

第八章 高速公路隧道

目 錄

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

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

圖目錄

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

表 目 錄

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

8.1 緒論

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

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

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

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

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

表 8.1 長度超過 0.5 公里之國道隧道

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

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

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

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

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

8.2 隧道交通管理控制及車流特性

8.2.1 管理及控制概況

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

8.2.2 隧道容量

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

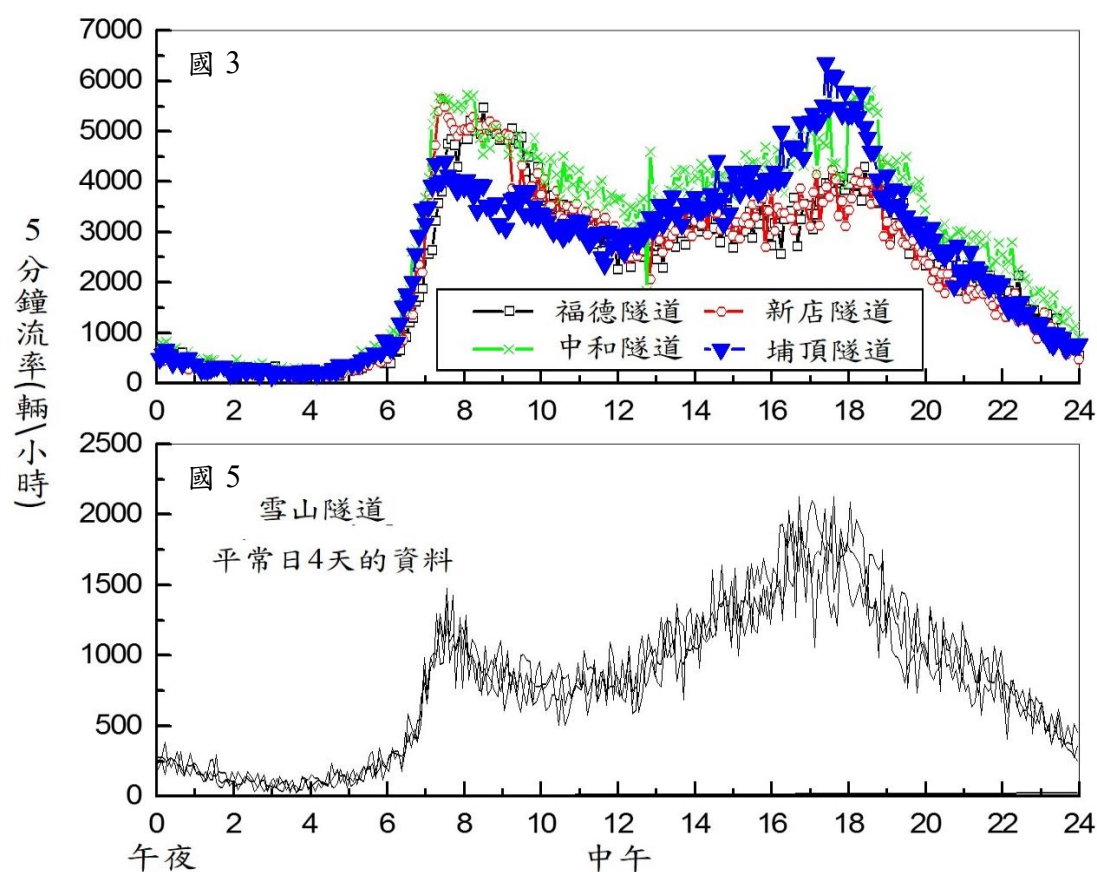
8.2.3 隧道車流特性概況

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

8.2.3.1 流率型態

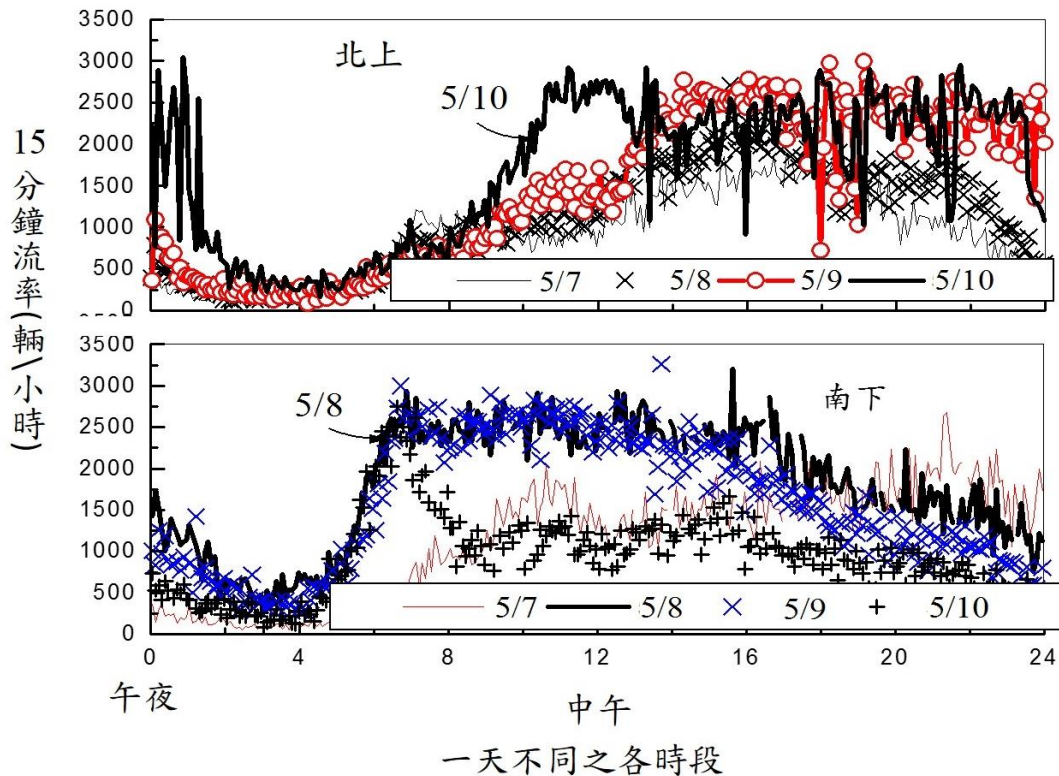
隧道的流率隨時間變化的型態，隨公路性質及隧道地點而變。以國3及國5為例，前者為工作旅次較多的公路（簡稱工作性公路），後者為休閒旅次較多的公路（簡稱休閒性公路），兩者有顯著不同車流型態。

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



資料來源：[14,15]。

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

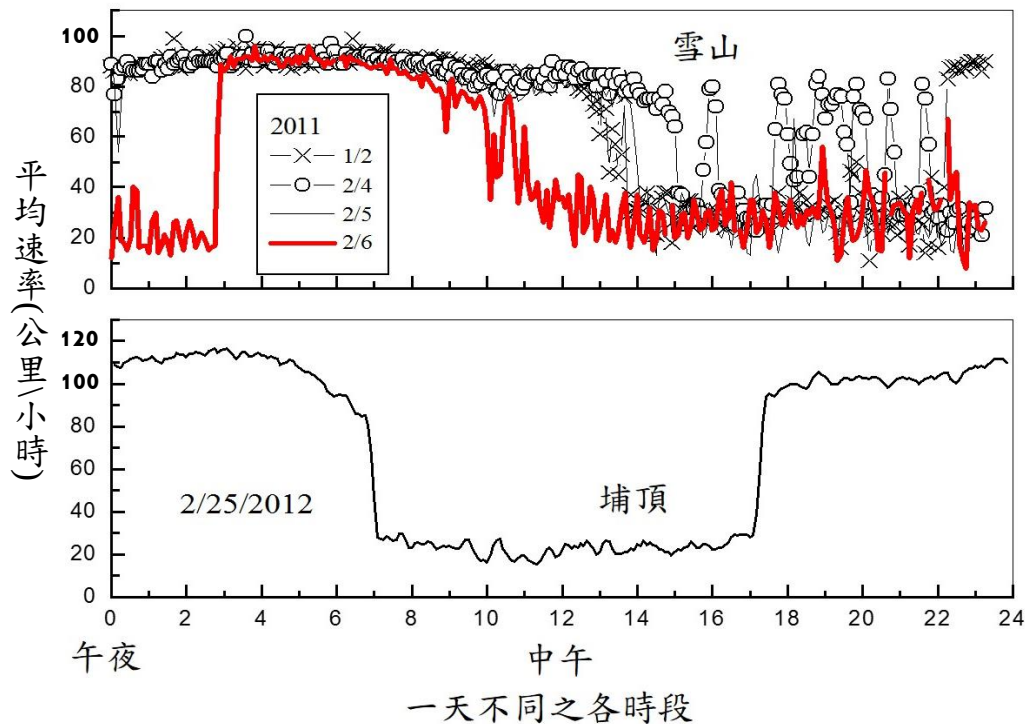


資料來源：[14]。

圖 8.2 國 5 雪山隧道在 2010 年母親節假期之流率情形

8.2.3.2 壅塞狀況之車流

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



資料來源：[14,15]。

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

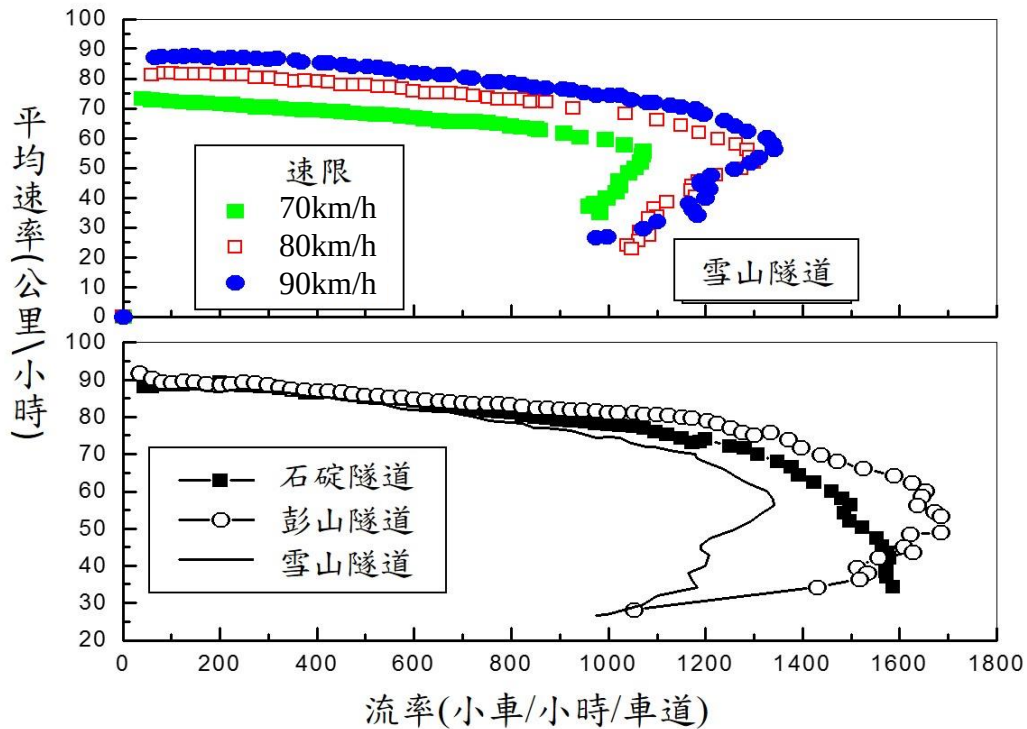
8.2.3.3 自由速率

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

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

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

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

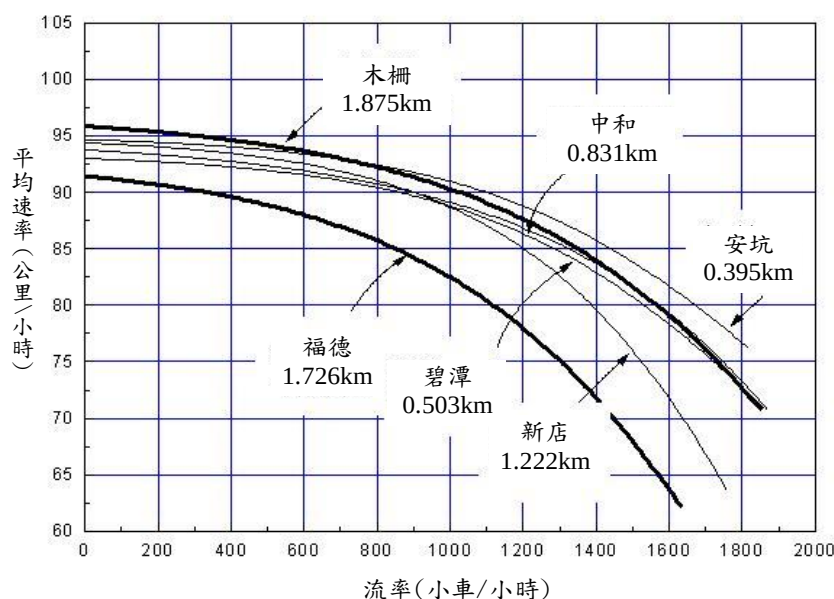


資料來源：[14]。

圖 8.4 國 5 北上隧道內車道之流率與速率關係

8.2.3.4 隧道長度之影響

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



資料來源：[16]。

圖 8.5 隧道長度對於內車道速率與流率關係之影響(3 車道平均)

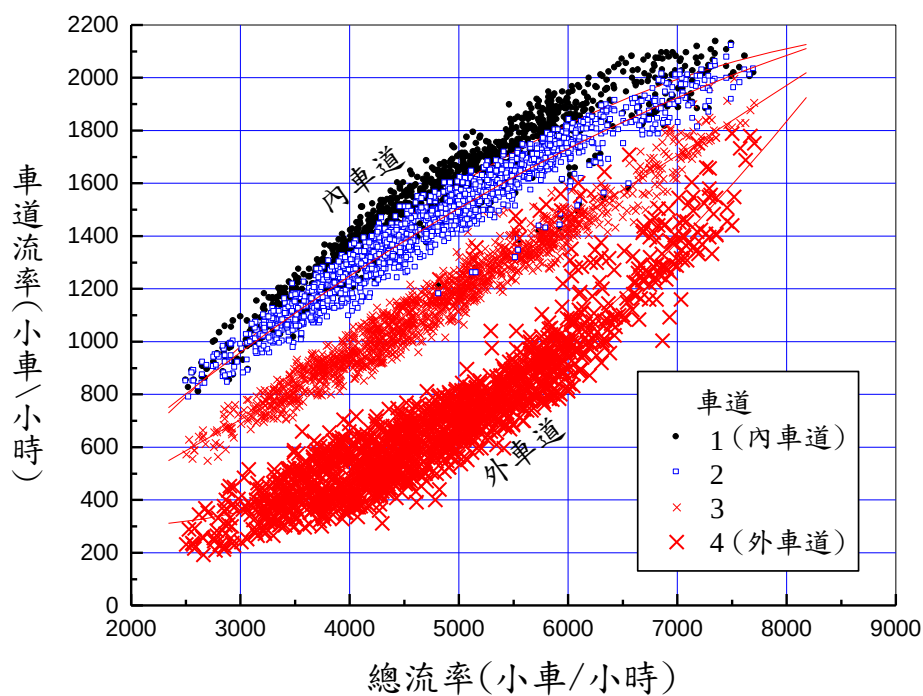
8.2.3.5 車道位置之影響

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

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

8.2.3.6 占有率與車流狀況

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



資料來源：[15]。

圖 8.6 國道 3 號 4 車道路段各車道流率之分布情形

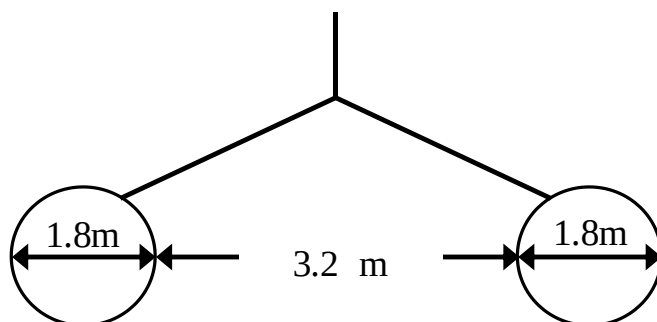
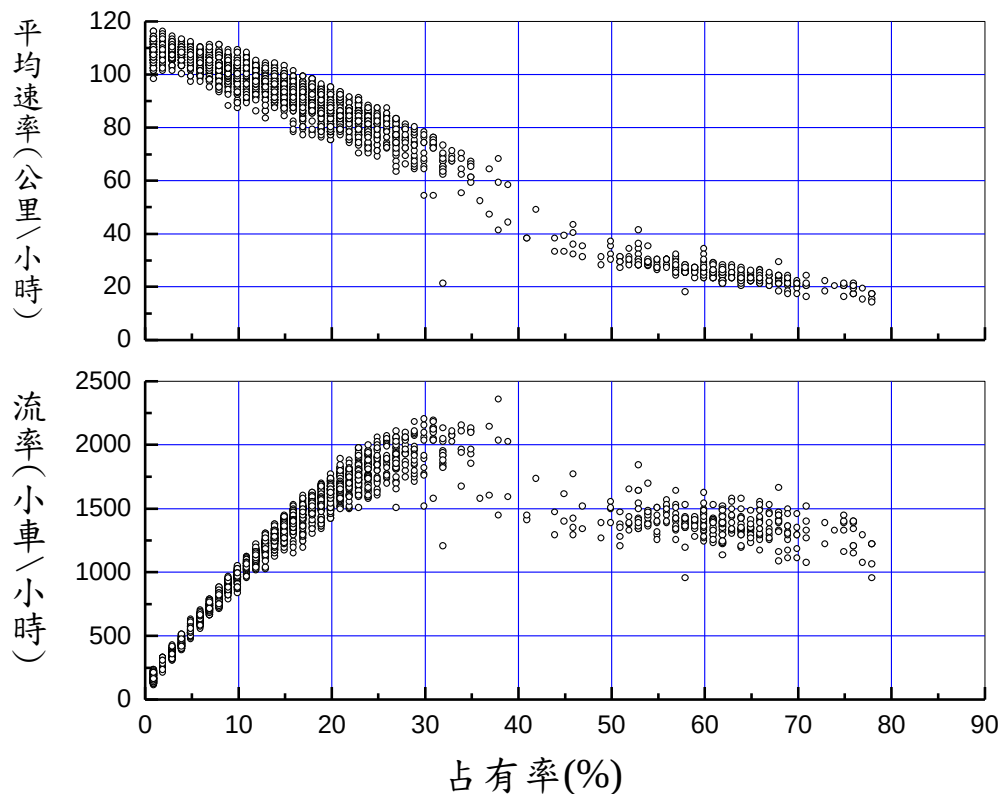


圖 8.7 高速公路線圈式磁場偵測器配置示意圖

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



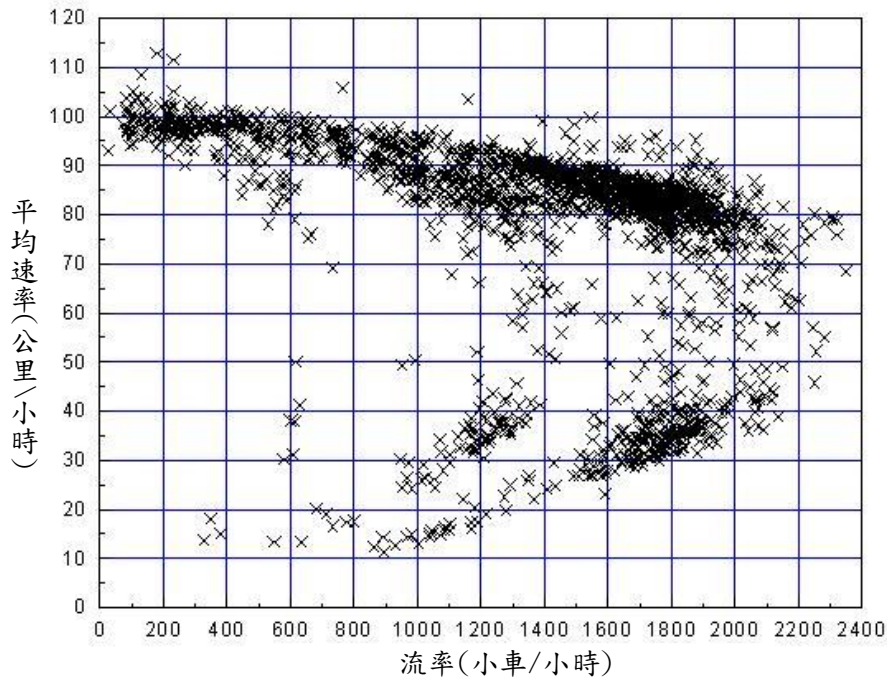
資料來源：[15]。

圖 8.8 速率與流率隨占有率之變化情形（埔頂 I 隧道北向內車道）

8.2.3.7 下游狀況之影響

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

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



資料來源：[16]。

圖 8.9 國 3 南下安坑隧道內車道之流率與速率關係

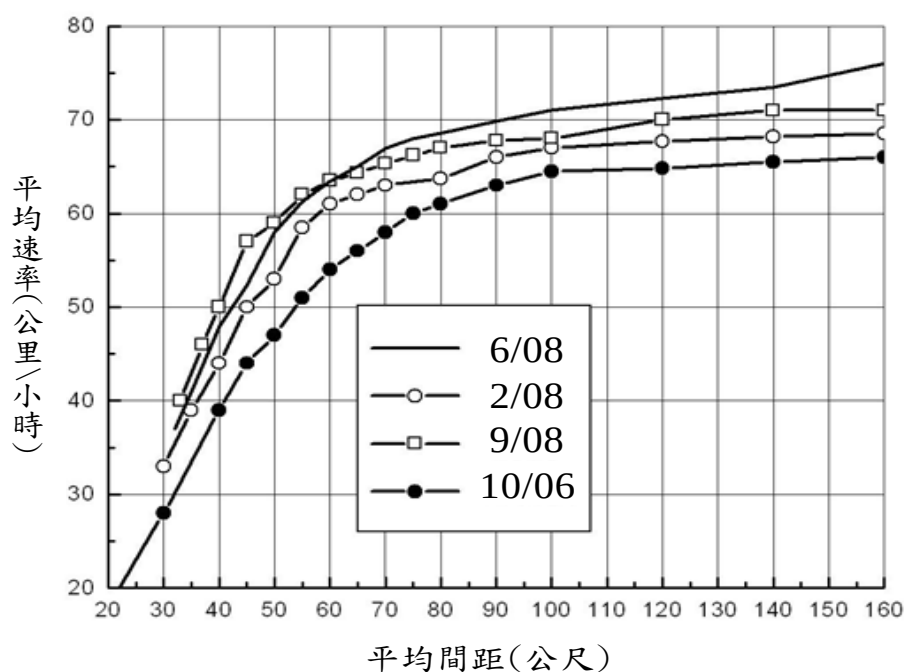
8.2.3.8 車流特性之演變

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

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

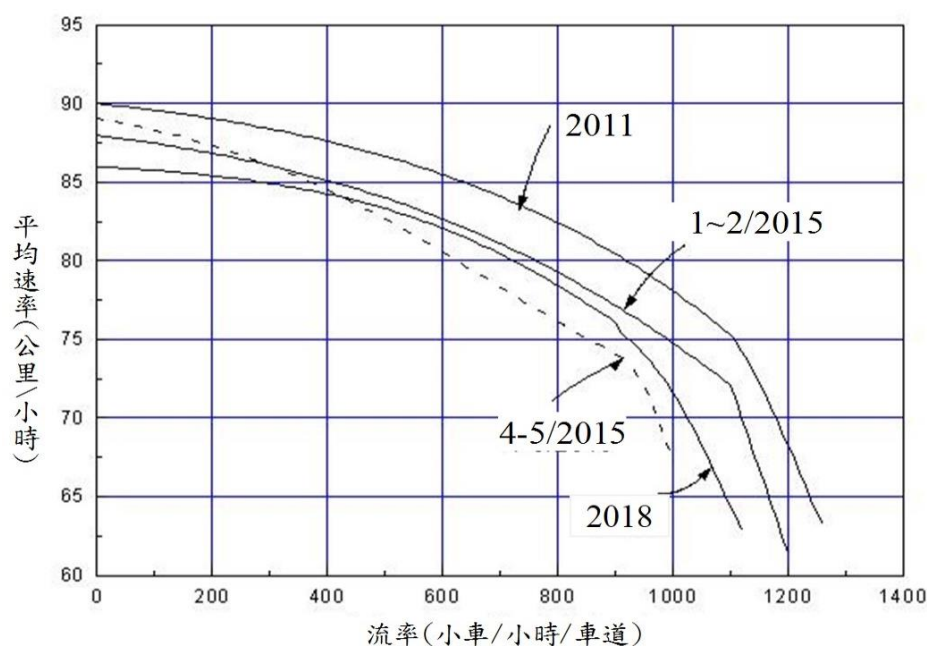
2015 年 3 月 29 日媒體傳出自動科技執法系統要開始在雪山隧道啟用，結果雪山隧道在隨後之 4 月及 5 月間之交通功能顯著惡化，如圖 8.11 所示。不僅流率超過 300 小車/小時/車道之平均速率比 3 月 29 日前低，容量也從 2011 年及 2015 年 1 月及 2 月間之 1,200~1,260 小

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



資料來源：[18]。

圖 8.10 雪山隧道南下行車間距（車頭到車頭）之演變



資料來源：[16]。

圖 8.11 雪山隧道北上流率與速率關係之演變

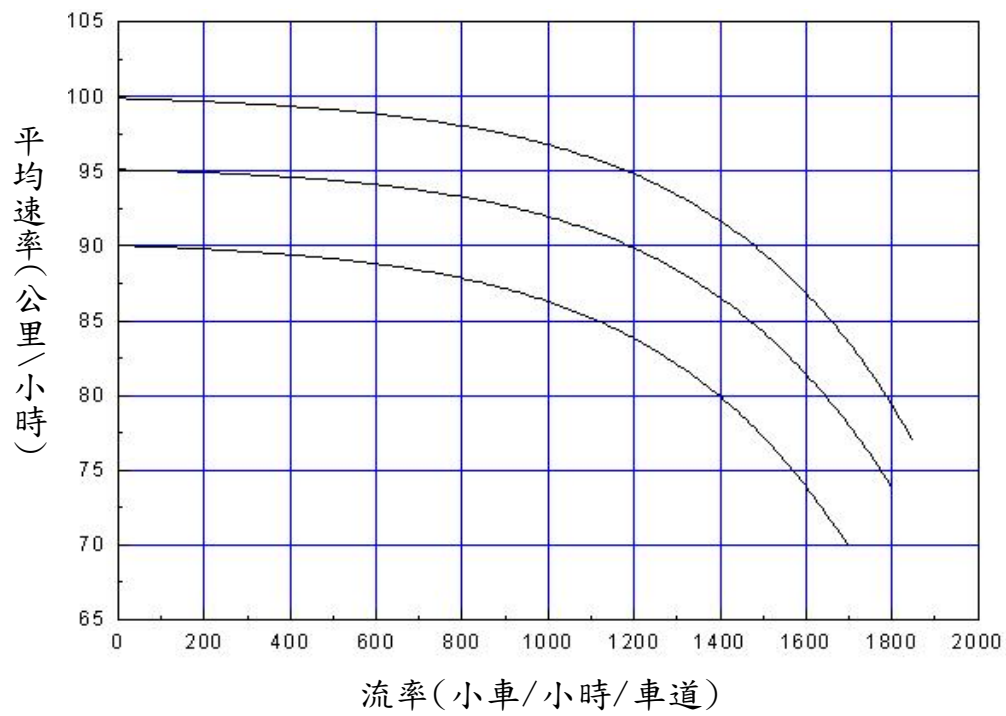
8.3 代表性單向流率與速率關係

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

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

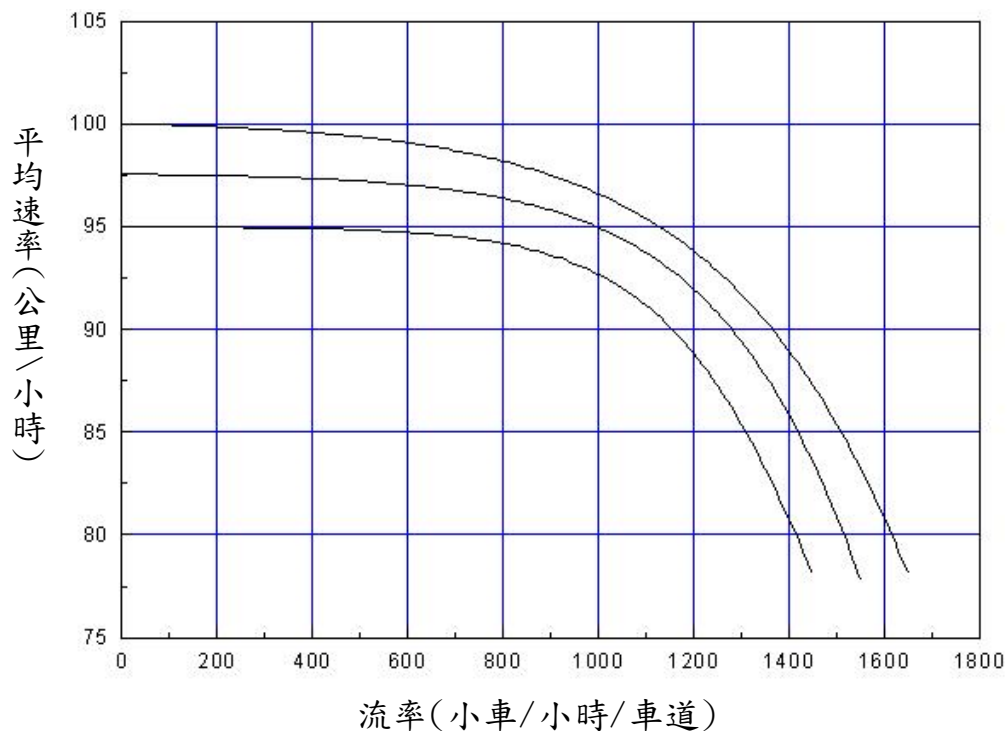
應用這些圖表時須了解一分析對象的性質可能不類似任何上述 8 類型的隧道。在這情況下，如果分析目的在於規劃一新隧道或改善現存隧道，則在無其他資料可用時，可參考上述 8 類型中，性質與分析對象最類似的隧道來分析。如果分析目的在於評估一現存隧道，而且有資源可做實地調查，則宜蒐集並分析現場資料。

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



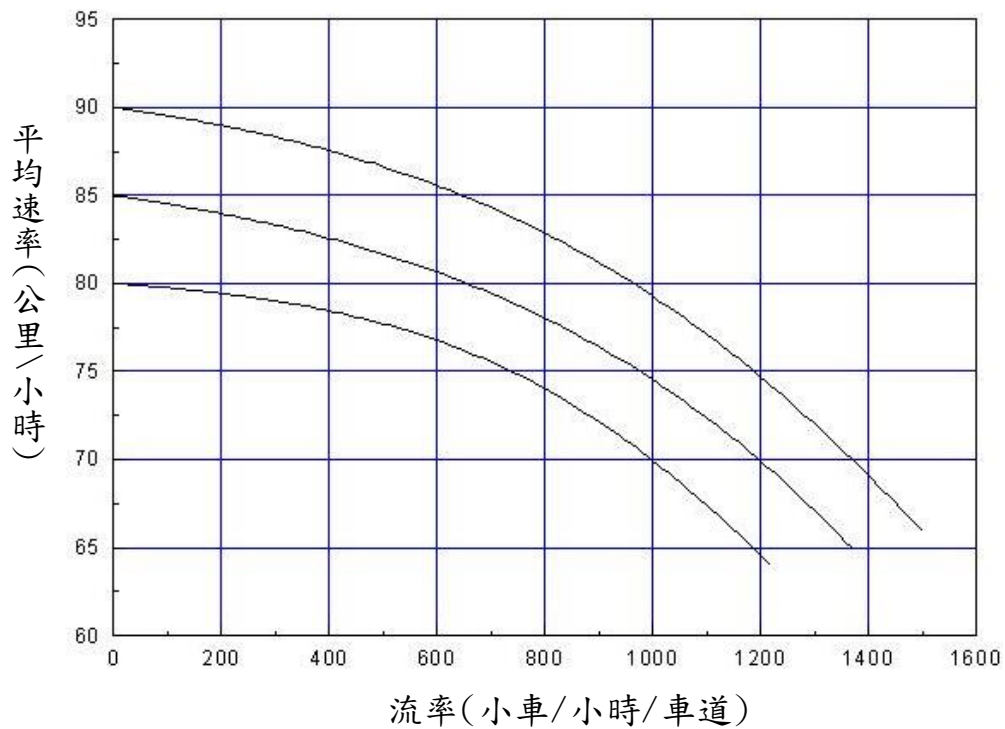
資料來源：[16]。

圖 8.12 工作性車流隧道，單向 3 車道之流率與速率關係



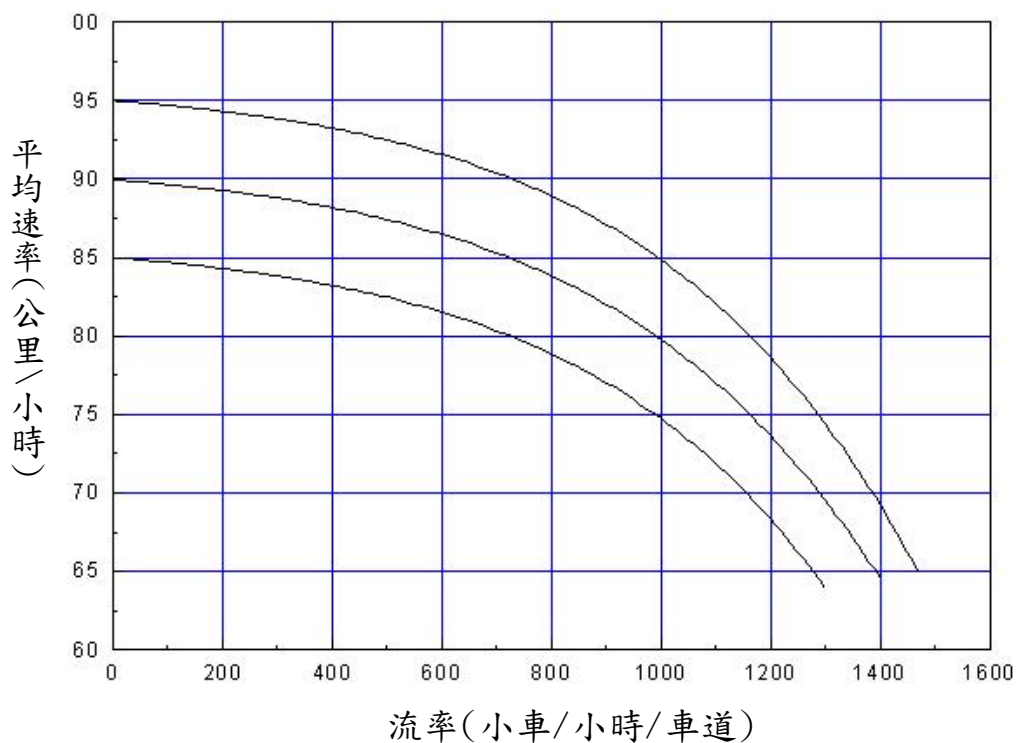
資料來源：[16]。

圖 8.13 工作性車流隧道，單向 4 車道之流率與速率關係



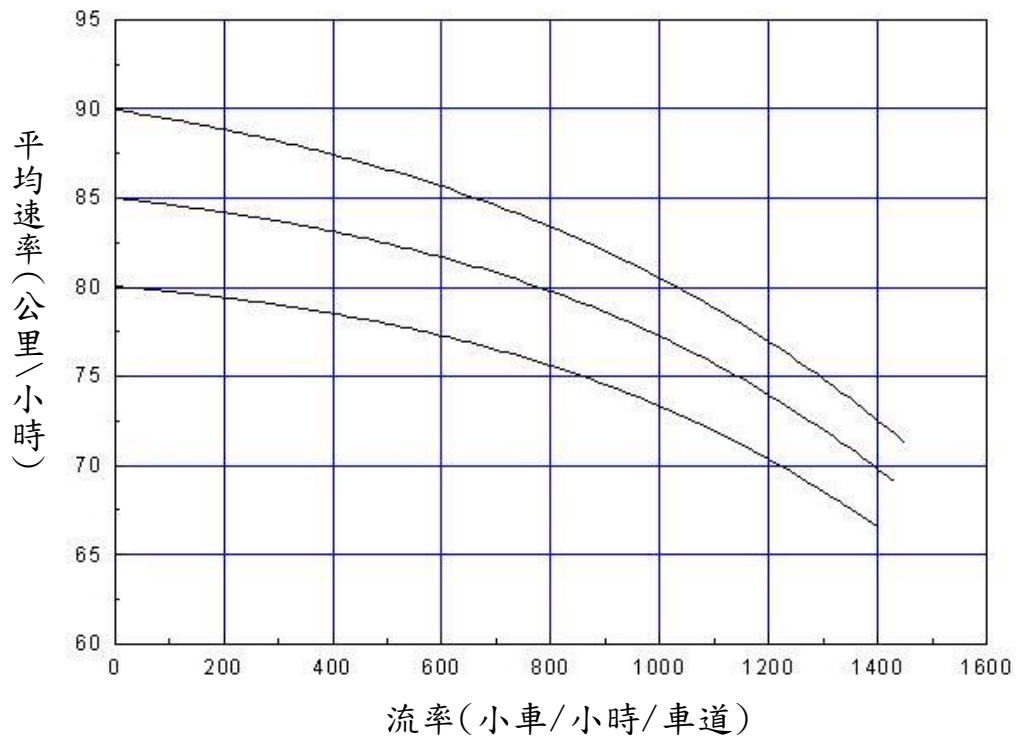
資料來源：[16]。

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



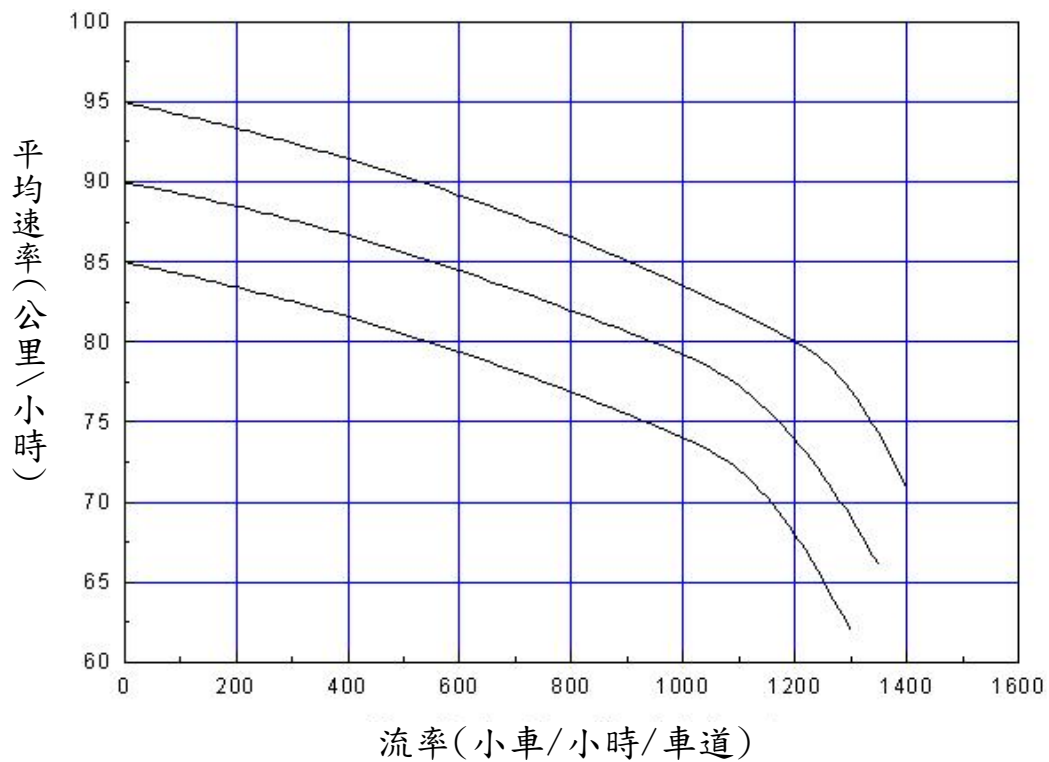
資料來源：[16]。

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



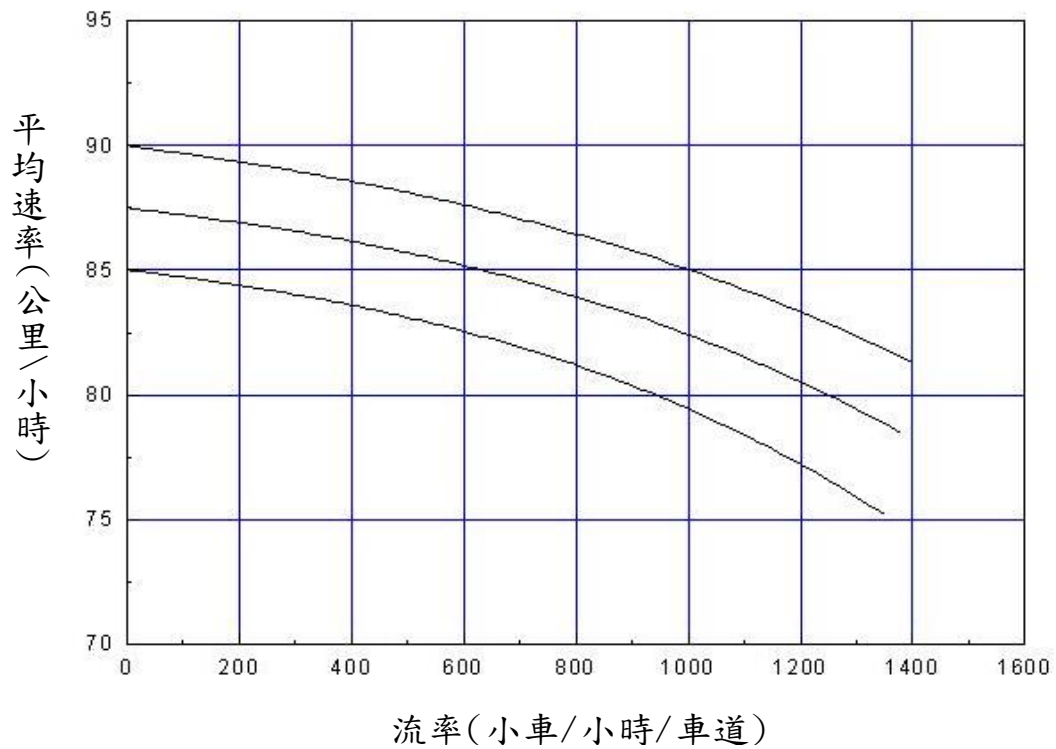
資料來源：[16]。

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



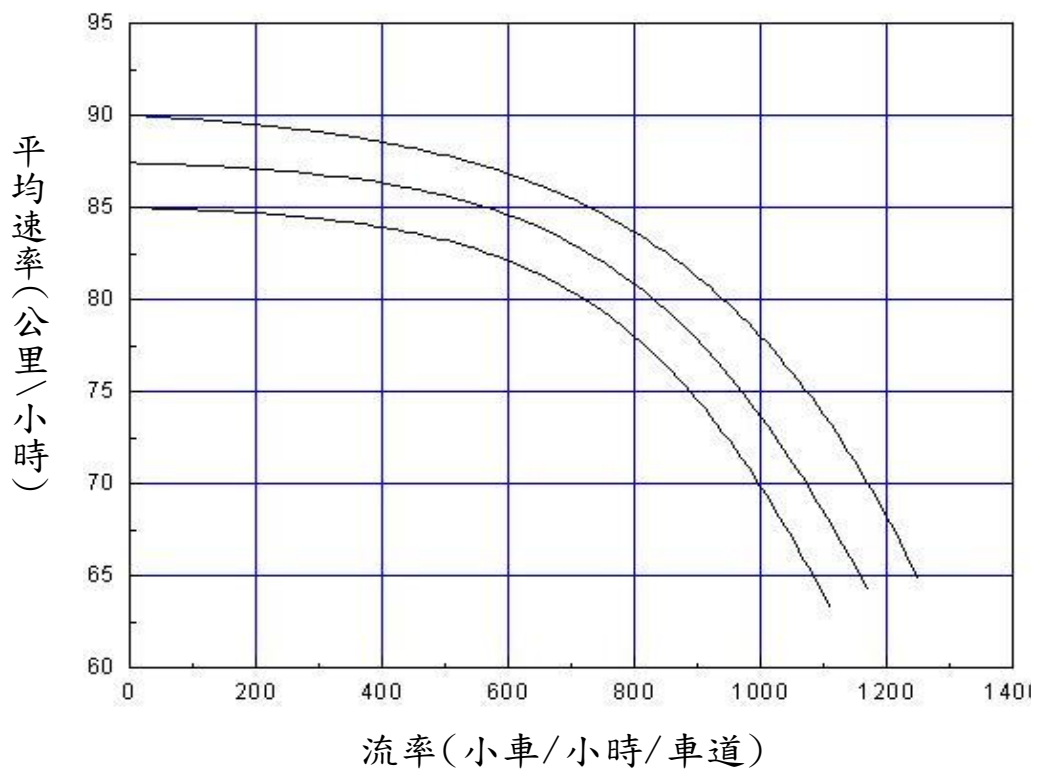
資料來源：[16]。

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



資料來源：[16]。

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



資料來源：[16]。

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

表 8.3 工作性車流隧道，單向 3 車道流率與速率關係模式及容量

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

資料來源：[16]。

表 8.4 工作性車流隧道，單向 4 車道流率與速率關係模式及容量

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

資料來源：[16]。

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

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

資料來源：[16]。

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

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

資料來源：[16]。

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

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

資料來源：[16]。

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

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

資料來源：[16]。

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

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

資料來源：[16]。

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

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

資料來源：[16]。

表 8.11 平均自由速率與速限之可能關係

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

8.4 績效指標及服務水準劃分標準

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

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

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

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

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

表 8.12 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

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

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

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

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

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

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

表 8.13 根據平均速率/速限比值之服務水準等級劃分標準

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

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

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

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

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

8.5 分析方法

8.5.1 分析對象及架構

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

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

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

Q_{m1} = 尖峰 15 分鐘欲進入隧道之需求流率 (輛/小時)；

Q_{m2} = 能從隧道離開之流率 (輛/小時)；

Q_{m3} = 進口匝道上游主線之流率 (輛/小時)；

Q_{r1} = 出口匝道之流率 (輛/小時)；

Q_{r2} = 進口匝道之流率 (輛/小時)。

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

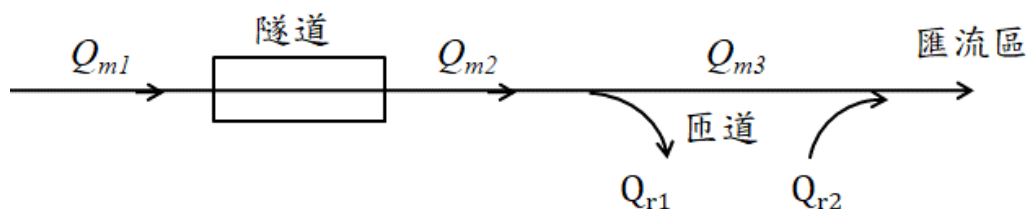


圖 8.20 公路隧道分析對象示意圖

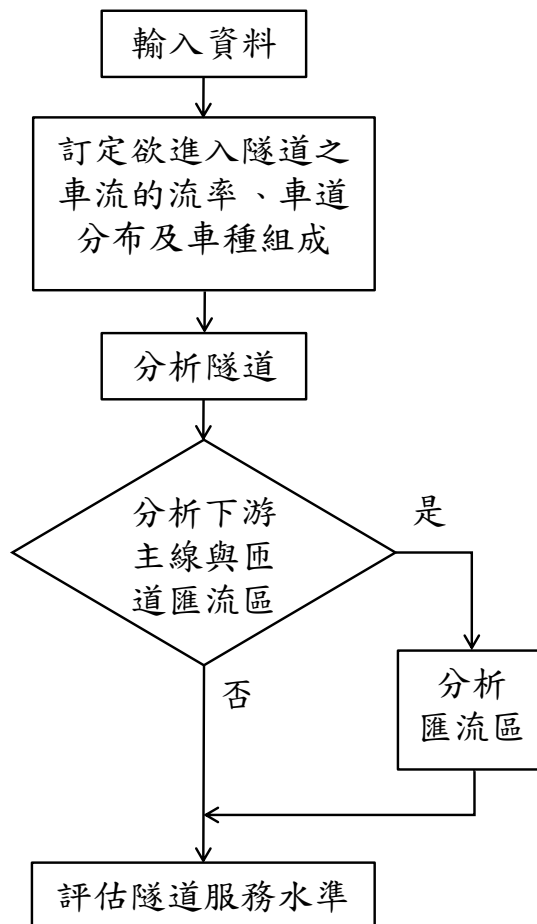


圖 8.21 公路隧道分析架構

8.5.2 輸入資料

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

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

8.5.3 訂定欲進入隧道的車流之流率及車種組成

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

$$Q_{m1} = \frac{Q_{60}}{PHF} \quad (8.1)$$

此式中，

Q_{m1} = 單向尖峰 15 分鐘欲進入隧道之流率（輛/小時）；

Q_{60} = 單向尖峰小時欲進入隧道之流率（輛/小時）；

PHF = 尖峰小時係數。

規劃及設計一隧道時，式(8.1)中之尖峰小時流率可估計如下：

$$Q_{60} = ADT \times K \times D \quad (8.2)$$

此式中，

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

K = 設計小時流量係數；

D = 流量之方向係數。

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

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

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

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

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

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

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

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

在下列狀況下，四種大型車輛之小車當量如圖 8.22 所示：

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

圖 8.22 之當量可用表 8.15 之模式來估計。

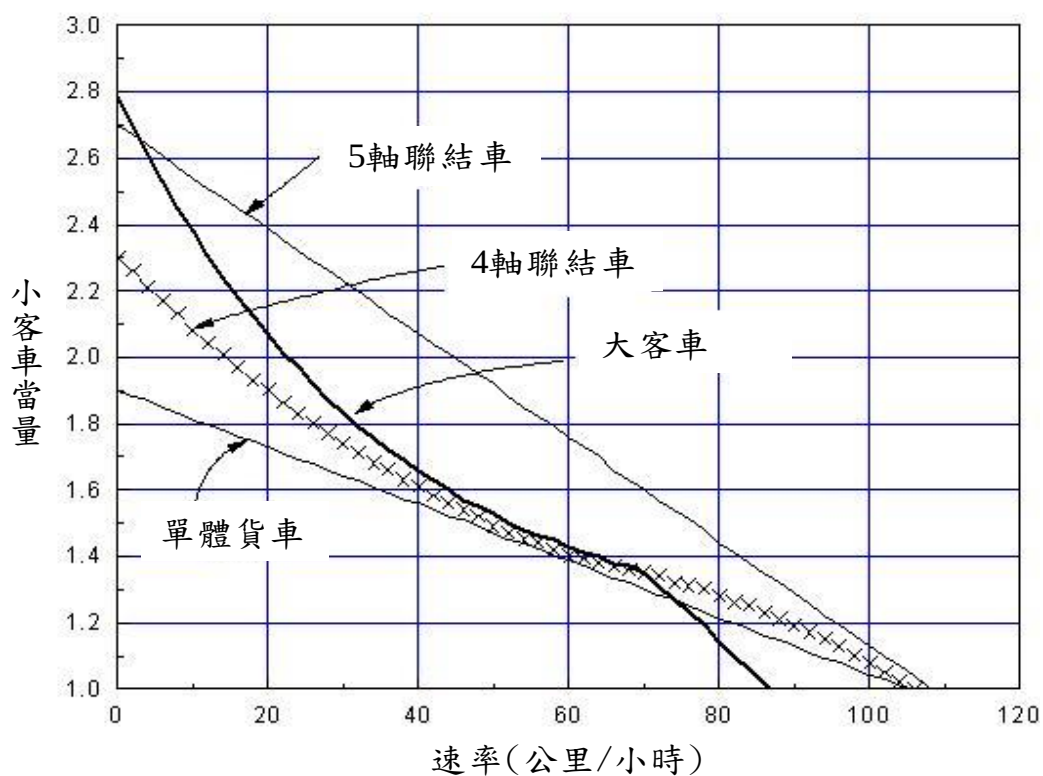


圖 8.22 大型車之小車當量

表 8.15 大型車之小車當量估計模式

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

資料來源：[16]。

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

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

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

此兩式中，

Q_e = 平均每車道之對等小車需求流率(小車/小時/道)；

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

N = 單向車道數；

P_{su} = 單體貨車之比例；

P_{T4} = 4 軸聯結車之比例；

P_{T5} = 5 軸聯結車之比例；

P_B = 大客車之比例；

P = 大車(不分車種)之比例；

E_{su} = 單體貨車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_{T4} = 4 軸聯結車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_{T5} = 5 軸聯結車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_B = 大客車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E = 大車(不分車種)之小車當量。

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

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

8.5.4 分析隧道

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

1. 訂定隧道類型

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

2. 估計需求流率 Q_e

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

3. 估計平均自由速率

平均自由速率可從現場調查資料或表 8.11 所提供資料估計。

4. 訂定適用流率與速率關係並估計相關容量 Q_{max} 及平均速率 V

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

5. 訂定評估用之基準速限 V_L

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

6. 評估服務水準

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

8.5.5 分析下游主線與匝道之匯流區

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

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

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

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

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

8.5.5.1 主線外車道流率及進口匝道流率

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

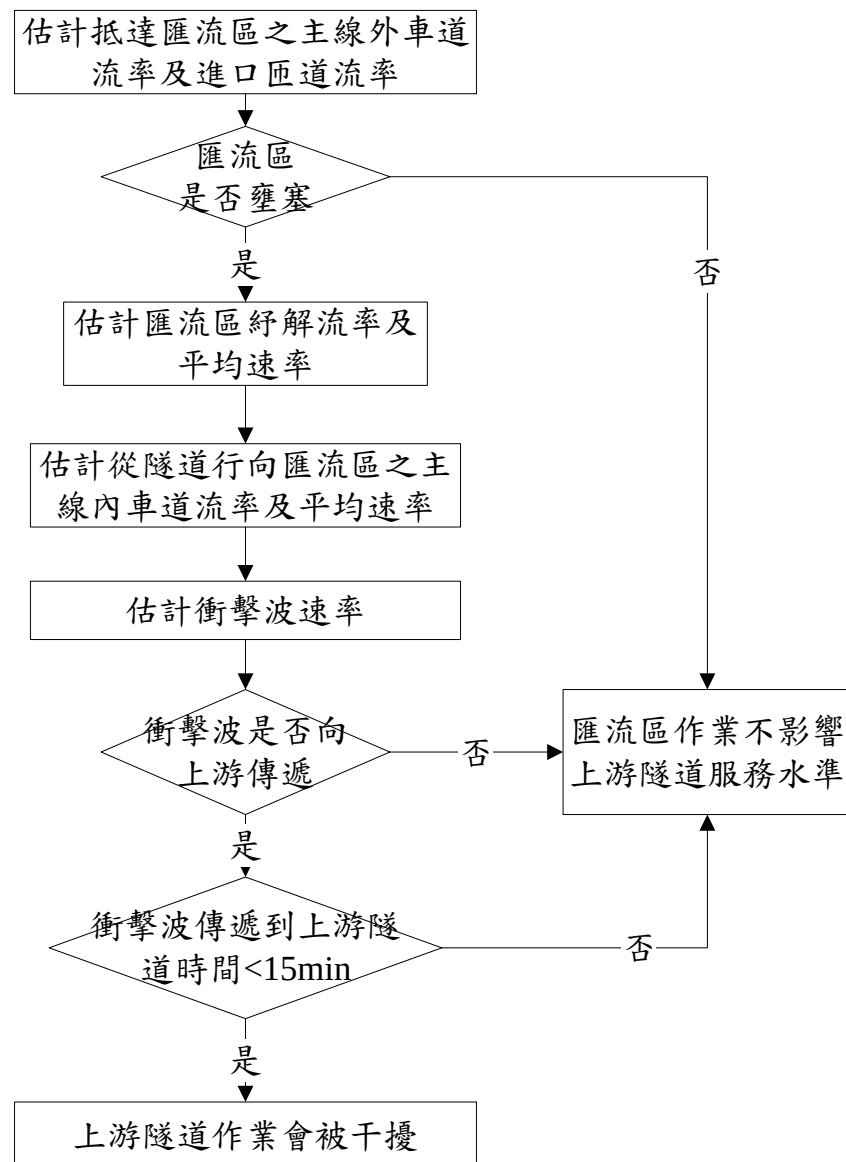


圖 8.23 分析匯流區之程序

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

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

此式中，

- $(Q_{m3})_n$ = 匯流區上游之主線外車道($n=2$)流率 (小車/小時)；
 Q_{m1} = 欲進入隧道之需求流率 (輛/小時)；
 Q_{r1} = 出口匝道之流率 (輛/小時)；
 P_n = 從表 8.16 所列之模式或其他資料所估計之第 2 車道
 (外車道， $n=2$) 大車比例；
 E = 大車之小車當量(代表值 1.4)

表 8.16 單向 2 車道車流之車道分佈及各車道上大車比例

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

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

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

此式中，

- $(Q_{m3})_n$ = 匯流區上游之主線外車道($n=3; 4$)流率 (小車/小時)；
 Q_n = 從表 8.17 模式所估計在隧道外車道之流率 (小車/小時)；
 3 車道隧道： $n=3$ ；4 車道隧道： $n=4$ ；
 Q_{r1} = 出口匝道之需求流率 (輛/小時)；

Q_{ml} = 欲進入隧道之需求流率 (輛/小時)；

P = 大車占主線總車輛之比例；

R_n = 從表 8.18 或預期情況估計之外車道(車道 n)之大車比例；

E = 大車之小車當量(代表值 1.4)

表 8.17 單向 3 或 4 車道車流之車道分布模式

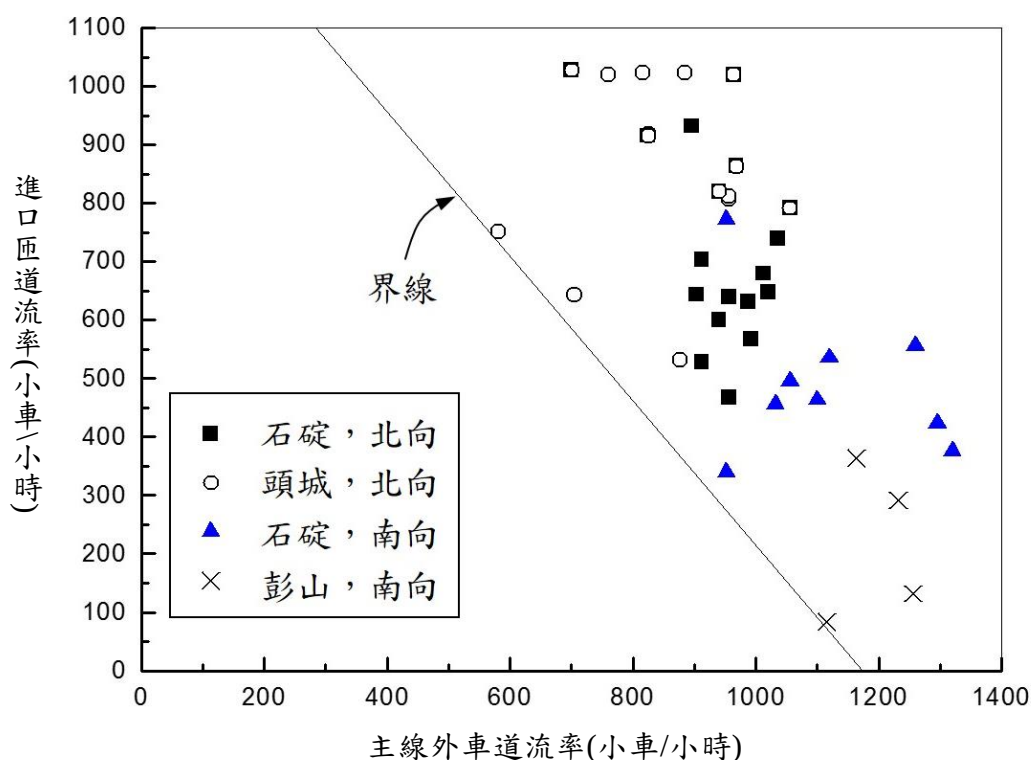
單向車道數	車道 i	模式
3	1 (內)	$Q_1 = -257 + 0.581Q_p - 3.243 \times 10^{-5}Q_p^2$
	2	$Q_2 = -130 + 0.479Q_p - 2.209 \times 10^{-5}Q_p^2$
	3 (外)	$Q_3 = Q_p - Q_1 - Q_2$
4	1 (內)	$Q_1 = -354 + 0.528Q_p - 2.744 \times 10^{-5}Q_p^2$
	2	$Q_2 = -103 + 0.402Q_p - 1.608 \times 10^{-5}Q_p^2$
	3	$Q_3 = 16.9 + 0.220Q_p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

表 8.18 單向 3 或 4 車道大車之車道分布

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

8.5.5.2 匯流區壅塞之條件

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



資料來源：[15]。

圖 8.24 壅塞前之主線外車道與進口匝道之流率關係

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

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

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

此式中，

$(Q_{m3})_n$ = 匯流區上游之主線外車道流率（小車/小時）；

Q_{r2} = 進口匝道之流率（輛/小時）；

P_{r2} = 進口匝道車流之大車比例；

E = 大車之小車當量(建議值 1.4)。

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

8.5.5.3 匯流區疏散流率及平均速率

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

1.速限：100~110 公里/小時

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

2.速限：80~90 公里/小時

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

上兩式中，

Q_d = 壅塞後之疏散流率（小車/小時/車道）；

S_d = 壅塞後之疏散平均速率（公里/小時）。

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

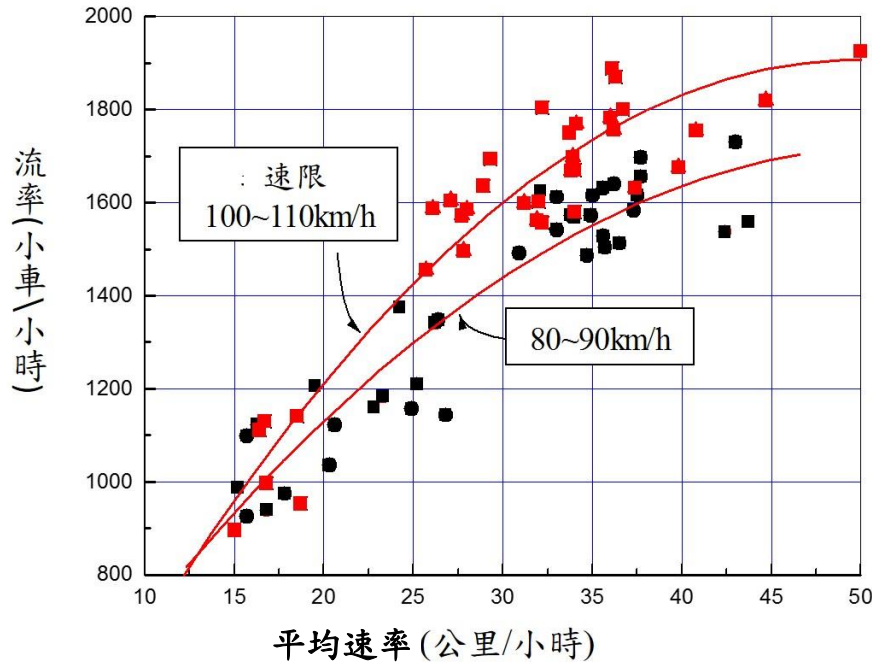


圖 8.25 壅塞狀況下匯流區之流率與速率關係

8.5.5.4 匯流區上游主線內車道之流率及平均速率

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

主線單向有 2 車道時，匯流區上游內車道的流率可估計如下：

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

此式中，

$(Q_{m3})_1$ = 匯流區上游之主線內車道流率（小車/小時）；

Q_{m1} = 欲進入隧道之需求流率（輛/小時）；

Q_{r1} = 出口匝道之需求流率（輛/小時）；

P_1 = 根據表 8.16 所估計之內車道大車比例；

E = 大車之小車當量(建議值 1.4)。

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

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

此式中，

S_m = 匯流區上游主線內車道之平均速率（公里/小時）；
 A, B, C, D = 表 8.20 所示的參數。

表 8.19 匯流區上游主線內車道自由速率估計值

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

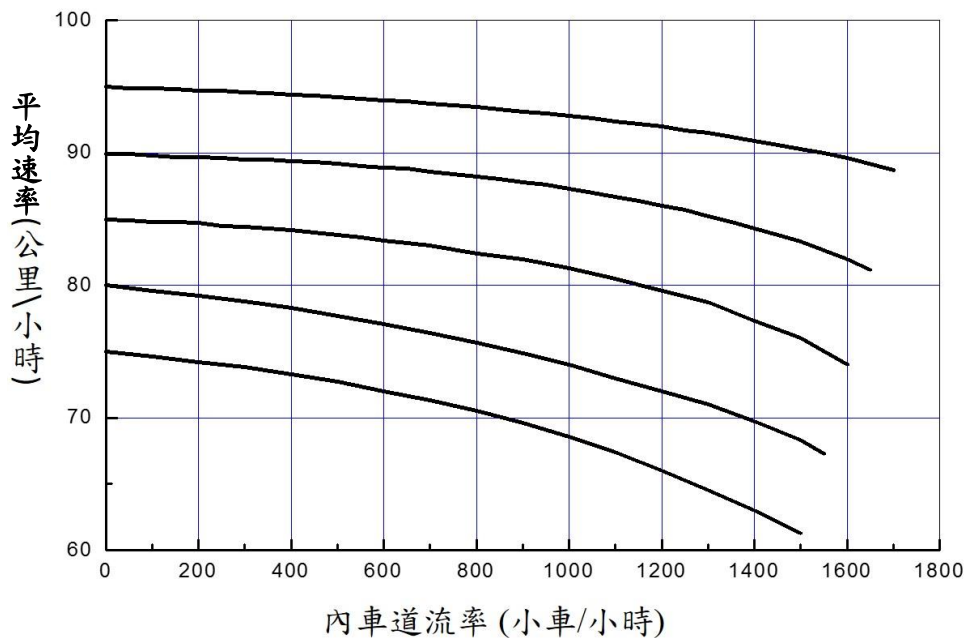


圖 8.26 匯流區上游主線內車道流率與速率關係（單向 2 車道）

表 8.20 式(8.10)之參數(單向 2 車道)

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

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

8.5.5.5 衝擊波速率

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

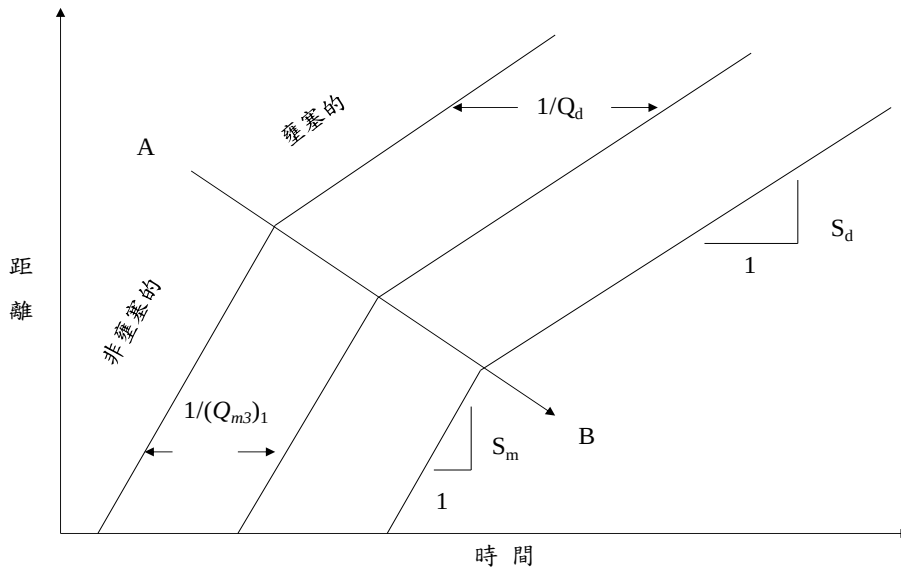


圖 8.27 衝擊波形成的示意圖

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

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

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

此式中，

V = 衝擊波速率 (公里/小時)；

K_d = 壅塞車隊之密度 (輛/公里)，等於 Q_d/S_d ；

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

8.5.5.6 判斷衝擊波的影響

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

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

$$T = -\frac{60D}{V} \quad (8.12)$$

此式中，

T = 壅塞車隊尾端從匯流區擴展到上游隧道所需之時間 (分)；

D = 匯流區與上游隧道之距離 (公里)；

V = 衝擊波速率 (公里/小時)。

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

8.6 下游隧道之影響

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

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

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

$$V_u = \frac{Q_t - Q_u}{Q_t/S_t - Q_u/S_u} \quad (8.13)$$

此式中，

V_u = 下游隧道所造成的衝擊波速率（公里/小時）；

Q_t = 下游隧道之容量（小車/小時/車道）；

Q_u = 行向下游隧道之流率（小車/小時/車道）；

S_t = 下游隧道流率為 Q_t 時之平均速率（公里/小時）；

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

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

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

8.7 應用例題

8.7.1 例題 1

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

解：

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

8.7.2 例題 2

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

解：

根據式(8.4)，抵達匯流區之主線外車道流率為：

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

進口匝道之流率等於 $500 \times [1 + 0.03 \times (1.4 - 1)] = 506 \text{ 小車/小時}$ 。

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

假設匯流區進入壅塞狀況之後的車流疏散速率為 $S_d = 25 \text{ 公里/小時}$ ，則疏散流率可從式(8.8)估計如下：

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

匯流區上游主線內車道的流率可從式(8.9)來估計：

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

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

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

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

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

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

8.7.3 例題 3

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

解：

1. 隧道類型

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

2. 需求流率

(1) 大車之小車當量：1.4（採用建議值）。

(2) 對等小車流率（式 8.3b）：

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

3. 平均自由速率（表 8.11）

90 公里/小時（休閒性；速限 80 公里/小時；無行車間距限制）。

4. 流率與速率關係，容量及平均速率

採用表 8.7 平均自由速率 90 公里/小時流率與速率關係及容量。

(1) 容量 $Q_{max}=1,450$ 小車/小時/車道。

(2) 需求流率 $Q_e=1,133$ 小車/小時/車道之平均速率

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

5. 訂定評估用之基準速限 V_L

因為分析路段為隧道，而隧道速限為 80 公里/小時，所以基準

速限為 80 公里/小時。

6. 評估在不受下游狀況影響時之隧道服務水準

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

服務水準等級 (表 8.12) : C

(2) 平均速率/速限比 = $78/80 = 0.98$ 。

服務水準等級 (表 8.13) : 1

(3) 綜合服務水準等級 : C1

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

7. 匯流區上游 (進口匝道上游) 主線外車道流率 (式 8.4)

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

(2) $P_2 = 2,222 \times 0.05 \times 1.0 / (0.475 \times 2,222 + 13) = 0.1$ (表 8.16) ,

(3) $(Q_{m3})_2 = [0.453 \times (2,222 - 600) + 14] [1 + 0.1 \times (1.4 - 1)]$
 $= 779$ 小車/小時

8. 進口匝道流率

進口匝道流率為 300 輛/小時。此流率相當於 $300 \times [1 + 0.05 \times (1.4 - 1)] = 306$ 小車/小時

9. 匯流區壅塞可能性

主線外車道及進口匝道流率之和等於 $779 + 306 = 1,085$ 小車/小時。此匯合流率小於 1,550 小車/小時，不符合式(8.6)之壅塞條件。因此匯流區運轉會影響上游隧道之可能性很低。

10. 結論

其服務水準為 C1 級。本例題之隧道長度為 8 公里，但上述之分析將隧道長度當作大約 4 公里，所以可能高估容量及平均速率。因為分析結果顯示 V/C 比為 0.78，所以如果高估容量，則實際的服務水準可能屬 D 級。另一方面，平均速率/速限比低於 0.9 所屬的服務水準才會降到 3 級。所以平均速率須高估 6 公里/小時以上才會誤判平均速率所屬的服務水準。

8.7.4 例題 4

一工作性公路平坦路段上有一長 2.5 公里，單向有 3 車道的隧道。隧道下游 3 公里處有一出口匝道，下游 3.5 公里處有一進口匝道。隧道內外及其他路段的速限皆為 90 公里/小時。尖峰 15 分鐘欲進入隧道之流率為 4,200 輛/小時，從出口匝道離開之流率為 100 輛/小時。從進口匝道進入主線的流率為 600 輛/小時。主線及出口匝道車輛中有 4%之大車。進口匝道車輛中大車之比例為 0.07。試評估上述隧道之服務水準。

解：

1. 隧道類型

上述隧道類型類似表 8.3 之工作性車流路段。因此本例用表 8.3 之車流特性分析此隧道。

2. 需求流率

(1) 大車之小車當量：1.4（採用建議值）。

(2) 對等小車流率（式 8.3b）：

$$Q_e = \frac{4200}{3} [1 + 0.04(1.4 - 1)] = 1,422 \text{ 小車/小時/車道}$$

3. 平均自由速率（表 8.11）

95 公里/小時（工作性車流；速限 90 公里/小時）

4. 流率與速率關係，容量及平均速率

採用表 8.3 平均自由速率 95 公里/小時之流率與速率關係

(1) 容量 $Q_{max}=1,800$ 小車/小時/車道。

(2) 需求流率 $Q_e=1,422$ 小車/小時/車道之平均速率：

$$V = 95.4 - \frac{147.514}{1 + e^{-\frac{1,422 - 2,519.9}{407.38}}} = 86 \text{ 公里/小時}$$

5. 訂定評估用之速限 V_L

因為隧道內、外速限皆為 90 公里/小時，所以適用之速限為 90 公里/小時。

6. 評估在不受下游狀況影響時之隧道服務水準

(1) $V/C \text{ 比} = Q_e/Q_{max} = 1,422/1,800 = 0.79$ 。

服務水準等級 (表 8.12) : C

(2) 平均速率/速限比 : $V/V_L = 86/90 = 0.96$ 。

服務水準等級 (表 8.13) : 1

(3) 綜合服務水準等級 : C1

7. 匯流區上游主線外車道流率 (式 8.5)

(1) 估計 Q_3 (隧道內外車道流率) (表 8.17)。

$$Q_P = 4200 \times [1 + 0.04 \times (1.4 - 1)] = 4,267 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_1 = -257 + 0.581 \times 4,267 - 3.243 \times 10^{-5} \times 4,267^2 = 1,632 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_2 = -130 + 0.479 \times 4,267 - 2.209 \times 10^{-5} \times 4,267^2 = 1,512 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_3 = 4,267 - 1,632 - 1,512 = 1,123 \text{ 小車/小時}$$

(2) 估計抵達匯流區之主線外車道 ($n=3$) 流率 (式 8.5)。

$$Q_{r1} = 100 \text{ 輛/小時 (進入出口匝道之流率)}$$

$$Q_{m1} = 4,200 \text{ 輛/小時 (進入隧道之尖峰 15 分鐘流率)}$$

$$P = 0.04 \text{ (大車佔 } Q_{m1} \text{ 之比例)}$$

$$R_3 = 0.52 \text{ (表 8.18)}$$

$$(Q_{m3})_3 = 1,123 - 0.4 \times 100 \left[1 + \frac{1.4 \times 4,200 \times 0.04 \times 0.52}{1,123} (1.4 - 1) \right]$$

$$= 1,081 \text{ 小車/小時}$$

8. 進口匝道流率

$$Q_{r3} [1 + P_{r2}(E-1)] = 600 [1 + 0.07 \times (1.4 - 1)] = 617 \text{ 小車/小時}$$

9. 匯流區壅塞的可能性 (式 8.6)

匯流區上游主線外車道流率 (Q_{m3})₃ 及進口匝道流率之和等於 $1,081 + 617 = 1,698$ 小車/小時。此總流率超過 1,550 小車/小時，所以匯流區很可能進入壅塞狀況 (式 8.6)。因此須評估匯流區對上游隧道服務品質的影響。

10. 匯流區疏散速率及流率

假設匯流區進入壅塞狀況之後的疏散速率 S_d 為 25 公里/小時，則疏散率可從式 (8.8) 來估計：

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

11. 匯流區上游主線內車道之流率及速率

因為主線單向超過 2 車道，根據 8.5.5.4 節，主線內車道流率 $(Q_{m3})_1$ 可假設等於本例題第 7 項所估計之隧道內車道流率 Q_I (但不能超過容量 1,800 小車/小時/車道)，亦即 1,632 小車/小時，其相關之平均速率 S_m 則等於第 4 項之 $V=86$ 公里/小時。

12. 匯流區所造成之衝擊波 (式 8.11)

匯流區進入壅塞之後的疏解流率為 1,300 小車/小時，但行向匯流區之內車道流率為 1,632 小車/小時，因此可能有衝擊波會向上游傳遞。根據式(8.11)，衝擊波之速率為：

$$V_a = \frac{1,300-1,632}{1,300/25-1,632/86} = -10 \text{ 公里/小時}$$

13. 匯流區車流運轉對上游隧道之影響

衝擊波之速率為負值，所以衝擊波會向上游傳遞並在 $3.5/10 \times 60 = 21$ 分鐘後抵達上游隧道，因此匯流區之壅塞對上游隧道尖峰 15 分鐘的影響很可能不會顯著。但如果接近尖峰 15 分鐘之流率繼續通過隧道，則在尖峰 15 分鐘之後數分鐘之內，隧道可能會因為下游壅塞回堵也進入壅塞狀況。

14. 結論

本例題之隧道在尖峰 15 分鐘時能維持 C1 之服務水準。隧道車流之壅塞程度及平均速率尚可接受。但需求流率持續約 21 分鐘後，很容易進入不穩定之車流狀況。

參考文獻

1. *Underground Transportation Systems in Europe: Safety Operations and Emergency Response*, FHWA-PL-06-016, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., June 2006.
2. *National Tunnel Inspection Standards*, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., <http://www.federalregister.gov>, accessed 7/22/2010.
3. Lemke, K., “Road Safety in Tunnels,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1740, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 170-174.
4. Sala, G., Brignolo, R., Carrubba, E., Jallasse, U., and Shinar, D., “Improvement of Accident Prevention in Road Tunnel through Intelligent Infrastructures and Intelligent Vehicles Operation,” *Proceedings of Intelligent Transportation Systems*, 2003.
5. “Mont Blanc Tunnel,” en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
6. “Tauern Road Tunnel,” en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
7. “Gotthard Road Tunnel,” en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
8. Khoury, G. A., “EU Tunnel Fire Safety Action,” *Tunnels and Tunnelling International*, April 2003, pp.20-23.
9. Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network, *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
10. *FHWA Road Tunnel Design Guidelines*, FHWA-IF-05-023, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., July 2004.
11. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*, American Association of State Highway and Transportation Officials, June 2010.
12. National Fire Protection Association, *NFPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges and Other Limited Access Highway*, Quincy, Massachusetts, 2011.
13. “Regulations, Standards and Guidelines,” Workshop on Safety and Security in Roadway Tunnels, NCHRP 20-7 Task 230, Irvine, California, November 28-29, 2008.

14. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(2/3)」, 101-96-1315, 交通部運輸研究所, 民國 101 年 7 月。
15. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(3/3)」, 102-94-1330, 交通部運輸研究所, 民國 102 年 4 月。
16. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」, 108-097-1419, 交通部運輸研究所, 民國 107 年 11 月。
17. “Gotthard Tunnel Reopens,” Dec. 21, 2001, Articles.cnn.com, accessed 12/26/2010.
18. 張瓊文、林豐博、曾平毅, 「雪山隧道內車流特性與容量之分析」, 中國土木水利工程學刊, 第二十二卷第三期, 民國 99 年 9 月, 頁 141-148。
19. TG Road Safety, *Safety Distance between Vehicles*, Conference of European Directors of Roads, April 2010.
20. “Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network”, *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
21. Washington State Department of Transportation, News Archives, “State Re-evaluate Safety Campaign,” Accessed May 2008, <http://www.wsdot.wa.gov/news>, 2006
22. “Anton Anderson Memorial Tunnel,” Alaska State Department of Transportation, www.dot.state.ak.us, accessed 12/26/2010.
23. Levinson, H. S., Golenberg, M. and Howard, J., ” Callahan Tunnel Capacity Management,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1956, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp.1-10.
24. Chin, H. C., and May, A. D., “Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1320, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1991, pp.75-82.
25. *Hub Bound Travel Report*, New York Metropolitan Transportation Council, 2008.
26. Koshi, M., Kuwarara, M. and Acahane, M., “Capacity of Sags and Tunnels on Japanese Motorways,” *ITE Journal*, Vol. 62, No.5, 1992, pp.17-22.
27. *Highway Capacity Manual*, Korea Ministry of Construction, 1992.

28. Brilon, W., and F. Weiser. Two-Lane Rural Highways: The German Experience. In Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board*, No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp.38-47.