

102-112-2170
MOTC-IOT-101-EAA011

行車管制號誌變換時段設計 之理論與實務



交通部運輸研究所

中華民國 102 年 6 月

ISBN978-986-03-7112-3

ISBN 條碼

GPN : 1010201111

定價 70 元

102-112-2170
MOTC-IOT-101-EAA011

行車管制號誌變換時段設計 之理論與實務

著者：許書耕、邱雅莉、巫柏蕙

交通部運輸研究所

中華民國 102 年 6 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

行車管制號誌變換時段設計之理論與實務 / 許書耕, 邱雅莉, 巫柏蕙著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 102. 06
面 ; 公分
ISBN 978-986-03-7112-3(平裝)

1. 交通號誌 2. 交通管理

557

102010982

行車管制號誌變換時段設計之理論與實務

著 者：許書耕、邱雅莉、巫柏蕙

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.iot.gov.tw (中文版>圖書服務>本所出版品)

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國 102 年 6 月

印 刷 者：群彩印刷科技股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 80 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：70 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880

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

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

GPN：1010201111 ISBN：978-986-03-7112-3 (平裝)

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

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

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：行車管制號誌變換時段設計之理論與實務			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-03-7112-3(平裝)	政府出版品統一編號 1010201111	運輸研究所出版品編號 102-112-2170	計畫編號 101-EAA011
主辦單位：運輸工程組 主管：陳一昌 計畫主持人：許書耕 研究人員：邱雅莉、巫柏蕙 聯絡電話：(02)2349-6826 傳真號碼：(02)2545-0427			研究期間 自 101 年 1 月 至 101 年 12 月
關鍵詞：行車管制號誌、變換時段			
摘要： <p>行車管制號誌設有變換時段的目的是，除為警告駕駛人其通行路權即將結束外，主要係提供車輛在行駛狀態下得以安全停止或完全通過路口的緩衝時間，以避免在路權更迭間產生不必要的事故。</p> <p>關於變換時段設計，早在 1929 年 Matson 即提出簡單的設計公式，1960 年 Gazis 等則提出完整的最短變換時段公式，並為美國運輸工程師協會(ITE)修正引用。惟 Gazis 公式長久以來一直遭受許多研究者質疑，主因是公式中的參數一旦設定，就會獲得路口臨近速率愈高，所需黃燈必愈長的結果，此與相關研究現場觀測的實況不盡相符。令人驚訝的，迄今仍無任何變換時段設計方法能獲得普遍的共識，連 ITE 的修正公式亦一直僅能以建議的方式公布，無法納入其正式規範中。簡言之，變換時段設計方法從 1929 年迄今已爭議了 80 餘年，卻尚未建立出完整的理論。</p> <p>本研究的目的即在建構一個全新且完整的理論，以彌補變換時段設計理論上的不足。除了針對過去提出的總體停車或率函數，對其中多處易令人混淆甚而部分錯誤進行必要的改正與澄清外，並以「黃燈(全紅)結束後仍進入路口的車輛百分比 α (β)」作為黃燈(全紅)設計的績效指標，提出變換時段設計方法清楚易懂的完整理論與應用公式。依本研究方法決定的黃燈與全紅長度，最多只會有 $1-\alpha$ (%)的穿越車輛係在黃燈結束後仍進入路口，最多只有 $1-\beta$ (%)的穿越車輛未受全紅的保護(在全紅結束後仍進入路口)，且 β 應大於 α，使全紅的保護功能較黃燈更為穩健。</p> <p>另為展現本研究方法的可應用性，亦蒐集整理過去合辦研究的現場調查樣本資料，將之去蕪存菁，整理成本研究有關黃燈設計方法的二種應用範例，藉以說明其現場調查與分析的實務作法，方便各級道路主管機關採行。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
102 年 6 月	102	70	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: The Design of Traffic Control Signal Change Interval: Theories and Practices			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-03-7112-3(pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010201111	IOT SERIAL NUMBER 102-112-2170	PROJECT NUMBER 101-EAA011
DIVISION: Engineering Division DIVISION DIRECTOR: Isaac I.C. Chen PRINCIPAL INVESTIGATOR: Hsu Shu-Keng PROJECT STAFF: Chiu Ya-Li , Wu Po-Huei PHONE: (02)2349-6826 FAX: (02)2545-0427			PROJECT PERIOD FROM Jan 2012 TO Dec 2012
KEY WORDS: Traffic control signal, Change interval			
ABSTRACT: <p>The main purpose for setting traffic control signal change intervals is to warn drivers that their right of way will soon be ended, as well as to offer buffer time for moving vehicles to stop safely or pass through the intersection completely during change in signal indications, in order to avoid unnecessary accidents.</p> <p>In regard to the design of signal change intervals, Matson proposed a simple formula as early as in 1929. Gazis et al. proposed a complete formula in 1960, which was later adopted by the Institute of Transportation Engineers (ITE). But Gazis' formulas was continually being questioned by engineering professionals, since the required amber-light duration would become longer as the approach speed became higher after the parameters in the formula had been set. The formula was observed to be unrealistic when put into practice. Surprisingly, there is currently still no consensus on the design of signal change intervals, nor has there been an official standard proposed by ITE. Shortly, design of change intervals has been in controversy for over 80 years and still lacks complete theory.</p> <p>The purpose of this study is to construct a new and comprehensive theory to make up for the current deficiencies in design of change intervals. In addition to correcting past errors and clarify the aggregated stopping possibility function proposed earlier, a performance indicator "vehicles which entered the intersections after an amber light ($\alpha(\beta)$)" for design of amber/all-red light duration was proposed. This research aimed to find a clear theory as well as a simple applicable formula for the design of signal change intervals. It discovered that the maximum of vehicles entering the intersections after an amber light and all-red light is $1 - \alpha$ (%) and $1 - \beta$ (%), respectively. Also, by setting β as larger than α, the protection afforded by all-red lights would be more robust than that by amber lights.</p> <p>Emerging from this research, which sorted through vast samples and looked into examples of past effort, were two practical courses of action for authorities to adopt in regard to signal change intervals.</p>			
DATE OF PUBLICATION June 2013	NUMBER OF PAGES 102	PRICE 70	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
1. The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications. 2. The budget of this research project is contributed by			

目錄

目錄	III
表目錄	V
圖目錄	VI
第一章 緒論	
1.1 研究背景與目的	1-1
1.2 研究範圍與內容	1-1
1.3 研究方法	1-2
第二章 文獻回顧	
2.1 變換時段的法定意義與組成	2-1
2.1.1 外國之定義	2-1
2.1.2 我國之定義	2-2
2.2 變換時段設計的定性方法	2-3
2.3 變換時段設計的隨機方法	2-11
2.3.1 傳統個體停車機率模式	2-11
2.3.2 Lin 等人的現場觀測法	2-12
2.4 本章小結	2-19
第三章 變換時段設計方法	
3.1 停車機率函數的本質	3-1
3.1.1 模糊理論有關隸屬函數意義之爭議	3-1
3.1.2 停車機率函數之真義	3-6
3.2 總體停車或率函數	3-8
3.2.1 定義	3-8
3.2.2 總體停車或率函數之定式	3-8
3.2.3 總體停車或率函數之特性	3-10
3.3 穿越車輛累積機率函數	3-13
3.3.1 穿越車輛累積機率定式	3-13
3.3.2 黃燈需時累積機率法與總體停車或率法之比較	3-16
3.3.3 簡例數值分析	3-18
3.4 全紅的設計	3-24
3.4.1 全紅設計的定性法	3-24
3.4.2 全紅設計的隨機法	3-25
3.4.3 全紅設計方法的建議	3-25
3.5 本章小結	3-27

第四章 總體停車或率法之應用	
4.1 不同臨近車速之黃燈需時比較 -----	4-1
4.1.1 資料調查 -----	4-1
4.1.2 校估結果 -----	4-5
4.1.3 黃燈長度設計 -----	4-8
4.2 不同車輛到達型態之黃燈需時比較 -----	4-9
4.2.1 資料調查 -----	4-9
4.2.2 黃燈需時實證結果比較 -----	4-12
4.2.3 不同車輛到達類型之車輛停行特性分析 -----	4-14
4.3 本章小結 -----	4-15
第五章 結論與建議	
5.1 結論 -----	5-1
5.2 建議 -----	5-3
參考文獻 -----	參-1
附錄 1 特性一至特性五之證明 -----	附 1-1
附錄 2 不同車輛到達型態現場調查結果 -----	附 2-1

表目錄

表 2-3-1	相關研究有關駕駛反應時間與煞停減速率的報告 -----	2-13
表 2-3-2	LIN 等人的黃燈需求長度調查估算結果 -----	2-15
表 2-3-3	觀測黃燈需求長度與實際黃燈設定長度 -----	2-17
表 3-3-1	六種停行決策狀況及發生的機率 -----	3-21
表 3-3-2	兩種黃燈需時取樣方式之比較 -----	3-22
表 3-4-1	變換時段相關研究之黃燈與全紅的定式組成 -----	3-24
表 4-1-1	調查路口基本資料 -----	4-2
表 4-1-2	黃燈始亮瞬間車輛位置、車速與最終停行決策範例 -----	4-3
表 4-1-3	樣本篩選與合併下的停車或率—距離資料 -----	4-4
表 4-1-4	停車或率模式校估結果 -----	4-6
表 4-1-5	變換時段臨近路口不同車速之黃燈需時 -----	4-8
表 4-2-1	變換時段多車到達之調查資料範例 -----	4-10
表 4-2-2	變換時段只有一輛車到達之調查資料範例 -----	4-11
表 4-2-3	各種取樣方式之樣本車速資料統計 -----	4-11
表 4-2-4	不同取樣方式之黃燈需時累積機率調查統計結果 -----	4-13

圖目錄

圖 2.2.1	臨近路口車輛之速率—位置關係圖 -----	2-6
圖 2.3.1	停車機率函數與未定區大小 -----	2-12
圖 2.3.2	各流動黃燈需要長度的累積機率曲線 -----	2-15
圖 2.3.3	黃燈需要長度累積機率曲線範例 -----	2-18
圖 3.1.1	「高」的隸屬函數及該修詞發生機率的關係示意圖 -----	3-3
圖 3.1.2	黃燈時段駕駛行為的定性模式與隨機模式 -----	3-4
圖 3.1.3	TEE 模式將階梯型停車機率圓滑化 -----	3-5
圖 3.2.1	燈號由綠轉黃瞬間臨近路口連續車輛位置分布圖 -----	3-9
圖 3.2.2	總體停車或率在距離的定義域上呈連續型分配示意圖 -----	3-10
圖 3.2.3	到達車況對總體停車或率函數之影響示意圖 -----	3-11
圖 3.2.4	號誌由綠轉黃瞬間臨近路口現場取樣示意圖 -----	3-13
圖 3.3.1	高密度車輛到達類型的停車或率與穿越累積機率理論曲線 -----	3-19
圖 3.3.2	高密度車輛到達類型的各種停行決策狀況 -----	3-19
圖 3.3.3	極值樣本取樣造成穿越累積機率曲線結構性偏離現象 -----	3-23
圖 3.4.1	變換時段現場調查取樣點示意圖 -----	3-26
圖 4.1.1	車行軌跡資料範例 -----	4-3
圖 4.1.2	樣本分布與停車或率校估曲線 -----	4-6
圖 4.1.3	以地區分群(不分車速)之停車或率曲線 -----	4-7
圖 4.1.4	以車速分群(不分地區)之停車或率曲線 -----	4-7
圖 4.2.1	調查路口示意圖 -----	4-9
圖 4.2.2	由大樓樓頂拍攝之影像實況 -----	4-10
圖 4.2.3	不同到達車況與取樣方式之黃燈需時累積機率調查曲線 -----	4-12
圖 4.2.4	不同車輛到達類型之黃燈時段車輛停行特性實證比較 -----	4-15

第一章 緒論

本章依序說明本研究的背景與目的、範圍與內容，以及研究方法。

1.1 研究背景與目的

行車管制號誌設有變換時段的目的，除為警告駕駛人其通行路權即將結束外，主要係提供車輛在行駛狀態下得以安全停止或完全通過路口的緩衝時間，以避免在路權更迭間產生不必要的事故。

關於變換時段設計，早在 1929 年 Matson 即提出簡單的設計公式，1960 年 Gazis 等則提出完整的最短變換時段公式，並為美國運輸工程師協會(ITE)修正引用。惟 Gazis 公式長久以來一直遭受許多研究者質疑，主因是公式中的參數一旦設定，就會獲得路口臨近速率愈高，所需黃燈必愈長的結果，此與相關研究現場觀測的實況不盡相符。令人驚訝的，迄今仍無任何變換時段設計方法能獲得普遍的共識，連 ITE 的修正公式亦一直僅能以建議的方式公布，無法納入其正式規範中。簡言之，變換時段設計方法從 1929 年迄今已爭議了 80 餘年，卻尚未建立出完整的理論。

基於以上說明，本研究的目的有二，一係經由相關研究的回顧檢討，找出其中關鍵問題，予以澄清，進而提出一套嚴謹的理論，據以建立變換時段設計方法；另一係依據本研究建立的方法進行號誌路口實證分析，一方面檢討既有設置規則有關變換時段規定的合宜性，一方面檢視本研究方法的可應用性。

1.2 研究範圍與內容

本研究的範圍為：

1.道路種類

本研究的道路，包含所有設有交岔路口的省縣鄉道公路以及都市街道，不含封閉型的高快速公路。

2.號誌種類與路口轉向流動

本研究的號誌，僅限行車管制號誌，並只考慮直行流動，左右轉流動暫不考慮，對左右轉時相變換時段設計有興趣者可參照本研究提出的方法進行分析。

3.變換時段的組成單元

我國行車管制號誌的變換時段係由黃燈與全紅組成，其中，黃燈係提供臨近路口車輛駕駛人在行駛狀態中進行停車與繼續穿越路口的選擇；全紅只提供黃燈結束後穿越停止線車輛以原車速仍能安全駛出路口的淨空時間。兩相比較可明顯發現，黃燈設計的問題遠較全紅複雜太多，故本研究的理論發展，主要係針對黃燈長度的設計，全紅長度設計的探討相對較為簡略。

本研究的內容為：

- 1.變換時段相關研究文獻回顧。
- 2.變換時段設計方法之理論建構。
- 3.變換時段設計之現場實證分析說明。

1.3 研究方法

本研究的方法為：

1.變換時段設計相關研究回顧

本研究將回顧檢討國內外變換時段設計的相關研究，依研究年期依序整理各相關研究的作法與重要發現，並作必要的比較與評論。

2.變換時段設計方法之理論建構

本研究針對過去幾年陸續進行的自辦研究成果，以「快速道路號誌化交叉口變換時段駕駛行為與時段設計之研究(民 89)」提出的總體停車或率模式為基礎，對其中多處易令人混淆甚而部分錯誤進行必要的改正與澄清，提出變換時段設計方法清楚易懂的完整理論與應用公式。

3.變換時段設計之現場實證分析

為展現本研究方法的可應用性，本研究蒐集整理過去幾年本所合辦研究的現場調查樣本資料，包括本所委託蔣銘堅、梁恩輝、張勝雄合作辦理的「號誌交叉口變換時段駕駛行為調查與分析之研究(民 92)」，及委託梁恩輝、張勝雄合作辦理的「研發資料採礦技術萃取車行軌跡資料重要資訊之研究(民 93)」，將之去蕪存菁，整理成本研究有關黃燈設計方法的二種應用範例，藉以說明其現場調查與分析的實務作法，方便各級道路主管機關採行。

第二章 文獻回顧

行車管制號誌設有變換時段的目的，除為警告駕駛人其通行路權即將結束外，主要係提供車輛在行駛狀態下得以安全停止或完全清除路口的緩衝時間，以避免在路權更迭間產生不必要的事故。本章回顧與號誌路口變換時段有關之研究，首先回顧各國變換時段之定義與組成，其次回顧相關研究提出之變換時段設計方法，最後並進行檢討。

2.1 變換時段的法定意義與組成

各國對變換時段的規定，因國情而有所不同，其基本組成有四種，即(1) 黃燈，(2) 黃燈＋全紅，(3) 閃光綠燈＋黃燈，與(4) 黃燈＋全紅-橫向黃燈並亮(作為綠燈起動預告)。美國目前係採用黃燈或黃燈＋全紅，我國目前係採黃燈＋全紅；採閃光綠燈＋黃燈者，有以色列及部分歐洲國家；採黃燈＋全紅-橫向黃燈並亮者則有英國、德國等。

本節首先說明各國對變換時段之定義及內容，再說明我國過去及目前之有關規定。

2.1.1 外國之定義

世界各國在變換時段法規上的差異，主要源於對黃燈不同的定義，基本上可概分為允許法則(permissive rule)與禁制法則(restrictive rule)二種。前者允許車輛在黃燈結束前合法進入路口，且進入路口車輛可在紅燈中合法清除路口；後者則要求車輛須在黃燈結束前清除路口。大體而言，黃燈後未設有全紅者，或黃燈前設有閃光綠燈者，其黃燈的定義通常係屬禁制法則，設有全紅者，則通常採允許法則。至於橫向道路路口在「全紅」時段中同時顯示黃燈之作法，其目的非為安全，而係以預告起動的方式提高號誌路口之運轉效率。例如英國等部分歐洲國家，因駕駛行為保守，起動延滯較長，故其在全紅時段結束前，橫向(或衝突)道路路口之紅燈會有黃燈並亮(常設為 1 秒)，以作為起動之預告。此亦說明各國在變換時段的設計上會依其國情民風之不同而有不同之作法。

美國在 1962 年修訂其統一車輛規範(uniform vehicle code)以前，係採禁制法則，修訂後則改採允許法則，惟並非每一州均遵循採用，亦有混合使用者。不論採何種法則，目前美國各州均允許進入路口車輛在紅燈時繼續通過路口(Chang,1985)。

2.1.2 我國之定義

我國在民國 78 年以前，變換時段係採用閃光綠燈＋黃燈，依當時設置規則的條文，其燈號顯示的意義為：

- (1)閃光綠燈：行車管制號誌之閃光綠燈，包括閃光箭頭綠燈，表示綠燈時段終了，尚未進入交岔路口之車輛儘可能不超越停止線或進入路口。
- (2)黃燈：黃燈表示清道作用，已進入交岔口之車輛及行人應注意安全，迅速通過，尚未進入交岔路口者，不得超越停止線或進入路口。

由上示定義可瞭解，當時的閃光綠燈係作為警告之用，黃燈則具禁制功能，其禁制性甚而較前述禁制法則還嚴，不但隱含須在黃燈結束前清道，更明確規定黃燈始亮後不能再超越停止線、進入路口，禁制力一如紅燈。

上述燈號顯示意義的規定，違反民眾對紅、黃、綠燈色代表禁制、警告、通行之一般共識，亦違反駕駛行為。理由是綠燈不論是否閃光，均賦予通行路權，一般駕駛在遇到閃光綠燈時，絕大多數會採繼續通行，閃光的作用反促使車輛加速前進。而當黃燈顯示時，加速行駛中之車輛必有相當接近停止線者，此時強以法規賦予黃燈不得超越停止線之禁制力，根本忽略駕駛者由覺察至反應需要一定緩衝時間的特性，其規定明顯與實際狀況格格不入。基於此，當時執法人員針對黃燈始亮後仍繼續進入路口者，特另以「搶黃燈」稱之，惟因發生的次數太多，執法又容易引起爭議，故大多不予取締。在閃光綠燈加速前進，黃燈繼續進入路口，紅燈時路口仍未清除，加上我國駕駛有參考橫向號誌提前起動之行為，閃光綠燈反使衝突車流更早提前起動，致號誌交岔路口成為潛在事故發生機率最高的地點。

有鑑於此，交通部在 78 年修訂設置規則時，對燈號顯示意義作了大幅修正，變換時段亦改採黃燈＋全紅，閃光綠燈在一般三色燈號之交岔路口中不准使用（僅適用於匝道儀控或單向輪放管制等之紅、綠兩色號誌），此一規定一直延用至今。依現行道路交通標誌標線號誌設置規則之條文，與變換時段有關之定義與規定為(101 年 10 月 13 日)：

- (1)圓形黃燈用以警告車輛駕駛人及行人，表示紅色燈號即將顯示，屆時將失去通行路權(206 條)。
- (2)行車管制號誌在黃色燈號結束後，應有一秒以上之全紅時間(231 條)。
- (3)車輛面對圓形紅燈表示禁止通行，不得超越停止線或進入路口(206 條)。
- (4)行車管制號誌之圓形紅燈與圓形黃燈不得並亮(214 條)。

另道路交通安全規則(101 年 12 月 22 日)第 102 條 13 款規定：「行至有號誌之交岔路口，遇有前行或轉彎之車道交通擁塞時，應在路口停止線前暫停，不得

逕行駛入交岔路口內，致號誌轉換後，仍未能通過妨礙其他車輛通行」。道路交通管理處罰條例 58 條(101 年 05 月 30 日)則對違反前述規定者，列有「六百元以上一千二百元以下罰鍰」之罰則。

由上述燈號顯示意義及相關法規之內容知，目前我國法令規定變換時段須含全紅，但不得提供橫向(或衝突)流動之起動預告。除駕駛人必須負責在整個變換時段(特指全紅)結束前清除路口以維淨空外，基本上係允許車輛在黃燈時段中繼續通過停止線，只有紅燈顯示時才禁止進入路口。

對照我國有關行車管制號誌變換時段規定符合駕駛行為的改良，對岸的交通法規就明顯較為落後，報載：『有「史上最嚴交通規則」之稱的中國大陸新版《機動車駕駛證申領和使用規定》今年(2013 年)元旦上路，但「闖黃燈扣 6 分」的規定讓許多駕駛叫苦連天。中國公安部昨還吹捧交通新規有效減少事故，但逾 7 成中國網友批評新規定不合理。新浪微博瘋傳逾百張在黃燈前急停，造成後方車輛追撞的網照。連共青團機關報《中國青年報》都批評，「即使只開過幾天車的人，都不至於訂立這麼不靠譜(不可靠)的規定」。《中國青年報》更公然向政府叫板(嗆聲)，稱中國立法往往欠缺公開討論，相關問題「在閉門立法中被遮蔽和掩蓋」，呼籲政府暫緩實施新規。』

2.2 變換時段設計的定性方法

早在 1929 年 Matson 即提出簡單的變換時段設計公式，至 Gazis, et al(1960)提出較完整的公式後，遂成為交通工程師一直參考採用的基本公式，1982 年美國交通工程師學會(簡稱 ITE)亦建議採用。

此類研究提出之變換時段計算公式，係屬定性公式，相關研究主要的不同僅係變換時段的長度及黃燈與全紅的時間分派。絕大部分研究共同的部分是基於理性駕駛的基礎，其基本假設為：(1) 駕駛者有能力依運動法則估算其停車距離，(2) 駕駛者係以實體可能性來決定停車與穿越，亦即當黃燈始亮時，駕駛所在位置大於所需之停車距離，即停車，否則即穿越(Mahalel 與 Zaidel,1986)。

本節即依相關研究發表時間的順序，回顧變換時段定性公式之發展沿革。

1. Matson 模式(1929)

1929 年 Matson 提出一計算清道時段(clearance interval)的公式，以供通過停止線車輛穿越交岔路口。該研究對該時段同時用了「黃燈時間(amber period)」與「警告時間(caution period)」兩名詞。該公式係以交岔路口寬度 W 除以該區平常車行速率(normal speed) V 組成：

$$T=W/V \quad (2-2-1)$$

2. 美國 1950 年版 ITE 交通工程手冊

美國 1950 年版的交通工程手冊採用「清道時段」及「黃燈顯示(yellow signal indication)」二詞，並建議在式(2-2-1)的分子項中加入「最短煞停距離 S_{min} 」，產

生下式：

$$T=(W+S_{min})/V \quad (2-2-2)$$

加入煞停距離的合理處在於一個以平常速率臨近路口的車輛，不是停車(燈號由綠轉黃瞬間距停止線超過 S_{min})，便是以等速穿越路口(燈號由綠轉黃瞬間距停止線較 S_{min} 近)。Earl Reeder 隨後導出下式：

$$T=0.8+0.04V+0.7W/V \quad (2-2-3)$$

其中， T 之單位為「秒」， W 單位為英尺， V 之單位為英尺/秒²。

式(2-2-3)係將下列傳統的停車距離公式帶入式(2-2-2)所導出：

$$S=tV+V^2/2a \quad (2-2-4)$$

其中， t 為反應時間， a 為減速率。明顯的，Earl Reeder 採反應時間為 0.75 秒(近整為 0.8 秒)，減速率則為 17 英尺/秒²。這些參數值亦登錄在手冊「設計目的所採用的停車距離」單元中。該 1950 年版手冊中亦說明(第 69 頁)：「乘客雖非期望但亦非急迫的減速率為 11 英尺/秒²(3.35 公尺/秒²)，舒適的減速率則在 8.5 至 9 英尺/秒²(2.59~2.74 公尺/秒²)」。換言之，Earl Reeder 採用的係緊急而非舒適狀況的減速率。再者，上式亦未考量路面的乾濕，完整的減速率應如下：

$$a=g(f\pm G) \quad (2-2-5)$$

其中：

g =重力加速度

f =代表整體速率變化的摩擦當量係數

G =道路坡度

在考量濕路面之安全停車距離時，一般建議摩擦當量係數採 0.3。當道路相當平坦時，該值可換算出減速率為 10 英尺/秒²，約為上述舒適減速率的水準。Earl Reeder 採用高的減速率值，其目的係欲降低變換時段的時間，以滿足「只要黃燈時段超過 3~5 秒範圍即皺眉頭者」的人。

將式(2-2-4)代入式(2-2-2)可得下列一般化公式：

$$T=t+V/2a+W/V \quad (2-2-6)$$

美國 1950 年版的交通工程手冊亦提及考量橫向等候車隊頭車起動至衝突點的時間，以縮減變換時段長度。

3. Matson, Smith 與 Hurd(1955)

Matson, Smith 與 Hurd(1955)在所著交通工程一書中再度提及式(2-2-6)。所不同者，係減速率已指定採用舒適狀況而非緊急狀況。該文導出駛過煞停距離加交岔路口全寬下，停車及穿越者所需的時間分別如下：

$$y_1=t+V/a^* \quad (2-2-7)$$

$$y_2=t+V/2a^*+W/V \quad (2-2-8)$$

其中： a^* 表舒適的減速率

經由 y_1 、 y_2 的比較後，Matson 等得到結論：「高速時，停車需時係決定黃燈長短的關鍵；低速時，清道需時係決定黃燈長短的關鍵」，惟並未解釋為何停車需時會被用來決定黃燈長短，後來 ITE 委員會(1989)甚而指出：「一旦駕駛決定停車，則號燈顯示(黃或紅)便不具意義」。儘管如此，以停車需要來決定變換時段的觀念已滲入工程師的腦中，並對此一問題提出不同的解釋。

4.Gazis, Herman 與 Maradudin(1960)

Gazis, Herman 與 Maradudin(1960)對於其所稱的「黃燈問題(the problem of amber light)」提出嶄新的觀點，並定出一個解析型模式以描述在燈號由綠轉黃臨近路口車輛的尷尬(predicament)情形。該研究以等加速公式來描述減速至停止以及穿越路口(如有必要時，會加速)等兩種情形。式(2-2-9)為車輛以起始速率 V_0 至舒適地停止的最小停車距離：

$$x_s = t_s V_0 + V_0^2 / 2a^- \quad (2-2-9)$$

其中：

x_s =最小停車距離

t_s =決定停車的反應時間

V_0 =燈號由綠轉黃瞬間臨近路口的車速

a^- =舒適等減速率

式(2-2-10)為車輛以起始速率 V_0 可在變換時段 Y 恰完全穿越寬度為 W 路口的最大距離：

$$x_a = V_0 Y + (1/2)a^+ (Y - t_a)^2 - (W + L) \quad (2-2-10)$$

其中：

x_a =停止線上游段最大穿越距離

a^+ =等加速率

Y =變換時段時長

t_a =決定穿越路口的反應時間

W =路寬； L =車長

Gazis 等說明，不論原因為何，只要駕駛人不會加速到超過初速，則式(2-2-10)可改寫成：

$$x_0 = V_0 T - (w + L) \quad (2-2-11)$$

該研究進一步假設街道設有速限 V_1 ，車輛均不會為穿越路口而加速，遂令式(2-2-10)的 x_s 與式(2-2-11)的 x_0 相等，提出最短變換時段的公式：

$$Y = t_s + \frac{V}{2a^-} + \frac{W + L}{V} \quad (2-2-12)$$

其中：

$V=V_1$ =設計變換時段採用的速率

由式(2-2-12)知，距離乃決定煞停的關鍵因素，時間則為決定穿越的關鍵因素，為至少滿足一方的需要，須保證「臨近路口車輛落在變換時段行駛範圍內者均可穿越，落在範圍外者均可煞停」。由於距離與時間恰可轉換為速率，故當車輛臨近路口之實際行駛速率與變換時段所採用的設計速率不同時，式(2-2-12)所求得之變換時段就未必滿足「煞停距離」與「穿越時間」至少一方的需要，亦即會出現所謂的尷尬區(dilemma zone)，如圖 2.2.1 所示。由圖知，會發生尷尬情事的車輛包括距停止線較遠且車速超過設計速率者，以及距停止線較近且車速甚低者。

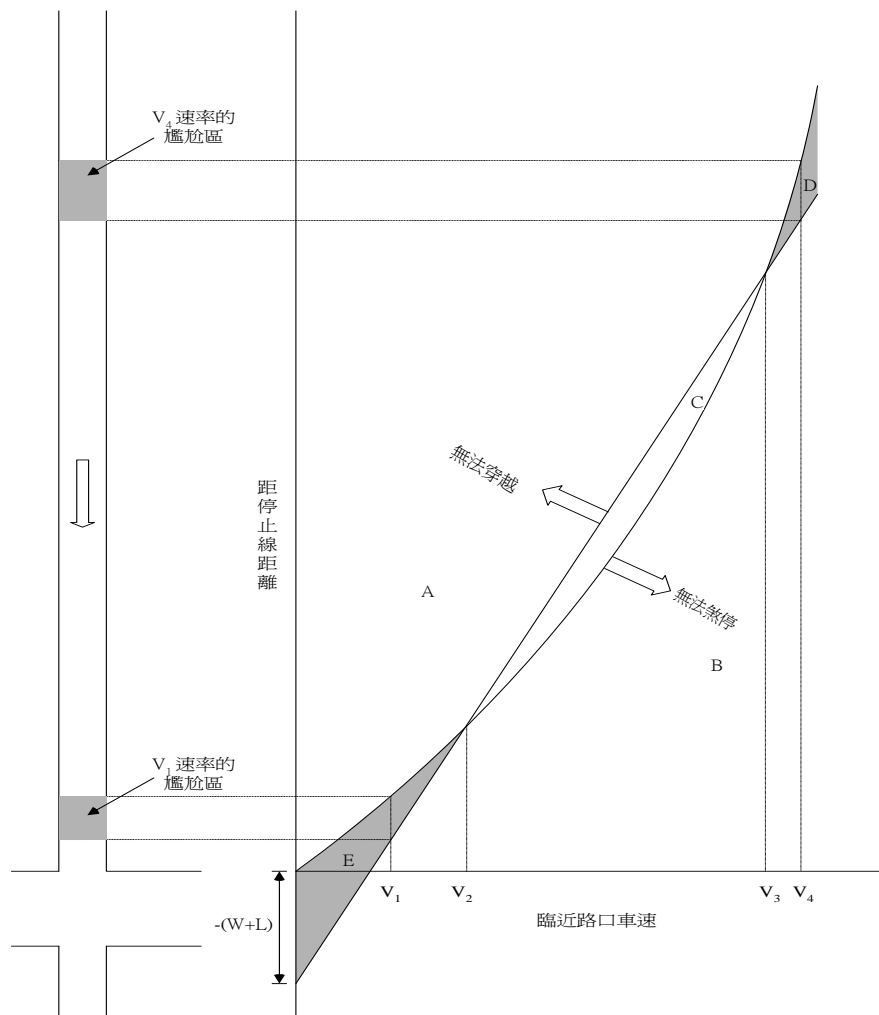


圖 2.2.1 臨近路口車輛之速率—位置關係圖

5.美國 1965 年版 ITE 交通工程手冊

美國 1965 年版的交通工程手冊採用兩個決定黃燈長度的公式：

$$y_1 = t + V_a/2a \quad (2-2-13)$$

$$y_2 = t + V_a/2a + (W+L)/V_a \quad (2-2-14)$$

其中： V_a 代表臨近車速

該手冊說明式(2-2-13)產生「最短煞停時間」，式(2-2-14)係援 Gazis 等的公式，產生「最短煞停或穿越路口時間」，並建議：「對選定的臨近路口車速，選用的黃燈清道時段必須較 y_1 長，當 y_2 較所選用黃燈時段長，且路口存有衝突的危害時，可在黃燈與橫向路口綠燈間加入全紅時段」。

採用雙公式明顯係源於 Matson 等(1955)的成果，如式(2-2-7)、(2-2-8)。難以理解的是式(2-2-13)是錯的，並不能據以獲得煞停時間，正確應採用式(2-2-7)，否則該式應解釋成以臨近車速駛過煞停距離所需的時間，真正的煞停時間係 $V_a/2a$ 時間的兩倍。雖然如此，這種錯誤卻仍一直延用多年，甚而一直到 1986 年，Wortman 與 Fox 仍解釋式(2-2-13)(及式(2-2-14)的第二項)為「駕駛者欲安全停車所需的時間」，Lin(1986)亦犯同樣的錯誤，解釋式(2-2-14)為「前二項的和代表黃燈亮後駕駛人欲停車所需時間，後一項則代表穿越路口需時」。無疑的，此一錯誤解釋嚴重混淆式(2-2-14)的意義。

6.美國 1976 年版 ITE 運輸與交通工程手冊

美國 1976 版的運輸與交通工程手冊保留舊版的兩個決定黃燈長度的公式(式(2-2-13)、(2-2-14))，並嘗試以 Olson 與 Rothery(1962)的論點(而非 Gazis 等)來解釋尷尬區：「黃燈時間不正確的選擇將導致產生尷尬區，該區是一個接近停止線的區域，落在該區車輛無法安全的停車亦無法在紅燈開始前不加速而穿越路口」。

式(2-2-14)是用來產生「無尷尬區的黃燈」。該手冊對尷尬區過於簡單的描述及遺漏了 Gazis 等的其他說明，可能混淆某些使用者並給予強烈的錯誤印象，特別是對不熟悉 Gazis 公式的使用者，會以為 y_2 黃燈時段的選擇目的係用來消除所有臨近車速尷尬區，惟此對式(2-2-14)的解釋並不恰當。

美國 1976 年版手冊上述的描述亦衍生了其他的困難，即尷尬區與變換時段長度的關係。由圖 2-2-1 知，即便依式(2-2-14)來設定變換時段長度，尷尬區仍會存在於以非設計速率行駛的車輛，在鄰近停止線的慢速車及遠距停止線的快速車上亦有尷尬區存在，且不論變換時段如何設計，極接近停止線的慢速車恆有不可能消除的尷尬問題。

美國 1976 年版手冊另一種混淆係暗示落在接近交岔路口尷尬區的個別駕駛可藉加速來穿越路口。這是對的，Gazis 等亦探討此一問題，即在某些情況(而非所有情況)落在尷尬區的車輛確可藉加速來穿越路口，惟並非對所有交通狀況都允許以超速(超過速限)來穿越路口，只有流量低、車速較高的狀況下才有可能。

7. Williams (1977)

Williams(1977)認為黃燈的長度不僅需考慮臨近路口駕駛之行止，亦應考慮橫向衝突車流起動的延滯，故建議黃燈長度如下式：

$$Y = t + (V/2a) + [(W+L)/V] - (K_x + \sqrt{2d_x/a_x}) \quad (2-2-15)$$

其中：

t = 駕駛者決策反應時間(1.1 秒)

V = 第 85 百分位臨近速率

a = 第 85 百分位減速率(2 公尺/秒²)

K_x = 橫向車流紅燈轉綠的起動反應時間(0.4 秒)

d_x = 橫向停等車輛與穿越路口車輛間之衝突距離

a_x = 橫向車流最大起動加速率(4.9 公尺/秒²)

對於變換時段考量橫向車輛的延遲起動，Williams(1977)亦提醒：「橫向車輛延遲起動的使用必須小心，當有可能提前起動時(light jump)，其值應設為 0」，Parsonson 與 Santiago(1981)亦指出：「此一觀念僅適用於橫向街道車輛處於停車起動的狀況，不適用於燈號由紅轉綠時以一定速率臨近路口的狀況」。

8. 1982 年版 ITE 運輸與交通工程手冊

1982 年版的 ITE 運輸與交通工程手冊中以標題為「黃燈變換與清道時段(yellow change and clearance intervals)」，重新介紹 Gazis 等的論點，並解釋該論點與尷尬區問題間的合理性。明顯企圖為矯正上述對式(2-2-13)解釋上的錯誤，該手冊由停車距離公式起頭：

$$S = tV + V^2/2a \quad (2-2-16)$$

將式(2-2-16)兩側均除以 V ，則上式右側完全與式(2-2-13)同，惟該手冊稱 S/V 為「進入路口車輛最短清道時間」，換言之，舊版所稱的「煞停時間」在此一版本中有了新的解釋，改為最短「清道時間」，以供一輛車以等速(V)駛過煞停距離(S)。

9. Butler (1983)

式(2-2-12)、(2-2-14)基本上均認定黃燈具備清道功能，即黃燈係採用前述禁制法則來定義(不需加全紅)。惟後續相關研究陸續針對黃燈是否具備清道功能提出質疑，例如 Butler(1983)認為變換時段必須包含清道時段，但黃燈時段不具備路口清道功能，故提出全紅作為路口清道之用。該研究據之修正 Gazis 的公式，並增列了坡度的因素：

$$Y = t + \frac{V}{2a + 64.4G} \quad (2-2-17)$$

$$r = \frac{W + L}{V} \quad (2-2-18)$$

其中：

Y = 黃燈時長(秒)

r = 全紅時長(秒)

G = 臨近路口坡度(%)

10. Hulscher(1984)

Hulscher(1984)指出澳洲變換時段的設計亦將黃燈與全紅分開，除參數略有差異外，其黃燈公式基本上與(2-2-17)式同，全紅則考慮橫向車輛之起動延滯 t_x ，公式為：

$$t_r = \frac{D_c}{V} - t_x \quad (2-2-19)$$

其中： V = 第 15 百分位臨近速度； $D_c = W + L$

11. Frantzeskakis (1984)

Frantzeskakis(1984) 亦建議全紅清道時段應減去橫向第一部停等車輛啟動到行駛至衝突點的時間，公式為：

$$AR = \frac{D_c}{V} - \frac{d_x}{V_x} + t_k \quad (2-2-20)$$

其中， $D_c = W + L$ ； d_x 係橫向車輛在燈號轉綠瞬間距停止線的距離，加上由停止線至衝突區的距離； t_k 為橫向號誌由紅轉綠前的預示時間(紅、黃並亮時間)。

12. 美國(ITE 技術委員會, 1985)

美國 ITE 技術委員會綜合歸納歷年研究結果，在 1985 年曾公布「決定變換時段的建議方法」，明指「清道時段應採全紅」，其建議之變換時段設計方式係將黃燈與全紅分開，公式如下：

$$Y = t + \frac{V}{2a + 2Gg} \quad (2-2-21)$$

$$AR = D_c / V = \begin{cases} (W + L) / V \\ P / V \\ (P + L) / V \end{cases} \quad (2-2-22)$$

其中：

Y = 黃燈時長(秒，進整至 0.1 秒)

AR = 全紅時長(秒)

t = 駕駛者覺察反應時間(1 秒)

V = 第 85 百分位臨近速率

L = 車長(6.1 公尺=20 英呎)； W =路寬

P = 橫跨交岔路口至通過行人穿越道全長

a = 減速率($3.05 \text{ 公尺/秒}^2=10 \text{ 英呎/秒}^2$)

g = 重力加速度值(取 $9.8 \text{ 公尺/秒}^2=32 \text{ 英呎/秒}^2$)

G = 臨近路口坡度(%)

其中， $D_c=W+L$ ，係用於無行人交通的狀況； $D_c=P$ 用於有行人交通的可能； $D_c=P+L$ 則用於大量的行人交通或設有行人專用號誌的狀況。由於速率對黃燈與全紅時長的效果恰相反，均以第 85 百分位臨近車速來計算，顯然並不恰當，故 ITE 建議黃燈採第 85 百分位計算，但全紅則分別以第 15、85 百分位速率計算整個變換時段(式(2-2-21)、(2-2-22)加總)後，取其較長者再扣除黃燈時長來設定。

ITE 亦建議以「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」作為評估黃燈設計允當與否之指標。

13. Retzko 與 Boltze(1987)

Retzko 與 Boltze(1987)說明德國變換時段的設計方法。德國變換時段係由駛越(overrun)、清道(clearance)與進場(entrance) 3 時段組成，即 $t_i=t_0+t_c-t_e$ ，其中，駛越時段指變換時段結束瞬間至最後一輛穿越路口車輛到達停止線的耗時；清道時間指最後一輛穿越路口車輛完全穿越路口的需時；進場時間指橫向停等的第一輛車在橫向綠燈轉亮瞬間至其駛至衝突區的時間。 t_0 、 t_c 、 t_e 項的公式如下：

$$t_0 = t + \frac{V}{2a^-} \quad (2-2-23)$$

$$t_c = \frac{D_c}{V} \quad (2-2-24)$$

$$t_e = \sqrt{\frac{2d_x}{a^+}} - t_{ry} \quad (2-2-25)$$

其中， D_c 為清道距離，為停止線至衝突區遠端加上車長； d_x 為進場距離，係橫向車輛在燈號轉綠瞬間距停止線的距離，加上由停止線至衝突區的距離，而 t_{ry} 為橫向號誌全紅結束前之紅、黃並亮時間(一般定為 1 秒)。如綠燈開始時係以某初速進入路口者，其 t_e 則為停止線至衝突點的距離除以該初速。由(2-2-25)式知，全紅時間在橫向號誌設有紅、黃並亮之起動預警時可以縮短(短少量等於 t_{ry})。

14.我國(道路交通標誌標線號誌設置規則)

我國號誌之變換時段亦包含黃燈與全紅 2 項，現行設置規則(101 年 10 月 13 日)之規定如下(231 條)：

- (1) 行車管制號誌之黃色燈號時間，得依下表之規定(行車速限每小時 50 公里以下、51~60 公里、61 公里以上，分別為 3、4、5 秒)。
- (2) 行車管制號誌在黃色燈號結束後，應有 1 秒以上之全紅時間。直行交通之全紅時間宜依下表公式計算之(其時間以等於 D_c/V 為原則，最短不得小於 $D_c/2V$ ，且只限於無行人交通($D_c=W+L$) 與有大量的行人交通或設有行人專用號誌($D_c=P+L$)二種狀況)。

由相關研究之發展演進可瞭解，變換時段應包含黃燈與全紅，黃燈一般包含臨近路口駕駛之覺察、反應時間，與安全煞停所需的時間，而全紅一般包含車輛以原臨近路口車速，由停車線行駛至完全通過遠端衝突區的時間，及橫向衝突車輛由停等至起動至衝突點之時差。惟相關研究對於反應時間 t 、臨近路口車速 V 、安全煞停之減速率 a 、橫向起動時差等之設定，一般係由工程師主觀認定，無法完全反映車輛在交岔路口運轉之實際特性。

2.3 變換時段設計的隨機方法

對於變換時段的駕駛行為，除前節的定性法外，另有相當多學者以敘述性及隨機性(descriptive and stochastic)來研究變換時段的問題，最常見者，係以停車機率函數(stopping probability function) 來反映臨近路口車輛在黃燈時段中決定「停」、「行」的二元選擇行為(Mahalel 與 Zaidel,1986)。本節首先重點回顧隨機模式傳統的個體模化法，再回顧 Lin 等人的現場觀測統計法。

2.3.1 傳統個體停車機率模式

以隨機模式構建停車機率函數的概念早見於 Olson 與 Rothery(1962)及 May(1967)等之研究，其優點係應用時可免去定性法須主觀設定公式中各參數之困擾(Mahalel and Zaidel,1986)。

在應用上，相關研究大多採個體模化法(disaggregated approach)，即以二元 Logit、Probit 等個體模式來構建停車機率函數，為符合個體係自由選擇者(free choicer)的要求，其樣本採用黃燈時段通過路口的車輛及第一輛停車的車輛，後續被迫停車的樣本均予剔除。而模式考慮之影響因素則包括臨近速度、燈號由綠轉黃瞬間臨近路口車輛距停止線的距離(或預定到達停止線的時間)，及臨近路口道路之坡度、路寬等(Chang 等,1985)。

惟車輛在燈號由綠轉黃瞬間位於停止線上游路段之任一位置均有停車可能，只有機率的不同，並無明顯之停、行分界，為此，一般研究常以切割停車機率區間的方式來界定尷尬區，例如 ZeGeer(1977)定義尷尬區為：「停車機率為 10%

至 90% 的路段」，Parsonson 與 Day(1979)，及 Sheffi 與 Mahmassani(1981)亦採用此種定義。

Mahalel 與 Zaidel(1986)則將 ZeGeer(1977)的尷尬區定義為未定區(indecision zone)，認為未定區愈大，發生尾撞的機率即愈高，可用作黃燈設計良劣的評估指標。而該研究更認為停車機率函數的外形會因黃燈的長短而改變，進而影響未定區的範圍大小，故可改變黃燈長度，再選擇未定區範圍較小者來決定最適的黃燈長度。圖 2.3.1 所示者，即在不同黃燈長度下，同一路口不同的停車機率函數分布圖，其中未定區較小者對應的黃燈長度，即該研究認為較佳的黃燈長度。

由上述回顧知，變換時段的設計，從規範性、定性的考量改為敘述性、隨機性後，因對該隨機模式的意義不明，在應用上反而變成見仁見智，莫衷一是。

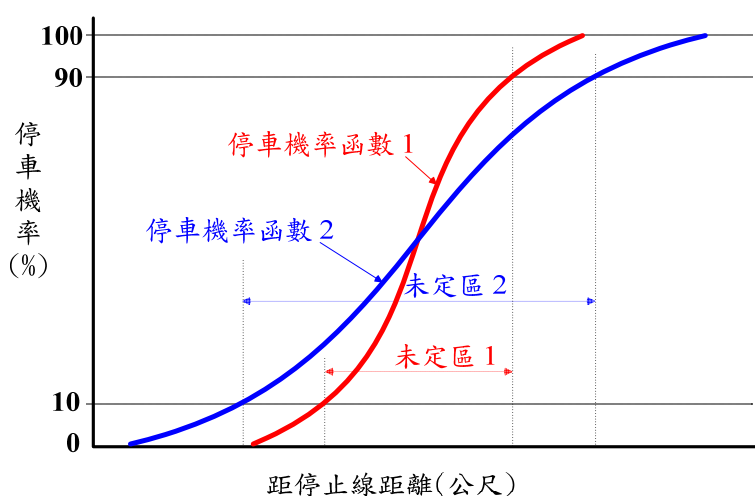


圖 2.3.1 停車機率函數與未定區大小

2.3.2 Lin 等人的現場觀測法

Lin 等人曾以現場直接觀測黃燈需時的方式，提出設計黃燈及全紅時制的簡易方法，由於其方法接近 ITE 以「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」作為評估指標的建議，並獲得許多過去研究未曾發現的重要成果，故本節特依其研究時期順序，分別回顧其一系列的研究。

1. Lin(1986)-- Timing Design of Signal Change Interval

Lin(1986)在文獻回顧中指出，黃燈時制設計有兩種方法，一係對一群或全部路口採均長黃燈(uniform yellow interval)，通常採此方式設定黃燈者，其黃燈結束後會設有全紅時段；另一則係視黃燈長度為臨近速率與其他因素等之函數，許多機關以 t (駕駛反應時間)及 $V/2a$ (以原車速 V 駛過以 a 減速率煞停距離的時間)來決定黃燈長度。

對於第一種方法(均長黃燈)，Lin(1986)回顧指出，依據 Chang 等人(1985)的研究，黃燈顯亮後至駛達停止線的需時，95%車輛小於 4.5 秒，此一需時在臨近路口車速為 25~55mph(40~89kph)，變異如此大的狀況下仍很穩定，換言之，不隨臨近路口車速而有不同，據之推論，黃燈應採均長。

對於第二種方法(黃燈係車速等因素的函數)，只要駕駛反應時間與煞停減速率設定確定，會導得黃燈長度隨臨近路口車速的增加而加長的結果，此外，如何設定駕駛反應時間與煞停減速率一直是黃燈時制設計上相當困擾的問題，相關研究對此的意見相當分歧，如表 2-3-1 所示。

表 2-3-1 相關研究有關駕駛反應時間與煞停減速率的報告

項目	反應時間 (秒)		煞停減速率 (英尺/秒 ²)		研究者或資料來源
	平均值	85 百分位	平均值	85 百分位	
調查研究	1.14	-	-	-	Gazis et al(1960)
	1.4	-	-	-	Jenkins(1969)
	1.09~1.55	1.5~2.1	7.0~13.9	11.5~18.2	Wortman and Matthias(1983)
	1.1~1.4	1.4~2.0	8.3~13.2	10.8~17.7	Wortman and Witkowski(1985)
	0.7~1.5	1.0~2.2	7.8~13.4	-	Chang et al(1985)
建議值	1		10		Transportation and Traffic Handbook(1982)
	1.1		6.5		Williams(1977)
	1		10		ITE(1985)

資料來源：Lin, F. B., "Timing Design of Signal Change Interval," Transportation Research Record 1069, pp. 46-54, 1986.

Lin(1986)對紐約州三個都市 10 處交岔路口的 11 個直行車道蒐集變換時段駕駛行為資料，項目包括：

- (1)交岔路口寬度及坡度。
- (2)交通量及臨近路口車速。
- (3)路口號誌黃燈與全紅的長度。
- (4)變換時段需求，為「黃燈始亮起至最後一部穿越車輛清除路口的耗時」。

Lin(1986)將調查所得的變換時段需求建立累積曲線，取其第 95 百分位值 T 作為應變數，以理論公式所含單元作為自變數，建立下列迴歸定式：

$$T = \beta_0 + \beta_1 V + \beta_2 \{(W+L)/V\} \quad (2-3-1)$$

其中：

T = 第 95 百分位變換時段需求長度(秒)

V = 平均臨近路口車速(英尺/秒)

W = 路口寬(英尺)

L = 車長(英尺)

結果獲得：

$$T = 3.38 + 0.017V + 0.63\{(W+L)/V\}, \quad R^2 = 0.5 \quad (2-3-2)$$

$$T = 4.36 + 0.56\{(W+L)/V\}, \quad R^2 = 0.47 \quad (2-3-3)$$

該研究認為上示(2-3-2)、(2-3-3)式的解釋能力差不多，而(2-3-2)式自變數 V (臨近路口車速)的參數 β_1 經 t 檢定結果呈不顯著，且對黃燈需時的影響相當小(參數值為 0.017)，故認為變換時段時制設計可採(2-3-3)式，其中，常數項為黃燈時間，各路口等長(4.36 秒)，全紅時間則為第二項，隨路口清除距離而變，但為 ITE 公式的 0.56 倍，與我國採 0.5 倍者相當接近。

Lin(1986)認為變換時段時制設計或可基於個別駕駛的反應時間、煞停減速率等因素來考量，但變換時段的長度卻受更多因素的影響，基於此，變換時段時制設計採用總體駕駛者的需要反而是簡單且符合邏輯的另一可行方法。

2. Lin 等人 (1987)--Utilization and Timing of Signal Change Interval

Lin 等人(1987)指出，許多研究質疑採式(2-2-21)決定變換時段長度的作法，例如 Chang 等人(1985)認為在黃燈始亮後進入路口的駕駛行為並不隨臨近路口車速的不同而有明顯改變，該研究發現臨近路口車速在 25~55mph(40~89kph)範圍下，在黃燈始亮後進入路口的車輛駛達停止線的耗時 85% 在 3.5~3.8 秒間，95% 在 4.2~4.6 秒間。此一發現使該研究建議可採用均長的 4.5 秒作為黃燈設計準則。Wortman 與 Fox(1986)的研究亦認為黃燈長度與臨近路口車速無關。

Lin 等人(1987)認為車輛在黃燈結束後仍進入路口的百分比可作為黃燈長度是否適當的評估指標，並定義黃燈需求長度(yellow interval requirement)為：「車輛不會在紅燈顯示後仍進入路口的狀況在所有變換時段中達某一百分比」。

為瞭解上述黃燈需求長度的本質，Lin 等人(1987)調查紐約州 5 處號誌路口的 6 個直行與 2 個左轉流動。其量測臨近路口車速方式是在接近綠燈結束時量測車輛行駛約 100~150 ft 距離的旅行時間，此 8 個流動最小平均臨近路口車速為 21.9 mph，最高為 32.5 mph。各流動的調查時間在 2~1/2 小時，獲得的變換時段數在 68~255 次，但並非每一變換時段均有車輛進入或駛離路口，而有車輛進入或駛離路口的變換時段中，登錄「最後一輛進入路口車輛由黃燈始亮後至駛達停止線的耗時(個別車輛的黃燈需求長度)」，代表「車輛不會在紅燈顯示後仍進入路口的黃燈需求長度」，進而將之作成黃燈需求長度累積機率。再選擇 85% 或 95%

的黃燈需求長度，代表「車輛不會在紅燈顯示後仍進入路口的狀況在所有變換時段中達某一百分比」，如表 2-3-2 所示。

由表知，黃燈需求長度，第 95 百分位在 3 至 5 秒間，第 85 百分位在 2.2 至 4.2 秒間，這些黃燈需求長度的差異無法以臨近路口車速來解釋。圖 2.3.2 為各流動黃燈需要長度的累積機率曲線，由圖知，在這些流動中，流動 4 及流動 8 的臨近路口車速差異最大，如依 ITE 的公式，則此 2 流動的黃燈長度差異應最大，惟恰相反，二者黃燈需求長度累積機率曲線的差異反而最小；相對的，流動 4 及流動 6 的臨近路口車速幾乎相等，惟二者的黃燈需求長度累積機率曲線卻有明顯的差異；流動 4 及流動 5 的臨近路口車速與黃燈需求長短一致，惟流動 7 及流動 8 的臨近路口車速與黃燈需求長短又相反。

表 2-3-2 Lin 等人的黃燈需求長度調查估算結果

編號	流動	既有黃燈(秒)	黃燈需求長度(秒)		平均接近速率(mph)	變換時段數		備註
			85 th	95 th		有使用數	使用率%	
1	直行	3.9	3.9	4.2	30.0	55	49	
2	直行	3.9	3.5	4.0	29.8	55	74	
3	直行	4.0	3.4	4.2	27.6	60	70	
4	直行	3.5	3.9	4.5	32.5	101	76	過飽和
5	直行	3.5	3.2	3.9	26.6	55	59	
6	直行	3.1	2.2	3.0	31.8	74	29	低流量
7	左轉	3.0	3.2	3.7	26.3	57	46	低流量
8	左轉	3.9	4.2	5.0	21.9	54	79	過飽和

資料來源:Lin, F.B., D. Cooke, and S. Vijayakumar, "Utilization and Timing of Signal Change Interval," Transportation Research Record 1114, 86-95, 1987.

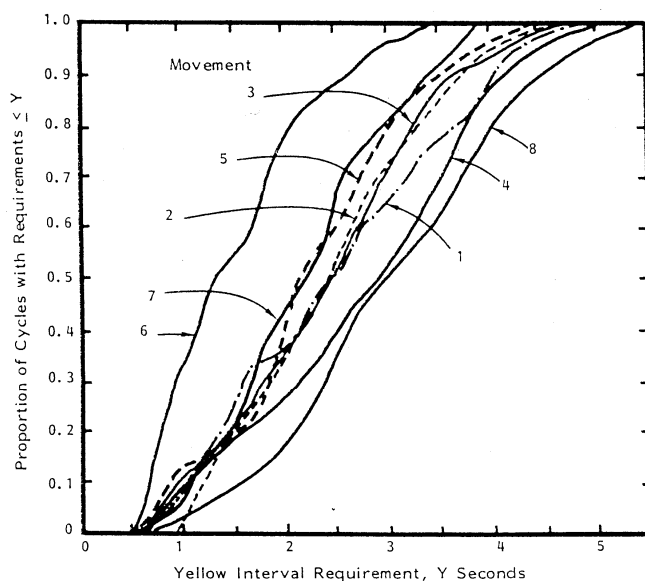


圖 2.3.2 各流動黃燈需要長度的累積機率曲線

資料來源:Lin, F.B., D. Cooke, and S. Vijayakumar, "Utilization and Timing of Signal Change Interval," Transportation Research Record 1114, 86-95, 1987.

圖 2.3.2 衍生出一個問題，即實際影響圖中黃燈需求長度累積機率曲線間的變化的因素為何。為進一步研究此一問題，作者又增加調查的時間，結果發現「黃燈顯亮後 5 秒內的車輛到達狀況」係造成上述變異的主要來源。其中最極端的是流動 8，該流動因指派綠燈時間過短，車輛在綠燈時段通常無法完全疏解，而在各週期中反覆出現等候車隊，結果是黃燈顯亮後車輛經常係魚貫進入路口。流動 4 亦有類似的過飽和情形，而此 2 流動的黃燈需求累積機率曲線的差異非常小。

流動 6 的到達流量相當低，其號誌係以觸動式控制(actuated control)；流動 7 亦有類似的低流量情形，其黃燈時段低車密度的到達狀態係受上游號誌的影響。此二流動經常發生黃燈顯亮後 4 秒內無車到達停止線的情形，其第 95 百分位黃燈需求長度分別為 3 秒與 3.7 秒，為所有流動最短者。

雖然明顯地黃燈顯亮後的車輛到達水準控制黃燈需求長度，但目前尚無數量方法來定義此種因果關係。而變換時段被使用率可能是量度黃燈顯亮後的車輛到達水準的潛能指標。基於此，Lin 等人(1987)以變換時段被使用率 F 為自變數，某一百分位黃燈需求長度 Y_{nth} 為應變數，建立迴歸式如下：

$$Y_{95th}=2.36+2.83F, \quad R^2=0.73 \quad (2-3-4)$$

$$Y_{85th}=1.81+2.70F, \quad R^2=0.60 \quad (2-3-5)$$

基於現場資料分析而得的第 95 百分位黃燈需求長度介於 3~5 秒，在黃燈時制設計上，Lin 等人(1987)提出簡單的公式來決定黃燈長度(符合第 95 百分位)：

$$Y=4.0+C_l \quad (2-3-6)$$

C_l 界於 -1.0 與 1.0，如係下列狀況，則取 +0.5 和 +1.0 的數值：

- (1) 車輛到達路口時常需排隊，且常需至等到下個週期方能疏解。
- (2) 變換時段一結束，會迅速形成等候車隊。
- (3) 超過 70% 的變換時段會被使用。

如係下列狀況，則取 -0.5 和 -1.0 之間的數：

- (1) 到達流量低，且為觸動式號誌控制。
- (2) 該路口屬號誌連鎖之一環，其流量因連鎖週期的設計，致黃燈時才到達路口之流量較低。
- (3) 小於 30% 的變換時段會被使用。

基於以上分析，Lin 等人(1987)獲得下列結論：

- (1) 黃燈需求長度與臨近路口車速的關係相當小，由現場調查分析顯示，係受黃燈顯示後的車輛到達狀況所左右。

(2)當等候車隊會由一個週期延至另一週期時，第 95 百分位黃燈需求長度可達 5 秒；當到達流量相當低且係在觸動式號誌控制時，黃燈需求長度可減至 3 秒。

(3) 4.5 秒可適用任何號誌路口第 90 至 100 百分位的黃燈需求，惟因第 95 百分位的黃燈需求在 3~5 秒間變化，4 秒均長的黃燈可能對某些狀況不適用，但加入其他變數可能不實用，故可採式(2-3-6)來設計黃燈。

3.Lin and Vijayakumar (1988)-- Timing of Signal Change Interval

Lin and Vijayakumar (1988)延續上述研究，1987 年在紐約州另作補充調查，使分析路口達 30 處，臨近路口達 40 條，再選出其中僅直流動且觀測時數至少有 3 小時的 28 條臨近路口資料，以決定黃燈需時長度。

延續上述研究的定義，Lin and Vijayakumar (1988)對每一變換時段的黃燈需求長度量測方法仍為：「最後一輛進入路口車輛由黃燈始亮後至駛達停止線的耗時」，再建立累積機率曲線，每一樣本至少有一輛車在變換時段進入路口。每一樣本的臨近路口車速均在綠燈將結束或黃燈顯亮的時點調查，如表 2-3-3 所示。

表 2-3-3 觀測黃燈需求長度與實際黃燈設定長度

地點	路口寬 W(ft)	坡度 (%)	臨近路口車速(mph)		觀測黃燈需求(秒)			實際黃 燈(秒)
			平均	85 th	85 th	95 th	Max	
1	88	2.1	45.9	51.6	3.7	4.7	5.8	3.3
2	85	-2.6	44.8	53.7	4.1	4.6	5.2	3.3
3	103	-1.6	38.1	49.2	3.1	4.0	4.4	3.4
4	103	1.6	40.7	46.1	3.5	4.5	5.2	3.4
5	114	1.6	34.7	38.2	4.0	4.8	5.4	3.8
6	144	-2.6	34.9	41.7	4.0	4.5	5.6	3.4
7	166	1.6	35.9	39.8	3.7	5.6	5.6	3.8
8	129	-2.1	40.0	45.5	3.5	4.4	6.0	3.7
9	128	1.6	43.2	49.6	3.6	4.5	5.4	3.7
10	65	6.5	43.5	46.7	3.6	4.2	5.0	3.4
11	142	-2.1	45.1	49.5	3.2	3.7	5.0	3.4
12	106	1.6	41.5	46.4	3.1	3.8	4.4	3.8
13	83	-3.1	34.6	40.1	3.9	4.4	4.8	3.0
14	105	1.0	53.3	60.3	3.9	4.5	6.4	5.7
15	146	3.7	44.0	48.9	3.7	4.3	6.0	3.9
16	105	-1.5	48.1	54.4	3.6	4.3	5.2	3.9
17	132	1.5	33.0	39.8	4.1	4.5	5.2	3.8
18	88	1.0	49.7	55.8	3.5	4.2	5.2	3.4
19	80	1.0	40.9	46.3	3.2	4.0	4.4	3.5
20	127	1.0	48.2	55.1	3.8	4.4	5.2	3.8
21	111	-1.5	42.8	48.5	3.0	3.6	4.4	4.0
22	165	-3.7	50.3	54.8	3.7	4.3	4.6	4.0
23	77	3.0	30.0	41.9	3.9	4.2	4.9	3.9
24	135	1.7	29.8	36.0	3.5	4.0	4.7	3.9
25	105	0.9	27.6	38.0	3.4	4.2	4.8	4.0
26	96	0.7	32.5	37.8	3.9	4.5	5.0	3.5
27	92	0.8	26.6	30.9	3.2	3.9	4.5	3.5
28	93	0.9	31.8	38.2	2.2	3.0	3.3	3.1

由表 2-3-3 知，28 處路口直流動的實際黃燈長度設定，除路口 14 外，均

小於 4 秒，相對的，黃燈的觀測需求長度之最大值遠超過實際設定值，亦有 35% 的實際設定值小於第 85 百分位的觀測需求長度。最重要者，各路口的黃燈需求長度變化相當大，但並不符合 Gazis 等人基本公式或 ITE 修正公式中，黃燈長度隨臨近路口車速增加而增加的線性關係，如圖 2.3.3 所示。

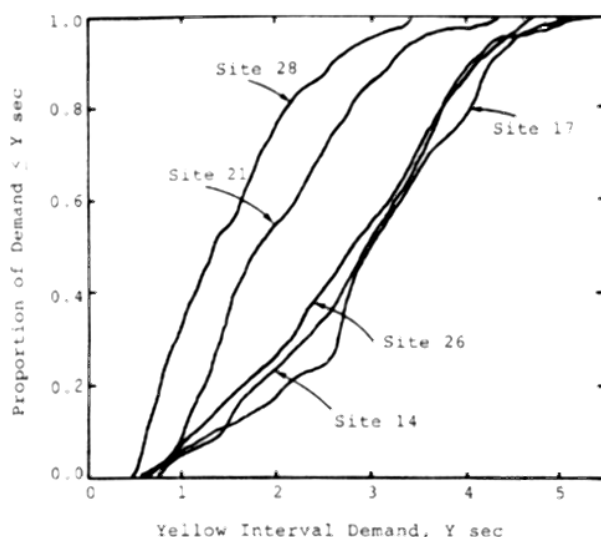


圖 2.3.3 黃燈需要長度累積機率曲線範例

資料來源: Lin, F. B. and Vijayakumar, S., "Timing Design of Signal Change Interval," Transportation Engineering and Control 29(10), pp. 531-536, Oct., 1988.

Lin and Vijayakumar (1988)指出，影響黃燈需求長度最主要的因素係「黃燈顯亮後的車輛供給(vehicle supply at the yellow onset)」，定義為：「黃燈顯亮後距停止線 5 秒旅行時間內的車輛數或車輛出現頻率」，而影響黃燈顯亮後車輛供給的因素有號誌連鎖、到達路口交通量，及路口號誌控制方式(例如定時控制或觸動式控制)。一般言，黃燈顯亮後的車輛供給較低，所需黃燈長度較少，例如：

- (1)路口 28 在觀測 4 小時內的平均到達率為 300 車/小時，係由觸動式號誌控制，其綠燈的結束通常係短時間內無車到達停止線，致在其 74 個變換時段觀測值中，最大黃燈需求長度僅 3.3 秒，第 85 百分位黃燈需求長度僅 2.2 秒。
- (2)路口 21 的黃燈時段車輛供給情形與路口 28 相似，其黃燈需求長度亦相對的較低(最大值僅 4.4 秒，第 85 百分位黃燈需求長度僅 3.0 秒)。
- (3)路口 14 的最大黃燈需求長度為所有調查點中最高的 6.4 秒，但此一結果係高臨近路口車速(平均 53mph)與高黃燈時段車輛供給的綜合結果。只要黃燈時段車輛供給降低，雖然臨近路口車速相當，其黃燈需求長度卻不長(例如路口 20 與 22 的臨近路口車速平均為 48~50mph，其最大黃燈需求僅為 5.2 秒與 4.6 秒)。

綜合言之，黃燈需求長度無法與式(2-2-21)產生關係，而可以採更實際且簡單的方式，如式(2-3-7)所示：

$$Y=Y_m+C \quad (2-3-7)$$

其中：

Y = 已知號誌路口，滿足某一特定需求水準的黃燈長度

Y_m = 滿足 50% 號誌路口某一特定需求水準的黃燈長度

C = 與路口車輛流動特性有關修正因子(correction factor)

依表 2-3-3，滿足第 85 百分位需求的黃燈長度中值為 3.6 秒，基於此，其黃燈長度公式可寫成 $Y=3.6+C$ ，其中， C 介於 -0.6 與 +0.5 之間。相似的，如需求水準定為第 95 百分位，其公式可寫成 $Y=4.3+C$ ，其中， C 介於 -0.7 與 +0.9 之間。

在應用式(2-3-7)時，如何選用修正因子 C 便是個問題，一般言， C 因子與黃燈顯亮時的車輛供給呈負相關，惟目前尚未建立數值關係以決定 C 因子的值。雖然如此，因對大部分現場調查路口言，需要修正的 C 因子值一般不大，而如採用均長的 4.1 秒對大部分路口均能滿足其 85 百分位的需求。基於此，實務上可以採用某一需求水準下的均長值以滿足大部分路口的需要。

2.4 本章小結

變換時段的設計方法早在 1929 年 Matson 即提出簡單的設計公式，其後續研究可分成定性法與隨機法兩類，前者以 Gazis, Herman 與 Maradudin(1960)提出的基本公式最為著名，美國交通工程師學會亦予修改採用之；後者早期一般係以個體模化的方式，以現場觀測個體停行決策行為為樣本，並以個體二元選擇模式來校估。惟 Gazis 公式長久以來一直遭到許多研究者質疑，主因是公式中的參數一旦設定，就會獲得路口臨近速率愈高，所需黃燈必愈長的結果，此與相關研究進行現場觀測的實況不盡相符；隨機法一般係建立停車機率模式，惟相關研究一直錯誤解釋停車機率的本质，因而多被誤用。

Lin 等人(1986,1987,1988)則採總體角度，其一系列的研究除了質疑定性公式的合理性外，亦跳開傳統個體選擇模式法的模式構建—模式驗證—模式分析程序，直接現場觀測臨近路口車輛的黃燈需時，據以建立累積機率並直接用來界定合理的黃燈時制，惟其採用的調查取樣方法，並無任何理論根據。

總而言之，令人驚訝的，變換時段設計方法從 1929 年迄今已爭議了 80 餘年，竟仍未建立出完整的理論、獲得普遍的共識，連 ITE 的修正公式亦一直僅能以建議的方式公布，無法納入其正式規範中。

第三章 變換時段設計方法

本研究嘗試構建變換時段完整的理論，重點置於複雜的黃燈長度設計。本章首先闡明黃燈長度設計常用的停車機率函數(stopping probability function)的本質；接著提出停車或率函數(stopping possibility function)的觀念並建立數學模式，並以 ITE 建議的「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」指標，建立黃燈需時估算公式；最後以較少的篇幅，分析說明全紅的設計。

3.1 停車機率函數的本質

引進停車機率函數來設計變換時段的目的是期望能反映實際的駕駛行為，但發展至今，其正確的應用方式竟始終未能獲得共識，究其原因，係相關研究誤解停車機率的涵意所致。由於此種對停車機率函數意義之誤解，恰與模糊理論(fuzzy set theory)學界對隸屬函數(membership function)意義之爭議，有甚多可互為對照之處。基於此，本研究先藉模糊理論釐清隸屬函數爭議之經歷，點出停車機率函數與隸屬函數之關係，再據以澄清停車機率函數之意義。

3.1.1 模糊理論有關隸屬函數意義之爭議

隸屬函數可謂模糊理論之基礎，但在模糊理論發展前期長達二十多年的過程中，隸屬函數一直被處理成系統已知的輸入變數，其意義卻一直處於相當模糊的狀態。例如模糊理論鼻祖 Zadeh 對隸屬函數即有許多不同稱謂，包括模糊稱謂關連(fuzzy naming relation,1973)、容易度(degree of ease,1977)、相容函數(compatibility function,1978)、模糊限制(fuzzy restriction,1978)、或率函數(possibility function,1978)等。雖然這些名稱均佳，惟對於隸屬函數意義之闡釋卻於事無補(Hisdal,1988)。

模糊理論的發展有一個重要的聲明，即「模糊性 \neq 隨機性(fuzziness \neq randomness)」(Zadeh,1978)。對第一次接觸模糊理論的人言，通常會對此一強烈的聲明感到驚訝，而在理論發展初期，任何欲以機率解釋模糊理論的作法，均遭該理論眾多擁護者批判，亦因為如此，模糊理論發展過程中雖有許多研究者嘗試建立機率與隸屬函數間之理論關係，惟實際上並無研究直接以機率解釋隸屬函數，此亦係 Hisdal(1986a)認為模糊理論在發展上之所以遭遇許多困境的主因。

有鑑於隸屬函數的意義一直不明確，Hisdal(1986a,1986b)提出 TEE (Threshold, Error, assumption of Equivalence 之簡稱)模式，嘗試直接以機率觀念解釋隸屬度之意義。其 3 個假設為：

假設 1：某人進行 YN (Yes or No，如停/行二元選項)實驗時，會先推測標的物之屬性值 u (如距停止線距離)，作為回答問題的基礎；如有機會作精確量測時，則其所基礎之屬性值即精確值(u_{ex})。

假設 2：不論是否處於可以精確量測的環境，當某人進行 YN 實驗時，對修詞集合 Λ (如{停，行})中之某一修詞 λ (如{停})，會在該屬性上給定一個非模糊區間 $\Delta u=[u_l, u_u]$ 。如果標的物之屬性值落在該區間內，則對該修詞 λ 回答「是」；落在區間外，則回答「否」。

假設 3：當某人置身於無法精確量測的環境時，會以誤差來修正其回答上述非模糊 YN 問題。

基於上述假設，TEE 模式可以下列數學式表示：

$$P(\lambda | u_{ex}) = \sum_{u=-\infty}^{\infty} t_{\lambda}(u_{ex}) \times E(u | u_{ex}) \quad (3-1-1)$$

$$\sum_{\lambda \in \Lambda} P(\lambda | u_{ex}) = 1 \quad (3-1-2)$$

其中：

$P(\lambda | u_{ex})$ =在 u 屬性空間中，給定 u_{ex} ，對 λ 回答「是」的機率

$E(u | u_{ex})$ =誤差函數

$t_{\lambda}(u_{ex})$ =在 u 屬性空間中， λ 的門檻函數

λ =修詞，如「停」

Λ =修詞集合，如{停、行}

u_{ex} =標的物之真正屬性值(精確狀況)

u =受測者主觀認定之屬性推測值(非精確狀況)

如某受測者可直接精確量度標的物之屬性值($u=u_{ex}$)，則 $P(u | u_{ex})$ 函數只有 $u=u_{ex}$ 時之機率值為 1，其餘均為 0，亦即隸屬度等於門檻函數 $t(\lambda | u)$ ，此時，當 u 落在 $[u_l, u_u]$ 中時，門檻值(隸屬度)為 1，否則為零。換言之，此時對二元選擇的問題言，隸屬函數係呈階梯型。惟因受測者日常狀況下並沒有機會(或會受限制)作精確量度，因此受測者會將其推測之量度誤差納入考慮。如整個問題系統僅有推測誤差一種模糊源，則此一誤差可以 $P(u | u_{ex})$ 表示。此時隸屬度(在 u_{ex} 空間上，標的物具備 λ 特性之概似值)，等於誤差函數 $P(u | u_{ex})$ 落在非模糊區間 $[u_l, u_u]$ 內之累積機率(如式(3-1-1)之 $\sum t(\lambda | u) P(u | u_{ex})$)。其結果是隸屬函數形狀被圓滑化，由階梯型變成 S 型曲線，而圓滑化後隸屬函數值為 0.5 的點，即圓滑化前階梯形隸屬曲線之門檻點。換言之，隸屬函數之所以呈圓滑曲線，係因為有各種模糊源對原階梯外形產生圓滑化的效果，模糊源愈多，圓滑化的程序亦愈多。

簡言之，TEE 模式說明隸屬函數係基礎於以修詞集合各元素為定義域之機率(probability，式(3-1-2))，但如以屬性值為定義域時，則只能稱之為「會出現某修詞答案」的或率(possibility，式(3-1-1))。圖 3.1.1 所示者，即高、矮問題中回答「高」的隸屬函數及該修詞發生機率的關係示意圖。

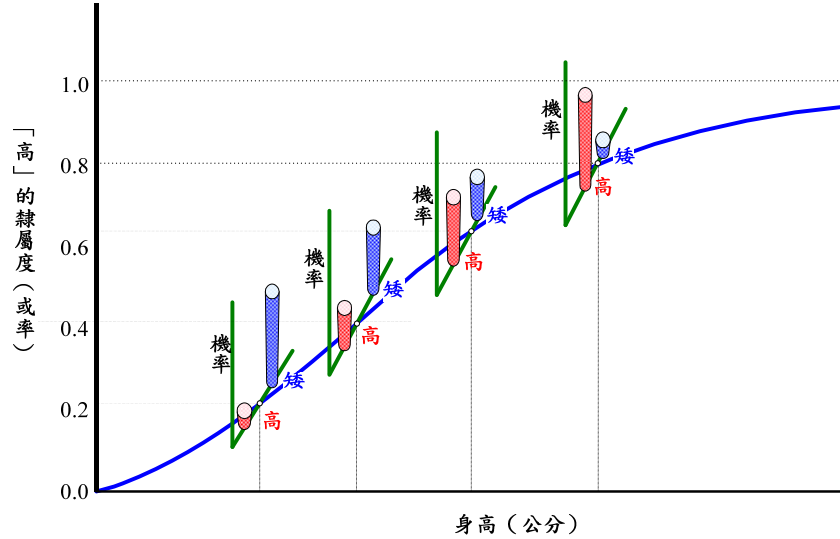


圖 3.1.1 「高」的隸屬函數及該修詞發生機率的關係示意圖

TEE 模式如用在黃燈需時問題時，可令 λ =「停」， u 為距停止線的距離(或到達停止線的時間)，此時 $t_\lambda(u_{ex})$ 稱為停車門檻函數， $E(u | u_{ex})$ 為駕駛人在燈號由綠轉黃瞬間於行進中量測距停止線距離(或時間)的誤差函數， $P(\lambda | u_{ex})$ 則為距停止線的距離(或時間)為 u_{ex} 時，駕駛人會停車的機率。

茲考慮同一駕駛人以相同車速重覆多次駛近同一號誌路口，假設該駕駛行為符合 Gazis, et al(1960)公式，具明確不變的停車門檻 $d=(t_s+V/2a)\times V$ ，亦即當燈號由綠轉黃瞬間，該車距停止線之距離如大於或等於 d 時必會停車，小於 d 時則會穿越，則其停車門檻函數可寫成：

$$t_\lambda(u_{ex}) = \begin{cases} 0, & u_{ex} < d = (t_s + V/2a) \times V \\ 1, & u_{ex} \geq d = (t_s + V/2a) \times V \end{cases} \quad (3-1-3)$$

當該駕駛人對距停止線距離的量測(判斷)沒有誤差時，則：

$$E(u | u_{ex}) = \begin{cases} 0, & u \neq u_{ex} \\ 1, & u = u_{ex} \end{cases} \quad (3-1-4)$$

將式(3-1-3)、(3-1-4)代入式(3-1-1)，得 $P(\lambda | u_{ex})=t_\lambda(u_{ex})$ ，即停車門檻函數係呈圖 3.1.2 中的階梯型。當量測有誤差時，假設誤差呈某一型態固定的分配，不隨位置而變，則依式(3-1-1)，停止線上游任一位置的停車機率函數不再維持階梯型，而係呈圓滑化。

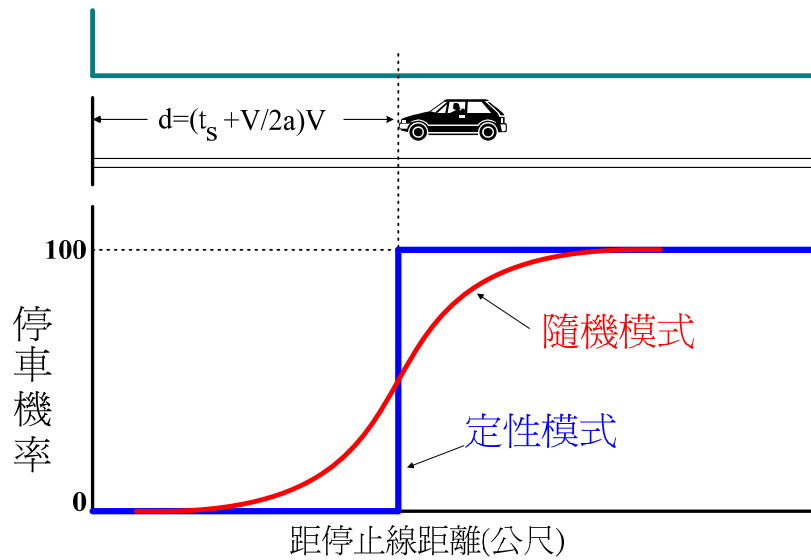


圖 3.1.2 黃燈時段駕駛行為的定性模式與隨機模式

現舉例說明。假設該駕駛的停車門檻為距停止線 30 公尺，如圖 3.1.3 所示，則在停止線上游 40 公尺處，因有量測誤差(某些次該駕駛會誤以為該處距停止線小於 30 公尺)，因此並非所有由該處觀察得的樣本均係停車，只是停車的比例很高(90%)；同理，在停止線上游 25 公尺處觀察，某些次該駕駛會誤以為該處距停止線大於 30 公尺而停車，只是比例較低(30%)。換言之，原本停車機率不是 0% 便是 100% 的階梯型，因有量測誤差而被圓滑化成 S 型。如再考慮個別駕駛間存有不同停車門檻點等其他因素，則圓滑化的程度將更明顯。

模糊理論中大部分的矛盾問題均源於對隸屬函數意義之誤解(以為隸屬函數係分布於屬性空間)，經 Hisdal(1986a,1986b,1988)澄清其意義後，原有矛盾遂有合理的解釋，而此一以機率解釋隸屬函數的觀點在 1988 年模糊理論年會中終於獲得普遍認同。

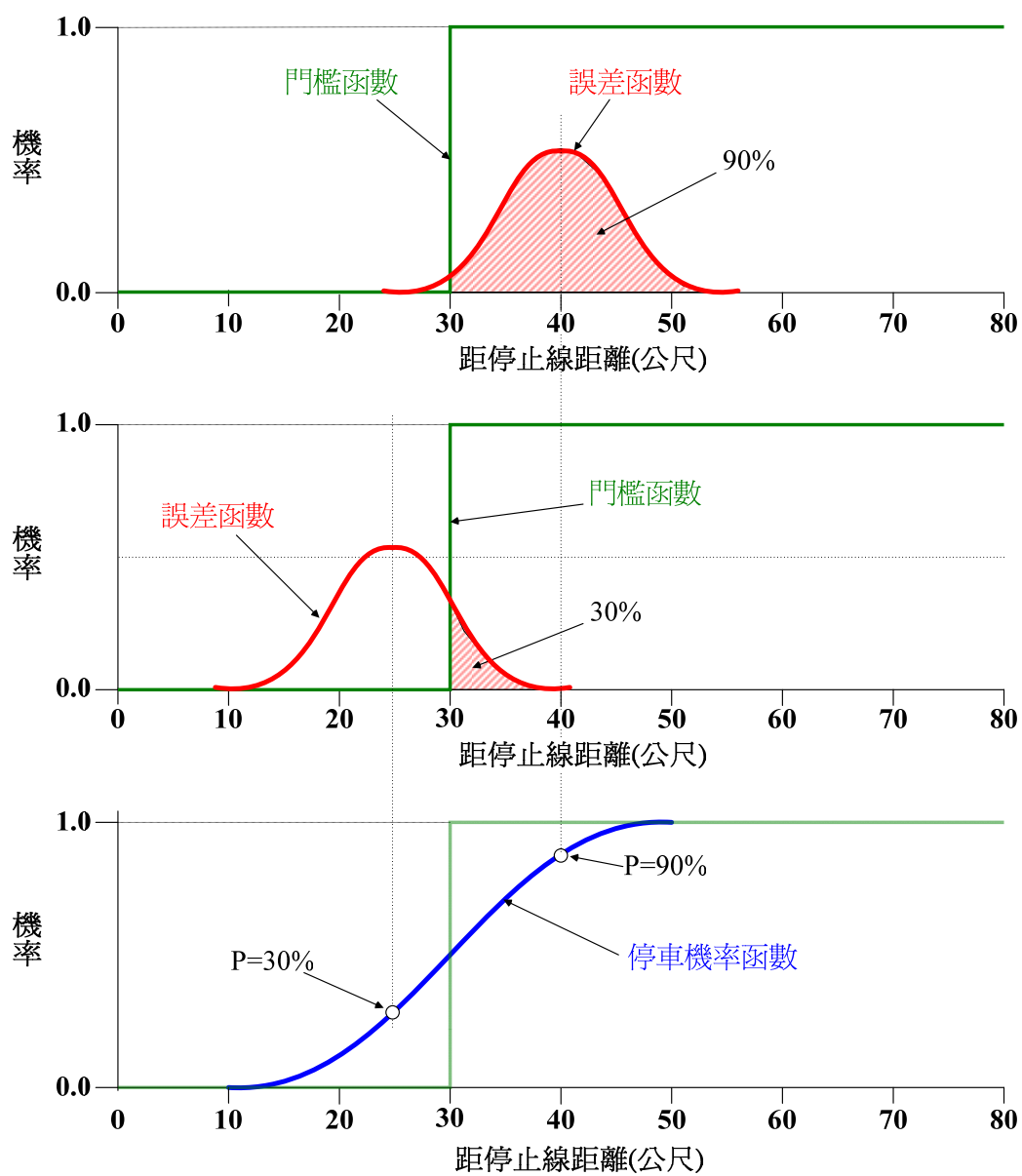


圖 3.1.3 TEE 模式將階梯型停車機率圓滑化

3.1.2 停車機率函數之真義

隸屬函數因被否定具有機率之本質而被誤解，停車機率函數之本質亦被相關研究誤解，惟與隸屬函數的狀況恰相反，是被誤以為係「變換時段中，臨近路口車輛選擇停車之累積機率」。例如 ZeGeer(1977)以停車機率函數為基礎定義尷尬區為「超過 10%但少於 90%的車輛會選擇停車的路段」，其中之 10%與 90%的設定源自於交通工程常用的百分位法則，而所謂百分位，就是累積機率值。

停車機率函數之真義，可藉由與隸屬函數關係之探討來瞭解。茲比較二者之關係如下：

(1)修詞集合與機率分配

臨近號誌路口車輛在燈號由綠轉黃瞬間可以採行的決策一定只有停與行二者之一，依 Hisdal (1986a,b)定義之 YN 實驗，此時之修詞集合中只有{停，行}二修詞。其停車機率，在給定屬性值(距停止線某距離)後，即係發生停、行兩種決策行為的機率(和為 1)，此與 Hisdal (1986a,b)TEE 模式之式(3-1-2)相符。

(2)定性之停車機率函數

其定性係相當於燈號由綠轉黃瞬間，駕駛者在行進中瞬間經精確估測出當時位置距停止線之距離 d (或到達時間)，並將其臨近速度、安全減速率等參數納入考量，計算出可以安全煞停之最短距離 s ，只要 $d > s$ ，則採停車，否則即繼續通行，致其停車機率函數係呈階梯型，如圖 3.1.2 所示。上述狀況之背景與結果，均與 Hisdal(1986a,b)TEE 模式「可以精確量測」之假設狀況及其意涵相同。

(3)隨機性之停車機率函數

以具隨機性之實際駕駛行為構建之停車機率函數，在屬性值 d (距停止線距離) 空間上一般呈 S 型曲線，原因係由於實際狀況下駕駛人沒有機會亦無能力在號誌由綠轉黃瞬間進行屬性值 d 之精確量測，亦不可能獲得精確的煞停距離門檻值 s 。實際上駕駛人只能以目測結果推測 d ，再比對其可接受門檻 s (非模糊值)，只要 $d > s$ ，駕駛即作出停的決策。但即便是同一人駕駛同一輛車，以相同之臨近車速至同一路口，且在燈號由綠轉黃瞬間所在位置亦相同，因存有推測誤差，其所作之決策亦可能不同，更何況一般之停車機率函數係蒐集不同車輛駕駛之樣本構建，尚存有人際間之差異，致原來函數之階梯外形被圓滑化成 S 型，如圖 3.1.2 所示。上述狀況之背景與結果均與 Hisdal (1986a,b)TEE 模式「無法精確量測」之假設狀況及其意涵相同。

經由上述對照分析後，本研究獲致下列結論：

(1)停車機率係分布在停、行決策集合上

當屬性值固定時，例如臨近路口以某一速率行駛之車輛在燈號由綠轉黃瞬間恰位於停止線上游 100 公尺處，如其會停車的機率為 30%，則會繼續行駛之機率必為 70%，即呈以{停、行}為定義域之 Bernoulli 分配機率密度函數 (density function of Bernoulli distribution)。但不同位置處之停、行機率值並不相同。

(2)在距離(或時間)屬性空間上，停車機率函數不是累積機率

相關研究逕以停車機率函數之某一指定值作為尷尬區之分界點，明顯係誤認為停車機率函數為一累積機率所致。以 90%停車機率值為例，該值只代表燈號由綠轉黃瞬間位於該值對應的定義域上(停止線上游某處)之車輛有 90%會作「停」的決策(有 10%會作「行」的決策)，非指由停止線至該位置間區段上，採「停」決策車輛的累積數占總停車車輛數之 90%。

(3)在距離(或時間)屬性空間上，停車機率函數係一隸屬函數

對變換時段問題常用之屬性空間上，如距停止線距離或時間，停車機率函數不是連續型機率函數(probability function in continuous form)，而係燈號由綠轉黃瞬間臨近路口個別車輛駕駛在該屬性空間上會做出「停車」行為的連續型或率函數(possibility function in continuous form)。以模糊理論的術語言，停車機率函數就是一隸屬函數。

由以上比較說明知，導致停車機率函數由發展迄今長達 50 餘年最終卻走入死胡同的真正原因，係相關研究誤將以連續變數(距離或時間)為定義域之或率當成機率(possibility=probability)。而模糊理論界則相反，誤導其發展將近 20 年者，卻係模糊性 \neq 隨機性(fuzziness \neq randomness)的聲明。有趣的是，模糊理論發展初期從未有人將隸屬函數視為累積機率，原因除了前述之聲明限制這種聯想外，最重要的關鍵在於隸屬函數出現時多被視為係外生的輸入項，且多由研究者主觀設定，因而其值域並不必然落在 0~1 之間，而一個值域會大於 1 的函數，根本就不會令人聯想到係一累積機率函數。但對停車機率函數言，因將之引進時原就係基於機率的考量(值域必落在 0~1 之間)，加以形狀很像機率密度函數的累積，因此一開始即被誤解為累積機率，且一直誤用迄今。

3.2 總體停車或率函數

停車機率(stopping probability)不只被誤解成在距停止線距離上的機率函數，更被誤用，不但被誤當作累積機率來使用，更常將只反映個體駕駛行為的模式直接誤用於總體的車流行為上。為澄清這些疑義，本研究首先定義個體行為(disaggregated behavior)與總體行為(aggregated behavior)，其次提出總體停車或率(stopping possibility)之定式，再以數學證明其幾個重要特性，並闡釋各特性之意涵，最後提出總體停車或率函數之校估與應用方式。

3.2.1 定義

本研究對個體行為與總體行為之定義如下：

- (1)個體行為：指不受限制下，個體展現其意願之行為。
- (2)總體行為：指個體係群體中之一員，每一個體雖有獨立之意願，但會因其他個體之行為而限制其意願之展現。此種群體內經由個體互動所呈現的行為即為總體行為。

由前節的分析知，如固定某點觀測變換時段到達路口之車輛，以 {停車、穿越}二元選擇集合為定義域時，則不論停車或穿越，其比率均為機率（停、行機率和為1）；但如僅針對停車部分，將各觀測點的停車機率（stopping probability）對應分布於某變數（如距停止線之距離）時，則此一分布就不再是停車機率，可定義為停車或率（stopping possibility）。

過去相關研究以自由選擇者（變換時段所有穿越車輛及第一輛停車車輛）樣本構建的「停車機率函數」，本研究重新命名為「個體停車或率函數（disaggregated possibility function）」，並定義該函數為：「在相同車流狀況下，黃燈顯亮瞬間位於停止線上游某定點之個別車輛，在不受限制下依其意願的展現而採停車的機率，將每一距停止線位置的停車機率點相連所得的曲線」，進而另定義「總體停車或率函數（aggregated possibility function）」為：「在相同車流狀況下，黃燈顯亮瞬間位於停止線上游某定點之車輛，不論是受前車的限制或出於本身意願，最終是停車之機率，將每一距停止線位置的停車機率點相連所得的曲線」。

3.2.2 總體停車或率函數之定式

假設車流以平均密度 K 到達某一不能變換車道之臨近路口，現考慮於某車道上行進之連續車輛，令 i 表由停止線起算，連續到達車輛之編號， $P_i^K(L_i) \sim [0,1]$ 表該車流狀況下之「個體停車或率函數」（為簡化說明，以下均省去密度 K 之上標），代表燈號由綠轉黃瞬間位於停止線上游 L_i 距離之第 i 車會停車的或率。

現今某到達車況(K)下，號誌由綠轉黃瞬間位於 L_i 處之第 i 車係「第一輛做

出停車行為致使後續車流被迫停止」之車輛，如圖 3.2.1 所示，則其發生之或率 fs_i 必係其前方所有車輛均不停車之機率與該車停車機率之連乘。基於此，本研究提出「總體停車或率函數 FS_i 」之定式如下：

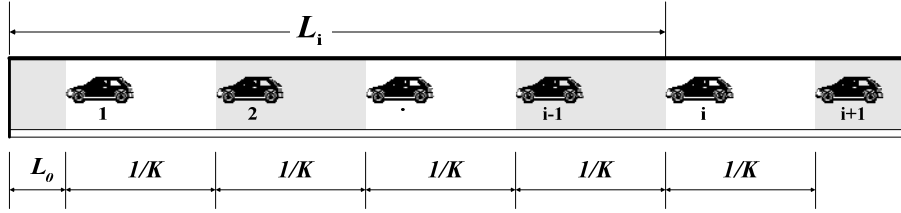


圖 3.2.1 燈號由綠轉黃瞬間臨近路口連續車輛位置分布圖

$$FS_i(L_i) = \sum_{j=1}^i fs_j(L_j) = \sum_{j=1}^i P_j(L_j) \prod_{m=1}^{j-1} (1 - P_m(L_m)) \quad (3-2-1)$$

其中：

$$fs_i(L_i) = P_i(L_i) \prod_{j=1}^{i-1} [1 - P_j(L_j)] \quad (3-2-2)$$

$$L_i = L_0 + (i-1)/K = L_0 + (i-1) \times (V/Q) \quad (3-2-3)$$

式(3-2-1)係以數學式表現出前述「不論是受前車的限制或出於本身意願，最終是停車之機率」的總體停車或率的定義。也就是說，距停止線連續車輛的第 n 輛車之所以會停車，可能是第 1 輛就停車，也可能是第 1 輛不停但第 2 輛停，一直到其前方的車都不停、自己停的所有可能的加總。數學上即是第 1 輛車是第一輛停車的或率(fs_1)加第 2 輛是第一輛停車的或率(fs_2)，一直累加到自己(第 n 輛)是第一輛停車的或率(fs_n)。

式(3-2-2)充分表現出「前方車輛都不停而自己停」的或率連乘特徵。為方便說明，亦為符實際，令燈號由綠轉黃瞬間恰位於停止線上者，其個體停車或率為零($P_i(0)=0$)；位於無限遠處者之個體停車或率為 1 ($P_i(L_\infty)=1$)。而由式(3-2-1)、(3-2-2)知，該瞬間最接近停止線車輛(第一輛車)，不論是否恰位於停止線上，其總體停車或率數值等於相同車流狀況下之個體停車或率值，即 $FS_1=fs_1=P_1$ 。

式(3-2-3)中， $L_0 \sim [0, 1/K]$ ，表最接近停止線車輛在燈號由綠轉黃瞬間距停止線的殘缺車間程(spacing)，依隨機原理，此事件發生在該區間每一位置上之機率均相同； Q 、 K 、 V 則為臨近路口車流之平均流量、密度與空間平均速率，代表到達車流之總體平均狀況。

式(3-2-1)、(3-2-2)均以車為單元作或率的連乘所組成，本為離散型結構，故總體停車或率函數理應為離散型分配(以車輛序號為定義域)，而非以距停止線距離為定義域之連續型分配。惟因頭車 L_0 可能發生在 $[0, 1/K]$ 任何位置，屬實數系，且一旦 L_0 確定，即可算出其後續每一序號車輛對應的距停止線的位置及其停車或率，故在距離或時間定義域上，總體停車或率函數為連續型，如圖 3.2.2 所示。

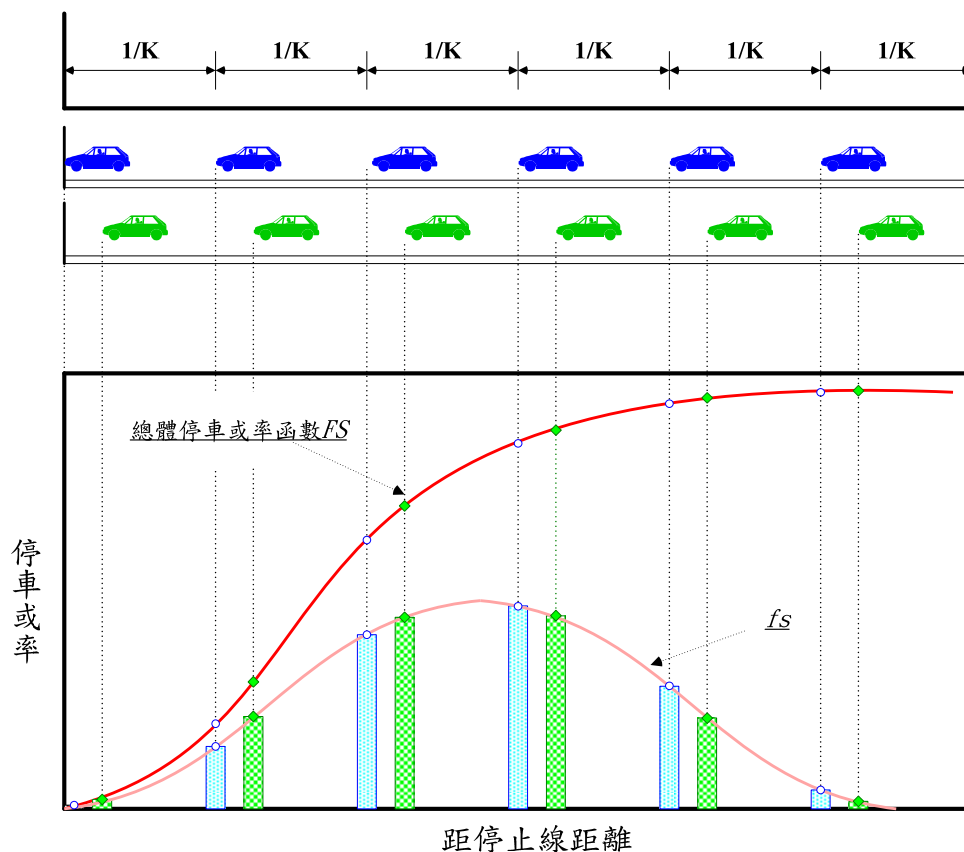


圖 3.2.2 總體停車或率在距離的定義域上呈連續型分配示意圖

3.2.3 總體停車或率函數之特性

式(3-2-1)之總體停車或率函數具下列特性：

- 特性一：總體停車或率函數 FS 之值域，與個體停車或率同，均為 $[0,1]$ 。由於本研究已設定燈號由綠轉黃瞬間恰位於停止線上者，其個體停車或率為零 ($P_1(0)=0$)，故此一特性相當於係指位於停止線上游距離無限遠處之第 N 輛車 ($N \rightarrow \infty$)，其總體停車或率函數值 FS_N 之值為 1。
- 特性二：如個體停車或率函數呈階梯狀，則總體停車或率函數亦呈階梯狀，且階梯之門檻點與個體停車或率者同。亦即此時總體停車或率函數會自動退化成傳統之定性模式。
- 特性三：如個體停車或率函數在距離空間上具準單調遞增特性，則任一位置的總體停車或率值必大於等於個體停車或率值，($FS_i \geq P_i$)。且只有一輛車到達之自由流車況，或非自由流時最接近停止線之第一輛車，等式方成立。
- 特性四：如個體停車或率函數為準單調遞增函數，則到達車流密度愈大，其總體停車或率曲線會愈向停止線偏移。
- 特性五：已知到達車況下，停止線上游某處之總體停車或率函數值，等於黃燈顯亮瞬間位於該處車輛最終係停車之比率。

特性一至特性五之證明如附錄，其意涵分別解釋如下：

- (1)特性一證明總體停車或率之值域為 $[0,1]$ ，與個體停車或率之值域同。
- (2)特性二說明，如每一臨近路口車輛在變換時段中均能精確量測影響其停行決策之各因素值，且其決策門檻均相同時，則整體車流亦會呈現此種定性的行為，而其形狀與傳統的定性模式完全相同，亦即傳統的定性模式係本研究總體停車或率模式之特例。
- (3)特性三說明，對整體車流言，在非自由流車況下，個別車輛採繼續通行之決策空間會受前車之限制而縮小。當到達車流為自由流時，總體停車或率函數將退化成個體停車或率函數，亦即過去研究所提出的個體停車或率模式亦係本研究總體停車或率模式之特例。值得說明者，引進個體停車或率函數之原意，除為符合實際駕駛行為外，主要係欲建立更具通案性的模式(general model)，換言之，個體停車或率模式本應能涵蓋傳統的定性模式，但事實不然，定性模式之階梯形停車或率曲線不論係以個體抑或總體為對象，其形狀皆相同，不但適用於變換時段中個別車輛的決策行為，亦適用於總體車流的行為；個體停車或率模式卻只適用於自由流車況(個別車輛)，不適用於總體車流行為，此係當初引進停車隨機模式者始料未及的。
- (4)特性四說明，臨近路口到達車流密度愈大(愈壅塞)，則個別車輛在變換時段選擇繼續通行之決策空間便愈小，即總體停車或率函數曲線會愈偏向停止線，如圖 3.2.3 所示。事實上周榮昌、林良泰與張式先(民 83)曾以 5 公尺為間隔分割停止線上游路段，經蒐集並分析燈號由綠轉黃瞬間落在各間隔上樣本停、行的比率，發現停車率曲線會隨流量增加而往停止線偏移，亦即，本特性除有數學證明外，亦有實地觀察結果的佐證。

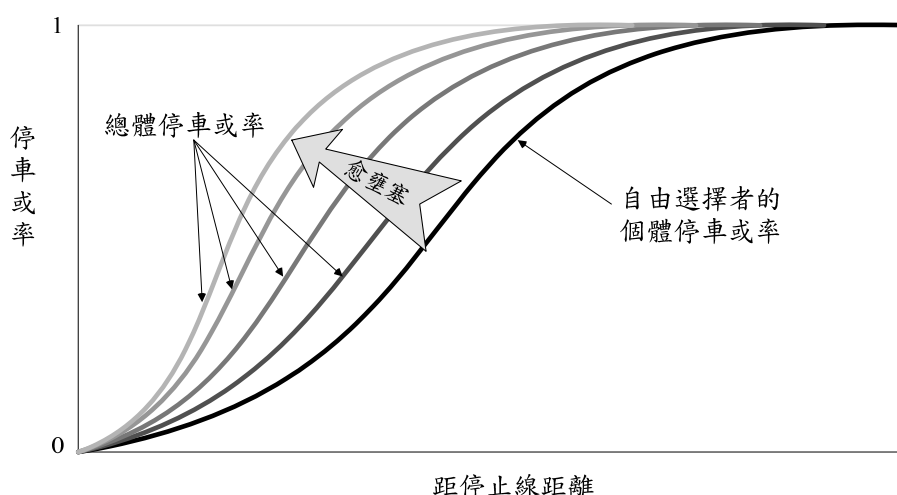


圖 3.2.3 到達車況對總體停車或率函數之影響示意圖

(5)特性五說明總體停車機率函數本質上與個體停車機率函數同，均係反覆觀察停止線上游某一位置變換時段到達車輛的停行決策，所獲得的停車數占總車數之比例，亦即均係以 { 停、行 } 兩決策集合為定義域的機率，如以距停止線之距離或時間為定義域，則均為或率。特性五結合特性一，可用以建立個體與總體停車或率之調查統計方式。令 M 表變換時段有車到達的總號誌週期數， m_i 表相同車輛到達類型下，黃燈顯亮瞬間由停止線起算第 i 輛車所在位置發生第一輛停車事件的次數，則為表現「反映個別車輛駕駛在不受限制下會停車的意願」，第 i 輛車所在位置之個體停車或率函數值可寫成式(3-2-4)，本研究則數學證明總體停車或率函數值為式(3-2-5)：

$$\text{個體停車或率函數： } P_i = \frac{m_i}{M - \sum_{j=1}^{i-1} m_j} \quad (3-2-4)$$

$$\text{總體停車或率函數： } FS_i = \frac{\sum_{j=1}^i m_j}{M} \quad (3-2-5)$$

任何車輛到達類型下，透過式(3-2-4)可得在該車輛到達類型下的個體停車或率函數，透過式(3-2-5)可得其總體停車或率函數。值得說明者，個體停車或率函數 P 代表個別駕駛的停車意願，此一意願可能因車輛到達類型而不同。例如同一路口即便是臨近車速、黃燈顯亮瞬間在停止線前的位置等均相同，同一駕駛人的停車意願在前方無車(自由流)或有多輛車(非自由流)的情形下亦可能不同，而其實際特性，只能透過現場調查分析方能瞭解。

關於特性五，現以一範例說明。假設於某一號誌臨近路口之車道進行調查，共蒐集 10 次有車到達的變換時段燈號由綠轉黃瞬間樣本，如圖 3.2.4 所示，為方便說明，圖中第一輛採停車決策的樣本已依其距停止線遠近排序。式(3-2-4)的個體停車或率係反映個別車輛駕駛在不受限制下會停車的意願，所謂不受限制，即反映在分母的減項中。以圖 3.2.4 為例，雖然在燈號由綠轉黃瞬間位於第 5 輛車處(41~50m 段)之車輛樣本共有 10 輛，但其中有 6 輛係被迫停車者，非不受限制樣本，須予剔除，即該處有效樣本只有 4 個，其個體停車或率值等於 $0.5(=2/(10-6))$ 。

式(3-2-5)為總體停車或率，燈號由綠轉黃瞬間位於第 5 輛車處之樣本共有 10 輛，計有 8 輛停車，其中 6 輛係因該位置下游之前車停車而被迫停車，2 輛則係第一輛停車者，其總體停車或率值等於 $0.8(=8/10)$ 。

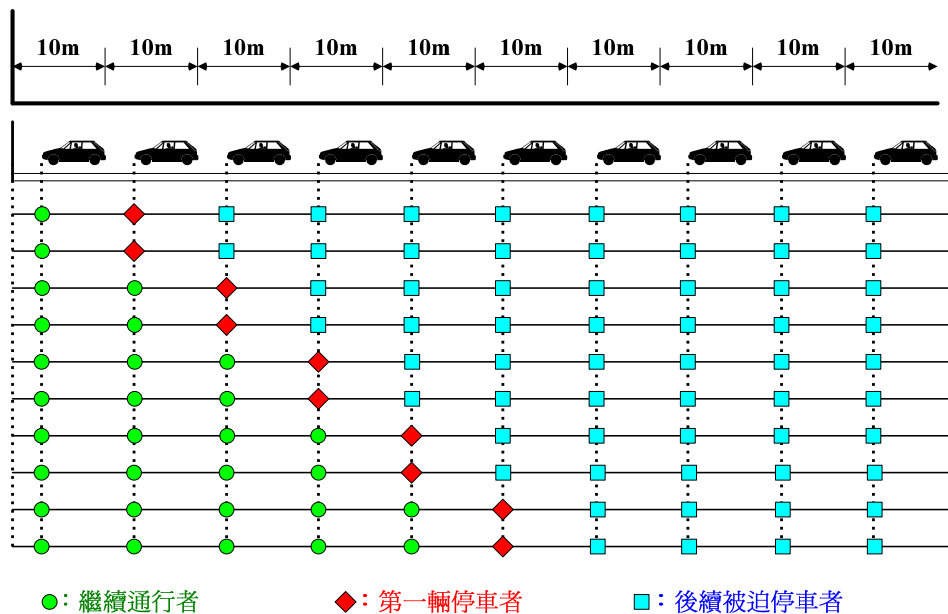


圖 3.2.4 號誌由綠轉黃瞬間臨近路口現場取樣示意圖

3.3 穿越車輛累積機率函數

由於總體停車或率函數在距停止線距離或時間定義域上係或率，並不能直接應用於變換時段的設計，須將其轉換成機率方得為之，本節說明或率轉換成機率的原理與作法。

3.3.1 穿越車輛累積機率定式

欲將或率轉換成機率，須先闡明燈號由綠轉黃瞬間到達車輛在停止線上游路段的空間分布。本節先提出合理假設，再研提機率定式。

1. 合理假設

本研究假設：「燈號由綠轉黃瞬間到達車輛落在停止線上游路段任一處的頻率應呈均勻分配。」此一假設的合理性，說明如下：

- (1) 對於一個與上游號誌間距相當長，其車輛到達呈隨機型態、幾不受上游號誌影響的獨立號誌路口言，燈號由綠轉黃瞬間到達車輛落在停止線上游路段任一處之頻率應大致相同。從另一個角度言，除非存在某種外在的節制力，方能使到達車輛在燈號由綠轉黃瞬間的空間分布不呈均勻分配。
- (2) 事實上都市街道的號誌路口大多相鄰不遠，在上下游號誌時制的循環運轉關係下，確存在上述的節制力，使燈號由綠轉黃瞬間到達下游路口車輛在停止線上游的空間分布不均。例如美國的公路容量手冊(HCM,1994)將號誌路口車輛到達型態分成五型，除了型Ⅲ為隨機到達外，另四型均因受下游號誌的影響使密度高的車隊在紅燈始亮、中段及綠燈始亮、中段等特定的時點到達。另依張家祝與許書耕(民 73 年)之研究，即便上下游路口號誌均

為獨立時制，其車輛到達型態亦會受兩號誌時制固定的關係而有時間長短不一的循環週期，亦即上述的五種到達型態可能循環發生，有時循環一次需時甚長(超過數小時)，有時較短，在進行現場調查時，如調查時間短於上下游兩號誌時制的循環週期，便可能產生取樣偏誤的問題，須長時間調查，儘可能消除取樣偏誤。

- (3)黃燈的設計是特殊的個案抑或通案問題？前者，最極端的狀況係，上下游號誌因連鎖時差設定的關係，使上游疏解車輛永遠在下游號誌紅燈顯示時仍距停止線相當長的距離，亦即綠燈結束瞬間在停止線上游相當長的範圍內係淨空無車，因這種特殊的狀況在控制下一直存在，故下游號誌在綠燈結束後對該流向根本就不需提供黃燈(即黃燈 0 秒)；如係後者，就必須假設車輛的到達係隨機的，任何狀況均有可能，而且機會相等。

由上述說明知，通案設計變換時段，可逕以假設車輛的到達係隨機的，燈號由綠轉黃瞬間到達車輛落在停止線上游路段任一處的頻率應呈均勻分配。

2. 累積機率定式

黃燈的設計係提供「穿越者有足夠的時間」與「停車者有足夠(舒適)的煞停距離(空間)」，亦即，理論上觀測停車者或穿越者的行為似均可以用來評估黃燈設計的良劣。基於此，本研究假設在「燈號由綠轉黃瞬間到達車輛落在停止線上游路段任一處的頻率應呈均勻分配」，令 x 為由停止線起算至上游路段某處之距離，則可將總體停車或率轉換成下列兩種機率型式：

$$Cross(x) = \frac{\int_{y=0}^{y=x} [1 - FS(y)] dy}{\int_{y=0}^{y=\infty} [1 - FS(y)] dy} \quad (3-3-1)$$

$$Stop(x) = \frac{\int_{y=0}^{y=x} FS(y) dy}{\int_{y=0}^{y=\infty} FS(y) dy} \quad (3-3-2)$$

其中： x 表由停止線起算至上游路段某處之距離

式(3-3-2)係估算在停止線上游 x 處採停車的車輛累積機率，定式在數學上並無問題但應用上卻有困難。由於總體停車機率函數 FS 之值域為 $[0,1]$ ，且 x 在大於某一值以後， $FS(x)$ 即接近 1，使式(3-3-2)之分母項會隨 x 增加而趨無限大，致整個定式無法定義。為使分母項有定義，似可設定 x 的上限值(例如距停止線 150 公尺為限)，惟 x 的上限值並無客觀的設定方式，更嚴重者，不同的設定，其結果迥異。總言之，反映停車者行為的累積機率無法供變換時段設計使用。

式(3-3-1)係估算在停止線上游 x 處採穿越的車輛累積機率，應用上則不會有前述的問題。由於 x 在大於某一值以後， $1-FS(x)=0$ ，故其分母項有定值，且不

受積分範圍(距停止線距離或時間)的影響，實際上該分母項在 x 達有限值(例如距停止線 100 公尺)以後即會維持不變。

簡言之，黃燈的設計係提供「穿越者有足夠的時間」與「停車者有足夠(舒適)的煞停距離」，而應用上以觀測穿越者的行為來評估黃燈設計的良劣較為簡易，且有客觀、天然的量度基準(停止線)可供採用。

綜合上述分析，本研究選用式(3-3-1)作為變換時段設計工具，依式(3-2-1) FS 之涵義，式(3-3-1) $Cross(x)$ 之意義為：「燈號由綠轉黃瞬間落在停止線至上游 x 處的車輛中，選擇穿越者占總穿越車數之比例」，基於此，可將 $Cross(x)$ 命名為穿越車輛累積機率(Accumulated Probability of Crossing)。

應用式(3-3-1)，將距離轉換成時間，即為黃燈長度設計公式，如式(3-3-3)所示：

$$Y_{\alpha}^v = \frac{Cross_x^v(\alpha)^{-1}}{V} = Cross_t^v(\alpha)^{-1} \quad (3-3-3)$$

其中：

- Y_{α}^v : $\alpha\%$ 車輛係合法穿越的黃燈設計長度(車速為 V)
- $Cross_x^v(\alpha)^{-1}$: 累積穿越比例達 $\alpha\%$ 之距停止線距離 L_{α} (車速為 V)
- $Cross_t^v(\alpha)^{-1}$: 累積穿越比例達 $\alpha\%$ 之距停止線時間(車速為 V)

式(3-3-1)的穿越車輛累積機率為燈號由綠轉黃瞬間落在停止線至上游 x 處範圍內的穿越車輛數占變換時段總穿越車輛數的比例，如黃燈長度恰可使該瞬間位於 x 處車輛以等速 V 通過停止線，即可由式(3-3-1)算出在黃燈中以相同車速合法穿越停止線者占總穿越者的比例($\alpha\%$)。如預設合法穿越比例，藉式(3-3-3)即可反求所需的黃燈時間，而 $1-\alpha\%$ 即 ITE(1985)建議的「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」。

式(3-3-1)係先現場調查建立總體停車或率後，再轉換成穿越累積機率，應用時略顯繁複。Lin, et al (1987,1988)則直接以實際觀測到的黃燈需時樣本作成累積機率，惟其每一變換時段僅取最後進入路口的車輛(一個變換時段最多只取一輛車)，應用時相當簡易，但無理論支持。事實上，本研究的穿越車輛累積機率只要再略作處理，即能直接以現場取得變換時段車輛穿越停止線的樣本來建立穿越累積機率。

令穿越車輛累積機率式中的 FS 採式(3-2-5)式。由於 $Cross(x)$ 式分子、分母項均有 FS 式的 $1/M$ 分母，可消除之，現從停止線起向上游每隔一等間距(如 5 公尺)劃設一取樣區間，令 CP_i 表第 i 取樣區間蒐集到的穿越車輛樣本數，則由停止線累積至 i 區間的穿越車輛累積機率 $Cross(x)$ 可改寫成：

$$Cross(i) = \frac{\sum_{k=1}^i (M - \sum_{j=1}^k m_j)}{\sum_{k=1}^{\infty} (M - \sum_{j=1}^k m_j)} = \frac{\sum_{k=1}^i CP_k}{\sum_{k=1}^{\infty} CP_k} \quad (3-3-4)$$

式(3-3-4)的分母表總穿越車輛數，分子表燈號由綠轉黃瞬間落在第 i 區間至停止線範圍內車輛採穿越的車輛數。由於每一區間至停止線長均已知，故可設定一穿越車輛累積機率門檻值 α (例如 $\alpha=95\%$)，依式(3-3-4)決定門檻長度 L_α ，再依式(3-3-3)來求算黃燈長度。此外，如事前已將樣本依車速分群，則可直接以各穿越車輛自燈號由綠轉黃瞬間起至到達停止線止的耗時，建立穿越車輛累積機率，只要設定門檻值 α ，即求得對應的黃燈長度。值得說明者，由式(3-3-4)知，欲以現場調查取樣直接建立穿越車輛累積機率，必須所有穿越車輛均納為樣本，不可無理論根據，逕選最後穿越車輛為樣本。

綜言之，本研究的方法有兩種應用方式，不論何種方式，均先要設定一 $\alpha\%$ ，代表在黃燈內「合法」穿越停止線車輛占總穿越停止線車輛的比例(百分位)，相對的，亦代表穿越車輛最多只有 $1-\alpha\%$ 為「違規」(黃燈結束後仍進入路口)。該兩種應用方式為：

應用方式 1：現場調查取樣，建立車速為 V 的總體停車或率函數後，經式(3-3-1)轉換成穿越車輛累積機率。

應用方式 2：現場調查，取得穿越車輛自燈號由綠轉黃瞬間起至到達停止線止的耗時樣本，直接建立穿越車輛累積機率。

不論採用何種方式，本研究方法獲得的黃燈長度均對應「合法」穿越停止線車輛占總穿越停止線車輛的比例 $\alpha\%$ ，不但與 ITE 建議的、衡量變換時段設計良窳的績效指標相符，更有完整的理論支持，係變換時段設計良好的應用工具。

3. 範例說明

沿用圖 3.2.4 的前例。由圖知，總穿越車輛數為 30 輛，則穿越門檻 L_α 長度分別為 10、20、30、40、50 公尺，即以車速 50 kph 計，則相當於到達停止線需時為 0.7、1.3、1.7、2.0、2.2 秒，其穿越車輛累積機率值分別為 10/30、18/30、24/30、28/30、30/30，如換成「違規」(黃燈結束後仍進入路口)率，則分別為 66.7%、40%、20%、6.7%、0%，如果以黃燈結束後最多只會有 6.7% 車輛進入路口的標準來設計黃燈，則黃燈長度可設為 2 秒。

3.3.2 黃燈需時累積機率法與總體停車或率法之比較

由第二章的回顧及前節的分析知，Lin, et al (1987,1988)的黃燈需時累積機率法與本研究的方法有相似之處但亦有明顯的不同，茲比較說明如下：

1.相似處

- (1)此 2 方法均屬敘述性、需求導向(反映穿越需時)法，均有明確的(且相當近似)設計目標與評估指標，對於黃燈需時均定義為「黃燈始亮後至駛達停止線的耗時」。
- (2)此 2 方法均號稱對變換時段各種到達車況均適用。Lin, et al (1987, 1988)因係每一變換時段僅取最後一輛進入路口車輛，故不論係自由流(只有一輛車到達)或非自由流(有多輛車到達)均適用；本研究則係以數學證明其方法對各種到達車況均適用。
- (3)在自由流車況下(變換時段只有一輛車到達)，本研究之總體停車或率自動退化成個體停車或率，此時依式(3-3-3)轉換的穿越車輛累積機率之意義等於「觀察多個變換時段，燈號由綠轉黃瞬間，最後(亦是最先)穿越者落在停止線至其上游 x 處之車數，占最後穿越者總車數之比例」，與 Lin, et al (1987,1988)定義之黃燈需時累積機率完全相同。

2.相異處

- (1)在應用程序上，Lin, et al (1987,1988)係直接以實際觀測到的黃燈需時樣本作成累積機率，此法明顯較為簡單，但並無任何變換時段駕駛行為理論的支撐；本研究的方法有二種應用方式，一係先建立反映駕駛停行決策行為的總體停車或率，再由變換時段的車輛到達型態(分配)轉換成穿越車輛累積機率。其二係以全部穿越車輛均取樣的方式直接以實際穿越車輛作成累積機率。此 2 方式均有完整的理論基礎並正確反映變換時段的總體車流特性，惟方式一較繁複，方式二較簡單。
- (2)在構建黃燈需時累積機率的取樣上，Lin, et al (1987,1988)僅取每一變換時段最後進入路口的車輛(一個變換時段最多只取一輛車)；本研究則係每一變換時段所有進入路口的車輛均取樣(一個變換時段可有多輛車)。值得說明者，由式(3-3-1)與式(3-3-4)的推導知，欲直接以實際穿越時間作成黃燈需時累積機率時，唯有全部穿越車輛均取樣，方能正確反映包含變換時段駕駛者停行決策及到達車輛的空間分配等的總體車流特性。
- (3)在評估黃燈設計良窳的指標上，Lin, et al (1987,1988) 雖然認為 ITE 建議的「車輛在黃燈結束後仍進入路口的百分比」可作為黃燈長度是否適當的評估指標，惟其特殊的取樣方式使評估指標須改為「車輛不會在紅燈顯示後仍進入路口的狀況在所有變換時段中達某一百分比」，換言之，其指標的黃燈需時計量單元不再是「車」，而是「變換時段」；本研究的穿越車輛累積機率，由理論推導知，係由所有進入路口車輛的黃燈需時組成，故指標的計量單元是車，完全符合 ITE 的建議。

3.3.3 簡例數值分析

由前節分析知，Lin, et al (1987,1988)及本研究均提出可用以設計黃燈長度的方法：Lin, et al (1987,1988)的方法屬經驗法則，應用程序簡單易行；本研究的方法建立在嚴謹的理論基礎上，亦能簡單的應用。本節利用簡例分析，以確定 Lin, et al (1987,1988)方法背後隱含的特性，並說明本研究方法的簡易應用方式。

1.條件設定

為利比較，本簡例分析的條件設定如下：

- (1)座標：橫軸為距離(公尺)或時間(秒)，以停止線(黃燈顯亮瞬間)為原點，停止線上游為正；縱軸為介於[0,1]的比率值，以 0 為原點，以 1 為最大值。
- (2)臨近路口車速：假設車輛接近路口，不論是一輛車或一車隊，各車的車速均為 40kph。因為車速相同，因此距離可以直接對映轉換成時間，例如 50 公尺(距停止線距離)對映 4.5 秒鐘(行駛時間)。
- (3)車輛到達狀況：假設變換時段的車輛係以高密度到達，其車間程 (spacing) 假設均為 10 公尺。
- (4)個體停車或率曲線：代表在高密度車流狀況下，個別車輛停行決策的自由選擇意願。為簡化，假設該曲線呈直線型，令 x 為距離， b 為斜率，其公式為：

$$P = \begin{cases} bx & bx \leq 1 \\ 1 & bx > 1 \end{cases} \quad (3-3-5)$$

並設定 $b=1/50$ ，即黃燈顯亮瞬間位於停止線上游 50 公尺及更遠處的車輛均會停車。如黃燈長度設為 4.5 秒鐘，依上示公式將沒有任何車輛會闖紅燈穿越停止線。

- (5)總體停車或率曲線：將式(3-3-4)代入式(3-2-1)可得理論曲線。
- (6)黃燈顯亮瞬間臨近路口車輛在停止線上游的空間分配：為簡化，假設呈均勻分配，其意涵指在每一變換時段對停止線上游路段空中照相，點出接近路口各輛車黃燈顯亮瞬間的位置(不論最終是停或行)，重覆相當多次後，其車輛樣本係均勻分布在整個路段上。
- (7)空間取樣間隔與樣本數設定：為使各種估算均達一定精度，空間取樣間隔設為 0.1 公尺(對應的時間取樣間隔相當於 0.009 秒)。因為係簡例分析，故樣本可以為全母體，相當於變換時段取樣了接近無限多次。

2.理論值計算

本研究所謂理論值指以式(3-2-1)及式(3-3-1)直接求算的結果。上述高密度流(車間程為 10 公尺)依公式計算的個體、總體停車或率及穿越車輛累積機率理論曲線如圖 3.3.1 所示。

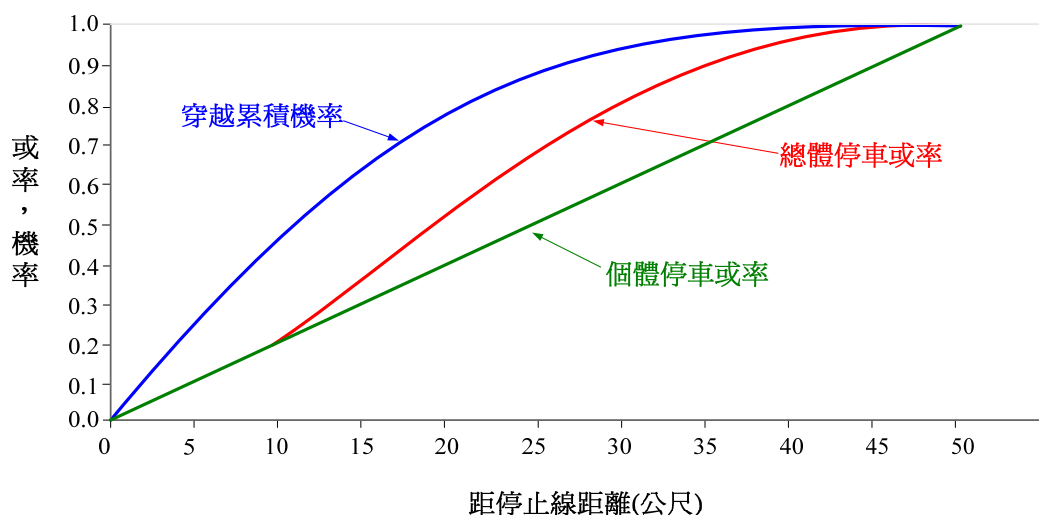


圖 3.3.1 高密度車輛到達類型的停車或率與穿越累積機率理論曲線

因連續車流中的某車採停車，其後續各車均會被迫停車，故可將到達車輛由停止線向上游依序編號，再以發生最先停車者的序號代表變換時段的車輛停行狀況(例如狀況一表序號 1 的車輛是最先停車者)。而在車間程為 10 公尺的高密度流車輛到達類型下，依前述個體停車或率函數的設定，距停止線上游 50 公尺及更遠處的車輛均會停車(停車或率=1)，因此每一變換時段值得抽樣者最多只有最靠近停止線的前 6 輛車，亦即最多只有六種停行狀況，如圖 3.3.2 所示。

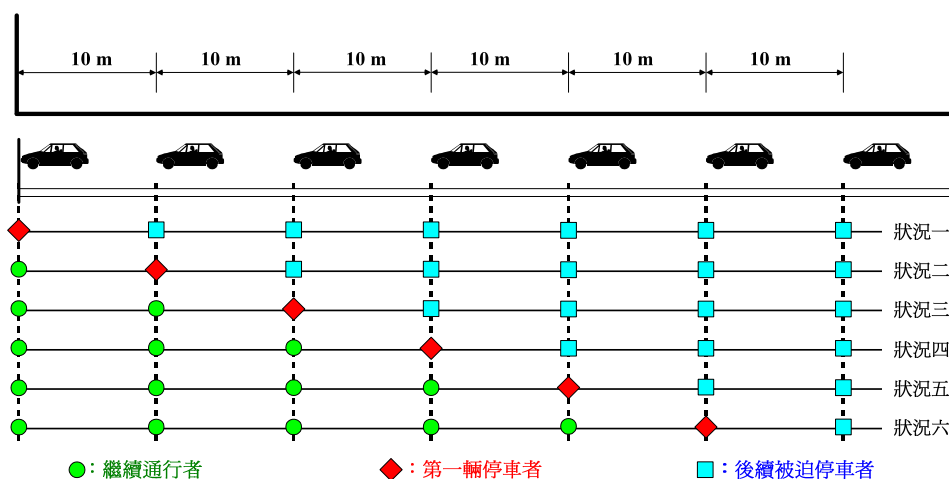


圖 3.3.2 高密度車輛到達類型的各種停行決策狀況

上述各狀況發生的機率可由理論公式精確估算，如表 3-3-1 所示，茲分述如下：

- (1)每次取樣(每個變換時段)係同時取得 6 輛車樣本，每個車樣本的屬性包括黃燈顯亮瞬間的位置、車速，以及最終的停行決策結果(穿越或停車)。各車在黃燈顯亮瞬間的位置，因車間程均為 10 公尺，故只要頭車(距停止線最近者)位置確定，後續各車即全部確定。而頭車可能落在 0~10 公尺區間內任一點上，依前述均勻分配的假設，可令各點發生的機率相等。
- (2)每組樣本(6 輛車)必發生六種停行狀況中的某一種，惟每種狀況發生的機率均不同，欲得無偏誤的抽樣結果，可令各狀況發生的機率等於母體機率(依總體停車或率公式計算)，例如狀況三係第一、二輛車穿越，第三輛車係首先停車者，其發生的機率，依式(3-2-2)為 $(1-P(x_1)) \times (1-P(x_2)) \times P(x_3)$ ，等於前二輛車均穿越與第三輛車會停車的聯合機率(第四、五輛等後續被迫停車者停車的機率均為 1)。由於係一組樣本(6 輛車)發生的機率，故同組樣本所屬各車雖然停行結果不同，但發生的機率均相同。此外，發生六種停行狀況的機率和必為 1，表示每個變換時段恰有一種狀況會發生。
- (3)因為是抽樣，便需對停止線上游路段作切割，切割愈細，抽樣結果會愈精確，但樣本就需愈大。利用簡例分析的好處是可假設樣本接近無限大，故可基於精度要求作無限切割(表 3-3-1 係切割成 0.1 公尺)。現以 0 或 1 代表最終係穿越或停車的決策變數，各位置各狀況發生的機率均以理論公式計算(如表 3-3-1 之狀況發生機率欄)，即可構成無偏誤的樣本集。
- (4)以頭車位在 0 公尺為例，因間距均為 10 公尺，故其後續各車會落在 10、20、30、40、50 公尺處。各位置係第一輛停車的機率依公式計算得 0.000、0.200、0.320、0.288、0.153、0.038 (機率和為 1)，此一機率亦係各位置六種停行狀況的機率。在均勻分配的假設下，令各位置總抽樣數相同，各位置某種停行決策無偏誤的抽樣數即為各狀況發生的機率乘以總抽樣數。例如各位置均抽 1000 輛車，則 0、10、20、30、40、50 公尺處的停車樣本數分別為 0、200、521、809、962、1000 輛。以 30 公尺處為例，其 809 個停車樣本中，有 521 輛係因前車停車而被迫停車，另 288 輛則係依自行意願選擇停車。

表 3-3-1 六種停行決策狀況及發生的機率

瞬間位置 x	六種停行決策狀況						狀況發生機率(1/10000)						
	一	二	三	四	五	六	一	二	三	四	五	六	合計
0.0	1	0	0	0	0	0	0.0000	0.2000	0.3200	0.2880	0.1536	0.0384	1.00
0.1	1	0	0	0	0	0	0.0020	0.2016	0.3202	0.2867	0.1520	0.0375	1.00
•	1	0	0	0	0	0	•	•	•	•	•	•	•
10.0	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.2000	0.3200	0.2880	0.1536	0.0384	1.00
10.1	1	1	0	0	0	0	0.0020	0.2016	0.3202	0.2867	0.1520	0.0375	1.00
•	1	1	0	0	0	0	•	•	•	•	•	•	•
20.0	1	1	1	0	0	0	0.0000	0.2000	0.3200	0.2880	0.1536	0.0384	1.00
20.1	1	1	1	0	0	0	0.0020	0.2016	0.3202	0.2867	0.1520	0.0375	1.00
•	1	1	1	0	0	0	•	•	•	•	•	•	•
30.0	1	1	1	1	0	0	0.0000	0.2000	0.3200	0.2880	0.1536	0.0384	1.00
30.1	1	1	1	1	0	0	0.0020	0.2016	0.3202	0.2867	0.1520	0.0375	1.00
•	1	1	1	1	0	0	•	•	•	•	•	•	•
40.0	1	1	1	1	1	0	0.0000	0.2000	0.3200	0.2880	0.1536	0.0384	1.00
40.1	1	1	1	1	1	0	0.0020	0.2016	0.3202	0.2867	0.1520	0.0375	1.00
•	1	1	1	1	1	0	•	•	•	•	•	•	•
50.0	1	1	1	1	1	1	0.0000	0.2000	0.3200	0.2880	0.1536	0.0384	1.00
50.1	1	1	1	1	1	1	0.0020	0.2016	0.3202	0.2867	0.1520	0.0375	1.00
•	1	1	1	1	1	1	•	•	•	•	•	•	•

註：1.瞬間位置指燈號由綠轉黃瞬間接近路口車輛距停止線的距離，單位：公尺。

2.狀況欄中之 0,1 分表該瞬間位於 x 車輛在變換時段最終係穿越(0)或停車(1)之決策。

3.兩種方法取樣方式之比較

黃燈需時累積機率的取樣係以停止線為參考點，黃燈顯亮瞬間為計時起算點，蒐集每一穿越車輛到達停止線的耗時(即黃燈需時)。由第二章及前節的回顧知，Lin, et al (1987,1988)及本研究在建立黃燈需時累積機率時各有不同的取樣方式，Lin, et al (1987,1988)的樣本僅限變換時段最後穿越停止線的車輛，本研究稱之為「極值樣本」，其在黃燈時段中所有先前穿越停止線的車輛均不予取樣；本研究的樣本為變換時段所有穿越停止線的車輛，本研究稱之為「全樣本」。本研究之穿越車輛累積機率的定義域需由原本的距離透過車速的轉換變為時間，為利比較，並消除不必要的變異干擾，本研究假設所有到達車輛均以相同車速(40 kph)接近路口，透過速率轉換即可將定義域由距離一對一改成時間。

極值樣本與全樣本兩種取樣方式在自由流狀況下(變換時段中只有一輛車到達路口)並無差異，但在非自由流狀況下(多車到達)便有明顯不同，如表 3-3-2 所示。表 3-3-2 係將表 3-3-1 左欄中所有選擇停車的樣本剔除，再依兩種不同取樣方式篩出穿越車輛的最後結果，各位置各狀況發生的機率仍維持與表 3-3-1 同，依此無偏誤的樣本集，即可建立無偏誤的黃燈需時累積機率。

表 3-3-2 兩種黃燈需時取樣方式之比較

時間 (秒)	距離 (公尺)	全樣本取樣之六種狀況						極值樣本取樣之六種狀況					
		一	二	三	四	五	六	一	二	三	四	五	六
0.000	0.0		0	0	0	0	0		0				
0.006	0.1		0	0	0	0	0		0				
•	•		0	0	0	0	0		0				
0.600	10.0			0	0	0	0			0			
0.606	10.1			0	0	0	0			0			
•	•			0	0	0	0			0			
1.200	20.0				0	0	0				0		
1.206	20.1				0	0	0				0		
•	•				0	0	0				0		
1.800	30.0					0	0					0	
1.806	30.1					0	0					0	
•	•					0	0					0	
2.400	40.0						0						0
2.406	40.1						0						0
•	•						0						0
3.000	50.0												
3.006	50.1												
•	•												

註：表中之 0,1 分表在燈號由綠轉黃瞬間位在停止線上游某處車輛最終係穿越(0)或停車(1)。

圖 3.3.3 係以高密度到達車流的穿越車輛黃燈需時累積機率理論值為基準，比較上述兩種取樣方式的黃燈需時累積機率結果。由圖知，本研究的全樣本(所有穿越車輛)黃燈需時累積機率曲線與理論曲線完全相符，Lin, et al (1987,1988)的極值樣本(最後穿越車輛)黃燈需時累積機率曲線則會結構性偏離理論曲線，致在相同的累積機率下，必然高估黃燈需時。

由以上的簡例分析知，如只是決定黃燈長度(不探討駕駛行為)時，本研究的總體停車或率法亦有簡單的應用程序，方法係蒐集變換時段所有穿越路口車輛的黃燈耗時，建立全樣本穿越累積機率曲線，再以預設的累積機率值 α (百分位) 決定黃燈長度。此種程序應用上相當簡易，且有嚴謹的理論基礎，能適用各種車輛到達類型，而其決定的黃燈長度亦有明確的意義，即「可提供 α 比率的車輛合法穿越停止線」。Lin, et al (1987,1988)採用的極值取樣在變換時段只有一輛車到達路口的狀況下不致產生問題，但在多車到達下會造成結構性的偏誤，致在相同的累積機率下，必然高估黃燈需時。

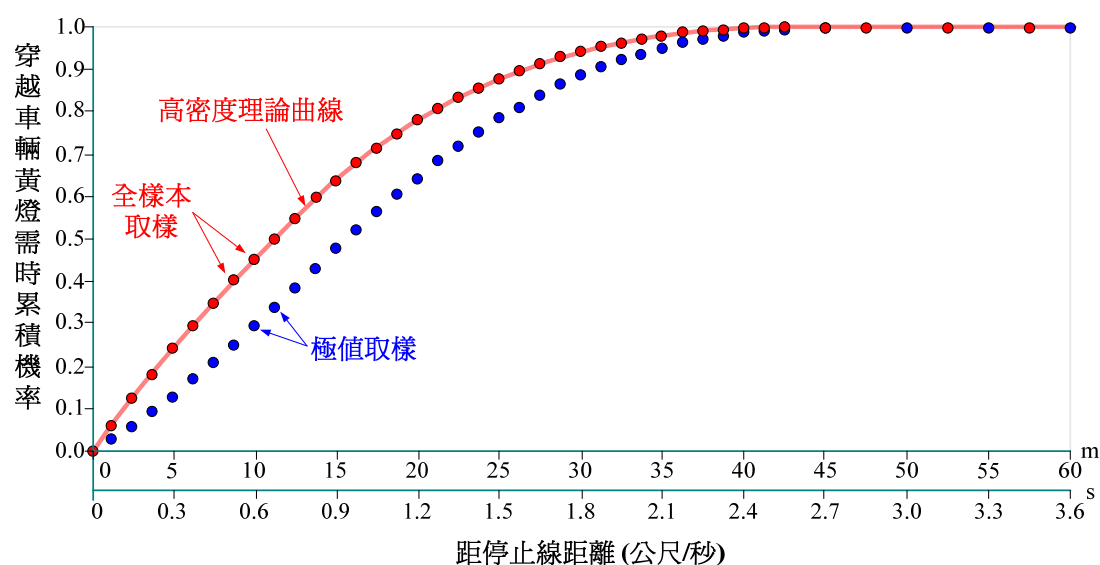


圖 3.3.3 極值樣本取樣造成穿越累積機率曲線結構性偏離現象

3.4 全紅的設計

由第二章的回顧知，變換時段係由黃燈與全紅組成，黃燈係供臨近路口車輛停行決策之用，全紅則供車輛完整穿越路口的清道之用。對於全紅的設計，大部分研究採定性法，只有極少數採隨機法，本節分別整理分析之。

3.4.1 全紅設計的定性法

如將相關研究提出的變換時段定性公式拆成黃燈與全紅兩單元，則黃燈單元一般包含臨近路口駕駛之覺察、反應時間，與以原車速通過安全煞停距離的時間；全紅單元一般包含車輛以原車速由停車線行駛至完全通過遠端衝突區的時間，及橫向衝突車輛由停等至起動至衝突點之時差，如表 3-4-1 所示。

表 3-4-1 變換時段相關研究之黃燈與全紅的定式組成

研究者	黃燈長度	全紅長度
Gazis, Herman and Maradudin(1960)	$Y = t_s + \frac{V}{2a^-}$	$AR = \frac{W + L}{V}$
Williams(1977)	$Y = t + (V/2a)$	$AR = [(W+L)/V] - (K_x + \sqrt{2d_x/a_x})$
ITE(1985)	$Y = t + \frac{V}{2a + 2Gg}$	$AR = \begin{cases} (W+L)/V \\ P/V \\ (P+L)/V \end{cases}$
Retzko ,Boltze(1987)	$Y = t + \frac{V}{2a^-}$	$AR = \frac{W + L}{V} - \sqrt{\frac{2d_x}{a^+}} + t_{ry}$
我國交通部(2012)	$Y = \begin{cases} 50kph & , 3秒 \\ 51 \sim 60kph & , 4秒 \\ > 60kph & , 5秒 \end{cases}$	$AR = \begin{cases} (W+L)/V \sim (W+L)/2V \\ (P+L)/V \sim (P+L)/2V \end{cases}$

註：表中公式內各變數之定義，請參閱第二章之說明。

由表 3-4-1 知：

- (1)除我國外，各相關研究對黃燈長度的設計均係援用 Gazis, Herman and Maradudin(1960)的定式。
- (2)各相關研究對全紅長度的組成，有共同項，亦有不同項。共同項是穿越完整路口需時項，即 $(W+L)/V$ 或 $(P+L)/V$ ；不同項變化較多，包括橫向停等車

輛與穿越路口車輛間之衝突距離 d_x ，停等車輛起動加速率 a^+ ，以及橫向車流紅燈轉綠的起動反應時間 K_x ， t_{xy} 為橫向號誌全紅結束前之紅、黃並亮時間(一般定為 1 秒)，惟不論如何變化，均係表現橫向燈號由紅轉綠瞬間至第一輛車到達衝突點的時間，且均係會令全紅變短的減項。

對於變換時段考量橫向車輛至衝突點的時差，而將全紅減短的處理，其目的係為增加交岔路口的運轉效率，惟可能會降低路口的安全，此種以安全換取效率的設計，應用上要非常謹慎。Williams(1977)即提醒：「橫向車輛起動延遲的使用必須小心，當有可能提前起動時(light jump)，其值應設為 0」，Parsonson 與 Santiago(1981)亦指出：「此一觀念僅適用於橫向街道車輛處於停車起動的狀況，不適用於燈號由紅轉綠時以一定速率接近路口的狀況」。我國目前許多號誌路口設有紅燈倒數計時，橫向車輛由停車至起動的延滯已縮短，加上有可能發生 Parsonson 與 Santiago(1981)所述的狀況(橫向燈號由紅轉綠時最接近路口的車輛係處於行駛狀態)，因此，原則上全紅不宜設置扣減項。

經由以上分析說明知，以定性方式來設計全紅，則普遍獲得共識的是考量穿越完整路口需時，即 $(W+L)/V$ 或 $(P+L)/V$ 。

3.4.2 全紅設計的隨機法

相關研究對於全紅的設計，只有極少數採隨機法。由第二章的回顧知，Lin(1986)對紐約州 3 個都市 10 處交岔路口的 11 個直行車道蒐集變換時段駕駛行為資料，該研究以燈號由綠轉紅瞬間為起算點，計算每輛穿越停止線車輛行駛整個路口至車尾通過下一路段起點為止的時間(變換時段需時)，再以調查所得樣本建立累積曲線，取其第 95 百分位值 T 作為應變數，以 Gazis 理論公式所含變數為自變數，建立不同迴歸定式，最後建議採用下式：

$$T=4.36+0.56\{(W+L)/V\}, \quad R^2=0.47 \quad (3-4-3)$$

上式中，常數項為黃燈時間，各路口等長(4.36 秒)，全紅時間則為第二項，隨路口清除距離而變，但為 ITE 公式的 0.56 倍，與我國採 0.5 倍者相當接近。

3.4.3 全紅設計方法的建議

參考上述相關研究的作法，本研究仿 ITE(1985)建議的黃燈設計績效指標：「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」，另新增「全紅結束後仍未清除路口的車輛百分比」指標，並比照式(3-3-3)，提出全紅時段設計公式為：

$$Y_{\alpha}^v = Cross_i^v(\alpha)^{-1} \quad (3-4-4)$$

$$C_{\beta}^v = Change_i^v(\beta)^{-1} \quad (3-4-5)$$

$$AR_{\beta}^v = C_{\beta}^v - Y_{\alpha}^v \geq \frac{(W + L)}{V} \quad (3-4-6)$$

其中：

$Cross_t^v(\alpha)^{-1}$ ：臨近車速為 V ，穿越累積機率 $\alpha\%$ 對應之到達停止線耗時

$Change_t^v(\beta)^{-1}$ ：臨近車速為 V ，累積機率 $\beta\%$ 對應之變換時段總耗時

Y_{α}^v ：臨近車速為 V ，僅 $1-\alpha\%$ 穿越車輛會闖紅燈的黃燈設計長度

C_{β}^v ：臨近車速為 V ，僅 $1-\beta\%$ 穿越車輛會在全紅結束後仍未穿越路口的變換時段總長度

AR_{β}^v ：臨近車速為 V ，僅 $1-\beta\%$ 穿越車輛會在全紅結束後仍未穿越路口的全紅計長度， $\beta\% > \alpha\%$

$W+L$ ：路口完全淨空的穿越距離

式(3-4-4)與式(3-4-5)現場調查時的取樣點如圖 3.4.1 所示。圖中， t_0 表燈號由綠轉紅瞬間， t_1 表車輛到達停止線的時間， t_2 表車輛完全通過路口的時間。由圖知，車輛到達停止線係以車頭為量測參考點，車輛完全通過路口係以車尾為量測參考點。 t_1-t_0 即某穿越車輛樣本的黃燈需時 Y ， t_2-t_0 即該車由燈號由綠轉紅瞬間至完全通過路口的總變換時段需時 C 。在蒐集足夠穿越車輛樣本，分別建立黃燈需時與總變換時段需時累積機率後，依設定的 α 、 β 水準決定各別設計時間，再將 $C_{\beta}-Y_{\alpha}$ 即可獲得全紅設計時間，而該時間不得短於依原車速行駛完 $W+L$ 的需時。

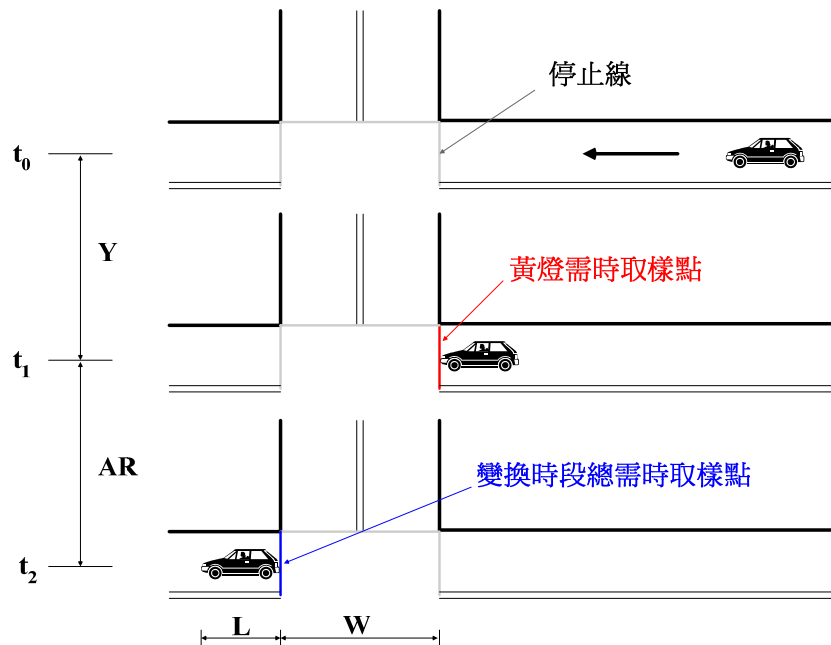


圖 3.4.1 變換時段現場調查取樣點示意圖

變換時段的設計攸關路口交通安全，其百分位之設計水準理應較高，Lin 等人(1987a,1987b,1988)的黃燈設計即採 $\alpha=95\%$ ，而本研究建議的全紅設計則以 $C_{\beta}^V - Y_{\alpha}^V \geq (W+L)/V$ 作為 β 之設定原則。在此種設計下，不但可預先掌握最多只會有 5%的穿越車輛係在黃燈結束後仍進入路口，亦可預先了解最多只有 $1-\beta$ (%) 的穿越車輛未受全紅的保護(在全紅結束後仍進入路口)。而 $\beta > \alpha$ 的要求，係因黃燈之後尚有全紅，因此黃燈之後仍進入路口的車輛雖屬違規，但仍受全紅的保護，但全紅結束後仍未完全清除路口的車輛則無任何其他保護，因此必須有較黃燈更為嚴謹的設定。

3.5 本章小結

傳統作為黃燈設計的停車機率函數(Stopping Probability Function)發展迄今長達 40 餘年最終卻走入死胡同，其真正原因係一開始即被誤當成機率，且一直誤用迄今。經本研究分析發現，停車機率不是機率，係模糊理論的隸屬函數，本研究援用模糊理論的術語，稱之為停車或率函數(Stopping Possibility Function)。本研究提出總體停車或率函數，並數學證明該函數具備良好特性，傳統的 Gazis 定性公式或是停車機率函數均為總體停車或率函數之特例，且可以反映變換時段不同車輛到達類型對總體車流停行決策的影響，其現場調查亦簡單可行。

本研究的總體停車或率函數須轉換成機率方能應用於黃燈的設計。本研究假設在「燈號由綠轉黃瞬間到達車輛落在停止線上游路段任一處的頻率應呈均勻分配」，將總體停車或率進一步轉換成穿越車輛累積機率，如引進總體停車或率的調查統計公式，更可以現場取得的變換時段車輛穿越停止線樣本直接建立穿越累積機率的公式。由本研究推導知，欲直接以實際穿越時間作成黃燈需時累積機率時，唯有全部穿越車輛均取樣，方能正確反映包含變換時段駕駛者停行決策及到達車輛的空間分配等總體車流特性。

經本研究理論推演及以簡例分析說明知，如僅為決定黃燈長度，本研究總體停車或率法的應用程序亦相當簡單，只要蒐集變換時段所有穿越路口車輛的黃燈耗時，據以建立全樣本累積機率曲線，再以預設的 α (百分位) 即可決定黃燈長度。

本研究以「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」作為黃燈設計績效指標，以「全紅結束後仍未清除路口的車輛百分比」作為全紅設計績效指標，提出變換時段設計的完整公式，可用以預先掌握黃燈結束後車輛仍進入路口的比例，亦可預先了解車輛未受全紅保護(在全紅結束後仍進入路口)的比例。

第四章 總體停車或率法之應用

關於變換時段設計方法，Gazis, et al(1960)考量駕駛人停車決策反應時間 t_s (秒)、路口臨近速率 V (公尺/秒)，及安全減速率 a (公尺/秒²)等參數，並以速限為設計速率，提出最短變換時段公式為 $T_{min}=t_s+V/2a+(W+L)/V$ ，並為美國運輸工程師協會(ITE)修正引用，ITE(1985)另建議黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比超過地區標準(許多地區採 1%~3%)時，即需加長黃燈時間，亦即「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」可作為衡量黃燈設計良窳的指標，但並未說明黃燈公式與該指標間的關係。

不論是 Gazis, et al(1960)的最短變換時段公式或 ITE(1985)的黃燈長度修正公式，長久以來一直遭到許多研究者之質疑，主要原因是公式中的 t_s 、 a 兩參數一旦設定，則路口臨近速率愈高，所需黃燈必愈長，此與現場觀測結果不盡相符。

由前章的說明知，本研究提出的變換時段設計方法有二種應用方式，一係先建立反映駕駛停行決策行為的總體停車或率，再轉換成穿越車輛累積機率。其二係以全部穿越車輛均取樣的方式直接以實際穿越車輛作成累積機率。本章以臨近路口不同車速及不同車輛到達型態等之黃燈需時，分別展現上述兩種應用方式，其中，前者採用第一種方式，後者採第二種方式。

4.1 不同臨近車速之黃燈需時比較

不論是 Gazis, et al(1960)的最短變換時段公式或 ITE(1985)的黃燈公式，均會得到路口臨近車速愈高所需黃燈必愈長之設計結果，此與現場觀測結果不盡相符。本節展現本研究變換時段設計方法的第一種應用方式，以前章構建之停車或率法為基礎，並以 ITE(1985)建議之「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」為衡量黃燈設計良窳的指標，進行臺灣都會區駕駛人於不同臨近車速下之黃燈需時比較實證。

4.1.1 資料調查

1. 調查地點

交通部運輸研究所曾委託蔣銘堅等(民 92)針對臺灣北中南各區選擇具代表性的 30 處路口進行調查，每處至少調查 2 小時，其路口篩選與取樣原則如下：

- (1)路口選擇：限四腳型交岔路口，且以正交為原則；臨近交岔路口路段平坦且視野良好，駕駛人可在 200 公尺外看見號誌。
- (2)調查車道：每處路口調查受機車干擾少、主要供汽車直行或直行兼左右轉流動之車道至少 2 條。
- (3)調查車種：分成大客車、大貨車及小型車三種。

(4)交通管制：須在無執法人員現場交通指揮狀況下調查。

(5)調查範圍：空間範圍為停止線起至上游 100 公尺，時間範圍則為綠燈結束前 5 秒至紅燈始亮後 5 秒。

本研究篩選其中 15 處路口，計北部地區 8 處、中部地區 5 處、南部地區 2 處，均為臺北、臺中、高雄三大都會區的市區道路，其基本資料如表 4-1-1 所示。

表 4-1-1 調查路口基本資料

地區	縣市	路口位置	臨近路口		臨近路口時制(秒)				臨近路段長	調查日期
			方向	路口寬	G	Y	AR	R		
北部	臺北市	長安東路-伊通街	往東	15.2	100	3	1	47	142	90.12.26
	臺北縣	重新路-正義北路	往西	24.5	52	3	1	90	198	91.01.08
	臺北市	康定路-桂林路	往北	19.8	55	3	1	120	176	91.01.10
	臺北市	忠孝東路-光復南路	往東	34.5	64	3	1	133	151	91.01.16
	臺北市	松江路-錦州街	往南	12.6	94	3	1	149	210	91.01.17
	臺北縣	中正路-新興街	往東	12.6	79	3	1	120	192	91.03.07
	臺北市	重慶北路-哈密街	往南	14.5	115	3	1	180	387	91.03.15
	臺北市	新生南路-濟南路	往南	25.0	77	3	1	220	140	91.12.30
中部	臺中縣	新興路-三民街	往東	10.3	91	3	1	36	148	91.02.21
	臺中縣	國光路-興大南路	往南	22.0	115	3	1	182	192	91.02.23
	臺中市	朝馬路-黎明路	往東	25.0	107	3	1	40	144	91.02.27
	臺中市	公益路-中興路	往東	20.2	80	3	1	37	125	91.02.28
	臺中市	雙十路-公園東路	往北	23.0	47	3	1	48	140	92.03.01
南部	高雄市	七賢二路-自立二路	往西	23.5	50	3	1	93	114	90.12.24
	高雄市	大仁路-大勇路	往北	18.6	55	3	1	27	112	90.12.27

註：1.各路口均為中央分隔，速限均為 50kph；臨近路口寬、臨近路段長之單位均為公尺。

2.路口寬係調查方向之交岔路口寬度(單位：公尺)，由停止線至下游行人穿越道遠端或起始線(無行人穿越道)；號誌時制中，G 表綠燈，Y 表黃燈，AR 表全紅，R 表紅燈；路段長指調查路口停止線溯至上游路口或開口之長度(單位：公尺)。

資料來源：蔣銘堅、梁恩輝、張勝雄，「號誌交叉口變換時段駕駛行為調查與分析之研究」，交通部運輸研究所，民國 92 年。

2. 調查方法

蔣銘堅等(民 92)係採現場錄影方式，再以影像處理技術辨識車種並取得車輛的車行軌跡資料(時間、空間座標值)，如圖 4.1.1 所示。藉此種資料可獲得車種、黃燈始亮瞬間的車輛位置(距停止線距離)、車速，以及各車最終之停行決策。

本研究另以停止線為起點，向上游每 5 公尺間距劃設取樣區間，將上述資料整理成黃燈始亮瞬間的位置、車速與最終停行決策資料，範例如表 4-1-2 所示。

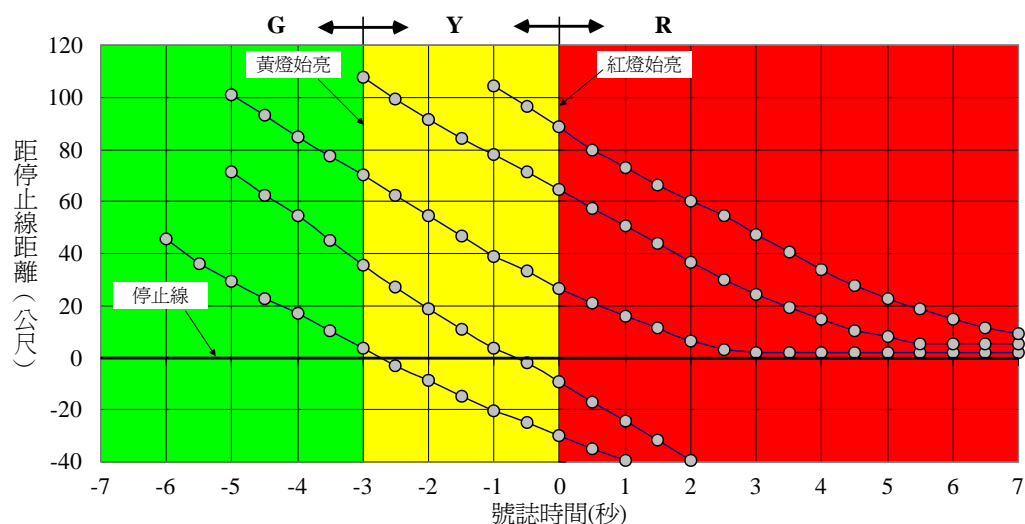


圖 4.1.1 車行軌跡資料範例

表 4-1-2 黃燈始亮瞬間車輛位置、車速與最終停行決策範例

週期編號	取樣區間編號(由停止線起)																				車數	各車瞬間速率(kph)			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		V_1	V_2	V_3	V_4
22-1-1-2											1	1									2	62.6	74.9		
22-2-1-2			0									1									2	47.9	56.9		
22-1-1-3				0						0								1	1		4	45.0	59.8	56.9	59.8
22-2-1-3										1					1				1		3	56.9	38.9	57.2	
22-1-1-4	0									1									1		3	55.4	66.2	66.2	
22-2-1-4								1					1				1				3	46.1	62.6	48.2	
22-1-1-5													1								1	60.5			
22-2-1-5												1				1		1			3	42.5	45.4	51.1	
22-1-1-7								1								1	1		1		4	40.3	52.6	48.2	59.8
22-2-1-7	0															1			1		3	52.6	58.7	65.5	
22-1-1-12		0						0				1									3	52.6	45.0	36.0	
22-2-1-12	0														1			1			3	45.0	62.6	48.2	
22-1-1-14				0						1					1				1		4	41.8	42.1	69.1	45.4
22-2-1-14												1									1	51.1			

註：取樣區間以 5 公尺為寬度；各取樣區間中有數字者，表有車輛在該瞬間位於該區間，1 表該車最終為停車，0 表最終為穿越。

3. 資料整理結果

蔣銘堅等(民 92)原調查之各路口車輛資料包含小型車與大型車(大客車與大貨車)，但因大型車樣本所占比例太少，不足以進行分析，故本研究予以刪除。此外，本研究基於下列原因，另對各路口篩選每一週期的樣本，再將相似路口資料予以合併：

(1)黃燈時段中如有多輛車接近路口時，因後車的停行決策可能受前車行為的干擾，故本研究只選最近路口的第一輛，其餘均予剔除。

(2)各處路口的樣本數原就不夠多，將樣本分布於 5 公尺間隔的取樣區間中，每區間的樣本就更少，如以路口為單元來校估模式，將因樣本數太少而影響校估結果。

基於此，本研究採各路口每一週期黃燈時段最近路口的第一輛小型車為樣本，分別以地區別(北部、中部、南部)及速率區間別(<40 kph、40~60kph、>60 kph)等來合併樣本，如表 4-1-3 所示。過去相關研究在比較車速與黃燈需時的關係時，所採樣本多以路口為單元，並未作車速變異的控制，在此種狀況下所作的推論必然包含太多雜訊。由表 4-1-3 知，本研究的各速率區間樣本，除大於 60 kph 者外，速率的變異均獲得相當之控制，故分析的結果將較為精確。

表 4-1-3 樣本篩選與合併下的停車或率－距離資料

地區	速率區間 (kph)	黃燈始亮瞬間距停止線距離(公尺)												樣本數 (輛)	樣本車速 (kph)	
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60		平均值	標準差
北	< 40	0.00	0.25	0.35	0.73	0.82	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	166	33.5	5.2
	40~60	0.00	0.12	0.29	0.41	0.77	0.83	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	427	48.9	5.5
	> 60	0.00	0.00	0.04	0.27	0.08	0.25	0.57	0.45	0.83	0.80	0.88	1.00	149	71.2	10.4
中	< 40	0.00	0.33	0.00	0.75	1.00	0.86	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	64	34.2	4.0
	40~60	0.00	0.00	0.18	0.38	0.35	0.92	0.80	0.89	1.00	1.00	0.92	1.00	293	48.7	5.5
	> 60	0.00	0.08	0.11	0.50	0.33	0.50	0.80	1.00	0.67	1.00	1.00	1.00	100	68.1	7.5
南	< 40	0.00	0.50	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	52	35.4	4.0
	40~60	0.00	0.00	0.30	0.67	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	115	49.1	5.4
	> 60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.86	1.00	1.00	1.00	1.00	32	67.9	7.0
北	不分車速	0.00	0.12	0.23	0.43	0.65	0.78	0.94	0.84	0.97	0.97	0.98	1.00	742	49.9	13.6
中	不分車速	0.00	0.08	0.15	0.45	0.41	0.86	0.84	0.94	0.97	1.00	0.96	1.00	457	50.9	11.8
南	不分車速	0.00	0.07	0.35	0.81	0.95	1.00	1.00	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00	199	48.5	11.6
不分地區	< 40	0.00	0.29	0.39	0.83	0.86	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	282	34.0	4.7
	40~60	0.00	0.09	0.27	0.45	0.71	0.88	0.94	0.95	1.00	1.00	0.98	1.00	835	48.9	5.5
	> 60	0.00	0.03	0.05	0.38	0.18	0.36	0.78	0.71	0.82	0.91	0.92	1.00	281	69.7	9.3
不分地區	不分車速	0.00	0.10	0.23	0.52	0.66	0.85	0.93	0.91	0.97	0.98	0.97	1.00	1398	50.1	12.8

註：60 至 100 公尺取樣區間之停車或率值均為 1，表中省略不列。

4.1.2 校估結果

鑒於 Logistic 模式與停車或率函數的特性相當符合，本研究以其作為停車或率函數之定式。Logistic 模式需經轉換才能運用傳統的最小平方法(ordinary least squares method)來校估，其轉換如式(4-1-1)所示：

$$\begin{aligned} L_n \left(\frac{P_i}{1-P_i} \right) &= L_n \frac{\frac{1}{1+A \exp^{-r_0 d}}}{\frac{1+A \exp^{-r_0 d}-1}{1+A \exp^{-r_0 d}}} = L_n \frac{1}{A \exp^{-r_0 d}} \\ &= -L_n A + r_0 d = c_0 + r_0 d \end{aligned} \quad (4-1-1)$$

上式中， P_i 為取樣區間的停車或率， d 為自變數，本研究採距停止線之距離(公尺)， c_0 與 r_0 為待校估之常數與參數。其中， c_0 的大小會決定函數曲線的位移， r_0 則決定曲線的斜率 (r_0 愈小，曲線愈緩，跨距愈大)。Pindyck and Rubinfeld(1997)指出，以最小平方法迴歸校估 Logistic 函數時，只要每個取樣區間估算 P_i 的樣本數夠大，即能獲得無偏誤的參數校估結果，而為避免式(4-1-1)的 $L_n[P_i/(1-P_i)]$ 出現無定義的值，可在其分子與分母項各加入極小的常數，本研究令極小的常數為 10-10，因此上式之左側可改為 $L_n[(P_i+10-10)/(1-P_i+10-10)]$ 。

表 4-1-4 與圖 4.1.2 即以距停止線距離為自變數之停車或率函數校估結果。由表與圖知：

- (1)各種樣本分群的停車或率模式校估結果，其 R^2 均在 0.6 以上，參數之 t 值亦均明顯大於 2，說明本研究的停車或率模式均具代表性。值得說明者，上述的統計量係對式(4-1-1) $L_n[P_i/(1-P_i)]$ 線性模式的校估結果，並非針對 P_i ，而由圖 4.1.2 知，Logistic 模式的 R^2 雖僅為 0.6 上下，但其函數 P_i 與樣本的配適度已相當不錯。
- (2)不論那一地區，臨近路口車速愈高，其停車或率曲線愈偏離停止線，符合一般駕駛行為，即臨近路口車速愈高，其在黃燈時段作停行決策的位置會距停止線愈遠，方能有足夠的煞停距離。
- (3)南部地區低、中、高三車速群的停車或率曲線均較北部及中部地區略為陡直且偏近停止線。經查，南部地區樣本的前 8 個區間(距停止線 40 公尺以內)每一區間之樣本數大部分少於 5，由於樣本太少，增減一輛停車樣本，可能使該區間停車或率值變動極為敏感，故其觀測樣本尚不足以推論南部地區之駕駛特性是否較為特殊。

表 4-1-4 停車或率模式校估結果

樣本分群		樣本數	校估結果			
			常數 c_0	參數 r_0	R^2	t
北部	$V < 40$	166	-5.327	0.340	0.60	5.29
	$40 < V < 60$	427	-5.339	0.265	0.65	7.36
	$60 < V$	149	-6.432	0.203	0.72	11.14
中部	$V < 40$	64	-7.181	0.469	0.62	5.23
	$40 < V < 60$	293	-8.020	0.323	0.67	10.85
	$60 < V$	100	-8.050	0.315	0.72	7.01
南部	$V < 40$	52	-8.615	0.711	0.61	4.29
	$40 < V < 60$	115	-11.957	0.664	0.62	4.99
	$60 < V$	32	-12.001	0.543	0.66	4.62
不分車速	北部地區	742	-4.869	0.209	0.83	10.64
	中部地區	457	-5.900	0.245	0.78	10.89
	南部地區	199	-4.543	0.277	0.60	6.32
不分地區	$V < 40$	282	-5.700	0.376	0.66	6.02
	$40 < V < 60$	835	-5.504	0.270	0.70	10.51
	$60 < V$	281	-6.614	0.211	0.81	13.48
	不分車速與地區	1398	-4.320	0.211	0.78	13.19

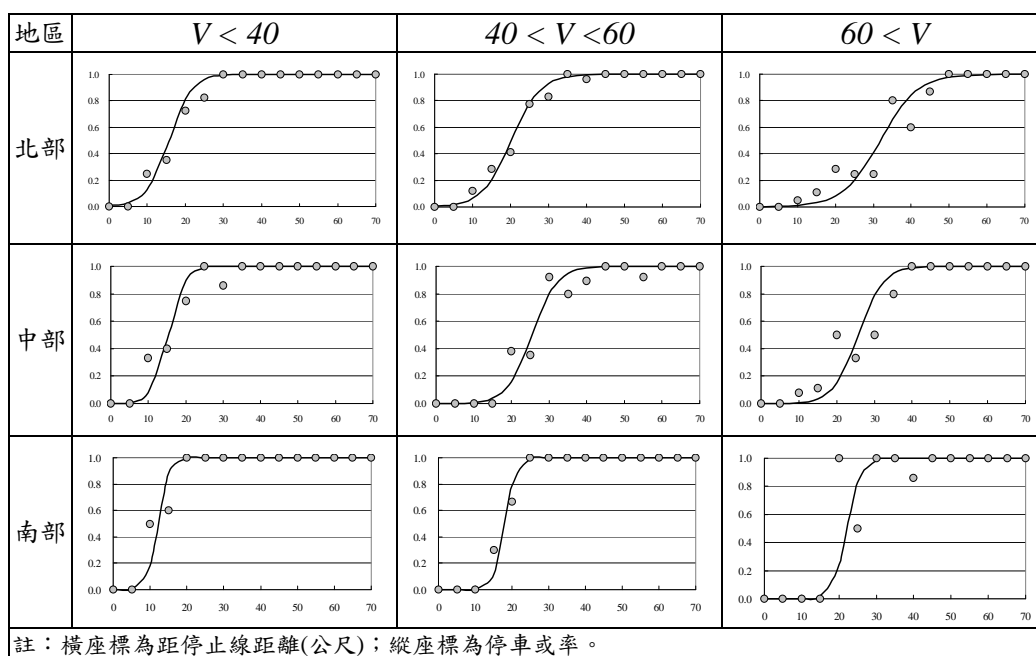


圖 4.1.2 樣本分布與停車或率校估曲線

圖 4.1.3 係不分車速、以地區分群的停車或率曲線圖，由圖知，北部地區與中部地區的停車或率曲線相當貼近，說明該兩地區變換時段的駕駛特性大致相同。南部地區的停車或率曲線則明顯較偏近停止線，但由於觀測樣本太少，尚不足以推論其駕駛特性是否較為特殊。

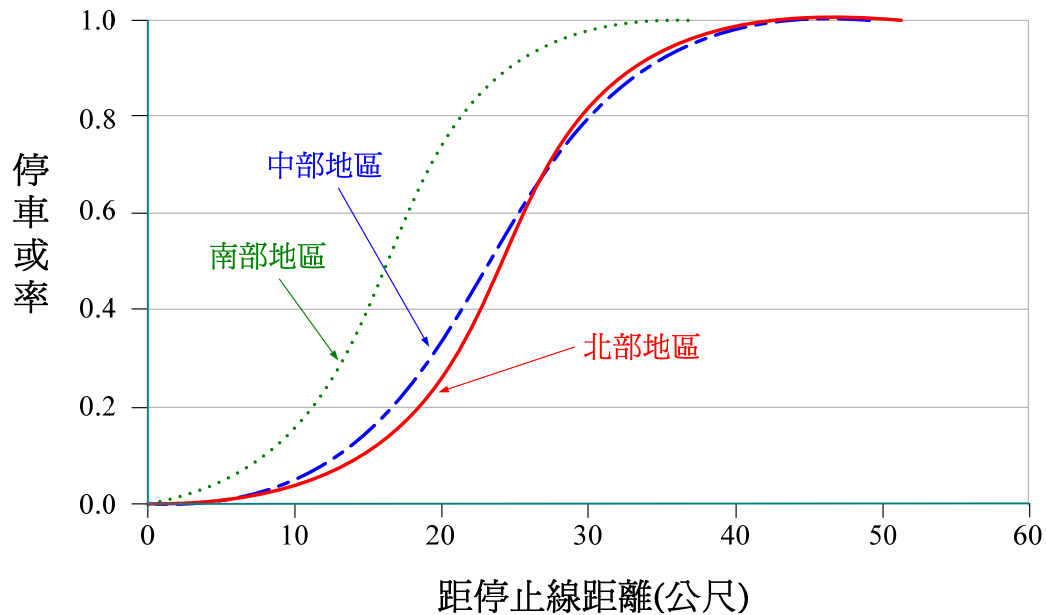


圖 4.1.3 以地區分群(不分車速)之停車或率曲線

圖 4.1.4 係以車速分群(不分地區)的停車或率曲線圖，由圖知，車速愈高，停車或率曲線愈偏離停止線，說明臨近路口車速愈高，駕駛者在黃燈時段作停、行決策的位置距停止線愈遠。

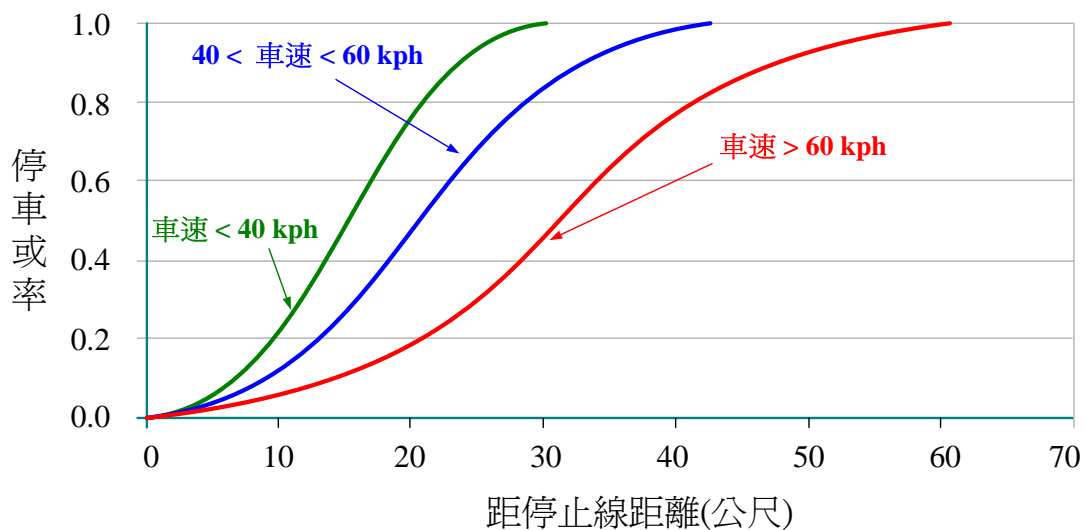


圖 4.1.4 以車速分群(不分地區)之停車或率曲線

4.1.3 黃燈長度設計

本研究分別以 95%、99%、99.9% 設定 ITE(1985)之 α 水準，亦即黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比分別設定為 5%、1%、0.1%，採用式(3-3-3)推估臨近路口不同車速的黃燈需時，如表 4-1-5 所示。

表 4-1-5 變換時段臨近路口不同車速之黃燈需時

樣本分群		設計距離(公尺)			設計時間(秒)			樣本數
		95 (%)	99 (%)	99.9 (%)	95 (%)	99 (%)	99.9 (%)	
北部	$V < 40$	18.6	23.6	30.5	2.00	2.54	3.28	166
	$40 < V < 60$	24.0	30.5	39.3	1.77	2.25	2.90	427
	$60 < V$	35.2	44.3	53.7	1.78	2.24	2.71	149
中部	$V < 40$	16.6	20.3	25.3	1.74	2.14	2.67	64 [*]
	$40 < V < 60$	26.5	31.9	39.2	1.96	2.36	2.90	293
	$60 < V$	27.2	32.9	40.3	1.44	1.74	2.13	100 [*]
南部	$V < 40$	12.4	14.9	18.3	1.27	1.52	1.86	52 [*]
	$40 < V < 60$	17.8	20.6	24.1	1.30	1.51	1.77	115 [*]
	$60 < V$	21.9	25.4	24.1	1.16	1.35	1.28	32 [*]
不分區	$V < 40$	17.5	22.1	28.3	1.86	2.34	3.00	282
	$40 < V < 60$	24.0	30.4	39.0	1.77	2.24	2.87	835
	$60 < V$	35.2	43.4	53.3	1.82	2.24	2.75	281

註：有「*」者為樣本不足。

由表 4-1-5 知：

- (1)以地區分群時，不論 α 如何設定，各地區多顯示車速高者黃燈需時略短，且在 α 設定值達 99%時，各地區之黃燈需時均小於 3 秒。
- (2)以車速分群， α 設定為 95%及 99%時(代表變換時段有 5%及 1%的車輛會在黃燈結束後仍進入路口)，不同臨近車速之黃燈需時分別為 1.77~1.86 秒及 2.24~2.34 秒，即最多均只有 0.1 秒的差異。由於以車速分群之樣本數最多，其特性最為穩定，故可推論「黃燈需時與臨近路口車速無關」。
- (3)攸關交通安全的變換時段設計，如採第 99 百分位作為設計水準，依表 4-1-5 黃燈需時至多 2.54 秒(北區)或 2.34 秒(不分區)即已足夠。依現行我國標誌標線號誌設置規則，臺灣地區都市街道的號誌交岔路口速限多設在 50 kph 以下，其黃燈幾乎統一為 3 秒，由表 4-1-5 知此一設計符合 99%之設計水準，應屬恰當。

4.2 不同車輛到達型態之黃燈需時比較

Lin, et al (1987,1988)發現，黃燈顯亮後「距停止線旅行時間 5 秒內的車輛數(簡稱車輛供給)」係影響所需黃燈長度最主要的因素，車輛供給愈多，黃燈需時愈長。Lin, et al (1987,1988)係第一個提出黃燈需時與車輛到達類型(供給)有關者，惟其逕採現場觀測統計之經驗公式，並未建立黃燈長度與車輛到達類型間的理論關係。本研究則係第一個提出完整的黃燈設計方法論者，惟尚未由現場觀測調查檢驗黃燈需時與車輛到達類型關係的實證。本節展現本研究變換時段設計方法的第二種應用方式，以臺北市一路口較長時間的調查資料進行比較。

4.2.1 資料調查

1.調查方法

交通部運輸研究所曾委託梁恩輝、張勝雄(民 93)針對臺北市忠孝東路與光復南路口之忠孝東路由西往東路段，在 92 年 5 月 23 至 6 月 24 日進行變換時段車行軌跡之調查。該臨近方向路口寬 34.5 公尺，臨近路段總長 151.0 公尺，速限 50kph，快車道直行及直行兼右轉車道各 1；慢車道直行及直行兼右轉車道各 1，車道寬 3.6 公尺，如圖 4.2.1 所示。

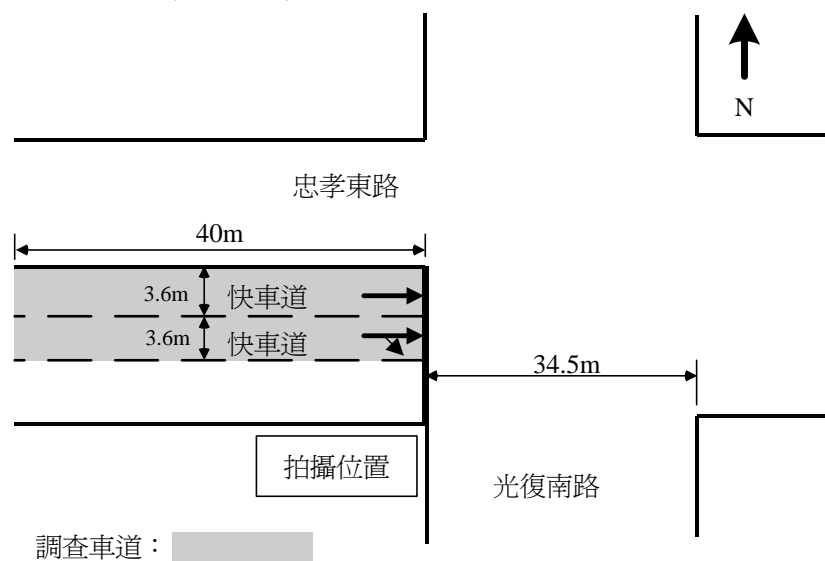


圖 4.2.1 調查路口示意圖

該研究藉路口旁光復大樓樓頂(大約 13 層樓, 30~40 公尺)以兩部攝影機同步拍攝，一部拍攝車流影像，另一部拍攝紅綠燈影像，攝得之影像如圖 4.2.2 所示。為達到同步的效果，拍攝前先將兩攝影機內部時鐘對時，每拍攝完一卷影帶(1 小時)後，兩部攝影機再對時一次。利用此方式能夠在內業處理時，將車流資料與紅綠燈顯示狀況整合至車行軌跡資料中。



圖 4.2.2 由大樓樓頂拍攝之影像實況

2. 資料整理

梁恩輝、張勝雄(民 93)係採現場錄影方式，再以影像處理技術辨識車種並取得車輛的車行軌跡資料(時間、空間座標值)，方法與圖 4.1.1 同。此種資料可獲得車種、黃燈始亮瞬間的車輛位置(距停止線距離)、車速，以及各車最終之停行決策。

上述車行軌跡資料可獲得車種、黃燈顯亮瞬間的車輛位置(距停止線距離)、車速，以及各車之停行決策。經以停止線為起點，向上游每 5 公尺劃設取樣間距，本研究將上述資料整理成黃燈顯亮瞬間的位置、車速與最終停行決策、穿越車輛黃燈耗時(由黃亮顯亮起至到達停止線為止之時間)資料，經依變換時段有多輛車到達或只有一輛車到達之分類方式，整理如附錄二，範例如表 4-2-1 與表 4-2-2 所示。其中，本研究蒐集之樣本在黃燈顯亮瞬間之車速均介於 30~60 kph，較 30kph 低或較 60kph 高之樣本因數量較少且較不穩定，故均予剔除。

表 4-2-1 變換時段多車到達之調查資料範例

樣本	黃燈顯亮瞬間各車位置											黃燈顯亮瞬間各車車速					各車到達停止線耗時			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	AVG_v	v ₁	v ₂	v ₃	v ₄	t ₁	t ₂	t ₃	Max t
1			0							1		30.4	24.8	36.0			2.17			2.17
2			0		0						1	31.2	27.0	33.5	33.1		2.00	2.69		2.69
3		0		0		0						31.2	30.6	32.0	31.0		1.18	2.25	3.49	3.49
4	0	0					0			1		31.6	32.0	34.9	28.4	31.0	0.56	1.03	4.43	4.43
5							1				1	31.9	34.2	29.5						
.																				
.																				
76										1	1	59.0	61.6	56.5						
77	0				0							59.8	68.4	51.1			0.26	1.76		1.76
樣本數	10	18	17	18	13	13	14	20	20	21	10	174					112			71

註：1.黃燈顯亮瞬間各車位置以取樣區間編號表示，取樣區間寬 5 公尺，由停止線向上游依序編號。

2.取樣區間有 0,1 者表有車，0 表該車在變換時段中穿越，1 表停車。

3.車速單位為「公里/小時」，v₁~v₄係以停止線為基準，由近至遠各車之車速，Avg V 為平均車速；各車到達停止線耗時單位為「秒」，t₁~t₃係依穿越停止線先後順序，各車由黃燈顯亮至到達停止線之耗時，Max t 為最後穿越停止線車輛之耗時。

表 4-2-2 變換時段只有一輛車到達之調查資料範例

樣本	黃燈顯亮瞬間之車輛位置											瞬間車速 v_1	到達停止線耗時 t_1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
1			0									30.2	1.79
2						0						31.0	3.49
3									1			32.0	
4									1			32.0	
5			1									32.0	
.													
.													
.													
162				0								59.4	1.21
163	0											59.4	0.30
164										0		59.8	3.01
165	0											59.8	0.30
樣本數	14	16	9	24	13	13	12	18	15	10	21	165	119

註：1.黃燈顯亮瞬間各車位置係以取樣區間編號表示，取樣區間寬 5 公尺，由停止線向上游依序編號。取樣區間有 0,1 者表有車，0 表該車在變換時段中穿越，1 表停車。

2.車速單位為「公里/小時」， v_1 為該車在黃燈顯亮瞬間之車速；各車到達停止線耗時單位為「秒」， t_1 為該車由黃燈顯亮至到達停止線之耗時。

3.不同取樣方式與樣本分類

由前章的說明知，在建立黃燈需時累積機率時，Lin, et al (1987,1988) 係採「極值樣本」，本研究則係採「全樣本」。由於此二種取樣方式只有多車到達時方有差異，故本研究將所取樣本分成多車到達的極值樣本與全樣本，及一車到達樣本等三種。所有樣本均只有單一的屬性，即車輛由黃燈顯亮瞬間至到達停止線的耗時，單位為秒。

本研究蒐集之樣本在黃燈顯亮瞬間之車速介於 30~60 kph，但因前節不同臨近車速之黃燈需時比較研究已證實，到達車速不影響黃燈需時，故在實證分析上，本研究係將不同車速的樣本混合，各樣本之車速平均值與標準差如表 4-2-3 所示。由表知，多車到達兩種取樣方式的樣本，其車速平均值及標準差非常接近，而一車到達樣本的平均車速較多車到達的樣本高約 5 kph。

表 4-2-3 各種取樣方式之樣本車速資料統計

項目	多車到達		一車到達樣本
	全樣本	極值樣本	
樣本數	112	71	119
平均值	44.75	44.73	49.35
標準差	8.31	8.03	7.51

註：表中樣本數單位為「車」，平均值與標準差，單位為「公里/小時」。

4.2.2 黃燈需時實證結果比較

圖 4.2.3 與表 4-2-4 即各種取樣方式實證資料之黃燈需時累積機率統計結果，分析如下：

- (1)完全相同的多車到達車況，因取樣的不同，其 95% 累積機率之黃燈需時(可以滿足 95% 變換時段穿越路口車輛之需要)即有差異，其中，依 Lin, et al (1987,1988)的極值取樣方式獲得的黃燈需時為 3.46 秒，高於依全樣本取樣之 3.30 秒。此一結果與數值分析相符。
- (2)一車到達樣本與多車到達樣本彼此無關，其 95% 累積機率之黃燈需時卻相當接近，一車到達為 3.23 秒，與多車到達全樣本取樣之 3.30 秒間，只有 0.07 秒的差異。此種結果之意義有二，一係此兩種車況之平均車速差異有 5kph，但相同指標的黃燈需時卻幾無差異，再度驗證到達車速與黃燈需時無關的說法；其二是，在變換時段設計的績效量度指標為 ITE(1985)建議的「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」前提下，黃燈需時並不受到達車況的影響，此一結果明顯推翻 Lin, et al (1987,1988)的研究結果。
- (3)值得說明者，本研究取得之多車到達樣本，其變換時段的到達車數為 2,3,4 輛者之樣本數分別為 60,14,3，換言之，雖係多車到達，惟大部分只有二輛車到達，屬密度並不高，實際尚未過飽和之車況，惟已能明顯呈現出不同取樣方法對黃燈需時產生的差異，相信如以過飽和資料分析，其間的差異應更為明顯，黃燈需時會差得更多。

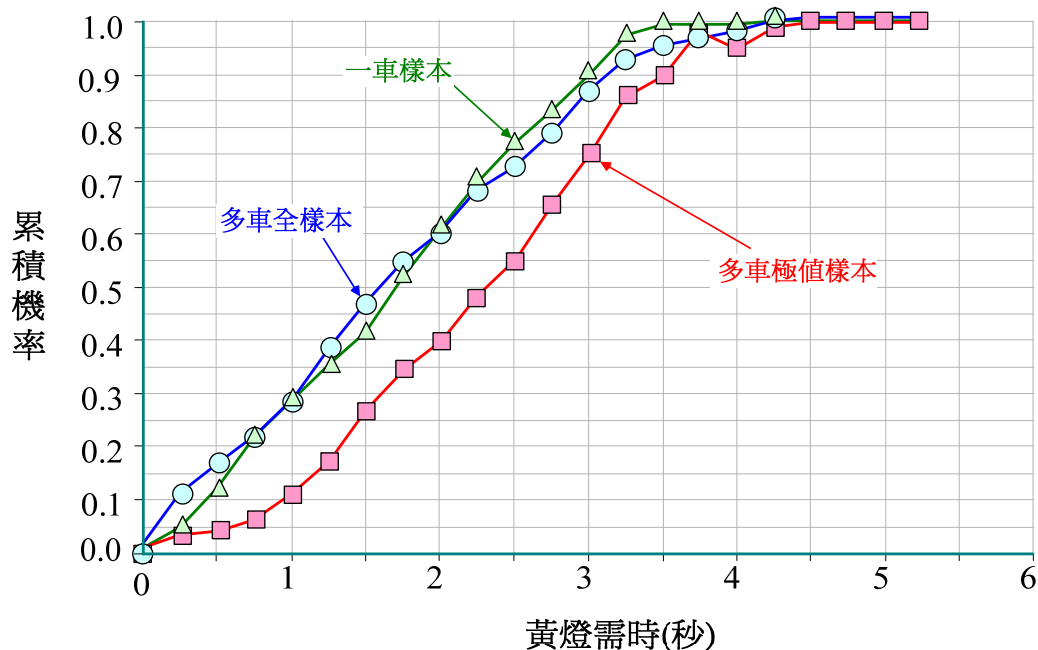


圖 4.2.3 不同到達車況與取樣方式之黃燈需時累積機率調查曲線

表 4-2-4 不同取樣方式之黃燈需時累積機率調查統計結果

耗時 (秒)	一車到達樣本		多車到達全樣本		多車到達極值樣本	
	樣本數	累積機率	樣本數	累積機率	樣本數	累積機率
0.00	0	0.000	0	0.000	0	0.000
0.25	6	0.039	18	0.098	2	0.021
0.50	11	0.112	10	0.153	1	0.031
0.75	15	0.211	9	0.202	2	0.052
1.00	10	0.276	13	0.273	5	0.103
1.25	11	0.349	18	0.372	6	0.165
1.50	9	0.408	15	0.454	9	0.258
1.75	16	0.513	15	0.536	8	0.340
2.00	14	0.605	10	0.590	5	0.392
2.25	13	0.691	15	0.672	8	0.474
2.50	11	0.763	8	0.716	7	0.546
2.75	10	0.829	12	0.781	10	0.649
3.00	10	0.895	14	0.858	9	0.742
3.25	12	0.974	11	0.918	10	0.854
3.50	3	0.993	5	0.945	5	0.897
3.75	0	0.993	3	0.962	3	0.982
4.00	0	0.993	2	0.973	2	0.948
4.25	1	1.000	4	0.995	4	0.990
4.50	0	1.000	1	1.000	1	1.000
4.75	0	1.000	0	1.000	0	1.000
5.00	0	1.000	0	1.000	0	1.000
5.25	0	1.000	0	1.000	0	1.000
樣本數	152		183		97	
平均車速	53.0		46.2		47.0	
車速標準差	9.1		9.9		10.0	
85百分位耗時	2.86		2.97		3.27	
90百分位耗時	3.02		3.18		3.53	
95百分位耗時	3.18		3.57		4.01	

註：樣本數單位為「車」；平均值與標準差單位為「公里/小時」；百分位耗時單位為「秒」。

前章簡例分析發現 Lin, et al (1987,1988)的極值取樣方式會結構性高估黃燈需時，本節實證分析除再度證實確會高估外，亦發現極值取樣方式尚存有下列兩問題：

- (1)取樣原則不一致：採極值取樣方式，有的車輛能作為反映黃燈需時的代表樣本，有的卻會被剔除。例如到達停止線黃燈耗時同為 1 秒，或黃燈顯亮瞬間距停止線只有 10 公尺的車輛樣本，如係一車到達者會被選取，如係多車到達，只要不是最後一輛通過停止線者就會被剔除。
- (2)設計指標只能間接反映駕駛者需求：採極值取樣方式，其評估黃燈設計良窳的指標須將 ITE(1985)之黃燈結束後仍進入路口的「車輛百分比」改為黃燈結束後仍有車進入路口的「變換時段百分比」。此種「變換時段百分比」指標充其量只能間接反映駕駛者需求，與直接反映駕駛者需求之「車輛百分比」指標間並無一定之關係。

4.2.3 不同車輛到達類型之車輛停行特性分析

依 Gazis, Herman 與 Maradudin(1960)估算最短變換時段的方式，令黃燈長度(Y)等於到達路口車輛以等速(V)通過安全煞停距離(S)所需的時間，即可消除尷尬區(dilemma zone)，亦即令 $Y=S/V$ ，其中， $S=Vt + V^2/2a$ ，t 為反應時間，約 0.66 ~1 秒，a 為安全減速率，一般取 3~4.6 公尺/秒² (Jourdain, 1986)。

本研究設定 $t=1$ 秒， $a=3.05$ 公尺/秒² (=10 英尺/秒²)，並依各樣本車輛在黃燈顯亮瞬間實際的車速來估算安全煞停距離，再與其在該瞬間距停止線距離作比較，如圖 4.2.4 所示。圖中，因安全煞停距離的兩個參數(t,a)固定，故縱軸可以反映各樣本車輛在黃燈瞬間的車速，橫軸則反映各樣本車輛所在位置。樣本車輛以耗時 3 秒(忠孝東路與光復南路口的黃燈長度)為界分成穿越與停車兩類，停車樣本則僅取第一輛停車者。樣本落在對角線左上方者，表示安全煞停所需距離大於其在黃燈顯亮瞬間距停止線之實際距離(亦即無法安全煞停)，落在右下方者則表示可以安全煞停。

由圖 4.2.4 知：

- (1)不論是一車或多車到達，無法安全煞停的樣本大多選擇穿越，且黃燈耗時多在 3 秒以內。可以安全煞停的樣本，一車到達者比多車到達者有較多比例會選擇停車。
- (2)多車到達樣本中，可以安全煞停但卻選擇穿越者，其耗時超過 3 秒(三角型樣本)的比例明顯較一車到達者多。換言之，其在黃燈結束後仍有較多車輛進入路口的主要原因不在於無法安全煞停，而是多車到達時，後方駕駛者停車意願較低，有追隨前方合法穿越車輛的傾向，而於黃燈結束後仍執意違規穿越。

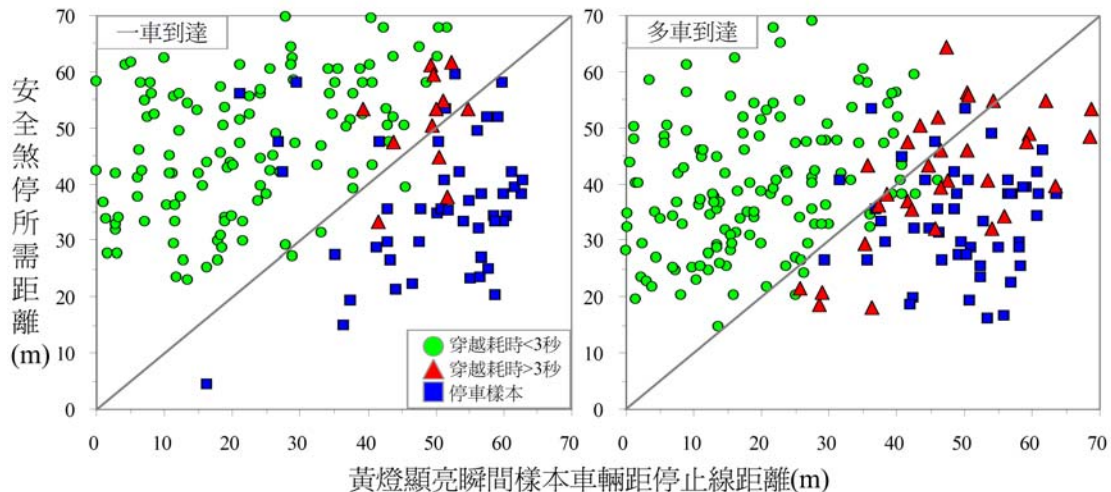


圖 4.2.4 不同車輛到達類型之黃燈時段車輛停行特性實證比較

經觀察一般路口變換時段的駕駛行為，可發現上述多車到達而停車意願較低的原因可能有二：

- (1)車流量較大的路口，號誌週期一般較長，車輛較不願意在黃燈時停車而多等一週期。
- (2)高密度車流在黃燈時段常以成串車隊通過路口，產生類似「列車」的效果，因其行動連貫、清楚，容易被橫向停等車輛注意，降低闖紅燈時與橫向起動車輛直角碰撞的危險，相對的，若在黃燈時段採煞停反而有被後車追撞的危險，故變換時段中處於高密度車流的多車到達車輛會有較高的意願追隨前車加入「列車」尾部而穿越路口。

4.3 本章小結

1.第一種應用：不同臨近車速之黃燈需時比較

- (1)Gazis, Herman 與 Maradudin(1960)提出之變換時段公式早即廣被採用，美國 ITE(1985) 亦援用之，但其定性公式只要減速率參數固定，即呈現黃燈長度隨臨近路口車速增加而增加，長久以來一直遭到許多研究者質疑，認為「黃燈長短與臨近路口車速無關」。本研究針對此一課題，以停車或率模式配合實證，蒐集臺灣北、中、南三區 1,398 個有效樣本，每一樣本僅取黃燈始亮時最接近路口的第一輛車，以確保駕駛人在停、行決策上均係自由意志者(未受前車影響)，並將臨近路口樣本車速分成 40kph 以下，40~60kph，60kph 以上等三群，每群樣本之變異獲得相當之控制，當有充分的代表性。

(2)實證分析發現：

- 1)不論那一地區，臨近路口車速愈高，停車或率曲線愈偏離停止線，說明車速愈高，駕駛者在黃燈時段作停行決策的位置距停止線會愈遠。
- 2)不論 α 如何設定，各地區多顯示車速高者黃燈需時略短，當 α 為 99%時(即黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比為 1%)，各地區之黃燈需時均小於 3 秒。當 α 設定為 95%及 99%時，不同臨近車速之黃燈需時最多只有 0.1 秒的差異，可據以推論「黃燈需時與臨近車速無關」。
- 3)對臺灣地區速限 50kph 以下的都市街道號誌交岔路口言，依設置規則設定的 3 秒黃燈，已符合 99%變換時段臨近路口車輛之需要，應屬恰當。

2.第二種應用：不同車輛到達型態之黃燈需時比較

- (1) Lin, et al (1987,1988)提出「變換時段車輛供給愈大，黃燈需時愈長」的論點。經本研究實證分析發現，在全樣本取樣下，變換時段不論是一車到達或多車到達，其黃燈需時在累積機率 0~85%區間均相當接近(85%時僅差約 0.1 秒)，即便至 95%累積機率之黃燈需時，一車到達為 3.23 秒，多車到達全樣本取樣為 3.30 秒，二者仍只有 0.07 秒甚微的差異。換言之，黃燈需時並不受到達車況的影響，此一結果明顯推翻 Lin, et al (1987,1988)的研究結果。而 Lin, et al (1987,1988)的研究之所以獲致錯誤的結論，應係其無理論根據的極值取樣所致。
- (2)經本研究觀察發現，變換時段車輛供給愈大，黃燈需時會愈長的原因，除擁擠路口號誌週期一般較長，車輛較不願意停車等候外，可能係成串車隊通過路口會形成類似「列車」的效果所致，經進一步分析證實，多車到達狀況在黃燈結束後仍進入路口的違規車輛，其實大部分均可以安全煞停，只是其停車意願較低而已。

3.二種應用的比較

- (1)調查方法的比較：第一種應用方式，即先建立反映駕駛停行決策行為的總體停車或率，再轉換成穿越車輛累積機率，需要在路口號誌黃燈顯亮瞬間，取得各臨近路口車輛的位置與車速等的資料，調查上需要有空間照相的技術，方法較為困難；第二種應用方式，即以全部穿越車輛均取樣的方式直接以實際穿越車輛作成累積機率，其調查方式可簡化成只要輔以測速設備及碼表，取得臨近路口車輛在號誌黃燈顯亮瞬間至通過停止線的車速及耗時，即可分析。如果已確知車速與黃燈無關，則可更進一步簡化成，只需碼表蒐集各臨近路口車輛實際黃燈耗時即可。由此知，第二種應用方式，調查方法顯得簡易。
- (2)應用課題的比較：第一種應用方式，因建立了總體停車或率與穿越車輛累積機率，因此可以分析臨近路口車輛的駕駛行為，例如可分析不同車型，

不同車速的總體停車或率，以瞭解駕駛行為的差異；此外，亦可獲得黃燈需時，惟因係以總體停車或率的校估曲線經理論轉換成穿越車輛累積機率，其穿越車輛累積機率已被平均化、平滑化，因此獲得的黃燈需時係消除隨機雜訊的平均值；第二種應用方式，如係直接取得黃燈耗時樣本建立穿越車輛累積機率，則只能用以分析黃燈需時，當然，如作樣本分群，例如依不同到達型態分群，或依不同到達車速分群，亦可進行其黃燈需時的比較，惟因係直接以樣本建立累積機率曲線，其隨機性並未平滑化，解釋上或有許多雜訊的干擾。

- (3)綜合評析：當需要進行臨近路口車輛變換時段的停行選擇行為分析時，可採用第一種應用方式，建立反映駕駛停行決策行為的總體停車或率，其調查方法較複雜，需要有空間照相等的技術，而其副產品是只要再轉換成穿越車輛累積機率，即可獲得黃燈需時；當只需要瞭解符合駕駛者需要的黃燈長度時，可採用第二種應用方式。此時須依本研究的理論，採全樣本調查，即變換時段中通過停止線的所有車輛均為樣本，不能任意挑選。此種方法需要的資料只有由黃燈顯亮瞬間至通過停止線的每輛車耗時，可據以評估出符合某安全水準(例如違規穿越車輛只占 1%)的黃燈長度。不論何種應用，本研究均提出完整的理論與程序可供採用。

第五章 結論與建議

變換時段設計方法從 1929 年迄今已爭議了 80 餘年，一直未建立出完整的理論。本研究提出的總體停車或率及穿越累積機率等模式，恰可彌補變換時段設計理論上的不足。本章綜合說明本研究的結論與建議。

5.1 結論

1.傳統黃燈設計採用的停車機率函數的本質

- (1)停車機率函數由發展迄今長達 40 餘年最終卻走入死胡同，其真正原因係將之引進時原就係基於機率的考量(值域必落在 0~1 之間)，加以形狀很像累積機率，因此一開始相關研究即誤將以連續變數(距離或時間)為定義域之或率當成機率(possibility=probability)，且一直誤用迄今。
- (2)模糊理論發展的前 20 年一直被模糊性 \neq 隨機性(fuzziness \neq randomness)的聲明誤導，致該理論對隸屬函數的本質一直說不清講不明。模糊理論發展初期從未有人將隸屬函數視為累積機率，原因除了前述之聲明限制這種聯想外，最重要的關鍵在於隸屬函數出現時多被視為係外生的輸入項，且多由研究者主觀設定，因而其值域並不必然落在 0~1 之間，而一個值域會大於 1 的函數，根本就不會令人聯想到係一累積機率函數。
- (3)經本研究分析發現，停車機率係分布在停行決策集合上，以{停、行}為定義域、呈 Bernoulli 分配的機率密度函數。但不同位置處之停、行機率值並不相同。但在距離(或時間)屬性空間上，停車機率函數就不是累積機率，以 90%停車機率值為例，該值只代表燈號由綠轉黃瞬間位於停止線上游某處之車輛有 90%會作「停」的決策(有 10%會作「行」的決策)，非指由停止線至該位置，採「停」決策車輛的累積數占總停車車輛數之 90%。以模糊理論的術語言，在距離(或時間)屬性空間上，停車機率函數就是一隸屬函數，本研究援用模糊理論的術語，稱之為停車或率函數(stopping possibility function)。

2.本研究提出的總體停車或率函數特性

- (1)本研究提出總體停車或率函數，並數學證明該函數具備下列特性：
 - 特性一：總體停車或率函數之值域，與個體停車或率同，均為 $[0,1]$ 。
 - 特性二：如個體停車或率函數呈階梯狀，則總體停車或率函數亦呈階梯狀，且階梯之門檻點與個體停車或率者同。
 - 特性三：如個體停車或率函數在距離上具準單調遞增特性，則任一位置的總體停車或率值必大於或等於個體停車或率值，且只有最接近停

止線車輛或只有一輛車到達之自由流車況，等式方成立。

特性四：如個體停車或率函數為準單調遞增函數，則到達車流密度愈大，其總體停車或率函數曲線會愈向停止線偏移。

特性五：已知到達車況下，停止線上游某處之總體停車或率函數值，等於黃燈顯亮瞬間位於該處車輛最終係停車之比率。

- (2)特性二與特性三說明，不論是 Gazis, Herman 與 Maradudin(1960)之定性公式或是個體停車或率函數均為總體停車或率函數之特例，亦即總體停車或率函數具通案性(general form);特性四說明總體停車或率可以反映變換時段不同車輛到達類型對總體車流停行決策的影響，亦即對自由流或非自由流到達車況均適用；特性五結合特性一，可以建立個體與總體停車或率之調查統計方式。

3.可用於黃燈設計的穿越車輛累積機率函數

- (1)本研究的總體停車或率函數在距停止線距離或時間定義域上係或率，須將其轉換成機率方能應用於黃燈設計。而黃燈設計係提供「穿越者有足夠的時間」與「停車者有足夠(舒適)的煞停距離」，理論上從觀察穿越者或停車者均能建立評估黃燈設計良劣的指標，惟應用上以觀察穿越者的行為較為簡易，且有客觀、天然的量度基準(停止線)可供採用。基於此，本研究假設在「燈號由綠轉黃瞬間到達車輛落在停止線上游路段任一處的頻率應呈均勻分配」，將總體停車或率進一步轉換成穿越車輛累積機率，如引進總體停車或率的調查統計公式，更可以現場取得的變換時段車輛穿越停止線樣本建立穿越累積機率的直接公式。由本研究推導知，欲直接以實際穿越時間作成黃燈需時累積機率時，唯有全部穿越車輛均取樣，方能正確反映包含變換時段駕駛者停行決策及到達車輛的空間分配等總體車流特性。
- (2)本研究的方法有 2 種應用方式，一係先建立反映駕駛停行決策行為的總體停車或率，再轉換成穿越車輛累積機率。其二係以全部穿越車輛均取樣的方式直接以實際穿越車輛作成累積機率。此 2 方式均有完整的理論基礎並正確反映變換時段的總體車流特性，惟方式一較繁複，方式二較簡單。
- (3)經本研究理論推演及以簡例分析說明知，如僅為決定黃燈長度，本研究總體停車或率法的應用程序亦相當簡單，只要蒐集變換時段所有穿越路口車輛的黃燈耗時，據以建立全樣本累積機率曲線，再以預設的 α (百分位) 即可決定黃燈長度。總言之，本方法產生的衡量指標與 ITE 建議的「車輛在黃燈結束後仍進入路口的百分比」的指標同，能直接反映駕駛者需求，其決定的黃燈長度亦有明確的交通管制意義。

4.黃燈長度現場調查實證結果

- (1)不同臨近車速之黃燈需時比較的實證結果發現，當黃燈需時累積機率 α 設定為 95%及 99%時，不同臨近車速之黃燈需時最多只有 0.1 秒的差異，可據以推論「黃燈需時與臨近車速無關」。
- (2)不同車輛到達型態之黃燈需時比較的實證結果發現，在全樣本取樣下，變換時段不論是一車到達或多車到達，其黃燈需時在累積機率 α 落在 0~85% 區間時均相當接近(85%時僅差約 0.1 秒)，即便 $\alpha=95\%$ ，一車到達與多車到達的黃燈需時仍只有 0.07 秒甚微的差異。換言之，黃燈需時並不受到達車況的影響。

5.2 建議

1.變換時段設計方法的建議

本研究建議可以「黃燈結束後仍進入路口的車輛百分比」作為黃燈設計績效指標，以「全紅結束後仍未清除路口的車輛百分比」作為全紅設計績效指標，完整的變換時段設計公式建議如下：

$$Y_{\alpha}^v = Cross_t^v(\alpha)^{-1}$$

$$C_{\beta}^v = Change_t^v(\beta)^{-1}$$

$$AR_{\beta}^v = C_{\beta}^v - Y_{\alpha}^v \geq \frac{(W + L)}{V}$$

其中， α 建議可設為 95%(只有 5%車輛會在黃燈結束後仍進入路口)， β 建議以 $C_{\beta}^v - Y_{\alpha}^v \geq (W+L)/V$ 作為設定原則。在此種設計下，可預先掌握最多只會有 5%的穿越車輛係在黃燈結束後仍進入路口，亦可預先了解最多只有 $1-\beta$ (%)的穿越車輛未受全紅的保護(在全紅結束後仍進入路口)。而依此種方式設計， β 應會大於 α ，亦即全紅的保護功能須較黃燈來得穩健。

2.設置規則相關條文的建議

我國「道路交通標誌標線號誌設置規則」規定號誌變換時段包含黃燈與全紅 2 項，現行規定(101 年 10 月 13 日)如下(231 條)：

- (1)行車管制號誌之黃色燈號時間，得依下表之規定(行車速限每小時 50 公里以下、51~60 公里、61 公里以上，分別為 3、4、5 秒)。
- (2)行車管制號誌在黃色燈號結束後，應有 1 秒以上之全紅時間。直行交通之全紅時間宜依下表公式計算之(其時間以等於 Dc/V 為原則，最短不得小於 $Dc/2V$ ，且只限於無行人交通($Dc=W+L$) 與有大量的行人交通或設有行人專用號誌($Dc=P+L$)二種狀況)。

由本研究的實證結果知，黃燈長度與臨近路口車速無關，且 3 秒已可滿足

99%變換時段臨近路口車輛之需要。建議有關單位可再進行廣泛的現場調查研究，如本研究的黃燈需時與臨近路口車速無關的實證結果能獲普遍驗證，則目前以行車速限區分黃燈長度的作法可以再簡化，改為不分車速，均採3秒。

至於全紅的設計，本研究雖未進行實證分析，惟亦已提出簡單可行的現場調查實證及理論分析方法，建議有關單位採行，據以進行廣泛的現場調查研究。由於全紅的設計，在不考慮橫向車輛駛至衝突點的延遲下，只有穿越路口車輛駛過衝突區的長度與行車速率兩個因素，其問題明顯較黃燈問題簡易，加上目前的設置規則有關全紅的規定係援用 ITE 的建議公式，其最短全紅時長的規定(不得小於 $Dc/2V$)亦與 Lin(1986)的現場調查實證結果相符(為 ITE 公式的 0.56 倍)，因此，在未獲得更多實證結果之前，建議目前有關全紅的規定可繼續採用。

參考文獻

1. Chang, M. S., Messer, C. J., and Santiago, A. J., "Timing Traffic Signal Change Intervals Based on Driver Behavior," Transportation Research Record 1027, 20-30, 1985.
2. Gazis, D., Herman, R., and Marududin, A., "The Problem of the Amber Signal Light in Traffic Flow", Operations Research, 8(1), pp. 112-132, 1960.
3. Hisdal, E., "Infinite-Valued Logic Based on Two-Valued Logic and Probability, Part 1.1 Difficulties with Present-day Fuzzy-set Theory and Their Resolution in the TEE Model," International Journal Man-Machine Studies 25, 89-111, 1986a.
4. Hisdal, E., "Infinite-Valued Logic Based on Two-Valued Logic and Probability, Part 1.2 Different Sources of Fuzziness," International Journal Man-Machine Studies 25, 113-138, 1986b.
5. Hisdal, E., "Are Grade of Membership Probabilities?" Fuzzy Sets and Systems 25, 325-348, 1988.
6. ITE Technical Committee 4A-16, "Determining Vehicle Signal Change Intervals," ITE Journal, 61-64, May 1985.
7. Jourdain, S., "Intergreen Timing", Traffic Engineering and Control, 27(4), pp. 179-182, 1986.
8. Lin, F. B., "Timing Design of Signal Change Interval," Transportation Research Record 1069, pp. 46-54, 1986.
9. Lin, F. B., Cooke, D. and Vijayakumar, S., "Utilization and Timing of Signal Change Interval," Transportation Research Record 1114, 86-95, 1987.
10. Lin, F. B. and Vijayakumar, S., "Timing Design of Signal Change Interval", Transportation Engineering and Control, 29(10), pp. 531-536, 1988.
11. May, A. D., "A Study of Clearance Interval at Traffic Signals," ITTE Special Report. University of California, Berkeley, 1967.
12. Mahalel, D. and Zaidel, D. M., "A Probabilistic Approach for Determining the Change Interval," Paper presented at the 65th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington, DC, 1986.
13. Olson, P. and Rothery, R. W., "Driver' Response to the Amber Phase of Traffic Signals," Traffic Engineering, 17-29, February 1962.

14. Papacostas, C. S. and Kasamoto, N. H., "Intergreen Interval Controversy: Toward a Common Framework," Transportation Research Record 1324, 21-29, 1991.
15. Papageorgiou, M, H. Hadj-Salem, J.M. Blosseville, "ALINEA: A Local Feedback Control Law for On-Ramp Metering," Transportation Research Record 1320, 58-64, 1991.
16. Pindyck, R. S. and D.L. Rubinfeld, "Econometric Models and Economic Forecasts," 4th Ed., McGraw-Hill Book Company, 1997.
17. Rach, L., "Traffic Signals," in Transportation and Traffic Engineering Handbook, 2nd Ed., Washington, D.C., Institute of Transportation Engineers, 1982.
18. Retting, R. A., Williams, A. F. and M. A. Greene, "Red Light Running and Sensible Countermeasures," Transportation Research Record 1640, 23-26, 1998.
19. Sheffi, Y. and Mahmassani, H., "A Model of Driver Behavior at High Speed Signalized Intersection," Transportation Science, 50-61, February 1981.
20. Worthman, R. H., and T. C. Fox, "Reassessment of the Traffic Signal Change Interval," Transportation Research Record 1069, 62-68, 1986.
21. ZeGeer, C., "Effectiveness of Green-Extension Systems at High-Speed Intersections," Research Report 472, Kentucky DOT, 1977.
22. 張家祝、許書耕,「應用衝擊波理論模擬號誌化幹道車流行為(1):模式建立」,運輸計劃季刊,14卷1期,1-38頁,民國74年。
23. 張家祝、許書耕,「應用衝擊波理論模擬號誌化幹道車流行為(2):模式應用」,運輸計劃季刊,14卷2期,205-228頁,民國74年。
24. 周榮昌、林良泰與張式先,「流量對猶豫區間形成之影響」,中華民國第一屆運輸安全研討會,311-320,民國83年11月。
25. 交通部與內政部彙編,道路交通標誌標線號誌設置規則,民國101年。
26. 許書耕,「快速道路號誌化交叉口變換時段駕駛行為與時段設計之研究」,交通部運輸研究所研究報告,民國89年。
27. 許書耕,「號誌交叉口變換時段設計之實證分析」,交通部運輸研究所研究報告,民國90年。
28. 許書耕,「過飽和交通黃燈需時之分析研究」,交通部運輸研究所研究報告,民國92年。
29. 蔣銘堅、梁恩輝、張勝雄,「號誌交叉口變換時段駕駛行為調查與分析之研

究」，交通部運輸研究所委託研究報告，民國 92 年。

30. 梁恩輝、張勝雄，「研發資料採礦技術萃取車行軌跡資料重要資訊之研究」，交通部運輸研究所委託研究報告，民國 93 年。

附錄 1 特性一至特性五之證明

特性一：總體停車機率函數 FS_i 之值域為 $[0,1]$ 。

證明：只要 FS 兩極端點 FS_1 與 $FS_{N \rightarrow \infty}$ 之值均落在 $[0,1]$ 間即可證明。由於依式(3-2-1)知， $FS_1 = P_1 \sim [0,1]$ ，而當第一部車距停止線距離為零時， $P_1 = 0$ 。故只需證明位於停止線上游距離無限遠處之第 N 輛車 ($N \rightarrow \infty$)，其總體停車機率函數值 FS_N 之值為 1 即可，亦即只要下式成立，即可得證：

$$FS_{N \rightarrow \infty} = \sum_{i=1}^N fs_i = \sum_{i=1}^N P_i \prod_{j=1}^{i-1} (1 - P_j) = 1 \quad (A-1)$$

將(A-1)式展開，得：

$$\begin{aligned} FS_{N \rightarrow \infty} &= \sum_{i=1}^N fs_i = P_1 + (1 - P_1)P_2 + (1 - P_1)(1 - P_2)P_3 + \cdots \\ &\quad + (1 - P_1)(1 - P_2)(1 - P_3) \cdots (1 - P_{i-1})P_i + \cdots \\ &\quad + (1 - P_1)(1 - P_2)(1 - P_3)(1 - P_4) \cdots (1 - P_{N-2})P_{N-1} \\ &\quad + (1 - P_1)(1 - P_2)(1 - P_3)(1 - P_4) \cdots (1 - P_{N-2})(1 - P_{N-1})P_N \\ &= P_1 + (1 - P_1)(P_2 + (1 - P_2)(P_3 + (1 - P_3)(\cdots (P_{N-1} + (1 - P_{N-1})P_N))) \cdots) \\ &\because N \rightarrow \infty \text{ 的時候， } P_N = 1 \text{ (距停止線無限遠時之個體停車機率為 1)} \\ &\therefore \sum_{i=1}^N fs_i = P_1 + (1 - P_1)(P_2 + (1 - P_2)(P_3 + (1 - P_3)(\cdots (P_{N-1} + (1 - P_{N-1}) \times 1))) \cdots) \\ &= P_1 + (1 - P_1)(P_2 + (1 - P_2)(P_3 + (1 - P_3)(\cdots (P_{N-1} + (1 - P_{N-1}) \times 1))) \cdots) \\ &= P_1 + (1 - P_1) \times 1 = 1 \quad \text{得證} \square \end{aligned}$$

特性二：個體停車機率函數如呈階梯狀，則總體停車機率函數亦呈階梯狀，且階梯之門檻點與個體停車機率者同。

證明：假設個體停車機率函數階梯形門檻位於 L_i ，即由停止線起算第 1 至第 $i-1$ 輛車之個體停車機率均為 0，第 i 車及以後各車之個體停車機率均為 1，代入式(3-2-2)，可得除 fs_i 外，其餘 fs_j ， $j \neq i$ ，均為零，亦即變異為零；代入式(3-2-1)，可得 FS 函數亦以 L_i (第 i 車) 為門檻，呈階梯形。

得證 \square

特性三：如個體停車機率函數在距離上具準單調遞增特性，則燈號由綠轉黃瞬間，任何由停止線向上游依序編號之車輛 i ，其總體停車機率函數值必大於或等於個體停車機率函數值 ($FS_i \geq P_i$)。且只對距停止線最近之第一輛車，或只有當到達車流為自由流狀況時，等式方成立。

證明：假設各種車流狀況之個體停車機率均等於自由流車況者。現以演譯歸納法證明之：

當 $i=1$ ： $FS_1=P_1 \rightarrow FS_1-P_1=0$ 。自由流車況時，臨近路口車輛在燈號由綠轉黃瞬間，不管位於何處，均為第一輛車，均符合此一狀況。

當 $i=2$ ： $FS_2=P_1+(1-P_1)P_2=P_1+P_2-P_1P_2 \rightarrow FS_2-P_2=P_1-P_1P_2=(1-P_2)FS_1 > 0$

當 $i=3$ ： $FS_3=P_1+(1-P_1)P_2+(1-P_1)(1-P_2)P_3 \rightarrow FS_3-P_3=$

$$P_1+P_2+P_1P_2P_3-P_1P_2-P_1P_3-P_2P_3=(1-P_3)(P_1+P_2-P_1P_2)=(1-P_3)FS_2 > 0$$

由以上可歸納出下列公式：

$$FS_n - P_n = (1 - P_n)FS_{n-1}, \quad n = 2, \dots, \infty \quad (A-2)$$

$$\because P_n FS_{n-1} > 0, n=2, \dots, \infty \quad \therefore FS_n - P_n > 0 \quad \text{得證} \square$$

特性四：如個體停車機率函數為準單調遞增函數，則到達車流密度愈大，其總體停車機率曲線會愈向停止線偏移。

證明：給定一距停止線長 L 之定點，則只需證明在 L 長度區間內車輛數愈多者(密度愈大)，該定點處之 FS 愈大即可。現以密度差最小的狀況來說明，令兩到達車流在燈號由綠轉黃瞬間落在停止線上游 L 距離內之車輛數只差一輛，分別為 n (密度較高)與 $n-1$ (密度較低)，且令 n 輛車在 L 長度區間內恰有 $n-1$ 個車間程，亦即在停止線與定點 L 處均恰有一輛車(這是高密度時 FS 值最小的狀況)，則只要證明高密度時位於該 L 處之 $FS_n^h(L)$ 大於或等於低密度時之 $FS_{n-1}^l(L)$ 即可，亦即只要下式成立即得證：

$$FS_n^h(L) = \sum_{j=1}^n fs_j(L_j^h) \geq FS_{n-1}^l(L) = \sum_{i=1}^{n-1} fs_i(L_i^l) \quad (A-3)$$

首先需說明者，當兩車流狀況在定點 L 處至停止線範圍內之車輛數只差 1 時，如令高、低密度者在 L 定點處上均恰有一輛車，由定點 L 處順車流方向作車輛一對一的比較，則除在 L 點處二者車輛之位置相同外，其餘成對比較結果均係低密度者較接近停止線，如圖 A-1 所示。

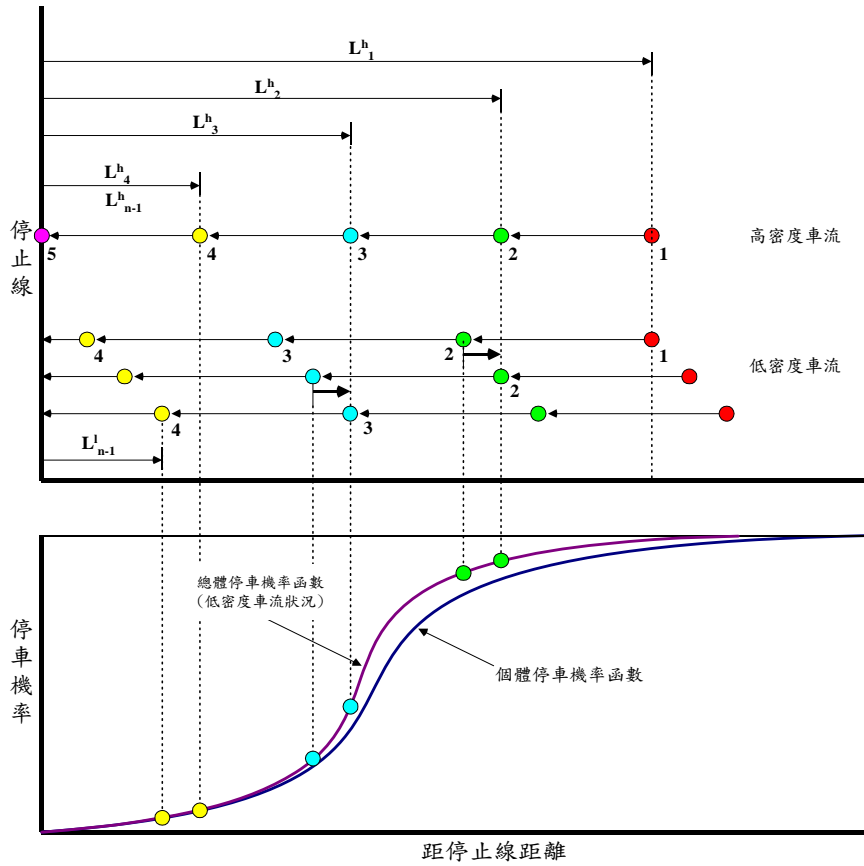


圖 A-1 高低車流密度之總體停車機率比較

現由 L 處向上游編號，令 L_i^h, L_i^l 分表高、低密度狀況第 i 車距停止線的距離，其中， $L_1^h = L_1^l = L$ ； $FS^h(L_i^h)$ 、 $FS^l(L_i^l)$ 分表高、低密度者上述位置的總體累積停車機率值。現以演譯歸納法證明之：

1. 在 $L_1^h = L$ 處：

依式(A-2)知：

$$FS^h(L_1^h) - P(L_1^h) = [1 - P(L_1^h)] \times FS^h(L_2^h) \quad (A-4)$$

$$FS^l(L_1^l) - P(L_1^l) = [1 - P(L_1^l)] \times FS^l(L_2^l) \quad (A-5)$$

$$\because P(L_1^h) = P(L_1^l) = P(L)$$

\therefore 式(A-4)減式(A-5)得：

$$FS^h(L_1^h) - FS^l(L_1^l) = [1 - P(L_1^h)] \times [FS^h(L_2^h) - FS^l(L_2^l)] \quad (A-6)$$

\because 個體停車機率函數為準單調遞增函數，其對應之總體停車機率函數亦為準單調遞增函數。對低密度者的 FS^l 函數言，位於高密度第 2 輛車位置的 FS^l 值大於等於位於低密度第 2 輛車位置的 FS^l 值，亦即 $FS^l(L_2^h) \geq FS^l(L_2^l)$ (如圖 A-1)。

$$\therefore FS^h(L_1^h) - FS^l(L_1^l) \geq [1 - P(L)] \times [FS^h(L_2^h) - FS^l(L_2^l)] \quad (A-7)$$

$\because 1 - P(L) \geq 0$ ， \therefore (A-7) 式的正負決定於其右側第二項。

2.在 L_2^h 處：

同 1 之方式，可得：

$$FS^h(L_2^h) - FS^l(L_2^h) \geq [1 - P(L_2^h)] \times [FS^h(L_3^h) - FS^l(L_3^h)] \quad (A-8)$$

$\because 1 - P(L_2^h) \geq 0$ ， \therefore (A-8) 式的正負決定於其右側第二項。

3.在 L_{n-2}^h 處：

同 1,2 方式，可得：

$$FS^h(L_{n-2}^h) - FS^l(L_{n-2}^h) = [1 - P(L_{n-2}^h)] \times [FS^h(L_{n-1}^h) - FS^l(L_{n-1}^h)] \quad (A-9)$$

\because 高密度車流之第 n 車恰在停止線上 ($P(L=0)=0$)，低密度車流之第 $n-1$ 車為其最近停止線的頭車 (如圖 A-1)。

$$\therefore FS^h(L_{n-1}^h) = P(L_n^h) + (1 - P(L_n^h)) * P(L_{n-1}^h) = P(L_{n-1}^h) ; FS^l(L_{n-1}^l) = P(L_{n-1}^l)$$

$$\because P(L_{n-1}^h) \geq P(L_{n-1}^l) \quad (L_{n-1}^h \geq L_{n-1}^l, P \text{ 為準單調遞增函數})$$

$$\therefore FS^h(L_{n-2}^h) - FS^l(L_{n-2}^h) = [1 - P(L_{n-2}^h)] \times [FS^h(L_{n-1}^h) - FS^l(L_{n-1}^h)] \geq 0$$

4.綜合歸納：

$$\begin{aligned} FS^h(L_1^h) - FS^l(L_1^l) &\geq [1 - P(L_1^h)] \times [FS^h(L_2^h) - FS^l(L_2^h)] \\ &\geq [1 - P(L_1^h)] \times [1 - P(L_2^h)] \times [FS^h(L_3^h) - FS^l(L_3^h)] \\ &\geq [1 - P(L_1^h)] \times [1 - P(L_2^h)] \times [1 - P(L_3^h)] \times [FS^h(L_4^h) - FS^l(L_4^h)] \\ &\cdot \\ &\cdot \\ &\geq [FS^h(L_{n-1}^h) - FS^l(L_{n-1}^l)] \times \prod_{j=1}^{n-2} [1 - P_j(L_j)] \\ &= [P(L_{n-1}^h) - P(L_{n-1}^l)] \times \prod_{j=1}^{n-2} [1 - P_j^h(L_j)] \geq 0 \quad \text{得證} \square \end{aligned}$$

特性五：已知到達車況下，停止線上游某處之總體停車機率函數值，等於燈號由綠轉黃瞬間位於該處車輛最終係採停車之比率，如式(8)所示。

證明：現以演譯歸納法證明之：

當 $i=1$ ： $FS_1 = P_1$ ，將 P_1 轉成式(3-2-4)得 $FS_1 = m_1/M$ 。

當 $i=2$ ： $FS_2 = P_1 + (1 - P_1)P_2$ ，將 P_1 、 P_2 轉成式(3-2-4)得：

$$FS_2 = \frac{m_1}{M} + \frac{M - m_1}{M} \times \frac{m_2}{M - m_1} = \frac{m_1 + m_2}{M}$$

當 $i=3$ ： $FS_3 = P_1 + (1 - P_1)P_2 + (1 - P_1)(1 - P_2)P_3$ ，將 P_1 、 P_2 、 P_3 轉成式(7)得：

$$\begin{aligned} FS_3 &= \frac{m_1}{M} + \frac{M - m_1}{M} \times \frac{m_2}{M - m_1} + \frac{M - m_1}{M} \times \frac{M - m_1 - m_2}{M - m_1} \times \frac{m_3}{M - m_1 - m_2} \\ &= \frac{m_1 + m_2 + m_3}{M} \end{aligned}$$

$$\text{由以上可歸納出右式：} FS_i = \frac{\sum_{j=1}^i m_j}{M} \quad \text{得證} \square$$

附錄 2 不同車輛到達型態現場調查結果

表 1 變換時段多車到達之調查資料

樣本	黃燈顯亮瞬間各車位置											黃燈顯亮瞬間各車車速					各車到達停止線耗時			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	AVG_v	v1	v2	v3	v4	t1	t2	t3	Max t
1			0							1		30.4	24.8	36.0			2.17			2.17
2			0		0						1	31.2	27.0	33.5	33.1		2.00	2.69		2.69
3		0		0		0						31.2	30.6	32.0	31.0		1.18	2.25	3.49	3.49
4	0	0					0			1		31.6	32.0	34.9	28.4	31.0	0.56	1.03	4.43	4.43
5							1				1	31.9	34.2	29.5						
6					0			0				32.9	30.6	35.3			2.94	4.08		4.08
7	0								0	1		35.9	34.9	36.4	36.4		0.52	4.46		4.46
8					0						1	33.5	33.8	33.1			2.66			2.66
9			0				1			1		35.4	35.6	35.6	35.0		1.52			1.52
10								1		1		35.3	35.6	35.0						
11					0				1			33.3	31.7	35.0			2.84			2.84
12								1		1		36.2	36.4	36.0						
13			0		0						1	37.2	39.6	36.0	36.0		1.36	2.50		2.50
14						0		1				39.0	41.0	37.0			2.63			2.63
15		0								1		36.9	35.3	38.5			1.02			1.02
16	0				1							34.2	34.6	33.8			0.52			0.52
17							0				1	37.1	38.5	35.6			3.27			3.27
18	0			0	0			1				38.0	32.8	42.8	38.5	38.0	0.55	1.68	2.34	2.34
19	0			0								37.4	36.4	38.5			0.50	1.87		1.87
20					0					1		37.6	36.4	38.9			2.48			2.48
21						1			1			35.6	35.3	36.0						
22			0						1			38.3	38.5	38.2			1.40			1.40
23			0					1				39.7	40.3	39.0			1.34			1.34
24					0				1			39.2	38.5	40.0			2.34			2.34
25	0		0				0		1			41.3	42.8	40.0	42.5	40.0	0.42	1.35	2.97	2.97
26				0							1	39.8	39.6	40.0			1.82			1.82
27		0							1			40.0	41.4	38.5			0.87			0.87
28				0					1			41.4	42.8	40.0			1.68			1.68
29				0				1				45.2	46.4	44.0			1.55			1.55
30			0					0		1		42.1	43.2	45.0	38.0		1.25	3.20		3.20
31			0			0			1			42.7	44.6	43.6	40.0		1.21	2.48		2.48
32		0				0						41.0	41.0	41.0			0.88	2.63		2.63
33									1	1		46.3	47.5	45.0						
34	0							1		1		42.9	45.4	42.5	41.0		0.40			0.40
35				0			1			1		41.8	42.1	43.2	40.0		1.71			1.71
36			0				0					41.4	38.2	44.6			1.42	2.82		2.82
37				0				0			1	45.7	44.6	52.6	40.0		1.61	2.74		2.74
38		0								1		36.6	33.1	40.0			1.09			1.09
39						0			1			48.2	51.5	45.0			2.10			2.10
40			0			0				1		43.5	45.4	43.2	42.0		1.19	2.50		2.50
41			0			0						42.5	43.9	41.0			1.23	2.63		2.63
42		0							1			47.8	48.6	47.0			0.74			0.74
43								0		1		45.7	50.4	41.0			2.86			2.86
44							0				1	45.0	43.6	46.4			2.89			2.89
45				0				0				45.4	45.0	45.7			1.60	3.15		3.15
46		0		0								45.5	44.3	46.8			0.81	1.54		1.54
47		0				0						45.5	40.7	50.4			0.88	2.14		2.14
48				0					1			45.7	45.7	45.7			1.57			1.57
49		0			0							45.9	43.9	47.9			0.82	1.88		1.88
50		0			0			0				46.0	42.5	47.5	47.9		0.85	1.89	3.01	3.01

續表 1 變換時段多車到達之調查資料

樣本	黃燈顯亮瞬間各車位置											黃燈顯亮瞬間各車車速					各車到達停止線耗時			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	AVG_v	v1	v2	v3	v4	t1	t2	t3	Max t
51		0						0				46.1	43.6	48.6			0.83	2.96		2.96
52				0					0			46.3	45.0	47.5			1.60	3.41		3.41
53		0								1		49.2	50.4	48.0			0.71			0.71
54			0			0						47.5	47.5	47.5			1.14	2.27		2.27
55			0					1				47.5	47.9	47.2			1.13			1.13
56		0				1						48.2	51.1	45.4			0.70			0.70
57			0								1	48.4	52.6	44.3			1.03			1.03
58		0					0	1				52.1	50.4	58.0	48.0		0.71	2.17		2.17
59							0				1	49.1	51.1	47.2			2.46			2.46
60	0					0			0			49.7	51.8	47.2	50.0		0.35	2.29	3.24	3.24
61							0		0			49.7	46.8	52.6			2.69	3.08		3.08
62						0			1			49.9	51.5	48.2			2.10			2.10
63		0		0								50.0	48.2	51.8			0.75	1.39		1.39
64							1			1		52.7	55.4	50.0						
65			0					1				50.9	50.4	51.5			1.07			1.07
66				0						1		52.2	55.4	49.0			1.30			1.30
67				0						1		53.6	53.6	53.6			1.34			1.34
68	0							0				54.0	58.0	50.0			0.31	2.88		2.88
69				0				0				54.2	55.4	52.9			1.30	2.72		2.72
70		0						0				54.5	52.6	56.5			0.68	2.55		2.55
71				0			1					54.9	54.7	55.1			1.32			1.32
72		0							0			56.9	60.5	53.3			0.60	3.04		3.04
73			0				0					56.9	56.2	57.6			0.96	2.19		2.19
74					0				0			58.1	55.8	60.5			1.61	2.68		2.68
75				0						0		58.5	59.0	58.0			1.22	3.11		3.11
76									1	1		59.0	61.6	56.5						
77	0				0							59.8	68.4	51.1			0.26	1.76		1.76
樣本	10	18	17	18	13	13	14	20	20	21	10						110			70

- 註：1.黃燈顯亮瞬間各車位置以取樣區間編號表示，取樣區間寬5公尺，由停止線向上游依序編號。
2.取樣區間有0,1者表有車，0表該車在變換時段中穿越，1表停車。
3.車速單位為「公里/小時」，v1~v4係以停止線為基準，由近至遠各車之車速，Avg V為平均車速；各車到達停止線耗時單位為「秒」，t1~t3係依穿越停止線先後順序，各車由黃燈顯亮至到達停止線之耗時，Max t為最後穿越停止線車輛之耗時。

表 2 變換時段只有一輛車到達之調查資料

樣本	黃燈顯亮瞬間之車輛位置											瞬間車速	到達停止線耗時
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	v1	t1
1			0									30.2	1.79
2						0						31.0	3.49
3									1			32.0	
4									1			32.0	
5			1									32.0	
6			0									33.1	1.63
7							0					33.1	4.35
8		0										33.5	1.08
9											1	34.9	
10			0									34.9	1.55
11											1	35.6	
12											1	36.0	
13				0								36.0	2.00
14											1	36.4	
15											1	36.4	
16						0						36.7	2.94
17	0											37.1	0.49
18				0								37.8	1.90
19				0								37.8	1.90
20						0						38.2	2.83
21											1	38.2	
22											1	38.2	
23		0										38.5	0.93
24											1	38.9	
25				0								38.9	1.85
26				0								38.9	1.85
27										1		39.6	
28							0					40.0	3.15
29							0					40.0	3.15
30	0											40.3	0.45
31										1		40.7	
32											1	40.7	
33	0											41.0	0.44
34											1	41.0	
35									0			41.0	3.95
36		0										41.4	0.87
37				0								41.4	1.74
38				0								41.4	1.74
39									1			41.8	
40				0								42.1	1.71
41	0											42.1	0.43
42				0								42.1	1.71
43											1	42.5	
44					0							42.5	2.12
45											1	42.5	
46											1	42.8	
47							1					43.2	
48										1		43.6	
49		0										43.6	0.83
50		0										43.6	0.83

續表 2 變換時段只有一輛車到達之調查資料

樣本	黃燈顯亮瞬間之車輛位置											瞬間車速	到達停止線耗時
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	v1	t1
51										1		43.6	
52	1											43.9	
53										1		43.9	
54								0				44.6	3.23
55		0										44.6	0.81
56	0											44.6	0.40
57											1	44.6	
58										1		44.6	
59					0							45.0	2.00
60										1		45.0	
61											1	45.0	
62					1							45.0	
63									1			45.0	
64								0				45.4	3.17
65											1	45.7	
66								0				45.7	3.15
67										1		46.1	
68					0							46.1	1.95
69			0									46.1	1.17
70									0			46.8	3.46
71	1											47.2	
72	0											47.2	0.38
73			0									47.5	1.14
74								0				47.5	3.03
75								0				47.5	3.03
76		0										47.5	0.76
77		0										47.5	0.76
78	0											47.5	0.38
79											1	47.5	
80	0											47.9	0.38
81					0							47.9	1.88
82				0								48.2	1.49
83					0							48.6	1.85
84								0				48.6	2.96
85						0						48.6	2.22
86				0								48.6	1.48
87			0									49.0	1.10
88				0								49.0	1.47
89								0				49.0	2.94
90								1				49.0	
91					0							49.3	1.82
92									0			49.3	3.28
93											1	49.7	
94										1		49.7	
95		0										49.7	0.72
96					0							49.7	1.81
97				0								50.0	1.44
98								1				50.0	
99								0				50.8	2.48
100						0						51.1	2.11

續表 2 變換時段只有一輛車到達之調查資料

樣本	黃燈顯亮瞬間之車輛位置											瞬間車速	到達停止線耗時
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	v1	t1
101								0				51.1	2.82
102				0								51.1	1.41
103						0						51.5	2.10
104						0						51.5	2.10
105									0			52.2	3.10
106							0					52.2	2.41
107					0							52.2	1.72
108								0				52.2	2.76
109						1						52.6	
110		0										52.6	0.68
111									0			52.9	3.06
112							0					52.9	2.38
113	0											53.3	0.34
114						0						53.3	2.03
115				0								53.6	1.34
116										1		53.6	
117								0				53.6	2.68
118					1							53.6	
119										1		53.6	
120				0								53.6	1.34
121		0										54.0	0.67
122				0								54.4	1.32
123				0								54.4	1.32
124							0					54.4	2.32
125								0				54.4	2.65
126		0										54.4	0.66
127							1					54.7	
128			0									54.7	0.99
129	0											55.1	0.33
130								0				55.1	2.61
131				0								55.1	1.31
132			0									55.4	0.97
133				0								56.2	1.28
134		0										56.2	0.64
135				1								56.5	
136								0				56.5	2.55
137					0							56.5	1.59
138		0										56.5	0.64
139		0										56.5	0.64
140							0					56.5	2.23
141					0							56.9	1.58
142									0			56.9	2.85
143				0								56.9	1.27
144						0						56.9	1.90
145				0								57.2	1.26
146						1						57.2	
147							0					57.6	2.19
148									0			57.6	2.81
149								0				57.6	2.50
150		0										57.6	0.63

續表 2 變換時段只有一輛車到達之調查資料

樣本	黃燈顯亮瞬間之車輛位置											瞬間車速	到達停止線耗時
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	v1	t1
151									0			58.0	2.80
152						0						58.0	1.86
153											1	58.3	
154									0			58.7	2.76
155									0			58.7	2.76
156								0				59.0	2.44
157					0							59.0	1.52
158							0					59.0	2.13
159							0					59.0	2.13
160						0						59.4	1.82
161									0			59.4	2.73
162				0								59.4	1.21
163	0											59.4	0.30
164										0		59.8	3.01
165	0											59.8	0.30
樣本數	14	16	9	24	13	13	12	18	15	10	21	-	119

註：1.黃燈顯亮瞬間各車位置係以取樣區間編號表示，取樣區間寬 5 公尺，由停止線向上游依序編號。取樣區間有 0,1 者表有車，0 表該車在變換時段中穿越，1 表停車。

2.車速單位為「公里/小時」，v1 為該車在黃燈顯亮瞬間之車速；各車到達停止線耗時單位為「秒」，t1 為該車由黃燈顯亮至到達停止線之耗時。