模擬之次數，資料蒐集開始及結束之時間等。
2. 節線之間的關係：如從一節線離開之後會進入哪一節線等。
3. 車道之設置。
4. 流率及車種比例。
5. 速限及自由旅行速率。
6. 坡度路段及平曲線之性質。

7. 各車種之代表性總重/馬力比。

8. 偵測站之設置。

模擬郊區雙車道公路車流時，2021HTSS 模式之使用者可設定單向 1 快車道及 1 慢車道，或單向只有 1 車道。坡度路段的幾何設計可用兩方式建立在輸入檔中。第一方式是設定每數十公尺距離之高程；第二方式是設定縱切線之起點、終點及坡度。一般應用時，模擬車輛之屬性(如車長、總重/馬力比、駕駛行為等)隨機變化。評估代表性車輛在坡度路段之自由速率變化可用輸入檔將車輛屬性固定，不隨車輛而變。

坡度路段的交通運轉特性受車道數、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道等因素的影響，圖 12.10 及圖 12.11 為在特定狀況之下，模擬上坡路段之容量及平均速率。

用 2021HTSS 模式分析路段之一大工作在於建立輸入檔。為利使用者方便利用，容量分析專區網站提供下列輸入檔範例以協助輸入檔之建立：

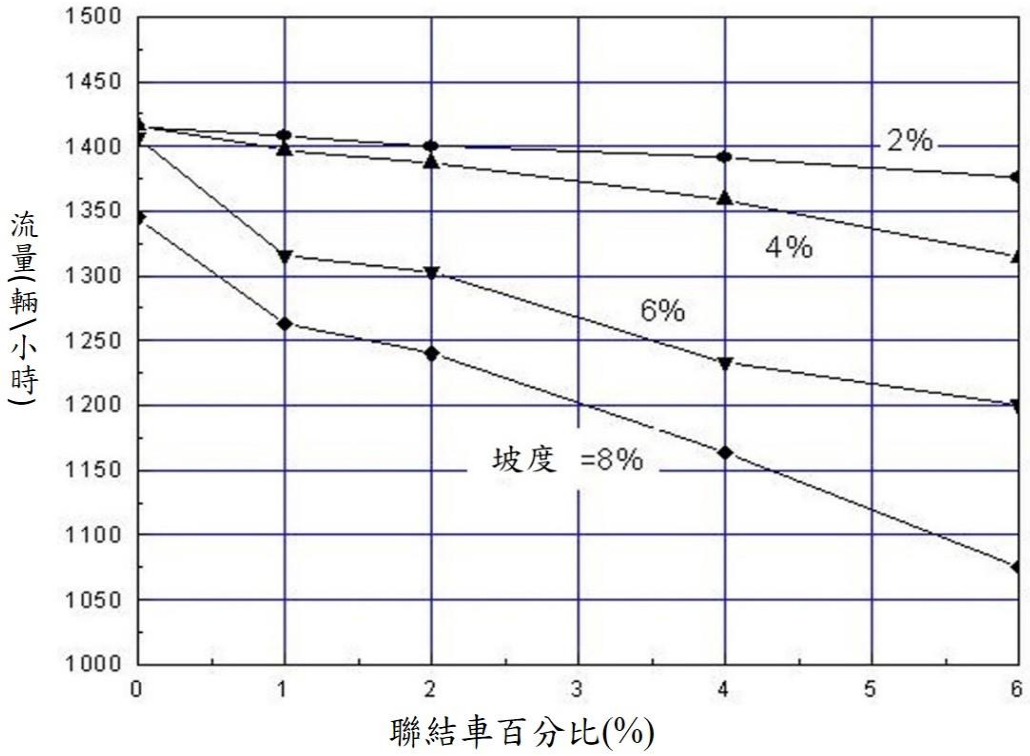
Two-1.txt (郊區雙車道公路，單向 1 車道)

Two-2.txt (郊區雙車道公路，單向 1 快車道及 1 慢車道)

2Lanes-S1.txt(郊區雙車道公路，一方向為 1 車道、另一方向為 1 快車道及 1 慢車道，各方向路段設為 1 節線)

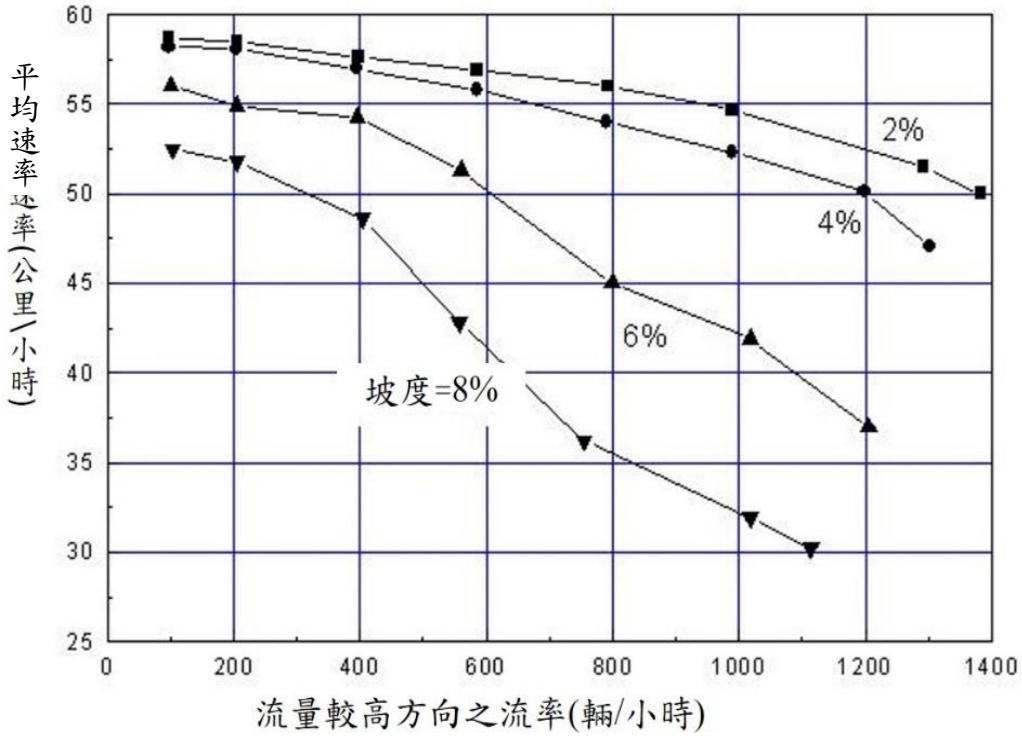
2Lanes-S2.txt(郊區雙車道公路，一方向為 1 車道、另一方向為 1 快車道及 1 慢車道，各方向路段切分為 2 節線)

本手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊第三、四、五節及第六節之例題(如例題 11 及 12)對這些輸入檔之建立及應用有詳細的說明。



註：1.5%大客車；坡長 2 公里；起點自由速率 60 公里/小時

圖 12.10　上坡路段容量模擬值



註：1.5%大客車；4%聯結車；坡長 2 公里；起點自由速率 60 公里/小時

圖 12.11　上坡路段平均速率模擬值

12.6 應用例題

12.6.1 例題 1

一郊區雙車道公路有一長 4 公里之平直路段。此路段有下列交通狀況：

- 雙方向各有一 3.5 公尺寬的一般車道
- 雙向尖峰小時流量= 2,000 輛
- 車流方向係數= 0.52
- 尖峰小時係數= 0.90
- 3%機車，5%大車，92%小車
- 速限= 60 公里/小時

試評估此路段之服務水準。

解：

假設此路段之交通運轉不受上下游路段的影響，則服務水準的評估工作如下：

1. 估計對等小車需求流率 Q_e

- 估計車流較大方向尖峰小時流率 Q_{60}

  Q_{60} =2,000×0.52 =1,040 輛小時

- 訂定式(12.2)中機車之比例 P_m

  P_m =0.03

- 訂定式(12.2)中機車使用一般車道之比例 U_m

  U_m =1.0

- 訂定式(12.2)中之尖峰小時係數 PHF

  PHF =0.9

- 從式(12.2)估計尖峰 15 分鐘流率

  Q_{15} =1,156 輛/小時

- 從式(12.5)估計機車占一般車道總車輛之比例 P_{m2}

  P_{m2} = 0.03×1.0/[1+0.03(1-1)] = 0.03

- 從式(12.1)訂定式(12.4)中之 E_m

  $E_m = \left(0.7 - \frac{0.392}{1+e^{-\frac{0.03 - 41.144}{9.612}}}\right)(1.39 - 0.1116 * 3.5) = 0.69$

- 訂定式(12.4)中之 P_t 及 E_t

  P_t = 0.05，

  E_t =1.5

- 從式(12.4)估計尖峰 15 分鐘對等小車流率 Q_e

  Q_e =1,156[1+0.03(0.69-1)+0.05(1.5-1)] =1,174 小車/小時

2. 估計平均自由速率 V_f

   因為分析路段為平直路段，從式(12.6)可得：

   V_f = V_{fs} = 0.9×60 +19 = 73 公里/小時

3. 估計容量 Q_{max} 及 V/C 比

   從表 12.1，容量 Q_{max} 之估計值等於：

   $$Q_{max} = 1{,}440 + \frac{1{,}460-1.440}{80-70}(73 - 70) = 1{,}446 \text{ 小車/小時}$$

   V/C = Q_e / Q_{max} =1,174/1,446 = 0.81

4. 估計平均速率 $\bar{V}$ 與速限 V_L 之比值

   <u>方法一：利用圖 12.3</u>

   平均自由速率 73 公里/小時、尖峰 15 分鐘之對等小車流率 Q_e 等於 1,174 小車/小時。圖 12.3 之流率與速率關係顯示相關之平均速率大約為 65 公里/小時。因此平均速率/速限比為 1.08。

   <u>方法二：利用表 12.1 之模式</u>

   平均自由速率 73 公里/小時、Q_e 等於 1,174 小車/小時，則從表 12.1 之模式所估計得的平均速率大約等於 62.3 公里/小時。平均自由速率若為 80 公里/小時，則從表 12.1 之模式所估計得之平均速率

大約等於 72.1 公里/小時。因為分析路段之平均自由速率等於 73 公里/小時，所以其相關之平均速率等於 62.3+(72.1- 62.3)/(80-70) ×(73-70) = 65 公里/小時。因此平均速率/速限比為 1.08。

5. 訂定服務水準等級

- 分析路段之 V/C 比為 0.81，平均速率/速限比為 1.08，因此從表 12.3、12.4 可知服務水準屬 D1 級。

12.6.2 例題 2

如果例題 1 之平直路段用一曲率半徑為 80 公尺之平曲線來替代，而且平曲線之超高率為 4%，試估計平均自由速率及容量。

解：

- 從式(12.6)估計只受速限控制之平均自由速率 V_{fs}

  V_{fs} = 0.9×60+19 =73 公里/小時

  從式(12.9)估計平衡速率 V_e

  $$V_e = \frac{-2.792+\sqrt{2.792^2+4\times2286\times1.0406}}{2\times1.0406} = 46 \text{ 公里/小時}$$

- 從式(12.10)估計在平曲線上之平均自由速率 V_{fc}(此速率不能超過 V_{fs})

  V_{fc} =1.5×46= 69 公里/小時 < 73 公里/小時

- 根據表 12.1 及 $V_f = V_{fc}$ = 69 估計容量 Q_{max}

  $$Q_{max} = 1{,}420 + (1{,}440 - 1{,}420)\frac{69-60}{70-60} = 1{,}438 \text{ 小車/小時}$$

12.6.3 例題 3

一規劃中之郊區雙車道公路單向有一快車道及一慢車道。其預測的狀況如下：

- 2018 年 ADT=10,000 輛
- 方向係數=0.52

- 設計年=2038 年
- ADT 之年成長率=2%
- 設計小時流量係數=0.12
- 尖峰小時係數=0.9
- 機車比例=5%
- 大車比例=5%
- 小車比例=90%
- 25%之機車行駛快車道
- 快車道寬 3.5 公尺

試估計尖峰 15 分鐘快車道之對等小車需求流率。

解：

- 從式(12.3)估計車流較高方向之尖峰小時流率 Q_{60}

  Q_{60}=10,000(1+0.02)^{20}(0.12)(0.52) = 927 輛/小時

- 訂定式(12.2)之 P_m、U_m 及 PHF

  P_m = 0.05

  U_m = 0.25

  PHF = 0.9

- 從式(12.2)及 Q_{60} = 927 估計尖峰 15 分鐘流率 Q_{15}

  Q_{15} = 991 輛/小時

- 訂定式(12.4)中之 P_{m2}、E_m、P_t 及 E_t

  從式(12.5)，

$$P_{m2} = \frac{0.05 \times 0.25}{1 + 0.05(0.25 - 1)} = 0.013$$

  從式(12.1)，

$$E_m = \left(0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{-\frac{0.013 - 41.144}{9.612}}}\right)(1.39 - 0.1116 * 3.5) = 0.69$$

此外，

$P_t = 0.05$

$E_t = 1.5$

- 從式(12.4)估計對等小車流率 Q_e

$Q_e = 991[1+0.013(0.69-1)+0.05(1.5-1)]$

=1,012 小車/小時

12.6.4 例題 4

一郊區雙車道坡度路段之縱切面可用圖 12.12 所示之三縱切線來代表。一 105.3kg/kW 代表性半聯結車以 70 公里/小時之速率進入此路段(起點為 A 點)。試估計此車輛抵達每一縱切面終點時之速率。

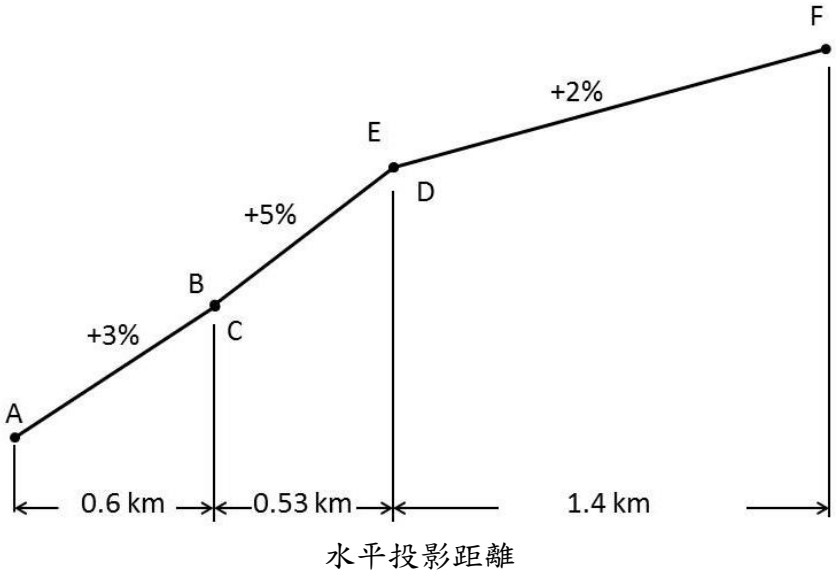


圖 12.12 分析路段縱切面示意圖

解

1. 代表車在起點的狀況(+3%上坡，速率 70 公里/小時)相當於圖 12.13 所示(此圖取自圖 12.4)，行車距離等於 1.4 公里之 A 點。
2. 從 A 點沿著+3%上坡行進 0.6 公里之後抵達 2.0 公里之地點。此地點為圖 12.14 中之 B 點。此地點亦即圖 12.12 中+3%上坡路段之終點，也是下一個+5%上坡之起點 C。代表車之速率為 66 公里/小時。

3. 圖 12.13 中 B 點的狀況(+3%上坡變成+5%上坡，速率等於 66 公里/小時)相當於同一圖中行車距離為 0.65 公里之 C 點。從此點沿著+5%上坡行進 0.53 公里之後到達行車距離等於 1.18 公里之 D 點。此點為+5%上坡之終點；代表車速率為 52 公里/小時。
4. 代表車進入+2%之上坡時之速率為 52 公里/小時。從圖 12.13 可知在+2%上坡之速率皆高於 52 公里/小時。這表示代表車會開始加速，所以圖 12.13 不適用，而須改用圖 12.14 (此圖取自圖 12.5)。
5. +2%上坡，速率等於 52 公里/小時的狀況，相當於圖 12.14 中，行車距離約 0.22 公里處之 E 點。從此地點沿+2%行進 1.4 公里之後抵達行車距離 1.62 公里之地點，此點為圖 12.12 中之 F 點，亦即+2%上坡之終點。代表車的車速為 73 公里/小時。

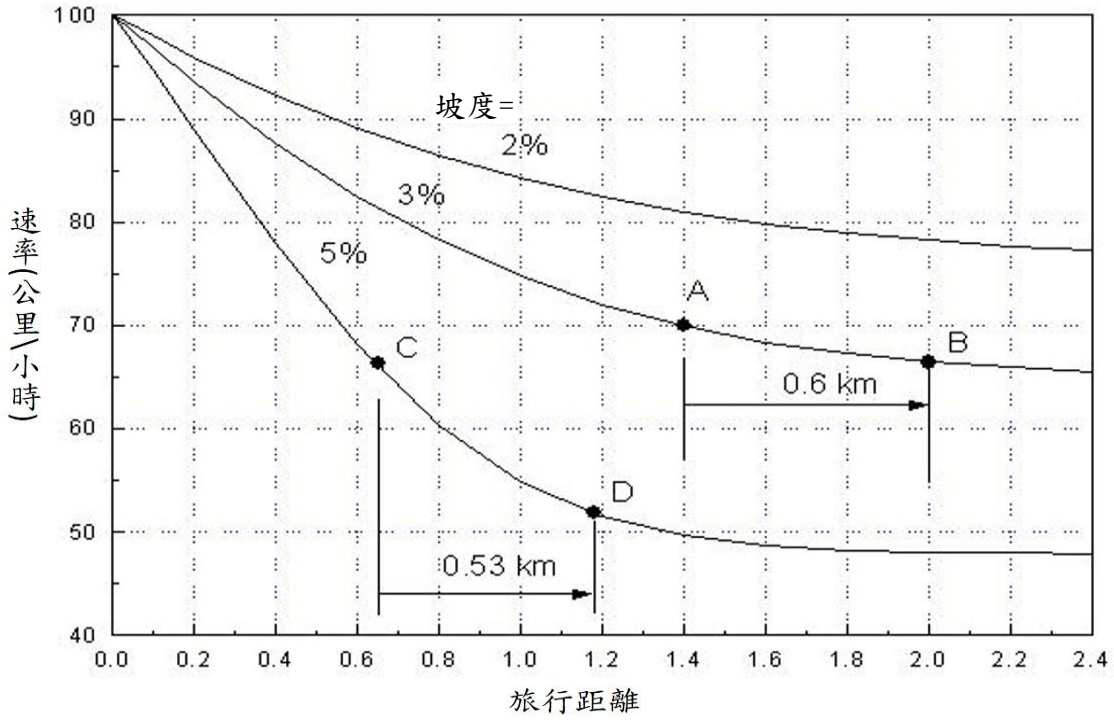


圖 12.13 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係

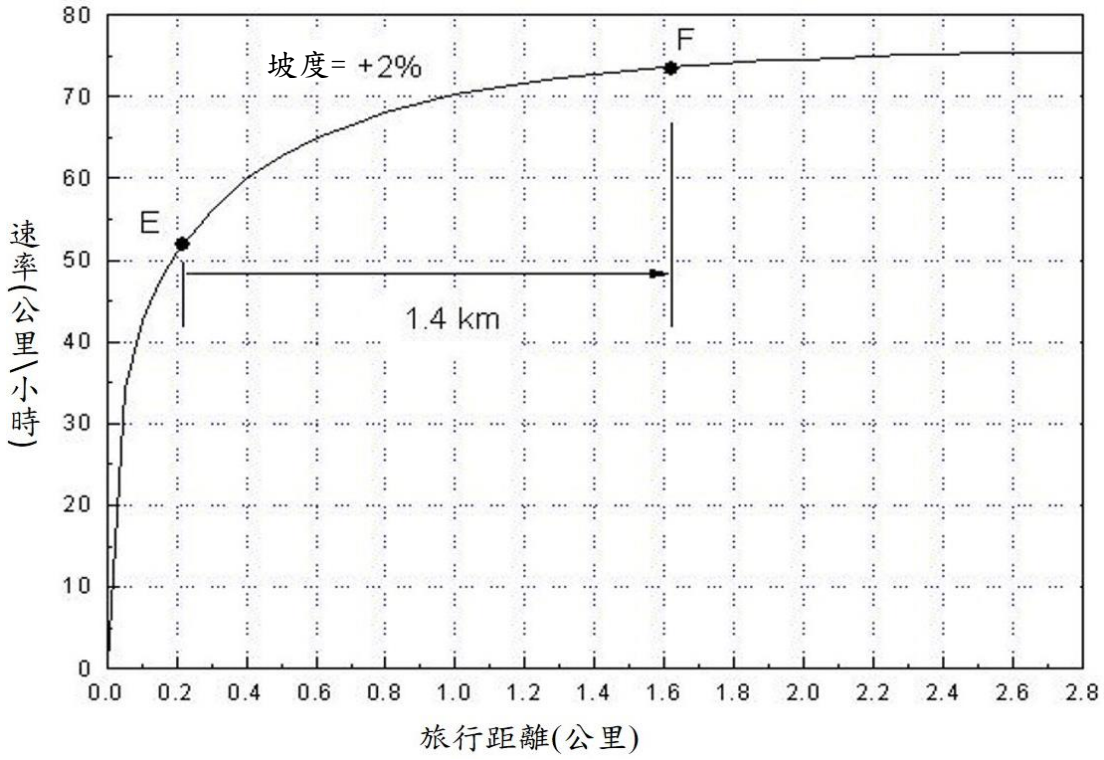


圖 12.14 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係

根據上述之分析，代表車在各縱切線起點及終點的速率如下：

A 點：70 公里/小時；

B 及 C 點：66 公里/小時；

D 及 E 點：52 公里/小時；

F 點：73 公里/小時；

公路幾何設計之原則是速率變化不宜超過 15 公里/小時。代表車在分析路段的變化遠超過此值。因此須考慮此路段對行車安全及經濟效益之衝擊，以評估變更設計之效益及可行性。

12.6.5 例題 5

速限 50 公里/小時之郊區雙車道公路上，一路段之坡度及坡長(水平投影距離)各為 2.7%及 300 公尺，試問此路段是否可當作平坦路段進行分析。

解：

本例題可用兩方法來處理。其中一方法是用 checkgrade.exe 執行

檔。另一方法是根據本章 12.5.3.1 節所描述之步驟，用式(12.13)、式(12.16)、式(12.17)估計代表性重車爬坡速率下降 5 公里/小時之行車距離。兩方法所得之結果均相同。

如用 checkgrade.exe，則須先建立一輸入檔 input.txt，此輸入檔只需包括下列 2 行資料：

TWO

60　2.7　300

如果用式(12.13)、式(12.16)、式(12.17)，則需執行下列之計算：

1. 從式(12.13)估計爬行速率如下：

$$V_{min} = 14.89 + 80.115e^{\frac{-(2.7-0.6)}{5.01071}} = 67.6 \text{ 公里/小時}$$

因速限為 50 公里/小時，進入上坡之速率 V_0 應假設為 50+10 及 90 公里/小時之較小值，亦即 V_0=60 公里/小時。此速率低於 V_{min}+5，因此上坡之後速率不會下降。分析路段能當作平坦路段進行分析。

如 V_0= 80(高於 V_{min}+5)，則步驟如下：

(1)利用表 12.5 之模式估計式(12.16)及式(12.17)之係數 A、B、C、D。

$$A = 102.38408 + 55.42065e^{-\frac{G-1.25}{3.41723}} = 138.641$$

$$B = 14.71135 + 80.3349e^{-\frac{G-0.6}{5.02991}} = 67.627$$

$$C = -6.0639 + 6.40946/(1 + e^{-\frac{G-0.014799}{1.0453}}) = -0.1106$$

$$D = 0.05851 + 0.67823e^{-\frac{G-2.0}{3.15618}} = 0.6018$$

(2)從式(12.16)估計速率從 100 公里/小時降到 V_0=80 公里/小時所需之行車距離 X_1 公里。X_1 為：

$$X_1 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{80-A} - 1\right)] = 0.826 \text{ 公里}$$

(3)從式(12.17)估計速率從 100 公里/小時降到 V_0 -5=75 公里/小時所需之行車距離 X_2。X_2 為：

$$X_2 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{75-A} - 1\right)] = 1.187 \text{ 公里}$$

(4)估計速率從 V_0 降到 V_0 -5 所需之行車距離為：

X_2-X_1= 0.361 公里= 361 公尺

(5)坡長 300 公尺不超過 X_2-X_1=361 公尺，所以走完上坡路段之後，速率下降不超過 5 公里/小時，該路段能當作平坦路段進行分析。

12.6.6 例題 6

試用一簡例說明如何應用 2021HTSS 模式估計一路段之容量。

解：

非阻斷性車流路段的容量受車道數、自由速率、坡度、坡長、曲率半徑、車種組成及駕駛行為等因素影響，其值通常屬車流很接近不穩定之狀況，所以難以確定。HTSS 模式用檔型 46 及 47 資料所設定之平均自由速率及檔型 50 所設定路段為平直且只有小車時之預期容量及臨界速率來控制模擬之車流特性。在路段平直且只有小車之情形下，模擬所得之容量值通常與檔型 50 資料設定值的差異一般不超過 50 小車/小時。如上述平均自由速率、容量及臨界速率輸入值之組合異常(如臨界速率比自由速率低 25 公里/小時以上)，則模擬結果可能與預期值有較大差異。

不論分析路段是否平直或有坡度、曲度及不同車種，用 HTSS 模式估計容量的程序包括下列步驟：

1. 根據欲模擬的狀況建立輸入檔。其中檔型 0 資料之重複模擬次數宜設定為最少 10 次。此外，須注意檔型 50 資料中之容量及臨界速率為假設路段平直而且只有小車時之預期值。
2. 用檔型 30 將進入分析路段之需求流率設定在很可能低於容量之值。例如只有小車時，高速公路、郊區多車道公路及郊區雙車道公路可分別先設為 1,500、1,200、1,000 小車/小時/車道×車道數。根據設定之需求流率執行模擬並紀錄輸入檔中在「LINK STATISTICS」標題下，從分析節線(本章為一般車道)離開之流率(輸出流率)及平均速率。
3. 增加需求流率重新模擬，直到需求流率增加時，輸出流率呈穩定狀況或降低，而且平均速率急速下降為止。平均速率急速下降表示車道已進入不穩定之壅塞狀況，在這之前的最高流率可視為容量估計值之一樣本。

4. 若欲增進容量估計值之代表性，可將檔型 0 資料中之隨機亂數更改再重新模擬，以取得另一估計樣本。各樣本之平均值代表分析路段之容量。

從圖 12.15 可知，需求流率從 1,200 小車/小時增高到大約 1,427 小車/小時的相關平均速率從大約 48 公里/小時逐漸減低到 42 公里/小時左右。需求流率超過 1,475 小車/小時之後，輸出流率稍微增高到大約 1,490 小車/小時，然後開始減低，同時平均速率急速下降。這現象表示車流進入不穩定之壅塞狀況前的最高流率大約為 1,475 小車/小時。此流率可合理的當作容量估計值之一樣本。

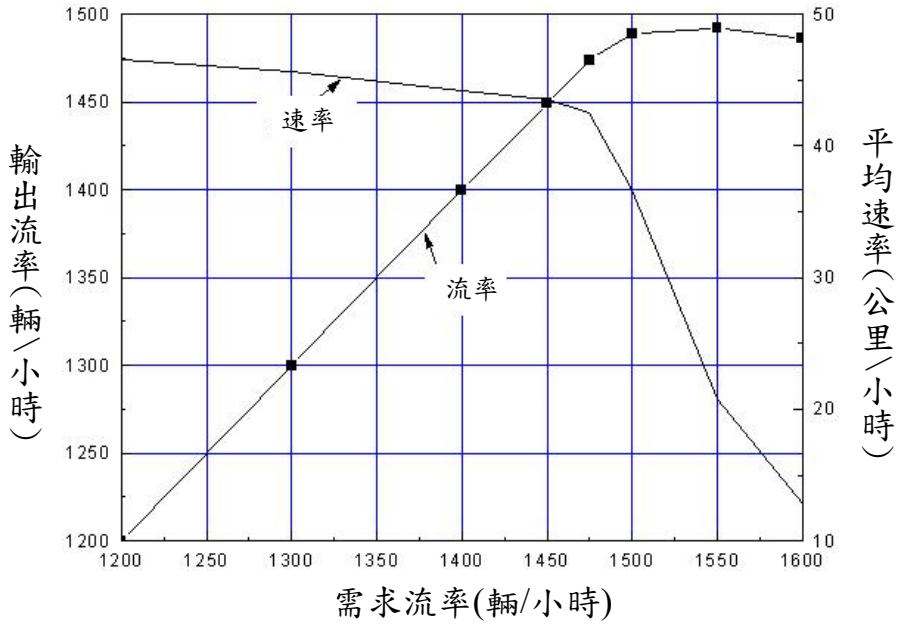


圖 12.15 容量之估計

參考文獻

1. St. John, A.D., and Harwood, D.W., *A User's Guide to TWOPAS – AMicroscopic Computer Simulation Model of Traffic on Two-Lane, Two-Way Highways* (Performing Organization Report No. 7533-S(6)), Federal Highway Administration , Washington, DC, 1986.
2. Brannolte, U., *Simulation program LASI*. Bauhaus-University of Weimar,1996.
3. Hoban, C., Shepherd, R., Fawcett, G., and Robinson, G., *A model for Simulating Traffic on Two-Lane Roads: User Guide and Manual for TRARR*, Version 3.2, Australian Road Research Board, Technical Manual ATM10 B, 1991.
4. Tapani, A., "Versatile Model for Simulation of Rural Road Traffic," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 1934, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2005, pp. 169-178.
5. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民國 100 年 10 月。
6. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
7. *HCM2010 Highway Capacity Manual*, Volume 1: concepts, Volume 2: Uninterrupted flow, and Volume 3: interrupted Flow, TRB of the National Academies, Washington, 2010.
8. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(1/3)」，106-069-1369，交通部運輸研究所，民國 106 年 7 月。
9. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，108-097-1419，交通部運輸研究所，民國 108 年 10 月。
10. 「公路交通量調查統計表」，交通部公路總局。
11. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(2/3)」，104-86-1353，交通部運輸研究所，民國 104 年 7 月。
12. FGSV: *Handbuch fuer die Bemessung von Strassen (German Highway Capacity Manual)* HBS 2001, Forschungsgesellschaft fuer Strassen- und Verkehrswesen, Cologne, (www.fgsv-verlag.de),

2002 (revised edition: 2005).
13. Catbagan, J. L., “Evaluation of Performance Measures for two-Lane Expressway in Japan,” *Transportation Research Record: J. of Transportation research Board*, No. 1988, 2006, pp.111-118.
14. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(3/3)」，99-113-1282，交通部運輸研究所，民國 99 年 9 月。
15. Hegeman, G., Brookhuis,K., and Hoogendoorn, S., “ Opportunities of Advanced Driver Assistance Systems Towards Overtaking,” *European Journal of Transportation Infrastructure Research*, Volume 5, no. 4, 2005, pp. 281-296.
16. Romana, M. G., “Passing Activity on Two-Lane Highways in Spain,” *Transportation Research Record: J. of Transportation research board*, No. 1678, National Research Council, 1999, pp.90-95.
17. *NCHRP Report 605*, Passing Sight Distance Criteria, Transportation Research Board of the National Academies, 2008.
18. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, fifth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.
19. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，交通部運輸研究所，民國 100 年 5 月。
20. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，交通部運輸研究所，民國 103 年 5 月。
21. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(2/3)」，107-047-1402，交通部運輸研究所，民國 107 年 5 月。

第十三章 市區號誌化路口

目　錄

頁次

13.1 緒論 13-1
13.2 影響容量及服務水準之因素 13-1
13.2.1 號誌控制策略 13-2
13.2.2 幾何設計及槽化 13-6
13.2.3 交通狀況及駕駛人之行為 13-6
13.3 容量估計之方法 13-6
13.4 式(13.2)之相關參數及調整因素 13-9
13.4.1 N_{gyi} 及路口所在市區調整因素 f_Z 13-9
13.4.2 車種及行進方向調整因素 f_V 13-10
13.4.3 坡度調整因素 f_g 13-11
13.4.4 公車站調整因素 f_b 13-11
13.4.5 路邊停車調整因素 f_S 13-13
13.4.6 衝突行人調整因素 f_P 13-13
13.5 各類型車道之容量估計 13-16
13.5.1 無衝突直行禁行機車道 13-16
13.5.2 無衝突左轉/直行共用禁行機車道 13-17
13.5.3 無衝突直行/右轉共用禁行機車道 13-18
13.5.4 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區) 13-19
13.5.5 無衝突左轉車道 13-23
13.5.6 其他無衝突車流車道 13-24
13.5.7 衝突左轉車道 13-25
13.5.8 機車專用道 13-31
13.6 績效指標及服務水準劃分標準 13-32
13.6.1 績效指標(Measures of Effectiveness) 13-32
13.6.1.1 流量/容量比(V/C Ratio) 13-32
13.6.1.2 平均延滯時間(Average Delay) 13-33
13.6.1.3 每週期最長等候車隊之平均長度及剩餘路口間距 13-34
13.6.1.4 服務水準之劃分標準 13-34

13.6.2 績效指標評估方法 13-35
13.7 應用例題 13-37
13.7.1 例題 1： 無衝突直行與直行/右轉共用禁行機車道 13-37
13.7.2 例題 2： 無衝突左轉禁行機車道 13-40
13.7.3 例題 3： 無衝突左轉/直行共用禁行機車道 13-41
13.7.4 例題 4： 直行/右轉共用車道(含機車停等區) 13-42
13.7.5 例題 5： 其他無衝突車流車道 13-43
13.7.6 例題 6： 衝突行人之影響 13-44
13.7.7 例題 7： 衝突左轉車道 13-44
13.7.8 例題 8： 週期長度之影響 13-45
13.7.9 例題 9： 需求流率/容量比與停等延滯 13-46
13.7.10 例題 10：需求流率/容量比之適用性 13-48
13.7.11 例題 11：號誌時差之影響 13-48
參考文獻 13-49

圖 目 錄

頁次

圖 13.1 時相順序範例 13-3
圖 13.2 三時相控制之週期劃分 13-5
圖 13.3 時差之定義示意圖 13-5
圖 13.4 直行車道停等車疏解特性 13-7
圖 13.5 左轉車道停等車疏解特性 13-7
圖 13.6 機車專用道停等車疏解特性 13-8
圖 13.7 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素 13-14
圖 13.8 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素 13-14
圖 13.9 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素 13-15
圖 13.10 直行/右轉共用車道設施示意圖 13-19
圖 13.11 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解的左轉小車數 13-29
圖 13.12 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數 13-29
圖 13.13 延滯之定義 13-33
圖 13.14 Signal1.txt 模擬路網示意 13-36
圖 13.15 Signal2.txt 模擬路網示意 13-37
圖 13.16 中央實體分隔路段例題示意圖 13-37
圖 13.17 中央標線分隔直行車道示意圖 13-43
圖 13.18 例題 8 平均停等延滯與週期長度之關係 13-46
圖 13.19 例題 9 不同需求流率持續時間下之平均停等延滯與需求流率/容量比關係 13-47
圖 13.20 例題 11 平均停等延滯與時差之關係 13-49

表 目 錄

頁次

表 13.1　不同車種及行進方向相關車輛之當量 13-11
表 13.2　公車到達率調整值β_1..... 13-12
表 13.3　公車站離路口距離調整值β_2 13-12
表 13.4　路邊停車調整因素f_S..... 13-13
表 13.5　式(13.6c)之A_{ij}值 13-15
表 13.6　無衝突直行禁行機車道類型劃分 13-16
表 13.7　無衝突直行禁行機車道N_{gyi}(小車)之估計模式..... 13-17
表 13.8　機車禁行直行車道所在市區調整因素f_Z..... 13-18
表 13.9　停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍 13-20
表 13.10 式(13.13c)之A_{ij}值 13-21
表 13.11 式(13.14c)之A_{ij}值..... 13-22
表 13.12 無衝突左轉車道類型劃分 13-24
表 13.13 無衝突左轉車道N_{gyi}(左轉小車)之估計模式..... 13-24
表 13.14 無衝突左轉車道路口所在市區調整因素f_Z..... 13-25
表 13.15 式(13.16)中之N_1、N_2、N_3及N_y觀察值及建議值 13-26
表 13.16 式(13.23c)之A_{ij}值 13-30
表 13.17 號誌化路口服務水準劃分標準 13-35

13.1 緒論

號誌化路口是影響市區及郊區道路容量及服務水準之主要設施。本所從 2001 年(民國 90 年)開始蒐集郊區及市區號誌化路口之車流資料[1,2,3,4,5]，以修訂「2001 年台灣地區公路容量手冊」[6]之分析方法。由這些資料所建立之分析方法包括「2011 年臺灣公路容量手冊」[7]第十一章及第十三章分析號誌化路口的方法。

2011 年手冊分析市區號誌化路口之方法乃根據本所 2005 年及 2006 年在臺北、新竹、臺中、臺南、嘉義、桃園、中壢市區所蒐集的資料[4,5]。號誌化路口之交通運轉相當複雜，不容易在廣泛狀況下，建立一套可靠運用之分析模式以估計運轉績效。因此 2011 年容量手冊採用本手冊附錄 B 所描述的公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)第三版做為主要分析工具。本章沿用 2011 年手冊第十三章的方法分析市區號誌化路口，但是 HTSS 模式第三版已被 2021HTSS 模式取代，所以本章更新有關 HTSS 模式之內容。此外，本章亦增加說明停等車隊長度對疏解率的可能影響，並將估計機車專用道容量的模式改良。

市區號誌化路口之容量及服務水準受許多因素影響，深入探討每一因素的影響程度須調查大量之路口及車道，目前已調查之路口及車道數仍不多，所以未來有必要繼續蒐集現場資料以更新本章之內容。

13.2 影響容量及服務水準之因素

號誌化路口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敘述如下：

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。

此外，鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

13.2.1 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)。目前臺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運轉之互動關係。連鎖控制之目的在於減少車輛穿過一連串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，必須依賴一套移轉邏輯(transition algorithm)。時制轉換時可能造成短期車流運轉的不順暢。每一時制通常包括下列設計項目(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、全紅時段及行人時相長度。黃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(offset)。

1. 週期(cycle)及週期長度(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。「道路交通標誌標線號誌設置規則」[8]規定，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。

2. 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。時相數及其安排順序對路口之運轉可能有很大之影響。圖 13.1 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：

   (1) 允許左轉時相(permitted left-turn phase)

如圖 13.1a 之時相 2 及圖 13.1b 之時相 1 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入路口，但左轉車必須利用對方來車之間距以通過路口。

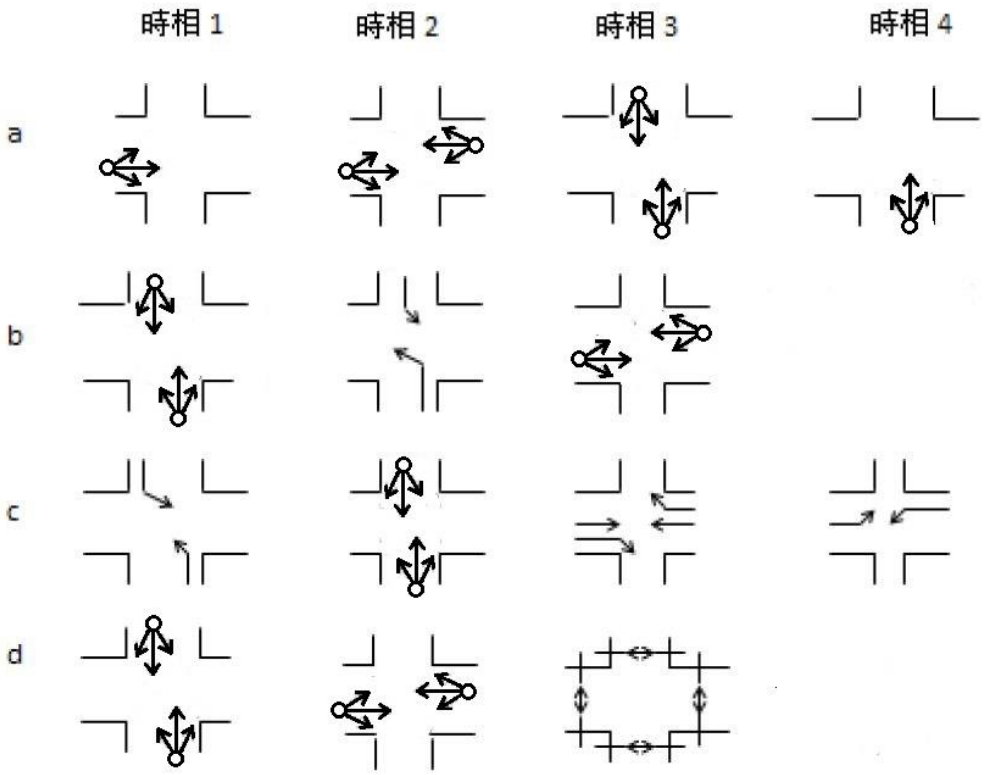


圖 13.1 時相順序範例

(2) 專用左轉時相(protected left-turn phase)

如圖 13.1b 之時相 2 及圖 13.1c 之時相 4 所示，在此種時相內只有左轉車能進入路口。

(3) 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)

如圖 13.1b 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉先利用對方來車之間距通過，然後再讓左轉車利用專用時相通過路口。

(4) 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)

如圖 13.1c 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉車先利用專用時相再利用允許時相通過路口。

(5) 行人專用時相(protected pedestrian phase)

如圖 13.1d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車輛禁止進路口。

(6) 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，讓行人與車流同時進入路口，但綠燈時間及黃燈時間必須足夠讓行人能進入跨越路口。

(7) 綠燈早開及綠燈遲閉

在同一時段中，一路口不同行進方向的車流常有顯著不同之流率。根據「交通號誌規劃手冊」[8]，綠燈早開時相讓左轉車流較大之臨近路段所有車輛先得綠燈，如圖 13.1a 之時相 1 所示。在此時相中，對向路段所有車輛皆面臨紅燈。早開時相結束之後，對向車流的綠燈開啟，在這期間內一臨近路段及其對向路段之車輛皆得綠燈，如圖 13.1a 之時相 2 所示，因此左轉車必須讓直行車先行。

綠燈遲閉之作業是讓兩對向臨近路段的綠燈同時開啟，如圖 13.1a 之時相 3 所示。但是左轉車流較大的臨近路段有較長的綠燈，如圖 13.1a 之時相 4 所示。綠燈早開及遲閉的用意是減少左轉車流與直行車流之衝突。

3. 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。

4. 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 13.2 所示，所有燈號顯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。「道路交通標誌標線號誌設置規則」[9]對黃燈及全紅時段的長度有規定。

5. 行人時相長度(length of pedestrian phase)

如有行人專用時相，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，讓行人能安全的穿過路口。行人時相之長度隨路口寬度及行走速率而變。

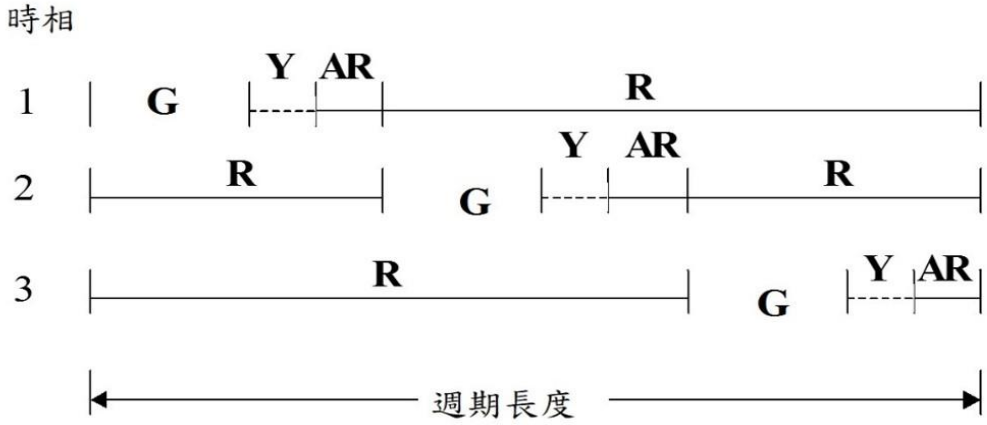


圖 13.2 三時相控制之週期劃分

6. 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 13.3 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 13.3 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。

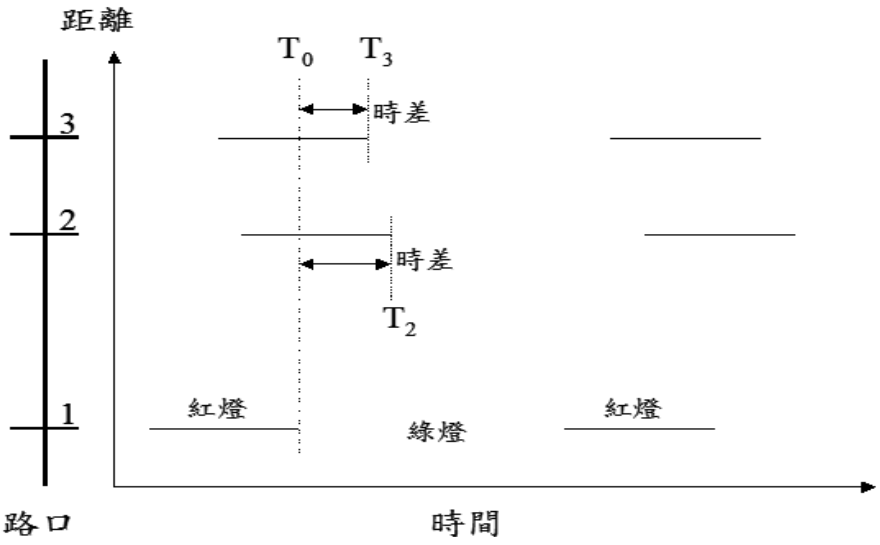


圖 13.3 時差之定義示意圖

13.2.2 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、坡度及左彎待轉區之長度等。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。號誌化路口在停止線上游常設有機車停等區，在停止線下游亦常設有機車兩段式左轉之待轉區。

13.2.3 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、車流之方向性及車流與車種之車道分布等性質。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。

13.3 容量估計之方法

號誌化路口車道或車道群之容量，指經常能利用綠燈及燈號轉換時段通過停止線之最高流率的期望值。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號誌化路口車流運轉績效之工具。但在路口車流無衝突，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 4 部或第 5 部停等車通過停止線之後達到一最高之穩定值[10]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S\frac{G_e}{C} \tag{13.1}$$

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，臺灣及美國的現場資料[11,12,13]皆顯示疏解率之特性與傳統之觀念有不可忽視的差異。如圖 13.4 所示，臺灣市區直行停等車之疏解率通常在綠燈亮後 20 秒仍繼續上升，且難以訂定疏解率達到穩定狀況之停等位置。左轉停等車之疏解率有同樣的特性，如圖 13.5 所示。機車專用道停等車之疏解，則在綠燈開始大約 10 秒之後明顯的達到穩定值，如圖 13.6 所示。在這種情形之下，利用式(13.1)估計容量，會造成嚴重之誤差[12,13]。

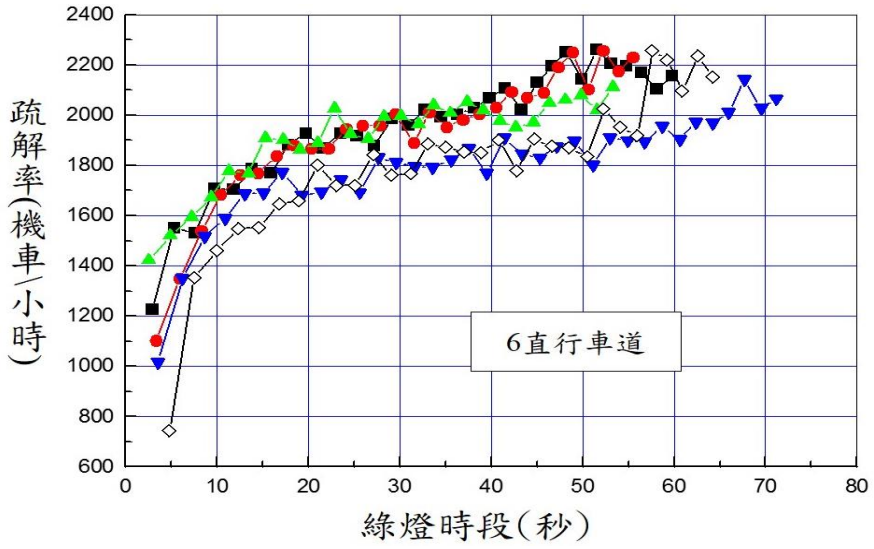


圖 13.4 直行車道停等車疏解特性

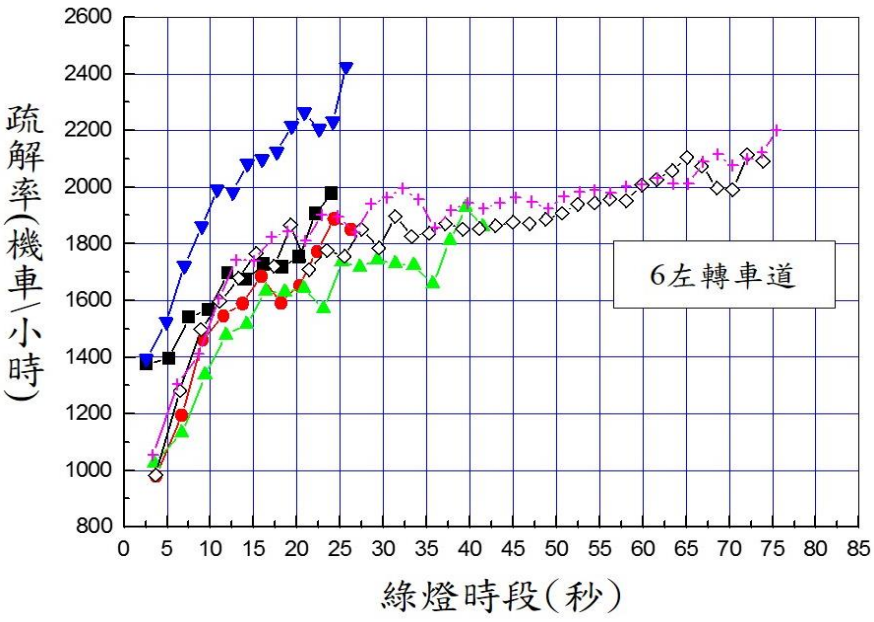


圖 13.5 左轉車道停等車疏解特性

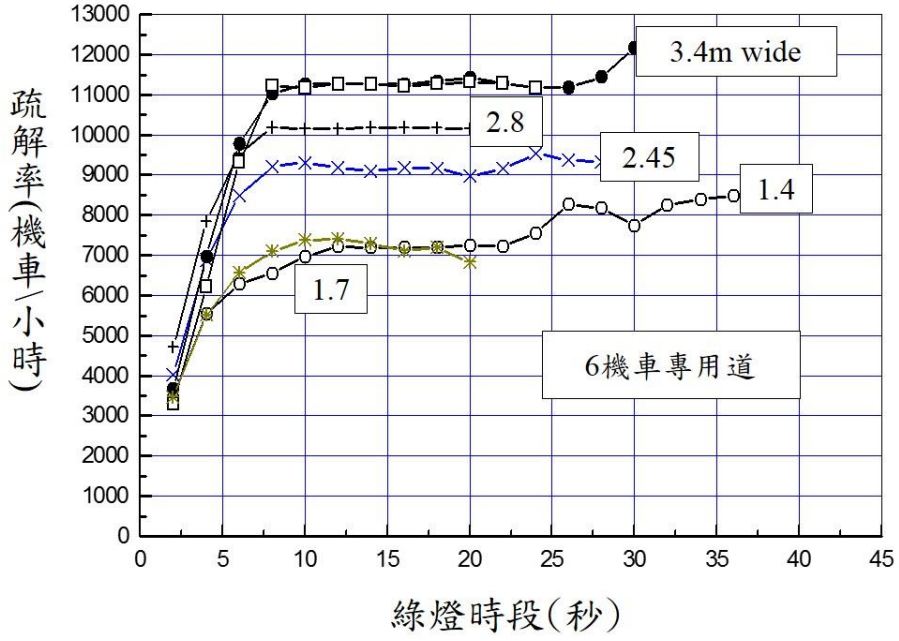


圖 13.6 機車專用道停等車疏解特性

本章利用下式估計一般號誌化路口車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C}\left[\sum_{i=1}^{n} N_{gyi}\right] f_V f_g f_b f_S f_Z f_P \qquad (13.2)$$

此式中，

c = 車道容量(輛/小時)；

C = 號誌週期長度(秒)；

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

i = 可用時相之代號；

n = 可用之時相數；

f_V = 車種及行進方向調整因素；

f_g = 坡度調整因素；

f_b = 公車站調整因素；

f_S = 路邊停車調整因素；

f_Z = 路口所在市區調整因素；

f_P = 衝突行人調整因素。

如果臨近路段上有違規停車，因而一車道不能有效疏解車輛，則該車道之 N_{gyi} 宜設定為零。

式(13.2)中之調整因素的性質，隨 N_{gyi} 的性質而變。例如 N_{gyi} 之值若已包括所有車種及行進方向，則沒有必要利用 f_V 來調整（換言之，$f_V = 1.0$）。

機車專用道之估計也可根據式(13.2)，但機車專用道之停等車疏解率一般在綠燈時段開始後約 10 秒，就達到一大致穩定之疏解率，所以本章亦根據式(13.1)以估計其相關容量。式(13.1)所估計的容量比式(13.2)所估計的容量有稍大的誤差[5]。

本章將車道分成下列 8 大類進行分析：

1. 無衝突直行禁行機車道。
2. 無衝突左轉/直行共用禁行機車道。
3. 無衝突直行/右轉共用禁行機車道。
4. 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)。
5. 無衝突左轉車道。
6. 其他無衝突車流車道。
7. 衝突左轉車道。
8. 機車專用道。

13.4 式(13.2)之相關參數及調整因素

13.4.1 N_{gyi} 及路口所在市區調整因素 f_Z

根據在臺北、臺中、臺南、嘉義、新竹、桃園及中壢市區所蒐集之資料，N_{gyi} 之值隨車道類型及路口所在市區而變。車道類型相同時，大市區內車道之停等車疏解率並非普遍地比小市區內的疏解率高。所以本章估計容量之方法為利用一模式來估計基準 N_{gyi}，然後根據現場資料來訂定路口所在市區之調整因素。因為目前已調查之車道數仍有限[4,5]，所以這些調整因素需要在將來加以檢視調校。

路口停等車疏解率很可能與各路口的需求流率有深切的關係。大市區一般比小市區有較大的車流，其路口之平均疏解率預期會較高。但同一市區內路口的需求流率有很大的變異性，因此路口所在市區對

N_{gyi} 的影響程度可能低於反映需求流率之停等車隊長度。根據尖峰 1.5~2.0 小時在 7 個路口之直行車流現場資料，第 80 百分位停等車隊(簡稱 N_{80})大約為 15 小車之相關疏解率只有 N_{80} 超過 20 小車之疏解率的 85%左右。N_{80} 大約為 7 小車之疏解率則只有 N_{80} 超過 20 小車之疏解率的 75%~80%。因此停等車隊長度與疏解率的關係值得在將來進一步探討，以增進估計 N_{gyi} 的準確性。

13.4.2 車種及行進方向調整因素 f_V

式(13.2)中之 N_{gyi} 可能只代表一車道上其中一車種及行車方向(如直行小車)，在此情況下，其他車種及行車方向之車輛對容量的影響須用一因素或模式以反映在容量之估計值。傳統訂定此種因素的方法先將 N_{gyi} 所代表之車種及行進方向當作基本車種及行進方向。然後根據此基本車種及行進方向估計非基本車種及行進方向之車輛的當量，並利用下式以訂定調整因素 f_V：

$$f_V = \frac{1}{1 + \sum_V \sum_i P_{Vi} \, (E_{Vi} - 1)} \tag{13.3}$$

此式中，

f_V = 車種及行進方向調整因素；

P_{Vi} = 車種 V、行進方向 i 之車輛的百分比（%）；

E_{Vi} = 車種 V、行進方向 i 之車輛與基本車種及行進方向之車輛比較所得之當量。

根據本所 2005 年及 2006 年之研究資料[4,5]，表 13.1 所列之當量可用以訂定式(13.3)之車種及行進方向調整因素，但此表之應用最好限於車道上機車很少或幾乎所有車輛皆為機車的情況。汽、機車混流而且行進方向不同時，各車種及行進方向組合之當量隨車種組成及行進方向分布之變異性可能相當大，在此情形下，表 13.1 之當量值可能造成不可忽視之誤差。因此，本章分析直行/右轉共用車道(含機車停等區)之方法不使用當量，而直接利用一模式估計疏解數。

表 13.1 不同車種及行進方向相關車輛之當量

車種及方向		基準車種及方向				
		直行小車	右轉小車	左轉小車	直行機車	右轉機車
直行	機車	0.42	0.39	0.40	1.00	0.93
	小車	1.00	0.93	0.95	2.38	2.22
	大車	1.80	1.67	1.71	4.33	4.00
左轉	機車	0.43	0.40	0.41	1.02	0.96
	小車	1.05	0.97	1.00	2.50	2.33
	大車	2.00	1.85	1.90	4.76	4.44
右轉	機車	0.45	0.42	0.43	1.07	1.00
	小車	1.08	1.00	1.03	2.57	2.40
	大車	2.70	2.50	2.57	6.43	6.00

註：1.機車比例大於 90%，將機車當量減少 0.05。
2.機車比例為 30%～50%，將機車當量增加 0.05。
3.機車比例小於 30%，將機車當量增加 0.10。

13.4.3 坡度調整因素 f_g

上下坡可能影響車流疏解率，上坡對重車之影響尤其嚴重。臺灣對這方面研究不多，現有文獻[14]指出坡度增加 1%時，容量可能減少 1%到 2.5%。美國之公路容量手冊則認為坡度增加 1%時容量會減少 0.5%。本章沿用 2011 年版容量手冊之坡度調整因素：

$$f_g = 1.0 - 0.015\ S \tag{13.4}$$

此式中，

S = 坡度(%)；上坡之 S 為正值，下坡之 S 為負值。

13.4.4 公車站調整因素 f_b

公車靠站時如占用車道，則會阻擋後方來車，造成公車下游的車道可能無法有效的利用，導致車道容量降低。公車站影響路口車流疏解率之因素包括：(1)公車彎之有無，(2)公車站距上、下游路口的距

離，(3)車道數，(4)公車進、出站加減速之時間，(5)公車站乘客上下車時間，(6)公車靠站頻率及(7)公車到站時間與綠燈時段之開始及終止時間的關係。目前容量手冊只考慮公車到達率、公車站離路口的距離及分析車道群之車道數。其公車站調整因素訂定如下：

$$f_b = f_o\beta_1\beta_2 \tag{13.5}$$

此式中，β_1及β_2之值如表 13.2 及表 13.3 所示；f_o值為公車到達率為 40 輛/小時並且公車站距離路口 40 公尺時之調整因素，其值如下：

f_0 = 0.88(車道群車道數=1)；

f_0 = 0.96(車道群車道數=2)；

f_0 = 0.97(車道群車道數=3)。

表 13.2　公車到達率調整值β_1

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
β_1	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[15]。

表 13.3　公車站離路口距離調整值β_2

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
β_2	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[15]。

一般乘客不多的公車靠站時間只有 10 秒左右[5]。到站時間如果是在紅燈時段中，則對車道容量的影響很小。到站時間如果下游車輛疏解所須時間超過剩餘之綠燈時間，則靠站公車的影響也很小。上述調整因素沒有考慮到這些情形，因此可能常高估公車站的影響程度。基於這些考量，本章建議依照下列原則來訂定公車站調整因素：

1. 公車靠站不占用車道時，則f_b = 1.0
2. 公車靠站占用車道，則只調整被占用車道之容量。式(13.5)中之f_0值為 0.88。β_1及β_2之值則根據表 13.2 及表 13.3。

13.4.5 路邊停車調整因素 f_S

停靠路邊之車輛及正在進出路邊停車位之車輛對容量也可能有相當大的影響。臺灣違規停車而造成車道阻塞之情形又相當嚴重，所以路邊停車對容量之影響是一重要研究課題。本所早期的研究[15]建議採用表 13.4 調整因素以估計容量。這些調整因素只用於緊靠停車位之車道或車道群。其他車道之 f_S 可假設為 1.0。但是如有車輛違規在車道上平行停車，因而導致該車道不能有效運用，則該車道不宜列為可用之車道。換言之，f_S 之值宜設定為 0.0。本所尚未再以現場資料對此調整因素加以探討，所以本章沿用表 13.4 之調整因素。

表 13.4　路邊停車調整因素 f_S

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
車道長時間受違規平行停車之阻擋：f_S=0.00							

資料來源：[15]。

13.4.6 衝突行人調整因素 f_P

如果號誌化路口沒有行人專用時相，則右轉或左轉車輛之疏解可能受到干擾，車隊疏解所須時間增長，導致容量降低。目前尚無足夠的資料以準確估計不同情形之下，衝突行人對容量之影響。本章採用一簡化模式將行人的影響反映在容量的估計值。此模式假設在紅燈時段中抵達路口之行人會集合成一群，綠燈開始之後才到達之行人也會跟隨這一群行人。

根據 2006 年之研究資料[5]，如果一群人中有 N_p 行人，則右轉受行人群干擾時，其疏解車距可估計為 $3.46 + 0.847N_p$ 秒。假設此疏解車距亦適用於左轉車，則左轉或右轉車被行人阻擋時，路口轉角的空間可儲存 N_S 輛小車以讓直行車正常疏解。在此情況下，利用模擬所

得的衝突行人調整因素如圖 13.7、圖 13.8 及圖 13.9 所示。

如果左轉車輛設有專用時相，則行人不應進入路口而造成直行及左轉車輛之衝突。在此情況下，衝突行人調整因素可訂為 $f_P = 1.0$。

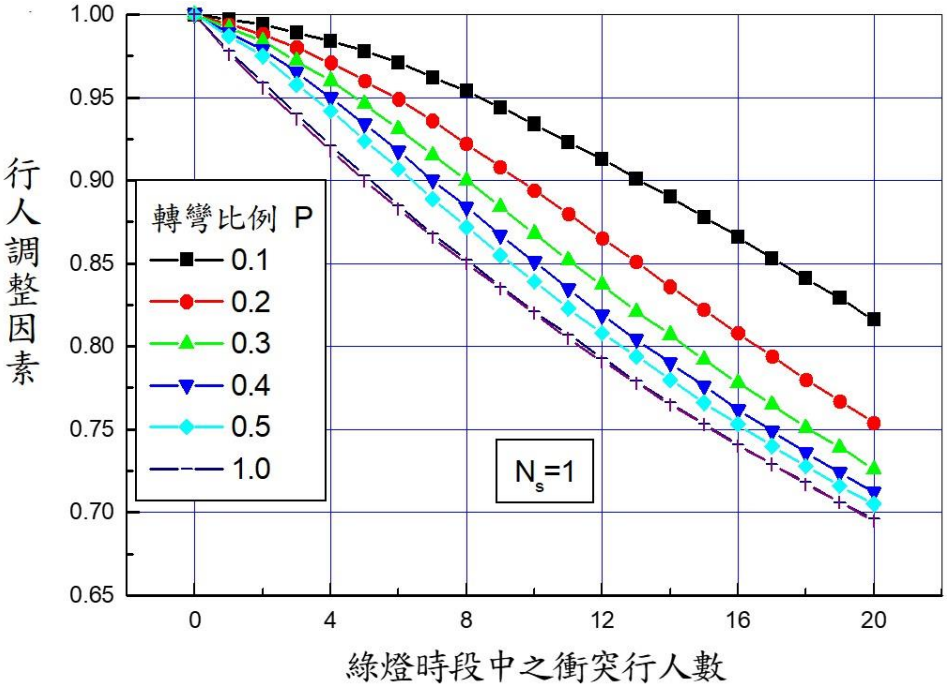


圖 13.7 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素

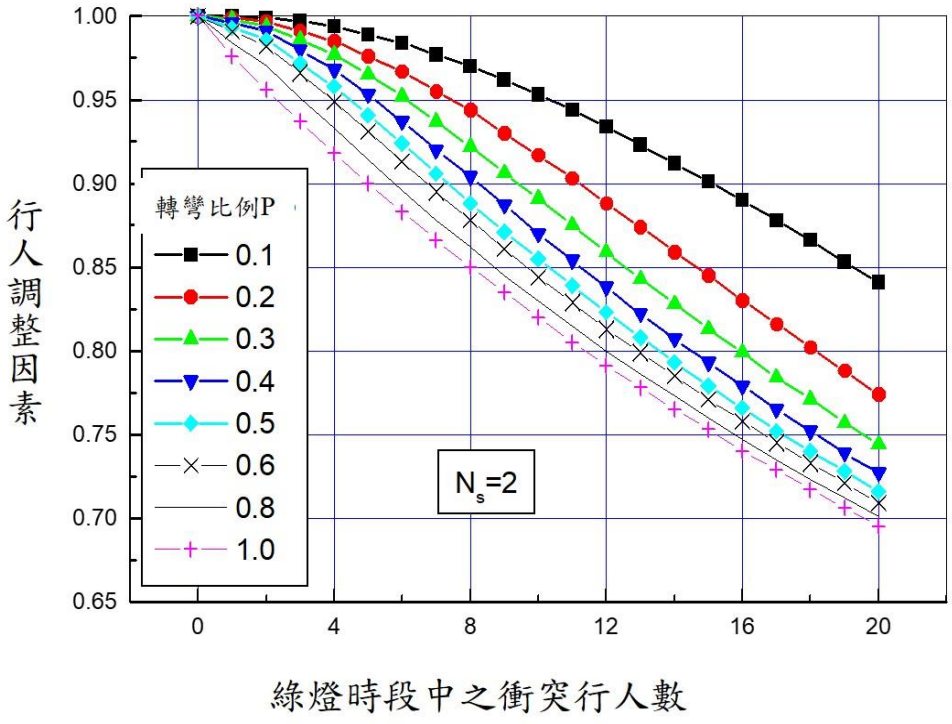


圖 13.8 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素

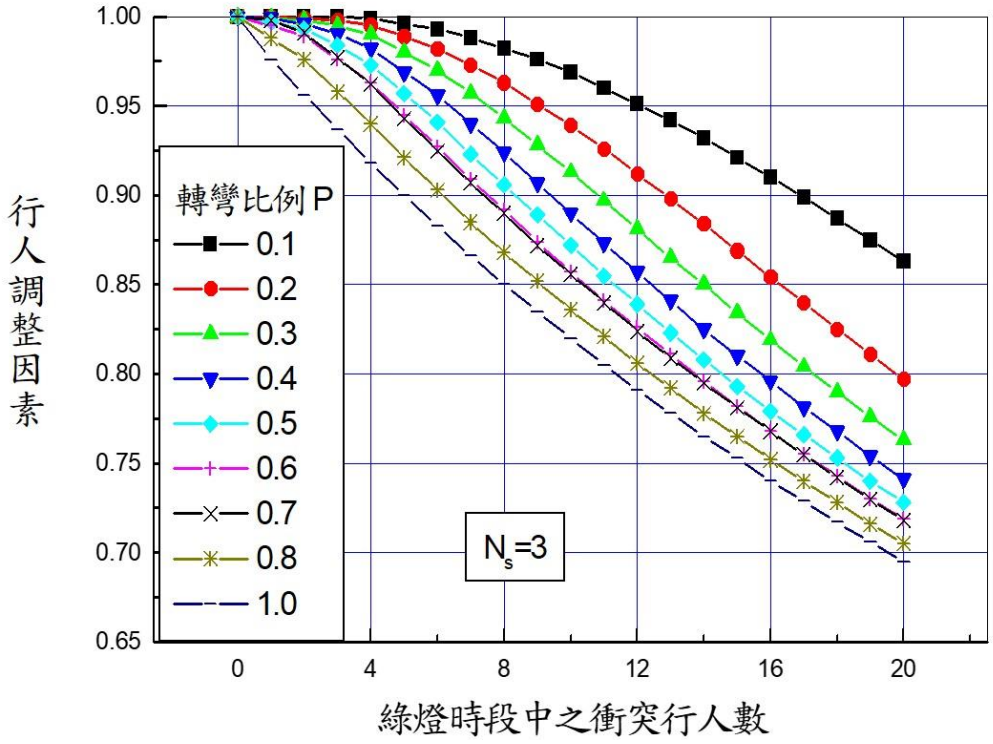


圖 13.9 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

上述行人調整因素也可用下列之模式來估計：

$$f_P = \frac{1}{1+e^{-Y}} \tag{13.6a}$$

$$Y = \frac{4.0225}{1+e^{-S_1}} - \frac{4.8957}{1+e^{-S_2}} + \frac{11.3832}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.2330}{1+e^{-S_4}} + 5.6837 \tag{13.6b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{3} A_{ij}X_j\right] + A_{i4} \qquad i = 1, 2, 3, 4 \tag{13.6c}$$

此式中，

f_P ＝ 衝突行人調整因素；
A_{ij} ＝ 列於表 13.5 中之值；
X_1 ＝ 左轉或右轉比例；
X_2 ＝ 每週期（亦即綠燈時段中）之衝突行人數除以 30；
X_3 ＝ 轉角可儲存之小車車輛數除以 5。

式(13.6a)之行人調整因素 f_P 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 ped.exe 來估計。使用 ped.exe 前須建立一輸入檔 ped.txt，輸入檔包括下列一行資料：

a　　b　　c

其中 a 代表右轉或左轉之比例，b 代表每週期綠燈時段之平均衝突行人數，c 代表轉角可儲存之車輛數（小車）。

ped.exe 及 ped.txt 須放在同一子目錄(sub-directory)，執行 ped.exe 後，在同一子目錄下會有一輸出檔 pedout.txt，即為行人調整因素 f_P。

表 13.5 式(13.6c)之 A_{ij} 值

i	j			
	1	2	3	4
1	1.9756	-1.3048	1.6826	-1.1735
2	7.0326	2.2966	-1.0326	-0.1450
3	-0.9008	-9.3681	1.0305	-0.8590
4	1.9434	0.5390	1.4434	-2.4360

13.5 各類型車道之容量估計

13.5.1 無衝突直行禁行機車道

本章之無衝突直行禁行機車道包括 6 類型，如表 13.6 所示，各類型之 N_{gyi} 估計模式列於表 13.7，此表中之 g 須根據下式來訂定：

$$g = G + \beta \tag{13.7}$$

此式中，

g = 有效時相長度（秒）；

G = 綠燈時段長度（秒）；

β = 綠燈時段結束後停等車繼續疏解之時間(秒)，建議值：3.5 秒。

各市區內路口之 N_{gyi} 可能與從表 13.7 模式所估計之值有差異。根據現場資料所訂定之路口所在市區調整因素 f_Z 列於表 13.8 中。分析未列於表 13.8 之市區的車道時，可根據表中性質比較接近之市區來訂定調整因素。

表 13.6 無衝突直行禁行機車道類型劃分

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

表 13.7 無衝突直行禁行機車道 N_{gyi} (小車)之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S1	$N_{gyi} = -0.77 + 0.475\ g + 1.273 \times 10^{-3}\ g^2$ $N_{gyi} = -3.69 + 0.598\ g$	5~55 >55
S2	$N_{gyi} = -0.98 + 0.426\ g + 1.105 \times 10^{-3}\ g^2$ $N_{gyi} = -5.40 + 0.566\ g$	5~60 >60
S3	$N_{gyi} = -0.59 + 0.428\ g + 1.250 \times 10^{-3}\ g^2$ $N_{gyi} = -4.36 + 0.566\ g$	5~50 >50
S4	$N_{gyi} = -0.88 + 0.437\ g + 1.783 \times 10^{-3}\ g^2$ $N_{gyi} = -3.70 + 0.582\ g$	5~50 >50
S5	$N_{gyi} = -0.71 + 0.422\ g + 1.500 \times 10^{-3}\ g^2$ $N_{gyi} = -8.68 + 0.638\ g$	5~70 >70
S6	$N_{gyi} = -1.28 + 0.425\ g + 1.150 \times 10^{-3}\ g^2$ $N_{gyi} = -3.24 + 0.522\ g$	5~50 >50

資料來源：[5]。

13.5.2 無衝突左轉/直行共用禁行機車道

此類型車道之 N_{gyi} 可用下列兩式來估計：

$g \leqq 40$ 秒時，

$$N_{gyi} = 0.24 - 0.2W + (0.116 + 0.093W)g - (0.080 - 0.102W) \times 10^{-2} g^2 \quad (13.8a)$$

$g > 40$ 秒時，

$$N_{gyi} = -6.75 + 1.517W + (0.341 + 0.062W)g \quad (13.8b)$$

上兩式中，

N_{gyi} = 有效時相 g 秒（見式 13.7）內能疏解直行小車數(小車)；

W = 車道寬（公尺），適用範圍 2.8～3.4 公尺。

根據式(13.8a)或式(13.8b)之估計值，此類型車道之容量可從式(13.2)來估計。因目前沒有市區之影響資料，所以式(13.2)之 f_Z 值可訂為 1.0。

表 13.8 機車禁行直行車道所在市區調整因素 f_Z

車道類型	市 區	調整因素
S1	臺北	1.00
	臺中	1.04
	臺南	0.95
	嘉義	0.95
S2	臺北	1.00
S3	臺中	1.00
S4	臺北	1.00
	嘉義	0.90
S5	臺北	1.00
	臺中	
	綠燈時段 < 30 秒	1.10
	綠燈時段 ≧ 30 秒	1.15
	臺南	1.14
	嘉義	0.97
S6	臺北	1.00

資料來源：[4,5]。

13.5.3 無衝突直行/右轉共用禁行機車道

此類型車道之 N_{gyi} 值可估計如下：

$g = 5$～100 秒時，

$$N_{gyi} = -2.09 + 0.525\,g + 0.556\times10^{-3}\,g^2 \quad (13.9a)$$

$g > 100$ 秒時，

$$N_{gyi} = -7.43 + 0.634\,g \quad (13.9b)$$

上兩式中之 g 為式(13.7)之有效時相長度（秒），N_{gyi} 之單位為直行小車。所以右轉車輛及直行大車的影響須用式(13.3)及表 13.1 之當

量來考慮其容量估計值。市區型態對此類型車道容量之影響不詳，所以式(13.2)中之f_Z可設定為 1.0。

13.5.4 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)

由於機車、小車及大車均可行駛於此類車道，因此車道上可能設有機車停等區，停止線下游也可能設有機車二段式左轉之待轉區，如圖 13.10 所示。停等區與待轉區之寬度通常超過一般車道寬。待轉區通常在停止線下方 6～15 公尺，縱深一般在 2 到 4 公尺之範圍內，其車輛來自交岔之街道，而且該區之機車疏解很快，通常不影響停止線上游停等車輛之疏解，所以本章分析車道容量並不考慮待轉區。

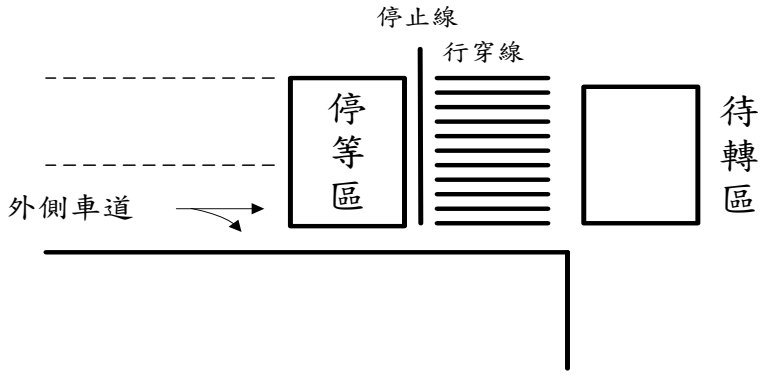


圖 13.10 直行/右轉共用車道設施示意圖

停等區之前端通常緊靠停止線，其縱深多半在 5～10 公尺之間。在紅燈時段中，機車可於車道之間鑽行、超越其他種車輛以進入停等區。在綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數 M 可估計如下：

$$M = 0.62\, f\, L\, W \tag{13.10}$$

此式中，

M = 綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數；
f = 停等區面積被停等機車占用之比例；
L = 停等區之縱深（公尺）；
W = 停等區在分析車道上之寬度（公尺），設定為分析車道之寬度（一般在 2.8 公尺與 3.15 公尺之間）。

理論上式(13.10)中之 f 值可達 1.0，但在臺北市所蒐集的資料顯示 f 值通常在 0.1 及 0.6 之間，很少超過 0.7 之情形。所以估計直行/

右轉共用車道之容量時，不宜將 f 值訂為 1.0。此外，式(13.10)中之停等區寬度須用分析車道之寬度來替代。

綠燈時段開始之後，疏解停等區內 M 輛機車所須之時間可利用下式來估計：

$$T = 2.14 + 1.07 f L \tag{13.11}$$

停等區內最後一部機車疏解完畢之後，上游之車輛隨著疏解。這些上游車輛能用的綠燈及燈號轉換時段長度可估計為：

$$g_u = G - T + \beta \tag{13.12}$$

此式中，

g_u ＝停等區上游停等車能用以疏解之時間(秒)；

G ＝綠燈時段長度(秒)；

T ＝從式(13.11)所估計，停等區內停等機車所用掉之綠燈時間(秒)；

β ＝綠燈結束後，停等車輛繼續疏解之時間(秒)，建議值=3.5 秒。

停等區上游混合車流之疏解受到許多因素之影響，本章考慮列於表 13.9 之 8 個影響因素（$X_1, X_2, ..., X_8$）。

表 13.9 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍

影響因素		觀察值	
代號	定義	範圍	平均值
X_1	停等區內最後一部停等機車疏解完後之剩餘綠燈時間(秒)除以 200	剩餘綠燈：9.9～80.1 X_1 = 0.05~0.40	--
X_2	直行小車之比例	0.016～0.459	0.099
X_3	右轉小車之比例	0.014～0.365	0.112
X_4	與小車或大車無併行之直行機車比例	0.131～0.805	0.571
X_5	與小車或大車無併行之右轉機車比例	0.000～0.204	0.057
X_6	直行大車之比例	0.000～0.076	0.017
X_7	右轉大車之比例	0.000～0.152	0.017
X_8	車道寬(公尺)除以 10	車道寬：3.5～5.2 X_8 = 0.35~0.52	--
X_9	與小車或大車併行之機車比例 =1-X_2-X_3-X_4-X_5-X_6-X_7	0.026～0.229	0.126

因疏解率與影響因素之關係很複雜，所以本章利用下述 3 層(8×3×1)之類神經網路模式，以估計停等區上游在 g_u 秒內能疏解之車數 N_g：

$$N_g = \frac{140}{1+e^{-Y}} \tag{13.13a}$$

$$Y = -\frac{2.4821}{1+e^{-S_1}} - \frac{1.7453}{1+e^{-S_2}} - \frac{8.000}{1+e^{-S_3}} + \frac{10.848}{1+e^{-S_4}} - 8.0618 \tag{13.13b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{8} A_{ij}X_j\right] + A_{i9} \qquad i = 1, 2, 3, 4 \tag{13.13c}$$

上式中，

N_g = 停等區之停等機車疏解完後在剩餘綠燈時間中能疏解之車輛數；

A_{ij} = 列於表 13.10 中之值；

X_j = 表 13.9 所列之影響因素，j=1, 2, …, 8。

表 13.10　式(13.13c)之 A_{ij} 值

i	j								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-10.3662	-7.4780	10.0622	-4.9091	-2.6276	4.0137	16.7725	-2.4488	6.7251
2	-3.9968	11.9171	4.8885	4.2207	3.9261	16.9102	9.8529	0.8874	-3.4774
3	8.1240	9.9444	-12.8915	5.6626	-2.6309	5.8782	-4.4776	-9.9450	-5.4153
4	12.6029	0.1187	-0.8793	0.4917	0.7862	0.5457	-1.2116	0.8437	0.7231

式(13.13a)中 N_g 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 mix.exe 來估計。使用 mix.exe 必須先建立一輸入檔 mix.txt，並將 mix.exe 及 mix.txt 放在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料

g_u　X_2　X_3　X_4　X_5　X_6　X_7 W

此行資料中，第 1 到第 7 資料（$g_u, X_2 \ldots, X_7$）的定義如前所述。最後資料 W 代表車道寬(公尺)。執行 mix.exe 後，則輸出檔 mixout.txt 會出現在同一子目錄。

利用式(13.13a)估計 N_g 之前必須先估計各車種及行進方向之比例

（表 13.9 中 $X_2, X_3, \ldots X_7$）。這些比例隨車道地點之變化可能很大，所以最好能根據現場資料以訂定適用值。在無現場資料之情況下，可參考表 13.9 中之觀察值。此外，與小車或大車併行之機車影響到 X_4 及 X_5 之值，而本身也受到剩餘綠燈時間、機車比例及車道寬之影響，所以除非有現場資料，宜應先估計每週期之併行機車數，然後利用此估計值來估計 X_4 及 X_5。每週期與小車或大車併行疏解之機車數 M_P 可利用下列模式來估計：

$$M_P = \frac{25}{1+e^{-Y}} \tag{13.14a}$$

$$Y = -\frac{2.7083}{1+e^{-S_1}} + \frac{4.2891}{1+e^{-S_2}} - \frac{0.6807}{1+e^{-S_3}} - \frac{6.0287}{1+e^{-S_4}} - 0.5592 \tag{13.14b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{3} A_{ij}X_j\right] + A_{i4} \quad i=1, 2, 3, 4 \tag{13.14c}$$

此式中，

M_P = 每週期與小車或大車併行之機車數（輛）；

A_{ij} = 如表 13.11 所示。

X_1 = g_u / 200，停等區上游停等車能用以疏解之時間(秒)除以 200；

X_2 = 機車占總車數之比例；

X_3 = 車道寬（公尺）除以 10；

表 13.11 式(13.14c)之 A_{ij} 值

I	j			
	1	2	3	4
1	-14.5837	1.7622	-4.9659	2.4420
2	10.2588	20.2087	39.5742	-40.4805
3	22.7326	-43.2438	-19.5331	35.8220
4	-9.5373	-11.8525	-1.4459	5.1304

以下說明利用 M_P 估計 X_4 及 X_5 的步驟：

假設：

- 總流率=40 輛/週期。
- 機車流率=20 輛/週期。

- 直行機車占總機車之百分比=80%。
- 右轉機車占總機車之百分比=20%。
- 從式(13.14a)所估計之 M_P 值為 5 輛/週期。

則與小車、大車無併行之機車數等於 20 – 5 = 15 輛/週期。假設直行及右轉機車之比例不變，則無併行直行機車流率等於 15 × 0.8 = 12 輛/週期，此流率所代表之 X_4 等於 12 / 40 = 0.30；無併行右轉機車流率等於 15 × 0.2 = 3 輛/週期，其所代表之 X_5 等於 3 / 40 = 0.08。

式(13.14a)之 M_P 值可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 side.exe 來估計。使用 side.exe 之前須建立一輸入檔 side.txt 並將該檔與 side.exe 置在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料：

g_u　　X_2　　W

此行資料中 g_u 為停等區上游停等車在一週期內能用以疏解之時間(秒)；X_2 為機車占總車數之比例；W 為車道寬(公尺)，執行 side.exe 後，輸出檔 sideout.txt 會出現在同一子目錄。

根據式(13.10)及式(13.13a)之估計值，直行/右轉共用車道(含機車停等區)之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C}\sum_{i=1}^{n}(M + N_g)_i \, f_g f_b f_S f_P \tag{13.15}$$

此式中，

c = 直行/右轉混合車流車道之容量 (輛/小時)；
C = 號誌週期長度(秒)；
n = 可用之時相數；
M = 從式(13.10)所估計之疏解機車數（輛）；
N_g = 從式(13.13a)所估計之疏解車數（輛）；
f_g = 坡度調整因素（見 13.4.3 節）；
f_b = 公車站調整因素（見 13.4.4 節）；
f_S = 路邊停車調整因素（見 13.4.5 節）；
f_P = 衝突行人調整因素（見 13.4.6 節）。

13.5.5 無衝突左轉車道

無衝突左轉車道之容量根據式(13.2)來估計。本章將無衝突左轉車道劃分為表 13.12 所列之 4 類型，各類型之 N_{gyi} 估計模式列於表

13.13 中。f_V 值見式(13.3)、f_g 值見式(13.4)、路口所在市區調整因素 f_Z 如表 13.14 所示，其他因素 f_b = 1.0、f_S = 1.0、f_P = 1.0。

表 13.12 無衝突左轉車道類型劃分

類型代號	車道之性質
L1a	中央標線分隔，單左轉
L1b	中央實體分隔，單左轉
L2	雙左轉
L3	三左轉

表 13.13 無衝突左轉車道 N_{gyi} (左轉小車)之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
L1a	$N_{gyi} = -1.46 + 0.478\,g + 7.085 \times 10^{-4} g^2$ $N_{gyi} = -2.32 + 0.535\,g$	5~60 >60
L1b	$N_{gyi} = -0.22 + 0.374\,g + 2.394 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -1.41 + 0.492\,g$	5~35 >35
L2	$N_{gyi} = -0.94 + 0.442\,g + 1.122 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -4.61 + 0.571\,g$	5~65 >65
L3	$N_{gyi} = -0.25 + 0.397\,g + 6.219 \times 10^{-4} g^2$ $N_{gyi} = -1.50 + 0.452\,g$	5~40 >40

13.5.6 其他無衝突車流車道

此類型車道包括所有非前述無衝突車流之車道，因為沒有直接觀察之現場資料以建立容量估計模式，本章分析此種類型車道的方法乃根據其他類型車道之疏解特性。此方法利用式(13.2)以估計容量，式中之 N_{gyi} 值假設與表 13.6 所示緊鄰左側快慢分隔島之 S6 類型車道一樣，所以：

g = 5～50 秒時，

$$N_{gyi} = -1.28 + 0.425\,g + 1.150 \times 10^{-3} g^2 \qquad (13.15a)$$

g > 50 秒時，

$$N_{gyi} = -3.24 + 0.522\, g \qquad (13.15b)$$

上兩式 N_{gyi} 之單位為直行小車。

因目前無現場資料作參考，所以本章不建議用路口所在市區調整因素來調整式(13.2)之容量估計值（$f_Z = 1.0$）。其他各調整因素則根據分析狀況來訂定。

表 13.14 無衝突左轉車道路口所在市區調整因素 f_Z

車道類型	市 區	調整因素
L1a	臺北	
	綠燈時段 ≦ 30 秒	1.24
	綠燈時段 ＞30 秒	1.00
	臺中	1.15
L1b	臺北	0.87
	臺中	1.24
	臺南	1.00
	新竹	1.09
	桃園	0.97
	中壢	0.98
L2	臺北	1.00
	桃園	0.89
L3	臺北	1.00

13.5.7 衝突左轉車道

左轉車道之車流如沒有保護時相可用，則其在每時相內能疏解之停等車輛受左轉駕駛員的行為及對向直行車輛到達路口中央衝突點之型態的影響。這些能疏解之車數可估計為：

$$N_{gy} = N_1 + N_2 + N_3 + N_a + N_y \qquad (13.16)$$

此式中，

N_{gy} = 平均在每時相之綠燈時段及燈號轉換時段內能疏解

之停等車數（輛）；

N_1 ＝ 先行左轉之車數（輛）；

N_2 ＝ 強行左轉之車數（輛）；

N_3 ＝ 迴轉之車數（輛）；

N_a ＝ 利用對向車流之間距進行左轉之車數（輛）；

N_y ＝ 在燈號轉換時段內能左轉之車數（輛）。

如果 N_{gy} 能從式(13.16)來估計，則衝突左轉車道之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} N_{gy} f_V f_g \tag{13.17}$$

此式中，

c ＝ 衝突左轉車道容量（輛/小時）；

C ＝ 號誌週期長度（秒）；

f_V ＝ 車種及行進方向調整因素；

f_g ＝ 坡度調整因素。

根據臺北市之調查資料[5]，N_1、N_2、N_3 及 N_y 的範圍及用於容量估計之建議值如表 13.15 所示。

表 13.15 式(13.16)中之 N_1、N_2、N_3 及 N_y 觀察值及建議值

參 數	觀察值(小車)	建議值(小車)
先行左轉 N_1	0.26～1.12	大都市(臺北)：0.26 小都市(桃園)：1.12
強行左轉 N_2	0.00～0.03	0.02
迴轉 N_3	0.00～1.31	視路口性質而定或設定為 0.6
燈號轉換後左轉 N_y 路口寬 20 公尺 路口寬 20～30 公尺	 2.30～2.47 2.62～3.36	隨路口寬度而增加，大約每 7~8 公尺增加 1 輛小車 2.45 3.10

資料來源：[5]。

至於 N_a，其值受許多因素的影響，例如左轉駕駛員之間距接受行為、對向車道數及流率、對向車輛到達路口中央附近衝突點之型態等，對能利用對向間距以左轉的車數皆有影響。對向車輛到達衝突點之型態不僅受到分析路口號誌控制的影響，也受到上游路口號誌控制及交通狀況之影響。所以沒有分析性模式能在廣泛的狀況下，準確的估計 N_a。因此本章建議利用 2021HTSS 模式來分析衝突左轉車道之容量及服務水準。

如果 N_a 之估計值不須相當準確，則可根據下述之手續來估計：

1. 估計對向各車道 i 之流率 Q_i 及相關車種組成。
2. 將對向各車道之流率 Q_i 用下式轉換成對等衝突直行小車流 Q_{ie}：

$$Q_{ie} = Qi\,(P_{sc} + 0.42\,P_{sm} + 1.8\,P_{sb}) \tag{13.18}$$

此式中，

Q_{ie} = 在對向車道 i 上與左轉車有衝突之對等對向直行小車流率（小車/小時）；

Q_i = 對向車道 i (包括左轉、右轉及直行)之流率(輛/小時)；

P_{sc} = Q_i 中直行小車之比例；

P_{sm} = Q_i 中直行機車之比例；

P_{sb} = Q_i 中直行大車之比例。

3. 訂定對向車道之最高對等直行小車流率 Q_{max} = Max(Q_{1e}, Q_{2e}, Q_{3e}, …)。
4. 估計綠燈時段開始之瞬間，Q_{max} 所造成之停等小車車隊長度。

$$L_{max} = \frac{Q_{max}(C - G)}{3600} \tag{13.19}$$

此式中，

L_{max} = 綠燈時段開始瞬間有 Q_{max} 車流之車道上，停等小車之車長度（小車）；

C = 週期長度（秒）；

G = 綠燈時段（秒）。

5. 估計綠燈開始之後疏解 L_{max} 及隨後加入停等車隊之車輛所需之時間 T（秒）。

$$T = 0.093Q_{max} - 140.7 + 333.3\sqrt{(\frac{Q_{max}}{3600} - 0.422)^2 + 6 \times 10^{-3}(0.71 + L_{max})} \quad (13.20)$$

如果從上式所得之 T 值小於 70 秒，須改用下式估計 T：

$$T = \frac{L_{max}+8.68}{0.638-\frac{Q_{max}}{3600}} \quad (13.21)$$

上式中 Q_{max} 不能超過 2,296 小車/小時，若超過就沒有可用之對向間距。換言之，N_a 等於零。

6. 估計對向車隊疏解後所剩餘之綠燈時間$\triangle G$（秒）= $G - T$ 。

7. 估計在剩餘綠燈中能利用對向間距進行疏解之車數。

(1) 如$\triangle G \leqq 0$，則 $N_a = 0$

(2) 如$\triangle G > 0$，則

$$N_a = N_{3.75} - 1.2\,(H - 3.75) + \triangle N \quad (13.22)$$

此式中，

$N_{3.75}$ ＝ 臨界間距為 3.75 秒時從圖 13.11 或圖 13.12 所估計得之疏解小車數（小車）；

H ＝ 左轉駕駛員之臨界間距（秒）；

$\triangle N$ ＝ 0，如對向車道數不超過 2；

$\triangle N$ ＝ 0.2，如對向車道數超過 2。

根據臺北市之調查資料[5]，左轉駕駛員之臨界間距大約在 3.4～4.0 秒之範圍內。目前國內之現場資料有限，未能指出對向車道數是否對臨界間距有影響。如沒有現場資料，本章建議將臨界間距訂為 3.75 秒。一般分析間距接受行為時，假設大於或等於臨界間距之對向車流間距皆會被接受，小於臨界間距之對向車流間距則不能利用。圖 13.11 及圖 13.12 亦根據此假設模擬而得[5]。

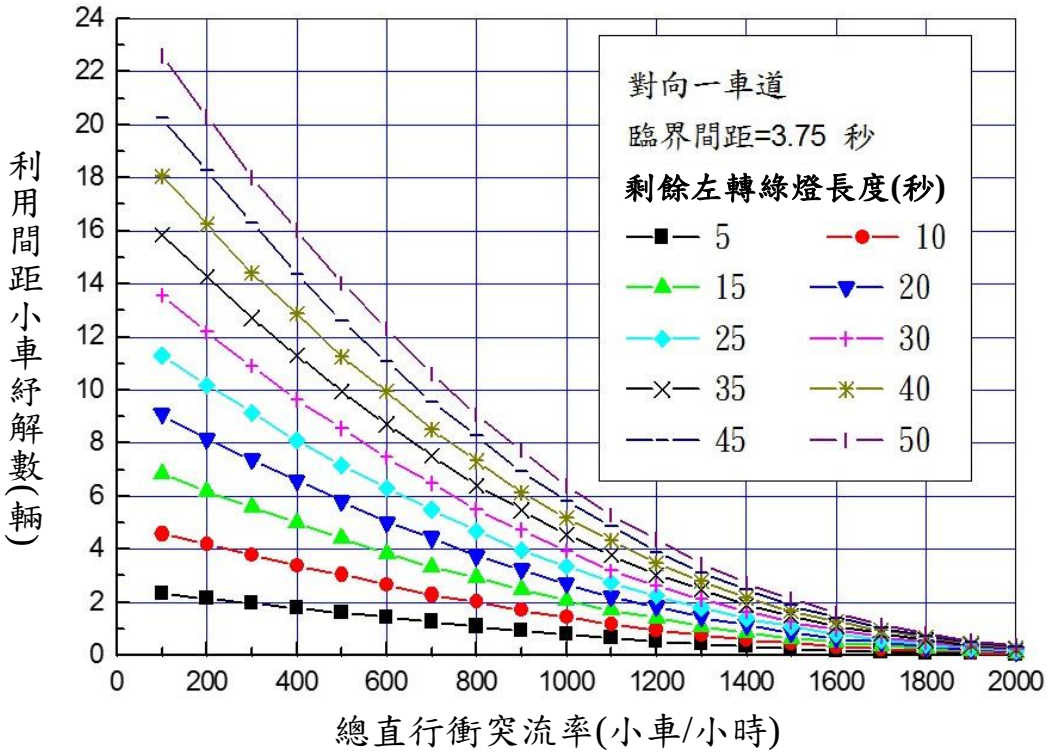


圖 13.11　對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解的左轉小車數

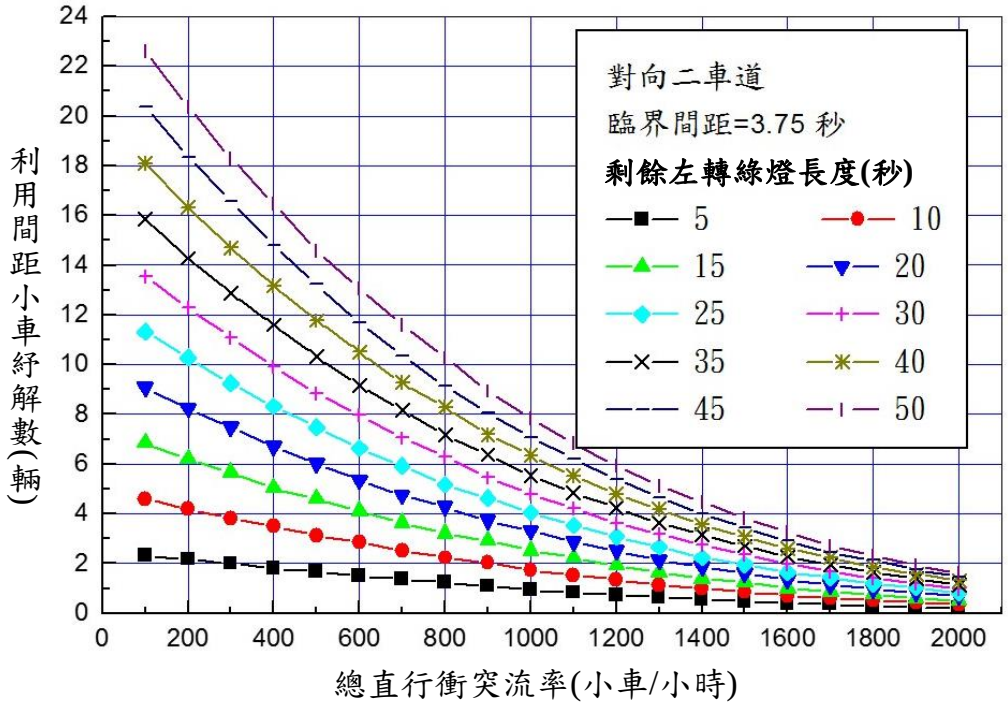


圖 13.12　對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

式(13.22)中能利用間距疏解之小車數 N_a 也可用一類神經網路模式來估計。此模式可用下列之公式來代表：

$$N_a = \frac{30}{1+e^{-Y}} \tag{13.23a}$$

$$Y = \frac{14.8664}{1+e^{-S_1}} - \frac{3.5773}{1+e^{-S_2}} - \frac{13.9041}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.6929}{1+e^{-S_4}} - 1.2494 \tag{13.23b}$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^{4} A_{ij}X_j\right] + A_{i5} \qquad i = 1, 2, 3, 4 \tag{13.23c}$$

此式中，

N_a ＝ 利用對向車流之間距進行左轉之車數（輛）；

A_{ij} ＝ 列於表 11.20 中之值；

X_1 ＝ 對向衝突車道數（車道）除以 3；

X_2 ＝ 臨接間距（秒）除以 5；

X_3 ＝ 剩餘綠燈時間ΔG（秒）除以 80；

X_4 ＝ 對向總直行衝突車流（輛/小時）除以 2,500。

表 13.16 式(13.23c)之 A_{ij} 值

i	j				
	1	2	3	4	5
1	-0.1039	1.0872	5.4374	0.2060	0.8321
2	-6.7763	1.9917	0.2190	5.7082	-4.1069
3	0.0700	-0.2252	-2.9067	4.3944	3.6416
4	-0.0974	2.6252	-0.5687	3.2363	-4.1447

式(13.23a)之 N_a 亦可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 gap.exe 來估計。利用 gap.exe 前須先建立輸入檔 gap.txt，並將此二檔置於同一子目錄。gap.txt 須包括下列一行之資料

a b c d

其中，a 為對向衝突車道數，b 為臨界間距（秒），c 為剩餘綠燈時間△G（秒），d 為對向總直行衝突車流（輛/小時）。執行 gap.exe 之後的輸出檔 gapout.txt 會出現在同一子目錄中。

13.5.8 機車專用道

機車專用道之特性及分析在本手冊第十八章有詳細的說明，本章只簡要的說明容量之估計。根據臺北市區 6 個機車專用道的資料，停等機車疏解率大約在綠燈亮後 10 秒會達到一大致穩定之值[5]，其相關容量可估計如下：

$$c = \left[13.9 + \frac{7.6}{1+e^{-\frac{w_{90}-2.311}{0.265}}}\right]\frac{3{,}600}{C} + \left[6{,}698 + \frac{5{,}385}{1+e^{-\frac{W_{90}-2.522}{0.490}}}\right]\frac{G+\beta-10}{C} \tag{13.24}$$

此式中，

c = 容量（輛/小時）；

W_{90} = 車輪使用率 90%之路面寬（公尺）；

C = 週期長度（秒）；

G = 綠燈時間（≧10 秒）；

β = 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間，建議值：3.5 秒。

式(13.24)有兩部分，第一部分為一小時內能從各綠燈起始 10 秒內疏解之機車數，第二部分為一小時內能以綠燈 10 秒後一穩定疏解率疏解之車數。此式沒有考慮第 25 秒綠燈之後的疏解率可能稍微增高之現象，因此綠燈超過 25 秒時，此式可能低估容量

W_{90} 代表停等機車疏解時，機車行駛範圍左側及右側各 5%被車輪占用之路面寬除外，剩餘被 90%車輪占用之路面寬。其值可根據下式來估計：

$$W_{90} = W + L + R \tag{13.25}$$

此式中，

W = 車道寬（公尺）；

L = 左側車道寬調整因素（公尺）；

R = 右側車道寬調整因素（公尺）。

有標線分隔時，車道寬從機車車道最外面標線之外緣算起；有實體分隔時，車道寬從實體分隔物之內緣算起。

式(13.25)中之調整因素可能是正值，也可能是負值。正值代表機車占用鄰近車道，負值則表示機車有向車道中央集中之傾向。調整因素之建議值如下：

1. 左側為導桿時，L＝-0.32 公尺。右側為導桿時，R＝-0.32 公尺。
2. 左側為非導桿之實體分隔物時，L = -0.55 公尺。右側為非導桿之實體分隔物時，R＝-0.55 公尺。
3. 左側為標線分隔，L＝0.55 公尺；右側為標線分隔，R＝0.00 公尺。

13.6 績效指標及服務水準劃分標準

13.6.1 績效指標(Measures of Effectiveness)

號誌化路口之服務水準(level of service)可用多種績效指標以評估之。本章只討論其中三個可能利用之的績效指標。

13.6.1.1 流量/容量比(V/C Ratio)

流量(volume)指在一時段內欲通過或通過某一點之車數。流量/容量比為同一時段內流量/容量之比值。流量/容量比雖可明顯的指出一車道、車道群或路口之容量是否充分，但在許多情形下此指標並不能反應其他重要績效。例如在現場調查時，如因壅塞而造成流量之降低，則流量/容量比可能很低，對於評估路口之運轉績效會造成很大困擾。除此之外，流量/容量比高時延滯時間可能短，而流量/容量比低時延滯時間可能反而高。例如一高流量之車道如享有長綠燈時段，則雖然流量/容量比很高，平均延滯時間可能不大。在低流量、長週期及短綠燈時段之狀況下，流量/容量比雖低，延滯時間可能相當高。所以通過停止線之流量/容量比不足以做為訂定該鄰近路段服務水準之標準，但如此比值之流量為需求流量，則可用以評估一路口承載車流之能力。如果容量分析的目的在於評估一規劃中的號誌化路口是否有足夠的容量，則 V/C 比值可採用。

13.6.1.2 平均延滯時間(Average Delay)

平均延滯時間指每車因減速、停等及加速而增加的平均旅行時間。用於評估號誌化路口之平均延滯時間又可分為平均停等時間(average stopped delay)、平均臨近路段延滯時間或簡稱平均路段延滯(average approach delay)及平均總延滯時間(average total delay)。此三種延滯的定義可用圖 13.13 說明之。

圖 13.13 假設一輛車在不受其他車輛或行人及號誌的干擾時，其車尾可在時間t_1瞬間通過在路口停止線附近之一參考線。如受紅燈之阻礙，該車須減速、停等，然後在綠燈時通過參考線。如該車因紅燈或其他車輛阻擋而在t_2時加入停等車隊，其後在t_3時因下游車輛之疏解而開始加速，則其停等延滯等於$t_3 - t_2$。假設該車車尾通過參考線之實際瞬間為t_4，則其路段延滯等於$t_4 - t_1$。該車通過參考線之後可繼續加速，直到在t_6時達到穩定的自由旅行速率。假設在t_6時該車在參考線下游 5 公尺之處，而在無干擾的情況下，該車到達同一點之瞬間為t_6，則總延滯為$t_6 - t_5$。

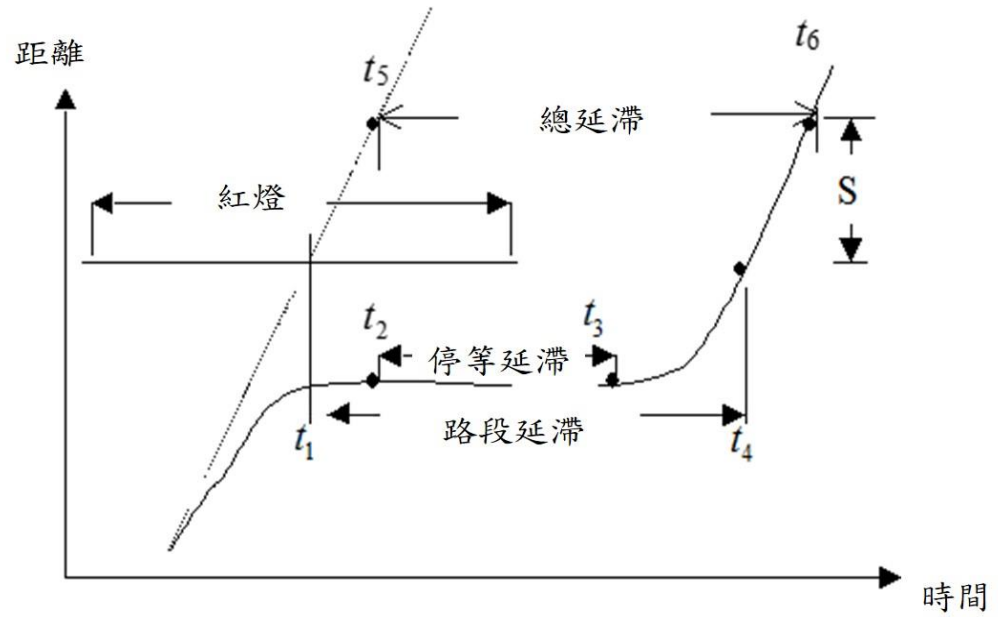


圖 13.13 延滯之定義

上述三種延滯中，以平均停等延滯最容易從現場資料以估計，所以國內、外交通界已有多年利用此種延滯以評估號誌化路口之服務水

準。本手冊之附錄 B 對調查停等延滯之方法有詳細的說明。美國 2000 年之公路容量手冊改用所謂的控制延滯(control delay)評估服務水準。控制延滯指因號誌控制而產生之延滯，理論上，此延滯不應包括因幾何設計及車輛轉彎所造成之延滯，但目前美國公路容量手冊的控制延滯包括所有之延滯，換言之，其控制延滯相當於總延滯。

13.6.1.3 每週期最長等候車隊之平均長度及剩餘路口間距

當等候車隊延伸到接近上游路口或甚至進入上游路口時，上游路口之疏解率會受到不良的影響。延滯時間無法反應此種狀況，所以應考慮用每週期最長等候車隊之平均值及剩餘路口間距，以評估號誌化路口之運轉。

每週期等候車隊之長度等於在該週期內最後一部停等車輛其車尾離下游路口之距離。綠燈剛開始時可能已有部分停等車輛，在這些車輛尚未完全開始持續加速之前，新到達的車輛可能已加入原來的車隊，在此情況下，停等車隊之長度會繼續增加，直到沒有新停等車為止。現場調查時，只須記錄每週期在燈號轉換時段完畢前之最長車隊長度。觀測數週期之最長車隊長度即可估計出每週期最長等候車隊之平均長度。

剩餘路口間距指路口間距與每週期平均最長等候車隊長度之差值。如剩餘路口間距短而且在最後一輛車還未開始加速之前，上游疏解之車輛已加入車隊平均，則可能發生嚴重塞車。

13.6.1.4 服務水準之劃分標準

用多項績效指標判別服務水準會造成運用上困擾，但評估號誌化路口時確有必要考慮多項績效指標。本章建議以平均停等延滯時間劃分服務水準等級。在分析時，最好也以每週期平均最長停等車隊長度評估績效。規劃號誌化路口時，也可用流量/容量比，輔助評估工作。

表 13.17 為沿用民國 79 年公路容量手冊[16]的服務水準等級劃分標準。服務水準劃分之主觀成分很重，若交通界認為表 13.17 之劃分不妥當，在日後達到共識後可再將此表加以調整。

表 13.17 號誌化路口服務水準劃分標準

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

資料來源：[16]。

13.6.2 績效指標評估方法

市區號誌化路口之運轉績效經常會受到上游號誌化路口之運轉及交通狀況所影響，其牽涉到的影響因素及互動關係非常複雜。目前沒有可靠的分析性模式可估計平均停等延滯時間及每週期最長停等車隊長度。本章提供之分析工具為 2021HTSS 模式，其性質及應用於本手冊附錄 A 有詳細之說明。

2021HTSS 模式可用來模擬受定時號誌控制之路口、幹道及路網。此模式用一套節線及節點所構成的路網代表模擬之對象。節點代表路口或車輛進入路網之地點。節線代表兩節點之間的路段。如附錄 A 所述，2021HTSS 模式之輸入檔以許多不同檔型的資料設定節線及節點的屬性。這些屬性包括節線及節點之關係、幾何設計(如路段長度、車道數、坡度、坡長等)、交通狀況(如隨時間變化之需求流率、車種組成，行進方向等)、交通控制(如速限、號誌控制策略、禁行車道、專用車道)及控制模擬作業之指令等。

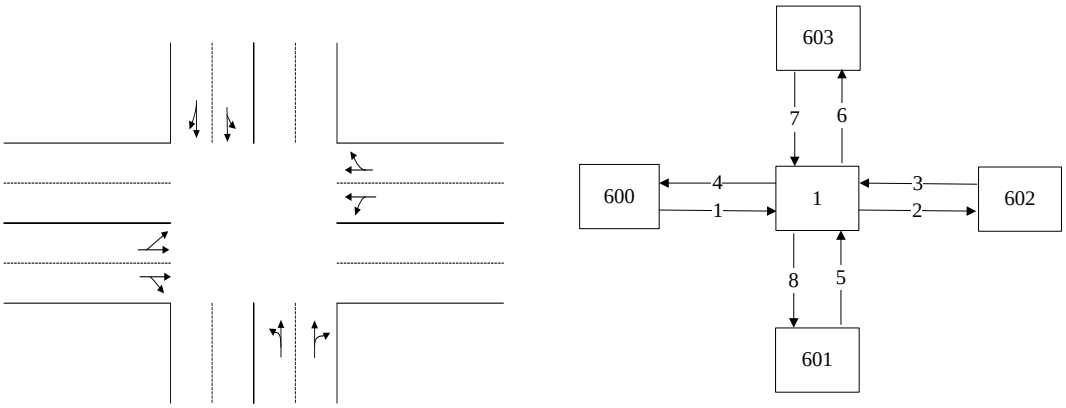
2021HTSS 模式輸出檔的資料可用來分析號誌化路口運轉績效，包括通過各車道之流率及其平均速率、各車道上之平均停等延滯、車流通過一連串節線(路段)之旅行距離、平均旅行時間、平均速率及平均速率與平均速限之比值。這些輸出資料須根據分析對象相關之服務水準等級劃分標準訂定服務水準。

應用 2021HTSS 模式之主要工作在於建立一輸入檔，輸入檔之檔名必須設定為 htss.txt。執行模擬須使用執行檔 2021htss.exe(可從「臺

灣容量分析專區」網站下載)。此執行檔及輸入檔必須放在 Windows 平台電腦之同一子目錄(folder)中。欲執行模擬時，只需在執行檔迅速按滑鼠左鍵兩下(double click)，輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。

建立輸入檔必須根據附錄 A 所述之程序。為了協助模式使用者建立輸入檔，「臺灣公路容量分析專區」網站亦提供輸入檔範例。本章以 Signal1.txt 及 Signal2.txt 兩範例檔於 13.7 節之例題中討論與分析號誌化路口有關的事項。2021HTSS 模式使用者亦可參考使用本手冊第 11 章、第 16 章、第 17 章及第 18 章所描述的範例檔。

Signal1.txt 及 Signal2.txt 所代表的路口及模擬路網各如圖 13.14 及圖 13.15 所示。圖 13.14 之路網適合用來分析節點 1 之路口。到達此路口之車輛隨機從上游節點進入路網。多數市區號誌化路口的運轉受上游路口運轉的影響。例如圖 13.15 節點 1 及節點 2 兩路口就可能互相影響。在此情況下，模擬路網必須包括分析路口之相鄰路口。



(a)路口狀況示意圖　　(b)模擬路網圖

圖 13.14　Signal1.txt 模擬路網示意

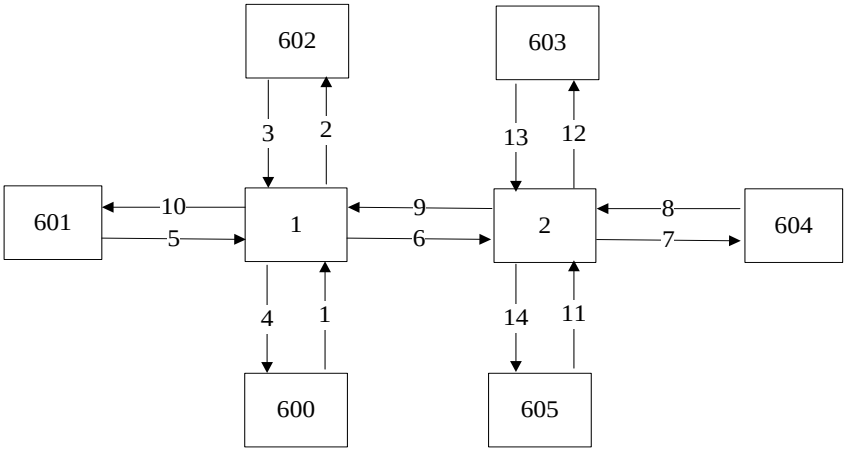


圖 13.15　Signal2.txt 模擬路網示意

13.7 應用例題

13.7.1　例題 1：無衝突直行與直行/右轉共用禁行機車道

如圖 13.16 所示，臺南市區號誌化路口北上路段三車道均禁行機車，此路段有下列交通狀況：

號誌控制

週期長度 ＝120 秒；
綠燈時段 ＝50 秒；
燈號轉換時段 ＝6 秒。

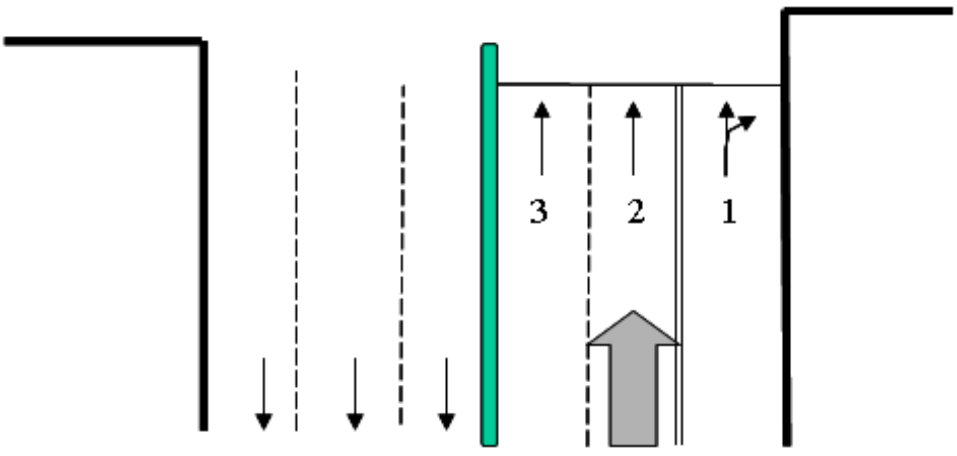


圖 13.16 中央實體分隔路段例題示意圖

幾何設計

三個車道之車道寬均為 =3.2 公尺；
坡度= + 4%；
中央實體分隔；
車道 1 右側有路邊停車位。

尖峰小時車流狀況

右轉無衝突行人；
尖峰小時係數= 0.95。

直行右轉車道 1

流率= 400 輛/小時；
直行小車= 65%；
右轉小車= 30%；
直行大車= 2%；
右轉大車= 3%。

直行車道 2 及 3 總和

流率= 1,000 輛/小時；
直行小車= 96%；
直行大車= 4%；
無公車專用道。

路邊停車

每小時 20 輛在右側路邊有停車操作。

公車站

一公車站在停止線上游 20 公尺，每小時有 20 輛公車靠站占用車道 1。

試估計各車道之容量及尖峰 15 分鐘之流量/容量比。

解：

1. 車道 1

此車道為第 13.5.3 節所述之無衝突車流之直行/右轉共用車道，容量估計如下：

$g = 50 + 3.5 = 53.5$ 秒 (式 13.7)

$N_{gyi} = -2.09 + 0.525 \times 53.5 + 0.556 \times 10^{-3} \times 53.5^2$

$= 27.6$ 直行小車(式 13.9a)

右轉小車(30%)之直行小車當量 $= 1.08$ (表 13.1)

直行大車(2%)之直行小車當量 $= 1.80$ (表 13.1)

右轉大車(3%)之直行小車當量 $= 2.70$ (表 13.1)

$f_V = \frac{1}{1+0.3(1.08-1)+0.02(1.8-1)+0.03(2.7-1)} = 0.92$ (式 13.3)

$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94$ (式 13.4)

$f_b = 0.88 \times 1.02 \times 0.96 = 0.86$ (式 13.5)

$f_S = 0.94$ (表 13.4，3 車道)

$f_Z = 1.0$ (見 13.5.3 節)

$f_P = 1.0$ (無行人衝突)

容量 $c = \frac{3600}{120} \times 27.6 \times 0.92 \times 0.94 \times 0.86 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0$

$= 579$ 輛/小時

尖峰 15 分鐘流率 $= 400/0.95 = 421$ 輛/小時

V/C 比值 $= 421/579 = 0.73$

2. 車道 2 及 3

此兩車道屬於表 13.6 所列類型 S1 之車道。

$g = 50 + 3.5 = 53.5$ 秒 (式 13.7)

$N_{gyi} = -0.77 + 0.475 \times 53.5 + 1.273 \times 10^{-3} \times 53.5^2$

$= 28.3$ 直行小車 (表 13.7)

直行大車(4%)之直行小車當量 $= 1.8$ (表 13.1)

$f_V = \frac{1}{1+0.04(1.8-1)} = 0.97$ (式 13.3)

$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94$ (式 13.4)

$f_b = 1.0$ (車道 2 及 3 不被公車占用)

$f_S = 0.94$ (表 13.4，3 車道)

f_Z = 0.95 (表 13.8，臺南市 S1 車道)

f_P = 1.0 (直行車無行人衝突)

容量 $c = \frac{3600}{120} \times 28.3 \times 0.97 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.95 \times 1.0$

= 691 輛/小時

尖峰 15 分鐘流率 = $\frac{1,000}{2 \times 0.95} = 526$ 輛/小時/車道

V/C 比值 = 526/691 = 0.76

13.7.2 例題 2：無衝突左轉禁行機車道

如 13.7.1 節例題 1 之第 3 車道改成左轉車道，其尖峰小時流率為 400 輛/小時，車種組成包括 97%小車及 3%大車。在例題 1 其他狀況不變之情況下，試估計車道 3 之容量及尖峰 15 分鐘之 V/C 比值。

解：

上述之左轉車道屬於表 13.12 中之 L1b 類型車道（中央實體分隔，單左轉），相關參數條件及計算方式如下所列。

g = 50 + 3.5 = 53.5 秒 (式 13.6)

N_{gyi} = -1.41 + 0.492×53.5 = 24.9 左轉小車 (表 13.13)

左轉大車(3%)之直行小車當量 = 1.9 (表 13.1)

$f_V = \frac{1}{1+0.03(1.9-1)}$ = 0.97 (式 13.3)

f_g = 1 - 0.015×4 = 0.94 (式 13.4)

f_b = 1.0 (車道 3 不被公車占用)

f_S = 0.94 (表 13.4，3 車道)

f_Z = 1.0 (見表 13.14，臺南市)

f_P = 1.0 (無行人衝突)

容量 $c = \frac{3600}{120} \times 24.9 \times 0.97 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 = 640$ 輛/小時

尖峰 15 分鐘流率=400/0.95 = 421 左轉小車/小時

V/C 比值=421/640 = 0.66

13.7.3 例題 3：無衝突左轉/直行共用禁行機車道

如 13.7.1 節例題 1 之第 3 車道改成左轉/直行共用車道，並有以下交通狀況：

綠燈時段= 40 秒；

尖峰小時流率= 500 輛/小時；

直行小車 = 60%；

左轉小車 = 35%；

左轉大車 = 5%；

其他狀況如 13.7.1 節之例題 1。

試估計第 3 車道之容量。

解：

上述第 3 車道屬於本章 13.5.2 節所描述之車道，相關參數條件及計算方式如下所列。

$g = 40 + 3.5 = 43.5$ 秒 (式 13.6)

$N_{gyi} = -6.75 + 1.517 \times 3.2 + (0.341 + 0.062 \times 3.2) \times 43.5$

$= 21.6$ 直行小車 (式 13.8b)

左轉小車(35%)之直行小車當量 = 1.05 (表 13.1)

左轉大車(5%)之直行小車當量 = 2.00 (表 13.1)

$f_V = \frac{1}{1+0.35(1..05-1)+0.05(2.0-1)} = 0.94$ (式 13.3)

$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94$ (式 13.4)

$f_b = 1.0$ (車道 3 不被公車占用)

$f_S = 0.94$ (表 13.4，3 車道)

$f_Z = 1.0$ (見 13.5.2 節)

$f_P = 1.0$ (無行人衝突)

容量 $c = \frac{3600}{120} \times 21.6 \times 0.94 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 = 538$ 輛/小時

13.7.4 例題 4：直行/右轉共用車道(含機車停等區)

若 13.7.1 節例題 1 之第 1 車道開放給機車使用，其尖峰小時流率狀況如下：

流率 ＝600 輛/小時；

直行小車比例 ＝0.20；

右轉小車比例 ＝0.10；

直行機車比例 ＝0.43；

右轉機車比例 ＝0.20；

與小車或大車併行之機車比例 ＝0.02；

直行大車比例 ＝0.02；

右轉大車比例 ＝0.03。

此外，車道 1 之停止線上游設置長 6 公尺之機車停等區。尖峰時，停等區之占用率為 60%。其他狀況如 13.7.1 節之例題 1。試估計第 1 車道之容量。

解：

上述第 1 車道屬於本章第 13.5.4 節所描述之車道，相關參數條件及計算方式如下所列。

M = 0.62 × 0.6 × 6 × 3.2 = 7.14 機車 (式 13.10)

T = 2.14 + 1.07 × 0.6 × 6 = 6 秒 (式 13.11)

g_u = 50 – 6 + 3.5 = 47.5 秒 (式 13.12)

X_1 = g_u / 200 = 0.2375

X_2 = 直行小車比例 ＝0.20

X_3 = 右轉小車比例 ＝0.10

X_4 = 直行機車比例= 0.43

X_5 = 右轉機車比例 ＝0.20

X_6 = 直行大車比例 ＝0.02

X_7 = 右轉大車比例 ＝0.03

X_8 = 車道寬/10 = 3.2/10 = 0.32

N_g = 43.06 輛 (式 13.13a)

f_g = 1 - 0.015×4 = 0.94 (式 13.4)

f_b = 0.88 × 1.02 × 0.96 = 0.86 (式 13.5)

f_S = 0.94 (表 13.4，3 車道)

f_P = 1.0 (無行人衝突)

容量 c = $\frac{3600}{120}$×(7.14+43.06) ×0.94×0.86×0.94×1.0 = 1,144 輛/小時

13.7.5 例題 5：其他無衝突車流車道

圖 13.17 中之一直行車道有混合車流，其車種組成為：機車 40%，小車 55%，及大車 5%。此車道之寬度為 3.2 公尺，其坡度微不足道，路邊不允許停車。如果此車道之號誌週期長度為 120 秒，綠燈時段為 50 秒，燈號轉換時間為 6 秒，試估計其容量。

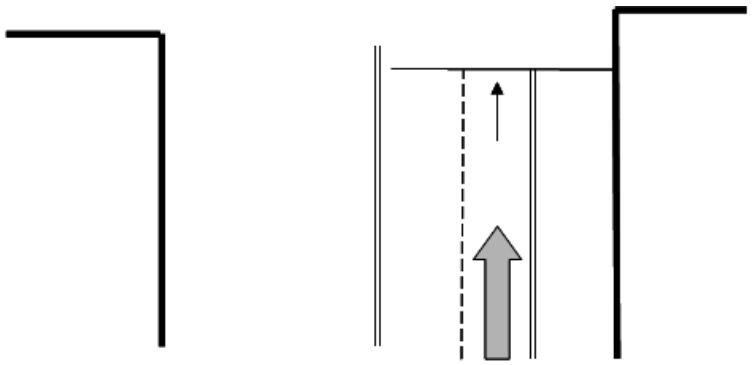


圖 13.17 中央標線分隔直行車道示意圖

解:

此車道屬於第 13.5.6 節所描述之其他無衝突車流之車道。

g = 50 + 3.5 = 53.5 秒 (式 13.6)

N_{gyi} = -3.24 + 0.522 × 53.5 = 24.7 直行小車 (式 13.15b)

直行機車(40%)之直行小車當量 = 0.42+0.05 = 0.47 (表 13.1)

直行大車(5%)之直行小車當量 = 1.80 (表 13.1)

f_V = $\frac{1}{1+0.40(0.47-1)+0.05(1.8-1)}$ =1.2 (式 13.3)

f_g = 1.0 (平坦)

f_b = 1.0 (不被公車占用)

f_S = 1.0 (路邊無停車)

f_Z = 1.0 (見第 13.5.6 節)

f_P = 1.0 (直行無行人衝突)

容量 c = $\frac{3600}{120}$ ×24.7×1.2×1.0×1.0×1.0 ×1.0×1.0

= 889 輛/小時（式 13.2）

13.7.6 例題 6：衝突行人之影響

若 13.7.1 節例題 1 之右轉車與行人有衝突。衝突行人流率為 150 人/小時；2 輛右轉小車可在轉角停車而避免阻擋後方之車輛。試估計因與行人衝突而損失之容量。

解:

根據 13.7.1 節例題 1 之交通狀況，右轉小車及大車比例為 30%+3% = 33%，因週期長度為 120 秒，所以每週期之衝突行人數為 150×120/3,600 = 5 人。從圖 13.8 估計 *Ns* = 2 之衝突行人調整因素大約為 0.97。所以行人衝突造成容量約降低 3%。

13.7.7 例題 7：衝突左轉車道

臺北市一路口有一左轉車道，該車道上只有小車，左轉駕駛員之臨界間距為 4 秒，路段平坦，路口不准迴轉，號誌週期為 110 秒，左轉及對向車流之綠燈時段為 50 秒，綠燈轉換時段為 5 秒。路口寬度為 25 公尺。對向之車況如下：

車道 1：流率 = 300 輛/小時

直行小車 = 70%；

直行機車 = 15%；

直行大車 = 5%。

車道 2：流率 = 400 輛/小時

直行小車 = 55%；

直行機車 = 30%；

直行大車 = 3%。

解：

此問題宜利用模擬來進行分析。如果大約的估計可以接受，則可利用 13.5.7 節所描述之手續進行估算。

式(13.16)中之 N_1、N_2、N_3 及 Ny 採用表 13.15 之建議值如下：

N_1 = 0.26 小車/週期；

N_2 = 0.02 小車/週期；

N_3 = 0 小車/週期；

N_y = 3.1 小車/週期。

Q_{1c} = 300×(0.7+0.42×0.15+1.8×0.05) = 256 小車/小時 (式 13.18)

Q_{2c} = 400×(0.55+0.42×0.30+1.8×0.03) = 292 小車/小時 (式 13.18)

Q_{max} = Max (256, 292) = 292 小車/小時

L_{max} = $\frac{292(110-50)}{3600}$ = 4.9 小車 (式 13.19)

T = 15.5 秒 (式 13.20)

由於從式(13.20)所得之 T 值小於 70 秒，因此改以式(13.21)估算：

$$T = \frac{4.9+8.68}{0.638-\frac{292}{3600}} = 24.39$$

剩餘綠燈△G = 50 – 24.39 = 25.61 秒

對向直行衝突車流 = 256 + 292 = 548 小車/小時

式(13.22)中之 $N_{3.75}$ = 7 小車(圖 13.12)

N_a = 7 + 1.2 (3.75 - 4) + 0 = 6.7 小車

N_{gy} = 0.26 + 0.02 + 0 + 6.7 + 3.1 = 10.08 小車(式 13.16)

容量 $c = \frac{3,600}{110}$×10.08×1.0×1.0 = 330 小車/小時(式 13.17)

13.7.8 例題 8：週期長度之影響

Signal1.txt 檔型 26 資料設定圖 13.14 之節點 1 路口有 2 時相的號誌控制，各時相的黃燈及全紅時段各為 3 秒及 2 秒，時相 1 給東西向車流(節線 1 及節線 2)使用。各時相的綠燈須根據各時間之最高車道流率分配。此外，檔型 1 資料設定各節線有 2 車道，檔型 21 及 30 資料設定車流中只有直行小車。假設進入各節線的需求流率相同，試說明週期長度對所有車輛之平均停等延滯的影響。

解:

因每節線的需求流率相同，因此各時段的綠燈時段也相同。例如

週期長度為 100 秒，則各綠燈時段為(100-10)/2=45 秒。此值需用以更改檔型 26 所設定之綠燈時段。本例用每車道需求流率為 400、650 及 750 小車/小時之 3 種狀況，探討週期長度在 40~200 秒之間對總平均延滯的影響。如每車道之需求流率為 400 小車/小時，則因每節線有 2 車道，檔型 30 之需求流率須設定為 800 小車/小時。此外，輸出資料只顯示每車道之平均停等延滯，所以需另以各車道輸出流率加權計算總平均停等延滯。圖 13.18 呈現這些工作的結果。從該圖可知需求流率固定時，有一最佳(平均延滯最低)的週期長度。週期太短或太長皆會增加延滯，短週期之負面影響比長週期嚴重。此外，需求流率增高時，最佳的週期長度也隨著增加。

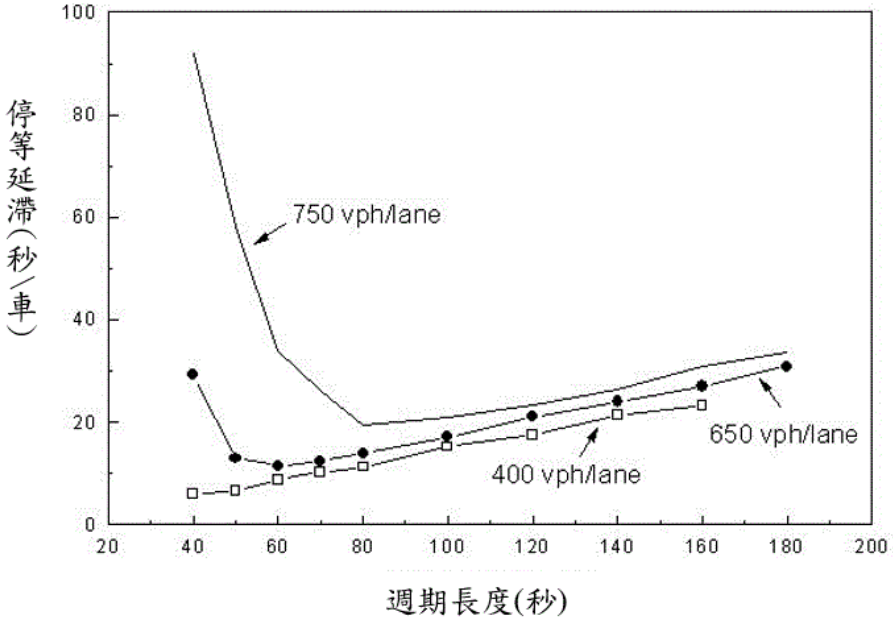


圖 13.18 例題 8 平均停等延滯與週期長度之關係

13.7.9 例題 9：需求流率/容量比與停等延滯

假設圖 13.14 節點 1 之 2 時相號誌週期長度為 100 秒，節線 1 及節線 3 在每週期所得之綠燈、黃燈及全紅時段各為 50、3 及 2 秒，節線 5 及節線 7 之綠燈、黃燈及全紅時段各為 40、3 及 2 秒。試說明如何用 Signal1.txt 分析欲進入節線 1 之需求流率/容量比對該節線車輛平均停等延滯之影響。

解:

首先須將 Singal1.txt 檔型 26 中第 1 時相的綠燈，黃燈及全紅燈時段各設定為 50、3 及 2 秒，第 2 時相之綠燈、黃燈及全紅時段設定

為 40、3 及 2 秒。下一工作是估計節線 1 之容量。此工作只需將檔型 30 中從節點 600 進入節線 1 的需求流率逐漸增加，然後根據輸出檔顯示節線 1 離開之流率估計容量。如果需求流率逐漸增加到某一程度之後，能從節線 1 進入路口之流率呈穩定狀態，則該穩定狀況之輸出流率可視為容量之一估計值。如果欲增加容量之估計值樣本，可更改檔型 0 之隨機亂數並重新模擬。在上述狀況下模擬所得之估計值大約為 930 小車/小時/車道(亦即 1,860 小車/小時/2 車道)。

節線之容量訂定後，檔型 30 從節點 600 進入節線 1 之需求流率可更改以產生不同之需求流率/容量比。模擬之後所得之平均停等延滯可用來分析兩者的關係。

本例在兩種狀況下進行模擬，第一狀況假設需求流率持續 15 分鐘(900 秒)，另一狀況的需求流率持續 30 分鐘(1,800 秒)。需求流率持續 15 分鐘時，檔型 0 在熱機時段之後的模擬時間及資料蒐集時間皆須設定為 900 秒。圖 13.19 顯示上述工作之結果，一般而言，需求流率/容量比在 0.9 以下時，延滯隨比值增高而增長的程度不大，但比值大約超過 0.9~0.95 時，延滯開始大幅增長。此外，通常需求流率/容量比高於 0.9~0.95 時，需求流率持續越久，平均延滯增加的幅度越大。

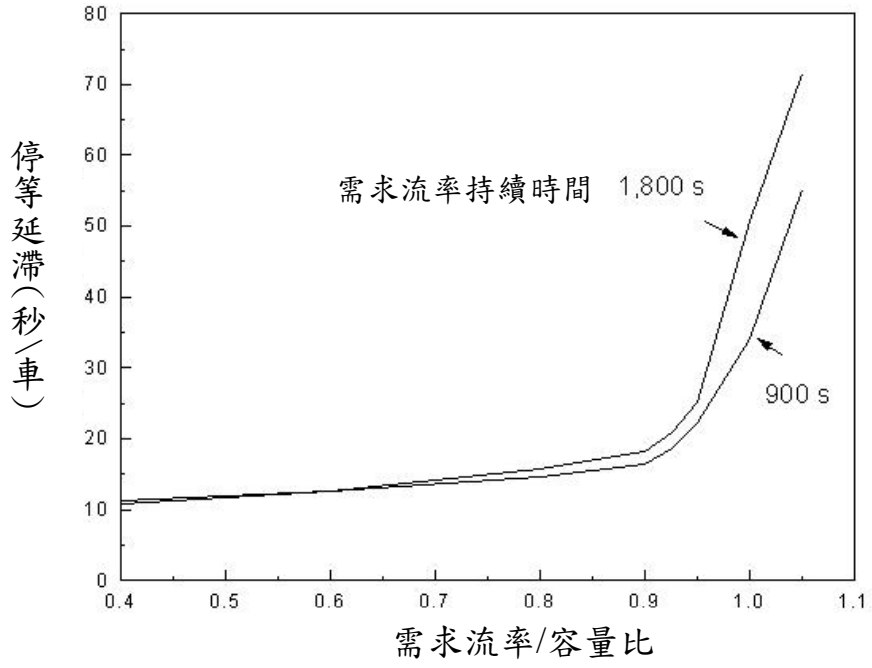


圖 13.19　例題 9 不同需求流率持續時間下之平均停等延滯與需求流率/容量比關係

13.7.10 例題 10：需求流率/容量比之適用性

前例圖 13.19 顯示需求流率/容量比增加時，平均停等延滯也隨著增加，試說明此比值是否適合單獨用來評估號誌化路口之運轉績效。

解:

一般而言，需求流率/容量比(又常稱為流量/容量比)不適合單獨用來評估號誌之運轉。其主要原因是不同車流即使有同樣的需求流率/容量比，其相關的平均延滯可能有很大的差異。例如圖 13.19 顯示此比值為 0.8 時的平均停等延滯大約為 15 秒/車。如果另一車流在長 100 秒之週期內所得之綠燈時段為 30 秒，其所屬車道之容量大約為 550 小車/小時/車道。當此車道上之需求流率/容量比也等於 0.8 時，平均停等延滯高達 25 秒/車，比上述之 15 秒/車高得多。此差異亦比圖 13.19 中，需求流率/容量比從 0.4 到 0.9 之間的延滯變化大得多。此外，用路人對延滯的感受較深。因此不宜單獨用需求流率/容量比評估號誌化路口。

13.7.11 例題 11：號誌時差之影響

圖 13.14 節點 1 之路口為獨立路口，車流隨機抵達。圖 13.15 節點 1 及節點 2 之路口則可能互相影響。試用節線 6 之車流運作及 Singal2.txt 說明這兩節點的號誌時差對節線 6 平均停等延滯的影響。

解:

本例題假設圖 13.15 之路網有下列狀況：

1.每一節線有 2 車道，其長度為 0.25 公里。
2.每一節線上車輛之平均自由速率為 60 公里/小時。
3.從節點 601 進入節線 5 的需求流率為 1,500 小車/小時。這些小車直行經過節線 6 及節線 7。
4.節點 1 及節點 2 之號誌控制各有 2 時相，週期長度為 140 秒。各時相之綠燈、黃燈及全紅時段分別為 65、3 及 2 秒。
5.第 1 時相為同步時相，讓東西向車流利用綠燈進入路口。
6.節點 1 第 1 時相之時差固定為 0 秒。

根據上述狀況將 Signal2.txt 之相關檔型資料更改之後，只需將檔型 25 中，節點 2 同步時相之時差在 0~140 秒之間變化，並執行模擬，

就可從輸出檔取得在不同時差時下，節線 6 之平均停等延滯，其結果如圖 13.20 所示。

此圖顯示兩路口之運轉互相影響時，時差的設定對車輛延滯及平均速率會有很大的影響。本例之最佳時差大約是 40 秒。換言之，在節點 1 東行方向之綠燈開始之後 40 秒，開啟節點 2 東行方向之綠燈，可讓絕大多數的東行車輛不受紅燈阻礙，因此平均延滯最短。

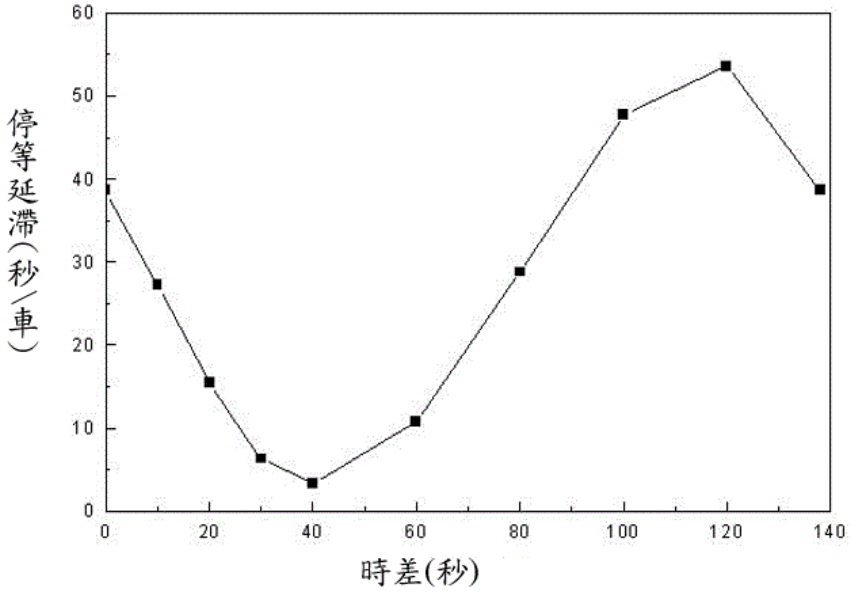


圖 13.20 例題 11 平均停等延滯與時差之關係

參考文獻

1. 「台灣地區城際快速公路容量及特性研究（西部濱海快速公路部分）」，91-54-1192，交通部運輸研究所，民國 91 年 6 月。
2. 「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。
3. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）」，94-78-1221，交通部運輸研究所，民國 94 年 5 月。
4. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準研究(1/2)」，95-113-1235，交通部運輸研究所，民國 95 年 7 月。
5. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
6. 「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。

7. 「2011 年臺灣公路容量手冊」,100-132-1299,交通部運輸研究所,民國 100 年 10 月。
8. 「交通號誌規劃手冊」,75-8-313,交通部運輸研究所,民國 75 年 3 月。
9. 「道路交通標誌標線號誌設置規則」,民國 110 年 1 月 29 日。
10. *Highway Capacity Manual,* Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
11. Li, H. and Prevedouros, P. D., "Detailed Observation of Saturation Headways and Start-up Lost Times," *Transportation Research Record 1802*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., 2002, pp. 44-53.
12. Lin, F. B., Tseng, P. Y. and Su, C. W., "Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1883, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
13. Lin, F. B., and Thomas, D., "Headway Compression during Queue Discharge at Signalized Intersections," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1920, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2005, pp.81-85.
14. 「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告(市區街道部分)」,75-49-117,交通部運輸研究所,民國 75 年 10 月。
15. 「市區街道容量調整因素之研究」,77-21-136,交通部運輸研究所,交通部運輸研究所,民國 77 年 10 月。
16. 「臺灣地區公路容量手冊」,79-27-160,交通部運輸研究所,民國 79 年 10 月。

第十四章 非號誌化路口

目　錄

頁次
14.1 緒論 14-1
14.2 交通特性分析 14-1
14.2.1 非號誌化路口有關法規 14-1
14.2.2 基本特性 14-2
14.2.3 間距接受特性 14-2
14.2.4 違規特性 14-5
14.3 分析方法 14-7
14.3.1 基本假設 14-7
14.3.2 分析架構 14-8
14.3.3 容量之估計 14-8
14.3.4 服務水準之評估 14-18
14.4 應用例題 14-18
14.4.1 例題 1：T 型路口 14-18
14.4.2 例題 2：十字型路口 14-21
參考文獻 14-25

圖 目 錄

頁次

圖 14.1　非號誌化路口車流行進圖 14-2
圖 14.2　不同運行下之間距接受圖 14-3
圖 14.3　強行占道停等圖 14-6
圖 14.4　各次流動接受間距交織圖 14-6
圖 14.5　違規運行圖 14-7
圖 14.6　非號誌化路口容量分析架構 14-8
圖 14.7　衝突交通量、臨界間距與潛在容量關係圖 14-15
圖 14.8　擁擠程度與阻礙因素關係圖 14-16
圖 14.9　阻礙因素及潛在容量之調整 14-17

表 目 錄

頁次

表 14.1　非號誌化路口幾何概況記錄表 14-9
表 14.2　非號誌化路口小車當量表 14-10
表 14.3　非號誌化路口容量分析工作表 14-11
表 14.4　次流動之衝突交通量確認表 14-13
表 14.5　非號誌化路口各車種轉向流動臨界間距代表值 14-14
表 14.6　非號誌化路口服務水準評估表 14-18
表 14.7　非號誌化路口基本資料表(T 型路口範例) 14-19
表 14.8　非號誌化路口容量求算表(T 型路口範例) 14-20
表 14.9　非號誌化路口服務水準分析表(T 型路口範例) 14-21
表 14.10 非號誌化路口容量求算表(十字型路口範例) 14-21
表 14.11 非號誌化路口實際容量求算表(十字型路口範例) 14-23
表 14.12 非號誌化路口服務水準分析表(十字型路口範例) 14-24

14.1 緒論

非號誌化路口係指無號誌管制之路口，就定義而言包括：(1)屬次要道路相交而以「停」或「讓」標誌管制次要道路者，(2)相交道路皆以「停」標誌管制者(four-way stop controlled)，以及(3)無號誌管制的路口三類。民國 79 年的「臺灣地區公路容量手冊」[1]對此類路口沿用美國 1985 年公路容量手冊[2]所描述的分析方法，其分析重點在於估計交岔路口各車流尚未用掉之容量以訂定服務水準。所以其觀念相當於利用流量/容量比以訂定服務水準。流量/容量比不一定適合做非號誌化路口之績效指標，車輛延滯可能比較能反應出實際的服務品質。國內在車輛延滯的研究已有初步成果[3]，將來可在這方面繼續研究以修訂現有的分析方法。

本所尚未蒐集現場資料以更新非號誌化路口之分析方法，本章的內容採用民國 79 年「臺灣地區公路容量手冊」第 IV 篇第二章。

14.2 交通特性分析

14.2.1 非號誌化路口有關法規

依據「道路交通標誌標線號誌設置規則」[4]第 226 條，對於交岔路口裝設行車管制號誌，有其設置之標準。若未達其標準，得於幹道設置閃光黃燈，於支道設置閃光紅燈(該規則第 229 條)。或於安全停車視距不足之支道路口設置「停」標誌(該規則第 59 條)，或在視線良好之支道路口設置「讓」標誌(該規則第 59 條)。

非號誌化路口，一般多為主要道路(幹道)與次要道路(支道)的交點。本節針對此型路口的基本特性、車輛間距接受特性及駕駛者違規特性進行分析。

14.2.2 基本特性

1. 車流特性

在非號誌化路口，車流依其行進方向，主要可分為下列三類：

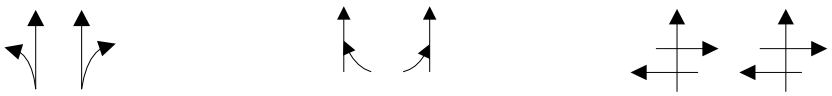
(1) 分出(diverging)：

自車流中分出，往左、右或其他方向行駛。如圖 14.1(a)。

(2) 併入(merging)：

由左、右或其他方向之來車、併入另車流。如圖 14.1(b)。

(3) 穿越(crossing)：車流與另一車流相交岔。如圖 14.1(c)。



(a) 分出　(b) 併入　(c) 穿越

圖 14.1　非號誌化路口車流行進圖

2. 路口特性

(1) 幹道路口，其變化之型式主要有：中央分隔、單向車道分隔、車道數及車道寬等四個變數。

(2) 支道路口，大都沒有中央分隔島與單向車道分隔島的存在，其車道數與車道寬也都比幹道路口小。

14.2.3 間距接受特性

在通過非號誌化路口時，幹道上的主流動(major movement)有先行通過路口之優先權。而相對於主流動的次流動(minor movement)，只有利用主流動上所產生的間距(gap)或餘間距(lag)，以行使其通過路口的權利。各次流動包括：1.支道右轉、2.幹道左轉、3.支道直行以及4.支道左轉，如圖 14.2 所示。

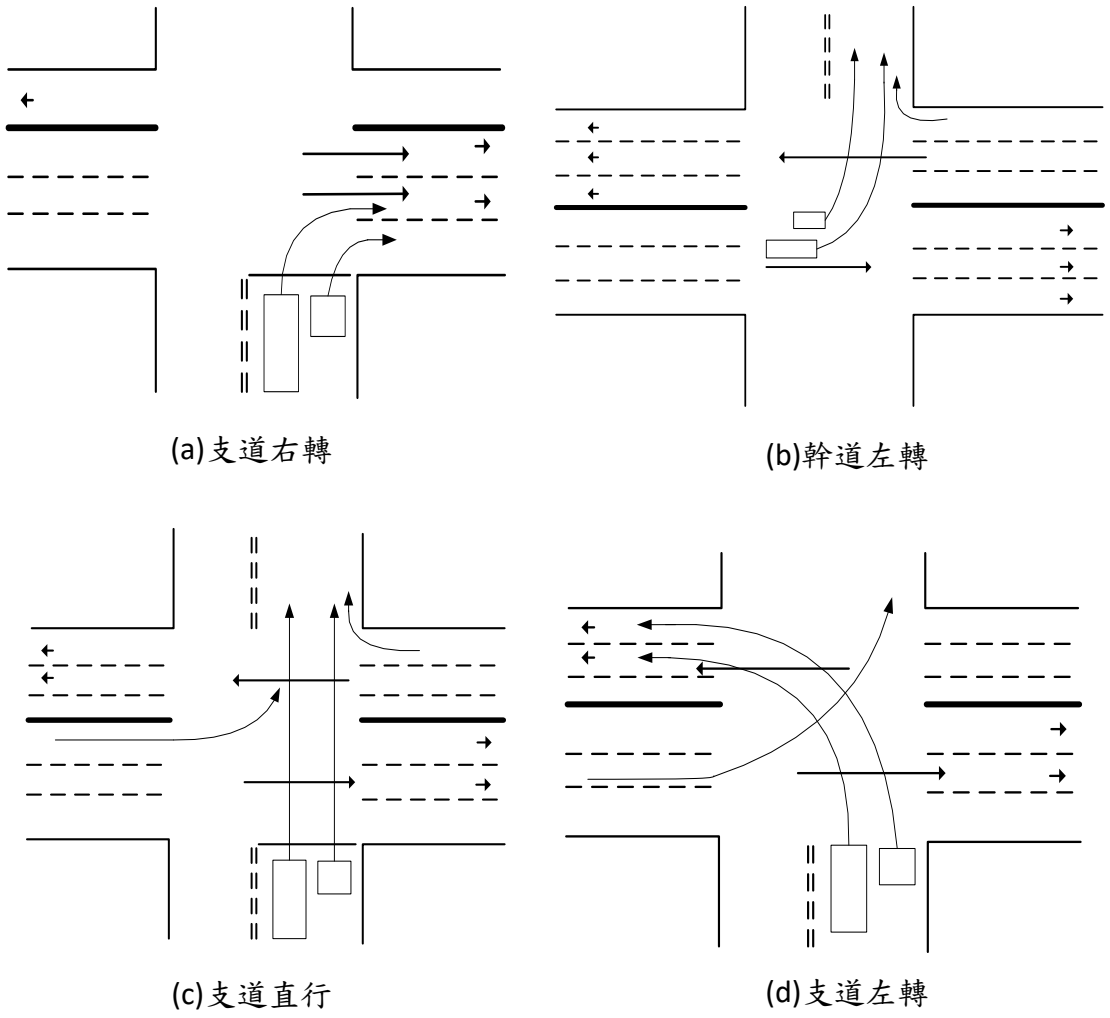
1. 幹道間距特性

幹道上車流，可能受上游號誌化路口影響，而有成群車隊

之現象，抑或不受任何因素影響，而以隨機到達形式通過路口。此外，臺灣地區機車夾行於幹道車流中，使得幹道之間距特性更加複雜，且可利用之間距減少。

2. 支道右轉間距接受特性

支道右轉屬於先分出再行併入之流動，其併入幹道間距接受之行為，受幹道的車流量及車道數影響。一般而言，臺灣之幹道，其外側皆有一混合車道，供 4 輪以上汽車及機車行駛，且通常非號誌化路口之幹道車流量並不大，所以，支道右轉較少產生間距接受之行為，而機車在支道右轉時更無併入之困難，如圖 14.2(a)。



(a)支道右轉　(b)幹道左轉

(c)支道直行　(d)支道左轉

圖 14.2　不同運行下之間距接受圖

3. 幹道左轉間距接受特性

幹道左轉乃由內側快車道分出車流，經路口穿越對向幹線車流，左轉併入支道車流。此一流動之完成必須經過二次接受間距之行為，即穿越對向幹線直進車流，及併入對向幹線右轉車流。一般而言，幹道之右轉交通量並不多，因此，汽車若能接受對向幹道直進之間距，即可完成幹線左轉之流動。

幹道左轉流動常以車隊接受某一較大之間距。機車，由於機動性大，則併隨在汽車之兩側一同通過，或先行起動，領先通過路口，如圖 14.2(b)。

4. 支道直行間距接受特性

支道直行必須穿越近側幹道直行車流及遠側幹道直行車流後，再併入近側幹道左轉及遠側幹道右轉車流，所以此一流動之完成，須經過四次接受間距之行為。

所謂「近側」(near-side)車道乃指支道之汽車，當其通過路口所須先通過之車道；反之，在中央分隔島另一側之車道即稱為遠側(far-side)車道。支道直行主要以接受此二間距為對象，如圖 14.2(c)所示。

一般而言，此流動有二種運行(maneuver)方式：為一段式直進穿越幹線，與二段式直進穿越幹線。

(1) 一段式直進穿越幹線，在近遠側之間距都足夠大時，汽車、機車可以一次直接完成穿越行動。

(2) 二段式直進穿越幹線，在完成穿越過程中，須在中央分隔島處停留或明顯減速，以等待適當間距再行穿越遠側幹線。

此一流動中的機車，常伴隨在汽車右側，隨汽車隊行進而通過路口。但機車的接受間距往往小於汽車之接受間距，故有不少機車可能先行通過路口而汽車仍停等於中央分隔島處。

5. 支道左轉間距接受特性

支道左轉先由支道車流中分出，穿越近側幹道直行車流，近側幹道左轉車流及遠側幹道直行車流，再併入遠側幹道。所以此一流動之完成，須經過三次接受間距的行為，如圖 14.2(d)

所示。

完成此一流動，亦可分為兩種運行方式：一段式左轉併入幹道與二段式左轉併入幹道。

(1) 一段式左轉併入幹道，為近側與遠側的間距均足夠大時，汽機車可以一次完成穿越近側車道和併入遠側車道之行動。

(2) 二段式左轉併入幹道，乃在完成穿越過程中，須在中央分隔島處停留或明顯減速，以等待適當間距再行併入遠側幹道。此一流動中的機車，常併隨在汽車的兩側，隨著汽車車隊行進通過路口，但機車也會接受較小間距先行通過路口。

14.2.4 違規特性

在非號誌化路口，幹道通常賦予優先通行權，支道則只有等待幹道上產生合適之間距，再行駛通過路口。然而，在國內，幹道之優先權並未受到重視，支道車流常爭先搶道，穿越幹道。因此，非號誌化路口常形成了幹道延滯及肇事之主要地點。

由觀察分析，在非號誌化路口的車流的違規特性，可概分為三類：1.強行占道停等；2.強行接受間距；及 3.非法運行。

1. 強行占道停等

由於主流動上之車流量不大，再加上幹道上的道路夠寬，常會“誘使”次流動上之車輛在等待接受合適之間距時，超越停等線等待。(如圖 14.3(a)所示)。此一行為，常會影響幹道 A、B 車流正常之運行。

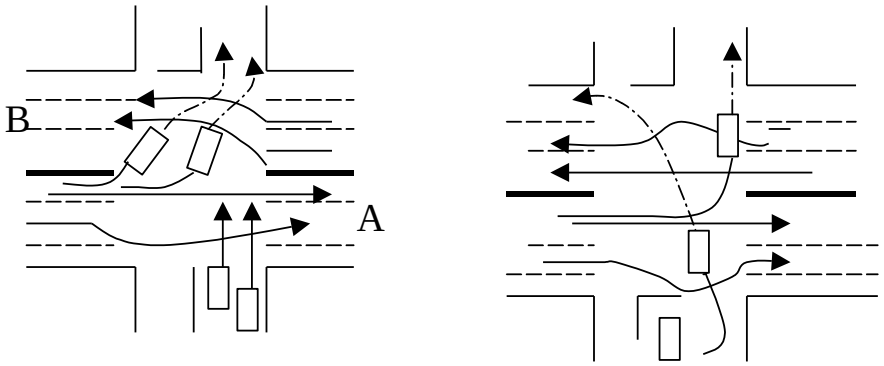
此外，在次流動上之車輛(尤以機車為甚)，亦有行駛到路口中央時，再行停車或明顯減速，以等待主流動之車流通過，如圖 14.3(b)所示。由於次流動上之車輛有上述強行占道停等的違規特性，因此，常使得幹道車輛不得不減速變換車道，以避開正在停等之車輛。

2. 強行接受間距

當幹道上車流量較大時，而在次流動上之延滯漸增時，次流動上車輛有強行接受不合適間距之傾向。此外，在接受間距時，

有成群接受某一間距之行為。上述強行接受間距之違規特性，導致幹道來車，不得不緊急停止；讓其穿越或併入，因而影響到幹道車流行車之順暢。

由於有強行接受間距的違規行為，所以各次流動在對於接受同一間距時，有明顯的車流互相干擾進而產生路權爭奪情況，其產生的交織情形，如圖 14.4 所示。由圖中可知，在路口正中央附近交織最密。接受間距，毫無優先順序，導致延滯增加，機車則在此情況中穿流迂迴前進。



(a)　　(b)

圖 14.3　強行占道停等圖

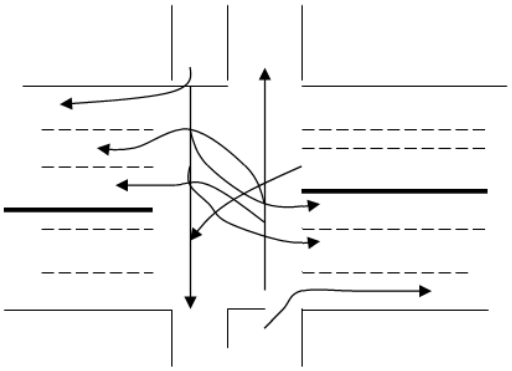


圖 14.4　各次流動接受間距交織圖

3. 非法運行

支道機車左轉併入幹道，應併入幹道之外側車道，但機車迂迴併入外側車道之軌跡，則經常如圖 14.5 之 A 車。此外，在設有禁止迴轉標誌之幹道上，利用中央分隔島缺口處迴轉之行車，亦屬違規行為，如該圖 B 車。

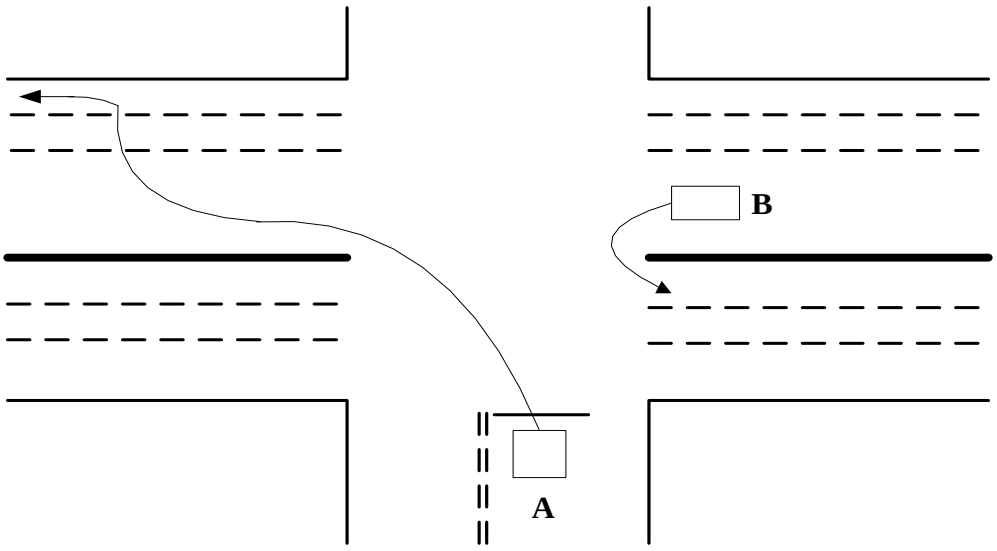


圖 14.5　違規運行圖

14.3 分析方法

本章是以間距接受(gap-acceptance)的理論為基礎，設定以流動間使用間距的優先順序，以求得次流動上各車道的容量值，並進而評估車道的服務水準。

14.3.1 基本假設

本章之分析方法有以下數點重要假設：

1. 主幹道流量不受支道流量影響。
2. 一個間距一次只允許一輛車有效使用。

由以上二假設，可知在路口衝突時，各向車流之間有相互影響之情況，故對於間距之使用有其優先順序，依據美國 1985 年公路容量手冊界定之順序如下：

1. 支道右轉。
2. 主幹線左轉。
3. 支道直行。
4. 支道左轉。

14.3.2 分析架構

分析架構如圖 14.6 所示，在分析之過程中，首先必須估計各次流動的衝突流率及臨界間距，然後估計各車道之潛在容量。潛在容量為在理想狀況下之容量，此容量必須依照實際狀況加以調整以估計實際容量。實際容量及需求流率之差值為評估服務水準之指標。

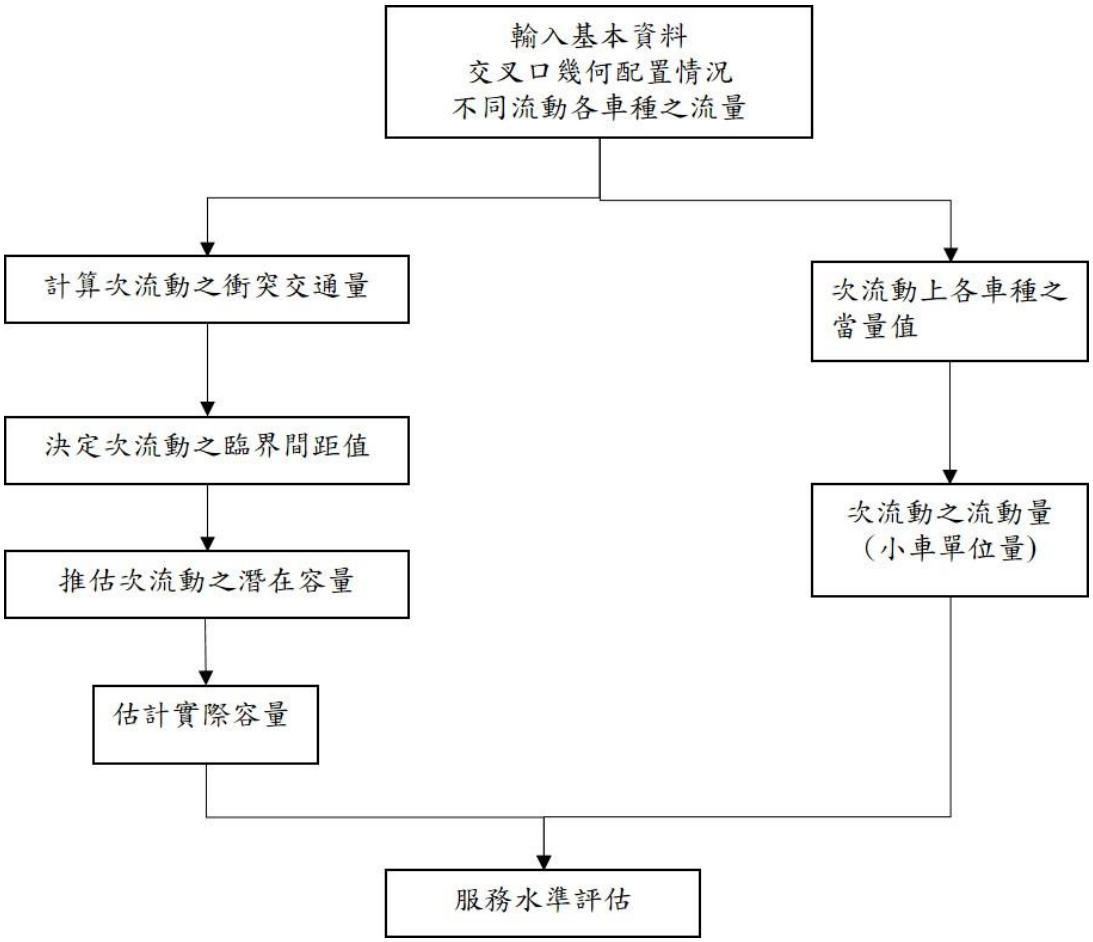


圖 14.6　非號誌化路口容量分析架構

14.3.3 容量之估計

容量估計之步驟涵蓋了下列五個步驟：

1. 確認路口幾何型態與流量狀況。
2. 決定幹道左轉流動與支道各流動的衝突交通量。
3. 決定臨界間距大小。
4. 決定各流動的潛在容量。
5. 實際容量之估計。

步驟一：確認路口幾何型態與流量狀況

1.路口幾何型態之調查

路口幾何型態與相關的管制措施，對於路口臨界間距的大小有深遠的影響，因此各該調查結果，可供各種在路口所接受臨界間距的調整界定之用，表 14.1 為非號誌化路口幾何型態與有關管制措施概況調查表，所含項目包括：

表 14.1　非號誌化路口幾何概況記錄表

路口名稱：　-　路口　路型：　字型　民國　年　月　日 星期　天氣

<table>
<tr><td rowspan="11">幹道部份</td><td rowspan="5">分隔設施</td><td colspan="2">中央分隔</td><td>( )有</td><td>槽化寬　公尺</td><td rowspan="3">( )( )
單向 雙向
總寬 總寬
公尺 公尺</td><td rowspan="11">支道部份</td><td rowspan="5">分隔設施</td><td colspan="2">中央分隔</td><td>( )有</td><td>槽化寬　公尺</td><td rowspan="3">( )( )
單向 雙向
總寬 總寬
公尺 公尺</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td></td><td>柵欄寬　公尺</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>柵欄寬　公尺</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2">( )無</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td colspan="2">( )無</td></tr>
<tr><td colspan="2">快慢分隔</td><td>( )有</td><td>槽化寬　公尺</td><td colspan="2"></td><td colspan="2">快慢分隔</td><td>( )有</td><td>槽化寬　公尺</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td></td><td>柵欄寬　公尺</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td></td><td>柵欄寬　公尺</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2">( )無</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td colspan="2">( )無</td></tr>
<tr><td colspan="2">分隔標線</td><td colspan="2">( )有　( )無</td><td colspan="2"></td><td colspan="2">分隔標線</td><td colspan="2">( )有　( )無</td></tr>
<tr><td colspan="2">其他</td><td colspan="2">( )有　( )無</td><td colspan="2"></td><td colspan="2">其他</td><td colspan="2">( )有　( )無</td></tr>
<tr><td rowspan="3">單向路段</td><td rowspan="2">快車道</td><td>車道數</td><td>車道</td><td>寬
公尺</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3">單向路段</td><td rowspan="2">快車道</td><td>車道數</td><td>車道</td><td>寬
公尺</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>車道寬</td><td>公尺</td><td></td><td>車道寬</td><td>公尺</td></tr>
<tr><td rowspan="2">配合車道</td><td>機車道寬</td><td>公尺</td><td rowspan="2">寬
公尺</td><td rowspan="2">配合車道</td><td>機車道寬</td><td>公尺</td><td rowspan="2">寬
公尺</td></tr>
<tr><td>慢車道寬</td><td>公尺</td><td></td><td>慢車道寬</td><td>公尺</td></tr>
<tr><td rowspan="3">駐車</td><td colspan="2" rowspan="3">管制
狀況</td><td>( )
允許</td><td>( )單向( )雙向
單向寬　公尺</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3">駐車</td><td colspan="2" rowspan="3">管制
狀況</td><td>( )
允許</td><td>( )單向( )雙向
單向寬　公尺</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">( )禁止</td><td colspan="2">( )禁止</td></tr>
<tr><td colspan="3">速率限制</td><td colspan="3">公里/時</td><td colspan="3">速率限制</td><td colspan="3">公里/時</td></tr>
<tr><td colspan="3">坡　度</td><td>%</td><td>方向：往</td><td colspan="3">坡　度</td><td>%</td><td>方向：往</td></tr>
<tr><td rowspan="2">轉彎半徑</td><td>右轉</td><td colspan="3">公尺</td><td rowspan="2">轉彎半徑</td><td>右轉</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td>左轉</td><td colspan="3">公尺</td><td>左轉</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td colspan="3">交通管制設施</td><td colspan="6">幹道閃黃　( )支道"讓"　( )無
( )全閃紅　( )支道閃紅　( )四向"停"　( )支道"停"</td></tr>
<tr><td colspan="9">行人設施：
( )幹道；( )陸橋；( )斑馬線；
( )支道；( )地下道；</td></tr>
</table>

註：此表須附加路口幾何配置圖

(1) 分隔設施(中央分隔、快慢車分隔、標線分隔等) 。

(2) 車道分布狀況(單向車道數、車道寬、車道類型、路段單雙向寬度等) 。

(3) 停車管制狀況(停車占用寬度或禁止停車等) 。

(4) 速限。

(5) 坡度。

(6) 轉彎半徑(左轉、右轉) 。

(7) 行人設施。

(8) 交通管制設施(閃光燈號，“讓”管制，“停”管制等)。

2. 流量狀況

由路口各轉向交通量調查，可供決定各流動的容量使用率，與衝突交通量之用。由表 14.1 之路口幾何概況與表 14.2 之小型車當量值，可據以彙整非號誌路口的基本資料(如表 14.3)。

表 14.2　非號誌化路口小車當量表

車　種	衝　突　流　率　(車輛數/小時)				平　均
	＜500	500-1,000	1,000-1,500	1,500-2,000	
機踏車	0.26	0.25	0.24	0.23	0.24
小型車	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
大型車	1.22	1.27	1.33	1.40	1.30
車 種 平 均				0.75	

註：1. 本表係為水平坡度。若為下坡時，每降 2%，小型車減 10%，大型車減 15%，機車減 5%。若為上坡時，每升 2%，小型車加 20%，大型車加 50%，機車加 10%。

2. 車種平均當量係以根據下列之車種組成：機踏車占 57%，小型車占 36%，大型車占 7%。

資料來源：[1]。

步驟二：決定每一次流動衝突流率(conflicting flow)

本研究確認路口次流動之運行，依其先後順序為：

1. 支道右轉流動。
2. 幹道左轉流動。
3. 支道直進流動。
4. 支道左轉流動。

衝突流率 V_{ci} 定義如下：「與 i 流動相衝突的流率總合，以(輛/小時)為單位」，其值的大小，代表使用間距的難易狀況。

表 14.4 為各次流動衝突交通量的大小，其中 R、L、T，分別代表右轉、左轉及直進車流，n 是所進入路口的車道數，V_o 代表對向車流。衝突流率的界定觀點如下：

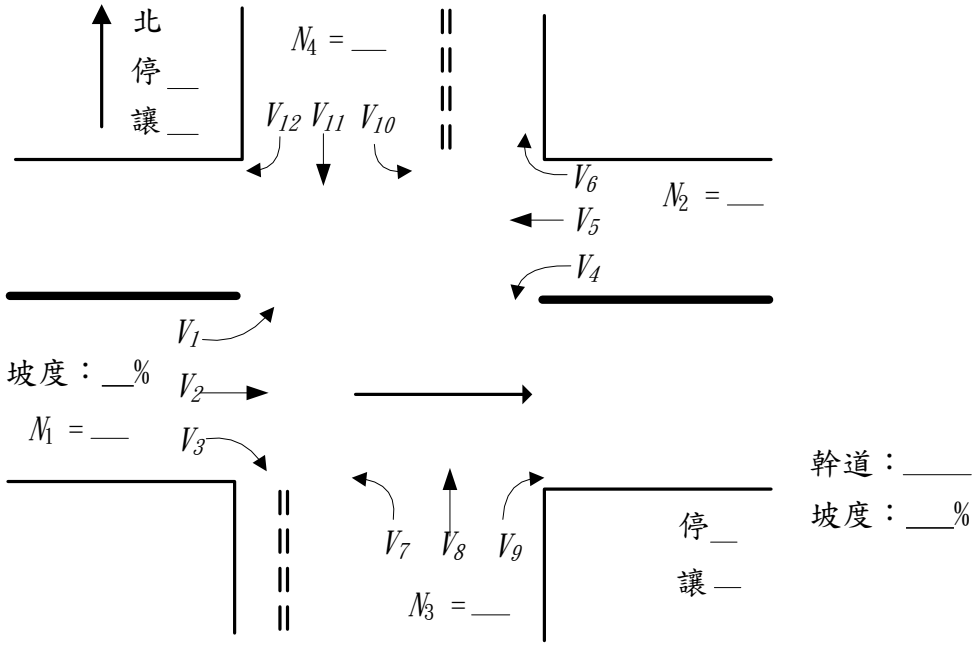
表 14.3　非號誌化路口容量分析工作表

位置：＿＿＿＿＿＿＿＿　時間：＿＿＿＿＿＿＿＿　調查員：＿＿＿＿＿＿＿＿

設置條件　　支道：＿＿＿＿＿＿

坡度：＿＿＿%　　支道路口寬：＿＿＿公尺

幹道內車道：＿＿＿公尺



路口劃有行人穿越道？：＿＿＿

中央分隔島寬小於 1 公尺？：＿＿＿　　幹道速限(kph)：＿＿＿

幹道車道數：＿＿＿

坡度：＿＿＿%

流動方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
每小時車數	小 汽 車(1)												
	大型汽車(2)												
	聯結拖車(3)												
	機　車　(4)												
流量(輛/小時)													
流量(小車當量/小時)													

1. 對於支道各次流動而言，幹道右轉車會因是否打右轉燈號而影響支道車道的行動，因此幹道右轉交通量(V_R 或V_{Ra})的影響為 1/2；當幹道設有右轉專用道時，該右轉流動量對支道車流之轉

向行為無影響，故必須將 1/2V_R與 1/2V_{Ra}刪除。

2. 對於穿越車流而言，其衝突流率即為與該流動衝突的總流率；對於併入車流而言，由於車流可能併入到任一最方便併入的車道，因此，併入車流的衝突交通量，應將其衝突交通量除以併入路口的車道數。
3. 車輛在支道左轉或支道右轉併入幹道時，幹道車流常有避讓的行，故其折減值設定為 1/2，支道右轉時，V_T/n必須再乘 1/2，而在支道左轉時V_{Tb}/n與V_{OR}/n也必須再乘以 1/2，在幹道左轉與支道直進時，亦有此一行為，故將V_R/n，V_{La}/n，V_{Rb}/n均乘以 1/2。此外，若是路口僅有一個車道(即 n=1)，則此避讓行為不發生，故以上各值不必再乘以 1/2。
4. 在含有機車的混合車流中，間距接受之行為主要受大車或小車之影響，故本章之衝突車流包括大小車及 1/3 之機車。

步驟三：臨界間距值之決定

臨界間距取決於若干因素：

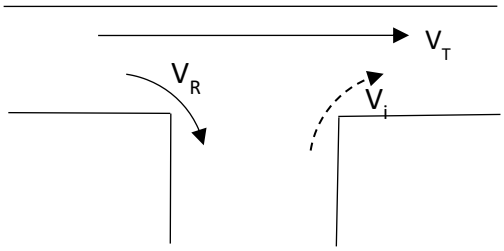
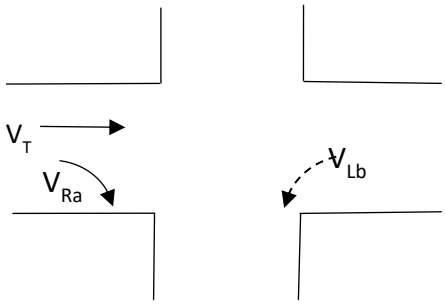
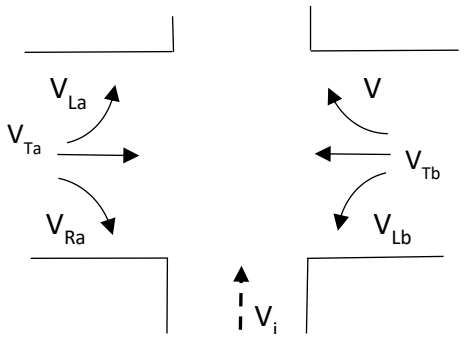
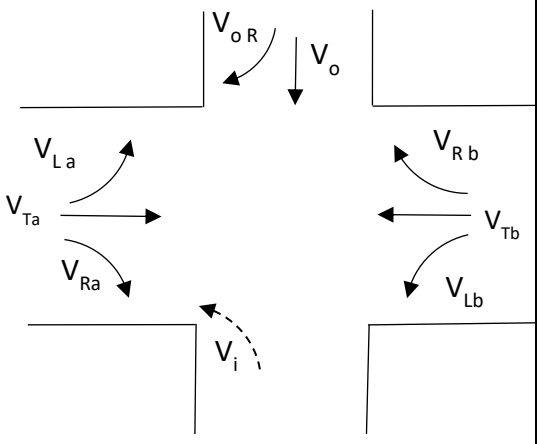
1. 駕駛操作方式。
2. 支道管制方式(停或讓)。
3. 幹道平均行駛速率。
4. 幹道車道數。
5. 路口之幾何與環境狀況。

各車種臨界間距值之決定，可由表 14.5 獲得，表中包括了三部份，第一部份為各車種在各次流動之下的基本臨界間距值，第二、三部份則為基本值的調整比例與修正值，各間距值均為臺灣地區路口調查的實證值。其中由分析得知接受間距與幹道來車速率無確定關係之外，各調查樣點所屬之路型並無特殊轉角與視距嚴重受限之情況，故其修正值係參考美國 1985 年公路容量手冊之規範，以利應用。

步驟四：潛在容量之估計

潛在容量為在下列假設的理想狀況下非號誌化路口各流動預期可能通過的最大流率：

表 14.4　次流動之衝突交通量確認表

分向車流 i	衝突交通量，V_{ci}	圖例
1.支道右轉	$\frac{1}{2}V_R * + \frac{1}{2}\frac{V_T **}{n}$	
2.幹道左轉	$V_T + \frac{1}{2}\frac{V_R **}{n}$	
3.支道直進	$\frac{1}{2}V_{Ra} * + V_{Ta} + \frac{1}{2}\frac{V_{La} **}{n} + V_{Lb} + V_{Tb} + \frac{1}{2}\frac{V_{Rb} **}{n}$	
4.支道左轉	$\frac{1}{2}V_{Ra} * + V_{Ta} + V_{La} + V_{Lb} + \frac{1}{2}\frac{V_{Tb} **}{n} + V_o + \frac{1}{2}\frac{V_{oR} **}{n}$	

*若幹道有右轉專用道，此值可刪掉。

**若 n=1(一車道)，則將 1/2 改為 1。

表 14.5　非號誌化路口各車種轉向流動臨界間距代表值

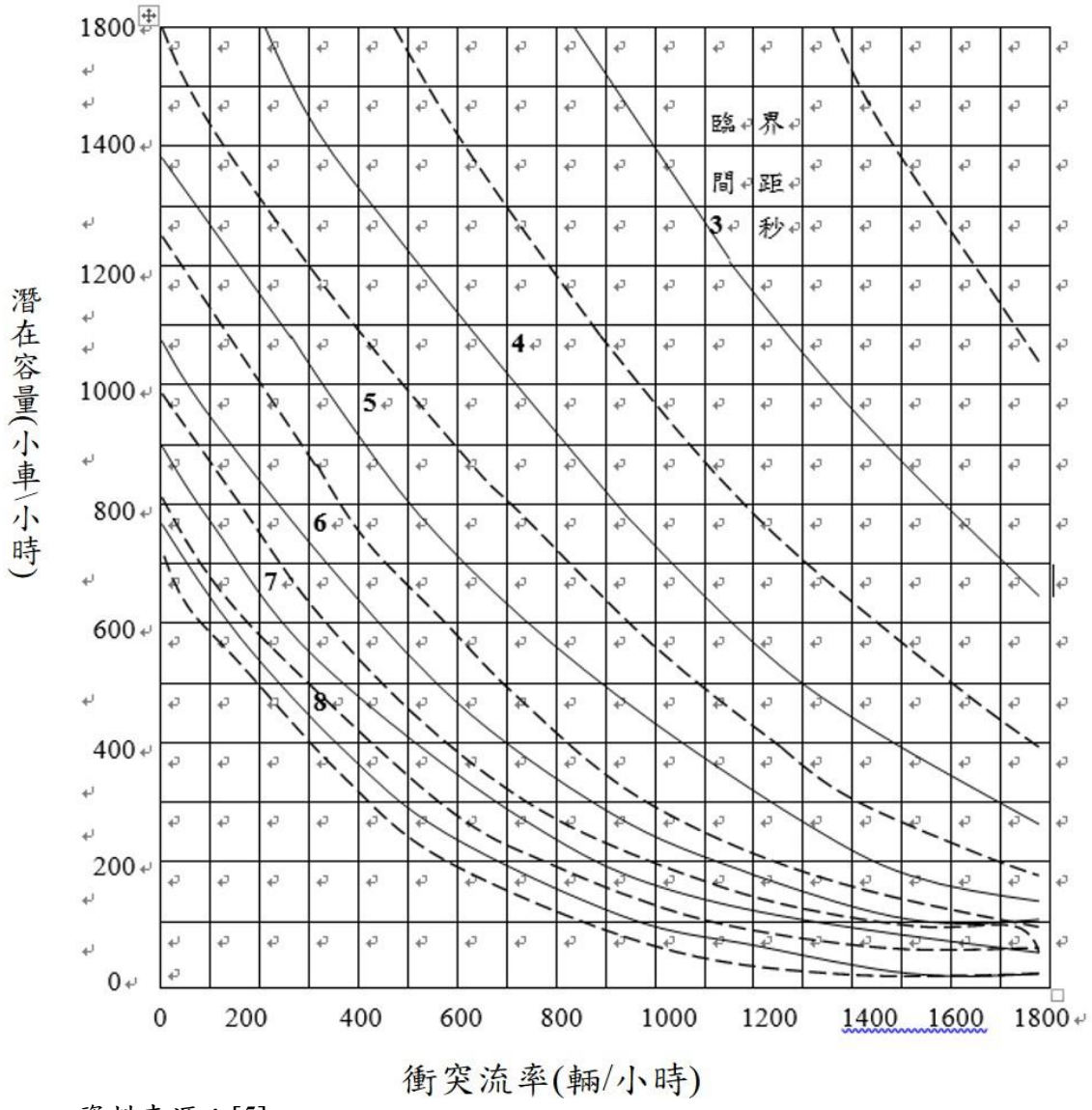
流動 / 車種	支道左轉	支道直進	支道右轉	幹道左轉
機踏車	3.9 秒	3.3 秒	2.2 秒	3.3 秒
小型車	4.7 秒	4.0 秒	2.5 秒	3.4 秒
大型車	5.2 秒	4.0 秒	3.4 秒	3.8 秒
一、相對調整比例(%)				
分向槽化	+ 10 %	+ 10 %	—	+ 24 %
丁字路口	+ 8 %	—	—	—
『停』管制	+ 7 %	+ 18 %	—	—
二、設施調整值(秒)				
轉角半徑＞15 公尺或轉角＜60 度	—	—	-0.5	—
三、視距限制(秒)	0.0～ + 1.0			
幹道平均速率 30 kph	- 0.3			
幹道平均速率 40 kph	0.0			
幹道平均速率 50 kph	+ 0.3			
幹道平均速率 60 kph	+ 0.7			
幹道平均速率 70 kph	+ 1.0			

註：當僅有小型車種資料時，或車流以小型車為主時，機踏車與大型車之臨界間距分別為小型車之臨界間距調整 －13.2%與 +13.2%。各間距值為臺灣地區路口調查實證。修正值係參考美國三版公路容量手冊。

資料來源：[1,5]

1. 幹道交通沒有阻塞到支道道路。
2. 鄰近路口的交通沒有嚴重影響此非號誌化路口。
3. 每一車道只供同一轉向之車流使用。
4. 無其他流動阻礙到次流動的運行。

圖 14-7 為非號誌交路口潛在容量的求算圖，由該圖中，在現有的衝突流率與臨界間距之下，可據以獲知潛在容量值。



資料來源：[5]

圖 14.7　衝突交通量、臨界間距與潛在容量關係圖

步驟五：實際容量之估計

潛在容量會因非號誌化路口之間距使用優先順序與車道共用的情形而有不同，故須予以調整以估計實際容量。本章參考美國 1985 年公路容量手冊之作法以做調整。

1. 阻礙效果(impedance effects)

潛在容量之估計假設一流動之容量不受其他流動之影響，但事實上優先順序較高之流動會阻擾優先順序較低之流動。所以潛在容量必須加以調整。

幹道車流與最高優先接受間距的支道右轉車流均不受阻礙

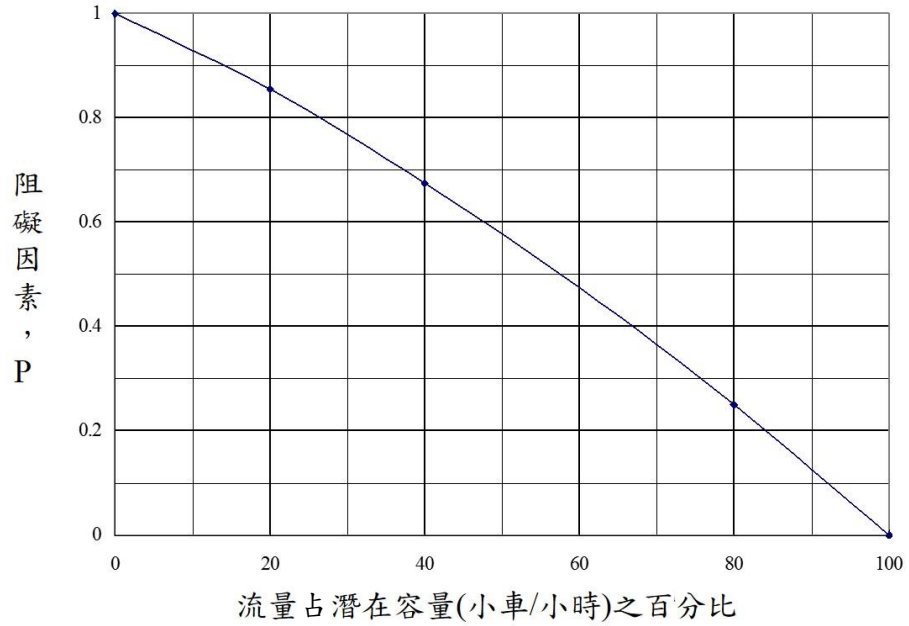
效果的影響，阻礙效果發生在如下三種情形：

(1) T 型路口，支道左轉。

(2) 十字路口，支道直進。

(3) 十字路口，支道左轉。

以上三種流動類型經由阻礙因素調整之容量(C_{mi})，為該流動類型 i 的潛在容量(C_p)乘以一連串的阻礙因素(impedance factor，P)值。P 值大小如圖 14.8 所示。圖 14.9 是阻礙因素在 T 字型及十字型路口所有可能發生之情形。



資料來源：[2]。

圖 14.8 擁擠程度與阻礙因素關係圖

2. 共用車道容量(shared-lane capacity)

分析到目前為止，仍是假設每一流動使用著專一方向的車道，然而，某一車道常常同時供二種或三種不同方向的車流使用，而不同方向流動的車輛，不能在共用車道上，同時使用一可接受間距，故對於共用車道有必要加以調整。共用車道容量(C_{SH})調整公式如下：

$$C_{SH} = \frac{V_L + V_T + V_R}{\frac{V_L}{C_{mL}} + \frac{V_T}{C_{mT}} + \frac{V_R}{C_{mR}}} \quad (14.1)$$

此式中，

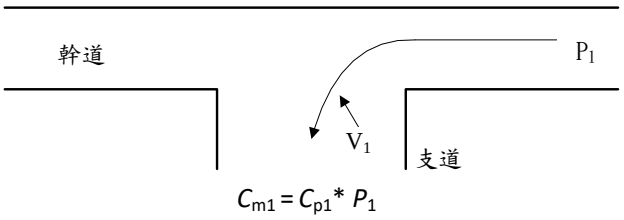
C_{SH} = 車道之實際容量(小車/小時) ；

V_i = 共用車道上往i方向流動之流率(小車/小時)，i=L(左轉)、T(直行)、R(右轉)；

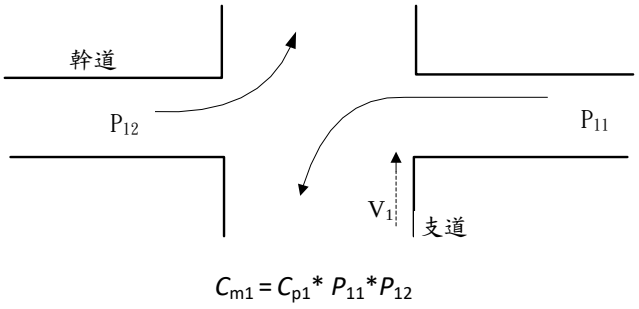
C_{mi} = 共用車道上往i方向流動經由阻礙因素調整後之容量(小車/小時)。

從上式可知，如一車道只有一單一轉向之車輛時，共用車道容量等於經由阻礙因素調整後之容量。所以從式(14.1)所得之容量代表一般的情形下的實際容量。

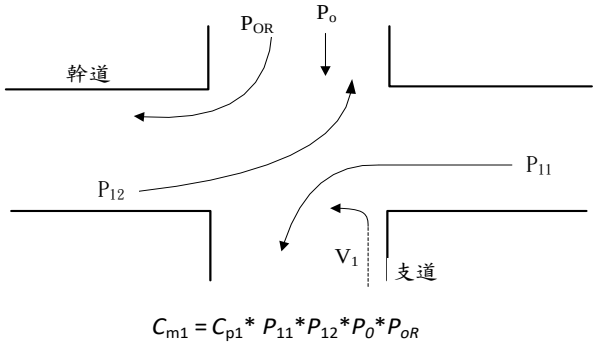
1. T 型路口
   支道左轉



2. 支道直進



3. 支道左轉



資料來源：[2]。

圖 14.9　阻礙因素及潛在容量之調整

14.3.4 服務水準之評估

本章將非號誌化路口的服務水準根據各車道之保留容量劃分成6級，如表 14.6 所示。保留容量可從下式訂定：

$$C_R = C_{SH} - V \tag{14.2}$$

此式中，

C_R ＝ 車道之保留容量(小車/小時) ；

C_{SH} ＝ 車道之實際容量(小車/小時) ；

V ＝ 車道之需求流率(小車/小時)。

式(14.2)中保留容量等於實際容量及需求流率之差值。需求流率之單位為小車/小時，所以混合車流必須利用表 14.2 之當量值轉換成相當的小車流率。

表 14.6　非號誌化路口服務水準評估表

保留容量(小車/小時)	服務水準	支道之預期延滯
＞＝400	A	幾乎無
300 ～ 399	B	短
200 ～ 299	C	適中
100 ～ 199	D	長
0 ～ 99	E	非常長
＜ 0	F	──

14.4 應用例題

14.4.1 例題 1： T 型路口

本例之路口基本資料如表 14.7 所示，幹道坡度為 0%，支道為 2%，各臨近路口之車道數分別為 2，2，1，支道為閃紅控制，路寬 5 公尺幹道內車道寬 3 公尺速限 70 公里/小時，路口劃設行人穿越道，幹道則以劃設雙黃線分隔。本例題所需之計算及計算結果列於表 14.8 及表 14.9。支道是 F 級服務水準，幹道為 D 級服務水準，表示已發

生擁擠之情形。

表 14.7　非號誌化路口基本資料表(T 型路口範例)

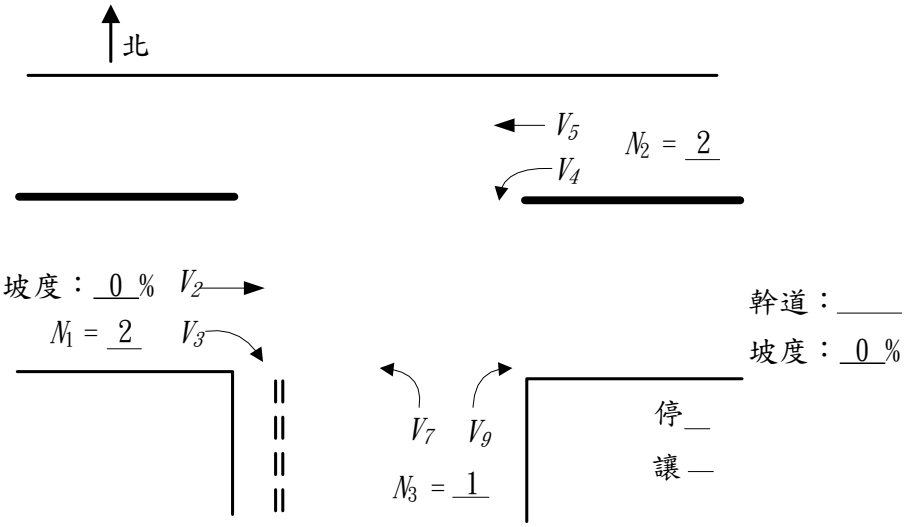
非號誌化路口容量分析工作表──基本資料

位置：＿＿＿＿＿＿＿＿　時間：＿＿＿＿＿＿＿＿　調查員：＿＿＿＿＿＿＿＿

設置條件　　支道

坡度：＿2＿%　　支道路口寬：＿5＿公尺

幹道內車道：＿3＿公尺



路口劃有行人穿越道? ：是

中央分隔島寬小於 1 公尺? ：＿劃黃線分隔

幹道速限(kph) ：＿70＿

幹道車道數 ：＿4＿

坡度：＿+2＿%

流動方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
每小時車數	小 汽 車(1)		800	500	150	850		10		240			
	大型汽車(2)		170	30	40	90		10		20			
	聯 結 車(3)		0	0	0	0		0		10			
	機　車　(4)		200	90	150	175		20		150			
流量 (輛/小時)*			970	530	190	940		20		270			
流量 (小車/小時)					238			37		387			

*不包括機車

表 14.8　非號誌化路口容量求算表(T 型路口範例)

非號誌化路口容量工作表—求算實際容量			
支道右轉		 V_9	 V_{12}
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3+\frac{V_2}{2N_2}=V_{C9}$	$\frac{1}{2}V_6+\frac{V_5}{2N_1}=V_{C12}$
	汽車(輛/小時)	265+243=508	___+___=____
	機車(輛/小時)	(45+ 50) ×0.3=95×0.3=29	(___+___) ×0.3=___×0.3=___
	臨界間距值，秒	3.5	____
	潛在容量，C_{Pi}	C_{P9}=1511	C_{P1} =____
	C_{Pi}之使用比	$\left(\frac{V_9}{C_{P9}}\right)\times 100=25\%$	$\left(\frac{V_{12}}{C_{P12}}\right)\times 100=$__%
	P 值	$P_9=0.81$	P_{12} =____
	容量，C_{mi}	$C_{m9}=C_{P9}=1{,}511$	$C_{m12}=C_{P12}$ =____
幹線左轉		 V_4	 V_1
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$V_2+\frac{V_3}{2N_3}=V_{C4}$ (N_3=1,免除 1/2)	$V_5+\frac{V_6}{2N_4}=V_{C1}$
	汽車(輛/小時)	970+530=1,500	___+___=___
	機車(輛/小時)	(200+ 90) ×0.3=245×0.3=87	(___+___) ×0.3=___×0.3=___
	臨界間距值，秒	4.4	___
	潛在容量，C_{pi}	C_{P4}=295	C_{p1}=___
	C_{pi}之使用比	$(V_4/C_{P4})\times 100=80.7\%$	$\left(\frac{V_1}{C_{P1}}\right)\times 100=$___%
	P 值	P_4=0.24	P_1=___
	容量，C_{mi}	$C_{m4}=C_{p4}$=295	$C_{m1}=C_{p1}$=___
支道直進		V_8	 V_{11}
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3+V_2+\frac{V_1}{2N_4}+V_4+V_5+\frac{1V_6}{2N_4}=V_{C8}$	$\frac{1}{2}V_6+V_5+\frac{V_4}{2N_3}+V_1+V_2+\frac{V_3}{2N_3}=V_{C11}$
	汽車(輛/小時)	__+__+__+__+__+__=___	__+__+__+__+__+__=___
	機車(輛/小時)	__+__+__+__+__+__=___×0.3=__	__+__+__+__+__+_____×0.3=__
	臨界間距值，秒		
	潛在容量，C_{pi}	C_{P8}=___	C_{P11}=___
	C_{Pi}之使用比	$(V_8/C_{P8})\times 100=$	$(V_{11}/C_{P11})\times 100=$
	P 值	P_8=___	P_{11}=___
	容量，C_{mi}	$C_{m8}=C_{P8}\times P_4\times P_1$ =___	$C_{m11}=C_{P11}\times P_1\times P_4$ =___

表 14.8　非號誌化路口容量求算表(T 型路口範例)(續)

非號誌化路口容量工作表—求算實際容量			
支道左轉		← V_7	→ V_{10}
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3+V_2+V_4+\frac{V_5}{2N_1}+V_{11}+\frac{V_{12}}{2N_1}=V_{C7}$	$\frac{1}{2}V_6+V_5+V_4+V_1+\frac{V_2}{2N_2}+V_8+\frac{V_9}{2N_2}=V_{C10}$
	汽車(輛/小時)	265+970+190+235+0+0= 1,660	__+__+__+__+__+__=___
	機車(輛/小時)	45+200+150+44+0+0=529×0.3=132	__+__+__+__+__+__=___×0.3=__
	臨界間距值，秒	6.07	___
	潛在容量，C_{Pi}	$C_{P7}=100$	C_{P10} =___
	C_{Pi}之使用比	$(V_7/C_{P7})\times 100=37\%$	$\left(\frac{V_{10}}{C_{P10}}\right)\times 100$ =___%
	P 值	$P_7=0.71$	P_{10} =___
	容量，C_{mi}	$C_{m7}=C_{P7}\times P_4\times P_1\times P_{11}\times P_{12}=25$	$C_{m10}=C_{P10}\times P_4\times P_1\times_8\times P_9$ = ___

*當 $N_K\,(k=1,2,3,4)$ =1 時，則不需乘 1/2。

表 14.9　非號誌化路口服務水準分析表(T 型路口範例)

流動方向i		流量(小車/小時) V_i	實際容量 C_{mi}	共用車道容量 C_{SH}	保留容量 $C_R=C_{SH}-V$	服務水準
支道	7	37	25	238	- 186	F
	8					
	9	387	1,511			
	10					
	11					
	12					
幹道	1					
	4	238	295	295	57	E
評　論：支道已發生壅塞現象，且幹道左轉亦達 E 級服務水準，應考慮增設號誌控制或降低幹道速限。						

14.4.2 例題 2： 十字型路口

表 14.10 係為本例十字型路口之基本資料，幹道為雙向二車道，支道為雙向二車道。幹道、支道均為水平坡度，支道為停管制，幹道中央未設分向島，未劃設行人穿越道，幹道速限為 70 公里/小時。從

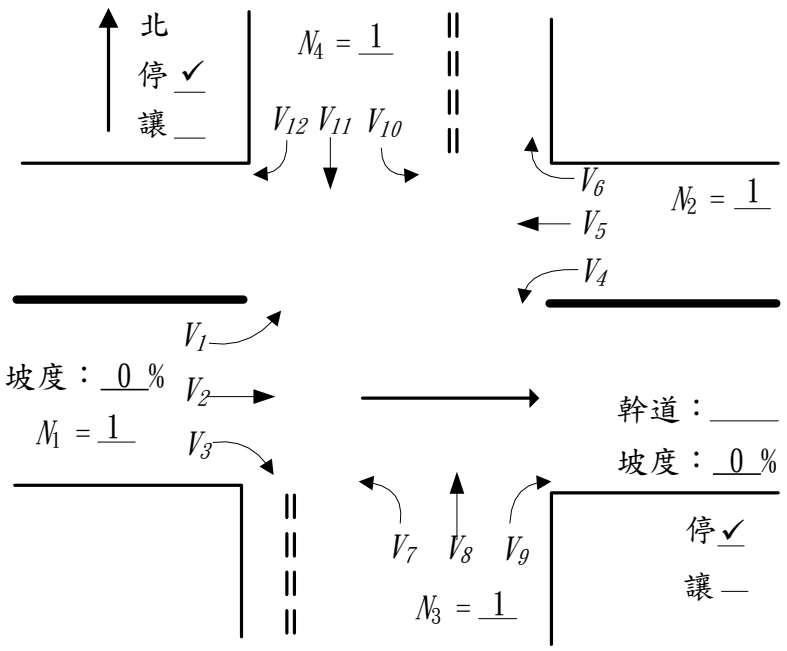
表 14.11 及表 14.12 可知兩向幹道左轉之服務水準均 A 級，南北支道之服務水準為 D 級，顯示本路口服務水準尚在可接受範圍內。

表 14.10　非號誌化路口容量求算表(十字型路口範例)

非號誌化路口容量分析工作表──基本資料

位置：＿＿＿＿＿＿＿＿　時間：＿＿＿＿＿＿＿＿　調查員：＿＿＿＿＿＿＿＿

設置條件　　支道：＿＿＿　　支道路口寬：＿5＿公尺
坡度：＿0%＿　　幹道內車道：＿3＿公尺



路口劃有行人穿越道? ：否　　幹道速限(kph) ：＿70＿　　幹道車道數 ：＿2＿
坡度：＿0＿%

流動方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
每小時車數	小 汽 車(1)	10	350	250	5	380	250	30	20	40	35	25	45
	大型汽車(2)	5	15	10	0	10	20	4	5	6	6	7	8
	聯結車(3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	機　車　(4)	12	100	90	10	90	75	70	50	20	10	5	20
流量(輛/小時)		15	365	260	5	390	270	34	25	46	41	32	53
流量(小車當量/小時)		145	19	394	285	7	415	294	52	39	53	45	35

表 14.11 非號誌化路口實際容量求算表(十字型路口範例)

非號誌化路口容量工作表—求算實際容量			
支道右轉		 V_9	 V_{12}
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3+\frac{V_2}{2N_2}=V_{C9}$	$\frac{1}{2}V_6+\frac{V_5}{2N_1}=V_{C12}$
	汽車(輛/小時)	130+365=495	135+390=286
	機車(輛/小時)	(45+ 100)×0.3=145×0.3=44	(38+23) ×0.3=128×0.3=39
	臨界間距值，秒	3.5	3.5
	潛在容量，C_{Pi}	C_{P9}=1,508	C_{P12} =1,474
	C_{Pi}之使用比	$(V_9/C_{P9})\times 100=3.5\%$	$(V_{12}/C_{P12})\times 100$ =4.1%
	P 值	$P_9=0.975$	P_{12} =0.972
	容量，C_{mi}	$C_{m9}=C_{P9}=1{,}508$	$C_{m12}=C_{P12}$ =1,474
幹線左轉		 V_4	 V_1
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$V_2+\frac{V_3}{2N_3}=V_{C4}$	$V_5+\frac{V_6}{2N_4}=V_{C1}$
	汽車(輛/小時)	365+260=625	390+270=660
	機車(輛/小時)	(100+90) ×0.3=190×0.3=57	(90+75) ×0.3=165×0.3=50
	臨界間距值，秒	4.4	4.4
	潛在容量，C_{Pi}	$C_{P4}=890$	C_{P1} =866
	C_{Pi}之使用比	$(V_4/C_{P4})\times 100=0.8\%$	$(V_1/C_{P1})\times 100$ =2.2%
	P 值	$P_4=0.994$	P_1 =0.985
	容量，C_{mi}	$C_{m4}=C_{P4}=890$	$C_{m1}=C_{P1}$ =866
支道直進		 V_8	 V_{11}
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3+V_2+\frac{V_1}{2N_4}+V_4+V_5+\frac{V_6}{2N_4}=V_{C8}$	$\frac{1}{2}V_6+V_5+\frac{V_4}{2N_3}+V_1+V_2+\frac{V_3}{2N_3}=V_{C11}$
	汽車(輛/小時)	130+365+15+5+390+270=1,175	135+390+5+15+365+260=1,170
	機車(輛/小時)	(45+100+12+10+90+75) ×0.3 =332×0.3=100	(38+90+10+12+100+90) ×0.3 =340×0.3=102
	臨界間距值，秒	5.7	5.7
	潛在容量，C_{Pi}	C_{P8} =176	C_{P11} =177
	C_{Pi}之使用比	$(V_8/C_{P8})\times 100$ =22.2%	$(V_{11}/C_{P11})\times 100$ =19.8%
	P 值	P_8 =0.841	P_{11} =0.862
	容量，C_{mi}	$C_{m8}=C_{P8}\times P_4\times P_1$ =172	$C_{m11}=C_{P11}\times P_1\times P_4$ =173

表 14.11 非號誌化路口實際容量求算表(十字型路口範例)(續)

非號誌化路口容量工作表—求算實際容量			
支道左轉		← V_7	→ V_{10}
相關參數值	衝突交通量，V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3+V_2+V_1+V_4+\frac{V_5}{2N_1}+V_{11}+\frac{V_{12}}{2N_1}=V_{C7}$	$\frac{1}{2}V_6+V_5+V_4+V_1+\frac{V_2}{2N_2}+V_8+\frac{V_9}{2N_2}=V_{C10}$
	汽車(輛/小時)	130+365+15+5+390+32+53=990	135+390+5+15+365+25+46=981
	機車(輛/小時)	(45+100+12+10+90+5+20)×0.3=85	(38+90+10+12+100+50+20)×0.3=96
	臨界間距值，秒	6.0	6.0
	潛在容量，C_{Pi}	$C_{P7}=217$	C_{P10} =216
	C_{Pi}之使用比	$(V_7/C_{P7})\times 100=24.0\%$	$\left(\frac{V_{10}}{C_{P10}}\right)\times 100$ =20.8%
	P 值	$P_7=0.824$	P_{10} =0.853
	容量，C_{mi}	$C_{m7}=C_{P7}\times P_4\times P_1\times P_{11}\times P_{12}=178$	$C_{m10}=C_{P10}\times P_4\times P_1\times_8\times P_9$ =173

*當 N_K (K =1,2,3,4)=1 時，則不需乘 1/2。

表 14.12 非號誌化路口服務水準分析表(十字型路口範例)

流動方向 i		流量(小車)V_i	實際容量 C_{mi}	共用車道容量 C_{SH}	保留容量 $C_R=C_{SH}-V$	服務水準
支道	7.	52	178	260	116	D
	8.	39	172			
	9.	53	1508			
	10.	45	173	278	138	D
	11.	35	173			
	12.	60	1474			
幹道	1.	19	866	866	847	A
	4.	7	890	890	883	A
評　論：幹道左轉服務水準為 A 級，但支道服務水準為 D 級，顯示本路口服務水準在可接受範圍內。						

參考文獻

1. 「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。
2. *Highway Capacity Manual,* Special Report 209, Transportation Research Board, National Research `Council, Washington, D.C., 1985.
3. 蔡義清及黃承傳，「連續跟進行為下非號誌化交叉路口延滯模式之研究」，運輸季刊，第九卷第一期，民國 85 年 3 月，81-100。
4. 「道路交通標誌標線號誌設置規則」，民國 110 年 1 月 29 日
5. 「非號誌化交叉路口容量研究」，76-48-131，交通部運輸研究所，民國 76 年 9 月。

第十五章　圓環

目　錄

頁次
15.1 緒論 15-1
15.2 圓環特性分析 15-1
15.2.1 圓環特點 15-1
15.2.2 圓環基本特性 15-2
15.2.3 間距接受特性 15-4
15.2.4 進入路口流向分布 15-5
15.3 交織段及圓環容量 15-8
15.4 績效指標及服務水準劃分標準 15-11
15.5 分析方法 15-12
15.6 應用例題 15-12
15.6.1 例題 1：車道無分隔之圓環 15-12
15.6.2 例題 2：車道有分隔之圓環 15-16
參考文獻 15-20

圖 目 錄

頁次

圖 15.1　有車道分隔之圓環操作型式圖 15-3
圖 15.2　圓環基本操作行為 15-3
圖 15.3　車輛併入圓環示意圖 15-4
圖 15.4　交織示意圖 15-5
圖 15.5　車輛離開圓環示意圖 15-5
圖 15.6　車道無分隔交織段之車流分布 15-6
圖 15.7　車道有分隔交織段之車流分布 15-6

表 目 錄

頁次

表 15.1　交織段與路口代號順序 15-7
表 15.2　車道寬調整因素 15-10
表 15.3　坡度調整因素 15-10
表 15.4　地區型態調整因素 15-10
表 15.5　右轉調整因素 15-11
表 15.6　服務水準劃分標準 15-11
表 15.7　輸入資料 15-13
表 15.8　尖峰 15 分鐘流率與交織折減容量 15-15
表 15.9　交織段容量 15-15
表 15.10 交織段及圓環的容量與服務水準 15-16
表 15.11 輸入資料..... 15-17
表 15.12 尖峰 15 分鐘流率及交織折減流率 15-18
表 15.13 交織段容量 15-19
表 15.14 交織段及圓環的容量與服務水準 15-19

15.1 緒論

行經多岔路口時，圓環的功用乃為提供在交通量不大的情形下，各向車流能不受干擾地行進，且圓環之造型優美，若設計得當，常成為都市重要地標。圓環容量分析係評定圓環容量，並評估其服務水準。

民國 79 年的「臺灣地區公路容量手冊」[1]中所介紹之分析方法乃依據美國 1965 年之公路容量手冊[2]。臺灣交通界對圓環之車流特性雖然有些研究之成果[3]，但目前的資料尚不足以修訂民國 79 年容量手冊中之方法。臺灣許多圓環已改成號誌化路口，本所尚未蒐集現存圓環交通特性的現場資料以更新分析方法，所以本章仍延用民國 79 年的方法。

15.2 圓環特性分析

15.2.1 圓環特點

都市道路圓環於都市設計者眼光中，具有幾種主要功能：一為提供都市景觀上之需要；此類圓環以美化市區或調節市街道路之單調感為主，其設置多半應配合綠蔭之道路，使都市成為花園城市，或點綴在千篇一律的街道上，使都市看起來更具活力與生意盎然。二為保存歷史的痕跡或象徵都市的特色：此類圓環如法國巴黎、麗正門圓環、北門圓環等，其設置應視保存歷史古蹟或都市特色之價值是否恆久?其紀念性之意義是否深遠?及視其實質影響力是否繼續存在?上述因素往往為設置此類圓環之主要考慮因素。三為提供交通上的需要：在社會經濟政治活動密集，旅次集中之地區，為求交通旅次之迅速疏散，都市設計者常為該區計畫輻射道路網，輻射路網匯集處，則以圓環為其交岔口，此類圓環之設計可以簡化各路口進入交通之行進操作，所有車輛皆循一定方向繞圓環而行，減少車輛衝突點，並提供連續不斷之交通流量，此類圓環極適於多條道路之交岔口。

於交通研究者眼光中，都市道路圓環亦有如下幾個特點：一、其具有單一之行駛方向，使行車簡單。二、車輛之併入、穿越、分出皆在圓環內予以完成。三、車輛須以低速行進，圓環之曲度令車無法快

速前進。

基於以上各點看法，都市道路圓環於實際應用上有其許多優點和缺點，從優缺點中，亦可瞭解圓環特性，茲將其優缺點條列如下：

1. 圓環交岔路口之優點：
   (1) 圓環妥善設計，在低於某一臨界交通量下，可提供連續不斷之交通流動，避免不必要之延誤。
   (2) 車輛在圓環內循同一方向流動，無對向車流之干擾，消除了正面衝突機會，同時環內車速較低，安全性較高。
   (3) 適合多條道路交岔口，可避免複雜號誌時相設計以及駕駛人對多時相之迷惑。
   (4) 圓環內之分出與併入等交通流量，均為單一方向操作，極適用於左轉車流較多之路口。
   (5) 設置與維修費用較低於立體交流道。
2. 圓環交岔路口之缺點：
   (1) 圓環容量較設計妥善之號誌時制路口容量小。
   (2) 用地面積大，於寸土寸金之市區殊不經濟。
   (3) 行人穿越交岔口破壞車輛進出圓環之連續性，而車輛對行人穿越亦有危險。
   (4) 圓環交通量超過一臨界值時，延滯將驟增，極易造成交通擁擠及混亂。

15.2.2 圓環基本特性

1. 幾何特性

圓環幾何特性指中心島形狀和大小、交織段寬度、長度、車道數、入口寬度，以及車道有無分隔等。

一般為節省圓環用地及考慮環內車輛操作運轉，中心島的形狀皆設計近圓形，其直徑在 30 公尺以上。英國近來研究的中小型圓環，其直徑、小圓環在 1~4 公尺，中圓環在 8~20 公尺，可大量節省用地，但車道線的布置不同於傳統圓環，各種設施及行駛注意事項亦與前大異。

一般而言，交織段愈寬、車流愈順暢；交織段愈長(亦即中心島半徑愈長)，交織的操作愈容易；入口寬度愈大，則車輛進入圓環操作愈容易；上述因素均會增大圓環容量。

圓環的車道數一般為提供進入車輛之併入、直行、迴轉等運作。因此至少有三個車道以上，至於車道有無分隔則會影響車流之交織型態，有分隔會增加右側車道直行車流與左側車道右轉車流之交織現象。臺灣地區圓環多有車道分隔，右側車道寬度較小時下，一般僅有機車行駛，若寬度較大時，則可能為混合車流。左側車道一般禁行機車。

2. 車流特性

圖 15.1 顯示有車道分隔時，圓環車流操作之基本型式。如圖 15.2 所示，車輛在圓環之主要操作行為，有下述四種：

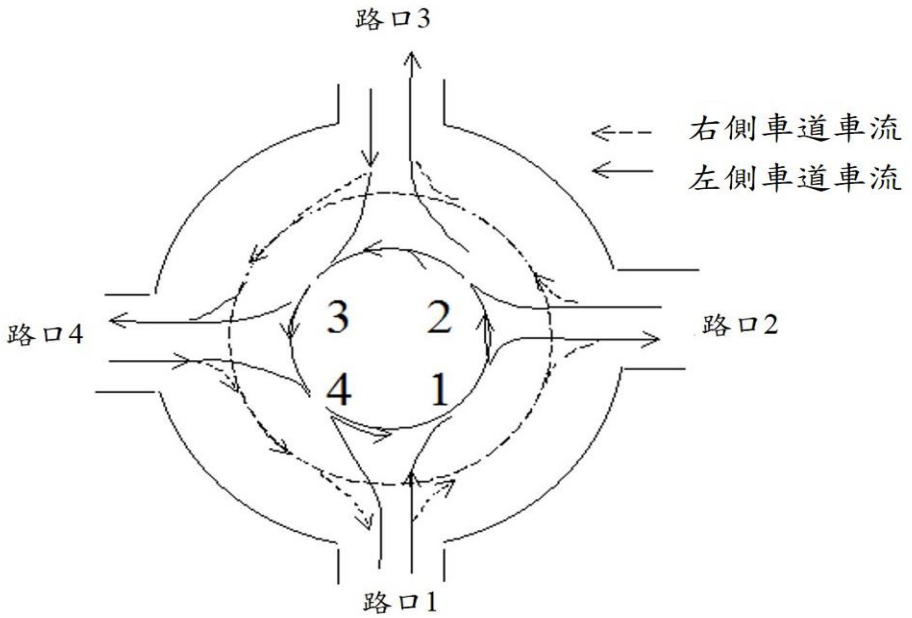


圖 15.1　有車道分隔之圓環操作型式圖

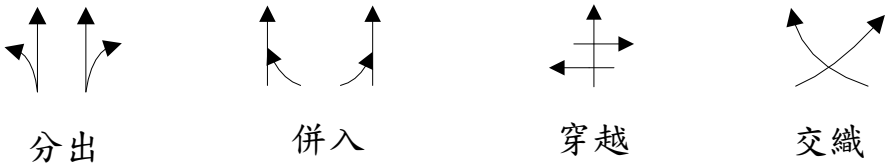


圖 15.2　圓環基本操作行為

(1) 分出：自車流中分出，往左或右向行駛，左側及右側車道中皆有此特性。

(2) 併入：由左、右之來車，併入另一車流，左側及右側中皆有此特性。

(3) 穿越：車流與另一車流呈近乎直角交岔，於左側車道出圓環車輛與右側車道直進車發生衝突。
(4) 交織：車流與另一車流呈低角度交錯，左側車道有此特性，右側車道有二車道以上者亦有此特性。

15.2.3 間距接受特性

圓環的操作由於無號誌控制，因此次車流欲併入或穿越主車流，必須利用主車流之間距（Gap）或餘間距（Lag），以併入或穿越主車流，一般可分「進入圓環階段」、「交織階段」，及「離開圓環階段」三部份來討論：

1. 進入圓環階段：

車道無分隔圓環，欲進入圓環車輛須利用最外側車道之間距以併入，如圖 15.3(a)所示。車道有分隔圓環，欲進入右側道車輛須利用右側車道車流之間距以併入。欲進入左側道車輛須以兩段式進入圓環，即先利用右側車道上之間距，通過右側車道，再利用左側車道最外車道車流間距併入左側車道，兩段間可能利用分隔島暫停，或一次穿越而併入，如圖 15.3(b)所示。

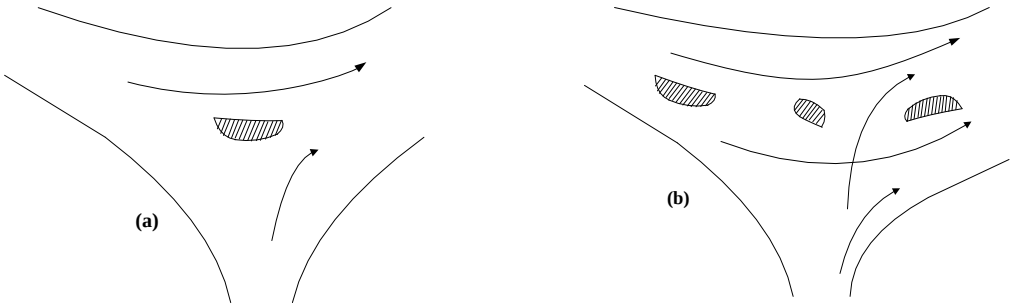


圖 15.3　車輛併入圓環示意圖

2. 交織階段：

車道無分隔及有分隔之左側車道之交織段車流由各路口進入車輛形成之流網決定，一般可簡化為圖 15.4 所示之情況。其中 V_{wa} 及 V_{wb} 為交織車流率，V_{n1} 及 V_{n2} 為非交織車流率。

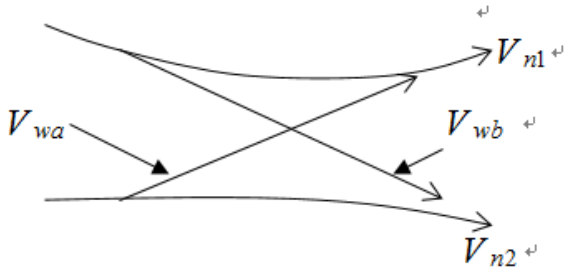


圖 15.4　交織示意圖

3. 離開圓環階段：

車道無分隔及有分隔右側車道之車輛欲離開圓環，於交織完成後，直接右轉駛離圓環，如圖 15.5(a)。有分隔左側車道之車輛須利用右側車道直進車流之間距，穿過右側車道以駛離圓環，如圖 15.5(b) 所示。

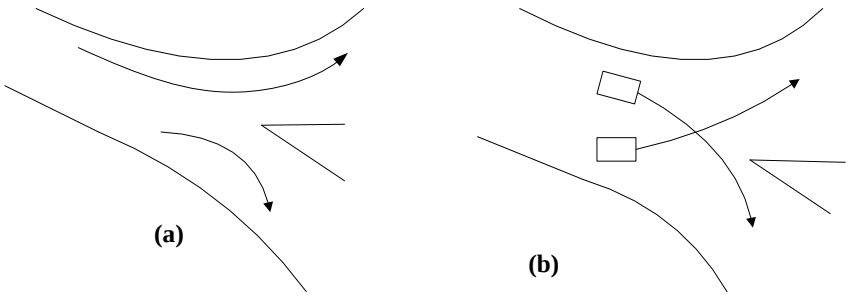


圖 15.5　車輛離開圓環示意圖

15.2.4 進入路口流向分布

進入圓環之車輛可能行駛數個交織段，至少一個，最多為全部交織段，而各進入路口流量總和與各交織段流量總和之比例，隨不同圓環有不同值，此比值與圓環容量關係密切，該比值愈大，表示能進入圓環之總流量愈大，亦即圓環容量愈大。相反地，若比值愈小，表示能進入圓環之總流量愈小，亦即圓環容量愈小。

如圖 15.6 及 15.7 所示，下列參數可代表每一交織段車流分布：

V_{n1} ＝ 交織段內側不交織之車流率(小車/小時)；

V_{n2} ＝ 交織段外側不交織之車流率(小車/小時)；

V_{wa} ＝ 經過交織段但不從交織段下方第一路口離開之交織車流率(小車/小時) ；

V_{wb} ＝ 經過交織段而從交織段下方第一路口離開之交織車流

率(小車/小時) ；

V_i = 交織段流率，亦即經過交織段i之總流率(小車/小時)；

R_i = 右轉率，亦即從交織段下方第一路口離開之車流率 $(V_{n2}+V_{wb})$與總交織段流率 V_i 之比值。

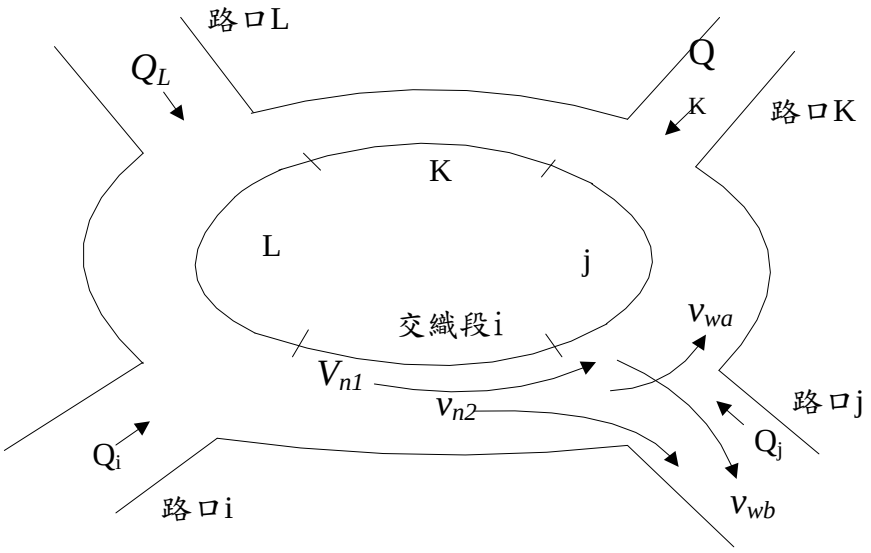


圖 15.6　車道無分隔交織段之車流分布

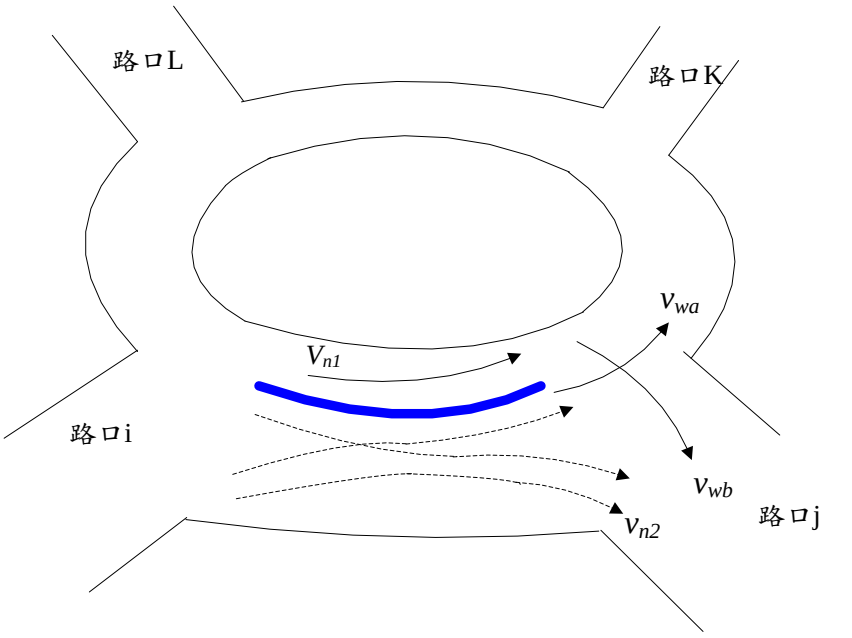


圖 15.7　車道有分隔交織段之車流分布

圖 15.6 及 15.7 亦顯示估計常見 4 路口車道無分隔及有分隔之車流分布的方法。此兩圖中之各路口依次序訂定為路口 i、j、K 及 L。路口 i 及路口 j 之間的路段為交織段 i，路口 j 與路口 K 之間的路段為交織段 j，其餘兩路段依序為交織段 K 及交織段 L。在分析交織段 i=1 時，j，K，L 之值各為 2、3 及 4。

此外，其他與流率相關之參數有如下的定義：

Q_D = 從路口 p (p = i，j，K，L) 進入圓環之流率(小車/小時)；

Q_{ph} = 從路口 p (p = i，j，K，L) 進入而從路口 h (h = i，j，K，L)離開之流率(小車/小時)，在車道有分隔之圓環，Q_{ph} 代表左側車道車輛之分布；

q_{ph} = 從路口 p (p = i，j，K，L) 進入而從路口 h (h = i，j，K，L)離開之機車，相當於小車之流率(小車/小時)。

在利用圖 15.6 及 15.7 分析車流分布時，各交織段及其相關之路口代號順序如表 15.1 所示。

表 15.1　交織段與路口代號順序

交織段	路口代號順序			
	i	j	K	L
1	1	2	3	4
2	2	3	4	1
3	3	4	1	2
4	4	1	2	3

1.分析圖 15.6 之車流分布

(1)非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{KK}$$

$$V_{n2} = Q_{ij}$$

(2)交織車流率

$$V_{wa} = Q_{ii} + Q_{ik} + Q_{iL} + Q_{LK} + Q_{LL}$$

$$V_{wb} = Q_{jj} + Q_{kj} + Q_{Lj}$$

(3)交織段流率

$V_i = V_{n1} + V_{n2} + V_{wa} + V_{wb}$

(4)右轉率

$r_i = (V_{wb} + V_{n2}) / V_i$

2.分析圖 15.7 之車流分布

(1)非交織車流率

$V_{n1} = Q_{KK}$

$V_{n2} = q_{ij}$

(2)交織車流率

$V_{wa} = Q_{ii} + Q_{ik} + Q_{iL} + Q_{LK} + Q_{LL} + q_{ii} + q_{ik} + q_{iL} + q_{kk} + q_{LL} + q_{LK}$

$V_{wa} = Q_{ii} + Q_{jj} + Q_{kj} + Q_{Lj} + q_{jj} + q_{Kj} + q_{Lj}$

(3)交織段流率

$V_i = V_{n1} + V_{n2} + V_{wa} + V_{wb}$

(4)右轉率

$r_i = (V_{wb} + V_{n2}) / V_i$

15.3 交織段及圓環容量

根據美國 1965 年公路容量手冊之方法，圓環容量可估計如下：

$$C = \frac{\sum Q_i}{\sum V_i} \sum C_{wi} \tag{15.1}$$

此式中，

C = 圓環容量（小車/小時）；

Q_i = 從路口 i 進入圓環之流率（小車/小時）；

V_i = 交織段 i 之流量（小車/小時）；

C_w = 交織段 i 之容量（小車/小時）。

式(15.1)之容量指在不短於 15 分鐘之時段內，經常能進入一交織段或能從各路口進入圓環之最高流率。此外，所有流率代表尖峰 15

分鐘之流率而且所有車輛必須根據其小車當量先轉換成相當的小車數。尖峰 15 分鐘之相當小車流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{f_{HV}(PHF)} \tag{15.2}$$

此式中，

Q_{15} = 尖峰 15 分鐘小車流率（小車/小時）；

Q_{60} = 尖峰小時流率（小車/小時）；

f_{HV} = 車種調整因素；

PHF = 尖峰小時係數。

車種調整因素可估計如下：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_1(E_1 - 1) + P_2(E_2 - 1)} \tag{15.3}$$

此式中，

P_1，P_2 = 機車及重車之各別比例；

E_1 = 機車之小車當量(建議值：0.3)；

E_2 = 重車之小車當量(建議值：2.8)。

各交織段之容量C_{Wi}可估計如下

$$C_{Wi} = C_i - KV_{w2} \tag{15.4}$$

此式中，

C_i = 交織段i在只有直進車流(非交織車流)時之容量（小車/小時）；

K = 交織折減因素(建議值：2.0)；

V_{W2} = 二交織車流(圖 15.6 或 15.7 中之 V_{wa}，V_{wb})中較小車流之流率（小車/小時）；

KV_{W2} = 交織折減容量（小車/小時）。

式(15.4)利用 KV_{W2} 以調整直進容量。此式假設當流率等於流量時，各交織路段有 V_{W2} 存在，此 V_{W2} 造成車流之衝突，因而減少直進

之容量。但 V_{W2} 是根據流率未趨近容量的車流狀況所估計得的一交織流率，此流率一般會比在流率等於流量狀況下之交織流率低，所以從理論的觀點而言，式(15.4)可能高估各交織段之容量。

交織段之直進容量 C_i (小車/小時)可估計如下

$$C_i = 1900 N f_w f_g f_P f_R \tag{15.5}$$

此式中，

N = 交織段i之車道數；

f_w = 車道寬調整因素(查表 15.2)；

f_g = 坡度調整因素(查表 15.3)；

f_p = 地區型態調整因素(查表 15.4)；

f_R = 右轉率調整因素由右轉率及行人衝突數(查表 15.5)。

表 15.2　車道寬調整因素

車道寬（m）	2.4~2.7	3.0~3.9	4.0~4.9	5.0~5.9	6.0~6.9
調整因素	0.9	1.0	1.1	1.5	2.0

資料來源：[1]。

表 15.3　坡度調整因素

	下　　坡			水　平	上　　坡		
坡度%	-6	-4	-2	0	+2	+4	+6
坡度調整因素	1.03	1.02	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97

資料來源：[1]。

表 15.4　地區型態調整因素

地　區　型　態	調 整 因 素
市中心商業區(CBD)	0.9
其　他　地　區	1.00

資料來源：[1]。

表 15.5　右轉調整因素

行人衝突數 (人/小時)	右轉率					
	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
50	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83
100	1.00	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80
200	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
400	1.00	0.93	0.86	0.80	0.73	0.66
600	1.00	0.91	0.83	0.74	0.65	0.56
800	1.00	0.89	0.79	0.68	0.58	0.47
1000	1.00	0.87	0.75	0.62	0.50	0.37
1400	1.00	0.84	0.67	0.51	0.35	0.18
≧1700	1.00	0.81	0.62	0.42	0.23	0.04

資料來源：[1]。

15.4 績效指標及服務水準劃分標準

圓環以流量/容量比(V/C ratio)做為績效指標，其服務水準劃分如表 15.6 所示之 6 等級。此表之 V/C 比值須利用需求流率以估計之。如用現場流率以估計，則現場流率須根據車流不受圓環阻塞之情況下的觀查值。表 15.5 可用以評估各別交織段，也可用以評估整個圓環之作業。

表 15.6　服務水準劃分標準

等　級	交　通　特　性　描　述	V／C 值範圍
A	自由車流	0.0≦V/C<0.6
B	穩定車流（少許延滯）	0.6≦V/C<0.7
C	穩定車流（延滯可接受）	0.7≦V/C<0.8
D	近乎不穩定車流（延滯可容忍）	0.8≦V/C<0.9
E	不穩定車流（延滯不可容忍）	0.9≦V/C<1.0
F	強迫車流（已阻塞）	1.0≦V/C

資料來源：[1]

15.5 分析方法

步驟一：輸入資料

輸入資料，包括圓環簡圖、車道有無分隔、路口數、地區型態、各交織段車道數、長寬、平均車道寬度及坡度、進入路口流量流向分布、尖峰小時係數及路口行人衝突數。地區型態包括市中心商業區(CBD)及非 CBD 之地區。交織段長度指二路口間交織段中心線長度。

步驟二：估計尖峰 15 分鐘小車流率及相關之車流分布特性

如輸入資料之流率為尖峰小時流率或車流中有不同車種，則可用式(15.2)將尖峰小時流率轉換成尖峰 15 分鐘小車流率。此外，須根據圖 15.6 或圖 15.7 估計相關車流分布的參數值。

步驟三：估計各交織段之容量

式(15.5)可先用於估計各交織段之直進容量 C_i。根據直進容量，各交織段之容量C_{wi}可從式(15.4)估計之。

步驟四：估計圓環容量

式(15.1)可用以估計圓環之容量 C。

步驟五：評估服務水準

各交織段之 V/C 比值可估計為 V_{wi} /Cwi。圓環之 V/C 比值則等於 $\sum Q_i$ /C。根據這些 V/C 比值，表 15.6 可用以訂定各交織段及整個圓環之服務水準。

15.6 應用例題

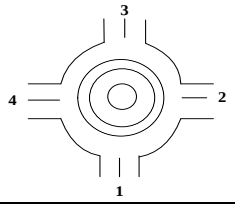
15.6.1 例題 1：車道無分隔之圓環

此例之圓環的幾何設計及尖峰小時之車流狀況如表 15.7 所示。試估計交織路段及圓環的容量與服務水準。

解：

根據尖峰小時之車流分布及尖峰小時係數，表 15.7 中之流率可轉換成尖峰 15 分鐘之流率，結果如表 15.8 所示。此外，根據圖 15.6，各交織段的非交織流率 V_{n1}，V_{n2}及交織流率 V_{wa}，V_{wb}可估計如下：

表 15.7　輸入資料

圓環地點：					時間：7:30~9:30			
調 查 者：					日期：			
圓環簡圖： 								
車道有無分隔：無	路　口　數：　4				地區型態：非 CBD			
交 織 段 編 號	1		2		3		4	
車道數 N	3		3		3		3	
平均車道寬（公尺）	3.92		3.92		3.92		3.92	
交織段長（公尺）	39.0		40.0		40.0		38.0	
路面坡度（%）	0		0		0		0	
路　口　編　號	1		2		3		4	
尖 峰 小 時 流 率	Q_{11}	163	Q_{21}	308	Q_{31}	941	Q_{41}	256
流 向 分 布	Q_{12}	403	Q_{22}	150	Q_{32}	191	Q_{42}	457
(小車/小時)	Q_{13}	1,374	Q_{23}	210	Q_{33}	130	Q_{43}	66
	Q_{14}	129	Q_{24}	247	Q_{34}	275	Q_{44}	51
	Q_{15}		Q_{25}		Q_{35}		Q_{45}	
尖　峰　係　數	0.92		0.91		0.95		0.90	
行 人 衝 突 數	50		50		50		50	

資料來源：[1]。

第 1 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1}=Q_{33}$$

$$V_{n2}=Q_{12}$$

2. 交織車流

$$V_{wa}=Q_{11}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{43}+Q_{44}$$

$$V_{wb}=Q_{22}+Q_{32}+Q_{42}$$

第 2 交織路段

1. 非交織車流率

$V_{n1} = Q_{44}$

$V_{n2} = Q_{23}$

2. 交織車流

$V_{wa} = Q_{22} + Q_{24} + Q_{21} + Q_{14} + Q_{11}$

$V_{wb} = Q_{33} + Q_{43} + Q_{13}$

第 3 交織路段

1. 非交織車流率

$V_{n1} = Q_{11}$

$V_{n2} = Q_{34}$

2. 交織車流

$V_{wa} = Q_{33} + Q_{31} + Q_{32} + Q_{21} + Q_{22}$

$V_{wb} = Q_{44} + Q_{14} + Q_{24}$

第 4 交織路段

1. 非交織車流率

$V_{n1} = Q_{22}$

$V_{n2} = Q_{41}$

2. 交織車流

$V_{wa} = Q_{44} + Q_{42} + Q_{43} + Q_{32} + Q_{33}$

$V_{wb} = Q_{11} + Q_{21} + Q_{31}$

根據各交織段之交織流率及非交織流率，其相關之交織段流率 V_i，較大之交織流率 V_{w1}，較小之交織流率 V_{w2}，及右轉率 r_i 可從圖 15.6 之公式估計而得。結果如表 15.8 所示。

各交織段直進容量及容量可從式(15.5)及式(15.4)估計之，結果如表 15.9 所示，表 15.10 顯示各交織段及整個圓環之 V/C 比值與其相關之服務水準。

表 15.8　尖峰 15 分鐘流率與交織折減容量

路口編號	1		2		3		4	
進入路口流率流向分布(小車/小時)	Q_{11}	177	Q_{21}	338	Q_{31}	991	Q_{41}	284
	Q_{12}	438	Q_{22}	165	Q_{32}	201	Q_{42}	508
	Q_{13}	1,493	Q_{23}	231	Q_{33}	137	Q_{43}	73
	Q_{14}	140	Q_{24}	271	Q_{34}	289	Q_{44}	57
	Q_{15}		Q_{25}		Q_{35}		Q_{45}	
進入路口尖峰流率	Q_1	2,248	Q_2	1,005	Q_3	1,618	Q_4	922
交織段編號i	1		2		3		4	
尖峰流率V_i	3,389		3,082		2,766		2,931	
右轉率	0.387		0.628		0.274		0.611	
V_{W1}	1,940		1,703		1,832		1,506	
V_{W2}	874		1,091		468		976	
交織折減容量 KV_{W2}	1,748		2,182		936		1,952	

註：流率與流量單位為小車/小時

資料來源：[1]。

表 15.9　交織段容量

交織段編號 i	1	2	3	4
理想每車道疏解容量	1,900	1,900	1,900	1,900
車道數N	3	3	3	3
車道寬調整因數，表 15.2	1.0	1.0	1.0	1.0
坡度調整因數，表 15.3	1.0	1.0	1.0	1.0
地區型態調整因素，表 15.4	1.0	1.0	1.0	1.0
右轉調整因數，表 15.5	0.93	0.89	0.96	0.90
直進路口容量C_i	5,301	5,073	5,472	5,130
交織段容量C_{Wi}	3,553	2,891	4,536	3,178

註：容量單位為小車/小時

資料來源：[1]。

表 15.10　交織段及圓環的容量與服務水準

交織段編號 i	1	2	3	4
交織段容量 C_{wi}	3,553	2,891	4,422	3,178
尖峰流率 V_i	3,389	3,082	2,766	2,931
V_i / C_{wi}	0.95	1.07	0.63	0.92
服務水準，表 15.6	E	F	B	E
路口編號 i	1	2	3	4
進入路口尖峰流率 Q_i	2,248	1,005	1,618	922
圓環容量 $C_i = \frac{\sum Q_i}{\sum V_i} \times \sum C_{wi}$	6,686			
$\frac{\sum Q_i}{C}$	0.87			
圓環服務水準，表 15.6	D			

註：流量與流率單位為小車/小時

資料來源：[1]。

15.6.2 例題 2：車道有分隔之圓環

此例圓環有分隔島以分離機車及其他車種。圓環之幾何設計及尖峰小時之車流狀況如表 15.11 所示。試評估交織路段及圓環的容量及服務水準。

解：

評估此圓環運轉的程序與例題 1 相同。惟一不同之處在於估計各交織段。各交織段之非交織車流 V_{n1}， V_{n2} 及交織車流 V_{wa}，V_{wb} 可根據圖 15.6 估計如下：

第 1 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{33}$$

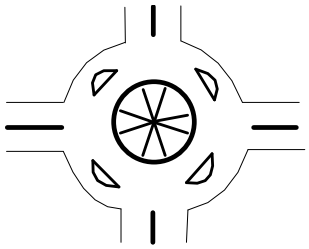
$$V_{n2} = q_{12}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{11} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{43} + Q_{44} + q_{11} + q_{13} + q_{14} + q_{33} + q_{44} + q_{43}$$

$$V_{wb} = Q_{12} + Q_{22} + Q_{32} + Q_{42} + q_{22} + q_{32} + q_{42}$$

表 15.11　輸入資料

圓環地點：			時間：				
調 查 者：			日期：				
圓環簡圖： 							
車道有無分隔：有	路　口　數：　4				地區型態：非 CBD		
交 織 段 編 號	1		2		3		4	
車　道　數 N	4		4		4		4	
平均車道寬（公尺）	4.1		4.1		4.1		4.1	
交織段長（公尺）	38		37		38		38	
路面坡度（%）	0		0		0		0	
路　口　編　號	1		2		3		4	
尖峰小時流率 流向分布 (小車/小時/)	Q_{11} q_{11}	33 16	Q_{21} q_{21}	335 167	Q_{31} q_{31}	576 289	Q_{41} q_{41}	193 96
	Q_{12} q_{12}	280 140	Q_{22} q_{22}	29 14	Q_{32} q_{32}	384 192	Q_{42} q_{42}	318 159
	Q_{13} q_{13}	713 356	Q_{23} q_{23}	332 166	Q_{33} q_{33}	22 11	Q_{43} q_{43}	218 110
	Q_{14} q_{14}	204 103	Q_{24} q_{24}	407 203	Q_{34} q_{34}	247 124	Q_{44} q_{44}	19 9
	Q_{15} q_{15}		Q_{25} q_{25}		Q_{35} q_{35}		Q_{45} q_{45}	
尖　峰　係　數	0.95		0.92		0.94		0.90	
行 人 衝 突 數	50		50		50		50	

資料來源：[1]。

第 2 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{44}$$

$$V_{n2} = Q_{23}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{22}+Q_{24}+Q_{21}+Q_{14}+Q_{11}+q_{22}+q_{24}+q_{21}+q_{44}+q_{11}+q_{14}$$

$$V_{wb} = Q_{23}+Q_{33}+Q_{43}+Q_{13}+q_{33}+q_{43}+q_{13}$$

第 3 交織路段

1. 非交織車流率

$V_{n1} = Q_{11}$

$V_{n2} = q_{34}$

2. 交織車流

$V_{wa} = Q_{33}+Q_{31}+Q_{32}+Q_{21}+Q_{22}+q_{33}+q_{31}+q_{32}+q_{11}+q_{22}+q_{21}$

$V_{wb} = Q_{34}+Q_{44}+Q_{14}+Q_{24}+q_{44}+q_{14}+q_{24}$

第 4 交織路段

1. 非交織車流率

$V_{n1} = Q22$

$V_{n2} = q_{41}$

2. 交織車流率

$V_{wa} = Q_{44}+Q_{42}+Q_{43}+Q_{32}+Q_{33}+q_{44}+q_{42}+q_{22}+q_{43}+q_{33}+q_{32}$

$V_{wb} = Q_{41}+Q_{11}+Q_{21}+Q_{31}+q_{11}+q_{21}+q_{31}$

此例題之其他相關估計值列於表 15.12、15.13 及 15.14 中。

表 15.12　尖峰 15 分鐘流率及交織折減流率

路口編號	1		2		3		4	
進入路口流率流向分布(小車/小時)	Q_{11} q_{11}	35 17	Q_{21} q_{21}	364 182	Q_{31} q_{31}	613 307	Q_{41} q_{41}	214 107
	Q_{12} q_{12}	295 147	Q_{22} q_{22}	32 15	Q_{32} q_{32}	409 204	Q_{42} q_{42}	353 177
	Q_{13} q_{13}	751 375	Q_{23} q_{23}	361 180	Q_{33} q_{33}	23 12	Q_{43} q_{43}	242 122
	Q_{14} q_{14}	215 108	Q_{24} q_{24}	442 221	Q_{34} q_{34}	263 132	Q_{44} q_{44}	21 10
	Q_{15} q_{15}		Q_{25} q_{25}		Q_{35} q_{35}		Q_{45} q_{45}	
進入路口尖峰流率	Q_1	1,943	Q_2	1,797	Q_3	1,963	Q_4	1,246
交織段編號 i	1		2		3		4	
尖峰流率 V_i	3,563		3,728		3,625		3,459	
右轉率	0.458		0.554		0.390		0.532	
V_{W1}	1,908		1,641		2,178		1,588	
V_{W2}	1,485		1,886		1,280		1,732	
交織折減容量 KV_{w2}	2,970		3,282		2,560		3,176	

註：流量與流率單位為小車/小時

資料來源：[1]。

表 15.13　交織段容量

交織段編號 i	1	2	3	4
理想每車道疏解容量	1,900	1,900	1,900	1,900
車道數 N	4	4	4	4
車道寬調整因素，表 15.2	1.0	1.0	1.0	1.0
坡度調整因素，表 15.3	1.0	1.0	1.0	1.0
地區型態調整因素，表 15.4	1.0	1.0	1.0	1.0
右轉調整因素，表 15.5	0.92	0.91	0.93	0.91
直進路口容量，C_i	7,691	7,608	7,775	7,608
交織段容量，C_{wi}	4,721	4,326	5,215	4,432

註：容量單位為小車/小時
資料來源：[1]。

表 15.14　交織段及圓環的容量與服務水準

交織段編號 i	1	2	3	4
交織段容量 C_{wi}	4,721	4,326	5,215	4,432
尖峰流率 V_i	3,563	3,728	3,625	3,459
V_i/C_{wi}	0.75	0.86	0.70	0.78
服務水準，表 15.6	C	D	C	C
路口編號 i	1	2	3	4
進入路口尖峰流率 Q_i	1,943	1,797	1,963	1,246
圓環容量 $C = \frac{\sum Q_i}{\sum V_i} \times \sum C_{wi}$	9,037			
$\frac{\sum Q_i}{C}$	0.77			
圓環服務水準，表 15.6	C			

註：容量單位為小車/小時
資料來源：[1]

參考文獻

1.「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。

2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 87, Highway Research Board, Washington, D.C., 1965.

3. 周義華及劉瑞麟，「以模擬方法研究圓環交叉路口幾何設計與容量之關係」，運輸計劃，第二十二卷第三期，民國 82 年 9 月。

第十六章 市區幹道

目　錄

頁次

16.1 緒論 16-1
16.2 車流特性 16-2
16.2.1 停等車疏解率 16-2
16.2.2 自由旅行速率 16-7
16.2.2.1 單向各 1 車道 16-7
16.2.2.2 多車道禁行機車 16-7
16.2.2.3 多車道混合車道 16-10
16.2.2.4 未特別標明速限之道路 16-13
16.2.2.5 多車道之大車 16-13
16.2.2.6 自由速率之分布 16-14
16.2.2.7 平均自由速率之設定 16-15
16.2.3 臨界間距 16-16
16.3 分析對象 16-17
16.4 分析工作 16-18
16.5 分析狀況 16-19
16.5.1 分析時段 16-19
16.5.2 幾何設計 16-19
16.5.3 交通狀況 16-23
16.5.4 交通控制 16-25
16.6 資料蒐集 16-27
16.6.1 現場調查 16-27
16.6.2 模擬 16-29
16.7 績效指標及服務水準劃分標準 16-30
16.8 應用例題 16-32
16.8.1 例題 1 16-32
16.8.2 例題 2 16-33
16.8.3 例題 3 16-34

參考文獻..... 16-35

圖 目 錄

頁次

圖 16.1　傳統飽和疏解率之觀念 16-3
圖 16.2　機車專用道停等車疏解率之特性 16-3
圖 16.3　市區直行停等小車疏解率之特性 16-4
圖 16.4　市區左轉停等小車疏解率之特性 16-4
圖 16.5　轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素 16-5
圖 16.6　轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素 16-6
圖 16.7　轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素 16-6
圖 16.8　單向各 1 車道平均自由速率與路口間距之關係 16-7
圖 16.9　最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性 16-8
圖 16.10　非最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性 16-8
圖 16.11　最左側與非最左側禁行機車道小車平均自由速率
之比較 16-9
圖 16.12　最左側混合車道上小車平均自由速率與
號誌化路口間距及車道分隔型態之關係 16-11
圖 16.13　最左側混合車道上機車平均自由速率與
號誌化路口間距及車道分隔型態之關係 16-11
圖 16.14　左側及右側混合車道上小車平均自由速率之比較 16-12
圖 16.15　左側及右側混合車道上機車平均自由速率之比較 16-12
圖 16.16　正常化自由速率之分布 16-14
圖 16.17　左側禁行機車道平均自由速率與路口間距及
車道寬之關係 16-20
圖 16.18　時差定義示意圖 16-26
圖 16.19　平均旅行速率之估計誤差與測試車之調查次數的
關係 16-28
圖 16.20　Art U1.txt 之模擬路網 16-30
圖 16.21　例題 1 平均停等延滯之特性 16-33
圖 16.22　例題 2 週期長度對總平均延滯之影響 16-34

表 目 錄

頁次

表 16.1　路邊停車調整因素 16-5
表 16.2　最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式 16-9
表 16.3　非最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式 16-10
表 16.4　混合車道小車平均自由速率之估計模式 16-13
表 16.5　混合車道機車平均自由速率之估計模式 16-13
表 16.6　號誌化路口臨界間距代表值(秒)..... 16-17
表 16.7　市區幹道路口間距之狀況 16-18
表 16.8　直行停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係 16-21
表 16.9　左轉停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係 16-22
表 16.10 市區尖峰方向係數 D 及尖峰小時係數 PHF 之
代表值 16-24
表 16.11 平均旅行速率估計誤差範圍或然率與所需樣本數
關係 16-28
表 16.12 市區及郊區幹道服務水準劃分標準 16-31
表 16.13 號誌化路口及「停」、「讓」控制路口之服務水準
劃分標準 16-32

16.1 緒論

市區幹道指市區中之號誌化街道，其連貫性佳，常能穿越半個市區以上，而且在路口之轉向流量通常在 20%以下[1]。市區幹道除了有號誌化路口之外，也可能有非號誌化路口及圓環。有些幹道有公車專用道或機車專用道。

從用路人之立場而言，市區幹道的主要交通運轉績效為平均旅行速率。平均旅行速率深受到速限及號誌化路口延滯的影響。傳統估計號誌化路口延滯之分析性模式[3]假設第 4 或第 5 部停等車疏解之後，停等車之疏解率會達到一穩定狀態。因為影響延滯的因素很多，分析性延滯模式常有大的估計誤差[5]。臺灣號誌化路口停等車的疏解有顯著不同的特性。除了機車專用道停等車疏解會達到一定穩定之疏解率之外，小車之疏解率在綠燈時段開始之後常持續上升。因此傳統停等車之疏解觀念不宜用來分析臺灣號誌化路口之運轉[6]。

為了建立改良之容量分析方法，本所陸續蒐集有關機車專用道[1]，號誌化路口[8]及市區幹道[8,9]交通特性現場資料。「2011 年臺灣公路容量手冊」[1]分析機車專用道、市區號誌化路口、郊區號誌化路口及市區幹道的方法乃根據這些資料所建立。

市區幹道之號誌化路口交通運轉容易受到上、下游號誌控制的影響。建立能在廣泛狀況下可靠的預測或評估這種互動關係的分析性模式是一極困難的工作。因此 2011 年容量手冊第十六章採用公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)第三版分析市區幹道，此模式已被 2021HTSS 模式取代。

市區幹道由一連串之路口及路口間之路段所構成。大多數的路口有號誌控制，其他路口為非號誌化路口或圓環。幹道上也可能有機車專用道或公車專用道等設施。本手冊第十章(市區地下道號誌化路口)、第十三章(市區號誌化路口)、第十四章(非號誌化路口)、第十五章(圓環)、對這些各別設施的車流特性及分析有詳細的說明。本章的討論偏重於幹道整體分析，並且大部分沿用 2011 年手冊第十六章之資料。

本所尚未蒐集有關圓環及非號誌化路口之車流特性資料以更新

第十四章及第十五章。2021HTSS 模式沒有模擬圓環的功能，也尚未用臺灣非號誌化路口之車流特性測試及微調模擬非號誌化路口之邏輯。所以本章只介紹 2021HTSS 模擬號誌化路口及相鄰幹道之應用。

16.2 車流特性

幹道上之車流特性隨設施性質而變。本手冊在其他章有提供個別設施車流的資料。本章只歸納本所在 2007 及 2008 年之研究結果[8,9]。說明三項幹道車流特性。

16.2.1 停等車疏解率

傳統之停等車疏解率觀念[3]假設第 4 部或第 5 部（進入路口）之後，疏解率會達到一穩定的最高值，如圖 16.1 所示。此穩定最高值稱為飽和流率。根據飽和流率之觀念，在一個時相（綠燈及燈號轉換時段）內疏解的停等小車數可當作集中在有效綠燈時相內。時相長度與有效綠燈之差異通稱損失時間。飽和流率及損失時間可很方便的應用於模擬號誌化路口之運轉。美國聯邦公路總署(FHWA)所發展之 NETSIM[12]模擬模式是應用穩定飽和流率觀念之其中一模式。

臺灣機車專用道上，機車在號誌化路口之疏解特性類似傳統觀念之疏解行為，如圖 16.2 所示，主要之差異是在綠燈尾端之疏解率有升高之傾向。臺灣停等小車疏解率之特性則與傳統觀念之疏解行為大不相同，如圖 16.3 及圖 16.4 所示。2021HTSS 模式 2021HTSS 模式已根據上述在無行人及路邊停車活動干擾情況下的小車及機車疏解特性加以微調。

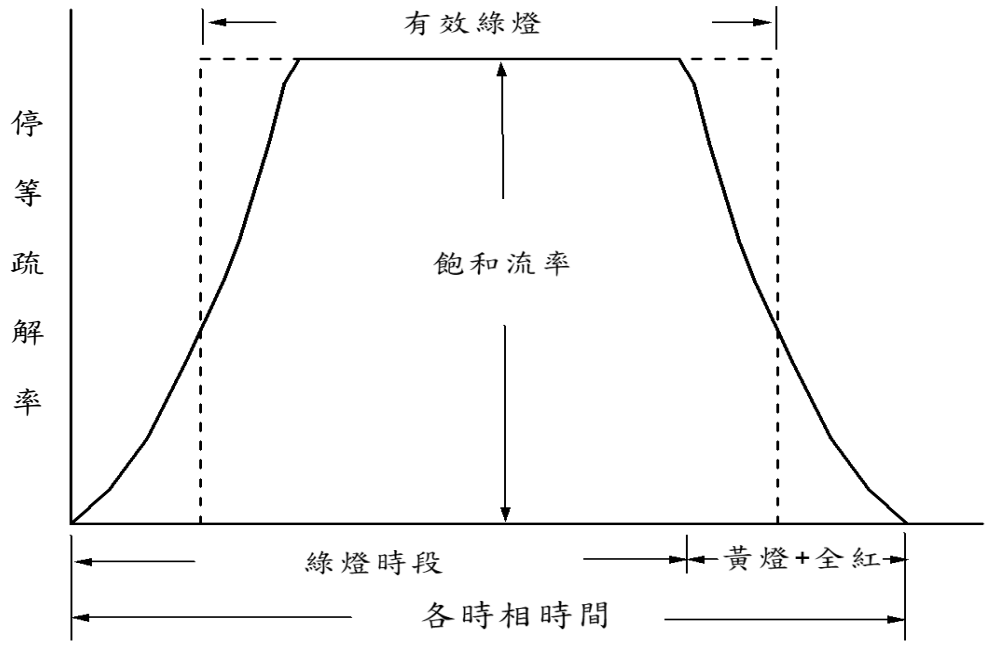
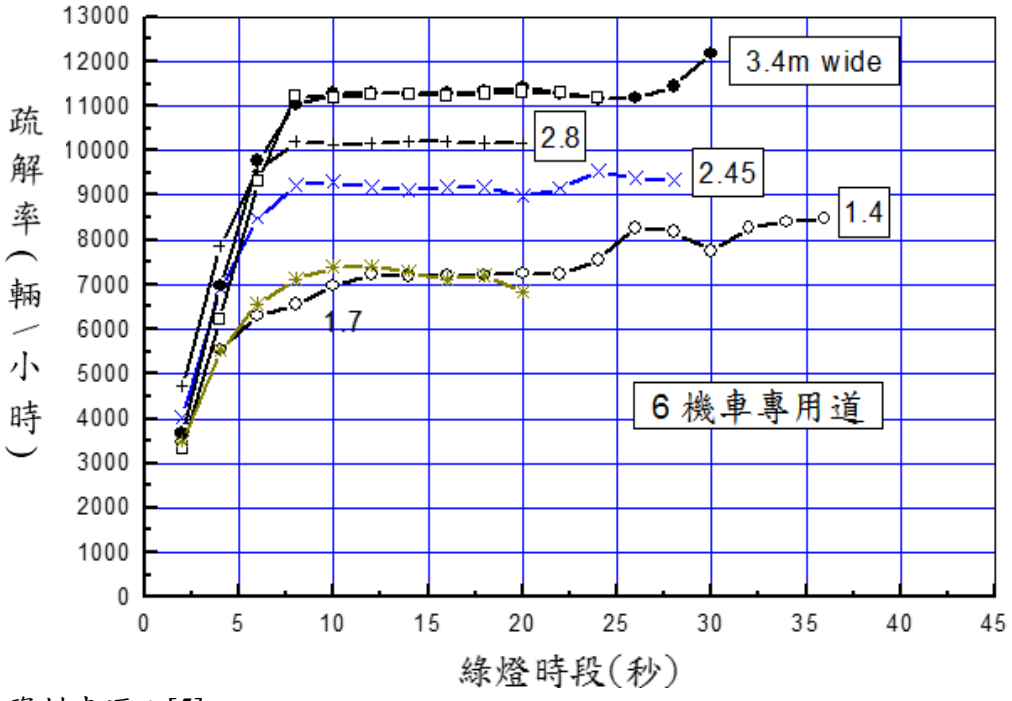
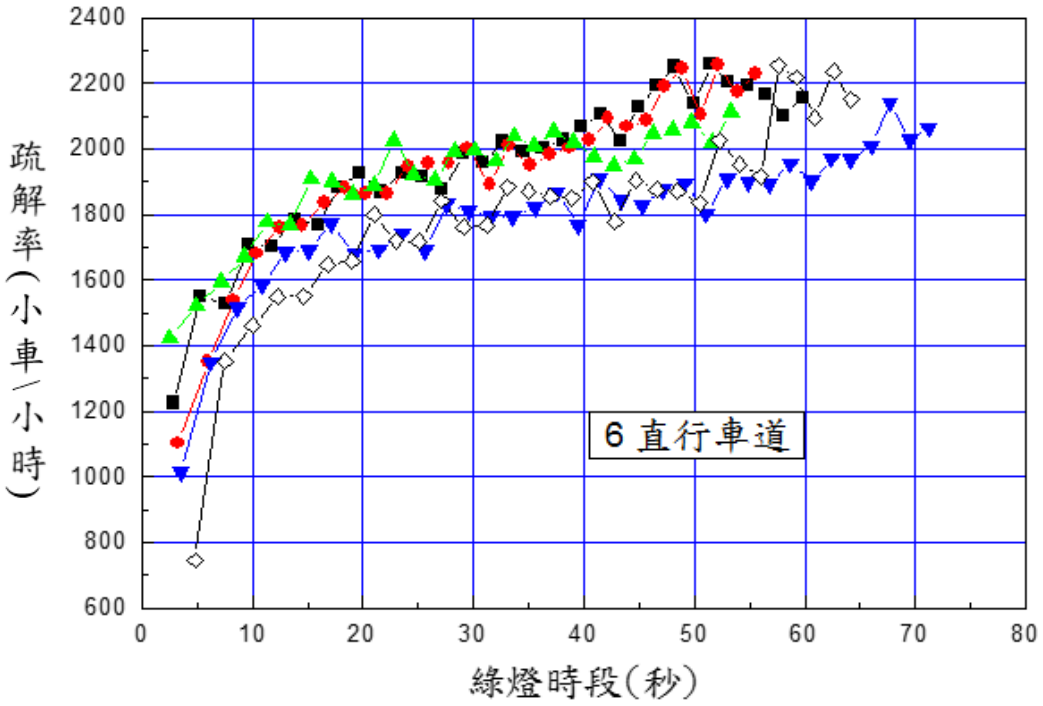


圖 16.1　傳統飽和疏解率之觀念



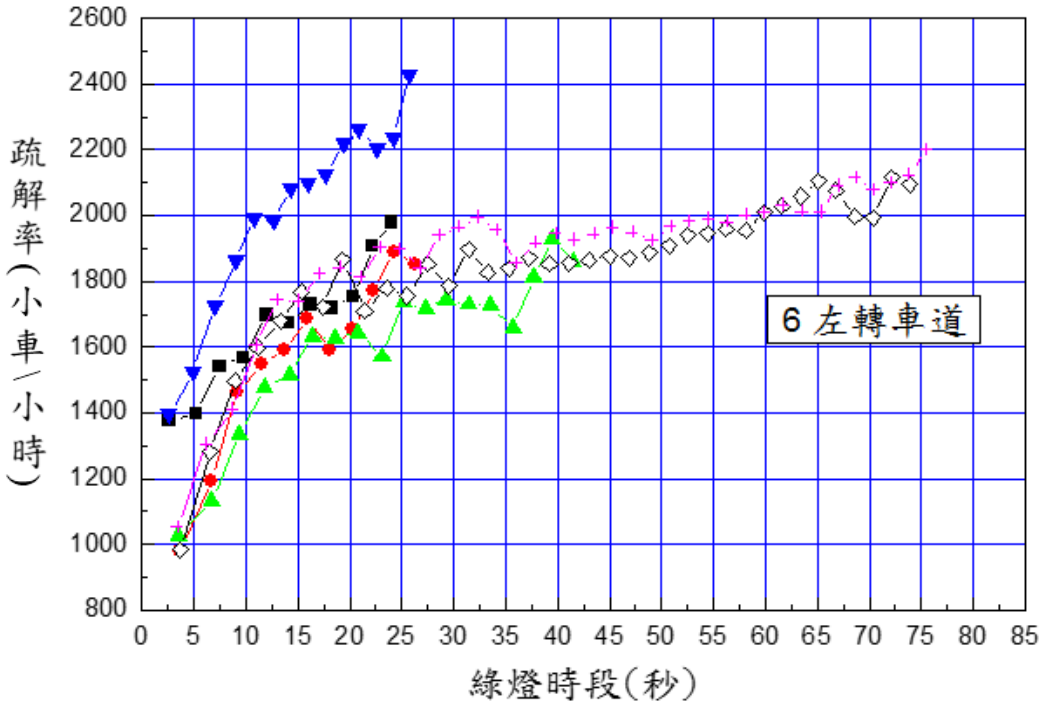
資料來源：[5]。

圖 16.2　機車專用道停等車疏解率之特性



資料來源：[5]。

圖 16.3　市區直行停等小車疏解率之特性



資料來源：[5]。

圖 16.4　市區左轉停等小車疏解率之特性

路邊有停車活動時，正在進、出車位之車輛可能阻擋疏解車流而導致疏解率降低。在這情形下，表 16.1 之因素可用來調整有停車活動時之疏解率。

表 16.1　路邊停車調整因素

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：[8]。

市區路口常有行人。如果行人沒有保護時相可用，則行人與左轉或右轉車輛可能會有衝突而造成疏解率降低。這問題在本手冊第十三章有詳細的討論，並建議調整因素，但目前尚無現場資料確定衝突行人對疏解率之影響。第十三章所建議的調整因素如圖 16. 5、圖 16.6 及圖 16.7 所示。這些圖中 N_S 代表左轉或右轉車能進入並停在路口而且能避免阻擋上游車流之車數。圖中的轉彎比例代表能讓左轉或右轉車使用之車道中，左轉或右轉車輛占該車道之比例。通常行人流率高時，應有一行人保護時相可用，所以適用的行人調整因素可能在 0.85 以上。

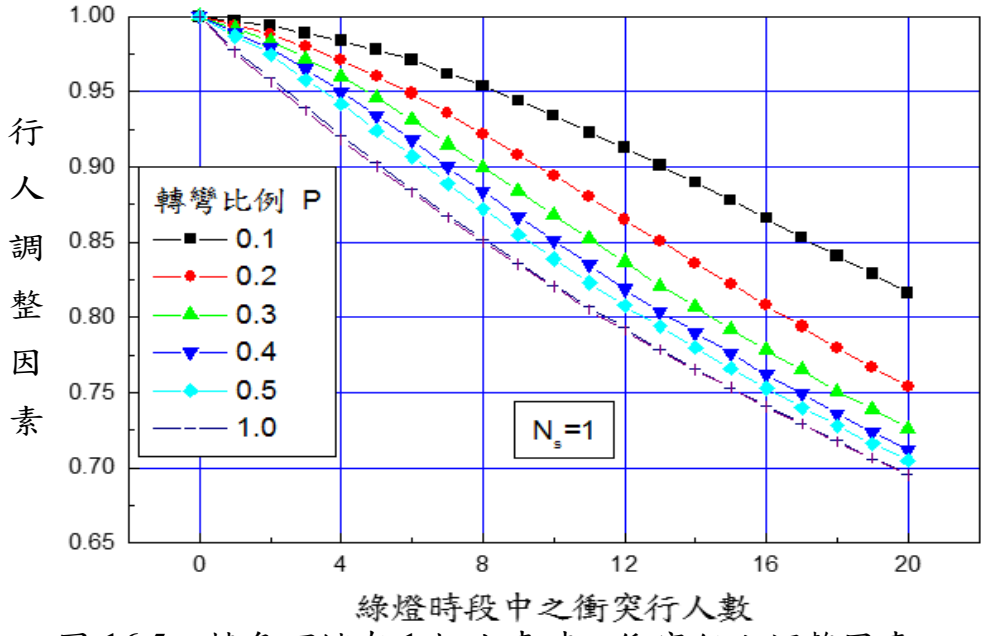
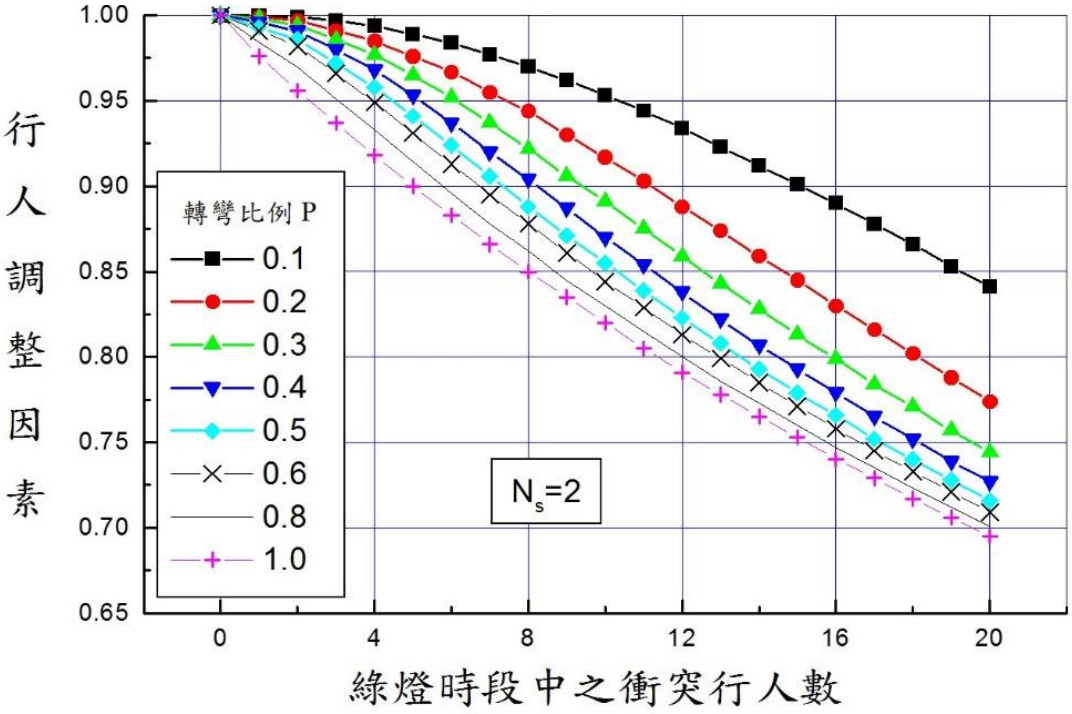
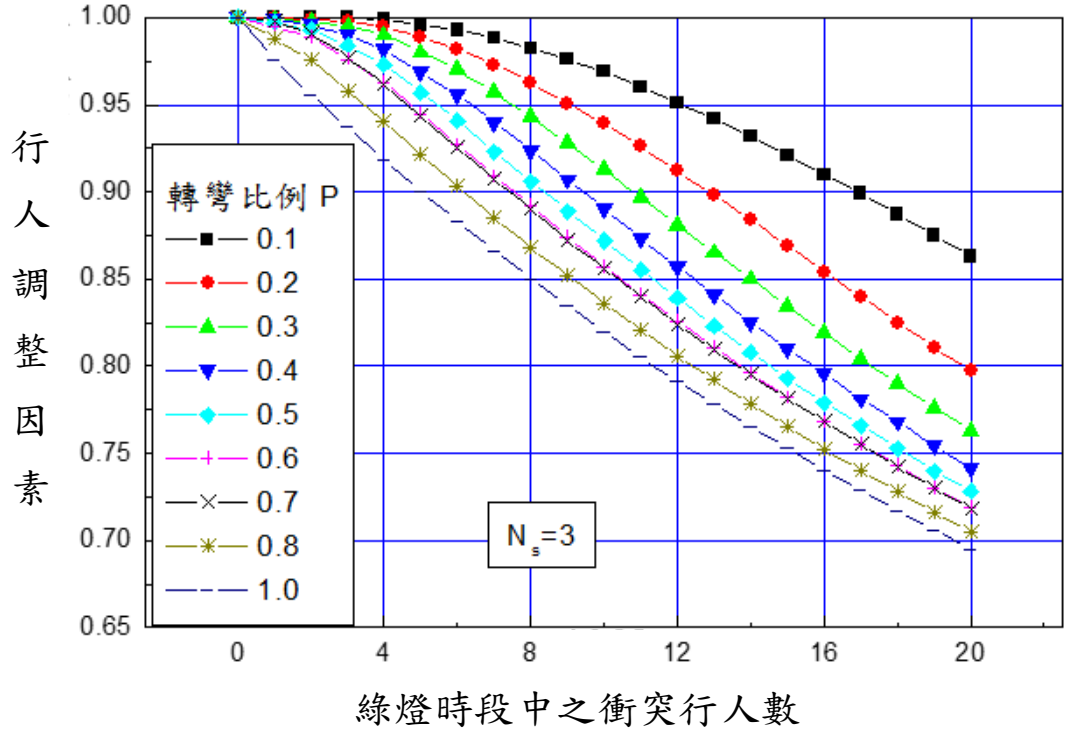


圖 16.5　轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素



資料來源：[8]。

圖 16.6　轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素



資料來源：[8]。

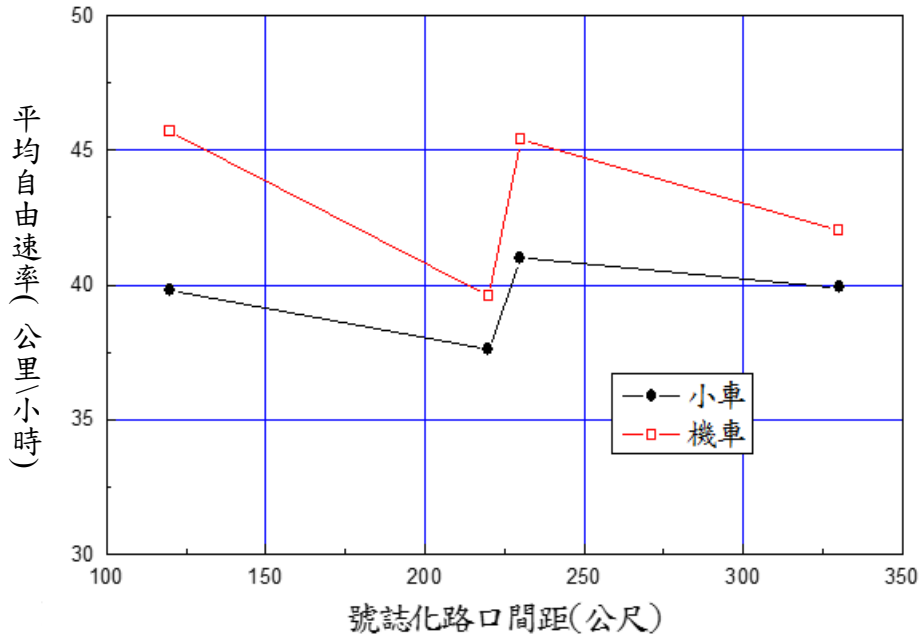
圖 16.7　轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

16.2.2 自由旅行速率

每一模擬節線(單方向路段)須有一平均自由旅行速率之輸入值。平均自由旅行速率受速限、路口間距、車道型態(禁行機車或混合車道)、車道數等因素的影響。在同一路段上自由速率也可能隨地點而變。為實用起見，本章用路段中點的自由速率代表路段之自由速率。根據本所蒐集之現場資料[9]，本章先描述市區道路平均自由旅行速率之特性，然後說明平均自由旅行速率輸入值之設定。

16.2.2.1 單向各 1 車道

根據在桃園中正路所蒐集的資料，速限 50 公里/小時之雙車道市區道路上的平均自由速率與路口間距的關係不明顯，其值在 38～46 公里/小時之範圍內，如圖 16.8 所示。



調查地點：桃園市中正路，速限 50 公里/小時

圖 16.8　單向各 1 車道平均自由速率與路口間距之關係

16.2.2.2 多車道禁行機車

市區道路禁行機車道之速限可能是 50、60 或 70 公里/小時。圖 16.9 顯示最左側禁行機車道之平均自由速率有隨速限及路口間距而增加之現象。其他禁行機車道上之平均速率有同樣的現象，如圖 16.10

所示。圖 16.11 比較最左側及其他禁行機車道之平均自由速率。

一般而言，有中央實體分隔時，最左側車道上的平均自由速率比其他車道約高 2～4 公里/小時。中央以標線分隔時，所有車道的平均自由速率差異不顯著。這些平均自由速率的特性可用表 16.2 及表 16.3 的模式來代表。

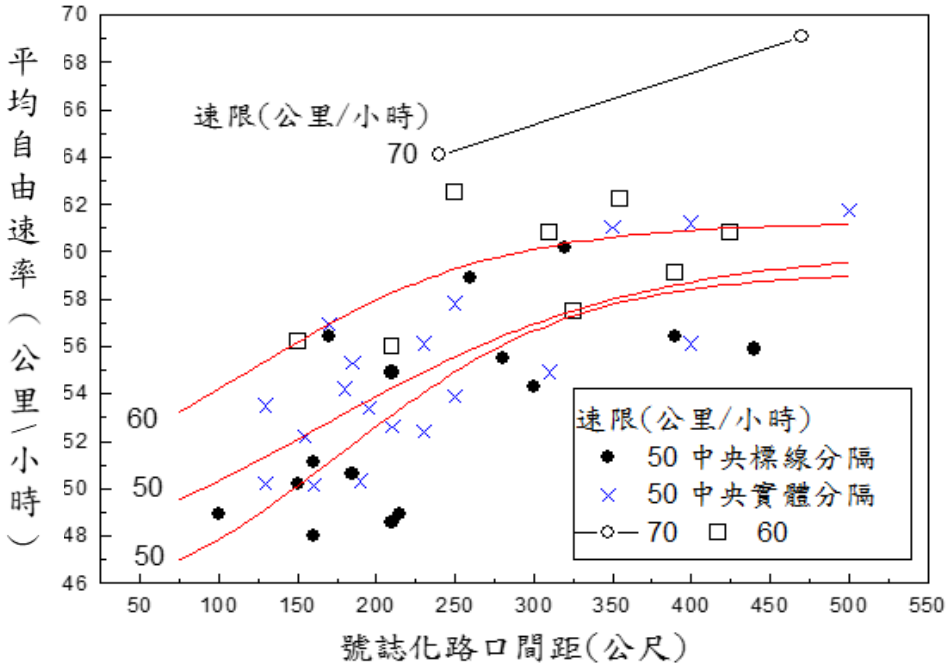


圖 16.9　最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性

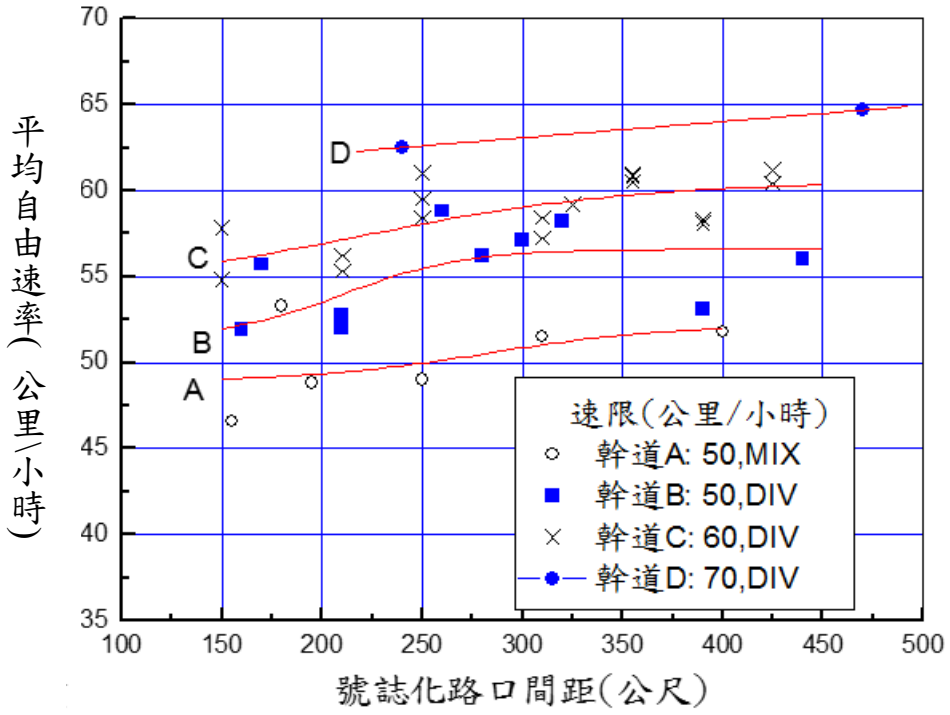


圖 16.10　非最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性

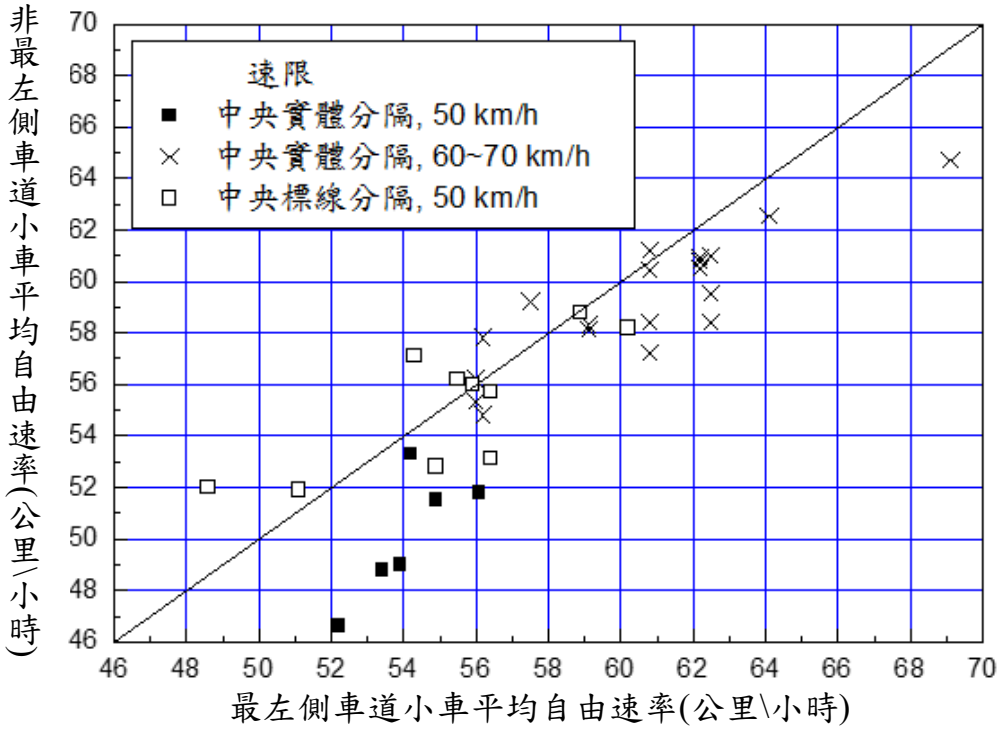


圖 16.11　最左側與非最左側禁行機車道小車平均自由速率之比較

表 16.2　最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式

中央分隔型態	速限(公里/小時)	平均自由速率 V_{fl}(公里/小時)
標線	50	$V_{f1}=59.2-\frac{12.56}{1+e^{\frac{S-179.86}{74.18}}}$
實體	50	$V_{f1}=60.1-\frac{14.93}{1+e^{\frac{S-164.86}{102.20}}}$
實體	60	$V_{f1}=61.2-\frac{12.56}{1+e^{\frac{S-118.80}{78.44}}}$
實體	70	$V_{f1}=67.7-\frac{12.56}{1+e^{\frac{S-118.80}{78.44}}}$

註：$S=$ 號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[9]。

表 16.3　非最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式

分隔型態	速限(公里/小時)	平均自由速率 V_{f2}(公里/小時)
標線與混合車道分隔	50	$V_{f2} = 52.2 - \frac{3.28}{1 + e^{\frac{S-282.79}{44.51}}}$
分隔島或護欄	50	$V_{f2} = 56.5 - \frac{5.25}{1 + e^{\frac{S-210.50}{30.60}}}$
實體分隔	60	$V_{f2} = 60.6 - \frac{6.38}{1 + e^{\frac{S-219.21}{69.38}}}$
實體分隔	70	$V_{f2} = 65.1 - \frac{6.38}{1 + e^{\frac{S-219.21}{69.38}}}$

註：S = 號誌化路口間距(公尺)。

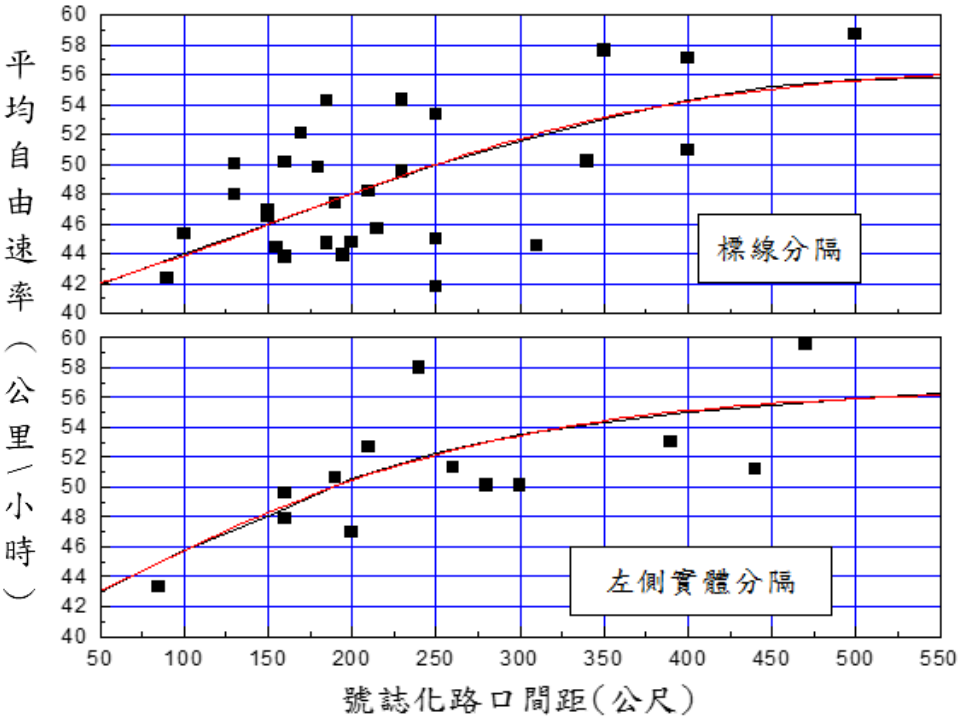
資料來源：[9]。

16.2.2.3 多車道混合車道

於速限 50 公里/小時之市區道路，最左側混合車道上小車及機車的平均自由速率特性各如圖 16.12 及圖 16.13 所示。從此兩圖可知，混合車道上機車及小車之平均自由速率差異不大。車道分隔型態的影響也很小。

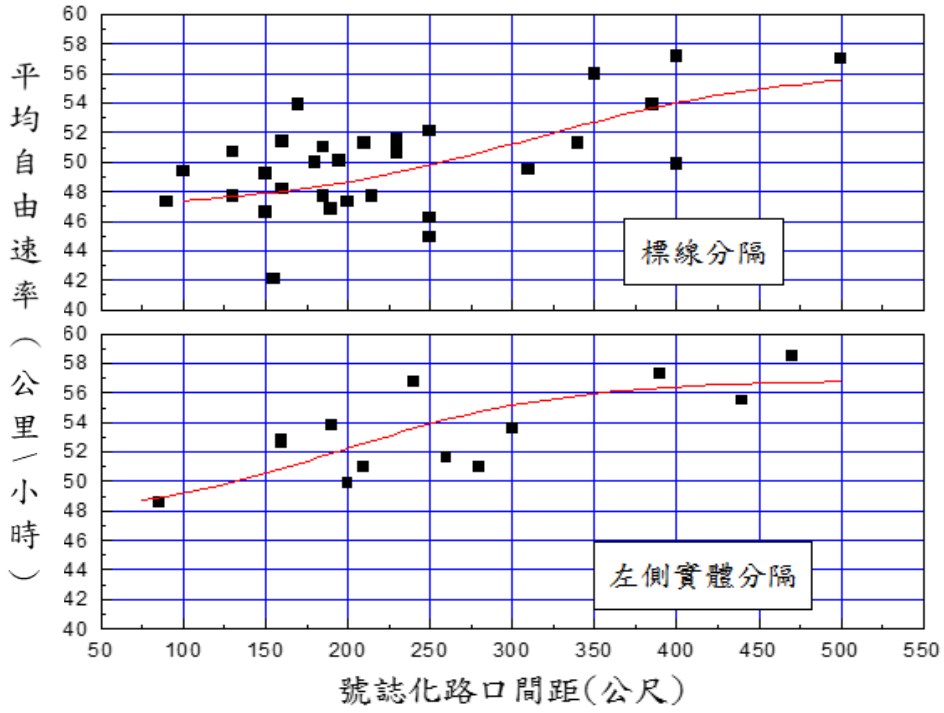
圖 16.14 及圖 16.15 比較最左側及最右側混合車道上小車及機車之平均自由速率。右側車道上小車之自由速率常比左側車道上之速率低 4～6 公里/小時。右側車道上機車之自由速率也比左側車道上之機車自由速率低，其差距有時超過 10 公里/小時。

上述之平均自由速率特性可用表 16.4 及表 16.5 之模式來代表。



註：速限 50 公里/小時

圖 16.12　最左側混合車道上小車平均自由速率與號誌化路口間距及車道分隔型態之關係



註：速限 50 公里/小時

圖 16.13 最左側混合車道上機車平均自由速率與號誌化路口間距及車道分隔型態之關係

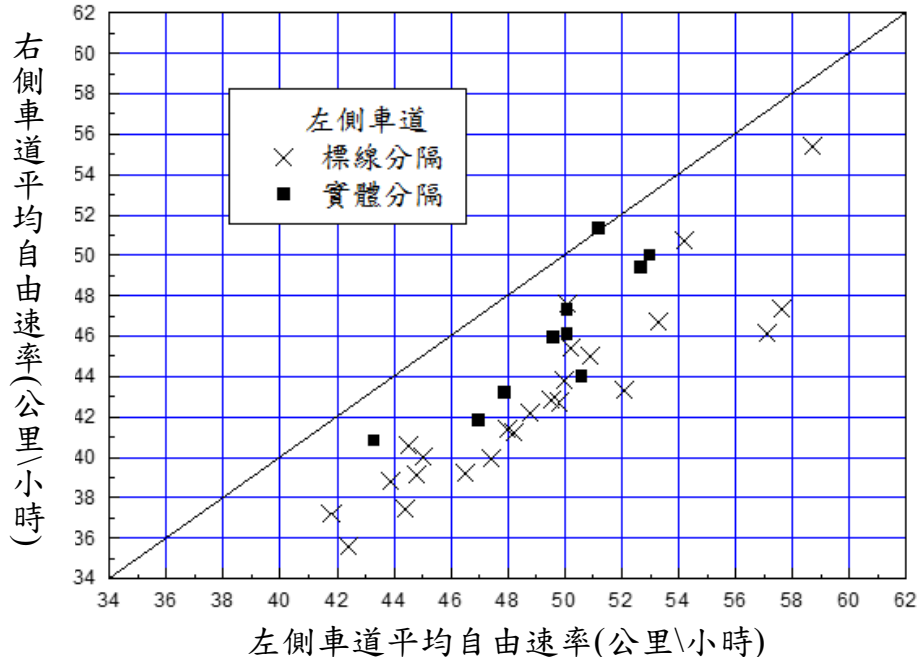


圖 16.14　左側及右側混合車道上小車平均自由速率之比較

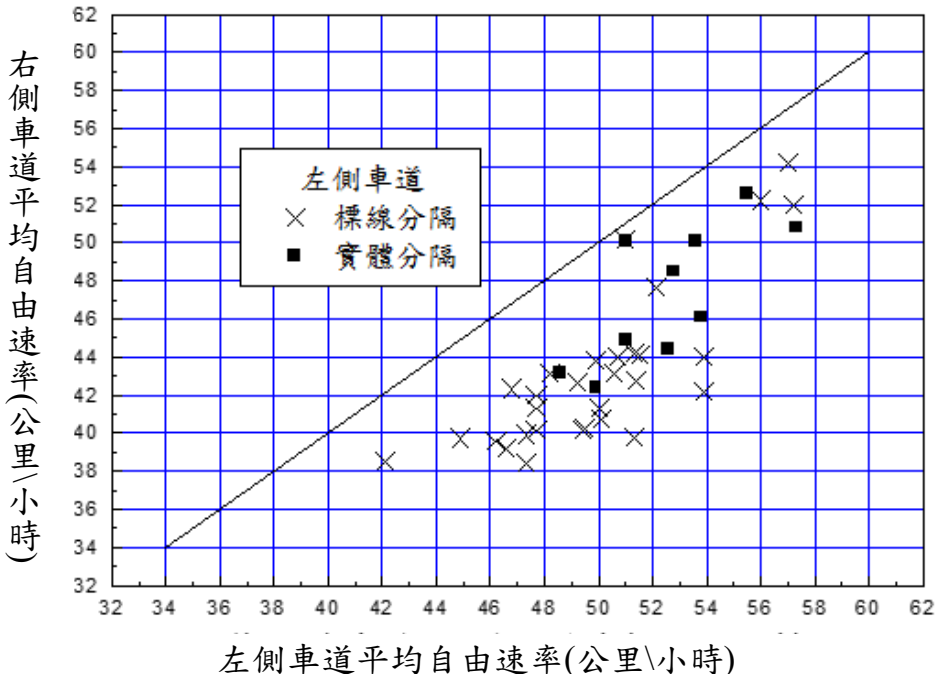


圖 16.15　左側及右側混合車道上機車平均自由速率之比較

表 16.4　混合車道小車平均自由速率之估計模式

車道位置	車道 分隔型態	速限 (公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
左側	左側標線	50	$V_{f1} = 56.9 - \frac{20.87}{1+e^{\frac{S-162.49}{124.81}}}$
	左側分隔島 或護欄	50	$V_{f1} = 56.6 - \frac{27.98}{1+e^{\frac{S-43.53}{124.15}}}$
右側	右側路肩	50	$V_{f2} = 39.1 + 0.02S$

註：S= 號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[9]。

表 16.5　混合車道機車平均自由速率之估計模式

車道位置	車道 分隔型態	速限 (公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
左側	左側標線	50	$V_{f1} = 56.3 - \frac{9.53}{1+e^{\frac{S-311.4}{78.52}}}$
	左側分隔島 或護欄	50	$V_{f2} = 56.9 - \frac{9.61}{1+e^{\frac{S-195.58}{68.84}}}$
右側	右側路肩	50	$V_{f2} = 38.6 + 0.023S$

註：S= 號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[9]。

16.2.2.4 未特別標明速限之道路

部分市區道路未特別以標誌或標線(標字)來標明速限，且路寬一般比較狹窄、流量不大。本所尚未探討這種道路之交通特性，所以目前沒有現場平均自由速率的資料供參考。但推測此類道路之平均自由速率會比市區單向各 1 車道且速限 50 公里/小時之道路(見 16.2.2.1 節)來得低。換言之，這種道路之平均自由速率很可能在 35 公里/小時以下。

16.2.2.5 多車道之大車

市區道路上之大車很少，自由旅行狀況下行進之大車更少，因此

很難蒐集大車自由速率的資料。根據臺北市中山北路及興隆路上共 6 個路段的資料，大車之平均自由速率比小車低 5～10 公里，也比機車低 10～15 公里/小時。大車之平均自由速率可從下式來估計：

$$V_B = 16.2 + 0.47\ V_C \tag{16.1}$$

此式中，

V_B ＝ 大車之平均自由速率（公里/小時）；
V_C ＝ 小車之平均自由速率（公里/小時）。

16.2.2.6 自由速率之分布

一道路上個別車輛速率之差異會影響公路之運轉績效。現場資料顯示機車、小車及大車正常化(normalized)自由旅行速率（亦即個別自由速率與平均自由速率之比值）有幾乎相同的分布，如圖 16.16 所示。這些分布可用下列模式來代表：

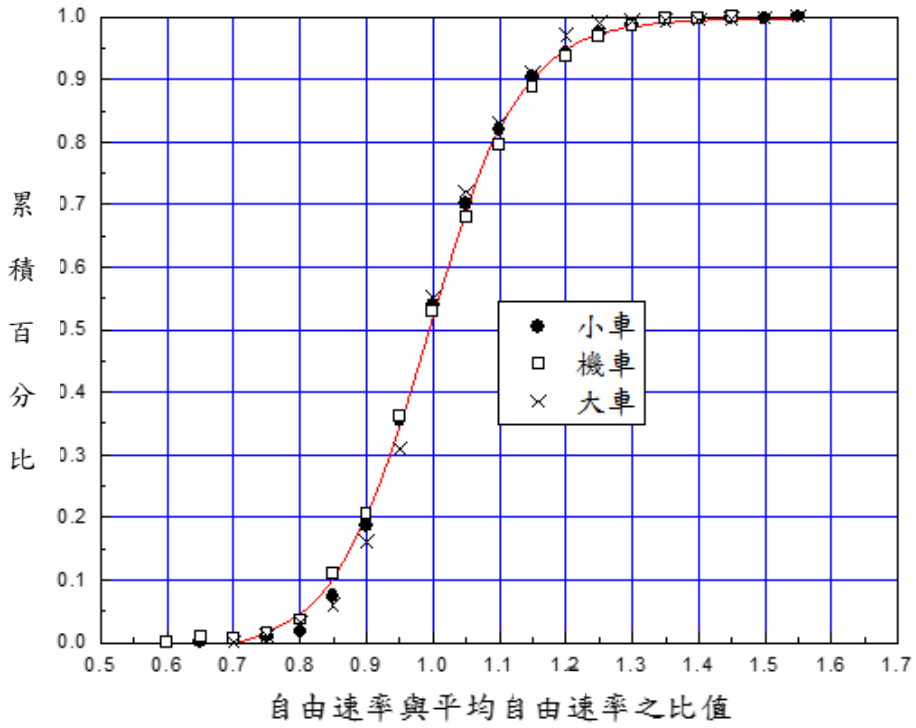


圖 16.16　正常化自由速率之分布

如 V＜0.7，則

$$F(V \le x) = 0 \tag{16.2a}$$

如 0.7 ≦ V ≦1.55，則

$$F(V \le x) = 0.997 - \frac{1.013}{1+e^{\frac{x-0.991}{0.070}}} \quad (16.2b)$$

如 V > 1.55，則

$$F(V \le x) = 1 \quad (16.2c)$$

這些公式中，

V = 正常化自由速率（自由速率除以平均自由速率）；

X = 正常化自由速率之任一設定值；

$F(V \le x)$ = V 小於或等於 x 之百分比。

HTSS 模式根據上述之模式來模擬個別車輛之自由旅行速率。

16.2.2.7 平均自由速率之設定

本章建議在沒有現場資料之情況下，可用下列之模式設定平均自由速率 V_f。這些模式中，S 代表號誌化路口間距（公尺），N 代表節線之車道數，N_m 為混合車道數。

1. 單車道節線（速限 50 公里/小時）

$$V_f = 40 \sim 45 \text{ 公里/小時} \quad (16.3)$$

2. 多車道節線，全部為禁行機車道

(1) 速限 50 公里/小時，中央標線分隔

$$V_f = 59 - \frac{12.56}{(1+e^{\frac{S-179.86}{74.18}})} \quad (16.4)$$

(2) 速限 50 公里/小時，中央實體分隔

$$V_f = 60 - \frac{14.56}{(1+e^{\frac{S-164.86}{102.20}})} \quad (16.5)$$

(3) 速限 60 公里/小時，中央實體分隔

$$V_f = 61 - \frac{12.56}{(1+e^{\frac{S-118.80}{78.44}})} \quad (16.6)$$

(4) 速限 70 公里/小時，中央實體分隔

$$V_f = 66 - \frac{12.56}{(1+e^{\frac{S-118.80}{78.44}})} \quad (16.7)$$

3. 多車道節線，同向分隔島右側節線，速限 50 公里/小時

(1) 有禁行機車道及混合車道

$$V_f = 60 - \frac{14.93}{(1+e^{\frac{S-164.86}{102.20}})} - 5(N_m + 1)/N \quad (16.8)$$

(2) 只有混合車道

$$V_f = 57 - \frac{27.98}{(1+e^{\frac{S-43.53}{124.13}})} - 7/N \quad (16.9)$$

4. 多車道節線，無同向分隔島，中央標線分隔，速限 50 公里/小時

(1) 有禁行機車道及混合車道

$$V_f = 59 - \frac{12.56}{(1+e^{\frac{S-179.86}{74.18}})} - 5(N_m + 1)/N \quad (16.10)$$

(2) 只有混合車道

$$V_f = 57 - \frac{20.87}{(1+e^{\frac{S-162.49}{124.81}})} - 5/N \quad (16.11)$$

5. 多車道節線，無同向分隔島，中央實體分隔，速限 50 公里/小時

(1) 有禁行機車道及混合車道

$$V_f = 60 - \frac{14.93}{(1+e^{\frac{S-164.86}{102.20}})} - 5(N_m + 1)/N \quad (16.12)$$

(2) 只有混合車道

$$V_f = 57 - \frac{27.98}{(1+e^{\frac{S-43.53}{124.13}})} - 5/N \quad (16.13)$$

16.2.3 臨界間距

在號誌化路口之衝突左轉駕駛員及在「停」、「讓」控制路口而且沒有優先路權之駕駛員，必須利用衝突車流中車與車之間的間距進入路口。分析駕駛員間距接受行為及其對路口容量或服務水準之影響

時，通常假設間距超過一預設之門檻值時，最少有一輛車可利用該間距，小於門檻值之間距則不能利用，此門檻值稱為臨界間距。

臨界間距受衝突型態、車種、駕駛行為等因素的影響。根據本手冊表 14.5，車輛在非號誌化路口之臨界間距如表 16.6 所示。號誌化路口之左轉車輛及右轉車輛如遭遇到衝突車流，也須利用衝突車流中之間距完成轉彎。本手冊第 11 章指出，對向只有一直行車道時，號誌化路口左轉車之臨界車距在 3.2~3.5 秒之間，對向有 2 直行車道時之臨界間距則增高到 4.2~4.6 秒。

表 16.6 號誌化路口臨界間距代表值(秒)

單位：秒

車種	流動方向			
	支道左轉	支道直進	支道右轉	幹道左轉
機　車	3.9	3.3	2.2	3.3
小型車	4.7	4.0	2.5	3.4
大型車	5.2	4.0	3.4	3.8

資料來源：本手冊表 14.5。

臺灣駕駛人在非號誌化路口時常忽視「停」、「讓」控制。因此臨界間距的觀念是否適用於分析幹道車流與「停」、「讓」控制支道車流之衝突還須在後續研究中探討。

16.3 分析對象

分析市區幹道之主要目的是估計平均旅行速率以評估一幹道之整體交通功能之服務水準，另一目的是評估幹道上對連貫性車流有影響的路口之交通運轉，以協助決定哪一路段必要改善或如何改善。

市區及郊區可能沒有明顯之界限，而且一道路可能跨越市區及郊區。市區及郊區道路之分析方法雖然相同，但是兩者之交通特性稍有不同，幾何設計狀況也有差別，因此在市區及郊區界限不明顯之情況下，本章進一步根據平均路口間距將一道路區分為市區道路及郊區道路。郊區道路宜根據容量手冊第十一章之資料來分析。

根據市區地圖資料，表 16.7 顯示臺北市及其他 4 縣市市區主要

道路上路口間距之性質。從此表可知各縣市市區道路之平均路口間距在 170～250 公尺之間，個別幹道上之平均路口間距則在 400 公尺以下。郊區道路之間距預期會較長。以早期之西濱快速道路為例，其在新竹香山及苗栗通霄之間的 17 個路段中有 3 個路段超過 2 公里，其他路段之平均路口間距為 800 公尺。市區邊緣郊區道路上之路口間距應會短於 800 公尺，但長於 400 公尺。為選擇分析方法之方便起見，當市區及郊區界限不明時，平均路口間距超過 450 公尺之道路或道路之一部分，應當作郊區道路來分析。

表 16.7　市區幹道路口間距之狀況

市區	路口間距(公尺)		幹道平均路口間距(公尺)		
	最短	最長	平均	最短	最長
臺北市	50	700	248	213	303
臺南市	48	595	174	141	263
臺中市	30	680	198	156	290
高雄市	21	819	183	151	281
新北市	30	830	197	119	396

市區道路的速限可能是 50、60、70 公里/小時或無速限標誌。根據現行「道路交通安全規則」[10]，在無速限標誌之市區道路上，行車速度不得超過 50 公里/小時，但在未劃分車道線、行車方向線或分向限制之道路、或設有快慢車道分隔線之慢車道，時速不得超過 40 公里/小時。

市區幹道沒有設置速限標誌的可能性極低，本所尚未蒐集這些無速限標誌道路之交通特性資料。

16.4 分析工作

分析市區幹道的工作包括：

1.訂定分析狀況(分析時段、幾何設計、交通狀況及交通控制)。

2.選擇資料蒐集方法。

3.蒐集、整理並分析資料

4.評估服務水準

本章之 16.5、16.6 及 16.7 節分別進一步說明分析狀況、資料蒐集及服務水準之相關事項。。

16.5 分析狀況

分析狀況包括分析時段、幾何設計、交通狀況及交通控制。

16.5.1 分析時段

規劃及設計一新公路設施時，一般宜根據設計小時(design hour)中尖峰 15 分鐘之需求流率。所以分析時段應是尖峰 15 分鐘。評估現存設施時，原則上也以尖峰 15 分鐘為分析時段。但如有必要也可使用較長的分析時段。例如一幹道各路口之最長號誌週期長度為 200 秒，而且資料蒐集必須包含 10 週期，則分析時段等於 2,000 秒，遠超過 15 分鐘。涵蓋之週期數太少，蒐集的資料可能不具代表性；另一方面，如果尖峰 15 分鐘前後之車流狀況與尖峰 15 分鐘之狀況有很大的差異，則蒐集的資料不能代表尖峰 15 分鐘之交通運轉。因此如果因週期很長，在尖峰 15 分鐘不能取得最少 10 週期之資料，則資料蒐集宜在數天中同一尖峰 15 分鐘進行

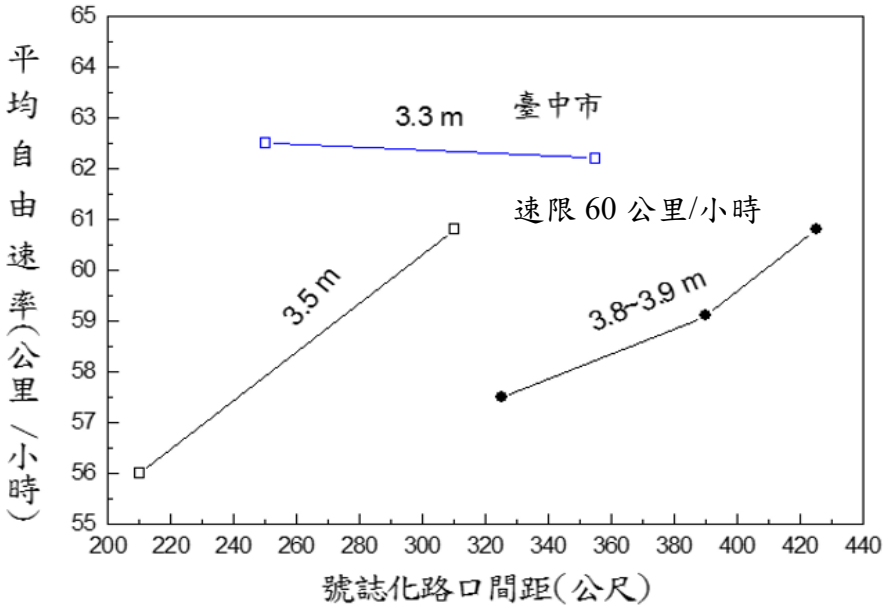
16.5.2 幾何設計

影響市區道路及路口交通運轉之主要幾何設計因素包括：

.中央分隔型態（實體分隔或標線分隔）。
.是否有同向分隔車道。
.車道寬、車道數、及左、右轉專用車道之設置。
.機車專用道、公車專用道及公車站之設置。
.各路段之路口間距。
.坡度。

幾何設計影響到停等車在路口之疏解率及道路之平均自由旅行速率。但是影響交通運轉的因素很多，而且這些因素可能有互動的關係，因此現場資料常未能顯示交通特性與某一幾何設計因素有明顯之關係。例如交通界一般認為車道寬越高，停等車疏解率及自由旅行速

率會越高。機車專用道的停等車疏解率確實有隨車道寬而增加之現象[7]，但市區道路禁行機車道寬在常見的 2.8～3.5 公尺之間，或混合車道（機車與其他車輛共用之車道）車道寬在 3.0～4.5 公尺之範圍內時，較窄的車道寬有時比較寬的車道有較高之停等車疏解率[9]。圖 16.17 亦顯示臺中市較寬的車道反而有較低的平均自由旅行速率。



資料來源：[9]。

圖 16.17 左側禁行機車道平均自由速率與路口間距及車道寬之關係

表 16.8 及表 16.9 各顯示直行及左轉停等小車在不同幾何設計及槽化(channelization)狀況時之疏解率。表 16.8 之 6 種車道性質如下：

S1：中央實體分隔、無同向分隔、無緊鄰公車專用道；
S2：中央實體分隔、無同向分隔、有緊鄰公車專用道；
S3：中央實體分隔、同向分隔；
S4：中央標線分隔、同向分隔；
S5：中央標線分隔、無同向分隔；
S6：緊鄰左側同向分隔島。

表 16.8　直行停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係

有效綠燈時相(秒)	直行車道之類型					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
5	1.6	1.2	1.6	1.3	1.4	0.9
7	2.6	2.1	2.5	2.3	2.3	1.8
9	3.6	2.9	3.4	3.2	3.2	2.6
11	4.6	3.8	4.3	4.1	4.1	3.5
13	5.6	4.7	5.2	5.1	5.0	4.4
15	6.6	5.7	6.1	6.1	6.0	5.4
17	7.7	6.6	7.0	7.1	6.9	6.3
19	8.7	7.5	8.0	8.1	7.8	7.2
21	9.8	8.5	8.9	9.1	8.8	8.2
23	10.8	9.4	9.9	10.1	9.8	9.1
25	11.9	10.4	10.9	11.2	10.8	10.1
27	13.0	11.3	11.9	12.2	11.8	11.0
29	14.1	12.3	12.9	13.3	12.8	12.0
31	15.2	13.3	13.9	14.4	13.8	13.0
33	16.3	14.3	14.9	15.5	14.8	14.0
35	17.4	15.3	15.9	16.6	15.9	15.0
37	18.5	16.3	17.0	17.7	17.0	16.0
39	19.7	17.3	18.0	18.9	18.0	17.0
41	20.8	18.3	19.1	20.0	19.1	18.1
43	22.0	19.4	20.1	21.2	20.2	19.1
45	23.2	20.4	21.2	22.4	21.3	20.2
47	24.4	21.5	22.3	23.6	22.4	21.2
49	25.6	22.5	23.4	24.8	23.6	22.3
51	26.8	23.6	24.5	26.0	24.7	23.4
53	28.0	24.7	25.6	27.1	25.9	24.4
55	29.2	25.8	26.8	28.3	27.0	25.5
57	30.4	26.9	27.9	29.5	28.2	26.5
59	31.6	28.0	29.0	30.6	29.4	27.6
61	32.8	29.1	30.2	31.8	30.6	28.6
63	34.0	30.3	31.3	33.0	31.8	29.6

表 16.8　直行停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係(續)

有效綠燈時相(秒)	直行車道之類型					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
65	35.2	31.4	32.4	34.1	33.1	30.7
67	36.4	32.5	33.6	35.3	34.3	31.7
69	37.6	33.7	34.7	36.5	35.5	32.8

註：有效綠燈時相為綠燈時間加 3.5 秒。

表 16.9　左轉停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係

有效綠燈時相(秒)	左轉車道之類型			
	中央標線分隔單左轉	中央實體分隔單左轉	雙左轉	三左轉
5	0.9	1.7	1.3	1.8
7	1.9	2.5	2.2	2.6
9	2.9	3.3	3.1	3.4
11	3.9	4.2	4.1	4.2
13	4.9	5.0	5.0	5.0
15	5.9	5.9	5.9	5.8
17	6.9	6.8	6.9	6.7
19	7.9	7.8	7.9	7.5
21	8.9	8.7	8.8	8.4
23	9.9	9.6	9.8	9.2
25	10.9	10.6	10.8	10.1
27	12.0	11.6	11.8	10.9
29	13.0	12.6	12.8	11.8
31	14.0	13.7	13.8	12.7
33	15.1	14.7	14.9	13.5
35	16.1	15.8	15.9	14.4
37	17.2	16.8	17.0	15.3
39	18.3	17.8	18.0	16.2
41	19.3	18.8	19.1	17.0
43	20.4	19.7	20.1	17.9
45	21.5	20.7	21.2	18.8

表 16.9　左轉停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係(續)

有效綠燈時相(秒)	左轉車道之類型			
	中央標線分隔單左轉	中央實體分隔單左轉	雙左轉	三左轉
47	22.6	21.7	22.3	19.7
49	23.7	22.7	23.4	20.6
51	24.8	23.7	24.5	21.6
53	25.9	24.7	25.6	22.5
55	27.0	25.7	26.8	23.4
57	28.1	26.6	27.9	24.3
59	29.2	27.6	29.0	25.2
61	30.3	28.6	30.2	26.1
63	31.4	29.6	31.4	27.0
65	32.5	30.6	32.5	27.9
67	33.5	31.6	33.6	28.8
69	34.6	32.5	34.8	29.7

註：有效綠燈時相為綠燈時間加 3.5 秒。

16.5.3 交通狀況

許多交通狀況對市區道路及路口之服務品質有影響。這些因素包括需求流率、車種組成、行進方向之分布、路口之衝突行人流率、路邊停車之頻率、駕駛員之間距接受行為、自由旅行速率之特性、天候、視線、鋪面狀況、及停等車之疏解特性等。

規劃及設計一新道路時，需求流率是設計年(design year)中設計小時內某一時段流率之預估值。通常此流率為 15 分鐘的尖峰流率，其值可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \tag{16.14}$$

或

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{PHF} \tag{16.15}$$

此式中，

Q_{15} = 單方向尖峰 15 分鐘之需求流率(輛/小時)；

ADT = 設計年雙向平均每日流率(輛/日)；

K = 設計小時流量係數（尖峰小時流量占 ADT 之比例)；

D = 流量方向係數(較高方向流量占雙向流量之比例)；

PHF = 尖峰小時係數(尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比值)；

Q_{60} = 尖峰小時流率(輛/小時)。

根據本所 2007 年及 2008 年之研究資料[8,9]，設計(尖峰)小時流量係數（K）之代表值在 0.07 左右。表 16.10 顯示臺灣 5 個市區的代表性尖峰小時係數（PHF）及流量方向係數（D)。

表 16.10　市區尖峰方向係數 D 及尖峰小時係數 PHF 之代表值

幹道所在地	D 參數		PHF 參數	
	上午	下午	上午	下午
臺北市	0.68	0.59	0.93	0.94
臺中市	0.56	0.57	0.86	0.91
臺南市	0.54	0.55	0.82	0.90
桃園市	0.63	0.61	0.81	0.87
板橋市	0.60	0.57	0.87	0.86

如果分析對象為一現存之路口或道路，則需求流率宜根據現況來訂定。需求流率代表欲通過某定點之流率。此流率不一定與某定點(如停止線）觀察到的流率相同。在無壅塞狀況時，觀察到的流率可用來代表需求流率。有壅塞狀況時，在一短時間內（如 15 分鐘）欲通過一定點之車流需要比較長的時間才能完全通過。換言之，需求流率高於觀察到的流率。在這情況下，需求流率應該依據壅塞路段上游車流不受干擾的流率來訂定。如果此方法不適用，則須用長時間（直到沒有壅塞時）觀察到的流率及如式(16.15)之轉換關係來推估分析時應使用之需求流率。

16.5.4 交通控制

市區道路之主要控制包括速限、號誌控制策略、車道使用之限制（例如禁行機車）、機車兩段式左轉之規定、機車停等區之設置及使用規則，及路口之「停」、「讓」控制等。速限影響路段上之自由旅行速率。號誌控制是造成市區車流延滯之一主要原因，其控制效率受控制策略及疏解率之影響。臺灣駕駛員在「停」、「讓」控制路口之行為與西方國家之駕駛員大不相同。臺灣「停」、「讓」控制對於駕駛員之約束不大。

本手冊第十一章及第十三章對於定時號誌控制的性質已有說明。因為號誌控制是影響市區道路服務品質之主要因素，本章將定時號誌控制的性質作一簡單的介紹。

定時號誌控制可在一天中利用不同之時制計畫(timing plan)以控制不同時間內之車流。每一時制計畫之控制策略可包括下列項目：

時相(Phase)之數目及順序

每一時制計畫最少有 2 時相。每一時相含有綠燈、黃燈及全紅時段。黃燈及全紅時段亦可稱為燈號轉換時段。一時相可能只供車輛進入路口或讓車輛及行人共用或讓行人專用。如果一時相是讓行人及車輛共用，則綠燈的長度必須能讓行人安全地穿越路口。時相的數目隨路口中車流之衝突狀況而定。如果很少有衝突，則 2 時相控制最為理想；時相數越多，車輛延滯會越長。時相之順序安排對於控制效率可能有影響。交通界常用保護左轉(protected left turn)、保護/允許左轉(protected/permitted left turn)、允許/保護左轉(permitted/protected left turn)等時相及時相順序，提高交通安全及控制效率。一般用的黃燈時段在 3 到 5 秒之間。理論上，全紅時段的目的在於讓所有已進入路口之車輛都能離開路口，才讓下一時相的綠燈開始。但黃燈及全紅時間太長，在高流率之狀況下會有嚴重的車輛延滯。臺灣有些路口之全紅時間超過 4 秒。如何訂定燈號轉換時段，值得進一步探討。

週期長度

週期長度為第一時相之綠燈開始之後，各時相輪流讓車輛或行人

進入路口，直到綠燈又回到第一時相之時間。一般而言，週期長度應隨車流率之增加而增長。號誌須連鎖時，通常一路口之號誌須用同樣的週期。但是如果有些路口之流率特別低，則這些路口之號誌週期可設定為共同週期之一半。

時差

連鎖控制時，各路口有一時相須定為同步時相(synchronization phase)。在一週期中，各同步時相的綠燈在何時應啟動，必須利用時差來維持一定的關係。時差的定義如圖 16.18 所示。如果圖 16.18 中第一路口同步時相綠燈開始之瞬間為訂定時差之基準點，則從此基準點到任何一路口同步時相綠燈第一次開始之瞬間，代表該路口號誌控制之時差。因此時差最小為 0 秒，但不能超過週期長度。

週期長度、綠燈時段、燈號轉換時段及時差的選擇對幹道交通運轉效率有很大之影響。

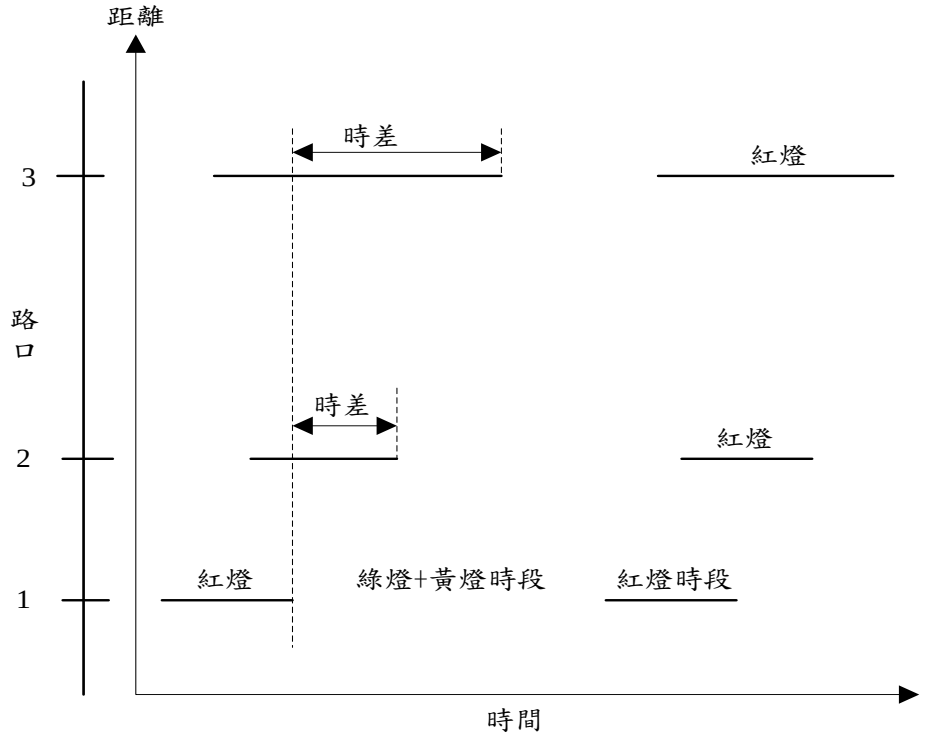


圖 16.18　時差定義示意圖

16.6 資料蒐集

規劃一新幹道或預估改善之後的運轉績效時沒有現場資料可蒐集，因此須用電腦模擬的結果來分析。評估現況所需的資料則可從現場調查或電腦模擬來取得。不論現場調查或電腦模擬，所取得的資料必須屬於同一天或數天中預定分析時段(如尖峰 15 分鐘)中之狀況。本章 16.6.1 及 16.6.2 節進一步討論這兩種資料蒐集的方法。

16.6.1 現場調查

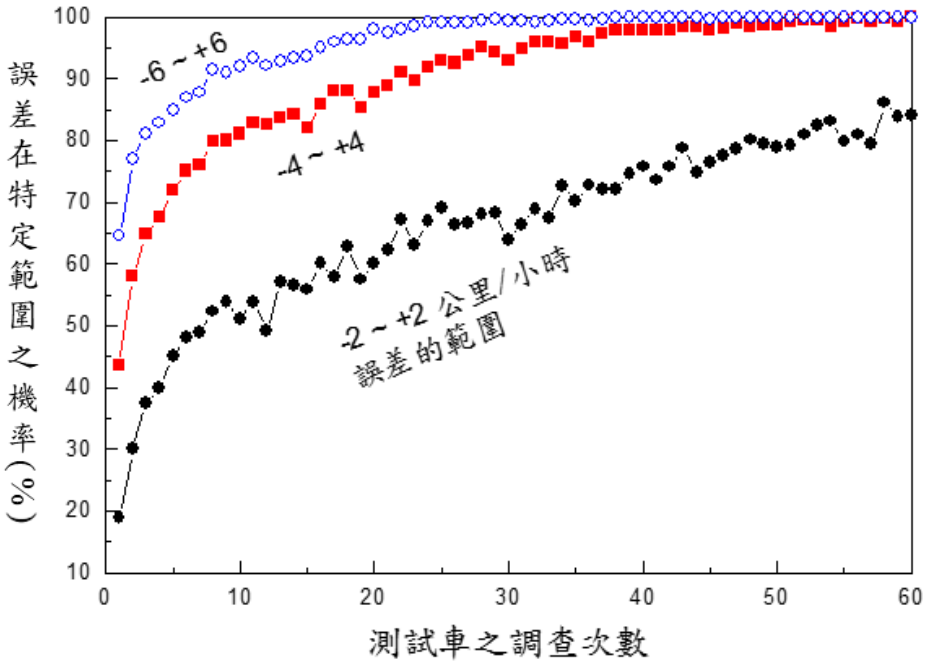
現場調查可用自動辨識或自動定位系統(automatic vehicle identification and location system)追蹤車輛，或用測試車(test car)實地在分析道路上來回行駛以蒐集旅行時間樣本。假設第 i 樣本之旅行時間為 t_i 秒，道路長度為 L 公里，而 n 為旅行時間樣本數，則平均旅行速率$\bar{V}$（公里/小時）可估計如下：

$$\bar{V} = \frac{3600\mathrm{L}}{\sum_{i=1}^{n} t_i/n} \tag{16.16}$$

以現場調查估計平均旅行速率之一個大問題是在分析時段內到底必須要蒐集多少旅行時間的樣本。美國 Transportation Research Board 2000 年公路容量手冊[3]指出可能必須要 6 到 12 個樣本。事實上樣本數須多少的問題沒有確定的答案。其一原因是期望的估計精確度及旅行時間的變異性會影響所需之樣本數，但是旅行時間的變異性又無法正確的估計。

如果幹道長度為 1,600 公尺，而且有 4 個號誌化路口，HTSS 模式第三版之模擬結果顯示樣本數及平均速率估計值正確性的關係受到許多因素之影響[1]。圖 16.19 顯示當旅行時間之變異係數(coefficient of variation，亦即標準差除以平均旅行時間)高達 0.4 時，平均旅行速率估計誤差範圍之或然率隨測試車隨機取樣次數之關係。從此圖可知，如果有 20 個隨機樣本，則平均速率估計誤差在±2 公里/小時之範圍的或然率大約為 60%，估計誤差在± 4 公里/小時之範圍的或然率則大約有 88%。模擬結果亦顯示在一特定的估計誤差範圍內，所須蒐集之樣本數有隨旅行時間之變異係數增加而增加的趨勢，

但變異係數相同時，所須蒐集的樣本數仍很可能有相當大的差別。這現象如表 16.11 所示。



資料來源：[1]

圖 16.19　平均旅行速率之估計誤差與測試車之調查次數的關係

表 16.11　平均旅行速率估計誤差範圍或然率與所需樣本數關係

旅行時間變異係數	平均旅行速率估計誤差範圍(公里/小時)	估計誤差範圍之或然率		
		80%	90%	95%
		所需樣本數	所需樣本數	所需樣本數
0.13~0.19	± 2	2~5	4~7	5~11
	± 4	1	1~2	2~3
	± 6	1	1	1~2
0.20~0.24	± 2	3~6	5~13	7~24
	± 4	1~2	2~3	2~5
	± 6	1	1~2	2~3
0.25~0.29	± 2	2~9	4~16	8~24
	± 4	1~2	3~4	3~7
	± 6	1	1~2	2~4
0.4	± 2	52	68	> 100
	± 4	8	23	31
	± 6	3	8	16

資料來源：[1]

從表 16.11 可知，如果估計平均速率的誤差不超過 2 公里/小時的或然率最少須有 95%，則旅行時間之變異係數在 0.13～0.29 範圍內時，測試車旅行時間之樣本數須在 5～24 之範圍內，但實際所須之樣本數不能確定。如可接受之誤差增加到 4 公里/小時，則樣本數可減少。但此估計誤差可能經常造成服務水準等級的誤判。

總而言之，除非有大樣本，現場蒐集的旅行時間難以提供可靠的平均旅行速率估計值。因為旅行時間隨車輛在車隊之位置而變，所以利用測試車蒐集市區道路上旅行時間樣本時應遵循下列 3 個原則：

1. 須在第一個號誌化路口號誌週期中不同時間進入分析道路之起點。
2. 如果可能，在同一週期中應有數部測試車在不同時間進入分析道路之起點。
3. 如果通過整個幹道之旅行時間超出分析時段，則須將幹道分成數個短路段。

此外，不論以人工或自動化系統蒐集，在同一天或數天之分析時段內取得之旅行時間樣本，最少須涵蓋 10 個號誌週期。

16.6.2 模擬

本手冊附錄 A 所描述的 2021HTSS 模式可用來蒐集並分析幹道交通運轉之績效資料。此模式之執行檔 2021htss.exe 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。利用此模式之主要工作在於根據附錄 A 建立一檔名為 htss.txt 之輸入檔。執行檔及輸入檔必須放在 Windows 平台電腦的同一子目錄(folder)。欲執行模擬時，只須在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。

如附錄 A 所示，2021HTSS 輸入檔包含許多類型的資料。更改某些檔型資料就可模擬不同狀況下的交通運轉。2021HTSS 模式將分析的公路設施用一套節線及節點構成一模擬路網。節點代表路口或讓車輛進出路網之地點，節線則代表兩節點之間的路段。此模式可利用各種檔型資料設定幾何設計(如路段長度、車道數、坡度及坡長等)、車流狀況(如自由旅行速率、車種組成、行車方向及不同時段之需求流率等)，及交通控制(如速限、號誌控制策略、禁行車道及專用車道等)。

2021HTSS 模式輸出資料可用來分析市區幹道之資料包括：

1. 通過各節線及車道之流率及平均速率。
2. 各車道車輛之平均停等延滯。
3. 幹道整體旅行距離、旅行時間、平均速率及平均速率與根據距離加權所得平均速限之比例。

「臺灣公路容量分析專區」網站提供 Art U1.txt 及 Art U2.txt 兩輸入檔範例讓模式使用者下載以作為建立輸入檔的參考。其中 Art U1.txt 所代表的模擬路網如圖 16.20 所示，此路網在兩節點之間單向只有一節線。而 Art U2.txt 路網中東西向之幹道則在兩節點之間單向有 2 節線(如快慢實體分隔之路段)。本章 16.8 節用 Art U1.txt 說明 2021HTSS 模式之一些功能。

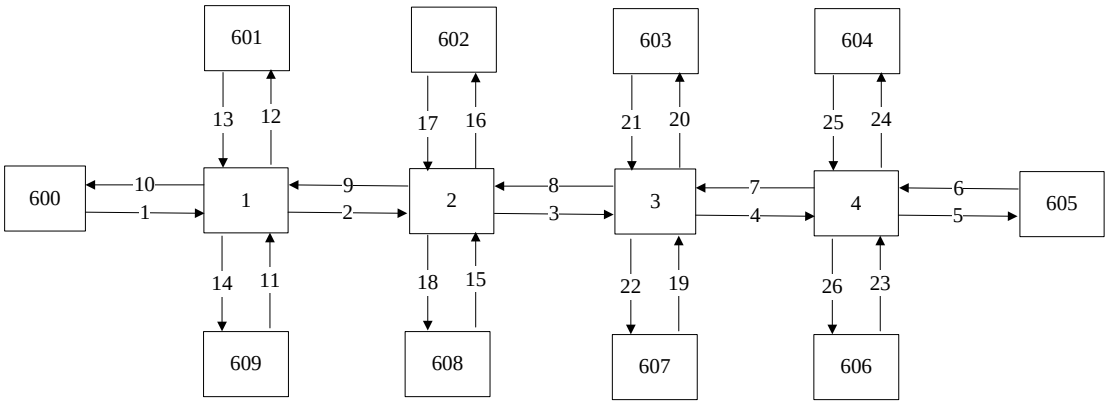


圖 16.20　Art U1.txt 之模擬路網

16.7 績效指標及服務水準劃分標準

市區幹道在尖峰期間之平均旅行速率普遍低。另一方面，速限較高之市區幹道通常有較高平均自由旅行速率，因此大眾對其交通功能品質之期望也較高。本章考慮評估之適用性，採用平均速率與速限之比值作為有號誌化路口之市區及郊區幹道的績效指標。相關的服務水準劃分標準如表 16.12 所示。

估計平均速率/速限比時須採用的速限為分析幹道之速限。若分析幹道的速限隨路段變化，則依照各速限所屬的路段長度加權估計平

均速限。

表 16.12　市區及郊區幹道服務水準劃分標準

服務水準等級	平均速率/速限 ($\bar{V}/V_L$)
A	$\bar{V}/V_L \geqq 0.80$
B	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
C	$0.50 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
D	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.50$
E	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
F	$\bar{V}/V_L < 0.20$

用表 16.12 評估幹道之服務水準時，必須根據下式估計平均旅行速率：

$$\bar{V} = \frac{3.6\sum_{i=1}^{N} L_i}{\sum_{i=1}^{N} T_i} = \frac{3.6\sum_{i=1}^{N} L_i}{\sum_{i-1}^{N}(\sum_{j=1}^{m} Q_{ij} t_{ij} / \sum_{j=1}^{m} Q_{ij})} \tag{16.16}$$

此式中，

$\bar{V}$ = 幹道之平均旅行速率(公里/小時)；

N = 幹道之路段數目；

L_i = 路段 i 之長度(公尺)；

T_i = 路段 i 之平均旅行時間(秒/車)；

m = 路段 i 可用來進入下一路段之車道數；

Q_{ij} = 路段 i 車道 j 之流率(輛/小時)；

t_{ij} = 路段 i 車道 j 之平均旅行時間(秒/車)。

如有必要分析個別路口，2011 年容量手冊使用車輛平均停等延滯衡量號誌化路口之服務水準。評估圓環除外之非號誌化路口則根據保留容量。分析圓環時又另外用流量/容量比來訂定服務水準。本所尚未蒐集資料來修訂分析「停」、「讓」控制路口之第十四章及有關圓環之第十五章。修訂後之第十四章也應根據平均停等延滯來評估服務水準。至於圓環的服務水準是否繼續用流量/容量比來評估，則須進一步探討。本章建議使用平均停等延滯訂定號誌化路口及「停」、「讓」控

制路口的服務水準，如表 16.13 所示。

表 16.13　號誌化路口及「停」、「讓」控制路口之服務水準劃分標準

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

資料來源：[1]。

16.8 應用例題

16.8.1 例題 1

輸入檔 Art U1.txt 所設定的狀況包括：

1. 每節線長度為 200 公尺。
2. 每節線有 2 車道，直行車可用所有車道，右轉及左轉車只能各用外側及內側車道。
3. 所有車輛皆為直行小車。
4. 各路口(節點 1、2、3 及 4)有 2 時相定時號誌，週期長度皆為 120 秒，各時相綠燈為 56 秒。第 1 時相之綠燈讓東西向幹道車流使用。
5. 速限為 50 公里/小時，各節線之平均自由速率為 60 公里/小時。

試用節線 13 之運轉說明如何分析需求流率/容量比對平均延滯的影響。

解：

首先必須估計節線 13 之容量。因為此節線只有 2 車道，無號誌控制時之容量很難超過 2,000 小車/小時/車道。在綠燈時相(56 秒)不到週期長度(120 秒)之一半的情況下，節線 13 之容量難以超過 1,000

小車/小時/車道。所以 Art U1.txt 檔型 30 從節線 601 進入節線 13 之需求流率可從 1,000 小車/小時(2 車道)逐漸增加來模擬，結果顯示能從節線 13 離開之流率最多只有 835 小車/小時/車道左右。此值可視為節線 13 各車道之容量。

其次，本例在兩種情況下模擬分析需求流率/容量比對平均延滯的影響。一情況假設需求流率只持續 840 秒(7 個號誌週期)。模擬這情形只需把檔型 0 熱機時段(360 秒)之後的模擬時段設定為 840 秒，並且將資料蒐集時段也設定在同一期間。另一情況假設需求流率持續 1,680 秒(14 個號誌週期)。

在上述各情況下，檔型 30 從節點 601 進入節線 13 之需求流率可從低於容量(835×2 輛/小時)逐漸提高到超過容量。這些流率造成不同之需求流率/容量比。圖 16.21 顯示模擬所得之平均停等延滯與此比例的關係。從此圖可知需求流率/容量比增高時，平均延滯增長而且在需求流率/容量比超過 0.9 之後大幅增長。此外，需求流率/容量比超過大約 0.93 之後，需求流率持續較長時間會造成較長的平均停等延滯。

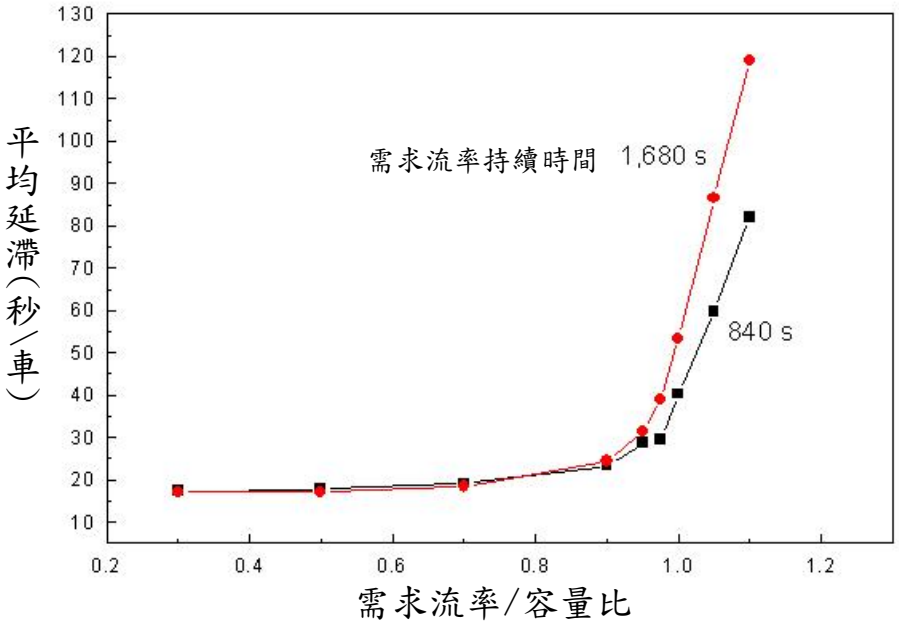


圖 16.21 例題 1 平均停等延滯之特性

16.8.2 例題 2

如果圖 16.20 的路網只有 1,400 輛/小時之直行小車各從節點 600 及節點 601 進入。此外，節點 1 號誌之各時相黃燈及全紅時段各為 3

秒及 2 秒，各時相的綠燈時段也相同。試說明如何用 Art U1.txt 分析週期長度對進入節點 1 車輛之總平均停等延滯的影響。

解：

首先，檔型 26 節點 1 各時相的全紅時段須從原來的 1 秒改為 2 秒。如果要避免節線 2 之車隊影響節線 1 停等車隊之疏解，則可將檔型 1 中節線 2 及節線 9 之長度從 0.2 公里改為較長的 1.2 公里以拉長兩路口之距離。

其次，必須用檔型 26 設定各時相的綠燈時間。因為各時相之黃燈及全紅時段共有 5 秒，所以一週期內所有的綠燈等於週期長度減掉 10 秒。這綠燈需均分配給各時相，因此如週期長度從 60 秒增加到 180 秒，各時相的綠燈會從 25 秒增加到 85 秒。根據此狀況的模擬結果如圖 16.22 所示。從此圖可知，當一欲進入路口之流率固定，而且綠燈根據流率的比例分配時，有一週期長度可讓平均停等延滯降到最低程度。此外，週期長度太短之負面影響比週期太長之負面影響還嚴重。

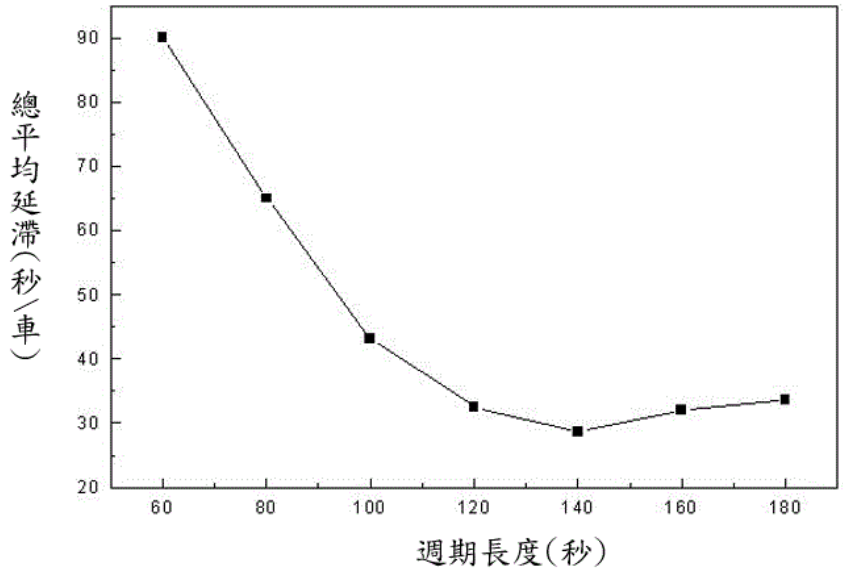


圖 16.22 例題 2 週期長度對總平均延滯之影響

16.8.3 例題 3

Art U1.txt 將節點 1、2、3 及 4 之號誌控制皆設定為 2 時相控制，而且每時相之綠燈、黃燈及全紅時段皆分別為 56、3 及 1 秒。此外，Art U1.txt 亦將各節點的第 1 時相設定為同步時相，其時差皆為 0 秒。換言之，第 1 時相的綠燈在同一瞬間開始。若將節點 2、3 及 4 的時

差各改為 20、40 及 45 秒，試說明如何用 Art U1.txt 探討東行(從節點 600 到節點 605)車流之服務水準是否能改善。

解：

為了讓輸出檔有東行車流平均速率之資料，2021HTSS 模式使用者必須用檔型 94 資料將節線 1、2、3、4 及 5 串連，Art U1.txt 已設定此檔型資料。根據檔型 25 所定的 0 秒時差模擬結果顯示東行車流平均速率為 24.1 公里/小時，其平均速率/速限比為 0.48，根據表 16.12 東行車流之服務水準為 D 級。若將檔型 25 中節點 2、3 及 4 的時差分別改為 20、40 及 45 秒，重新模擬的結果顯示平均速率升高到 33.5 公里/小時、平均速率/速限比增高為 0.67，服務水準提升為 B 級。

參考文獻

1. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民國 100 年 10 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
3. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
4. Benekohal, R. F. and El-Zohairy, Y., "General Uniform Delay Model for Signalized Intersections," Proceeding, *3rd International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark, United States Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998.
5. Kim, S-Q., and Benekohal, F. F., "Comparison of Control Delays from CORSIM and the Highway Capacity Manual for Oversaturated Signalized Intersectins," *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 131, No. 12, pp. 917-923, December 2005.
6. Lin, F. B., Chang, C. W., and Tseng, P. Y., "Errors in Capacity and Timing-Design Analyses of Signalized Intersections in the Absence of Steady Queue Discharge Rates," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.2027, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2007, pp. 85-90.
7. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3) 」，

97-94-1248，交通部運輸研究所，民國 97 年 7 月。
8. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
9. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(2/3)」，99-95-1275，交通部運輸研究所，民國 97 年 11 月。
10. 「道路交通安全規則」，民國 110 年 9 月 23 日。
11. Federal Highway Administration, *Traffic Software Integrated System (TSIS)*, Version 6.0, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 2007.

第十七章 市區公車設施

目　錄

頁次

17.1 緒論 17-1
17.2 市區公車系統概況 17-2
17.3 公車運轉特性 17-6
　17.3.1　自由旅行速率 17-6
　17.3.2　停等車疏解特性 17-7
　　17.3.3.1 無停車彎之專用道 17-10
　　17.3.3.2 有停車彎之專用道 17-12
　　17.3.3.3 路邊靠站公車 17-14
　17.3.4　靠站跟進時間 17-18
　17.3.5　清站時間 17-18
　17.3.6　乘客上下車及付費時間 17-19
　17.3.7　靠站時間 17-20
　17.3.8　服務車距 17-22
17.4 公車專用道路段容量 17-23
　17.4.1　公車站容量 17-24
　17.4.2　停止線車道容量 17-27
　17.4.3　路段容量 17-28
17.5 績效指標及服務水準劃分標準 17-31
　17.5.1　平均服務車距 17-31
　17.5.2　公車乘客平均占用面積 17-32
　17.5.3　平均路段停等延滯 17-33
　17.5.4　平均旅行速率 17-35
　17.5.5　準點到站可靠性 17-35
17.6 分析方法 17-36
　17.6.1　路段容量 17-37
　17.6.2　平均服務車距（沒有固定班表） 17-37

17.6.3 平均服務車距（有固定班表）..... 17-37
17.6.4 準點到站可靠性（沒有固定班表）..... 17-38
17.6.5 準點到站可靠性（有固定班表）..... 17-38
17.6.6 平均路段停等延滯..... 17-39
17.6.7 平均旅行速率..... 17-39
17.6.8 2021HTSS 模式之應用 17-39
17.7 應用例題..... 17-44
17.7.1 例題 1..... 17-44
17.7.2 例題 2..... 17-44
17.7.3 例題 3..... 17-44
17.7.4 例題 4..... 17-45
17.7.5 例題 5..... 17-46
17.7.6 例題 6..... 17-47
17.7.7 例題 7..... 17-49
17.7.8 例題 8..... 17-49
17.7.9 例題 9..... 17-50
參考文獻..... 17-51

圖 目 錄

頁次

圖 17.1 市區公車站設置型態示意圖 17-2
圖 17.2 車道有分隔路型左側快車道順向公車專用道站台 17-4
圖 17.3 中央分隔路型快車道內側順向公車專用道站台 17-4
圖 17.4 臺北市敦化北路在南京東路口之公車站設置示意圖 17-5
圖 17.5 不同車種正常化自由速率累積分布之比較 17-7
圖 17.6 停等公車及直行小車疏解率之比較 17-8
圖 17.7 正常化公車疏解間距之累積分布 17-9
圖 17.8 臺北市無停車彎專用道第一輛公車停車位置之累積分布 17-10
圖 17.9 靠站公車間距之累積分布 17-12
圖 17.10 臺北市敦化北路有停車彎專用道上第一輛靠站公車車頭位置之累積分布 17-13
圖 17.11 路邊靠站第一輛公車停站位置之累積分布 17-15
圖 17.12 專用道及路邊公車正常化靠站時間之代表性累積分布 17-21
圖 17.13 型 2 車站容量之理論值及模擬值 17-25
圖 17.14 停車彎有效長度及站台長度之示意圖 17-26
圖 17.15 型 3 車站容量之模擬值 17-27
圖 17.16 型 2 車站之路段容量-情境 1 17-29
圖 17.17 型 2 車站之路段容量-情境 2 17-29
圖 17.18 型 3 車站之路段容量-情境 1 17-30
圖 17.19 型 3 車站之路段容量-情境 2 17-30
圖 17.20 型 3 車站之路段容量-情境 3 17-31
圖 17.21 平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化-情境 1 17-34
圖 17.22 平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化-情境 2 17-34
圖 17.23 平均服務車距與車距標準差之關係 17-38
圖 17.24 Bus.txt 模擬之路段及模擬路網 17-42
圖 17.25 BusT2.txt 模擬之路段及模擬路網 17-42
圖 17.26 BusT3.txt 模擬之路段及模擬路網 17-43

圖 17.27　BusNet.txt 之模擬路網 17-43

表 目 錄

頁次

表 17.1　公車專用道設置條件 17-3
表 17.2　平均付費時間之代表值 17-20
表 17.3　服務車距平均值與標準差 17-22
表 17.4　TRB 2000 年手冊服務車距及服務水準等級 17-32
表 17.5　TRB 2000 年公車車輛之服務水準與乘客平均
占用面積 17-33
表 17.6　路段之服務水準與平均停等延滯 17-35
表 17.7　容量及績效指標分析方法 17-36

17.1 緒論

本所於 2009 年(民國 98 年)之研究工作[1]探討臺灣市區公車之運轉特性，主要研究對象為無停車彎之公車專用道。此專用道上之公車站不能讓已完成乘客上下車之公車超越前方靠站公車來離站，因此專用車道容量有限。為增高容量並降低車輛延滯，臺北市在敦化北路兩路段上設置停車彎。為了協助交通界規劃公車站設置，本所以 2009 年工作完畢後之補充調查，分析具停車彎之專用道運轉，並於「2011 年臺灣公路容量手冊」[2]第十七章說明分析方法。

因影響市區公車運轉之因素相當多，目前沒有可靠的分析性模式以估計公車路段容量及相關延滯、旅行時間及旅行速率。故 2011 年公路容量手冊以「公路交通系統模擬(HTSS)模式第三版」做為分析工具。2011 年之後，本所未再蒐集有關公車設施運轉的現場資料以更新本章內容，但因 HTSS 模式第三版已被 2021 HTSS 模式取代，因此修訂本章應用模擬模式分析之相關內容。

市區公車設施包括公車專用道及在混合車道上受到混合車流所影響的公車路線。一般混合車道上公車占總車輛之比例很低，車站占用街道之面積有限，公車靠站地點的選擇較有彈性，因此除了靠站時間之外，混合車道上之公車及其他車輛受同樣之街道幾何設計及號誌控制的影響。因混合車道係公車與其他車輛共用車道，公車運轉深受其他車輛之影響，故其運轉之改善空間仍有限，且運轉特性之變異性大。在此情況下，混合車道公車運轉之分析，宜利用模擬並根據各路段之交通及號誌控制狀況。公車專用道的設置及運轉，牽涉到營運單位、政府機構、乘客及其他用路人。因此公車之運轉績效可從許多不同的立場來衡量。

公路容量分析目的是從用路人觀點評估服務績效，以作為規劃、設計或改善營運策略之參考。即使只從乘客之立場來評估公車運轉，乘客對公車運轉的績效仍有不同要求，因此有大量之績效指標可考慮。本章只建議用下列直接與交通運轉有關指標，分析市區公車運轉績效：

- 平均服務車距。

- 公車準點到站可靠性。
- 公車乘客平均占用面積。
- 路段平均延滯。
- 平均旅行速率。

因為影響績效指標因素很多，上述績效指標值之估計，以現場調查為原則。有些指標值（如延滯及旅行速率）可用模擬來估計。如果上述績效指標不能滿足容量分析之需要，則應考慮其他指標。

17.2 市區公車系統概況

市區公車系統可利用高架專用快速道路、與平面道路交岔之專用道、或與其他車輛共用的一般街道以提供大眾運輸服務。公車可單獨運轉，特別設計的公車也可連接成列車在專用道上行駛。因為設置成本低於軌道之大眾運輸系統，所以市區公車系統也可適用於某些小型市區。臺灣以臺北都會區的公車系統規模最大。

市區公車系統之主要設施為公車站。公車站之位置及幾何設計影響公車系統之運轉效率與乘客之舒適程度。市區公車站的設置通常如圖 17.1 所示之類型。

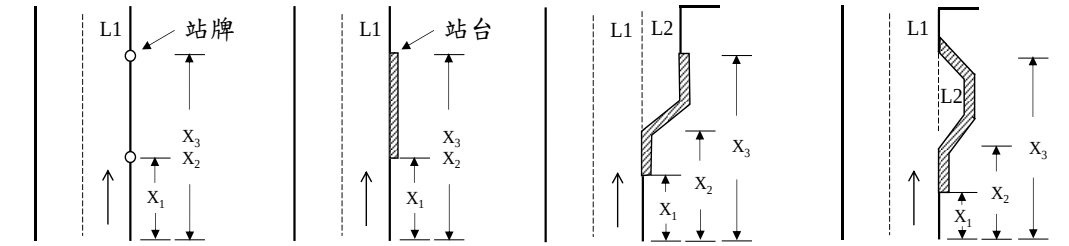


圖 17.1 市區公車站設置型態示意圖

圖 17.1 之型 1 車站只設置站牌在路旁。這種車站常設在有混合車流之市區道路上，其他三類型車站有站台，型 2 及型 3 車站則常設在公車專用道上，型 3 及型 4 車站有公車彎，公車彎之有效站台長度為 X_2 到 X_3 的距離，型 4 車站在臺灣很少見。

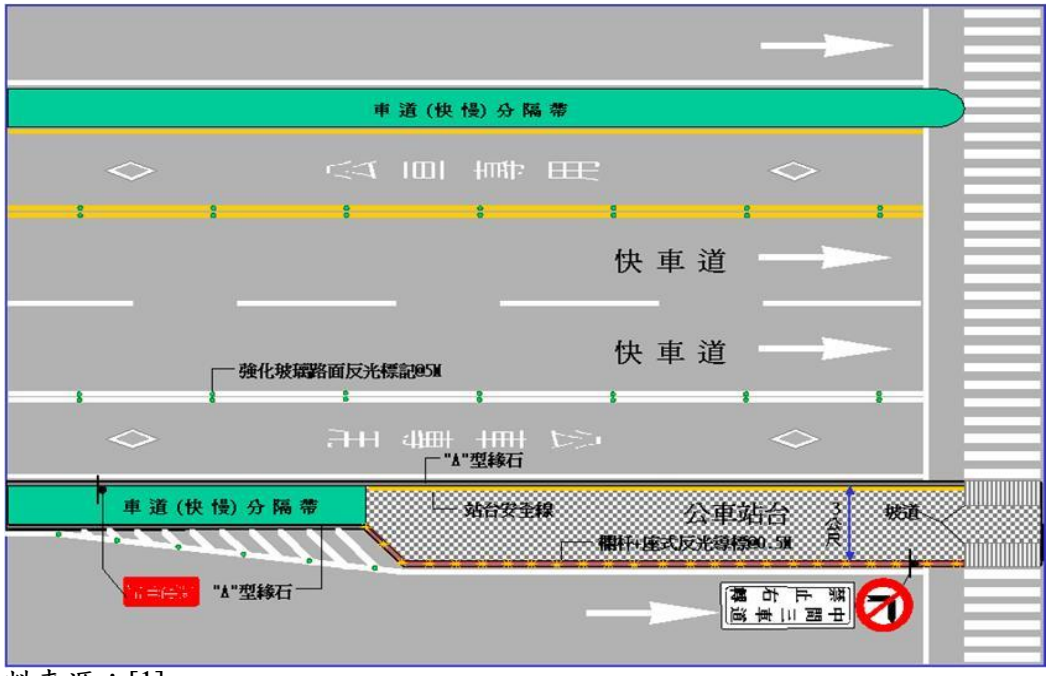
各公車公司所擁有的公車尺寸並不完全相同，但一般大型公車長度大約在 9.8~11.9 公尺之間，較小的公車長度在 7.5~9.0 公尺之間。公車之寬度及高度則各在 2.5 公尺及 3.1 公尺左右。公車座位數大約 24～36 個，立位數則在 35 個左右，現行交通法規[3]規定大客車座位不得少於 40 公分寬、70 公分深。公車最大可承載之乘客在 50～70 之範圍內。大客車之乘客站立面積大約是 8.75 平方公尺。有些公車只有一門，但許多公車有兩個門以利乘客上下車。車門寬度多在 76 公分以上。2010 至 2016 年間，政府透過相關補助，加速老舊公車汰換，低地板市區公車比例從 7.2%增至 50.2%，另建置多卡通電子票證系統，使得乘客刷卡比率超過 75% [4]。

為了提升公車行車速率並減少旅行時間的變異性，都市幹道上可視需要設置公車專用道。根據營建署之研究[5]，設置專用道的條件如表 17.1 所示。目前以臺北市設置之公車專用道長度最長，這些專用道皆與號誌化路口平面交岔，而且通常只有一車道。除非轉向或特殊原因，公車必須行駛在專用道上。專用道上之公車站可能設在車道有分隔之右側或左側車道。站台寬度一般在 3 公尺左右，長度則可讓 3 到 7 輛的公車同時停靠。為了方便乘客通過路口，專用道的站台通常設置在號誌化路口附近，如圖 17.2 及圖 17.3 所示。

表 17.1　公車專用道設置條件

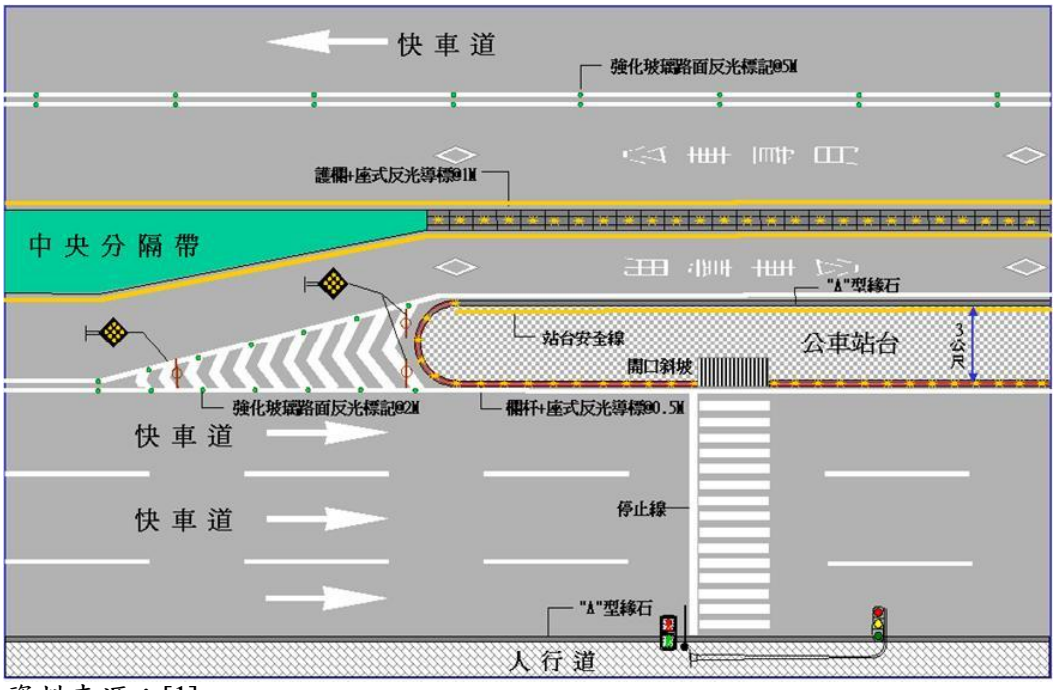
考慮因素	實施時段	設置條件
公車需求	尖峰時間	尖峰小時公車流量達 50 輛以上，或公車載客量達每小時 2,000 人以上。
	全天	尖峰小時公車流量達 75 輛以上，或 12 小時內 400 輛以上。
道路幾何設施	尖峰時間	在雙向車道上，應至少需有雙向合計四車道寬度在單行道上，應至少需有三車道。
	全天	在雙向車道上，應至少需有雙向合計六車道寬度在單行道上，應至少需有三車道。

資料來源：[5]。



資料來源：[1]。

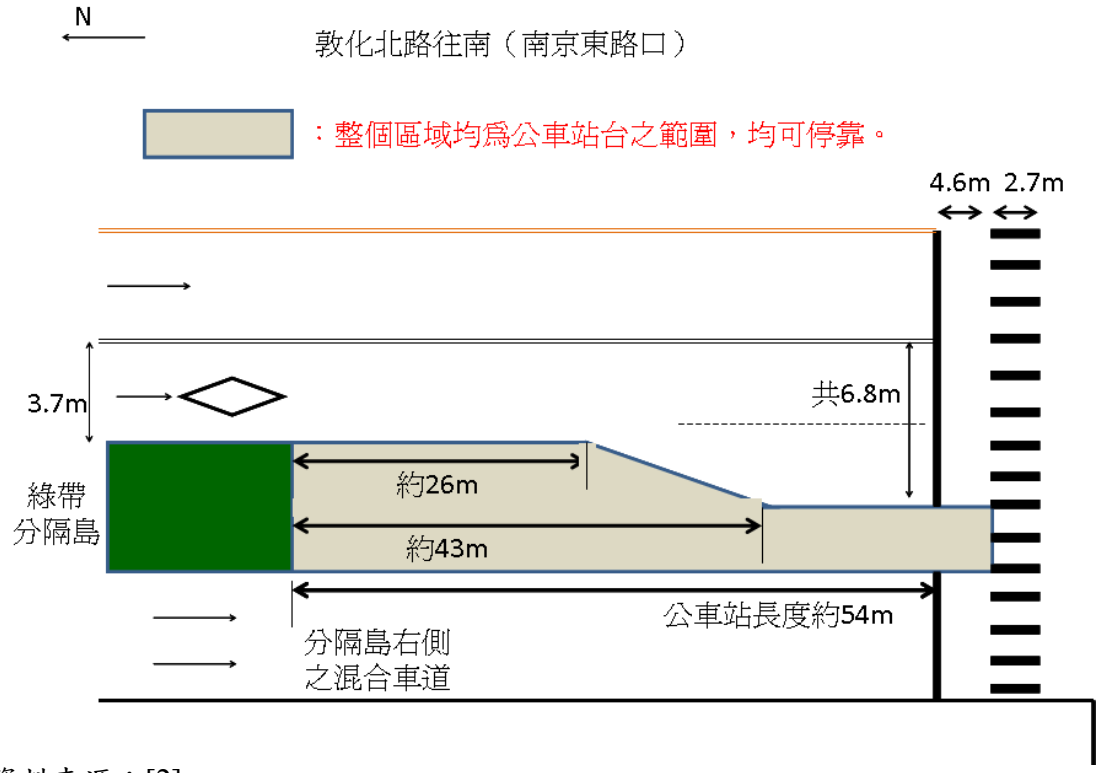
圖 17.2　車道有分隔路型左側快車道順向公車專用道站台



資料來源：[1]。

圖 17.3　中央分隔路型快車道內側順向公車專用道站台

一公車專用道若有停車彎，則通常停車彎本身即為公車站。換言之，停車彎須有足夠的長度同時容納數輛公車以避免公車被迫停在停車彎上游之專用道上。臺北市敦化北路在南京東路及八德路兩路口之公車站設置比較特殊。以在南京東路口之公車站為例，圖 17.4 顯示公車彎之長度大約有 11 公尺，只夠一輛車停靠，而公車站之總長度大約為 54 公尺。這種公車彎之設置避免嚴重破壞分隔島上之綠帶，但是在公車彎上游停在專用道上讓乘客上下車之公車會阻礙專用道上之車流。



資料來源：[2]。

圖 17.4　臺北市敦化北路在南京東路口之公車站設置示意圖

在沒有專用道之公車路線上，公車站一般設在路邊行人走道邊。這種公車站可設在路口近端(near side)、路口遠端(far side)或路段中點(mid-block)附近。依據「道路交通管理處罰條例」[6]第 55 條第 2 項規定，交岔路口 10 公尺或消防車出入口 5 公尺不得臨時停車，因此公車路邊停車位常距離交岔路口 30 公尺以上。理想的站牌與站牌之距離大約 12 公尺，但實際距離常常只有一、二公尺左右。不論有無專用道，「臺北市公共汽車客運業營運管理自治條例」[7]第 9 條第一

項規定市區公車站之距離以 400 公尺以上為原則。

國外公車系統普遍設置公車自動定位(automatic vehicle location)、自動計算繳費(automatic passenger count)之儀器[8,9]。此外，自動定位系統可讓交通管理中心利用公車當作探針車(vehicle probe)，提供即時(real-time)資料來推估幹道或路網之交通狀況[10,11]。

臺灣之路線客運亦提供從 GPS 訊號所得公車動態資料。這些系統將公車到站、離站及靠站時間存檔，評估個別公車路線運轉。

17.3 公車運轉特性

本節歸納 2009 年現場資料所顯示之臺北市及桃園市公車運轉特性。

17.3.1 自由旅行速率

自由旅行速率影響平均旅行速率及車輛延滯。臺北市公車專用道之速限為 40 公里/小時，其他市區道路的速限大多數為 50 公里/小時，超過 50 公里/小時之情況雖然有，但相當少。不論在專用道或混合車道，臺北市公車之速限皆為 40 公里/小時。根據臺北市 4 個路段中點所蒐集的資料，平均旅行速率隨路段之長度（兩號誌化路口之間距）及速限、車道性質（專用道或混合車道）的變化很小。平均自由速率一般在 37～41 公里/小時之範圍內。專用道上公車平均自由速率比混合車道上公車之平均自由速率大約低 2 公里/小時。個別公車自由速率在平均自由速率之 76%與 140%之間。正常化自由速率（亦即個別自由速率除以平均自由速率）的分布，如圖 17.5 所示。此分布可用下列模式來代表：

如 $V < 0.77$，

$$F(V) = 0.0 \tag{17.1a}$$

如 $0.77 \leqq V < 1.40$，

$$F(\mathrm{V}) = -0.012 + \frac{1.011}{1+e^{-\frac{V-0.986}{0.050}}} \tag{17.1b}$$

如 $V \geqq 1.40$，

$$F(V) = 1.0 \qquad (17.1c)$$

此模式中，

V ＝ 正常化自由速率（亦即自由速率/平均自由速率比值）；

$F(V)$ ＝ 正常化自由速率小於或等於 V 之或然率。

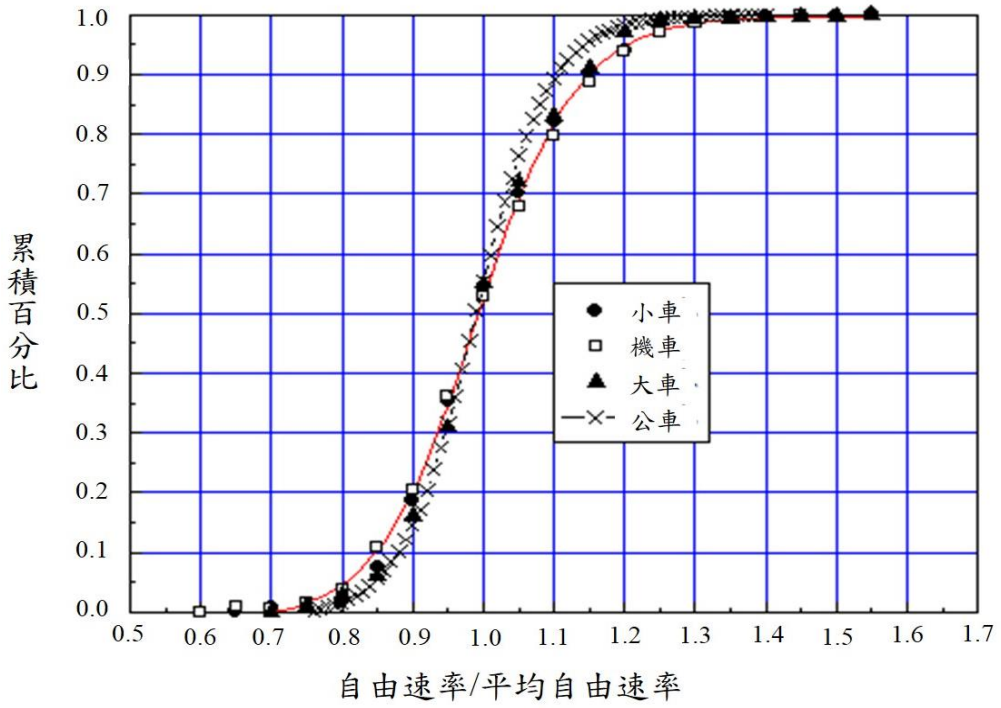


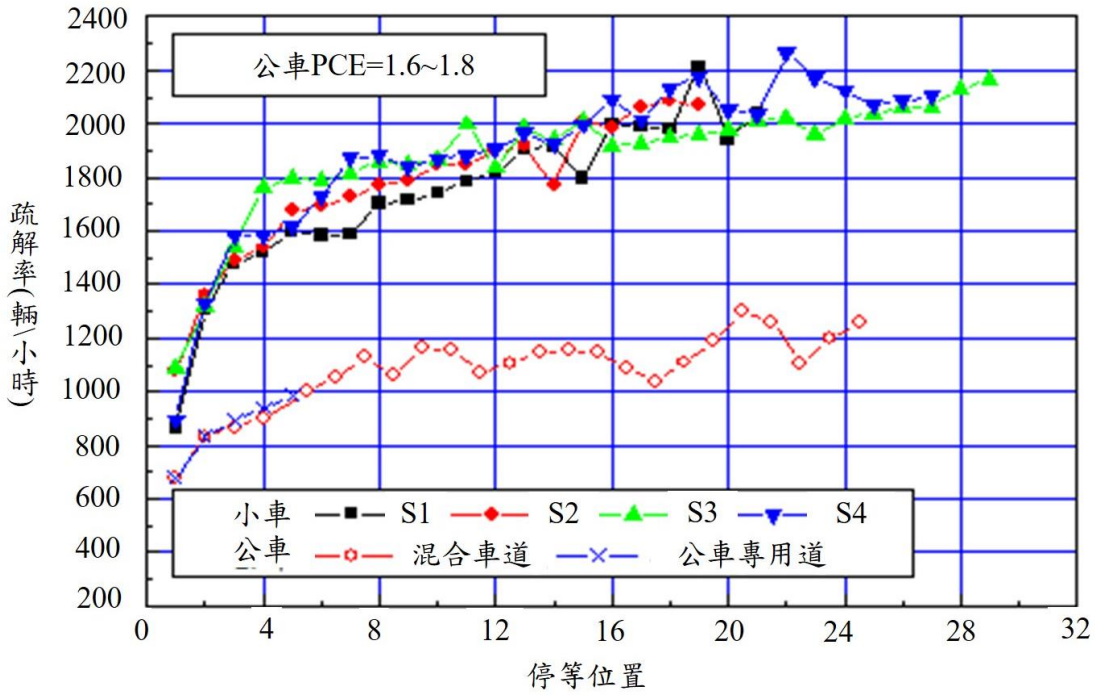
圖 17.5　不同車種正常化自由速率累積分布之比較

17.3.2 停等車疏解特性

臺北市公車專用道站台前端通常緊靠下游路口之停止線。靠站之最後一部公車開始加速之後，下一批公車才能進站。因為公車站台長度一般只能讓 4 輛標準公車同時靠站，所以綠燈開始之後能連續疏解之公車數很少超過 4 輛。非專用道上之公車則常夾在小車與機車之間，因此很少有很多公車接著公車連續疏解的情況。在此情況下，不容易蒐集到現場資料以了解停等公車在廣泛狀況下疏解特性之真相。

根據臺北市一公車專用道及一混合車道之現場資料，圖 17.6 顯示公車疏解率與停等車位置之關係。同一圖亦顯示在另外 4 車道上直行停等小車之疏解率。從此圖可知停等車之疏解率隨停等位置而變。以公車而言，在第 4 到第 8 停等位置之公車疏解率在 900～1,100 公

車/小時之範圍。在第 9 到第 16 停等位置之公車疏解率增高到 1,100～1,200 公車/小時。第 16 停等位置之後公車疏解率還有升高之可能。根據停等公車及小車之相對疏解率，公車之直行小車當量大約在 1.6 到 1.8 之間。



註：S1, S2, S3 及 S4 為 4 個臺北市直行車道。

圖 17.6　停等公車及直行小車疏解率之比較

因為不能觀察到長的停等車隊，所以專用道上在第 5 停等位置之後的公車疏解率沒有可靠的資料來探討。如將第 2 到第 5 停等位置的疏解車距相互比較，公車專用道上之平均車距只比混合車道上之平均車距短 0.06 秒。假設其他停等位置之相關疏解率的差異也相同，則專用道上在綠燈時段中能疏解進入路口之最大車數可估計如下：

如 $G \leqq 21$ 秒，

$$N_G = -0.138 + 0.206\,G + 1.75\times10^{-3}\,G^2 \qquad (17.2a)$$

如 $21 < G \leqq 77$ 秒，

$$N_G = -0.95 + 0.272G + 3.963\times10^{-4}\,G^2 \qquad (17.2b)$$

如 $G > 73$ 秒，

$$N_G = -2.7 + 0.325\,G \qquad (17.2c)$$

這些公式中，

N_G ＝ 能在綠燈時段疏解之公車數（輛）；

G ＝ 綠燈時段（秒）。

個別公車疏解車距大約在平均車距之 55%與 170%之間，如圖 17.7 所示。這些分布可用下列模式來代表：

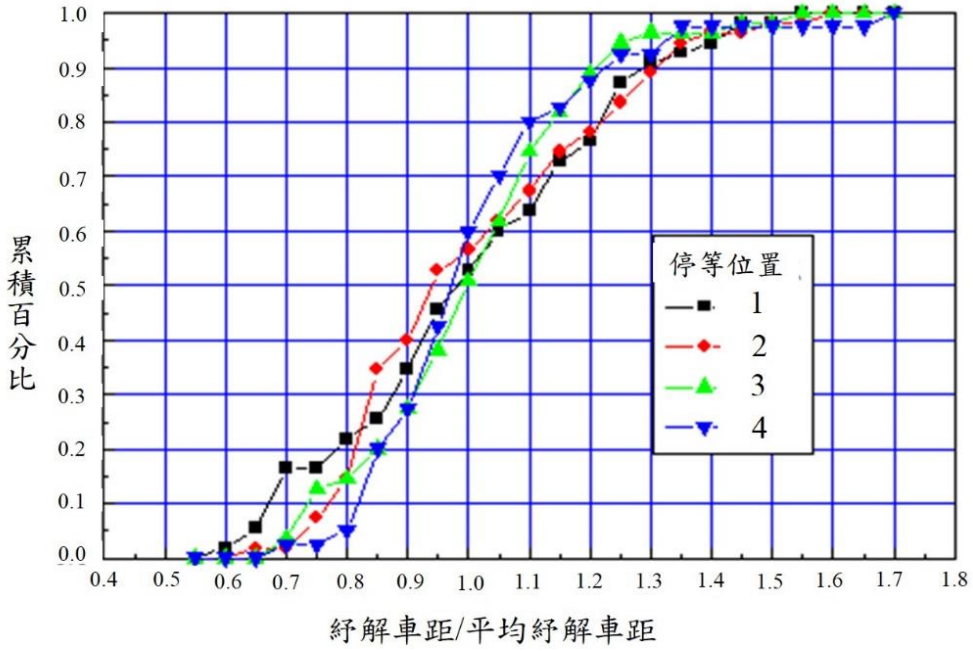


圖 17.7　正常化公車疏解間距之累積分布

如 $H < 0.62$，

$$F(H) = 0.0 \qquad (17.3a)$$

如 $0.62 \leqq H < 1.70$，

$$F(H) = -0.07 + \frac{1.072}{1+e^{-\frac{H-0.967}{0.132}}} \qquad (17.3b)$$

如 $H \geqq 1.70$，

$$F(\mathrm{H}) = 1.0 \qquad (17.3c)$$

此模式中，

H ＝ 正常化專用道停等公車疏解車距(即車距除以平均車距)；

$F(H)$ ＝ 正常化車距小於或等於 H 之或然率。

17.3.3.1 無停車彎之專用道

公車專用道受路權之限制，通常車站只有一車道而且無停車彎。在這種情形之下，公車不能超車，因此靠站公車須等前車乘客上下車完畢後才能前進。在站台上游等候之公車也必須等最後一部靠站公車加速之後才能跟進靠站。所以公車站停車空間之使用會影響公車站運轉效率。

臺北市公車專用道站台長度通常在 45 公尺左右，同時能讓 4 輛標準公車同時靠站，但第一輛(最前面)靠站公車常沒有停在站台前端，其車頭之位置平均在站台前端上游 6 到 10 公尺左右。個別第一輛靠站公車之車頭則從站台前端下游 2 公尺處延伸到站台後端下游約 8～9 公尺處。換言之，站台之最後 8～9 公尺不能讓車頭有效的利用。這現象如圖 17.8 所示。此圖中車頭的位置用車頭與站台前端之距離來代表，負值表示車頭在站台下游。在沒有現場資料之情形下，圖 17.8 中兩分布之平均分布可用來代表第一輛靠站公車之車頭位置的變異性。

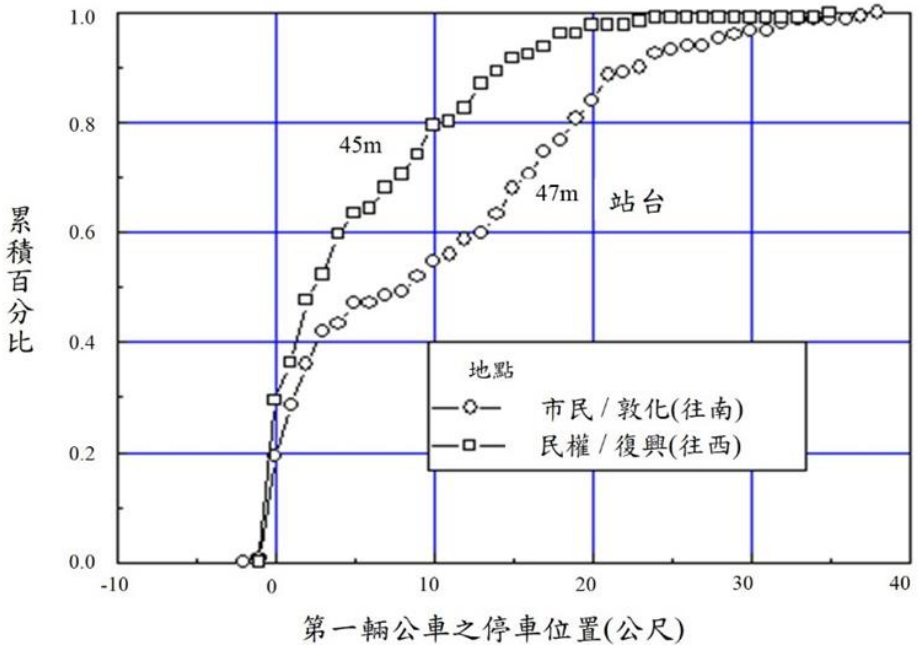


圖 17.8　臺北市無停車彎專用道第一輛公車停車位置之累積分布

第一輛靠站公車車頭位置之分布可用下列模式來代表：

如 $D < -0.046$，

$$F(D) = 0.0 \tag{17.4a}$$

如 $-0.046 \leqq D < 0.2$，

$$F(D) = -0.167 + \frac{0.747}{1+e^{-\frac{D-0.003}{0.040}}} \tag{17.4b}$$

如 $0.2 \leqq D < 1.0$，

$$F(D) = -0.47 + \frac{0.529}{1+e^{-\frac{D-0.353}{0..108}}} \tag{17.4c}$$

如 $1.0 \leqq D$，

$$F(D) = 1.0 \tag{17.4d}$$

此模式中，

d = 第一輛靠站公車車頭與站台前端之距離（公尺），正值代表在站台前端上游，負值表示在站台前端下游；

L = 站台長度（公尺）；

D = 用有效站台長度(L - 10)公尺以正常化後之車頭靠站位置，亦即 $d/(L-10)$；

$F(D)$ = 停車位置小於或等於 D 之百分比。

後到靠站公車也常沒有緊靠前面之靠站公車，導致站台使用效率降低。後到靠站公車車頭與前車車尾之間距大多數在 0.5～6.5 公尺之範圍內，平均為 2 公尺，其分布如圖 17.9 中無停車彎之所屬曲線所示，下列模式可用來代表這些分布：

如 $S \leqq 0.39$ 公尺，

$$F(S) = 0.00 \tag{17.5a}$$

如 $0.39 < S \leqq 5.75$ 公尺，

$$F(S) = -0.147 + \frac{1.149}{1+e^{-\frac{S-1.650}{0.662}}} \tag{17.5b}$$

如 $S > 5.75$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \qquad (17.5c)$$

此模式中，

S ＝ 停站公車車頭與前車車尾之間距（公尺）；

$F(S)$ ＝ 靠站公車車頭間距小於或等於 S 之或然率。

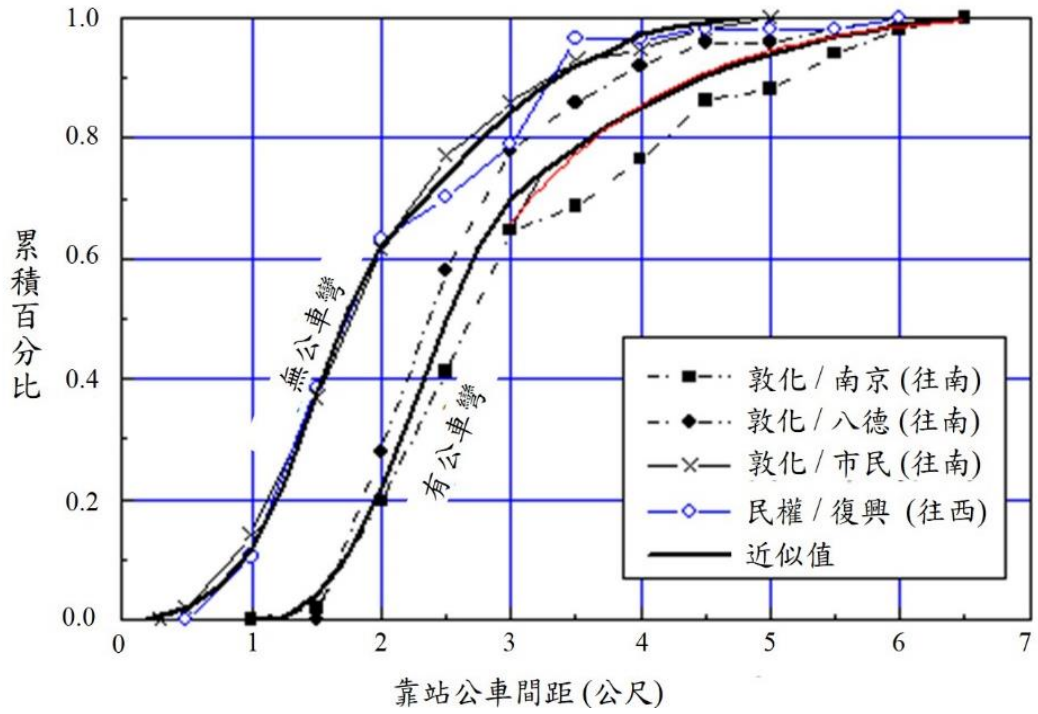


圖 17.9　靠站公車間距之累積分布

17.3.3.2 有停車彎之專用道

在臺北市敦化北路上兩個有停車彎之公車站所蒐集的資料顯示第一輛到站公車之車頭停靠位置在停止線下游 4 公尺到上游約 23 公尺之間，如圖 17.10 所示。如與圖 17.8 之分布相比，有停車彎時第一輛靠站公車之位置的變異性比沒有停車彎時之變異性小。

圖 17.10 所示第一輛靠站公車車頭位置之分布可用下列模式來代表：

如 $d \leqq -3.8$ 公尺，

$$F(d) = 0.0 \qquad (17.6a)$$

如 -3.8 < d ≦ 22 公尺，

$$F(d) = -0.440 + \frac{1.434}{1+e^{-\frac{d+1.174}{3.159}}} \quad (17.6b)$$

如 d > 22 公尺，

$$F(d) = 1.0 \quad (17.6c)$$

這些式中，

d ＝ 第一輛靠站公車車頭與路口停止線之距離(公尺)，負值表示車頭在停止線下游；

$F(d)$ ＝ 第一輛靠站公車車頭與路口停止線之距離小於或等於 d 之或然率。

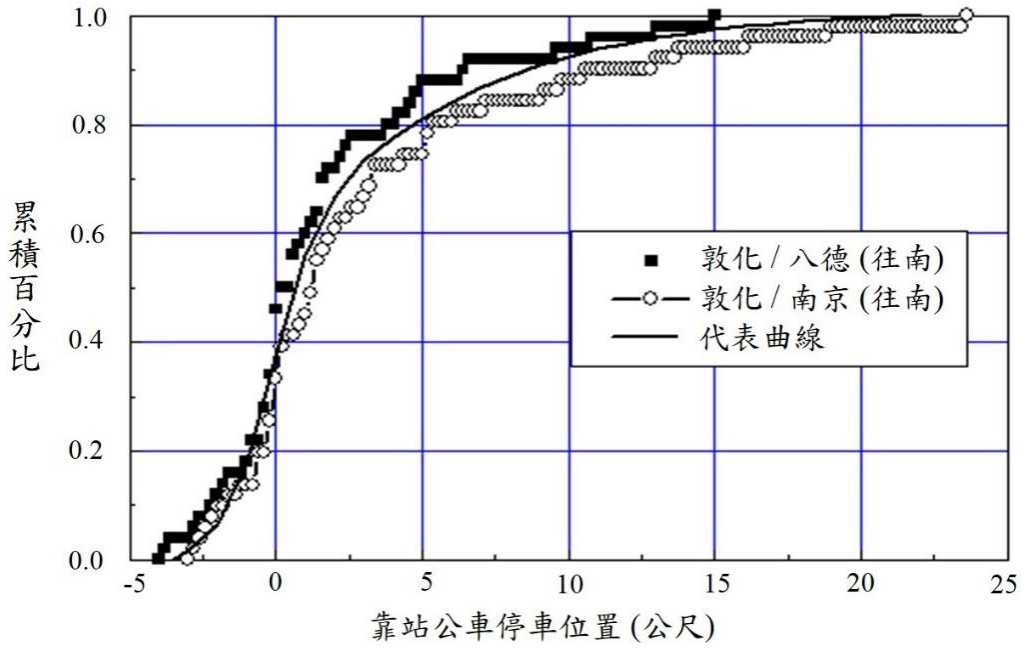


圖 17.10　臺北市敦化北路有停車彎專用道上第一輛靠站公車車頭位置之累積分布

至於靠站公車中之前車車尾到後車車頭之間距，臺北市敦化北路兩公車站之資料顯示平均間距在 2.6 公尺到 3.0 公尺之間。這些平均間距比沒有公車彎時之 2 公尺平均間距長。間距的公布如圖 17.9 中有停車彎之相關曲線所顯示。這分布特性可用下列模式來代表：

如 $S \leqq 1.14$ 公尺，

$$F(S) = 0 \tag{17.7a}$$

如 $1.14 < S \leqq 3$ 公尺，

$$F(S) = -0.025 + \frac{0.813}{1+e^{-\frac{S-2.293}{0.338}}} \tag{17.7b}$$

如 $3 < S \leqq 6.5$ 公尺，

$$F(S) = -1.282 + \frac{2.397}{1+e^{-\frac{S-1.070}{1.133}}} \tag{17.7c}$$

如 $S > 6.5$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \tag{17.7d}$$

這些式中，

S ＝靠站公車中前車車尾到後車車頭之間距(公尺)；

$F(S)$ ＝間距小於或等於 S 之或然率。

17.3.3.3 路邊靠站公車

路邊靠站公車中，第一輛之車頭位置隨站台範圍（亦即第一站牌與最後站牌之距離）而變。一般而言，站牌範圍越廣，第一輛靠站公車位置的變異性越大。這現象如圖 17.11 所示。此圖中第一輛靠站公車車頭位置代表車頭與第一站牌之距離，負值表示車頭在第一站牌之下游。

根據現場資料，第一輛靠站公車車頭位置 X（公尺）之分布可用下列模式來代表：

1. 站牌範圍≦13 公尺

如 $X < -12$ 公尺，

$$F(X) = 0.0 \tag{17.8a}$$

如 $-12 \leqq X < 12.5$ 公尺，

$$F(X) = -0.027 + \frac{1.067}{1+e^{-\frac{X+0.134}{3.613}}} \tag{17.8b}$$

如 $X \geqq 12.5$ 公尺，

$$F(X) = 1.0 \tag{17.8c}$$

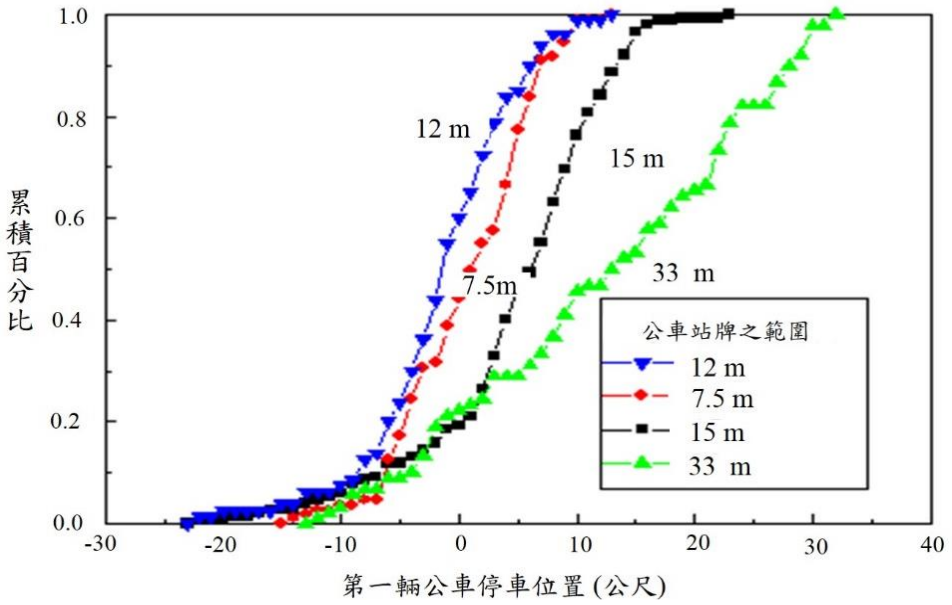


圖 17.11　路邊靠站第一輛公車停站位置之累積分布

2. 站牌範圍 14～18 公尺

如 $X < -23$ 公尺，

$$F(X) = 0.0 \tag{17.9a}$$

如 $-23 \leqq X < 21$ 公尺，

$$F(X) = -0.003 + \frac{1.026}{1+e^{-\frac{X-5.353}{4.297}}} \tag{17.9b}$$

如 $X \geqq 21$ 公尺，

$$F(X) = 1.0 \tag{17.9c}$$

3. 站牌範圍 19～24 公尺

如 $X < -15$ 公尺，

$$F(X) = 0.0 \tag{17.10a}$$

如 $-15 \leqq X < 27$ 公尺，

$$F(X) = -0.02 + \frac{1.067}{1+e^{-\frac{X-8.493}{6.390}}} \tag{17.10b}$$

如 $X \geqq 27$ 公尺，

$$F(X) = 1.0 \tag{17.10c}$$

4. 站牌範圍 25～30 公尺

如 $X < -14$ 公尺，

$$F(X) = 0.0 \tag{17.11a}$$

如 $-14 \leqq X < 29$ 公尺，

$$F(X) = -0.09 + \frac{1.339}{1+e^{-\frac{X-13.658}{10.472}}} \tag{17.11b}$$

如 $X \geqq 29$ 公尺，

$$F(X) = 1.0 \tag{17.11c}$$

5. 站牌範圍 31～36 公尺

如 $X < -12.5$ 公尺，

$$F(X) = 0.0 \tag{17.12a}$$

如 $-12.5 \leqq X < 31.5$ 公尺，

$$F(X) = -0.375 + \frac{2.568}{1 + e^{-\frac{X-28.72}{23.13}}} \tag{17.12b}$$

如 $X \geqq 31.5$ 公尺，

$$F(X) = 1.0 \tag{17.12c}$$

6. 站牌範圍 > 36 公尺

如 $X < -13$ 公尺，

$$F(X) = 0.0 \tag{17.13a}$$

如 $-13 \leqq X < W$ 公尺，

$$F(X) = \frac{13 + X}{13 + W} \tag{17.13b}$$

如 $X \geqq W$ 公尺，

$$F(X) = 1.0 \tag{17.13c}$$

式(17.13b)及式(17.13c)中之 W 代表站牌距離。

路邊靠站公車車頭與前面靠站公車車尾之間距亦有相當大的變異性，其變異範圍亦隨站牌範圍而變。如 S 代表間距（公尺），$F(S)$代表間距小於或等於 S 公尺之或然率，則車頭與前車車尾間距之分布，可用下列模式來代表：

1. 站牌範圍≦15 公尺

如 $S < 1.5$ 公尺，

$$F(S) = 0.0 \tag{17.14a}$$

如 $1.5 < S \leqq 5$ 公尺，

$$F(S) = -0.408 + 0.272 \times S \tag{17.14b}$$

如 $5 < S \leqq 8$ 公尺，

$$F(S) = 0.867 + 1.67 \times 10 - 2 \times S \tag{17.14c}$$

如 $S > 8$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \tag{17.14d}$$

2. 站牌範圍 5～30 公尺

如 $S \leqq 1.5$ 公尺，

$$F(S) = 0.0 \tag{17.15a}$$

如 $1.5 < S \leqq 8$ 公尺，

$$F(S) = -0.219 + 0.146 \times S \tag{17.15b}$$

如 $8 < S \leqq 14$ 公尺，

$$F(S) = 0.883 + 8.33 \times 10 - 2 \times S \tag{17.15c}$$

如 $S > 14$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \tag{17.15d}$$

3. 站牌範圍 > 30 公尺

如 $S \leqq 1.5$ 公尺，

$$F(S) = 0.0 \tag{17.16a}$$

如 $1.5 < S \leqq 10$ 公尺，

$$F(S) = -0.168 + 0.112 \times S \quad (17.16b)$$

如 $5 < S \leqq 8$ 公尺，

$$F(S) = 0.9 + 5 \times 10^{-3} S \quad (17.16c)$$

如 $S > 20$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \quad (17.16d)$$

17.3.4 靠站跟進時間

公車站若有專用站台或有畫在鋪面上之公車停車格，則當車站停車空間皆被占用時，隨後到站的公車理應等在車站上游，讓前方公車離站之後才能進站讓乘客上下車。實際上這現象在路邊公車站少見，因為公車有時超越已靠站之公車然後停車讓乘客上下車，這些公車亦可能停在公車站上游時（尚未進入公車站）就讓乘客上下車，甚至與已停靠站之公車平行停車。因此專用道公車站及路邊公車站之運轉有顯著之差異。

公車靠站跟進時間指一在站外停等公車從加速進站到停在車站內某地點所需之時間。這時間影響專用道的容量及公車之延滯及旅行速率。在臺北市敦化南路與市民大道路口（往南）的專用道車站所蒐集的資料顯示，跟進距離大約在 12 公尺及 60 公尺之範圍內，其與跟進時間大致有線性的關係。此關係可用下列之迴歸模式（$r^2 = 0.77$）來代表：

$$T_m = 3.5 + 0.18\, D \quad (17.17)$$

此式中，

T_m ＝ 跟進時間（秒）；

D ＝ 跟進距離（公尺）。

17.3.5 清站時間

清站時間指從乘客上下車完畢（雙腳落地或雙腳踏上公車）到公車加速前進一車長所需的時間。公車之清站時間可能受到下游或左側車輛之影響，亦可能受到下游號誌控制的影響。在不受干擾情況下之

平均清站時間在 6.1～6.9 秒之範圍。個別清站時間大約在 3.5 秒到 10.5 秒之間，其分布相當均勻(uniform)。下列模式可用來代表清站時間的分布：

如 $t < 4.1$ 秒，

$$F(t) = 0.0 \tag{17.18a}$$

如 $4.1 \leqq t < 9$ 秒，

$$F(t) = -0.142 + \frac{1.231}{1+e^{-\frac{t-6.314}{1.073}}} \tag{17.18b}$$

如 $t \geqq 9$ 秒，

$$F(t) = 1.0 \tag{17.18c}$$

此模式中，$F(t)$代表清站時間 $\leqq t$ 之或然率。

上述清站時間包括從乘客上下車完畢到車門關上之時間。此關門時間大約是 1.7～1.8 秒。

17.3.6 乘客上下車及付費時間

上下車時間代表乘客連續上車（雙腳踏上公車）或下車（雙腳著地）瞬間之間隔，付費時間則代表連續付費完畢瞬間之間隔。

一公車到站時，從同一門上車或下車之乘客可分成無付費乘客及付費乘客。付費乘客之付費方式隨公車系統而異。本所調查時[1]臺北都會區之公車，乘客可能上車付費或下車付費，付費時可使用現金（通常是硬幣，不找零），或使用非接觸性之悠遊卡(Taipei Easy Card)。桃園的市區公車大都只有單門，付費方式較為複雜，乘客可使用臺灣通卡(Taiwan Smart Card)刷卡上車，但在下車時還要刷一次（確認後扣款），乘客亦可使用現金（不找零）或優待票（必須給司機剪票）。

乘客中偶而有行動不便之特殊情形，這些特殊乘客包括老人、小孩、帶大件行李之乘客、或是付費有問題的乘客。這些乘客之上下車時間或付費時間的差異性有時相當大；例如一般老人使用悠遊卡之平均付費時間大約為 4 秒，拿大件物品之乘客的付費時間則可能超過 10 秒。因為特殊乘客不多，所以這些乘客對靠站時間之影響程度可能不

大，但目前沒有足夠的資料進一步加以探討。

一般而言，從前門或後門上下車之時間並沒有顯著的差別。付費方式雖然對付費時間有影響，但除了使用優待票之付費時間較高之外，其他付費方式的平均付費時間相差不大。根據臺北市及桃園市的資料，表 17.2 之代表性平均付費時間或無付費時間，可用來分別估計前門及後門之總上下車時間。

表 17.2　平均付費時間之代表值

乘客種類	付費時間（秒）
A.特殊乘客	4.4
B.非特殊乘客	
1.無付費	1.5
2.悠遊卡上車	1.92
3.悠遊卡下車	1.83
4.投現上車	2.06 (大市區)～2.22 (小市區)
5.投現下車	1.90
6.臺灣通刷卡上車或下車	2.34
7.優待票	4.02

17.3.7 靠站時間

靠站時間指公車從到站停住之瞬間到乘客上下車完畢之後加速瞬間所涉及之總時間。此時間影響車站之容量及公車之延滯。

臺北市公車專用道上公車在不同車站之平均靠站時間常在 7 到 16 秒之間。臺北市及桃園市路邊靠站公車之平均靠站時間也不長，多數在 20 秒以下。臺北市漢中街往東西門市場站之公車平均靠站時間達 30.5 秒，臺北車站公車平均靠站時間更長，達 37.7 秒。

靠站時間之變異係數（標準差除以平均靠站時間）在 0.49 到 0.83 之範圍內。現場資料顯示變異係數與平均靠站時間沒有顯著之關聯性。公車個別靠站時間多數在平均靠站時間之 15%到 350%之間，如圖 17.12 所示。臺北車站公車靠站時間的分布比較特殊，觀察到之最長靠站時間只有平均時間之 220%。不論是否專用道上之車站或路邊

車站，正常化公車靠站時間（個別靠站時間除以平均靠站時間）之分布，可用下列模式來代表：

如 $t \leqq 0.15$，

$$P(t) = 0.0 \tag{17.19a}$$

如 $0.15 < t \leqq 3.5$，

$$P(t) = -0.25 + \frac{1.246}{1 + e^{-\frac{t-0.713}{0.406}}} \tag{17.19b}$$

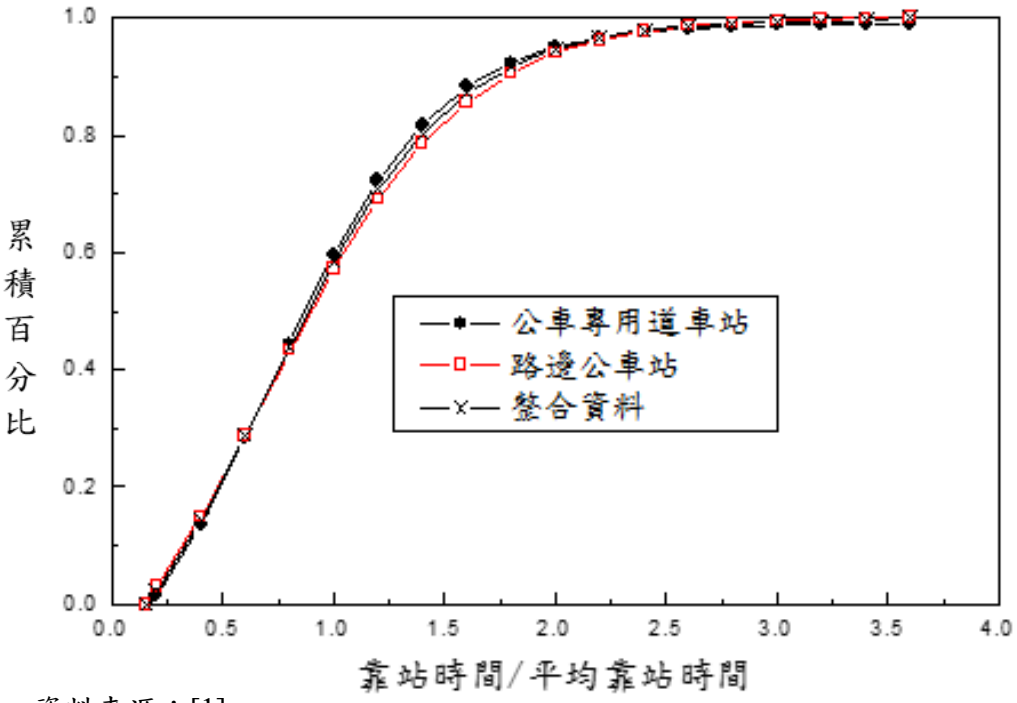
如 $t > 3.5$，

$$P(t) = 1.0 \tag{17.19c}$$

此模式中，

t ＝ 正常化公車靠站時間（靠站時間除以平均靠站時間）；

$P(t)$ ＝ 正常化公車靠站時間小於或等於 t 之或然率。



資料來源：[1]。

圖 17.12　專用道及路邊公車正常化靠站時間之代表性累積分布

17.3.8 服務車距

服務車距係指同一公車路線中，所屬公車到達同一車站之車距。服務車距長或是車距之變異性太大，都會造成乘客不方便。以表 17.3 所列在臺北市 5 條公車路線上所集的資料為例，平均服務車距時常比站牌標示的排班車距來得較短。這可能是站牌的排班車距與實際從起點站出發的車距不同。

表 17.3 亦顯示除了信義幹線（大都會）之外，越在下游之車站的平均服務車距有越短的現象。這些路線之公車服務車距有許多是在 2 分鐘或 3 分鐘以下。這種車距壓縮之現象可能是當平均服務車距短於 10 分鐘時，後到站之公車所乘載之上下車人數較少，因此靠站時間減短而讓公車與公車之間的車距也逐漸減短。

表 17.3　服務車距平均值與標準差

公車路線	車站順序代號	服務車距（分鐘）		公車樣本數	排班車距(分鐘)
		平均	標準差		
22	3	5.0	1.6	45	8~12
	9	5.1	2.6	47	
	14	4.4	2.9	54	
	20	4.4	3.6	52	
74	3	7.3	3.2	31	7~10
	13	6.2	2.6	38	
	26	5.8	5.2	39	
	36	5.7	3.9	41	
285	3	5.7	2.1	41	4~6
	15	5.2	3.7	44	
	31	4.7	3.6	49	
	42	4.8	4.1	46	
信義幹線（大有）	8	10.8	3.8	22	10~15
	12	9.3	4.8	25	
	20	9.1	5.7	23	
	25	8.6	4.8	27	
信義幹線（大都會）	8	9.4	4.0	23	15~20
	12	11.7	4.8	20	
	20	7.7	4.4	30	
	25	11.3	6.9	23	

17.4 公車專用道路段容量

本章所指的路段為在兩號誌化路口之間的市區街道，路段容量則代表從上游路口進入之車流不受限制時，在一小時內經常能從下游路口停止線離開路段之最大流率。容量受許多因素之影響。為方便說明，本章另外定義下列兩種相關容量：

1. 公車站容量：此容量為下列狀況下能讓乘客上下車之後離開車站之最大流率：
   (1) 有連續不斷的公車等著進站。
   (2) 公車進站及離站不受在下游號誌控制之影響。
   (3) 公車進站及離站時不受車站下游停等車之阻礙。
2. 停止線車道容量：此容量為在有不斷之停等車等著進入下游路口時，在一小時內經常能利用綠燈及燈號轉換時段以疏解（進入路口）之最大流率。

在非專用道上路邊停車站之運轉因受到混合車流之影響，其複雜性遠高於專用道上公車站之運轉。例如公車欲進站時可能受到小車或機車之阻礙而須停等或減速慢行，欲離站時也有可能受車站下游或左側車道上混合車流之車輛干擾。此外，一般非專用道上之公車只占全部車輛小部分，因此路邊停車站之容量及相關運轉績效宜根據各路段之狀況，透過模擬進行估計或分析。本章只提供 2011HTSS 模式作為分析工具，並不探討路邊公車站之容量。

另一方面，公車專用道之運轉是交通機構相當注重之一問題。專用道設置目的在於提高公車服務水準，因而間接鼓勵大眾使用公車運輸系統。但市區道路面積有限，專用道之設置一般須將原有的車道分配給公車專用，可能對非專用道之車流有負面影響。為了讓專用道發揮高效率，規劃及設計專用道時，必須對專用道路段容量有充分了解。因此本章針對專用道之路段探討其容量與影響因素之關係，並建立估計路段容量之分析性模式。

公車專用道上之路段不一定有公車站。如沒有公車站，則公車路段容量等於停止線車道容量。有公車站時，路段容量受公車站容量及

停止線車道容量之限制。路段容量除了受到下游號誌控制的影響外，也受到公車站之設置及其運轉特性影響。相關因素包括站台離下游停止線之距離、站台長度、停車彎之設置、站台利用行為、靠站時間、清站及靠站跟進之時間等。

有關號誌控制策略之影響因素包括控制方式（如定時號誌、觸動化號誌或適應性號誌）、控制邏輯及是否有公車優先(bus preemption of signal)之功能。臺灣目前仍依賴定時號誌來控制路口，所以號誌之週期長度及公車所得之綠燈時段與燈號轉換時段，為影響路段容量之主要因素。本章只考慮定時號誌控制。

17.4.1 公車站容量

無停車彎

圖 17.1 型 1 及型 2 公車站無停車彎。型 2 車站因有站台，所以公車靠站位置的變異範圍較只有站牌之型 1 車站小。型 2 車站若設置在只有 1 車道之公車專用道，則上下客完畢後的公車須等前方公車開始離站之後，才能前進，因此效率比有公車彎之車站低。

如果公車長度皆為 11.5 公尺，公車站為圖 17.1 之型 2 車站沒有公車彎，公車站只有一車道(亦即不能超車)，靠站公車車頭與前車車尾皆保持 2 公尺，第一靠站公車之車頭皆在站台前端，而且靠站時間之分布可用式 17.19 之模式來代表（亦即如同圖 17.12 之分布），則公車站容量之特性如圖 17.13 所示。此圖所顯示之公車站容量與平均靠站時間及同時能靠站之公車數的關係可用下列模式來代表：

$$Q_0 = \frac{3{,}600}{a + bT} \tag{17.20a}$$

此式中，

Q_0 = 公車站容量，輛/小時；

a , b = 式(17.20b)、式(17.20c)估計之係數；

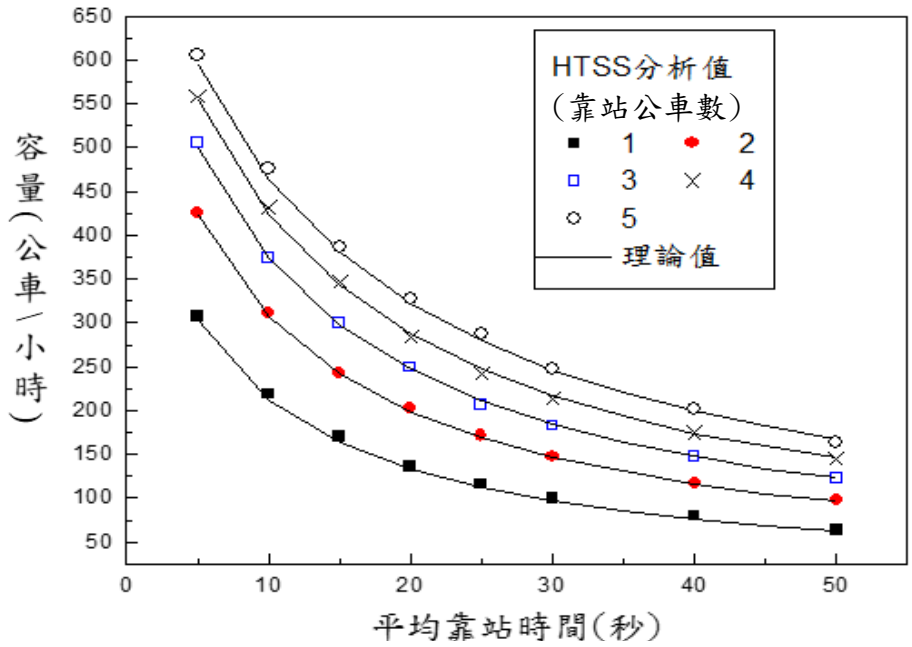
T = 平均靠站時間（秒）。

式(17.20a)中之係數a及b隨能同時靠站之公車數N而變。其值

可估計如下：

$$a = 3.792 + 2.809e^{-\frac{N-1}{1.730}} \tag{17.20b}$$

$$b = 0.325 + 0.652e^{-\frac{N-1}{1.407}} \tag{17.20c}$$



資料來源：[1]。

圖 17.13　型 2 車站容量之理論值及模擬值

圖 17.12 所示之容量是靠站公車之車頭及前車車尾皆維持 2 公尺，第一輛靠站公車之車頭在站台前端，而且車長皆為 11.5 公尺之情況下的最高離站流率。這些假設的情況與實際車長及站台使用的特性有差異。以臺北市區專用道之公車及站台使用之狀況為例，式(17.20a)會高估公車站之容量，其誤差大約是 8%～10%。因此如考慮車長及站台使用之變異性，式(17.20a)可改為：

$$Q_0 = \frac{3{,}600\beta_0}{a + bT} \tag{17.21}$$

此式中，

β_0=車長及站台使用方式調整係數(臺北市 2009 年狀況：β_0=0.9)。

有停車彎

如圖 17.1 之型 3 或型 4 車站有停車彎，則公車站容量受公車站

站台長度及停車彎有效長度的影響。本章所指之停車彎有效長度與站台長度之關係如圖 17.14 所示。靠站公車之車尾必須在有效長度之範圍內才不會阻擋專用道上之車流。以臺北市敦化北路上公車站之設置為例，有效停車彎長度大約等於公車彎內車道寬不變之長度加上 2 公尺。停車彎如被占滿，公車仍可利用停車彎上游站台讓乘客上下車。

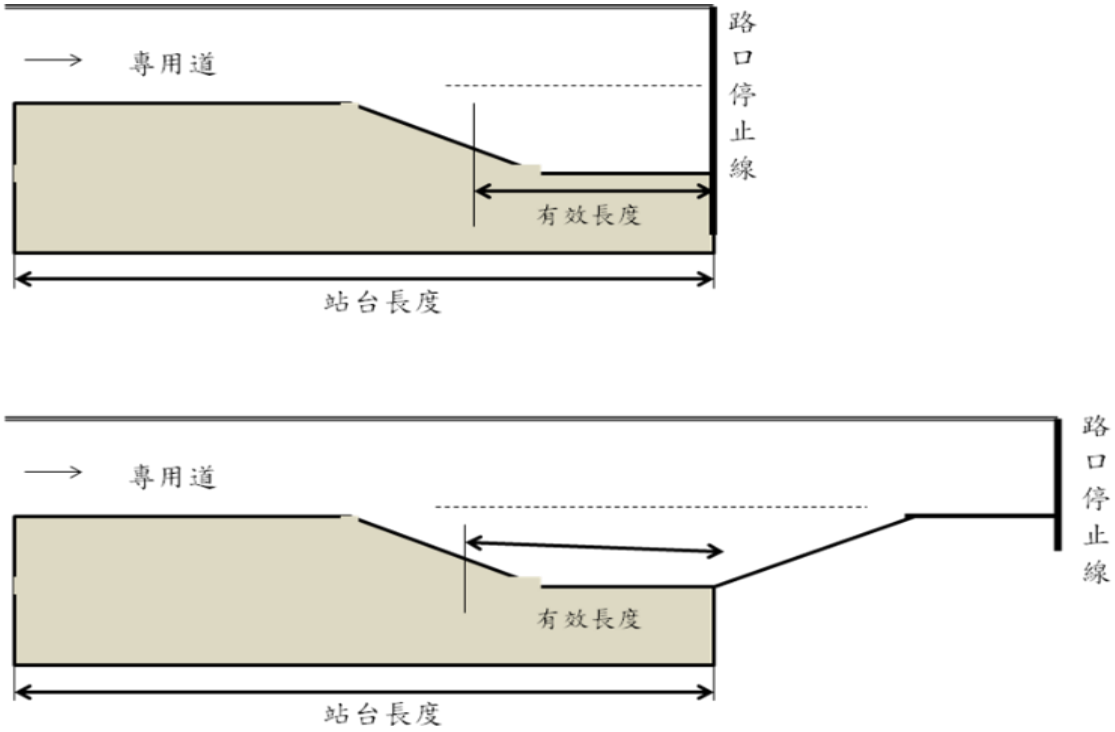


圖 17.14　停車彎有效長度及站台長度之示意圖

有停車彎之公車站能讓一些不必靠站或乘客上下車已完畢之公車超越停車彎內之公車，因而減少延滯並增進公車站容量。但是停車彎不長時，停車彎對改善容量之助益很有限。假設型 3 之公車彎有效站台長度在 15~71 公尺之間(能同時段讓 1~5 輛公車停靠)，則根據 2021HTSS 模式模擬所得之車站容量如圖 17.15 所示。

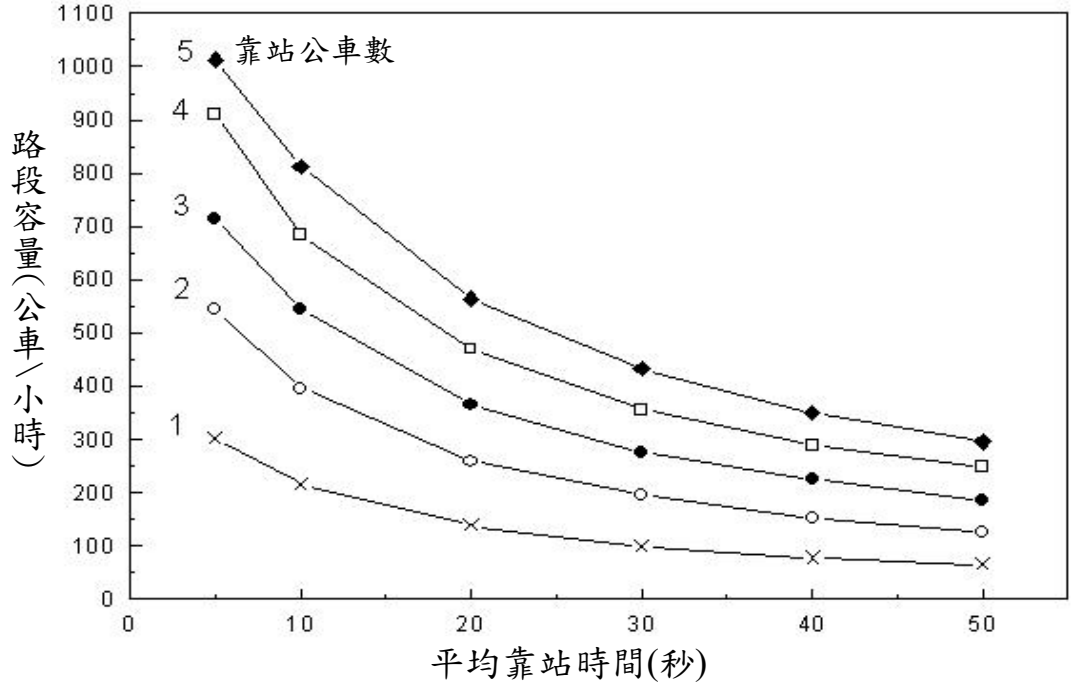


圖 17.15　型 3 車站容量之模擬值

從圖 17.13 及圖 17.15 可知，只有 1 輛公車可靠站時，型 2 及型 3 車站之容量無顯著區別。但站台長度增加時，型 3 車站之容量超越型 2 之程度越大。

至於型 4 車站，離站的公車須回到主線之後才能前進，因此效率比型 3 車站差。但離站的公車不一定需等前方靠站公車開始離站後才能跟進，因此型 4 車站的效率比型 2 車站高。

17.4.2 停止線車道容量

停止線車道容量隨停等車疏解之特性而變，其值可估計如下：

$$Q_s = (N_G + N_y)\frac{3{,}600}{C} \tag{17.22}$$

此式中，

Q_s = 無公車站運轉影響時專用道之容量（公車/小時/車道）；

N_G = 能在綠燈時段疏解之公車數（輛）；

N_y = 在燈號轉換時段能疏解之公車數；

C = 號誌週期長度（秒）。

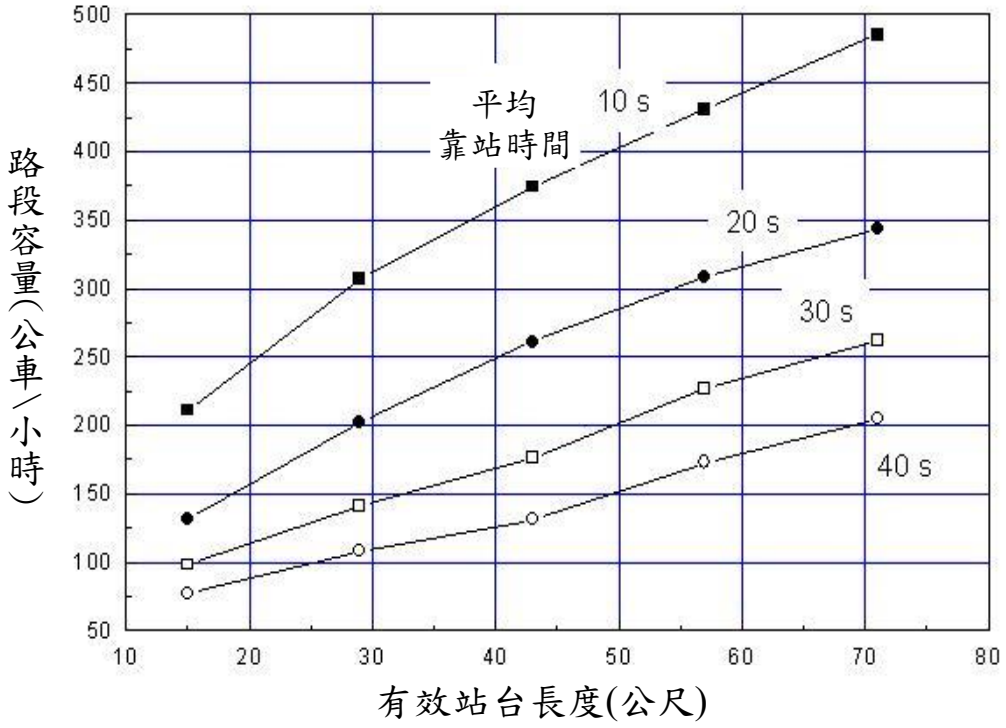
式(17.22)中之 N_G 值可能受到路段幾何設計及駕駛行為之影響。N_G 與其影響因素之關係尚須在將來進一步探討。分析公車專用道時，本章建議用式(17.2)估計其值。至於 N_y 之值，通常停等公車疏解時之車距超過 3 秒，燈號轉換時段在 4～6 秒之範圍內時，很可能只有一輛公車會在該時段中進入路口。本章建議在沒有現場資料時將 N_y 值訂為 1 輛。

17.4.3 路段容量

公車專用道的路段容量受制於車站容量及停止線容量。如果車站容量大於停止線容量，則停止線容量限制能通過路段之流率。如果車站容量小於停止線容量，則路段容量最多只能等於車站容量。路段容量除了受靠站時間、車站型態、同時能靠站之公車數及下游號誌控制策略的影響外，也受到車站與上下游號誌化路口的距離影響。車站太接近下游路口時，欲離站的公車可能因面臨紅燈，而不能離站，連帶的阻擋上游公車。

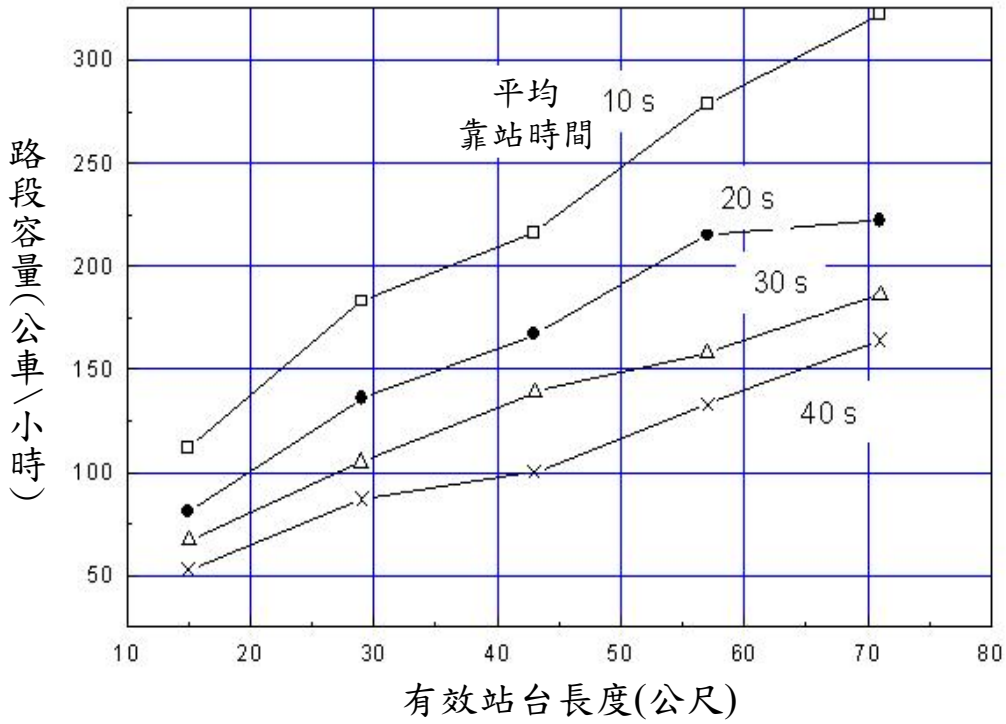
圖 7.16~圖 7.19 分別顯示型 2 及型 3 車站在不同狀況下的路段容量，其下游號誌化路口的週期長度為 100 秒，離站公車所得的綠燈、黃燈、全紅時段各為 46 秒、3 秒及 1 秒。從這些圖可觀察到下列幾個現象：

1. 路段容量隨靠站時間之增長而減低。
2. 路段容量隨站台長度的增加而升高。但如圖 17.18 靠站時間為 10 秒之曲線所示，站台長度超過 40 公尺時，容量趨近一穩定值。這是因為站台容量趨近下游停止線容量(大約 550 公車/小時)。
3. 型 3 車站(有公車彎)之路段容量比型 2 車站(無公車彎)之容量要高。
4. 站台延伸到下游路口停止線的路段容量比站台離下游路口 300 公尺的容量低得多。圖 17.20 為這現象之一例。另一方面，如果為了加大與下游路口之距離而導致車站太接近上游路口，則從上游路口欲進站的公車可能因車站上游之停等公車回堵到路口而須等下一個綠燈。此外，車站遠離上、下游路口皆會造成乘客使用公車之不方面。



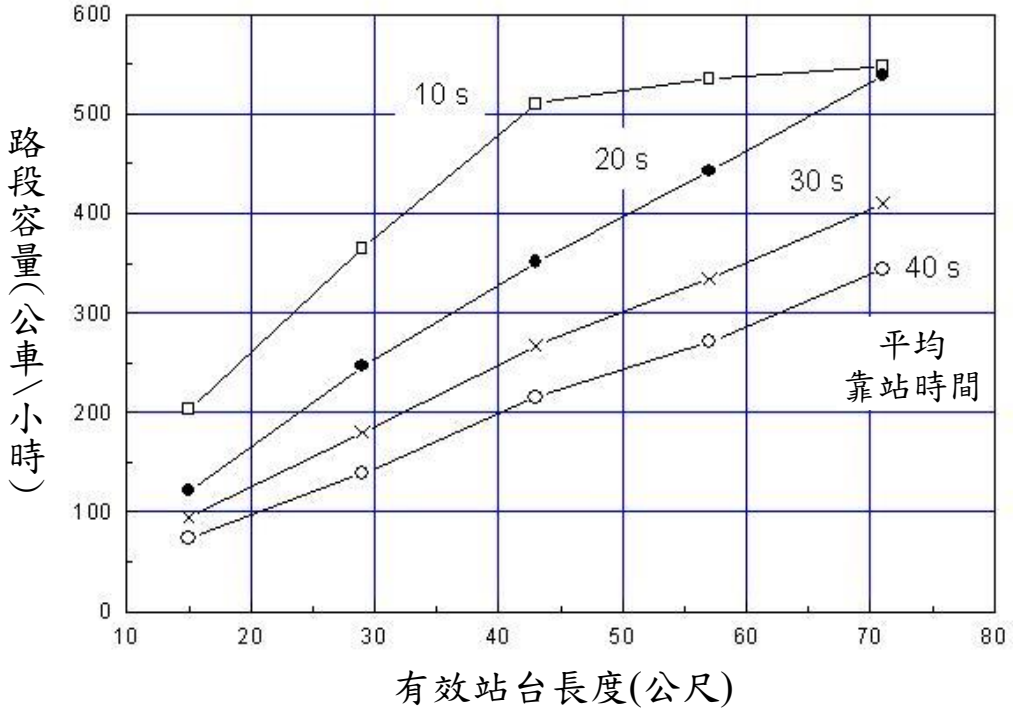
註：站台距下游路口 300 公尺、號誌週期=100 秒、綠燈=46 秒

圖 17.16　型 2 車站之路段容量-情境 1



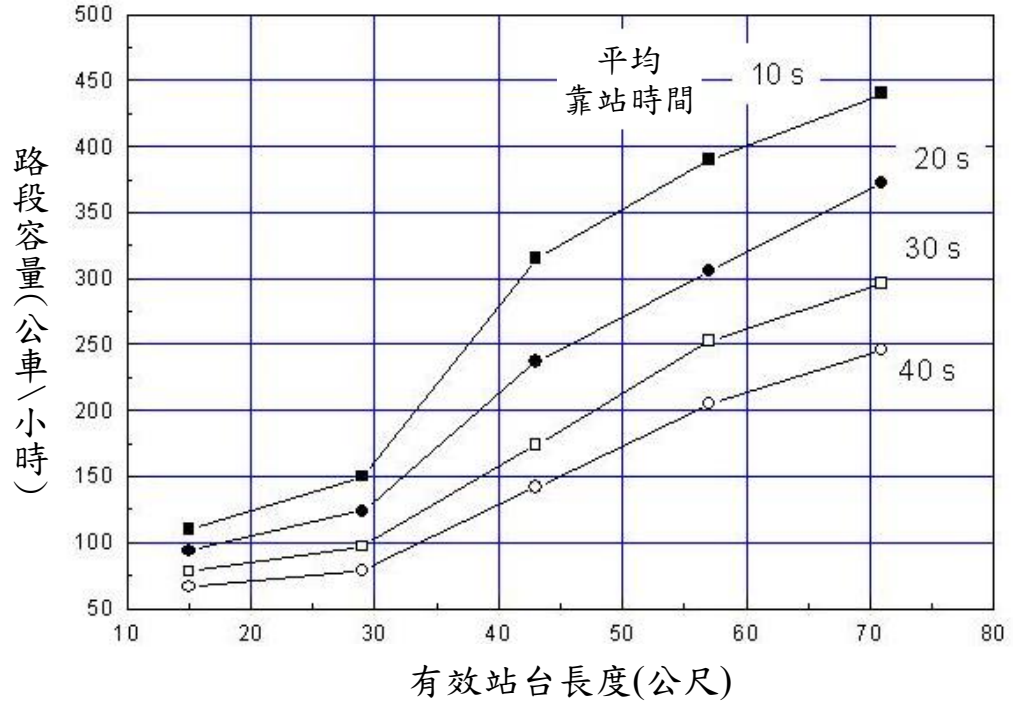
註：站台距下游路口 0 公尺、號誌週期=100 秒、綠燈=46 秒

圖 17.17　型 2 車站之路段容量-情境 2



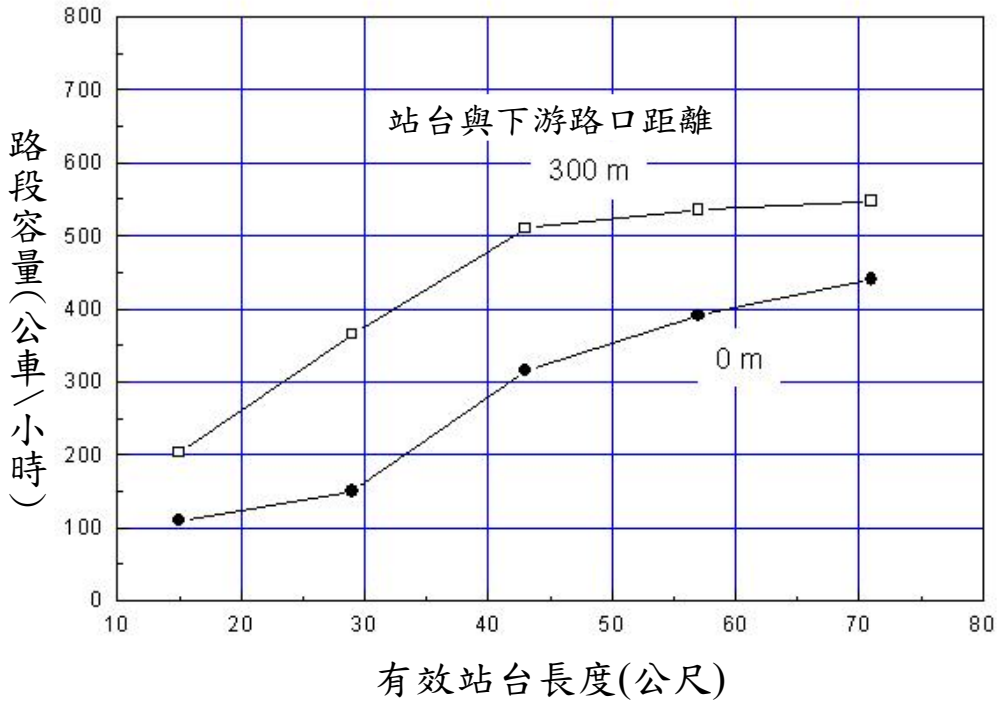
註：站台距下游路口 300 公尺、號誌週期=100 秒、綠燈=46 秒

圖 17.18　型 3 車站之路段容量-情境 1



註：站台距下游路口 0 公尺、號誌週期=100 秒、綠燈=46 秒

圖 17.19　型 3 車站之路段容量-情境 2



註：靠站時間=10 秒，週期時間=100 秒，綠燈=46 秒

圖 17.20　型 3 車站之路段容量-情境 3

17.5 績效指標及服務水準劃分標準

公車運轉績效可從許多角度來衡量。本章只討論幾個從乘客立場可考慮的指標。多數指標沒有客觀的標準可用來劃分服務水準等級，但仍可供規劃及改善現況的參考。

17.5.1 平均服務車距

平均服務車距指公車到站車距之平均值，此指標反映乘客使用公車時安排行程之方便性。平均服務車距隨公車路線乘客需求量而變。以臺北公車系統為例，絕大多數公車路線的服務時間從早晨 5:30 到晚上 10:30。尖峰最常見的發車車距為 5~10 分、10~15 分、12~20 分及 20~30 分。桃園公車基本上都是固定班表發車，每日班次範圍在 8～210 之間，差異相當大。在尖峰時段中多數公車路線之發車車距大約在 20～40 分之間。離峰時段發車車距大約為 60～90 分。

TRB 2000 年手冊[13]根據服務車距將服務水準劃分成如表 17.4 所示之等級。因為不同公車路線或不同市區對服務車距有不同的要求，本章不強調將服務車距劃分成如表 17.4 所列之服務水準等級。

臺北市多數公車之發車頻率相當高，因此沒有固定之發車班表，在此情況下，站牌只標示到站車距之範圍。其他發車頻率較低的公車路線（如桃園市之公車），通常定時發車。因此站牌標示到站時間。因為發車方式不同，公車到站可靠性須用不同之績效指標來衡量。

表 17.4　TRB 2000 年手冊服務車距及服務水準等級

服務水準等級	平均服務車距 H（分）	服務頻率 （公車/小時）
A	$H < 10$	> 6
B	$10 \leqq H < 14$	5～6
C	$14 \leqq H < 20$	3～4
E	$20 \leqq H < 30$	2
E	$30 \leqq H < 60$	1
F	$H > 60$	< 1

沒有固定班表發車之公車路線，由於短的車距對乘客沒有負面的影響，故宜根據過度長車距之百分比來評估。服務車距的標準差常在平均車距之 30%到 75%之範圍內（見表 17.3），本章根據車距在平均車距之 150%以下而且不超過平均車距 5 分鐘之公車百分比，作為準點靠站性之一指標。

評估根據固定班表發車之公車路線時，宜根據站牌所示之到站時間。早到的公車可能導致有些乘客趕不上而需等候長時間之後才會到達之下一班公車。遲到公車也會造成不方便。紐約市 Transit Authority[12]將在預定到站之前 1 分鐘及之後 5 分鐘內到站的公車，視為準點到站公車。使用固定排班之公車的乘客可能都會在預定到站之前最少 2 分鐘到站。因此本章將有固定班表之準點靠站可靠性，以在預定到站之前 2 分鐘及之後 5 分鐘內到站之公車百分比來代表。

17.5.2 公車乘客平均占用面積

公車載客人數影響公車靠站時間及乘客之舒適程度。每一位乘客平均占用之面積（公尺^2/人）可用來衡量公車之壅塞程度。2011 年手冊第十七章採用 TRB 1985 年容量手冊[14]之標準，將公車之車輛服

務水準劃分為如表 17.5 所示之等級。TRB 2000 年容量手冊繼續採用這些標準[13]。本章不用乘客占用面積劃分服務水準，此績效指標可與平均車距一併考慮來評估是否有必要調整排班車距。

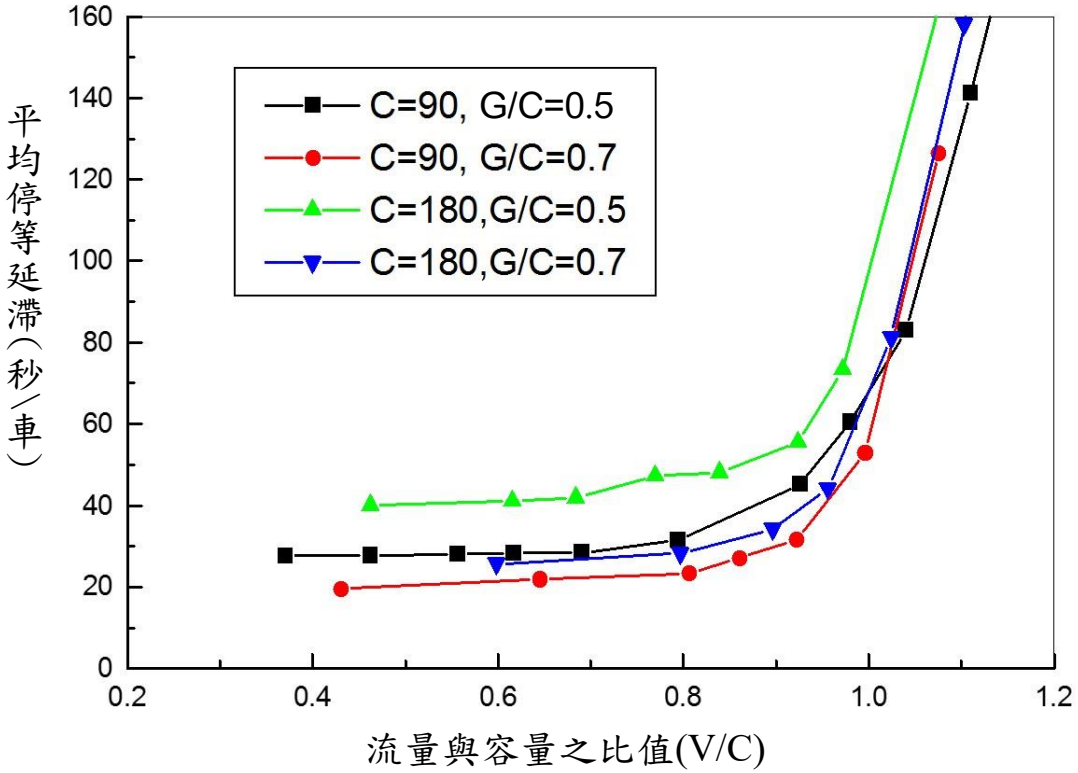
表 17.5　TRB 2000 年公車車輛之服務水準與乘客平均占用面積

服務水準等級	平均每人占有面積 A（公尺^2/人）
A	$A > 1.2$
B	$0.79 < A \leq 1.2$
C	$0.59 < A \leq 0.79$
D	$0.48 < A \leq 0.59$
E	$0.40 < A \leq 0.48$
F	$A \leq 0.40$

資料來源：[13]。

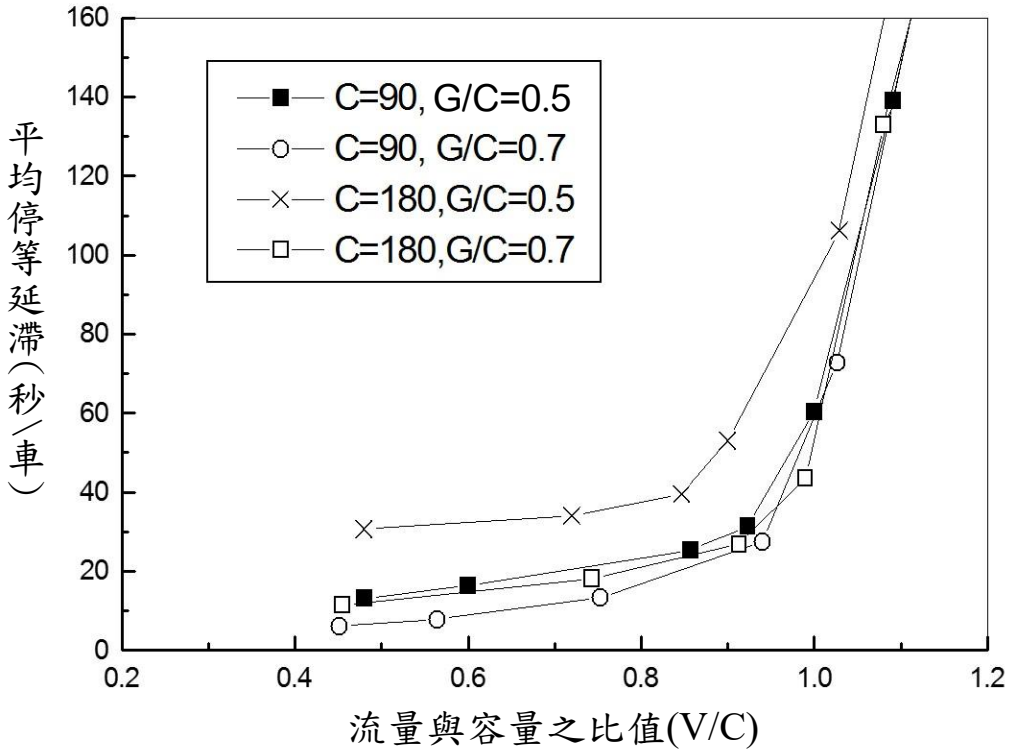
17.5.3 平均路段停等延滯

路段指兩號誌化路口之間的街道，平均路段停等延滯為車輛在通過一路段之過程中，停在路段不能前進之平均時間。公車所遭遇的停等延滯可能是因為靠站、車與車之間的干擾或號誌控制所造成。公車專用道上之平均延滯時間受需求流率、路段容量、站台設置及號誌控制的影響。圖 17.21 顯示當其他狀況相同時，需求流率增高時，平均停等延滯也會增高，但需求流率與路段容量之比例超過 0.9 時，延滯增加得更快。因此公車專用道上前往一車站之流率宜避免超過路段容量之 90%。此外，雖然延滯隨需求流率與容量之比值而增高，此比值不宜用來作為評估不同路段上公車運轉之指標，其原因是流率與容量比值相同時，車輛之延滯可能大不相同。



註：可同時靠站公車數 4 輛、站台與停止線距離 0 公尺、平均靠站時間 15 秒

圖 17.21　平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化-情境 1



註：可同時靠站公車數 4 輛、站台與停止線距離 60 公尺、平均靠站時間 15 秒

圖 17.22　平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化-情境 2

臺灣容量手冊一向根據平均停等延滯評估有號誌化路口之公路設施。目前仍在使用之服務水準等級劃分標準如表 17.6 所示。如用停等延滯估計公車運轉，本章建議採用同樣的劃分標準。但使用停等延滯評估公車運轉很可能有困擾。靠站時間是公車正常運轉的作業時間，因此不應納入停等延滯。但許多公車停靠站緊鄰路口，公車離站時可能受紅燈阻礙，前方受阻之公車又可能影響後方進站的公車，導致停等時間是因靠站或因紅燈所造成不易區分。

表 17.6 路段之服務水準與平均停等延滯

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

17.5.4 平均旅行速率

公車之平均旅行速率可影響大眾使用公車之意願，所以是一可用來評估公車運轉之指標。在市區中，公車之平均速率很可能都在 15 到 30 公里/小時之範圍內，而且局部的改善一公車路段之設施或運轉，可能對整個路線之平均速率沒有明顯之影響。所以評估局部改善之效益時，宜根據路段之平均停等延滯。因為市區公車平均速率之範圍小，本章亦不用平均旅行速率劃分服務水準等級。

17.5.5 準點到站可靠性

兩車站之間的旅行時間，如有大的變異性會對乘客造成不便。有固定排班表的公車，準點到站可靠性可根據實際與預定到站時間之差距來判斷。若因服務車距短，因此無固定排班表，則可根據兩車站間的旅行時間變異程度來衡量。

17.6 分析方法

分析公車運轉必須選擇分析時段及分析對象。分析時段可能是尖峰、離峰或任何一天中之時段。一分析時段中之分析對象可包括容量及運轉績效。不論是容量或運轉績效，分析對象又可劃分為公車路段、路段或公車站等。一般而言，分析時段及對象之選擇視分析目的而定。分析所需的資料可用模擬或現場調查來取得。

表 17.7 歸納容量及績效指標之分析方法。下列數節說明此表內容。

表 17.7 容量及績效指標分析方法

分析對象	分析對象地點	單位	估計方法
專用道容量	路段	公車/小時	模擬或分析性模式
非專用道容量	路段	輛/小時 (混合車種)	模擬或分析性模式
平均服務車距 (沒有固定班表)	路線中點站或特定車站	分鐘	現場調查
平均服務車距 (有固定班表)	路線中點站或特定車站	分鐘	現場調查或公車業者提供資料
準點到站可靠性 (沒有固定班表)	起點站到中點站、中點站到終站或特定兩站	旅行時間不超過平均旅行時間 10 分鐘之公車百分比	現場調查
準點到站可靠性 (有固定班表)	路線中點站或特定車站	在預定到站時間之前2分鐘及之後5 分鐘內到站公車之百分比	現場調查
平均路段停等延滯	特定路段	秒/公車	現場調查或模擬
平均旅行速率	公車路線或特定路線	公里/小時	現場調查或模擬

17.6.1 路段容量

專用道及非專用道之公車流率通常低於公車站或路段容量，因此路段容量一般不能從現場調查來直接估計，所以須用 HTSS 模式來估計。非專用道之公車路段容量因混合車流而且公車比例一般很低之故，大約等於下游停止線之車道容量。所以估計非專用道之公車路段容量可將公車用小客車當量（如 1.7）轉換成對等小車，然後依照本手冊第十三章之步驟來估計容量。

17.6.2 平均服務車距（沒有固定班表）

因為站牌標示之排班車距與實際之平均服務車距有很大的差異（見表 17.3），所以沒有固定班表之公車在各車站之平均服務車距應根據現況調查的資料來估計。臺北市現場資料（見表 17.3）顯示平均服務車距不超過 10 分鐘時，平均服務車距在越下游之車站有越短的現象。公車路線長度在 9 公里及 17 公里之間時的縮短範圍大約是 2 分鐘。平均服務車距超過 10 分鐘時，車距壓縮之現象不明顯，而且平均車距從一車站到下游數車站之後可能相差將近 4 分鐘。由此可見，同一公車路線上之公車站有不同之平均服務車距，但同一公車路線常有幾十個車站，所以除非有特別需要須探討幾個特定車站之平均服務車距，可用路線中點車站之平均服務車距代表整條路線之平均服務車距。調查員須紀錄在分析時段內站牌標示之排班車距及分析對象公車路線之每一輛公車到站時間。

車距之樣本數須多大必須視能接受的估計誤差及車距之變異性而定。以臺北市的情況為例，大約 85%之車站的服務車距標準差在平均服務車距之 80%以下。如果假設標準差等於平均服務車距之 80%，而且可接受之估計誤差等於平均服務車距之 25%，則大約必須有 40 個車距的樣本。在這情形下，調查工作可能須在數天中同一分析時段中進行。

17.6.3 平均服務車距（有固定班表）

服務頻率低的公車路線上，站牌標示到站時間。調查實際平均服務車距很費時，所以除非服務車距之現場資料可用來估計公車準點到

站之可靠性，則可用公車營運機構所提供之實際排班車距來代表服務車距。如須進行現場調查但沒有特定車站作調查對象，則可用公車路線之中點站作為調查對象。

17.6.4 準點到站可靠性（沒有固定班表）

臺北市之現場資料顯示服務車距之標準差有隨行車距離（或經過之公車站數）而增高之現象，如圖 17.23 所示。但平均車距小於 10 分鐘時，平均車距有壓縮的現象。所以下游車站公車準點到站之可靠性不一定比較差。在這情況下，除非有特定車站須調查，可選擇公車路線之起點站到中點站及中點站到終站之旅行時間為調查對象。分析重點在於評估從上游車站行駛到下游車站時，旅行時間不超過平均旅行時間 10 分鐘之公車百分比。

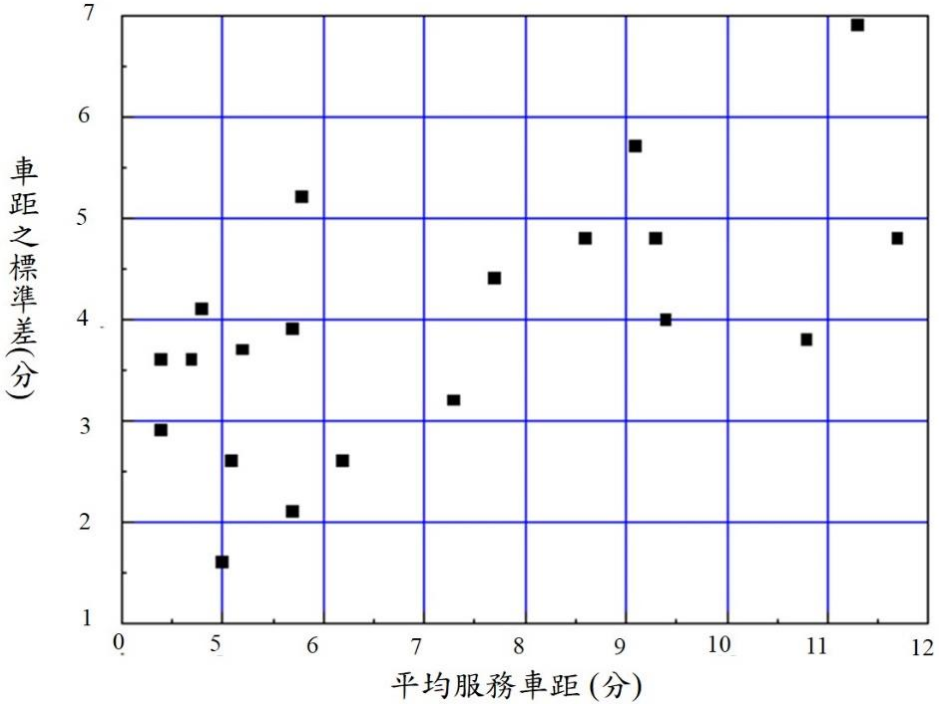


圖 17.23　平均服務車距與車距標準差之關係

17.6.5 準點到站可靠性（有固定班表）

有固定班表時，站牌標示到站時間，所以公車是否準點到站依據站牌標示的到站時間來估計。調查員須記錄分析對象公車路線在調查車站之公車實際到站時間及站牌標示之到站時間。除非有特別需要，

公車路線中點站可作為調查對象。現場資料須用來估計公車在預定到站時間之前 2 分鐘及之後 5 分鐘之內到站之百分比。這些公車可算是準點到站公車。

17.6.6 平均路段停等延滯

路段延滯宜利用調查員隨車記錄從上游路口進入一路段之後，到公車從下游號誌化路口離開之期間總共停止不動之時間，但不包括因靠站而造成之停等時間。在分析時段內最好有數位調查員隨不同公車記錄延滯時間。必要時現場調查可在數天中同一分析時段執行，以取得足夠樣本。如果不能進行現場調查（例如評估不同替代方案），則可用 HTSS 模式來模擬。

17.6.7 平均旅行速率

如果有公車自動定位系統蒐集公車從起點到下游任何一車站之資料，則平均旅行速率的估計很簡單。否則宜用調查員隨車記錄公車到達每一車站之時間，然後用行車距離及旅行時間估計平均旅行速率。如果不必估計公車在每一路段之平均旅行速率，則可用調查員在兩車站分別記錄同一公車路線到站公車之車號或牌照號碼，然後對照兩車站之時間資料以求得公車旅行時間。這方法可減少人力，而且在短時間內可取得較大的樣本數。

平均旅行速率也可用電腦模擬來估計，但是公車路線長時，模擬路網須包括公車路線上所有路段及相交之路段，所以不容易建立一模擬路網及輸入檔。在此情況下，除非不能進行現場調查（如規劃工作）或模擬路網及輸入檔不常使用，則現場調查可能比較有效率。

17.6.8 2021HTSS 模式之應用

2021HTSS 模式有模擬圖 17.1 所示 4 種類型公車站運轉之功能，此模式用來模擬公車運轉之邏輯係根據本章 17.3 節所述之公車運轉特性。每一公車的屬性不同。例如各別公車之靠站時間為平均靠站時間之 15%~350%。

2021HTSS 模式之執行檔及 Bus.txt、BusT2.txt、BusT3.txt 與 BusNet.txt 輸入檔範例可從本所「臺灣公路容量分析專區」網站下載。

應用 HTSS 模式之主要工作在於根據本手冊附錄 A「2021HTSS 模式使用手冊」之說明建立輸入檔。輸入檔包含不同檔型的資料，各檔型資料可根據欲模擬的狀況來設定。

模擬公車運轉時，2021HTSS 模式以節點代表路口、節線代表兩路口之間的路段，節點及節線構成模擬路網。模擬公車運轉時，有幾個檔型資料須特別注意，這些檔型資料的功能說明於下：

檔型 1 資料

此檔型資料用來設定：(1)每一節線之上、下游節點；(2)節線是兩節點之間的內側節線(如設有分隔島之快車道)或外側節線；(3)節線下游之交通控制；(4)節線之全長車道數及；(5)其他節線屬性。

檔型 1 資料用 SIG 代表「號誌控制」，另外用 NO、YD 及 ST 分別代表「無控制」、「讓控制」及「停控制」。

檔型 5 資料

此檔型資料可用來設定公車彎。公車彎如果在 2 節點(路口)之間，其代號為 MID。如果公車彎延伸到路口，其代號為 END。公車彎可設在一節線右側或左側。公車彎之起點及終點用該兩點與上游節點(路口)之距離(單位為公尺)來代表。公車彎內之車道須有一代號。如果主線全長車道數為 2(最右側車道代號為 1)，則公車彎內最右側車道代號為 3。

檔型 11 資料

此檔型資料可用來設定公車專用道。公車專用道屬類型 1 保留/專用車道，特定的車種必須使用該車道，其他車種則不能進入。排班公車屬第 7 類之車種。

檔型 25 資料

此檔型資料用來設定定時號誌控制連鎖時，各節點之同步時相及時差。

檔型 26 資料

此檔型資料用來設定節點之定時號誌控制，其各時制控制期間(timing interval)之長度，燈號(綠燈、黃燈及全紅)及該期間有路權之節

線及行車方向。

檔型 35 資料

此檔型資料用來設定節線上之公車站、公車站類型(見圖 17.1)、公車靠站時必須使用之主線車道、公車彎位置、公車路線及各路線公車之平均靠站時間。

檔型 36 資料

此檔型資料用來設定各公車路線所經過的節線。

檔型 37 資料

此檔型資料用來設定各公車路線之發車車距。模擬時，實際模擬之車距為設定車距之 70%~130%，隨機變化。

2021HTSS 模式輸出檔有下列資料可用來評估公車及相關車流之運轉：

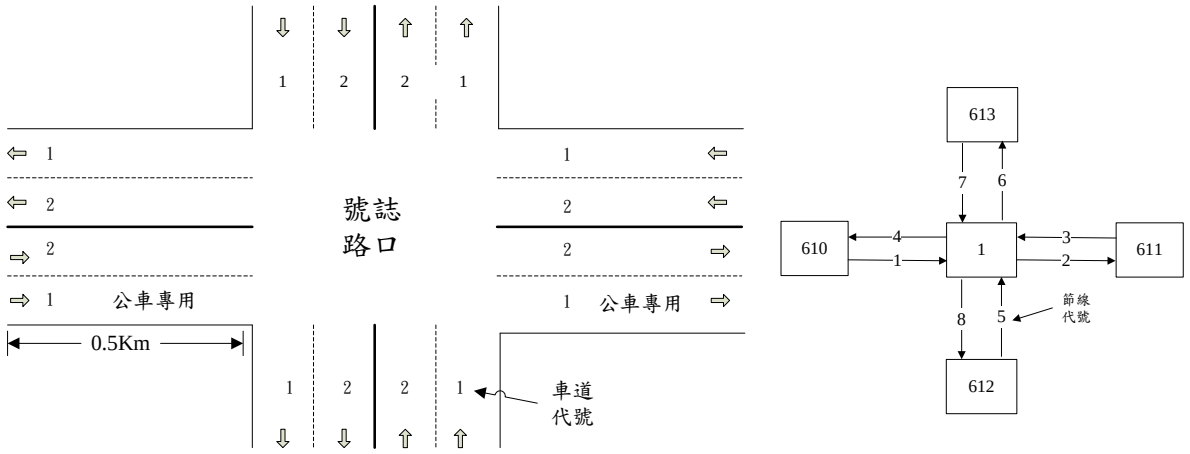
1. 車輛通過每一路線之流率及平均速率(顯示在「LINK STATISTICS」標題之下)；
2. 每一節線車輛之平均停等延滯(顯示在「AVERAGE STOPPED DELAY」標題之下)；
3. 各公車路線之里程、平均速率及平均旅行時間(顯示在「BUS LINE STATISTICS」標題之下)

此外，2021HTSS 模式亦可在輸入檔中設定一連串之節線以在輸出檔中顯示該模擬狀況下行駛所有指定節線之平均速率。

模式亦可用輸入檔在一定點(如公車站上游或下游)設置偵測站以在輸出檔中顯示通過該偵測站之流率、平均速率及車種組成。

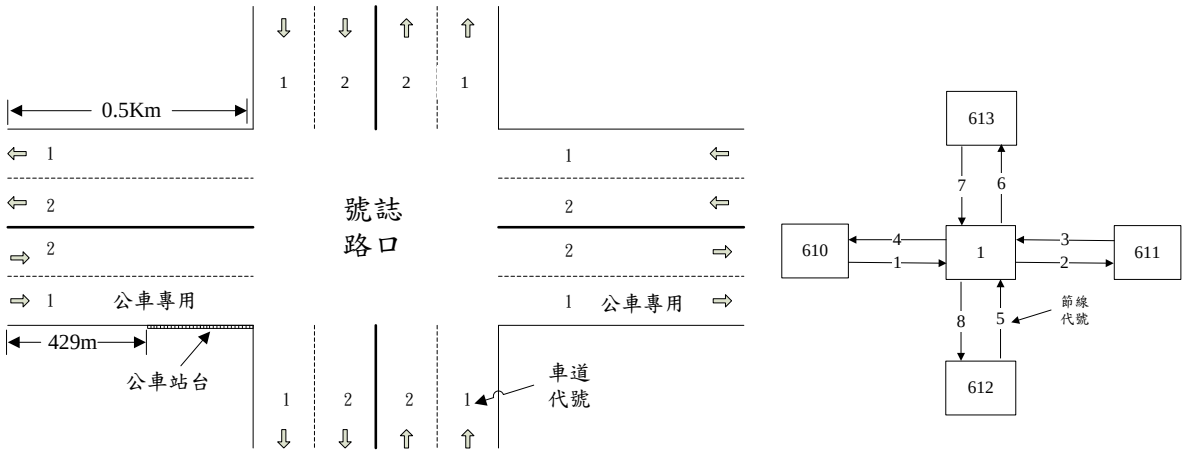
本章第 17.7 節有幾個例題利用輸入檔範例 Bus.txt、BusT2.txt、BusT3.txt 或 BusNet.txt 進一步說明 2021HTSS 模擬模式之應用。這些範例之模擬路網如圖 17.24~圖 17.27 所示。圖 17.24 之路線沒有公車站，但車道 1 為公車專用車道。圖 17.25 之路段在節線 1 上有一型 2 公車站，站台長度為 71 公尺延伸至下游路口。圖 17.26 之路段在節線 1 上有一公車彎，公車彎延伸到路口，公車彎內的有效站台長度只有 15 公尺，站台終點離下游路口有 300 公尺。圖 17.27 之路網中，

每節線有 3 車道，其中節線 1 及節線 2 之最外側主線全長車道為公車專用道。所有路口皆有定時號誌控制。



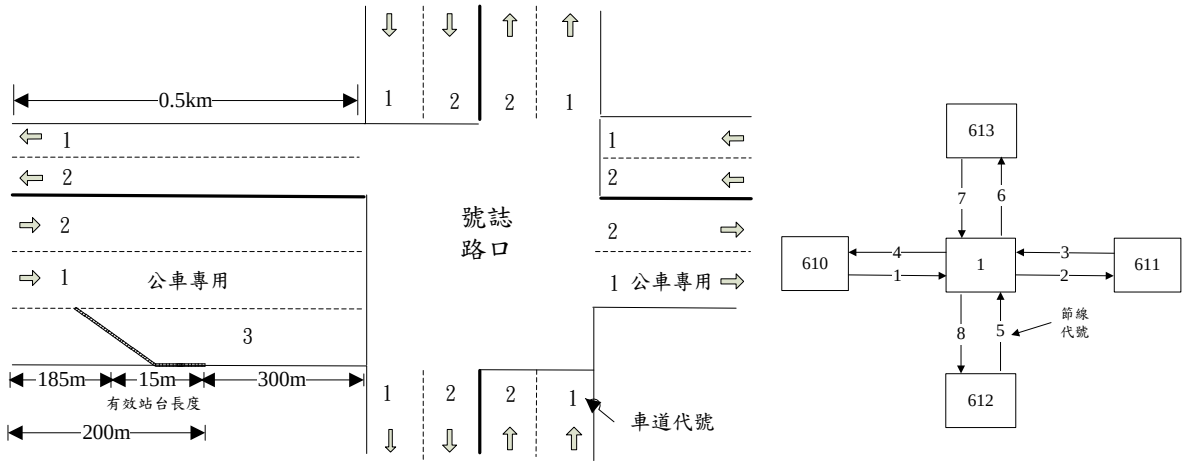
(a)路段　　(b)模擬路網

圖 17.24　Bus.txt 模擬之路段及模擬路網



(a)路段　　(b)模擬路網

圖 17.25　BusT2.txt 模擬之路段及模擬路網



(a)路段　　(b)模擬路網

圖 17.26　BusT3.txt 模擬之路段及模擬路網

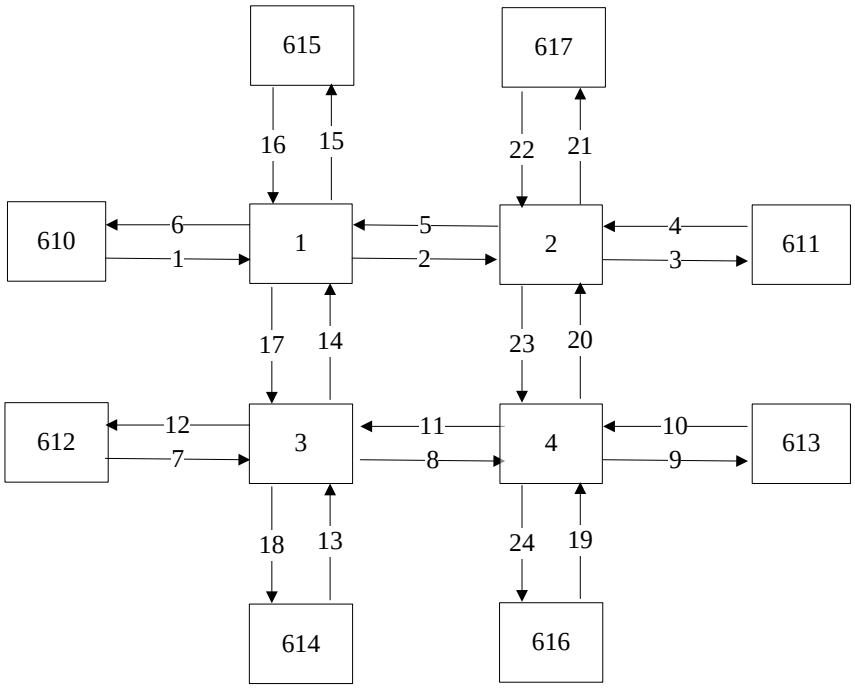


圖 17.27　BusNet.txt 之模擬路網

17.7 應用例題

17.7.1 例題 1

一公車專用道上之型 2 公車站，站台長度為 18 公尺，平均靠站時間為 20 秒，公車離站時不受下游停等車輛之干擾但不能變換車道，試估計公車站之容量。

解：

靠站公車平均每車大約需要 13.5 公尺左右之站台長度，所以 18 公尺的站台只有一輛靠站公車時，後到公車只有 4.5 公尺之站台長度可讓乘客上下車。但是最後一輛靠站公車通常需要 8～9 公尺之站台長度，因此同時可靠站的公車數 N 等於 1。此外，因公車離站不受下游停等車輛之干擾，也不能超車，所以式(17.20a)、式(17.20b)及式(17.20c)可用來估計公車站容量。式(17.20b)及式(17.20c)中之 N 值等於 1，所以從這兩式估計之 a 及 b 各為 6.601 及 0.977。根據這兩值，式(17.20a)所估計之公車站容量為 138 公車/小時。

17.7.2 例題 2

例題 1 之車站長度增加到 24 公尺，試估計公車站容量。

解：

站台長度為 24 公尺時，2 輛公車可同時靠站。從式(17.20a)、式(17.20b)及式(17.20c)所估計之公車站容量為 197 公車/小時。

17.7.3 例題 3

一公車專用道之路段只有一車道。此路段有一公車站，其車站容量為 400 公車/小時。如果公車站下游路口之號誌控制週期長度為 180 秒，而且公車所得之綠燈、黃燈及全紅時段各為 80 秒、3 秒及 3 秒，試估計相關之路段容量。

解：

根據式(17.2b)，在綠燈時段能疏解的公車數 N_G=23.3 輛公車。假設黃燈及全紅時段中(燈號轉換時段中)，平均可有 1 輛公車能疏解(N_y=1)，則從式(17.22)所估計的停止線容量為 486 公車/小時，此容量

超過公車站容量，因此路段容量不超過 400 公車/小時。

17.7.4 例題 4

若將圖 17.24 之路段加一型 2 車站，成為圖 17.25 所示之路段，試修改 Bus.txt 以模擬公車站之運轉。

解：

圖 17.24 及圖 17.25 路段唯一不同的是公車站之有無。所以模擬圖 17.25 路段之輸入檔只需加檔型 35、檔型 36、檔型 37 資料。

檔型 35 資料有下列項目

LK ID TY L1 L2 X_1 X_2 X_3 B_1 D_1 B_2 D_2 B_3 D_3 B_4 D_4 B_5 D_5

其中

LK = 公車站所在節線之代號，其值為 1(見圖 17.25)

ID = 節線 LK 上公車站之代號(從上游到下游，依序訂為 1,2,3,4,5)。本例只有 1 個車站，所以 ID=1。

TY = 公車站設施之型態，根據圖 17.25 為型 2 公車站。如果離站時不能從靠站之主線車道變換車道，則 TY 須為負值。本例之公車不能變換車道，所以 TY=-2。

L_1 = 公車靠站時所用主線車道或與公車彎相鄰主線車道之代號。本例之公車需用車道 1 靠站，所以 L_1=1。

L_2 = 公車靠站時可用之公車彎的車道代號。本例之公車站無公車彎，所以 L_2=0。

X_1 = 公車站起點與節線起點之距離，其值為 429，代表 429 公尺。

X_2 = 公車彎起點與節線起點之距離。因無公車彎，所以 X_2 須設定為 X_3。

X_3 = 公車站終點與節線起點之距離，其值為 500。代表在節線起點下游 500 公尺處。

Bi = 5 條公車路線之代號(i=1,2,3,4,5)。本例假設有 3 公車路線，所以 B_1=1、B_2=2、B_3=3、B_4=0、B_5=0。

Di = 公車路線 B_i 之平均靠站時間(秒)。本例假設 D_1=5.5、D_2=10.5、D_3=12.0、D_4=0，D_5=0。

檔型 36 資料的項目包括：

Line　M_1　M_2　……　M_{10}

其中，

Line = 公車路線之代號(1,2,3,,,,,10)；

Mi = 公車依序經過之第 i 個節線代號。

如果有 3 條公車路線而且每一路線之公車皆從節線 1 進入節線 2，然後離開模擬路網，則檔型 36 資料如下：

1　1　2

2　1　2

3　1　2

檔型 37 資料的項目包括：

L_1　H_1　L_2　H_2　L_3　H_3　L_4　H_4　L_5　H_5

其中

L_i ＝ 5 條公車路線代號。本例只有 3 條公車路線。所以 L_1=1、L_2=2、L_3=3、L_4=0、L_5=0。

H_i ＝ 公車路線 i 之排班車距(分)。本例假設 H_1=2.0、H_2=3.5、H_3=6.5。

將上述 3 檔型資料納入 Bus.txt 之後，所得的輸出檔與 BusT2.txt 相同。

17.7.5 例題 5

若將圖 17.25 之車站調整如圖 17.26 所示型 3 有公車彎之車站，試修改 BusT2.txt 以模擬公車站之運轉。

解：

型 3 車站有公車彎，需用檔型 5 資料設定為附屬車道。此檔型資料的項目包括：

Link　Iside　Aux　L_1　L_2　L_3　Start　Ex　Xw　Off

其中，

Link = 公車站所屬之節線代號，其值為 1。

Iside = 公車彎在節線右側時，Iside =1，否則 Iside=2，本例假設 Iside=1。

Aux = 公車彎的型態。如公車彎延伸到下游路口，其型態為 END。如公車彎屬型 4 車站(見圖 17.1)，則其型態為 MID。本例公車彎延伸到路口，所以 Aux= END。

L_1,L_2,L_3 = 附屬車道之 3 個車道各別代號。公車彎只能有一車道，本例路段之主線有 2 車道。公車彎之車道為第 3 車道，所以 L_1=3、L_2=0、L_3=0

Start = 公車彎之起點，其值為 0.185，表示起點距節線上游端點 0.185 公里。

Ex = 公車彎終點與節線起點之距離(公里)。因節線長度為 0.5 公里，公車彎延伸到路口，所以 Ex 須設定為 0.5。

Xw = 公車彎之寬度(公尺)。此值不影響模擬結果，本例將 Xw 設定為 3.5。

Off = 在節線終點，公車彎車道與主線車道分離之距離(公尺)。本例將 Off 設定為 0.0，表示公車彎與主線車道 1 不分離。

因為圖 7.25 及圖 7.26 之公車站型態不同，所以檔型 35 資料也須更改。例題 4 所描述之檔型 35 資料中，須更改的項目如下：

TY = 此值須改為-3，代表型 3 車站，而且離站時不能從車道 1 轉換車道。。

L2 = 此值須改為 3，表示可用來靠站的公車彎車道為車道 3。

X_1 = 須改為 185，表示站台起點在節線起點下游 185 公尺處。。

X_2 = 公車彎起點也須改為 185，表示主線車道 1 沒有站台。

X_3 = 公車站終點離節點起點 200 公尺，所以 X_3 更改為 200。

根據上述工作修改後之 BusT2.txt 改稱為 BusT3.txt。

17.7.6 例題 6

一長 500 公尺公車專用道路段之終端有一號誌化路口。此路段上

有一型 2 公車站(無公車彎)。此公車站之站台延伸到路口，其長度為 43 公尺。有 3 條公車路線須在此車站靠站，各公車路線之排班車距為 1.5、2.0 及 2.5 分鐘，平均靠站時間各為 10、15 及 8.5 秒。路段下游路口之號誌為 2 時相定時控制，各時相的黃燈及全紅時段為 3 秒及 2 秒。試評估在號誌週期長度 100 及 150 秒之情況下，綠燈與週期長度比值(簡稱 G/C 比)與公車通過路段之平均速率的關係。

解：

本評估工作可調整 BusT2.txt 之輸入檔資料，依據模擬結果，比較不同週期長度下公車之平均旅行速率。

因為每時相之黃燈及紅燈時段各為 3 秒及 2 秒，2 時相總共能用的綠燈等於週期長度減掉 10 秒。因此週期長度為 100 秒時，如果有公車之路段所需的時相有 50 秒之綠燈，則另一時相的綠燈時段為 40 秒。根據這原則，檔型 26 資料所設定的綠燈時段可採用不同值，探討不同 G/C 比與平均速率之變化。

BusT2.txt 之檔型 26 資料中有 2 行與綠燈 G 時間有關。週期長度為 100 秒時，本例讓公車用(節線 1)之綠燈時間在 20 秒與 70 秒之間變化。每次更改綠燈時間就執行模擬以估計公車專用道車流之平均速率。週期長度為 150 秒之情形也照樣處理。模擬結果如圖 17.28 所示。

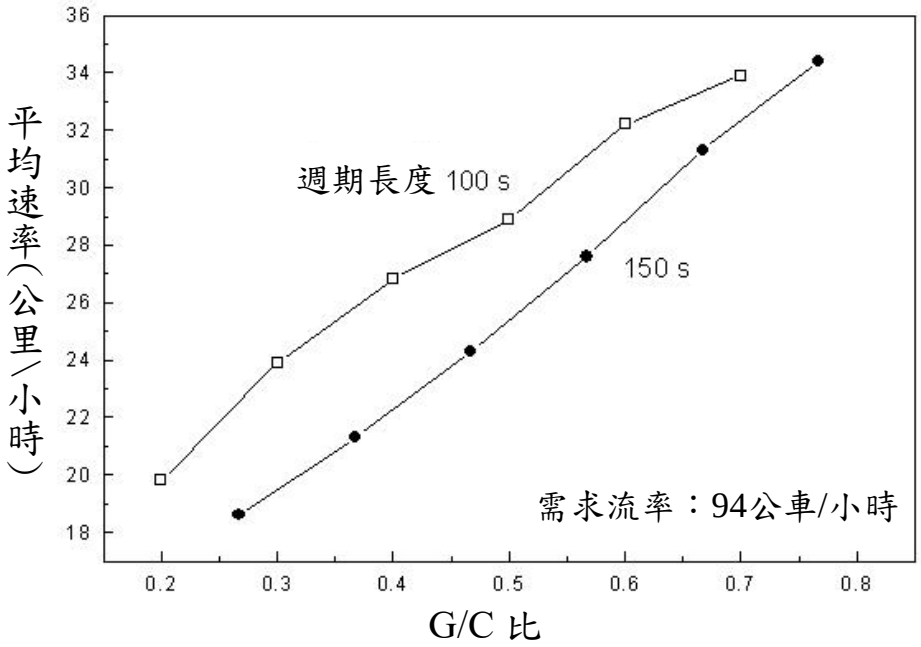


圖 17.28　G/C 比對公車專用道車流平均速率之影響

從圖 17.28 可知，在模擬之 G/C 範圍內，較長的週期會降低平均速率，但差距隨著 G/C 比之增高也縮小。另一現象是平均速率幾乎隨著 G/C 比之增高而直線上升，但週期長度較長時上升率較低。

17.7.7 例題 7

圖 17.25 所示之車站緊靠下游路口，如果將該車站往上游移動 15 公尺，試說明如何評估此策略對專用道路段容量之影響。

解：

上述策略對容量的影響可用 BusT2.txt 來探討。本例假設站台位置改變外，其他狀況不變。BusT2.txt 檔型 35 所設定的車站位置有下列數據。

429　500　500

這些數據表示站台起點離節線起點 429 公尺，站台終點離節線起點 500 公尺，所以站台長度為 71 公尺。如欲估計路段容量，則必須讓大量的公車向公車站行進。檔型 37 各公車路線之排班車距可從原來設定的 2.0 分、3.5 分及 6.5 分改為 0.05 分、0.05 分及 0.05 分以代表各公車路線每小時有 1,200 輛前往公車站。在這種情況下模擬所得的容量大約是 490 公車/小時。

如果將站台往上游移 15 公尺，前述檔型 35 中有關站台位置的數據須改為：

414　485　485

根據新站台位置模擬所得的容量為 510 公車/小時。如果將站台往上游再移 15 公尺，則容量接近 550 公車/小時。

17.7.8 例題 8

如將圖 17.26 之公車彎向下游移 20 公尺，試說明如何更改 BusT3.txt。

解：

公車彎屬於附屬車道，其起點及終點必須用檔型 5 資料設定。BusT3.txt 之檔型 5 資料如下：

1　1　END　3　0　0　0.185　0.500　3.5　0.0

這些數據表示公車彎之起點離節線起點 0.185 公里，公車彎終點距離節線起點 500 公尺。所以公車彎位置往下游移 20 公尺之後，檔型 5 資料中的 0.185 須改為 0.205。公車彎終點位置不變。

此外，檔型 35 資料有關站台起點、終點及公車彎起點之數據也須更改。BusT3.txt 之檔型 35 資料中，有關站台設置的數據如下：

185　185　200

這些數據表示站台起點與節線起點距離 185 公尺，公車彎之起點也就是站台之起點，站台終點在節線起點下游 200 公尺處。若將站台往下游移 20 公尺，則上述三數據須改為：

205　205　220

如果將第一數據改為 180，則表示公車彎內有 220-205=15 公尺長之站台。公車彎上游主線車道的站台長度為 205-180=25 公尺。

17.7.9 例題 9

圖 7.27 之模擬路網及輸入檔 BusNet.txt 可用來分析許多狀況下之公車作業。例如節線 1 上有一公車站而且公車只經過節線 1、2 及 3。在這情形之下，將節點 1 及 2 之號誌控制改為無控制就可模擬公車站下游無阻塞時之之車站容量。若將公車使用的節線改為一連串(如節線 1、2、23、8、18)，則可模擬公車在小型幹道之運轉。

試用圖 7.27 說明如何模擬環行之公車運轉。

解：

公車從發車起點(如節點 610)出發之後，可能沿一固定路線來回數次之後才回到發車之地點。用 2021HTSS 模式模擬這種作業時，公車所經過之最後一節線必須為回到發車地點之節線。一公車回到發車節點之後，2021HTSS 模式隨機產生一排班車距並根據此車距發出一公車以代表環行公車。下列檔型 36 資料為模擬環行公車之一例：

1　4　5　17　8　20　3

這些資料表示公車路線 1 之車輛從節點 611 出發之後經過節線 4、5、17、8、20 及 3 回到節點 611。

參考文獻

1. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(3/3) 」，99-113-1282，交通部運輸研究所，民國 99 年 9 月。
2. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民 國 100 年 10 月。
3. 「道路交通安全規則」，民國 110 年 9 月 23 日。
4. 「2020 年版運輸政策白皮書-陸運」，交通部，民國 108 年 12 月。
5. 「市區道路工程規劃及設計規範之研究」，內政部營建署，民國 97 年。
6. 「道路交通管理處罰條例」，民國 111 年 1 月 28 日。
7. 「臺北市公共汽車客運業營運管理自治條例」，臺北市政府，民國 100 年 6 月 13 日。
8. Milkovits, M. N. “Modeling the Factors of Bus Dwell Time,” Transportation Research Record: *Journal of Transportation Research Board*, No. 2072, National Research Council, Washington, D. C. 2008, pp. 125-130.
9. EI-Geneiday, A. M., Homing, Jemica, and Krizek, K. J., “Analyzing Transit Service Reliability Using Detailed Data From Automatic Vehicular Locator System,” TRB 2008 Annual Meeting CD-ROM, 18 pages.
10. Shalabyp, A. and Farhan, A., ”Prediction Model of Bus Arrival and Departure Times Using AVL and APC Data,” *Journal of Public Transportation*, 2004, Vol-7, No.1, pp.41-61.
11. Bertini, R. L. and Tantiyanugulch, S., “Transit Buses as Traffic Probes,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1870, 2003, pp. 3545.
12. Cramer, A., Cucarese, J. Tran, H. Lu, A. and Reddy, A. ”Performance Measurement on Mass Transit - New York City Transit Authority Case Study,” TRB 209 Annual Meeting CD-ROM, 2009.
13. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
14. *Highway Capacity Manual,* Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.

第十八章 機車專用道

目　錄

頁次

18.1 緒論 18-1
18.2 車流特性 18-1
18.2.1 停等車在停止線之疏解特性 18-1
18.2.2 停等車疏解後之擴散特性 18-8
18.2.3 尖峰小時係數 18-11
18.2.4 尖峰或設計小時流量係數 18-11
18.2.5 流量之方向係數 18-12
18.2.6 平均自由旅行速率 18-12
18.3 分析方法 18-14
18.3.1 分析狀況 18-16
18.3.2 估計 W_{90} 18-16
18.3.3 估計號誌化路口之車道容量 18-16
18.3.4 估計非阻斷性車流之路段容量 18-17
18.3.5 評估號誌化路口及路段之運轉 18-17
18.3.6 評估服務水準 18-20
18.4 應用例題 18-21
18.4.1 例題 1 18-21
18.4.2 例題 2 18-21
18.4.3 例題 3 18-22
18.4.4 例題 4 18-24
18.4.5 例題 5 18-25
參考文獻 18-28

圖 目 錄

頁次

圖 18.1　表 18.2 各模式估計值之比較 18-3
圖 18.2　機車專用道車道寬之定義 18-4
圖 18.3　機車專用道停等機車疏解率與綠燈時間之關係 18-5
圖 18.4　承德路/士商路口停等車之疏解率 18-5
圖 18.5　M4 車道 W_{90} 之範圍 18-6
圖 18.6　M6 車道 W_{90} 之範圍 18-6
圖 18.7　現場飽和流率與 W_{90} 之關係 18-7
圖 18.8　臺北市機車專用道尖峰小時係數與流率之關係 18-11
圖 18.9　平均自由旅行速率與號誌化路口間距之關係 18-13
圖 18.10　正常化機車自由速率之累積分布 18-14
圖 18.11　機車專用道分析架構 18-15
圖 18.12　Motor A.txt 之模擬路口及模擬路網 18-18
圖 18.13　Motor B.txt 之模擬路口、路段及模擬路網 18-19
圖 18.14　需求流率與離開節線流率之關係 18-24
圖 18.15　停等延滯與需求流率/容量比之關係樣本 18-25
圖 18.16　例題 5 專用道車流平均停等延滯與號誌時差之關係 .. 18-26

表 目 錄

頁次

表 18.1　臺北市及嘉義市機車專用道概況 18-2
表 18.2　歷年推估機車專用道飽和流率公式一覽表 18-3
表 18.3　臺北市機車專用道觀測路口一覽表 18-4
表 18.4　式(18.4)之應用範例 18-9
表 18.5　號誌化路口服務水準之劃分標準 18-20
表 18.6　路段平均速率與速限比之服務水準等級劃分標準 18-21

18.1 緒論

截至民國 110 年底，臺灣有超過 1,400 萬輛機車，平均每百人有 96.7 輛機車[1]。機車數量龐大並常與汽車混流在同一車道上，容易造成危險衝突，因此交通主管機關在部分路段或橋梁上設置機車專用道，以分隔汽、機車。如表 18.1 所示，臺北市及嘉義市之機車專用道常設置在橋梁上，其長度超過 1 公里者並不多。臺北市區最長的機車專用道（華中橋）也僅 1.5 公里。

由於機車專用道之長度短、車流皆受到號誌化路口之影響，因此專用道上之車流一般為阻斷性車流，分析機車專用道的重點在於估計：(1)容量；(2)機車在號誌化路口之延滯；(3)在號誌化路口之間的平均速率。針對這些分析重點，本所在 2006 年開始蒐集有關機車專用道的資料[2,3]，並建立「2011 年臺灣公路容量手冊」[4]第十八章機車專用道之分析方法。本章沿用該章之分析方法，但因舊章用來分析號誌化路口運轉的公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)第三版已被 2021HTSS 模式取代，爰本章將相關內容更新。此外，本章亦用改良之模式替代舊章之式(18.3)、式(18.9)及式(18.10)以估計專用道之容量。

18.2 車流特性

本節討論下列機車專用道的車流特性：

- 停等車在停止線之疏解特性。
- 停等車疏解後車隊擴散之現象。
- 尖峰小時係數、尖峰小時流量係數及方向係數。
- 自由旅行速率。

18.2.1 停等車在停止線之疏解特性

停等車疏解特性可從幾個角度來探討。以往國內之研究著重於了解停等機車之疏解率或飽和流率，但因研究方法不一，造成研究結果難以應用。例如表 18.2 所列之模式皆認為機車專用道之飽和流率為車道寬的函數，但從圖 18.1 可知，當車道寬相同時，從各模式估計之

飽和流率，差異可高達 2,500～4,000 輛/小時。因此可採用哪一模式是一個大問題。

表 18.1　臺北市及嘉義市機車專用道概況

編號	機車專用道位置	設置型式		設置狀況			道路特性
		左側	右側	寬度(m)	長度(m)	車道配置	
1	忠孝橋	實體	實體	3	1000	雙向各1車道	直線段、橋樑
2	華江橋	實體	實體	3	1200	雙向各1車道	直線段、橋樑
3	華中橋	實體	實體	3	1500	雙向各1車道	直線段、橋樑
4	中正橋	實體	實體	3	700	北向1車道	直線段、橋樑
5	福和橋	實體	實體	3	1000	雙向各1車道	直線段、橋樑
6	林森南路(車行地下道)	標線	實體	1.5	700	南向1車道	直線段、地下道
7	南京東路六段(東興路至堤頂大道)	實體	實體	3	1100	雙向各1車道	直線段、彎道、橋樑
8	北平東路(機車道)	標線	標線	2.5	320	西向2車道	直線段、平面道路
9	延平北路(忠孝西路市民大道口)	標線	標線	2.5	70	北向2車道	直線段、平面道路
10	建國高架(忠孝東路長安東路)	實體	實體	2.5	650	雙向各1車道	直線段、高架橋
11	重陽橋	實體	實體	3	600	雙向各1車道	直線段、橋樑
12	台北橋	實體	實體	3	650	雙向各1車道	直線段、橋樑
13	百齡橋	實體	實體	3	390	雙向各1車道	直線段、橋樑
14	民權大橋	實體	實體	3	1100	雙向各1車道	直線段、橋樑
15	大度路(第一迴轉道立德路口)	實體	實體	3	200	雙向各1車道	直線段、平面道路
16	承德路(石牌路-中正路口)	標線	標線	2.5	300	南向1車道	直線段、平面道路
17	承德橋	實體	實體	3	430	雙向各1車道	直線段、橋樑
18	大直橋(濱江路至北安路)	實體	實體	3.5	700	往北1車道	直線段、橋樑
19	承德路(公館路-中央南路)	標線	實體	2.5	90	往北1車道	直線段、平面道路
20	博愛路橋	實體	實體	3.2	600	雙向各1車道	直線段、橋樑
21	北興陸橋	實體	實體	2.8	450	雙向各1車道	直線段、橋樑
22	嘉雄陸橋	實體	實體	3.0	450	雙向各1車道	直線段、橋樑

註：編號1至19為臺北市之機車專用道，20至22為嘉義市之資料。

資料來源：[3]

表 18.2　歷年推估機車專用道飽和流率公式一覽表

公　式		備　註	資料來源
Eq.1	$S = 1475\ W + 1318$	$2.5 \leqq W \leqq 6.5$	[5]
Eq.2	$S = 1914\ W$	$2.5 \leqq W \leqq 6.5$	[5]
Eq.3	$S = 1548.37\ W + 4745$		[6]
Eq.4	$S = 1584.37\ W + 2595.74$		[7]
Eq.5	$S = 2597.4\ W + 860.5$		[8]

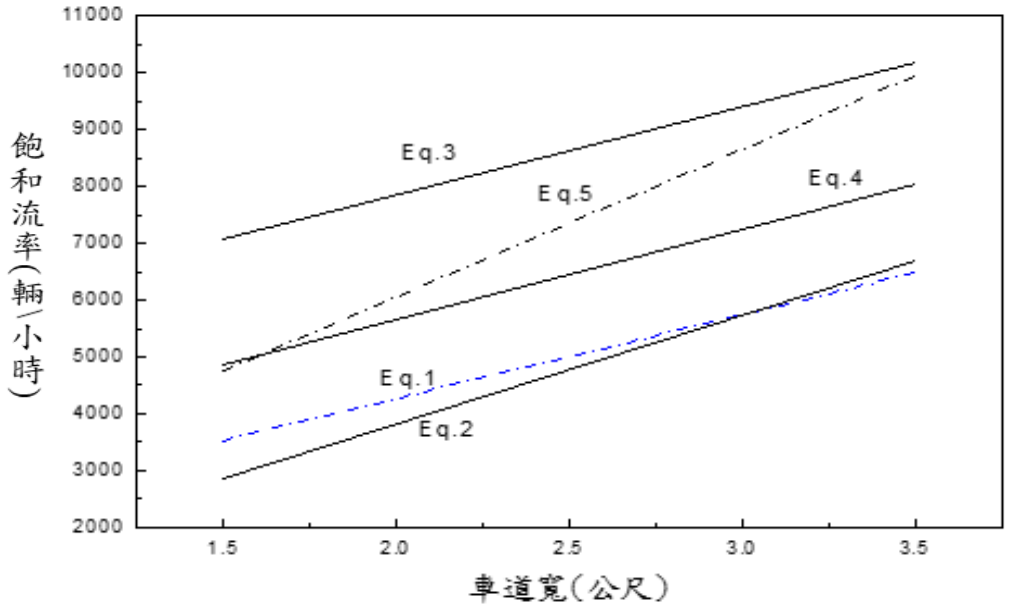


圖 18.1　表 18.2 各模式估計值之比較

上述模式估計值差異的一個來源是車道寬的定義可能不同，另一來源是這些模式沒有考慮車道寬度的使用並不均勻，而且也沒有考慮車道寬之使用受車道兩旁標線或分隔物之影響。針對這些問題，本所建議根據圖 18.2 所示之車道寬來分析機車專用道。此外，本所在表 18.3 所列之 10 個機車專用道蒐集停等車疏解資料，並且利用其中 8 個車道探討停等車疏解時輪胎軌跡之橫向分布[2,3]。研究結果之主要發現如下：

1. 在有大量機車之情況下，綠燈開始後大約 10 秒，疏解率大致達到一穩定的最高值，如圖 18.3 所示。如果機車量不高，則停等車之疏解率很可能無法維持一穩定值，如圖 18.4 所示。在這情形下，利用觀察的疏解率來估計容量，可能會造成相當大的誤差。

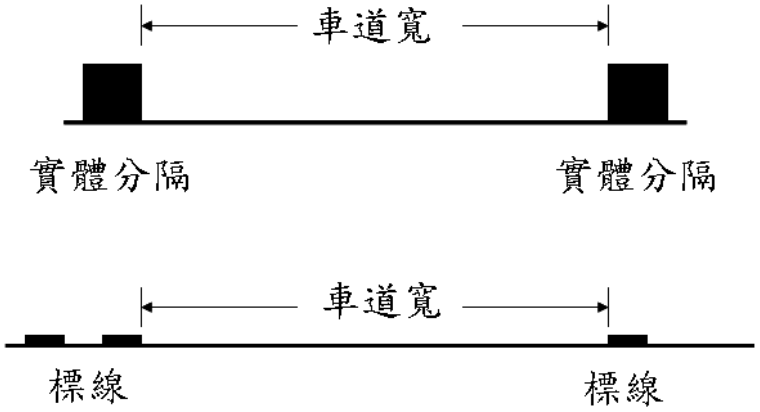


圖 18.2　機車專用道車道寬之定義

表 18.3　臺北市機車專用道觀測路口一覽表

路口編號	調查地點	分隔型式		地形	車道寬公尺
		左側	右側		
M1	承德路/士商路口	實體(導桿)	標線(單白實線)	平地	1.6
M2	環河北路/市民大道口	標線(雙白實線)	標線(雙白實線)	平地	2.0
M3	延平南路/市民大道口	標線(雙白實線)	標線(雙白實線)	平地	2.8
M4	大業路/大度路口	標線(雙白實線)	標線(雙白實線)	平地	2.2
M5	承德路/文林路口	標線(雙白實線)	標線(雙白實線)	平地	2.7
M6	華中橋(往中和上橋處)	實體(分隔設施)	實體(人行道)	橋上	2.8
T1	建國北路(長安東路)往北	實體(分隔設施)	實體(導桿)	平地	3.0
T2	承德路往南(文林北路)	標線(雙白實線)	標線(雙白實線)	平地	2.7
T3	大度路(大陽製藥)往西	實體(分隔設施)	實體(路側護欄)	平地	4.5
T4	中正路(承德路)往西	標線(雙白實線)	實體(花圃緣石)	平地	2.7

註：車道寬係指車道左側內緣至右側內緣之寬度。M1~M6及T1~T4係分別於2006、2007年蒐集之資料。

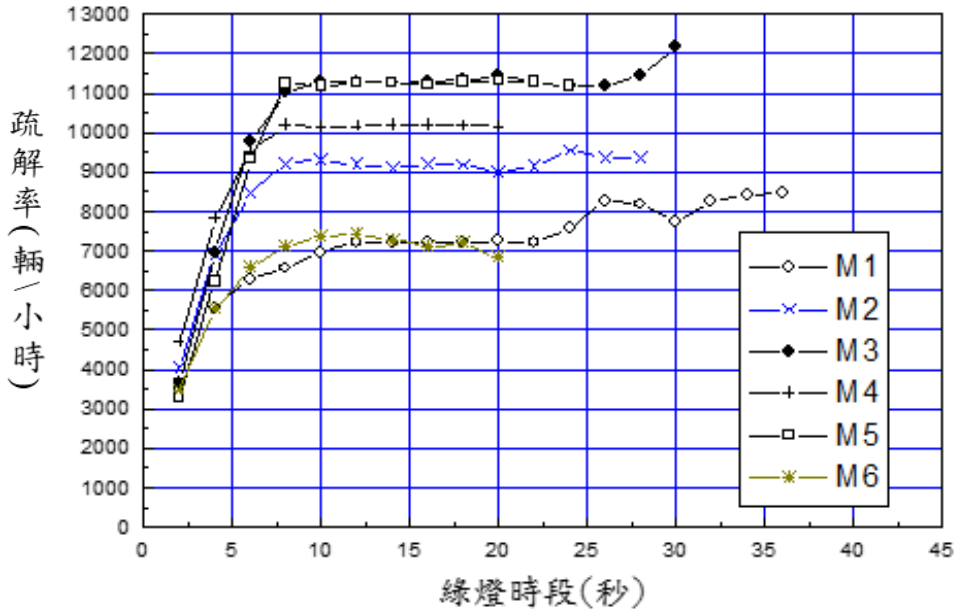


圖 18.3 機車專用道停等機車疏解率與綠燈時間之關係

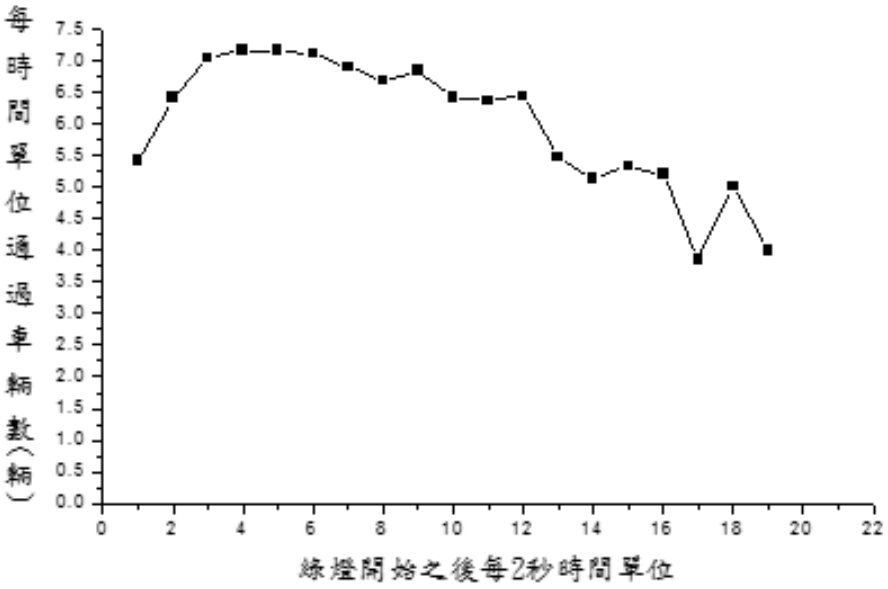
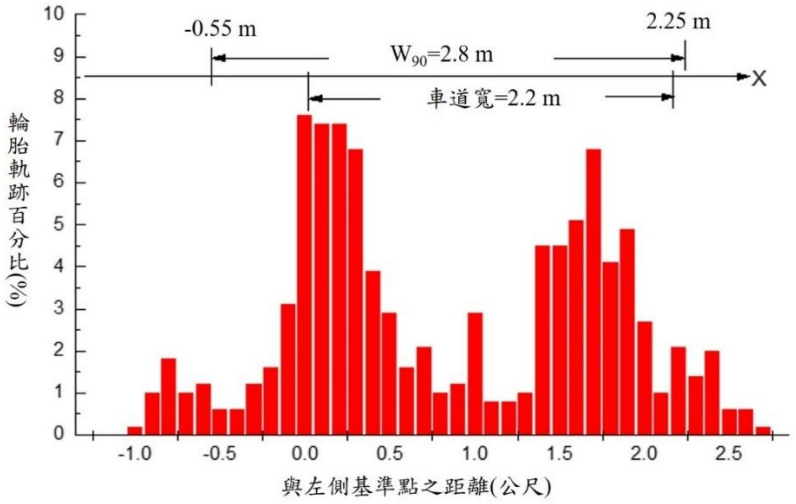


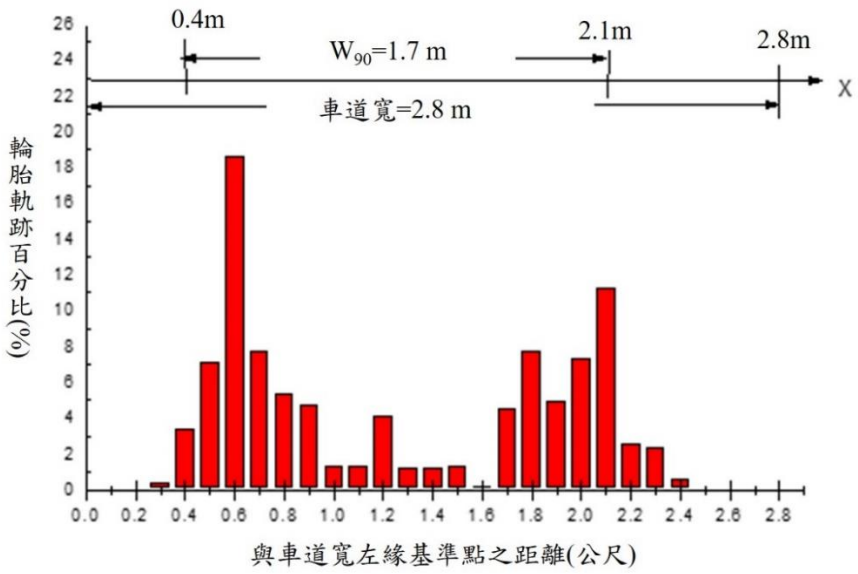
圖 18.4 承德路/士商路口停等車之疏解率

2. 停等車疏解時，路面寬之使用不均勻。一般而言，靠近車道邊緣行駛的機車占少數，如圖 18.5 及圖 18.6 所示。左側為標線分隔時(圖 18.5)，機車有占用鄰近車道的情形；右側為標線時(圖 18.5)，機車越界行駛之現象較不明顯。有實體分隔時，絕大多數機車皆與分隔物保持至少 30 公分之距離（圖 18.6)。



註：M4 車道兩側皆標線分隔，負值表示輪胎在基準點左側

圖 18.5　M4 車道 W_{90} 之範圍



註：M6 車道兩側皆實體分隔

圖 18.6　M6 車道 W_{90} 之範圍

3. 如將機車車輪壓占範圍左、右兩側各 5%使用率之路面寬度不計，則機車疏解率與使用率占 90%之剩餘路面寬（簡稱為 W_{90}）與機車疏解率有很明顯的關係。綠燈開始後前 10 秒，能從 W_{90} 等於 1.4、2.45、2.8 及 3.4 公尺之專用道疏解的停等機車數各為 14.1、18.5、20.8 及 20.6。10 秒後到大約第 25 秒之綠燈時間，停等機車之疏解率呈穩定之飽和狀況，其飽和疏解率與 W_{90} 之關係如圖 18.7 所式，並可用下式來代表：

$$S = 6{,}698 + \frac{5{,}385}{1 + e^{-\frac{W_{90} - 2.522}{0.490}}} \qquad (18.1)$$

此式中，

S ＝ 綠燈開始後第 10~25 秒間的飽和流率（輛/小時）；

W_{90} ＝ 使用率占 90%之路面寬（公尺）。

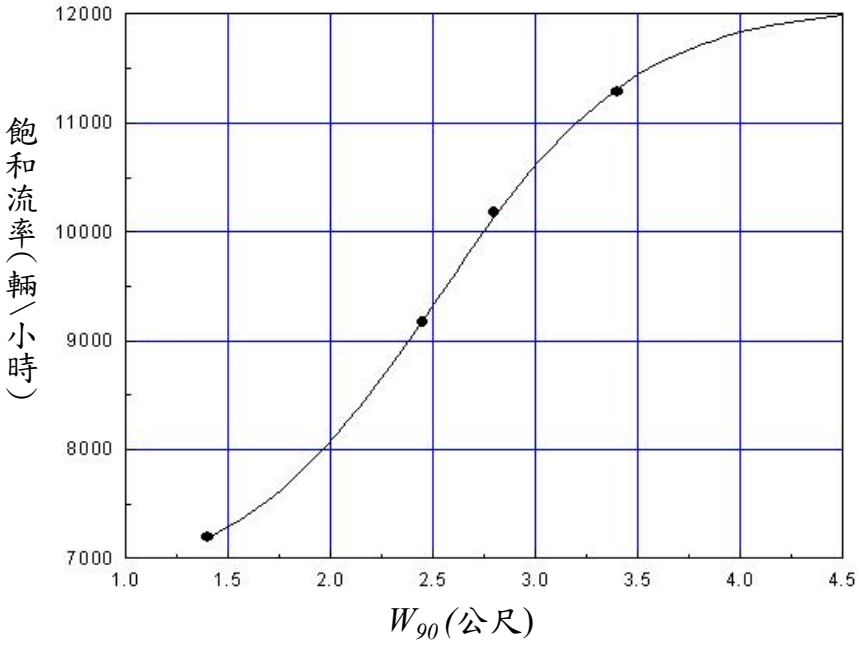


圖 18.7　現場飽和流率與 W_{90} 之關係

4. 使用率 90%之路面寬 W_{90}，可根據專用道之左、右側標線或實體分隔型式估計如下：

$$W_{90} = W + L + R \qquad (18.2)$$

此式中，

W ＝ 車道寬（公尺）；

L ＝ 左側車道寬調整因素（公尺）；

R ＝ 右側車道寬調整因素（公尺）。

利用上式來估計 W_{90} 時，不論是實體分隔物或是標線分隔（包括單白實線與雙白實線），均以內側標線或分隔物內緣之寬度做為車道寬，如圖 18.2 所示。

式(18.2)中之調整因素可能是正值，也可能是負值。正值代

表機車占用鄰近車道，負值則表示機車有向車道中央集中之傾向。調整因素之建議值如下：

(1) 左側為導桿時，L = -0.32 公尺。右側為導桿時，R = -0.32 公尺。

(2) 左側為非導桿之實體分隔物時，L = -0.55 公尺。右側為非導桿之實體分隔物時，R = -0.55 公尺。

(3) 左側為標線分隔時，L = 0.55 公尺。右側為標線分隔時，R = 0.00 公尺。

5. 假設綠燈開始 10 秒後的飽和疏解率不變，則平坦機車專用道之容量可估計如下：

$$c = [13.9 + \frac{7.6}{1+e^{-\frac{w_{90}-2.311}{0.265}}}]\frac{3{,}600}{C} + S\,\frac{(G+\beta-10)}{C} \qquad (18.3)$$

此式中，

c = 平坦路段容量（輛/小時）；

W_{90} = 使用率90%之路面寬（公尺）；

C = 週期長度（秒）；

S = 式(18.1)之飽和疏解率（輛/小時）；

G = 綠燈時間（≧10秒）；

β = 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間（建議值：2秒）。

式(18.3)有兩部分，第一部分為一小時內能從各綠燈起始 10 秒內疏解之機車數，第二部分為一小時內能以綠燈 10 秒後一穩定疏解率疏解之車數。式(18.3)沒有考慮第 25 秒綠燈之後的疏解率可能稍微增高之現象(見圖 18.3)，因此綠燈超過 25 秒時，此式可能低估容量。

18.2.2 停等車疏解後之擴散特性

停等車從停止線疏解之後，其平均車距很可能增長。例如一停等車隊在綠燈開始之後通過停止線所需之時間為 20 秒，則該車隊通過下游一定點之時間通常會超過 20 秒。這現象稱為車隊擴散(platoon diffusion)。車隊擴散之現象對於號誌控制如何連鎖及綠燈長度如何訂

定有影響。因此英國及美國對車隊擴散已做過研究，並將研究結果用於 Transyt [9]及 Transyt-7F [10]之軟體內，以模擬車流並尋求最佳化之號誌控制。模擬車隊擴散行為時，Transyt 及 Transyt-7F 根據下列模式估計停等車隊從停止線疏解之後，在哪一單位時間內有多少車輛會通過下游一定點：

$$q_2(i+T) = F\, q_1(i) + (1 - F)\, q_2(i + T - 1) \qquad (18.4)$$

此式中，

$q_2(i)$ = 在第i單位時間會抵達下游一定點車輛數的預測值（每單位時間的長度為$\triangle T$秒，如2秒）；

$q_1(i)$ = 在第i單位時間內從停止線疏解之停等車數；

T = 0.82乘以從停止線到下游定點之平均旅行時間單位，取整數值，其單位為時間除以$\triangle T$；

F = $1/(1+\beta T)$

根據英國倫敦之資料，上式 F 函數中之 β 值為 0.5[10]。美國市區車隊擴散之 β 值則通常在 0.35 左右[10]。本所目前只在臺北市承德路探討通過士商路口後的停等車隊擴散現象[3]。現場資料顯示，最適的 T 值為 $0.82\triangle T$（$\triangle T = 2$ 秒），β 值則為 0.37。

本章利用於承德路一號誌週期內所觀察到的資料來說明式(18.4)之應用。這些資料列於表 18.4 之第 2 欄及第 5 欄。第 2 欄代表綠燈開始之後每 2 秒從停止線疏解之機車數，第 5 欄代表同一車隊每 2 秒通過下游 160 公尺定點之機車數。

根據第 2 欄，總共有 74 輛機車從停止線疏解，平均每機車疏解之時間（以每 2 秒為單位）為綠燈亮後 6.04 單位。從第 5 欄的資料也可知通過下游 160 公尺定點的平均時間為綠燈亮後 10.54 單位，所以平均旅行時間為 10.54 – 6.04 = 4.5 單位，而式(18.4)之 T 值等於 0.82 × 4.5 = 3.69 單位。T 值必須是整數，所以 T 值可設定為 4 單位。此外，因承德路之 β 值為 0.37，所以式(18.4)中之 F 值等於 0.40。根據 $T = 4$ 及 $F = 0.40$，從式(18.4)所估計得之 $q_2(i)$及其累積值，如表 18.4 之第 3 欄及第 4 欄所示。

表 18.4　式(18.4)之應用範例

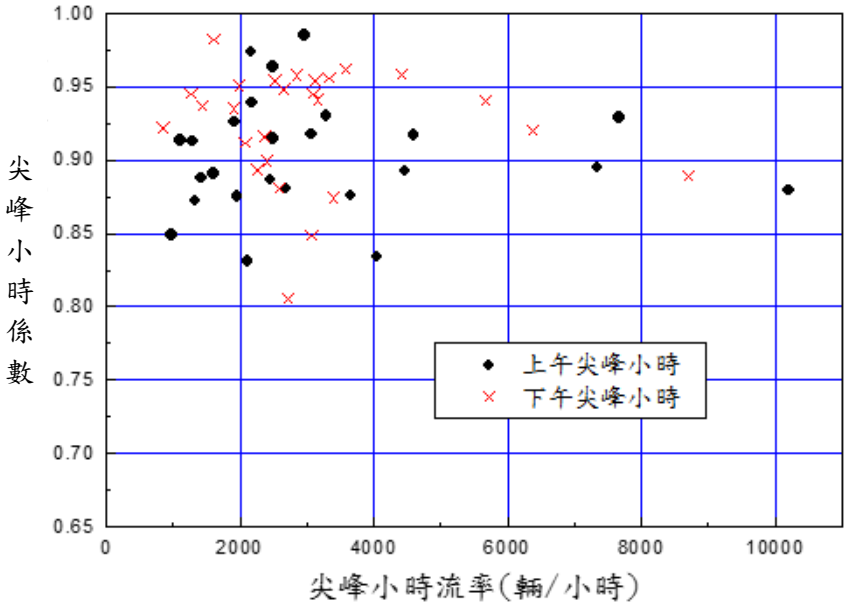
每單位時間(2秒)時段	輛	估計值		觀察值	
		$q_2(i)$ (輛)	累計$q_2(i)$(輛)	$q_2(i)$ (輛)	累計$q_2(i)$(輛)
1	8	0.0	0.0	0	0
2	8	0.0	0.0	0	0
3	7	0.0	0.0	0	0
4	6	0.0	0.0	3	3
5	7	3.2	3.2	7	10
6	5	5.2	8.4	2	12
7	5	5.9	14.3	7	19
8	5	5.9	20.2	4	23
9	7	6.4	26.6	6	29
10	6	5.8	32.4	7	36
11	5	5.5	37.9	9	45
12	5	5.3	43.2	5	50
13	0	6.0	49.1	6	56
14	0	6.0	55.1	4	60
15	0	5.6	60.7	5	65
16	0	5.4	66.1	5	70
17	0	3.2	69.3	4	74
18	0	1.9	71.2	0	74
19	0	1.1	72.3	0	74
20	0	0.7	73.0	0	74
21	0	0.4	73.4	0	74
22	0	0.2	73.6	0	74
23	0	0.1	73.8	0	74
24	0	0.1	73.9	0	74
25	0	0.1	73.9	0	74

表 18.4 第 3 欄之估計值顯示，停等車隊在綠燈亮後 10 秒會開始通過下游 160 公尺之定點。所以如果此定點代表下游路口之停止線，則下游路口之綠燈時段應在上游綠燈亮後大約 7 秒之前就開始。如果要讓 90%停等車隊之車輛（亦即 66.6 輛）不受紅燈阻擋通過下游停止線，則表 18.4 第 4 欄顯示，下游綠燈時段在上游綠燈開始之後大約 33 秒才可終止。

上述例題僅以單一週期之觀察值說明估計平均旅行時間，然後訂定 T 值之方式。實際應用式(18.4)時應利用好幾個週期之觀察值估計。

18.2.3 尖峰小時係數

流率隨時間而變化，尖峰小時內流率之變化程度可用尖峰小時係數(peak-hour factor, PHF)來衡量。此係數為尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率(亦即尖峰 15 分鐘流量之 4 倍)之比值。尖峰小時係數愈接近 1.0，流率之變化愈小。圖 18.8 顯示流率高低似乎對尖峰小時係數沒有影響。



資料來源：[3]。

圖 18.8　臺北市機車專用道尖峰小時係數與流率之關係

因不同車道之流率隨時間變化，且型態不同，所以尖峰小時係數會隨車道而變。尖峰小時係數除了隨車道之不同而有變異之外，同一車道的上、下午尖峰小時係數也有差別。以臺北市機車專用道為例，大多數車道上、下午尖峰小時係數之差別在 0.05 之內，但有些車道的上、下午係數差別很大。例如重陽橋往西路段，上午尖峰小時係數為 0.83，下午之係數則高達 0.96[3]。如無現場資料，可考慮使用尖峰小時係數 0.9 分析機車專用道。

18.2.4 尖峰或設計小時流量係數

尖峰小時流量係數為尖峰小時流量與全日流量之比例。設計小時流量係數為代表性尖峰小時流量係數，目前交通機構沒有針對機車專用道蒐集全日流量之資料，所以沒有資料可直接估計機車專用道之尖

峰小時流量係數。根據公路總局在雙北地區 16 座有機車專用道的橋樑所蒐集，不分車種之全日交通流量與尖峰小時流量，尖峰小時流量係數在 0.06(華江橋)與 0.09(中興橋)之間[3]，超過一半的橋樑其係數為 0.07。本章建議在沒有現場資料可推估流量係數之情況下，可將此係數設定為 0.07。

18.2.5 流量之方向係數

流量之方向係數為尖峰小時內，流量較高方向之流量與雙向總流量之比。根據新北市 9 條機車專用道之資料，流量係數在 0.51 及 0.87 之間[3]，但除了 3 條專用道的係數在 0.51 及 0.64 之間外，其他專用道的係數在 0.72 及 0.87 之間。如無現場資料，本章建議採用 0.75。

18.2.6 平均自由旅行速率

平均自由旅行速率等於行車距離除以平均自由旅行時間。機車在專用道全程之自由旅行時間不容易在現場調查，一實用之替代方法是利用路段中點之平均自由旅行速率來代表全程之平均值。平均自由旅行速率可分成算術平均(arithmetic mean)速率與調和平均(harmonic mean)速率。算術平均速率一般用於模擬個別車輛之速率，調和平均速率則用於分析流率與平均速率之關係。兩者之差距一般在 2.6 公里/小時以下[3]。

根據在 9 個速限為 50 公里/小時之專用道蒐集的資料[3]，路段中點平均自由旅行速率有隨號誌化路口間距之增長而增高之現象。間距從 0.2 公里增加到 0.8 公里時，平均自由旅行速率大約增加 4～5 公里/小時。但間距從 0.8 公里增加到 1.6 公里時，平均自由旅行速率只再增高大約 1 公里/小時，這現象如圖 18.9 所示。

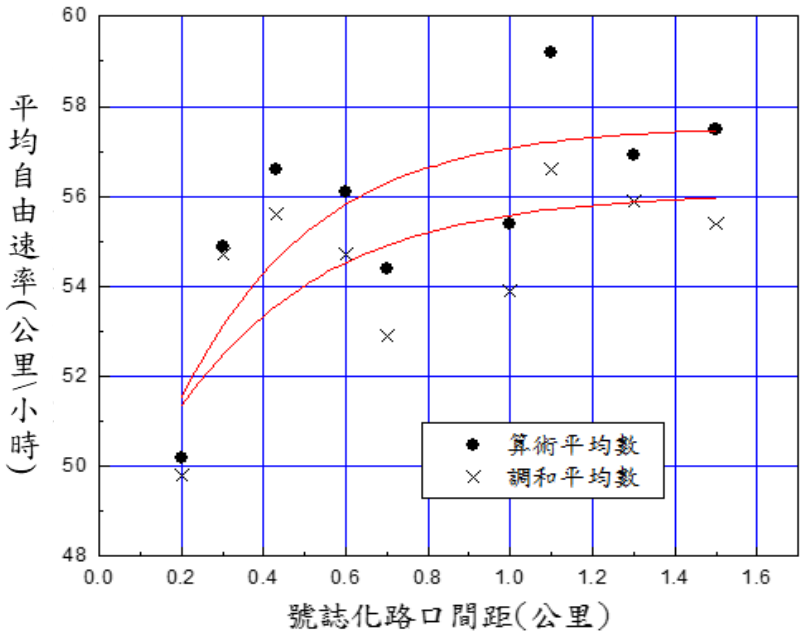


圖 18.9　平均自由旅行速率與號誌化路口間距之關係

圖 18.9 所顯示之關係，可用下列二式來代表：

算術平均自由速率

$$V_t = 57.6 - \frac{148.1}{1 + e^{\frac{S+0.801}{0.318}}} \tag{18.5}$$

調和平均自由速率

$$V_S = 56.1 - \frac{112.7}{1 + e^{\frac{S+0.868}{0.384}}} \tag{18.6}$$

上二式中，

V_t ＝ 算術平均自由速率（公里/小時）；

V_S ＝ 調和平均自由速率（公里/小時）；

S ＝ 號誌化路口間距（公里）。

機車之自由速率可用個別自由速率與算術平均速率之比值，即正常化(normalized)值來代表。正常化自由速率之累積分布大致在平均速率之 0.6 到 1.6 倍之間（見圖 18.10）。此分布可用下式來代表：

$$F(V/V_t \le P) = 0.99 - \frac{1.023}{1 + e^{\frac{V/V_t - 0.9804}{0.0995}}} \tag{18.7}$$

此式中，

V ＝ 個別機車之自由速率（公里/小時）；

V_t ＝ 算術平均自由速率（公里/小時）；

V/V_t ＝ V 與 V_t 之比值，亦即正常化之自由速率；

$F(V/V_t \le P)$ ＝ 正常化自由速率小於或等於 P 之比例，其值在於 0 與 1 之間。

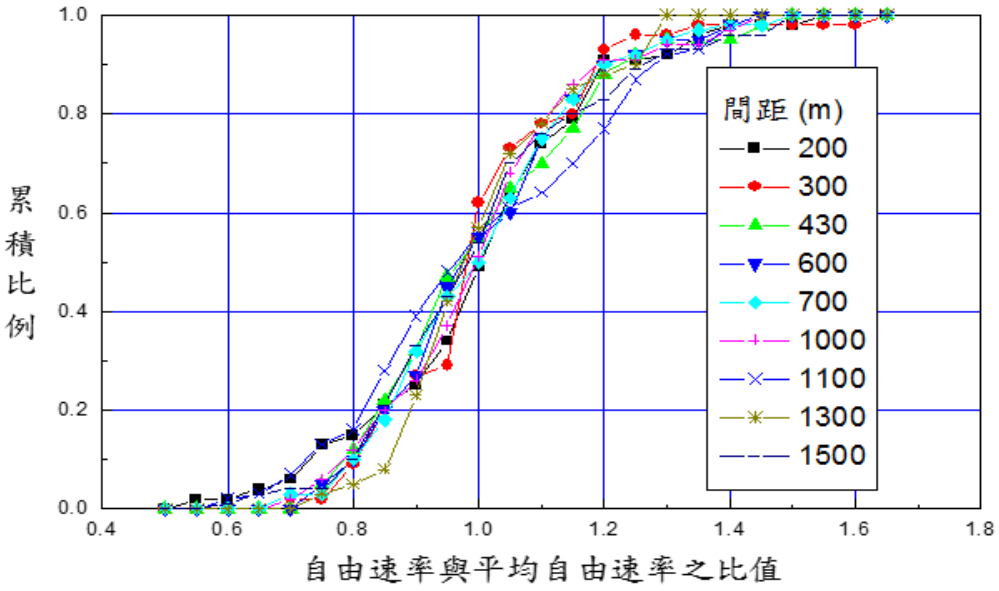


圖 18.10　正常化機車自由速率之累積分布

18.3 分析方法

機車專用道的分析可根據圖 18.11 之架構來執行，其工作包括下列三大類：

1. 選擇分析對象。
2. 訂定分析狀況。
3. 估計容量及其他績效指標，並且評估服務水準。

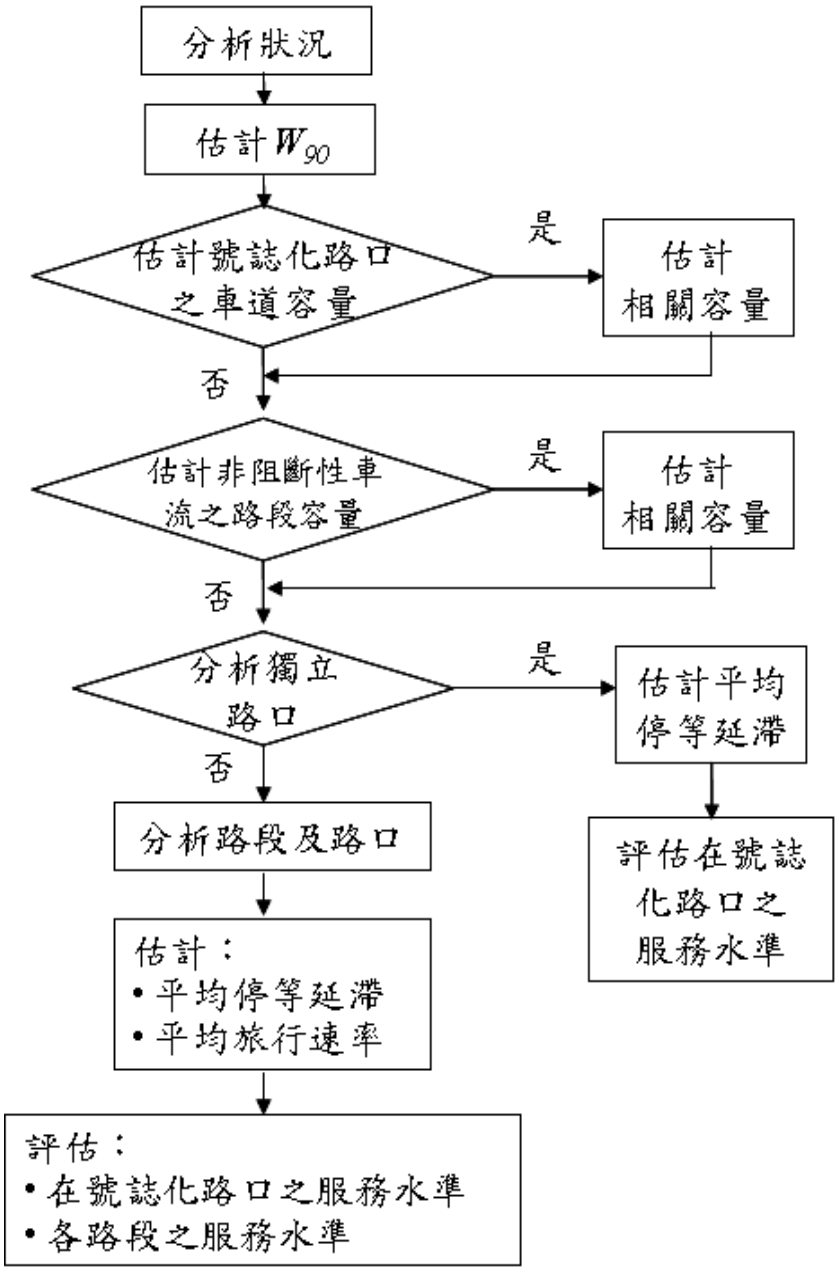


圖 18.11　機車專用道分析架構

分析對象視分析目的而定，但一般可包括：(1)在號誌化路口之車道容量；(2)非阻斷性車流之路段容量；(3)在號誌化路口之平均停等延滯；及(4)路段之平均旅行速率。規劃及設計專用道時，有必要估計在號誌化路口之容量。如果專用道長達數公里，則也有必要估計非阻斷性車流之路段容量。一般專用道上、下游號誌化路口間距不長，所以分析的對象一般須包括路段及相關之路口。如果到達一號誌化路口之車流型態為隨機，則該路口可當作獨立路口來分析。

18.3.1 分析狀況

分析狀況可分成幾何設計、交通狀況及交通控制三類。幾何設計狀況包括車道寬、路口間距及坡度。交通狀況包括分析時段、分析時段中之需求流率及平均自由旅行速率。規劃專用道時，最好根據預測尖峰 15 分鐘之需求流率。分析一已存在的專用道時，則可根據尖峰 15 分鐘或較長之尖峰時段。如果分析時段為尖峰 15 分鐘，通常可假設該 15 分鐘內之需求流率不隨時間而變。如無現場資料，尖峰 15 分鐘之需求流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \tag{18.8}$$

此式中，

Q_{15} ＝ 尖峰 15 分鐘流率（輛/小時）；

ADT ＝ 設計年(design year)或現況平均每日雙向總機車流量（輛/日）；

K ＝ 設計小時流量係數（建議值：0.07）；

D ＝ 流量之方向係數（建議值：0.75）；

PHF ＝ 尖峰小時係數（建議值：0.9）。

交通控制狀況包括號誌控制策略、車道兩旁為標線或實體分隔物及速限。標線或實體分隔物之設置影響專用道使用率 90%之寬度（W_{90}）。速限則影響平均自由旅行速率。

18.3.2 估計 W_{90}

使用率 90%之路面寬（W_{90}），可根據式(18.2)來估計。W_{90} 為估計飽和流率及容量之必要因素，模擬分析時也必須根據 W_{90}。

18.3.3 估計號誌化路口之車道容量

式(18.3)可用以估計平坦專用道在號誌化路口之容量。坡度對容量有影響。根據 2001 年公路容量手冊[11]，坡度每增加（減少）1%，容量會減少（增加）0.5%。本章建議利用下式來估計專用道在號誌化路口之容量：

$$c_g = c(1 - 0.005h) \tag{18.9}$$

此式中，

c_g ＝ 坡度路段容量（輛/小時）；

c ＝ 式(18.3)平坦路段之容量（輛/小時）；

h ＝ 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

18.3.4 估計非阻斷性車流之路段容量

一般而言，如車道寬不變，則機車專用道之容量受制於號誌控制。所以如果專用道長度在 2 公里以下，而且有號誌控制，則沒有必要估計非阻斷性車流之路段容量。另一方面，如果需要評估不受號誌控制影響時之運轉，則可估計非阻斷性車流之路段容量。

目前沒有現場資料可探討非阻斷性車流路段之容量特性。根據臺北市承德路機車專用道上停等車疏解時，車隊擴散之現象，非阻斷性車流之路段容量可能是飽和流率之 85%左右[3]。本章建議利用下式來估計非阻斷性車流之路段容量：

$$c_u = S \times f_u(1 - 0.005h) \tag{18.10}$$

此式中，

c_u ＝ 非阻斷性車流之路段容量（輛/小時）；

S ＝ 式(18.1)之飽和疏解率（輛/小時）；

f_u ＝ 容量調整值（建議值：0.85）；

h ＝ 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

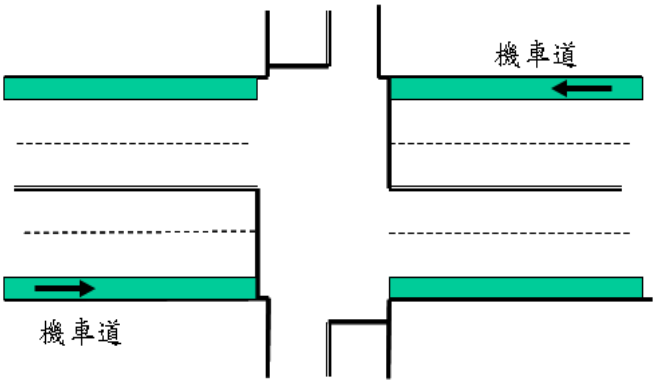
18.3.5 評估號誌化路口及路段之運轉

目前沒有分析性模式可在廣泛的情況下估計機車在號誌化路口之停等延滯，所以本章建議利用 2021HTSS 模式來分析。此模式根據本所現場資料[3]所顯示的車流特性模擬機車車流。本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用手冊對如何建立輸入檔以執行模擬有詳細的說明。

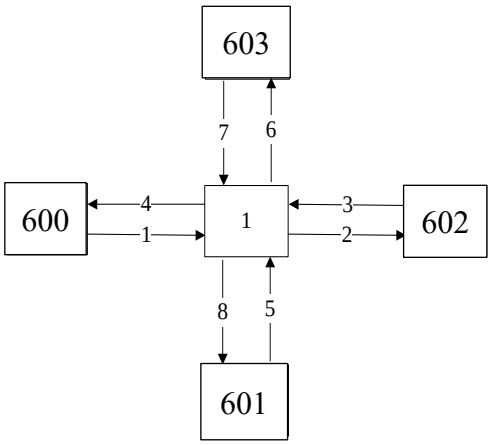
2021HTSS 模式之執行檔檔名為 2021htss.exe，可從「臺灣公路容

量分析專區」網站下載。執行模擬所用的輸入檔名必須訂為 htss.txt，並與執行檔放在以 Windows 為平台電腦之同一子目錄。執行模擬時只需在執行檔快速按滑鼠左鍵兩次(double click)即可。若模擬成功，輸出檔 htssout.txt 會自動出現在同一子目錄。

為了協助 2021HTSS 模式使用者建立輸入檔，「臺灣公路容量分析專區」網站提供輸入檔範例，其中可直接用來模擬機車專用道運轉之範例包括 Motor A.txt 及 Motor B.txt。這兩樣本所模擬之公路設施及模擬路網如圖 18.12 及圖 18.13 所示。模擬路網用節線及節點兩者互相間的關係代表實際的公路設施。上述兩圖中之節點代表車輛進入或離開路網之地點(如節點 601 及 602)或兩路段之間的路口(如節點 1 及節點 2)。節線代表兩節點(或路口)之間的路段。

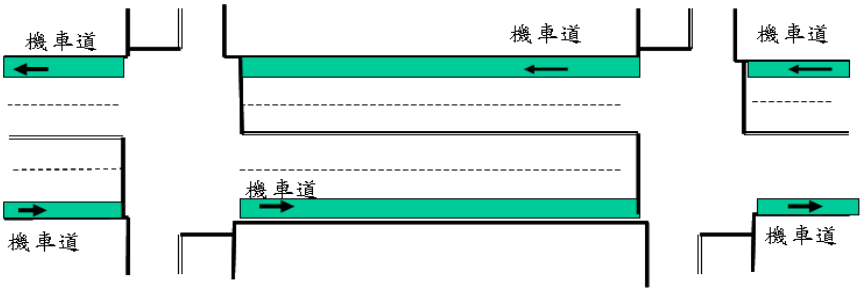


(a)模擬路口

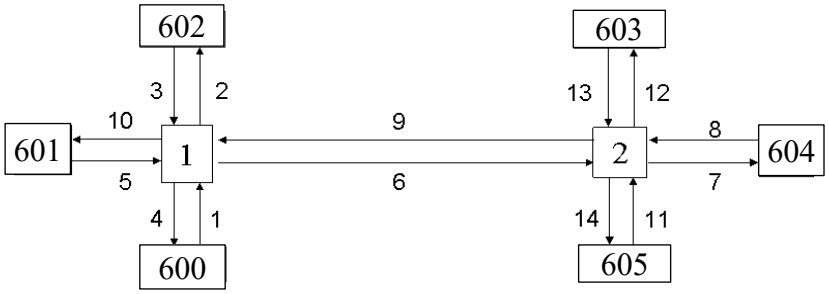


(b)模擬路網

圖 18.12　Motor A.txt 之模擬路口及模擬路網



(a) 模擬路口



(b) 模擬路網

圖 18.13　Motor B.txt 之模擬路口、路段及模擬路網

2021HTSS 模式可用來探討機車專用道車流運轉績效(如平均停等延滯、平均速率、容量)與車道寬、需求流率及號誌控制策略的關係。平均速率的模擬結果包括車輛在個別節線(路段)及一連串節線的平均速率。停等延滯指車輛之車速小於 5 公里/小時、非在加速中，而且與前車(或停止線)之距離小於一小車車長(約 4.5 公尺)之總時間。

2021HTSS 模式使用者可用許多檔型資料建立輸入檔來模擬不同狀況下之機車專用道運轉，舉例說明如下：

檔型 1 資料

設定機車專用道之車道寬、節線車流在節點(路口)所受的交通控制(如無控制或號誌控制)、車道長度等。

檔型 11 資料

設定機車專用道之起點與終點、專用道在路段與其他車道之相對位置、專用道使用方式(如必須進入或可進入也可不進入)等。

檔型 20 資料

設定車輛離開一車道時能採用的行車方向。

檔型 25 資料

設定號誌化路口之號誌的同步時相及時差。

檔型 26 資料

設定各別號誌化路口之定時號誌控制的控制策略。

檔型 30 資料

設定在不同模擬期間(period)從個別節點(如圖 18.12 之節點 601)進入模擬路網之需求流率及車種組成。

本章 18.4 節有例題進一步說明如何更改輸入檔來探討機車專用道之運轉績效。

18.3.6 評估服務水準

機車專用道在號誌化路口之運轉可用車輛之平均延滯時間來評估。有一連串路口的路段運轉則必須利用平均延滯時間評估在各號誌化路口之運轉，並利用平均旅行速率與速限之比評估穿越一連串路口的路段之運轉。根據延滯及速率與速限比之服務水準劃分標準，如表 18.5 及表 18.6 所示。

如果分析道路有不同速限之區段，則表 18.6 中之速限為根據各速限區長度加權之平均值。

表 18.5　號誌化路口服務水準之劃分標準

服務水準	平均停等延滯時間，d (秒/車)
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	$d > 80$

表 18.6　路段平均速率與速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限($\bar{V}/V_L$)
A	$\bar{V}/V_L \geqq 0.80$
B	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
C	$0.50 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
D	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.50$
E	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
F	$\bar{V}/V_L < 0.20$

18.4 應用例題

18.4.1 例題 1

一機車專用道的車道寬為 3.5 公尺，其坡度為+5%。車道兩旁有非導桿之實體分隔，此專用道之下游有一定時號誌控制之路口。路口下游之車道在平坦路段上。號誌週期長度為 100 秒，專用道之綠燈、黃燈及全紅時段各為 35 秒、3 秒及 1 秒。試估計此車道之容量。

解：

根據式(18.2)，上述專用道之 W_{90} 等於 3.5 – 0.55 – 0.55 = 2.4 公尺，容量可估計如下：

1. 從式(18.1)並用 W_{90}=2.4 估計飽和疏解率，所得之 S=9,057 輛/小時。
2. 從式(18.3)並用 C=100、G=40、β=2 估計平坦路段之容量 c=3,105 輛/小時。
3. 用式(18.9)並用 c=3,105 及 h=5 估計坡度 5%之上坡路段容量 c_g=3,027 輛/小時。

18.4.2 例題 2

例題 1 之機車專用道相當長，試估計該車道車流在尚未受下游號誌化路口影響之前的容量。

解：

從例題 1 估計之飽和疏解率 S=9,057 輛/小時。所以式(18.10)之 f_u 及 h 各為 0.85 及 5 時的非阻斷性車流專用道之容量為：

$$c_u = 9{,}057 \times 0.85(1 - 0.005 \times 5) \text{ =7,506輛/小時}$$

18.4.3 例題 3

一機車專用道長 1 公里、車道寬 2.8 公尺，下游端點有一號誌化路口。路口的定時號誌控制讓專用道的機車在每號誌週期中得到 60 秒綠燈、3 秒黃燈及 2 秒全紅時段。此號誌控制只有二時相，週期長度 120 秒。試更改 Motor A.txt 來估計上述專用道之容量。

解：

本例用圖 8.12 節線 1 上的專用道做為分析對象。須執行的工作如下：

1. 更改檔型 1 資料中之節線長度及專用道之車道寬

   檔型 1 之內容如下：

Link	Nup	Ndn	In	Cont	N	Wid	W2	SHR	SHL	Alen	Geo

   Link 為一節線之代號。W2 可用來設定機車專用道之車道寬，Motor A.txt 之 W2 值為 2.0(即 2.0 公尺)，此值須改為 2.8。Alen 代表全長車道之長度，第 1 節線(Link=1)及相鄰節線 4 所屬之 Alen 須從原來的 0.5(即 0.5 公里)改為 1.0。其他資料，如號誌控制型態(Cont=SIG)、車道寬等於 W2 之車道代號(ID=1)皆不必更改。

2. 更改檔型 11 資料中之專用道設定

   檔型 11 之內容如下：

Link	Lane	Ku	X_1	X_2	L(1)	L(2)	L(3)

   Link 為節線的代號，因本例專用道屬節線 1，所以 Link=1。Lane 為專用道所屬車道之代號，因專用道為主線最右側車道，所以 Lane=1。Ku 設定車道 lane 之使用方式，本例只分析專用道車流，所以宜將所有從節點 600 進入路網之機車全部導引到專用道，因此 Ku=1。X_1 及 X_2 各代表專用道之起點及終點與節線起點之距離(公里)，因為節線 1 及節線 4 之長度為 1 公里，所以 Link=1 及 Link=4 之 X_2 須從原來設定的 0.5 改為 1.0。

3. 更改檔型 26 有關綠燈、黃燈及全紅時段之資料

檔型 26 之內容如下：

Node K T S (L_i Z_{i1} Z_{i2} Z_{i3} Z_{i4} ；i =1, 2, 3, 4)

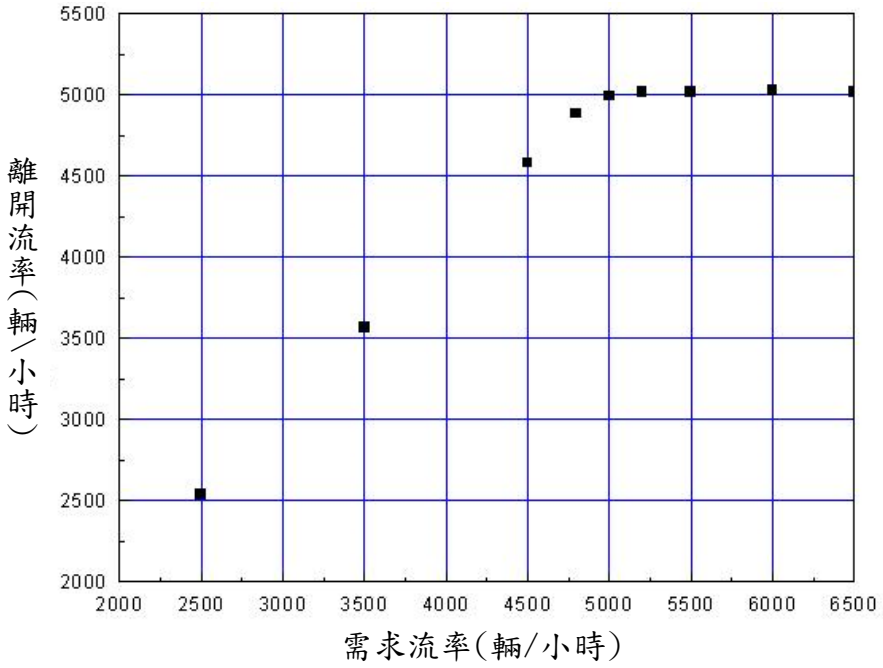
Node 為路口(節點)之代號，本例路口(節線)之代號為 1(見圖 18.12)。K 為時制控制期間之代號(1,2…)。T 等於時制控制期間之長度(秒)。S 為期間 K 中所顯示之燈號(G=綠燈、Y=黃燈、AR=全紅)。L_i 為期間 K 內第 i 個有路權之節線的代號。Z_{i1}、Z_{i2}、Z_{i3} 及 Z_{i4} 則各代表節線 L_i 上有路權之 4 個行車方向。Motor A.txt 之檔型 26 資料有 6 行。此 6 行之 Node、K、T 及 S 如下：

1	1	56	G
1	2	3	Y
1	3	1	AR
1	4	56	G
1	5	3	Y
1	6	1	AR

前 3 行之綠燈 G、黃燈 Y 及全紅期間，讓節線 1 及 3 使用，其值須從 56、3 及 1 秒，各改為 60、3、2 秒。這 3 個期間代表第 1 時相，其總長度為 65 秒。因此節線 5 及 7 所用之第 2 時相只能有 120-65=55 秒。假設第 2 時相的黃燈及全紅期間各為 3 秒及 1 秒，則上述最後 2 行不必更改。第 4 行原來之 56 秒綠燈則須改為 55-3-1=51 秒。

4. 更改檔型 30 之需求流率以估計節線 1(專用道)之容量

號誌化路口上游的容量可視為在有不斷停等車隊時，經常進入路口的最大流率期望值。為了估計節線 1 之容量，從節點 600(見圖 18.12)進入路網之需求流率必須遠高於能進入下游路口的流率。估計本例專用道容量的方法是將檔型 30 資料從節點 600 進入的需求流率從低速逐漸增高，一直到從節線 1 專用道離開之流率不再持續增加。圖 18.14 為用上述更改後之輸入資料之模擬結果。此圖中離開節線 1 之流率為根據輸出檔中「LINK STATISTICS」標題下方顯示之流率。



註：W_{90}=2.8 公尺

圖 18.14 需求流率與離開節線流率之關係

圖 18.14所示從節線1之專用道離開的流率在需求流率超過5,000輛/小時之後就呈穩定狀況，其平均流率大約為 5,020 輛/小時。此值可當作容量之估計值。

18.4.4 例題 4

試說明如何探討需求流率/容量比對機車專用道車流在號誌化路口上游停等延滯之影響。

解：

本例用圖 18.12 節線 1 專用道上的停等延滯來說明，其牽涉的工作如下：

1. 建立一輸入檔並設定一固定的幾何設計(如專用道車道寬、路段長度等)及號誌控制(如各時制期間之燈號及長度)狀況。
2. 根據例題 3 程序估計容量。
3. 更改檔型 30 從節點 600 進入節線 1 之需求流率以產生不同之需求流率/容量比。用每次更改後的需求流率模擬並記錄輸出檔在標題「AVERAGE STOPPED DELAY」下方所列的停等延滯數據。
4. 根據模擬所得的數據製成如圖 18.5 所示之延滯與需求流率/容量比關係。

5. 評估延滯的特性。

圖 18.15 有兩條曲線，一條曲線是用運轉 900 秒之資料所製成，換言之，號誌正常運轉 900 秒之後的延滯不用來估計平均值。另一條曲線則讓號誌運轉 1,200 秒之後終止資料蒐集。此圖顯示定時號誌控制下停等延滯的一般特性。其中一特性是需求流率/容量比在大約 0.93 之下時，延滯不隨需求流率持續的時間而有明顯差異。另一特性是需求流率/容量比超過 0.95 時，需求流率持續的時間越長，平均延滯越高，這是過度壅塞所造成之結果。因此於此案例分析下，定時號誌控制的運轉宜避免需求流率/容量比超過 0.93~0.95 之情形。

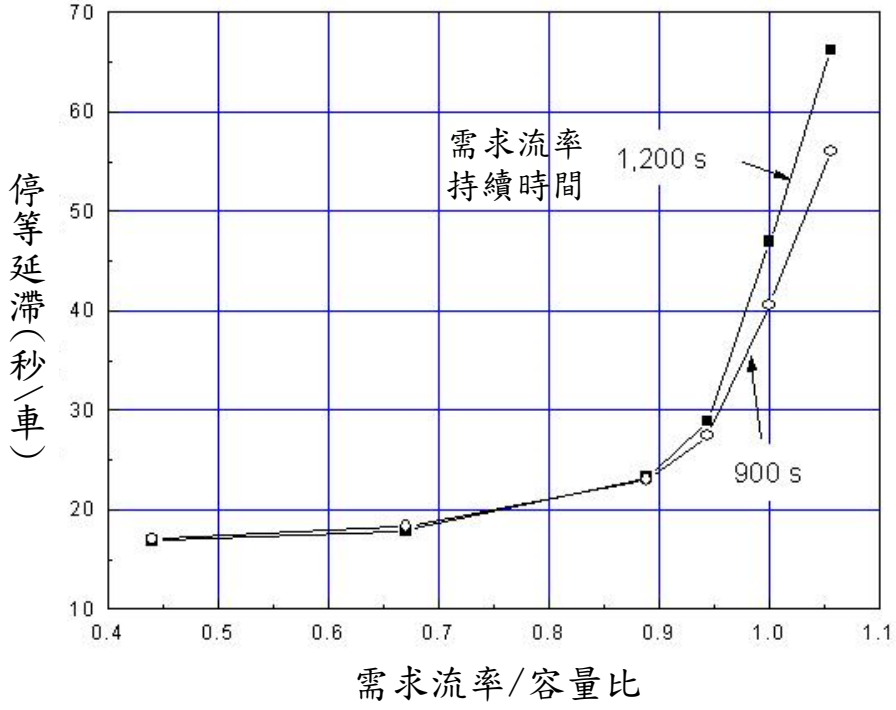


圖 18.15 停等延滯與需求流率/容量比之關係樣本

18.4.5 例題 5

圖 18.13 所示，節點 1 及節點 2 兩路口的號誌需用 120 秒之週期連鎖以減少節線 6 上機車專用道車流之延滯。從節點 601 進入節線 5 之專用道的機車皆直行，利用節線 6 及節線 7 離開路網。專用道的寬度為 2.8 公尺，欲進入節線 5 之機車需求流率為 4,000 輛/小時。除了號誌同步時相之時差之外，其他狀況與 Motor B.txt 所設定的狀況相同。試說明如何用 Motor B.txt 來分析時差與節線 6 機車之平均停

等延滯的關係。

解：

Motor B.txt 所設定的狀況顯示：

1. 節線 6 之長度為 0.5km(檔型 1)。
2. 節點 1 與節點 2 之同步時相為該路口號誌之第 1 時制控制期間(綠燈)，其時差設定為 0 秒(檔型 25)。
3. 節點 1 與節點 2 之號誌控制第 1 時制控制期間分別給節線 5 及節線 6 之車流使用(檔型 26)。
4. 節線 5 及節線 6 所得之綠燈時間為 56 秒，週期長度為 120 秒(檔型 26)。
5. 自由旅行速率為 60 公里/小時(檔型 46)。

因為週期長度為 120 秒，所以節點 1 及節點 2 同步時相之時差不能超過 120 秒。為了分析時差對節線 6 上停等延滯的影響，本例將檔型 25 資料中節線 2 的時差從 0 秒逐漸增加到 120 秒。根據每一時差模擬結果之平均停等延滯顯示在輸出檔中標題為「AVERAGE STOPPED DELAY」下方的數據。圖 18.16 為根據上述狀況模擬的結果。

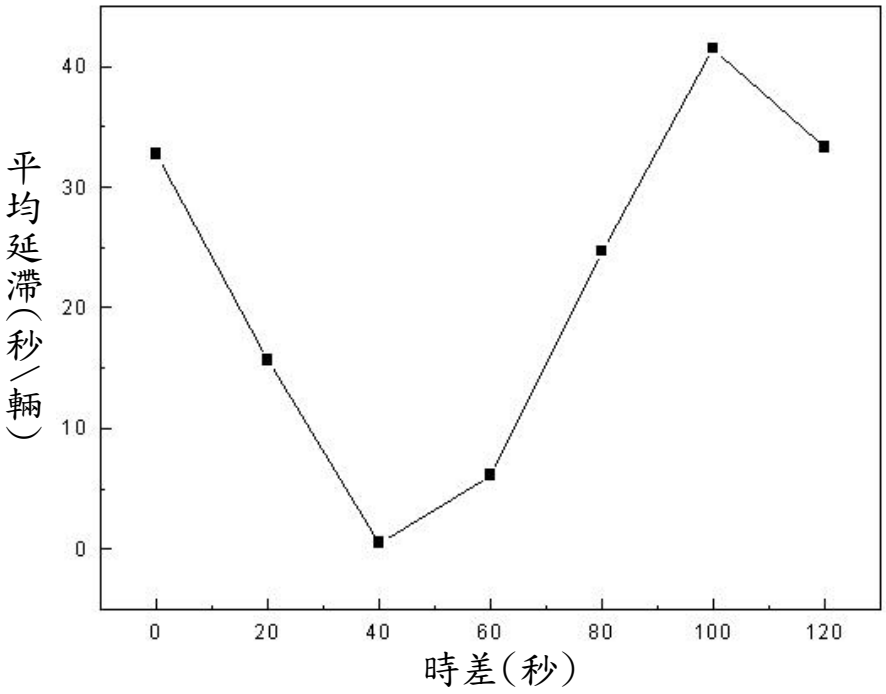


圖 18.16 例題 5 專用道車流平均停等延滯與號誌時差之關係

從圖 18.16 可知，時差設定為 40 秒時，節線 6 機車幾乎沒有停等延滯，而較長及較短之時差皆增加延滯。節線 6 長度為 500 公尺，如機車能以 60 公里/小時之速率通過節線 6 之上、下游路口，則從上游路口到下游路口的旅行時間為 30 秒。但機車在上游路口有時會被紅燈阻擋。前往下游路口時也因車與車之間的干擾而不能以自由速率前進。模擬結果表示時差為 40 秒時，車隊抵達下游路口時大部分車輛不會受紅燈阻擋，因此須在節線 6 停等的時間幾乎不存在。

參考文獻

1. 交通部統計查詢網，https://stat.motc.gov.tw/mocdb/stmain.jsp?sys=100。
2. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
3. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3) 」，97-94-1248，交通部運輸研究所，民國 97 年 7 月。
4. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民 國 100 年 10 月。
5. 「臺灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，交通部運輸研究所，民國 75 年 10 月。
6. 「臺灣地區公路容量手冊技術報告（第二部分）」，交通部運輸研究所，民國 76 年 5 月。
7. 馮輝昇，整合機車流動特性之號誌設計方法與等候佈置方式之研究，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 84 年。
8. 蔣靜宜，機車專用道飽和流率探討與模擬參數校估之應用，臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 92 年。
9. Robertson, D. J., *Transyt: A Traffic Network Study Tool*, Road Research Laboratory Report 253, 1969.
10. *Transyt-7F User's Manual*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, October 1988.
11. 「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。
12. 曾平毅、林豐博、林國顯、張瓊文，「應用 HTSS 模式估計機車專用道之平均停等延滯」，中華民國運輸學會第 22 屆論文研討會論文集，民國 96 年 12 月。

第十九章 行人設施

目　錄

頁次

19.1 緒論 19-1
19.2 行人流特性 19-1
19.2.1 行人步行速率 19-1
19.2.2 有效步道寬度 19-2
19.2.3 速率、密度、流率及每行人所占面積之關係 19-4
19.3 服務水準劃分標準 19-5
19.4 分析方法 19-7
19.5 應用例題 19-10
19.5.1 例題 1 19-10
19.5.2 例題 2 19-11
參考文獻 19-11

圖 目 錄

頁次

圖 19.1 需求流率、實際流率與行人設施示意圖 19-8

表 目 錄

頁次

表 19.1 行人流流動品質 19-2
表 19.2 行人在單位步道寬之流動狀況 19-2
表 19.3 障礙物所減少之有效步道寬度 19-3
表 19.4 行人交通流關係式 19-4
表 19.5 行人交通設施服務水準等級 19-7

19.1 緒論

行人流(pedestrian flow)是許多交通設施於設計及現況評估時的重要考慮因素之一，這些交通設施包括航空站、鐵路及捷運車站、行人陸橋、行人地下道、行人穿越道、及人行道等。設計及評估行人設施須考慮行人之舒適、方便及安全。

本章之分析方法仍沿用民國 79 年之「臺灣地區公路容量手冊」[1]，其分析對象只包括水平步道及階梯。

19.2 行人流特性

19.2.1 行人步行速率

行人步行速率受許多因素影響，例如年齡、健康情形、障礙物之存在、交通設施之性質、行人密度等。

行人步行速率是號誌控制之一重要因素，若一交岔口因行人流動頻繁，號誌控制必須讓行人安全的跨越交岔口，則號誌之時制設計需考慮使用行人第 15 百分位之速率以訂定時制設計。根據早期的研究[2]，行人在號誌化路口第 15 百分位之速率為 1.2 公尺/秒。

在一般行人步道上，影響行人速率的最大因素為每行人平均占有的走道面積，表 19.1 描述此因素在國外環境下對行人流動之影響[3]。臺北市政府工務局新工處也曾以行人之單位步道寬度描述行人流動之狀況[4]，如表 19.2 所示。

根據表 19.2 如每一公尺寬步道上行人流率在每分鐘 2 人以下，則行人有充分的自由，因而屬高等級之服務水準，這種推理一般在需求流率等於表 19.2 之流率時才合理。如表 19.2 之流率為觀察到之流率，則因每分鐘 2 人以下之流率可能是在低密度之情形也可能在密度很高、行動困難之情形，所以不能直接從流率或相關之流量/容量比(V/C)確定真正的活動狀況。

表 19.1 行人流流動品質

流動品質	均質人群的行人流		有群集人群的行人流		行人流動狀況
	行人平均占有面積 (m^2/人)	流量 (人/分/公尺寬)	行人平均占有面積 (m^2/人)	流量 (人/分/公尺寬)	
寬闊的	>49	<2	>49	<1.6	*行人間沒有任何的相互影響
不受限制的	12~49	2~7	6~49	1.6~15	*行人流中開始有些人群出現 *行人可以自在的行走
受限制的	4~12	7~20	4~6	15~20	*行進時會與他人有少許接觸
受束縛的	2~4	20~33	2~4	20~33	*不可自由的選擇步行速度 *有衝突產生
擁擠的	1.5~2	33~46	1.5~2	33~46	*行人流仍屬流暢但有許多衝突，且步行速度降底
壅塞的	1~1.5	46~59	1~1.5	46~59	*行人流產生擁擠不堪的狀況
無法動彈的	0.2~1	59~82	0.2~1	>59	*非常的擁擠

資料來源：[3]

表 19.2 行人在單位步道寬之流動狀況

流率 (人/分/公尺)	V/C	行人流動狀況
< 2	<0.03	步行不受阻礙，活動自由，且可成 3 群而行
2 ~ 7	0.04~0.11	步行偶受阻礙成群而行有時需改變隊形，橫越時有衝突發生
7 ~ 20	0.12~0.33	步行受限制，不能成群而行
20 ~ 33	0.34~0.55	中度擁擠步行時偶與他人碰觸，行進中常有衝突發生
33 ~ 47	0.56~0.77	嚴重擁擠，慢行者亦受限制
47 ~ 60	0.78~1.00	街道塞滿人群，舉步維艱

資料來源：[4]

19.2.2 有效步道寬度

行人步道上經常有固定的障礙物，如牆壁，路燈，電話亭等。行人有避開這些障礙物的傾向，因而減少步道之有效寬度及其相關之容量。表 19.3 顯示因固定障礙物之存在而減少的有效步道寬度。

臺灣常見的騎樓除有固定障礙物之外，亦有活動性的障礙物，如

機車、攤販、購物之人群及商品。階梯、人行陸橋及地下道也常有攤販及圍觀購買的人群造成對行人交通之阻礙。

表 19.3 障礙物所減少之有效步道寬度

障礙物種類	損失寬度 (公尺)
街道設施	
路燈	0.76~1.07
交通號誌控制箱	0.94~1.22
火警警鈴箱	0.76~1.07
消防栓	0.76~0.91
交通標誌	0.61~0.76
停車收費器	0.61
郵筒	0.98~1.13
電話亭	1.22
垃圾桶	0.91
休閒椅	1.52
公共通道入口附近設施	
通往地下鐵車站的樓梯	1.68~2.13
地下鐵有柵欄的通風口	1.83+
繼電器的散熱口	1.52+
美化環境設施	
樹	0.61~1.22
花盆	1.52
商業用途設施	
售報機	1.22~3.96
自動販賣機	變動的
廣告招牌	變動的
商店招牌	變動的
路側人行道上的咖啡店	變動的
建築物突出部份	
柱子	0.76~0.91
門前的臺階	0.61~1.86
地下室的門	1.52~2.13
儲水塔的連接管	3.05
布的支柱	0.76
卡車的卸貨平臺	變動的
停車場的進出口	變動的
專用道	變動的

資料來源：[5]

19.2.3 速率、密度、流率及每行人所占面積之關係

行人流之速率、密度、流率及每行人所占面積有如下的關係：

$$Q = UK = \frac{U}{m} \tag{19.1}$$

此式中，

Q ＝ 流率(人/分)；
U ＝ 平均速率(公尺/分)；
K ＝ 密度(人/平方公尺)；
$m = 1/K$ ＝ 每行人所占步道面積(平方公尺/人)。

式(19.1)所代表的關係隨行人設施之不同而變化。一般行人設施如陸橋、地下道及人行道等可分成水平步道及階梯兩部分。經由現場資料用統計迴歸方法而得的關係如表 19.4 所示[6]。由此表可知水平步道及階梯之行人流有顯著不同的特性。水平步道之行人流特性也因步道之所在地區而變。

表 19.4 行人交通流關係式

類別＼項目		速率與密度關係	速率與行人占有面積關係	流量與行人占有面積關係
水平步道	商業區	$U = 72\text{-}18K$	$U=\frac{72m-18}{m}$	$Q=\frac{72m-18}{m^2}$
	通勤區	$U = 78\text{-}19K$	$U=\frac{18m-19}{m}$	$Q=\frac{18m-19}{m^2}$
階梯		$U = 34.2\text{-}4.5K$	$U=\frac{34.2m-4.5}{m}$	$Q=\frac{34.2m-4.5}{m^2}$

資料來源：[6]。

表 19.4 假設速率與密度有直線形的關係，如速率與密度之關係稍異於線形關係，則從表 19.4 之迴歸公式所導出的行人流特性有可能與實際之特性大不相同。例如實際的臨界速率為 60 公尺/分，迴歸公式導出之臨界速率可能只有 50 公尺/分。所以迴歸公式之使用必須非常小心以避免誤導。

19.3 服務水準劃分標準

一般而言，度量服務水準常用的績效指標為速率、運行時間、操作的自由度（freedom to maneuver）、交通流阻滯、舒適、便利性及安全性。而行人流常用的度量指標除了與車流相似的如選擇速率和超越他人的自由度之外，還有一些專屬於行人的度量指標，如：

1. 穿越行人流的難易度（或超越慢行者的可能性）。
2. 與主要行人流反向行走的能力。
3. 不必改變步行速率或步伐，且不與他人產生衝突的行走能力。
4. 舒適感：如行人遮蓬設施，用以保護行人免於風吹日曬雨打。
5. 便利性：如步行設施的行走距離、步道的直接性、坡度等影響行人行走方便性的特性。
6. 安全性：如與車流分離的設施或號誌控制設施等。
7. 保安性（security）：如照明設備等。
8. 經濟性：如使用者成本因延滯而提高。

由以上的討論可知，行人交通設施服務水準劃分牽涉到主觀的感受與度量，因此，依行人步行時感受的差異性，將水平步道的服務水準分為下列六級：

1. A 級：

   可自由地選擇步行的速率，可穿越慢行的人，且不會產生衝突，可任意改變方向。

2. B 級：

   尚可選擇自由的步行速率，穿越時會產生輕微的衝突，可以超越前方的行人但會產生干擾。

3. C 級：

   選擇自由的步行速率的能力受到限制，穿越時有較高的衝突可能性，略有可能超越前方行人。

4. D 級：

   正常的步行速率受到限制，穿越或超越他人的可能性低，改變方向困難。

5. E 級：

行人接著前方的人群移動，步行速率受限於他人，穿越或超越他人的行動很困難，無法避免與他人產生衝突。

6. F 級：

行人的步行狀態為拖者腳走，穿越或超越他人的行動很不可能，與他人產生身體的接觸，反向行走很不可能。

同理，依行人上下階梯差異感受將階梯服務水準分成下列六等級：

1. A 級：

可自由的選擇上下階梯的速率，可超越他人，可反向行走。

2. B 級：

尚可自由的選擇上下階梯的速率，超越慢行的人有一點點困難；反向行走會產生輕微的衝突。

3. C 級：

上下階梯的速率受限制於他人，不易超越他人，反向行走會產生衝突，但不嚴重。

4. D 級：

上下階梯的速率受到限制，不可超越他人，反向行走會有一些衝突發生。

5. E 級：

無法達到正常的上下階梯速率，且行人行走有停止的現象產生，反向行走會產生嚴重的衝突。

6. F 級：

行人的行走幾乎快停止，有很多的停止現象發生，只能隨著前方的行人慢慢的移動，無法反向行走。

依據前述之服務水準定義，將商業區、通勤區之水平步道及階梯之服務水準等級按行人平均占有面積、平均速率、平均密度及流率等四個準則予量化，其結果如表 19.5 所示。

表 19.5 行人交通設施服務水準等級

類別 \ 分項目			行人平均占有面積（平方公尺/人）	流率（人/分/公尺）	平均密度（人/平方公尺）	平均速率（公尺/分）
A	水平步道	商業區	≧ 3.13	≦ 22	≦ 0.32	67
		通勤區	≧ 3.13	≦ 23	≦ 0.32	> 72
	階梯		≧ 1.82	≦ 17.5	≦ 0.55	> 32
B	水平步道	商業區	2.08-3.12	23-29	0.33-0.48	63-67
		通勤區	2.08-3.12	24-33	0.33-0.48	69-72
	階梯		1.22-1.81	17.6-25.0	0.56-0.82	30.5-32.0
C	水平步道	商業區	1.28-2.07	30-48	0.49-0.78	58-63
		通勤區	1.28-2.07	34-49	0.49-0.78	63-69
	階梯		0.85-1.27	25.1-34.0	0.83-1.18	28.9-30.5
D	水平步道	商業區	0.85-1.27	49-59	0.79-1.18	50-58
		通勤區	0.85-1.27	50-66	0.79-1.18	56-63
	階梯		0.60-0.84	34.1-44.5	1.19-1.66	26.7-28.9
E	水平步道	商業區	0.84-0.84	60-72	1.19-2.10	35-50
		通勤區	0.84-0.84	67-80	1.19-2.10	38-56
	階梯		0.36-0.59	44.6-60.0	1.67-2.80	21.7-26.7
F	水平步道	商業區	< 0.48	< 72	> 2.10	< 35
		通勤區	<0.48	< 80	> 2.10	< 38
	階梯		< 0.36	< 60	> 2.80	< 21.7

資料來源：[6]

19.4 分析方法

民國 79 年的「臺灣地區公路容量手冊」[1]建議利用現場調查以評估行人設施之服務水準，但在規劃行人設施時現場調查並不適用，

所以有必要考慮其他分析方法。

從表 19.5 可知，服務水準之績效指標包括行人平均占有面積、密度，流率及速率，其中平均占有面積與密度的性質一樣。這些指標中，流率最容易從現場調查以估計，當行人步道或階梯相當長時，密度及速率不容易從現場調查而獲得準確的估計值。流率雖容易從現場調查以估計，其估計值也容易被誤用，這原因是因為同一流率下，交通狀況可能是穩定不壅塞，也可能是不穩定壅塞狀況。換言之，如果只有流率已知，實際的人流狀況尚不能確定。所以利用流率以評估服務水準時，表 19.5 中之流率必須是需求流率。

需求流率不一定等於在步道上或階梯上所觀察到的流率，此兩種流率之差異可用圖 19.1 說明之。此圖中之 Q 代表在調查時間內欲利用一行人設施之行人需求流率，此流率為在行人設施無壅塞時，欲進入而且能進入行人設施之流率。例如火車到站後衍生往出口行進的行人流，此往出口行進但尚未受出口處人群阻擋的行人流率為出口之需求流率。如一行人設施之容量足以承載需求流率，則實際可通過該設施的流率應等於需求流率。如行人設施之容量低於需求流率，則行人設施會有壅塞狀況而實際流率不僅可能低於容量，也可能遠低於需求流率。所以用流率以評估行人設施之服務水準時，必須利用需求流率才能反應真正的服務水準。



圖 19.1　需求流率、實際流率與行人設施示意圖

根據以上的討論，規劃及設計水平步道或階梯時可依照下列的步驟評估服務水準：

1. 估計需求流率 Q (人/分鐘)

如行人設施為街道旁邊或連接街道之步道或階梯，則需求

流率為尖峰小時 15 分鐘之流率。如行人設施為承載大型車站或航空站之行人，則可考慮用較短的尖峰時段(如 5 分鐘)流率以訂定需求流率。

2. 估計有效寬度 W(公尺)

有效寬度等於走道或階梯寬度減掉因障礙物之存在而不能使用之寬度。

3. 估計單位有效寬度所須承載之流率 Q/W。
4. 根據 Q/W 從表 19.5 訂定服務水準等級。
5. 修定原來設計並重新分析直到所能提供的服務水準能滿足需要。

如欲進行現場調查以評估一現存設施之服務水準，則資料蒐集以密度為重點，其程序如下：

1. 量測並紀錄欲分析之步道或階梯長度 L。
2. 如步道或階梯之幾何設計及障礙物之性質造成行人流特性隨地點而有顯著的變化，則將步道或階梯分成數個均勻路段，每路段須各別調查及分析。

3 估計各路段之有效寬度 W_e

有效寬度等於實際寬度減掉因障礙物的存在而不能利用之寬度。在還未訂定適用於臺灣的障礙物影響程度之前，有效寬度可從實際寬度及表 19.3 之損失寬度估計之。

4. 估計調查時間內之行人密度

調查與街道並行或相鄰的人行步道或階梯時，調查時間以不短於 15 分鐘為原則。在調查時間內之行人密度可由觀察員直接觀察並紀錄或先錄影再分析。如路段太長時，可將路段分割成小段區域，每一小段由一觀察員或錄影機負責蒐集資料。資料蒐集及分析的手續如下：

(1) 調查開始後，分時段(如 10~15 秒)紀錄在調查區域 j 內之行人數 n_{ij}，直到調查時間(不短於 15 分鐘為原則)完畢，總共記錄的次數為 K，亦即 i=1,2,3,…,K。

(2) 估計在調查區域 j 內每時段(如 10~15 秒)之平均行人數 N_j。

N_j之值如下：

$$N_j = \frac{\sum_{i=1}^{K} n_{ij}}{K} \tag{19.2}$$

(3) 估計總長度L之路段內每時段(如 10~15 秒)之平均行人數N。如一路段分隔成p小段(區域)，則 N 之值為：

$$N = \sum_{j=1}^{p} N_j \tag{19.3}$$

(4) 估計路段之行人密度如下：

$$D = \frac{N}{LW_e} \tag{19.4}$$

此式中，

D ＝ 行人密度(人/平方公尺)；
L ＝ 路段長度(公尺)；
W_e ＝ 路段有效寬度(公尺)。

(5) 根據從式(19.3)所得之密度，從表 19.5 對照服務水準之等級。例如在商業區之水平步道如其密度為 0.9 人/平方公尺，則相關之服務水準為 D。

19.5 應用例題

19.5.1 例題 1

臺北市昆明街商業區之一騎樓在晚上 6：30~6：45 時，行人流量為 800 人，騎樓之寬度為 4 公尺，障礙物包括騎樓柱、攤販、購買人、機車等造成 2.45 公尺有效寬度之損失，試決定其服務水準。

解：

本例騎樓之實際流率為 800/15=53.3 人/分，有效寬度為 4-2.45=1.55 公尺，所以每公尺有效寬度之流率為 53.3/1.55=34.4 人/分/公尺。如此流率之相關行人流屬穩定、不壅塞狀況，則從表 19.5 可知，其相關之服務水準為 C 級。如行人流屬不穩定、壅塞狀況，則其相關之服務水準為 F 級。

19.5.2 例題 2

在商業區之一新路橋的需求流率為 70 人/分，此路橋兩旁有護牆但無其他障礙物，這些護牆將有效橋寬減少 1 公尺。如此路橋須維持 C 級的服務水準，則其最小寬度為何？

解：

在商業區之路橋如欲維持 C 級之服務水準，則其水平步道之需求流率不應超過 48 人/分/公尺，而其階梯之需求流率不應超過 34 人/分/公尺，所以設計之需求流率不能超過 34 人/分/公尺。假設路橋寬為 *W* 公尺，則有效寬度為 *W*-1 公尺，而每公尺寬之需求流率為 70/(*W*-1)人/分，此值不能超過 34，亦即：

$$\frac{70}{W-1} \leq 34$$

所以最小的橋寬為 *W*=70/34+1=3.1 公尺。

參考文獻

1. 「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年 10 月。
2. 「台灣地區公路容量名詞與調查方法之研究」，88-17-1152，交通部運輸研究所，民國 88 年 11 月。
3. Push Karer, B. and Zupan, J. H., "Capacity of Walkway", *Transportation Research Record* 538, 1975, pp.1-15.
4. 「市區全面性行人道系統與行人安全維護法規之確立」，臺北市政府工務局新工處，1966 年。
5. *Highway Capacity Manual,* Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council，Washington, D.C.,1985.。
6. 「台灣地區公路容量手冊技術報告（第二部分）」，76-18-123，交通部運輸研究所，民國 76 年 5 月。

附錄 A：2021 年版公路交通系統模擬 (HTSS)模式使用手冊

目　錄

頁次

一、緒論 A-1

二、模擬路網 A-2

三、輸入檔之建立 A-6

3.1 輸入檔資料之檔型及資料安排 A-6

3.2 各檔型資料之內容 A-7

四、輸出檔 A-48

五、服務水準等級劃分標準 A-52

六、應用例題 A-53

圖 目 錄

頁次
圖 1 高速公路實際路段及模擬路網示意圖.....A-3
圖 2 平面道路及模擬路網示意圖.....A-4
圖 3 車道代號訂定之示意圖.....A-5
圖 4 分析路段示意圖.....A-5
圖 5 非阻斷性車流路段模擬路網示意圖.....A-6
圖 6 進入下游唯一節線或 2 併行節線之外側節線的行車方向代號.....A-11
圖 7 進入下游內側及外側節線之行車方向訂定原則示意圖.....A-11
圖 8 基準串連車道示意圖.....A-12
圖 9 進入一節點之節線相對位置示意圖.....A-13
圖 10 附屬設施之代號.....A-15
圖 11 路肩車道之代號.....A-15
圖 12 節線終點附屬設施與非附屬設施之距離之定義.....A-16
圖 13 檔型 26 資料相關之一假設狀況.....A-24
圖 14 公車站設置型態示意圖.....A-27
圖 15 設定節線縱切面定線(vertical profile)所需之縱切線示意圖.....A-37
圖 16 節線起點及終點在縱切線上之示意圖.....A-38
圖 17 車距與平均車距比之累積分布示意圖.....A-47
圖 18 例題 1 模擬路段之車道配置及縱切面示意圖.....A-54
圖 19 例題 1 模擬路網縱切線及平曲線位置.....A-55
圖 20 模擬路段之分隔及相關模擬路網.....A-57
圖 21 例題 2 縱切線位置及平曲線位置.....A-57
圖 22 容量估計之例.....A-63
圖 23 例題 11 路段之車道配置及坡度.....A-65
圖 24 例題 12 路段車道配置及模擬路網.....A-67
圖 25 例題 15 路段車道配置及模擬路網.....A-71
圖 26 例題 17 路段車道配置及模擬路網.....A-74
圖 27 例題 18 交叉口示意圖.....A-76
圖 28 例題 18 東西向街道車流路權之分配.....A-76
圖 29 例題 19 公車站設施示意圖.....A-78

表 目 錄

頁次

表 1 輸入資料檔之安排.....A-7
表 2 郊區多車道公路平坦非阻斷性車流路段之平均自由速率.....A-31
表 3 隧道平均自由速率與速限之可能關係.....A-31
表 4 郊區多車道公路平直路段快車道之容量及臨界速率.....A-33
表 5 郊區雙車道公路平直路段快車道之容量及臨界速率.....A-34
表 6 高速公路平直基本路段之容量及臨界速率.....A-34
表 7 工作性車流隧道之容量及臨界速率.....A-35
表 8 單向 2 車道，休閒性車流隧道之容量及臨界速率.....A-36
表 9 郊區雙車道公路代表性總重、馬力及牽引力傳輸效率.....A-43
表 10 郊區多車道公路代表性車輛總重與馬力(kW).....A-43
表 11 高速公路代表性車輛總重與馬力比.....A-44
表 12 代表性後拉係數及正向面積.....A-45
表 13 根據需求流率/容量之服務水準等級劃分標準.....A-52
表 14 根據平均速率/速限之服務水準等級劃分標準.....A-52
表 15 幹道服務水準等級劃分之標準.....A-53
表 16 號誌化路口服務水準劃分標準.....A-53
表 17 例題 1 輸入資料檔 MULTI-S1.txt.....A-55
表 18 例題 2 輸入資料檔 MULTI-S2.txt.....A-58
表 19 例題 11 輸入資料檔 2Lane-S1.txt.....A-66
表 20 例題 12 輸入資料檔 2Lane-S2.txt.....A-68
表 21 例題 15 之輸入檔 FreeS2.txt.....A-71
表 22 例題 17 輸入檔 Free2L1S.txt.....A-75

一、緒論

交通部運輸研究所(以下簡稱本所)正持續發展一多功能之公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)以分析各類型公路的交通運轉。HTSS 模式是一微觀模擬模式。此模式每 0.5 秒到 1.0 秒將模擬車輛的位置、加速率及速率更新一次，並將模擬結果整合成一輸出檔以顯示公路設施之運轉績效。

HTSS 模式的架構適用於模擬高速公路、快速道路、雙車道公路、多車道公路、號誌化路口、非號誌路口、市區幹道或路網等非阻斷性及阻斷性車流之公路設施。但在讓交通界使用此模式之前須進行適當的微調及測試。本所在 2016 年及 2017 年用現場資料微調及改良 HTSS 模式模擬郊區雙車道公路及多車道非阻斷性車流路段的交通運轉之邏輯。2018 年本所再根據臺灣高速公路平坦及坡度路段的交通特性進一步微調 HTSS 模式。2018HTSS 模式可用來模擬郊區雙車道與郊區多車道非阻斷性車流路段及高速公路基本路段的交通運轉。2018HTSS 模式也有模擬號誌化路口之架構，但其相關邏輯還未微調。

另一方面，本所早期所提供之 HTSS 模式第三版 (見 2011 年臺灣公路容量手冊第 11 章附錄 C) 雖能模擬受定時號誌控制之路段，但其功能有限，而且在模擬過程中處理資料的效率低。因此本所在 2020～2021 年期間根據臺灣現場資料所顯示之車流特性建立一改良的邏輯，以模擬定時號誌控制。此外，本所亦改良模擬雙車道公路、多車道公路及高速公路非阻斷性車流之跟車邏輯。

上述工作所建立之 2021 HTSS 模式可模擬多種公路非阻斷性車流及受定時號誌控制的車流，此模式模擬主線與匝道分流及匯流區車流的邏輯尚未成熟，模擬非號誌化路口車流的邏輯也尚待改進，本所將推動改良這些邏輯的工作。

應用 2021HTSS 模式之主要工作在於建立一輸入檔。此輸入檔之檔名必須必須設定為 htss.txt。2021HTSS 模式之執行檔檔名為 2021htss.exe，此

檔可用於有 Windows 平台（如 XP、Windows 7、Windows 10）之電腦。執行模擬時只須將 htss.txt 及 2021htss.exe 兩個檔案放在同一子目錄(folder)中，然後快速按滑鼠左鍵兩下(double click)執行檔之圖案(icon)就可進行模擬，模擬之輸出檔檔名為 htssout.txt。如果輸出檔中沒有錯誤信息，但模擬不成功，則請使用者與臺灣公路容量分析專區網站之聯絡人員聯繫，並提供輸入檔，以找出問題之來源。

本手冊說明 2021HTSS 模式模擬路網及輸入檔之建立、輸入檔之性質及模式之應用。有意使用 2021HTSS 模式者可從臺灣公路容量分析專區網站下載模式之執行檔、輸入檔樣本及使用者手冊。

二、模擬路網

建立輸入檔之前必須將實際的公路設施簡化，用一模擬路網來代表。模擬路網包括節點及節線。節線代表兩節點之間單向行車的路段。每一節線須依序給 1 到 50 之代號，節線總數不能超過 50。節點分成兩類：第一類代表車輛進入或離開模擬路段之地點，此類節點依序用 600 到 620 之代號來註明。第二類節點代表讓車輛從一節線進入到另一節線的地點，其代號從 1 開始。節點之總數也不能超過 50。

2021HTSS 模式對一節線的狀況有下列的限制：

1.速限不同之區段不能超過 5。
2.平曲線的數目不能超過 50。
3.用縱切線設定路段之縱切面定線(vertical alignment)時，縱切線的數目不能超過 50。
4.用在不同地點的高程代表縱切面定線時，有高程輸入值的地點不能超過 500。
5.主線右側如有爬坡道或讓慢車避開快車用之短車道時，這種附屬設施的數量不能超過 3。
6.一路段有超車區及非超車區時，超車區之數量不能超過 5。

後續發展 HTSS 模式之過程中，上述限制可能隨需要加以放寬。

模擬之前必須將模擬路段分割成節線，節線與節線相交之地點用一節點來代表，以圖 1(a)為例，模擬高速公路時，將模擬路段劃分成節線的原則如下：

1. 車輛進入模擬路段之地點須設為一節點，此節點為一節線之起點(如圖 1(a)之 A 點)。
2. 車輛離開模擬路段之地點也須設定為一節點，此節點為一節線之終點(如圖 1(a)之 E 點)
3. 有出口匝道時，出口匝道與主線分離完畢之地點（如圖 1(a)之 C 點），須設定為一節線之終點及下游節線之起點。
4. 有進口匝道時，匝道主線剛匯合之的地點（如圖 1(a)之 B 點），須設定為一節線之起點及上游節線之終點。
5. 一節線與下游節線之間沒有距離。

根據上述原則，圖 1(a)之實際路段可轉換成如圖 1(b)所示之模擬路網。

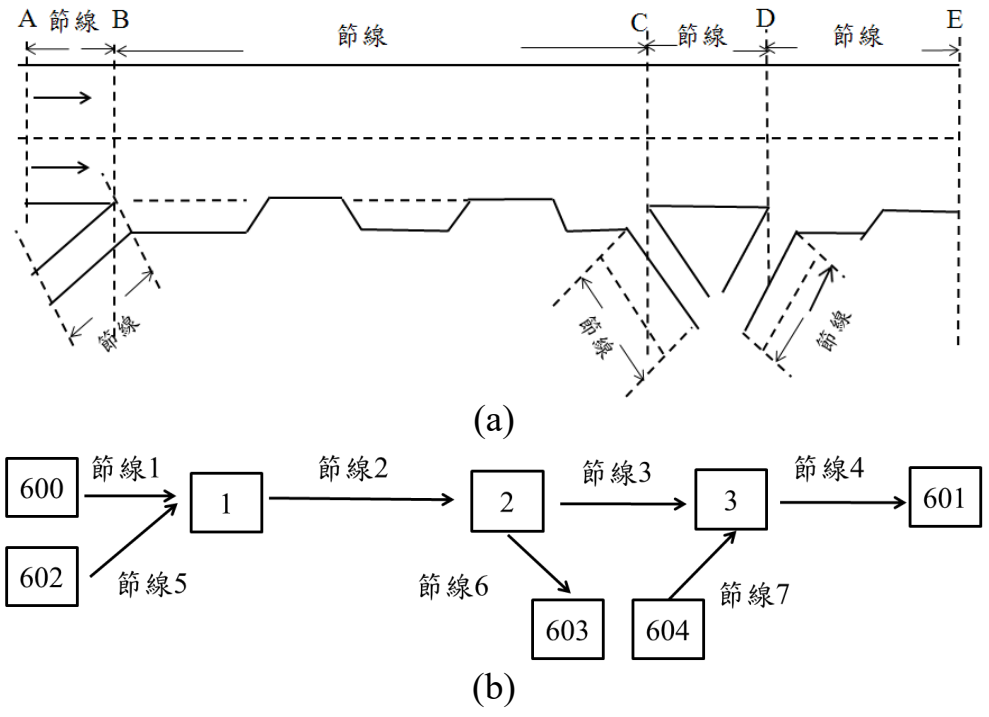
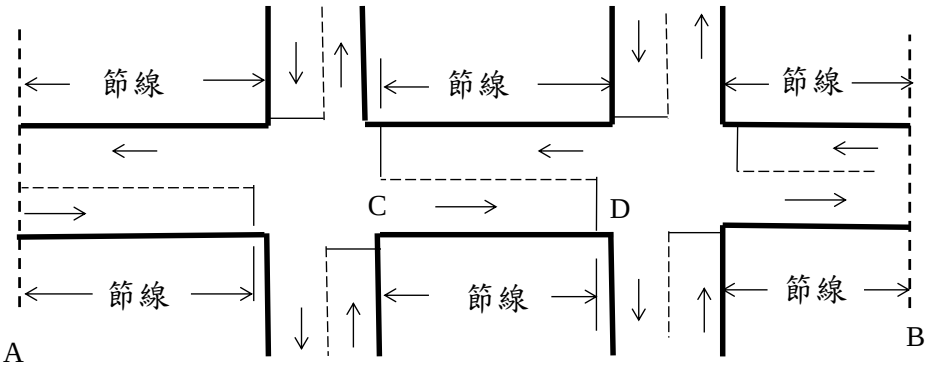


圖 1 高速公路實際路段及模擬路網示意圖

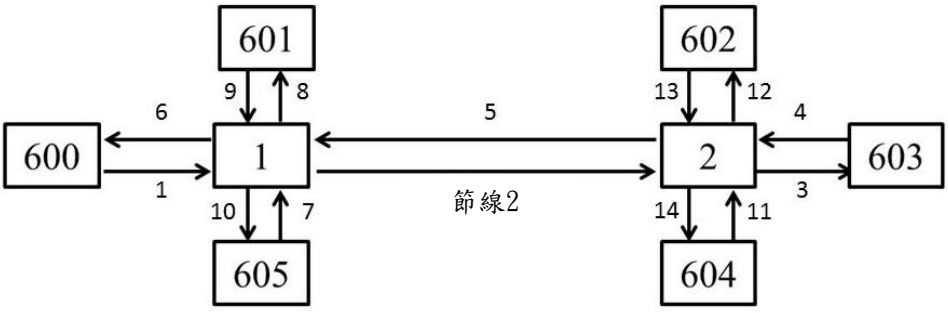
模擬平面道路時，設定節線及節點之原則可用圖 2(a)之路段來說明。

1. 每一路口一般須用一節點來代表。
2. 車輛進入模擬路段的地點須設定為一節點，此節點為一節線之起點（如圖 2(a)之 A 點）。
3. 車輛離開模擬路段的地點須設定為一節點，此節點為一節線之終點（如圖 2(a)之 B 點）。
4. 兩路口間之節線從上游路口之下游端延伸（如圖 2(a)之 C 點）到下游路口之停止線（如圖 2(a)之 D 點）。
5. 單向在 2 路口間最多可有 2 節線（例如一節線代表分隔島左側之車道，另一節線代表分隔島右側、但車行方向相同之車道）。

根據上述原則所訂定之模擬路網如圖 2(b)所示。



(a)



(b)

圖 2 平面道路及模擬路網示意圖

節線及節點設定之後須將每一車道用一代號來代表。以圖 3 之節線為例，全長車道從右到左須訂為車道 1、2、.....、N，附屬設施內的車道另從上游到下游，從右到左繼續設定為 N+1、N+2、.....等。每一節線的車道數不能超過 10。如超過 10 車道，則該節線必須分成 2 節線來模擬。

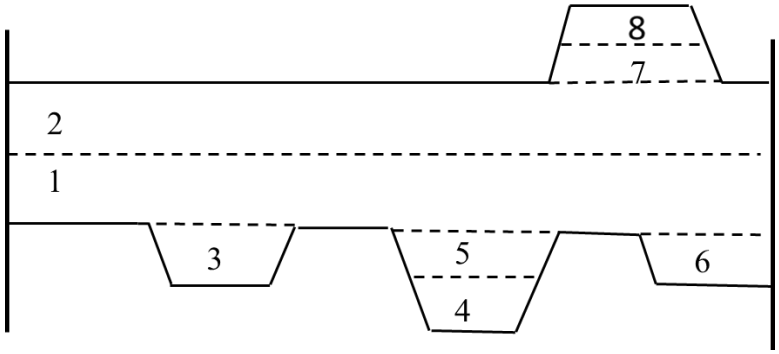


圖 3 車道代號訂定之示意圖

模擬非阻斷性車流路段所需之模擬路網很單純。例如一分析路段如圖 4 所示。一行車方向有一快車道及一機慢車道。另一方向有一混合車道及 2 爬坡道(車道 2 及車道 3)；則其模擬路網可如圖 5(a) 所示。如有必要將此路段分成 2 路段來模擬，則其相關之模擬路網如圖 5(b)所示。

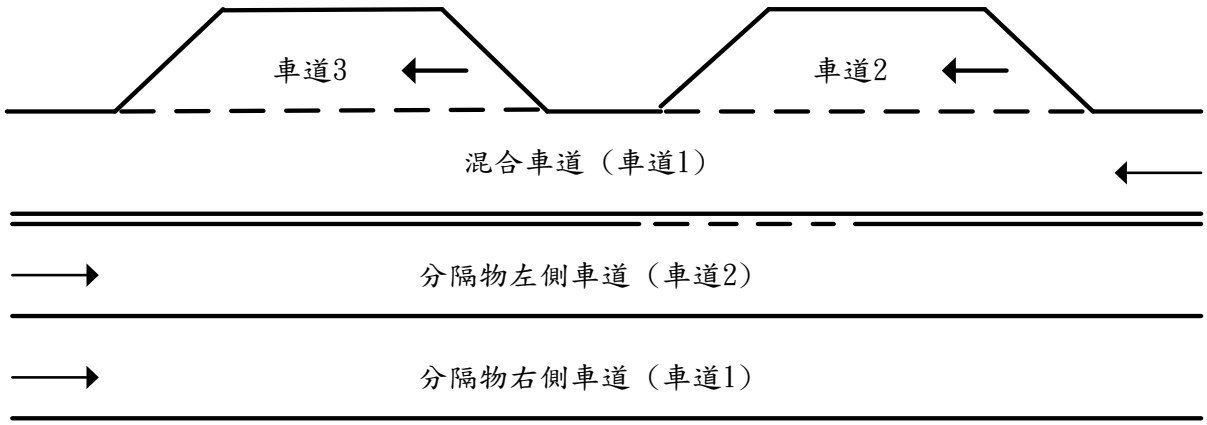
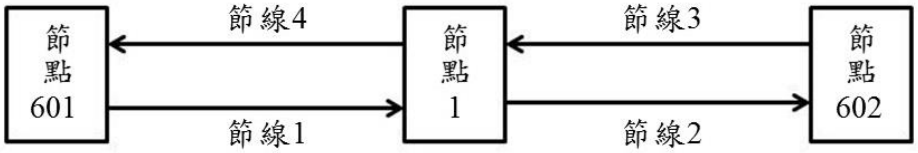


圖 4 分析路段示意圖



5(a)



5(b)

圖 5 非阻斷性車流路段模擬路網示意圖

根據進、出一節點之節線上的車道數及車道寬，HTSS 模式會自動估計路口之寬度，亦自動估計車輛在路口中之行車距離。

三、輸入檔之建立

3.1 輸入檔資料之檔型及資料安排

HTSS 模式將輸入資料分成不同檔型。欲輸入某檔型資料之前必須在資料檔加入下列檔型之代號資料：

5555　N

此行中，5555 告訴 HTSS 模式有資料要輸入，N 則代表欲輸入之資料所屬的檔型。

輸入檔最後一行必須如下：

9999　9999

此行告訴 HTSS 模式已沒有其他輸入資料。

輸入檔各檔型資料的安排如表 1 所示。

表 1 輸入資料檔之安排

5555	0	檔型 0 資料
…		
5555	1	檔型 1 資料
…		
5555	2	檔型 2 資料
…		
5555	30	檔型 30 資料
…		
9999	9999	輸入檔最後一行

註：所有輸入數據須在第 1 到第 70 欄位之間。

3.2 各檔型資料之內容

HTSS 模式的輸入檔資料有三種型式：整數 (integer number) 、浮點數 (floating number) 及文字 (character) 。整數用來設定如平曲線之代號、車道代號、或節線及節點之代號等狀況。浮點數用來設定如速限、距離、高程、車道寬等狀況。如果浮點數其實也是整數，則該數據也可當作整數（不必有小數點）輸入。例如速限為 60 公里/小時之輸入值可設定為 60，不必用 60.00。

HTSS 模式之輸入資料是根據自由格式 (free format) 來設定。每一行有固定數目的輸入值。兩輸入值之間最少須有 1 空格。所有輸入值必須在第 1 及第 70 欄位之內。如一行輸入值須有 6 個數據，但模擬路段的狀況只須 3 個數據，則該行最後 3 個數據須用 0 來代表，不能空白。

輸入資料若有錯誤，錯誤信息會出現在 htssout.txt 輸出檔中。使用者須根據信息中之建議修改輸入資料。

檔型 0 資料

Nrun Np Warm Dur T Iseed

Nrun = 欲重覆模擬的次數（每次用不同亂數），Nrun≦30；

Np = 模擬時段 (simulation interval) 數，Np≦30；

Warm = 熱機時間（秒）；

Dur = 熱機之後每一模擬時段 (simulation interval) 之長度（秒）；

T = 模擬單位時間(scanning interval or simulation step)(0.5 或 1.0 秒，建議值 0.5 秒)；

Iseed = 產生亂數之種子（seed number，20991~999999）。

如果模擬過程中車流狀況（流率、車種組成等）不變，則模擬時段應包括熱機時段及一熱機時段後的時段。在此情況下，Np＝2。如果車流狀況隨時間而變，則每一模擬作業 (simulation run) 最多可設定 29 個熱機時段之後的時段。熱機時段之後每一時段的長度一樣（如 Dur = 300 秒）。模擬開始不久之期間內，車流尚未達正常狀況，在這熱機時段內，不宜蒐集資料。原則上，熱機時間最少須等於一車輛走完全程所需的時間。例如模擬路段的長度為 2 公里，預期之速率為 40 公里/小時，則熱機時間最少要有 2/40 小時，亦即大約 180 秒。如果熱機時間太短，輸出檔中會出現一相關之錯誤信息，模擬會中斷；熱機時間須加長。

HTSS 模式之使用者可選用 0.5 秒或 1 秒之單位時間進行模擬。模擬單位時間為 0.5 秒時，HTSS 模式每 0.5 秒訂定每一車輛的新加速率、速率及位置。所以其模擬所需電腦時間（CPU time）比用 1 秒之模擬單位時間長，但可減少估計誤差，所以宜用 0.5 秒。

在每一不同之模擬作業時，HTSS 模式會用輸入之亂數種子來產生另一套種子。然後用每一套種子產生亂數來訂定一車輛之屬性（如車長等）。輸出資料是 Nrun 次模擬作業結果之平均值。如果熱機時間足夠長，HTSS 模式從第二模擬時段開始到最後模擬時段結束的期間，蒐集旅行時間、通過節線之車輛數、停等延滯...等資料。為了減少平均停等延滯的估計誤差，蒐集號誌化路口各車道停等延滯的工作，則從熱機時間之後第 1 個號誌週期紅燈開始到最後 1 週期紅燈開始為止。

例:

```
5555   0
4    2    120   1040   0.5   19138
```

模擬作業須重複模擬 4 次；有 2 個模擬時段(第 1 時段為熱機時段)；熱機時段為 120 秒；熱機時段後每模擬時段的長度為 1,040 秒；模擬單位時間為 0.5 秒；用來產生亂數之種子為 19138。

檔型 1 資料

Link Nup Ndn In Cont N Wid W2 ID SHR SHL Alen GEO

Link = 一節線之代號（如 1 或 2）；

Nup = 節線 Link 上游節點的代號（如 610 或 2）；

Ndn = 節線 Link 下游節點的代號（如 611 或 3）；

In = 單向在 2 節點之間可能有 2 節線。如節線在內側，則 In 值為 2，其他情況之節線（唯一節線或在外側之節線）的 In 值為 1；

Cont = Link 下游端點之主要交通控制類型，NO=無控制(註：模擬無阻斷性車流時，Cont 須設定為 NO)，YD=讓，ST=停，SIG=路口用之號誌控制，METER=匝道用之號誌控制。如一些端點車道的控制類型與 Cont 不同，則用檔型 6 資料來修訂。

N = 全長車道數；

Wid = 車道寬（公尺）；

W2 = 寬度與 Wid 不同之特定車道之寬度（公尺）；

ID = 車道寬為 W2 之特定車道代號；

SHR = 右側路肩寬(公尺)；

SHL = 左側路肩寬(公尺)；

Alen = 節線長度(公里)；

Geo = 節線性質之代號；TWO=郊區雙車道公路(須用對向車道超車)，MULTI=郊區多車道公路，FREE=高速公路，URBAN=市區道路，TUNNEL=公路隧道。

HTSS 模式暫時不考慮路肩寬對車流的影響。在沒有機車之情況下，HTSS 模式亦不考慮車道寬的影響。有機車時，能併行之機車數受車道寬的影響。

例:

```
5555  1
1    601   602   1     NO    2     3.5   3.0   1   1.0   0.0   3.20   FREE
2    602   601   1     NO    3     3.5   0.0   0   1.0   0.0   3.20   FREE
```

節線 1 上游及下游端點之節點代號各為 601 及 602；節線 2 上下游端點之節點則各為 602 及 601；節線 1 為節點 601 下游惟一的節線(In=1)；節線 2 為節點 602 下游惟一的節點(In=1)；節線 1 及 2 下游端點沒有交通控制(如號誌或停讓標誌)；節線 1 有 2 車道；節線 2 有 3 車道；節線 1 之車道 1 寬度為 3.0 公尺，另一車道寬度為 3.5 公尺；節線 2 之車道寬為 3.5 公尺；節線 1 及 2 的長度皆為 3.2 公里；節線 1 及節線 2 右側有 1 公尺寬的路肩；左側無路肩。節線 1 及節線 2 皆屬高速公路之路段。

檔型 2 資料

Link Kturn Next L_1 L_2

Link = 一節線之代號；

Kturn = 從 Link 離開之後的行車方向代號(1,2, ...,8 及 9,10, ...,16)；

Next = 從 Link 以行車方向 Kturn 進入之節線的代號；

L_1 = 行車方向 Kturn 之路徑上，基準串連之上游車道(在 Link 上)代號；

L_2 = 行車方向 Kturn 之路徑上，基準串連之下游車道(在 Next 上)代號。

HTSS 模式將行進方向分成 16 種。如果離開一節線之後所進入之節線為唯一之節線，或為同方向兩併行節線之外側節線，則代號 1,2, ...,8 各代表迴轉、急左轉、左轉、斜左轉、直行、斜右轉、右轉及急右轉，如圖 6 所示。如所進入之下游節線為同方向兩併行節線之內側節線，則上述代號須增加 8，成為 9,10, ...,16，如圖 7 所示。

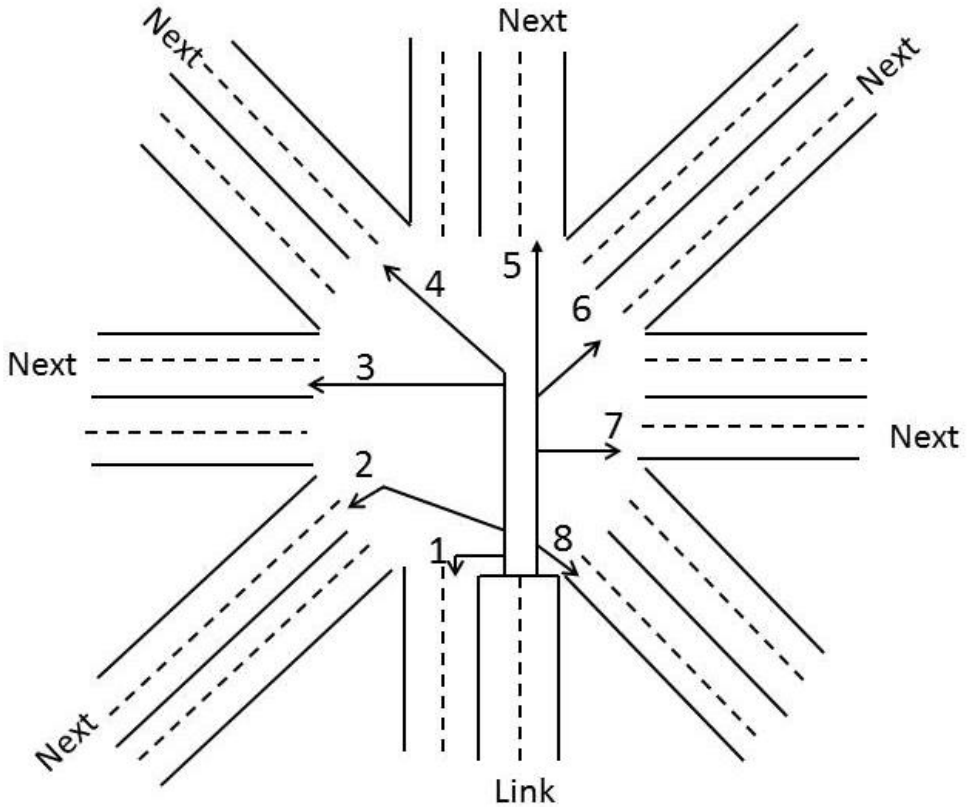


圖 6 進入下游唯一節線或 2 併行節線之外側節線的行車方向代號

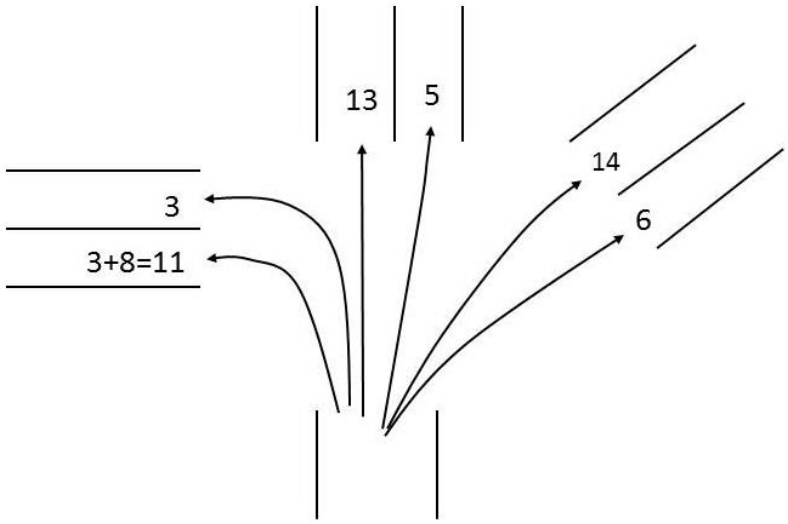


圖 7 進入下游內側及外側節線之行車方向訂定原則示意圖

行車方向 Kturn 之路徑上，基準串連車道如圖 8 所示。一般而言，直行(Kturn=5)路徑上之基準串連車道為在最右側，上下游對齊之兩車道(圖 8 中 Link 之車道 1 及下游節線之車道 2)。迴轉、急左轉、左轉及斜左轉之 L_1 為

在 Link 最左側能讓 Kturn 方向車輛使用之車道。L_2 則為下游節線(亦即 Next)上最左側，可讓 Kturn 方向來車使用之車道。行車方向偏右之基準串連車道則為上下游節線上之最右側車道。

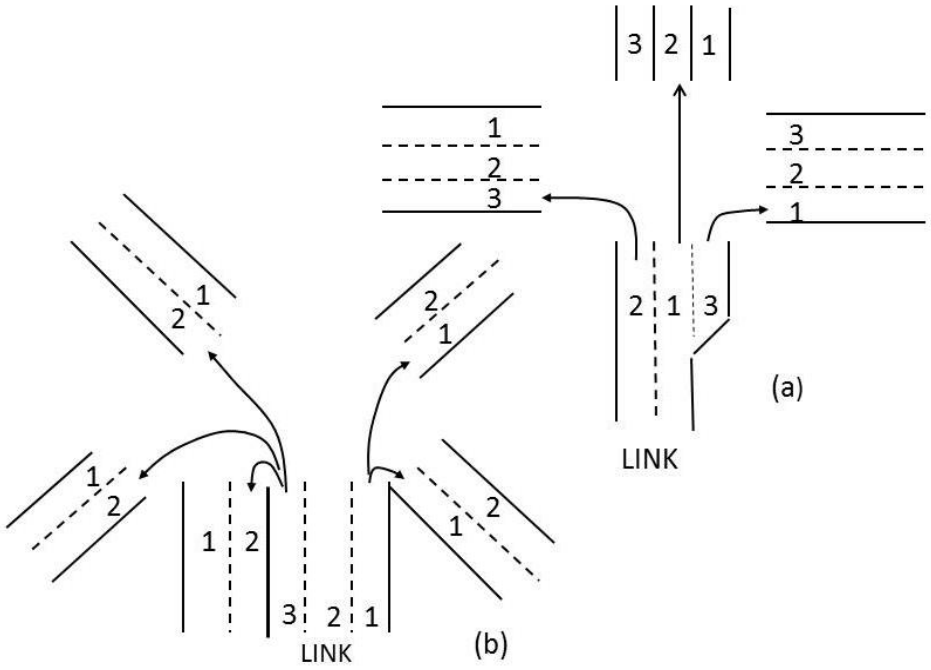


圖 8 基準串連車道示意圖

例：

以圖 8(a)之節線為例，其檔型 2 資料可能如下所示(假設 Link=10)：

10 3 11 2 3 (註：左轉)

10 5 16 1 2 (註：直行)

10 7 17 3 1 (註：右轉)

從 Link 左轉(Kturn=3)、直行(Kturn=5)及右轉(Kturn=7)各進入節線 11、16 及 17。左轉之基準串連車道為 Link 之第 2 車道及節線 11 之車道 3。

檔型 3 資料

Node L_1 L_2 L_3 L_4 L_5 L_6 L_7 L_8

Node = 一節線之代號，代號 600 或超過 600 之節點可以不必有此檔型資料；

L_1 = 進入節點 Node 之所有節線中，任意選擇做為基準節線之節線代號；

L_2 = 基準節線急左方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_3 = 基準節線左方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_4 = 基準節線斜左方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_5 = 基準節線正前方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_6 = 基準節線斜右方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_7 = 基準節線右方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_8 = 基準節線急右方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

圖 9 顯示節線 L_1,L_2, ...,L_8 之相對位置。如果 L_2, L_3 ,..., L_8 中有些節線不存在，則其節線代號須設定為 0。

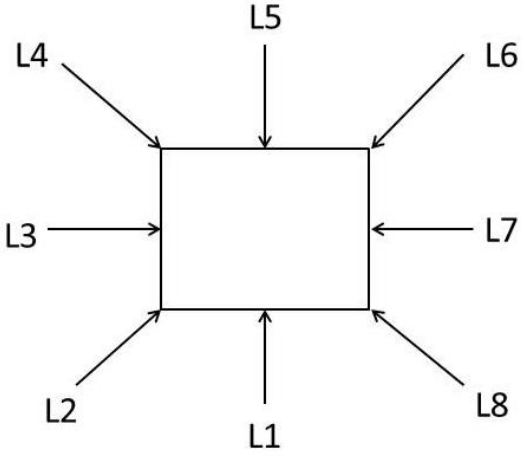


圖 9 進入一節點之節線相對位置示意圖

例：

1 2 0 4 0 5 0 7 0

節點 1 之基準節線為節線 2，此節線左側有一節線(節線 4)進入節點，從正前方進入節點之節線為節線 5，從右側進入節點之節線為節線 7，沒有其他節線進入節點。

檔型 4 資料

Link Kfrom XL L(1) L(2) L(3) L(4) L(5)

此檔型資料只用在一節線之停止線下游設有機車 2 段式左轉區或停止線上游設有機車停等區之情況。

Link = 一有機車 2 段式左轉區或停等區之節線的代號；

Kfrom = 讓機車行進到 Link 之 2 段式左轉區之節線的代號，如無 2 段式左轉區，則 Kfrom = 0；

XL = Link 之機車停等區縱深長度(公尺)，如無停等區，則 XL = 0；

L(k) = Link 中有停等區之車道的代號,最多可設定 5 車道(k=1,2,…,5)，如無停等區，則 L(k) = 0。

例:

```
5555   4
2      4      12.5   1   2   0   0   0
```

節線 2 設有讓從節線 4 (Kfrom = 4) 來的 2 段式左轉機車停用之區。節線 2 亦有在停止線上游之機車停等區。此停等區縱深長度為 12.5 公尺(XL=12.5)。停等區設置在車道 1 及車道 2 上。

檔型 5 資料

Link Iside Aux L_1 L_2 L_3 Start Ex Xw Off

此檔型資料只用在左右側有附屬短車道（如爬坡道、慢車用之避車道、公車彎或開放路肩）之情況。

Link = 一節線之代號；

Iside = 附屬車道在節線右側時 Iside = 1，否則 Iside = 2；

Aux = 附屬設施種類之代號，如圖 10 之 UP、MID、END 及圖

11 代表開放之路肩(亦稱路肩車道)之 SHOULDER 所示；

L_1, L_2, L_3= 附屬設施之車道之代號（見圖 3），如果只有一車道時，則將 L_2 及 L_3 設定為 0；

Start = 附屬設施起點與節線起點之距離（公里）；

Ex = 附屬設施終點與節線起點之距離（公里）；

Xw = 附屬設施車道之寬度（公尺）；

Off = 附屬設施終點與非附屬設施車道之距離（見圖 12）。模擬非阻斷性車流時，Off 須設定為 0.0 公尺。

如開放路肩，路肩之終點必須在節線之下游端點，因此路肩附屬設施之終點與節線起點之距離(Ex)必須等於檔型 1 之 Alen。路肩開放時不能有其他附屬車道。此外，不論實際寬度，若開放路肩不允許大型車通行，路肩寬度(Xw)需設為≦3.0 公尺。如 Xw 值超過 3 公尺，則 HTSS 模式讓所有車種皆能使用開放的路肩。

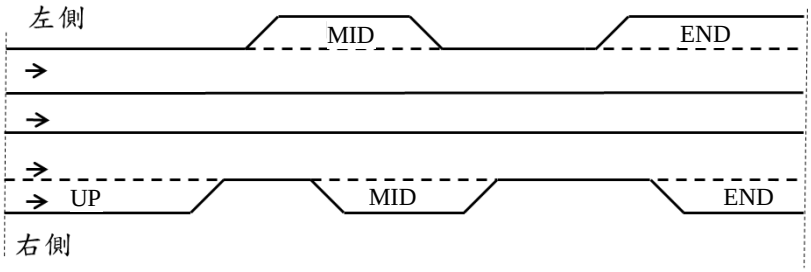


圖 10 附屬設施之代號

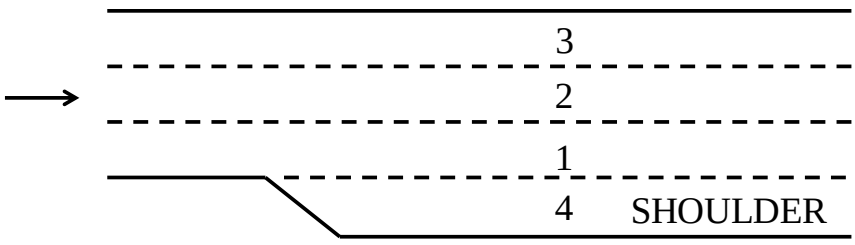
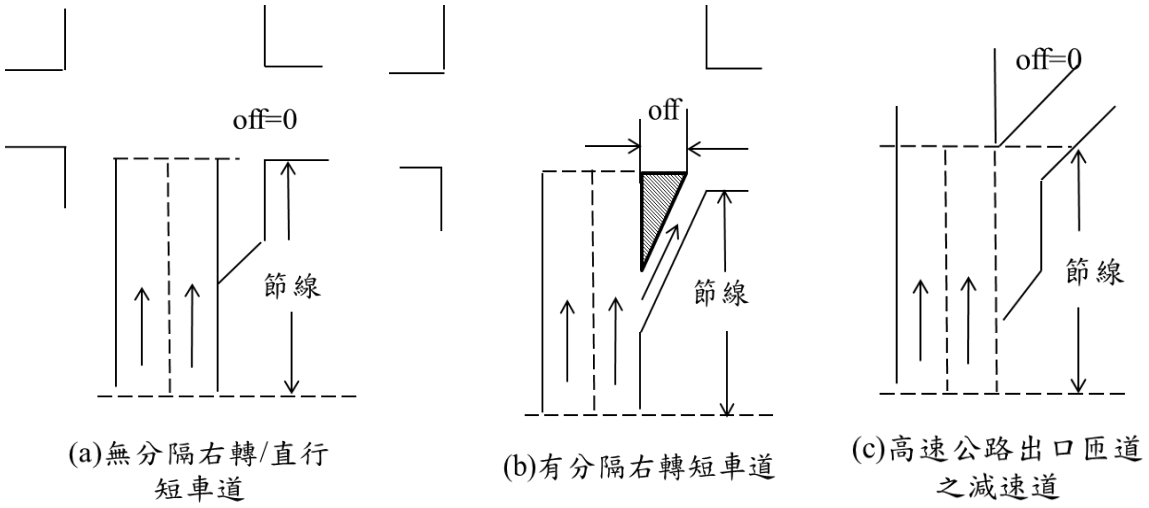


圖 11 路肩車道之代號



(a)無分隔右轉/直行短車道　(b)有分隔右轉短車道　(c)高速公路出口匝道之減速道

圖 12 節線終點附屬設施與非附屬設施之距離之定義

例:

```
5555  5
2     1     MID    4    0    0   0.5   1.2   3.5   0.0
2     1     MID    5    0    0   2.0   2.6   3.5   0.0
```

節線 2 右側有 2 設施種類屬 MID 之附屬車道。最上游的附屬車道為第 4 車道 (L_1= 4)另一附屬車道為第 5 車道(L_1 = 5)。第 4 車道從里程 0.5 公里到里程 1.2 公里(里程從節線起點開始)；第 5 車道從里程 2.0 公里到里程 2.6 公里。兩附屬車道的寬度皆為 3.5 公尺。

如一附屬車道註明為 SHOULDER，則表示該車道為開放之路肩。此路肩車道可連接下游出口匝道。

檔型 6 資料

Link　Lane1　Cont1　Lane2　Cont2

此檔型資料只用在一節線中有 1 或 2 車道，所受的交通控制型態與檔型 1 所設定的型態不同時的狀況。

Link = 一節線之代號；

Lane1 = 節線 Link 中，交通控制型態與檔型 1 所設定之型態不同之一車道的代號；

Cont1 = Lane1 之交通控制狀況 (NO, YD, ST 或 SIG)；

Lane2 = 節線 Link 中，交通控制型態與檔型 1 所設定之型態不同之另一車道的代號，如 Lane2 不存在，則 Lane2 = 0。

Cont2 = Lane2 之交通控制狀況，如 Lane2 不存在，則 Cont2 = 0。

例:

如檔型 1 資料顯示節線 8 受號誌控制(SIG)，但該節線之車道 5 為受「讓」控制之附屬車道，則檔型 6 資料如下：

```
5555   6
8   5   YD   0      0
```

檔型 10 資料

Hwy　Link　XP(1)　YP(1)　XP(2)　YP(2) … XP(5)　YP(5)

此檔型資料只用於郊區雙車道公路有超車區之狀況。車輛超車時須占用對向車道。

Hwy = 雙車道公路之代號(1, 2, ...)；

Link = 一節線之代號；

XP(i), YP(i) = 從上游到下游第 i 超車區（i = 1, 2, ..., 5）起點及終點之里程，亦即與節線起點之距離（公里）。

如一模擬路段的超車區數目超過 5，則須要有 2 節線或更多節線代表該路段。

例:

```
5555   10
1      1      0.0   0.8   1.7   2.2    0.   0.    0.      0.    0.      0.
1      2      0.0   3.2   0.0   0.0    0.   0.    0.      0.    0.      0.
```

第 1 條雙車道公路(Hwy=1)所屬之節線 1 有從里程 0.0 公里到 0.8 公里及里程從 1.7 公里到 2.2 公里之超車區。節線 2 則只有從里程 0.0 公里到 3.2 公里之超車區。因節線 2 的長度也是 3.2 公里(見檔型 1 資料)，所以節線 2 全長皆可超車。

檔型 11 資料

Link Lane Ku X_1 X_2 L(1) L(2) L(3)

此檔型只用於一車道之全部或一部分長度為專用/保留的情況。

Link = 一節線之代號；

Lane = 車道代號；

Ku =1（特定車種 100%使用之車道，其他車種不能進入， 如公車專用道）；

=2（HOV 車道）；

= 3（一般車道及 HOV 車道除外，特定車種可用也可不用，如慢車道）；

X_1, X_2 = 專用/保留車道之起點及終點（公里）；

L(i) = 能使用專用/保留路段之 3 車種的代號（i = 1, 2, 3），只有 1 車種能用時，L(2)＝L(3)＝0。若使用 HOV 車道（Ku=2）的車種超過 3 種，須以檔型 12 資料增設車種。

有機車專用道時，通常所有機車不能使用其他車道，所以機車專用道之 Ku 宜設為 1。

如果專用/保留車道之型態 Ku 設定為 2，則必須使用檔型 12 資料設定小車及大車欲使用該車道之個別百分比及該車道進口之間及出口之間之個別平均距離。

HTSS 模式之車種代號如下：

1 = 小車；

2 = 機車；

3 = 非排班之大客車；

4 = 大貨車；

5 = 半聯結車；

6 = 全聯結車；

7 = 市區排班公車。

例:

```
5555   11
3      1      1      0.0   3.2   2     0     0
```

節線3(Link=3)之車道1(Lane=1)為機車必須使用之車道(Ku=1; L(1)=2)，其他車種不能進入。此專用/保留車道從節線起點里程 0.0 公里(X_1=0.0)到下游 3.2 公里(X_2=3.2)。

如果專用道連接路口，而且車輛離開專用道時必須於進入路口前轉換車道，則專用道必須在停止線上游約 50 公尺處終止。例如節線長度為 1 公里，則專用道終點 X_2 不宜超過 0.950 公里。

檔型 12 資料

Link　Per1　Per2　Per3　D1　D2　N1　N2　N3

此檔只用於檔型 11 有設定 HOV 車道(Ku=2)之情況。

Link = 一節線之代號；

Per1 = 節線 Link 之小車可以而且有意使用 HOV 車道之百分比(%)；

Per2 = 節線 Link 之大客車有意使用 HOV 車道之百分比(%)；

Per3 = 節線 Link 之其他大車(包括檔型 11 及檔型 12 中設定之大貨車、半聯結車及全聯結車)有意使用 HOV 車道之平均百分比(%)；

D1 = 可進入 HOV 車道之進口的平均距離(公里)，如只有一進口，則 D1 = -99；

D2 = 可離開 HOV 車道之出口的平均距離(公里)，如車輛須走完全程才能離開，則 D2 = -99；

N1,N2,N3 = 檔型 11 資料所設定可使用 HOV 車道之車種之外，另外可使用 HOV 車道之 3 車種。

例:

```
5555   12
8     15.0     2.5     4.6     -99     0.8     4     5     0
```

節線 8 有一 HOV 車道之配置(根據檔型 11 資料)。此節線上 15.0%之小車及 2.5%之大客車可能使用 HOV 車道。此外，大貨車(N1=4)及半聯結車(N2=5)亦可使用 HOV 車道，且 2 車種平均有 4.6%之車輛(Per3=4.6)有意使用 HOV 車道。車輛只能在 HOV 車道之起點進入(D1 = -99)。進入之後，平均每 0.8 公里處(D2 = 0.8)可從缺口離開。

檔型 13 資料

Link Lane X1 X2 ITY(1) ITY(2) ITY(3)

此檔只用在一車道上有禁止某種車道行駛之區段的情況，禁行區不能設置在專用/保留車道上。

Link = 一節線之代號；

Lane = 有禁行區段之車道的代號；

X1 = 禁行區段起點與節線上游端點之距離(公里)；

X2 = 禁行區終點與節線上游端點之距離(公里)；

ITY(k) = 在 X1 及 X2 之間禁行之第 k 種 (k=1, 2, 3) 車輛之代號。

例:

```
5555  13
8   3   0.8   2.0   2   0   0
```

節線 8 之車道 3 在 0.8 公里到 2.0 公里之間禁止機車 (ITY = 2) 行駛。

如節線 8 之車道 4 也有禁止機車 (或其他車種行駛之區段)，則須在上述 2 行資料之後設定禁行車道 4 之狀況。

檔型 14 資料

Link Lane W(1) X(1) Y(1) W(2) X(2) Y(2) W(3) X(3) Y(3)

此檔型資料只用在一車道之左側有實體分隔物或標線禁止變換車道(統稱分隔物)之情況。

Link = 一節線之代號；

Lane = 一車道的代號；

W(k) = 車道Lane左側第k個(上游到下游)分隔物的寬度(公尺)，最少設定為 0.01 公尺；

X(k) = 車道 Lane 左側第 k 個分隔物起點與節線上游端點之距離(公里)；

Y(k) = 車道 Lane 左側第 k 個分隔物終點與節線上游端點之距離(公里)。

例:

```
5555   14
6    1    2.0    0.5    0.8    2.0    2.2    2.5    0    0    0
```

節線 6 於車道 1 之左側在離節線上游端點 0.5 公里 [X(1) = 0.5] 到 0.8 公里 [Y(1) = 0.8] 之間有寬 2.0 公尺 [W(1) = 2.0] 之分隔物。此車道左側在 2.2 公里與 2.5 公里之間另有一寬 2.0 公尺 [W(2) = 2.0] 之分隔物。

如一車道左側之分隔物數超過 3 個，則可在上述 2 行之後再以檔型 14 之格式增加分隔物之狀況。但每一車道左側最多只能有 6 個分隔物。

檔型 20 資料

Link Itu L(1) L(2) ... L(6)

Link = 一節線之代號；

Itu = 從節線端點離開時之一行車方向之代號(見圖 6 及圖 7)；

L(*i*) = 以行車方向 Itu 離開節線時能使用之一車道的代號 (*i* = 1, 2,…, 6)；

如節線 Link 端點有 3 個行車方向，則需有 3 行此檔型資料。

模擬非阻斷性車流時，所有車輛皆視為直行車輛，因此行車方向代號訂為 5。

例:

```
5555   20
1     5     1     2     0     0     0     0
2     5     1     0     0     0     0     0
```

從節線 1 直行 (Itu = 5) 離開的車輛可用車道 1 及車道 2，從節線 2 直

行離開的車輛可用車道 1。

檔型 21 資料

Link ITY L(1) X(1) L(2) X(2) … L(6) X(6)

Link = 節線之代號；

ITY = 車種代號（1 =小車、2 =機車、3 =非排班之大客車、4 =大貨車、5 =半聯結車、6 =全聯結車，7 =市區排班之大客車、9 =所有車種）。

L(i) = 在節線下游端點的 6 種行車方向之一 (i = 1, 2, …, 6) 的代號，分析非阻斷性車流時，所有車輛是為直行車，所以 L(1) 須設定為 5，L(2), L(3), …, L(6)則為 0；

X(i) = 行車方向 L(i)之百分比 (%)。

除非 ITY 設定為 9，每一模擬車種需有檔型 21 的資料。

例:

```
5555
1    1    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
1    2    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
1    3    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
1    4    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
1    5    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
2    1    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
2    2    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
2    3    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
2    4    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
2    5    5   100.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0  0  0.0
```

從節線 1 及節線 2 之車道離開的 5 種車輛皆為直行車輛 (行車方向 5 之百分比 = 100 %)。

如果將上述檔型 21 節線 1 之資料改成如下所示之值，則節線 1 之所有車種有同樣之行車方向分布。左轉、直行與右轉之百分比各為 20.0%、70.0% 以及 10.0%

5555 21
1 9 3 20.0 5 70.0 7 10.0 0 0.0 0 0.0 0 0.0

檔型 25 資料

Node Sync Offset

此檔型只用在一節點之號誌與其他號誌有連鎖的狀況。

Node = 節點之代號；

Sync = 節點 Node 同步時相(sync phase)之代號；

Offset = 節點 Node 同步時相與基準節點(reference node)同步時相之時差(秒)。

例:

5555 25
5 1 30.5

節點 5 之第 1 時相為同步時相。其時差為 30.5 秒。換言之，基準節點同步時相之綠燈開始之後，節點 5 之第 1 時相的綠燈才開始。HTSS 模式將定時號誌週期(cycle)切成時制期間(timing interval)。

在一時制期間，燈號不變。不同期間之燈號展示則不相同。所以上述同步時相事實上是同步時制期間。

檔型 26 資料

Node K T S L_1 Z_{11} Z_{12} Z_{13} Z_{14} L_2 Z_{21} Z_{22} Z_{23} Z_{24}
(續) L_3 Z_{31} Z_{32} Z_{33} Z_{34} L_4 Z_{41} Z_{42} Z_{43} Z_{44}

此檔型只用在節點受定時號誌控制之情況。

Node = 節點之代號；

K = 號誌控制之第 k 個時制期間(timing interval)，k =1, 2,…,21；

T = 時制期間 K 之長度(秒)；

S = 時制期間 K 顯示燈號的代號，G=綠燈，Y=黃燈，AR=全紅；

L_i = 4 個受燈號 S 管制(有路權)之節線的代號，i =1, 2, 3, 4；

Z_{ij} = 節線 L_1、L_2、L_3 或 L_4 第 j 個受燈號 S 管制之行車方向的

代號，j =1, 2, 3, 4。如所有行車方向都受燈號 S 管制，則將節線所屬第 1 行車方向 Z_{11}、Z_{21}、Z_{31} 或 Z_{41} 設定為 99，其他 Z_{ij} 值則設定為 0。

例:

圖 13 顯示節點 10(路口)有 4 個節線(街道)交叉。此節點受定時號誌控制。相關之路權分配將東西向之左轉與直行/右轉車流分開，南北向車流則在綠燈開始之後可不分行車方向，同時進入路口。

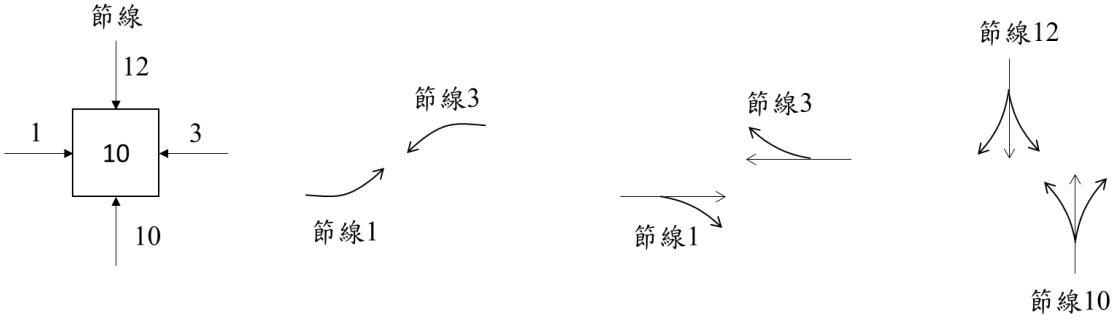


圖 13 檔型 26 資料相關之一假設狀況

如果東西向左轉車，東西向直行/右轉車，及南北向所有車輛所得的綠燈時間各為 25、60 及 35 秒，則相關檔型 26 資料可能如下：

```
5555   26
10  1    25    G     1   3 0 0 0    3   3 0 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  2     3    Y     1   3 0 0 0    3   3 0 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  3   1.5   AR     1   3 0 0 0    3   3 0 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  4    60    G     1   5 7 0 0    3   5 7 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  5   3.5    Y     1   5 7 0 0    3   5 7 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  6   1.5   AR     1   5 7 0 0    3   5 7 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  7    35    G    10  99 0 0 0   12  99 0 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  8     3    Y    10  99 0 0 0   12  99 0 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
10  9   1.8   AR    10  99 0 0 0   12  99 0 0 0    0 0 0 0 0   0 0 0 0 0
```

註: 左轉= 3；直行= 5；右轉= 7；所有方向= 99。

檔型 27 資料

K(1) L(1) K(2) L(2) K(3) L(3) K(4) L(4) K(5) L(5)

此檔型資料只用在從一節線可執行紅燈右轉的情況。

K(i) = 准許紅燈右轉之一節線代號 (i=1, 2, …,5)；

L(i) = 從節線 K(I)可紅燈右轉之車道的代號 (i=1, 2, …,5)。

例:

5555 27

2 1 5 4 8 1 0 0 0 0

車輛可用節線 2 車道 1，節線 5 車道 4，及節線 8 車道 1 執行紅燈右轉。

此檔型資料每行能設定 5 個節線。如准許紅燈右轉之節線越過 5 個，可多加幾行同型之資料。

檔型 28 資料

LK M T_1 T_2 T_3

此檔型資料只用在有定時匝道儀控之節線。

LK = 一節線之代號；

M = 儀控停止線與主線及匝道匯合點之距離(公尺)；

T_1 = 綠燈長度(秒)；

T_2 = 黃燈長度(秒)；

T_3 = 紅燈長度(秒)。

例:

5555 28

5 30.5 15.0 4.0 20.5

節線 5 有匝道儀控。儀控之停止線與主線及匝道匯合點之距離為 30.5 公尺。儀控每週期之綠燈、黃燈及紅燈長度各為 15 秒、4 秒及 20.5 秒。

檔型 30 資料

Node Iget IP IQ X(1) X(2) … X(6)

Node = 讓車輛進入模擬路段之一節點的代號（如圖 1(b)之 602）；

Iget = 進入之節線為內側節線時，Iget=2，否則 1；

IP = 模擬時段之代號，熱機時段為第 1 時段（IP=1），隨後時段之代號為 2, 3, …, 30）；

IQ = 時段 IP 之流率（輛/小時）；

X(1) = 小車之百分比（如 80.6）；

X(2) = 機車之百分比；

X(3) = 大客車之百分比；

X(4) = 單體大貨車之百分比；

X(5) = 半聯結車之百分比；

X(6) = 全聯結車之百分比；

市區排班公車除外，各車種百分比之總和必須等於 100。

例:

```
5555   30
601   1      1     1400.      90.0   5.0   0.0   0.0   5.0   0.0
601   1      2     1400.      90.0   5.0   0.0   0.0   5.0   0.0
602   1      1     1500.      90.0   5.0   0.0   0.0   5.0   0.0
602   1      2     1500.      90.0   5.0   0.0   0.0   5.0   0.0
```

在第 1 模擬時段(IP=1，亦即熱機時段)從節線 601 進入下游惟一的節線(非內側節線)的流率為 1,400 輛/小時，其中 90%為小車、5%為機車、5%為半聯結車。第 2 模擬時段的車流狀況相同，從節點 602 進入下游節線的流率為 1,500 輛/小時。

檔型 35 資料

LK ID TY L1 L2 X_1 X_2 X_3 B_1 D_1 B_2 D_2 B_3 D_3 B_4 D_4 B_5 D_5

此檔型資料只用在市區道路(節線)有公車站的情況，設定公車站類型、公車靠站使用之主線車道、公車彎位置、公車路線及各路線公車之平均靠站時間。

LK = 節線之代號；

ID = 節線 LK 上公車站之代號 (從上游到下游，依序訂為 1, 2, …, 5)；

TY = 公車站設施型態之代號 (1, 2, 3 或 4，見圖 14)，負值代表從主線車道離站時，不能變換車道；

L1 = 公車靠站時所用主線車道或與公車彎相鄰主線車道的代號 (見圖 14)；

L2 = 公車靠站時所用附屬車道(如公車彎)之代號 (見圖 14)；

X_1 = 公車站上游端點與節線起點之距離(公尺)，以站牌位置或站台端點衡量；

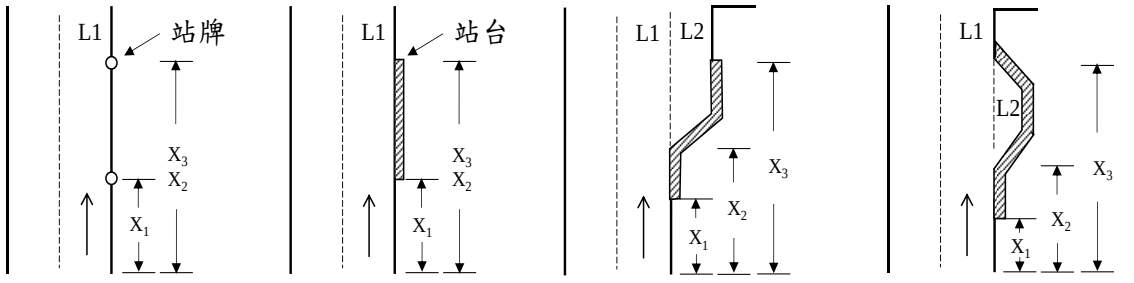
X_2 = 公車彎(TY=3 或 TY=4)起點附近車道寬最少 3.5 公尺之地點與節線起點之距離(公尺)，若無公車彎，則 X_2 須與 X_3 相等；

X_3 = 公車站下游端點或公車彎終點附近車道寬最少 3.5 公尺之地點與節線起點之距離(公尺)；

Bi = 在公車站停靠之 5 個 (i=1, 2, …, 5) 公車路線之代號；

Di = 公車路線 Bi 之平均靠站時間(秒)。

X_2 與 X_3 之差代表公車彎站台之有效長度。



TY=1(L2=0, X_2=X_3)　TY=2(L2=0, X_2=X_3)　TY=3 (部分附屬車道用為公車站台)　TY=4 (有公車專用靠站彎)

型 1　型 2　型 3　型 4

圖 14 公車站設置型態示意圖

例:

```
5555   35
5   2   1   1   0   500   540   540   1   26   3   15   4   20   0   0   0   0
6   1   -4   1   5   480   500   560   2   15   4   30   5   25   6   10   0   0
```

節線 5 之第 2 公車站 (ID=2) 屬型態 1 (TY=1) 之設施。公車靠站時須停在車道 1 (L1=1)。第 1 站牌及最後 1 站牌各距離節線上游端點 500 公尺及 540 公尺。因不屬型態 1 或型態 2 設施，所以 $X_2=X_3=540$，而且 L2 須設定為 0。此公車站讓公車路線 $B_1=1$、$B_2=3$ 及 $B_3=4$ 之公車停靠，各路線之平均靠站時間為 26 秒、15 秒及 20 秒。

節線 6 之第 1 公車站 (ID=1) 屬型態-4 (TY=-4) 之設施。相關之負值表示從主線車道 (L1=1) 離站時不能變換車道。公車除可用車道 1 (L1=1) 讓乘客上、下車之外，也可進入車道代號為 5 公車彎 (L2=5) 靠站。此車站讓屬公車路線 2, 4, 5 及 6 之公車靠站。公車路線 2 之公車的平均靠站時間為 15 秒。公車路線 6 之公車的平均靠站時間為 10 秒。各別公車之靠站時間則隨機變化。

檔型 36 資料

Line　M_1　M_2　……　M_{10}

此檔型資料只用在有市區排班公車時，設定各公車路線所經過之節線。

Line = 公車路線之代號 (1, 2, …, 10)；

Mi = 公車依序經過之第 i 個節線的代號 (不能超過 50 節線)。

此檔型資料每行只能設定 10 個通過之節線。如通過之節線超過 10，只須多加幾行資料。第 1 個節線必須為一進入路網之節線，最後 1 個節線必須為一離開模擬路網之節線。

例:

假設模擬路網的起點為節點 600。車輛由節線 8 進入路網(如同圖 2 之節線 1)，並由節線 21 離開路網(如同圖 2 之節線 6)。公車路線 6 及路線 5 之檔型 36 資料如下：

```
5555  36
2   8   10   13   14   0    0    0    0    0    0
5   8   4    6    7    8    9    10   11   12   13
5   15  16   21   0    0    0    0    0    0    0
```

這些資料表示公車路線 2 所屬之公車從節線 8 出發之後依序經過節線 10、13 及 14，然後離開模擬路網。公車路線 5 所屬之公車進入節線 8 之後依序經過節線 4、6、…16 及 21，然後離開路網。

模擬環狀路線公車時，該公車須回到出發之節點。例如一公車從圖 2 之節點 600 出發進入節線 1，則最後經過之節線必須為回到節點 600 之節線 6。

檔型 37 資料

L_1 H_1 L_2 H_2 L_3 H_3 L_4 H_4 L_5 H_5

此檔型只用在有市區排班公車時，設定各公車路線之發車車距。實際模擬之車距為排班車距之 70%~130%，隨機變化。

Li = 5 個 (i=1, 2, …, 5) 公車路線之代號；

Hi = 公車路線 Li 在路線起點發車之排班車距(分)。

例:

```
5555   37
1   5.0   2   10.0   0   0   0   0   0   0
```

公車路線 1 之排班車距為 5 分鐘，公車路線 2 之排班車距為 10 分鐘。

檔型 45 資料

Link Post L(1) L(2) L(3)

Link = 一節線之代號；

Post = 一速限區起點離節線起點之距離（公里），每一節線之第 1 速限區從節線的起點 (0 公里) 開始；

L(1) = 速限區內小車之速限（公里/小時）；

L(2) = 速限區內機車之速限（公里/小時）；

L(3) = 速限區內大車之速限（公里/小時）；

從上游到下游，每一速限區須有一行檔型 45 之資料。

例:

```
5555 45
1     0.0       50.     50.     40.
```

1	1.3	60	60	50
2	0.0	45.	45.	45.

節線 1 有 2 速限區(有 2 行輸入資料)。第一速限區從節線起點開始(POST = 0.0)，第二速限區從節線里程 1.3 公里處開始。第一速限區之大車速限為 40 公里/小時，其餘車輛的速限為 50 公里/小時。第二節線只有一速限區；所有車輛的速限皆為 45 公里/小時。

檔型 46 資料

Link Zone V_1 V_2 V_3

Link = 一節線之代號；

Zone = 速限區之代號（從上游到下游依序訂為 1, 2, 3, 4, 5）；

V_1 = 速限區 Zone 內小車之平均自由速率（公里/小時）；

V_2 = 速限區 Zone 內機車之平均自由速率（公里/小時）；

V_3 = 速限區 Zone 內大車之平均自由速率（公里/小時）；

沒有現場資料時，式 1 可用來估計郊區雙車道公路平直路段上之平均自由速率。

$$V_f = V_L + \beta\Delta \tag{1}$$

此式中，

V_f = 平均自由旅行速率(公里/小時)，

V_L = 速限(公里/小時)，

β = 車種調整係數(小車及機車：β=1；大客車：β=0.85；大型貨車：β=0.8)，

Δ = 20 公里/小時，如 $V_{L1} \leqq 40$ 公里/小時，

= $24 - 0.1V_{L1}$，如 $V_{L1} > 40$ 公里/小時。

V_{L1} = 小車速限(公里/小時)

郊區多車道公路平坦非阻斷性車流路段之平均自由速率也宜根據現場資料來設定。若無現場資料，可參考表 2 設定輸入值。

2021HTSS 模式假設速限 90 公里/小時之高速公路基本路段常有 100 公

里/小時之平均自由速率。速限若為 100 或 110 公里/小時，則相關平均自由速率比速限高 5 公里/小時。

至於公路隧道，本手冊建議用表 3 之數據設定代表性平均自由速率。

表 2 郊區多車道公路平坦非阻斷性車流路段之平均自由速率

車 種	速限 (公里/小時)	平均自由速率 (公里/小時)
小 車	60	67
	70	70
	80	89
大 車	60 或 70	66
	80	78
機 車	60 或 70	快車道：與小車相同 慢車道：51

表 3 隧道平均自由速率與速限之可能關係

隧道型態	速限 (公里/小時)	平均自由速率 (公里/小時)
工作性車流	90	95
	110	100
休閒性車流	80	90(無行車間距限制)
		80(有行車間距限制)
	90	95(無行車間距限制)
		90(有行車間距限制)
		85(有科技執法及行車間距限制)

例:

5555 46

611 1 90. 90. 90.

2 1 90. 90. 90.

節線 1 第一速限區所有車輛之平均自由速率皆設定為 90 公里/小時。節線 2 所有車輛之平均自由速率也設定為 90 公里/小時。

檔型 47 資料

Node V_1 V_2 V_3

Node = 讓車輛進入模擬路網之一節點的代號 (如圖 2 之 600、601)；

V_1 = 從 Node 進入路網時小車之平均自由速率（公里/小時)；

V_2 = 從 Node 進入路網時機車之平均自由速率（公里/小時)；

V_3 = 從 Node 進入路網時大車之平均自由速率（公里/小時)；

如進入路網之平均自由速率與檔型 46 設定之第一速限區的自由速率相同，則不必有檔型 47 的資料。

例:

5555 47
610 50 50 50
611 50 50 50

610 及 611 進入模擬路網時，所有車種之各別平均自由速率皆為 50 公里/小時。

檔型 50 資料

Link Zone Cap VC

Link = 一節線之代號；

Zone = 一速限區代號；

Cap = 假設速限區 Zone 為平直路段而且只有小車時之容量（小車/小時/車道)；

VC = 路段平直而且只有小車之臨界速率（公里/小時)。

除非有現場資料，設定檔型 50 資料時宜參考表 4~表 8 所列之代表性容量及臨界速率。

而表 6 中路肩開放時之每車道(包括路肩)容量乃根據兩假設情況：(1)

平常車道每車道之容量各減少大約 50 小車/小時；(2)路肩在整個路段進入壅塞狀況時之容量大約為 1,200 小車/小時。

例:

```
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity,    critical speed
1    1     1500          40.0
1    2     1550          45.0
2    1     1500          40.0
```

節線 1 兩速限區路段平直而且只有小車時之容量各設定為 1,500 及 1,550 小車/小時，其相關臨界速率各為 40.0 及 45.0 公里/小時。節線 2 只有一速限區，其設定的容量及臨界速率各為 1,500 小車/小時及 40 公里/小時。

表 4 郊區多車道公路平直路段快車道之容量及臨界速率

單向車道數	平均自由速率 (公里/小時)	容量 Q_{max} (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
2	90	1,760	75
	80	1,710	66
	70	1,650	57.5
	60	1,580	48.5
	50	1,500	40
3	90	1,730	75
	80	1,680	66
	70	1,620	57.5
	60	1,550	48.5
	50	1,470	40
4	90	1,710	75
	80	1,660	66
	70	1,600	57.5
	60	1,530	48.5
	50	1,450	40

表 5 郊區雙車道公路平直路段快車道之容量及臨界速率

平均自由速率 (公里/小時)	容量 Qmax (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	1,480	78
80	1,460	69
70	1,440	59
60	1,420	50
50	1,400	40

表 6 高速公路平直基本路段之容量及臨界速率

路肩 車道	單向 車道數	平均自由速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
不開放	2	115	2,050	105
		110	2,000	100
		105	1,950	95
		100	1,900	90
	3	115	2,000	105
		110	1,950	100
		105	1,900	95
		100	1,850	90
	4	115	1,950	105
		110	1,900	100
		105	1,850	95
		100	1,800	90

表 6 高速公路平直基本路段之容量及臨界速率(續)

路肩 車道	單向 車道數	平均自由速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
開放	2	115	1,730	100
		110	1,700	95
		105	1,670	90
		100	1,630	85
	3	115	1,760	100
		110	1,725	95
		105	1,690	90
		100	1,650	85

表 7 工作性車流隧道之容量及臨界速率

單向 車道數	平均自由速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
3	100	1,850	77
	95	1,800	74
	90	1,700	70
4	100	1,650	78
	95	1,450	78
註：隧道接近都會區；長度不超過 2.5 公里			

表 8 單向 2 車道，休閒性車流隧道之容量及臨界速率

隧道類型	長度 (公里)	平均自由速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)	跟車距離之限制
1	≈3	90	1,500	66	無
		85	1,370	65	
		80	1,220	64	
2	≈3	95	1,470	65	無
		90	1,400	65	
		85	1,300	64	
3	≈4	90	1,450	71	無
		85	1,430	69	
		80	1,400	67	
4	≈4	95	1,400	71	無
		90	1,350	66	
		85	1,300	62	
5	≈13	90	1,400	81	有
		85	1,350	75	
6	≈13	90	1,250	65	有
		85	1,100	64	

註：隧道遠離都會區，如國道 5 號公路隧道。

隧道出口與下游匝道之大約距離：

類型 1：0.6 公里；類型 2：1.0 公里；類型 3：1.5 公里；

類型 4：5.0 公里；類型 5：1.5 公里；類型 6：1 公里。

檔型 60 資料

Link ID Begin Over Slope

Link = 一節線之代號；

ID = 在節線 Link 上，從上游到下游依序之縱切線 (vertical tangent) 代號（1, 2, 3, …, 50）；

Begin = 縱切線起點與節線起點的距離（公里）；

Over = 縱切線終點與節線起點的距離（公里）；

Slope = 縱切線之坡度（%），上坡為正值，下坡為負值。

HTSS 模式讓使用者選擇代表縱切面定線 (vertical alignment 或 profile) 之性質。如一路段是根據現代公路設計標準所建造，因此有一連串的縱切線及豎曲線，則用檔型 60 資料訂定縱切面之性質比較方便。否則使用者必須用檔型 61 資料。

另一方面，如果模擬路段沒有坡度，則不須用檔型 60 或 61 之輸入資料。設定檔型 60 之資料時，一節線的第一縱切線起點(Begin)必須在該節線之上游(Begin<0)或在該節線之起點(Begin=0)。最後縱切線之終點(Over)必須在該節線之終點(Over=節線長度)或在該節線終點之下游(Over>節線長度)。

HTSS 模式根據 parabolic curve 之性質，用式(2)估計在兩縱切線之間縱曲線上任何一定點之坡度。

以圖 15 在節線起點兩旁之縱切線為例。如果起點左側之縱切線的坡度為 G_1，右側縱切線之坡度為 G_2，兩切線之間曲線之長度為 L，節線起點到上游切線之距離為 x，則路段在起點之坡度可估計如下：

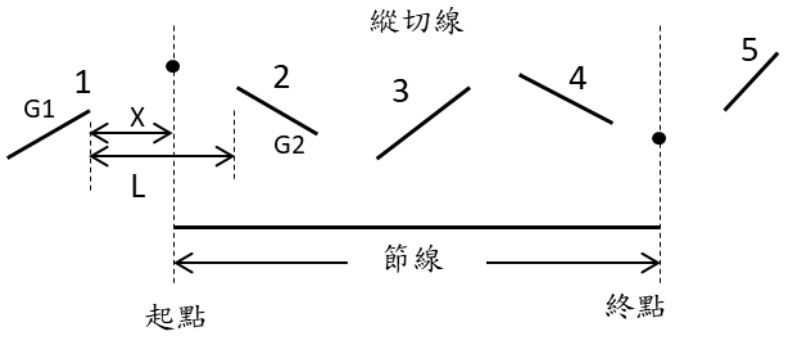


圖 15 設定節線縱切面定線(vertical profile)所需之縱切線示意圖

$$G = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} x \qquad (2)$$

此式中，

G ＝ 路段一定點之坡度（%，正值為上坡）；

G_1 ＝ 定點左側縱切線之坡度（%，正值為上坡）；

G_2 ＝ 定點右側縱切線之坡度（%，正值為上坡）；

L ＝ 兩縱切線之間縱曲線之長度；

x ＝ 定點與左側縱切線之距離。

設定縱切線之位置需知節線之起點，且設為基準點(X=0 公里)。如一地點在基準點上游，其與基準點之距離為負值，在基準點下游則為正值。此外，如縱切線跨越節線之起點或終點，如圖 16 之第 1 及第 4 縱切線，則該縱切線在節線之的部分可不計。

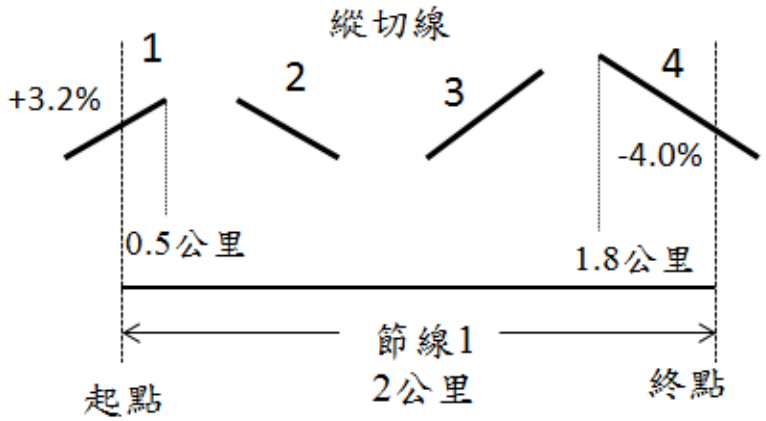


圖 16 節線起點及終點在縱切線上之示意圖

例:

假設圖 15 之節線長度為 3 公里，則第 1 及第 5 縱切線之檔型 60 資料可能如下：

```
5555    60
1       1       -0.6    -0.2    3.5
1       5        3.5     3.8    5.1
```

這些資料表示，第 1 縱切線為一上坡、坡度 3.5%、起點距節線起點上游 0.6 公里、終點距節線起點上游 0.2 公里。第 5 縱切線之起點及終點分別距離節線起點下游 3.5 及 3.8 公里。

圖 16 第 1 及第 4 縱切線之檔型 60 資料如下：

1 1 0.0 0.5 3.2
1 4 1.8 2.0 -4.0

上述第 1 縱切線之起點如果位於節線起點上游 0.5 公里，則其檔型 60 資料也可以設定為：

1 1 -0.5 0.5 3.2

檔型 61 資料

Link ID X E

Link = 一節線之代號；

ID = 一定點的代號，從上游到下游，依序為 1, 2, 3, …, 500；

X = 定點 ID 與節線起點之水平距離（公里）；

E = 定點 ID 之高程（公尺）；

如果不用檔型 60 資料設定縱切面的狀況，而且節線有坡度，則須設定檔型 61 資料。此資料之第一定點及最後一定點必須各為節線之起點及終點。兩定點之間的距離越短越能較準確地代表實際的縱切面。

例:

5555 61
1 1 0.0 100.0
1 2 1.6 196.0
1 3 3.2 205.0
2 1 0.0 205.0
2 2 1.6 196.0
2 3 3.2 100.0

節線 1 在里程 0.0 公里(節線起點)、1.6 公里及 3.2 公里(節線終點)處的高程各為 100 公尺、196 公尺及 205 公尺。節線 2 在里程 0.0 公里、1.6 公里及 3.2 公里處的高程各為 205 公尺、196 公尺及 100 公尺。分析實際路段時，如果坡度隨地點的變化很頻繁，最好沿公路中心線每 20 公尺左右有一高程的資料。

檔型 62 資料

Link ID Begin Over Radius

Link = 一節線之代號；

ID = 一平曲線之代號，從上游到下游，依序訂為 1、 2、 3、…、 50；

Begin = 平曲線 ID 起點與節線起點之距離（公里）；

Over = 平曲線 ID 終點與節線起點之距離（公里）；

Radius = 平曲線 ID 之曲率半徑（公尺）。

例:

```
5555 62
1     1     1.8   2.4   120.0
2     1     0.8   1.4   120.0
```

節線 1 及節線 2 各有一曲率半徑為 120 公尺之平曲線。節線 1 之平曲線從里程 1.8 公里到里程 2.4 公里。節線 2 之平曲線從里程 0.8 公里到里程 1.4 公里。

檔型 63 資料

Link ID Sup

Link = 一節線之代號；

ID = 一平曲線之代號，從上游到下游，依序訂為 1、 2、 3、…、 50；

Sup = 平曲線之超高率(%)。

HTSS 模式根據檔型 62 資料所訂的曲率半徑估計可能的超高率，如果有實際資料則宜用檔型 63 資料替代估計值。

檔型 81 資料

Link P Gap Diff ACC Dmin Beta Lmin

Link = 一節線之代號；

P = 不願意超車駕駛員的百分比（代表值：0.63）；

GAP = 被超越車輛與其前車最少應有之車距才能提供超車機會(代表值：4.0 秒)；

Diff = 超車車輛最高速率與被超越車輛車速之差距(代表值：25 公里/小時)；

ACC = 超車時之加速率(代表值：4 公里/小時/秒)；

Dmin = 超車車輛超過被超越車輛之後，兩車須有的最小距離才能讓超車車輛回到原來車道(代表值：15 公尺)；

Beta = 緩衝距離之調整係數(代表值：1.0)；

Lmin = 能被利用之超車區最小長度(代表值：160 公尺)。

緩衝距離代表超車車輛回到原來車道時與對向車輛應保持之最小安全距離。HTSS 模式係用美國 AASHTO 公路設計規範所用之緩衝距離作為代表性距離。此距離可估計為：

$$S = 5.67 + \frac{95.46}{1 + e^{-\frac{V_{\max} - 70}{14.654}}} \qquad (3)$$

此式中，

S = AASHTO 之緩衝距離(公尺)，

V_{max} = 超車時之最高速率(公里/小時)。

如果實際的緩衝距離與 AASHTO 所定的距離不同，則可用上述 Beta 輸入值更改。Beta 等於 0.8 表示緩衝距離是式 3 值之 80%。

例:

```
5555   81
0.63   5.0   25   4.0   10.0   1.0   160.
```

檔型 84 資料

L(1) G(1) L(2) G(2) L(3) G(3) L(4) G(4) L(5) G(5)

此檔型資料只用在需調整號誌化路口停等車疏解車距的情況。HTSS 模

式之代表性疏解車距是根據 80%的停等車隊最少有 20 輛之情況 (調整因素=1.0)。

L(i) = 需要調整停等車疏解車距之節線的代號 (i=1, 2, …, 5)；

G(i) = 節線 L(i)之調整因素。

一般而言，80%之車隊長度最少有 20 輛時，代表市區號誌化路口車流較高的情況 (代表性調整因素=1.00)。如果 80%之車隊長度最少有 15 輛，則適用之調整因素為 1.2 左右。郊區號誌化路口 80%之停等車隊長度最少有 7 輛時，適用之調整因素在 1.28 到 1.4 之範圍。調整因素可小於 1.0。

例:

```
5555   84
5   0.98   7   1.15   0   0   0   0   0   0
```

節線 5 之疏解率比代表性疏解率高，其調整因素 0.98 表示疏解車距比代表性車距稍短。節線 7 之疏解率比代表性疏解率低，其調整因素 1.15 表示疏解車距比代表性車距長。

檔型 85 資料

Alt Const

Alt =模擬路段之高程（公尺）；

Const =99 或任何 0 到 999 之數據（不能空白）。

HTSS 模式將每一模擬路段的高程設定為 200 公尺。此高程對坡度路段上車輛加速率的估計值有輕微的影響。如果 200 公尺之高程可接受，則不須用此檔型資料加以修改。

例:

```
5555   85
300   99
```

檔型 86 資料

Kind Mass Power Eff

Kind = 車種之代號（1=小車、2=機車、3=大客車、4=單體大貨車、

5=半聯結車、6=全聯結車、7=市區排班公車）；

Mass = 車種 Kind 之總重（kg，公斤）；

Power = 車種 Kind 之馬力（kW）；

Eff = 車種 Kind 之牽引力傳輸效率。

郊區雙車道公路、郊區多車道公路及高速公路基本路段各車種的代表性總重、馬力如表 9、表 10 及表 11 所示。市區排班公車當作大客車處理。

表 9 郊區雙車道公路代表性總重、馬力及牽引力傳輸效率

車種	總重(kg)	馬力(kW)	牽引力傳輸效率	kg/kW
小車	2,000	40	0.90	50.0
機車	180	3.8	0.90	47.4
大客車	15,000	180	0.85	83.3
大貨車	10,000	135	0.85	74.0
半聯結車	30,000	285	0.85	105.3
全聯結車	30,000	285	0.85	105.3

表 10 郊區多車道公路代表性車輛總重與馬力(kW)

車種	總重 (kg)	坡度					
		≦5%	6%	7%	8%	9%	10%
小車	2,000	37	37	37	38	38	39
機車	180	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0
大客車	15,000	161	164	167	170	173	176
大貨車	10,700	100	107	113	120	127	133
半聯結車	30,000	242	254	267	280	293	306

表 11 高速公路代表性車輛總重與馬力比

車種	總重 (kg)	馬力 (kW)	總重/馬力比
小車	2,000	36	56
大客車	15,000	215	70
大貨車	10,500	124	85
聯結車	32,000	260	123

例:

```
5555   86
1    2000.      40     0.92
2    180        3.8    0.92
3    15000      180    0.85
4    10000      135    0.85
5    30000      285    0.85
```

檔型 87 資料

Kind Drag Area

Kind = 車種之代號（1=小車、2=機車、3=大客車、4=單體大貨車、5=半聯結車、6=全聯結車、7=市區排班公車）；

Drag = 車種 Kind 氣流後拉係數 (drag coefficient)；

Area = 車種 Kind 之正向面積 (frontal area)（m^2）。

HTSS 模式將各車種的後拉係數及正向面積，設定如表 12 所示，市區排班公車當作大客車處理。如果表 12 所列之代表值不適用，則可用檔型 87 資料加以改正。

例:

```
5555   87
1    0.4    1.5
```

小車之後拉係數及正向面積各改為 0.4 及 1.5 平方公尺。

表 12 代表性後拉係數及正向面積

車種	後拉係數	正向面積 (m^2)
小車	0.3	2.0
機車	0.9	0.8
大客車(公車)	0.7	7.0
大貨車	0.7	10.7
半聯結車	0.7	10.7
全聯結車	0.7	10.7

檔型 94 資料

Chain LK(1) LK(2) ……. LK(20)

此檔型資料只用在須估計車輛經過一連串節線(如市區幹道)之平均速率的情況。

Chain = 一串節線之代號，從 1 到 10；

LK(i) = 一串節線中，從上游到下游，第 i 個節線的代號 (i=1, 2, …, 20)。

例:

```
5555  94
1  2  5  6  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0
2  4  9  8  1  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0  0
```

第一串節線 (Chain=1) 從節線 2 開始，依序包括節線 5 及 6。第二串節線 (Chain=2) 從節線 4 開始，依序包括節線 9, 8 及 1。

檔型 95 資料

Link D(1) D(2) …D(10)

Link = 一節線之代號；

D(i) = 從上游到下游，第 *i* 車輛偵測站與節線起點之距離（公里）；

HTSS 模式讓使用者在每節線上最多設置 10 個車輛偵測器，以利於進行交通分析，這些偵測器蒐集通過偵測站車輛的流率、空間平均速率、時間平均速率及各車種之百分比，如一節線無偵測站，則不須設定檔型 95 資料，

如果一節線之偵測站數少於 10，則不存在之偵測站須用 0 代表 D(i)之值。第 1 偵測站須在車輛進入節線之後以自由速率行駛 2 秒之下游，否則流率估計值可能產生大的誤差。

例:

```
5555 95
1   0.100   0.200   0.400   0.600   0.800   1.000   1.200   2.0   3.0   3.2
2   0.120   0.200   0.400   0.600   0.800   1.000   3.200   0.0   0.0   0.0
```

節線 1 有 10 個偵測站，節線 2 則只有 7 個偵測站。

檔型 97 資料

Fixed　Const

Fixed　= 0 或 1；

Const　= 99 或任何 0 到 999 之數據（不能空白）。

HTSS 之模擬車輛各有不同之行為（如加速率及欲維持之最高速率）。如模式之使用者欲使用代表性車輛（亦即有平均行車行為之車輛）估計自由速率隨坡度及坡長之變化，則須將 Fixed 設定為 1。否則不可用此檔型或必須將 Fixed 設定為 0。

應用 HTSS 模式時，一般不宜將檔型 97 資料放在輸入檔。因為如不小心將檔型 97 之 Fixed 設定為 1，則每一輛車完全有同樣的屬性(如車重)及行為。表 3 有檔型 97 之資料。因 Fixed 設定為 0，所以每一車輛的屬性及行為隨機變化。此檔型資料最好從輸入檔中刪掉以免發生錯誤。

例:

```
5555   97
1      99
```

檔型 98 資料

Node　Iget　h_0　h_1　h_2　h_3　h_4　h_5　h_6　h_7　h_8　h_9　h_{10}

Node = 產生車輛之節線的代號(如 601)；

Iget = 進入之節線為內側節線時，Iget=2，否則 1；

h_0 = 車輛抵達 Node 時車距 h 與平均車距 H 比之最小值(如 0.7)；

h_1 = 第 10 百分位 h/H；

h_2 = 第 20 百分位 h/H；

h_3 = 第 30 百分位 h/H；

h_4 = 第 40 百分位 h/H；

h_5 = 第 50 百分位 h/H；

h_6 = 第 60 百分位 h/H；

h_7 = 第 70 百分位 h/H；

h_8 = 第 80 百分位 h/H；

h_9 = 第 90 百分位 h/H；

h_{10} = 第 100 百分位 h/H。

HTSS 模式假設車輛以一近似隨機的型態進入模擬路網。如果車輛進入路網的車距 h 與平均車距 H 比之分布已知，如圖 17 所示，則可用檔型 98 資料要求 HTSS 模式用該分布產生車輛。

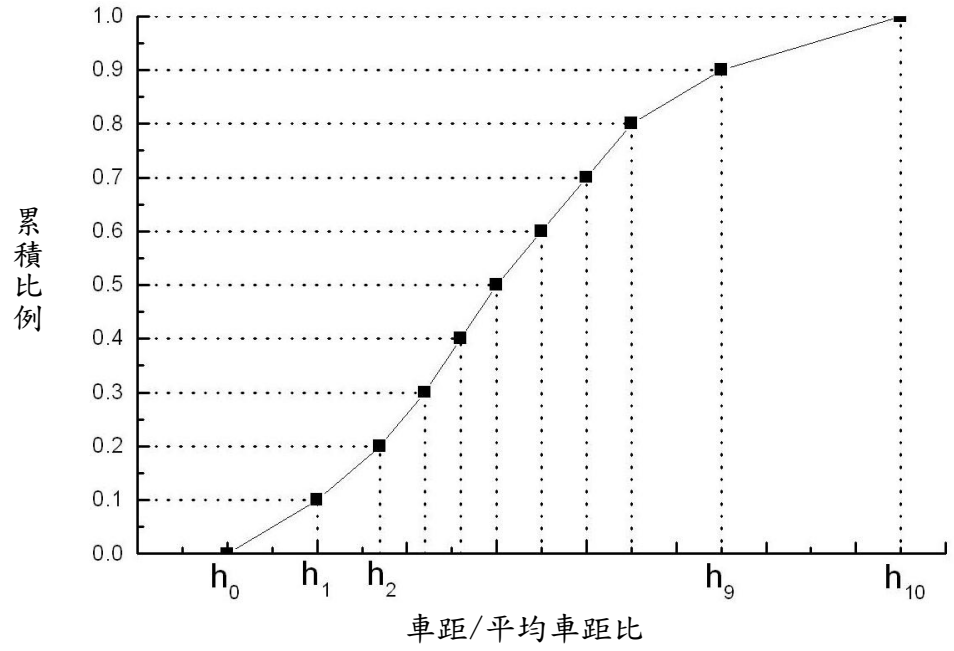


圖 17 車距與平均車距比之累積分布示意圖

例:

5555 98

601 1 0.5 0.56 0.65 0.85 1.02 1.11 1.19 1.23 1.28 1.29 1.30

四、輸出檔

除錯誤信息之外，HTSS 模式模擬郊區公路非阻斷性車流路段的輸出檔內容包括九項。

第一項輸出內容包括每一節線(Link) 及 車道之流率(Flow)、平均速率(Average Speed)、耗油量(Fuel Consumption，包括總量及每車公里平均消耗之油量)及車種組成。節線之流率是離開節線下游端點的流率。估計流率所用之時間為資料蒐集期間。平均速率等於節線的長度除以平均旅行時間。

第一項輸出內容之例:

***** LINK STATISTICS********

LINK	LANE	Flow (vph)	Space-Mean Speed (km/h)	Fuel Consumption		% of Vehicle Type					
				liters	liters/veh-km	1	2	3	4	5	6
1		862	53.8	32.6	0.049	95.4	0.0	0.0	4.6	0.0	0.0
	1	278	53.7			91.4	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0
	2	320	53.8			95.2	0.0	0.0	4.8	0.0	0.0
	3	264	54.0			100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

第二項輸出資料是根據各節線之速限及平均速率所估計之比值，如果一節線有不同速限區，則根據各速限區之長度及速限加權估計平均速限以跟平均速率比較。非阻斷性車流路段服務水準之劃分標準如表 14 所示。HTSS 模式不能直接估計路段之容量。本手冊例題 8 說明容量之估計方法。

第二項輸出內容之例:

**** Average Speed to Speed Limit Ratio ***

LINK	Speed Limit (km/h)	Average Speed (km/h)	Speed/Limit Ratio
1	50	2.4	0.05
2	50	53.8	1.0

第三項輸出資料顯示各節線中第一類型(Type 1)車道及第 2 類型(Type 2)車道之平均流率、平均速率及機車百分比。第 2 類型車道為機車佔 60%以上的車道。其他車道屬類型 1 車道。此項資料只有在一節線最少有一車道屬類型 2 車道才會出現在輸出檔中。

第三項輸出內容之例:

******Type 1 Lanes (motorcycles <= 60%) and Type 2 Lanes (motorcycles > 60%) Statistics*******

LINK	Lane Type	Flow (veh/h)	Motorcycle (%)	Average Speed (km/h)	Speed/Limit
2	1	328	15.5	51.2	1.02
2	2	1,482	75.1	54.3	1.09

第四項輸出資料包括每一節線、每一車道之平均停等延滯。有下列狀況之車輛屬停等車：

1. 速率在 5 公里/小時以下；
2. 非在加速中；
3. 與前車或停止線之距離小於 4.6 公尺 (一小客車之長度) 。

第四項輸出內容之例:

**** AVERAGE STOPPED DELAY **

LINK	LANE	Average Stopped Delay (s/veh)
1	1	18.0
1	2	17.4

第五項輸出資料為偵測站(Detector Station)之統計資料(Statistics)。每一

節線最多可有 10 個偵測站。每偵測站所蒐集的資料包括各車道(Lane)之流率(Flow)、時間平均速率(Time-Mean Speed)、空間平均速率(Space-Mean Speed)及車種組成。

第五項輸出內容之例:

DETECTOR STATION STATISTICS*

Link	Station (km)	Lane	Flow (vph)	Speed (m/h)		Vehicle Type (%)					
				Time-Mean	Space-Mean	1	2	3	4	5	6
1	0.001	1	859	57.4	57.0	40.5	59.5	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.001	2	945	57.8	57.5	50.4	49.6	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.500	1	868	35.6	18.9	38.8	61.2	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.500	2	950	37.2	21.3	60.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0

第六項輸出資料為偵測站(Detector Station)全部車道整體之(aggregated)統計資料(Statistics)。資料內容也包括流率(Flow)、時間平均速率(Time-Mean Speed)、空間平均速率(Space-Mean Speed)及車種組成。

第七項輸出資料為雙車道公路車輛之超車率(Passing Rate)。超車率等於一節線上所有超車次數佔使用該節線車輛數之百分比。如果一節線沒有超車行為，則不會有相關之輸出值。

第七項輸出內容之例:

*******PASSING RATE (number of passing maneuvers per Arrival x 100%) *****

Excluding Motorcycles

LINK	PASSING Zone	Departure Flow (vph)	Opposing Flow (vph)	Passing Rate (%)
2	1	598	393	22.5
5	1	393	598	10.7

第八項輸出資料為各公車路線之里程、平均速率及平均旅行時間。

第八項輸出內容之例:

********BUS LINE Statistics**********

Bus Line 1

Distance Traversed (km) =	13.4
Average Speed (km/h) =	40.5
Average Travel Time (min) =	19.9

Bus Line 2

Distance Traversed (km) =	7.8
Average Speed (km/h) =	27.0
Average Travel Time (min) =	17.3

第九項輸出資料為檔型 94 所列各串節線總長度、車輛平均速率及平均旅行時間。

第九項輸出內容之例:

Chains of Links Statistics*

---CHAIN=	1	
LINK 1	Average travel time (min) on link=	0.77
LINK 2	Average travel time (min) on link=	0.76
LINK 3	Average travel time (min) on link=	0.40
	Total Distance traversed (km)=	1.344
	Average speed (km/h)=	41.7
	Average travel time (min)=	1.93
	Weighted average speed limit,WSL (km/h)=	50.0
	Average Speed/WSL ratio=	0.83

五、服務水準等級劃分標準

前述輸出檔之內容不包括服務水準等級。模式使用者須根據輸出資料及下列表 13～16 所列之服務水準等級劃分標準訂定相關服務水準。

1. 非阻斷性路段

表 13 根據需求流率/容量之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量 (V/C)
A	V/C≦0.25
B	0.25<V/C≦0.50
C	0.50<V/C≦0.80
D	0.80<V/C≦0.90
E	0.90<V/C≦1.0
F	V/C >1.0

表 14 根據平均速率/速限之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限 ($\bar{V}/V_L$)
1	$\bar{V}/V_L \geqq 0.90$
2	$0.80 \leqq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

2. 幹道

表 15 幹道服務水準等級劃分之標準

服務水準	平均速率/速限 ($\bar{V}/V_L$)
A	$\bar{V}/V_L \geqq 0.80$
B	$0.60 \leqq \bar{V}/V_L < 0.80$
C	$0.50 \leqq \bar{V}/V_L < 0.60$
D	$0.40 \leqq \bar{V}/V_L < 0.50$
E	$0.20 \leqq \bar{V}/V_L < 0.40$
F	$\bar{V}/V_L < 0.20$

3. 號誌化路口

表 16 號誌化路口服務水準劃分標準

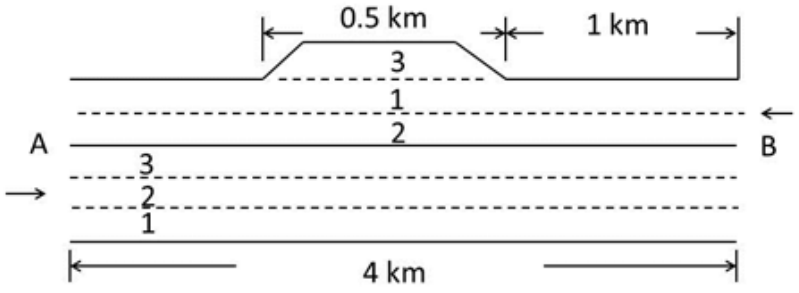
服務水準	平均停等延滯時間，d (秒/車)
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
D	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

六、應用例題

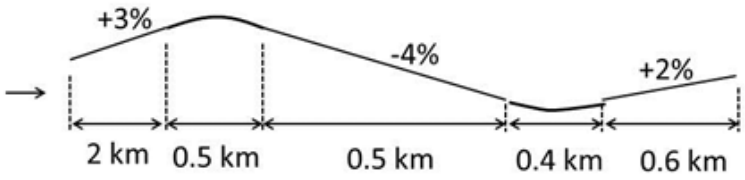
本節除例題 18 外，均為非阻斷性車流路段之模擬應用說明。號誌化路口、幹道、市區公車及機車專用道之例題詳見容量手冊各章內容。

例題 1：建立輸入檔 MULTI-S1.txt

一郊區多車道路段有如圖 18 所示之車道配置及坡度。此路段之縱切面有縱切線及拋物線型縱曲線。此外，在 A 端下游 2.5 公里及 3 公里之間有一曲率半徑 500 公尺，超高率 2.5%之平曲線。此路段從 A 端到 B 端之最外側車道為機車專用道，其車道寬為 2.5 公尺。其他車道的寬度皆為 3.5 公尺。速限為 70 公里/小時。試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運轉。



(a) 車道配置



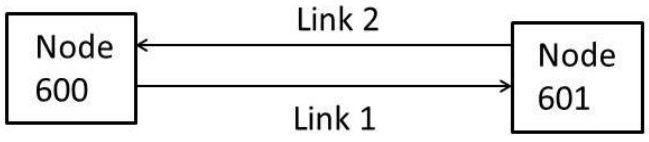
(b) 坡度

圖 18 例題 1 模擬路段之車道配置及縱切面示意圖

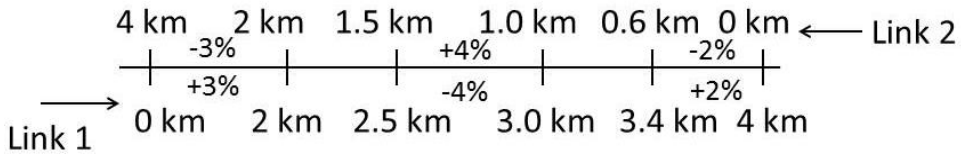
解：

上述的路段可用圖 19(a)所示之模擬路網來代表。因為有坡度及平曲線，設定檔型 60 及 62 資料檔之前須訂定各節線上縱切線及平曲線之位置。這些位置如圖 19(b)及 19(c)所示。

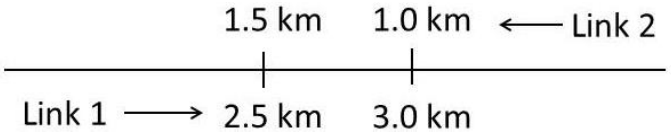
根據本手冊所描述的各檔型資料，表 17 所列之輸入檔可用來模擬圖 19 之多車道路段。此輸入檔檔名為 MULTI-S1.txt。此檔可從臺灣公路容量分析專區網站下載。



(a) 模擬路網



(b) 縱切線位置



(c) 平曲線位置

圖 19 例題 1 模擬路網縱切線及平曲線位置

表 17 例題 1 輸入資料檔 MULTI-S1.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods, etc.
2    2    400   1200   0.5   119138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1    600    601   1    NO    3       3.50   2.5   1    1.5   0.0   4.0       MULTI
2    601    600   1    NO    2       3.50   0.0   0    1.5   0.0   4.0       MULTI
5555 5     read type 5 data, auxiliary lanes
2      1      MID  3    0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 11    Exclusive/reserved lane
1      1      1      0.0   4.0   2     0     0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1      5      1      2      3      0     0     0
2      5      1      2      0      0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1      9      3     0.0   5     100.0   7   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
2      9      3     0.0   5     100.0   7   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600   1      1      3750.   70.0   30.0   0.0   0.0   0.0   0.0
600   1      2      3750.   70.0   30.0   0.0   0.0   0.0   0.0
601   1      1      2000.   85.0   10.0   0.0   0.0   5.0   0.0
601   1      2      2000.   85.0   10.0   0.0   0.0   5.0   0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1    0.0      70.   70.     70.
2    0.0      70.   70.     70.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1    1   70   60   68
2    1   70   60   68.
```

表 17 例題 1 輸入資料檔 MULTI-S1.txt(續)

```
5555 47 beginning free-flow speed
600     69     62       65
601     75     65       68
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed
1    1       1900      52.0
2    1       1900      52.0
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1     1     0.0       2.0       3.0
1     2     2.5       3.0      -4.0
1     3     3.4       4.0       2.0
2     1     0.0       0.6      -2.0
2     2     1.0       1.5       4.0
2     3     2.0       4.0      -3.0
5555 62 TYPE 62 LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
1    1     2.5    3.0      500.
2    1     1.0    1.5      500.
5555 63 TYPE 63 LINK,Horizontal Curve ID,Superelevation
1    1     2.5
2    1     2.5
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1       2000       37     0.92
2        180        5     0.92
3      15000      161     0.85
4      10700      100     0.85
5      30000      242     0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1    0.15     0.2    0.4    0.6    0.8      1.5    2.0    2.5    3.0    4.0
2    0.12     0.2    0.6    0.9    1.25     1.5    2.0    2.5    3.0    3.9
5555 97      with or without variation in behavior
0       99
99999 99999
```

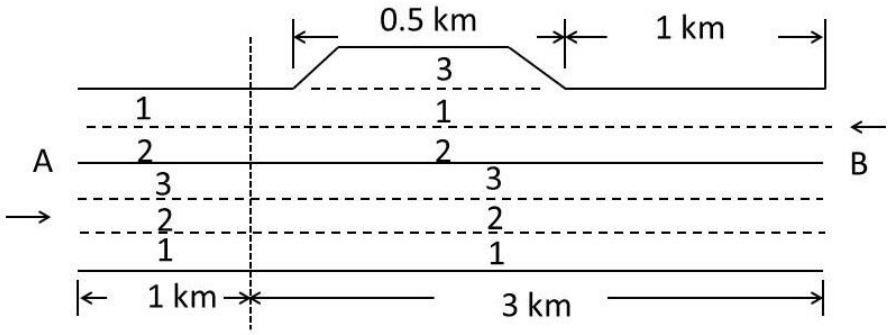
例題 2：建立輸入檔 MULTI-S2.txt

如果圖 18 所示之路段須在離 A 端 1 公里處分成兩路段來模擬，如圖 20(a)所示，試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運轉。

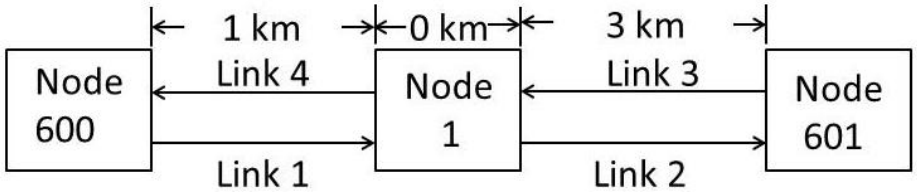
解：

分隔後之路段可用圖 20(b)所示之路網來代表。此路段有 3 個節點及 4 條節線。原來縱切線及平曲線的位置(見圖 19)須根據各節線的起點重新訂定。結果如圖 21(a) 及 21(b) 所示。

因為圖 20(b)的路網比圖 19(a)的路網多出一節點及兩節線。所以表 17 之資料檔必須擴充，結果如表 18 所示。此輸入資料檔檔名為 MULTI-S2.txt。此檔也可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

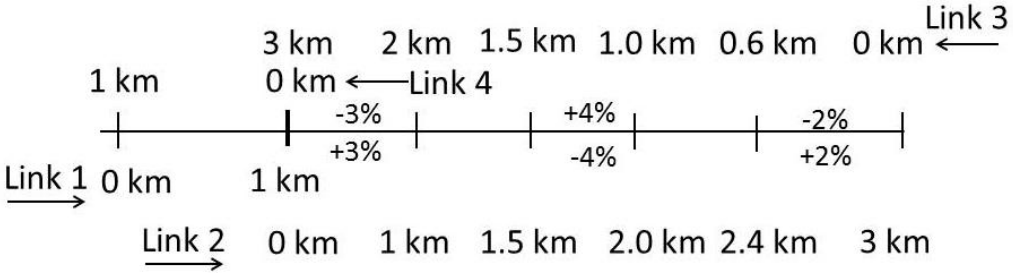


(a)模擬路段

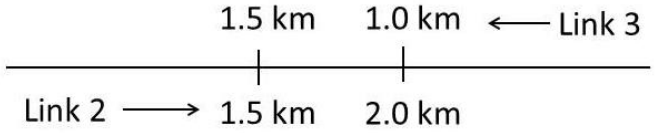


(b)模擬路網

圖 20 模擬路段之分隔及相關模擬路網



(a)縱切線位置



(b)平曲線位置

圖 21 例題 2 縱切線位置及平曲線位置

表 18 例題 2 輸入資料檔 MULTI-S2.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods,etc.
2    2    400   1200   0.5   119138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1    600    1      1     NO    3      3.50   2.5   1   1.5   0.0   1.0     MULTI
2    1      601    1     NO    3      3.50   2.5   1   1.5   0.0   3.0     MULTI
3    601    1      1     NO    2      3.50   0.0   0   1.5   0.0   3.0     MULTI
4    1      600    1     NO    2      3.50   0.0   0   1.5   0.0   1.0     MULTI
5555 2       Type 2 data, link connection
1      5      2      1      1        0.0
3      5      4      1      1        0.0
5555 3     type 3 data, entry link orientation at each node
1      1      0      0      0      3      0      0      0
600    4      0      0      0      0      0      0      0
601    2      0      0      0      0      0      0      0
5555 5     read type 5 data, auxiliary lanes
2      1      MID   4     0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 11    Exclusive/reserved lane
1      1      1      0.0   1.0   2     0     0
2      1      1      0.0   3.0   2     0     0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1      5      1      2      3      0     0     0
2      5      1      2      3      0     0     0
3      5      1      2      0      0     0     0
4      5      1      2      0      0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1      9      3     0.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
2      9      3     0.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
3      9      3     0.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
4      9      3     0.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1      1      3750.   70.0   30.0   0.0   0.0   0.0   0.0
600    1      2      3750.   70.0   30.0   0.0   0.0   0.0   0.0
601    1      1      2000.   85.0   10.0   0.0   0.0   5.0   0.0
601    1      2      2000.   85.0   10.0   0.0   0.0   5.0   0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0      70.   70.     70.
2     0.0      70.   70.     70.
3     0.0      70.   70.     70.
4     0.0      70.   70.     70.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    70    60    68
2     1    70    60    68.
3     1    70    60    68
4     1    70    60    68.
5555 47 beginning free-flow speed
600     69     62      65
601     75     65      683
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed
1    1       1900     52.0
2    1       1900     52.0
3    1       1900     52.0
4    1       1900     52.0
```

表 18 例題 2 輸入資料檔 MULTI-S2.txt(續)

```
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1     1     0.0       1.0       3.0
2     1     0.0       1.0       3.0
2     2     1.5       2.0      -4.0
2     3     2.4       3.0       2.0
3     1     0.0       0.6      -2.0
3     2     1.0       1.5       4.0
3     3     2.0       3.0      -3.0
4     4     0.0       1.0      -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
2    1     1.5    2.0      500.
3    1     1.0    1.5      500.
5555 63 TYPE 63 LINK,Horizontal Curve ID,Superelevation
1    1     2.5
2    1     2.5
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1       2000       37      0.92
2        180        5      0.92
3      15000      161      0.85
4      10700      100      0.85
5      30000      242      0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1   0.15     0.2   0.4     0.6   0.8     0.95   0.0    0.0    0.0    0.0
2   0.12     0.2   0.6     0.9   1.25    1.5    2.0    2.5    3.0    0.0
3   0.13     1.5   2.9     0.0   0.0     0.0    0.0    0.0    0.0    0.0
4   0.14     0.5   0.95    0.0   0.0     0.0    0.0    0.0    0.0    0.0
5555 97      with or without variation in behavior
0       99
99999 99999
```

例題 3：用高程訂定縱切面(vertical profile)

如果圖 18 路段之縱切面不能用縱切線及拋物線型的縱曲線來代表，如何建立模擬縱切面的資料檔。

解：

因為不能用縱切線及拋物線型的縱曲線來代表縱切面，所以表 17 MULTI-S1.txt 輸入檔中之檔型 60 資料不適用。適用的資料檔為檔型 61。此檔型資料包括在每一節線起點(里程=0 公里)與終點中間，一系列定點的高程。如果圖 18(a) 所示路段之縱切面可用在 5 個地點測量到的高程來代表(註：有高程的地點必須包括各節線之起點及終點)，則檔型 61 資料可能如下所示：

```
1   1   0.000   151.3
1   2   0.505   172.6
```

1 3 1.520 143.2
1 4 3.000 156.9
1 5 4.000 162.8
2 1 0.000 162.8
2 2 1.000 156.9
2 3 2.480 143.2
2 4 3.495 172.6
2 5 4.000 151.3

用高程設定縱切面時，大約每 25 公尺平面距離就須有一高程資料，否則難以準確估計車輛在不同地點之速率。

例題 4 無專用道之路段(節線)

如果圖 18 所示路段，從 A 端到 B 端方向最外側車道不是機車專用道，而是寬 3.5 公尺之共用車道，試修改表 17 之輸入檔。

解：

因所有車道有同樣寬度，檔型 1 屬節線 1 之資料必須從原來的

1 600 601 1 NO 3 3.5 2.5 1 1.5 0.0 4.0 MULTI

改為

1 600 601 1 NO 3 3.5 0.0 0 1.5 0.0 4.0 MULTI

此外，因無專用道，所以檔型 11 資料必須從表 17 之輸入檔除掉。

例題 5 改變坡度

如果圖 18 所示路段從 A 端到 B 端的坡度為+4%(B 端到 A 端的坡度為 -4%)，試修改表 17 之輸入檔。

解：

檔型 60 之資料必須改為

1 1 0.0 4.0 4.0

2 1 0.0 4.0 -4.0

例題 6 代表性車輛上坡時自由旅行速率與行車距離之關係

試說明如何使用 HTSS 模式探討代表性車輛上坡時自由旅行速率隨行車距離之變化。

解：

本例題牽涉到幾項工作。

1. 用輸入檔建立分析路段及相關之車流狀況與交通控制。檔型 1 之 Cont 須設定為 NO(無控制)。臺灣公路容量分析專區網站提供之 upgrade.txt 可用來協助輸入檔之設定。
2. 用檔型 30 資料將代表性車輛所屬車種(如 upgrade.txt 之半聯結車)之需求流率訂為 20 輛/小時以產生自由旅行狀況。
3. 用檔型 46 資料設定每一速限區之平均自由速率(如 upgrade.txt 中之 100 公里/小時)。
4. 用檔型 47 資料設定代表性車輛剛進入分析路段時之自由速率(如 upgrade.txt 中之 100 公里/小時)。
5. 用檔型 60(或 61)資料設定上坡起點、終點及其間之坡度。upgrade.txt 之分析路段(長 5 公里之上坡)有均勻之 3.0%坡度。
6. 用檔型 86 資料設定代表性車輛之質重、馬力及動力傳輸效率。upgrade.txt 中列有 6 車種之相關屬性。
7. 用檔型 95 資料設定 10 處偵測站以蒐集代表性車輛經過各站時之速率。upgrade.txt 所設定之站位從分析路段起點(0.0 公里)到下游 2.5 公里處。
8. 將檔型 97 資料之 2 個輸入數值皆設定為 1 以表示每一模擬車輛之屬性(如車長、加速性能、質重、馬力等)及行車行為皆相同。
9. 執行模擬並用輸出檔中 DETECTOR STATION STATISTICS 所列之 station(地點)及 speed(速率)探討速率隨地點之變化。如上坡速率還在下降中，可將檔型 95 資料原先設定之偵測站位置往下游移動(如設定在 2.5、2.8、3.1、…5.0 公里)，然後重新模擬。

例題 7 流率隨時間而變

如果在模擬總時間內，流率隨時間而變化，因此模擬時間須分成 3 個

時段(包括熱機時段 400 秒，其後 2 時段各 800 秒)。試修定表 17 之輸入檔。

解：

檔型 0 及檔型 30 資料必須更改。檔型 0 資料可改成：

2 3 400 800 0.5 19138

檔型 30 資料必須包括每一時段之需求流率及車種百分比，如：

600	1	1	2000	70.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0
600	1	2	3050	70.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0
600	1	3	4075	80.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601	1	1	2000	85.0	10.0	0.0	0.0	5.0	0.0
601	1	2	2950	85.0	10.0	0.0	0.0	5.0	0.0
601	1	3	3200	80.0	10.0	0.0	0.0	10.0	0.0

例題 8 估計容量

試說明如何應用 HTSS 模式來估計一路段(節線)的容量。

解：

非阻斷性車流路段的容量受車道數、自由速率、坡度、坡長、曲率半徑、車種組成及駕駛行為等因素影響，其值通常屬車流很接近不穩定之狀況，所以難以確定。HTSS 模式用檔型 46 及 47 資料所設定之平均自由速率及檔型 50 所設定路段為平直且只有小車時之預期容量及臨界速率來控制模擬之車流特性。在路段平直且只有小車之情形下，模擬所得之容量值通常與檔型 50 資料設定值的差異一般不超過 50 小車/小時。如上述平均自由速率、容量及臨界速率輸入值之組合異常(如臨界速率比自由速率低 25 公里/小時以上)，則模擬結果可能與預期值有較大差異。

不論分析路段是否平直或有坡度、曲度及不同車種，用 HTSS 模式估計容量的程序包括下列步驟：

1. 根據欲模擬的狀況建立輸入檔。其中檔型 0 資料之重複模擬次數宜設定為最少 10 次。此外，須注意檔型 50 資料中之容量及臨界速率為假設路段平直而且只有小車時之預期值。
2. 用檔型 30 將進入分析路段之需求流率設定在很可能低於容量之值。例如只有小車時，高速公路、郊區多車道公路及郊區雙車道公路之需求流率可分別先設為 1,500、1,200、1,000 小車/小時/車道×車道數。

根據設定之需求流率執行模擬並紀錄輸入檔中在「LINK STATISTICS」標題下，從分析節線離開之流率(輸出流率)及平均速率。

3. 增加需求流率重新模擬，直到需求流率增加時，輸出流率呈穩定狀況或降低，而且平均速率急速下降為止。平均速率急速下降表示車道已進入不穩定之壅塞狀況，在這之前的最高流率可視為容量估計值之一樣本。
4. 若欲增進容量估計值之代表性，可將檔型 0 資料中之隨機亂數更改再重新模擬，以取得另一估計樣本。各樣本之平均值代表分析路段之容量。

圖 22 顯示一次模擬作業(HTSS 模式自動用不同亂數重複模擬 10 次)之結果。此圖顯示 2 車道之需求流率低於 3,600 小車/小時之情況下，從節線 1 離開之流率大約等於需求流率。平均速率則隨需求流率之增加而逐漸降低到 75 公里/小時左右。需求流率超過 3,600 小車/小時之後，平均速率急速下降。能離開節線 1 之流率也隨著顯著下降。因此 3,600 小車/小時可當作容量估計值之一樣本。

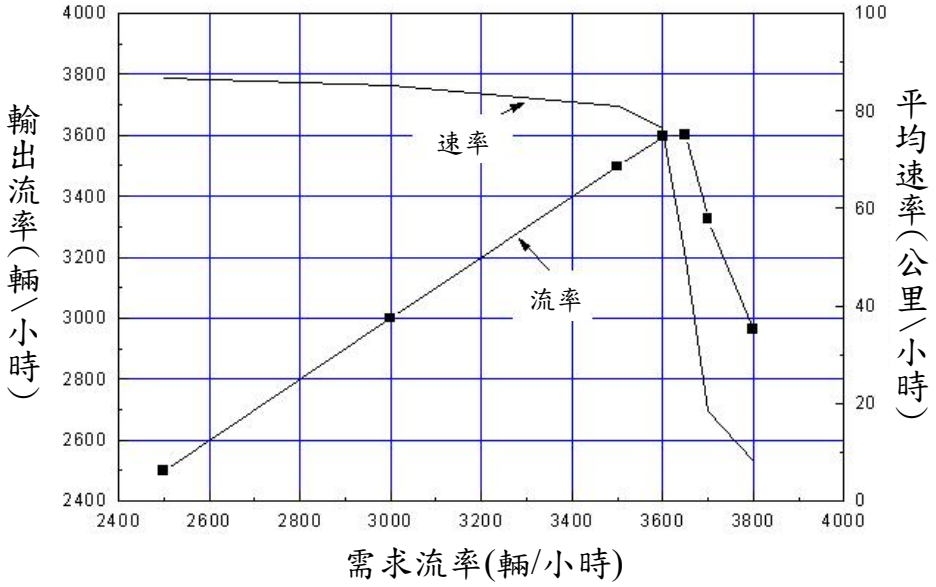


圖 22 容量估計之例

本例題顯示需求流率超過 3,600 輛/小時之後，能從節線 1 離開之流率顯著及相關平均速率皆顯著下降。但是在某些狀況下，平均速率急速下降之後，輸出流率可能還會繼續增加。如果最高流率之相關平均速率比平均自由

速率低 35 公里/小時或低於 70 公里/小時，則該最高流率於規劃或分析高速公路設施之應用價值很低，不宜當作容量之估計樣本。

例題 9 評估服務水準

試說明如何使用 HTSS 模式評估一路段之服務水準。

解：

一路段的服務水準有時須根據 V/C 比及平均速率與速限的比值來評估。HTSS 模式各節線的輸出資料(在 Link Statistics 中)有平均速率與速限之比值。

欲根據 V/C 比評估服務水準則須根據例題 8 所描述的步驟先估計容量，然後估計需求流率與容量之比值(亦即 V/C 比)。服務水準等級須根據表 13~16 所示的標準來訂定。如果 V/C 比所屬之服務水準等級為 B，速率/速限比值所屬之服務水準等級為 4，則分析路段之綜合服務水準等級為 B4。

規劃郊區公路時，根據 V/C 比之服務水準等級不宜在 C 級以下，市區道路的服務水準則不應低於 D 級。不論市區或郊區道路，平均速率所屬之服務水準不宜低於表 14 之第 3 級或表 15 之 C 級。

例題 10 評估附屬車道

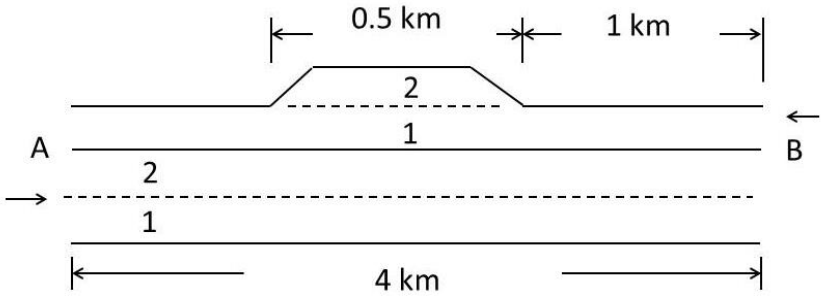
因為車輛進出附屬車道的位置不固定，而且附屬車道使用率隨主線車流狀況而變，所以 HTSS 模式沒有附屬車道之平均速率及容量估計值。試說明如何利用 HTSS 模式評估附屬車道之交通運轉。

解：

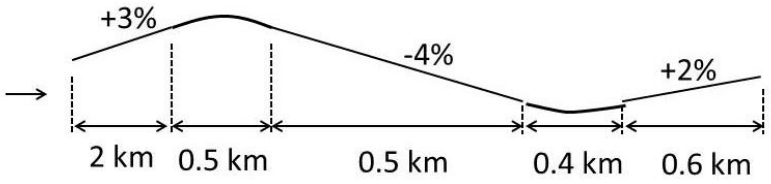
附屬車道之運轉可從兩方面來評估。第一，模式使用者可用檔型 95 資料在附屬車道之起點及終點之間設定偵測站，然後根據輸出檔中 Detector Station Statistics 所示之速率，流率及車種組成判斷附屬車道之功能。第二，模式使用者可比較有附屬車道及無附屬車道之模擬結果來評估附屬車道對路段容量及服務水準的影響。目前缺乏有關在一節線兩端之間附屬車道使用特性之現場資料，所以 HTSS 模式根據假設的行為決定一車輛是否會進入附屬車道。

例題 11 建立郊區雙車道公路輸入檔 2Lane-S1.txt

一郊區雙車道公路有如圖 23 所示的車道配置及坡度。此路段從 A 端到 B 端有一寬 1.6 公尺之機車可用車道及一汽、機車混合車道，從 B 端到 A 端則有一汽、機車混合車道及一在兩端點之間的附屬車道(註：HTSS 模式不能模擬同時有機慢車道及附屬車道之雙車道公路)。此路段的縱切面有 3 個縱切線及切線之間拋物線型縱曲線，如圖 18(b)所示。此外，在離 A 端 2.5 公里及 3.0 公里之間有一曲率半徑 200 公尺，超高率 4%之平曲線。從 B 端到 A 端無超車區。A 端到 B 端方向，離 A 端 1.2 公里到 1.7 公里，及 2.5 公里到 3.5 公里之間各有一超車區。路段之速限為 60 公里/小時。試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運轉。



(a) 車道配置



(b) 坡度

圖 23 例題 11 路段之車道配置及坡度

解：

上述路段可用圖 19(a)所示之模擬路網來代表。因為有坡度及平曲線，設定檔型 60 及 62 資料之前須訂定各節線上縱切線及平曲線的位置。這些位置如圖 19(b)及 19(c)所示。

根據本手冊所描述的各檔型資料，表 19 所列的輸入檔可用來模擬上述雙車道公路之交通運轉。此輸入檔檔名為 2Lane-S1.txt，此檔可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

表 19 例題 11 輸入資料檔 2Lane-S1.txt

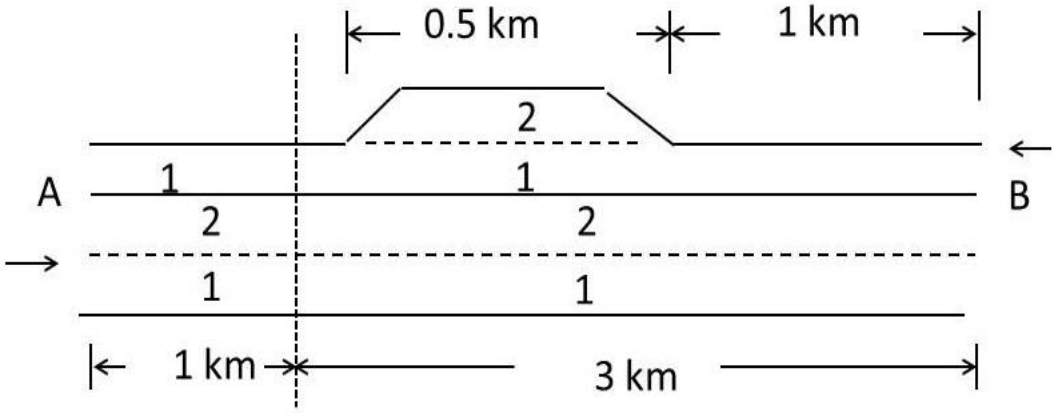
```
5555 0        simulation controls,number of runs, # periods, etc.
2     2     400    1200    0.5    119138
5555 1        read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1     600     601    1     NO     2        3.50    1.6    1 1.5    0.0    4.0        TWO
2     601     600    1     NO     1        3.50    0.0    0 1.5    0.0    4.0        TWO
5555 5      read type 5 data, auxiliary lanes
2       1       MID   2     0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 10    2-Lane highway passing zone
1       1       1.2    1.7     2.5    3.5    0.0    0.0    0.0    0.0    0.0    0.0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1       5       1       2       0       0     0     0
2       5       1       2       0       0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       3       00.0    5     100.0    7       0.0     0    0.0    0    0.0    0    0.0
2       9       3       00.0    5     100.0    7       0.0     0    0.0    0    0.0    0    0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1       1       3750.    70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
600    1       2       3750.    70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
601    1       1       2000.    85.0    10.0    000.0    000.0    5.0        0.0
601    1       2       2000.    85.0    10.0    000.0    000.0    5.0        0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       70.    70.      70.
2     0.0       70.    70.      70.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    70    60    68
2     1    70    60    68.
5555 47 beginning free-flow speed
600      69      62        65
601      75      65        68
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed
1    1        1575      56.0
2    1        1575      56.0
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1     1     0.0       2.0       3.0
1     2     2.5       3.0      -4.0
1     3     3.4       4.0       2.0
2     1     0.0       0.6      -2.0
2     2     1.0       1.5       4.0
2     3     2.0       4.0      -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
1    1      2.5    3.0      200.
2    1      1.0    1.5      200.
5555 63 Type 63        Superelevation rate
1    1      4.0
2    1      4.0
5555 81 passing behavior
0.63      5.0      25      4.0      30.0      1.0      160.
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1      2000.        40          0.92
2      180          3.8         0.92
3      15000        180         0.85
4      10000        135         0.85
5      30000        285         0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1    0.02      0.2    0.4    0.6    0.8      1.5    2.0    2.0    3.0    4.0
2    0.02      0.2    0.6    0.9    1.25     1.5    2.0    2.5    3.0    3.9
5555 97      with or without variation in behavior
0       99
99999 99999
```

例題 12：郊區雙車道公路輸入檔 2Lane-S2.txt

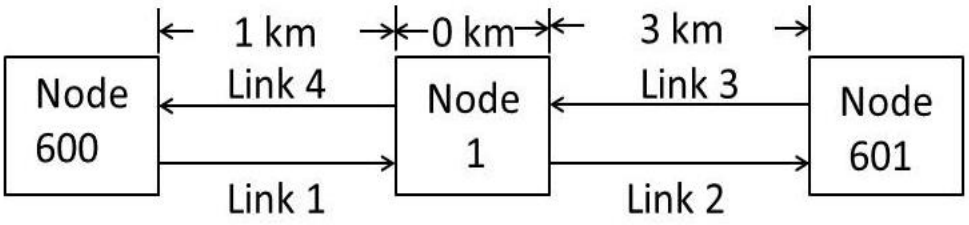
如果圖 23 所示之路段須在離 A 端 1 公里處分成兩路段來模擬，如圖 24 (a)所示，試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運轉。

解：

分隔後之路段可用圖 24(b)之模擬路網來代表。此路網有 3 個節點及 4 條節線。原來縱切線及平曲線的位置(見圖 19)須根據節點的起點(里程=0 公里)來訂定。超車區之位置也須重新訂定。可用來模擬上述公路的輸入資料檔如表 20 所示。此檔之檔名為 2Lane-S2.txt。臺灣公路容量分析專區網站也有此檔讓有意使用者下載。



(a) 車道配置



(b) 模擬路網

圖 24 例題 12 路段車道配置及模擬路網

表 20 例題 12 輸入資料檔 2Lane-S2.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods,etc.
2    2    400   1200   0.5   119138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1    600    1      1     NO    2      3.50   1.6   1 1.5   0.0   1.0      TWO
2    1      601    1     NO    2      3.50   1.6   1 1.5   0.0   3.0      TWO
3    601    1      1     NO    1      3.50   0.0   0 1.5   0.0   3.0      TWO
4    1      600    1     NO    1      3.50   0.0   0 1.5   0.0   1.0      TWO
5555 2       Type 2 data, link connection
1      5      2      1      1        0.0
3      5      4      1      1        0.0
5555 3     type 3 data, entry link orientation at each node
1      1      0      0      0      3      0      0        0
600    4      0      0      0      0      0      0        0
601    2      0      0      0      0      0      0        0
5555 5     read type 5 data, auxiliary lanes
3      1      MID   3     0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 10    2-Lane highway passing zone
1      1      0.2   0.7    1.5   2.5   0.0   0.0   0.0   0.0   0.0   0.0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1      5      1      2      0      0     0     0
2      5      1      2      0      0     0     0
3      5      1      0      0      0     0     0
4      5      1      0      0      0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1      9      3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
2      9      3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
3      9      3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
4      9      3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1      1      1750.   70.0   30.0   000.0   000.0   000.0   0.0
600    1      2      1750.   70.0   30.0   000.0   000.0   000.0   0.0
601    1      1      1000.   85.0   10.0   000.0   000.0   5.0    0.0
601    1      2      1000.   85.0   10.0   000.0   000.0   5.0    0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0      60.   60.     60.
2     0.0      60.   60.     60.
3     0.0      60.   60.     60.
4     0.0      60.   60.     60.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1   70   60   68
2     1   70   60   68.
3     1   70   60   68
4     1   70   60   68.
5555 47 beginning free-flow speed
600     69     62      65
601     75     65      68
```

表 20 例題 12 輸入資料檔 2Lane-S2.txt(續)

```
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed
1    1       1575      56.0
2    1       1575      56.0
3    1       1575      56.0
4    1       1575      56.0
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1      1     0.0       1.0       3.0
2      1     0.0       1.0       3.0
2      2     1.5       2.0      -4.0
2      3     2.4       3.0       2.0
3      1     0.0       0.6      -2.0
3      2     1.0       1.5       4.0
3      3     2.0       3.0      -3.0
4      0     0.0       1.0      -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
2    1     1.5    2.0      200.
3    1     1.0    1.5      200.
5555 63 Type 63        Superelevation rate
2    1     4.0
3    1     4.0
5555 81 passing behavior
0.63      5.0      25      4.0      30.0      1.0      160.
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1      2000.        40      0.92
2      180          3.8     0.92
3      15000      180     0.85
4      10000      135     0.85
5      30000      285     0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1    0.02      0.2    0.4    0.6      0.8      0.95     0.0    0.0    0.0    0.0
2    0.02      0.2    0.6    0.9      1.25     1.5      2.0    2.5    3.0    0.0
3    0.02      1.5    2.9    0.0      0.0      0.0      0.0    0.0    0.0    0.0
4    0.02      0.5    0.05   0.0    0.0      0.0      0.0    0.0    0.0    0.0
5555 97      with or without variation in behavior
0        99
99999 99999
```

例題 13：評估超車區之運轉

試說明如何利用 HTSS 模式評估郊區雙車道公路之超車區。

解：

第一項工作是建立一輸入檔，輸入檔除了設定超車區之位置之外，也須設定欲模擬之超車行為。如果 HTSS 模式所設定的代表性超車行為可接受，

則不必用檔型 81 資料更改超車行為。

輸入檔建立之後可模擬有超車區及無超車區狀況下的運轉以比較節線之平均速率、容量及服務水準(見輸出檔之 Link Statistics 及例題 8)。超車區之使用程度可從輸出檔所示之超車率(Passing rate)來判斷。

例題 14：評估平曲線之交通運轉

如果例題 11 路段平曲線之曲率半徑為 400 公尺，超高率為 3.2%，試修改表 19 輸入資料檔來評估平曲線之交通運轉。

解：

檔型 62 資料須改為：

```
1   1   2.5   3.0   400
2   1   1.0   1.5   400
```

檔型 63 資料須改為：

```
1   1   3.2
2   1   3.2
```

HTSS 模式沒有特別為平曲線建立輸出資料。但平曲線之運轉特性可用偵測站的資料來探討。如果在平曲線之起點，中點及終點各設一偵測站，則檔型 95 資料可設定如下：

```
1   0.5   1.5   2.5   2.75   3.0   3.5   4.0   0.0   0.0   0.0
2   0.5   1.0   1.25   1.5   2.0   3.0   4.0   0.0   0.0   0.0
```

這些資料中，節線 1 在平曲線上的偵測站位置各在里程 2.5、2.75 及 3.0 公里之處。節線 2 在同一平曲線上的偵測站位置則各在里程 1.25、1.5 及 2.0 公里之處。

輸出檔中 Detector Station Statistics 顯示各偵測站地點每車道之流率，平均速率及車種組成。

例題 15：建立高速公路輸入檔 FreeS2.txt

圖 25(a)顯示一長 4 公里單向各 2 車道之高速公路路段。離 A 點 3 公里處有一長 1 公里之隧道，隧道內之平均自由速率，臨界速率及容量各為 90 公里/小時，70 公里/小時及 1,700 小車/小時/車道，隧道外之平均自由速率，

臨界速率及容量各為 95 公里/小時，75 公里/小時及 1,800 小車/小時/車道。從 A 往 B 方向為一 3%之上坡。整個路段的速限為 90 公里/小時，試建立一輸入檔以模擬此路段之交通運轉。

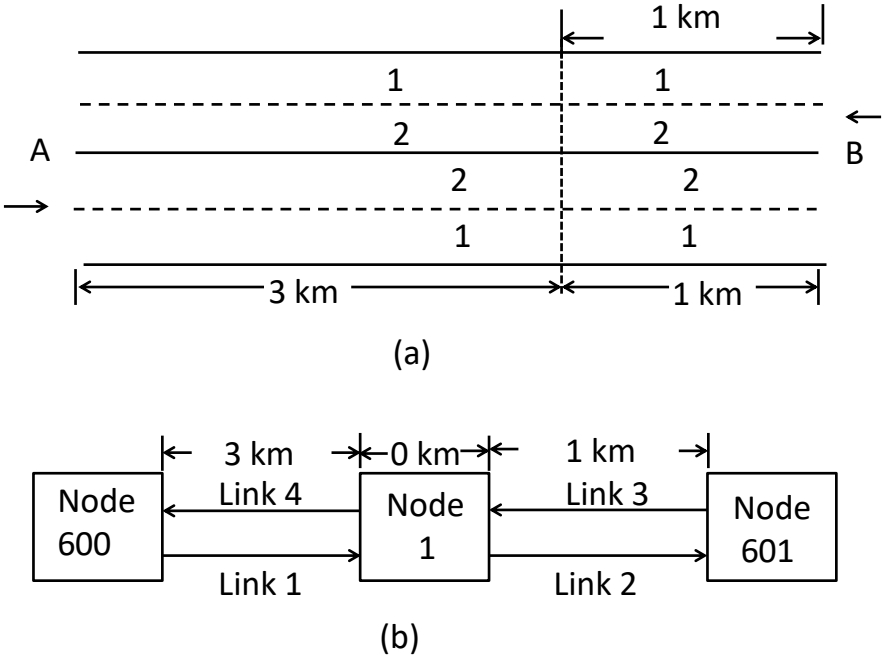


圖 25 例題 15 路段車道配置及模擬路網

解：

上述路段可用圖 25(b)之路網來模擬，假設此路段有常見之車道寬度及路肩寬，而且小車、大客車、大貨車及半聯結車各佔總車輛之 90.5%、1.5%、5%及 3%，則表 21 所示之輸入檔可用來模擬此路段。

表 21 例題 15 之輸入檔 FreeS2.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods, data collection period, seed,
2    2    500   2550   0.5   19138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, ids of 6 continuous lanes
1    600  1      1      NO    2      3.6   0.0   0 3.0   0.0   3.00    FREE
2    1    601    1      NO    2      3.6   0.0   0 3.0   0.0   1.00    TUNNEL
3    601  1      1      NO    2      3.6   0.0   0 3.0   0.0   1.00    TUNNEL
4    1    600    1      NO    2      3.6   0.0   0 3.0   0.0   3.00    FREE
5555 2     read type 2 data,link, turn, receiving link, lane alignment, distance
1    5    2      1      1     0.0
3    5    4      1      1     0.0
```

表 21 例題 15 之輸入檔 FreeS2.txt(續)

```
5555 3     read type 3 data,    node base link, sharp let, left, diagonal left, etc.
600   4   0   0   0   0   0   0   0
1      1   0   0   0   3   0   0   0
601   2   0   0   0   0   0   0   0
5555 20     Type 20 data, link,turn type allowed, ids of lanes
1      5      1      2      0      0      0      0
2      5      1      2      0      0      0      0
3      5      1      2      0      0      0      0
4      5      1      2      0      0      0      0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1      9      5     100.0   0     00.0   0   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
2      9      5     100.0   0     00.0   0   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
3      9      5     100.0   0     00.0   0   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
4      9      5     100.0   0     00.0   0   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600   1      1      1700.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
600   1      2      1700.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
601   1      1      2000.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
601   1      2      2000.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0      90.   90.     90.
2     0.0      90.   90.     90.
3     0.0      90.   90.     90.
4     0.0      90.   90.     90.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    95. 95.    95.
2     1    90. 90.    90.
5555 47    TYPE 47 data, free-flow speed at entry point(Small veh, motorcycle, heavy)
600   95       95     95
601   90       90     90
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity,Critical speed
1    1       1800     75.0
2    1       1700     70.0
3    1       1700     70.0
4    1       1800     75.0
5555 60 Type 60 data, Link, ID, Start,End, % slope    San-Yi northbound
1     1       0        3.000        3
2     1       0        1.000        3
3     1       0        1.000       -3
4     1       0        3.000       -3
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1     2000       36       0.92
2     180        5.5     0.92
3     15000      215      0.85
4     10500      124      0.85
5     32000      260      0.85 taiwan
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1     0.001   0.2   0.5   1.0   1.5   2.0   2.5   3.0   3.5   4.0
2     1.2      1.4   1.6   1.8   2.0   2.2   2.4   2.6   2.8   3.0
99999 99999
```

檔型 0 資料顯示模擬作業將用 2 套不同亂數重複模擬，熱機時段為 500 秒，隨後只有一長 2,550 秒之時段。模擬單位時間為 0.5 秒，資料蒐集從 600 秒開始到 2,500 截止。

因為上述路段有隧道，所以模擬路網最少須有 4 節線，節線 2 及節線 3 代表長 1 公里之隧道，所以在檔型 1 資料中這兩節線須設定為 TUNNEL；節線 1 及節線 4 為 FREE 型態，檔型 2 資料指出從節線 1 直行(代號 5)離開之後會進入節線 2，檔型 21 資料顯示所有車種(代號 9)皆直行離開各節線。

檔型 47 資料顯示從節點 600 及節點 601 進入路網時之自由速率與檔型 47 資料所列，在第一速限區的自由速率相同。檔型 60 資料顯示節線 1 及節線 2 為 3%上坡，節線 3 及節線 4 則為 3%下坡。檔型 86 資料為適用於模擬臺灣高速公路之車輛總重、馬力及牽引力(tractive effort)之傳輸效率。

表 21 可隨意更改以模擬不同狀況。例如檔型 1 之第 2 及第 3 節線可改為 FREE 以模擬沒有隧道之情況，此輸入檔可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

例題 16：用高程建立縱切面(vertical profile)

如果例題 15 路段的坡度未知，但離 A 點 0.0,0.5,2.5,3.0,3.4 及 4.0 公里處之高程為 112,105,136,122,116 及 110 公尺，試修改表 21 之輸入檔。

解：

表 21 中之檔型 60 資料須用檔型 61 資料來代替，假設雙向在同一里程處之高程相同，則檔型 61 資料如下：

```
5555   61
1   1   0.0   112
1   2   0.5   105
1   3   2.5   136
1   4   3.0   122
2   1   0.0   122
2   2   0.4   116
2   3   1.0   110
3   1   0.0   110
3   2   0.6   116
3   3   1.0   122
4   1   0.0   122
4   2   0.5   136
4   3   2.5   105
```

4 4 3.0 112

用高程設定縱切面時，大約每 25 公尺平面距離就須有一高程資料，否則難以準確估計車輛在不同地點之速率。

例題 17：設定路肩開放後之車道 Free2L1S.txt

如果例題 15 之路段沒有隧道，但從 A 點往 B 點方向的路肩開放，試修改表 21 之輸入檔。

解：

因為開放路肩，所以從 A 到 B 方向有 2 主線車道及一路肩車道，其在本例之代號為 3，如圖 26(a)所示。此外，此路段沒有隧道，所以其模擬路網只需要 2 節點及 2 節線，如圖 26(b)所示。

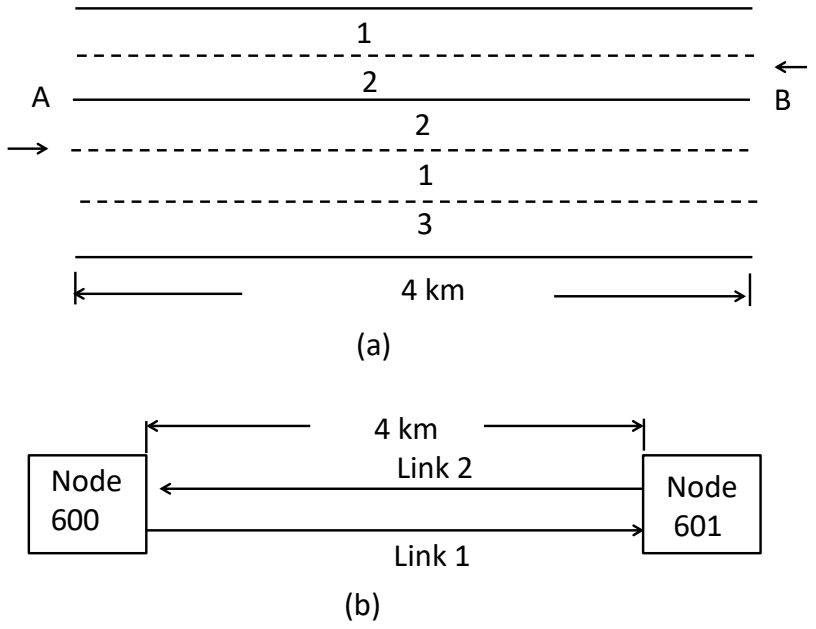


圖 26 例題 17 路段車道配置及模擬路網

根據上述狀況將表 21 輸入檔 FreeS2.txt 修改後之輸入檔如表 22 輸入檔 Free2L1S.txt 所示，亦可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

因為只有節線 1 及節線 2，所以表 21 內有關節線 3 及節線 4 之資料必須除掉，比較表 21 及表 22 就可知須修正之資料，其中需注意的是節線 1 及節線 2 之長度為 4 公里(見表 22 之檔型 1 及檔型 60 資料)，此外，因從節線

1 或節線 2 離開之後不必進入另一節線，所以沒有必要用檔型 2 資料。檔型 21 資料中節線 1 之直行(代號 5)車道須加車道 3(路肩)。

表 22 例題 17 輸入檔 Free2L1S.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods, data collection period, seed,
2    2     500   2550   0.5   19138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, ids of 6 continuous lanes
1    600   601    1      NO     2      3.6   0.0   0 3.0   0.0   4.00     FREE
2    601   600    1      NO     2      3.6   0.0   0 3.0   0.0   4.00     FREE
5555 3     read type 3 data,    node base link, sharp let, left, diagonal left, etc.
600   2   0   0   0   0   0   0   0
601   1   0   0   0   0   0   0   0
5555 5   read type 5 data link, side, Aux, L1,L2,L3, Start ,End,Width, offset
1      1       SHOULDER       3     0     0       0.0          4.0      3.0   0.0
5555 20     Type 20 data, link,turn type allowed, ids of lanes
1      5      1      2      3      0     0     0
2      5      1      2      0      0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1      9      5     100.0   0     00.0   0   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
2      9      5     100.0   0     00.0   0   0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600   1      1      1700.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
600   1      2      1700.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
601   1      1      2000.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
601   1      2      2000.       90.5   00.0   1.5   5.0   3.0   0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       90.   90.     90.
2     0.0       90.   90.     90.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1   95.   95.   95.
2     1   95.   95.   95.
5555 47    TYPE 47 data, free-flow speed at entry point(Small veh, motorcycle, heavy)
600   95     95     95
601   95     95     95
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity,    critical speed
1   1       1800     75.0
2   1       1800     75.0
5555 60 Type 60 data, Link, ID, Start,End, % slope    San-Yi northbound
1     1       0        4.000        3
2     1       0        4.000        -3
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1     2000       36     0.92
2     180        5.5     0.92
3     15000      215    0.85
4     10500      124    0.85
5     32000      260    0.85 taiwan
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1     0.001   0.2   0.5   1.0   1.5   2.0   3.0   4.0   5.0   6.0
2     1.2       1.4   1.6   1.8   2.0   2.2   2.4   2.6   2.8   3.0
99999 99999
```

例題 18: 設定號誌控制輸入檔資料

圖 27 所示之節點 11 (路口) 受一定時號誌控制。此號誌與其他路口的號誌連鎖。第一時制期間為連鎖期間。其時差為 15 秒。節點 11 東西向節線車流之路權分配如圖 28 所示。試設定相關之輸入檔資料。

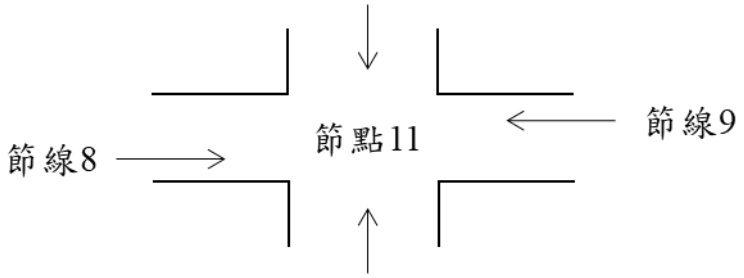


圖 27 例題 18 交叉口示意圖

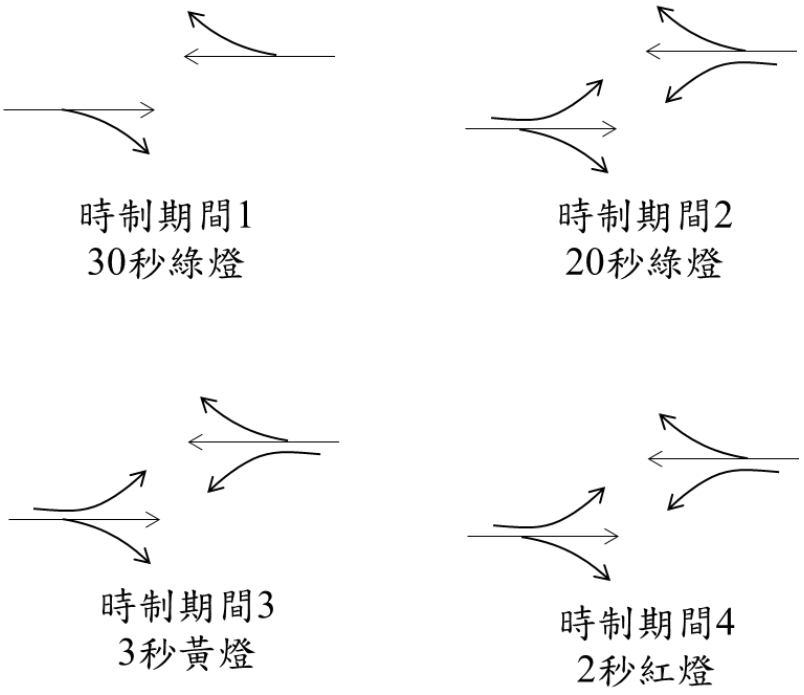


圖 28 例題 18 東西向街道車流路權之分配

解:

因第 1 時制期間為連鎖期間，所以須設定檔型 25 資料如下：

5555 25

11 1 15.0

東西向兩節線車流在第 1 到第 4 時制期間有路權。其檔型 26 資料如下：

```
5555  26
11  1  30.0    G   85700  95700  00000  00000
11  2  20.0    G   83570  93570  00000  00000
11  3   3.0    Y   83570  93570  00000  00000
11  4   2.0   AR   83570  93570  00000  00000
```

例題 19: 設定公車設施輸入檔資料

公車路線 1、2 及 3 在起點之排班車距各為 12.0 分鐘、5.0 分鐘及 15.0 分鐘，各發 8 輛、12 輛及 7 輛公車，且各公車路線所使用之節線如下：

路線 1： 2, 4, 11, 14, 16

路線 2： 1, 4, 11, 14, 15, 19, 20, 21, 4

路線 3： 1, 5, 11, 17, 23

3 條公車路線(路線 1、2 及 3)之公車皆須經過節線 11，但只有屬路線 1 及 3 之公車須靠站，平均靠站時間各為 20 秒及 36 秒。

圖 29 所示節線 11 之長度為 1.5 公里，此節線有一公車專用道(車道 1)及一公車站。公車可用一公車彎(車道 4)及公車彎上游長 15 公尺之站台讓乘客上、下車。停在車道 1 之公車離站時不能變換車道。試建立相關輸入資料。

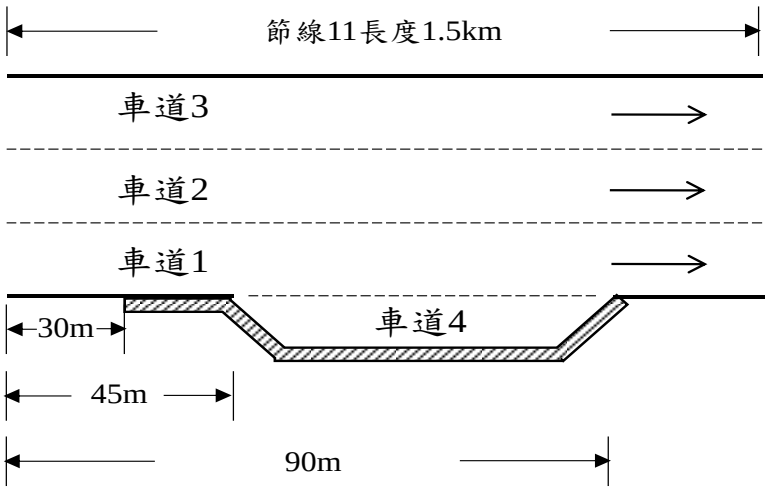


圖 29 例題 19 公車站設施示意圖

解:

因為車道 1 為公車(車種代號=7)專用道，所以必須設定檔型 11 資料如下：

```
5555   11
11    1    1    0.0    1.5    7    0    0
```

因為公車路線 1 及 3 在公車站之平均靠站時間各為 20 秒及 36 秒，設定檔型 35 資料如下：

```
5555   35
11  1  -4  1  4  30.0  45.0  90.0  1  20.0  3  36.0  0  0  0  0  0  0
```

依據各公車路線所使用之節線，設定檔型 36 資料如下：

```
5555   36
1  2  4  11  14  16  0   0   0   0  0
2  1  4  11  14  15  19  20  21  4  0
3  1  5  11  17  23  0   0   0   0  0
```

依據各公車路線在起點之排班車距與發車數，設定檔型 37 資料如下：

```
5555   37
1  12.0  8  2  5.0  12  3  15.0  7  0  0  0  0  0  0
```

臺灣公路容量分析專區網站有一輸入檔 BusSig.txt 可供模擬號誌控制及公車運轉之參考。

附錄 B：停等延滯現場調查方法

1.選擇取樣時間(Sampling Period)

為了減少誤差起見，資料之收集必須從某一週期紅燈開始起到數週期紅燈開始為止。此取樣時間之長度以最接近 15 分鐘之週期和為原則。如週期長度為 80 秒，則 11 週期之總和為 14 分 40 秒，12 週期之總和為 16 分。因為 11 週期之和較接近 15 分鐘，所以取樣時間應訂為 11 週期，或 14 分 40 秒。

2.分割取樣時間

如圖 B-1 所示，將取樣時間分成小時段，每小時段之長度為 T。T 最好不是週期之因數。理論上，時段越短，所得的資料可能比較準確，但時段過短時，實際作業困難，反而可能會影響準確性。所以時段最好在 10 到 15 秒左右。在每時段內觀察及記錄所需之人員最少為 2 名。

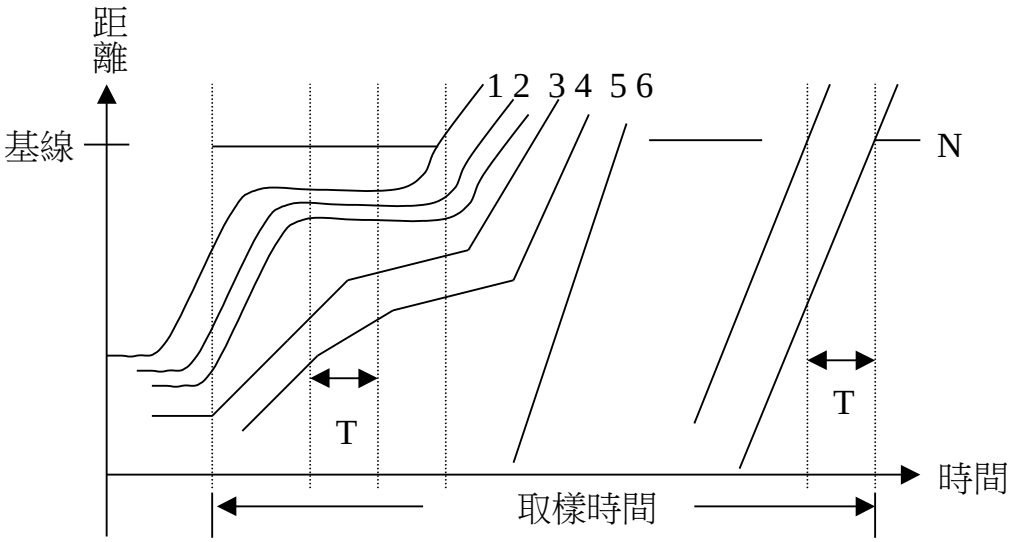


圖 B-1 停等延滯預定取樣時間示意圖

3.記錄路口幾何設計、號誌控制之時制設計、日期及時間、車道調查對象、車流方向性。

在臺灣一車道常有變成兩車道使用之現象，而且左轉車(有衝突時)常在路口中擠成一堆。所以必須記錄受調查車流之實際車道

數，此外在有衝突左轉時也必須繪製如圖 B-2 所示之圖，以表明左轉車如何使用路口空間以等候可用間距。圖中 A 代表左轉車停等時占用相當於正常車道之車道數，B 代表左轉車占用停止線下方空間之長度。

4.訂定參考數

設置參考數之目的在於記錄取樣時間內通過之總車數。路口之停止線不一定適合做參考線。參考線必須在第一部等候車之下游約 1 公尺處，所以在訂參考線時必須先在數週期內觀測第一等候車之一般位置。此外，在有衝突之情況下，參考線應設在衝突點，車尾超過該點時，該車可認定為已離開車道或車道群。根據這原則，有衝突左轉時的參考線應設在接近路口中間左轉之處；有機車特定停等區時，參考線必須在該區之下游。

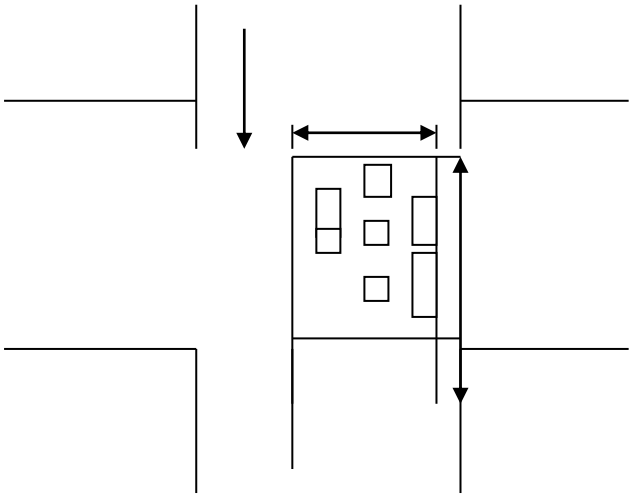


圖 B-2 衝突左轉之待轉區

5.記錄在取樣時間通過基線之總車數 N 及車種及車行方向。

車種可分為機車小客車及大型車。有衝突車流或行人時，須記錄衝突車流之車道數、轉向、車種及號誌控制。

6.記錄取樣開始瞬間已停在停等車隊之車量數 m_0。

7.取樣開始後每隔 T 秒鐘記錄停等之車輛數 m_i，直到取樣時間終止。此 m_i 代表時段 i 終止時之停等車輛數。

此工作最少需有另一觀察員，如等候車隊太長則需另加觀察員。有不同觀察員時，車道必須事先劃分成數段，每段最多能容納約 20 部小客車。每位觀察員負責一段車道。每兩位觀察員最好另加一位報時員或利用自動報時器。

停等車輛包括下列兩種：

(1)參考線上游第一部已停下之車輛或正在減速以準備停車而距離參考線已不到一小客車車長之車輛。

(2)非參考線上游之第一部車，但該車已停下（速率大約 12 公里/小時以下）或該車前面有一部停等車而距離前車不到一小客車車長。

原在車隊之車輛，從持續加速開始疏解之瞬間起，就不算是停等車。

8.估計平均停等延滯時間 t_a (秒/輛)

$$t_a = \frac{T\sum m_i}{N}$$

9.估計流率 Q = 3600N/P(輛/小時)，P = 取樣時間(秒)。

10.估計各車種之比例及車行方向之比例。

ISBN 978-986-531-415-6
01000
9 789865 314156
GPN：1011100775
定價 1000 元