

第十二章 郊區雙車道公路

目 錄

	頁次
12.1 緒論.....	12-1
12.2 分析對象.....	12-1
12.3 幾何設計及交通狀況	12-2
12.3.1 幾何設計	12-2
12.3.2 一般性交通狀況.....	12-3
12.3.3 平坦路段之小車當量.....	12-5
12.3.4 平直路段之平均自由速率.....	12-6
12.3.5 單向平直路段代表性流率與速率之關係	12-6
12.3.6 單向平直路段之容量.....	12-7
12.3.7 代表性車輛之總重/馬力比	12-7
12.3.8 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係	12-8
12.3.9 複雜路段平均速率與流率之關係.....	12-8
12.4 績效指標及服務水準劃分標準	12-10
12.5 分析方法.....	12-12
12.5.1 單純路段之服務水準分析.....	12-13
12.5.1.1 訂定幾何設計狀況	12-13
12.5.1.2 訂定須維持之服務水準	12-13
12.5.1.3 訂定需求流率	12-13
12.5.1.4 估計對等小車流率	12-15
12.5.1.5 估計平均自由速率 V_{fs} 、 V_{fc}	12-16
12.5.1.6 估計容量 Q_{max} 及 V/C 比	12-17
12.5.1.7 估計平均速率 $\bar{V}$ 與速限 V_L 之比值	12-17
12.5.1.8 訂定服務水準等級	12-18
12.5.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析	12-18
12.5.3 複雜路段之服務水準分析.....	12-21

12.5.3.1 單純坡度路段之判別	12-21
12.5.3.2 服務水準評估	12-24
12.6 應用例題.....	12-27
12.6.1 例題 1.....	12-27
12.6.2 例題 2.....	12-29
12.6.3 例題 3.....	12-29
12.6.4 例題 4.....	12-31
12.6.5 例題 5.....	12-33
12.6.6 例題 6.....	12-35
參考文獻.....	12-37

圖 目 錄

	頁次
圖 12.1 郊區雙車道公路	12-3
圖 12.2 台 18 線及縣 151 線雙車道公路之流率與速率關係	12-5
圖 12.3 單向平直路段代表性流率與速率關係	12-6
圖 12.4 郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車高速上坡後， 速率與旅行距離的關係	12-9
圖 12.5 郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速上坡後， 速率與旅行距離的關係	12-9
圖 12.6 郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速下坡後， 速率與旅行距離的關係	12-10
圖 12.7 縱切面用近似縱切線來代表之情況一	12-19
圖 12.8 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖	12-19
圖 12.9 縱切面用近似縱切線來代表之情況二	12-20
圖 12.10 上坡路段容量模擬值	12-26
圖 12.11 上坡路段平均速率模擬值	12-26
圖 12.12 分析路段縱切面示意圖	12-31
圖 12.13 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係	12-32
圖 12.14 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係	12-33
圖 12.15 容量之估計	12-36

表 目 錄

	頁次
表 12.1 單向平直路段之流率與速率代表性關係	12-7
表 12.2 郊區雙車道公路代表性車輛之總重/馬力比	12-8
表 12.3 非阻斷性車流路段需求流率/容量比服務水準劃分標準.	12-12
表 12.4 非阻斷性車流路段平均速率/速限比服務水準劃分標準.	12-12
表 12.5 式(12.14)之係數估計模式	12-23

12.1 緒論

郊區雙車道公路指在市郊或城市之間，雙向各只有一車道供汽車(包括 4 輪以上汽車及機車)行駛之公路。其中亦有許多雙車道公路兩側設有慢車道，則機車可行駛於快車道及慢車道。

一般而言，郊區雙車道公路之幾何設計標準不高，常有陡的坡度路段及曲率半徑很短的平曲線。因為單向只有一供小車及大車使用的車道，小車及大車須在有適當的機會時才能占用對向車道或利用有增設短車道之路段來超車。沒有超車機會時，因慢速車擋快車，下游地點之平均車速會有逐漸降低的現象。

郊區雙車道公路的運轉受需求流率、駕駛行為、幾何設計(如車道寬、坡度、坡長、曲率半徑)、車種組成及車輛之爬坡性能等因素的影響。這些因素有無窮的組合，其互動關係也複雜，因此分析郊區雙車道公路須依靠電腦模擬或根據電腦模擬的結果所建立的分析方法[1,2,3,4]。2011 年臺灣公路容量手冊[5]分析郊區雙車道公路的方法係根據美國運輸研究委員會(Transportation Research Board, TRB)1985 年公路容量手冊的分析方法[6]。惟 TRB 1985 年之分析方法因不適用於美國的環境，已被新的方法所取代[7]，且 2011 年臺灣公路容量手冊的分析方法除了陳舊、缺乏本土性資料之外，也不能有效的分析有坡度或平曲線之路段，因此本章提供一改良的分析方法。

由於目前有關郊區雙車道公路車流特性的資料仍不足，所以本章的分析方法仍須根據未來研究工作的成果加以更新。建議後續研究工作的重要對象包括：(1)平均自由速率與速限及其他行車環境的關係；(2)車速隨平曲線曲率半徑及坡度的變化；(3)有慢車道時，慢車道之使用特性。

12.2 分析對象

郊區雙車道公路有交岔路口，但本章僅說明不受路口運轉影響之非阻斷性車流路段。分析對象分成單純路段及複雜路段。單純路段指平坦、幾何設計均勻而且沒有超車行為的路段，其他情形則視為複雜

路段。

如果自由速率不超過 80 公里/小時，則任何一點的曲率半徑皆超過 300 公尺的路段可視為幾何設計均勻的路段。或不論曲率半徑的長短，如果分析路段只包含單一平曲線，則該路段亦為幾何設計均勻的路段。複雜路段包括坡度路段、有超車行為之路段或幾何設計不均勻(如有曲率半徑不同之平曲線)的路段。

單純路段的分析不必依靠電腦模擬，複雜路段的分析則須利用本所發展的 2021 年公路交通系統模擬模式(2021 Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 2021HTSS 模式)[8,9]。原則上，有分析性方法可用時，就不必用 2021HTSS 模式。

如有必要分析郊區雙車道公路上之號誌化路口，則暫時可用第十一章或第十三章所述之分析方法，但宜將停等車疏解率減少 20%~25%。

12.3 幾何設計及交通狀況

12.3.1 幾何設計

郊區雙車道公路部分由交通部公路總局管轄養護，部分由地方政府負責。根據 103 年度公路總局公路交通量調查統計表[10]，省道雙車道公路的車道寬、路肩寬及慢車道的設置有下列狀況：

1. 最常見的快車道寬度在 3.3~3.8 公尺之範圍。有些車道寬只有 2.8 公尺(如花蓮縣台 8 線 186K+500 太魯閣口)，但車道寬也可能超過 5 公尺(如嘉義縣台 18 線 77K+090 十字路)。
2. 路肩寬通常不超過 2 公尺，許多路肩寬在 0.2~0.5 公尺之範圍。因此多數的路肩不能讓小車安全的停靠，如圖 12.1 所示。
3. 慢車道寬很少超過 2.5 公尺，常見的寬度在 1.8~2.2 公尺之範圍。公路總局之調查路段中，南投縣及以北地區大約只有 15% 設有慢車道，南投縣以南之地區則超過半數設有慢車道。

縣道郊區雙車道公路的快車道寬度與省道差別不大。以新北市之縣 108 線為例，多數地點的車道寬在 3.4 及 3.9 公尺之間，有些地點之車道寬高達 6.4 公尺。路肩寬很少超過 2 公尺。



圖 12.1 郊區雙車道公路

不論省道或縣道，郊區雙車道公路常在丘陵區或山嶺區，因此經常有一連串的坡度路段及平曲線。例如桃園市復興區台 7 線約 2 公里長的路段中，坡度多數在 5%與 10%之間，而且大約有 70%的平曲線半徑在 19~82 公尺之範圍內[11]。新北市林口區縣 108 線上，一長約 2.5 公里的路段中共有 63 個曲率半徑不到 3,000 公尺之平曲線，其中 43 個平曲線的曲率半徑不到 150 公尺，最短的曲率半徑只有 9 公尺[8]，此路段之平均坡度大約為 5.5%。

12.3.2 一般性交通狀況

公路總局的調查資料顯示多數雙車道公路的雙向每日流量不超過 7,000 小車。即使在市區內，每日流量沒有超過 26,000 小車當量之路段。相關的車流狀況有下列性質：

1. 流量之方向係數很少超過 0.53。但臺中市台 8 線在佳陽調查站(青山及梨山之間)的係數高達 0.67。
2. 尖峰小時雙向流量(小車當量)很少超過 2,500 輛。多數地點的尖峰小時流量在 1,500 輛以下。基隆市台 2 線大武崙調查地點的情況特殊，其尖峰小時流量達 3,706 輛。
3. 多數地點之尖峰小時流量係數在 0.05 及 0.15 之間，超過 0.20 的地點很少。但是新北市台 2 丙線在十分寮地點之係數高達

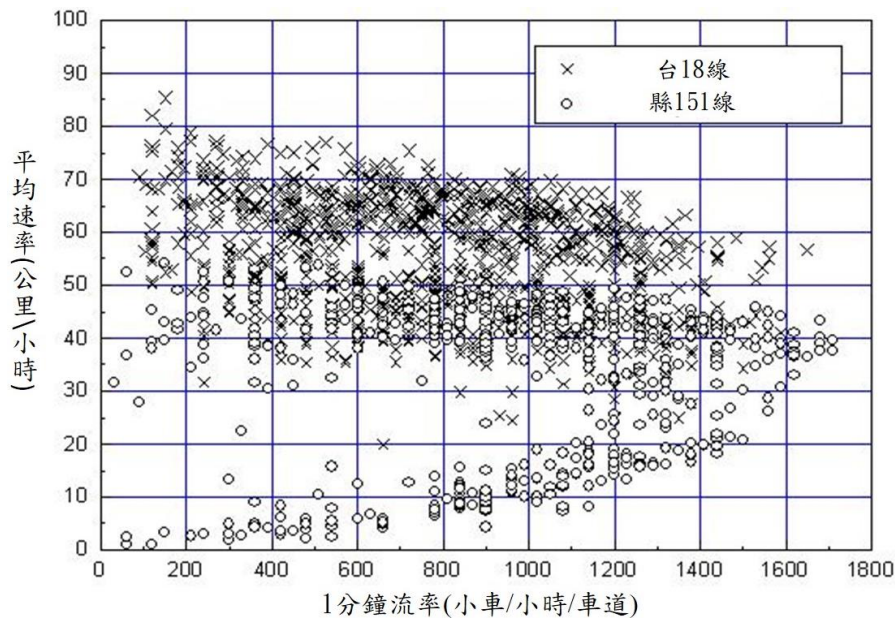
0.388，這係數表示將近 40%之每日流量集中在尖峰小時內。

4. 調查資料不包括尖峰小時係數(peak-hour-factor)，亦即尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比值。因尖峰小時流率不高，此係數可能在 0.9 以上。
5. 全天車流中，機車比例隨地點的變化相當大。一般而言，機車比例相當高。大約 40%以上調查地點的機車比例超過 30%。有不少調查地點的機車比例超過 50%。
6. 全天車流中，大客車的比例多數在 2.5%以下，但也可能超過 10%。
7. 全天車流中，多數的大型貨車為單體大貨車，其比例一般也不到 2.5%。超過 5%的情形不多，但是在新北市台 9 線碧湖的大貨車占 16.6%。全聯結車幾乎不存在。

郊區雙車道公路的流率很少有超過容量的情形，因此很難蒐集現場資料來估計容量。德國長雙車道公路的單向容量大約在 1,200~1,400/小時之範圍，雙向容量不太可能超過 2,500 輛/小時[12]；日本雙車道快速道路的單向容量只有 1,100~1,180 輛/小時[13]。美國 TRB 2000 年之公路容量手冊[7]將雙車道公路單向容量訂為 1,700 小車/小時，雙向容量則限定為 3,200 小車/小時。

為了估計郊區雙車道公路的容量，本所在 2008 年及 2009 年春節期間蒐集平坦雙車道公路上的流率與速率關係，調查地點包括南投縣從鹿谷往溪頭縣 151 線之 1.55K 處及阿里山公路(台 18 線) 31+900K 處。這兩處的速限皆為 50 公里/小時，車道寬各為 3.8 公尺及 3.6 公尺。縣 151 線地點之路肩在 0.5~1.0 公尺之範圍，台 18 線地點沒有路肩。調查結果如圖 12.2 所示[14]。因為資料仍不夠充分，所以兩調查地點的單向容量難以確定。

平均自由速率較高的路段一般會有較高的容量。因此坡度、坡長、平曲線之曲率半徑皆為影響容量之因素。其他狀況，如車道寬及路肩寬，也可能影響容量。但是車道寬及路肩寬的影響程度難以估計。本章的分析車道寬在常見的 3.3~3.8 公尺之範圍。在這範圍內，本章假設車道寬及路肩寬不影響交通運轉之效率。



資料來源：[14]。

圖 12.2 台 18 線及縣 151 線雙車道公路之流率與速率關係

郊區雙車道公路上之超車行為影響行車安全及公路之運輸功能。但是臺灣缺乏有關超車行為的研究。因此 2021HTSS 模式的超車邏輯是參考國外文獻[15,16,17,18]所描述的超車行為所建立。限制超車動作之主要因素為駕駛者之瞬間超車視距(passing sight distance)的長短。一般駕駛者受前方慢車阻礙時會先跟隨，而在與前方車輛之車距減少到 3 秒以下時，才決定是否超車。如瞬間之超車視距足夠，且前方車輛之間有充分車距，則開始加速進入對向車道。超車時之速率遠高於被超車車輛之速率。回到原來車道時與前方、後方及對向車輛皆須保持一定之安全距離。

12.3.3 平坦路段之小車當量

在平坦路段上，同一車道各車種的速率相差不大，因此可根據跟車時所需之平均車距或在不同車種組成狀況下的容量訂定不同車種之小車當量。使用小車當量可簡化分析方法，但使用小車當量來分析坡度路段之服務水準會過度簡化交通運轉之複雜性，因而嚴重的影響分析結果的可靠性。因此，本章不採用小車當量評估坡度路段之服務水準。

本所尚未探討郊區雙車道公路各車種的小車當量。本章暫時採用第十一章 11.3.1.5 節所敘述之小車當量。大客車、大貨車及半聯結車

之小車當量大約各為 1.2、1.25 及 1.5。機車之小車當量隨車道寬及機車比例而變。在寬 3.2~6.0 公尺車道上之機車的小車當量與機車百分比的關係可用下式來代表：

$$E_m = \left(0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{-(P - 41.144)/9.612}}\right)(1.39 - 0.1116W) \quad (12.1)$$

此式中，

E_m = 機車之小車當量；

P = 機車占一般車道車輛之百分比 (%)；

W = 車道寬(3.2~6.0 公尺)。

12.3.4 平直路段之平均自由速率

平均自由速率不容易準確的估計。例如前述阿里山公路(台 18 線)及鹿谷往溪頭縣 151 線有同樣的速限，台 18 線公路的車道及路肩皆比縣 151 線窄，但圖 12.2 顯示台 18 線公路的平均自由速率比縣 151 線的平均自由速率約高 20 公里/小時。

12.3.5 單向平直路段代表性流率與速率之關係

根據國內、外現場資料及模擬結果，本章提供圖 12.3 來分析平直路段一般車道於不同自由速率下之流率與速率關係。這些關係可用表 12.1 之模式來代表。

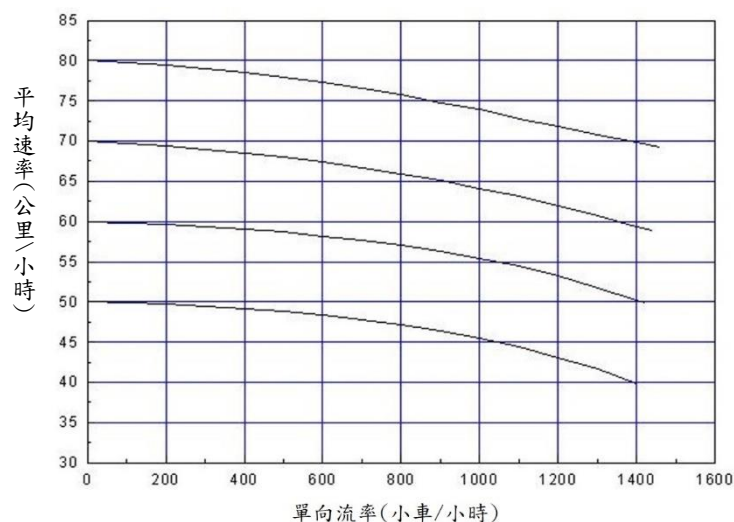


圖 12.3 單向平直路段代表性流率與速率關係

表 12.1 單向平直路段之流率與速率代表性關係

自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時)	流率 Q 與速率 V 之關係	容量 Q_{max} (小車/小時)	臨界速率 (公里/小時)
80	0 ~ 1,460	$V = 81.027 - \frac{17.387}{1 + e^{-\frac{Q-1,148.0}{416.98}}}$	1,460	69
70	0 ~ 1,440	$V = 71.978 - \frac{38.451}{1 + e^{-\frac{Q-1,859.1}{632.59}}}$	1,440	59
60	0 ~ 1,420	$V = 60.823 - \frac{46.470}{1 + e^{-\frac{Q-2,004.3}{496.04}}}$	1,420	50
50	0 ~ 1,400	$V = 50.785 - \frac{77.623}{1 + e^{-\frac{Q-2,303.2}{498.50}}}$	1,400	40

12.3.6 單向平直路段之容量

郊區雙車道公路在進入壅塞狀況之前能持續的最高流率隨不同日期中尖峰車流狀況及流率持續時間之長短而變。本章將郊區雙車道公路平直路段的單向容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

直接估計能持續 1 小時之最高流率的平均值需要大量之現場資料才能取得足夠的樣本，但是能持續 1 小時之最高流率的平均值大約為能持續 15 分鐘之最高流率平均值的 96.5%[9]，因此能持續 1 小時之容量可從能持續 15 分鐘之容量來估計。表 12.1 提供郊區雙車道公路單向平直路段一般車道可能之容量值。

12.3.7 代表性車輛之總重/馬力比

同一類型車輛(如大貨車)爬坡特性的主要影響因素為車輛的總重/馬力比。總重包括車輛本身、駕駛員、乘客及貨品之重量。馬力指瞬間從引擎輸出之馬力，而非引擎能輸出之最高馬力，瞬間馬力受到駕駛行為及車輛設計的影響。適用於分析臺灣郊區雙車道公路的代表性車輛屬性如表 12.2 所示[8]。

表 12.2 郊區雙車道公路代表性車輛之總重/馬力比

車種	總重(kg)	馬力(kW)	總重/馬力比(kg/kW)
小車	2,000	40	50.0
機車	180	5.5	32.8
大客車	15,000	180	83.3
大貨車	10,000	135	74.0
聯結車	20,000	190	105.3

資料來源：[8]。

12.3.8 代表性聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係

郊區公路常有坡度相當大的路段，這些路段可能造成車速降低，因而影響路段之容量及服務水準。分析公路容量及服務水準的方法通常假設坡度對小車沒有影響。現場資料顯示這是一錯誤的觀念 [19,20,21]。一般而言，進入上坡時之起始速率越高，坡度對速率的負面影響越大。

規劃坡度路段時，宜採用允許通行車種中總重/馬力比最大者作為代表性車輛來分析其速率變化，以評估坡度與坡長之組合。根據表 12.2 所列，郊區雙車道公路總重/馬力比最大之 105.3 kg/kW 代表性聯結車於單純坡度路段之速率與行車距離(水平投影距離)關係如圖 12.4~圖 12.6 所示。這些圖可根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用者手冊例題 6 所述之方法建立。

12.3.9 複雜路段平均速率與流率之關係

複雜路段之速率與流率關係受坡度、坡長、曲率半徑、允許超車路段長度、車種組成、車道使用行為等許多因素之影響。目前分析複雜路段還須依賴模擬模式。

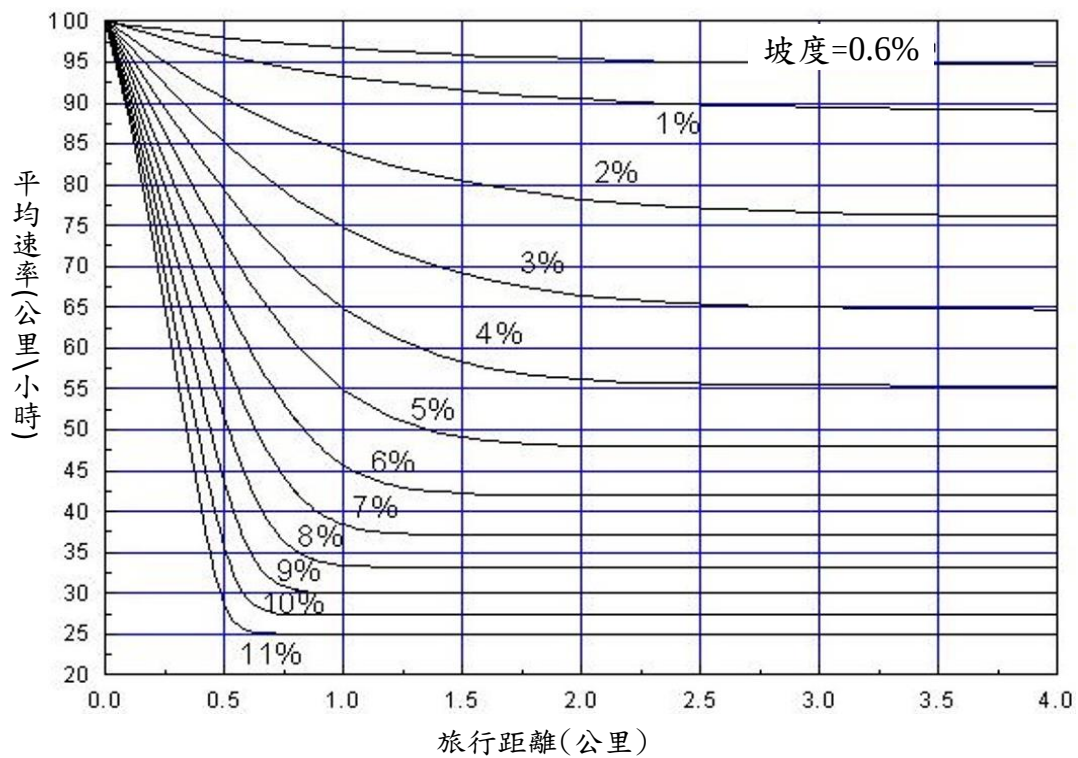


圖 12.4 郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車高速上坡後，速率與旅行距離的關係

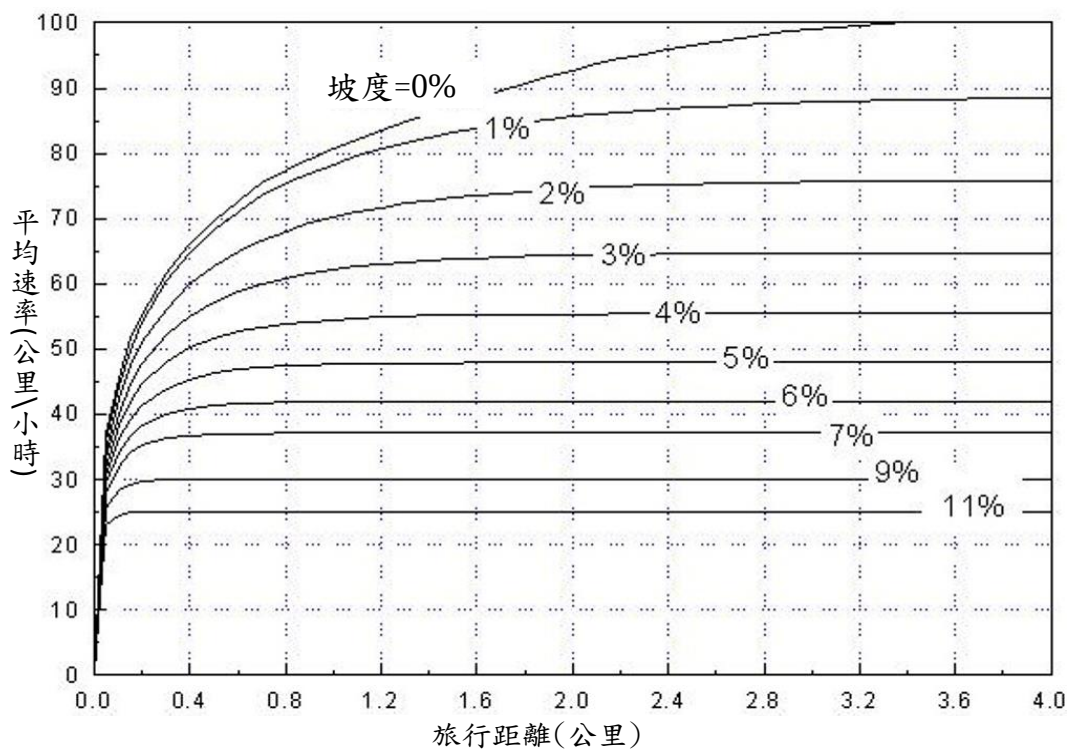


圖 12.5 郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速上坡後，速率與旅行距離的關係

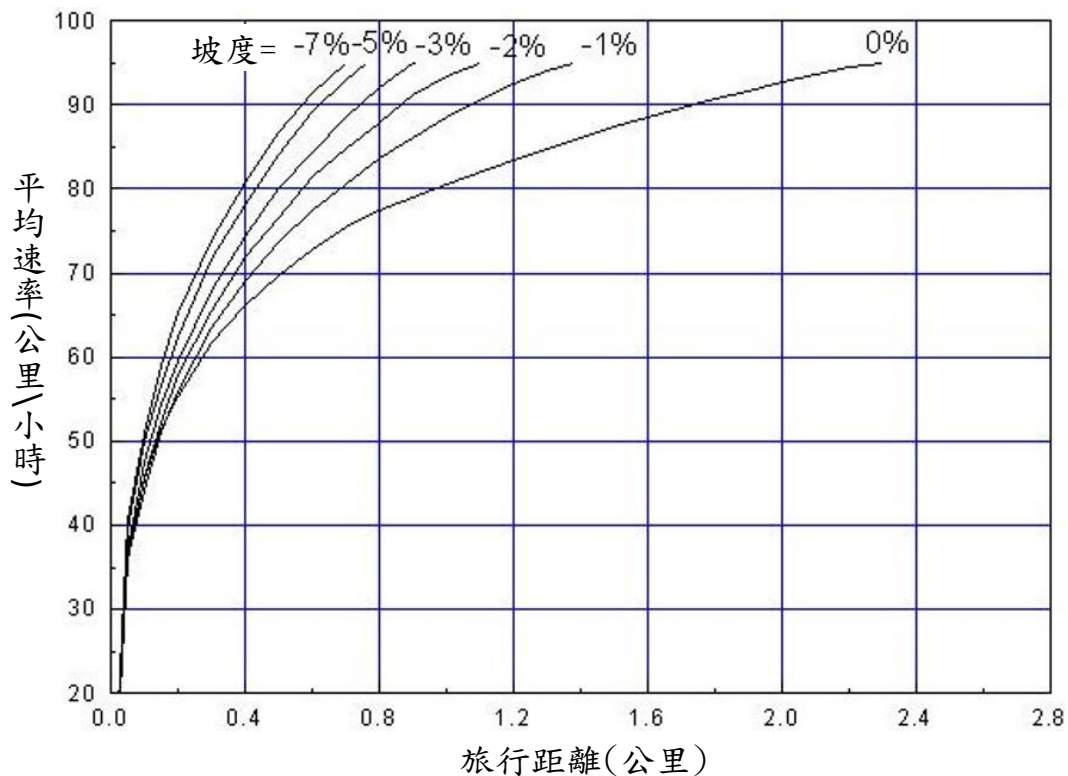


圖 12.6 郊區雙車道公路 105.3 kg/kW 聯結車低速下坡後，速率與旅行距離的關係

12.4 績效指標及服務水準劃分標準

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

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

現況評估時，因需求流率難以調查，若路段速率已偏低，亦表示

車流呈壅塞狀態、需求流率/容量比(V/C 比)超過 1.0。

規劃設計時，平直路段以設定最低可接受的 V/C 比服務水準為原則。但在有坡度或平曲線的路段上，V/C 比可能難以反映實際的服務品質。例如在一陡的上坡上，V/C 比低，速率也低，從 V/C 比的立場而言，服務品質甚佳，但從速率的角度而言，服務水準並不理想。

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

服務水準之劃分標準如表 12.3 及表 12.4 所示，根據 V/C 比劃分之服務水準有 6 級。A 級代表自由旅行狀況，F 級代表需求流率高於容量之壅塞狀況，E 級屬於穩定狀態，但偶爾會進入壅塞狀況的可能性相當顯著。所以設計公路時，不宜根據 E 級之服務水準。而 D 級之服務水準也不理想，故只宜用在規劃市區路段。A、B 及 C 級則適用於規劃郊區路段。

根據 V/C 比及平均速率/速限比所訂定的服務水準等級須用一合成等級來代表。例如一路段的服務水準等級為 A3，則表示該路段的壅塞程度很低(V/C 比不超過 0.25)，平均速率與速限的比值不理想。一般而言，平直路段的 V/C 比越低，平均速率會越高。

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

採用分析路段的速限作為基準速限，不宜用來比較速限不同路段的相對服務水準。若以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

表 12.3 非阻斷性車流路段需求流率/容量比服務水準劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	$V/C \leq 0.25$
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	$V/C > 1.0$

表 12.4 非阻斷性車流路段平均速率/速限比服務水準劃分標準

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

12.5 分析方法

本章分析對象分成下列三項：

1. 評估單純路段之服務水準；
2. 評估在自由旅行狀況下 105.3 kg/kW 代表性重車上、下坡時速率之變化；
3. 評估複雜路段之服務水準。

分析方法隨分析對象而異。

12.5.1 單純路段之服務水準分析

單純路段指平坦、幾何設計均勻而且沒有超車行為的路段，若分析路段任何一點的曲率半徑皆超過 300 公尺或不論曲率半徑的長短，分析路段只包含單一平曲線，則該路段為幾何設計均勻的路段。

12.5.1.1 訂定幾何設計狀況

單純路段只分析一般車道，如有慢車道，本章假設其服務水準與快車道相近，不另外分析。其他幾何設計狀況主要為曲率半徑及超高率(superelevation rate)。

12.5.1.2 訂定須維持之服務水準

規劃及設計公路必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。郊區雙車道公路非阻斷性車流單純路段的服務水準以不低於 C2 為原則。

運轉分析之目的在於評估一設施所能提供之服務水準，所以不必事先訂定最低應維持之服務水準。但評估結果一般用於決定一設施之服務水準是否能接受，或訂定改善不同設施之優先順序，所以在決策的過程中仍須訂定一最低應維持之服務水準。

12.5.1.3 訂定需求流率

需求流率指在尖峰 15 分鐘內欲使用一般車道之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。分析路段若有壅塞狀況，需求流率則必須根據該路段壅塞區上游(停等車隊或慢行車隊之上游)，從各方向欲進入分析路段的流率來估計。短於 15 分鐘之分析沒有實用價值。如果分析時段為 15 分鐘，則需求流率可訂為該 15 分鐘內之平均流率，不必考慮時間的變化性。但如果分析時段較長(例如尖峰小時)，長時間內之流率可能隨者時間而有顯著變化，所以應將分析時段切割成不同短時段，每時段的需求流率根據預測或現場資料來訂定。但目前只有電腦模擬才能合理分析隨時間變化的需求流率。

一般而言，在接近或已進入壅塞狀況時之情況下，尖峰 15 分鐘之運轉對隨後的運轉可能有深遠的影響。因此訂定需求流率時，宜根

據下列原則：

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

分析一現有路段時，可取得之流率資料常為尖峰小時流率，在這情況下，平均每車道之尖峰 15 分鐘流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{(1-P_m)Q_{60} + P_m U_m Q_{60}}{PHF} \quad (12.2)$$

此式中，

Q_{15} = 分析方向尖峰 15 分鐘一般車道之流率(輛/小時) ；

Q_{60} = 分析方向尖峰小時流率(輛/小時) ；

P_m = 分析方向機車占總車輛之比例；

U_m = 機車使用一般車道之比例；

PHF = 尖峰小時係數。

不同的分析路段有不同的車流特性，所以估計需求流率所需的資料最好參考分析路段所在地類似公路的狀況來估計。目前比較缺乏的資料包括 PHF 及 U_m 。如無法從現場調查直接估計 Q_{15} ，適用的 PHF 可能在 0.85 及 0.95 之間。至於 U_m ，目前沒有調查資料可參考。HTSS 模式假設在有慢車道的路段上，機車駕駛員會比較下游慢車道及快車道能用之空間，如果快車道上之空間比較理想，則機車會轉進快車道。根據此模擬行為，大約 25% 之機車會使用快車道 ($U_m=0.25$)。

分析一尚在規劃中之路段時，式(12.2)中之尖峰小時流率可估計如下：

$$Q_{60} = (ADT)_0 (1+i)^n \times K \times D \quad (12.3)$$

此式中，

$(ADT)_0$ = 基年平均每日流量(輛/日)；

i = 每日流量之年增率(%/100)；

n = 設計年(design year)與基年之差距(年)；

K = 設計小時流量係數(可用尖峰小時流量與全天流量之比值估計)；

D = 車流方向係數。

常見的設計小時流量係數 K 在 0.09 及 0.13 之間。常見的車流方向係數在 0.50 及 0.53 之間。但這些係數的變異範圍不小，所以選擇適用值之前應參考分析路段附近類似公路之狀況。公路總局之統計資料可協助此工作。

12.5.1.4 估計對等小車流率

使用圖 12.3 及表 12.1 之前必須將尖峰 15 分鐘流率 Q_{15} 轉換成對等小車流率。轉換的工作可根據下式：

$$Q_e = Q_{15} [1 + P_{m2}(E_m - 1) + P_t(E_t - 1)] \quad (12.4)$$

此式中，

Q_e = 一般車道之尖峰 15 分鐘對等小車流率(小車/小時)；

Q_{15} = 一般車道之尖峰 15 分鐘流率(輛/小時)；

P_{m2} = 行駛一般車道之機車占一般車道總車輛之比例；

E_m = 機車之小車當量(見 12.3.3 節)；

P_t = 大車占一般車道總車輛之比例；

E_t = 大車之小車當量(見 12.3.3 節)。

式(12.4)中之機車比例 P_{m2} 可估計如下：

$$P_{m2} = \frac{P_m U_m}{1 + P_m (U_m - 1)} \quad (12.5)$$

此式之 P_m 及 U_m 的定義與式(12.2)所用之定義相同。

12.5.1.5 估計平均自由速率 V_{fs} 、 V_{fe}

如沒有現場資料可用，本章建議用下列公式估計平坦直線路段或曲率半徑超過 900 公尺之路段的平均自由速率，此時自由速率只受速限控制：

$$V_{fs} = 0.9V_L + 19 \quad (12.6)$$

此式中，

V_{fs} = 平直或曲率半徑超過 900 公尺之路段的平均自由速率 (公里/小時)；

V_L = 速限(公里/小時)。

如果一分析路段的曲率半徑不超過 900 公尺，則先估計公路設計用的平衡速率(equilibrium speed)[18]：

$$V_e = \sqrt{127R(e + f)} \quad (12.7)$$

此式中，

V_e = 公路設計之平衡速率(公里/小時)；

R = 曲率半徑(公尺)；

e = 超高率(%/100)；

f = 側面摩擦係數。

根據 AASHTO 公路設計規範[18]所設定的安全而舒適的最高側面摩擦係數可用下式來估計：

$$f = 0.1845 - 2.747 \times 10^{-4}V_e - 3.996 \times 10^{-6}V_e^2 \quad (12.8)$$

如將式(12.7)及式(12.8)合併，則平衡速率 V_e 可估計如下：

$$V_e = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (12.9)$$

此式中，

$$A = 1 + 507.5 \times 10^{-6}R ;$$

$$B = 349.0 \times 10^{-4}R ;$$

$$C = -127R(e + 0.185)。$$

從式(12.9)所估計之平衡速率相當保守。通常車輛可以較高的速率安全的通過平曲線。以新北市林口區縣 108 線上一曲率半徑只有 18.5 公尺之平曲線為例。假設超高率為 6%，則平衡速率大約為 23 公里/小時，但現場平均自由速率將近 34 公里/小時。同一路段上一平衡速率大約 41 公里/小時之平曲線，其現場平均自由速率則高達 61 公里/小時。平衡速率與平均自由速率的關係尚不能斷論。本章用下列的關係估計平均自由速率：

$$V_{fc} = 1.5V_e < V_{fs} \quad (12.10)$$

此式中，

V_{fc} = 平曲線上之平均自由速率(公里/小時)；

V_e = 從式(12.9)所估計之平衡速率(公里/小時)；

V_{fs} = 從式(12.6)所估計之平均自由速率(公里/小時)。

12.5.1.6 估計容量 Q_{max} 及 V/C 比

根據平均自由速率(式 12.6 之 V_{fs} 或式 12.10 之 V_{fc})的估計值，可用表 12.1 估計容量 Q_{max} 。例如表 12.1 顯示平均自由速率為 60 及 70 公里/小時之相關容量各為 1,420 及 1,440 小車/小時/車道。所以平均自由速率為 64 公里/小時之容量可內插估計為 $1,420 + (1,440 - 1,420)(64 - 60)/(70 - 60) = 1,428$ 小車/小時/車道。V/C 比可根據 Q_{max} 及從式(12.4)所估計之 Q_e 訂為 Q_e/Q_{max} 。

12.5.1.7 估計平均速率 $\bar{V}$ 與速限 V_L 之比值

根據估計的平均自由速率(式 12.6 或式 12.10)及尖峰 15 分鐘需求流率(式 12.4)，可用圖 12.3 或表 12.1 估計相關之平均速率。

例如平均自由速率為 55 公里/小時，尖峰 15 分鐘對等小車流率為 950 小車/小時，可從表 12.3 估計 $Q = 950$ 小車/小時，平均自由速率為 50 及 60 公里/小時之平均速率分別為 46 及 56 公里/小時。則平均自由速率為 55 公里/小時的平均速率可以內插估計為 51 公里/小時。

而估計平均速率/速限比之基準速限，須根據 12.4 節所述之原則選用。

12.5.1.8 訂定服務水準等級

根據上述所估計之 V/C 比及平均速率/速限比，表 12.3、12.4 可用來訂定服務水準的等級。例如 V/C 比的比值為 0.65，平均速率與速限的比值為 0.8，則路段的服務水準為 C2。

12.5.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析

重車爬坡性能比小車差，因此在坡度路段上的車速可能有相當大的差異。這種差異不僅會減低服務水準，也可能造成交通安全之惡化。因此公路設計之工作有必要評估代表性重車在坡度路段時，其速率與行車距離(水平投影距離)之關係，來評估坡度與坡長的組合。本章圖 12.4~圖 12.6 可用來協助單純坡度路段之評估工作。比較精密的評估則須依賴模擬模式。本節說明用圖分析之方法。

應用圖 12.4~12.6 之前須將分析路段之縱切面(profile)用一系列近似縱切線(vertical tangent)來代表。這工作有兩種情況。第一種情況是沿中心線在不同地點的高程已知，在這情況下，兩地點之間的縱切面平均坡度可估計如下：

$$G = \frac{100(Z_b - Z_a)}{X_b - X_a} \quad (12.11)$$

此式中，

G = 從點 a 到點 b 之平均坡度(%)；

Z_a = 點 a (上游定點)之高程(公尺)；

Z_b = 點 b (下游定點)之高程(公尺)；

$X_b - X_a$ = 點 a 與點 b 之水平距離(公尺)。

根據式(12.11)所估計之平均坡度 G ，在兩點之間的縱切面可用一坡度等於 G 之縱切線來代表，如圖 12.7 所示。

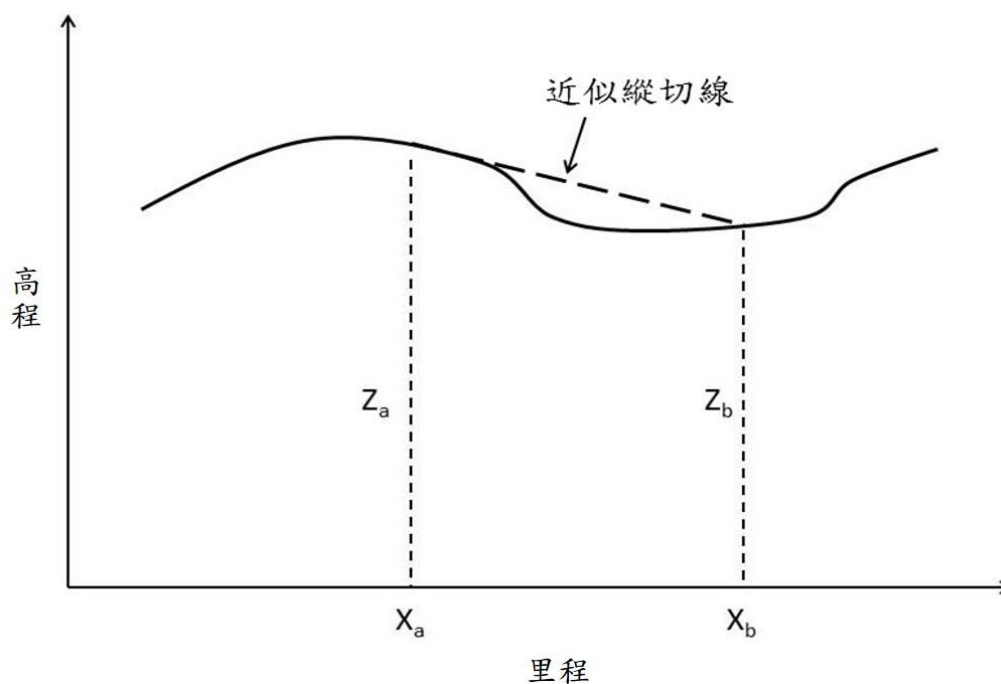
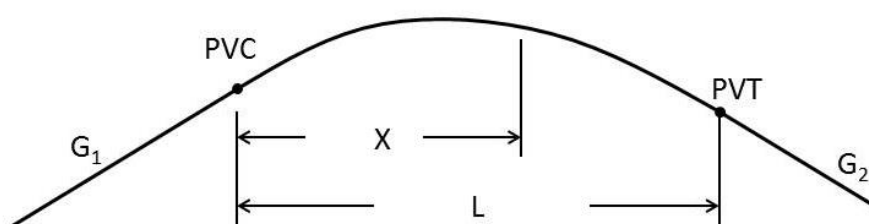
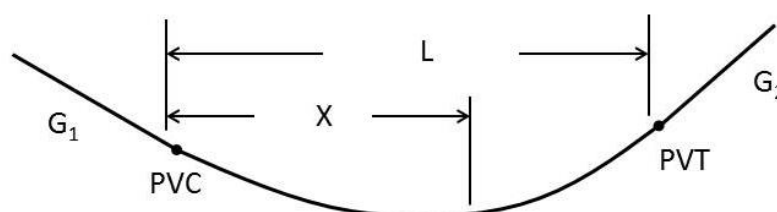


圖 12.7 縱切面用近似縱切線來代表之情況一

第二種情況為分析路段符合現代公路設計標準。這種路段的縱切面只含有縱切線及呈拋物線形之縱曲線(vertical curve)，如圖 12.8 所示。在這情況下，縱曲線須用數個近似縱切線來代表。



(a) 凸型縱曲線



(b) 凹型縱曲線

圖 12.8 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖

此轉換工作須根據下式估計在數個縱曲線上定點的坡度：

$$G_x = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} X \quad (12.12)$$

此式中，

G_x = 縱曲線上一定點之坡度(%)；

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

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

L = 縱曲線長度(公尺), 亦即 PVC 與 PVT 之水平距離；

X = 縱曲線上定點與 PVC 之水平距離(公尺)。

而縱曲線上兩定點之間的平均坡度等於在該兩地點個別坡度的平均值。

根據這原則, 縱曲線可迅速的用數個縱切線來代表。以圖 12.9 所示之縱切面為例, PVC 之坡度為+5%, PVC 下游 300 公尺處之坡度為+2%(5+(-4-5)/900×300), 因此 PVC 下游 300 公尺內的縱切面可用一坡度等於+3.5%((5+2)/2)之縱切線來代表。

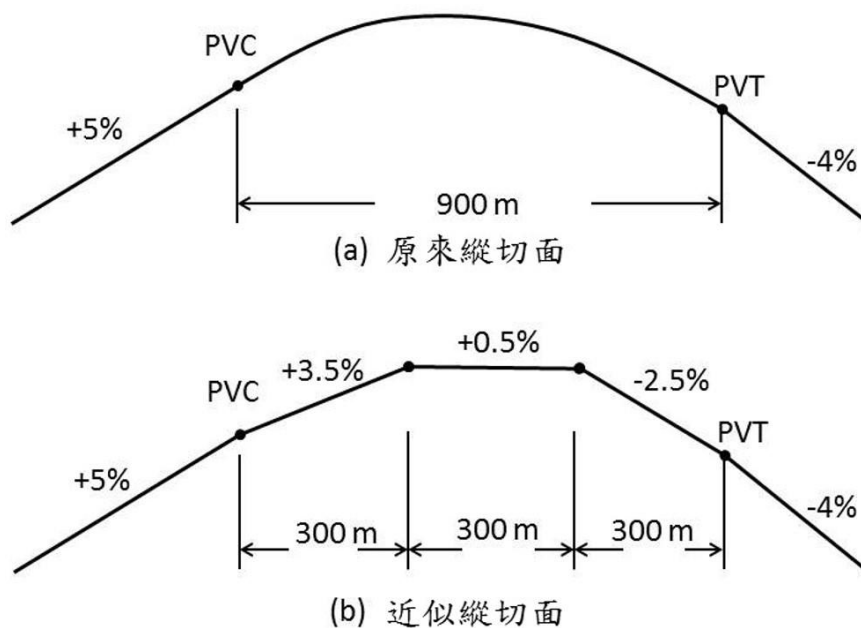


圖 12.9 縱切面用近似縱切線來代表之情況二

第二項工作是用圖 12.4~圖 12.6 估計在各近似縱切線起點及終點之自由速率。規劃及設計單純或複雜坡度路段時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，不宜下降 15 公里/小時以上。本章 12.6 節例題 4 說明相關之估計方法。

12.5.3 複雜路段之服務水準分析

分析路段如有坡度、或有超車行為或有一連串的平曲線，則前述分析單純路段的方法不適用。例如一曲率半徑 100 公尺之平曲線與下游一曲率半徑 40 公尺之平曲線的距離很短，則在上游平曲線的速率會受到下游平曲線的限制，因此不能獨立分析上游平曲線。本章提供 HTSS 模式做為分析複雜路段的工具。本節說明判別單純坡度路段以及應用 HTSS 模式評估服務水準之方法。

12.5.3.1 單純坡度路段之判別

郊區雙車道公路坡度路段為代表性重車(總重/馬力比=105.3 kg/kW)以速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時之速率 V_0 (公里/小時)進入上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時之路段。一路段是否判別為坡度路段可根據下列步驟檢核。

1. 用式(12.13)估計上坡時可維持最低速率，此速率稱為爬行速率 (crawl speed)。

$$V_{min} = 14.89 + 80.115e^{\frac{-(G - 0.6)}{5.01071}} \quad (12.13)$$

此公式中，

V_{min} =爬行速率(公里/小時)；

G =坡度(%)。

2. 如果進入上坡之速率 V_0 (速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時)低於或等於 $V_{min}+5$ 公里/小時，則速率之下降不會超過 5 公里/小時，因此分析路段可視為平坦路段。
3. 如果進入上坡之速率 V_0 高於 $V_{min}+5$ ，需再分別估計以 100 公里/小時之速率進入上坡之後，速度降到 V_0 及 V_0-5 之相關行車距離 X_1 (公里)及 X_2 (公里)。

4. 當代表性重車以 100 公里/小時速率進入一坡度均勻上坡之後，其速率與行車距離的關係可用下式代表：

$$V = A + \frac{B-A}{1+e^{-\frac{X-C}{D}}} \quad (12.14)$$

此式中，

V = 速率(公里/小時)；

X = 行車距離(公里)；

A, B, C, D = 表 12.5 所示的係數。

如有必要估計一特定速率之相關行車距離，式(12.14)可轉換成下式：

$$X = C - D \left[\ln \left(\frac{B-A}{V-A} - 1 \right) \right] \quad (12.15)$$

則速度降到 V_0 及 V_0-5 之相關行車距離 X_1 (公里)及 X_2 (公里)，可以式(12.16)及式(12.17)分別估算。

$$X_1 = C - D \left[\ln \left(\frac{B-A}{V_0-A} - 1 \right) \right] \quad (12.16)$$

$$X_2 = C - D \left[\ln \left(\frac{B-A}{V_0-5-A} - 1 \right) \right] \quad (12.17)$$

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

上述工作可用「臺灣公路容量分析專區」網站所提供的 checkgrade.exe 執行檔來執行，有意使用者須將該執行檔下載至作業系統為 windows 之電腦，於同一個目錄資料夾(folder)中建立一個輸入檔。此輸入檔須定名為 input.txt。輸入檔 input.txt 須包括 2 行資料。第一行資料為公路類型，必須為 FREEWAY(表示分析對象為高速公路)、MULTI(表示分析對象為郊區多車道公路)或 TWO(表示分析對象為郊區雙車道公路)。第二行須包括進入分析路段之速率 V_0 (公里/小

時)、坡度(%)以及坡長(公尺)，下列兩行為 input.txt 之一例。

TWO

80.0 3.8 470.0

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

表 12.5 式(12.14)之係數估計模式

係數	坡度 G(%)	估計模式
A	≤1.25	$A = 123.14 + 41.34 / (1 + e^{-\frac{G-0.94459}{0.18804}})$
	1.25~6.0	$A = 102.38408 + 55.42065e^{-\frac{G-1.25}{3.41723}}$
	6.0~8.0	$A = 107.56913 + 8.89087e^{-\frac{G-6.0}{2.57643}}$
	8.0~10.0	$A = 108.23653 + 3.42347e^{-\frac{G-8.0}{1.62974}}$
	10.0~14.0	$A = 106.4775 + 3.6125e^{-\frac{G-9.0}{3.72767}}$
B	≤14.0	$B = 14.71135 + 80.3349e^{-\frac{G-0.6}{5.02991}}$
C	≤2.0	$C = -2.17783 + 0.83989G$
	2.0~4.0	$C = -6.0639 + 6.40946 / (1 + e^{-\frac{G-0.014799}{1.0453}})$
	4.0~6.0	$C = 0.18338 + 0.12565 / (1 + e^{-\frac{G-4.4583}{0.31334}})$
	6.0~8.0	$C = 0.31037 - 0.043 / (1 + e^{-\frac{G-7.7349}{0.59914}})$
	8.0~14.0	$C = 0.33321 - 0.15637 / (1 + e^{-\frac{G-9.632}{2.0818}})$
D	≤2.0	$D = 1.3381 - 1.878 / (1 + e^{-\frac{G-3.3951}{1.8609}})$
	2.0~6.0	$D = 0.05851 + 0.67823e^{-\frac{G-2.0}{3.15618}}$
	6.0~14.0	$D = 0.07023 + 0.18063e^{-\frac{G-6.0}{3.33893}}$

12.5.3.2 服務水準評估

不論有無坡度，本章只根據一般車道的運轉評估服務水準，而不考慮慢車道之運轉。因此用模擬結果評估服務水準時，只能用一般車道有關的輸出資料評估。

為避免運轉品質顯著變化而造成之壅塞及安全問題，坡度路段之服務水準應與附近平坦路段相同。例如在上坡之前之服務水準為 B2 級，則上坡也宜維持 B2 級。此外，郊區多車道公路非阻斷性車流路段服務水準以不低於 C2 為原則，規劃及設計上坡時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，也不宜下降 15 公里/小時以上。而在經費限制下，規劃及設計坡度路段之服務水準較平坦路段稍低尚可接受，但宜儘量避免低於 D3 級，複雜坡度路段之原則雖相同，惟可視經費、公路之重要性等實際情況而定。

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

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

輸入檔包括不同檔型(data type)之資料，主要項目如下：

1. 模擬控制：如重覆模擬之次數，資料蒐集開始及結束之時間等。
2. 節線之間的關係：如從一節線離開之後會進入哪一節線等。
3. 車道之設置。
4. 流率及車種比例。
5. 速限及自由旅行速率。
6. 坡度路段及平曲線之性質。

7. 各車種之代表性總重/馬力比。
8. 偵測站之設置。

模擬郊區雙車道公路車流時，2021HTSS 模式之使用者可設定單向 1 快車道及 1 慢車道，或單向只有 1 車道。坡度路段的幾何設計可用兩方式建立在輸入檔中。第一方式是設定每數十公尺距離之高程；第二方式是設定縱切線之起點、終點及坡度。一般應用時，模擬車輛之屬性(如車長、總重/馬力比、駕駛行為等)隨機變化。評估代表性車輛在坡度路段之自由速率變化可用輸入檔將車輛屬性固定，不隨車輛而變。

坡度路段的交通運轉特性受車道數、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道等因素的影響，圖 12.10 及圖 12.11 為在特定狀況之下，模擬上坡路段之容量及平均速率。

用 2021HTSS 模式分析路段之一大工作在於建立輸入檔。為利使用者方便利用，容量分析專區網站提供下列輸入檔範例以協助輸入檔之建立：

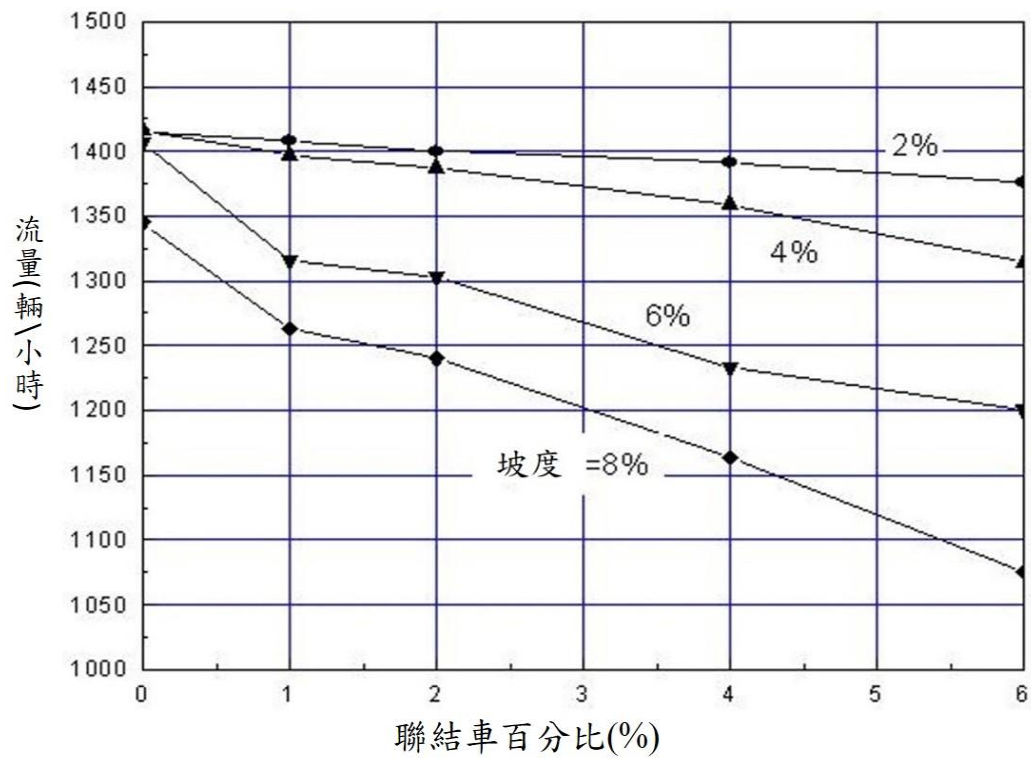
Two-1.txt (郊區雙車道公路，單向 1 車道)

Two-2.txt (郊區雙車道公路，單向 1 快車道及 1 慢車道)

2Lanes-S1.txt(郊區雙車道公路，一方向為 1 車道、另一方向為 1 快車道及 1 慢車道，各方向路段設為 1 節線)

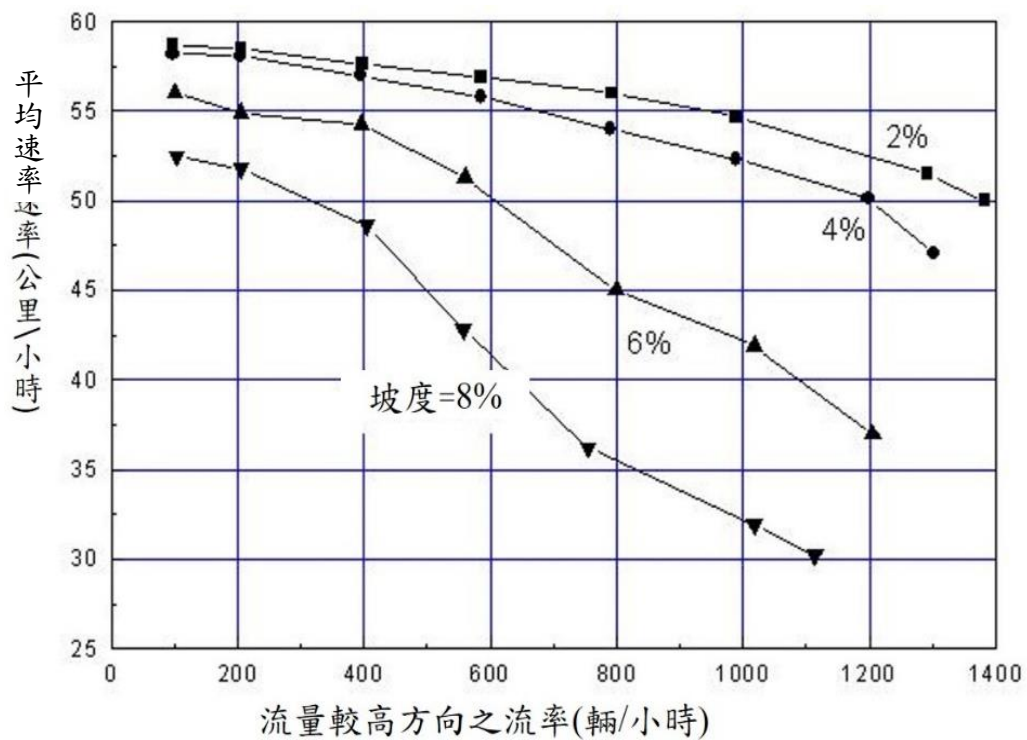
2Lanes-S2.txt(郊區雙車道公路，一方向為 1 車道、另一方向為 1 快車道及 1 慢車道，各方向路段切分為 2 節線)

本手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊第三、四、五節及第六節之例題(如例題 11 及 12)對這些輸入檔之建立及應用有詳細的說明。



註：1.5%大客車；坡長 2 公里；起點自由速率 60 公里/小時

圖 12.10 上坡路段容量模擬值



註：1.5%大客車；4%聯結車；坡長 2 公里；起點自由速率 60 公里/小時

圖 12.11 上坡路段平均速率模擬值

12.6 應用例題

12.6.1 例題 1

一郊區雙車道公路有一長 4 公里之平直路段。此路段有下列交通狀況：

- 雙方向各有一 3.5 公尺寬的一般車道
- 雙向尖峰小時流量= 2,000 輛
- 車流方向係數= 0.52
- 尖峰小時係數= 0.90
- 3%機車，5%大車，92%小車
- 速限= 60 公里/小時

試評估此路段之服務水準。

解：

假設此路段之交通運轉不受上下游路段的影響，則服務水準的評估工作如下：

1. 估計對等小車需求流率 Q_e

- 估計車流較大方向尖峰小時流率 Q_{60}
 $Q_{60} = 2,000 \times 0.52 = 1,040$ 輛小時
- 訂定式(12.2)中機車之比例 P_m
 $P_m = 0.03$
- 訂定式(12.2)中機車使用一般車道之比例 U_m
 $U_m = 1.0$
- 訂定式(12.2)中之尖峰小時係數 PHF
 $PHF = 0.9$
- 從式(12.2)估計尖峰 15 分鐘流率
 $Q_{15} = 1,156$ 輛/小時

- 從式(12.5)估計機車占一般車道總車輛之比例 P_{m2}

$$P_{m2} = 0.03 \times 1.0 / [1 + 0.03(1-1)] = 0.03$$

- 從式(12.1)訂定式(12.4)中之 E_m

$$E_m = \left(0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{\frac{0.03 - 41.144}{9.612}}} \right) (1.39 - 0.1116 * 3.5) = 0.69$$

- 訂定式(12.4)中之 P_t 及 E_t

$$P_t = 0.05 ,$$

$$E_t = 1.5$$

- 從式(12.4)估計尖峰 15 分鐘對等小車流率 Q_e

$$Q_e = 1,156 [1 + 0.03(0.69-1) + 0.05(1.5-1)] = 1,174 \text{ 小車/小時}$$

2. 估計平均自由速率 V_f

因為分析路段為平直路段，從式(12.6)可得：

$$V_f = V_{fs} = 0.9 \times 60 + 19 = 73 \text{ 公里/小時}$$

3. 估計容量 Q_{max} 及 V/C 比

從表 12.1，容量 Q_{max} 之估計值等於：

$$Q_{max} = 1,440 + \frac{1,460 - 1,440}{80 - 70} (73 - 70) = 1,446 \text{ 小車/小時}$$

$$V/C = Q_e / Q_{max} = 1,174 / 1,446 = 0.81$$

4. 估計平均速率 $\bar{V}$ 與速限 V_L 之比值

方法一：利用圖 12.3

平均自由速率 73 公里/小時、尖峰 15 分鐘之對等小車流率 Q_e 等於 1,174 小車/小時。圖 12.3 之流率與速率關係顯示相關之平均速率大約為 65 公里/小時。因此平均速率/速限比為 1.08。

方法二：利用表 12.1 之模式

平均自由速率 73 公里/小時、 Q_e 等於 1,174 小車/小時，則從表 12.1 之模式所估計得的平均速率大約等於 62.3 公里/小時。平均自由速率若為 80 公里/小時，則從表 12.1 之模式所估計得之平均速率

大約等於 72.1 公里/小時。因為分析路段之平均自由速率等於 73 公里/小時，所以其相關之平均速率等於 $62.3 + (72.1 - 62.3)/(80 - 70) \times (73 - 70) = 65$ 公里/小時。因此平均速率/速限比為 1.08。

5. 訂定服務水準等級

- 分析路段之 V/C 比為 0.81，平均速率/速限比為 1.08，因此從表 12.3、12.4 可知服務水準屬 D1 級。

12.6.2 例題 2

如果例題 1 之平直路段用一曲率半徑為 80 公尺之平曲線來替代，而且平曲線之超高率為 4%，試估計平均自由速率及容量。

解：

- 從式(12.6)估計只受速限控制之平均自由速率 V_{fs}

$$V_{fs} = 0.9 \times 60 + 19 = 73 \text{ 公里/小時}$$

從式(12.9)估計平衡速率 V_e

$$V_e = \frac{-2.792 + \sqrt{2.792^2 + 4 \times 2286 \times 1.0406}}{2 \times 1.0406} = 46 \text{ 公里/小時}$$

- 從式(12.10)估計在平曲線上之平均自由速率 V_{fc} (此速率不能超過 V_{fs})

$$V_{fc} = 1.5 \times 46 = 69 \text{ 公里/小時} < 73 \text{ 公里/小時}$$

- 根據表 12.1 及 $V_f = V_{fc} = 69$ 估計容量 Q_{max}

$$Q_{max} = 1,420 + (1,440 - 1,420) \frac{69 - 60}{70 - 60} = 1,438 \text{ 小車/小時}$$

12.6.3 例題 3

一規劃中之郊區雙車道公路單向有一快車道及一慢車道。其預測的狀況如下：

- 2018 年 ADT=10,000 輛
- 方向係數=0.52

- 設計年=2038 年
- ADT 之年成長率=2%
- 設計小時流量係數=0.12
- 尖峰小時係數=0.9
- 機車比例=5%
- 大車比例=5%
- 小車比例=90%
- 25%之機車行駛快車道
- 快車道寬 3.5 公尺

試估計尖峰 15 分鐘快車道之對等小車需求流率。

解：

- 從式(12.3)估計車流較高方向之尖峰小時流率 Q_{60}

$$Q_{60} = 10,000(1+0.02)^{20}(0.12)(0.52) = 927 \text{ 輛/小時}$$

- 訂定式(12.2)之 P_m 、 U_m 及 PHF

$$P_m = 0.05$$

$$U_m = 0.25$$

$$PHF = 0.9$$

- 從式(12.2)及 $Q_{60} = 927$ 估計尖峰 15 分鐘流率 Q_{15}

$$Q_{15} = 991 \text{ 輛/小時}$$

- 訂定式(12.4)中之 P_{m2} 、 E_m 、 P_t 及 E_t

從式(12.5)，

$$P_{m2} = \frac{0.05 \times 0.25}{1 + 0.05(0.25 - 1)} = 0.013$$

從式(12.1)，

$$E_m = \left(0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{-\frac{0.013 - 41.144}{9.612}}} \right) (1.39 - 0.1116 * 3.5) = 0.69$$

此外，

$$P_t = 0.05$$

$$E_t = 1.5$$

- 從式(12.4)估計對等小車流率 Q_e

$$\begin{aligned} Q_e &= 991[1+0.013(0.69-1)+0.05(1.5-1)] \\ &= 1,012 \text{ 小車/小時} \end{aligned}$$

12.6.4 例題 4

一郊區雙車道坡度路段之縱切面可用圖 12.12 所示之三縱切線來代表。一 105.3kg/kW 代表性半聯結車以 70 公里/小時之速率進入此路段(起點為 A 點)。試估計此車輛抵達每一縱切面終點時之速率。

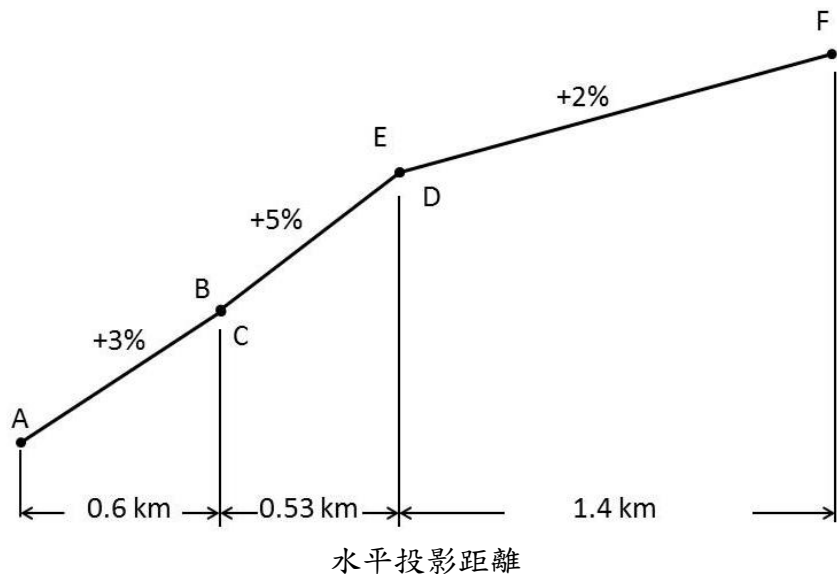


圖 12.12 分析路段縱切面示意圖

解

1. 代表車在起點的狀況(+3%上坡，速率 70 公里/小時)相當於圖 12.13 所示(此圖取自圖 12.4)，行車距離等於 1.4 公里之 A 點。
2. 從 A 點沿著+3%上坡行進 0.6 公里之後抵達 2.0 公里之地點。此地點為圖 12.14 中之 B 點。此地點亦即圖 12.12 中+3%上坡路段之終點，也是下一個+5%上坡之起點 C。代表車之速率為 66 公里/小時。

3. 圖 12.13 中 B 點的狀況(+3%上坡變成+5%上坡，速率等於 66 公里/小時)相當於同一圖中行車距離為 0.65 公里之 C 點。從此點沿著 +5%上坡行進 0.53 公里之後到達行車距離等於 1.18 公里之 D 點。此點為+5%上坡之終點；代表車速率為 52 公里/小時。
4. 代表車進入+2%之上坡時之速率為 52 公里/小時。從圖 12.13 可知在+2%上坡之速率皆高於 52 公里/小時。這表示代表車會開始加速，所以圖 12.13 不適用，而須改用圖 12.14 (此圖取自圖 12.5)。
5. +2%上坡，速率等於 52 公里/小時的狀況，相當於圖 12.14 中，行車距離約 0.22 公里處之 E 點。從此地點沿+2%行進 1.4 公里之後抵達行車距離 1.62 公里之地點，此點為圖 12.12 中之 F 點，亦即 +2%上坡之終點。代表車的車速為 73 公里/小時。

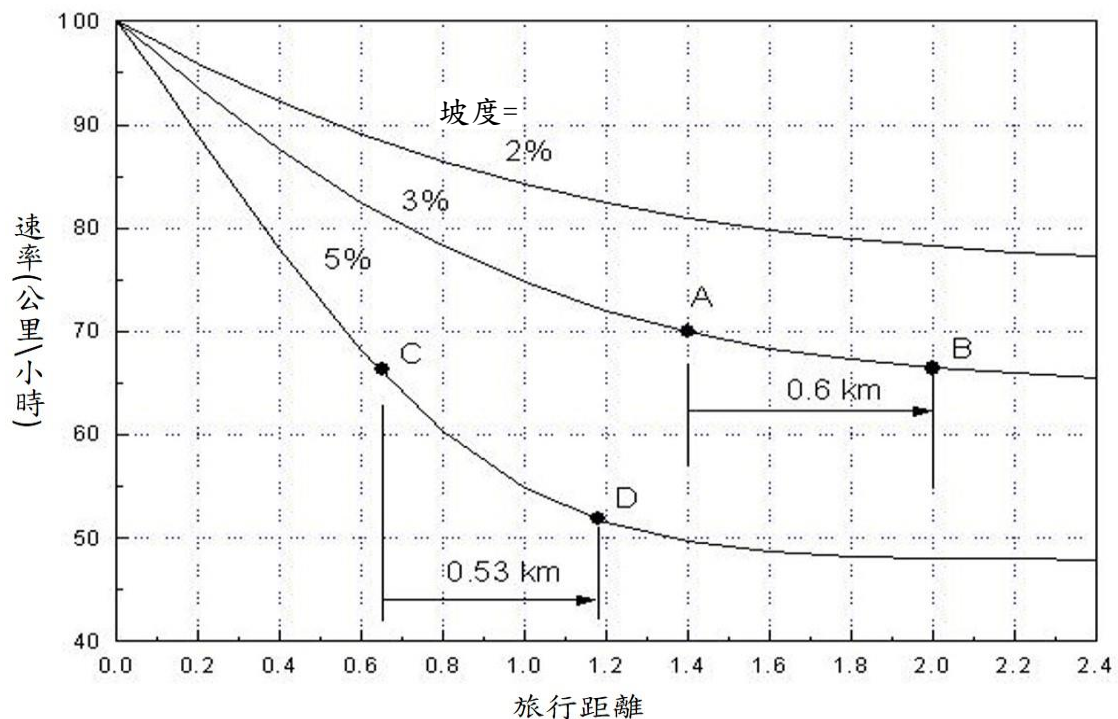


圖 12.13 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係

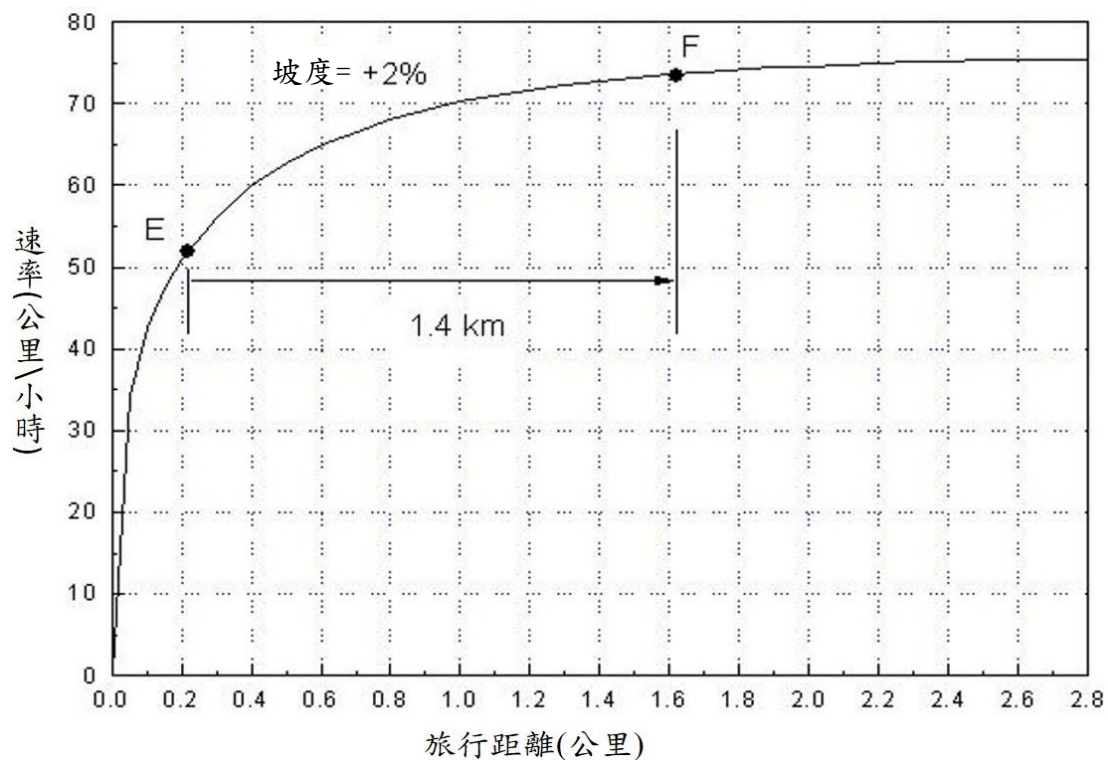


圖 12.14 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係

根據上述之分析，代表車在各縱切線起點及終點的速率如下：

- A 點：70 公里/小時；
- B 及 C 點：66 公里/小時；
- D 及 E 點：52 公里/小時；
- F 點：73 公里/小時；

公路幾何設計之原則是速率變化不宜超過 15 公里/小時。代表車在分析路段的變化遠超過此值。因此須考慮此路段對行車安全及經濟效益之衝擊，以評估變更設計之效益及可行性。

12.6.5 例題 5

速限 50 公里/小時之郊區雙車道公路上，一路段之坡度及坡長(水平投影距離)各為 2.7%及 300 公尺，試問此路段是否可當作平坦路段進行分析。

解：

本例題可用兩方法來處理。其中一方法是用 checkgrade.exe 執行

檔。另一方法是根據本章 12.5.3.1 節所描述之步驟，用式(12.13)、式(12.16)、式(12.17)估計代表性重車爬坡速率下降 5 公里/小時之行車距離。兩方法所得之結果均相同。

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

TWO

60 2.7 300

如果用式(12.13)、式(12.16)、式(12.17)，則需執行下列之計算：

1. 從式(12.13)估計爬行速率如下：

$$V_{min} = 14.89 + 80.115e^{\frac{-(2.7 - 0.6)}{5.01071}} = 67.6 \text{ 公里/小時}$$

因速限為 50 公里/小時，進入上坡之速率 V_0 應假設為 50+10 及 90 公里/小時之較小值，亦即 $V_0=60$ 公里/小時。此速率低於 $V_{min}+5$ ，因此上坡之後速率不會下降。分析路段能當作平坦路段進行分析。

如 $V_0=80$ (高於 $V_{min}+5$)，則步驟如下：

(1)利用表 12.5 之模式估計式(12.16)及式(12.17)之係數 A 、 B 、 C 、 D 。

$$A = 102.38408 + 55.42065e^{-\frac{G-1.25}{3.41723}} = 138.641$$

$$B = 14.71135 + 80.3349e^{-\frac{G-0.6}{5.02991}} = 67.627$$

$$C = -6.0639 + 6.40946/(1 + e^{-\frac{G-0.014799}{1.0453}}) = -0.1106$$

$$D = 0.05851 + 0.67823e^{-\frac{G-2.0}{3.15618}} = 0.6018$$

(2)從式(12.16)估計速率從 100 公里/小時降到 $V_0=80$ 公里/小時所需之行車距離 X_1 公里。 X_1 為：

$$X_1 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{80-A} - 1\right)] = 0.826 \text{ 公里}$$

(3)從式(12.17)估計速率從 100 公里/小時降到 $V_0-5=75$ 公里/小時所需之行車距離 X_2 。 X_2 為：

$$X_2 = C - D[\ln\left(\frac{B-A}{75-A} - 1\right)] = 1.187 \text{ 公里}$$

(4)估計速率從 V_0 降到 V_0-5 所需之行車距離為：

$$X_2 - X_1 = 0.361 \text{ 公里} = 361 \text{ 公尺}$$

(5)坡長 300 公尺不超過 $X_2 - X_1 = 361$ 公尺，所以走完上坡路段之後，速率下降不超過 5 公里/小時，該路段能當作平坦路段進行分析。

12.6.6 例題 6

試用一簡例說明如何應用 2021HTSS 模式估計一路段之容量。

解：

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

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

1. 根據欲模擬的狀況建立輸入檔。其中檔型 0 資料之重複模擬次數宜設定為最少 10 次。此外，須注意檔型 50 資料中之容量及臨界速率為假設路段平直而且只有小車時之預期值。
2. 用檔型 30 將進入分析路段之需求流率設定在很可能低於容量之值。例如只有小車時，高速公路、郊區多車道公路及郊區雙車道公路可分別先設為 1,500、1,200、1,000 小車/小時/車道×車道數。根據設定之需求流率執行模擬並紀錄輸入檔中在「LINK STATISTICS」標題下，從分析節線(本章為一般車道)離開之流率(輸出流率)及平均速率。
3. 增加需求流率重新模擬，直到需求流率增加時，輸出流率呈穩定狀況或降低，而且平均速率急速下降為止。平均速率急速下降表示車道已進入不穩定之壅塞狀況，在這之前的最高流率可視為容量估計值之一樣本。

4. 若欲增進容量估計值之代表性，可將檔型 0 資料中之隨機亂數更改再重新模擬，以取得另一估計樣本。各樣本之平均值代表分析路段之容量。

從圖 12.15 可知，需求流率從 1,200 小車/小時增高到大約 1,427 小車/小時的相關平均速率從大約 48 公里/小時逐漸減低到 42 公里/小時左右。需求流率超過 1,475 小車/小時之後，輸出流率稍微增高到大約 1,490 小車/小時，然後開始減低，同時平均速率急速下降。這現象表示車流進入不穩定之壅塞狀況前的最高流率大約為 1,475 小車/小時。此流率可合理的當作容量估計值之一樣本。

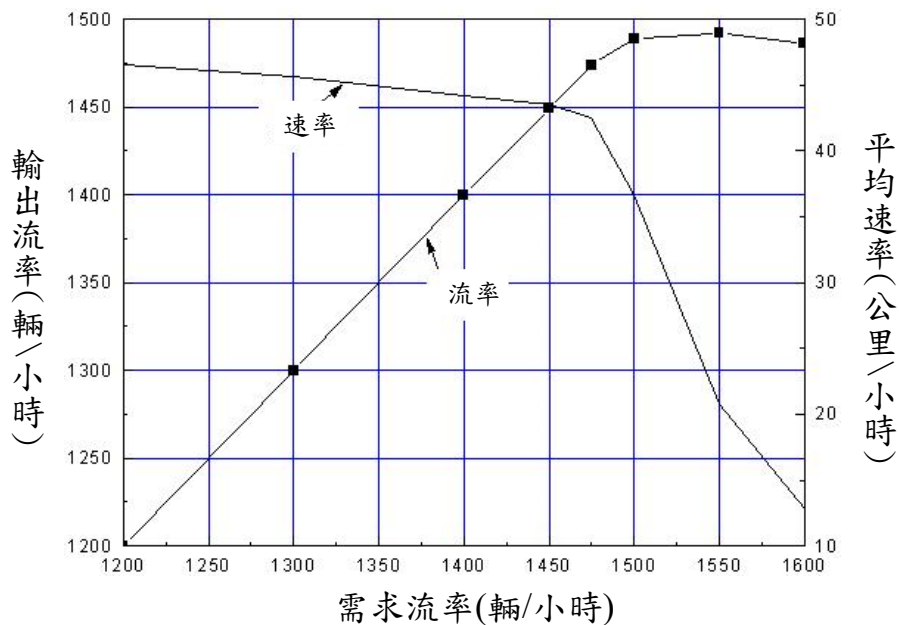


圖 12.15 容量之估計

參考文獻

1. St. John, A.D., and Harwood, D.W., *A User's Guide to TWOPAS – A Microscopic Computer Simulation Model of Traffic on Two-Lane, Two-Way Highways* (Performing Organization Report No. 7533-S(6)), Federal Highway Administration, Washington, DC, 1986.
2. Brannolte, U., *Simulation program LASI*. Bauhaus-University of Weimar, 1996.
3. Hoban, C., Shepherd, R., Fawcett, G., and Robinson, G., *A model for Simulating Traffic on Two-Lane Roads: User Guide and Manual for TRARR*, Version 3.2, Australian Road Research Board, Technical Manual ATM10 B, 1991.
4. Tapani, A., “Versatile Model for Simulation of Rural Road Traffic,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 1934, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2005, pp. 169-178.
5. 「2011 年臺灣公路容量手冊」, 100-132-1299, 交通部運輸研究所, 民國 100 年 10 月。
6. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
7. *HCM2010 Highway Capacity Manual*, Volume 1: concepts, Volume 2: Uninterrupted flow, and Volume 3: interrupted Flow, TRB of the National Academies, Washington, 2010.
8. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(1/3)」, 106-069-1369, 交通部運輸研究所, 民國 106 年 7 月。
9. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」, 108-097-1419, 交通部運輸研究所, 民國 108 年 10 月。
10. 「公路交通量調查統計表」, 交通部公路總局。
11. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(2/3)」, 104-86-1353, 交通部運輸研究所, 民國 104 年 7 月。
12. FGSV: *Handbuch fuer die Bemessung von Strassen (German Highway Capacity Manual)* HBS 2001, Forschungsgesellschaft fuer Strassen- und Verkehrswesen, Cologne, (www.fgsv-verlag.de),

2002 (revised edition: 2005).

13. Catbagan, J. L., "Evaluation of Performance Measures for two-Lane Expressway in Japan," *Transportation Research Record: J. of Transportation research Board*, No. 1988, 2006, pp.111-118.
14. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(3/3)」, 99-113-1282, 交通部運輸研究所, 民國 99 年 9 月。
15. Hegeman, G., Brookhuis, K., and Hoogendoorn, S., "Opportunities of Advanced Driver Assistance Systems Towards Overtaking," *European Journal of Transportation Infrastructure Research*, Volume 5, no. 4, 2005, pp. 281-296.
16. Romana, M. G., "Passing Activity on Two-Lane Highways in Spain," *Transportation Research Record: J. of Transportation research board*, No. 1678, National Research Council, 1999, pp.90-95.
17. *NCHRP Report 605*, Passing Sight Distance Criteria, Transportation Research Board of the National Academies, 2008.
18. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, fifth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.
19. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」, 100-78-1292, 交通部運輸研究所, 民國 100 年 5 月。
20. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」, 103-76-1343, 交通部運輸研究所, 民國 103 年 5 月。
21. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(2/3)」, 107-047-1402, 交通部運輸研究所, 民國 107 年 5 月。