

第十八章 機車專用道

目 錄

	頁次
18.1 緒論.....	18-1
18.2 車流特性.....	18-1
18.2.1 停等車在停止線之疏散特性.....	18-1
18.2.2 停等車疏散後之擴散特性.....	18-8
18.2.3 尖峰小時係數.....	18-11
18.2.4 尖峰或設計小時流量係數.....	18-11
18.2.5 流量之方向係數.....	18-12
18.2.6 平均自由旅行速率.....	18-12
18.3 分析方法.....	18-14
18.3.1 分析狀況.....	18-16
18.3.2 估計 W_{90}	18-16
18.3.3 估計號誌化路口之車道容量.....	18-16
18.3.4 估計非阻斷性車流之路段容量.....	18-17
18.3.5 評估號誌化路口及路段之運轉.....	18-17
18.3.6 評估服務水準.....	18-20
18.4 應用例題.....	18-21
18.4.1 例題 1.....	18-21
18.4.2 例題 2.....	18-21
18.4.3 例題 3.....	18-22
18.4.4 例題 4.....	18-24
18.4.5 例題 5.....	18-25
參考文獻.....	18-28

圖目錄

	頁次
圖 18.1 表 18.2 各模式估計值之比較	18-3
圖 18.2 機車專用道車道寬之定義	18-4
圖 18.3 機車專用道停等機車疏解率與綠燈時間之關係	18-5
圖 18.4 承德路/士商路口停等車之疏解率	18-5
圖 18.5 M4 車道 W_{90} 之範圍	18-6
圖 18.6 M6 車道 W_{90} 之範圍	18-6
圖 18.7 現場飽和流率與 W_{90} 之關係	18-7
圖 18.8 臺北市機車專用道尖峰小時係數與流率之關係	18-11
圖 18.9 平均自由旅行速率與號誌化路口間距之關係	18-13
圖 18.10 正常化機車自由速率之累積分布	18-14
圖 18.11 機車專用道分析架構	18-15
圖 18.12 Motor A.txt 之模擬路口及模擬路網	18-18
圖 18.13 Motor B.txt 之模擬路口、路段及模擬路網	18-19
圖 18.14 需求流率與離開節線流率之關係	18-24
圖 18.15 停等延滯與需求流率/容量比之關係樣本	18-25
圖 18.16 例題 5 專用道車流平均停等延滯與號誌時差之關係 ..	18-26

表 目 錄

	頁次
表 18.1 臺北市及嘉義市機車專用道概況	18-2
表 18.2 歷年推估機車專用道飽和流率公式一覽表	18-3
表 18.3 臺北市機車專用道觀測路口一覽表	18-4
表 18.4 式(18.4)之應用範例.....	18-9
表 18.5 號誌化路口服務水準之劃分標準	18-20
表 18.6 路段平均速率與速限比之服務水準等級劃分標準	18-21

18.1 緒論

截至民國 110 年底，臺灣有超過 1,400 萬輛機車，平均每百人有 96.7 輛機車[1]。機車數量龐大並常與汽車混流在同一車道上，容易造成危險衝突，因此交通主管機關在部分路段或橋梁上設置機車專用道，以分隔汽、機車。如表 18.1 所示，臺北市及嘉義市之機車專用道常設置在橋梁上，其長度超過 1 公里者並不多。臺北市區最長的機車專用道（華中橋）也僅 1.5 公里。

由於機車專用道之長度短、車流皆受到號誌化路口之影響，因此專用道上之車流一般為阻斷性車流，分析機車專用道的重點在於估計：(1)容量；(2)機車在號誌化路口之延滯；(3)在號誌化路口之間的平均速率。針對這些分析重點，本所在 2006 年開始蒐集有關機車專用道的資料[2,3]，並建立「2011 年臺灣公路容量手冊」[4]第十八章機車專用道之分析方法。本章沿用該章之分析方法，但因舊章用來分析號誌化路口運轉的公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)第三版已被 2021HTSS 模式取代，爰本章將相關內容更新。此外，本章亦用改良之模式替代舊章之式(18.3)、式(18.9)及式(18.10)以估計專用道之容量。

18.2 車流特性

本節討論下列機車專用道的車流特性：

- 停等車在停止線之疏解特性。
- 停等車疏解後車隊擴散之現象。
- 尖峰小時係數、尖峰小時流量係數及方向係數。
- 自由旅行速率。

18.2.1 停等車在停止線之疏解特性

停等車疏解特性可從幾個角度來探討。以往國內之研究著重於了解停等機車之疏解率或飽和流率，但因研究方法不一，造成研究結果難以應用。例如表 18.2 所列之模式皆認為機車專用道之飽和流率為車道寬的函數，但從圖 18.1 可知，當車道寬相同時，從各模式估計之

飽和流率，差異可高達 2,500~4,000 輛/小時。因此可採用哪一模式是一個大問題。

表 18.1 臺北市及嘉義市機車專用道概況

編號	機車專用道位置	設置型式		設置狀況			道路特性
		左側	右側	寬度(m)	長度(m)	車道配置	
1	忠孝橋	實體	實體	3	1000	雙向各1車道	直線段、橋樑
2	華江橋	實體	實體	3	1200	雙向各1車道	直線段、橋樑
3	華中橋	實體	實體	3	1500	雙向各1車道	直線段、橋樑
4	中正橋	實體	實體	3	700	北向1車道	直線段、橋樑
5	福和橋	實體	實體	3	1000	雙向各1車道	直線段、橋樑
6	林森南路(車行地下道)	標線	實體	1.5	700	南向1車道	直線段、地下道
7	南京東路六段(東興路至堤頂大道)	實體	實體	3	1100	雙向各1車道	直線段、彎道、橋樑
8	北平東路(機車道)	標線	標線	2.5	320	西向2車道	直線段、平面道路
9	延平北路(忠孝西路市民大道口)	標線	標線	2.5	70	北向2車道	直線段、平面道路
10	建國高架(忠孝東路長安東路)	實體	實體	2.5	650	雙向各1車道	直線段、高架橋
11	重陽橋	實體	實體	3	600	雙向各1車道	直線段、橋樑
12	台北橋	實體	實體	3	650	雙向各1車道	直線段、橋樑
13	百齡橋	實體	實體	3	390	雙向各1車道	直線段、橋樑
14	民權大橋	實體	實體	3	1100	雙向各1車道	直線段、橋樑
15	大度路(第一迴轉道立德路口)	實體	實體	3	200	雙向各1車道	直線段、平面道路
16	承德路(石牌路-中正路口)	標線	標線	2.5	300	南向1車道	直線段、平面道路
17	承德橋	實體	實體	3	430	雙向各1車道	直線段、橋樑
18	大直橋(濱江路至北安路)	實體	實體	3.5	700	往北1車道	直線段、橋樑
19	承德路(公館路-中央南路)	標線	實體	2.5	90	往北1車道	直線段、平面道路
20	博愛路橋	實體	實體	3.2	600	雙向各1車道	直線段、橋樑
21	北興陸橋	實體	實體	2.8	450	雙向各1車道	直線段、橋樑
22	嘉雄陸橋	實體	實體	3.0	450	雙向各1車道	直線段、橋樑

註：編號1至19為臺北市之機車專用道，20至22為嘉義市之資料。

資料來源：[3]

表 18.2 歷年推估機車專用道飽和流率公式一覽表

公 式		備 註	資料來源
Eq.1	$S = 1475 W + 1318$	$2.5 \leq W \leq 6.5$	[5]
Eq.2	$S = 1914 W$	$2.5 \leq W \leq 6.5$	[5]
Eq.3	$S = 1548.37 W + 4745$		[6]
Eq.4	$S = 1584.37 W + 2595.74$		[7]
Eq.5	$S = 2597.4 W + 860.5$		[8]

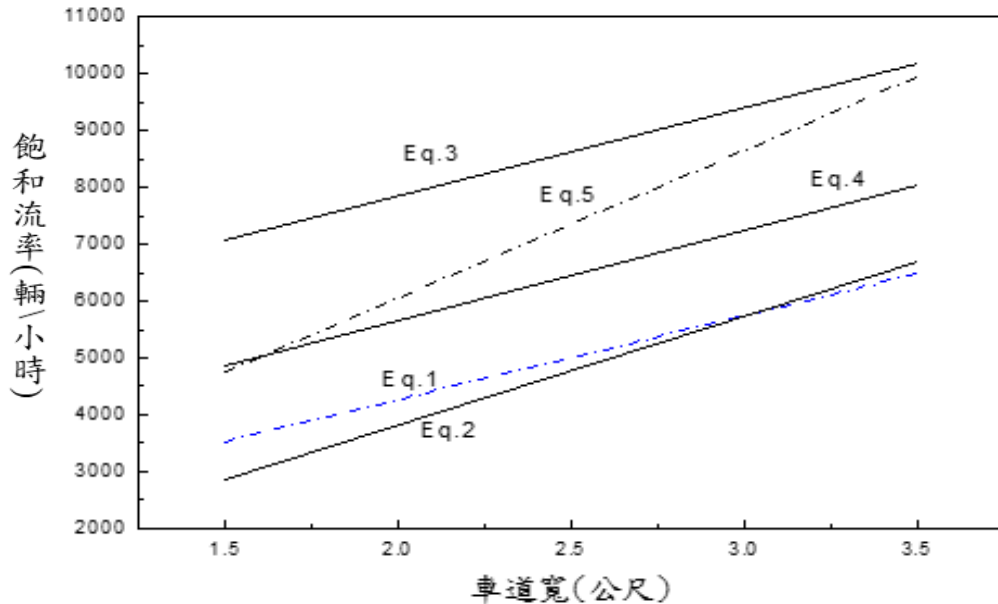


圖 18.1 表 18.2 各模式估計值之比較

上述模式估計值差異的一個來源是車道寬的定義可能不同，另一來源是這些模式沒有考慮車道寬度的使用並不均勻，而且也沒有考慮車道寬之使用受車道兩旁標線或分隔物之影響。針對這些問題，本所建議根據圖 18.2 所示之車道寬來分析機車專用道。此外，本所在表 18.3 所列之 10 個機車專用道蒐集停等車疏解資料，並且利用其中 8 個車道探討停等車疏解時輪胎軌跡之橫向分布[2,3]。研究結果之主要發現如下：

1. 在有大量機車之情況下，綠燈開始後大約 10 秒，疏解率大致達到一穩定的最高值，如圖 18.3 所示。如果機車量不高，則停等車之疏解率很可能無法維持一穩定值，如圖 18.4 所示。在這情形下，利用觀察的疏解率來估計容量，可能會造成相當大的誤差。

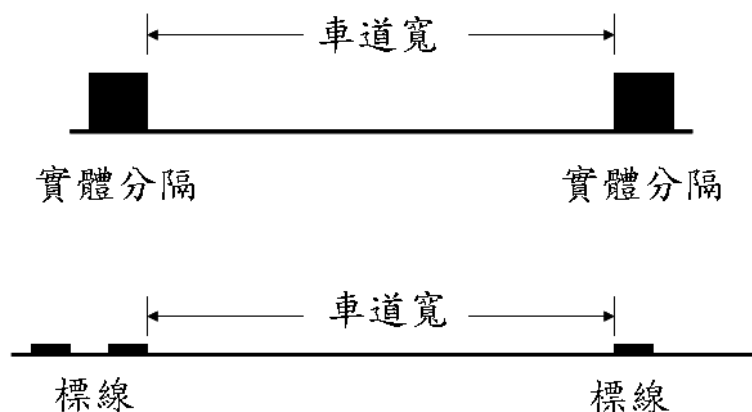


圖 18.2 機車專用道車道寬之定義

表 18.3 臺北市機車專用道觀測路口一覽表

路口編號	調查地點	分隔型式		地形	車道寬 公尺
		左側	右側		
M1	承德路/士商路口	實體 (導桿)	標線 (單白實線)	平地	1.6
M2	環河北路/市民大道口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.0
M3	延平南路/市民大道口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.8
M4	大業路/大度路口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.2
M5	承德路/文林路口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.7
M6	華中橋(往中和上橋處)	實體 (分隔設施)	實體 (人行道)	橋上	2.8
T1	建國北路(長安東路)往北	實體 (分隔設施)	實體 (導桿)	平地	3.0
T2	承德路往南(文林北路)	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.7
T3	大度路(大陽製藥)往西	實體 (分隔設施)	實體 (路側護欄)	平地	4.5
T4	中正路(承德路)往西	標線 (雙白實線)	實體 (花圃緣石)	平地	2.7

註：車道寬係指車道左側內緣至右側內緣之寬度。M1~M6及T1~T4係分別於2006、2007年蒐集之資料。

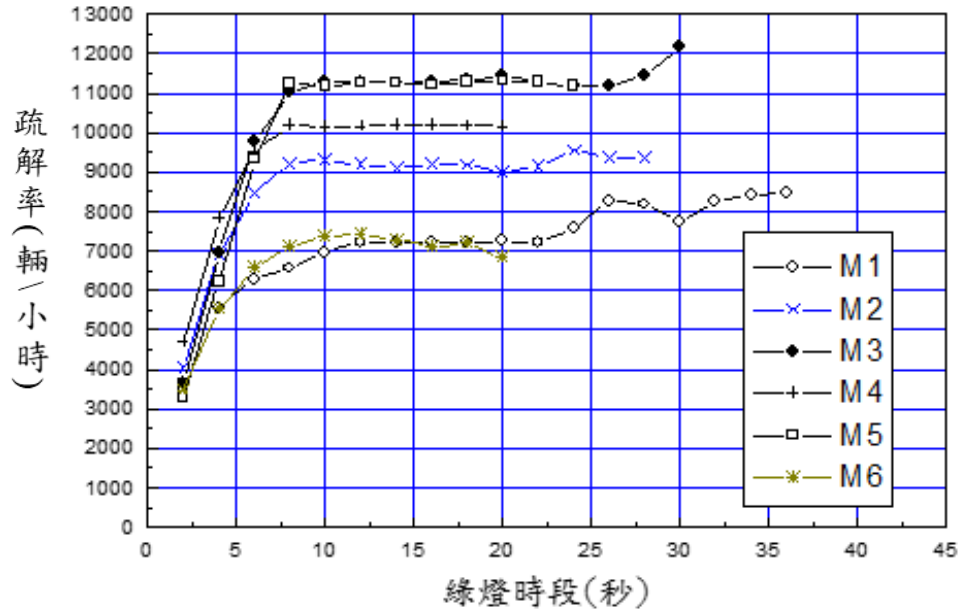


圖 18.3 機車專用道停等機車疏解率與綠燈時間之關係

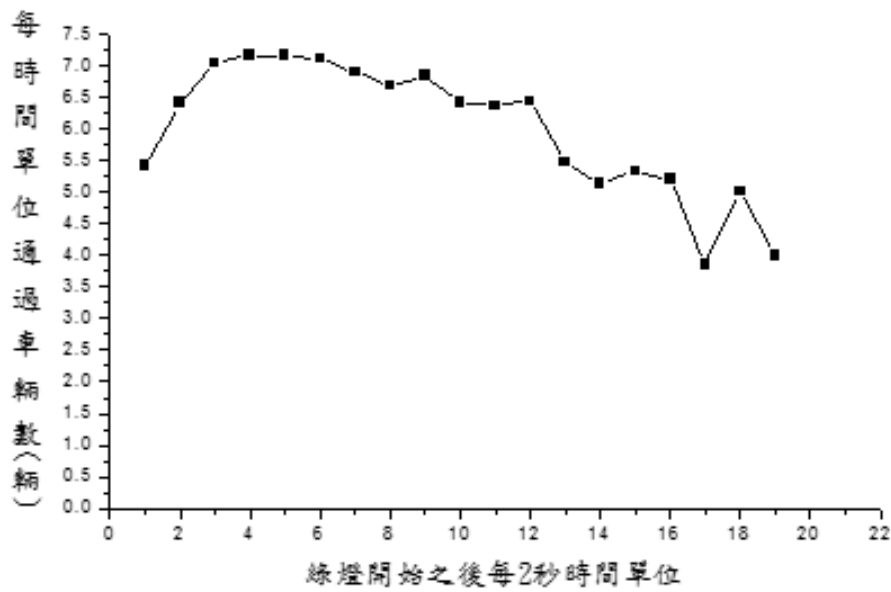
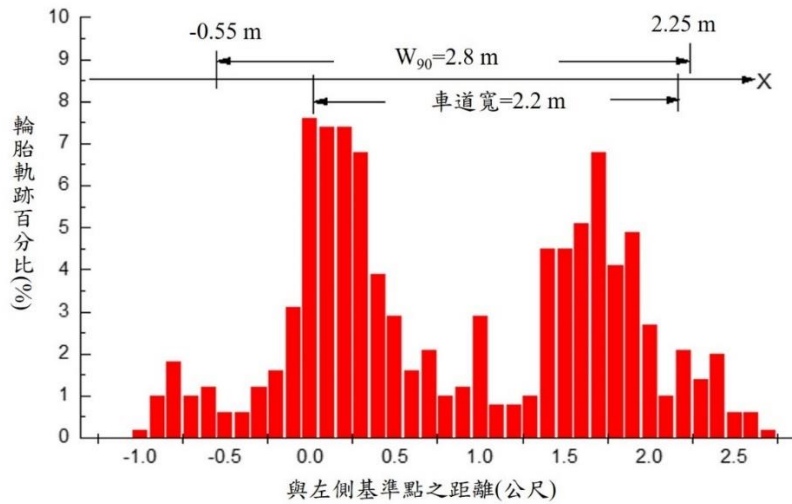


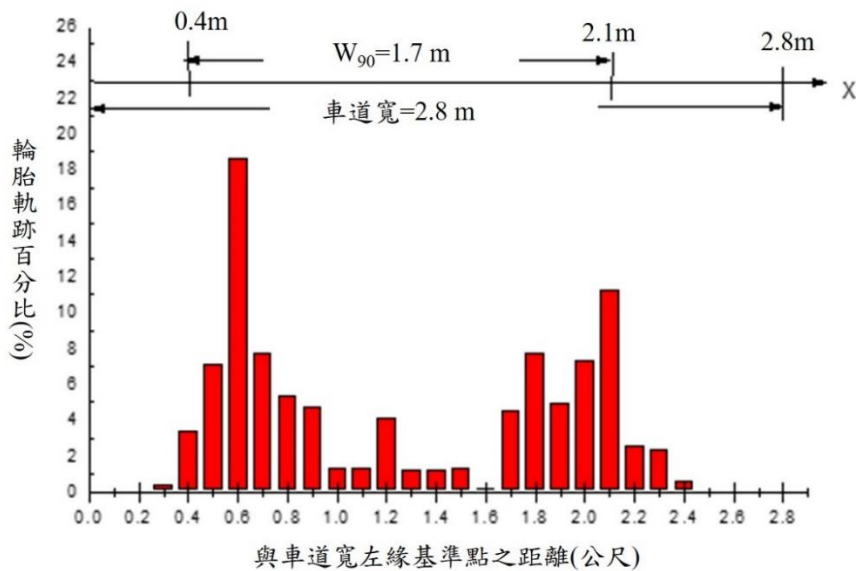
圖 18.4 承德路/士商路口停等車之疏解率

- 停等車疏解時，路面寬之使用不均勻。一般而言，靠近車道邊緣行駛的機車占少數，如圖 18.5 及圖 18.6 所示。左側為標線分隔時(圖 18.5)，機車有占用鄰近車道的情形；右側為標線時(圖 18.5)，機車越界行駛之現象較不明顯。有實體分隔時，絕大多數機車皆與分隔物保持至少 30 公分之距離(圖 18.6)。



註：M4 車道兩側皆標線分隔，負值表示輪胎在基準點左側

圖 18.5 M4 車道 W_{90} 之範圍



註：M6 車道兩側皆實體分隔

圖 18.6 M6 車道 W_{90} 之範圍

3. 如將機車車輪壓占範圍左、右兩側各 5% 使用率之路面寬度不計，則機車疏解率與使用率占 90% 之剩餘路面寬（簡稱為 W_{90} ）與機車疏解率有很明顯的關係。綠燈開始後前 10 秒，能從 W_{90} 等於 1.4、2.45、2.8 及 3.4 公尺之專用道疏解的停等機車數各為 14.1、18.5、20.8 及 20.6。10 秒後到大約第 25 秒之綠燈時間，停等機車之疏解率呈穩定之飽和狀況，其飽和疏解率與 W_{90} 之關係如圖 18.7 所式，並可用下式來代表：

$$S = 6,698 + \frac{5,385}{1 + e^{-\frac{W_{90} - 2.522}{0.490}}} \quad (18.1)$$

此式中，

S = 綠燈開始後第 10~25 秒間的飽和流率 (輛/小時)；
 W_{90} = 使用率占 90%之路面寬 (公尺)。

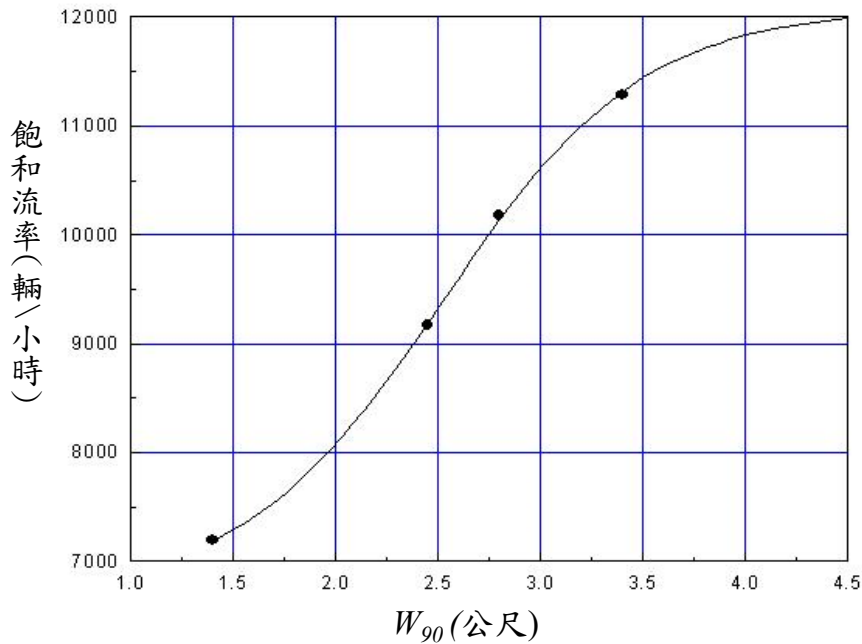


圖 18.7 現場飽和流率與 W_{90} 之關係

4. 使用率 90%之路面寬 W_{90} ，可根據專用道之左、右側標線或實體分隔型式估計如下：

$$W_{90} = W + L + R \quad (18.2)$$

此式中，

W = 車道寬 (公尺)；
 L = 左側車道寬調整因素 (公尺)；
 R = 右側車道寬調整因素 (公尺)。

利用上式來估計 W_{90} 時，不論是實體分隔物或是標線分隔 (包括單白實線與雙白實線)，均以內側標線或分隔物內緣之寬度做為車道寬，如圖 18.2 所示。

式(18.2)中之調整因素可能是正值，也可能是負值。正值代

表機車占用鄰近車道，負值則表示機車有向車道中央集中之傾向。調整因素之建議值如下：

- (1) 左側為導桿時， $L = -0.32$ 公尺。右側為導桿時， $R = -0.32$ 公尺。
- (2) 左側為非導桿之實體分隔物時， $L = -0.55$ 公尺。右側為非導桿之實體分隔物時， $R = -0.55$ 公尺。
- (3) 左側為標線分隔時， $L = 0.55$ 公尺。右側為標線分隔時， $R = 0.00$ 公尺。

5. 假設綠燈開始 10 秒後的飽和疏散率不變，則平坦機車專用道之容量可估計如下：

$$c = \left[13.9 + \frac{7.6}{1 + e^{-\frac{w_{90} - 2.311}{0.265}}} \right] \frac{3,600}{C} + S \frac{(G + \beta - 10)}{C} \quad (18.3)$$

此式中，

c = 平坦路段容量 (輛/小時)；

W_{90} = 使用率 90% 之路面寬 (公尺)；

C = 週期長度 (秒)；

S = 式(18.1)之飽和疏散率 (輛/小時)；

G = 綠燈時間 (≥ 10 秒)；

β = 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間 (建議值：2 秒)。

式(18.3)有兩部分，第一部分為一小時內能從各綠燈起始 10 秒內疏散之機車數，第二部分為一小時內能以綠燈 10 秒後一穩定疏散率疏散之車數。式(18.3)沒有考慮第 25 秒綠燈之後的疏散率可能稍微增高之現象(見圖 18.3)，因此綠燈超過 25 秒時，此式可能低估容量。

18.2.2 停等車疏散後之擴散特性

停等車從停止線疏散之後，其平均車距很可能增長。例如一停等車隊在綠燈開始之後通過停止線所需之時間為 20 秒，則該車隊通過下游一定點之時間通常會超過 20 秒。這現象稱為車隊擴散(platoon diffusion)。車隊擴散之現象對於號誌控制如何連鎖及綠燈長度如何訂

定有影響。因此英國及美國對車隊擴散已做過研究，並將研究結果用於 Transyt [9]及 Transyt-7F [10]之軟體內，以模擬車流並尋求最佳化之號誌控制。模擬車隊擴散行為時，Transyt 及 Transyt-7F 根據下列模式估計停等車隊從停止線疏散之後，在哪一單位時間內有多少車輛會通過下游一定點：

$$q_2(i+T) = F q_1(i) + (1 - F) q_2(i + T - 1) \quad (18.4)$$

此式中，

$q_2(i)$ = 在第*i*單位時間會抵達下游一定點車輛數的預測值（每單位時間的長度為 ΔT 秒，如2秒）；

$q_1(i)$ = 在第*i*單位時間內從停止線疏散之停等車數；

T = 0.82乘以從停止線到下游定點之平均旅行時間單位，取整數值，其單位為時間除以 ΔT ；

F = $1/(1+\beta T)$

根據英國倫敦之資料，上式 F 函數中之 β 值為 0.5[10]。美國市區車隊擴散之 β 值則通常在 0.35 左右[10]。本所目前只在臺北市承德路探討通過士商路口後的停等車隊擴散現象[3]。現場資料顯示，最適的 T 值為 $0.82\Delta T$ ($\Delta T=2$ 秒)， β 值則為 0.37。

本章利用於承德路一號誌週期內所觀察到的資料來說明式(18.4)之應用。這些資料列於表 18.4 之第 2 欄及第 5 欄。第 2 欄代表綠燈開始之後每 2 秒從停止線疏散之機車數，第 5 欄代表同一車隊每 2 秒通過下游 160 公尺定點之機車數。

根據第 2 欄，總共有 74 輛機車從停止線疏散，平均每機車疏散之時間（以每 2 秒為單位）為綠燈亮後 6.04 單位。從第 5 欄的資料也可知通過下游 160 公尺定點的平均時間為綠燈亮後 10.54 單位，所以平均旅行時間為 $10.54 - 6.04 = 4.5$ 單位，而式(18.4)之 T 值等於 $0.82 \times 4.5 = 3.69$ 單位。 T 值必須是整數，所以 T 值可設定為 4 單位。此外，因承德路之 β 值為 0.37，所以式(18.4)中之 F 值等於 0.40。根據 $T = 4$ 及 $F = 0.40$ ，從式(18.4)所估計得之 $q_2(i)$ 及其累積值，如表 18.4 之第 3 欄及第 4 欄所示。

表 18.4 式(18.4)之應用範例

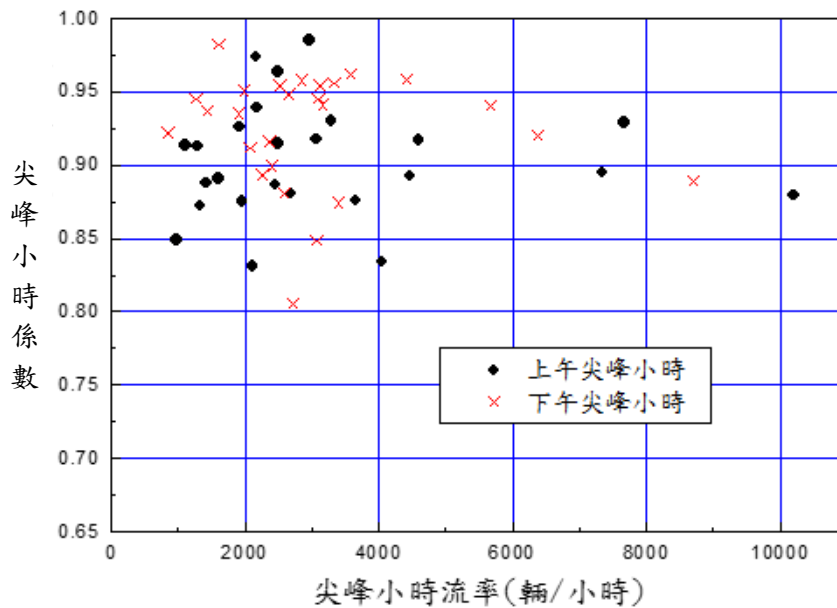
每單位時間 (2秒)時段	輛	估計值		觀察值	
		$q_2(i)$ (輛)	累計 $q_2(i)$ (輛)	$q_2(i)$ (輛)	累計 $q_2(i)$ (輛)
1	8	0.0	0.0	0	0
2	8	0.0	0.0	0	0
3	7	0.0	0.0	0	0
4	6	0.0	0.0	3	3
5	7	3.2	3.2	7	10
6	5	5.2	8.4	2	12
7	5	5.9	14.3	7	19
8	5	5.9	20.2	4	23
9	7	6.4	26.6	6	29
10	6	5.8	32.4	7	36
11	5	5.5	37.9	9	45
12	5	5.3	43.2	5	50
13	0	6.0	49.1	6	56
14	0	6.0	55.1	4	60
15	0	5.6	60.7	5	65
16	0	5.4	66.1	5	70
17	0	3.2	69.3	4	74
18	0	1.9	71.2	0	74
19	0	1.1	72.3	0	74
20	0	0.7	73.0	0	74
21	0	0.4	73.4	0	74
22	0	0.2	73.6	0	74
23	0	0.1	73.8	0	74
24	0	0.1	73.9	0	74
25	0	0.1	73.9	0	74

表 18.4 第 3 欄之估計值顯示，停等車隊在綠燈亮後 10 秒會開始通過下游 160 公尺之定點。所以如果此定點代表下游路口之停止線，則下游路口之綠燈時段應在上游綠燈亮後大約 7 秒之前就開始。如果要讓 90%停等車隊之車輛（亦即 66.6 輛）不受紅燈阻擋通過下游停止線，則表 18.4 第 4 欄顯示，下游綠燈時段在上游綠燈開始之後大約 33 秒才可終止。

上述例題僅以單一週期之觀察值說明估計平均旅行時間，然後訂定 T 值之方式。實際應用式(18.4)時應利用好幾個週期之觀察值估計。

18.2.3 尖峰小時係數

流率隨時間而變化，尖峰小時內流率之變化程度可用尖峰小時係數(peak-hour factor, PHF)來衡量。此係數為尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率(亦即尖峰 15 分鐘流量之 4 倍)之比值。尖峰小時係數愈接近 1.0，流率之變化愈小。圖 18.8 顯示流率高低似乎對尖峰小時係數沒有影響。



資料來源：[3]。

圖 18.8 臺北市機車專用道尖峰小時係數與流率之關係

因不同車道之流率隨時間變化，且型態不同，所以尖峰小時係數會隨車道而變。尖峰小時係數除了隨車道之不同而有變異之外，同一車道的上、下午尖峰小時係數也有差別。以臺北市機車專用道為例，大多數車道上、下午尖峰小時係數之差別在 0.05 之內，但有些車道的上、下午係數差別很大。例如重陽橋往西路段，上午尖峰小時係數為 0.83，下午之係數則高達 0.96[3]。如無現場資料，可考慮使用尖峰小時係數 0.9 分析機車專用道。

18.2.4 尖峰或設計小時流量係數

尖峰小時流量係數為尖峰小時流量與全日流量之比例。設計小時流量係數為代表性尖峰小時流量係數，目前交通機構沒有針對機車專用道蒐集全日流量之資料，所以沒有資料可直接估計機車專用道之尖

峰小時流量係數。根據公路總局在雙北地區 16 座有機車專用道的橋樑所蒐集，不分車種之全日交通流量與尖峰小時流量，尖峰小時流量係數在 0.06(華江橋)與 0.09(中興橋)之間[3]，超過一半的橋樑其係數為 0.07。本章建議在沒有現場資料可推估流量係數之情況下，可將此係數設定為 0.07。

18.2.5 流量之方向係數

流量之方向係數為尖峰小時內，流量較高方向之流量與雙向總流量之比。根據新北市 9 條機車專用道之資料，流量係數在 0.51 及 0.87 之間[3]，但除了 3 條專用道的係數在 0.51 及 0.64 之間外，其他專用道的係數在 0.72 及 0.87 之間。如無現場資料，本章建議採用 0.75。

18.2.6 平均自由旅行速率

平均自由旅行速率等於行車距離除以平均自由旅行時間。機車在專用道全程之自由旅行時間不容易在現場調查，一實用之替代方法是利用路段中點之平均自由旅行速率來代表全程之平均值。平均自由旅行速率可分成算術平均(arithmetic mean)速率與調和平均(harmonic mean)速率。算術平均速率一般用於模擬個別車輛之速率，調和平均速率則用於分析流率與平均速率之關係。兩者之差距一般在 2.6 公里/小時以下[3]。

根據在 9 個速限為 50 公里/小時之專用道蒐集的資料[3]，路段中點平均自由旅行速率有隨號誌化路口間距之增長而增高之現象。間距從 0.2 公里增加到 0.8 公里時，平均自由旅行速率大約增加 4~5 公里/小時。但間距從 0.8 公里增加到 1.6 公里時，平均自由旅行速率只再增高大約 1 公里/小時，這現象如圖 18.9 所示。

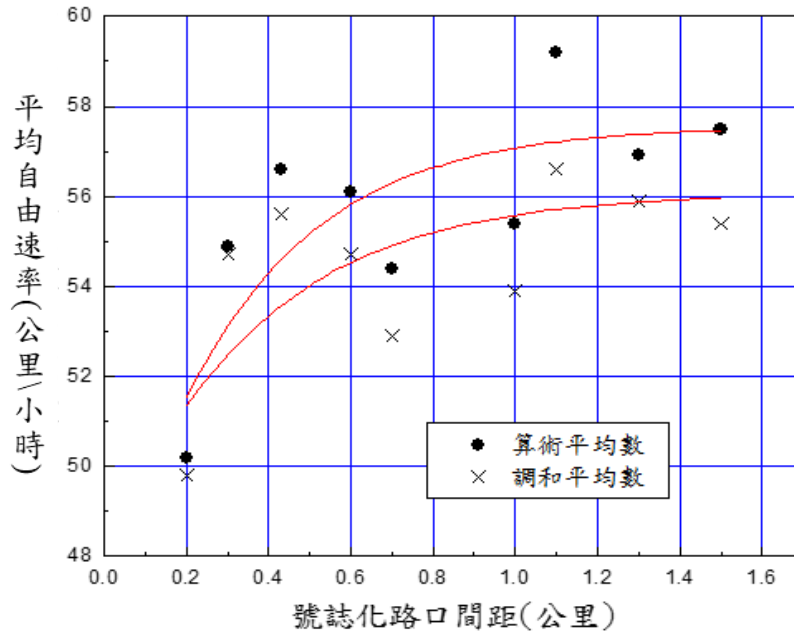


圖 18.9 平均自由旅行速率與號誌化路口間距之關係

圖 18.9 所顯示之關係，可用下列二式來代表：

算術平均自由速率

$$V_t = 57.6 - \frac{148.1}{1 + e^{\frac{S+0.801}{0.318}}} \quad (18.5)$$

調和平均自由速率

$$V_s = 56.1 - \frac{112.7}{1 + e^{\frac{S+0.868}{0.384}}} \quad (18.6)$$

上二式中，

- V_t = 算術平均自由速率 (公里/小時)；
- V_s = 調和平均自由速率 (公里/小時)；
- S = 號誌化路口間距 (公里)。

機車之自由速率可用個別自由速率與算術平均速率之比值，即正常化(normalized)值來代表。正常化自由速率之累積分布大致在平均速率之 0.6 到 1.6 倍之間 (見圖 18.10)。此分布可用下式來代表：

$$F(V/V_t \leq P) = 0.99 - \frac{1.023}{1 + e^{\frac{V/V_t - 0.9804}{0.0995}}} \quad (18.7)$$

此式中，

V = 個別機車之自由速率（公里/小時）；

V_t = 算術平均自由速率（公里/小時）；

V/V_t = V 與 V_t 之比值，亦即正常化之自由速率；

$F(V/V_t \leq P)$ = 正常化自由速率小於或等於 P 之比例，其值在於 0 與 1 之間。

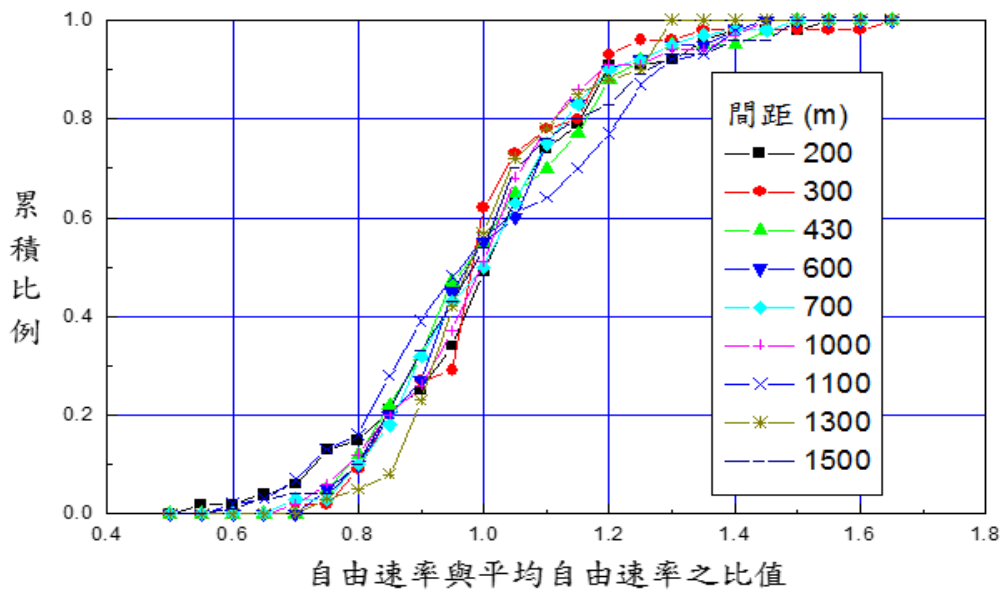


圖 18.10 正常化機車自由速率之累積分布

18.3 分析方法

機車專用道的分析可根據圖 18.11 之架構來執行，其工作包括下列三大類：

1. 選擇分析對象。
2. 訂定分析狀況。
3. 估計容量及其他績效指標，並且評估服務水準。

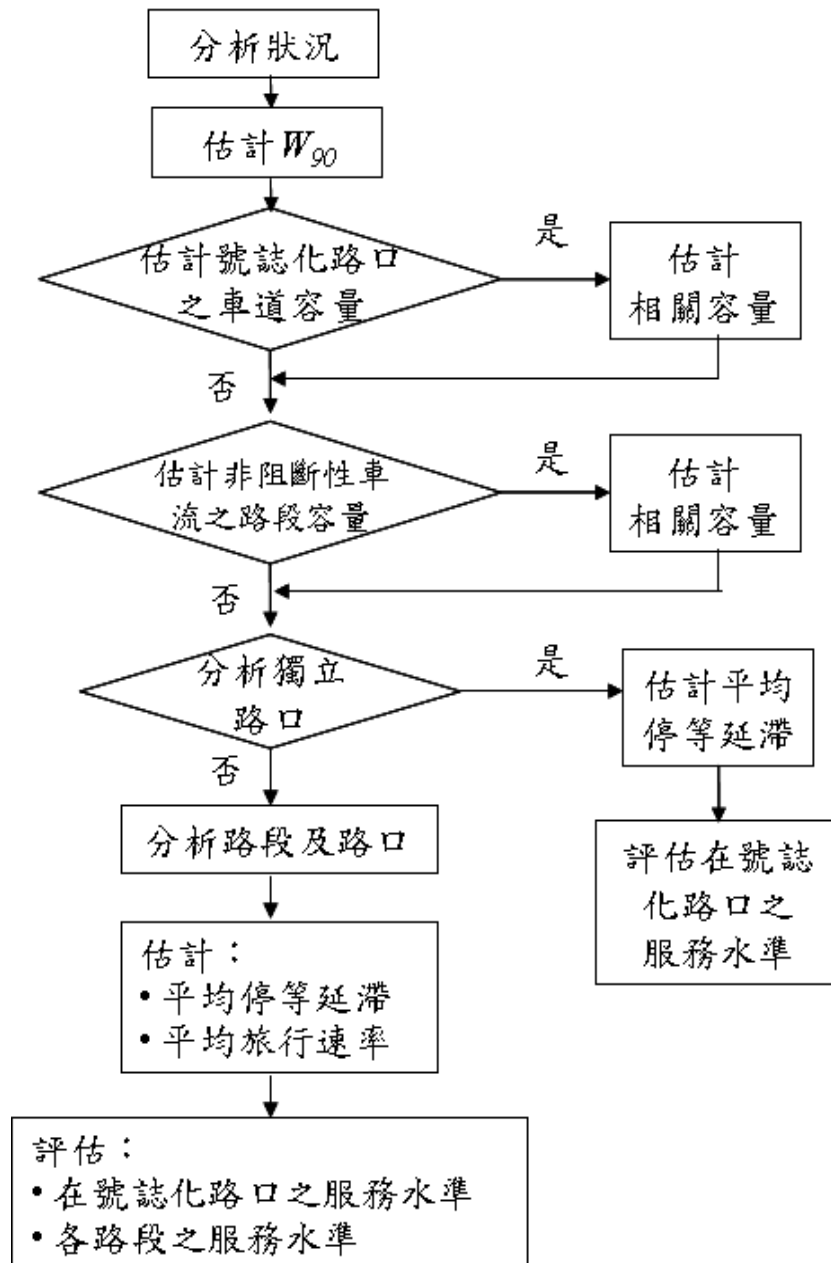


圖 18.11 機車專用道分析架構

分析對象視分析目的而定，但一般可包括：(1)在號誌化路口之車道容量；(2)非阻斷性車流之路段容量；(3)在號誌化路口之平均停等延滯；及(4)路段之平均旅行速率。規劃及設計專用道時，有必要估計在號誌化路口之容量。如果專用道長達數公里，則也有必要估計非阻斷性車流之路段容量。一般專用道上、下游號誌化路口間距不長，所以分析的對象一般須包括路段及相關之路口。如果到達一號誌化路口之車流型態為隨機，則該路口可當作獨立路口來分析。

18.3.1 分析狀況

分析狀況可分成幾何設計、交通狀況及交通控制三類。幾何設計狀況包括車道寬、路口間距及坡度。交通狀況包括分析時段、分析時段中之需求流率及平均自由旅行速率。規劃專用道時，最好根據預測尖峰 15 分鐘之需求流率。分析一已存在的專用道時，則可根據尖峰 15 分鐘或較長之尖峰時段。如果分析時段為尖峰 15 分鐘，通常可假設該 15 分鐘內之需求流率不隨時間而變。如無現場資料，尖峰 15 分鐘之需求流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (18.8)$$

此式中，

- Q_{15} = 尖峰 15 分鐘流率 (輛/小時)；
- ADT = 設計年(design year)或現況平均每日雙向總機車流量 (輛/日)；
- K = 設計小時流量係數 (建議值：0.07)；
- D = 流量之方向係數 (建議值：0.75)；
- PHF = 尖峰小時係數 (建議值：0.9)。

交通控制狀況包括號誌控制策略、車道兩旁為標線或實體分隔物及速限。標線或實體分隔物之設置影響專用道使用率 90%之寬度 (W_{90})。速限則影響平均自由旅行速率。

18.3.2 估計 W_{90}

使用率 90%之路面寬 (W_{90})，可根據式(18.2)來估計。 W_{90} 為估計飽和流率及容量之必要因素，模擬分析時也必須根據 W_{90} 。

18.3.3 估計號誌化路口之車道容量

式(18.3)可用以估計平坦專用道在號誌化路口之容量。坡度對容量有影響。根據 2001 年公路容量手冊[11]，坡度每增加 (減少) 1%，容量會減少 (增加) 0.5%。本章建議利用下式來估計專用道在號誌化路口之容量：

$$c_g = c(1 - 0.005h) \quad (18.9)$$

此式中，

- c_g = 坡度路段容量 (輛/小時)；
- c = 式(18.3)平坦路段之容量 (輛/小時)；
- h = 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

18.3.4 估計非阻斷性車流之路段容量

一般而言，如車道寬不變，則機車專用道之容量受制於號誌控制。所以如果專用道長度在 2 公里以下，而且有號誌控制，則沒有必要估計非阻斷性車流之路段容量。另一方面，如果需要評估不受號誌控制影響時之運轉，則可估計非阻斷性車流之路段容量。

目前沒有現場資料可探討非阻斷性車流路段之容量特性。根據臺北市承德路機車專用道上停等車疏散時，車隊擴散之現象，非阻斷性車流之路段容量可能是飽和流率之 85%左右[3]。本章建議利用下式來估計非阻斷性車流之路段容量：

$$c_u = S \times f_u(1 - 0.005h) \quad (18.10)$$

此式中，

- c_u = 非阻斷性車流之路段容量 (輛/小時)；
- S = 式(18.1)之飽和疏散率 (輛/小時)；
- f_u = 容量調整值 (建議值：0.85)；
- h = 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

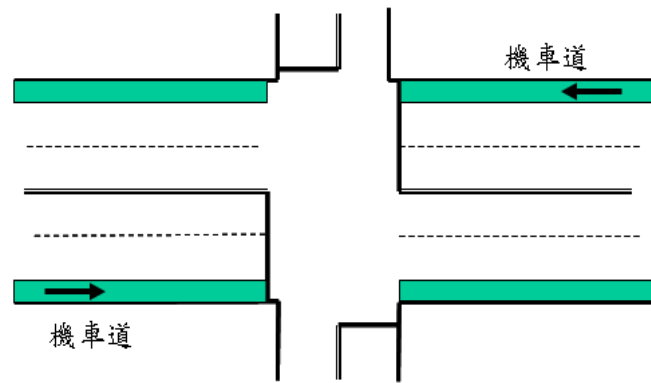
18.3.5 評估號誌化路口及路段之運轉

目前沒有分析性模式可在廣泛的情況下估計機車在號誌化路口之停等延滯，所以本章建議利用 2021HTSS 模式來分析。此模式根據本所現場資料[3]所顯示的車流特性模擬機車車流。本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用手冊對如何建立輸入檔以執行模擬有詳細的說明。

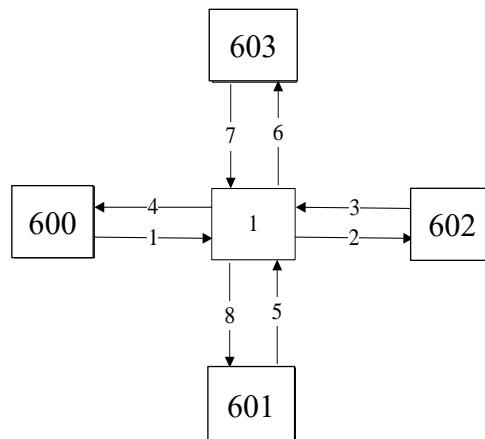
2021HTSS 模式之執行檔檔名為 2021htss.exe，可從「臺灣公路容

量分析專區」網站下載。執行模擬所用的輸入檔名必須訂為 htss.txt，並與執行檔放在以 Windows 為平台電腦之同一子目錄。執行模擬時只需在執行檔快速按滑鼠左鍵兩次(double click)即可。若模擬成功，輸出檔 htssout.txt 會自動出現在同一子目錄。

為了協助 2021HTSS 模式使用者建立輸入檔，「臺灣公路容量分析專區」網站提供輸入檔範例，其中可直接用來模擬機車專用道運轉之範例包括 Motor A.txt 及 Motor B.txt。這兩樣本所模擬之公路設施及模擬路網如圖 18.12 及圖 18.13 所示。模擬路網用節線及節點兩者互相間的關係代表實際的公路設施。上述兩圖中之節點代表車輛進入或離開路網之地點(如節點 601 及 602)或兩路段之間的路口(如節點 1 及節點 2)。節線代表兩節點(或路口)之間的路段。

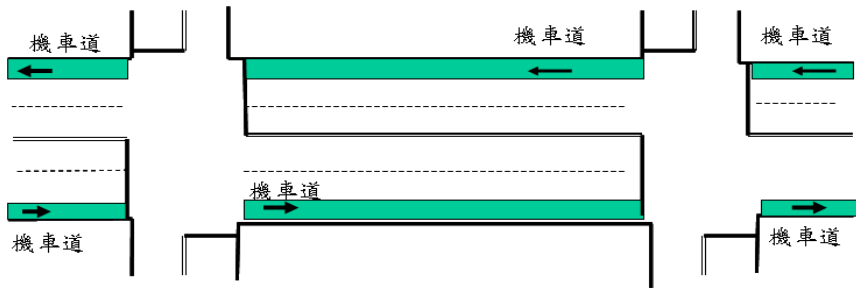


(a) 模擬路口

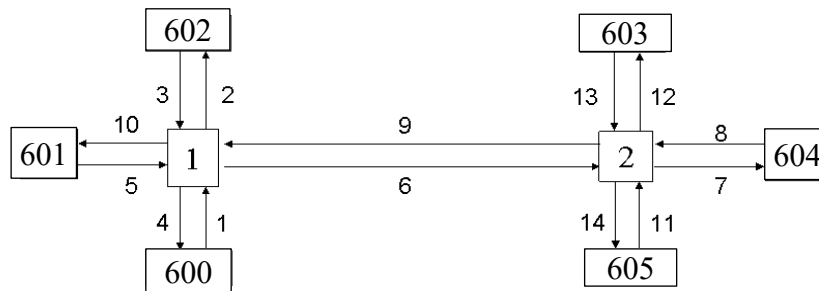


(b) 模擬路網

圖 18.12 Motor A.txt 之模擬路口及模擬路網



(a) 模擬路口



(b) 模擬路網

圖 18.13 Motor B.txt 之模擬路口、路段及模擬路網

2021HTSS 模式可用來探討機車專用道車流運轉績效(如平均停等延滯、平均速率、容量)與車道寬、需求流率及號誌控制策略的關係。平均速率的模擬結果包括車輛在個別節線(路段)及一連串節線的平均速率。停等延滯指車輛之車速小於 5 公里/小時、非在加速中，而且與前車(或停止線)之距離小於一小車車長(約 4.5 公尺)之總時間。

2021HTSS 模式使用者可用許多檔型資料建立輸入檔來模擬不同狀況下之機車專用道運轉，舉例說明如下：

檔型 1 資料

設定機車專用道之車道寬、節線車流在節點(路口)所受的交通控制(如無控制或號誌控制)、車道長度等。

檔型 11 資料

設定機車專用道之起點與終點、專用道在路段與其他車道之相對位置、專用道使用方式(如必須進入或可進入也可不進入)等。

檔型 20 資料

設定車輛離開一車道時能採用的行車方向。

檔型 25 資料

設定號誌化路口之號誌的同步時相及時差。

檔型 26 資料

設定各別號誌化路口之定時號誌控制的控制策略。

檔型 30 資料

設定在不同模擬期間(period)從個別節點(如圖 18.12 之節點 601)進入模擬路網之需求流率及車種組成。

本章 18.4 節有例題進一步說明如何更改輸入檔來探討機車專用道之運轉績效。

18.3.6 評估服務水準

機車專用道在號誌化路口之運轉可用車輛之平均延滯時間來評估。有一連串路口的路段運轉則必須利用平均延滯時間評估在各號誌化路口之運轉，並利用平均旅行速率與速限之比評估穿越一連串路口的路段之運轉。根據延滯及速率與速限比之服務水準劃分標準，如表 18.5 及表 18.6 所示。

如果分析道路有不同速限之區段，則表 18.6 中之速限為根據各速限區長度加權之平均值。

表 18.5 號誌化路口服務水準之劃分標準

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

表 18.6 路段平均速率與速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限(\bar{V}/V_L)
A	$\bar{V}/V_L \geq 0.80$
B	$0.60 \leq \bar{V}/V_L < 0.80$
C	$0.50 \leq \bar{V}/V_L < 0.60$
D	$0.40 \leq \bar{V}/V_L < 0.50$
E	$0.20 \leq \bar{V}/V_L < 0.40$
F	$\bar{V}/V_L < 0.20$

18.4 應用例題

18.4.1 例題 1

一機車專用道的車道寬為 3.5 公尺，其坡度為+5%。車道兩旁有非導桿之實體分隔，此專用道之下游有一定時號誌控制之路口。路口下游之車道在平坦路段上。號誌週期長度為 100 秒，專用道之綠燈、黃燈及全紅時段各為 35 秒、3 秒及 1 秒。試估計此車道之容量。

解：

根據式(18.2)，上述專用道之 W_{90} 等於 $3.5 - 0.55 - 0.55 = 2.4$ 公尺，容量可估計如下：

1. 從式(18.1)並用 $W_{90}=2.4$ 估計飽和疏解率，所得之 $S=9,057$ 輛/小時。
2. 從式(18.3)並用 $C=100$ 、 $G=40$ 、 $\beta=2$ 估計平坦路段之容量 $c=3,105$ 輛/小時。
3. 用式(18.9)並用 $c=3,105$ 及 $h=5$ 估計坡度 5%之上坡路段容量 $c_g=3,027$ 輛/小時。

18.4.2 例題 2

例題 1 之機車專用道相當長，試估計該車道車流在尚未受下游號誌化路口影響之前的容量。

解：

從例題 1 估計之飽和疏解率 $S=9,057$ 輛/小時。所以式(18.10)之 f_u 及 h 各為 0.85 及 5 時的非阻斷性車流專用道之容量為：

$$c_u = 9,057 \times 0.85(1 - 0.005 \times 5) = 7,506 \text{ 輛/小時}$$

18.4.3 例題 3

一機車專用道長 1 公里、車道寬 2.8 公尺，下游端點有一號誌化路口。路口的定時號誌控制讓專用道的機車在每號誌週期中得到 60 秒綠燈、3 秒黃燈及 2 秒全紅時段。此號誌控制只有二時相，週期長度 120 秒。試更改 Motor A.txt 來估計上述專用道之容量。

解：

本例用圖 8.12 節線 1 上的專用道做為分析對象。須執行工作如下：

1. 更改檔型 1 資料中之節線長度及專用道之車道寬

檔型 1 之內容如下：

```
Link Nup Ndn In Cont N Wid W2 SHR SHL Alen Geo
```

Link 為一節線之代號。W2 可用來設定機車專用道之車道寬，Motor A.txt 之 W2 值為 2.0(即 2.0 公尺)，此值須改為 2.8。Alen 代表全長車道之長度，第 1 節線(Link=1)及相鄰節線 4 所屬之 Alen 須從原來的 0.5(即 0.5 公里)改為 1.0。其他資料，如號誌控制型態(Cont=SIG)、車道寬等於 W2 之車道代號(ID=1)皆不必更改。

2. 更改檔型 11 資料中之專用道設定

檔型 11 之內容如下：

```
Link Lane Ku X1 X2 L(1) L(2) L(3)
```

Link 為節線的代號，因本例專用道屬節線 1，所以 Link=1。Lane 為專用道所屬車道之代號，因專用道為主線最右側車道，所以 Lane=1。Ku 設定車道 lane 之使用方式，本例只分析專用道車流，所以宜將所有從節點 600 進入路網之機車全部導引到專用道，因此 Ku=1。X₁ 及 X₂ 各代表專用道之起點及終點與節線起點之距離(公里)，因為節線 1 及節線 4 之長度為 1 公里，所以 Link=1 及 Link=4 之 X₂ 須從原來設定的 0.5 改為 1.0。

3. 更改檔型 26 有關綠燈、黃燈及全紅時段之資料

檔型 26 之內容如下：

Node K T S (L_i Z_{i1} Z_{i2} Z_{i3} Z_{i4} ; $i=1,2,3,4$)

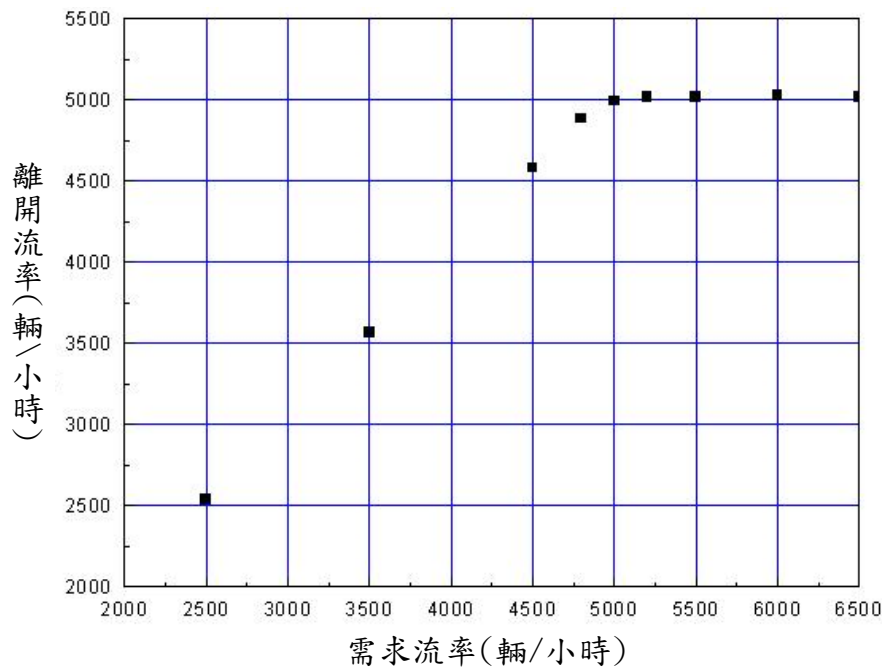
Node 為路口(節點)之代號，本例路口(節線)之代號為 1(見圖 18.12)。K 為時制控制期間之代號(1,2...)。T 等於時制控制期間之長度(秒)。S 為期間 K 中所顯示之燈號(G=綠燈、Y=黃燈、AR=全紅)。L_i 為期間 K 內第 i 個有路權之節線的代號。Z_{i1}、Z_{i2}、Z_{i3} 及 Z_{i4} 則各代表節線 L_i 上有路權之 4 個行車方向。Motor A.txt 之檔型 26 資料有 6 行。此 6 行之 Node、K、T 及 S 如下：

1	1	56	G
1	2	3	Y
1	3	1	AR
1	4	56	G
1	5	3	Y
1	6	1	AR

前 3 行之綠燈 G、黃燈 Y 及全紅期間，讓節線 1 及 3 使用，其值須從 56、3 及 1 秒，各改為 60、3、2 秒。這 3 個期間代表第 1 時相，其總長度為 65 秒。因此節線 5 及 7 所用之第 2 時相只能有 120-65=55 秒。假設第 2 時相的黃燈及全紅期間各為 3 秒及 1 秒，則上述最後 2 行不必更改。第 4 行原來之 56 秒綠燈則須改為 55-3-1=51 秒。

4. 更改檔型 30 之需求流率以估計節線 1(專用道)之容量

號誌化路口上游的容量可視為在有不斷停等車隊時，經常進入路口的最大流率期望值。為了估計節線 1 之容量，從節點 600(見圖 18.12)進入路網之需求流率必須遠高於能進入下游路口的流率。估計本例專用道容量的方法是將檔型 30 資料從節點 600 進入的需求流率從低速逐漸增高，一直到從節線 1 專用道離開之流率不再持續增加。圖 18.14 為用上述更改後之輸入資料之模擬結果。此圖中離開節線 1 之流率為根據輸出檔中「LINK STATISTICS」標題下方顯示之流率。



註： $W_{90}=2.8$ 公尺

圖 18.14 需求流率與離開節線流率之關係

圖 18.14 所示從節線 1 之專用道離開的流率在需求流率超過 5,000 輛/小時之後就呈穩定狀況，其平均流率大約為 5,020 輛/小時。此值可當作容量之估計值。

18.4.4 例題 4

試說明如何探討需求流率/容量比對機車專用道車流在號誌化路口上游停等延滯之影響。

解：

本例用圖 18.12 節線 1 專用道上的停等延滯來說明，其牽涉的工作如下：

1. 建立一輸入檔並設定一固定的幾何設計(如專用道車道寬、路段長度等)及號誌控制(如各時制期間之燈號及長度)狀況。
2. 根據例題 3 程序估計容量。
3. 更改檔型 30 從節點 600 進入節線 1 之需求流率以產生不同之需求流率/容量比。用每次更改後的需求流率模擬並記錄輸出檔在標題「AVERAGE STOPPED DELAY」下方所列的停等延滯數據。
4. 根據模擬所得的數據製成如圖 18.5 所示之延滯與需求流率/容量比關係。

5. 評估延滯的特性。

圖 18.15 有兩條曲線，一條曲線是用運轉 900 秒之資料所製成，換言之，號誌正常運轉 900 秒之後的延滯不用來估計平均值。另一條曲線則讓號誌運轉 1,200 秒之後終止資料蒐集。此圖顯示定時號誌控制下停等延滯的一般特性。其中一特性是需求流率/容量比在大約 0.93 之下時，延滯不隨需求流率持續的時間而有明顯差異。另一特性是需求流率/容量比超過 0.95 時，需求流率持續的時間越長，平均延滯越高，這是過度壅塞所造成之結果。因此於此案例分析下，定時號誌控制的運轉宜避免需求流率/容量比超過 0.93~0.95 之情形。

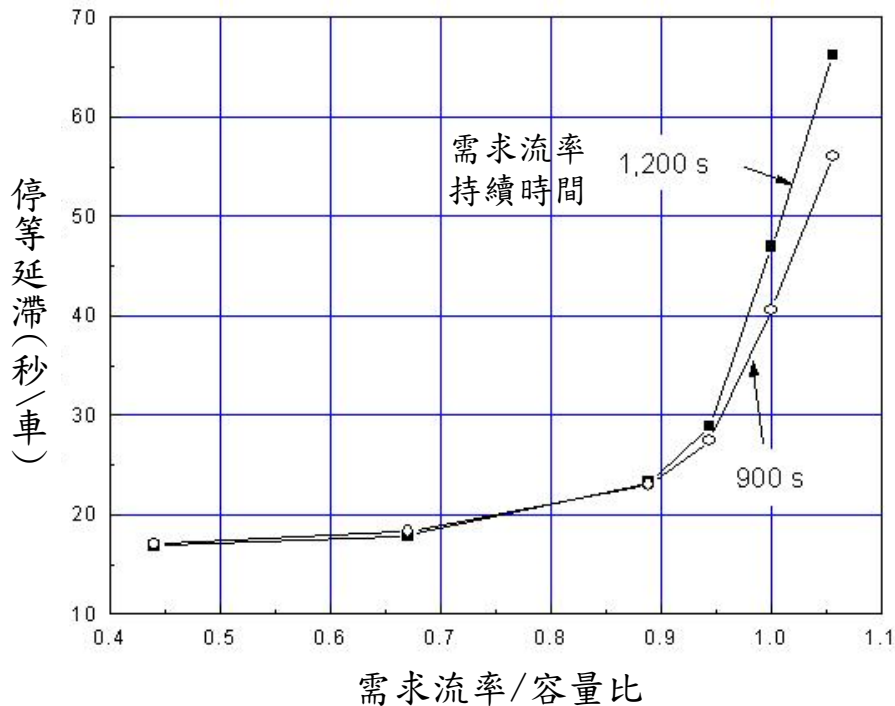


圖 18.15 停等延滯與需求流率/容量比之關係樣本

18.4.5 例題 5

圖 18.13 所示，節點 1 及節點 2 兩路口的號誌需用 120 秒之週期連鎖以減少節線 6 上機車專用道車流之延滯。從節點 601 進入節線 5 之專用道的機車皆直行，利用節線 6 及節線 7 離開路網。專用道的寬度為 2.8 公尺，欲進入節線 5 之機車需求流率為 4,000 輛/小時。除了號誌同步時相之時差之外，其他狀況與 Motor B.txt 所設定的狀況相同。試說明如何用 Motor B.txt 來分析時差與節線 6 機車之平均停

等延滯的關係。

解：

Motor B.txt 所設定的狀況顯示：

1. 節線 6 之長度為 0.5km(檔型 1)。
2. 節點 1 與節點 2 之同步時相為該路口號誌之第 1 時制控制期間(綠燈)，其時差設定為 0 秒(檔型 25)。
3. 節點 1 與節點 2 之號誌控制第 1 時制控制期間分別給節線 5 及節線 6 之車流使用(檔型 26)。
4. 節線 5 及節線 6 所得之綠燈時間為 56 秒，週期長度為 120 秒(檔型 26)。
5. 自由旅行速率為 60 公里/小時(檔型 46)。

因為週期長度為 120 秒，所以節點 1 及節點 2 同步時相之時差不能超過 120 秒。為了分析時差對節線 6 上停等延滯的影響，本例將檔型 25 資料中節線 2 的時差從 0 秒逐漸增加到 120 秒。根據每一時差模擬結果之平均停等延滯顯示在輸出檔中標題為「AVERAGE STOPPED DELAY」下方的數據。圖 18.16 為根據上述狀況模擬的結果。

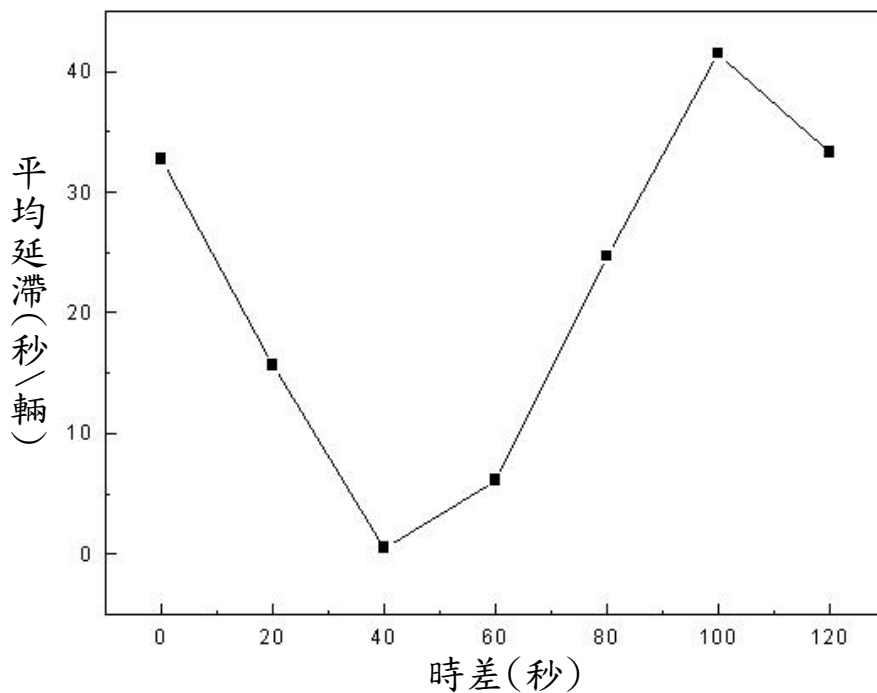


圖 18.16 例題 5 專用道車流平均停等延滯與號誌時差之關係

從圖 18.16 可知，時差設定為 40 秒時，節線 6 機車幾乎沒有停等延滯，而較長及較短之時差皆增加延滯。節線 6 長度為 500 公尺，如機車能以 60 公里/小時之速率通過節線 6 之上、下游路口，則從上游路口到下游路口的旅行時間為 30 秒。但機車在上游路口有時會被紅燈阻擋。前往下游路口時也因車與車之間的干擾而不能以自由速率前進。模擬結果表示時差為 40 秒時，車隊抵達下游路口時大部分車輛不會受紅燈阻擋，因此須在節線 6 停等的時間幾乎不存在。

參考文獻

1. 交通部統計查詢網，<https://stat.motc.gov.tw/mocdb/stmain.jsp?sys=100>。
2. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
3. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3)」，97-94-1248，交通部運輸研究所，民國 97 年 7 月。
4. 「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，交通部運輸研究所，民國 100 年 10 月。
5. 「臺灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，交通部運輸研究所，民國 75 年 10 月。
6. 「臺灣地區公路容量手冊技術報告（第二部分）」，交通部運輸研究所，民國 76 年 5 月。
7. 馮輝昇，整合機車流動特性之號誌設計方法與等候佈置方式之研究，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 84 年。
8. 蔣靜宜，機車專用道飽和流率探討與模擬參數校估之應用，臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 92 年。
9. Robertson, D. J., *Transyt: A Traffic Network Study Tool*, Road Research Laboratory Report 253, 1969.
10. *Transyt-7F User's Manual*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, October 1988.
11. 「2001 年台灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國 90 年 3 月。
12. 曾平毅、林豐博、林國顯、張瓊文，「應用 HTSS 模式估計機車專用道之平均停等延滯」，中華民國運輸學會第 22 屆論文研討會論文集，民國 96 年 12 月。