

75-49-117

研擬台灣地區公路容量手冊技術報告 (市區街道部份)

交通部運輸研究所

中華民國七十五年十月

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱 中文：研擬台灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部份） 外文：			
行政機關出版品統一編號 09134750243		交通部運輸研究所出版品編號 75 — 49 — 117	
本所計劃：鄭賜榮 主持人：鄭賜榮 研究人員：陳天賜 許添本		受委託單位：龍天立 計劃主持人：龍天立 研究人員：張學孔 吳盟分 魏健宏 金慶松 顏上堯 陳敦基	
研究方式： <input type="checkbox"/> 自行辦理—主辦單位： <input checked="" type="checkbox"/> 委託辦理—受委託單位：國立台灣大學土木工程研究所 地 址：台北市羅斯福路四段一號 聯絡電話：3515920		研究期間 自 74 年 12 月 至 75 年 10 月	
關鍵詞：容量、服務水準、號誌化交叉口、非號誌交叉口、飽和流量、小客車當量、車道群、飽和度、衝突交通量、臨界間距、潛在容量、保留容量、共車道容量交織段、延滯、行駛時間、旅行時間、自由車流率。			
摘要：本報告為容量手冊草案之技術報告，就號誌化交叉口、非號誌化交叉口、圓環與幹道等四部份，經由文獻蒐集與整理分析、資料調查與分析建立研究架構，繼而對容量研究理論、方法加以整理與說明，作為爾後持續研究之參考。			
出版日期	頁數	工本費	本 出 版 品 取 得 方 式
75.年10.月	365	346	<input checked="" type="checkbox"/> 洽本所免費贈閱 <input type="checkbox"/> 洽本所訂購 <input type="checkbox"/> 其他()
管制等級 本出版品： <input type="checkbox"/> 機密（解密日期為 年 月 日， 承辦單位視情況通知資料組解密） <input checked="" type="checkbox"/> 一般		本 表： <input type="checkbox"/> 機密（解密日期為 年 月 日， 承辦單位視情況通知資料組解密） <input checked="" type="checkbox"/> 一般	
備 註：			

研擬台灣地區公路容量手冊技術報告

(市區街道部份)

目 錄

頁次

第一章 緒 論

1.1 研究緣起	1
1.2 研究範圍與課題	2
1.3 研究目的	2
1.4 研究方法與程序	2
1.5 研究限制	3

第二章 號誌化交叉口

2.1 文獻回顧	5
2.1.1 各國容量分析方法之回顧與比較	5
2.1.2 國內號誌化交叉口容量分析研究	37
2.1.3 機車處理方式之回顧	41
2.2 交通特性分析	50
2.2.1 交叉口分類特性	50
2.2.2 交通組成與車流特性	51
2.2.3 車流疏解特性	52
2.3 容量分析基本架構	61
2.3.1 基本雛形	61
2.3.2 交通流量及容量計算單位之分析	63
2.3.3 飽和流量影響因素分析	68
2.3.4 號誌化交叉口容量分析架構之建立	83

2.4 實證分析	116
2.4.1 飽和流量及小客車當量值之量測與推估	116
2.4.2 交叉口流動特性調查計劃	131
2.4.3 機車專用道飽和流量推估模式	137
2.4.4 左轉流動之機車干擾因素分析	139
2.4.5 美國 1985 HCM 延滯推估模式之初步驗證	143
2.5 進一步研究課題	168
2.5.1 課題一	169
2.5.2 課題二	169
2.5.3 課題三	170
2.5.4 課題四	171
2.5.5 課題五	172
2.5.6 課題六	172
2.5.7 課題七	172

第三章 非號誌交叉口

3.1 文獻回顧	174
3.1.1 美國 1985 HCM 之非號誌交叉口容量分析	174
3.1.2 瑞典容量手冊(1977 HCM)之非號誌交叉口容量分析法	182
3.1.3 其他非號誌交叉口容量分析法	186
3.1.4 國內之相關研究	187
3.2 交通特性分析	188
3.2.1 非號誌交叉口有關法規	188
3.2.2 基本特性	188
3.2.3 接受間距特性	189

3.2.4 違規特性	193
3.3 容量分析基本架構	196
3.3.1 基本架構	196
3.3.2 輸入基本資料	196
3.3.3 決定每一次流動之衝突交通量	200
3.3.4 臨界間距值之設定	202
3.3.5 求算潛在容量	202
3.3.6 調整容量值	206
3.3.7 評估服務水準	208
3.4 實證分析	209
3.4.1 次流動上機車當量值之分析	209
3.4.2 臨界間距值之研訂	212
3.5 進一步研究課題	219
3.5.1 課題一	220
3.5.2 課題二	220
3.5.3 課題三	221
3.5.4 課題四	221
3.5.5 課題五	222
3.5.6 課題六	222
3.5.7 課題七	223
3.5.8 課題八	223

第四章 圓 環

4.1 文獻回顧	225
4.1.1 理論法 (Theoretical Model)	225

4.1.2 美國 1965 HCM 法	228
4.1.3 英國經驗法	233
4.1.4 國內有關研究	236
4.1.5 討 論	237
4.2 圓環特性分析	238
4.2.1 圓環特性	238
4.2.2 圓環基本特性	239
4.2.3 間距接受特性	242
4.2.4 進入路口流向分佈	243
4.2.5 圓環嚴重性指標	245
4.3 容量分析基本架構	246
4.3.1 圓環特性與容量分析	246
4.3.2 圓環容量分析流程	251
4.3.3 圓環容量計算與應用	253
4.4 實證分析	261
4.4.1 實證資料	261
4.4.2 實證一敦化南路—南京東路圓環	261
4.4.3 實證二敦化南路—八德路圓環	268
4.4.4 實證分析結果	275
4.4.5 快慢分隔容量分析之檢討	276
4.4.6 討 論	278
4.5 進一步研究課題	278
4.5.1 課題一	279
4.5.2 課題二	280
4.5.3 課題三	280

4.5.4 課題四.....	281
4.5.5 課題五.....	281
4.5.6 課題六.....	282

第五章 都市幹道

5.1 文獻回顧.....	283
5.1.1 市區幹道系統之定義.....	283
5.1.2 幹道系統之分類.....	284
5.1.3 幹道車流之特性.....	286
5.1.4 服務水準評估因子.....	289
5.1.5 服務水準評估分析架構.....	292
5.1.6 服務水準之分級與界定.....	295
5.2 交通特性分析.....	298
5.2.1 幹道區隔長度分佈.....	299
5.2.2 幹道路口轉向比例分析.....	302
5.2.3 幹道區隔平均旅行速率分佈.....	302
5.2.4 幹道旅行時間與延滯分析.....	304
5.2.5 幹道車流車種組成分析.....	308
5.3 服務水準評估分析架構.....	308
5.3.1 研究流程.....	310
5.3.2 幹道系統之定義.....	310
5.3.3 幹道系統分類方法.....	310
5.3.4 幹道系統服務水準評估因子.....	317
5.3.5 服務水準分級標準.....	318
5.3.6 幹道服務水準分析流程.....	319

5.4 實證分析	321
5.4.1 服務水準分類結果	321
5.4.2 服務水準分類方法應用之範例	322
5.4.3 服務水準分類方法適用之檢討	324
5.4.4 服務水準界定	324
5.4.5 各級幹道區隔長度分析	331
5.5 進一步研究課題	331
5.5.1 課題一	331
5.5.2 課題二	335
5.5.3 課題三	336
5.5.4 課題四	336
5.5.5 課題五	337

第六章 市區街道容量手冊研究發展計劃

6.1 手冊研究發展原則	338
6.2 手冊研究發展計劃	339

表 目 錄

表 2. 1	美國 1985 HCM 飽和流量調查表格.....	9
表 2. 2	澳洲平均基本飽和流量推估值	13
表 2. 3	澳洲法調查飽和車流與損失時間調查表格	16
表 2. 4	BRRL 法路口寬度與飽和流率之關係.....	17
表 2. 5	英國法飽和車流調查表格	22
表 2. 6	英國法飽和車流率分析表	23
表 2. 7	瑞典法中車道之分類	26
表 2. 8	加拿大法車輛分類與相對 P CE 值.....	28
表 2. 9	加拿大容量分析之飽和流量調整因素	31
表 2. 10	各國飽和流量推估基礎及單位之比較	34
表 2. 11	各國飽和流量調整因素比較	36
表 2. 12	各國號誌化交叉口服務水準評估準則	37
表 2. 13	國內有關容量研究	42
表 2. 14	泰國、曼谷機車之小客車當量值	49
表 2. 15	機車混合分類	50
表 2. 16	交叉口型態說明	54
表 2. 17	號誌化交叉口容量分析雛形	62
表 2. 18	各國之調整因素比較表	73
表 2. 19	綠燈介間時間（黃燈時間＋全紅時間）的標準值	81
表 2. 20	號誌時制設計範例—時制計算	85
表 2. 21	基本資料項目	88
表 2. 22	到達型態與群集比值對照表	89
表 2. 23	機車之小客車當量值	92

表 2.24	大型車小客車當量值·····	96
表 2.25	流動及車道群分類範例·····	97
表 2.26	車道使用調整因子·····	100
表 2.27	汽車行駛慢車道之比例分配·····	101
表 2.28	右轉調整因子·····	102
表 2.29	左轉調整因子·····	105
表 2.30	左轉流動對向機車干擾因素調整值·····	109
表 2.31	車道寬度調整因素·····	109
表 2.32	坡度調整因素·····	110
表 2.33	停車狀況調整因素·····	113
表 2.34	公車數量調整因素·····	113
表 2.35	地區型態調整因素·····	113
表 2.36	續進調整因素·····	114
表 2.37	號誌化交叉服務水準評估等級·····	115
表 2.38	飽和流量及損失時間實地量測表·····	126
表 2.39	羅斯福路—辛亥路交叉口南端慢車道飽和流量調查··	128
表 2.40	快車道飽和流量及小客車當量值推估·····	132
表 2.41	慢車道飽和流量及小客車當量值推估·····	132
表 2.42	機車專用道飽和流量·····	138
表 2.43	機車及汽車各種運行分類臨界間距統計表·····	141
表 2.44	左轉流動對向機車干擾因素調整表·····	142
表 2.45	新生南路—和平東路西端第二車道交通量及延滯調查結果	147
表 2.46	新生南路—信義路東端慢車道交通量及延滯調查結果	148
表 2.47	新生南路—信義路東端快車道交通量及延滯調查結果	149
表 2.48	金山南路—潮州街北端交通量及延滯調查結果·····	150

表 2.49	新生南路一和平東路西端第二車道飽和度調整表·····	156
表 2.50	新生南路一信義路東端慢車道飽和度調整表·····	157
表 2.51	新生南路一信義路東端快車道飽和度調整表·····	158
表 2.52	金山南路一潮州街北端飽和度調整表·····	159
表 2.53	新生南路一和平東路西端第二車道停止延滯比較表·····	160
表 2.54	新生南路一信義路東端慢車道停止延滯比較表·····	160
表 2.55	新生南路一信義路東端快車道停止延滯比較表·····	161
表 2.56	金山南路一潮州街北端停止延滯比較表·····	161
表 2.57	機車及小客車當量研擬初值·····	163
表 2.58	新生南路一和平東路西端第二車道延滯推估比較分析·····	165
表 2.59	新生南路一信義路東端慢車道延滯推估比較分析·····	166
表 2.60	金山南路一潮州街北端路口延滯推估比較分析·····	167
表 3. 1	1985 HCM 衝突交通量之界定 ·····	175
表 3. 2	1985 HCM 非號誌交叉口臨界間距之準則 ·····	176
表 3. 3	1985 HCM 非號誌交叉口服務水準評估準則 ·····	181
表 3. 4	1977 SCM 非號誌交叉口臨界接受間距 ·····	185
表 3. 5	支線流動之機車當量值·····	198
表 3. 6	幹線左轉之機車當量值·····	198
表 3. 7	次流動上其他車型的小汽車當量值·····	199
表 3. 8	各次流動的衝突交通量·····	201
表 3. 9	非號誌交叉口各次流動汽車之臨界間距值·····	203
表 3.10	非號誌交叉口服務水準評估·····	209
表 3.11	汽機車之尺寸·····	210
表 3.12	汽車之臨界間距值·····	213
表 3.13	汽車各種運行接受間距統計表·····	216

表 3.14	台灣地區非號誌交叉口各流動汽車之臨界間距建議值	217
表 3.15	臨界間距調整值	219
表 4. 1	輸入資料	255
表 4. 2	尖峰流量修正與交織折減流量計算	256
表 4. 3	直進路口容量調整	257
表 4. 4	車道寬調整因數	258
表 4. 5	坡度調整因數	258
表 4. 6	地區型態調整因數	258
表 4. 7	右轉調整因數	259
表 4. 8	服務水準指標	259
表 4. 9	交織段及圓環的容量與服務水準	260
表 4.10	敦化一八德圓環容量分析實證結果	268
表 4.11	敦化一南京東路圓環容量分析驗證結果	275
表 5. 1	幹道功能設計分類表	287
表 5. 2	幹道等級分類表	288
表 5. 3	幹道等級與自由車流速率	288
表 5. 4	1985 HCM 每英哩區隔長度行駛時間	291
表 5. 5	1965 年版美國 HCM 平均旅行速率與服務水準關係表	295
表 5. 6	路段 V/C 與平均旅行速率服務水準國內修正表	296
表 5. 7	路段延滯服務水準等級準則表	296
表 5. 8	美國 1985 年版 HCM 幹道服務水準分級表	298
表 5. 9	台北市區非尖峰時間幹道旅行時間分析表	307
表 5.10	幹道車流車種分析表	309
表 5.11	台灣地區都會區幹道服務功能、設計標準分類	314
表 5.12	幹道等級分類表	315

表 5.13	幹道等級與自由車流速率.....	315
表 5.14	各種區隔長度路段每公里行駛時間.....	316
表 5.15	各級幹道服務水準分級表.....	319
表 5.16	級幹道路段區隔長度分析.....	332
表 5.17	級幹道.....	333
表 5.18	級幹道路段區隔長度分析.....	334
表 6. 1	市區街道容量手冊研究發展計劃.....	340

圖 目 錄

圖 1-1	研究工作流程.....	4
圖 2-1	1985 HCM 號誌化交叉口容量分析架構	10
圖 2-2	澳洲法號誌化交叉口容量分析架構.....	11
圖 2-3	英國法飽和流量與路口寬之關係圖.....	17
圖 2-4	BRRL 路口容量分析架構.....	18
圖 2-5	英國 TRRL 分析飽和流量與車道寬及路口寬之關係圖..	19
圖 2-6	瑞典法號誌交叉口容量分析架構.....	25
圖 2-7	加拿大號誌交叉口容量分析架構.....	28
圖 2-8	加拿大容量手冊飽和流量分析.....	30
圖 2-9	路口交叉口型態說明.....	53
圖 2-10	汽車在路口疏解順序間距比較圖.....	55
圖 2-11	機車在各車道分配比例示意圖.....	55
圖 2-12	機車在路口疏解示意圖.....	56
圖 2-13	各機車混合比下路口之混合車流疏解型態.....	57
圖 2-14	機車在路燈前段疏解之擴散現象.....	58
圖 2-15	汽車在路燈前段疏解之擴散現象.....	58
圖 2-16	汽機車在路口疏解現象比較圖.....	59
圖 2-17	機車等候線之形成現象.....	60
圖 2-18	汽車等候線之形成現象.....	60
圖 2-19	輛小客車單位及直行小客車單位之關係.....	64
圖 2-20	駐車對飽和流量影響示意圖.....	71
圖 2-21	交通號誌及號誌時制設計.....	78
圖 2-22	綠燈時間示意圖.....	79

圖 2-23	號誌時制設計範例—臨界流動之決定.....	84
圖 2-24	號誌化交叉口容量分析架構.....	87
圖 2-25	交通量調整計算程序.....	91
圖 2-26	右轉車與直行機車及行人衝突示意圖.....	93
圖 2-27	飽和流量推估程序.....	106
圖 2-28	左轉流動飽和流動分析模式.....	107
圖 2-29	共用時相之左轉飽和流量調整因素.....	107
圖 2-30	平均間距調查分析結果.....	118
圖 2-31	固定時段調查分析法示意圖	118
圖 2-32	三時段調查分析法示意圖.....	120
圖 2-33	混合車流疏解模式.....	123
圖 2-34	交叉口流動特性調查計劃流程圖.....	124
圖 2-35	現地攝影示意圖.....	135
圖 2-36	機車專用道飽和流量分析.....	139
圖 2-37	新生南路一和平東路西端幾何示意圖.....	144
圖 2-38	信義路一和平東路幾何示意圖（東端）.....	145
圖 2-39	潮州街一金山南路幾何示意圖（北端）.....	146
圖 3- 1	V_{ci} 與 T_c 下的潛在容量.....	178
圖 3- 2	阻礙因素計算之圖例.....	180
圖 3- 3	擁擠狀況對於 P 值之影響.....	180
圖 3- 4	1977 年瑞典容量手冊非號誌交叉口支線容量及延滯計算程序.....	184
圖 3- 5	1977 SCM 非號誌交叉口衝突流量	185
圖 3- 6	非號誌交叉口車流行進圖.....	189
圖 3- 7	不同運行下之間距接受圖.....	191

圖 3- 8	強行佔道停等圖.....	194
圖 3- 9	各次流動接受間距交織圖.....	195
圖 3-10	違規運行圖.....	196
圖 3-11	非號誌交叉口容量分析架構.....	197
圖 3-12	衝突交通量、臨界間距值與潛在容量之關係.....	205
圖 3-13	擁擠狀況對於 P 值之影響.....	207
圖 3-14	阻礙因素計算之圖例.....	208
圖 3-15	汽機車有效長寬示意圖.....	210
圖 3-16	車道寬為 3 公尺 0.66 圖例.....	212
圖 3-17	支線直進汽車接受間距圖.....	214
圖 3-18	支線左轉汽車接受間距圖.....	215
圖 4- 1	圓環流動與流向示意圖.....	226
圖 4- 2	圓環交織區示意圖.....	226
圖 4- 3	交織區示意圖.....	229
圖 4- 4	1965 HCM 路段容量之調整	230
圖 4- 5	交織折減因素分析.....	231
圖 4- 6	1965 HCM 交織因素折減量	232
圖 4- 7	圓環右轉的百分比分析示意圖.....	232
圖 4- 8	英國法中交織之幾何特性.....	234
圖 4- 9	圓環基本操作行為.....	240
圖 4-10	圓環操作基本形式圖.....	240
圖 4-11	車輛併入圓環示意圖.....	241
圖 4-12	交織示意圖.....	241
圖 4-13	車輛離開圓環示意圖.....	243
圖 4-14	圓環交織段右轉率分析.....	244

圖 4-15	瓶頸路段.....	247
圖 4-16	瓶頸路段 K-Q 圖.....	247
圖 4-17 (a)	交織段車流	248
圖 4-17 (b)	交織折減因素	249
圖 4-18 (a)	交織段流量及右轉率分析	250
圖 4-18 (b)	交織段流量及右轉率分析	251
圖 4-19	圓環容量分析流程	252
圖 4-20	敦化北路與南京東路圓環平面圖.....	262
圖 4-21	敦化北路與八德路圓環平面圖	269
圖 5- 1	1985 HCM 幹道服務水準評估分析基本架構.....	294
圖 5- 2	幹道區隔示意圖	299
圖 5- 3	台北市區幹道區隔長度分佈	301
圖 5- 4	幹道上路口轉向比例分佈圖	303
圖 5- 5	幹道區隔平均旅行速率分佈	305
圖 5- 6	幹道旅行時間組成分佈圖	306
圖 5- 6	幹道系統服務水準評估分析之研究流程	311
圖 5- 7	幹道系統服務水準分析流程	320
圖 5- 8	第 I 級幹道平均旅行速率分佈圖	326
圖 5- 9	第 II 級幹道平均旅行速率分佈圖	326
圖 5-10	第 III 級幹道平均旅行速率分佈圖	327
圖 5-11	第 I 級幹道服務水準分級	328
圖 5-12	第 II 級幹道服務水準分級	329
圖 5-13	第 III 級幹道服務水準分級	330

研擬台灣地區公路容量手冊技術報告

(市區街道部份)

第一章 緒 論

1.1 研究緣起

道路交通系統之規劃設計或服務水準績效的評估，都以需以「容量」作為一個量測基礎。各國都有其公路容量計算方法，如美國早期的公路容量手冊（1965 HCM）、英國道路研究室方法（British Road Research Lab. Method），澳洲道路容量指南（Australian Road Capacity Guide），以及瑞典容量手冊（Swedish Capacity Manual）等，這些容量手冊都是經由各國交通工程師多年研究的累積、修正、和研討所得，並且也一直依其實際需要而作修訂。如此完備的容量手冊，對於各國在交通工程之規劃設計及評估分析，具有莫大的助益。

我國目前並無統一的公路容量手冊，若干學術單位的研究分析雖然已略具成果，但囿於經費和時間，多僅止於點、線而過於零散，未能適當地彙整和評估；而各實務機構對於容量計算，一般採用國外的方法，或是以簡單公式予以概估。但由於車流特性不同，此種直接引用或概估容量的方式，都可能造成容量估計的偏誤，進而導致道路規劃設計的偏差與交通控制措施的使用不當。因此，一個真正屬於我國的容量手冊亟待建立。

美國運輸研究委員會（Transportation Research Board, TRB）已在1985年出版了新修訂的公路容量手冊（1985 HCM）。由此一容量手冊的編擬過程可得知，建立容量手冊必須投入極大的人力、物力和時間，此項工作的完成也唯有以系統化和群組工作（

Team Work) 的方式進行，方克有濟。

1.2 研究範圍與課題

公路容量分析的課題極多，牽涉的因素極廣，本研究擬以「市區街道容量」為範圍，對下列課題進行研究分析：

1. 號誌化交岔口
2. 非號誌交岔口
3. 圓環
4. 都市幹道

1.3 研究目的

容量手冊的建立，是一長期性工作，本研究現階段重點，則在市區號誌化交岔口、非號誌交岔口、圓環、及幹道容量之「系統分析」研究工作。研究的目的是期能經由系統分析方法，考量影響上述課題的各種因素，建立容量研究的分析架構，並回顧分析國內外現有的相關研究報告、配合調查分析與初步驗證，編擬「市區街道容量」的分析技術報告和初步的市區街道容量分析手冊草案，以作為研擬台灣地區公路容量手冊的參考依據。

1.4 研究方法與程序

在容量研究上，對於都市之號誌化交岔口、非號誌交岔口、圓環、以及幹道，都各有其分析特性。一般而言，本研究以下列方法和程序進行：

1. 文獻蒐集與整理分析

蒐集國內外相關研究報告，並進行比較分析，以作為本研究的參

考。

2. 建立容量研究之基本架構

依影響各課題的因素及相互間的關係，利用系統分析方法，建立市區街道容量研究的架構。

3. 實地調查分析

利用錄影設備或人工現場調查，分析交通特性、道路特性及交通控制特性，以作為建立容量分析方法和服務水準評估方法的基礎。

4. 建立容量分析與服務水準分析方法的基本架構

初步研訂容量計算方法和程序，以及服務水準評估因子及其分析方法。

5. 研擬各重要相關初值及未來研究的課題與方向

依據前述分析，逐步探討研究課題中的各項子題，對於現階段已有之研究分析，評估彙整其研究成果，研擬其相關初值。對於國內未曾研究過的課題，參考相關研究分析而暫訂其初值，並研定日後研究的課題與方向。

6. 初值驗證分析

選擇容量分析中較重要之初值，以實際調查資料進行驗證。

7. 研擬「市區街道容量」分析之技術報告以及號誌化交叉口、非號誌交叉口、圓環、幹道等之容量分析方法之初步草案。

本研究之工作流程如圖 1-1 所示

1.5 研究限制

本研究之主要目的在訂出容量手冊之基本架構，除了需參閱國外文獻外，國內資料之蒐集與調查實為重要工作，蓋因時間與經費之限制，以及容量手冊之研擬與建立，需植基於足夠的基本研究成

之上。惟許多相關的基本研究缺乏，或失之完整，以致容量分析架構之建立，或容量手冊之研訂，皆需參酌國外研究成果，爾後本研究之後續工作，應著重於國內文獻之充實、更新與驗證，以期容量手冊之研擬，更臻理想。

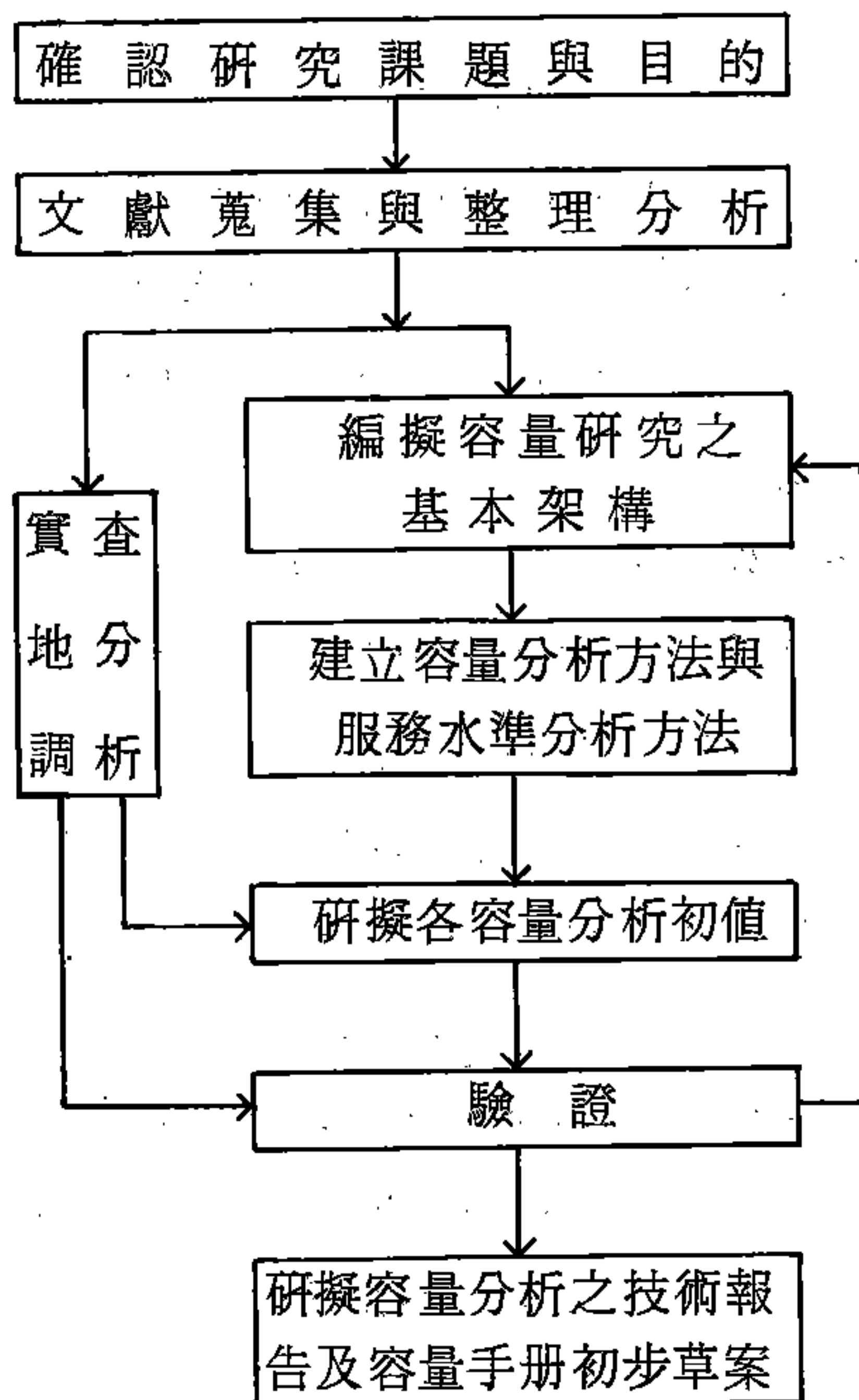


圖 1-1 研究工作流程

第二章 號誌化交叉口

2.1 文獻回顧

2.1.1 各國容量分析方法之回顧與比較

號誌化交叉口容量分析為都市交通系統規劃、設計、控制、及評估的重要基礎。自1950年起，世界各國便有號誌化交叉口容量分析手冊之建立，並陸續有新的理論方法推演與版本的更新〔1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 〕。各國卅年發展容量手冊之理論基礎、分析架構，以及研究歷程，實可作為我國容量分析方法研擬的參考借鏡。多年來國內雖已有各國容量手冊之應用分析與相關之容量研究〔13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21〕，但囿於研究時間和經費、及基本交通特性的差異，上述之研究成果需以有效方法作進一步地驗證與評估。

本節主要目的，係比較分析美國(1985)，瑞典(1977)，澳洲(1981)，英國(1966, 1980)，及加拿大(1984)等國之號誌化交叉口容量分析方法。比較分析的內容除包括容量推估(Estimation)的過程與方法論外，並包括其飽和流量實地測量(Measurement)的過程與方法。

2.1.1.1 美國1985公路容量手冊(1985 HCM)

美國目前已有1950, 1965及1985三版之公路容量手冊(Highway Capacity Manual, HCM)，而1985 HCM可謂彙集近廿年容量研究之大成與共同趨勢。1950 HCM與1965 HCM的分析架構可詳見參考文獻〔22, 23〕，本研究分析1985 HCM之架構與理

理論方法。

1. 1985 HCM 容量與服務水準分析架構

1985 HCM 之第九章中，將號誌化交叉口容量分析分為「基本特性資料蒐集」、「流量調整計算」、「飽和流量推估」、「容量分析」、及「服務水準評估」等五大部份。整體架構的內容及相互關係見圖 2-1。

1985 HCM 號誌化交叉口容量分析是以「飽和流量」為基礎，並引用「飽和度」(Degree of Saturation)的觀念，將 V / C 定義為飽和度 X 值，此 X 值可強調交叉口容量與號誌化狀況之依存關係。在整個路口容量分析中，必須確認出臨界飽和度 (Critical Degree of Saturation, X_c)，此即各流動中最需綠燈時間的臨界流動 (Critical Movement)。在號誌時相設計中，每一個時相可找到一個臨界流動來決定該時相所需之有效綠燈長 (Effective Green Time)。

交叉口服務水準評估是以平均每車停止延滯 (Average Stopped Delay) 為單位，對應查表分 A ~ F 六級之服務水準。延滯計算除利用飽和度觀念，以容量分析結果之 V / C 值進行推估外，並進一步考量下列因素作最後之評定：

- (1) 號誌續進 (Signal Progression) 特性，
- (2) 週期長，
- (3) 綠燈時間比。

因此同一個 V / C 值經計算調整後，可能對應至一個延滯區間 (Range) 內不同的延滯值；而一個延滯值亦可能由不同的 V / C 值推導而得。此種由延滯為服務水準評估因子，而不直接以 V / C 值評估服務水準，實為 1985 HCM 最大特

色。其延滯計算公式及彙整方法，可詳見圖 2-1。延滯推估模式源自於澳洲 R. Akcelik 建立之模式〔9,P.24〕。

在上述容量分析與服務水準評估的流程中，交通量的調整計算及飽和流量推估，都是以「車輛數／小時」為單位。其中交通量之調整包括：尖峰小時因素、車道群分類、及車道數調整等三大過程。飽和流量推估則假設合理飽和流量為 1800 小客車／小時・車道，並包括車道寬、重型車……等九項調整因素，如圖 2-1 所示。

由以上的分析可得知，1985 HCM 容量分析雖然是以「臨界流動分析技術」(Critical Movement Analysis Technique)的架構進行，但其與以往使用之臨界流動分析比較，具有下列特點〔24〕：

- (1)以往是利用修正因素，將流量需求調高至同等之 TCU 值，而 1985 HCM 則是去修正飽和流量，以反應現有之交通狀況。
- (2)分析過程中不僅注意單一車道，而是以車道群為目標。亦即由以往的「臨界車道」，轉變為「臨界車道群」。此外，車道群之定義亦頗具彈性，分析對象可為一流動 (Movement)，可為一路口 (Approach)，甚至可為整體交叉口 (Intersection)。
- (3)平均每車停止延滯為服務水準評估因子，延滯分析對象可為一流動，或是加總為一路口及交叉口。

2. 飽和流量之調查方法

由上述的分析中，可瞭解 1985 HCM 之容量分析和服務水準評估均以飽和流量為基礎。由於地區性的差異與駕駛

行爲不同，我國飽和流量不同於美國〔 14, 15, 23 〕，美國 1985 HCM 所提出的調查方法，可作為實地量測之參考，其調查表格如表 2-1 所示。

該調查方法須調查員二名，其一為報時員，其二為記錄員。針對每一個週期時間內，主要的記錄事項如下：

- (1)第四部車通過參考點（以後車軸為準，參考點一般為停止線）之時間， T_4 ；
- (2)第十部車通過參考點之時間， T_{10} 。
- (3)停等車隊（Queue）中最後一部車通過參考點之時間， T_n ；
- (4)每一週期之綠燈時間；
- (5)停等車隊若超過20部之車數；
- (6)使用黃燈時間之車數。

由以上的調查事項可推導飽和流量：

$$\text{平均飽和間距} = (T_n - T_4) / (n - 4) \quad (1)$$

$$\text{飽和流量} = 3600 / [(T_n - T_4) / (n - 4)] \quad (2)$$

該調查方法可稱為「平均飽和間距法」，其飽和流量計算取第四輛車開始，此認定此時車流疏解已趨穩定，不受起動延滯（Starting Delay）之影響。

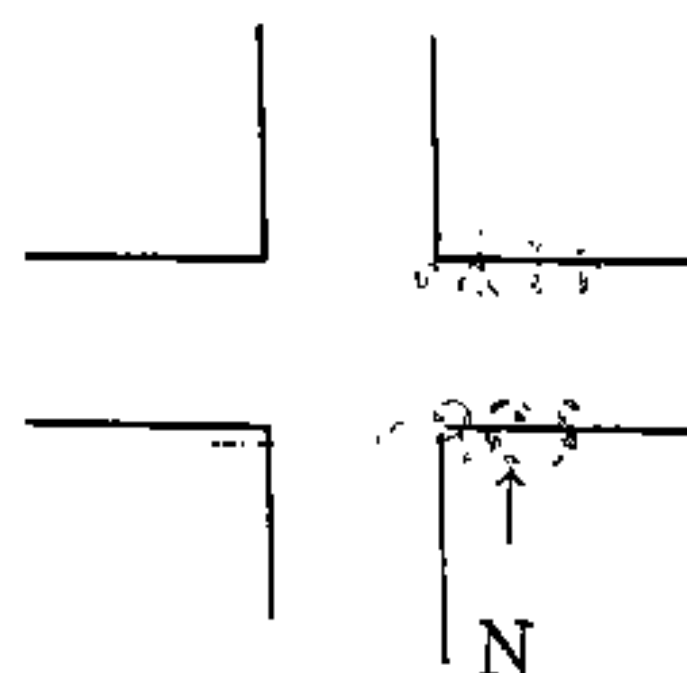
表 2.1 美國 1985 HCM 飽和流量調查表格

位置：_____

日期：_____ 時間：_____ 市鎮：_____

_____ 向交通，從何路口出：_____

調查員：_____ 天氣：_____



停 車 輛 數	週 期 1			週 期 2			週 期 3			週 期 4			週 期 5		
	時 間	車 型	轉 向	時 間	車 型	轉 向	時 間	車 型	轉 向	時 間	車 型	轉 向	時 間	車 型	轉 向
1.															
2.															
3.															
4.															
5.															
6.															
7.															
8.															
9.															
10.															
11.															
12.															
13.															
14.															
15.															
16.															
17.															
18.															
19.															
20.															
飽和流時間															
綠 燈 時 間															
大 於 20 之 車 輛 數															
使用黃燈 之 車 輛 數															

資料來源：〔 TRB, HCM, 1985 〕

圖 2-1 1895 HCM 號誌化交叉口

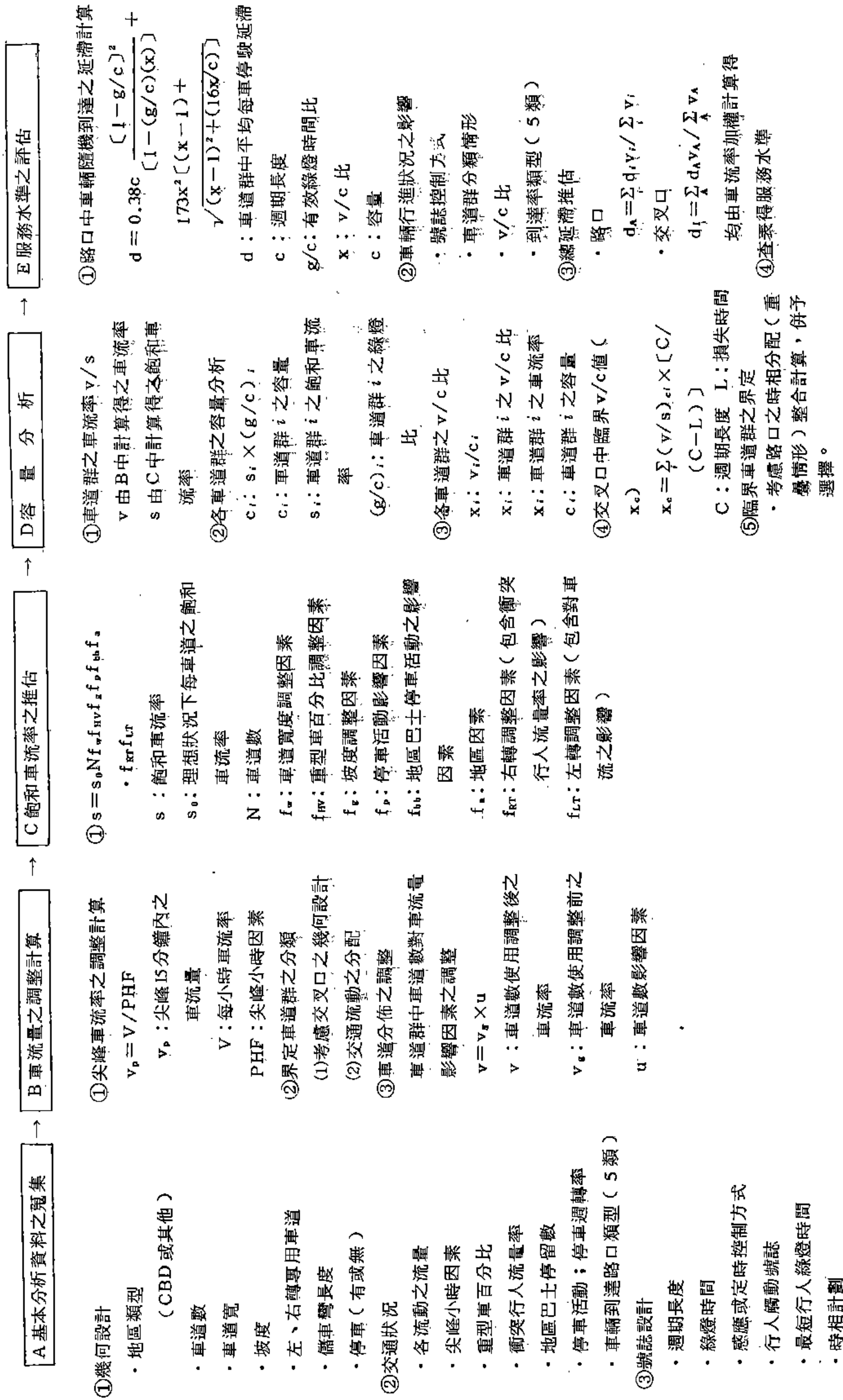
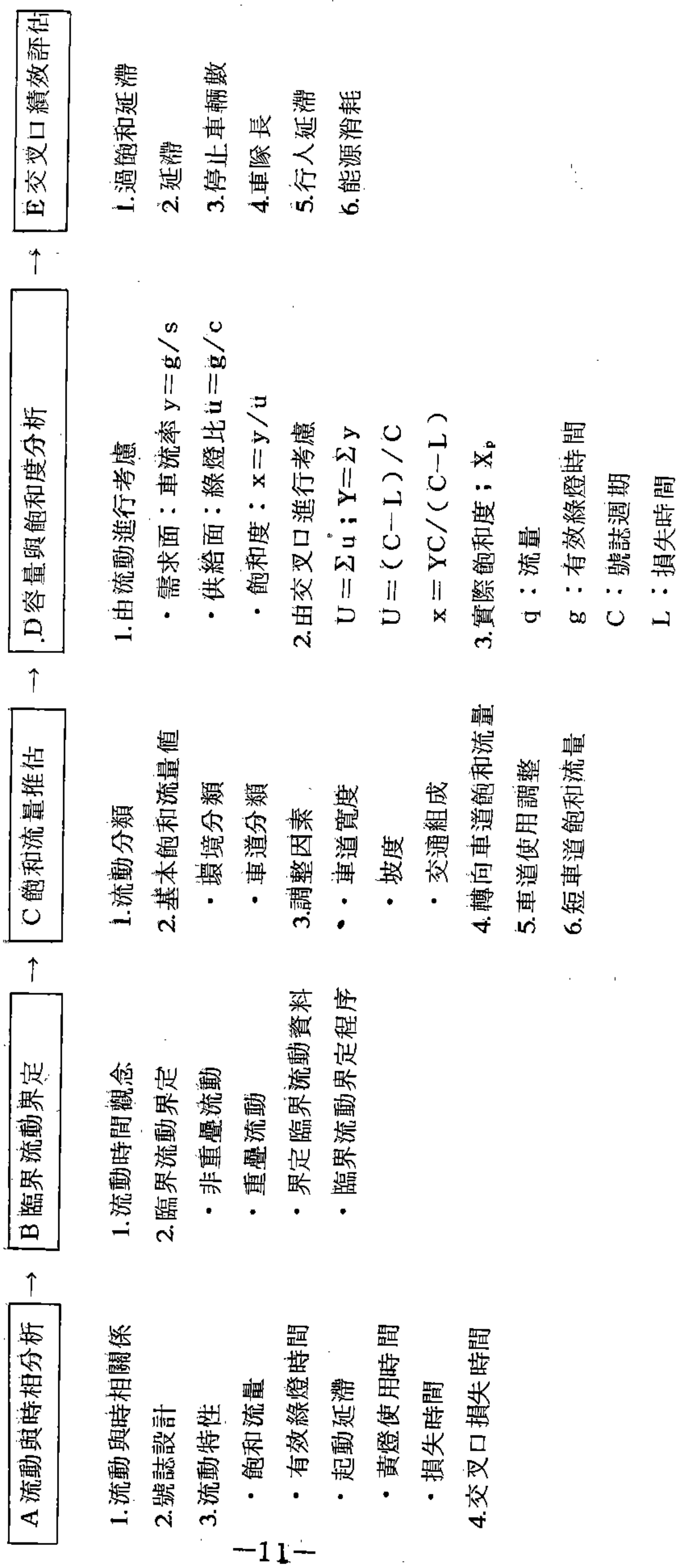


圖 2-2 澳洲法號誌化交叉口容量分析架構



2.1.1.2 澳洲容量分析方法

1. 澳洲法容量分析架構

澳洲容量手冊至目前已有 4 版發行，分別是(1)在 A. J. Miller 主持下的 1968 年版〔3〕，(2) 1970 年修定版〔4〕，(3) 1978 年修定版〔6〕，以及(4)由 R. Akcelik 主持之 1981 年版〔9〕其中 R. Akcelik 版較前三者有顯著的差異。

R. Akcelik 所提出主要的更新，乃由以往的“時相相關”分析方法 (phase-related Method)。轉成“流動相關”分析方法 (Movement-related Method) 以流動損失時間 (Movement Lost Time) 觀念，取代了時相損失時間 (Phase Lost Time)。因此導引出交叉口的損失時間乃以“各臨界流動之損失時間和”替代“各時相損失時間和”，此舉明確界定流動與號誌時相特性間之關係。

澳洲法號誌化容量分析亦以飽和車流為出發點，並以臨界流動法進行模式推演。其飽和車流及路口到達之車流的計算是以「車輛數/小時」(Vehs/hr) 為單位。此外該版本對於流動之定義及其與時相間之關係有非常清晰之推導計算，值得我國參考運用。澳洲法容量分析架構如圖 2-2 所示。

飽和車流計算中，首先由流動之特性自基本表中查得以車道 (Lane) 為分析對象之基本飽和車流值，該值係一平均直進小客車 (Average Saturation Flows in Through Car Unit Per Hour ; TCU/HR)，如表 2.2 所示。

其中環境等級之定義如下：

等級 A：理想或接近理想狀況；指該地區視線良好，行人稀少，無停車干擾等。

等級 B：一般狀況，指適切的幾何設計，行人不多，停車干

擾較少等。

等級C：不良狀況，指行人甚多，視線不佳，停車干擾嚴重等。

表 2.2 澳洲平均基本飽和流量推估值

環 境 等 級	車 道 型 態		
	1	2	3
A	1850	1810	1700
B	1700	1670	1570
C	1580	1550	1270

單位：TCU/HR

資料來源：〔R.Akcelik, Traffic Signals :
Capacity and Timing Analysis, 1981〕

車道類型劃分如下：

類型1：直進車道，該車道僅有直行車輛。

類型2：轉向車道，該車道含有某種型式之轉向車輛。

類型3：受限制之轉向車道，該車道中仍含有轉向車輛，惟受限於對向車流，轉彎半徑或行人干擾甚多。

容量計算中，以車流率 q (Arrival Flow) 與飽和車流 s 之比 $y = q/s$ 為「需求」(Demand)，另綠燈時間比 $u = g/c$ 為「供給」(Supply)。因此，飽和度為需求 y 與供給 u 之比： $x = y/u$ 。如此針對某一臨界流動，可以推算其容量，並設定適當的實際飽和度 X_p (Practical Degree of Saturation) 為0.9，作為一般交叉口運轉的極值。

在績效評估中，延滯之計算係以延滯為衡量基礎，其計算公式如下：

$$D = \frac{q_c (1-u)^2}{2(1-y)} + N_0 X \quad (3)$$

$$N_0 = \begin{cases} 900 \cdot S \cdot g [(x-1)^2 + C(x-x_0)/(300 \cdot s \cdot g)]^{0.5}, & x > x_0 \\ 0 & \text{其他} \end{cases} \quad (4)$$

D ：總延滯（車輛－小時／每小時）

q_c ：平均每週期到達車輛數

（ q ：每秒車輛到達數

c ：週期時間；秒）

u ：綠燈時間比（ $=g/c$ ）

y ：流量率（ q/s ）

N_0 ：平均過飽和車隊（Vehs）

x ：飽和度（ q/Q ）

x_0 ： $0.67 + s \cdot g / 600$

該延滯公式克服Webster公式之缺點，可以推估過飽和情況下的延滯。美國 1985 HCM的延滯公式即由此衍生而來。

2.實地調查方法

澳洲法對飽和車流之調查法與美國 1985 HCM 略有不同，其調查表如表 2.3 所示。此法將停等車隊通過路口時間分為三段：第一時段為起動時段，設定為10秒，此一時段含起動延滯。第二時段為飽和時段，記錄至停等車隊中最後一輛通過參考點的時間或是綠燈時間結束為止；最後一輛車通過之時間即為飽和車流時間。第三段記錄利用黃燈時間之車輛數，因此若停等車隊在綠

燈結束前即已疏解完畢，即無此欄。

該調查方法對每一車道亦需有調查員二名。其每一週期之主要記錄事項如下：

- (1)第一時段通過之車輛數。
- (2)第二時段通過之車輛數。
- (3)第三時段通過之車輛數。
- (4)每一週期之飽和車流時間。
- (5)每一週期之綠燈時間。

運用上述調查資料，可計算飽和車流如下：

$$S = 3600 \cdot \frac{x_2}{x_4 - 10n_4} \quad (5)$$

亦可求得損失時間：

$$\ell = I + 10 - \left[\frac{x_4 - 10n_4}{x_2} \right] \left[\frac{x_1}{n_1} + \frac{x_3}{n_3} \right] \quad (6)$$

I：綠燈間時段

$$\text{以及平均綠燈時間： } G = x_5 / n_5 \quad (7)$$

2.1.1.3 英國容量分析方法

1. 英國法容量分析架構

英國法號誌化交叉口容量分析，乃以飽和流量為出發點，並以整個路口寬度（Approach Width）為衡量對象。飽和流量之基本值(S)，係根據100個交叉口調查分析而得，如圖2-3所示。

當路口寬度(W)小於17英呎時，飽和流量與路口寬並不成直線關係，可查表2.4得飽和流率基本值(S)；而大於17英呎（5.2公尺）時則飽和流率依下列計算得

$$S = 160Wf \text{ (或 } 525Wm) \quad (8)$$

Wf：英呎， Wm：公尺單位

表 2.3 澳洲法調查飽和車流與損失時間調查表格

週 期 數	停 滯 車 隊 疏 解			飽和車流	
	疏解時段 (1) < 10sec	疏解時段 (2)	疏解時段 (3)	時 間	綠燈時間
1.					
2.					
3.					
4.					
5.					
6.					
7.					
8.					
9.					
10.					
11.					
12.					
13.					
14.					
15.					
16.					
17.					
18.					
19.					
20.					
21.					
22.					
23.					
24.					
25.					
總 和	$X_1 =$	$X_2 =$	$X_3 =$	$X_4 =$	$X_5 =$
樣 本 數	$n_1 =$	$n_2 =$	$n_3 =$	$n_4 =$	$n_5 =$

資料來源：〔R. Akcelik, Traffic Signals : Capacity and.
Timing Analysis, 1981〕

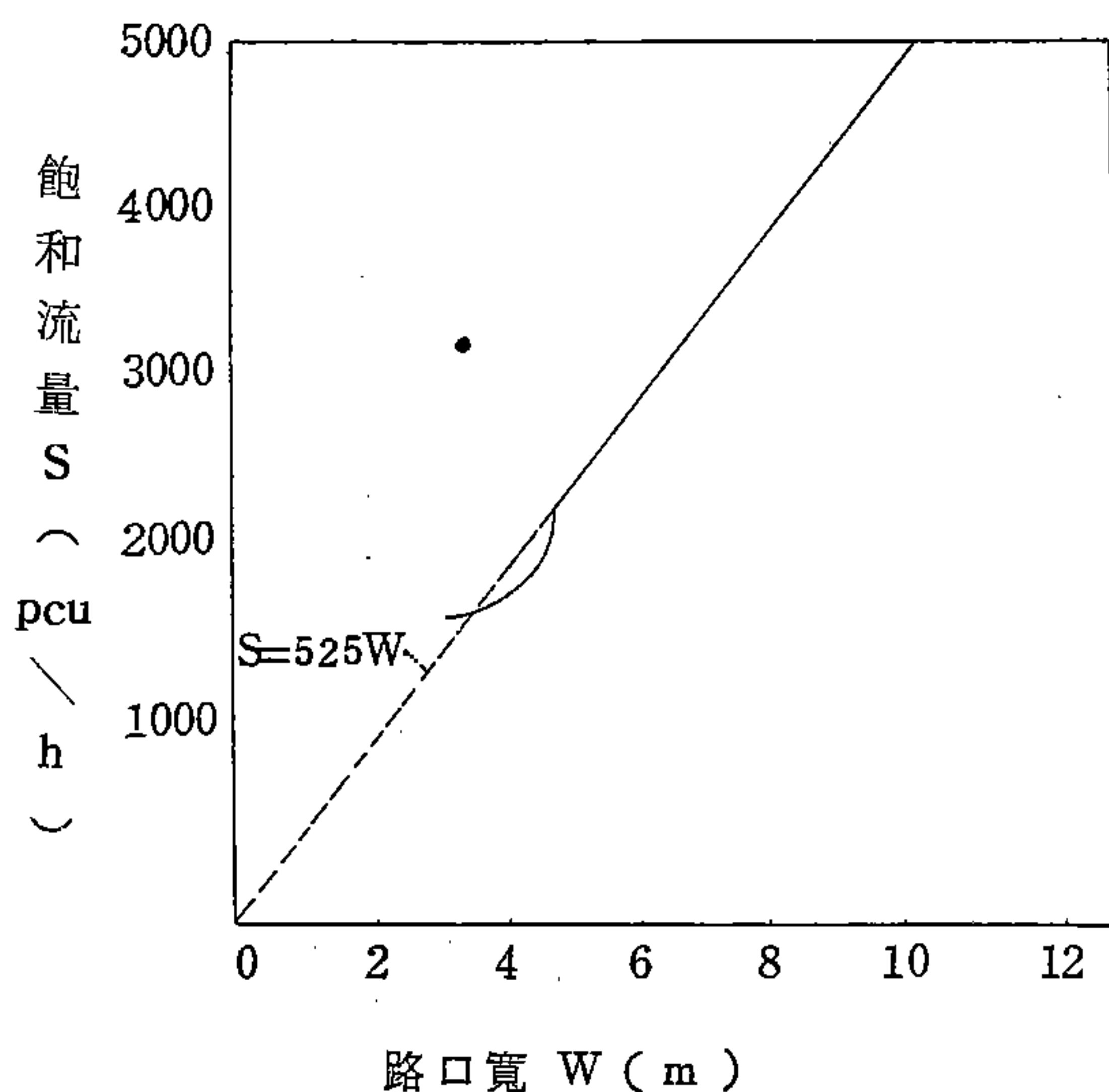


圖 2-3 英國法飽和流量與路口寬之關係圖

資料來源：〔F.V.Webster B.M.Cobbe, Traffic Signals, 1966〕

表 2.4 BRRL 法路口寬度與飽和流率之關係

路口寬度	10ft	11	12	13	14	15	16	17
飽和車流率	1850*	1875	1900	1950	2075	2250	2475	2700

* 單位：PCU / 有效綠燈小時

資料來源：〔F.V.Webster, B.M.Cobbe, Traffic Signals, 1966〕

英國法所考慮之影響容量因素，包括路口寬度、交通組成、左轉車流干擾，左轉專用道、右轉比例、重車比例、駐車情形、號誌種類，以及地區特性等，其容量分析架構如圖 2-4 所示。

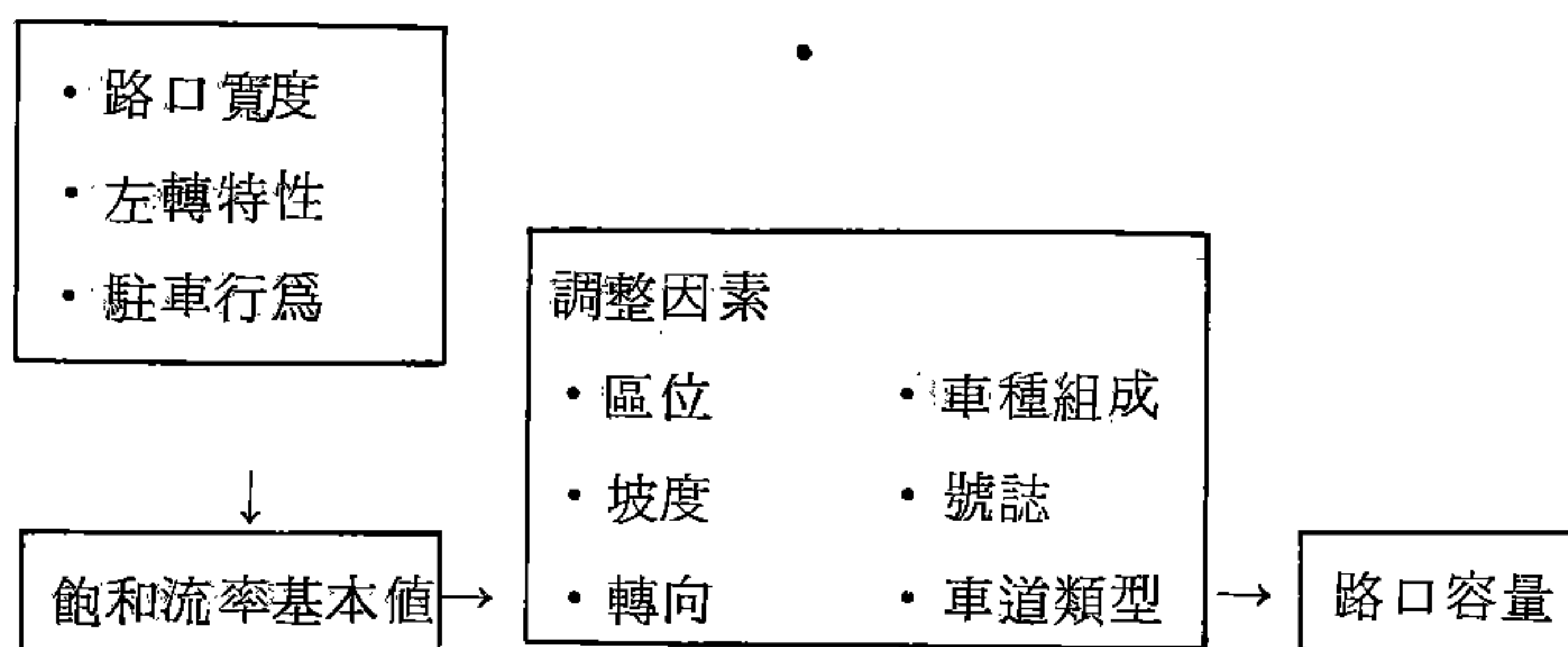


圖 2-4 BRRL 路口容量分析架構

1980 年 R.M. Kimber 曾以控制之現場實驗 (Controlled Test-Track Experiment) 對 1960 年代 Webster 所作飽和流量的推估公式進行檢核與修正 [10]。其對於基本飽和流量值之實地量測結果顯示飽和流量與車道寬及路寬存相當大的關係，其量測值與 Webster 推估值比較如圖 2-5 所示。Kimber 並提出下列的飽和流量基本值 (S_ℓ) 推估式：

$$S_\ell = 196 W^2 \ell - 979 W \ell + 2964 \quad (9)$$

$$2.5 \text{ 公尺} \leq W \ell \leq 4 \text{ 公尺}$$

若假設一標準車道為 3 公尺，可利用(9)式求得 $S_\ell = 1790$ PCg，則路口寬為 W 時的飽和流量可為：

$$S = n \cdot S_\ell = \left(\frac{W}{3} \right) \times 1790 = 597 W \quad (10)$$

此與 Webster 公式 $S = 525 W$ 相當近似，而且 Webster 公式

提出時亦有一允許在 $S = 450W$ 至 $S = 630W$ 之間的誤差範圍〔10〕。

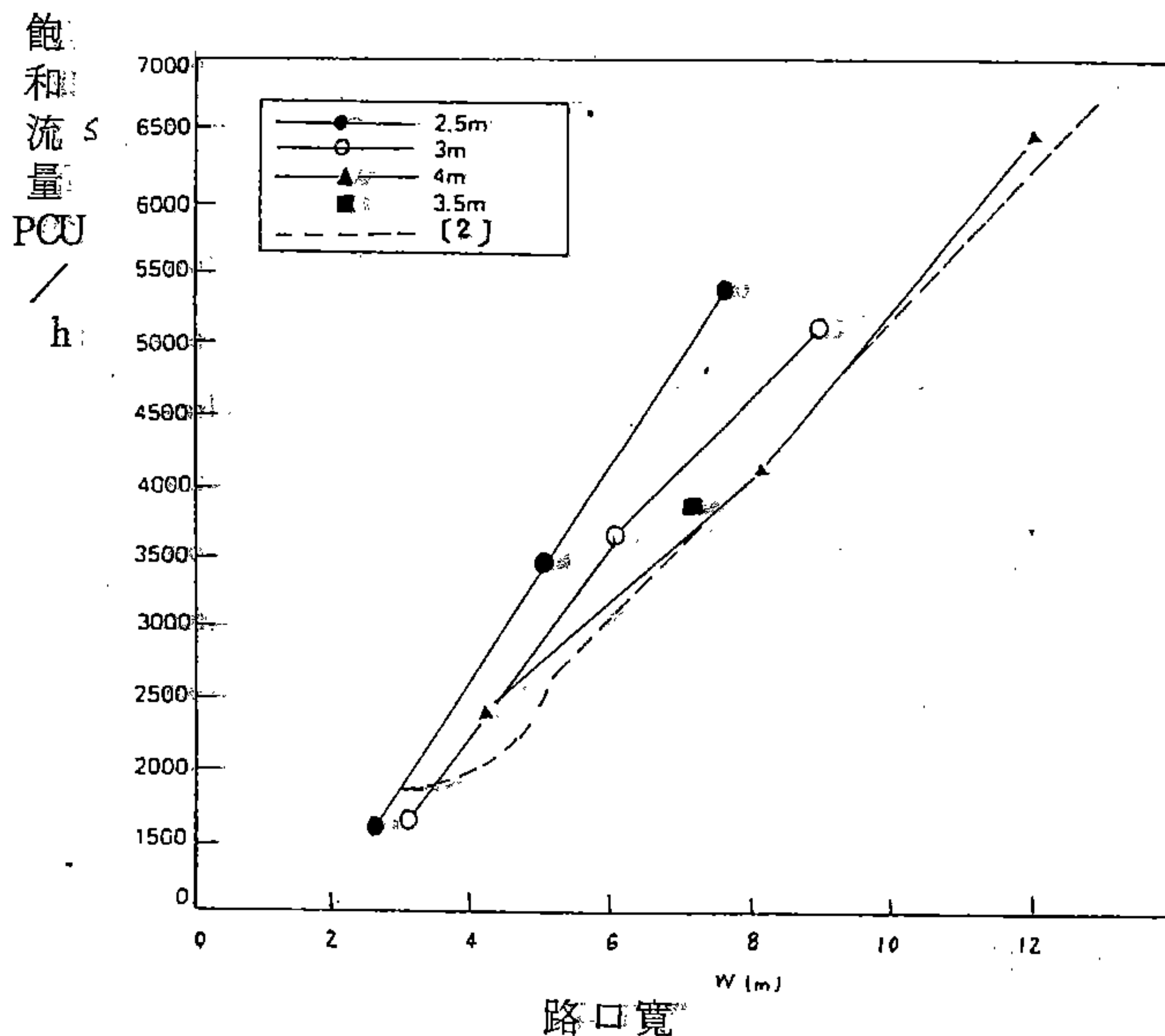


圖2-5 英國BRRL分析飽和流量與車道寬及路口寬之關係圖

資料來源：〔R.M. Kimber, Marie C. Semmens, An Experiment to Investigate Saturation Flows at Signal Junctions, 1982〕

英國法容量分析法，有以下特點值得參考：

- (1)飽和流率乃至路口容量之調整計算均以 PCE/hg 為計算單位。
- (2)飽和流率基本值以控制之現場實驗方式進行，為一有效方法。

(3)以整個路口為分析對象，對於混合特性顯著之地區，可能較易於使用，且設法在英國使用時實際上也同時考慮了機車及腳踏車之混合車流。

(4)各車種之 PCE 值係以大量調查樣本進行迴歸而得，係一平均值之觀念。

(5)左轉之考慮相當完整。

2. 英國法之調查法〔25〕

英國法中對飽和車流之實地調查法，是在尖峰時間內對整個路口（Arm），蒐集至少30個連續週期之資料，以取得至少15組以上之飽和綠燈時相記錄進行分析。為獲至更有效樣本，必要時得增長調查時間。調查時將各週期之綠燈時段（包括綠燈時間及黃燈時間）分割為若干「0.1分鐘」即6秒鐘之資料記錄時段。

調查表格如表 2.5 所示。其主要紀錄項目包括：

- (1)每一週期之綠燈始亮時間。
- (2)各綠燈時段中，每 0.1 分鐘內通過參考點之車輛數（以車輛後軸為準）。
- (3)各綠燈時相中於未飽和狀態下（即等待車隊已通過完畢），通過之車輛數記錄於“其他”欄中。
- (4)該綠燈時段是否全飽和（Full Saturation）。
- (5)紅燈始亮時間。
- (6)全飽和綠燈時段之最後一時段（佔用黃燈時間）通過之車輛數及時間長（秒）。

由於調查方法係採連續時間記錄方式。因此利用兩個碼錶，同時記錄較為準確。其一自調查開始起即保持行走，以準確紀錄

每一週期之綠燈及紅燈啓亮時間，其二用以控制各 0.1 分鐘之分隔 (Split)。

調查資料可依表 2.6 之方式進行飽和車流率之分析計算，各次調查 (樣本數大於 30 爲佳) 以總計數、樣本數、平均數計算飽和車流率及損失時間。

飽和流量之調整計算乃自「車輛數/小時」(Vehs/hr) 單位轉化成「小客車單位/小時」(PCUS/hr)，主要調整因素爲車種組成及左轉因素。調整因子 F：

$$F = \left(\frac{n_1 + 1\frac{3}{4}n_2 + 2\frac{1}{4}n_3 + 2\frac{1}{2}n_4 + \frac{1}{3}n_5 + \frac{1}{5}n_6}{n_1 + n_2 + n_3 + n_4} \right) \times \left(1 + \frac{0.75n_7}{n_1 + n_2 + n_3 + n_4} \right) \quad (11)$$

其中： n_1 ：小客車數及輕型商用車輛， $PCU=1.0$

n_2 ：中及重型商用車輛， $PCU=1\frac{3}{4}$

n_3 ：巴士； $PCU=2\frac{1}{4}$

n_4 ：電車； $PCU=2\frac{1}{2}$

n_5 ：機車； $PCU=\frac{1}{3}$

n_6 ：腳踏車； $PCU=\frac{1}{5}$

n_7 ：左轉車輛； $PCU=1\frac{3}{4}$ (直行車輛)

〔英國爲左行系統，因此其右轉調因素，即我國之左轉調整因素。〕

由上述分析式亦可得知：雖然英國法中流量以 PCU/hr 爲分析單位，但實質上是採用直進小汽車單位 (Through Car Unit, TCU) [26]。英國調查方法雖於 1963 年即開始應用，但近年來的許多研究分析 [27, 28, 29] 均是以此法進行實

表 2.5 英國法飽和車流調查表格

綠燈啓 動時間 (分)	每 0.1分鐘內時段內通過之車輛數										其 他	飽 和 ?	紅燈 燈亮 (分)	最後時段 飽和期 數(分)	
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9					
5															
10															
15															
20															
25															
總 計															
樣 本															

資料來源：〔 BRRL, A Method of Measuring Saturation Flow at Traffic Signals, 1963 〕

表 2.6 英國法飽和車流率分析表

	週期時間 (分)	綠燈時間 (分)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	飽和車流之流 (2)	最後時段		col (1) + col (3) (5)	col (5)	損失時間 (分) (7)	損失時間 (秒) (7) × 60	(Views) 飽和車流 (2) × 600	流總車數 × 60							
																車輛數 (3)	時間 (分) (4)													
時間	每 0.1 分鐘時段內總車數															(2)	(3)	(4)	(5)	col (2) (6)	(7)	(2) × 600	總時間							
	(1)																													
總計																														
樣本																														
平均																														
時間																														
總計																														
樣本																														
平均																														
時間																														
總計																														
樣本																														
平均																														

資料來源：[BRRL, A Method of Measuring Saturation Flow at Traffic Signals, 1963]

地的量測。

2.1.1.4 瑞典容量分析方法

1. 基本架構

瑞典法號誌化交叉口容量分析亦以飽和車流率為基礎，且以車道為衡量對象。瑞典容量手冊（Swedish Capacity Manual, SCM）發展過程中，強調以機率（Probability）及等候理論（Queueing Theory）進行分析。

SCM 中將車道細分為七種類型，如表 2.7 之 A~G。其中各種類型之車道均為一基本的飽和流量值，A 型為完全直行之車道，其飽和車流率 1700 Vphg；C 型為完全轉向車之車道，其飽和車流率為 1500 Vphg，而 B 型之部分轉向車道，則介於 1500 ~ 1700 Vphg 之間，其餘各類型車道之飽和車流率得經由較複雜之計算過程決定之。

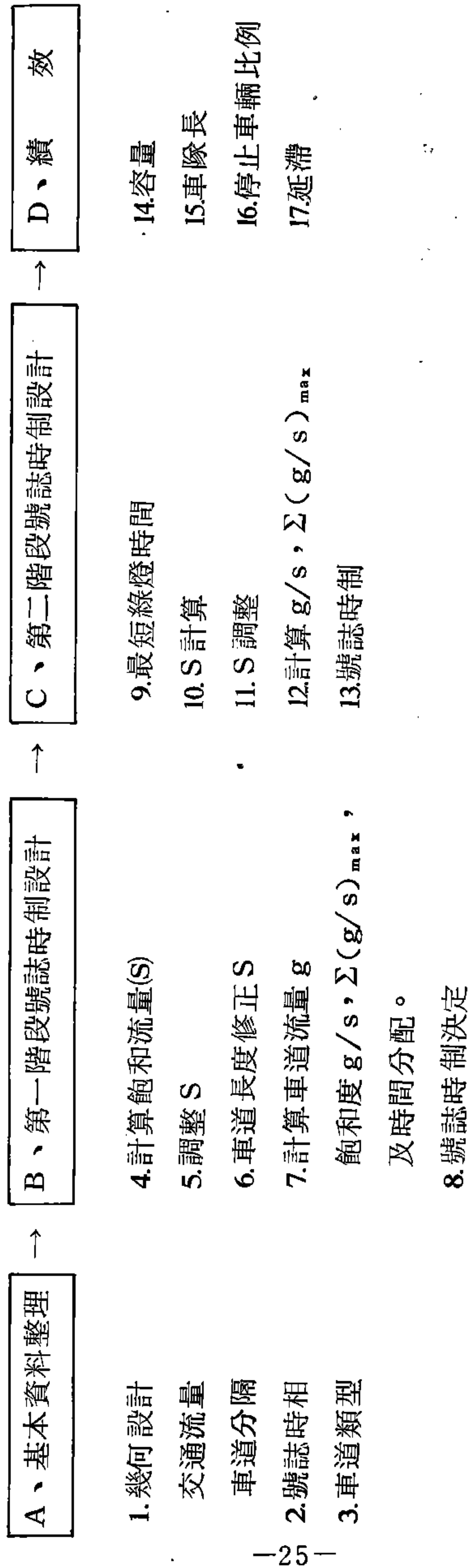
SCM 中對容量分析的調整因素包括：

- (1) 卡車及直行公車。
- (2) 坡度。
- (3) 車道寬：分為有標線及無標線兩類。

瑞典法號誌化交叉口容量分析架構如圖 2-6 所示，其一般計算程序如下：

- (1) 輸入基本資料，包括：幾何設計，車道分隔，車道型式等三項。
- (2) 決定時相的方法，以二時相為基礎；再依據左轉流量予以考慮是否增加。
- (3) 飽和車流率為現存狀況下每綠燈小時之最高穩定流量，依據轉向車比例，行人，及其他車輛之衝突來設定基本值。

圖 2-6 瑞典法號誌交叉口容量分析架構



(4)最後依據路寬、車道寬、坡度、車道標線及車種比例來調整。

瑞典法之延滯計算係依Webster 計算平均延滯。

表 2.7 瑞典法中車道之分類

型 態	說 明	簡 圖
A	只有直進車	
B	部份轉向	
C	只有轉向無干擾	
D	部份轉向且有行人干擾	
E	只有轉向有行人干擾	
F	部份轉向且有對向車干擾	
G	只有轉向有對向車干擾	
D/F	某些轉向且有對向車及行人干擾	
E/G	只有轉向且有對向車及行人干擾	

資料來源：〔TRB， TRR667， 1981〕

2.討論

SCM中有以下特點值得我國參考：

(1)車道依不同之流動特性，細分達七種之多，並可再組合，如表 2.7 之D / F 及 E / G 。容量之計算以飽和車流率為出發

點 (Vphg) , 以車道為分析之對象。

(2)以臨界車道分析 (Critical Lane Analysis) 方式進行,

容量分析並將其與服務水準衡量相互結合。

(3)SCM 強調機率與等候理論之應用, 因此模式推演均以之依據, 且詳細描述行人活動對路口容量之影響。

(4)容量分析必須與號誌設計相結合, 號誌時制及有效綠燈的分配將影響飽和流量。因此, 容量分析是一覆算過程。

2.1.1.5 加拿大容量分析方法

1. 基本觀念

加拿大於 1984 年由 D.B. Richardson 等人建立「加拿大號誌化交叉口容量指南」(Canadian Capacity Guide for Signalized Intersection)以為加國廣大國境內各區域、城市之號誌交叉口評估與設計的共同依據。

該容量指南 (CCG) 對流量之考慮, 係以「需求流量」(Demand Volume) 取代「供給流量」(Supply Volume)。傳統的交叉口流量調查所得之流量均係供給流量, 因其均為現有交叉口空間內, 號誌控制下所能通過之流量, 以此觀念推導流量(V)與該路口容量(C)之比值 (V/C), 絕不可能大於 1。而「需求流量」係指朝向路口而來所有流量之總數, 乃計算等待車隊之總數, 如此 V/C 比可能較 1 為大。

CCG 對流量與飽和車流量之處理計算, 均以小客車當量 (Passenger Car Unit, PCU) 為單位。因此, 對車輛予以適當分類, 並依最小平方法 (Least-Squares Optimization) 計算分析各車輛分類的相對 PCE 值, 如表 2.8 所示; 容量分析則以車道 (Lane) 為分析基礎。

加國於建立該容量指南時, 特別對車輛在交叉口中運轉之

安全及行人安全作仔細之考慮。對交叉口之安全性以減少衝突點（Traffic Conflict）為目標。考慮之內容包括黃燈與全紅設計，及車輛長度等。對行人安全之考慮以步行時間及清道時間（Clearance Period）為主。

2. 容量分析架構

容量分析架構包括交叉口績效評估分析架構及號誌設計分析架構，分別如圖 2-7 (a)、(b)所示。

表 2.8 加拿大法車輛分類與相對 PCE 值

車 輛 分 類	小客車當量值
小客車、大貨車	1.0
單節貨車	1.5
多節貨車	2.5
重載多節貨車	3.5
巴士或街車	1.75
機 車	0.5
大型車概估（大貨車、公車）	2.0

資料來源：〔TRB TRR 1005, 1985〕

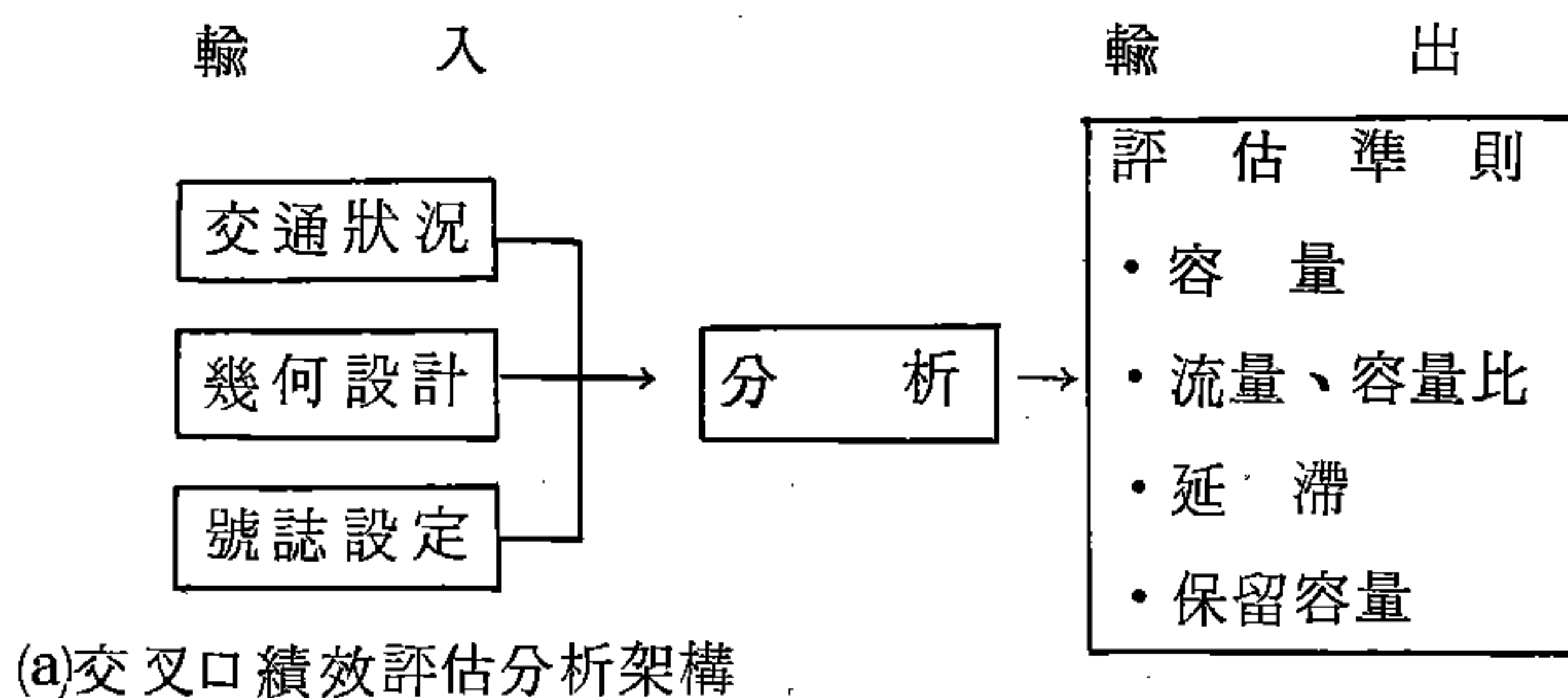
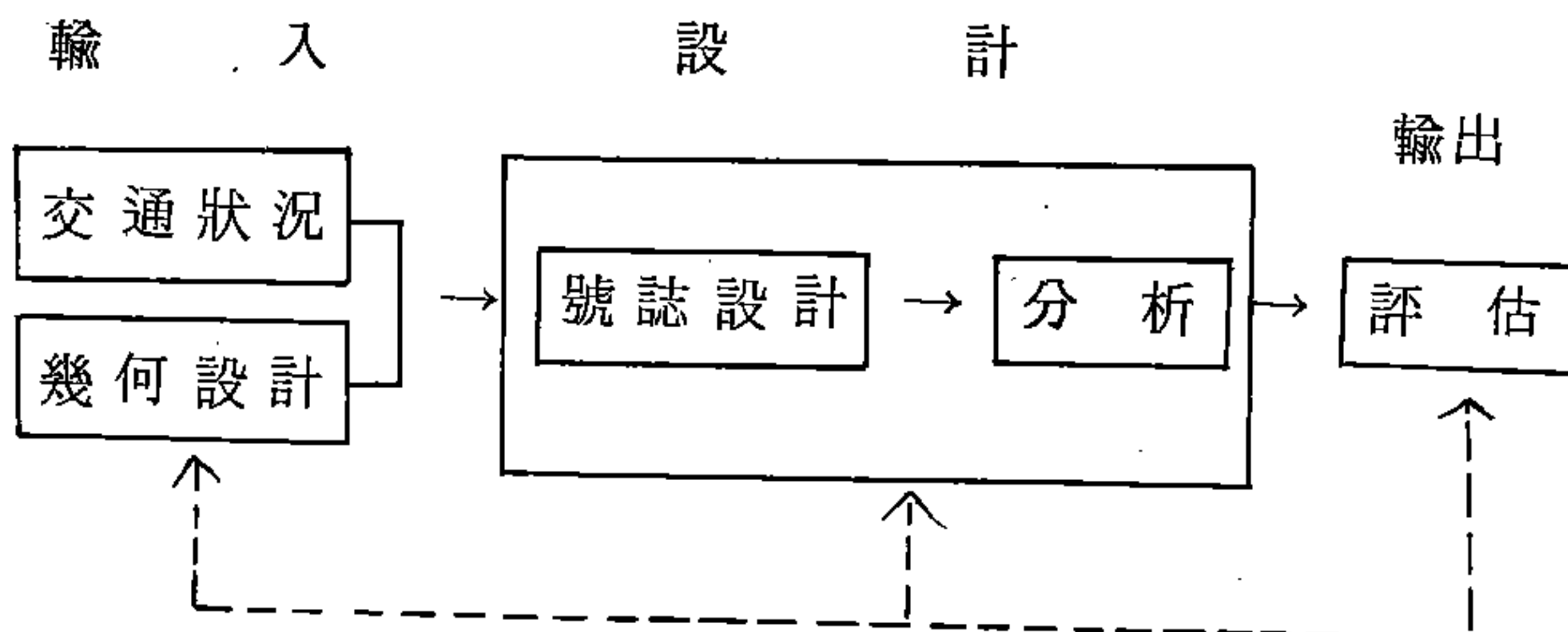


圖 2-7 加拿大號誌交叉口容量分析架構



(b) 號誌設計分析架構

圖 2-7 加拿大法號誌交叉口容量分析架構 (續)

資料來源：〔TRB, TRR 1005, 1985〕

3. 飽和流量之觀念

在加國容量指南中對飽和流量之定義共有三種方式，分別為(1)基本值 (Basic)；(2)起始值 (Initial)；(3)調整值 (Adjusted)。所謂飽和流量基本值乃定義為在“理想”(Ideal)交叉口車道（寬在 3.0 至 3.5 公尺間）所能通過停止線的最大小客車單位數 (PCUs)。理想狀況尚包括：僅直進車流（無轉向車輛）、無其他交通干擾、（無停車、無巴士停靠站），理想天氣狀況，最佳號誌時相配置等。此基本值可引為各地區之駕駛人行為的比較指標，一般認為影響飽和流量之地區因素除人口數外，尚有社經變數等。

飽和流量起始值則反應了傳統的情況，在加國季節因素對飽和流量有相當的影響，圖 2.8 即顯示在不同季節中各城市之飽和流率與綠燈時間之關係。

對交叉口之環境分類 (Environment Classification)

以幾何設計標準及周圍活動水準 (Activity Level) 為主，一般都與臨近土地使用 (Adjacent Land Use) 有關。

飽和流量調整值乃以飽和流量起始值為基礎進行各項因素之調整。將車道依不同的服務功能予以細分，則各不同功能的車道飽和流量有其不同的調整因素，如表 2.9 所示。

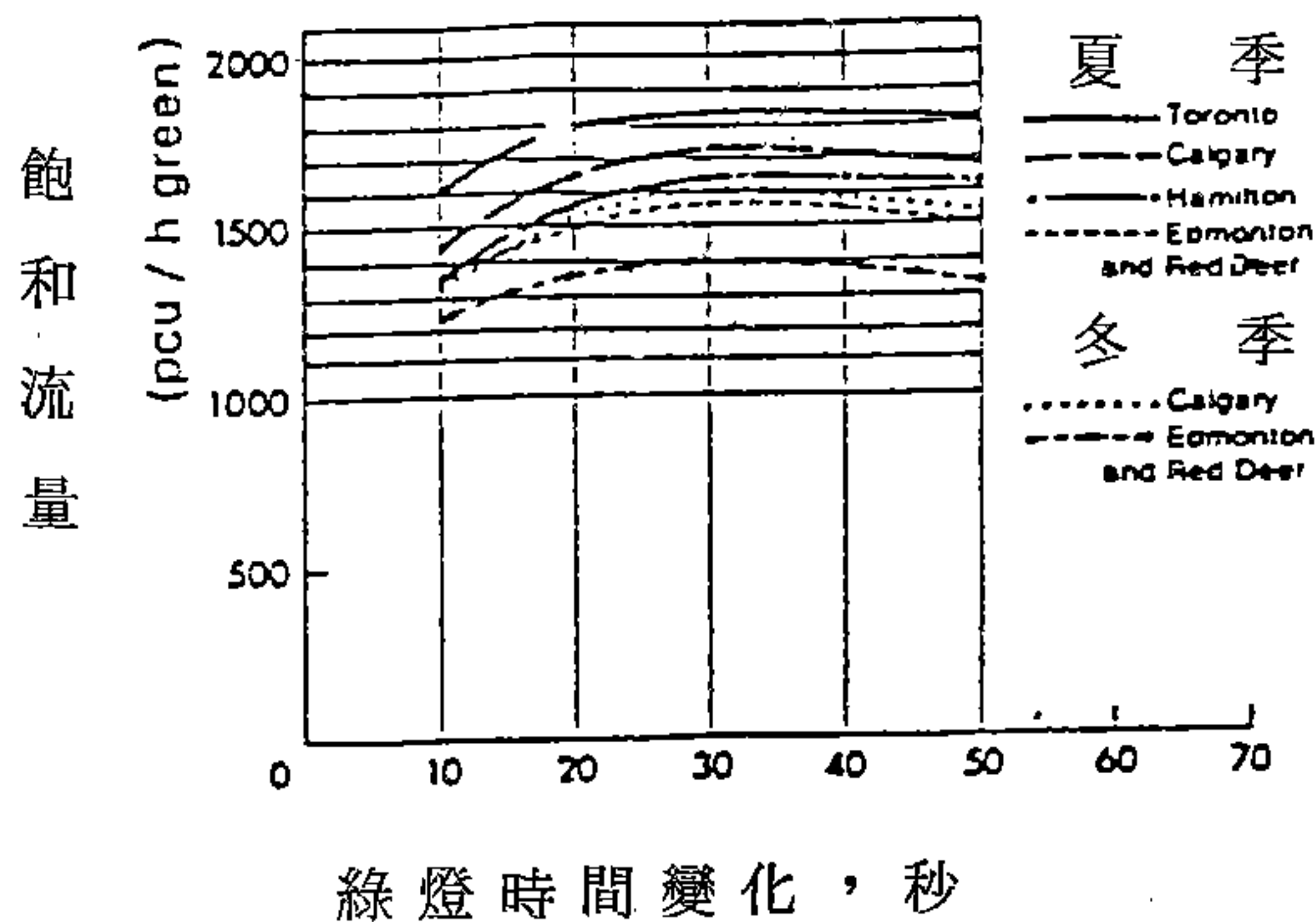


圖 2-8 加拿大容量手冊飽和流量分析

資料來源：〔TRB, TRR1005, 1985〕

4. 交叉口績效之評估準則

交叉口之路口容量雖可為各路口服務績效之量度依據，並可為比較之基礎，然容量值本身却無法反應路口需求流量 (Demand Volume) 與號誌設定關係之良窳，因此加國容量指南乃建議其他七種評估準則，包括：

- (1) 車道 (或路口) 之流量 (V) 與容量 (C) 比， V/C 。
- (2) 交叉口之 V/C 。

表 2.9 加拿大容量分析之飽和流量調整因素

調 整 因 素 功 能 車 道	車 道 寬 度	轉 彎 半 徑	坡 度	停 等 空 間	疏 解 空 間	公 車 站	路 邊 停 車	綠 燈 時 間 長
直進及左轉	•		•	••	•	•	•	•
直進及右轉	•	•	•	•	•	•	•	•
直進專用	•		•	••	•	•	•	•
左轉專用	•		•	•		•		•
右轉專用	•	•	•	•		•		•
直進、左、右轉	•	•	•	•	••	•	•	•

資料來源：〔TRB， TRR 1005， 1985〕

(3)車道之保留容量 (Reserve Capacity)。

(4)交叉口之保留容量。

(5)平均車道延滯。

(6)平均路口延滯。

(7)疏散機率 (Probability of Discharge)。

以上七種評估準則，無一可以代表整個路口之服務水準，因此，建議可以各種指標同時評估。該七項評估準則中，仍以延滯為最重要之服務水準衡量依據。

延滯之計算包括兩部分，其一為均態延滯 (Uniform

Delay, du)，其二為過飽和延滯 (Overflow Delay, do)。均態延滯係以等候理論 (Queueing Theory) 關係推導而得，飽和延滯推導則以 Whiting 所建立之模式，可運用 TRANSYT-7 程式計算 [30, P. 18]。

5. 號誌時制設定

最短週期時間 (Cycle Time) 及號誌時制設定最佳化過程仍遵循韋伯氏 (Webster) 之方法。此外，對行人安全和作更多之考慮，號誌時制設定技術包括以下四者：

- (1) 比例分配法——依需求流量與飽和車流比分配；
- (2) 車隊疏解機率均等法，
- (3) 總延滯極少法，
- (4) 擁擠管理法。

比例分配法乃針對臨界車道 (Critical Lane) 之需求流量 (V) 與飽和流量 (S) 之比而言，就交叉口中各路口臨界車道之 V/S 與整個交叉口之 V/SI ，依比例分配綠燈時間。疏解機率均等法乃將各路口之臨界車道之等待車隊通過路口之等待機率予以平衡，使各路口之臨界車道之等待車隊通過路口之等待機率予以平衡，使各路口之臨界車道中通過路口之機率均一化。總延滯極小法乃著眼於整個交叉口之延滯極小，以設定號誌時制。擁擠管理法之目的在於避免路口過度擁擠而佔用過長之等待長度 (Queueing Length) 而影響其相連路口之運作。

綜觀以上對加拿大號誌化交叉口容量指南之探討，可獲致以下幾點結論：

- (1) 流量計算乃以需求流量代替傳統之供給流量。
- (2) 號誌時制設定時，對行人安全作特別考慮，如黃燈時間及綠

燈間隔 (Intergreen Period) 等。

(3)飽和車流之調整並非須對所有因素進行調整，應選擇影響最大之因素為之。

(4)服務水準之評估應以各種準則同時進行分析。

(5)該指南對各類車輛經最小平方法，分析得其相對PCE值。

2.1.1.6 各國容量手冊之比較分析

在前面各節中，探討了美國 1985 年容量手冊，澳洲容量指南，英國容量分析法，瑞典容量手冊及加拿大號誌化交叉口指南等。各國對容量分析之方法，飽和車流之推估與量測方式均有不同之考慮。擬就飽和流量推估基礎、飽和流量調查法、飽和流量調整因素及服務水準評估準則等四方面進行比較。

1.飽和流量之推估基礎

美國 1985 年版 HCM 之飽和流量計算乃以「車道群」為分析對象，計算單位為「車輛數 / 綠燈小時」。澳洲法則以「車道」為分析基礎，其單位為「車輛數 / 綠燈小時」，而車道亦以流動特性進行分類。英國法則以整個「路口」作為考慮依據，並將車輛適當分類，求取其 PCE 值，飽和流量之計算亦以「PCU」為單位。瑞典法以「車道」為計算基礎，然對車道依流動不同進行分類，不同分類有不同的飽和流量基本值，飽和流量以「車輛數 / 綠燈小時」為單位。加拿大容量指南乃就各車道進行分析與英國法相同，並以「PCE」為分析之計算單位。

各國對飽和流量推估基礎之異同如表 2.10 所示。表中並比較各國飽和流量的基本推估值。各國的研究都指出，飽和流量會同時受車道寬、路口寬及車道數的影響〔8, 10, 12〕。

表 2.10 各國飽和流量推估基礎及單位之比較

國 家	推 估 基 礎	計 算 單 位	基本飽和流量 (3.0~3.5公尺 標準理想車道)
美國 1985HCM	車道群 (Lane Groups)	小客車/綠燈小時	1800
英國 BRRL	路 口 (Arm)	小客車 /綠燈小時	1850
澳洲 ARCG	車道 (Lane)	車輛數/綠燈小時	1850
瑞典 SCM	車道 (Lane)	車輛數/綠燈小時	1700
加拿大 CCG	車道 (Lane)	小客車 /綠燈小時	1800
南非 SA * [31]	車道 (Lane)	車輛數/綠燈小時	1900

* 以美國「平均飽和間距法」調查。

2. 飽和流量調查方法

各國對飽和流量調查方法分述於各節中，其方法雖略有不同，唯均以能取得適當之「飽和時段」(Saturated Period)以計算飽和流率為調查設計之主要關鍵，各法均兼顧下列特點：

- (1) 避免起動延滯 (Starting Delay) 之干擾：其中美國 1985 HCM 視第四部車以前均受干擾，英國法則以 6 秒鐘 (第一時段) 為起動延滯影響時段，澳洲則以前 10 秒為干擾時段。
- (2) 減除非飽和狀態 (Unsaturated) 之影響：美國法與澳洲法於調查時，必須確定停等車隊中最後一部車之車輛特性 (型態，顏色)。當然車輛該過參考點之時間，亦為飽和狀態

結束之時段。英國法亦有相同之作業方式，唯較不明顯。此點考慮對飽和流量調查之準確性，有甚大助益。

(3)對佔用黃燈時段之考慮，此舉對計算流動之損失時間極為重要。

(4)同時記錄通過路口之總流量，可了解車流續進狀態，及應用於各種評估準則。

(5)採大樣本 (Large Sample) 蒐集方式，以平均之觀念，消除各種偏態 (bias) 狀況。

3.飽和流量調整因素

各國容量分析方法，均指出在不同交通組成，幾何設計等狀況下對飽和流量均有影響，有必要進行調整。然各國調整方式與方法略有不同。其中澳洲對不同環境，不同車道之飽和流量基本值有所不同，瑞典則對不同流動特性之各類車道型態有不同之飽和流量起始值，英國則先進行交通組成因素之調整再行轉向車輛因素之調整。加拿大亦對路口環境不同進行調整，此外天候亦有甚大影響。美國則將各調整因素列入一計算式中，以相乘積方式進行分析。

各國容量分析方法，對飽和車流調整因素如表 2.11 所示。

4.服務水準評估準則

目前各國對號誌化交叉口服務水準之評估，均以延滯 (Delay) 為主。美國以加總計算路口及整體交叉口之平均每車延滯為依據，且明列不同服務水準 (A~F) 之延滯值區間，澳洲、瑞典則以總延滯為衡量標準，另考量停等長度、停車比例等其他參數為評估之準則。

各國之服務水準評估準則彙整如表 2.12 所示。

表 2.11 各國飽和流量調整因素比較

國 別	調 整 因 素
美 國 (1985 HCM)	<ul style="list-style-type: none"> • 車道數 • 車道寬 • 車型車 • 坡度 $S_{pcus}/hr \rightarrow S_{vehs}/hr$ • 地區因素 • 地區公車 • 停車活動 • 轉向
澳 洲 (1981 TS)	<ul style="list-style-type: none"> • 車道型態 • 車道寬 • 交通組成 • 車道使用 $S_{tcu}/hr \rightarrow S_{veh}/hr$ • 環境 • 坡度 • 轉向 • 短車道
英 國 (1966 TS)	<ul style="list-style-type: none"> • 路口寬 • 交通組成 • 坡度 $S_{pcus}/hr \rightarrow S_{pcus}/hr$ • 轉向 • 車道類型 • 區位
瑞 典 (1977 SCM)	<ul style="list-style-type: none"> • 坡度 • 行人 • 交通組成 $S_{veh}/hr \rightarrow S_{veh}/hr$ • 車道類型 • 交通組成 • 轉向
加 拿 大 (1984 CCG)	<ul style="list-style-type: none"> • 車道寬 • 轉彎半徑 • 停車活動 • 行人流量 $S_{pcus}/hr \rightarrow S_{pcus}/hr$ • 坡度 • 公車站 • 停等空間 • 疏散空間 • 天候

表2.12 各國號誌化交叉路服務水準評估準則

國 別	評 估 準 則
美 國 、 英 國	延 滯
澳 洲	<ul style="list-style-type: none"> • 延滯 • 停等車隊長度 • 能源消耗 • 停止車輛數 • 行人延滯
瑞 典	<ul style="list-style-type: none"> • 延滯 • 停車比例 • 停等長度
加 拿 大	<ul style="list-style-type: none"> • 延滯 • 保留容量 • 流量 / 容量 • 疏解機率

2.1.2 國內號誌化交叉路容量分析研究之回顧

自民國六十二年起，國內交通工程師利用各種不同的方法對混合車流狀況下有關飽和流量及當量的課題進行研究分析，本研究將其整理，並逐年回顧如後：

- (1)民國六十二年，省公路局在其機車管理問題之專題研究中根據機車與小汽車之速率及佔有道路面積之差異，以理論推導得機車之PCE值為0.3〔32〕。
- (2)民國六十三年，王傳芳博士及黃通良教授利用V-K-Q 曲綫推導得知機車之PCE值在機車混合比為1時最小，其值為0.32〔

16〕；趙清山君對台北市重要交叉口進行實施調查分析，其指出直行小汽車之平均間距為 2 秒，右轉車之平均間距為 2.8 秒，〔33〕。

(3)民國六十四年，阮聰義君分析台北市南京東路 3.9 公尺快車道，顯示純小客車平均間距為 1.71 秒，純大客車之平均間距為 3.6 秒〔34〕。

(4)民國六十五年，郭敏能君對於台北市慢車道混合車流 V-K-Q 曲綫的分析，以推估不同車道寬度在不同機車混合比下的臨界流量及機車當量〔17〕。鄭賜榮君以澳洲法的交叉口容量分析架構為基礎，利用迴歸分析來求小汽車當量，分析結果指出快車道右轉當量與慢車道之流量有關，右轉小汽車之 TCE 值為 1.21 ~ 2.01，右轉大型車之 TCE 值為 2.01 ~ 2.94〔13〕。交大管研所分析台北市中山北路各交叉口得出平均車頭距為 2.4 秒〔40〕。

(5)民國六十六年，蘇錦江君之模擬研究指出重型車之 PCE 值為 1.3，機車之 PCE 值約為 0.5〔35〕。

(6)民國六十八年，林大煜君在天津街機車專用道之交通特性調查研究指出，在單向寬度為 1.5 公尺，坡度 5 %情況下，機車之飽和間距為 0.5 秒。〔36〕。

(7)薛春明君調查分析台北市南京東路—林森北路交叉口推估平均最小間距為 2 秒〔37〕。

(8)民國七十年，周煥昌君之模擬分析指出 3.5 公尺車道之飽和流量為 1800 直行小汽車 / 小時，慢車道機車之 PCE 值隨混合比及干擾程度的不同介於 0.01 至 0.72 之間〔18〕。

(9)民國七十一年，王慶瑞君實地調查分析直行快車道的飽和流量為

1989小客車／小時，左轉車道爲1875小客車／小時，並應用美國臨界流動分析法評估台北市忠孝東路－基隆路交叉口服務水準〔14〕。許添本先生實地調查分析直進快車道平均間距約爲1.70秒，其並建立混合車流號誌化交叉口容量分析的基本架構〔23〕：

- ①以流動（Movement）取代以車道及以路口而爲量測（Measurement）及估計（Estimation）之對象。
- ②採用飽和流量爲出發點。
- ③利用「小客車當量」（PCE）及「機車當量」（MCE）共同來建立分計的基本單位。
- ④將一部份影響飽和流率的因素，應當成與號誌時制具有直接關係的因素分析，包括行人干擾、對向車流干擾、公車站因素、駐車干擾，及車道長度受限等。
- ⑤利用現場研究（Field Study），配合理論推演相輔相成；一方面以理論推演來減少調查資料，增加模式可移轉性，一方面以現場調查加強其與實際情況配合。
- ⑥配合流動爲分析對象的基本觀念，採用臨界流動方法（Critical Movement Approach）取代臨界車道分析（Critical Lane Analysis），而且利用流動哲學（Movement Philosophy）取代時相哲學（Phase Philosophy）來進行號誌及交叉口設計。

(10)民國七十二年二月，交通部運輸計劃委員會邀集國內交通工程師研討之後提出一份“台灣地區公路及市區道路交叉路口小客車當量（PCE）值”，根據公路特性，區位及控制方式，機車有不同的的小客車當量值。周義華教授及陳天賜君對於市區公車及小客車

當量進行研究：並分析公車站位、公車流量、服務時間以及公車站與停止綫距離等因素，對小客車當量值的影響〔19〕。

同年六月，張學孔君經由實地分析快車道飽和流量為2080 直行小汽車 / 小時，並經由迴歸分析針對三個路口進行右轉機車之直行機車當量 (Through Motorcycle Equivalence) 分析，且推估各車道之直行機車飽和流量〔15〕；吳祚炯君利用二維座標模擬模式分析 3.3 公尺寬之慢車道飽和流量及機車 TCE 值，研究結果指出機車 TCE 值隨著機車混合比的增加而增加，但最後有下降的趨勢〔20〕。

- (11)民國七十三年周義華教授與魏健宏君對V/C 與車流延滯之關係進行模擬研究，該研究範圍包括路口及相聯路段，研究結果並建立流量 / 容量比值、平均行駛時間延滯及服務水準的關係，該項研究並推估 3.5 公尺寬車道之飽和流量為2160 直行小客車 / 小時，7.0 公尺寬車道飽和流量為4392 直行小客車 / 小時，機車之小客車當量值為：直行車 0.58，左轉 0.93，右轉 0.70〔21〕。

- (12)民國七十四年，張學孔君應用改良式臨界流動分析方法，對高雄市民族路一九如路交叉口進行容量分析，建立以總體延滯評估交叉口服務水準的架構，並以延滯為因子其評估交叉口交通改善之效益〔38〕。

- (13)民國七十五年蔡輝昇博士與羅彬榮君對台南市交叉口車隊疏解特性進行分析，分析結果指出：

①在 7% 的大型車比例下，飽和間距為 2.07 秒。

②在不考慮違規提早起動車輛情況下，起動損失時間為 3.78 秒，若考慮這些提早起動車輛，則起動損失時間降為 1.87 秒。

該研究並利用許添本先生的調查資料分析台北市直行小客車的起動延滯為 3.99 秒〔39〕。

以上回顧資料整理詳見表 2.13。對於有關容量應用的分析研究，可詳見許添本先生研究之整理結果〔23〕。

2.1.3 機車處理方式之回顧

高比例機車之混合車流是台灣地區交通的特色，在台灣地區容量分析方法中，並定要能夠顯現此一特性。本節將以往對於機車在號誌化交叉口容量分析的處理方式與計量方法，作一回顧與比較，以期給本研究一些啟發與參考基礎。

1. 單一當量值之分析

美國、澳洲，及瑞典的號誌化交叉口容量手冊中，並沒有將機車納入考量。1985 HCM 僅在非號誌交叉口給予機車一固定的小客車當量值〔12〕。英國與加拿大的容量手冊中，則有考量機車流量〔2, 11〕，並依迴歸分析推估其平均之小客車當量值〔43, 44〕。王慶瑞先生及張學孔先生的「臨界流動分析法」的應用研究上，即是採用固定的機車當量值進行分析〔14, 38〕。

2. 兩段式分析

近年英國李茲大學 (The University of Leeds) 在泰國、曼谷的一次研究計劃中，曾提出對高機車混合比車流的處理方法〔45〕。

(1) 基本上認為：機車在路口會向前推擠停等，在號誌線燈始亮後，前方停等機車傾巢而出。

(2) 機車流量分為兩部分分析：第一部分綠燈始亮 6 秒內之機車流量 (MG)；第二部分為綠燈始亮後機車通過量 (MR)，MG 與 MR 的關係，可利用下式推估

表 2.13 國內有關容量研究

研究單位(人)	研 究 結 果	說 明
62 年〔32〕 省 公 路 局	機車 PCE 值 0.3	理論推導
63 年〔33〕 台大土研所 趙清山 君	小汽車—小汽車間距 2 秒 重型車—重型車之間距 3 秒 右轉車與左轉車之間距 3.2 秒 右轉車—左轉車之間距 2.8 秒	其爲台北市之概略觀察值
64 年〔34〕 台大土研所 阮聰義 君	卡車大車之小最大平均混 合比客車當量流量間距 0 — 2105 (1.71) 0.2 1.68 1846 (1.95) 0.4 1.78 1600 (2.25) 0.6 1.75 1450 (2.48) 0.8 1.85 1250 (2.88) 1.0 2.10 1000 (3.60)	利用 M—L 之隨車理論取最 大流量值。 研究對象爲南京東路平均路 段，其車道寬爲 3.9 公尺。
65 年〔13〕 台大土研所 鄭賜榮 君	三快車道之飽和流量在各 流向比 10% 下爲 2908 vph G (綠燈小時) 以快車道 小型車右轉小汽車當量： 1.27—2.01 以慢車道小型車右轉小汽	利用速率—密度曲綫。應用 車流理論求最大流量，再以 多元迴歸求 P.C.E，研究 對象爲： 松江路—南京東路交叉口 之南向(限北端路口)

表2.13 (續)

研究單位(人)	研 究 結 果	說 明
	車當量： 1.15 — 1.22 快車道大型車右轉小汽車 當量： 2.01 — 2.94	
65年〔17〕 台大土研所 郭敏能 君	機車混 機車 最大 合 比 當 量 流 量 0 1775 0 2000 0 2200 1.00 5700 1.00 7550 1.00 11350 0.2 0.46 0.4 0.40 0.6 0.37 0.8 0.34 1.0 0.26	研究慢車道，利用速率一流 量—密度曲綫 3.5公尺寬 4.8公尺寬 6.5公尺寬 3.5公尺寬 4.8公尺寬 6.5公尺寬 其中研究對象爲 林森北路—長春路之北端慢 車道（3.5公尺）松江路— 南京東路，北端慢車道（ 4.8公尺）松江路—南京東 路，東端慢車道（6.5公尺）
65年〔40〕 交大管研所	平均車頭間距 2.4 秒 (1500 Uph)	研究地點中山北路各路口平 均
65年〔41〕 台大土研所 周義華等人	最大間距爲 2.15 秒	調查研究對象爲松江路— 南京東路

表2.13 (續)

研究單位(人)	研 究 結 果	說 明
66 年〔35〕 台大土研所 蘇錦江 君	每車道 1,200 輛/小時 重型車當量 1.3 機車當量 0.5 左轉當量 1.5 右轉當量 1	應用模擬(各種輸入及假設之不同,會造成輸出之不同。)
68 年〔42〕 交大運研所	(一車道) 700 Pcu/hr 735 770 805 840	(在最佳號誌設計下) 慢車道(有效寬度 3.5 公尺) 無中央及快慢分隔之快車道 道中央分隔之快車道 快慢分隔之快車道 中央,快慢分隔的快車道
69 年〔37〕 台大土研所 薛春明 君	最小間距為 2 秒	模擬法,調查地點 南京東路—林森北路
70 年〔18〕 台大土研所 周煥昌 君	飽和流量快慢車道同 3.5 公尺 1800 tcu/hr 快車道 大車混合當量為 1.39 — 2.00 P.C.E 慢車道機車 當量: 0.25-0.72 (干擾性) 0.01-0.17 (非干擾性) 慢車道大車混合當量: (3.5 公尺寬) 1.50 (4.8 公尺寬) 3.00 轉向車當量,快車道	適用於三車道以下 快慢車分隔 無左、右轉專用道

表 2.13 (續)

研究單位(人)	研 究 結 果	說 明
	小汽車右轉當量 5.0 小車右轉當量 1.25-1.70 大車右轉當量 7.0 大車右轉當量 1.67-2.67 慢車道各車型右轉當量為 1.0 小車左轉當量為 7.1-11.3	
71 年〔14〕 王慶瑞教授	1. 3.5 公尺飽和流量 1989 小客車 / 小時 2. 左轉專用車道飽和流量 1875 小客車 / 小時 3. 小客車當量值分析結果 小貨車 1.10 大客車 1.45 大貨車 1.50	實地分析台北市 民權東路—松江路交叉口 利用迴歸分析飽和間距及 平均車頭距分析結果之平 均值。
71 年〔22, 23〕 龍天立教授 許添本君	1. 直行快車道平均飽和間 距 1.70 秒。 2. 左轉專用車道平均飽和 間距 1.78 秒。 3. 建立混合車流狀況下號 誌化交叉口容量分析架 構。	• 實地調查分析 • 評估檢討各國容量分析 方法並參酌混合車流的 特性建立。

表 2.13 (續)

研究單位(人)	研 究 結 果	說 明																									
72 年 交通部運研 所	邀集專家研討提出小客車 當量值： <table><tr><td></td><td>直行</td><td>右轉</td><td colspan="2">左 轉</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>有專用 時 相</td><td>無專用 時 相</td></tr><tr><td>小客車</td><td>1.0</td><td>1.3</td><td>1.2</td><td>1.5</td></tr><tr><td>機 車</td><td>0.3</td><td>0.4</td><td>0.4</td><td>0.5</td></tr><tr><td>大客車</td><td>1.5</td><td>2.0</td><td>1.8</td><td>2.3</td></tr></table>		直行	右轉	左 轉					有專用 時 相	無專用 時 相	小客車	1.0	1.3	1.2	1.5	機 車	0.3	0.4	0.4	0.5	大客車	1.5	2.0	1.8	2.3	專家研討
	直行	右轉	左 轉																								
			有專用 時 相	無專用 時 相																							
小客車	1.0	1.3	1.2	1.5																							
機 車	0.3	0.4	0.4	0.5																							
大客車	1.5	2.0	1.8	2.3																							
72 年〔19〕 周義華教授 陳天賜君	市區公車之小客車當量值 分析，考慮因素：公車站 位、公車到達率、公車服 務時間，及公車至交叉口 距離。	模擬分析。																									
72 年〔15〕 張學孔君	1.3.0 ~3.5 公尺直行 車道飽和流量為 2080 小客車 / 小時。 2.機車專用道飽和流量， 忠孝—復興南端路口， 3.95 公尺， 7480 輛 / 小時。 忠孝—復興北端路口， 3.85 公尺， 5960 輛 / 小時。 復興—信義南端路口， 3.50 公尺， 6160 輛 / 小時。	實地調查分析台北市交叉口快 車道，利用實地調查資料迴歸 分析而得。																									

表 2.13 (續)

研究單位(人)	研 究 結 果	說 明																					
73 年〔21〕 周義華教授 魏健宏君	<p>1.建立平均行駛時間延滯 (ATTD) 與流量 / 容量 (V/C) 比值之關係模式：</p> $ATTD = e^{3.34+2.16V/C}$ $R^2 = 0.801$ <p>2.建立平均行駛延滯流量 / 容量比值與服務水準之關係：</p> <table data-bbox="438 840 861 1332"> <thead> <tr> <th></th><th>V / C</th><th>ATTD</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td><td>≤ 0.6</td><td>≤ 80</td></tr> <tr> <td>B</td><td>≤ 0.7</td><td>≤ 106</td></tr> <tr> <td>C</td><td>≤ 0.8</td><td>≤ 143</td></tr> <tr> <td>D</td><td>≤ 0.9</td><td>≤ 203</td></tr> <tr> <td>E</td><td>≤ 1.0</td><td>≤ 250</td></tr> <tr> <td>F</td><td>—</td><td>—</td></tr> </tbody> </table> <p>3.模擬分析 3.5 公尺車道飽和流量為 2160 小客車 / 小時，7.0 公尺車道飽和流量為 4392 小客車 / 小時。</p> <p>4.各型車之 TCE 值</p> <p>(下頁)</p>		V / C	ATTD	A	≤ 0.6	≤ 80	B	≤ 0.7	≤ 106	C	≤ 0.8	≤ 143	D	≤ 0.9	≤ 203	E	≤ 1.0	≤ 250	F	—	—	模擬分析
	V / C	ATTD																					
A	≤ 0.6	≤ 80																					
B	≤ 0.7	≤ 106																					
C	≤ 0.8	≤ 143																					
D	≤ 0.9	≤ 203																					
E	≤ 1.0	≤ 250																					
F	—	—																					

表 2.13 (續)

	<table><tr><td></td><td>左轉</td><td>直行</td><td>右轉</td></tr><tr><td>小型車</td><td>3.03</td><td>1.0</td><td>1.68</td></tr><tr><td>大型車</td><td>3.38</td><td>1.55</td><td>2.99</td></tr><tr><td>公 車</td><td>8.73</td><td>4.84</td><td>5.90</td></tr><tr><td>機 車</td><td>0.93</td><td>0.58</td><td>0.70</td></tr></table>		左轉	直行	右轉	小型車	3.03	1.0	1.68	大型車	3.38	1.55	2.99	公 車	8.73	4.84	5.90	機 車	0.93	0.58	0.70	
	左轉	直行	右轉																			
小型車	3.03	1.0	1.68																			
大型車	3.38	1.55	2.99																			
公 車	8.73	4.84	5.90																			
機 車	0.93	0.58	0.70																			
74 年〔38〕 張學孔君	1.初步分析應用「臨界流動分析」至混合車流交叉口之問題。 2.應用臨界流動分析方法評估交叉口容量及服務水準。 3.建立以交叉口 整體延滯評估交通工程改善效益之分析架構。	應用實地調查資料分析																				
75 年〔39〕 蔡輝昇博士 羅彬榮君	1.分析台南市車隊疏解特性：在 7 %大型車狀況下，飽和問題距為 2.07 秒；不考慮違規提早起動下起動損失時間為 3.78 秒，考慮提早起動則為 1.87 秒。 2.利用許添本調查台北市資料，起動延滯為 3.99 秒。	實地調查分析																				

$$\textcircled{1} \text{獨立交叉口} \frac{MG}{MR} = 0.48 R/G$$

$$\textcircled{2} \text{連鎖號誌} \frac{MG}{MR} = 0.31 R/G$$

式中，R：有效紅燈時間

G：有效綠燈時間

(3)在處理上，將第一階段的機車忽略不計，亦即第一時段內機車之小客車當量值為0.0。而第二部分機車則視其使用車道類型而決定PCE值。該部分機車流量可利用下式推估。

$$MR = \frac{M}{0.48 R/G + 1} \quad (\text{獨立交叉口})$$

$$\text{或} = \frac{M}{0.31 R/G + 1} \quad (\text{連鎖路口})$$

表2.14 即為泰國曼谷實際研訂的機車小客車當量值。

表2.14 泰國、曼谷機車小客車當量值

機車使用車道及狀況	PCE 值
前 6 秒 疏 解 機 車	0.0
路 線 第 一 車 道	0.65
右 轉 車 道 *	0.62
其 他	0.53

* 泰國、曼谷為左行，此即我國之左轉車道。

資料來源：〔45〕

3.依混合比分析

國內許添本君的研究中，建議機車可視其混合比不同的處理方式。其將機車混合車流依機車混合比劃分為五種類型的活動，如表 2.15 所示。並認為可利用小客車之機車當量值 (MCE) 分

表 2.15 機車混合分類

類 型	流 動	混 合 比
A	純 汽 車	0
A M	汽 車 爲 主 ， 機 車 混 合	0.0 ~ 0.6
A M	汽 機 車 並	0.45 ~ 0.90
M a	機 車 爲 主 ， 汽 車 混 合	0.80 ~ 1
M	純 機 車	1

析，以機車爲主的流動。並建議針對不同混合比利用不同當量分析或推估當量值〔23〕。

2.2 交通特性分析

交通特性爲容量手冊研擬時必須考量的因素。實義而言，其包括幾何設計、車流特性，以及管制特性，這些因素決定了交叉口或幹道功能及駕駛行爲。本章分別就號誌化交叉口、非號誌化交叉口、圓環及幹道之交通特性進行分析，以期作爲建立容量及服務水準分析架構的基礎。

2.2.1 交叉口分類特性

交叉口幾何配置與容量分析有直接的關係，對於不同的交叉口

類型必須予以確認，台灣地區交叉口（Intersection）因受路型的影響而有不同的型式，各交叉口依路口（Approach）路型的不同而有不同的組合。

基本上路口的型態有四種，即無分隔型、中央分隔型、快慢分隔型，和中央兼快慢分隔型，如圖 2-9 所示。若只針對路口車輛流出的方向而言，路口的基本型態利用中央分隔和快慢分隔型態即可加以區分。利用上述四種基本的路口型態，可組合成目前台灣地區八種不同的交叉口類型，並以台北市交叉口為例說明如表 2.16 所示。

2.2.2 交通組成與車流特性

各型交叉口的交通組成及流向的分佈情形，會因交叉口幾何配置和交通管制方式的不同而有變化。在快慢分隔路口，快車道全為汽車行駛，慢車道一般則有公車，小汽車和機車混合行駛。在中央分隔路口，機車則較易與汽車在右綫之車道混合行駛。轉向管制則將影響上述混合行駛的複雜性。

交通組成（Traffic composition）的分析對容量分析有雙重意義，一是實地量測（Measure）方面，一是在規劃推估（Estimate）方面。實地量測的目的是用以分析不同的車種對飽和流量的影響；在規劃推估方面，則是應用量測法結果所決定出的小客車量值（PCE）來推估設施之可能流量，以利未來道路及交叉口負荷程度之評估。

台灣地區交通組成與外國比較，最大特色即在高混合比之機車，就都市地區而言，台北市幹道交叉口之機車比例約為 40 %〔54〕，高雄市幹道交叉機車約為 70 %〔58〕。此高機車混合比的交叉口車流，在應用國外容量分析方法時，遭到相當大的困擾。因此，如

何適當地分析此交通組成特性，並合理的在容量分析時納入考量，實為我國號誌化交叉口容量手冊研訂的重要課題。

2.3 車流疏解特性

號誌化交叉口疏解 (Queue Departure) 是車流最基本的特性之一。車隊疏解特性將受地理環境、駕駛行為、交叉口型態，以及交通組成等因素的影響。在混合車流交叉口，快車道的汽車疏解行為與各國情形類似，但其起動延滯 (Starting Delay) 和疏解型態有所不同，圖 2.10 為各國對汽車疏解的分析，可顯現其中的差異〔23〕。

通常機車的疏解與汽車不同，機車停等在路口亦不如汽車規律，圖 2-11 顯示出機車在路口各車道停等的分配情況。就疏解特性而言，其疏解過程與汽車類似，疏解率由小變大，然後又逐漸下降，趨於停止，然而機車疏解之變化率顯然較汽車之疏解為大，而在綠燈始亮前就已有若干機車起動穿越停止線，圖 2-12 為台北市信義一復興路交叉口及忠孝一復興交叉口機車疏解狀況。

對於快慢分隔路型而言，慢車道上混合車流的疏解則依機車混合比而有不同。一般而言，當機車混合比較高時，車流疏解愈穩定，而當機車混合比低時，車流疏解將不穩定，由圖 2-13 的分析可顯示此一情況。圖 2-13 中亦顯現機車在綠燈始亮前就已違規起動穿越停止線，根據分析顯示，當機車流量愈大時，就有愈早起動的趨勢〔41〕。

在研擬交叉口容量分析方法，必須妥善考量機車在路口的停等疏解特性以及其對汽車疏解之影響。由於機車起動較快，路口範圍機車之疏解速率較汽車為高。因而在綠燈時段前期機車佔用路面比例較高；綠燈時段中期以後，等候線清除完畢，機車佔用路面比例

驟減至接近路段水準。若以水平軸表示機車佔用路面百分比，垂直軸表路口地帶位置座標，則可繪出每 5 秒間隔的路口車道使用率曲線，機車與汽車分別呈圖 2-14 及圖 2-15 之狀況。若只觀察路口十公尺內，綠燈時段汽、機車使用車道的消長，由台北市和平東路與新生南路交叉口調查分析顯示，呈圖 2-16 之情況。

此外，由於機車體積小，操作靈活，紅燈時段在路口形成等候線時，通常有向前集中，往橫發展之趨勢，形成如圖 2-17 之形狀，與汽車向後發展之等候線有顯著不同如圖 2-18 所示。

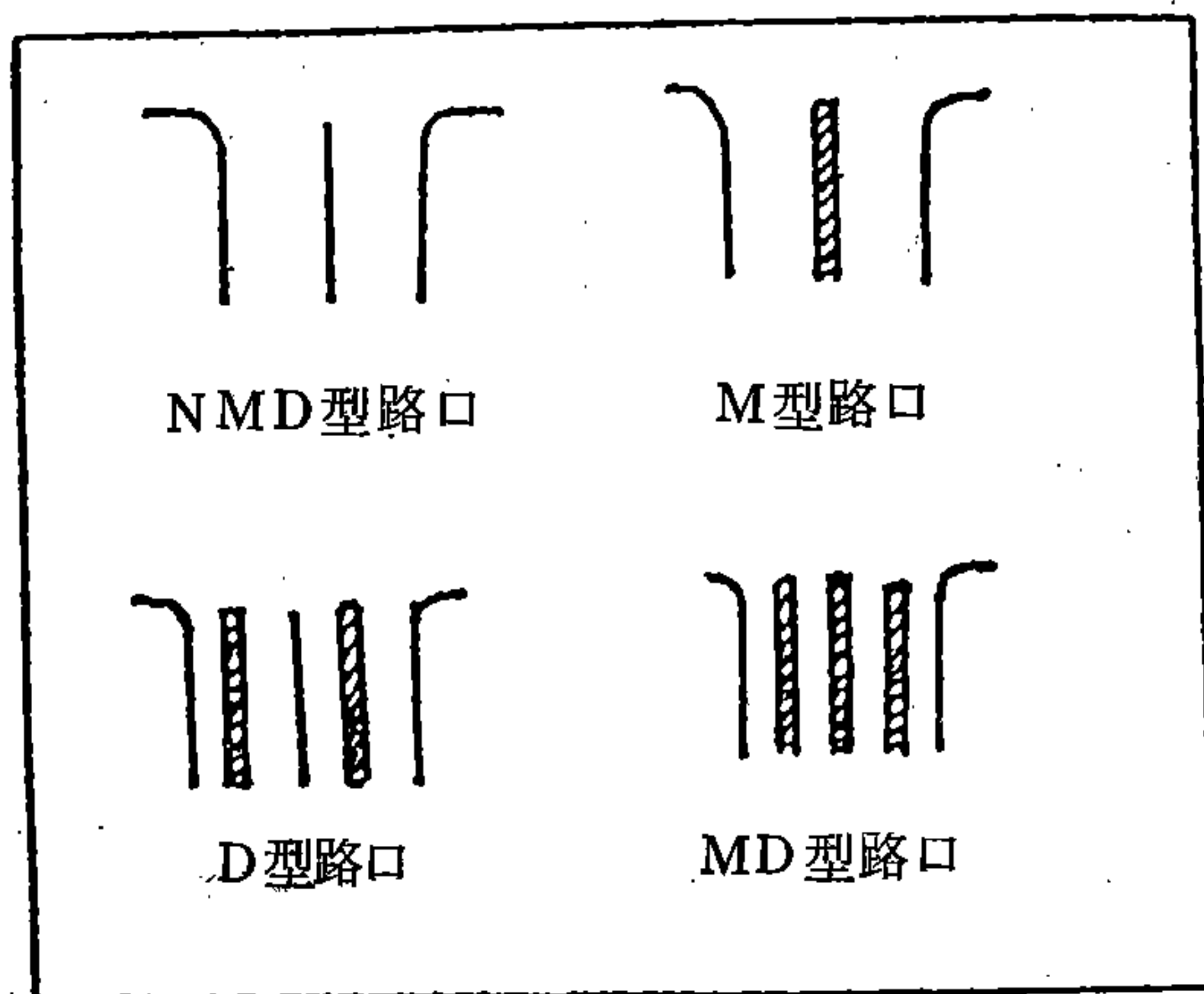


圖 2-9 路口型態分類示意圖

表2.16 交叉口型態說明

交叉口型態	實例	圖示	交叉口型態	實例	圖示
無分隔 — 無分隔 (NMD-NMD)	1. 林森—民生 2. 林森—長春 3. 博愛—衡陽		中央分隔 — 中央分隔 (M-M)	1. 忠孝—光復 2. 松江—民權 3. 復興—和平	
無分隔 — 中央分隔 (NMD-M)	1. 松江—長春 2. 林森—忠孝 3. 復興—長安		中央分隔 — 快慢分隔 (M-D)	1. 復興—信義 2. 新生—信義 3. 敦化—忠孝	
無分隔 — 快慢分隔 (NMD-D)	1. 金山—信義 2. 中山—民生 3. 松江—南京		中央分隔 — 中央快慢分隔 (M-MD)	1. 復興—仁愛	
無分隔 — 中央快慢分隔 (NMD-MD)	1. 愛國—博愛		快慢分隔 — 快慢分隔 (D-D)	1. 敦化—信義	

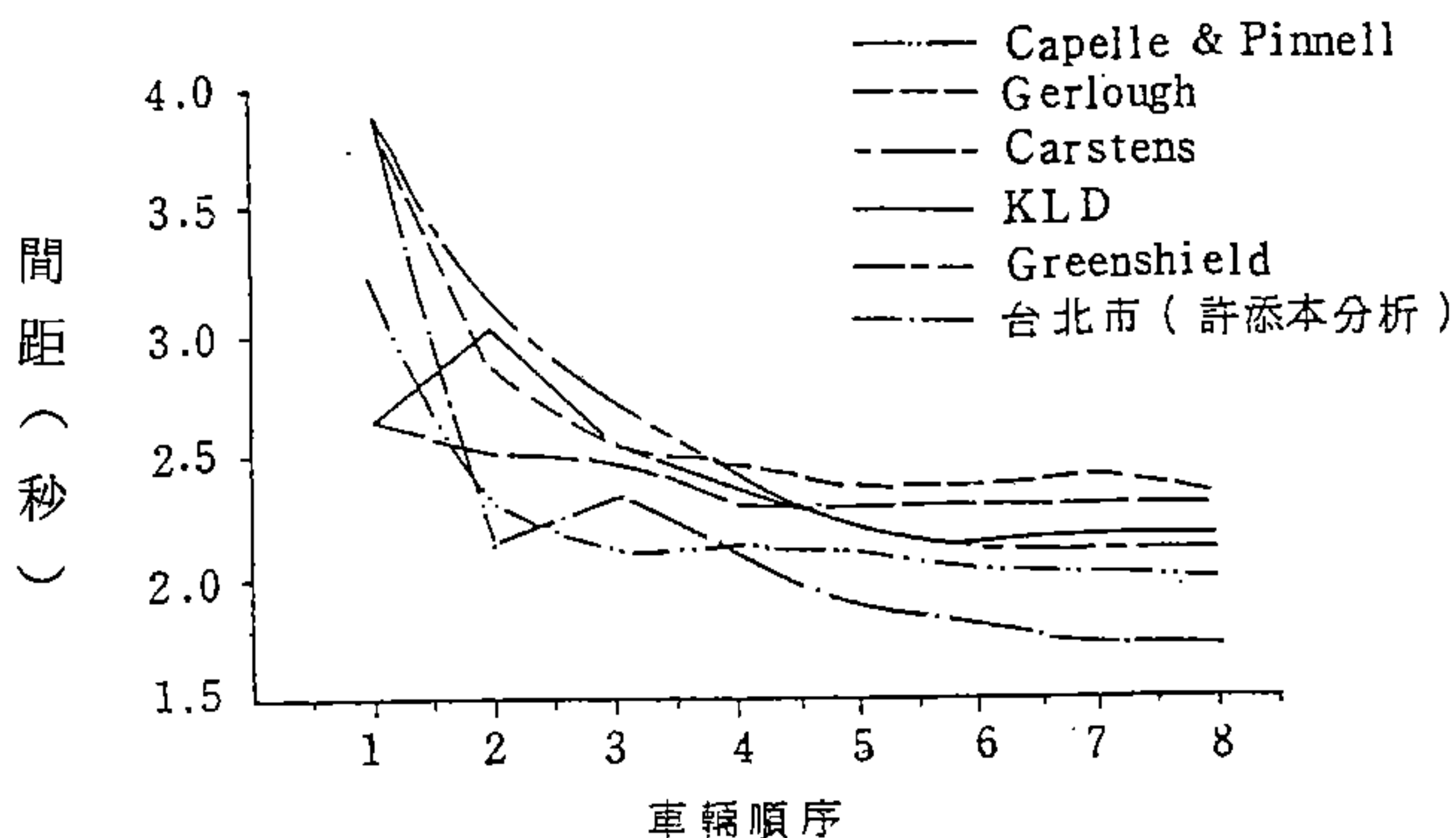


圖 2.10 汽車在路口疏解順序間距比較圖

資料來源：〔許添本，號誌化交叉口容量分析及應用之研究——臨界流動法之發展，民國七十一年〕。

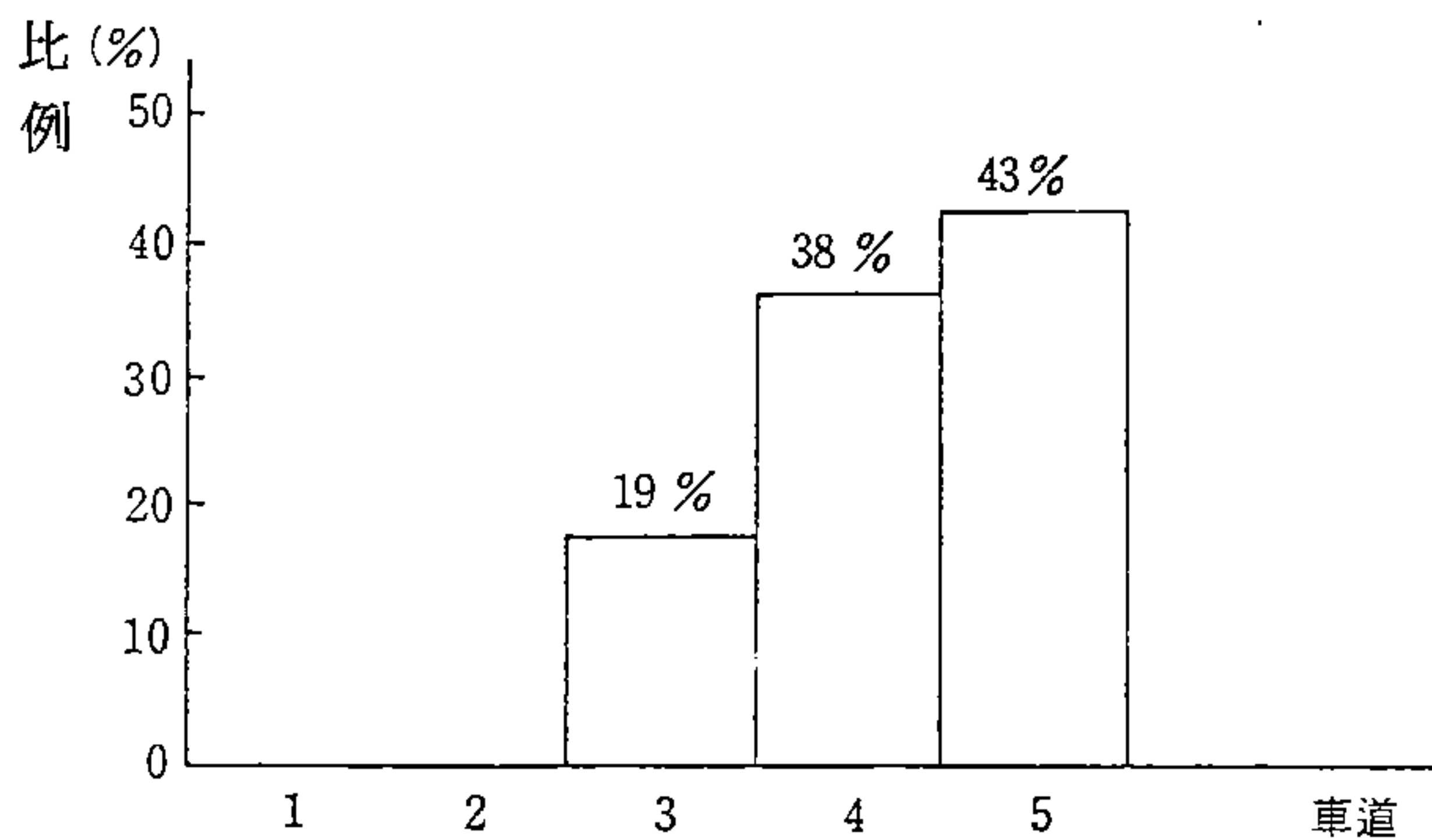


圖 2.11 機車在各車道分配比例示意圖

資料來源：〔同前圖〕。

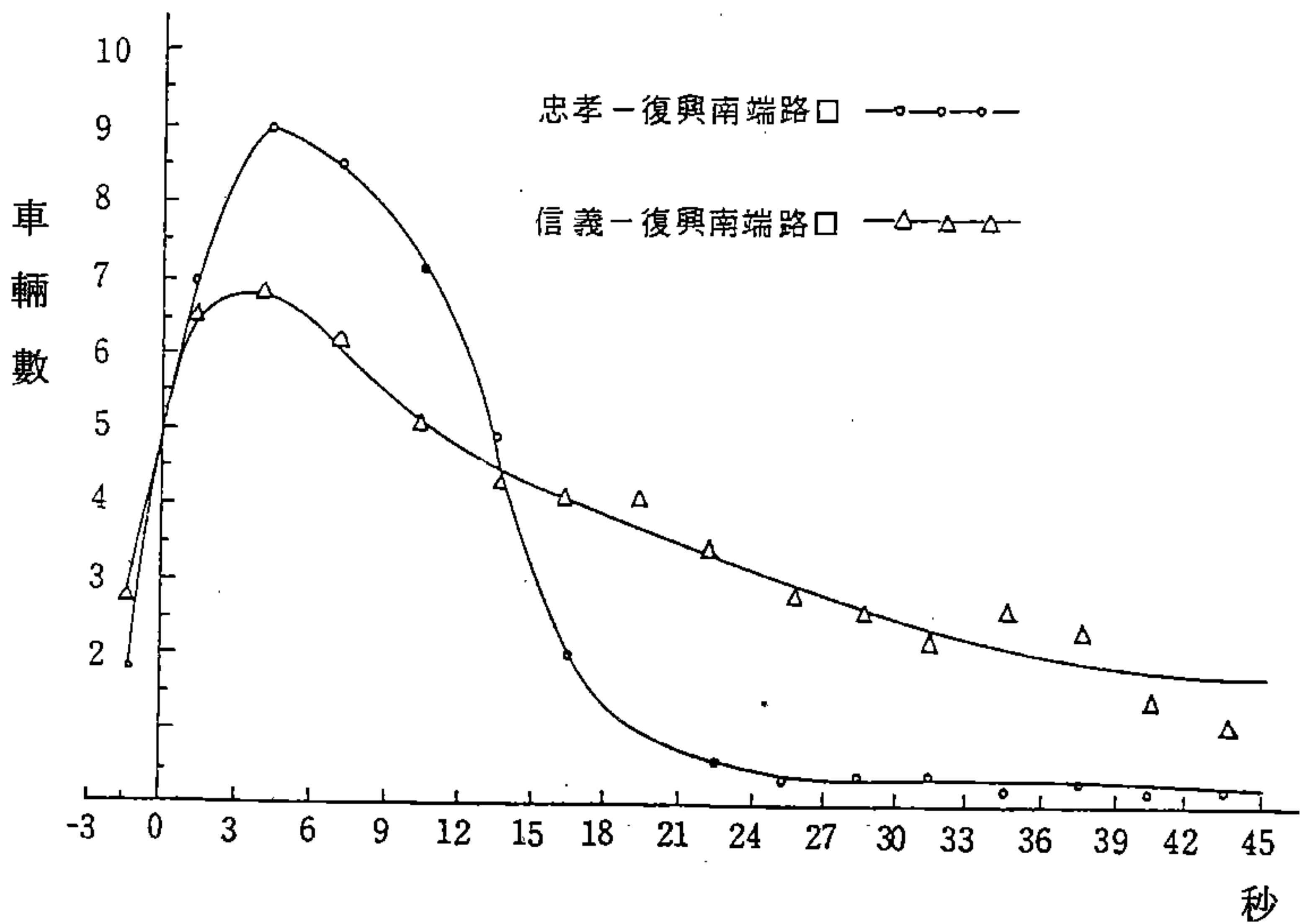


圖 2.12 機車在路口疏解示意圖

資料來源：〔張學孔，混合車流狀況下右轉流動特性及容量之研究，民國七十二年〕。

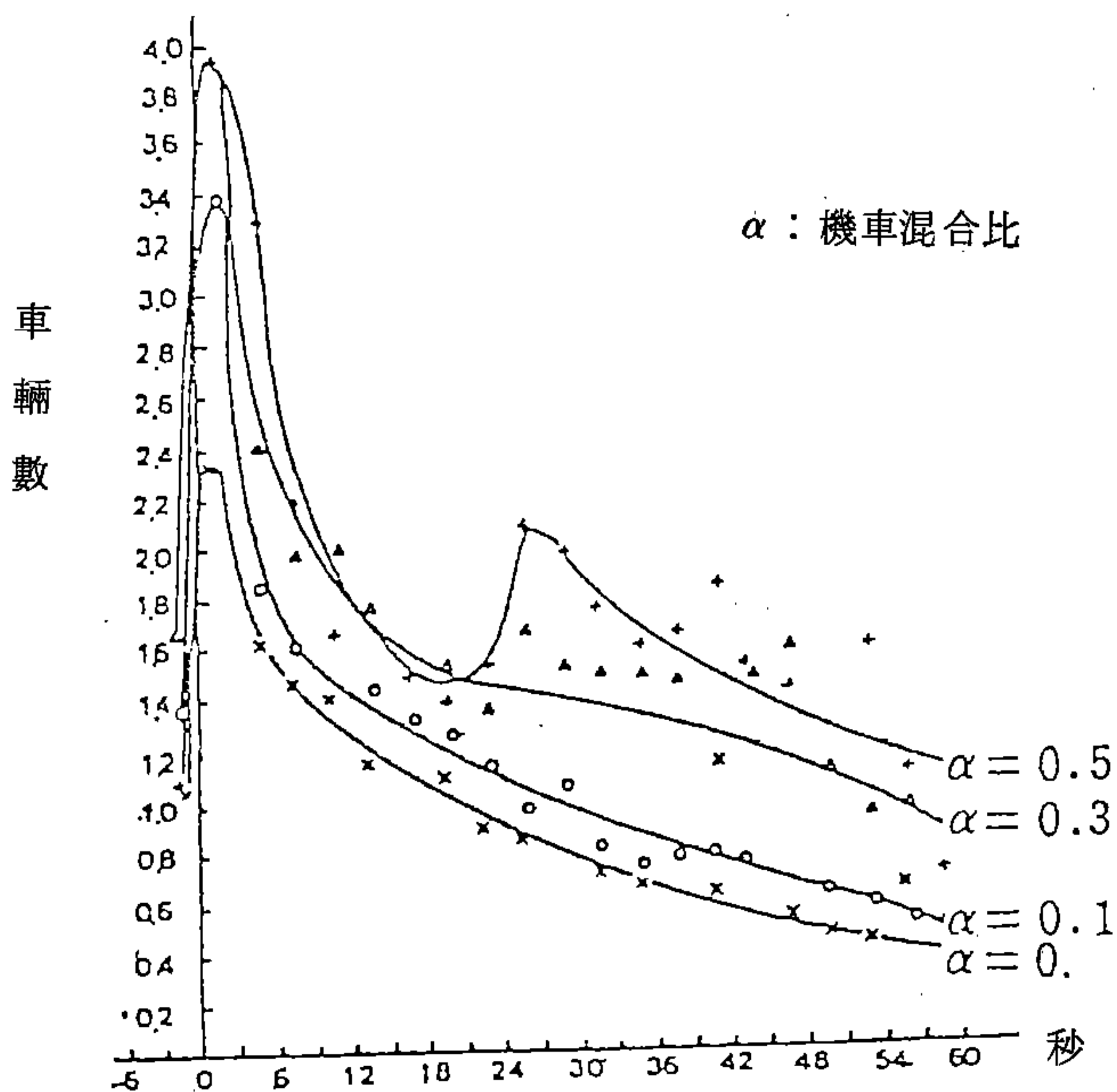


圖 2.13 各機車混合比下路口之混合車流疏解型態

資料來源：〔龍天立，Motorcycle Traffic in Urban Area, 1981〕。

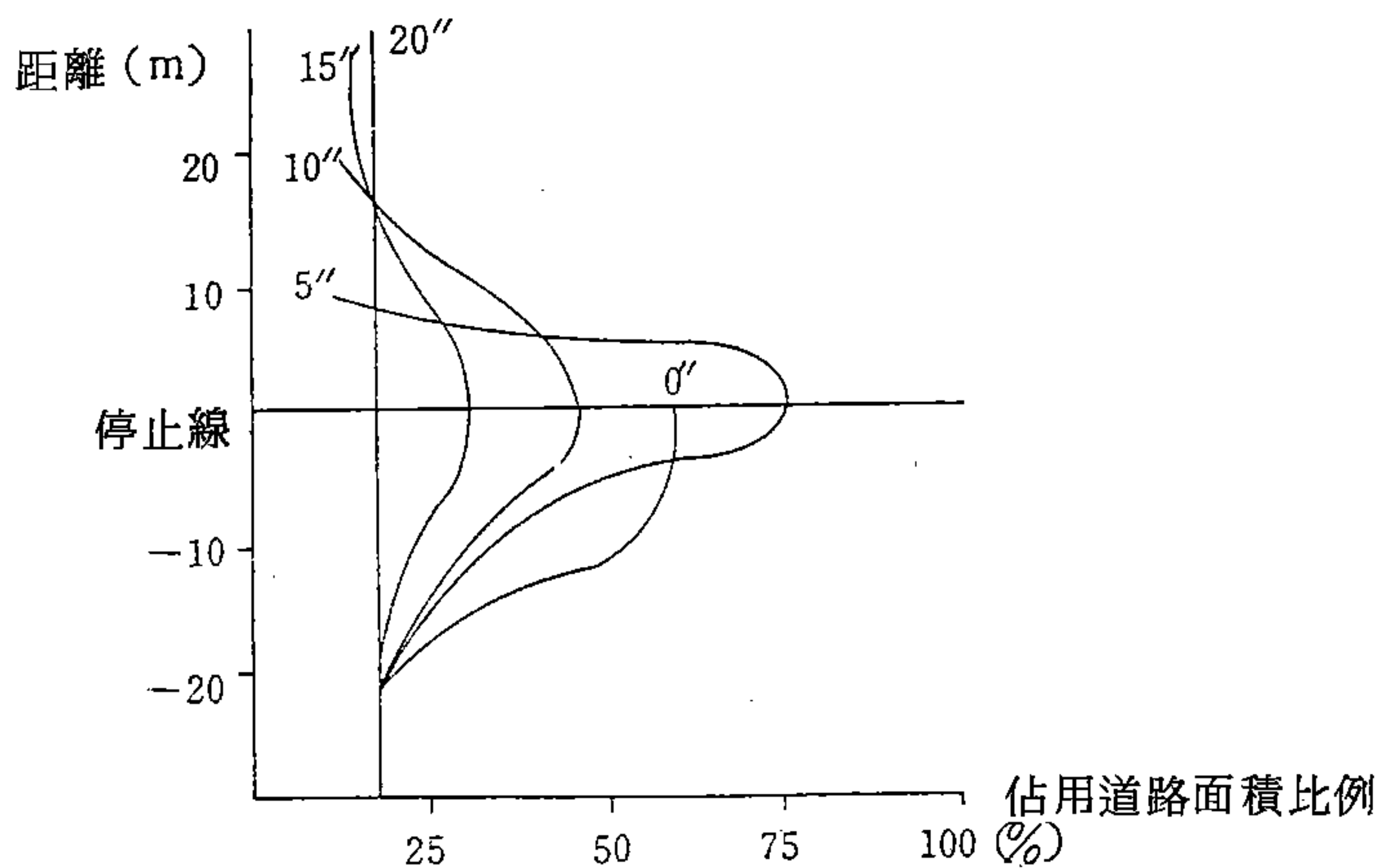


圖 2.14 機車在綠燈前段疏解之擴散現象

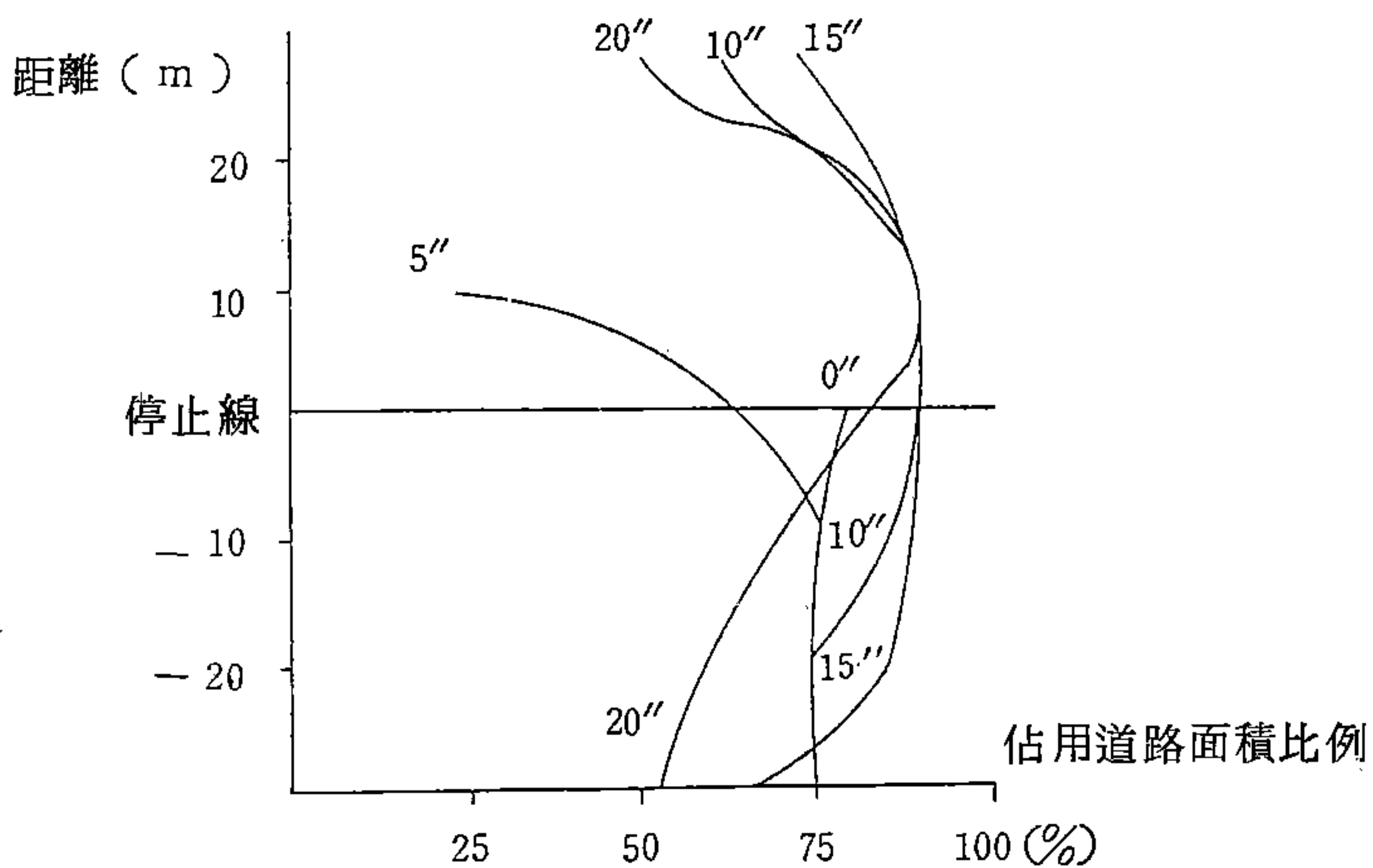


圖 2.15 汽車在綠燈前段疏解之擴散現象

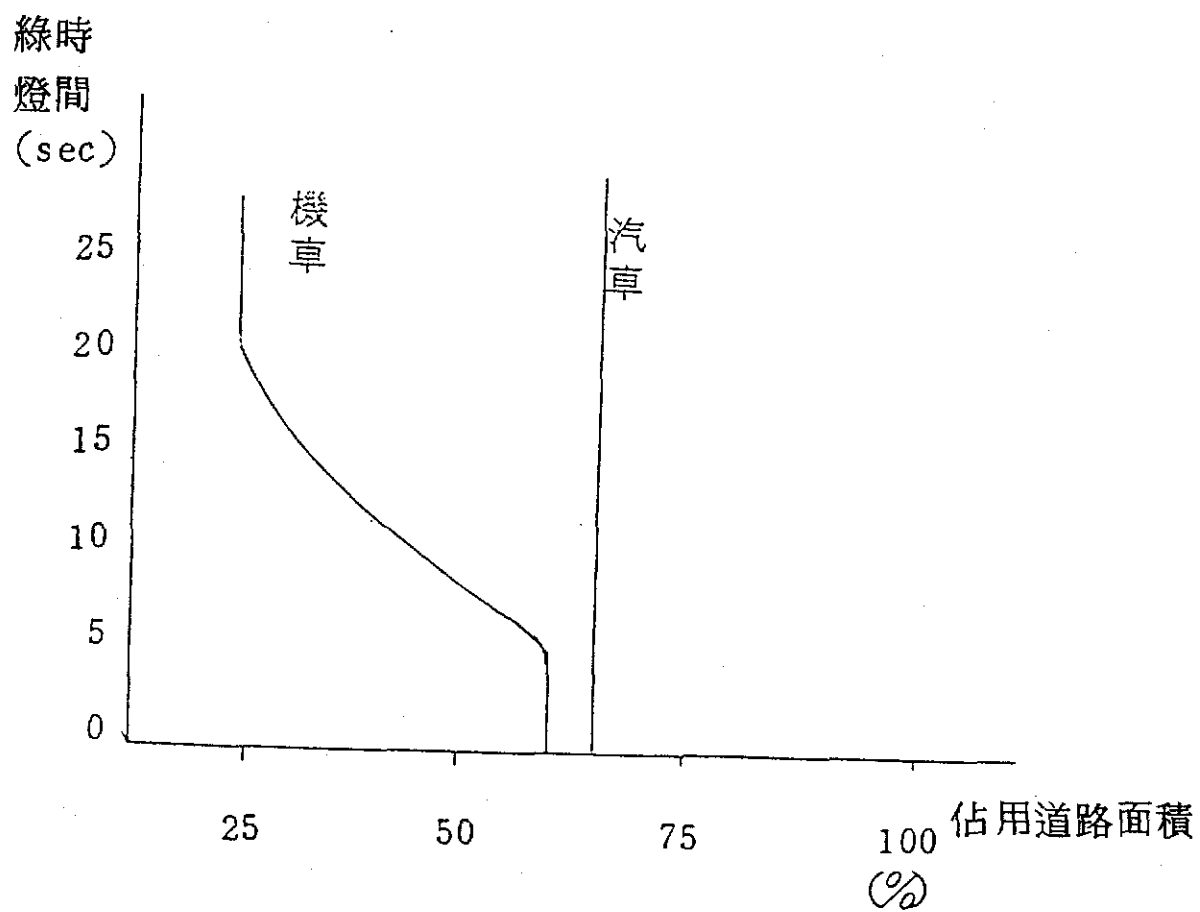


圖 2.16 汽機車在路口疏解現象比較圖

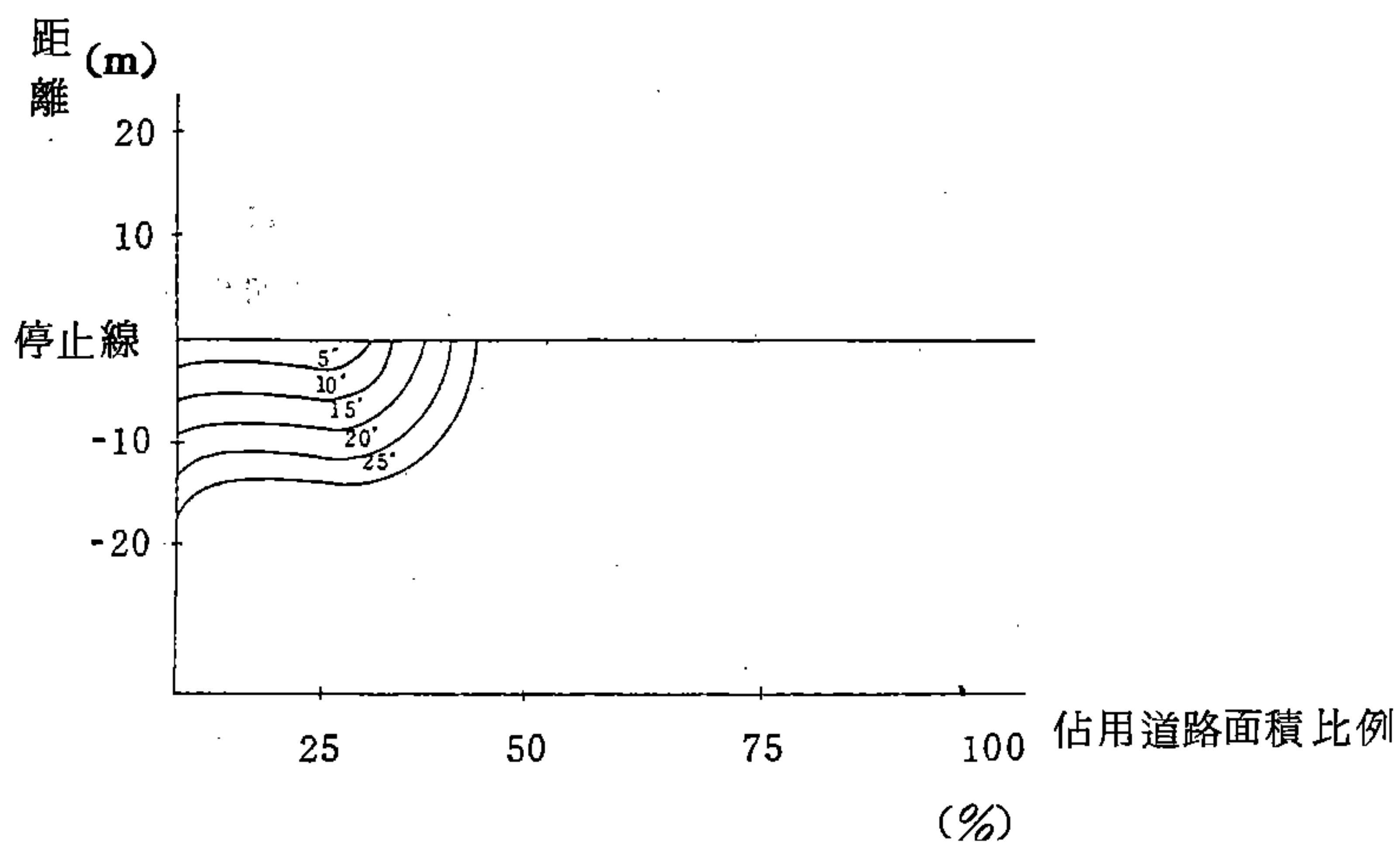


圖 2.17 機車等候綫之形成現象

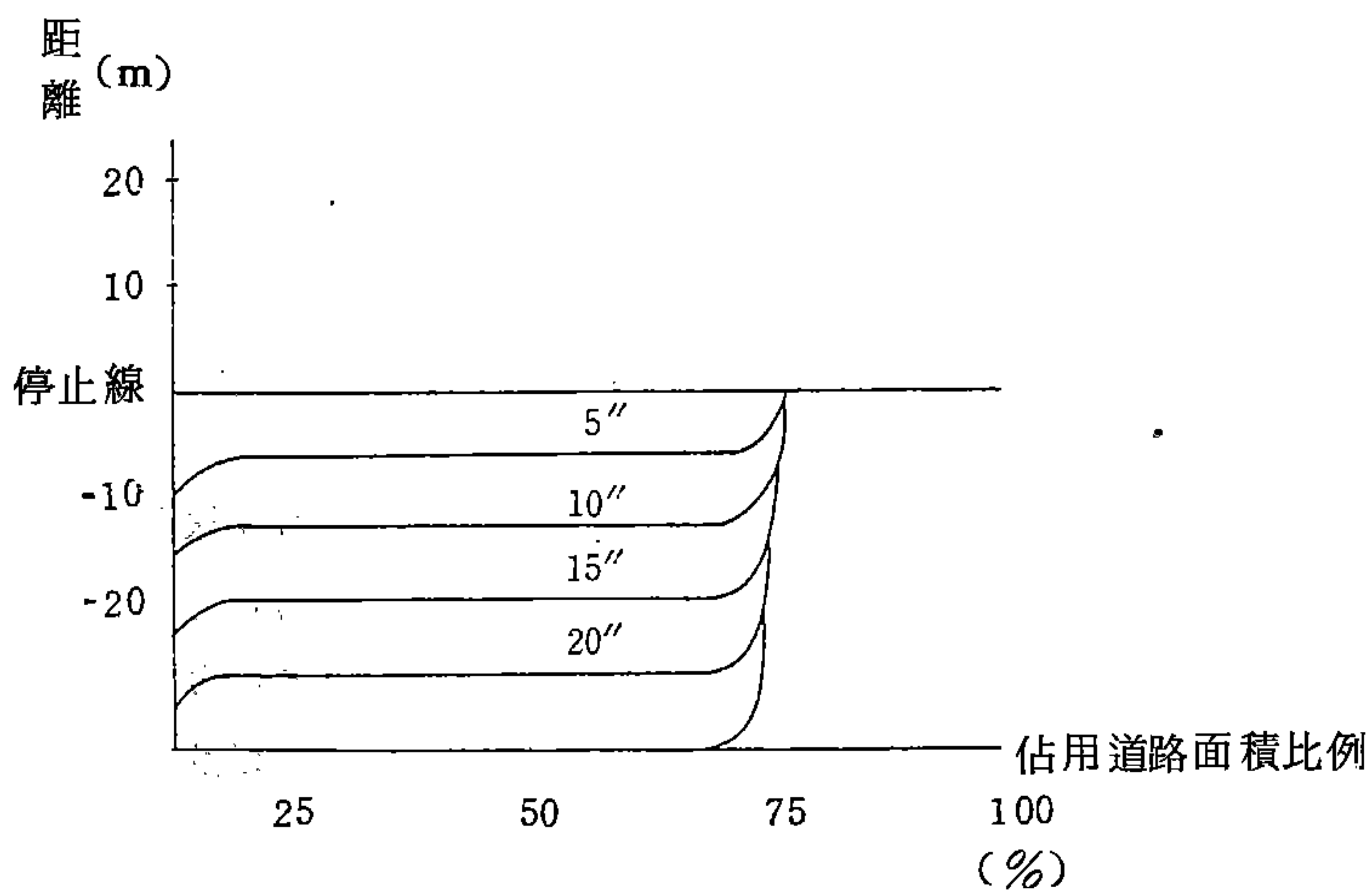


圖 2.18 汽車等候綫之形成現象

2.3 容量分析基本架構

本章節研擬我國號誌化交叉口容量分析的基本架構。首先，由文獻回顧及交通特性的分析結果，確立基本架構的雛形，進而經由機車因素需求流量，及飽和流量影響因素的分析，研訂容量分析基本架構。

2.3.1 基本雛形

比較分析美國(1985)、瑞典(1977)、澳洲(1981)、英國(1966)，及加拿大(1984)等國的號誌化交叉口容量分析方法可得知：各國容量分析均以「飽和流量」為基礎，以「臨界流動分析技術」進行分析，然其分析對象略有不同：有以「路口」為分析對象，有以「車道」或「車道群」為分析對象。飽和流量及到達流量之計算，有以「輛/小時」為單位，有以「小客車/小時」為單位，亦有以「直行小客車/小時」為單位的觀念。這些不同的分析基礎與架構，應視車流特性量測及手冊使用方便性作適當之取捨應用。對於服務水準評估，「延滯」已是一個最主要的評估因子；美國1985 HCM以完整考量延滯與服務水準的關係為其特色，加拿大手冊則認為單以延滯不足以顯示交叉口整體績效而加入其他的評估因子。

經由比較分析，並參酌我國的車流特性及以往研究成果〔14，22,38,62〕，可提出我國號誌化交叉口容量分析的可行方向：

- 1.基本分析架構可採用美國1985 HCM中之「基本資料蒐集」、「流量調整」、「飽和流量推估」、「容量分析」，以及「服務水準評估」等五大部分進行。
- 2.車流量與容量分析，可視為「需求」與「供給」兩個層面分析：

在需求方面，以時相、路型、車道配置及機車比例所決定之「流動」為考量基礎，並以「小客車／小時」為衡量單位；在供給方面，則以飽和流量為出發點，以流動所佔用之車道群為分析對象，如表 2.17 所示。

3. 服務水準評估可循美國 1985 HCM 模式進行分析，唯此種以「延滯」為主要評估因子的服務水準分析，需審慎考量其飽和度量測及延滯推估模式之適用性，對於其他評估因子亦可斟酌選取。
4. 流量的調整與飽和流量推估，需先進行實地量測分析。因此，調查設計與方法的運用實為資料取得的關鍵。

表 2.17 號誌化交叉口容量分析雛形

1. 基本資料	2. 車流量之調整計算
(1) 幾何設計	(1) 車道群、流動之界定
① 地區類型	① 時相
② 路型	② 路型
③ 車道數	③ 車道配置
④ 車道寬	④ 機車比例
⑤ 路口寬	(2) 機車處理模組
⑥ 坡度	(3) 車流量調整
⑦ 專用道	$V = \sum_{i=1}^m e_i v_i$
⑧ 儲車彎長	v : 流量 (PCU)
⑨ 駐車情況	e_i : 小客車當量值
(2) 交通狀況	v_i : i 型車數
① 各流動流量	m : 共 m 種車型
② 大型車百分比	

③機車百分比	(4)車道或流動使用分佈調整
④其他車種百分比	$V_a: V \times U$
⑤衝突行人量	V_a : 調整後流量
⑥地區公車	U : 調整係數
⑦駐車活動	3.飽和流量計算
⑧車輛到達類型	$S = s_b \cdot f_g \cdot f_p \cdot f_a \cdot f_b \cdot f_{RT} \cdot f_{LT}$
(3)號誌設計	s : 修正後之飽和流量,
①週期	PCU/hr
②綠燈	s_b : 基本飽和流量,
③號誌種類	PCU/hr
④最短行人綠燈時間	f_g : 坡度調整因素
⑤時相相	f_p : 駐車活動影響因素
	f_a : 地區因素
	f_b : 地區公車停靠站影響
	f_{RT} : 右轉因素
	f_{LT} : 左轉因素

2.3.2 交通流量及容量計量單位之分析

1.輛 (VEH)、小客車單位 (PCU)，與直行小客車單位 (TCU) 三者之特性。

流量或交通量是指單位時間內通過道路某一斷面的實際車輛數。由此定義，交通分析應針對同一種計數單位，且以“輛 (VEH)”為最切合實況的衡量對象。然而一般車流中有大車、小車、機車之別，在交叉口又有左轉、直行，或右轉等不同方向，僅以“輛”的表示方式，實不足以顯示車流的多種特性，於是乃

有採用小客車單位（PCU）及直行小客車單位（TCU）之不同方式。

輛、小客車單位和直行小客車單位的基本意義是相通的，可由車種組成或轉向調整因子相互轉換，如圖 2-19 所示。由於分析的對象不同或為配合道路交通實際情況，三者計量單位各有其

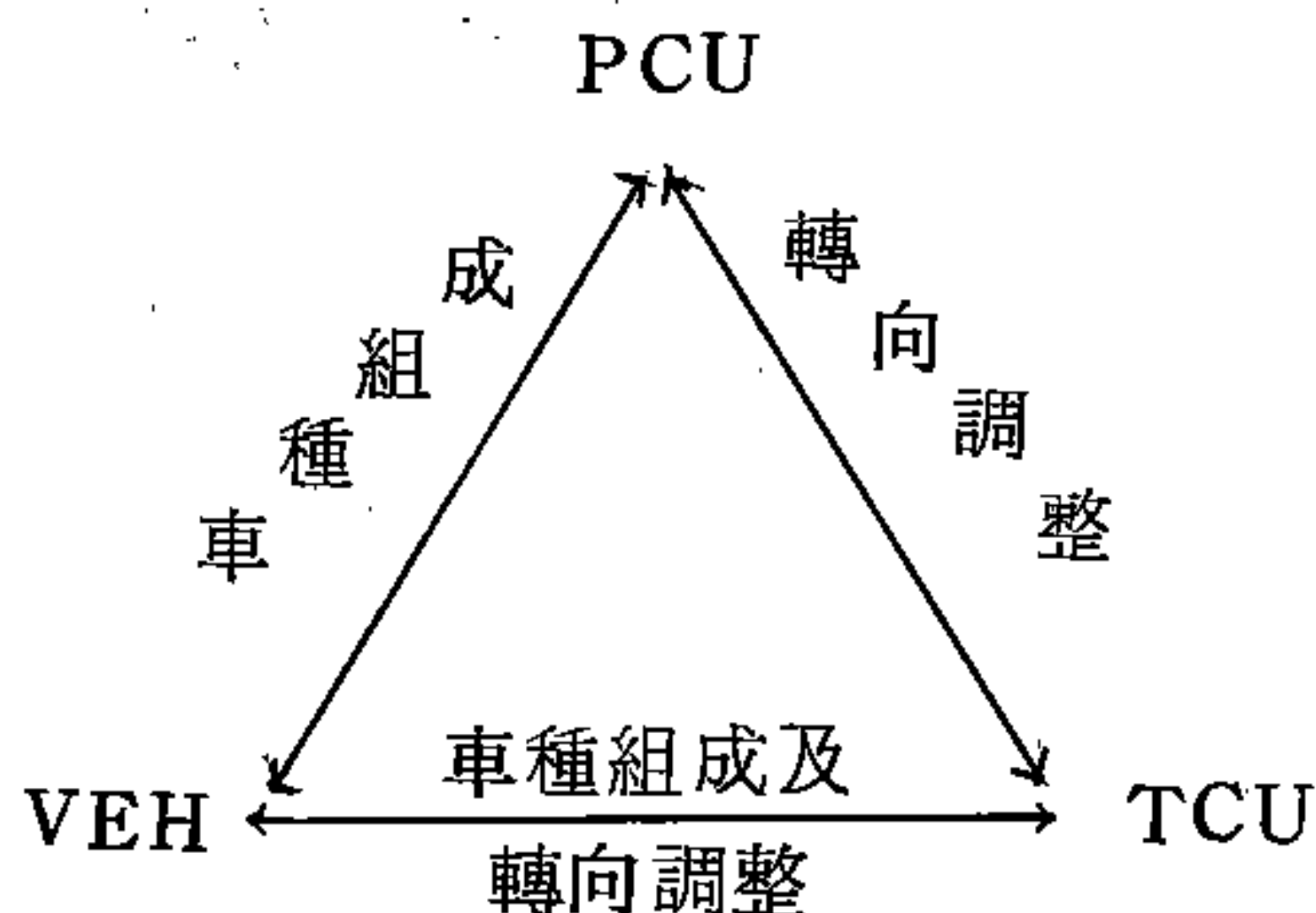


圖 2-19 輛、小客車單位，及直行小客車單位之關係

擅長之處，茲分別說明如下：

(1) 輛 (Vehicle, Veh)

以車輛個體為衡量對象，不論車種或轉向，均視為同一單位。根據流量和飽和流量的定義，原以輛為最理想的單位，然因各車種及轉向相互影響程度不同，除非車種及轉向流動單一化，否則將會得出變異性極大的飽和流量值。

(2) 小客車單位 (Passenger Car Unit, pcu)

由於大車、小車、機車之機械特性不同，車體大小互異，佔有與使用道路空間的差異大，在規劃設計道路或研擬交通控制方法時，不易直接應用分析。將不同車種轉換為同一車種，

此轉換因子即為小客車當量值(pce)。不同車種影響道路或車流績效(performance)的相對程度不同，因此轉換因子也不同。

(3)直行小客車單位(Through Car Unit, TCU)

直行小客車單位與小客車單位在觀念是相似的，後者主要僅指不同車種間相對特性的轉換，而前者不僅包含車種組成，且強調“直行”，以別於轉向的車輛。經由直行小客車當量值(TCU)的調整，可以算出不同車種不同轉向車流相當於直行小客車的數量。

上述三種交通計量單位之間，可藉當量值的調整，互相轉換型態，所以應以計算或推估的難易度及對事實現象正確反映的能力為著眼，選取合宜者加以利用。

一般而言，以輛為單位是目前國外研究飽和流量的主要趨勢，如1981年R.Akcelik[9]及1985HCM[12]。道路設施的服務水準若由供給、需求的觀點來分析，應具有單一、相同的比較基礎，可廣為各地參考引用。國外機動車車種較單純，以輛計數較能表現各種操作特性，如每車延滯，停止車輛數、車隊長度等，且免除單位轉換過程所可能隱含的誤差。然而，各國國情不同，根據73年台北市市區幹道尖峰小時交通量調查資料顯示，機車佔總輛數的40%，小汽車佔50%，是否可直接引用國外的研究結論，不無商榷餘地。

相對於VEH而言，TCU和PCU較不適於直接計數交通量，但TCU和PCU是經由大量資料轉換得來的平均值，具有相當程度的可靠性及應用性，若以TCU及PCU代表調整後的交通量，則可收劃一簡捷之效。

2. 國外相關研究採用情形分析

Veh, pcu, 和 tcu 三者在国外不同研究報告中均有使用，亦各有其獨特的理論分析架構及演算流程，茲分類概述如下：

(1) 輛 (veh)

美國 1965 年 HCM 根據大量調查資料，整理得出各類型道路路口基本容量作為分析之基礎，以 veh/hr 為單位〔4〕。其中已允許若干比例的重車及轉向車。交通量乃依實際通過交叉口的數量記錄，不作調整。

澳洲 R. Akcelik 於 1981 年提出 ARR No. 123，其飽和流量及流量之計量單位均為 veh/hr.lane，然其飽和車流之計算係由基本飽和流量值 (Sb) 出發，該值為以車道為分析對象之平均直行小客車單位，藉交通組成調整因子，同時將車種及轉向之影響反轉為以車輛為對象，以符合車流運作特性 (movement operating characteristics)。此時異於澳洲以往由 A. J. Miller 所提出的研究結論〔4, 6, 9〕。

Peterson 等人於 1977 年提出瑞典容量手冊 (SCM)〔7〕，將車道依不同流動細分為七類，各類車道均有不同基本飽和流量值，以 veh/hr 為單位，再依若干調整因素進行容量分析。

美國 1985 年 HCM 以 veh/hr 為單位進行交通量調整計算及飽和流量推估。其飽和流量推估過程類似 Akcelik，由假設的理想狀況下小客車飽和流量為基礎，考慮轉向，車道寬度等九項因素，調整為以輛為單位，以反應現有之交通狀況。

(2) 小客車單位 (pcu)

英國於 1966 及 1982 年所提出的報告均以 pcu/hg 為單位

〔8, 9〕。其流程乃自 veh/hr 轉化成 pcu/hr, 其中使用之當量值均為大量調查樣本迴歸而得, 包括機車、腳踏車等六類車種組成及轉向因素, 故實質上乃是採用 tcu。

Richardson 等人於 1984 年建立加拿大容量指南(CCG)〔10〕, 其對於車種及當量值的處理方式與英國類似。飽和流量係依不同功能的车道分類, 選擇影響最大的因素作調整, 以 pcu/hr.lane 為單位。與英國法差異之處在於後者以整個路口寬度推估飽和流量。可能較適於混合特性顯著之地區。

(3) 直行小客車單位 (TCU)

澳洲 A. J. Miller 在 1968 年及 1978 年所提出的研究結論〔4, 6〕, 設定基本飽和流量值, 是為道路供給之容量, 以 tcu 為計量單位, 免除推估各車道重車和轉向車分佈情形, 減少複雜的計算過程。該研究針對實際交通流量之計數值 (counts) 進行調整, 將 veh 轉化為 tcu, 以合理地顯示該流量相當於飽和流量的需求程度。

3. 台灣地區混合車流最適計量單位之選取

根據許添本君的整理分析, 國內有關容量分析的研究, 對上述三種單位均有採用〔23〕。在實際交通狀況中, 各種車輛及不同轉向混處一起, 車流狀況異常複雜, 但交通設施所能提供的能量 (Capability) 則為定值。故為進行正確的分析, 應將流量與容量以同一單位表示。

台灣地區交通最大特性就是機車數量極多, 而且在車流中其與小汽車幾乎處於並重地位, 此點殊異於國外以小汽車為主之車流特性。故在選取單位時須特別考慮機車處理方式。以提供一合於本地需要的分析基礎。

以車道為衡量飽和流量對象時，須先針對各車道車種及轉向之分佈情形進行調整，方可獲得整個路口之飽和流量，此程序極繁複。若堅持遷就機車因素將飽和流量作調整，因時因地而異的機車混合比及變化不定的操作特性，將使飽和流量的推估過程成為艱鉅的挑戰，最後得到的飽和流量具有多種型態和多種數值，無法獲得簡便單純的比較分析基礎。故不宜以 veh 為飽和流量的計量單位，或在飽和流量推估階段修正車種影響因素。

參考英國法及 1978 年澳洲法，將實際車流量調整為 pcu，以適當的 pce 顯示機車的特性，計算過程較易，同時也是目前國內較常採用的研究分析方式。

美國 1985 年 HCM 臨界流動或車道群界定分析的精神即在於各轉向調整因素對理想狀況飽和流量的影響，以表現各不同流動的差異性，故轉向車之調整仍保留於飽和流量推估之處進行，因此，飽和流量以 pcu 為單位較佳。

綜合以上檢討分析，本研究建議採用「小客車／小時」(pcu/hr) 為交通量及飽和流量的計量單位，在理論上合乎車流運作的特性，在實務上亦有單純簡捷，符合我國特殊現象的優點。

2.3.3 飽和流量影響因素分析

影響飽和流量的因素可概分為基本因素及調整因素兩類，其中基本因素包括：流動型態、地區型態、流動所佔車道數、分隔型態、行車方向管制、及都市大小等；調整因素則包括：流動所佔路口寬、分隔島寬度、公車站營運情形、駐車距停止線距離、交通組成（包括車種，轉向百分比，主要在於單位之轉換）、坡度行人干擾情形、專用道長度、對向車流量及公車站影響等。其中若干因素亦與號誌時制有關，因而有關號誌設計因素亦將討論。

本研究綜合整理以往的研究文獻，就各項因素加以說明及分析，以作為我國容量手冊研訂的參考。

1. 基本因素分析

(1) 流動型態 (Types of Movement) :

依據不同型態，如前面流動型態之分類，分析其基本值。基本值可以在各調整因素為某一定量時例如車道寬為3公尺，或無其它影響因素時，如利用坡度為零時來求取。

(2) 地區型態 (Types of Location) :

一般而言，地區之分類可以依據行人干擾程度，駐車量及轉換頻率，公車上下客，卡車裝卸貨來加以區分。在英國容量手冊中區分成平均區域、良好區域，及較差區域。1968年澳洲手冊ARCG[4] 1968年將地區型態分成CBD, Industrial, Suburban Shopping Residential等四種，其在1981年[9]之新修正為理想狀況(Ideal Condition)，平均狀況(Average Condition)，劣等狀況(Poor Condition)；在1965年HCM中則分成CBD, Fringe Area, Outlying Business District, Residential Area等四種；1985 HCM則只界定CBD及其他地區兩類。依據Drew[63] 利用交叉口與CBD之距離，人口數及交通量來建立尖峰衡量因子(Peak-Magnitude Factor)做為調整因素。

(3) 流動所佔車道數：

一個流動可能包含多個車道，若在慢車道，則由於機車之流動使車道數及流動的界定不明確。需求流動所使用車道數的多寡將影響車道飽和流量。

(4) 分隔型態：

國內都市之路口型態一般有中央分隔，及快慢車道隔，依據黃通良君之研究比較了中央分隔及快慢分隔之差異，然而其基本的容量資料則未知〔64〕。許添本君的研究認為中央分隔、快慢分隔、無分隔等當成基本因素，則較為可行〔23〕。

(5)單行道：

由於單行道可以減少交叉口衝突點，而且車輛不受對向干擾，因此單行道與雙向道應有其基本上的差異，在美國 1965 HCM中則分別建立圖形分析，但在英國、澳洲及美國 1985 HCM中皆不加以考慮。

(6)都市大小：

都市大小一般以人口數來衡量，因為都市大小將影響到都市社會經濟形態，也影響到交通行為及交通型態 (Pattern)，由於台灣城市較少類型不多，因而當成基本因素可以針對各別城市進行個案分析，比較其相差程度作為此項估計的標準。

2.有關調整因素方面：

(1)流動所佔路口寬：

美國 1985 HCM是以車道飽和流量為測量基礎，並以車道群作分析，各車道寬之影響亦直接納入調整因素中。依許添本君對台北市車流之分析發覺以車道寬或以路口寬，皆有所不適當，建議以流動為單位，而其寬度正好折衷於車道及路口之間〔23〕。

(2)分隔島寬度：

中央分隔島及快慢分隔島的寬度對容量之影響，可分為兩方面：一方面為減少車道數或路口寬，此項因素為道路設計時整體考慮的問題，基本上較為單純；另一方面為隔離干擾，此

項涉及交通狀態 (traffic pattern)，許添本君的研究中建議將其列入考量以作為調整因素〔23〕。由黃通良君引入1965 HCM路邊障礙物因素之觀念得知，其寬度之影響必然存在〔64〕。

(3) 駐車影響：

此處之駐車指路邊停車，其構成之影響基本上有兩種：一為造成車道寬之損失；二為等候車隊受限分別見圖2-20所示。

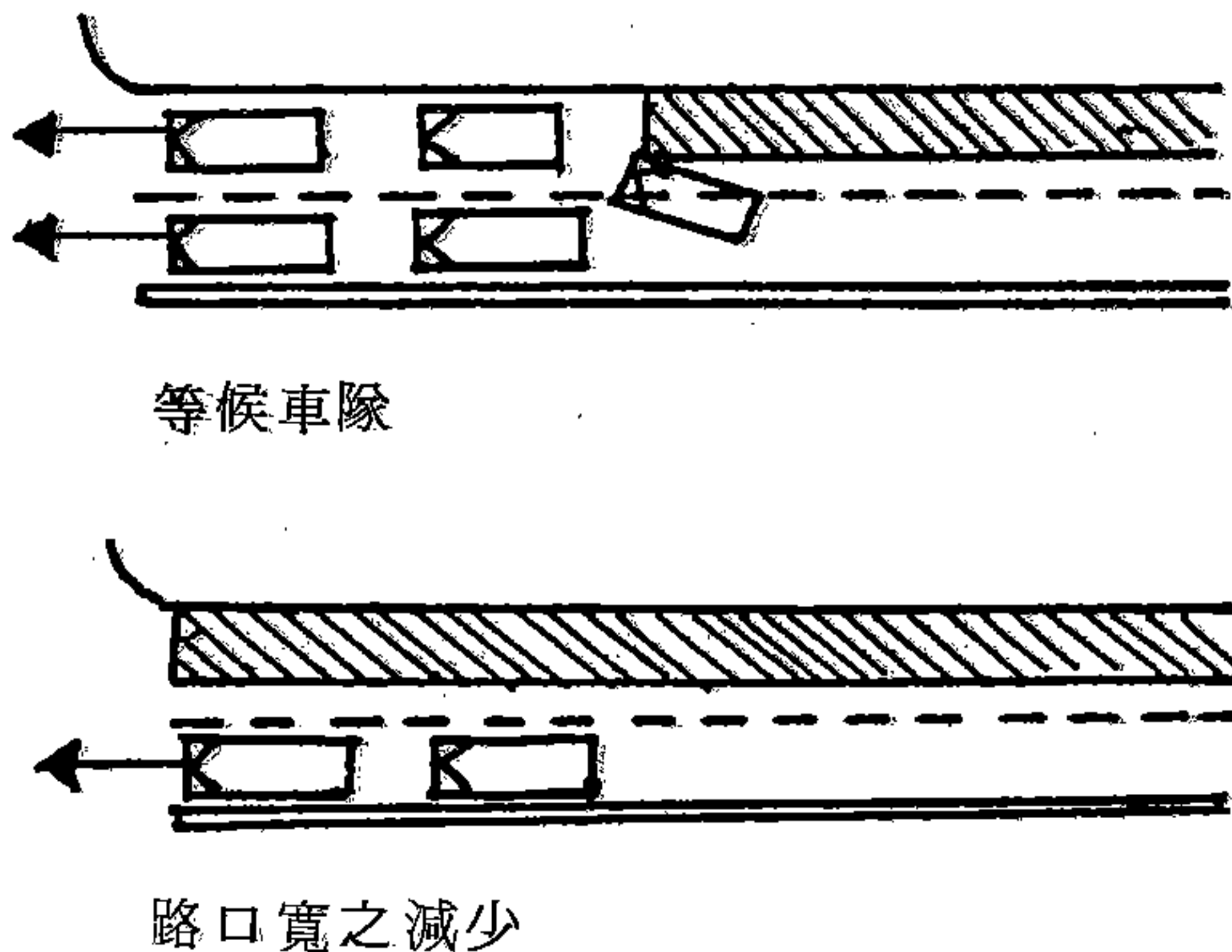


圖 2-20 駐車對飽和流量影響示意圖

在英國法中將此項因素當成路口寬度損失的方式來進行，當駐車距離停止綫超過 $6.11 \times (\text{綠燈時間}) + 25$ 即無影響。在澳洲中，則利用等候之長度與駐車距停止綫長度來比較分析；在1965年HCM則主要在250呎以內之駐車即認為有駐車之影響〔1〕。在1985 HCM 中以駐車活動多寡及車道數來

決定影響大小〔12〕。在法國亦利用路口寬之減少分析〔5〕：

$$L = L' - 1.65 + 0.03 (D - 7.5) - \frac{n}{60}$$

式中：n：為每小時駐車操作數

D：駐車距停止綫

L：實際路口寬（公尺）

L'：有效路口寬（公尺）

以台北市機車在路口之等候狀況可知混合車道上駐車所造成路寬減少而影響車道飽和流量。許添本的研究分析中曾就不同流動之影響進行分析〔23〕，可作為本調整因素研訂的參考。

(4)專用道長度：

專用道長度影響專用道的功能。等候車數若受到長度限制，可能與鄰近車道之等候車輛相互干擾而受阻，間接影響專用道及其他車道之飽和流量。因此其飽和流量受到鄰近車道之車輛到達率、專用道長度、等候車隊間隔，及綠燈長度之影響。

(5)坡度因素：

由於坡度影響車輛之加、減速，因此會影響到車輛之疏解間距及飽和流量。在英國法中，下坡在5%以內，飽和流率增加為坡度的3倍，上坡在10%以內，飽和流率減少為3倍坡度；在ARCG中增減程度為坡度的0.5倍。依據Dennis Robertson認為英國法之調整值太高〔65〕。許添本利用理論來推演，結果與其他國家比較如表2.18所示，可作為本研究之參考〔23〕。

表 2.18 各國之調整因素比較表

每一坡度百分比所造成飽和流率之百分比			
國	家	下 坡	上 坡
英	國	+ 3	- 3
澳	洲	+ $\frac{1}{2}$	- $\frac{1}{2}$
德	國	+ 5	- 10
法	國	+ $1 \frac{1}{2}$	- $1 \frac{1}{2}$
美	國	+ $\frac{1}{2}$	- $\frac{1}{2}$
許	添 本	+ $2 \frac{1}{2}$	- $2 \frac{1}{2}$

資料來源：〔許添本，號誌化交叉口容量分析及應用之研究
—臨界流動法之發展，民國 71 年〕

(6) 行人干擾情形：

行人穿越馬路所造成的干擾，會影響飽和流率，其干擾程度可利用接受間距之觀念進行。1985 HCM 有詳細分析，國內張學孔君曾建立的右轉分析模式，可作為參考〔15〕。

(7) 有關轉彎車與車流間干擾之分析〔23〕：

由於車流中之轉彎干擾包括對向干擾及同向干擾，其分析皆牽涉到機車問題，每一種類型分析所需人力、財力皆甚鉅。尤其在求接受間距 (Gap acceptance) 時 更是費時、耗力。本研究考量時間及手冊需要針對下列基本原則進行分析：

- ①轉彎車以接受間距方式進行分析，雖然近年來已有以「時間優勢」(Time Advantage) 取代接受間距分析之趨勢，但為求量化簡易，仍以接受間距行為進行分析。

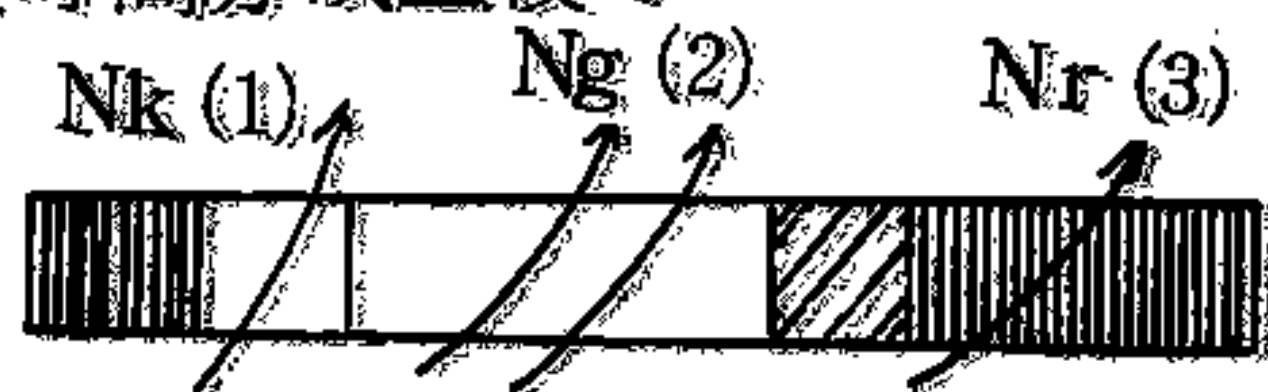
②汽車之臨界間距之度量對象，基本上以汽車為主，機車則視為調整因素。例如無機車時，臨界間距為 α ，則機車流率

qm 時其臨界間距 (critical gap) 變成 $\alpha' = f(qm) \alpha$ 。

③在此設定臨界間距已知為 α 時，而後面隨車通過之間距為 β ，則在可以以接受間距方式通過之最大流量為

$$(Q_0 \times e^{-Q_0 \alpha}) / (1 - e^{-Q_0 \beta})$$

④將一個綠燈時間分成三段：



N_k ：直進車輛數，尚未被轉彎之等候車隊阻礙者，此與轉彎車比例及第幾部等候時會阻礙直進車有關。此一段之時間為干擾車隊之等候車隊疏解時間 g_k 。

N_g ：利用接受間距通過路口之車數，因此此一時間為有效綠燈時間(g)減去 g_k 。

N_r ：為在時相間通過之車數。

g_k 之時間為干擾車流之等候車隊的總疏解時間，利用等候理論可推求該時數通過的最大流量。綜合 N_k, N_g, N_r ，以及號誌因素，即可推估轉向車道之飽和流量。瑞典法及國內許添本的理論分析可作為參考〔7,23〕。

(8)公車停靠站之影響

在美國 1965 HCM中考量在遠邊及近邊 (farside & nearside) 之公車每小時到達數為影響因素，並依據不同之車道數，轉彎百分比及是否可駐車來決定其調整因子。其所得結論如下：公車之影響在 CBD 較其他地區大，近邊之影響較

遠邊大，車道數愈少，影響愈大；轉彎百分比愈高，則公車影響愈小；可駐車時公車影響較不可駐車時小〔1〕，此可作為一般性的參考。此外，在分析有關公車停靠站影響時必須注意下列因素：

- ①根據 1965 HCM 中所謂 Near Side 之公車皆是緊臨停止綫，因此造成公車站影響特性之不同。
 - ②公車站緊臨路口，則公車在離站時前並無他車佔用之可能性，亦即在通過停止綫時，其所造成的影響實為其造成小汽車無法使用該佔用之路寬。
 - ③美國 1985 HCM 視公車活動之影響為公車到達率及車道數的函數，分析應用方式簡單。至於其他各國對於公車站調整因素皆未加以特別之分析，直接當成一般干擾因素，綜合在地區或環境或優劣程度之調整上。
 - ④國內公車站緊臨停止綫者甚少，在此種情況下公車站距停止綫位置必須加以考量。
 - ⑤近邊或遠邊公車停靠時路口容量之影響不同，基本上可以將公車活動之影響，視為其對可使用綠燈時間的減少〔12〕。
- 綠燈時間的損失可歸納成三個原因：
- (i)公車進入公車站時，對車流之阻礙。
 - (ii)公車離開公車站時，對車流之阻礙。
 - (iii)公車停靠服務乘客之時間。

(9)號誌時制與績效評估

與飽和流量有關的許多調整因素，如行人干擾、專用道及公車停靠站等都與號誌時制有關。號誌化交叉路口容量與號誌時制有相互影響的關係，而且在影響交叉口績效的可控制變數

中，以「號誌時制」最具敏感性，號誌時制之良否直接影響交叉口績效，此績效包括延滯、停止車輛、等候長度、燃料消耗、肇事……等。因此，號誌時制之設計一直是號誌化交叉口的研究重心之一。

號誌時制之設計包括固定時制，車輛觸動時制、續進號誌時制、網路電腦號誌時制等。本研究範圍為獨立交叉口容量，討論之號誌時制設計為固定時制（Fixed / Pretimed Signal Timing）。

①號誌時制設計程序

交通號誌設計的目的，是決定各交通流動之路權，使其較具秩序並期能增進安全，並且使各交通流動能最快地疏群（飽和流率）因此號誌時制之設計必須在確保交叉口各流動之所有到達車輛皆能順利通過交叉口，使得延滯減至最小，並且能取得更大的容量來進行疏群。

傳統上計算號誌時制大部份採用車輛延滯來當績效之量度，然而其他有關車輛停止、等候長度、人延滯及燃料消耗等皆是重要因素。

本研究以臨界流動方法，配合飽和流量及飽和度等觀念來進行號誌時制設計，其設計之流程圖，見圖 2-21 所示，在這一程序中包括下列要項：

- (i) 時相的決定，
- (ii) 最小綠燈時間，
- (iii) 決定全紅時間，
- (iv) 確認臨界流動，
- (v) 計算號誌時制。

(i) 時相的決定

時相系統的設計依據交叉口幾何設計及轉彎車流及行人通行來決定。其目的在減少車流之衝突，並經由減少延滯、等候長度、停止數來增進交叉口操作效率。

傳統上認為時相數愈少，則以整個交叉口來看每小時之利用率較高，漏損時間愈少，因此皆以兩時相為出發點再考慮左轉容量及行人穿越等增加時相。此外，對於早開（Leading）、遲開（Lagging）的應用，以及重疊流動（Overlap Movement）的問題亦應考量。

澳洲容量手冊中有關時相與流動的關係，以及其號誌設計分析的架構，已為號誌設計分析的新趨勢，可作為我國應用的參考〔9,23〕。

(ii) 最小綠燈時間（Minimum Green Time）

最小綠燈時間設置目的，除了一般認為的行人穿越所需時外，尚須考慮車輛通過之因素，由於車輛通過交叉口之時間較行人短，因此考慮行人通過之情形。依據 1985 HCM 是，利用下式推估最小綠燈時間（G_p）：

$$G_p = 7.0 + \frac{W}{4} - Y$$

式中，W：行人穿越交叉口之長度（呎）

Y：黃燈時間（秒）

4：行人速率（呎／秒）

7：最低起動延滯（秒）

根據許添本君針對台北市交叉口調查之平均起動延滯為 1 秒，行人平均行進速率為 1.408 公尺／秒，〔23〕。

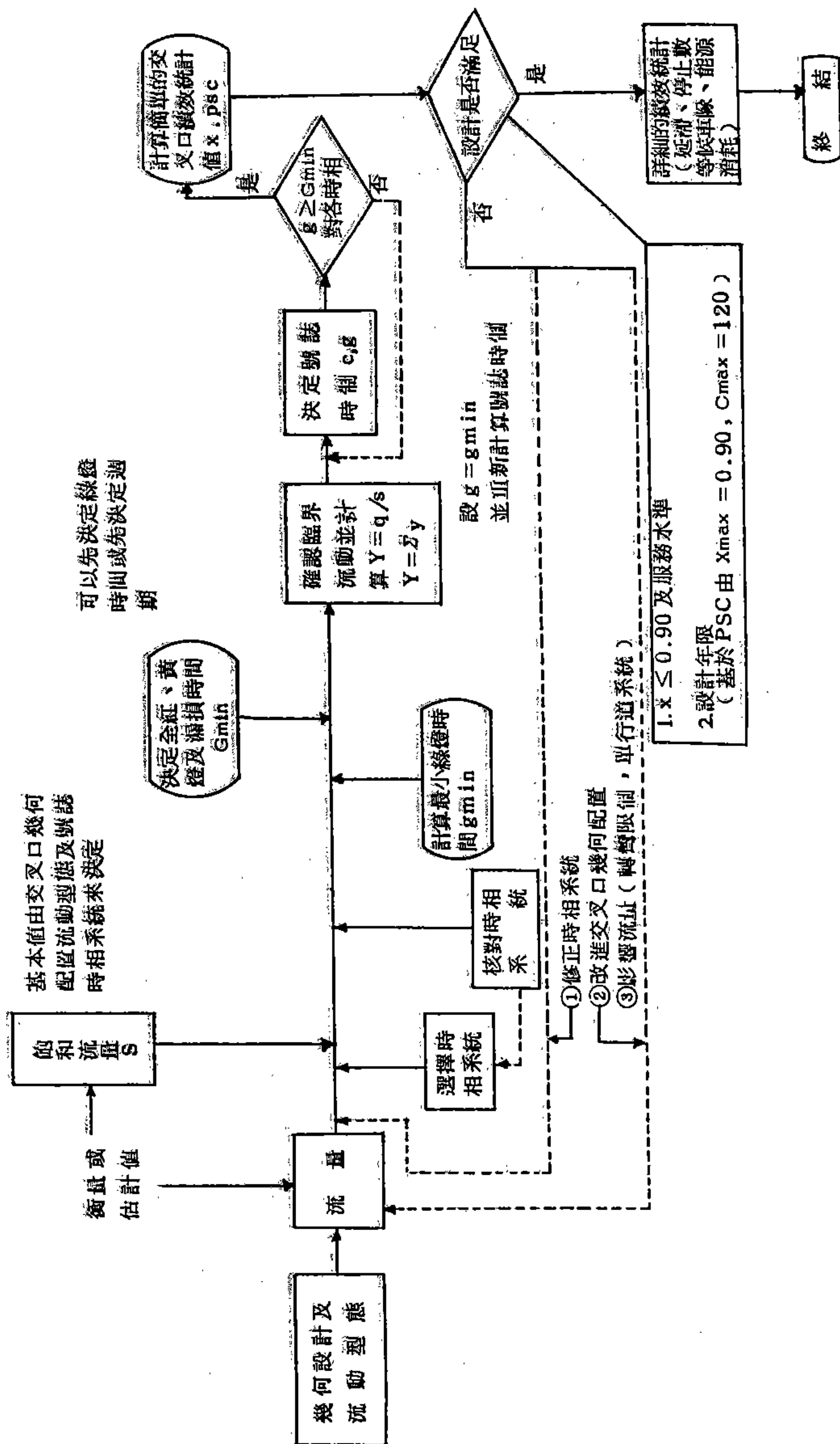


圖 2-21 交通號誌及號誌時制設計

資料來源：〔許添本，號誌化交叉口容量分析及應用之研究
—臨界流動法之發展，民國71年〕

許添本君並建議以行人成群通過時間考量最小綠燈時間，並建議利用下式推估：

$$G = 4 + 0.71 W$$

在設有行人穿越道的號誌化交叉口，許添本君則建議以下式決定最小綠燈時間：

$$G = 4 + W / 5.5$$

(iii)決定全紅時間、黃燈時間及損失時間。

全紅時間及黃燈時間構成綠燈間時間，(Intergreen time)，如圖 2-22 所示。目前台灣地區交叉口之全紅時間為 1 ~ 3 秒，黃燈時間約在 2 ~ 4 秒。一般設置全紅及黃燈時間設置之目的及考量因素為：

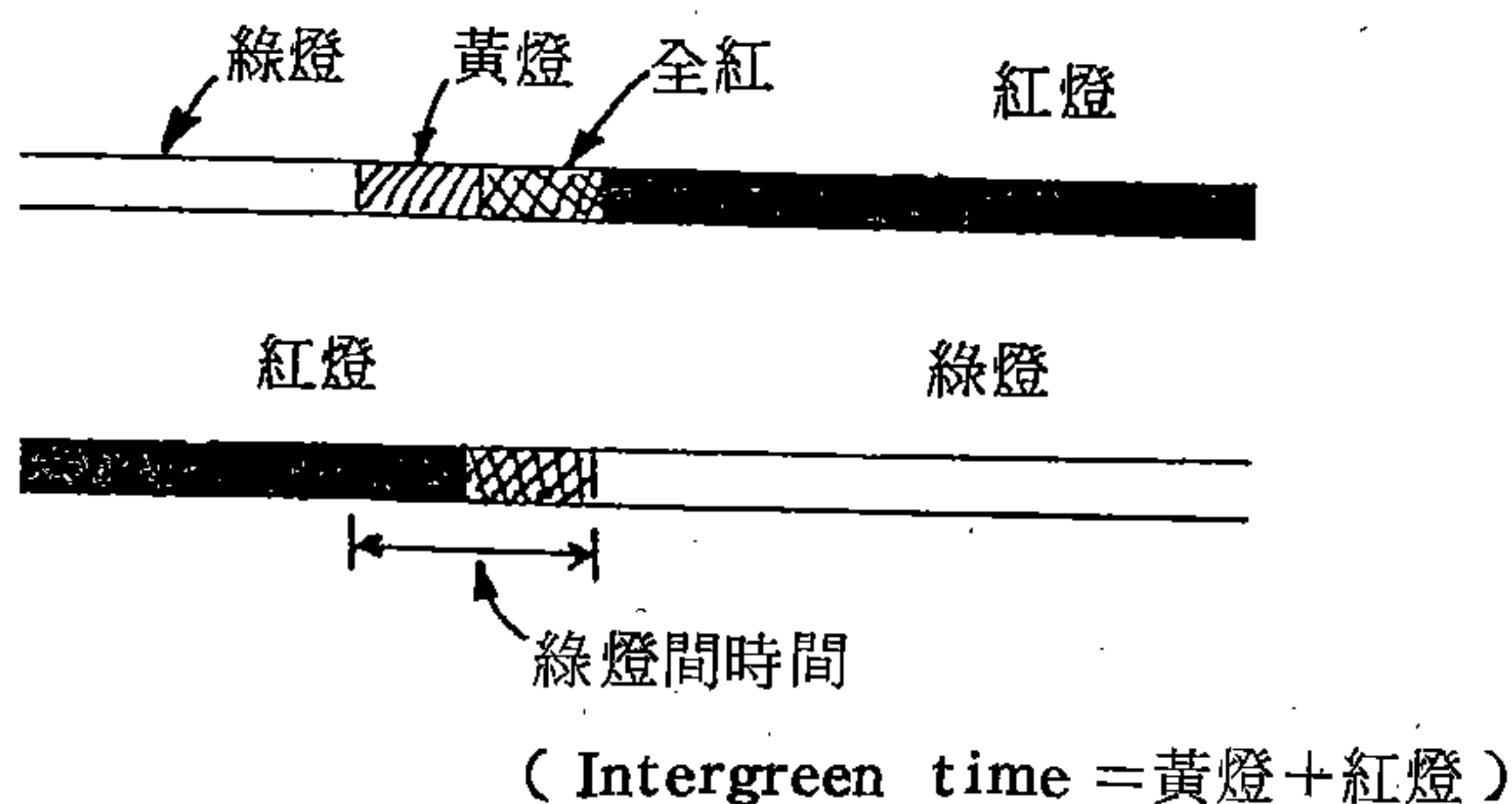


圖 2-22 綠燈間時間示意圖

- a. 全紅時間設置之目的在於安全上的考量。當黃燈之最後一部車通過停止綫時，必須有足夠的時間離開交叉口，避免與他時相之起動車發生衝突，因此全紅時間與交叉口之寬度及車輛接近速度有關。

b.黃燈時間則爲使駕駛員考慮是否煞車，以測安全，因此這一段時間（ T ）爲：

$$T = t + \frac{1}{2} \cdot \frac{V}{a} + \frac{(W + \ell)}{V} \text{ 秒}$$

式中， a = 合理減速率

V = 車速

W = 交叉口寬度

ℓ : 車長

t : 反應時間

此 a 值在日本爲6.86公尺/秒²，在美國爲4.575公尺/秒²， ℓ 值在日本爲4公尺，在美國爲6.1公尺。 t 值在日本爲0.7秒，在美國爲1秒。許添本的研究中建議採用值如表2.19所示〔23〕。

c.損失時間（Lost-time）在號誌設計時爲外生變數，必須事先估計。一般損失時間與車流疏解特性有關，可由下式推估。 $L = I - \ell + e$

式中， I : 爲綠燈間時間，爲全紅時間加黃燈時間。

ℓ : 起動延滯。

e : 黃燈使用時間。

由實地之觀察，對損失時間有下列初步結果：

各流動損失時間的不同在於起動延滯；由於黃燈利用率皆爲完全利用，因此損失時間爲全紅時間+起動延滯=綠燈介間時間-黃燈時間+起動延滯。

汽機車混合時，由於機車提早起動現象頻仍，其損失時間應較小。

(v) 計算號誌時制

固定號誌時制之計算，雖有不少方程式及電腦運算程式，然其中應用最普遍的仍是 Webster - Cobble 公式〔2〕

，此公式是最小延滯下取得之最適週期長度 $C_0 = \frac{1.5L+5}{1-Y}$

，在瑞典容量手冊中採用此式；在奧地利則修改為 $C_0 = \frac{1.4L+4}{1-Y}$ 〔7〕；在1968 澳洲容量手冊中之最適週期長

為 $C_0 = \frac{L+2.2\sqrt{L/S}}{1-Y}$ 〔4〕（由 A. J Miller 推論）

其中 S 為臨界流動中最小飽和流量，由此可見不同之延滯估計方程式可推演出不同的最小平均延滯之最適週期長。

1981 年澳洲容量手冊重新考慮停止數因素（K），而成

為 $C_0 = \frac{(1.4+K)L+6}{1-Y}$ 〔9〕。

本研究認為可採用澳洲 R. Akcelik 模式，考慮停止數因素之最適週期為：

$$C_0 = \frac{(1.4+K)L+6}{1-Y}$$

式中： C_0 ：最適週期長（秒）

$$K: \text{Stop Penalty}/100 = \frac{\text{每停止1次之燃料消耗}}{\text{每小時每車小時燃料消耗}} \times \frac{3600}{100}$$

L：總漏損時間（臨界流動之漏損時間總和）

Y：臨界流動之 q/s 的總和

並且同時考慮實際最小週期長：

$$C_p = \frac{L}{1 - u}$$

式中：U = Y/xp，xp = 實際可接受之飽和程度，一般選取 0.9，L = 總漏損時間。適當週期

$$C_y = (C_o + C_p) / 2 \quad (3-48)$$

利用 $(C_y - L) U_j / u$ ，來分配綠燈時間。圖 2-23 及表 2.20 即為號誌設計分析的應用實例，可供一般分析之參考。

② 績效評估

各國容量手冊中最常用的績效評估因子包括：「延滯」、「停止數」以及「燃料消耗」。雖然 1979 美國新 HCM 的研究報告中提出應針對燃料消耗、車輛延滯、車輛停止綫、道路使用者成本、空氣污染、噪音水準、安全、環境容量等績效因子加以分析，但 1985 HCM 中仍選擇「延滯」作為評估因子〔12〕。

依據國內針對有關負荷因子，尖峰小時因素，V/C 旅行速率、延滯、臨界流動交通量等績效因子的研究分析〔56〕，亦指出以延滯為佳。1985 HCM 的延滯推估模式，可作為績效評估的參考。

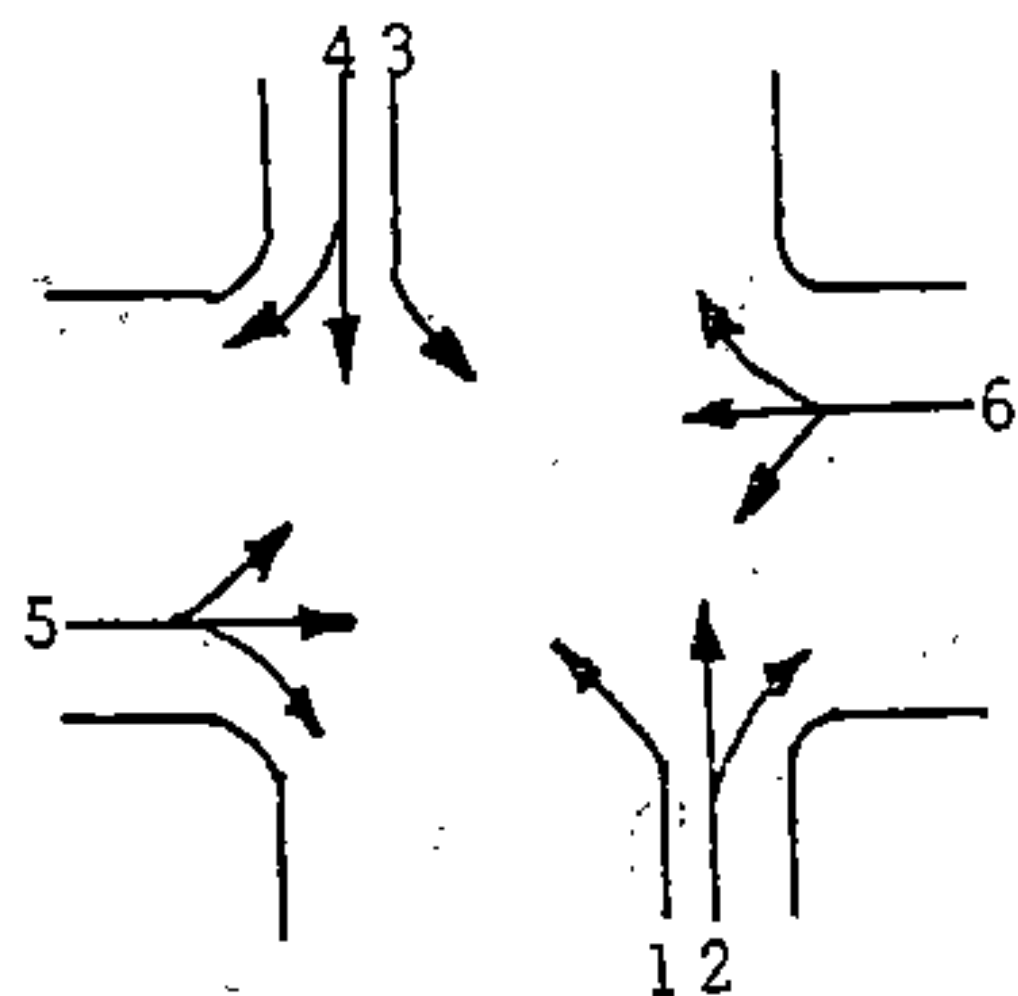
2.3.4 號誌化交叉口容量分析架構

本研究斟酌國外號誌容量分析方法，考量我國交通特性，並經由前述計量單位及調整因素的分析，研擬我國號誌化交叉口容量分析架構。

2.3.4.1 分析流程

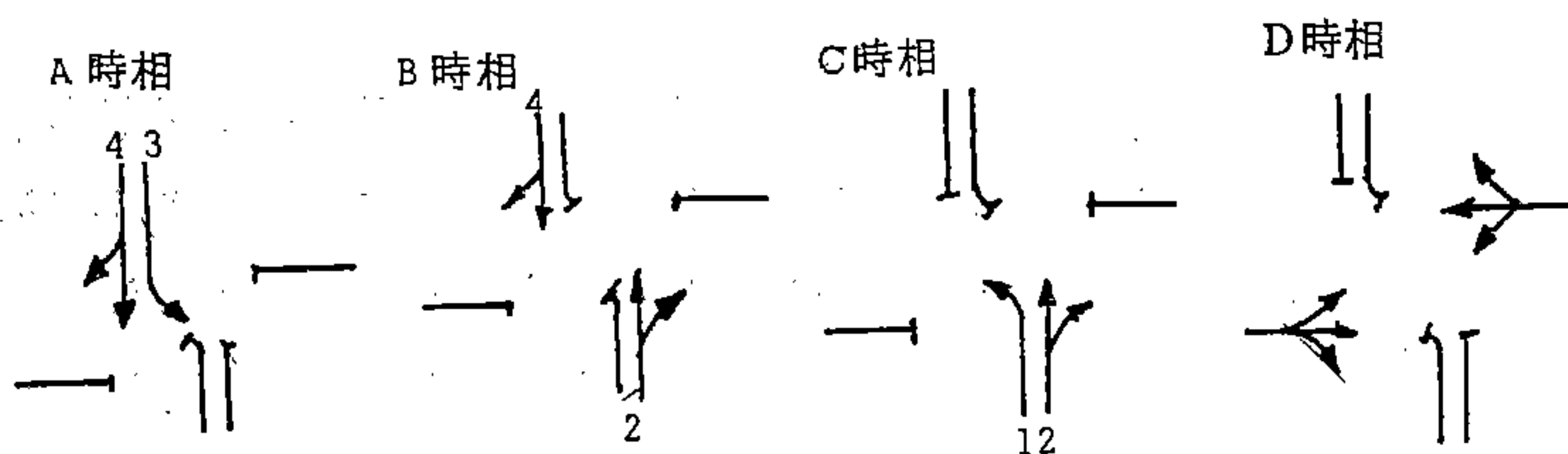
容量分析之最終目的在於決定「車道群」(Lane Group)

1. 已知現況：流動、時相、流量等

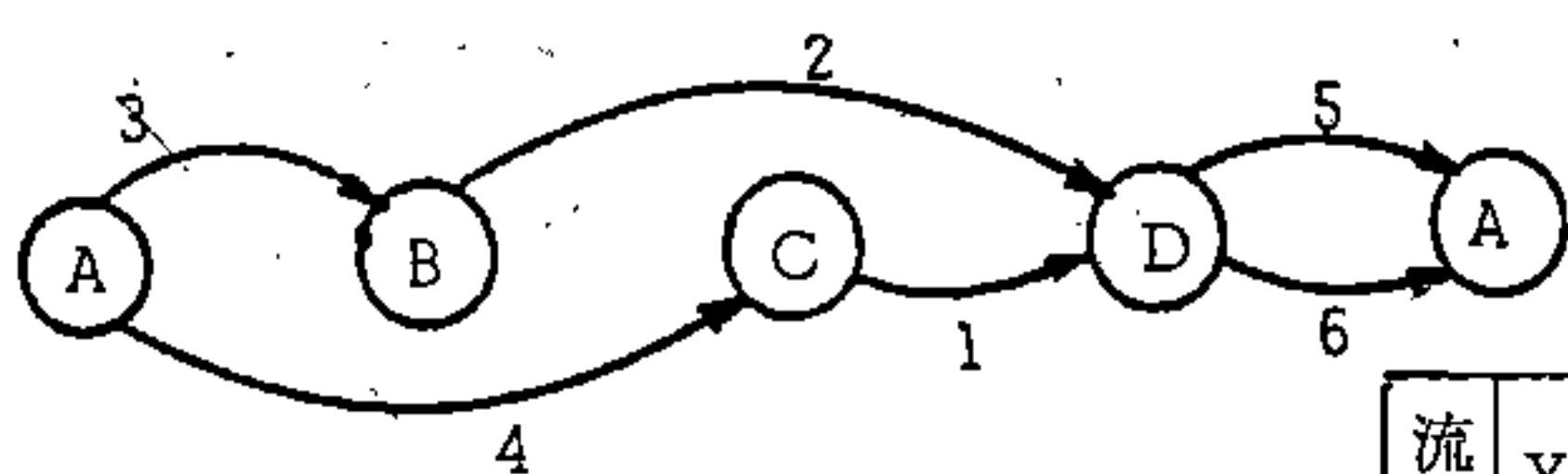


流動	時相起、終	交通量	飽和流量	漏損時間	最小綠燈	最大飽和程度
1	C, D	180	1540	4	10	0.90
2	B, D	600	3000	4	10	0.90
3	A, B	420	1540	4	10	0.90
4	A, C	840	2800	4	10	0.90
5	D, A	1470	4600	4	10	0.90
6	D, A	430	4500	4	10	0.90

交叉口流動圖



2. 作一臨界流動尋求圖



3. 比較疏解所需時間

流動	$Y = g/s$	$U = y/xp$	$100u+1$	最小所需時間	疏解所需時間
1	0.12	0.13	17	14	17
2	0.20	0.22	26	14	26
3	0.27	0.30	34	14	34
4	0.30	0.33	37	14	37
5	0.32	0.36	40	14	40
6	0.10	0.11	15	14	15

$\because ③ + ② > ④ + ①$ 且 $⑤ > ⑥$, \therefore 臨界流動為 ③、②、⑤

圖 2.23 號誌時制設計範例一臨界流動之決定

資料來源：〔許添本，號誌化交叉口容量分析及應用之研究——臨界流動法之發展，民國 71 年〕

表 2.20 號誌時制設計範例一時制計算

$$1. C_0 = \frac{1.4 \times 12 + 6}{1 - 0.79} = 108 \text{ 秒}, C_p = \frac{12}{1 - 0.88} = 100 \text{ 故 } Cy \text{ (週期長) 取 } 105 \text{ 秒}$$

$$g_2 = \frac{0.22}{0.88} \times (105 - 12) = 23.25 \div 23$$

$$g_3 = \frac{0.30}{0.88} \times (105 - 12) = 31.7 \div 32$$

$$g_5 = \frac{0.36}{0.88} \times (105 - 12) = 38.04 \div 38$$

$$g_3 = g_2 + \ell_3 + \ell_2 = G_A + I_A + G_B + I_B + G_C + I_C \\ = g_4 + \ell_4 + g_1 + \ell_1$$

2. 設定 $I_A = 3 + 1 = 4$ 秒

$$G_A = (g_3 + \ell_3) - I_A = 32$$

$$G_B + G_C = (g_2 + \ell_2) - I_B - I_C = 23$$

$$G_D = (g_5 + \ell_5) - I_D = 38$$

再求 G_B 及 G_C 時

$$\text{設 } cy^* = g_3 + g_2 + \ell_2 + \ell_3 = 57 + 8 = 65$$

$$U_4^* = 0.33 \quad U_1^* = 0.13$$

$$g_1 = (cy^* - \ell_4 - \ell_1) \times 0.13 / 0.46 = 58 \times 0.13 / 0.46 = 16.3 = 16 \text{ 秒}$$

$$G_C = g_2 + \ell_2 - (g_1 + \ell_1) - I_C \quad (3-50)$$

$$= 23 - 16 - 4 = 3 \text{ 秒} \quad \text{取最小有效綠燈時間 } 10 \text{ 秒}$$

$$10 + 4 = C_M + I_B \quad G_M = G_B$$

$$G_C = 10 \text{ 秒}$$

$$C_B = 13 \text{ 秒}$$

$$3. \text{號誌時制週期長} = G_A + I_A + G_B + I_B + G_C + I_C + G_D + I_D$$

$$= 32 + 4 + 13 + 4 + 10 + 4 + 38 + 4 = 105$$

資料來源：〔許添本，號誌化交叉口容量分析及應用之研究——臨界流動法之發展，民國 71 年〕

或「路口」(Approach) 的容量和服務水準，亦可用於評估整體「交叉口」(Intersection)的服務水準。分析過程最基本的是各類資料的蒐集，包括了幾何佈設、交通現況、及號誌設計等。分析的過程，可分成基本資料蒐集、交通流量之調整計算，飽和車流率推估、容量分析，及服務水準評估等五個階段加以說明，每一階段各有其獨特的分析方式，如圖 2-24 所示。

2.3.4.2 第一階段—基本資料蒐集

第一階段所蒐集的各類資料將是爾後分析的基礎，資料必須齊全，且以最清晰的方式表明，以便於參考選用。其中應包括交叉口幾何設計、交通狀況，及號誌設計等三類基本資料，至少應提供如表 2.21 所示的項目。

求算機車百分比務須確實，因為台灣地區的機車數量在都市交通佔了極大比重，對交叉口特性影響很大，不可忽略。

車輛抵達路口之行進特性乃是藉到達型態分類加以量化。首先須計算群集比值 (platoon ratio), R_p ，：

$$R_p = PVG / PTG \dots\dots\dots (2-1)$$

式中：

PVG = 綠燈時相到達車輛佔車輛總數百分率。

PTG = 綠燈時間佔週期長度百分率。

R_p 值可分成五類，如表 2.22 R_p 值愈大，代表綠燈始亮時，車輛以極密集型態到達，是為較佳狀況。 R_p 為 0 時，代表車輛皆於紅燈時段內到達，此為最不利狀況，因為車輛將受到號誌延滯影響。第三種型態代表完全隨機性的到達。此為一般平均狀況。因為延滯的推估須針對到達型態作調整，會影響服務水準之評估，故 R_p 值須按實地調查所得資料正確計算。

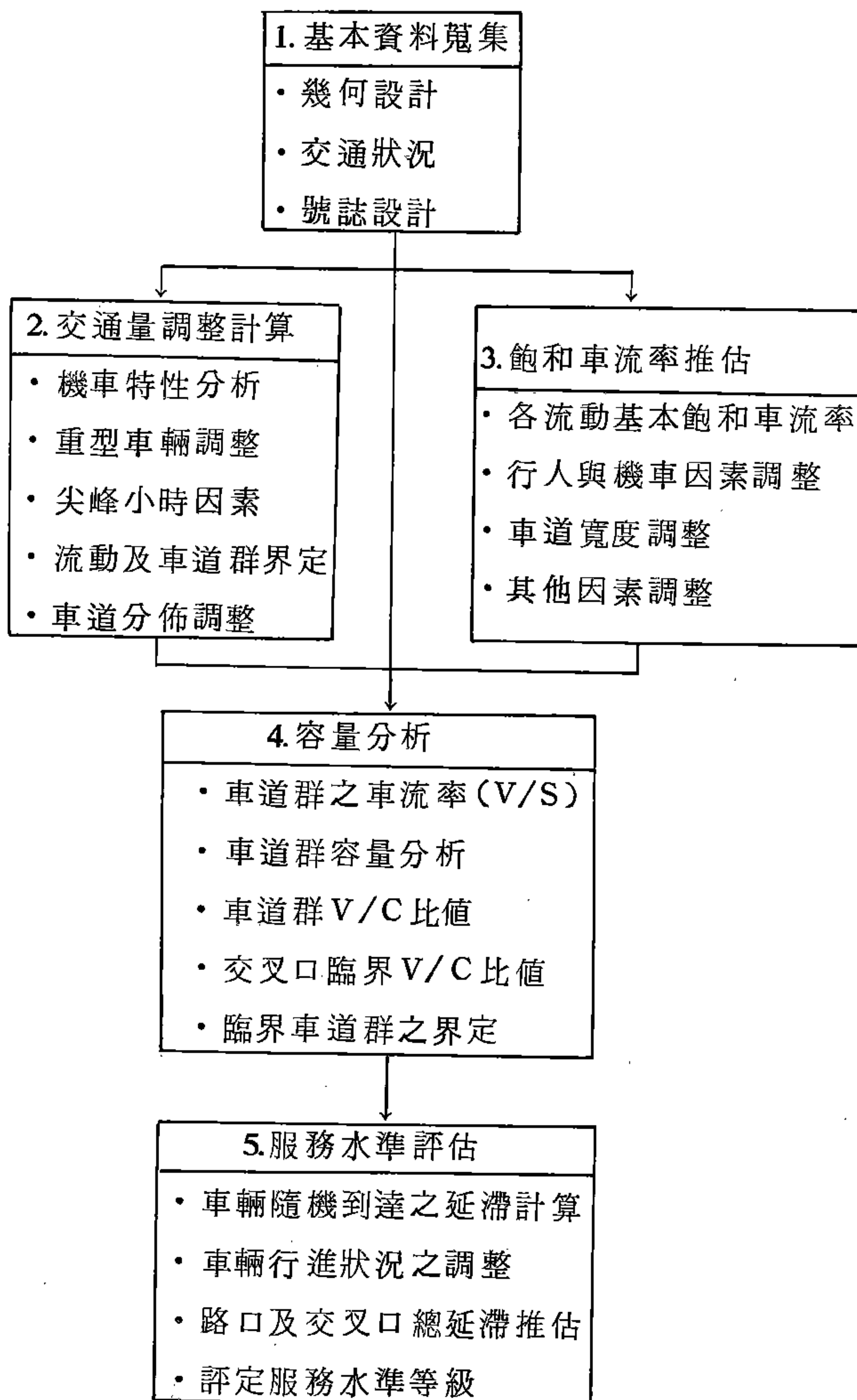


圖 2-24 號誌化交叉口容量分析架構

路口若無行人觸動式專用號誌，則為顧及行人穿越馬路所需要的最短綠燈時間可用下式表之：

$$G_p = 7.0 + (W / PS) - Y \dots\dots\dots (2-2)$$

表 2.21 基本資料項目

種 類	項 目	符 號
幾 何 設 計	地區類型 車道數 車道寬 坡 度 左、右轉專用車道 儲車彎長度 停車狀況	CBD 或其他 N W + % (上坡) - % (下坡) L _s 有或無
交 通 狀 況	各流動之流量 尖峰小時因素 重型車百分比 機車百分比 衝突行人流率 (人 / 小時) 地區公車停留數 停車週轉率 (輛次 / 小時) 車輛到達路口類型 (5 類)	V _i PHF %HV %MC PEDS N _s N _M
號 誌 設 計	週期長度 綠燈時間 感應或定時控制方式 行人觸動號誌 最短行人綠燈時間 時相計劃	C G _i A 或 P 有或無 G _p

式中：

G_p ：最短綠燈時間，秒；

W ：從緣石到最遠端車道中央的距離，公尺；

Y ：時相變換時段（change interval），即黃燈時段＋全紅時段，秒。

ps ：行人平均速率，公尺／秒。

(2)式中可以國內相關研究假定行人平均速率（ ps ）為 1.3 公尺／秒〔15〕；或視實地狀況選定其他推估值。許添本君建議之公式 $G_p = 4 + 0.71 W$ 亦可應用〔23〕。

表 2.22 到達型態與群集比值對照表

到 達 型 態	群 集 比 值 範 圍
1	0.00 ~ 0.50
2	0.51 ~ 0.85
3	0.86 ~ 1.15
4	1.16 ~ 1.50
5	≥ 1.51

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

2.3.4.3 第二階段－交通量之調整計算

交通量之調整計算過程，首先必須進行交通車流量實地調查，找出尖峰小時流量及尖峰小時因素（Peak Hour Factor, PHF），各車種之組成比例亦須加以計算。調查所得的每小時車輛數，經由各車種小客車當量值（Passenger Car Equivalent

,PCE)之調整，可得出以小客車單位(Passenger Car Unit PCU)表示交通量，再針對 PHF，車道群和車道分佈的調整，最後得到調整後需求量，其單位為 pcu/HR，如圖 2-24 所示。

1.機車特性分析

機車是台灣地區短期內不可或缺的重要交通工具，都市地區街道機車比例亦超過 40%，因此，有必要加以特別分析，以確實掌握其特性，獲致合理結論。

由於其數量龐大，且幾乎無所不在，因此須以輛為個體分析其運作特性，最後賦予適當 PCE 值以表現其對路口容量的影響，再與其他車種相加總成為路口需求量。

本研究在研擬混合車流狀況下之容量分析架構；對於機車是基於以下的考量：

- (1)在臨界流動分析技術的基礎上，絕大部份的情況下機車流動不會成為臨界流動。
 - (2)機車有向路口集中停等的特性。
 - (3)機車停等特性與混合車道寬有關。
- (1)機車專用道路飽和流量

機車專用道路有兩種方式，以標綫區分者稱為機車專用車道，以分隔島作為實體劃分者稱為機車專用路，兩者多出現於橋樑或隧道，地面道路使用較少。機車專用道路飽和流量可依其寬度利用下式推估：

$$S_M = 1,914 W \quad 2.5 \leq W \leq 6.5$$

若交叉口設有機車專用道則在分析上，直接就調查所得機車數量與上述推估之飽和流量比較，進行飽和度及容量分

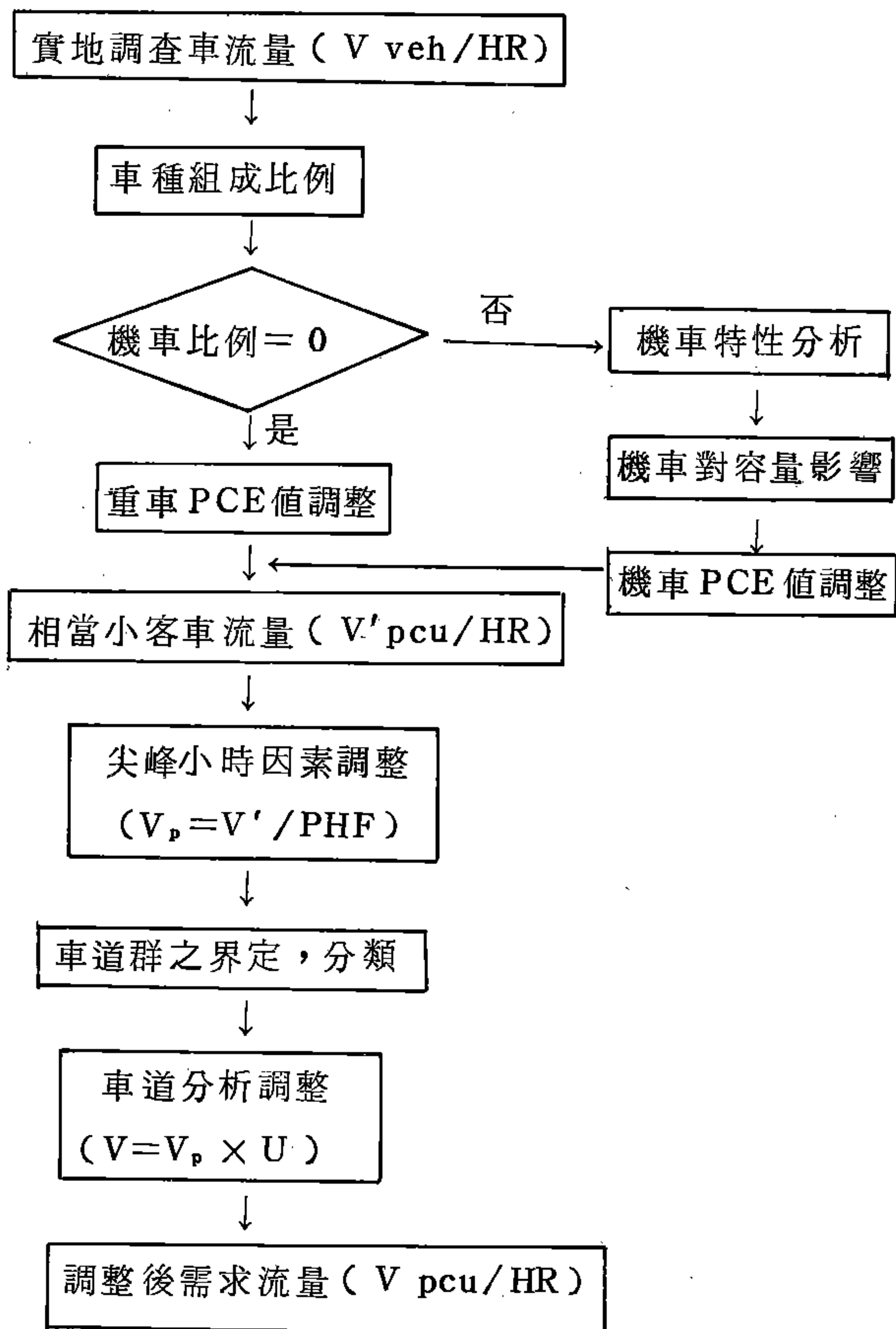


圖 2-25 交通量調整計算程序

析即可，不須另作其他調整。

(2)機車對路口容量之影響

機車與其他車種共同車道時，由於彼此車種行為之差異，會使單位時間內通過停止綫車輛數有所不同，而且在不同車道寬度其變動程度亦不同，所以用機車 PCE 值表現其影響程度。

機車流動分為「單純」及「受干擾」兩類，前者指直行通過交叉口，與其他車輛、行人沒有明顯衝突之流動；後者包含右轉受行人干擾之流動及左轉受對向車流干擾之流動。

表 2.23 乃依車道寬及流動種類之機車 PCE 值。

表 2.23 機車之小客車當量值

機車流動	車道寬度 (公尺)		
	< 3.0	3.0 ~ 4.5	> 4.5
單純	0.4	0.2	0.0
受干擾	0.6	0.4	0.1

表 2.23 之設定乃基於機車對於共用車道容量之影響，隨著車道寬度的增加而減少，當車道寬超過 4.5 公尺以上時，機車會使用車道右側部分而形成類似機車專用道的車流，此時對其他車輛的影響就非常小。

(3)機車對右轉車之影響

路口有機車專用車道時，右轉除了與行人發生衝突外，也會與機車發生衝突，如圖 2-26 所示情況。此時右轉車會

阻碍增加，須將機車及行人流量合併作為右轉車流之干擾流動。

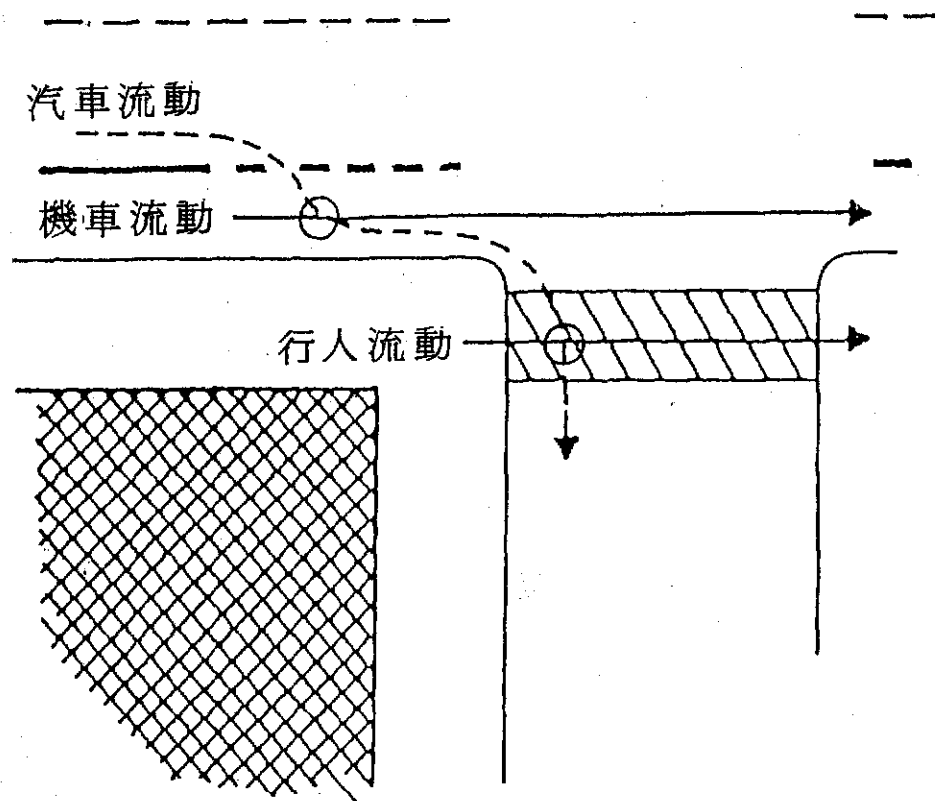


圖 2-26 右轉車與直行機車及行人衝突示意圖

若以機車和汽車共用車道方式，則機車不必再作為右轉干擾流量處理，直接由表 2.23 查得機車之適宜當量值。但若此共用車道寬度超過 4.5 公尺，而形成類似機車專用道之情況時，又需視作右轉干擾流動處理。

(4) 左轉機車之處理

兩段式左轉之機車併入直行機車處理，直接左轉或併入轉的操作方式，機車必須橫越過左側各車道，因此須先由表 2.23 選一適當之 PCE 值，將左轉機車數量轉換為小客車單

位數量，再加入左側每一車道中，以表現其在左轉過程中對路口容量之影響。

2.大型車流量調整

市區內之重型車輛以大客車為主，大貨車和貨櫃車比例極微，大客車中又以市區公車及定期客運班車最多，因其必須停靠招呼站上下乘客，在停停開開又經常併入分出的操作特性下，對其他車流造成相當大的干擾。因此，須將其實際數量以PCE值調整，以表現對路口容量的影響。

國內對於各型車種PCE值之研究結論不盡相同，所用分析方法多為調查法或模擬法，經由迴歸方式求得PCE值，交通部運輸研究所提出一份“台灣地區公路及市區道路交叉路口小客車當量值”。本研究綜合以往分析結果，建議採用表2.24之PCE值作為交通組成小客車當量值。

3.小客車流量

各車種及各運作時特性經由適當PCE值調整計算，便可得出實際流量相當之小客車流量（ V_a ），以 pcu / HR 表示。

4.尖峰小時因素調整

小客車流量須轉換成尖峰小時內最高連續15分鐘流率，其方式如下：

$$V_p = V_a / \text{PHF} \dots\dots\dots (2-3)$$

式中：

V_p ：最高15分鐘流率，以 pcu / HR 表之。

V_a ：小客車流量， pcu / HR 。

5.流動及車道群之界定和分類

本文之分析架構是將個體性分析程序，即先考慮路口、流動及車道群，再將之整合成交叉口或路口。因此須先就基本的衡量對象（流動及車道群），加以說明。

車道群是指路口的一個或多個車道之組合，其中含有一種或多種流動。對車道群之界定可由交叉口幾何佈設和交通量分佈狀況著手。一般來說，車道群數愈小，分析過程愈簡便。

基本的界定方式是將轉向專用車道視為單獨車道群，其餘車道則視為一個車道群。例如當內側車道有左轉及直行車混合用時，使用“直行流量概數”（*approximate equivalent flow of through vehicles*）來分析：

$$V_{LE} = V_L \times \frac{2000}{1600 - V_o} \dots\dots\dots (2-4)$$

式中：

V_{LE} = 左轉車相當於直行車之數量，*pcu / HR*

V_L = 實際左轉流量，*pcu / HR*

V_o = 對向干擾車流，*pcu / HR*

(4)式考慮對向車流之干擾，當 V_o 大於 1600 時， V_{LE} 即無意義，亦即內側車道不可能進行左轉，除非設予專用時相（*Protected Left-turn phase*）。

假設左轉車完全使用了內側車道，其餘車流必須平均分配至剩餘車道。若左轉流量超過其他車道上直行車流量，則內側車道須得成為獨立車道群，即須滿足下式：

$$V_{LE} \geq (V' - V_L) / (N - \ell) \dots\dots\dots (2-5)$$

式中：

N ：路口車道數

ℓ ：內側左轉車道數

反之，則表示內側車道仍有未使用之部份，直行車將移轉過來，而成為左轉與直行混用車道，逐漸形成均衡的共同狀態，不能視為左轉專用，應與直行車道群合併分析。

此外，機車混合狀況應特別考慮，在中央分隔路型，內側車道可視為單純汽車流，在流動界定上較容易，但外側車道由於有機車混雜，可視為另一流動。若路口有機車專用道或專用設施之設置，則可將機車流動視為單一流動，純以機車單位分析。

整體而言，車道群和流動之界定，並非一成不變，上述只是提供一項途徑，交通工程師可視實際情況予以通當安排，如表 2.25 所舉例。右轉流動亦是如此。總之，其最重要原則乃在於將各種交通流動安置在適當車道中，使各車道使用狀況近乎相同，而獲致整體最佳結果。


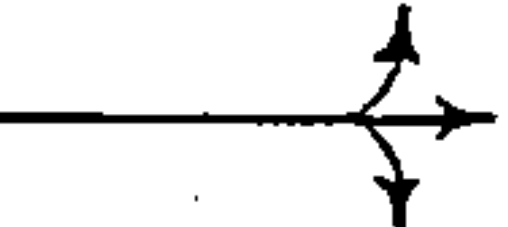
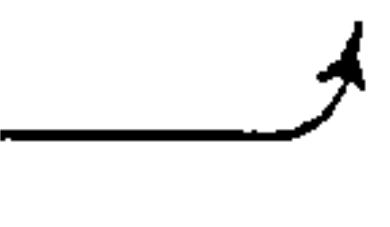

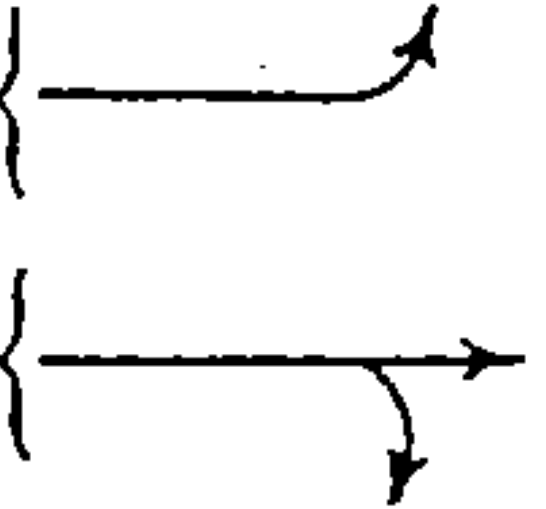



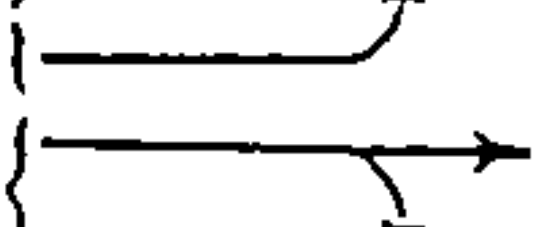

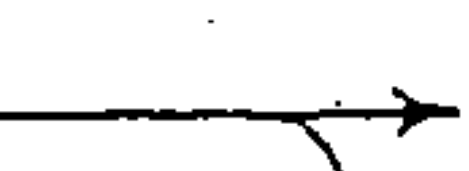

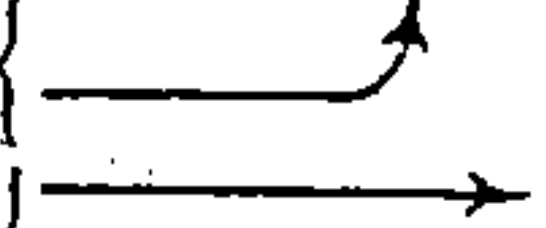




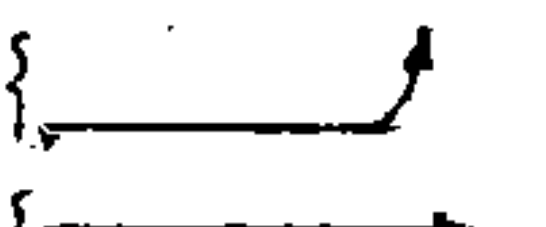
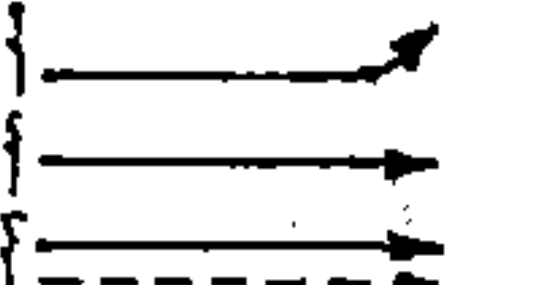
表 2.24 大型車小客車當量值

車種	大客車	大貨車	拖車
PCE	1.4	1.5	2.0

6.車道分佈調整

當車道群包含多個車道時，流量並非均等地分佈於每一車道上，車道使用因子（Lane Utilization Factor, U ）即為反映此種不平衡的使用情況。 U 因子表現使用率最高車道的需求量，如下式：

表 2.25 流動及車道群分類範例

車道數	流 動 分 類	車 道 群 類 型
1	左轉+直行+右轉 	① 
2	左轉專用  直行+右轉 	② 
2	左轉+直行  直行+右轉 	①  或 ② 
3	左轉專用  直 行  直行+右轉 	②  或 ③ 
4	左轉專用  直 行  右 轉 	②  ④ 

——→ 汽車流

-----→ 機車流

道群，再針對不同流動研擬適當調整因子，以求得各流動基本飽和車流率（ S_o' ），最後比較現有狀況與理想或基本狀況的差異，調整得出實際飽和車流率（ S ），此乃為車道在現實環境下所能供給的最大能量，其分析架構如圖 2-26 所示。

1. 右轉流動基本飽和流量之推估

右轉車在不受路邊停車、橫向車流及行人干擾的理想狀況下，由於轉向操作的影響，其飽和流量必低於直行流動之飽和流量。非理想狀態則須考慮與行人和機車流動衝突的特性，以及右轉比例和時相設計等因素，得出右轉調整因素， f_{RT} 。美國 1985 HCM 之分析結論可供吾人參考，如表 2.28。

若直行機車對右轉車造成干擾，則依機車處理方式決定機車衝突量，再將衝突機車量與衝突行人量合併計算，再查表 2.28 求調整因素。若路口允許紅燈右轉，則應將紅燈時段右轉的流量自右轉流量中扣除。

2. 直行流動基本飽和流量之推估

直行流動不受轉向車流影響，可令其左、右轉調整因素皆為 1。

3. 左轉流動基本飽和流量之推估

專用時相下，左轉專用道之飽和車流率依 1985 年 HCM 之定義，是直行流動的 95%，即 1900 pcu/綠燈小時。國內曾由王慶瑞調查得出左轉飽和流量為每小時 1875 pcu，與 HCM 相差不大，故採用 1985 HCM 左轉調整因子之基本概念分析左轉流動飽和流量，如表 2.29。

然而在表 2.29 之中，可看出當左轉車與其他流動共用號誌時，其受干擾情形相當複雜，主要因素包括有：直行車比例

、對向車道流量、週期長度等，必須審慎分析。瑞典容量手冊中對於左轉與對向車流衝突特性分析相當完備，故表 2.29 中第 2、5、7 等三種類型將依瑞典容量手冊方法決定調整因子。

國內郭正成君研究認為汽車夾雜機車對接受間距有顯著之影響，故對向機車流量的多寡對於左轉車將造成不同程度之干擾。故除了左轉調整因素外，必須再進行機車干擾之修正，才能正確求得左轉飽和車流率。茲分別說明如下：

(1) 無左轉專用時相路口特性分析

瑞典容量手冊以車道為衡量對象，以飽和流量為基礎，藉機率理論和等候理論進行分析。此種分析過程特別適於處理正常二時相交叉口，左轉車與對向直行車流衝突之情形。其計算過程參閱圖 2-28 可分成三階段說明：

- ① 綠燈始亮至第一輛左轉車可通過之前所經時段， g_k 。此時段內僅有直行或右轉車可疏解 N_k 輛。 g_k 可由對向車道在紅燈時段內停等車輛數及綠燈時段對向車流疏解特性求得。 N_k 可由機率理論求出，其主要變數為左轉比例和不會造成車道阻塞的路口等待左轉車數。
- ② 剩餘綠燈時段， $G_g = g - g_k$ 。此時段內，左轉車以接受間距的方式通過交叉口。若此時段內飽和流率為 S_g ，則疏解車輛 $N_g = G_g \times S_g$ 。 N_g 是 G_g ，左轉比例，和左轉車穿越對向車流間距機率的函數，其特性類似無號誌化交叉口。左轉容量受臨界間距 (critical gap)， α_g ，和間距分配型態的影響。根據實地調查分析， α_g 同時受對向路口及橫向路口寬度之影響。交通較繁忙區，其 α_g

$$V = V_{Pi} \times U \dots\dots\dots (2-6)$$

式中：

V = 調整後需求流量，pcu / HR

V_{Pi} = i 車道群未調整前流量，pcu / HR

車道使用調整因子如表 2.26 所示。由此步驟所得流量即為容量分析階段所用之「需求交通量」。

表 2.26 車道使用調整因子

車道群中車道數	L
1	1.00
2	1.05
≥ 3	1.10

資料來源：〔TRB，HCM，1985〕

7. 路口幾何設計之影響

界定車道群時，路口幾何設計有相當大的影響，同時目前交叉口流量調整報告所顯示的是整個路口的總數，無法分辨快慢分隔路型之交通特性，在分析時便易產生誤差，因此有必要加以特別處理。

中央分隔路口目前多趨向功能型車道佈設，轉向流量均安排於兩側車道，與直行車流干擾可大幅降低，車道群可按實際流動予以明確界定。

快慢分隔路口之快車道僅有汽車；慢車道混雜相當數量的公車、小汽車等，對機車影響頗大，且性質異於快車道，故須

分別界定其流動特性，方可正確評估服務水準。許添本君和張學孔君的研究結論都指出汽車行駛慢車道之比例與慢車道寬度有極大關係〔38〕。本研究採用張學孔君實地調查分析的結果，按慢車道寬度比例分配汽車行駛快慢車道之比例，其值如表2.27。慢車道若不分車道，則視為一流動分析；若劃分車道，則外側為右轉流動，左側為另一直行流動，分別處理而不與快車道直行流動合併。

表 2.27 汽車行駛慢車道之比例分配

慢車道寬佔全路口車道寬之比例%	< 25	26~35	36~45	46~55	> 55
汽車流量分配至慢車道比例* %	0	10	20	30	40

* 該比例係指小汽車單位之比例 2-26 fRT

資料來源：〔張學孔，「臨界流動分析」在評估混合車流交叉口交通改善效益之研究，民國74年〕

2.3.4.4 第三階段一飽和車流量之推估

飽和車流量是在完全綠燈情況下車道群每小時能通過的最大小客車數量。一般研究都認為飽和流量會同時受路口寬、車道寬和車道數的影響，且測量和推估方法都會造成差異。國內自六十二年起用不同方法對混合車流飽和流量進行探討，其結論互有出入，然多數皆認為我國車流特性顯出的 1900 pcu / HR 至 2100 pcu / HR 是可以合理接受的。因此本研究採用每車道每綠燈小時 2000 小客車單位為理想狀況下飽和車流速率（ S_o ）。

本研究為維持臨界流動分析基本精神，乃採用依流動界定車

表 2-28 右轉調整因素

類型	車道群	右轉調整因子， f_{RT}							
1	專用車道 專用時相	0.85							
2	專用車道 共同時相	$f_{RT}=0.85-(\text{peds}/2100) \quad \text{peds} \leq 1700$							
		$f_{RT}=0.05 \quad \text{peds} > 1700$							
		衝突行人量 (peds)	0	50	100	200	300	400	500
		調 整 因 子	0.85	0.83	0.80	0.75	0.71	0.66	0.61
		衝突行人量 (peds)	600	800	1,000	1,200	1,400	1,600	$\geq 1,700$
		調 整 因 子	0.56	0.47	0.37	0.28	0.18	0.05	0.05
3	專用車道 專用加共 用時相	$f_{RT}=0.85-(1-P_{RTA})(\text{peds}/2100)$							
		$f_{RT}=0.05$ (最小值)							
		衝突行人量	使用專用時相右轉比例： P_{RTA}						
		(peds)	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
		0	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
		50	0.83	0.83	0.84	0.84	0.85	0.85	
		100	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	
		200	0.75	0.77	0.79	0.81	0.83	0.85	
		300	0.71	0.74	0.76	0.79	0.82	0.85	
		400	0.66	0.70	0.74	0.77	0.81	0.85	
		600	0.56	0.62	0.68	0.74	0.79	0.85	
		800	0.47	0.55	0.62	0.70	0.77	0.85	
		1,000	0.37	0.47	0.56	0.66	0.75	0.85	
		1,400	0.18	0.32	0.45	0.58	0.72	0.85	
$\geq 1,700$	0.05	0.20	0.36	0.53	0.69	0.85			
4	共用車道 專用時相	$f_{RT}=1.0-0.15 P_{RT}$							
		右轉比例， P_{RT}	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
		調 整 因 子	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85	

表 2-28 右轉調整因素(續)

5 共用車道 共用時相	$f_{RT}=1.0-P_{RT} [0.15 + (peds/2100)]$ $f_{RT}=0.05$ (最小值)							
	衝突行人量 (peds)	右轉比例, P_{RT}						
		0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
	0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85	
	50	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	
	100	1.00	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80	
	200	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	
	400	1.00	0.93	0.86	0.80	0.73	0.66	
	600	1.00	0.91	0.83	0.74	0.65	0.56	
	800	1.00	0.89	0.79	0.68	0.58	0.47	
	1,000	1.00	0.87	0.75	0.62	0.50	0.37	
1,400	1.00	0.84	0.67	0.51	0.35	0.18		
$\geq 1,700$	1.00	0.81	0.62	0.42	0.23	0.05		
6 共用車道 專用加共 用時相	$f_{RT}=1.0-P_{RT} [0.15 +((peds/2100)(1 - P_{RTA})]$ $f_{RT}=0.05$							
	專用時相右 轉比例, P_{RTA}	衝突行人 量 (peds)	右轉比例 P_{RT}					
			0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
	0.00	所有情況	與類型 5 相同					
	0.20	0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
		50	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83
		200	1.00	0.95	0.91	0.86	0.82	0.77
		400	1.00	0.94	0.88	0.82	0.76	0.70
		600	1.00	0.92	0.85	0.77	0.70	0.62
		1,000	1.00	0.89	0.79	0.68	0.58	0.47
		1,400	1.00	0.86	0.73	0.59	0.45	0.32
		$\geq 1,700$	1.00	0.81	0.62	0.42	0.23	0.20
	0.40	0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
		50	1.00	0.97	0.94	0.91	0.87	0.84
		200	1.00	0.96	0.92	0.88	0.83	0.79
		400	1.00	0.95	0.89	0.84	0.79	0.74
		600	1.00	0.94	0.87	0.81	0.74	0.68
1,000		1.00	0.91	0.83	0.74	0.65	0.56	
1,400		1.00	0.89	0.78	0.67	0.56	0.45	
$\geq 1,700$		1.00	0.87	0.75	0.62	0.49	0.36	

	0.60	0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
		50	1.00	0.97	0.94	0.90	0.87	0.84
		200	1.00	0.96	0.92	0.89	0.85	0.81
		400	1.00	0.95	0.91	0.86	0.82	0.77
		600	1.00	0.94	0.89	0.84	0.79	0.74
		1,000	1.00	0.93	0.86	0.80	0.73	0.66
		1,400	1.00	0.92	0.83	0.75	0.67	0.58
		≥ 1,700	1.00	0.91	0.81	0.72	0.62	0.53
	0.80	0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
		50	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
200		1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	
400		1.00	0.96	0.92	0.89	0.85	0.81	
600		1.00	0.96	0.92	0.88	0.83	0.79	
1,000		1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	
1,400		1.00	0.94	0.89	0.83	0.77	0.72	
≥ 1,700		1.00	0.94	0.88	0.81	0.75	0.69	
1.00	所有情況	與類型四相同						
7 單車道路 口			$f_{RT}=0.90 - P_{RT} [0.135 + (peds/ 2100)]$ $f_{RT}=0.05$					
	衝突行人量	右轉比例， P_{RT}						
	(peds)	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
	0	1.00	0.87	0.85	0.82	0.79	0.77	
	50	1.00	0.87	0.84	0.81	0.77	0.74	
	100	1.00	0.86	0.83	0.79	0.76	0.72	
	200	1.00	0.86	0.81	0.77	0.72	0.68	
	300	1.00	0.85	0.79	0.74	0.69	0.64	
	400	1.00	0.84	0.78	0.72	0.65	0.59	
	600	1.00	0.82	0.74	0.66	0.59	0.51	
	800	1.00	0.80	0.71	0.61	0.52	0.42	
	1,000	1.00	0.79	0.67	0.56	0.45	0.34	
	1,200	1.00	0.77	0.64	0.51	0.38	0.25	
	1,400	1.00	0.75	0.61	0.46	0.31	0.16	
	≥ 1,700	1.00	0.73	0.55	0.38	0.21	0.05	
8 二個專用 道；專用 時 相	0.75							

表 2-29 左轉調整因子

類型	車道群	左轉調整因子, f_{LT}						
1	專用車道 專用時相	0.95						
2	專用車道 共用時相	查圖 1-5						
3	專用車道 ，專用加 共用時相	0.95						
4	共用車道 專用時相	$f_{LT} = 1.0 / (1.0 + 0.05 P_{LT})$						
		左轉比例, P_{LT}	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
		調整因子	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
5	共用車道 共用時相	查圖 1-5						
6	共用車道 專用加共 用時相	對向流量, V	左轉比例, P_{LT}					
			0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
		0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.86
		200	1.00	0.95	0.90	0.86	0.82	0.78
		400	1.00	0.92	0.85	0.80	0.75	0.70
		600	1.00	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61
		800	1.00	0.83	0.71	0.62	0.55	0.49
		1,000	1.00	0.74	0.58	0.48	0.41	0.36
		1,200	1.00	0.55	0.38	0.29	0.24	0.20
		$\geq 1,220$	1.00	0.52	0.36	0.27	0.22	0.18
7	單車道路口	查圖 1-5						
8	二個專用 道專用時 相	0.92						

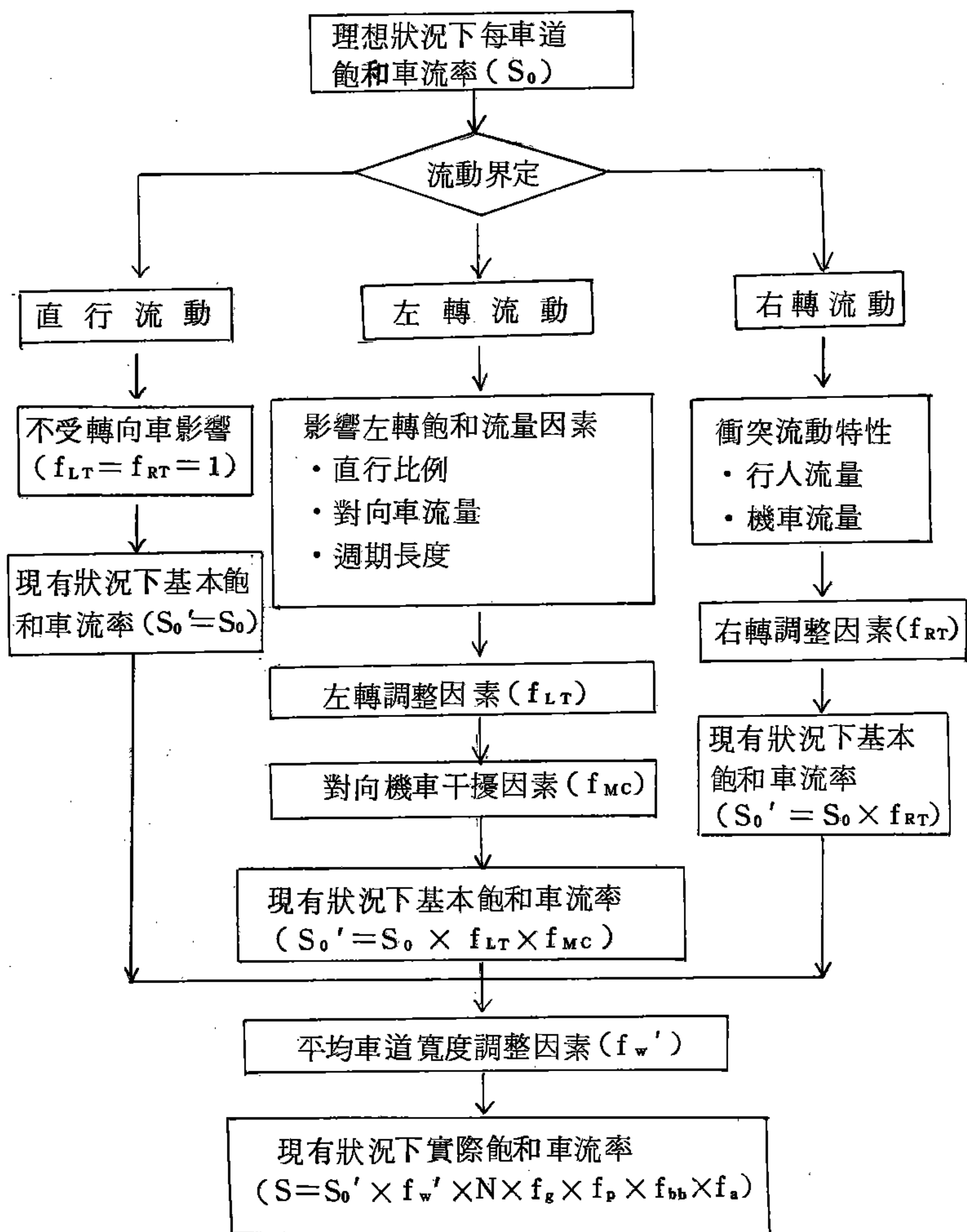


圖 2-27 飽和流量推估程序

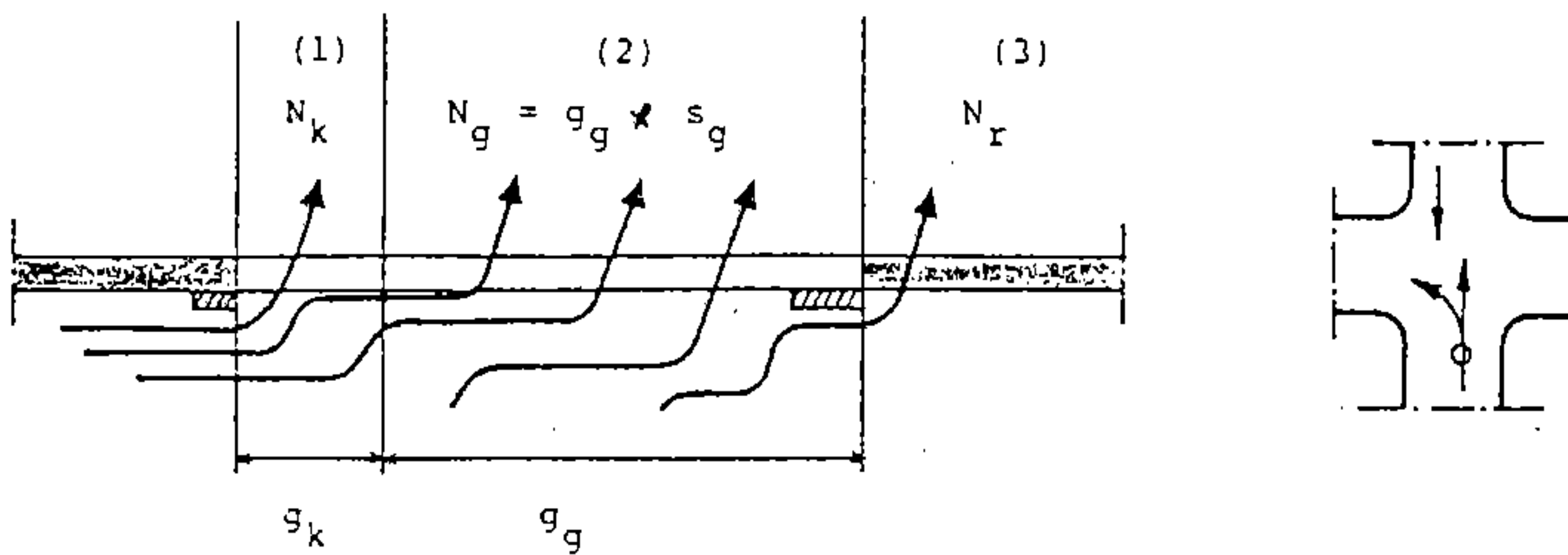
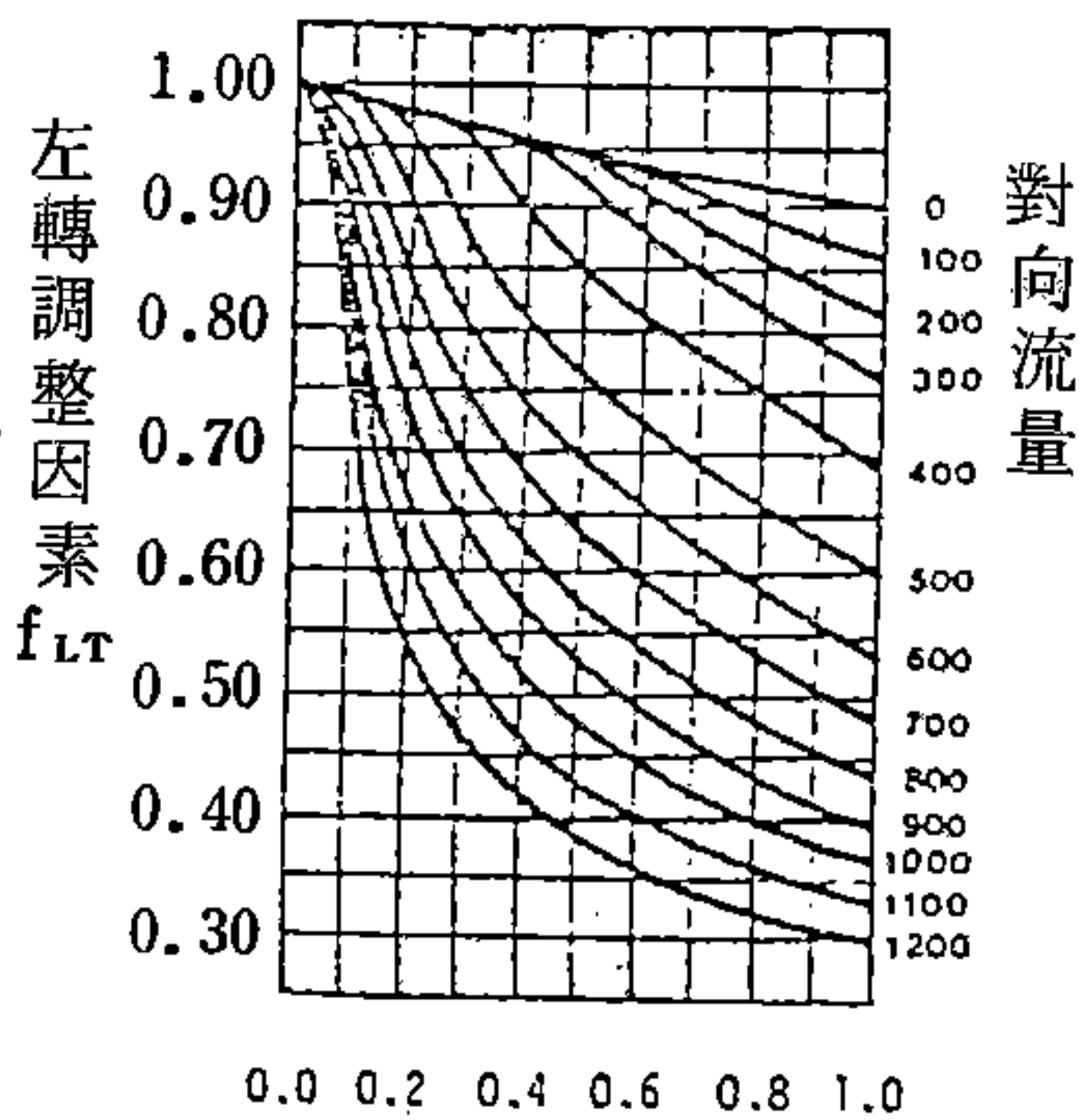


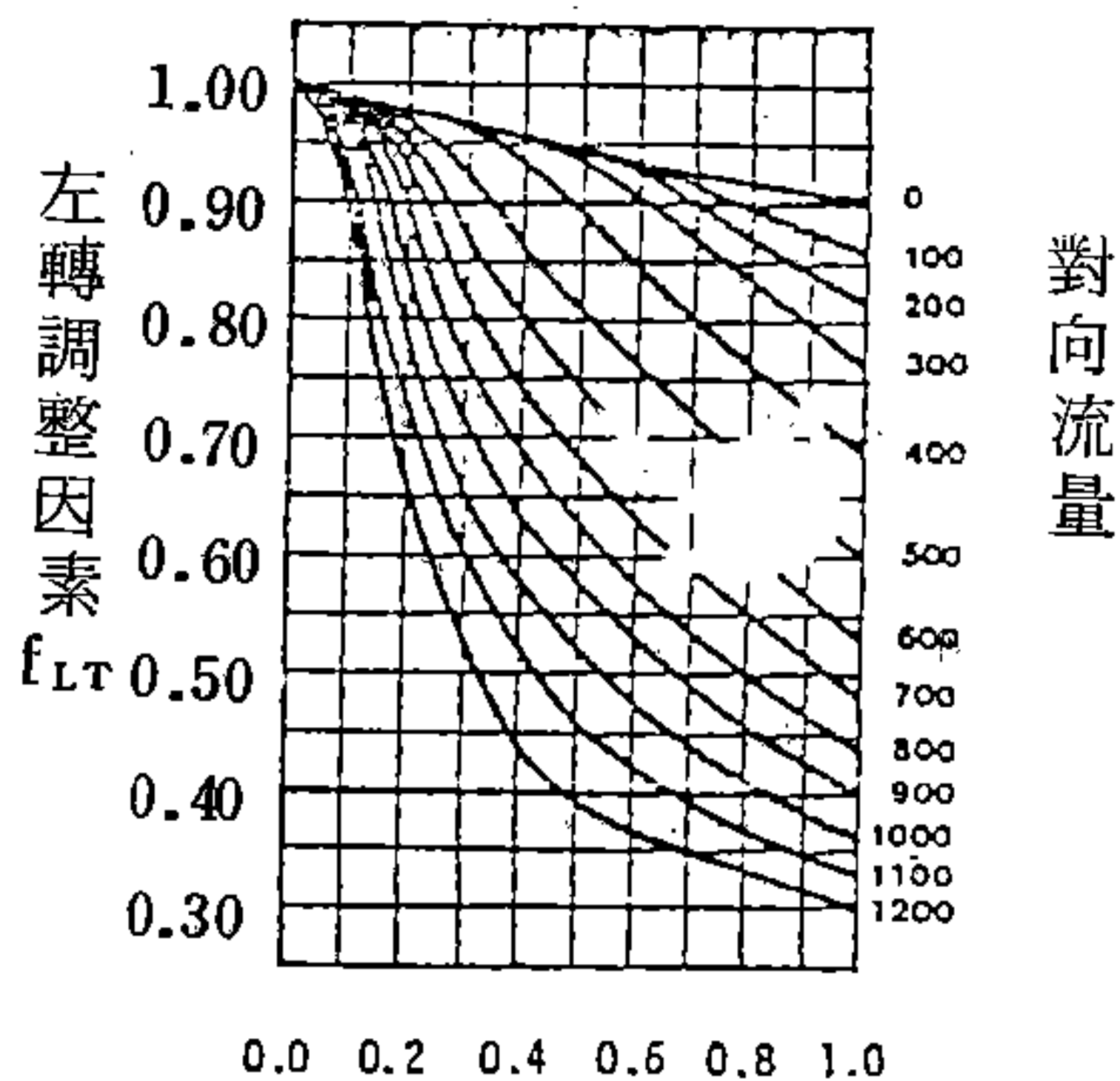
圖 2-28 左轉流動飽和流量分析模式

(a)

(b)



左轉比例



左轉比例

圖 2-29 共同時相之左轉飽和流量調整因素

資料來源：〔TRB, TRR 667, 1977〕

稍低。

- ③黃燈和全紅時段能疏解的車輛乃為已進入交叉口內停等，但無可接受間距，以致利用號誌變換時段（*change interval*）駛離之車輛， N_r 。 N_r 決定於交叉口內可供左轉車等候空間大小。

左轉飽和流量可由下式求得：

$$\text{飽和流量} = (N_k + N_g + N_r) / g \times 3600 \dots\dots\dots (2-7)$$

飽和流量再除以理想狀況飽和流量，可得到左轉調整因素（ f_{LT} ）這步驟目的乃為使分析過程具有一致性且保留臨界分析之架構特性。

本研究選擇分析中最主要的二個變數—左轉比例及對向車流量，提出兩個簡化的曲線供查對左轉調整因子，如圖2.29所示。不會造成車道阻塞的路口等待左轉車數為0時，查(a)圖，為1時，查(b)圖。

(2)機車干擾因素（ f_{MC} ）

左轉車飽和流量可利用等候理論，以接受間距分析方式分析。然而在混合車流狀況下，汽車對機車的接受間距行為並不顯著，但機車流動對汽車左轉之影響又不能完全不予考慮。因此，本研究在分析左轉車流動飽和流量時，將機車衝突量視為干擾因素，經應用郭正成先生實地分析資料，及合理假設，可以設定此機車干擾因素與機車流量的關係，如表2.30所示。

表 2.30 左轉流動對向機車干擾因素調整值

對向機車流量 (輛/小時)	< 500	500~1000	≥ 1000
接受間距內機車數	< 1	1~2	≥ 2
機車干擾因素	1.0	0.95	0.85

4. 車道寬度調整因素

車道寬度調整因素 (f_w) 用來解釋較窄車道對於飽和流量的不利影響，同時也允許較寬車道飽和流量之增加。對同一車道群而言，若車道寬度均相同，則其調整因子為同一數值，若車道寬度不盡相同，則以各車道之調整因素平均值 (f_w') 作為調整因子。在快慢分隔路型中，若慢車道劃分車道，則依其流動分類，按上述加以調整，若不分車道，則以全寬度調整，車道寬度調整因子如表 2.31。

表 2.31 車道寬度調整因素

車道寬度(公尺)	2.4~2.9	3.0~3.9	4.0~4.9	5.0~5.9	6.0~7.5
調整因素(f_w)	0.9	1.0	1.1	1.5	2.0

資料來源：[王慶瑞，飽和流量與號誌交叉口容量之研究，民國 71 年]

5.其他因素調整

影響飽和流量的因素尚有坡度、停車狀況、公車數量、地區型態等，其調整值如表 2.32 ~ 2.35，其中坡度採許添本先生分析結果；對於停車及公車數量調整因素之決定，本研究僅考量在距路口 80 公尺範圍內之活動，亦即當停車行為及公車站位在距路口 80 公尺以上者，不納入調整分析。

表 2.32 坡度調整因素

	下 坡			平 路	上 坡		
坡度 %	- 6	- 4	- 2	0	+ 2	+ 4	+ 6
坡度調整因素, f _g	1.15	1.10	1.05	1.00	0.95	0.90	0.85

資料來源：[許添本，號誌交叉口容量分析及應用之研究——
臨界流動之發展，民國 71 年]

2.3.4.5 第四階段—容量分析

容量分析過程須求得四項重要數值。

1.車道群之車流率比 (Flow Ratio)， V / S 。其值乃以調整後之實際需求流量除以調整後之飽和流量。

2.車道群之容量 (Capacity)， C 。其公式為：

$$C_i = S_i \times (g / c)_i \dots\dots\dots (2 - 8)$$

其中 $(g / c)_i$ 為 i 車道群之綠燈比例。

3.車道群之流量與容量比值， V / C 。此值定義為飽和度 (degree of saturation)， X ，故

$$X_i = V_i / C_i \dots\dots\dots (2 - 9)$$

4. 整個路口的臨界飽和度， X_c 。其值為：

$$X_c = \sum_i X_i$$

$$= \sum_i (V/S)_i \times [C / (C - L)] \cdots \cdots (2-10)$$

其中 L 為現有號誌時制下損失時間，求算 X_c 須先找出臨界車道群之組合，及其臨界流動，將飽和度加總即得。其意義為臨界車道群容量被車輛使用的比例。若 X_c 小於 1.0，則表示交叉口設計、週期長度、時制等尚可滿足臨界流量的需求，但若綠燈時間不依流量比例分配，仍有可能在某一流動中發生供不應求的現象。

確定臨界車道群之工作須由號誌時相著手。若時相無重疊現象 (overlap)，則每一時相流動中具有最大 V/S 值者，即為臨界車道群。若有重疊時相，則依現有時制，任何可能消耗最多容量的車道群組合均須先找出，分別求算各組臨界車道 V/S 之和，取量大者即為交叉口之臨界車道群，1981 年澳洲容量手冊及 1985 HCM 對此都有詳細的範例，可供參考。

2.3.4.6 第五階段—評估服務水準

1. 延滯之推估

美國 1985 HCM 以下式推估車道群每小客車單位之停止延滯 (Stopped Delay)：

$$d = 0.38C \frac{[1 - g/c]^2}{[1 - (g/c)(x)]} + 173X^2 [(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + (16x/C)^2}]$$

..... (2-11)

式中：

C：週期

g：有效綠燈時間

X：飽和度

Ca：容量

式中係假設到達車輛為隨機性，單位為秒／小客車單位。第一部份表示「均態延滯」(Uniform Delay)。第二部份為增加性延滯(Increment Delay)，也就是車輛隨機到達及號誌不當所引起的額外延滯。

此式可在飽和度 0.0 到 1.0 範圍內獲得合理結果。依黃宏仁的研究結果，此式應用於國內混合車流特性時，與實測延滯量相差在 20% 以內，可用來作為混合車流延滯之推估式。

2. 續進因子調整 (progression adjustment factor)

大多數情況下，車輛到達特性不是隨機，而是受號誌續進及其他因素影響，呈現不同的群集 (platooned) 到達現象。表 2.22 將轉向群集到達現象區分為五種到達類型，由公式推估的延滯量須再由續進因素調整，如表 2.36。如果號誌續進對車道群有利，則延滯量將比隨機到達者低。

延滯是個複雜的現象，受許多地區及環境因素的影響，續進調整因素乃試圖提供合理的推估方式，以反應在平均狀況 (average conditions) 被延誤的程度。由表 2.36 可看出，愈接近飽和時 (V/C 接近 1.0)，到達型態所造成延滯的變異性愈小，各種號誌型式中，以定時號誌 (Pretimed Signals) 變異性最大。

左轉流動的延滯受號誌續進影響較少，主要受對向交通量

表 2-33 停車狀況調整因素

車道群車道數	無停車	停車操作次數(次/小時), N_m				
		0	10	20	30	40
1	1.00	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70
2	1.00	0.95	0.92	0.89	0.87	0.85
3	1.00	0.97	0.95	0.93	0.91	0.89

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

表 2-34 公車數量調整因素

車道群車道數	公車數量(輛/小時), N_s				
	0	10	20	30	40
1	1.00	0.96	0.92	0.88	0.83
2	1.00	0.98	0.96	0.94	0.92
3	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

表 2-35 地區型態調整因素

地區型態	調整因子, f_a
市中心區	0.90
其他地區	1.00

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

表 2.36 續進調查因素

號誌型式	車 道 群	飽和度, x	到 達 型 態				
			1	2	3	4	5
定 時 式	直行、右轉	≤ 0.6	1.85	1.35	1.00	0.72	0.53
		0.8	1.50	1.22	1.00	0.82	0.67
		1.0	1.40	1.18	1.00	0.90	0.82
觸 動 式	直行、右轉	≤ 0.6	1.54	1.08	0.85	0.62	0.40
		0.8	1.25	0.98	0.85	0.71	0.50
		1.0	1.16	0.94	0.85	0.78	0.61
半觸動式	幹綫直行、右轉	≤ 0.6	1.85	1.35	1.00	0.72	0.42
		0.8	1.50	1.22	1.00	0.82	0.53
		1.0	1.40	1.18	1.00	0.90	0.65
半觸動式	支綫直行、右轉	≤ 0.6	1.48	1.18	1.00	0.86	0.70
		0.8	1.20	1.07	1.00	0.98	0.89
		1.0	1.12	1.04	1.00	1.00	1.00
	所有左轉	所有情形	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

干擾。有專用時相及專用道的左轉流動延滯量不須調整，若與其他流動共用車道，則採用該流動之續進因素作調整。

3. 總延滯推估

路口平均延滯可由各車道群延滯量以實際交通量加權平均得出，即

$$d_A = \sum_i d_i \cdot V_i / \sum_i V_i \dots\dots\dots (12)$$

同理交叉口平均延滯可由路口延滯求得，如下式：

$$d_I = \sum_A d_A \cdot V_A / \sum_A V_A \dots\dots\dots (13)$$

4. 評定服務水準

參考龍天立等人之分析，依表 2.37 所區分的等級，由延

滯大小評定各車道群、路口、和整個交叉口的服務水準。

表 2.37 號誌化交叉口服務水準評估等級

服務水準	平均停止延滯 (秒/pcu)
A	≤ 15
B	≤ 30
C	≤ 45
D	≤ 60
E	≤ 80
F	> 80

資料來源：〔龍天立等，道路服務水準及阻塞等級評估方法初探，民國72年〕

2.3.4.7 容量分析結果之評述

容量分析架構最主要的兩個輸出結果為各車道群、交叉口之 V/C 值，以及車道群、路口、交叉口之平均停止延滯及服務水準。

若有任何一處 V/C 大於 1.0，表示實質或潛在性的不良狀況，須要立即改善。若臨界 V/C 小於 1.0，但某車道群 V/C 大於 1.0，或路口 V/C 大於交叉口臨界 V/C ，表示綠燈時間分配不當，須重新調配。

當臨界 V/C 大於 1.0，整個號誌設計及路口幾何佈設所提供的容量不敷現有交通量使用，改善的方式有幾何設置的變更（車道數及使用分配），號誌週期加長、時相重新安排。

服務水準是量測駕駛人對交叉口延滯可接受程度的指標。如果續進因素是延滯最大肇因，即須由鄰近幹道及號誌時差 (offset) 之配合著手，以提供可能的改善。若續進因素係屬合理，即由幾何及號誌設計上著手，以增加容量供給。

嚴重的延滯可能是容量不足所造成，也可能發生在 V/C 小於 1.0 的情況；輕微的延滯也不意味容量能滿足交通需求。因此分析過程須綜合考量容量分析及服務水準兩階段，以充分了解交叉口操作特性，獲得合理評估結果。

2.4 實證分析

2.4.1 飽和流量及小客車當量值之量測與推估

飽和流量 (Saturation Flow) 和小客車當量值 (Passenger Car Equivalency , PCE) 是號誌化交叉口容量分析的兩個重要參數。一般常見的調查分析方法有「間距法」 (Headway Method)、「固定時段法」 (Fixed Interval Method) 及「三時段法」 (Three Intervals Method)。現有的方法，無法完全適用於混合車流疏解特性的調查分析。本研究參酌現有方法的特點，並考量混合車流疏解特性，提出改良式三時段調查方法。研究中並以實地調查資料，利用最小平方分析法 (Least Squares Optimation) 推估飽和流量及小客車當量值，以作為容量分析的基礎。

2.4.1.1 現有調查方法之檢討

歸納各國容量分析中有關飽和流量及相關參數的調查分析方法有三類：(1)間距法、(2)固定時段法、及(3)三時段法。此三種方法各有其特色，可分別以圖 2.29、圖 2.30、及圖 2.31 說明。

1. 間距法

圖 2.29 為間距法應用的典型例子，由圖中可得知：間距法是直接量測車隊疏解時之車輛間距，一般是以停止線（Stop Line）作為量測參考點。間距法即利用小客車平均間距來推估飽和流量，其單位可為「小客車 / 單位時間」（Pcu/Unit Time）。另可比較不同車種的平均間距推估其小客車當量值；至於其他參數如起動延滯（Starting Delay），亦可由前幾輛加速車輛通過停止線所需時間，扣除飽和疏解時間而得。1985 HCM 即建議採用此種調查分析方法〔12〕。由於間距法需量測各疏解車輛的間距，因此較適合於車種單純的單一車道分析。

2. 固定時段法

固定時段法是在綠燈亮後，將時間區隔成固定 5 秒或 10 秒時段，記錄在此固定時段中的車輛疏解數，並利用不受「起動延滯」及「黃燈時間」影響的時段調查資料來推估飽和流量，其推估飽和流量的單位為「輛 / 單位時間」（Veh/Unit Time）。起動延滯及黃燈使用時間，可比較飽和流量的推估值予以求得。英國運輸暨道路研究實驗室（BTRRL）即採用此法，其選取的固定時段為 6 秒〔25〕，如圖 2.31 所示。

3. 三時段法

三時段法將綠燈時間依車隊疏解特性區分為三段：第一段為車流起動疏解時段，其中含有起動延滯之現象；第二段為飽和時段，是為車隊飽和疏解時段，飽和流量值即由此時段的調查資料推估，其單位為「輛 / 單位時間」；第三段為黃燈時段。澳洲容量手冊中，即採用此種調查方法〔9〕。由於第一時

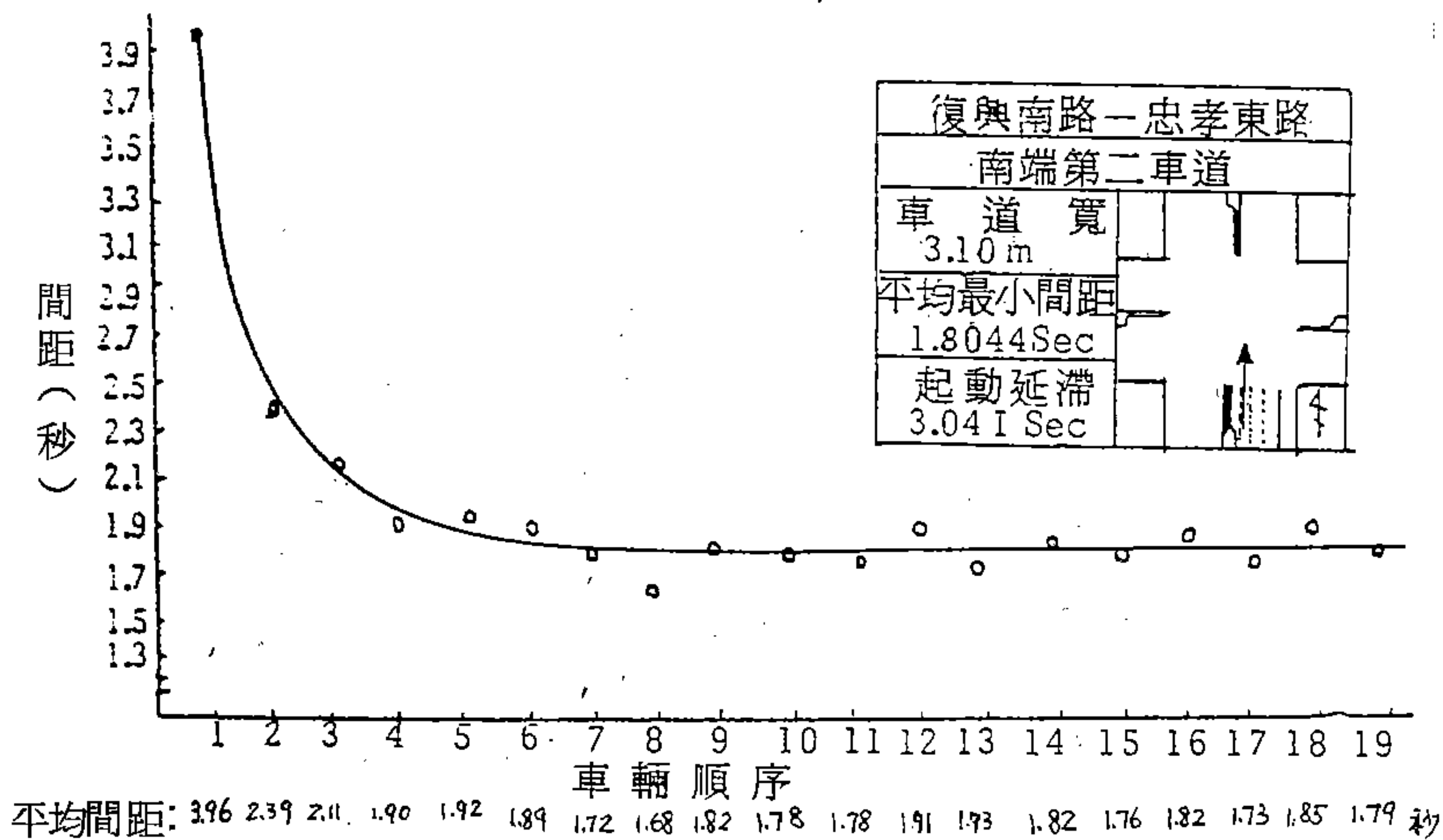


圖 2-30 平均間距調查分析結果

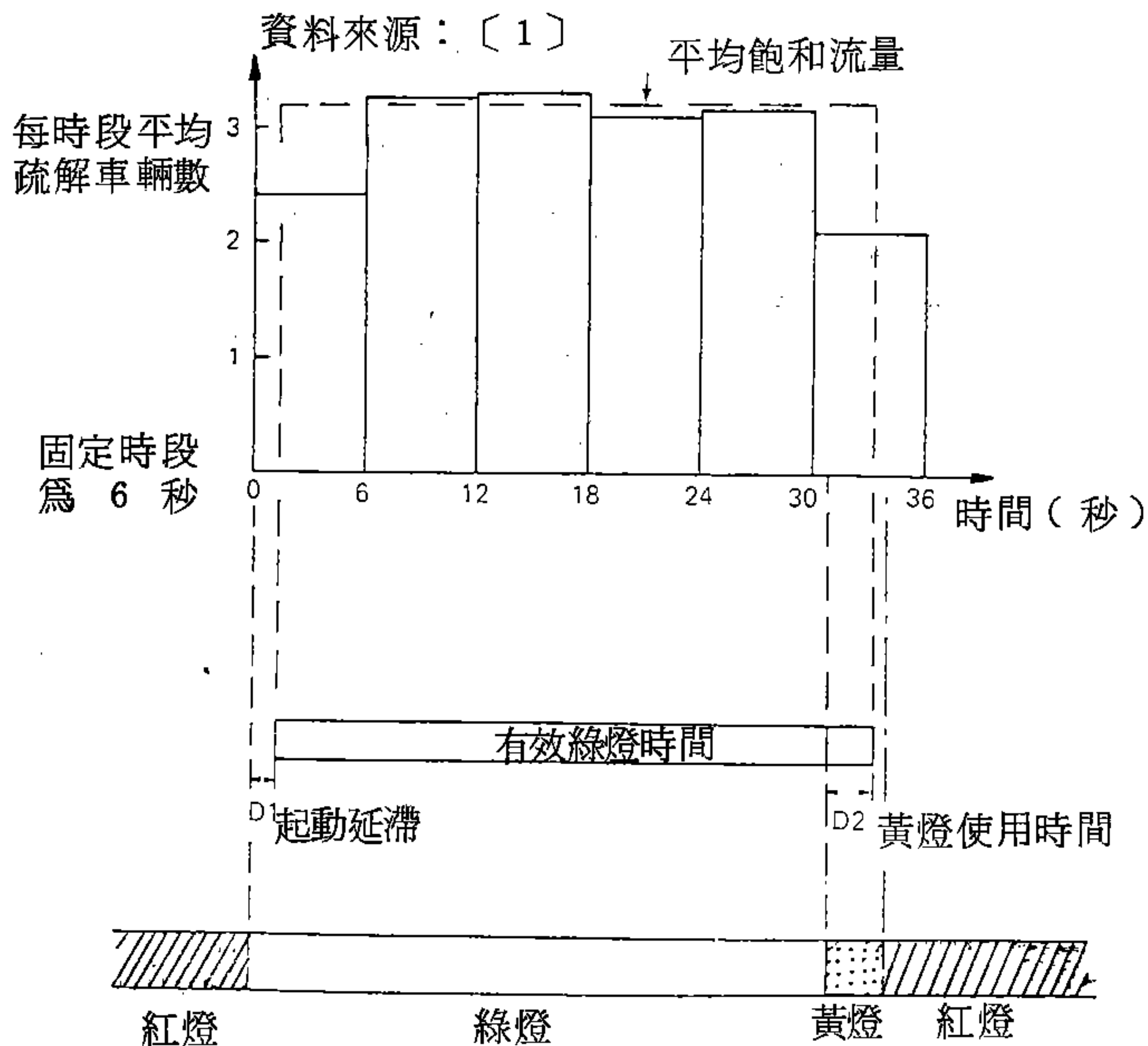


圖 2-31 固定時段調查分析法示意圖

段中包含起動延滯，其長短得視車隊疏解的穩定性而定，澳洲容量手冊中選取之前段時間為 10 秒。此三時段方法適用於單車道或路口分析。

美國及澳洲容量手冊所建議使用之調查方法中，並不考慮機車流量及其疏解影響。英國之固定時段調查法中，雖有機車流量的考慮，但基於「機車大部份在綠燈前段疏解」的理由，在量測飽和流量時，亦不放入機車流量，而在將單位為「輛／小時」的飽和流量，轉變為以「小客車／小時」為單位的飽和流量時，再放入機車流量予以修正〔2〕。其轉換因素為：

$$F = \left(\frac{n_1 + 1\frac{1}{4}n_2 + 2\frac{1}{4}n_3 + 2\frac{1}{2}n_4 + \frac{1}{3}n_5 + \frac{1}{5}n_6}{n_1 + n_2 + n_3 + n_4} \right) \left(1 + \frac{\frac{3}{4} n_7}{n_1 + n_2 + n_3 + n_4} \right)$$

式中 n_1 = 小客車及小貨車流量

n_2 = 中型及大型貨車流量

n_3 = 公車流量

n_4 = 電街車流量

n_5 = 機車流量

n_6 = 腳踏車流量

n_7 = 左轉車流量

$1\frac{1}{4}$ 、 $2\frac{1}{4}$ 、 $2\frac{1}{2}$ ……為各種之小客車當量值

根據英國實地應用的經驗，該調查方法及分析方式，具有相當高的準確性。然而，我國交通特性與英國不同，機車混合比亦高出英國之 20 % 甚多〔22〕，而上述各車種當量值亦具地區特性。因此，如何將機車疏解影響納入飽和流量實地量測中，為調查設計中首需考量的課題。

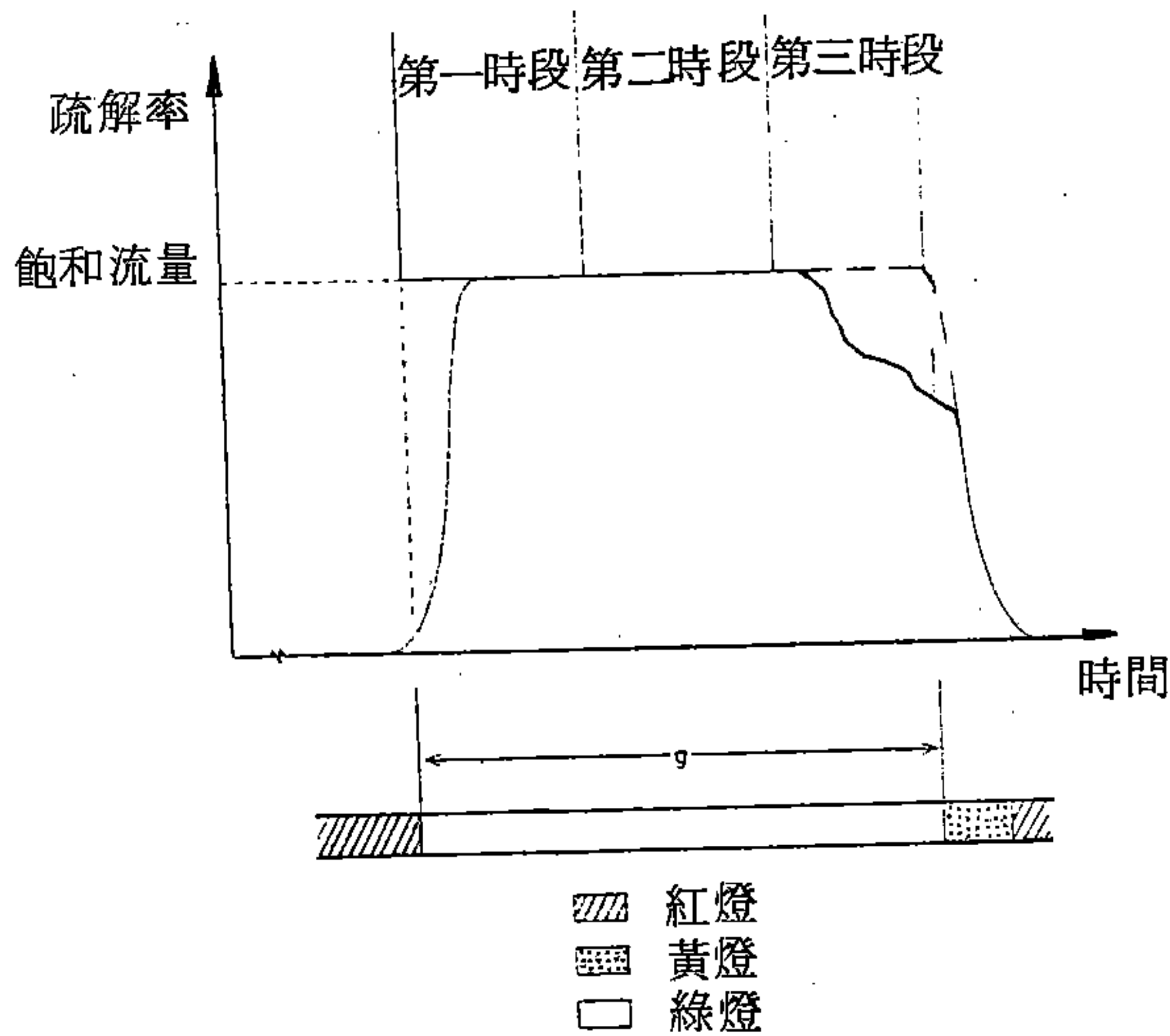


圖 2-32 三時段調查分析法示意圖

其次，比較三種調查方法使用的表格可發現；間距法根本無法適用於混合車流之量測分析，以時間區隔來調查通過車輛數是較適切的方法。因此，固定時段法或三時段法可作為混合車流車隊疏解調查分析的參考。許添本的相關研究中，初步比較固定時段法及三時段法之應用情形，指出以三時段法較佳〔23〕。

2.4.1.2 混合車流飽和流量調查方法

1. 調查方法研擬之目的

考量各國調查方法的特點，以及實地量測的目的，在研擬混合車流飽和流量的調查方法時，必須能夠兼顧下列各項的要

求：

- (1)能合理推估飽和流量及損失時間。
- (2)能表現機車疏解對飽和流量之影響。
- (3)調查員使用簡便。
- (4)可應用至單車道、多車道、及路口的分析。
- (5)現地調查結果可用以推估小客車當量值。

其中前四項要求，需配合適當的調查表格、調查方法與程序、以及調查人員等因素。至於第五項有關小客車當量值的推估，是期望經由實在調查的結果，能作為飽和流量及小客車當量值推估的基本輸入資料，其應用的方法將在下節說明。

2.調查方法說明

為求達到前述各項要求，本研究經由初步設計與實地測試，提出「改良式三時段法」，作為實地量測飽和流量的調查方法，其調查表格如表 2.38 所示。

該調查方法配合調查表以一個號誌週期為量測單位，第一時段為起動時段，由於國內車隊疏解至第 5 輛車後趨於穩定〔23〕，因而第一時段暫定為 10 秒鐘，綠燈前提早起動的車輛亦記入該欄中。第二時段為飽和時段，在第一時段後飽和疏解車輛，均依車種記在飽和時段欄中。若車隊在前 10 秒鐘可完全通過，則該週期無飽和疏解狀態，不列入樣本分析。第三時段為黃燈時段，記錄在黃燈亮後通過路口的車輛數。

各時段量測是以車輛後輪通過停止線為準，對於飽和疏解的認定方法，一般可循下列的原則：

- (1)汽車車隊持續疏解視為飽和疏解——此時可能機車並沒有伴隨汽車兩側或夾於汽車之中，但只要汽車車隊持續疏解，仍

認為該車道或路口處於飽和疏散時段。

在綠燈亮後始加入車隊之汽車，將不列入飽和疏散分析時段中；機車則不論其何時到達，只要在飽和時段疏散，則屬於飽和疏散車輛。

圖 2-32 為混合車流疏散模式，機車在綠燈前段疏散數量，一般都會大於汽車，這是由於機車在紅燈期間有向路口停等的現象，只要車道或路口夠寬，機車都會儘量向前累積停等。因此，機車在路口的停等一般都是「向前集中、往橫發展」。此種狀況因而形成圖 2-33 的混合車流疏散型態。針對單車道而言，前段機車疏散數量，一般與該車道寬有關，車道寬度容許汽、機車並排行駛時，機車在紅燈時段向前集中的趨勢更加顯著，此將造成兩種現象與影響：(1)前段機車疏散將影響汽車疏散。(2)第二段汽車飽和疏散時，機車的影響相對減少。若車道寬無法容許汽、機車並排停等時，機車在紅燈時段向前集中的停等現象將減少，機車將與汽車混雜停等於車道中，進而將影響飽和疏散現象。一般在分析上，將機車對飽和疏散的影響，以「小客車當量值」表現。換言之，車道寬度將影響機車停等型態，進而影響車流的飽和疏散。

在調查表中的「飽和流率」欄，即是進行小客車當量值推估分析的基本輸入資料，其單位是「輛 / 10 秒」，是利用第(2)欄飽和時段的調查值除以第(7)欄的飽和時間而得。各型車種對飽和流量的影響，以及上述車道相對於機車的影響，都將在下節設立的模式中分析。

3.以實地調查結果求算飽和流量

運用表 2.38 作實地的調查分析，再經合理計算後，可推

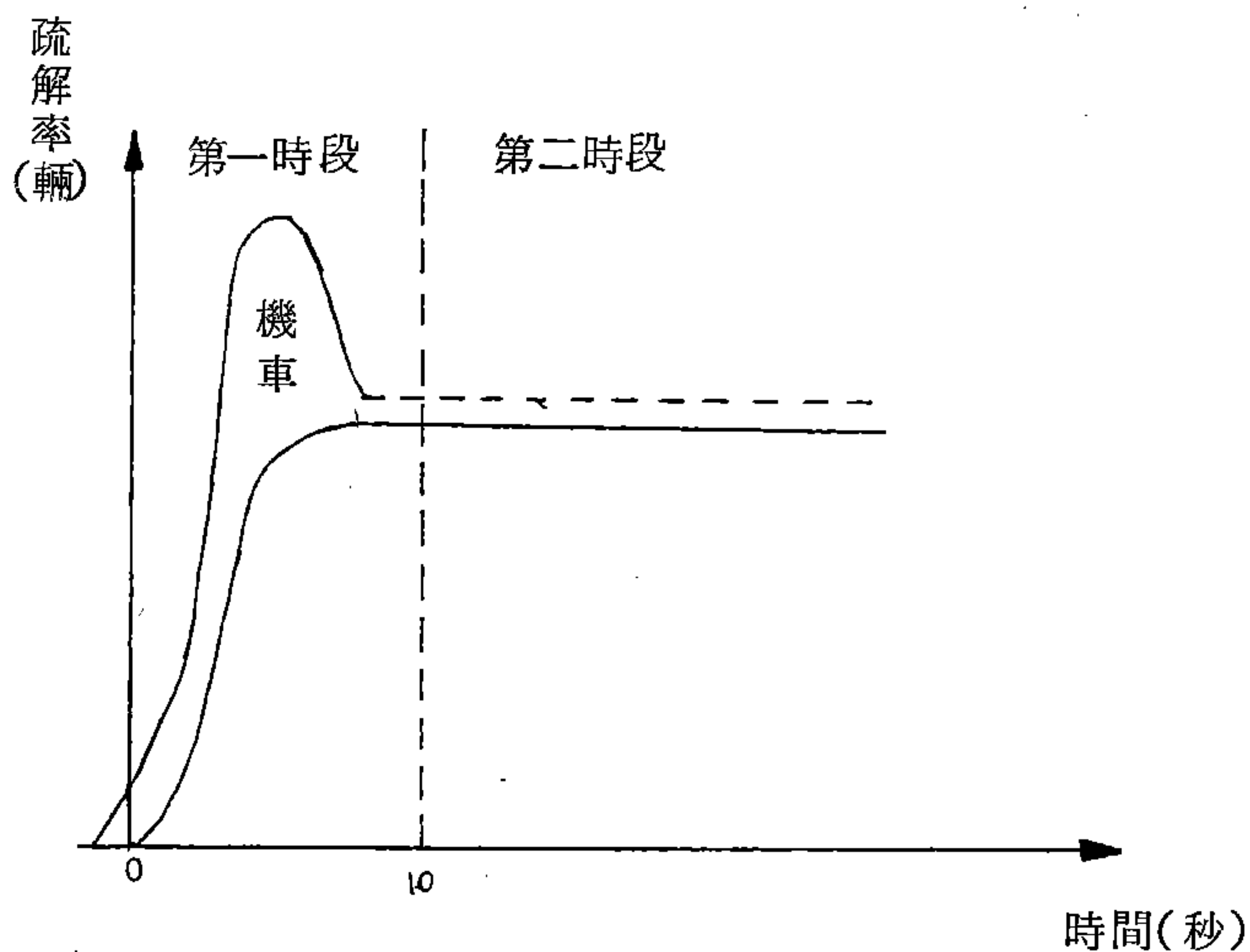


圖 2-33 混合車流疏散模式

得飽和流量值、起動延滯及損失時間。

飽和流量為：

$$S_v = 3600 X_2 / X_7$$

S_v 的單位是「輛／小時」，若要求算單位為「小客車／小時」的飽和流量 (S_p)，則為：

$$S_p = S_v \left(\frac{X_{21} + a_b X_{22} + a_m X_{23}}{X_2} \right)$$

式中 a_b 及 a_m 分別是公車及機車的小客車當量值，初步可運用 1.5 及 0.3 二值。

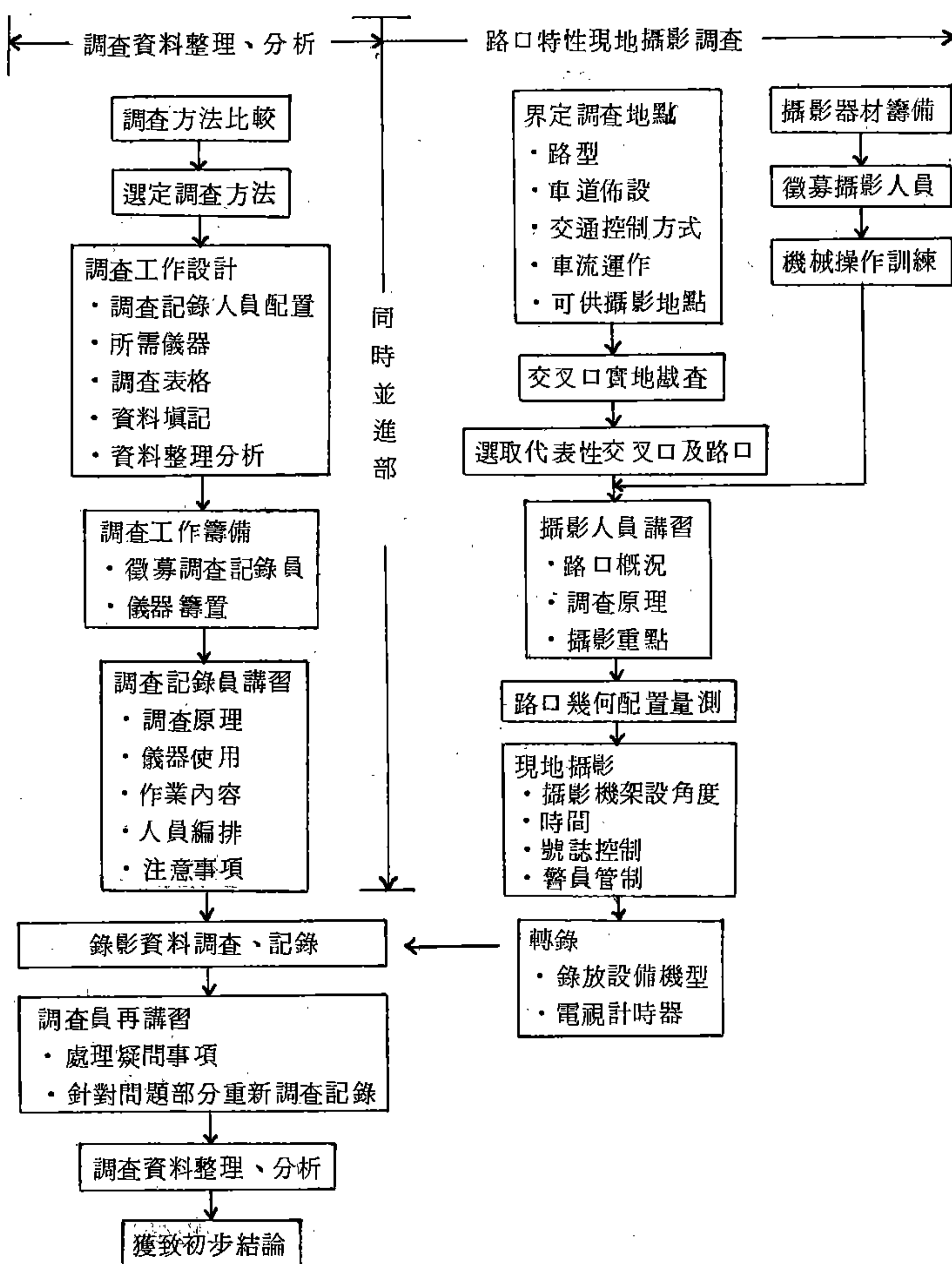


圖 2-34 交叉口流動特性調查計劃流程圖

起動延滯 (ℓ_1) 可由下式推估：

$$\ell_1 = 10 - \frac{3600 X_1}{S_v n_1}$$

而號誌整個損失時間 (L)，亦可由調查資料推估：

$$L = I + 10 - \frac{1}{S_v} \left(\frac{X_1}{n_1} + \frac{X_4}{n_4} \right)$$

上式中 I 為綠燈時間 (Inter-green Time)。

表 2.39 是台北市羅斯福路—辛亥路交叉口南端慢車道 3.1 公尺內側車道混合車流疏解之調查結果，以此調查資料、運用上述公式，可推估其車道飽和流量、起動延滯及損失時間。

①飽和流量：

$$S_v = 3600 \times \frac{208}{318.8} = 2349 \text{ 輛/小時}$$

$$\begin{aligned} S_p &= 2349 \times \left(\frac{20 \times 1.5 + 112 + 76 \times 0.3}{208} \right) \\ &= 1861 \text{ 小客車/小時} \end{aligned}$$

②起動延滯：

$$\ell_1 = 10 - \frac{3600 \times 90}{2349 \times 15} = 10 - 9.2 = 0.8 \text{ 秒}$$

由於黃燈時段資料並未獲得，因而無法獲知黃燈使用情形及損失時間。

調查分析顯示起動延滯僅 0.8 秒，此可能是混合車流疏解特性之一，一般原因有二：(1)小機車提早起動。(2)機車集中於

表 2.38 飽和流量及損失時間實地量測表

調查週期數	第一時段				第二時段				第三時段				綠燈時間 (6)	(7) 飽和時間 (3)-(1)	飽和流率(8)				備註		
	起動時段(1)				飽和時段(2)				飽和結束時間 (3)	黃燈時段(4)					黃燈時間 (5)	$\frac{(2) \times 10}{(9)}$: 輛/10秒					
	大型車	小客車	機車	其他	大型車	小客車	機車	其他		大型車	小客車	機車				其他	大型車	小客車		機車	其他
1																					
2																					
3																					
4																					
5																					
6																					
7																					
8																					
9																					
10																					
11																					
12																					
13																					
14																					
15																					
16																					
17																					
18																					
19																					
20																					
21																					
22																					
23																					
24																					
25																					
26																					
27																					
28																					
29																					
30																					
合計																					
樣本																					

表 2.38 飽和流量及損失時間實地量測表

調查週期數	第一時段				第二時段				第三時段				綠燈時間 (6)	(7) 飽和時間 (3)-(1)	飽和流率(8)				備註		
	起動時段(1)				飽和時段(2)				飽和結束時間 (3)	黃燈時段(4)					黃燈時間 (5)	$\frac{(2) \times 10}{(9)}$:輛/10秒					
	大型車	小客車	機車	其他	大型車	小客車	機車	其他		大型車	小客車	機車				其他	大型車	小客車		機車	其他
1																					
2																					
3																					
4																					
5																					
6																					
7																					
8																					
9																					
10																					
11																					
12																					
13																					
14																					
15																					
16																					
17																					
18																					
19																					
20																					
21																					
22																					
23																					
24																					
25																					
26																					
27																					
28																					
29																					
30																					
合計																					
樣本																					

表 2.39 羅斯福路—辛亥路交叉口南端慢車道飽和流量調查

調 查 週 期 數	第 一 時 段				第 二 時 段				第 三 時 段				綠 燈 時 間 (6)	(7) 飽 和 時 間 (3)-(1)	飽和流率(8)					
	起 動 時 段 (1)				飽 和 時 段 (2)				飽 和 結 束 時 間 (3)	黃 燈 時 段 (4)					黃 燈 時 間 (5)	(2)×10 ^秒 (9):輛/10				
	大 型 車	小 客 車	機 車	其 他	大 型 車	小 客 車	機 車	其 他		大 型 車	小 容 車	機 車				其 他	大 型 車	小 客 車	機 車	其 他
1	1	3	3		0	5	3		20.6	*				3	46	10.6	0.0	4.72	2.83	
2	0	4	2		0	6	2		23.7					3	54	13.7	0.0	4.65	1.46	
3	1	2	5		0	7	2		22.9					2	68	12.9	0.0	5.43	1.55	
4	2	1	3		2	3	1		21.2					2	62	11.2	1.79	2.68	0.89	
5	1	1	4		0	3	2		17.2					3	47	7.2	0.0	4.17	2.78	
6	0	3	2		0	5	2		20.5					3	65	10.5	0.0	4.76	1.90	
7	1	1	3		1	10	5		35.4					2	58	25.4	0.39	3.94	1.97	
8	0	2	4		2	12	14		48.5					4	67	38.5	0.52	3.12	3.64	
9	1	1	6		2	16	13		54.2					2	64	44.2	0.45	3.60	2.94	
10	1	2	3		1	6	4		24.6					3	55	14.6	0.68	4.08	2.74	
11	2	1	2		9	16	8		74.8					1	87	64.8	1.39	2.46	1.23	
12	0	2	3		0	8	3		26.8					3	63	16.8	0	4.76	1.79	
13	0	2	5		1	6	4		28.6					2	67	18.6	0.54	3.23	2.15	
14	1	1	3		2	6	8		30.2					3	56	20.2	0.99	2.97	3.96	
15	1	2	4		0	3	5		19.6					3	55	9.6	0.0	3.13	5.21	
合計	12	28	50		20	112	76			—			318.8							
	90				208															
樣 本	15				15						—			15						

* 警察控制號誌，因而未搜集到所需資料

前段疏解。就調查資料顯示，在疏解之前段 10 秒中，機車比例爲 $50 / 90 = 55.6 \%$ ，而飽和時段爲 $76 / 208 = 36.5 \%$ 。

2.4.1.3 小客車當量值之推估

1. 基本假設及定義

本研究利用實地調查各週期飽和疏解的資料，推估小客車當量值。分析的基本假設包括：

- (1) 在理想、未受干擾之綠燈時段中，通過單車道之小客車數量爲一常數。
- (2) 單位時間通過停止線車輛數的變異，是由於各車種行爲特性的變異。
- (3) 各型車種行爲特性之變異，將影響飽和流量，而其影響程度可利用小客車當量值反應。
- (4) 小客車當量值之分析，是尋求使單位時間通過停止線之小客車單位數變異最小的小客車當量值。

爲建立此一分析模式，需先對相關符號定義：

① 車種 K $K = 0$ 爲小客車， $K = 0 \sim m$

② 小客車當量值 a_k ， $a_0 = 1$

③ K 型車之數量 X_k ， $X_0 = b$

④ 每一調查時段 i 中之小客車單位數 V_i ：

$$V_i = a_0 X_{i0} + a_1 X_{i1} + a_2 X_{i2} + \cdots + a_m X_{im}$$

$$= b + \sum_{k=1}^m a_k X_{ik}$$

⑤ 各時段平均流量 $\bar{V} = (V_1 + V_2 + \cdots + V_n) / n$

2. 模式建立

- (1) 問題定義：求取各型車之小客車當量值 a_k ，使得各時段推

估流量 V_i 與平均流量 \bar{V} 的平方差最小。

(2) 模式：

$$\text{Min } F = \sum_{i=1}^n (V_i - \bar{V})^2$$

$$V_i = b_i + \sum_{k=1}^m a_k X_{ik} \quad i = 1 \sim n$$

$$\bar{V} = \sum_{i=1}^n V_i / n$$

(3) 求解：

此模式可轉變為迴歸分析模式，利用最小平方法 (Least-Square Method) 分析，即：

$$b_i = V_i - \sum_{k=1}^m a_k X_{ik}$$

推估上式中的 V_i 及 a_k 值。

3. 實例應用

上述分析模式，在近年來英國的研究 [27、28、29] 經常使用。加拿大容量手冊中，對於各型車種的小客車當量值，亦是利用類似的方法分析 [11、44]。

本研究選擇台北市忠孝東路一復興南路口、忠孝西路一館前路口，以及羅斯福路一師大路口的快車道進行公車小客車當量值之分析，其基本模式為：

$$b_i = V_i - a_H X_{iH}$$

式中 $b_i = i$ 時段調查之小客車數量

$X_{iH} = i$ 時段調查之大型車數量

本研究並選擇信義路—新生南路交叉口、信義路—復興南路交叉口，以及羅斯福路—辛亥路交叉口之慢車道混合車流進行分析，其基本模式為：

$$b_i = V_i - a_H X_{iH} - a_m X_{im}$$

式中 $b_i = i$ 時段調查之小客車數量

$X_{iH} = i$ 時段調查之大型車數量

$X_{im} = i$ 時段調查之機車數量

資料之蒐集是應用表 2.38 第(8)欄飽和流率之調查結果，每一週期的調查資料作為一筆輸入資料。本研究運用 SPSS/PC 進行資料處理及分析，各地點分析結果如表 2.40 及 2.41 所示。

由飽和流量及小客車當量值的分析，有以下的初步發現：

- (1)飽和流量與地區特性有關，台北火車站忠孝西路—館前路交叉口之飽和流量值顯然低於其他量測地點的飽和流量值。
- (2)公車之小客車當量值由 1.26 至 1.75，平均為 1.4，可作為調查分析時公車之小客車當量值。飽和流量為 1765 至 2060 小客車/小時。
- (3)機車之小客車當量值由 0.19 ~ 0.37，與車道寬度有關，可考慮將機車之小客車當量值，依不同車道寬而予以考量。
- (4)實地調查資料應用至飽和流量及小客車當量值的推估，效果頗佳，可進行大樣本的調查分析。

2.4.2 交叉口流動特性調查計劃

2.4.2.1 調查計劃工作流程

車流特性的理論分析架構，需要具有相當程度的合理性，才

表 2.40 快車道飽和流量及小客車當量值推估

調 查 地 點	車 道 寬 (公尺)	飽和流量 推 估 值 PCU/H	公 車 之 小 客 車 當 量 值	國 光 號 之 小 客 車 當 量 值	樣 本 數
忠孝西路—館前路東端 快車道內側車道	3.3	1,765	1.27	1.70	58
忠孝東路—復興南路南端 快車道第二車道	3.0	1,965	1.75	—	52
羅斯福路—師大路 快車道第二車道	3.4	1,895	1.32	—	15

表 2.41 慢車道飽和流量及小客車當量值推估

調 查 地 點	車 道 寬 (公尺)	飽和流量 推 估 值 PCU/H	公 車 之 小 客 車 當 量 值	機 車 之 小 客 車 當 量 值	公 車 右 轉 小 客 車 當 量 值	樣 本 數
信義路—新生南路東端 慢車道內側車道	3.4	1,937	1.33	0.28	—	42
信義路—復興南路東端 慢車道內側車道	3.6	2,060	1.26	0.19	1.91	64
羅斯福路—辛亥路南端 慢車道內側車道	3.1	1,950	1.44	0.37	—	15
新生南路—和平東路東端 第 三 車 道	3.6	1,850	1.36	0.05	—	30
新生南路—和平東路西端 第 四 車 道	3.3	1,830	1.21	0.18	—	30

能廣泛適用於各地區。因此，必須進行實地調查，以獲得合理的佐證，交叉口流動特性調查的主要目的有三：

- (1)求取路口實際飽和流量及各車種 pce 值，作為計算容量的基礎。
- (2)獲得交通特性基本資料，如交叉口幾何設置，車種及轉向組成比例，車隊延滯等。
- (3)修改或驗證理論模式。

調查計劃概分為兩階段，第一階段為路口特性現地攝影調查。第二階段為調查資料整理分析，此二部份工作之先期階段可同時並進，後段則須依序完成。主要工作內容流程如圖 2-34 所示，以下按各階段的主要工作項目詳細說明。

2.4.2.2 路口特性現地攝影調查

1. 攝影器材籌置及操作

進行路口特性調查，除利用人員作一般性調查外，並可利用手提電視攝影機 (Portable Video Camera) 和錄影機 (Video Recorder) 作定點攝影，該攝影資料可供反覆觀察分析，長久保存資料，在室內整理統計，減少錯誤機會。

原始資料的分析可藉助時間間隔 (Time Lapse) 和慢速 (Slow Motion) 錄放設備，配合電視計時器 (Video Timer) 進行，時間精確度達到百分秒。這些器材較傳統人工操作有下列優點：

- (1)節省時間。
- (2)節省成本。
- (3)人員需要少。

(4)精確。

(5)資料信賴度高。

在界定調查地點的同時就應先設法籌集上述儀器，並徵募人員進行操作訓練，使設備能正確地使用，發揮最大功效。每2～3人一組最為恰當，在攝影進行中，並可完成路口幾何配置量測的工作。

2. 界定調查地點

研究容量問題必須藉多次實地調查，探討車流、道路等特性及其相互影響，才能使分析過程合理化，故首先須考量研究的目的、範圍及內容，以作為選擇調查地點的準則。

該研究所須路型為中央分隔或快慢分隔，或兩者兼有；車道佈設屬於傳統式或功能式，有無專用車道或調撥式或偏重式車道佈設；交叉口由號誌或標誌控制，警察人員控制的情形，有無專用時相；車流組成比例，轉向比例，車輛在車道分佈情形，禁止轉向情形，路邊有無公車站位或停車位；以及有否可供架設攝影機的較高建築物等，都須詳細考慮，與研究主題密切配合。

3. 實地勘察及選定地點

整理上述所列各項因素，並蒐集路口實況資料，初步選定可行地點，很重要的一點，就是到候選地點作明確的觀察，尤其是車流運作特性及轉向號誌與轉向車道佈設配合情形，而攝影角度更決定了調查的精確度，較理想的位置如圖 2-35 所示。綜合評估之後，選取最具代表性的交叉口或路口進行攝影。

4. 攝影人員講習

講習的重點是攝影角度及調查原理的說明，如此可避免實

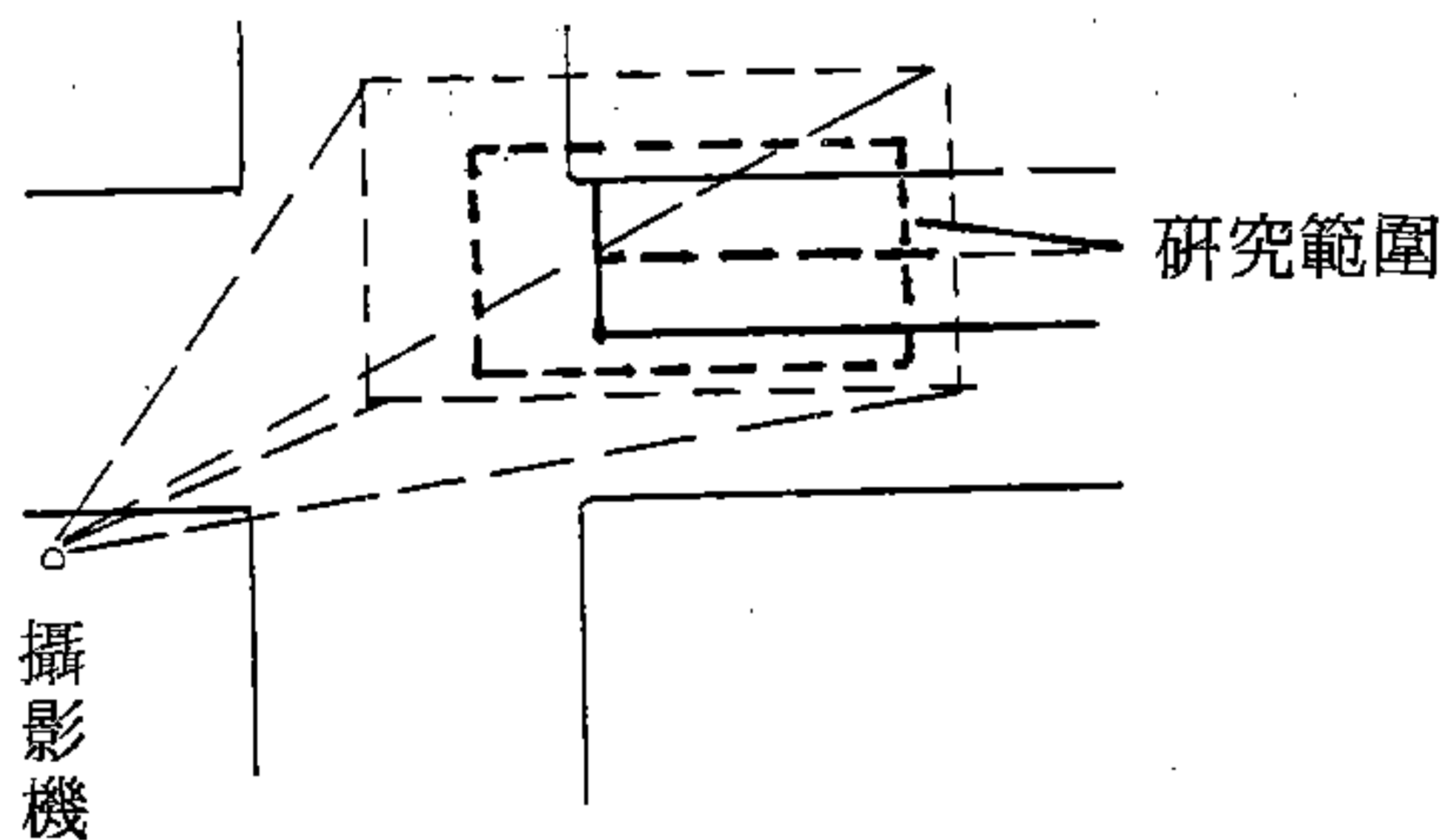


圖 2.35 現地攝影示意圖

地進行時發生錯誤或掌握不到重點。並概略說明路口情況及量測項目。

5. 現地量測及攝影

路口幾何配置如車道寬、路肩寬、側向淨寬、轉彎半徑，行人設置、豎曲線、平曲線等均須實地量測，以分析影響車流的程度。

攝影機架設之後，利用同步錄音裝置記錄調查地點、方向、時間、天氣、號誌控制、或警員指揮等基本資料。應該從前一週期紅燈時段內開始攝影，才能獲得第一個綠燈時段正確資料。攝影資料應包含至少三十個週期，約需連續 1.5～2 小時。

6. 轉錄

轉錄的主要目的有二：一為加上電視計時器之計時數字，免除使用碼錶之不便。二為藉此過程先顯示於電視螢幕上，檢查攝影資料是否合於研究所需。若是錄影帶不同型式，亦可藉

此調整。

加上計時數字的錄影資料，可供調查記錄員直接從電視螢幕上進行記錄分析。

2.4.2.3 調查資料整理與分析

1. 選定調查方法

本調查所得資料須配合多元線性迴歸分析，以求得飽和流量值及各車種 pce 值，以爲理論模式驗證。準此並考量我國混合車流的特性，本研究乃擷取英國及澳洲調查法的精神及特點，改良成適於本地使用的“改良式三時段飽和流量調查法”。

2. 調查工作設計及籌備

依據附錄所列，招募調查員並準備碼錶，空白調查表、記錄夾、計數器、計算器等。

3. 調查記錄員講習

正式展開調查之前，一定要將人員指派固定工作，並配備所需物品，將調查方法之基本原理略加說明，使整個參與人員都有概念，不致發生嚴重誤差，然後針對每人不同的作業內容詳細說明調查方法，取捨標準，記錄方法，儀器使用練習等。

4. 錄影資料調查、記錄

調查人員都了解自身工作內容及程序後，便可正式進行攝影資料之調查記錄。

5. 調查員再講習

調查工作進行中所產生的疑問應立即解決，若有錯誤須即時改正，以免爾後資料亦隨之偏差。進行一段落後，即應舉行檢討，從中增進調查員經驗與正確性。

6.調查資料整理、分析

原始調查資料填記完畢後，即進行統計、整理、代入迴歸模式中，求取相關參數，歸結成分析所須之資料。

7.獲致初步結論

整理所得各項數值及特性將用以比較理論分析所得之結果，由此可對車流特性獲致較合理結論。

2.4.3 機車專用道飽和流量推估模式

2.4.3.1 分析目的

建立推估模式，以分析機車專用道或以機車為主體的車道飽和流量值。

2.4.3.2 分析方法

- (1)搜集國內對於機車專用車道飽和流量分析的成果。
- (2)依車道寬及飽和流量值建立迴歸分析模式。
- (3)迴歸分析結果，建立飽和流量推估模式。

2.4.3.3 資料蒐集

本研究蒐集歷年來有關機車專用道或以機車為主體之車道飽和流量值分析資料，經整理如表 2.42 所示。

2.4.3.4 分析結果

利用 spss / pc 進行迴歸分析 [61]，可得到飽和流量與車道寬的關係式：

$$S_m = 1318 + 1475 W$$

$$R^2 = 0.874 \quad 2.5 \leq W \leq 6.5 \text{ 公尺}$$

S_m = 推估飽和流量 (輛/小時)

W = 車道寬、公尺

其間的關係亦如圖 2-36 所示。此推估模式可作為機車專用道飽和流量推估的基礎。

表 2.42 機車專用道飽和流量

調 查 地 點	車 道 寬	飽 和 流 量 (輛/小時)	資 料 來 源
林森北路—長春路北端	3.50	5700	郭敏能，65年
南京東路—松江路北端	4.80	7550	
南京東路—松江路東端	6.50	11350	
忠孝—復興 南端	3.95	7380	張學孔，72年
忠孝—復興 北端	3.85	6360	
復興—信義 南端	3.50	7440	
和平—新生南 南端	2.50	5410	張學孔，75年
承德—民權 西端	4.70	8496	許添本，71年

該推估模式亦可以 3 公尺寬車道為基礎，經由下列的推估：

(1) 3 公尺車道 $S_m = 1318 + 1475(3) = 5743$ 輛/小時

(2) W 公尺車道 $S_m = 5743 \times \frac{W}{3} = 1914 W$

而得簡化的機車專用道飽和流量推估式：

$$S_m = 1914 W$$

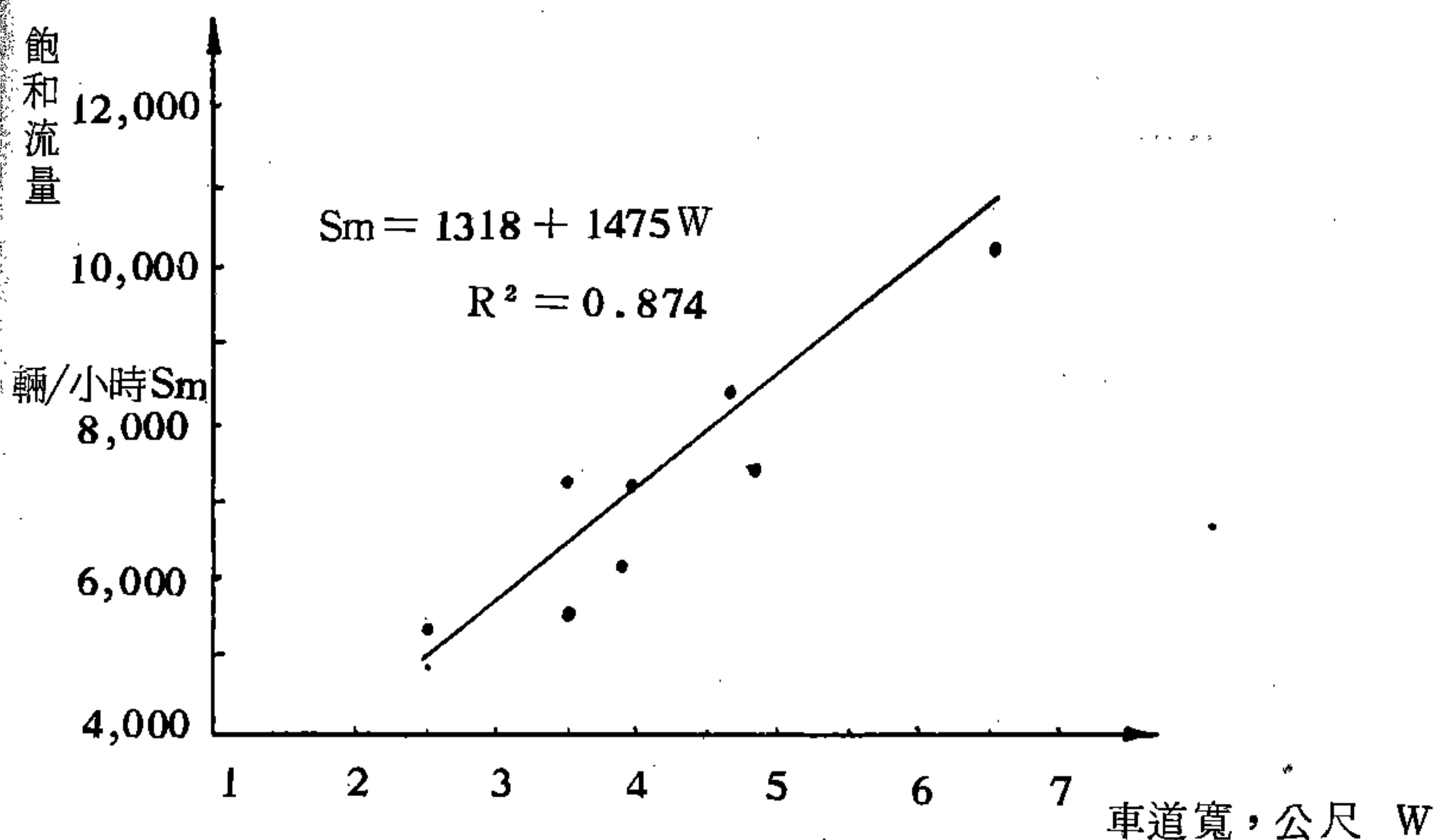


圖 2-36 機車專用道飽和流量分析

2.4.4 左轉流動之機車干擾因素分析

2.4.4.1 分析目的

無專用時相下的左轉流動，需利用對向車流之間距進行轉向。因此，理論上此類左轉飽和流量，可應用等候理論推導而得。但是左轉汽車與對向車流中機車之間並無明顯的接受間距行為，而機車對向左轉流動飽和流量之影響又不能忽略。因此，本研究將對機車視為「干擾因素」，其干擾的程度將以郭正成君對汽機車接受間距的研究成果進行分析。

2.4.4.2 資料分析

郭正成君對汽、機車交叉口接受間距特性調查分析發現：無論汽車或機車其接受間距內機車數增加時，所需之接受間距愈大。此外，統計檢定也確認非號誌交叉口二階段直進與左轉，機車和汽車接受間距之平均值無顯著差異，號誌化交叉口亦復如此。另由變異性統計分析，號誌化交叉口幹道左轉之汽、機車及非號誌交叉口相同運行之汽、機車，對於間距取捨判斷行為之特性有均一性（Homogeneous）〔46〕。由上述說明，對向機車流量對左轉流動飽和流量確有影響，但並非主要因素。

參閱表 2.43，由於調查所得，汽車樣本數不足，故左轉汽車受對向機車之干擾程度缺少臨界間距佐證，故以機車之臨界間距為依據。由接受間距內機車數量對臨界間距之影響，推導出對飽和流量之影響，再反轉成機車干擾調整因素（ f_{mc} ）。

假設號誌化綠燈比為 0.5，且車輛為均勻到達，則對向車流臨界間距 3.541 秒情況下，每小時均可到達 500 輛。本研究擬探討接受間距內無機車、一輛、二輛以上等三種情形，故暫定以 500 輛及 1000 輛機車為區分範圍。直進機車由於一輛、二輛機車夾於接受間距內使臨界間距變化率為 0.90 及 0.70。按此變化幅度，左轉機車由於同樣干擾所造成的臨界間距變化率應為 0.95 及 0.85，參見表 2.44 之說明。本研究即以此為對向機車干擾調整因素。

2.4.4.3 應用

表 2.44 將機車干擾因素依機車流量分為三類，機車流量小於 500 輛/小時為一類，其次為 500～1000 輛/小時，超過 1000 輛/小時為第三類，其調整因子各為 1.0、0.95 及 0.85。在應用分析上，此即非專用時相左轉流量（輛/小時）之調整

表 2.43 機車及汽車各種運行分類臨界間距統計表(單位：秒)

車種	運 行 分 類	臨 界 間 距
機車	二階段直進，接受間距內無機車	3.461
	二階段直進，接受間距內一輛機車	3.920
	二階段直進，接受間距內二輛以上機車	4.883
	一階段直進，接受間距內無機車	3.769
	一階段直進，接受間距內一輛以上機車	3.686
	二階段左轉	3.120
	一階段左轉，接受間距內無機車	3.826
	一階段左轉，接受間距內一輛以上機車	4.509
	號誌交叉路口，幹道之左轉	3.397
汽車	二階段直進，接受間距內無機車	3.819
	二階段直進，接受間距內一輛以上機車	4.534
	一階段直進	4.202
	二階段左轉	3.114
	一階段左轉	4.413
	號誌交叉路口，幹道之左轉	3.541

資料來源：〔郭正成，機車在交叉路口接受間距特性之研究，
民國71年〕

表 2.44 左轉流動對向機車干擾因素調整表

對向機車流量 (輛/時)(註1)	< 500	500 ~ 1,000	≥ 1,000
接受間距內機車數	< 1	1 ~ 2	≥ 2
臨界間距變化 (直進)	$\frac{3.461}{3.461} = 1.0$	$\frac{3.461}{3.920} = 0.88$	$\frac{3.461}{4.883} = 0.71$
臨界間距變化 (左轉)	$\frac{3.826}{3.826} = 1.0$	0.95 (註2)	$\frac{3.826}{4.509} = 0.85$
機車干擾因素	1.0	0.95	0.85

註 1：不包含綠燈始亮時，停止線附近機車數。

註 2：直進及左轉臨界間距變化率相同，即 $\frac{1 - 0.9}{1 - X} = \frac{1 - 0.7}{1 - 0.85}$

故 $X = 0.95$ 。

量，機車量愈大，對左轉流動飽和流量之干擾愈大。

2.4.5 1985 HCM延滯推估模式之初步驗證

美國1985 HCM 對號誌化交叉口之分析採用修正過的臨界流動法 (Critical Movement Analysis)，以飽和度爲主要變數推估交叉口延滯，該延滯推估模式是否適用於台灣地區應進行驗證。本章利用目前國內對號誌化交叉口之研究成果分析代入理論模式的各項變數，再以實際測得之延滯量加以比較驗證，以判定是否適用於台灣地區的交通狀況。

2.4.5.1 調查設計與實地量測結果

由於需要調查外項交通特性，本研究利用電視錄影機錄影，再利用錄影資料在室內計數車種組成，轉向組成與停止延滯量等。調查地點選擇能夠代表典型車流特性及附近有高樓可供錄影分析的號誌化交叉口。調查時間則於民國75年3月至4月間，選擇在天氣良好、路面乾燥之時對選擇路口做3~4小時連續錄影。

停止延滯之量測採用停止時間延滯法 (Stop Time Delay Method)，取其簡單易做又不失精確。交通量與延滯量之調查以15分鐘爲一個樣本點，配合1985 HCM之尖峰15分鐘的觀念。

1.調查路口說明

(1)新生南路，和平東路西端第二車道（由外側算）本車道係專供直進機車之用，其幾何配置如圖2-37所示：週期爲120秒，四個時相，該路口綠燈時段41秒，黃燈時段3秒，調查時間爲上午。

(2)新生南路、信義路東端

本引進路口爲快慢分隔型，無中央分隔島，其幾何配置

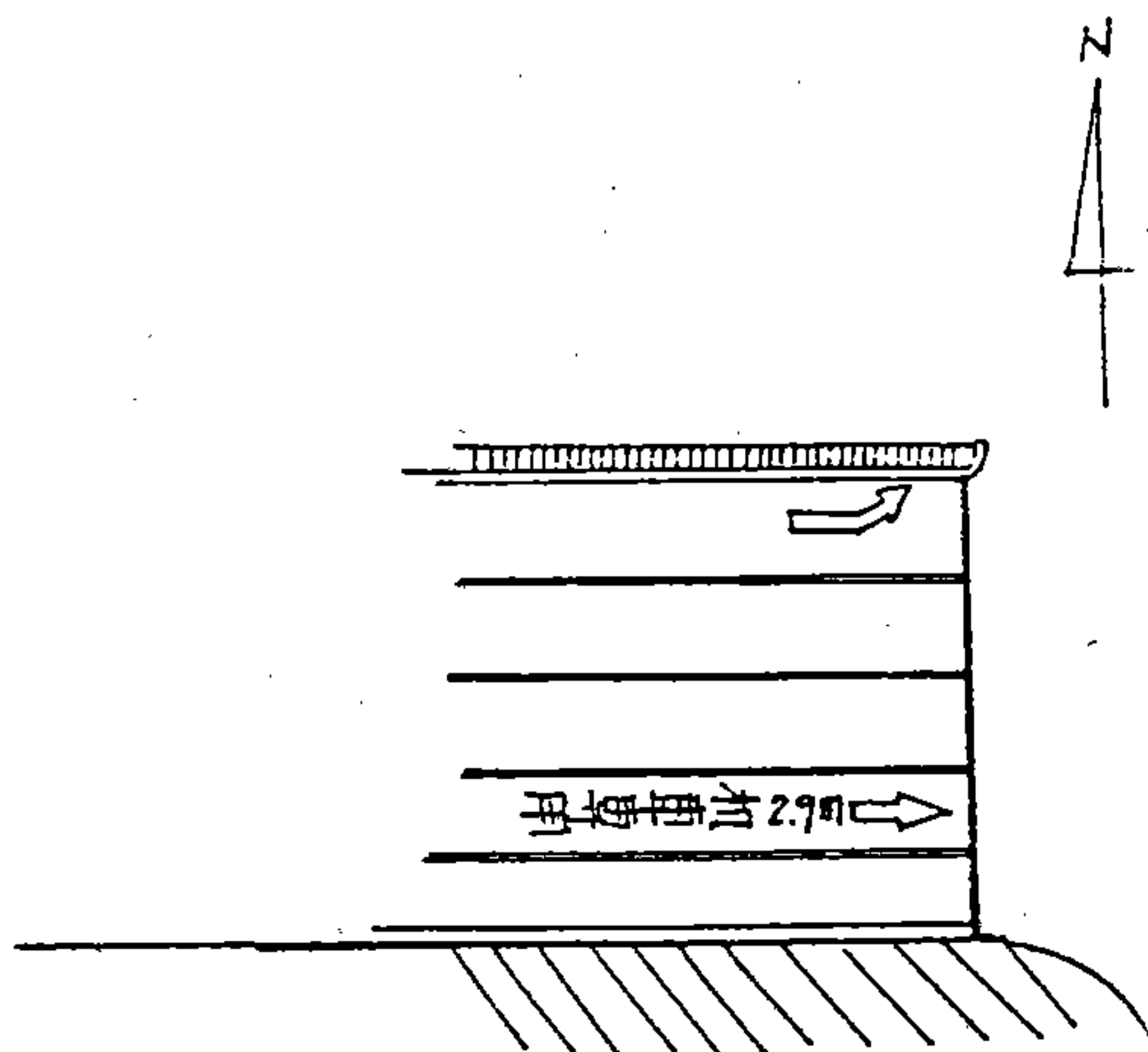


圖 2-37 新生南路－和平東路西端幾何示意圖（機車專用道）

如圖 2-38 所示。號誌週期為 120 秒，三個時相，該引進路口綠燈時段 59 秒，黃燈時段 3 秒，快車道禁止左右轉，慢車道禁止左轉。

(3) 潮州街、金山南路北端

本引進路口為中央分隔型，整個引進路口混合車流的情況，有向內遞減的趨勢，是一般中央分隔路口的典型。而且該路口有續進的情形，與上一個號誌，金山南路、金華街交叉口號誌連鎖。號誌週期 120 秒，該引進路口綠燈時段 71 秒，黃燈時段 3 秒，幾何配置如圖 2-39 所示。

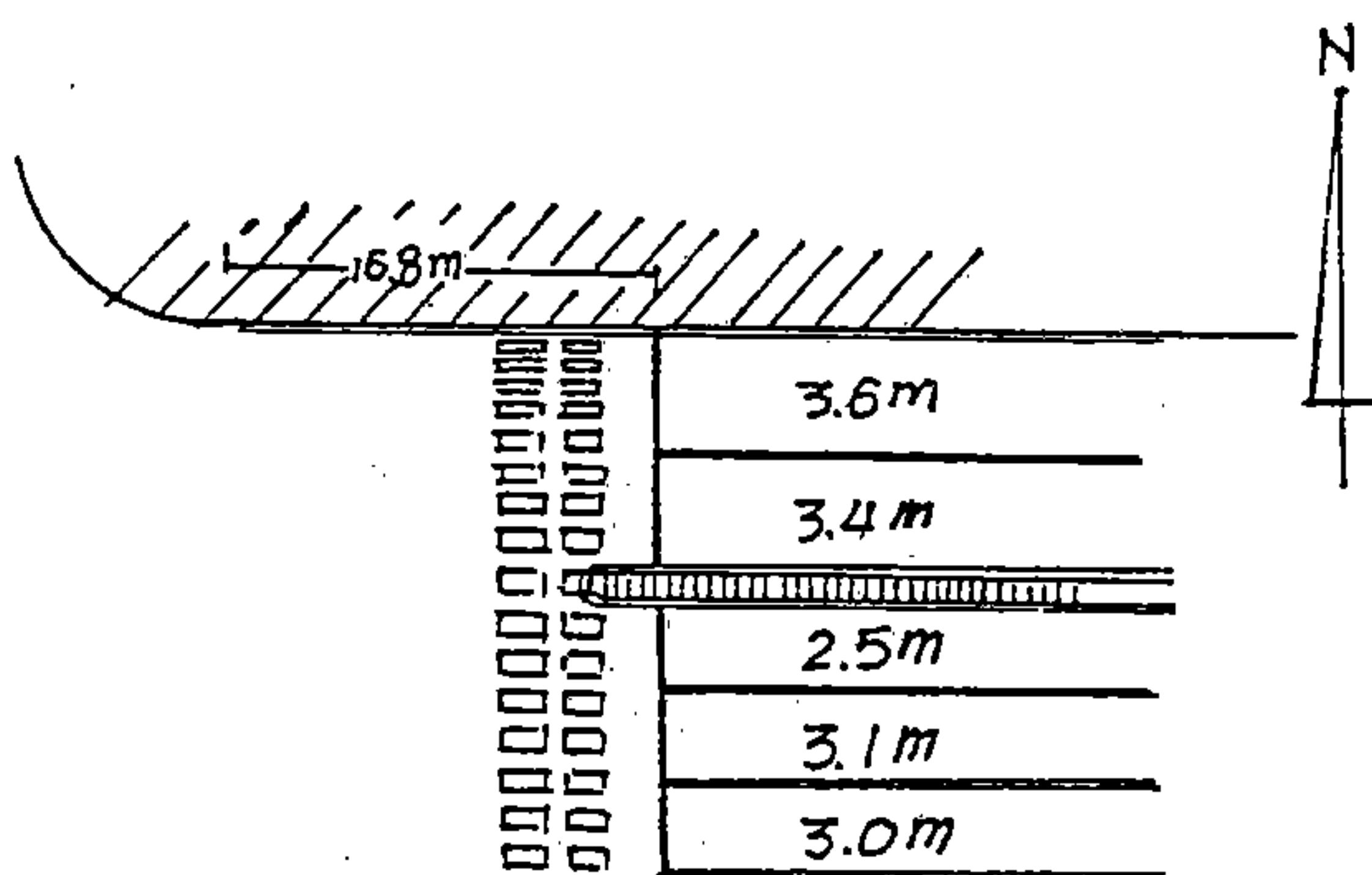


圖 2-38 信義路—和平東路〔東端〕幾何示意圖

2. 調查結果

(1) 新生南路、和平東路（西端）—機車專用道

本車道因係劃定為直行機車專用道，依規定只能行駛直進機車，但亦有部份汽車進入本車道，但機車比例還是相當的高，尤其尖峰時段可達到九成，是一理想高混合比的車道之研究對象，調查之12個樣本點如表2.45所示。

(2) 新生南路、信義路東端

本引進路口為快慢車分隔型，故將之以二個引進路口方式處理，一為快車道，無混合車流情形，一為慢車道，有混

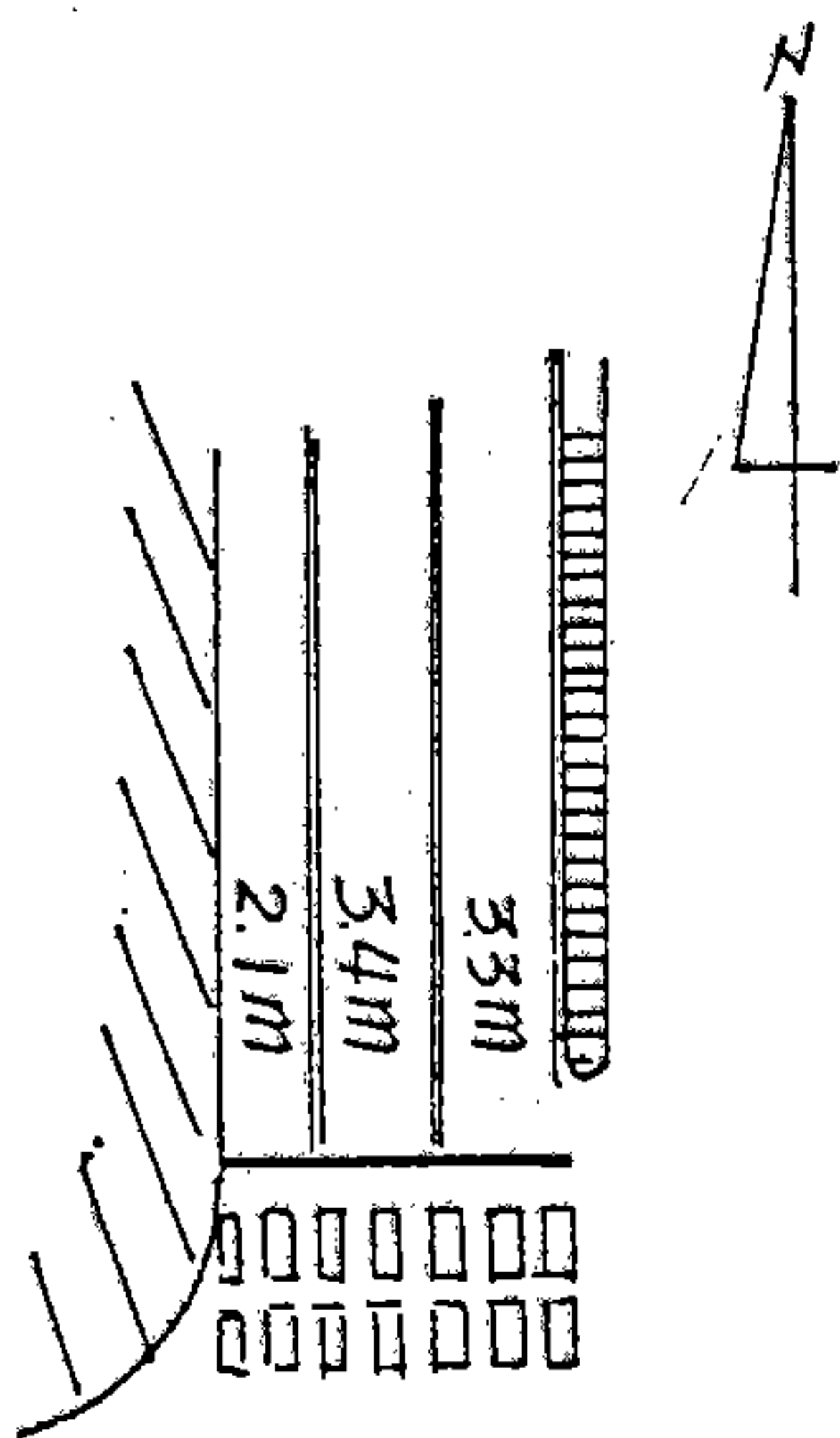


圖 2-39 潮州街－金山南路〔北端〕幾何示意圖

合車流。調查之結果如表 2.46 與表 2.47 所示。慢車道附近無公車站牌。

(3) 金山南路、潮州街北端

左右轉車輛不多，其中大型車全無左右轉，附近無公車站牌，但有少量的路邊停車活動，但無甚大影響，行人流量不高，調查結果如圖 2-48 所示。

2.4.5.2 延滯模式推估分析

1. 1985 HCM 推估模式

1985 HCM 交叉口的停止延滯推估模式中有二個主要變

表 2.45 新生南路、和平東路西端第二車道交通量及延滯調查結果

類 別	樣 本 點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
機 車	綠燈時	102	105	120	100	92	72	73	83	72	69	65	52
	15 分鐘	238	258	250	201	198	181	178	180	154	142	124	102
小 型 車	綠燈時	12	14	12	15	12	10	8	13	13	12	12	7
	15 分鐘	24	32	31	33	30	24	22	28	24	26	20	18
大 型 車	綠燈時	2	1	4	2	3	2	3	2	1	1	1	1
	15 分鐘	4	2	8	8	6	4	5	4	3	1	4	2
合 計	綠燈時	116	120	136	117	107	84	84	98	86	82	78	60
	15 分鐘	266	292	289	242	234	209	205	212	181	169	148	122
機車混合比 (α)		0.88	0.88	0.85	0.81	0.83	0.85	0.85	0.84	0.84	0.84	0.82	0.82
停止延滯車數		437	642	734	502	332	219	239	251	191	180	135	119
總停止延滯量		6555	9630	11010	7530	4980	3285	3585	3765	2865	2700	2085	1785
每車平均停止延滯		24.64	32.98	38.09	31.11	21.28	15.71	17.49	17.75	15.83	15.98	14.09	14.64

表 2.46 新生南路、信義路東端慢車道交通量及延滯調查結果

類 別 樣 本 點		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
機 車	綠 燈 時	144	152	191	125	189	172	143	142	177	189	261
	15 分 鐘	207	218	239	181	257	229	213	245	269	336	399
小型車	綠 燈 時	84	97	118	97	108	97	75	103	91	118	105
	15 分 鐘	108	126	164	128	137	133	110	147	132	142	152
大型車	綠 燈 時	15	12	16	16	20	17	20	20	21	23	23
	15 分 鐘	18	16	20	24	26	20	30	30	33	32	38
合 計	綠 燈 時	243	261	325	238	317	286	238	265	289	330	389
	15 分 鐘	333	360	423	333	450	372	363	417	453	529	589
混合比 (α)		0.59	0.58	0.54	0.51	0.54	0.59	0.55	0.57	0.56	0.60	0.63
機 車 右 轉		30	35	26	61	28	21	23	17	27	28	36
小型車右轉		49	46	51	60	62	53	51	42	44	51	56
大型車右轉		0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
行 人 流 量		23	28	25	33	35	39	35	48	57	62	78
停止延滯車數		228	261	302	226	293	243	330	362	363	675	875
總停止延滯量		3420	3915	4530	339	4695	3745	4950	5730	5445	10125	13125
每車平均停止延滯		10.7	10.88	10.70	10.18	10.43	10.06	13.64	13.74	12.01	19.14	22.28

表 2.47 新生南路、信義路東端快車道交通量及延滯調查結果

類別	樣本點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
小型車	綠燈時	194	176	138	156	179	170	143	149	166	301	311	320
	15分鐘	253	259	201	258	228	248	245	255	224	402	463	480
大型車	綠燈時	2	4	2	4	5	11	1	4	1	6	5	4
	15分鐘	4	5	2	5	7	17	3	7	2	7	8	8
合計	綠燈時	196	180	140	160	184	181	144	153	167	307	316	324
	15分鐘	257	264	203	263	235	265	248	262	226	409	471	488
停止延滯車數		128	157	115	164	119	168	212	183	135	289	430	475
總停止延滯量		1920	2355	1725	2460	1785	2520	3180	2745	2025	4335	6450	6855
每車平均停止延滯		7.47	9.92	8.49	9.36	7.59	9.51	12.82	10.48	8.96	10.60	13.88	14.05

表 2.48 金山南路、潮州街北端交通量及延滯調查結果

類	樣本點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
機車	綠燈時	122	91	127	116	149	149	144	191	258	198
	15 分鐘	153	131	149	157	172	172	177	240	299	268
小型車	綠燈時	177	201	228	198	256	256	254	227	302	300
	15 分鐘	229	250	270	259	307	307	304	289	371	370
大型車	綠燈時	5	3	8	3	9	9	10	13	14	12
	15 分鐘	5	4	9	5	10	10	10	14	17	13
合計	綠燈時	304	295	363	317	414	414	408	431	574	540
	15 分鐘	387	385	428	421	489	489	481	543	687	661
混合比 (α)		0.39	0.34	0.34	0.37	0.35	0.35	0.36	0.44	0.42	0.43
機車左轉		2	2	0	2	1	1	1	2	3	2
機車右轉		8	10	11	8	7	7	7	8	9	12
小型車右轉：		2	2	1	2	2	2	3	1	0	2
轉向右轉		3	4	4	5	4	4	6	7	5	7
行人流量(人)		13	15	12	18	21	21	26	31	20	28
停止延滯車數		195	168	229	231	245	245	236	325	494	483
總停止延滯量		2925	2520	3435	3465	3465	3465	3540	4875	7410	724
平均每車停止延滯		7.56	6.54	8.02	8.23	7.52	7.52	7.35	8.99	10.79	10.96

數，一爲X值（即爲飽和度），一爲C值（容量），由於X值爲 V/C 之比率，是表示供給與需求之間的比例關係，故基本上該比率值可從調整V值或S值得出。1985 HCM 是以車輛（Vehicle）爲單位，其計算過程爲：

(1)車流量之調整計算（V值）

- ①尖峰車流率之調整
- ②界定車道群之分類
- ③車道分佈之調整

(2)飽和車流率之推估（S值）

以理想狀況下每車道之飽和車流率以下述因子加以調整

。

- ①車道數
- ②車道寬度調整
- ③重車百分比調整
- ④坡度調整
- ⑤停車活動影響調整
- ⑥地區巴士停車活動影響調整
- ⑦地區因素調整
- ⑧右轉調整
- ⑨左轉調整

(3)飽和度之計算（X值）

① $C_0 = S \times (g/c)$

式中 C_0 ：容量

S：飽和車流

(g/c) ：有效綠燈比

$$X = V / C_0$$

式中 X：飽和度

V：車流率

(4)利用飽和度 (X) 及容量 (C₀) 代入模式中推估延滯量。

2. 模式應用上之調整

本研究由於對同一號誌化交叉口之引進路口進行多次採樣，且為配合目前國內對號誌化交叉口之容量的初步研究成果，對 X 之計算採取以直進小汽車 (T.C.U) 為單位，故計算調整過程與 1985 HCM 稍有不同，茲說明如下：

(1)車流量之調整

①尖峰車流率之調整

本研究因以15分鐘為調查時間，所調查之尖峰情形就是尖峰15分鐘之車流率，惟所得出的15分鐘車流量需乘上四倍，得出小時車流量。

②機車調整

利用郭敏能君對混合車流之臨界流量之推估模式 [17]，可得出在不同車道寬度、機車混合比和對向轉向車數下的飽和流量。

③大型車調整

由於採 T.C.U 的觀念，對大型車之當量值引用鄭賜榮君研究所得之 1.85 的 T.C.U 單位 [13]。

④左轉調整

對左轉之當量值，採用王慶瑞先生參考綜合國內對研究資料得出之結果如表 2.52 所示 [14]。

⑤右轉調整

對右轉之當量值採用張學孔先生對右轉流動特性及容量之研究得出之快車道與慢車道右轉之當量值 [15]。

⑥車道交通量分佈調整

採用王慶瑞君以車道使用率之比率得出之“臨界交通流量車道調整係數 (U)” [14]。

(2)飽和車流率之推估

①理想狀況下每車道之飽和車流率——

(a)純汽車車流：採國內研究普通建議之 2000 小客車／小時。

(b)混合車流：採郭敏能君提出之臨界流量的推估模式，由混合比為 0 時在不同之對向左轉車數和寬度下的直進小汽車單位 [17]。

②車道數與車道寬度調整——

(a)對純汽車流：由於國內對同樣之引進路口之車道寬不完全一致，故對每一車道分別調整後再加總，車道寬之調整採王慶瑞先生之“交叉口容量車道寬度係數” [14]。

(b)對混合車流：針對不同的車道寬逐道計算後加總。

(3)飽和度之計算

飽和度之計算式中有 (g / c) 之有效綠燈比，因機車有提早起動的特性，故混合車流狀況下其漏損時間會不一樣，以實地調查國內純汽車之漏損時間係 4.1 秒而純機車為 2.1 秒，在此就設混合比每增加 0.1 時漏損時間即減 ($4.1 - 2.1$) / 10 = 0.2 秒。

(4)容量值之決定

容量在 1985 HCM 之停止延滯量理論推估式中所影響的量可說是相當的小，惟因其採車輛 (vehicle) 為單位，與本研究採用之直進小客車 (TCU) 單位有些微之差異，但在以小客車為多數之車流與左右轉車數也不太多的情況下，其差異值所影響之量更是微小，本研究由於時間關係，對這種差異所影響之量忽略不計。

3.飽和度推估結果

(1)新生南路－和平東路西端第二車道

$$\alpha = 0 \quad B = 2.9 \quad C = 1837 \text{ (T.C.U)}$$

$$\alpha = 0.8 \quad B = 2.9 \quad C = 3402 \text{ (vehicle)}$$

所以機車之小型車直進當量為 0.425 TCU

$$\alpha = 0.8 \text{ 時 } L = 4.1 - 0.2 * 8 = 2.5 \text{ (秒)}$$

$$\text{所以有效綠燈時間 (g)} = 41 + 3 - 2.5 = 41.5 \text{ (秒)}$$

(2)新生南路－信義路東端慢車道

$$\alpha = 0.6 = \text{車道計 (3.6 + 3.4 m)}$$

$$C = 5786 \text{ (vehicle)}$$

$$\alpha = 0.0 = \text{車道計 (3.6 + 3.4 m)}$$

$$C = 3760.7 \text{ (T.C.U)}$$

所以機車之小型車直進量為 0.417

$$\alpha = 0.6 \text{ 時 } L = 4.1 - 0.2 * 6 = 2.9 \text{ (秒)}$$

$$\text{所以有效綠燈時間 (g)} = 59 + 3 - 2.9 = 59.1 \text{ (秒)}$$

(3)新生南路－信義路東端快車道

$$\text{有效綠燈時間 : } g = 59 + 3 - 4.1 = 57.9 \text{ (秒)}$$

(4)金山南路－潮州街北端

$$\alpha = 0 \quad \text{三車道 (3.3 + 3.4 + 2.1)}$$

$$C = 5363 \quad T.C.U \text{ (設對向轉向數爲10)}$$

$$\alpha = 0.4 \text{ 三車道 } (3.3 + 3.4 + 2.1)$$

$$C = 6633.86 \quad \text{vehicle (設對向轉向數爲10)}$$

$$\alpha = 0.4, L = 4.1 - 0.2 * 4 = 3.31 \text{ (秒)}$$

$$\text{所以有效綠燈時間 (g)} = 71 + 3 - 3.3 = 70.7 \text{ (秒)}$$

$$\text{機車之小型車直進當量數爲 } 0.52, (t_{cu})$$

各調查地點的飽和度經上述運算，彙總如表 2.49 至表 2.52 所示。

2.4.5.3 模式推估量與實地量測值之比較

由上節所得出的各種類型之號誌化交叉口引進路口樣本點的飽和度與容量值代入 1985 HCM 理論模式中的 X 與 C 變數，再經過續進因子調整後，即得理論推估值與實測值比較如表 2.52、表 2.53、表 2.54 及表 2.55 所示。依各路口說明如下：

1. 新生南路一和平東路西端第二車道

差異百分比平均爲 13.31%，而且理論值比實際測量值偏低，推斷是因機車往往利用右轉專用道來加快其通過號誌化交叉口，此因素將會減低其停止延滯量。

2. 新生南路一信義路東端慢車道

差異百分比平均爲 12.14%，理論值與實際值之差異有正有負，表示混合車流之疏解情形並不太穩定。

3. 新生南路一信義路東端快車道

差異百分比平均爲 15.96%，理論值比實際量測值偏高。推斷此與該路口禁止左右轉，只能直進因素有關係。但這情形造成慢車道之飽和度較高，因爲許多小型車進入慢車道右轉，故而慢車道之停止延滯量較高。

表 2.49 新生南路—和平東路西端第二車道飽和度調整表

類 別 樣 本 點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
機車之當量數	101.15	109.65	106.25	85.43	84.15	76.93	75.65	76.50	65.45	60.35	52.7	43.35
小型車	24	32	31	33	30	24	22	28	24	26	20	18
大型車之當量數	7.4	3.7	14.8	14.8	11.1	7.4	9.25	7.4	5.55	1.85	7.4	3.7
合計當量數	132.55	145.35	152.05	133.23	125.25	108.33	106.9	111.9	95	88.2	80.1	65.05
飽和流率 (S)	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6	1837.6
容量 (C _c)	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5	635.5
飽和度* (X)	0.83	0.91	0.95	0.83	0.78	0.77	0.67	0.70	0.59	0.55	0.5	0.41

表 2.50 新生南路—信義路東端慢車道飽和度調整表

類別	樣 本 點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
機車之當量數		86.3	90.9	99.7	75.5	107.2	95.5	88.8	102.2	112.2	140.1	166.4
小型車		108	126	164	128	137	133	110	147	172	142	152
大型車之當量數		34.8	29.6	37.0	44.4	48.1	37	55.5	55.5	61.05	59.2	70.3
機車右轉當量增量		1.6	1.9	1.5	0.8	1.5	1.7	1.2	1.4	2.2	2.3	5.1
小型車右轉當量增量		6.4	6	6.6	7.8	8	10.6	6.6	8.4	7.2	10.2	18.4
大型車左轉當量增量		0	0	0	0.3	0	0	0.3	0	0	0	0
合計當量值		237.1	253.0	308	225.8	301.8	277.8	262.4	304.7	314.7	353.7	412.2
車道交通量分佈調整		249.0	265.65	323.4	237.1	316.9	291.7	275.5	319.9	329.7	370.6	432.8
飽和流率 (S)		3760.7	3760.7	3760.7	3760.7	3760.7	3760.7	3769.7	3760.7	3760.7	3760.7	3760.7
容量 (C _c)		1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2	1877.2
飽和度 (X)		0.53	0.56	0.68	0.50	0.67	0.62	0.58	0.68	0.70	0.79	0.92

表 2.51 新生南路－信義路東端快車道飽和度調整表

類 別	樣 本 點 別	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
機車之當量數		253	259	201	258	228	248	245	255	224	402	463	480
小型車		7.4	9.0	3.7	9.0	12.95	12.95	5.55	12.95	3.7	12.95	14.8	14.8
大型車之當量數		260.4	268.0	204.7	267.0	240.95	260.95	250.55	267.95	227.7	414.95	477.8	494.8
合計當量數		286.44	294.8	225.17	293.7	265.05	287.05	275.61	294.25	250.47	456.46	525.58	544.28
飽和流率 (S)		5800	5800	5800	5800	5800	5800	5800	5800	5800	5800	5800	5880
容量 (C _c)		2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5	2798.5
飽和度* (X)		0.41	0.42	0.32	0.42	0.38	0.41	0.39	0.42	0.36	0.65	0.75	0.78

[C_c = 5800 T.C.U]

表 2.52 金山南路一潮州街北端飽和度調整表

類 別	樣 本 點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
機車之當量數		79.56	68.12	77.48	81.64	89.44	82.68	92.04	124.80	155.48	149.76
小型車		229	250	270	259	307	251	304	289	371	370
大型車之當量數		9.25	7.4	16.65	9.25	18.5	16.65	18.5	25.9	31.45	24.05
機車左、右轉增加之當量		0.9	0.9	0.7	0.9	0.51	0.76	0.62	0.76	1.08	1.12
小型車左右轉增加之當量		1.07	1.24	0.9	1.33	1.24	1.38	1.80	1.25	0.65	1.59
合計當量值		319.78	327.66	365.73	352.12	416.69	352.47	415.96	441.71	559.66	546.52
車道交通量分佈調整		351.8	360.4	402.3	387.3	458.4	387.7	457.5	485.8	615.6	601.1
飽和流率 (S)		5363	5363	5363	5363	5362	5363	5363	5363	5363	5363
容量 (C _c)		3160	3160	3160	3160	3160	3160	3160	3160	3160	3160
飽和度 (X)		0.44	0.45	0.50	0.49	0.57	0.49	0.57	0.61	0.77	0.75

表 2.53 新生南路一和平東路西端第二車道停止延滯比較表

類別 \ 樣本點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
飽和度 (X)	0.83	0.91	0.95	0.83	0.78	0.67	0.67	0.70	0.59	0.55	0.50	0.41
模式量	33.59	39.48	46.73	33.65	30.93	27.15	27.15	27.96	25.41	24.69	23.94	23.00
續進比例 / 續進型態	4 1.27	4 1.20	4 1.38	4 1.42	4 1.34	4 1.18	4 1.20	4 1.35	4 1.39	4 1.42	4 1.54	4 1.44
續進因子	0.82	0.90	0.90	0.82	0.82	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.53	0.72
理論停止延滯推估量	27.54	35.53	42.06	27.59	25.35	19.55	19.55	20.13	18.30	17.78	12.69	16.56
實地量測停止延滯量	24.64	32.98	38.09	31.11	21.28	15.71	17.49	17.75	15.83	15.98	14.09	14.64
差異	2.9	2.55	3.97	-3.52	4.07	3.83	2.06	2.38	2.47	1.8	-1.4	1.93
差異百分比 (%) *	11.77	7.73	10.42	11.31	19.13	24.38	11.78	13.40	15.45	11.26	9.93	13.18

* $C_c = 635.5 \text{ T.C.U}$

* 差異數 ÷ 實地量測數

表 2.54 新生南路一信義路東端慢車道停止延滯比較表

類別 \ 樣本點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
飽和度 (X)	0.53	0.56	0.68	0.50	0.67	0.62	0.58	0.68	0.70	0.79	0.92
模式量	16.15	16.54	18.43	15.78	18.25	17.40	16.82	18.44	19.74	21.06	27.86
續進比例 / 續進型態	4 1.48	4 1.47	5 1.56	4 1.45	4 1.43	5 1.56	4 .33	4 1.29	4 1.30	4 1.27	4 1.34
續進因子	0.72	0.72	0.50	0.72	0.72	0.53	0.72	0.72	0.72	0.82	0.90
理論停止延滯推估量	11.63	11.91	9.77	11.36	13.14	9.22	12.11	13.28	13.56	17.27	25.07
實地量測停止延滯量	10.27	10.88	10.70	10.18	10.43	10.06	13.64	13.74	12.01	19.14	22.28
差異	1.36	1.03	-1.64	1.18	2.71	-0.81	-1.52	-0.46	1.55	-1.87	2.79
差異百分比 (%) *	13.24	9.47	15.33	11.59	25.98	8.35	11.14	3.35	12.90	9.77	12.52

* $C=1877.2 \text{ T.C.U}$

表 2.55 新生南路—信義路車端快車道停止延滯比較表

類別 \ 樣本點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
飽和度 (X)	0.41	0.42	0.32	0.42	0.38	0.41	0.39	0.42	0.36	0.65	0.75	0.78
模 式 量	15.27	15.37	14.48	15.37	14.98	15.28	15.12	15.38	14.79	18.21	19.98	20.58
續進比例 / 續進型態	5 1.52	4 1.36	4 1.38	4 1.26	5 1.56	4 1.46	3 1.15	4 1.16	4 1.47	4 1.50	4 1.30	4 1.32
續進因子	0.53	0.72	0.72	0.72	0.53	0.72	1.00	0.72	0.72	0.72	0.82	0.82
理論停止延滯推估量	8.09	11.06	10.42	11.07	7.93	11.00	15.12	11.07	10.64	13.11	16.38	16.80
實地量測停止延滯量	7.47	8.92	8.49	9.36	7.59	9.51	12.82	10.48	8.96	10.60	13.88	14.05
差 異	0.62	2.14	1.93	1.74	0.34	1.49	2.3	0.59	1.68	2.5	2.5	2.75
差異百分比 (%) *	2.67	23.99	22.73	18.59	4.48	15.67	17.94	5.63	18.75	23.58	18.01	19.57

* $C_c = 2798.5 T.C.U$

* 差異數 ÷ 實地量測數

表 2.56 金山南路、潮州街北端停止延滯比較表

類別 \ 樣本點	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
飽和度 (X)	0.44	0.45	0.50	0.49	0.57	0.49	0.57	0.61	0.77	0.75	
模 式 量	10.46	10.55	11.02	10.92	11.78	10.92	11.68	12.27	14.96	14.53	
續進比例 / 續進型態	4 1.33	4 1.30	4 1.43	4 1.27	4 1.43	4 1.40	4 1.43	4 1.34	4 1.41	4 1.30	
續進因子	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.82	0.82	
理論停止延滯推估量	7.53	7.60	7.93	7.86	8.48	7.86	8.48	8.83	12.27	11.91	
實地量測停止延滯量	7.56	6.54	8.02	8.23	7.52	8.19	7.35	8.99	10.79	10.96	
差 異	-0.03	1.06	-0.09	-0.37	0.96	-0.33	1.13	-0.16	1.48	0.95	
差異百分比 (%) *	0.3	16.20	1.12	4.50	12.77	4.03	15.37	1.78	13.72	8.67	

[* $C = 3160 TCU$]

4. 金山南路—潮州街北端

差異百分比平均為 7.85 %，理論值與實地測量值互有高低，表示混合車流之疏解可能不大穩定，而且該續進因子的調整間距相當的大，也可能是產生差異的因素。

2.4.5.4 不同機車處理方式之影響分析

1. 比較方案

前述分析中，是利用郭敏能君對於慢車道混合車流之研究結果，利用公式推估慢車道飽和流量進而比較實際流量與飽和流量求得飽和度。因而其出發點是以「輛」的單位來比較分析。本研究對於台灣地區號誌化交叉口容量手冊之架構，初步決定以小客車單位為分析基礎。因此對於延滯的推估，亦就其以小客車單位進行驗證。

以小客車單位為出發點進行驗證有兩個基本方案：(1)採固定的機車之小客車當量值。(2)採變動的小客車當量值。

對於固定的機車之小客車當量值，本研究選取 0.3；對於變動的小客車當量值，本研究經初步觀察分析，認為號誌化交叉口機車之小客車當量值與車道寬及其受干擾程度有關，因而研擬初步的當量值作為分析基礎，如表 2.57 所示。

2. 比較結果

(1) 固定 0.3 當量值

① 新生南路—和平東路西端第二車道

差異百分比平均為 15.10 %，在飽和度較高時差異有更大之趨勢。

② 新生南路—信義路東端慢車道

表 2.57 機車之小客車當量研擬初值

機車流動類型	車道寬 (公尺)		
	< 3.0	3.0 ~ 4.5	> 4.5
單純	0.5	0.3	0.0
受干擾	0.8	0.4	0.0

說明：1. 單純一直行通過交叉口與其他車輛、行人沒有明顯衝突的流動。
 2. 受干擾—①左轉受對向車流或行人干擾之流動。
 ②右轉受行人或其他車輛干擾之流動。

差異百分比平均為 14.34 %，在飽和度較高時差異亦有更大之趨勢，如第11樣本點，高達 7.50 秒，差異百分比高達 33.66 %。

③金山南路—潮州街北端

差異百分比平均為 11.00 %。

(2) 變動當量值

①新生南路—和平東路西端第二車道

差異百分比平均為 18.03 %。

②新生南路—信義路東端慢車道

差異百分比平均為 10.77 %。

③金山南路—潮州街北端

差異百分比平均只有 8.30 %。

各路口、車道之實際量測與模式推估結果見表 2.58、表 2.59 及表 2.60。

2.4.5.5 討論

1. 利用 1985 HCM 號誌化交叉口之停止延滯理論推估模式，推估台灣地區號誌化交叉口各種類型路口之停止延滯量。由以上之計算、比較可發現不同車流型態之路口有其特殊之差異趨勢，其中車流較為單純（即不含有機車或機車比例較高）之引進路口，其理論推估值大部份比實測量為低，而混合車流較均勻（即機車混合比接近 0.5 的情況）之路口，其理論推估值與實地量測值互有高低。此顯示 1985 年版 HCM 停止延滯理論推估模式，推估台灣地區號誌化交叉口停止延滯量偏低。而混合車流之停止延滯因受到路口隨機車隊型態的影響，混合車流之車道，有時因汽車之排列、填塞了整個路口，使機車無法利用空隙，越過汽車往前靠近引進路口之停止線，造成機車大部份排列於後；有時則無上述阻礙因素，機車可自由穿梭停等於路口前方，因此，在量測與理論值比較上不穩定。

其次，由實地觀察汽機車疏解特性中得知機車駕駛人有遠避汽車尋求較大安全感的駕駛心理，故疏解時會有汽、機車彼此遠離的現象，所以造成機車如果排列於汽車前半部，則加速遠離汽車；而如果排列於後半部而減速遠離汽車。這種情形使得混合車流之疏解較不穩定，理論推估量因而無一致性差異。

2. 台灣地區之機車交通量佔有相當的比率，其當量值的認定影響

表 2.58 新生南路－和平東路西端第二車道延滯推估比較分析

推估項目 \ 樣本點		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
實地量測延滯量		24.64	32.98	38.09	31.11	21.28	15.71	17.49	17.75	15.83	15.98	14.09	14.64	—
續進類型		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	4	—
續進比例		1.27	1.20	1.38	1.42	1.34	1.10	1.20	1.35	1.39	1.42	1.54	1.44	—
續進調整因子		0.82	0.90	0.90	0.82	0.82	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	—
郭敏能慢車道法	飽和度	0.83	0.91	0.95	0.83	0.78	0.67	0.67	0.70	0.59	0.55	0.50	0.41	—
	模式推估量	33.59	39.48	46.73	33.65	30.93	27.15	27.15	27.96	25.41	24.69	23.94	23.00	—
	理論修正量	27.54	35.53	42.06	27.59	25.35	19.55	19.55	20.13	18.30	17.78	12.69	16.56	—
	差異	2.9	2.55	3.97	3.52	4.07	3.83	2.06	2.38	2.47	1.8	1.4	1.93	2.74
	差異百分比 (%)	11.77	7.73	10.42	11.31	19.13	24.38	11.78	13.40	15.45	11.26	9.93	13.18	13.31
固定小客車當量法	飽和度	0.65	0.72	0.77	0.69	0.64	0.55	0.54	0.57	0.48	0.45	0.41	0.33	—
	模式推估量	26.57	28.73	30.72	27.54	26.87	24.67	24.13	24.92	23.61	23.53	22.97	22.21	—
	理論修正量	19.13	23.56	25.19	19.82	19.35	17.76	17.37	17.94	16.99	16.94	12.17	15.99	—
	差異	5.51	9.42	12.9	11.29	1.93	2.05	0.12	0.19	1.16	0.96	1.92	1.35	4.07
	差異百分比 (%)	22.36	28.56	33.87	36.29	9.07	13.05	0.69	1.07	7.33	6.00	13.63	9.22	15.10
變動小客車當量法	飽和度	0.86	0.94	0.98	0.85	0.81	0.70	0.69	0.72	0.61	0.57	0.51	0.41	—
	模式推估量	5.13	45.21	51.38	34.92	32.01	27.96	27.61	28.14	25.92	25.01	24.23	23.00	—
	理論修正量	28.81	40.69	46.24	28.63	26.25	20.13	19.88	20.26	18.66	18.00	17.45	16.56	—
	差異	4.17	7.71	8.15	2.48	4.97	4.42	2.39	2.51	2.83	2.02	3.36	1.92	3.91
	差異百分比 (%)	16.90	23.37	21.40	7.96	23.35	24.14	13.66	14.15	17.89	12.64	23.87	13.11	18.04

表 2.59 新生南路－信義路東端慢車道延滯推估比較分析

推估項目 \ 樣本點		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
實地測量延滯量		10.27	10.88	10.70	10.18	10.43	10.06	13.64	13.74	12.01	19.14	22.28		—
續進類型		4	4	5	4	4	5	4	4	4	4	4		—
續進比例		1.48	1.47	1.56	1.45	1.43	1.56	1.33	1.29	1.30	1.27	1.34		—
續進調整因子		0.72	0.72	0.53	0.72	0.72	0.53	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72		—
敦敏能慢車道法	飽和度	0.53	0.56	0.68	0.50	0.67	0.62	0.58	0.68	0.70	0.79	0.92		—
	模式推估量	16.15	16.54	18.43	15.78	18.25	17.40	16.82	18.44	19.74	21.06	27.86		—
	理論修正量	11.63	11.91	9.77	11.36	13.14	9.22	12.11	13.28	13.56	17.27	25.07		—
	差異	1.36	1.03	1.64	1.18	2.71	0.84	1.52	0.46	1.55	1.87	2.79		1.54
	差異百分比 (%)	13.24	9.47	15.33	11.59	25.98	8.35	11.14	3.35	12.90	9.77	12.52		12.15
固定小客車當量法	飽和度	0.45	0.48	0.60	0.44	0.58	0.53	0.51	0.59	0.60	0.67	0.78		—
	模式推估量	15.20	15.52	17.04	15.10	16.76	16.11	15.87	16.90	17.05	18.16	20.53		—
	理論修正量	10.94	11.17	9.03	10.87	12.07	8.54	11.43	12.17	12.28	13.08	14.78		—
	差異	0.67	0.29	1.67	0.69	1.64	1.52	2.21	1.57	0.27	6.06	7.50		2.19
	差異百分比 (%)	6.56	2.70	15.60	6.79	15.70	13.13	16.23	11.44	2.21	31.69	33.66		14.34
變動小客車當量法	飽和度	0.50	0.53	0.65	0.47	0.64	0.60	0.55	0.66	0.67	0.76	0.89		—
	模式推估量	15.78	16.13	17.95	15.12	17.89	17.14	16.49	18.08	18.25	19.81	25.96		—
	理論修正量	11.36	11.61	9.51	10.89	12.88	12.34	11.87	13.02	13.14	16.24	23.26		—
	差異	1.09	0.73	1.87	0.71	2.54	2.28	1.77	0.72	1.13	2.90	1.08		1.53
	差異百分比 (%)	10.63	6.74	11.09	6.94	23.50	22.67	12.96	5.26	9.40	15.13	4.87		11.74

表 2.60 金山南路湖洲北端路口延滯推估比較分析

推估項目 \ 樣本點		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
實地量測延滯量		7.56	6.54	8.02	8.23	7.52	8.19	7.35	8.99	10.79	10.96			—
續進類型		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4			—
續進比例		1.33	1.30	1.43	1.27	1.43	1.40	1.43	1.34	1.41	1.30			—
續進調整因子		0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72			—
郭敏能慢車道法	飽和度	0.44	0.45	0.50	0.49	0.57	0.49	0.57	0.61	0.77	0.75			—
	模式推估量	10.46	10.55	11.02	10.92	11.78	10.92	11.68	12.27	14.96	14.53			—
	理論修正量	7.53	7.60	7.93	7.86	8.48	7.86	8.48	8.83	12.27	11.91			—
	差異	0.03	1.06	0.09	0.37	0.96	0.33	1.13	0.16	1.48	0.95			0.66
	差異百分比 (%)	0.3	16.20	1.12	4.50	12.77	4.03	15.37	1.78	13.72	8.67			7.85
固定小客車當量法	飽和度	0.37	0.38	0.43	0.41	0.49	0.41	0.49	0.50	0.64	0.62			—
	模式推估量	9.87	9.95	10.36	10.20	10.91	10.20	10.91	11.14	12.88	12.62			—
	理論修正量	7.11	7.16	7.46	7.34	7.86	7.34	7.86	8.02	9.27	9.09			—
	差異	0.45	0.62	0.56	1.97	0.34	0.85	0.51	0.97	1.52	1.87			0.97
	差異百分比 (%)	6.00	9.54	7.00	23.94	4.46	10.33	6.87	10.78	14.05	17.09			11.0
變動小客車當量法	飽和度	0.39	0.40	0.44	0.43	0.51	0.43	0.51	0.54	0.69	0.66			—
	模式推估量	9.45	9.56	10.46	10.37	10.96	10.37	10.96	11.56	13.48	13.21			—
	理論修正量	6.80	6.88	7.35	7.47	7.89	7.47	7.89	8.32	9.70	9.51			—
	差異	0.77	0.34	0.49	0.76	0.37	0.72	0.54	0.67	1.08	1.45			0.64
	差異百分比 (%)	10.00	5.25	6.09	9.28	4.94	8.84	7.36	8.01	10.05	13.22			8.3

交通量的計算值，因而造成理論延滯推估值受其之影響也相當的大。經利用三種不同之機車處理及小客車當量值代入理論延滯推估模式計算結果，以機車當量值非固定的情況下，即隨混合比（ α ）或車道寬而予不同之當量認定較切合實際，不致於在飽和度趨近於 1 的情況，造成相當大的差異延滯量。

若由實用的觀點，在台灣地區如將機車以一固定的當量值來計算交通量，會造成比較大的差異。以不同混合比與車道寬和對向轉向車數來認定不同的機車當量。雖有較高的理論推估延滯量，但其計算麻煩，應用較不方便，而根據不同車道寬認定不同機車當量是一理想方式。

3. 據以上之計算結果，1985 HCM 號誌化交叉口理論推估延滯模式對台灣地區交通狀況的初步驗證，其差異平均在 20% 以內顯示該理論模式可適用在台灣地區。

2.5 進一步研究課題

本研究就各子題分別提出進一步研究的課題及相關研究分析的重點，期能使容量分析手冊能夠逐漸地修正調整，更臻於完備，以即研擬的七項重要研究課題：

1. 各型車輛之小客車當量值研究。
2. 號誌變換時段車輛運轉特性之研究。
3. 機車之小客車當量影響因素之分析。
4. 左轉車與對向汽車、機車之行爲分析。
5. 行人與機車流動對右轉流動影響之研究。
6. 延滯推估模式之研究。
7. 服務水準等級界定之研究。

以下依序說明其主要問題，可能研究方向及預期研究成果。

2.5.1 課題一

1. 研究名稱：

各型車輛之小客車當量值研究

2. 分類：

號誌化交叉口小客車當量

3. 主要問題與可能研究方向

(1) 小客車當量值之分析是容量分析的重要課題，其決定各型車種轉化成單一計量單位的基礎。

(2) 本研究中應用「最小平方法」以多元迴歸模式進行分析，經由此一模式的初步應用，可得知其適用於混合車流之小客車當量值的分析。在英國及加拿大容量手冊製定過程中，亦是以此方法推估小客車當量值。

(3) 進一步研究方向包括：

① 研究範圍應包括各種路型。

② 取樣中應儘可能有不同車種之不同混合狀況。

③ 建立從實地調查資料整理到分析推估的電腦程式，以利資料能有效保存，並能對推估結果作完整的說明。

4. 預期研究成果

建立各型車之小客車當量值表

2.5.2 課題二

1. 研究名稱：

號誌變換時段車輛運轉特性之研究

2. 分類：

號誌化交叉口專題研究

3.主要問題與可能研究方向：

(1)主要問題有二：

①黃燈使用時間的分析。

②起動延滯分析。

(2)純汽車流動下，此二主題已有若干研究報告，唯在混合車流下，汽、機車之起動延滯及黃燈使用時間與純汽車流動不同，其實地量測及推估，都需作進一步的分析研究。

(3)研究方向包括：

①混合車流起動延滯之定義。

②混合車流起動延滯的量測方法。

③混合車流起動延滯的統計分析與應用。

4.預期研究成果

號誌損失時間之決定

2.5.3 課題三

1.研究名稱：

機車之小客車當量影響因素之分析

2.分類：

號誌化交叉口小客車當量（USPC）

3.主要問題與研究方向：

(1)在不是以機車爲主的流動中，機車流成爲臨界流動的機會不大，因此在表現機車對道路容量影響時，仍以小客車當量進行。

(2)本研究中針對臨界流動的分析技術，探討機車之小客車當量值與混合車流車道寬有關，然其影響程度並未作完整的研究分析。

(3)除了路寬影響機車當量外，各種流動類型亦影響機車之小客車當量值。

- (4)英國李茲大學 (Leeds University) 將紅燈時堆擠在路口前方的機車，不納入容量分析中，亦即其小客車當量值為 0.0 。其數量則決定於號誌時制 [45] ，此亦是一可參考的研究方向。

4. 預期研究成果

- (1)建立機車小客車當量值表。
- (2)機車處理方式。

2.5.4 課題四

1. 研究名稱：

左轉車與對向汽車、機車之行爲分析

2. 分類：

號誌化交叉口左轉流動特性 (USVZ)

3. 主要問題與研究方向：

- (1)左轉車與對向汽車之間有接受間距之行爲，此接受間距行爲影響左轉流動容量。
- (2)左轉車與對向機車之間的行爲並不能完全以接受間距行爲來處理，但機車流的確對左轉車流有相當程度的影響，其影響程度、影響方式及飽和流量的關係，都必須再作分析。
- (3)等候理論的應用，已能處理汽車接受間距行爲與飽和流量的關係，研究中並以機車流量作為左轉飽和流量的干擾因素，應為可行方向，但其影響程度應作進一步的分析。

4. 預期研究成果

- (1)左轉汽車接受間距分配。
- (2)左轉汽車、機車行爲特性。
- (3)對向機車對飽和流量影響。

2.5.5 課題五

1.研究名稱：

行人與機車流量對右轉流動影響之研究

2.分類：

號誌化交叉口容量調整因素（USVC,USVP）

3.主要問題與研究方向：

行人對右轉流動的影響可應用等候理論分析，機車是否能與行人合併成衝突流動以分析右轉流動容量應作進一步探討。

4.預期研究成果

建立右轉流動容量分析之行人與機車干擾因素。

2.5.6 課題六

1.研究名稱：

延滯推估模式之研究

2.分類：

號誌化交叉口延滯推估（USLZ）

3.主要問題與研究方向：

(1)延滯已為交叉口績效評估的重要量度，建立一可信度高的延滯模式乃迫切需要。

(2)混合車流中機車停等特性與汽車不同，因而影響現有延滯模式的應用，本研究雖初步驗證1985 HCM延滯模式的適應性，但仍需在基本假設，應用範圍作更進一步的測試。

(3)影響實際延滯的號誌續進因素亦應進行分析。

4.預期研究成果

建立混合車流延滯推估模式。

2.5.7 課題七

1.研究名稱：

服務水準等級之界定

2.分類：

號誌化交叉口服務水準（USLZ）

3.主要問題與研究方向：

- (1)各交叉口容量分析中，以飽和度推估延滯經續進因子調整後，作為評估交叉口服務水準的依據。
- (2)服務水準等級之界定考量實際狀況與分級的意義，並以駕駛人的感受為依據研訂。

4.預期研究成果

服務水準分級標準。

第三章 非號誌交叉口

3.1 文獻回顧

國外之研究報告，對於非號誌交叉口定義為，在支線上有“停”(STOP)或“讓”(YIELD)標誌控制之交叉口；國內之交叉口多在主幹線及支線上以閃黃燈(FLASH)來提醒駕駛要“讓”，此基本特性，與國外之情形相同。本節回顧比較 1985 HCM、瑞典容量手冊及其他相關研究分析中對於非號誌交叉口容量分析方法。

在國內郭正成君有關非號誌交叉口時汽、機接受間距(gap-acceptance)之研究〔46〕可為容量計算之重要參考。

3.1.1 美國 1985 HCM 之非號誌交叉口容量分析〔12〕

1. 基本假設

其主要以接受間距理論(gap-acceptance theory)為分析方法；並有以下數點重要假設：

- (1)主幹線流量不受支線流量影響。
- (2)一個間距一次只允許一輛車有效使用。

由以上二假設，可知在交叉口衝突時，各向車流之間有相互影響之情況，故對於間距之使用有其優先順序，1985 HCM 界定之順序下：

- (1)支線右轉
- (2)主幹線左轉
- (3)支線直行
- (4)支線左轉

表 3-1 1985 HCM 衝突交通量之界定

支線流動	衝突交通量, V_i	圖 例
支線右轉	$1/2(V_r) + V_t$	
主幹線左轉	$V_r + V_t$	
支線直行	$1/2(V_{ra}) + V_{ta} + V_{la} + V_{rb} + V_{tb} + V_{lb}$	
支線左轉	$1/2(V_{ra}) + V_{ta} + V_{la} + V_{rb} + V_{tb} + V_{lb} + V_o + V_{or}$	

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

表 3.2 1985 HCM 非號誌交叉口臨界間距之準則
小客車基本臨界間距 (秒)

行車方式及路口 控 制 型 式	主幹線平均車速			
	30(MPH)		55(MPH)	
	主幹線車道數			
	2	4	2	4
支線右轉 停讓	5.5	5.5	6.5	6.5
	5.0	5.0	5.5	5.5
主幹線左轉	5.0	5.5	5.5	6.0
支線直進 停讓	6.0	6.5	7.5	8.0
	5.5	6.0	6.5	7.0
支線左轉 停讓	6.5	7.0	8.0	8.5
	6.0	6.5	7.0	7.5
臨 界 間 距 修 正 值 (秒)				
條 件			調 整	
支線右轉：轉彎半徑>50 呎,或轉角<60°			— 0.5	
支線右轉：設有右彎加速道			— 1.0	
所有行車方式：人口≥250,000			— 0.5	
所有行車方式：視距受限			+ 1.0	

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

2. 分析之程序

(1) 定義交叉口之幾何條件及流量狀況。幾何條件因素有五種：

- ① 車道之使用及數目
- ② 槽化情形
- ③ 坡度
- ④ 轉彎半徑與轉角
- ⑤ 視距

(2) 決定每一支線流動及主幹線左轉流動之 " 衝突交通量 "

(Conflicting Traffic, V_{ci})，如表 3.1 所示。

(3) 決定臨界間距 (critical gap) 之大小 (T_c)，其主要之決定因素包括：

- ① 車流型式
- ② 支線控制之型式 (" 停 " 或 " 讓 " 標誌)
- ③ 主幹線之平均車速
- ④ 主幹線之車道數
- ⑤ 交叉口之幾何與環境條件，其值大小如表 3-2

(4) 決定在主幹線流量之下，各支線流動之潛在容量 (Potential Capacity) C_{pi} 。

C_{pi} 表示在 i 流動時之潛在容量，其由 i 流動之衝突交通量 V_{ci} (VPH) 及 i 流動之臨界間距值 T_c 共同求出，如圖 3-1 所示。

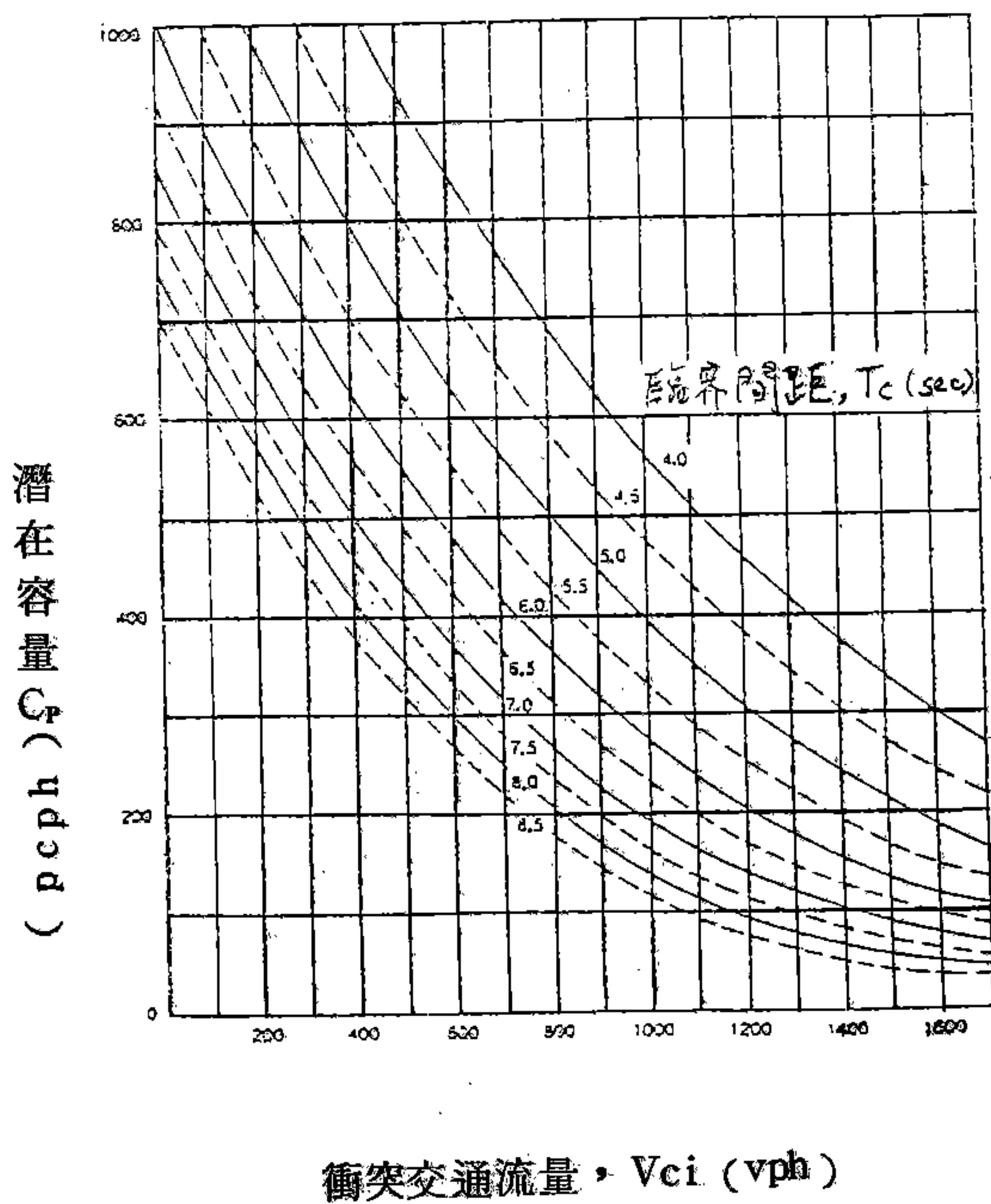


圖 3-1 V_{ci} 與 T_c 下的潛在容量

1985 HCM 衝突交通量與潛在容量之關係

資料來源：〔 TRB, HCM, 1985 〕

(5)調整容量

「間距使用優先順序」及「共用車道」(Shared Lane) 會影響潛在容量，必須予以調整：

①阻礙效果(impedance effects)：即間距接受之優先順序間之相互阻礙影響。又在主幹線上之車流不可能受阻，故此效果只發生在支線上，而支線右轉時，因其優先順序排首位，故亦不發生阻礙效果。其調整乃將 C_{pi} 乘以「阻礙因素」(impedance factor, P 值) 以表示優先權受阻所引起的影響。此阻礙產生在以下三種情形：

- T-交叉□，支線流左轉。
- 十字交叉□，支線流左轉。
- 十字交叉□，支線流直行。

其調整容量值(C_{mi}) 如圖 3 - 2 所示，其阻礙因素 P 值的大小可依圖 3 - 3 決定。

②共用車道容量(Shared-lane Capacity)：當某一車道同時供二種或三種不同方向之車流使用時，其容量將受影響，1985 HCM 利用下式調整：

$$C_{sh} = (V_\ell + V_t + V_r) / [(V_\ell / C_{me}) + (V_t / C_{mt}) + (V_r / C_{mr})]$$

式中：

C_{sh} ：共車道之容量(小汽車/時，PCPH)

V_i ：在共車道上，流動之流量

C_{mi} ：在共車道上，流動之容量

i ：為 ℓ 、 t 、 r ，分別是在左轉、直行、右轉

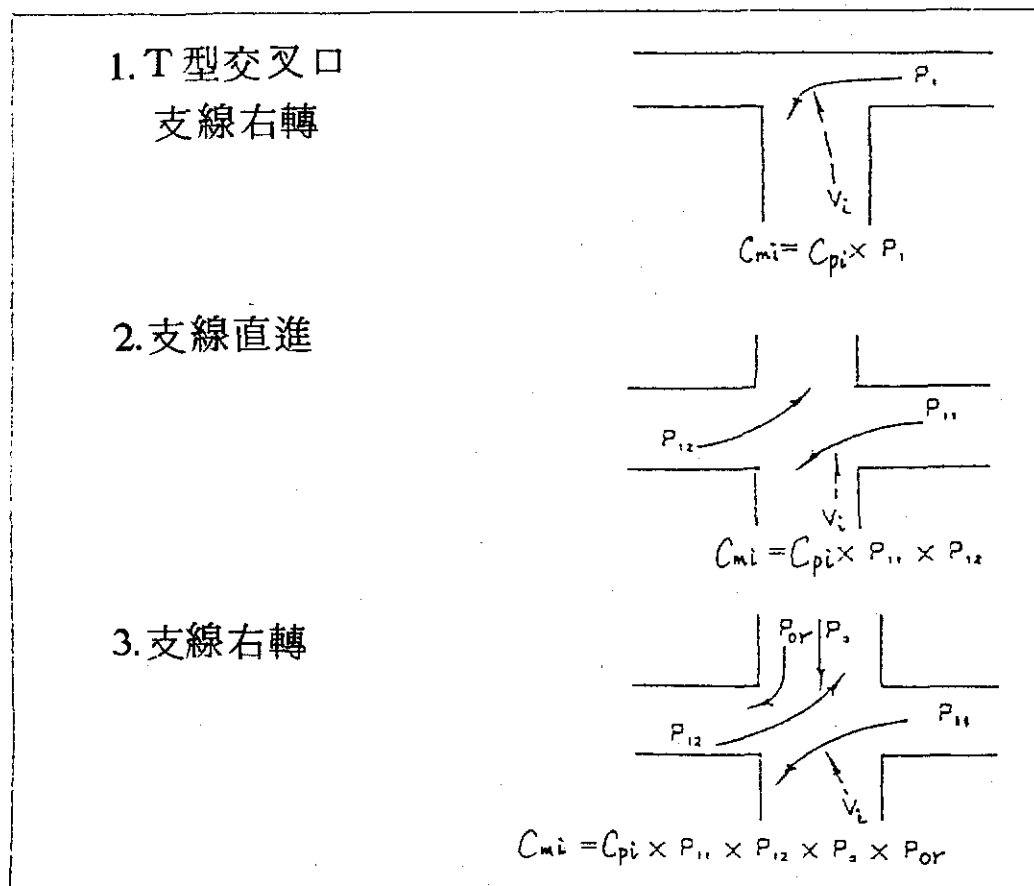
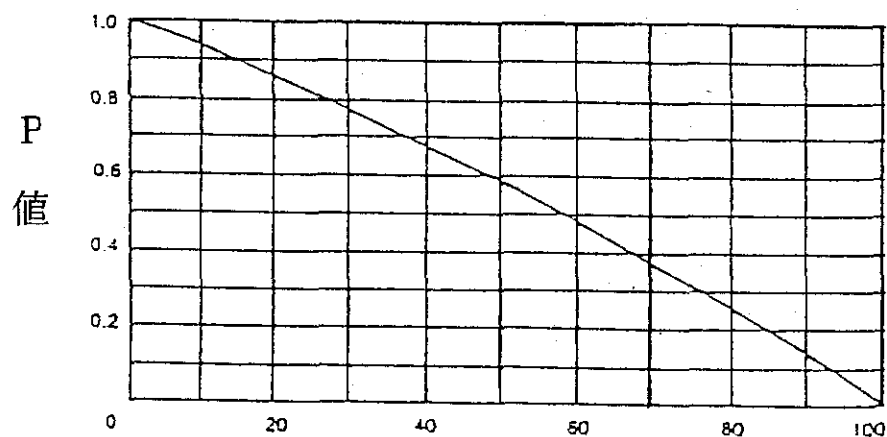


圖 3-2 阻礙因素計算之圖例 資料來源：〔TRB.HCM.1985〕



現況流量對容量之百分比

圖 3 - 3 擁擠狀況對於 P 值之影響 資料來源：〔TRB.HCM.1985〕

3. 服務水準評估準則 (Level-of-service criteria) 1985

HCM 非號誌交叉口之服務水準係以道路之保留容量 (Reserve or unused capacity) 表示，即：

$$C_R = C_{sh} - V$$

式中：

C_R ：保留容量 (pcph)

V ：總流量 (pcph)

服務水準之界定如表 3.3 所示：

表 3.3 1985 HCM 非號誌交叉口服務水準評估準則

保留容量 (pcph)	服務水準	支線之預期延滯
≥ 400	A	幾乎無
300 — 399	B	短
200 — 299	C	適中
100 — 199	D	長
0 — 99	E	非常長
< 0	F	—

資料來源：〔TRB.HCM.1985〕

3.1.2 瑞典容量手冊 (1977 SCM) 之非號誌交叉口容量分析 [7]

1. 基本假設

- (1) 1977 SCM 之非號誌交叉口容量，主要係以等候模式 (Queuing Model) 進行分析，進而求出非號誌交叉口之容量、等候長度及延滯等。
- (2) 每一支線車道乃以馬可夫型到達率 (Markov-type arrivals) 之 $M/G/1$ 等候系統 (Queuing System) 及一般分配 (General Distribution) 之服務時間來表達。

2. 分析之基本程序

- (1) 建立主幹線車間距 (Head way) 之頻率函數 $f_1 (h_1)$ ，由此可得主幹線之流量 $q_1 = 1 / h_1$ 。
- (2) 建立支線道路 (包括主幹線左彎) 能接受之車間距之分配函數 $G (\alpha)$ ， $\alpha = h_1$ ，同時 $G (\alpha)$ 並簡化為階層函數 (Step-function)，以 $\bar{\alpha}$ 表示臨界間距 (critical gap)。
- (3) 建立服務時間 (service time) 之統計分佈函數 $\varphi (d_s)$ ，此乃由(1)、(2)兩項所決定，而此時支線道路之容量為 $1 / \bar{d}_s$ 。
。計算道路容量時，在同一車道上，若有不同轉向車流者，其容量依二者到達率予以加權計算。此外，隨著修正服務時間函數，因某些車流在不同衝突交通中有著不同車流角色，此乃藉以反映出等候理論之優先順序。
- (4) 建立支線車間距之頻率函數 $f_2 (h_2)$ ，又 $q_2 = 1 / \bar{h}_2$
- (5) 由前面(1)、(2)、(3)、(4)四程序，則可以求出等候時間的統計分配 $\varphi (d_w)$ ，則平均等候長度為：

$$\bar{N} = \bar{d}_w \times q_2$$

\bar{d}_w : 平均等候時間，爲延滯減去加減速花費之時間。

以上五程序如圖 3-4 所示。

3. 其他重要之假設

(1) 衝突型態 (conflict patterns)

① 主幹道車流不受支線道路車流之影響。

② 車流間相衝突的情形及其接受間距之優先順序如圖 3.5 所示

；而每一支線車流皆有其相對幹線車流，即衝突交通量。

(2) 臨界間距 (Critical Gaps)

考慮主要因素有速限、讓、或停號誌，其建議值如表 3.4 示。

上述之接受間距值，並有以下之修正因素：主道寬，主道是否有中央分隔島 (median)，右彎車之半徑、主支線之角度，幹道單行否？重型車之百分比及都市規模之大小等。

(3) 服務時間及容量 (Service time and Capacity) 由

調查知，支線上之跟車時距 (move-up time) 佔臨界間距 60 % 左右，因此可得到支線之容量：

$$C = q_1 \cdot \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ i \cdot \int_{a + (i-1)a_m}^{d + i a_m} f_1(h_1) dh_1 \right\}$$

C : 支線容量 (veh / sec)

q_1 : 主幹線流量 (veh / sec)

a : 臨界間距，由表 3.4 得來 (sec)

a_m : 跟車時距 ($0.6a$)

$f_1(h_1)$: 平均數 $1 / q_1$ 秒的時間分佈函數

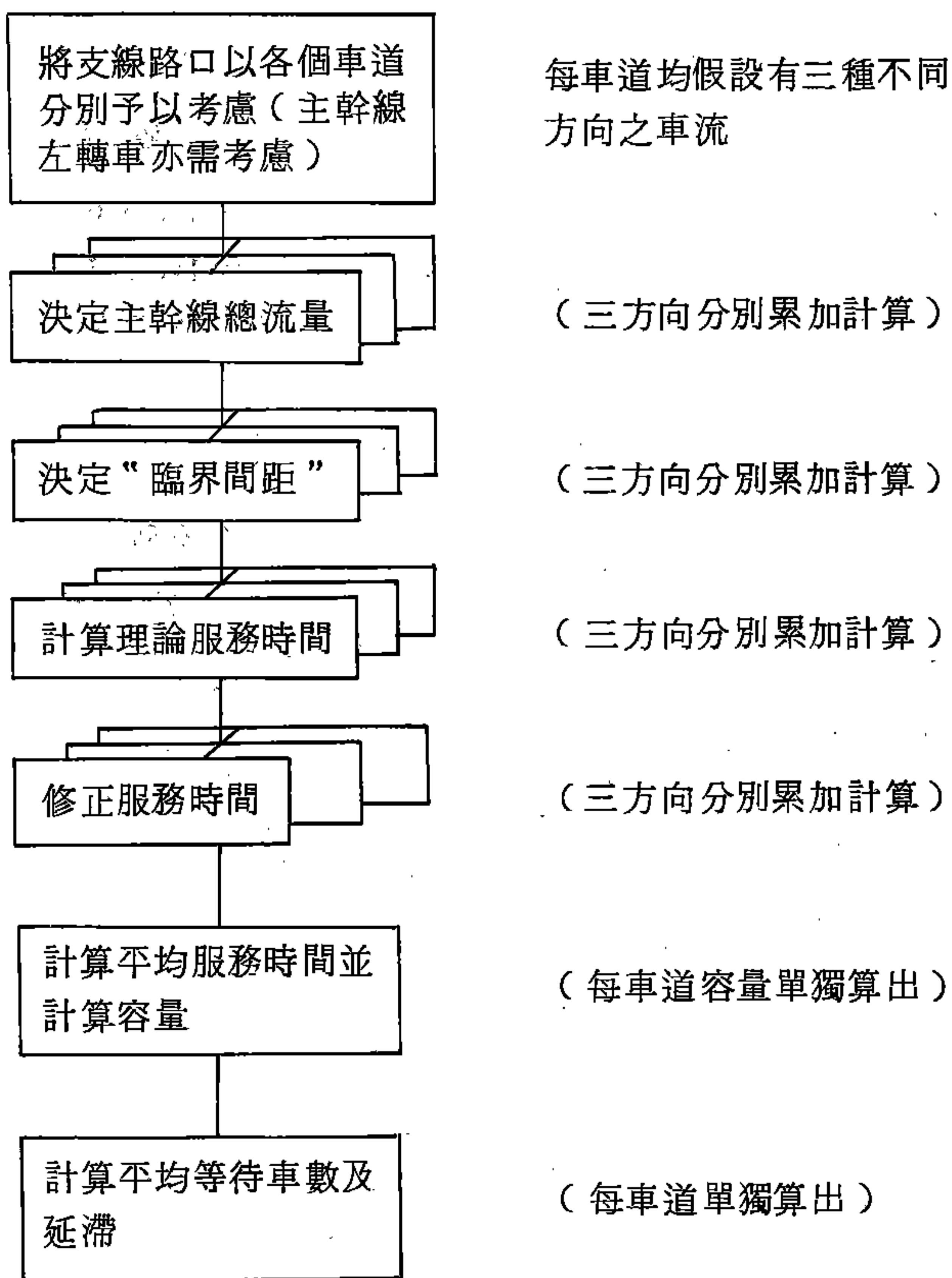


圖 3-4 1977 瑞典容量手冊非號誌交叉口支線容量及延滯計算程序

資料來源：〔TRB . SCM. 1977〕

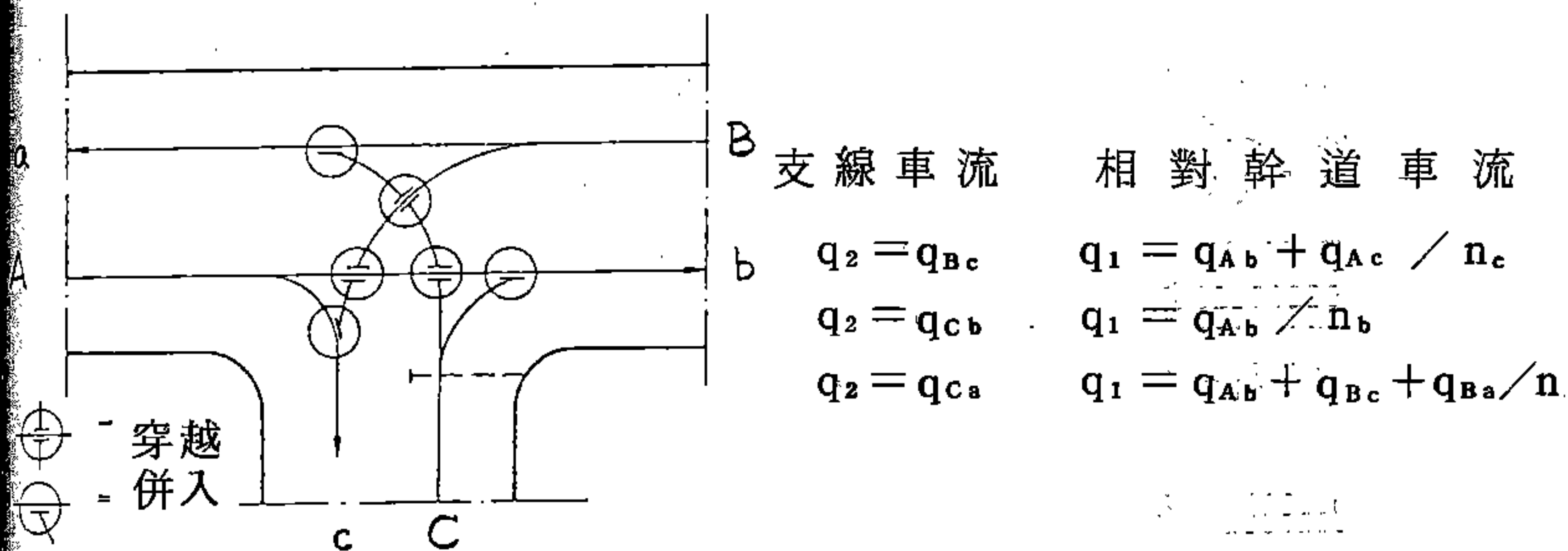


圖 3-5 1977 SCM非號誌交叉口衝突流動

資料來源：〔TRB.SCM.1977〕

表 3.4 1977 SCM非號誌交叉口臨界接受間距

幹道行車速 (公里/小時)	支道類型 (停或讓)	幹道左轉	支道		
			右轉	直進	左轉
50	讓	5.0	4.8	5.2	5.3
	停	5.0	5.5	5.8	6.0
70	讓	5.8	6.0	6.0	6.2
	停	5.8	6.5	6.5	6.8
90	停	6.5	7.2	7.0	7.5

資料來源：〔TRB.SCM.1977〕

關於某一車道同時爲二種或三種流動使用時，則引用了道路負荷值，(load of factor, B) 之觀念。

$$B = \sum_k q_k (\bar{d}_s) K$$

B : 某車道上之容量比，負荷值

K : 車流代號

q_k : 該車道上車流 K 之流量 (veh / sec)

$(\bar{d}_s)_k$: 車流 K 之平均服務時間

將 B 值計算出後，車道流量即可由調查車流除以 B 值而獲得。

(4) 排隊長度及延滯 (Queue Lengths and Delay)

1977 SCM [7] 以下式求出平均等候車之個數 (\bar{N}) :

$$\bar{N} = B + [B^2 / (1 - B) \times (1 + C^2) / 2]$$

$$C^2 : V_{sr} (\bar{d}_s) / (\bar{d}_s)^2$$

等待時間 \bar{d}_w ，則由下式獲得：

$$\bar{d}_w = \bar{N} / q_2$$

q_2 : 支線車道車流 (veh / sec)

3.1.3 其他非號誌交叉口容量分析法 [5]

1. 容量方法 (Capacity Approach) : 先假設主要道路之流量分配，再經由間距接受之步驟而求出支線之流量。

2. 延滯方法 (Delay Approach) : 先計算出支線之延滯 (受主幹線流量之影響) 之後求出容量及服務水準。

1. 容量方法 (Capacity Approach)

其乃綜合 Grabe 之假設：主幹線流爲隨機，且其間距之分配是

負指數 (negative exponential) 分配，以及 Harders 所提出的跟車間距 (following-gap) 之觀念，而建立下式：

$$q_{\max} = Q \times e^{-\beta} / (e^{\alpha} - 1)$$

$$\alpha = Qt_2 / 3600$$

$$\beta = Q (t_1 - t_2) / 3600$$

q_{\max} ：支線的最大可能流量

Q ：主幹線之流量

t_1 ：駕駛所能接受之最小間距

t_2 ：跟車間距

2. 延滯方法 (Delay Approach)

依 Tanner 之假設：主幹線、支線之車流到達交叉口都是隨機，其通過交叉口之時間分別為 β_1 、 β_2 ，當交叉口內有車時，支線上之車在 α 時間內不能進入，則當 Delay 無窮大時，支線之最大流量 q_{\max} 如下：

$$q_{\max} = Q (1 - \beta_1 \cdot Q) / (1 - e^{-\beta} \cdot e^Q) \cdot e^{Q(\alpha - \beta_1)}$$

Q ：主幹線之流量

當然此法若假設不同之分配，則會有不同之結果。

3.1.4 國內之相關研究

郭正成君對於非號誌交叉口、汽車及機車接受間距特性之研究中〔46〕將汽車及機車穿越交叉口之運行分為四類：

- (1) 二階段直進穿越幹道 (T_2)
- (2) 一階段直進穿越幹道 (T_1)
- (3) 二階段左轉併入幹道 (L_2)
- (4) 一階段左轉併入幹道 (L_1)

並分別調查分析機車及汽車在不同之運行下，其接受間距及半間距

(lag) 之大小及其分配函數。其分析結果顯示，古柏氏曲線可適當地反應機車間距接受函數，且接受間距之分配符合 Gamma 分配。所分析之各項臨界間距值，可作為國內臨界間距值研擬之參考依據。

3.2 交通特性分析

3.2.1 非號誌交叉口有關法規

依據道路交通標誌標線號誌設置規則第二百零四條 [59]，對於交叉路口裝設行車管制號誌，有其設置之標準。若未達其標準，而需裝閃光號誌時，幹道應為閃光黃燈，支道應為閃光紅燈（該規則第二百零九條）。若不需裝閃光號誌時，則在安全停車視距不足之交叉口支道上設置「停」車再開標誌（該規則第五十六條），在視線良好之交叉口支道上設置「讓」路標誌（該規則第五十七條）。

非號誌交叉口，一般多為主要道路（幹道）與次要道路（支道）的交點。本節針對此型交叉口的基本特性、車輛間距接受特性及駕駛者違規特性進行分析。

3.2.2 基本特性

1. 車流特性：

在非號誌交叉口，車流依其行進方向，主要可分為下列三類：

- (1) 分出 (Diverging)：自車流中分出，往左、右或其他方向行駛。如圖 3-6 (a)
- (2) 併入 (Merging)：由左、右或其他方向之來車、併入另一車流。如圖 3-6 (b)

(3) 穿越 (Crossing) : 車流與另一車流相交叉。如圖 3-6 (c)

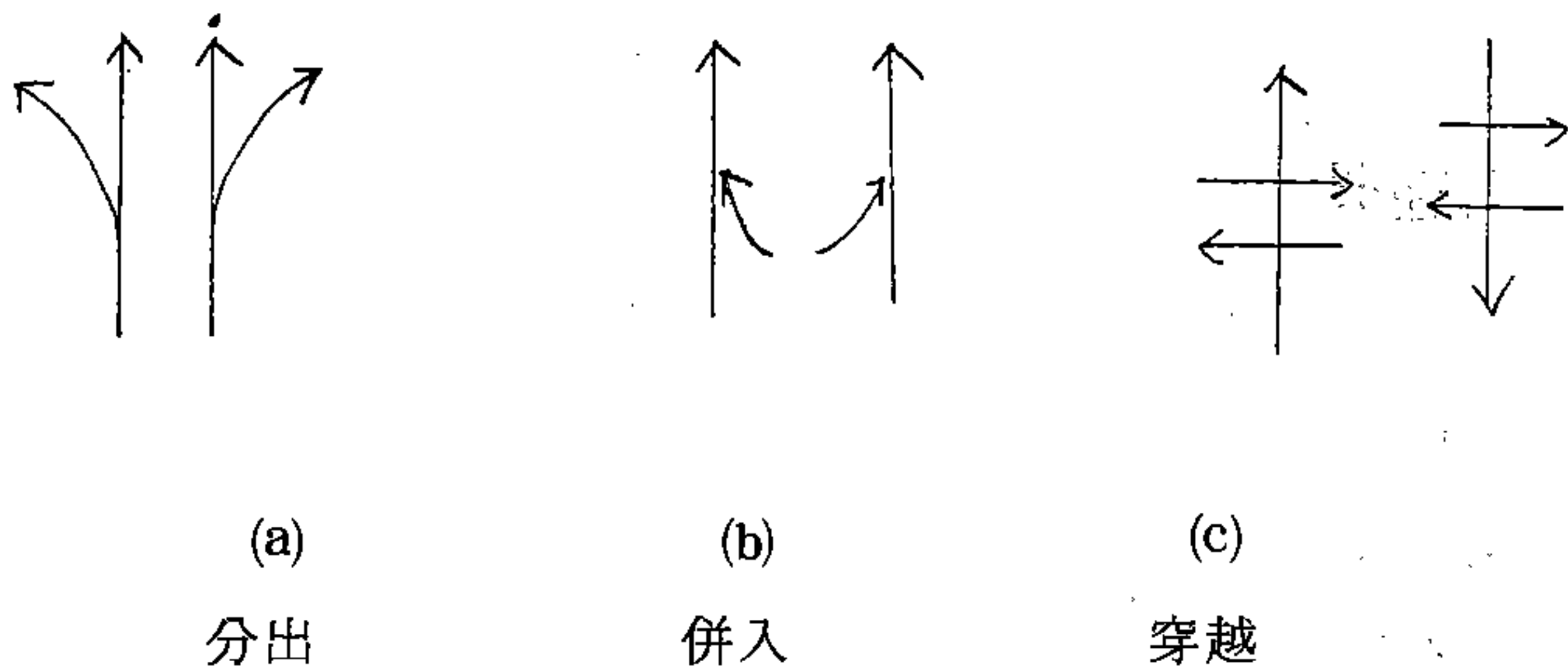


圖 3-6 非號誌交叉口車流行進圖

2. 路口特性

(1) 幹道路口，其變化之型式主要有：中央分隔、快慢分隔、車道數及車道寬等四個變數。

(2) 支道路口，大都沒有中央分隔島與快慢分隔島的存在，其車道數與車道寬也都比幹道路口小。

3.2.3 接受間距特性

在通過非號誌交叉口時，幹道上的主流動 (Major Movement) 有先行通過交叉口之優先權。而相對於主流動的次流動 (Subject-Movement)，只有利用主流動上所產生的間距 (Gap) 或半間距 (Lag)，以行使其通過交叉口的權利。各次流動包括：1. 支線右轉、2. 幹線左轉、3. 支線直行以及 4. 支線左轉，如圖 3-7 所示。

1. 幹線間距特性

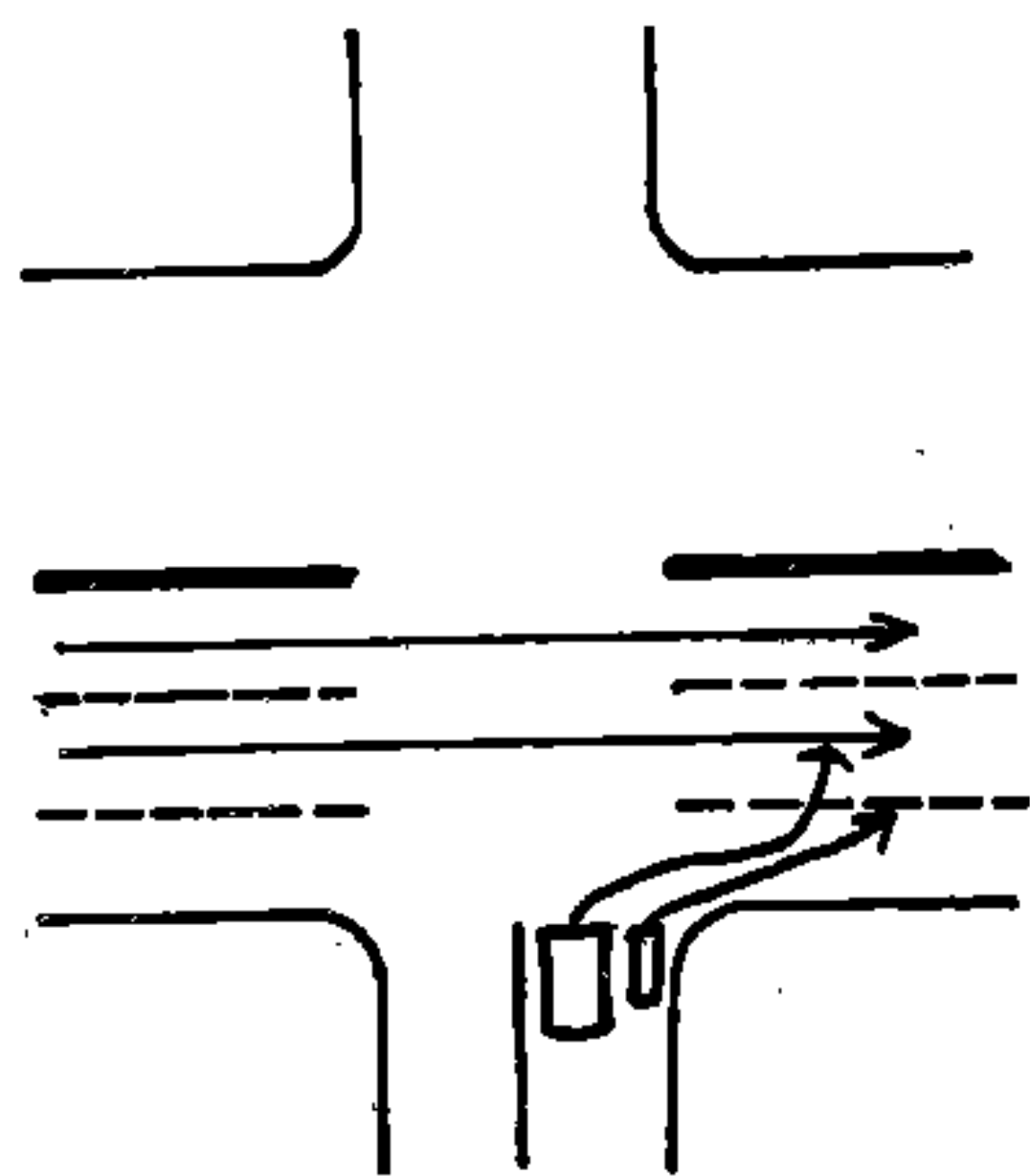
幹線上車流，可能受上游號誌交叉口影響，而有成群車隊之現象，抑或不受任何因素影響，而以隨機到達形式通過路口。另外，台灣地區機車夾行於幹道車流中，使得幹道之間距特性更加複雜，且可利用之間距減少。

2. 支線右轉受間距特性

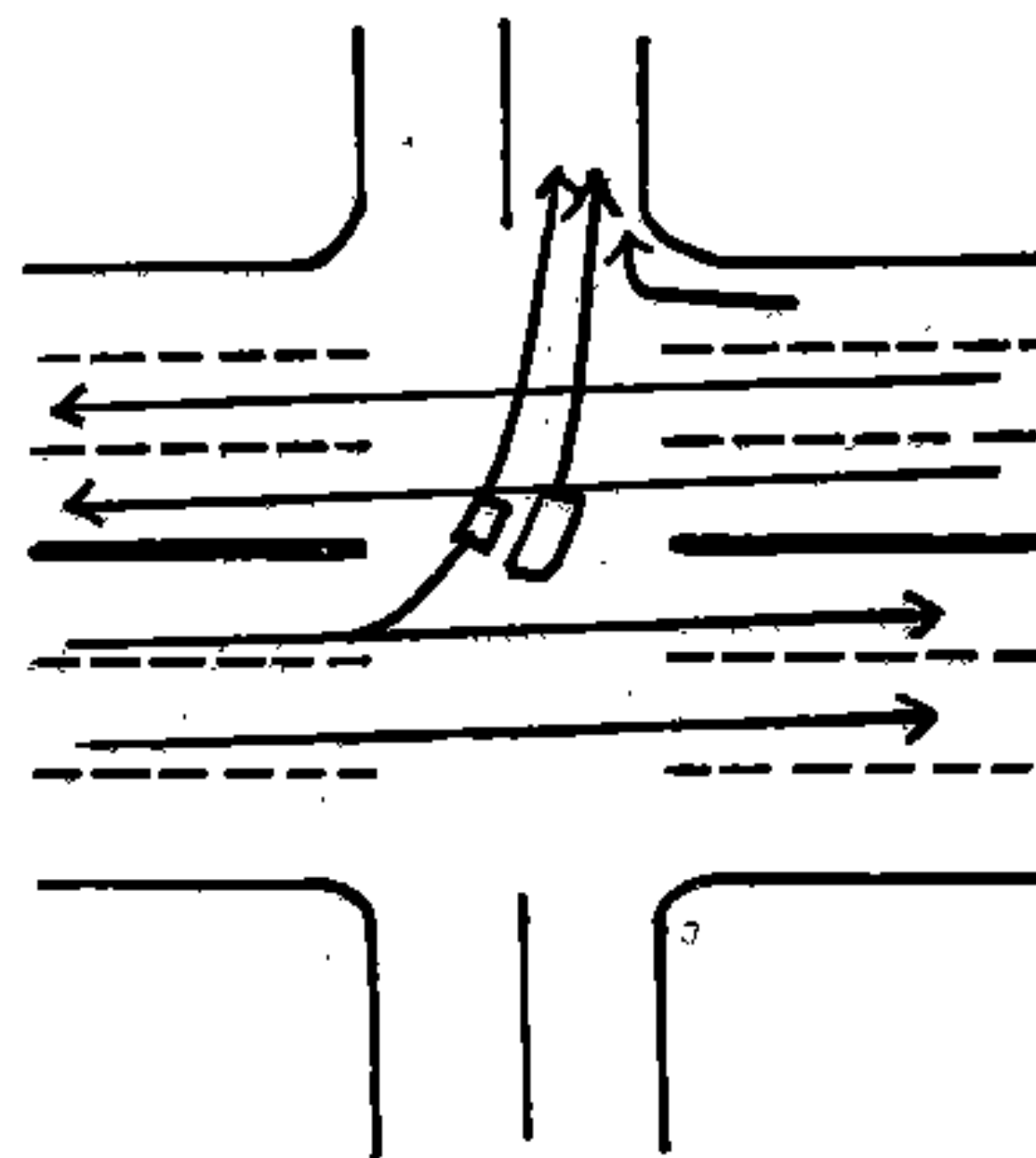
支線右轉屬於先分出再行併入之流動，其併入幹道間距接受之行爲，受幹道的車流量及車道數影響。一般而言，台灣之幹道，其外側皆有一混合車道，可供慢行汽車及機車行駛，且在非號誌交叉口其幹道車流量並不大，所以，支線右轉較少產生間距接受之行爲，而機車在支線右轉時更無併入之困難，如圖 3-7 (a)。

3. 幹線左轉間距接受特性

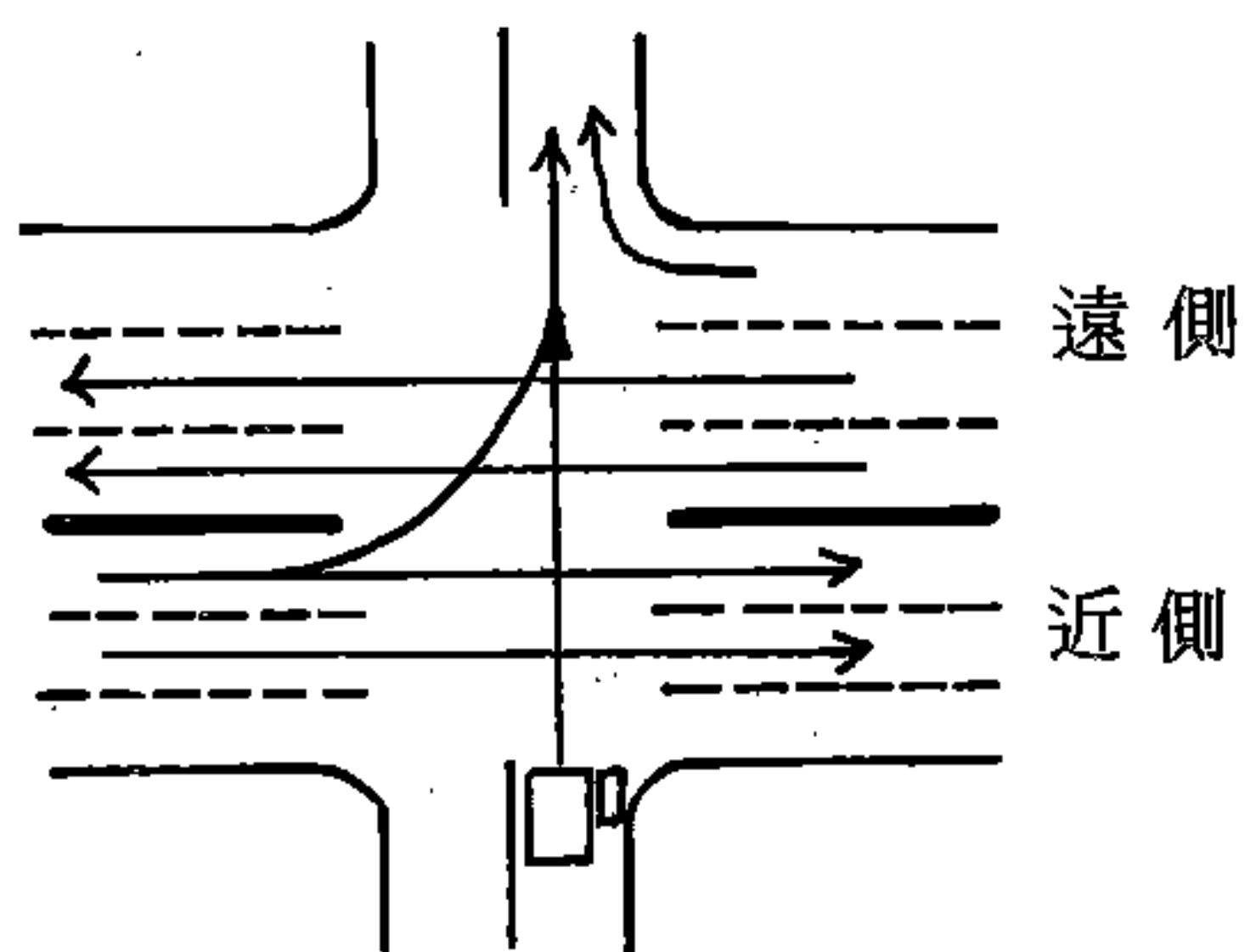
幹線左轉乃由內側快車道分出車流，經交叉口穿越對向幹線車流，左轉併入支線車流。此一流動之完成必須經過二次接受間距之行爲，即穿越對向幹線直進車流，及併入對向幹線右轉車流。一般而言，幹道之右轉交通量並不多，因此，汽車若能接受對向幹線直進之間距，即可完成幹線左轉之流動。



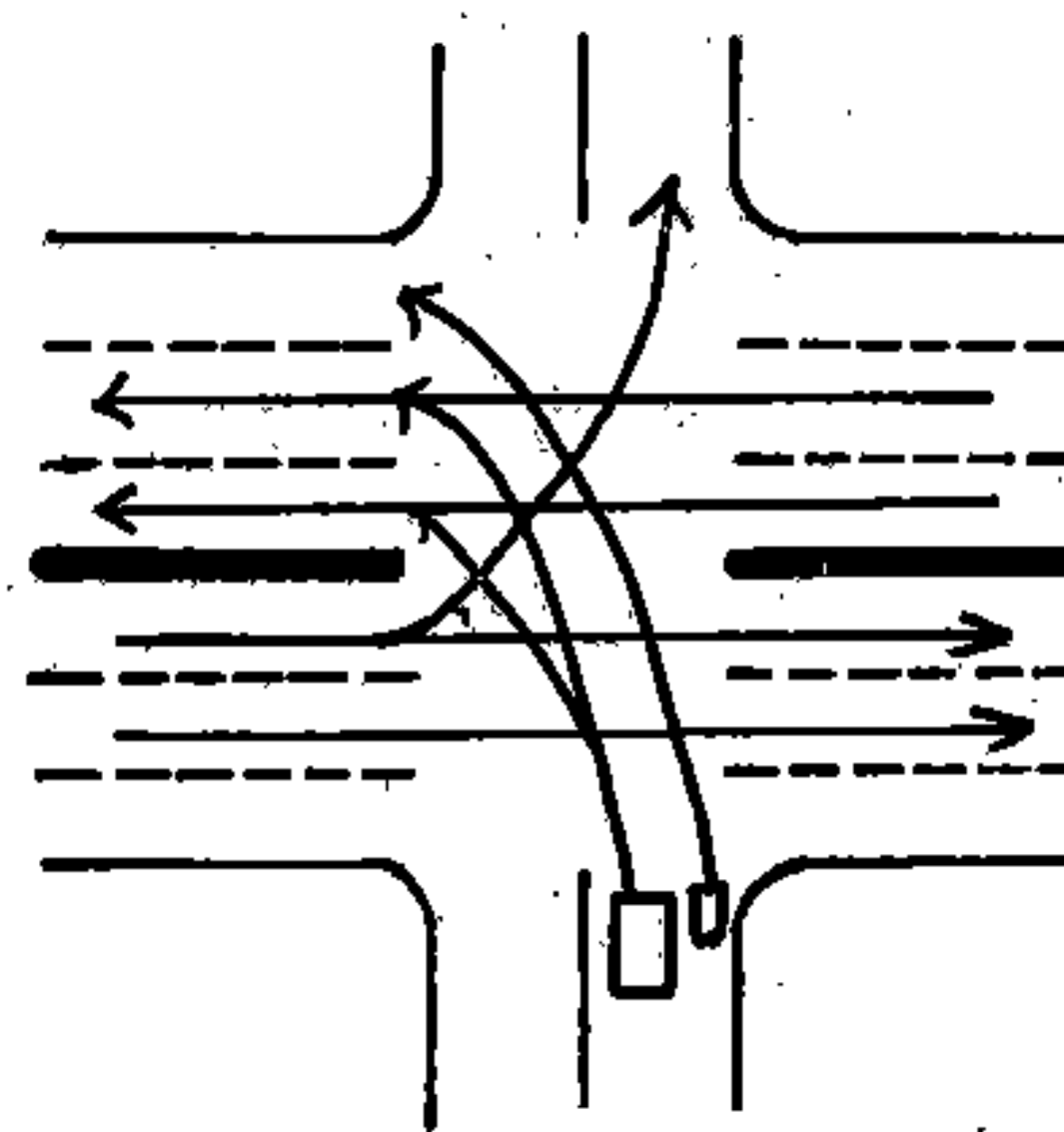
(a)支線右轉



(b)幹道左轉



(c)支線直行



(d)支線左轉

圖 3-7 不同運行下之間距接受圖

幹線左轉流動常以車隊接受某一較大之間距。機車，由於機動性大，則併隨在汽車之兩側一同通過，或先行起動，領先通過交叉口，如圖 3-7 (b)所示。

4. 支線直行接受間距特性

支線直行必須穿越近側幹線直行車流及遠側幹線直行車流後，再併入近側幹線左轉及遠側幹線右轉車流，所以此一流動之完成，須經過四次接受間距之行爲。

所謂「近側」(Near Side)乃指對支線之汽車，當其通過交叉口所須先通過之車道；反之，在中央分隔島另一側之車道即稱爲遠側(Far Side)。通常，近側間距較遠側間距值小，故支線直行主要以接受此二間距爲對象，如圖 3-7 (c)所示。

一般而言，此流動有二種運行(Maneuver)方式：爲一階段直進穿越幹線，與二階段直進穿越幹線。

- (1)一階段直進穿越幹線，在近遠側之間距都足夠大時，汽車、機車可以一次直接完成穿越行動。
- (2)二階段直進穿越幹線，係在完成穿越過程中，已在中央分隔島處停留或明顯減速，以等待適當間距再行穿越遠側幹線。

此一流動中的機車，常伴隨在汽車右側，隨汽車隊行進而通過交叉口。但機車的接受間距往往小於汽車之接受間距，故有不少機車可能先行通過交叉口而汽車仍停等於中央分隔島處。

5. 支線左轉接受間距特性

支線左轉先由支線車流中分出，穿越近側幹線直行車流，近側幹線左轉車流及遠側幹線直行車流，再併入遠側幹線。所以此一流動之完成，須經過三次接受間距的行爲，如圖 3-7 (d)所示。

完成此一流動，亦可分爲兩種運行方式：一階段左轉併入幹

線與二階段左轉併入幹線。

- (1)一階段左轉併入幹線，乃在近側與遠側的間距均足夠大時，汽機車可以一次完成穿越近側車道和併入遠側車道之行爲。
- (2)二階段左轉併入幹線，乃在完成穿越的過程中，已在中央分隔島處停留或明顯減速，以等待適當的間距再行併入遠側幹線。此一流動中的機車，常併隨在汽車的兩側，隨著汽車隊的行進而通過交叉口，但機車也會接受較小之間距而先行通過交叉口。

3.2.4 違規特性

在非號誌交叉口，幹道通常的賦予優先通行權，支道則只有等待幹道上產生合適之間距，再行駛通過交叉口。然而，在國內，幹道之優先權並未受到重視，支道車流常爭先搶道，穿越幹道。因此，非號誌交叉口常形成了幹道延滯及肇事之主要地點。

本研究以攝影觀察分析，在非號誌交叉口的車流的違規特性，可概分爲三類：1.強行佔道停、等。2.強行接受間距及 3.非法運行。

1. 強行佔道停、等

由於主流動上之車流量不大，再加上幹線上的道路夠寬，常會“誘使”次流動上之車輛在等待接受合適之間距時，超越停等線等待。（如圖 3-8 (a) 所示）。此一行爲，常會影響幹道 A、B 車流正常之運行。此外，在次流動上之車輛（尤以機車爲甚），亦有行車到路口中央時，再行停車或明顯減速，以等待主流動之車流通過，如圖 3-8 (b) 所示。

由於次流動上之車輛有上述強行佔道停等的違規特性，因此，常使得幹線車輛不得不減速變換車道，以避開正在停等之車輛。

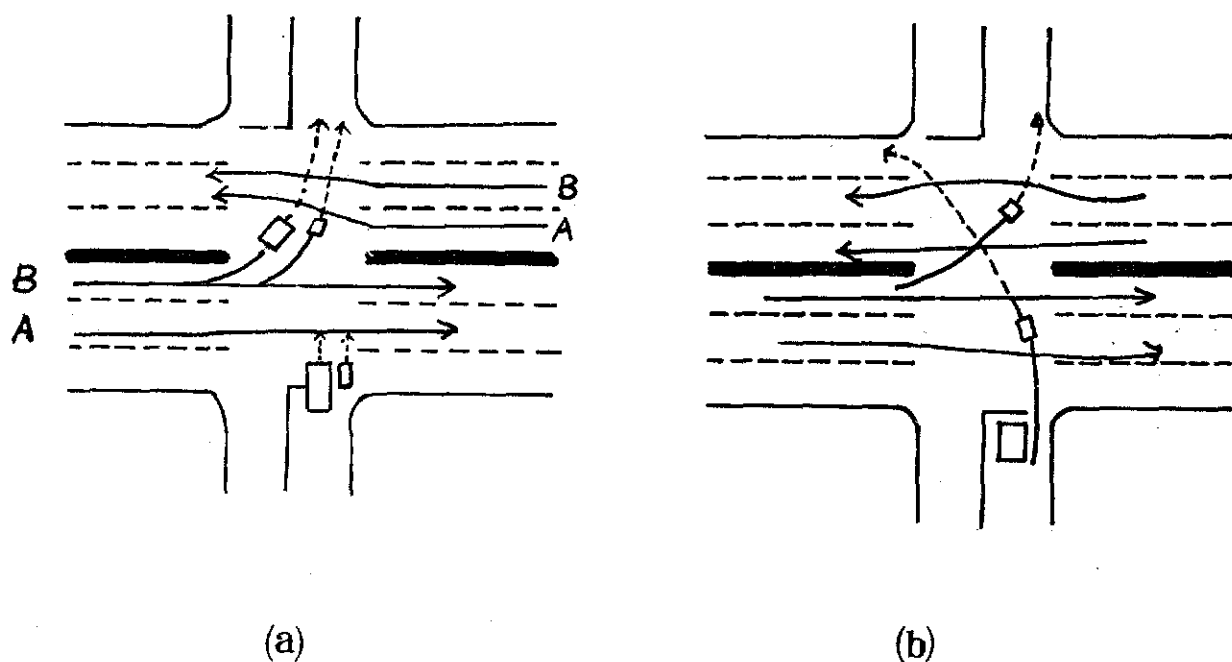


圖 3-8 強行佔道停等圖

2. 強行接受間距

當幹線上車流量較大時，而在次流動上之延滯漸增時，次流動上車輛有強行接受不合適間距之傾向。此外，在接受間距時，有成群接受某一間距之行爲。上述強行接受間距之違規特性，導致幹線來車，不得不緊急停止；讓其穿越或併入，常見現象是幹線來車不停鳴喇叭，也因而影響到幹線車流行車之順暢。

由於有強行接受間距的違規行爲，所以各次流動在對於接受同一間距時，有明顯的爭先恐後及“大車吃小車”現象，其所產生的交織情形，如圖 3-9 所示。由圖中可知，在交叉口正中央附近交織最密。接受間距，毫無優先順序，導致延滯增加，機車則在此情況中穿流迂迴前進。

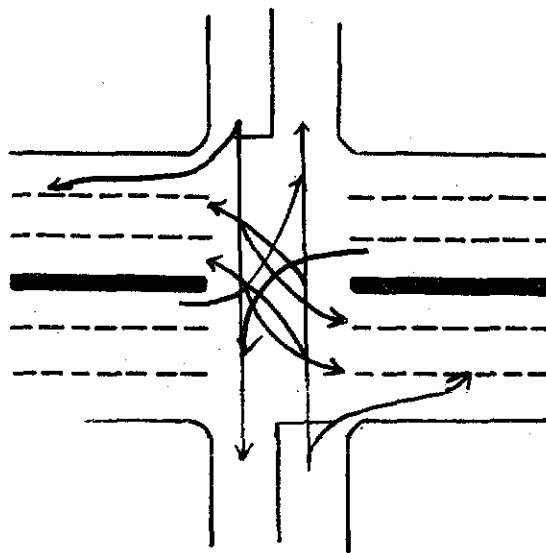


圖 3-9 各次流動接受間距交織圖

3. 非法運行

支道機車左轉併入幹線，應併入幹道之慢車道，但機車迂迴併入慢車道之情形，則經常發生如圖 3-10 之 A 車。此外，在設

有禁止迴轉標誌之幹道上，利用中央分隔島缺口處迴轉之行車，亦屬違規行為，如該圖 B 車。

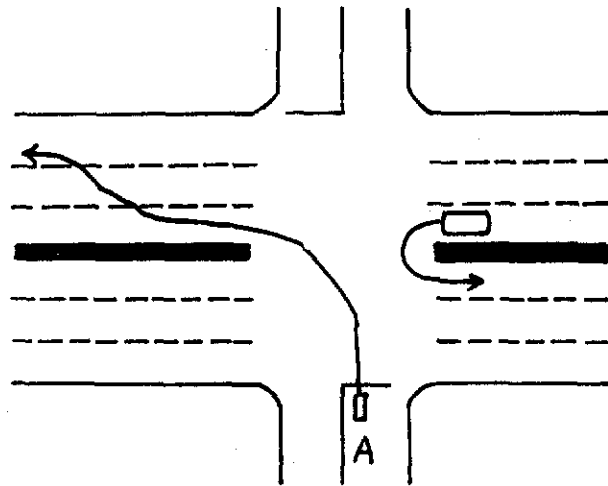


圖 3-10 違規運行圖

3.3 容量分析基本架構

3.3.1 基本架構

本研究對於非號誌交叉口容量分析之基本架構，主要以法國 1974 OECD [5] 及美國 1985 HCM [12] 方法為依據，再針對台灣現有之交通特性作修正調整，其基本架構如圖 3-11 所示。

3.3.2 輸入基本資料

1. 幾何配置條件

輸入之幾何配置條件有以下六項：

- (1) 支道路口寬與幹線內車道寬。
- (2) 支道機車混合比與幹線左轉機車混合比。
- (3) 坡度。

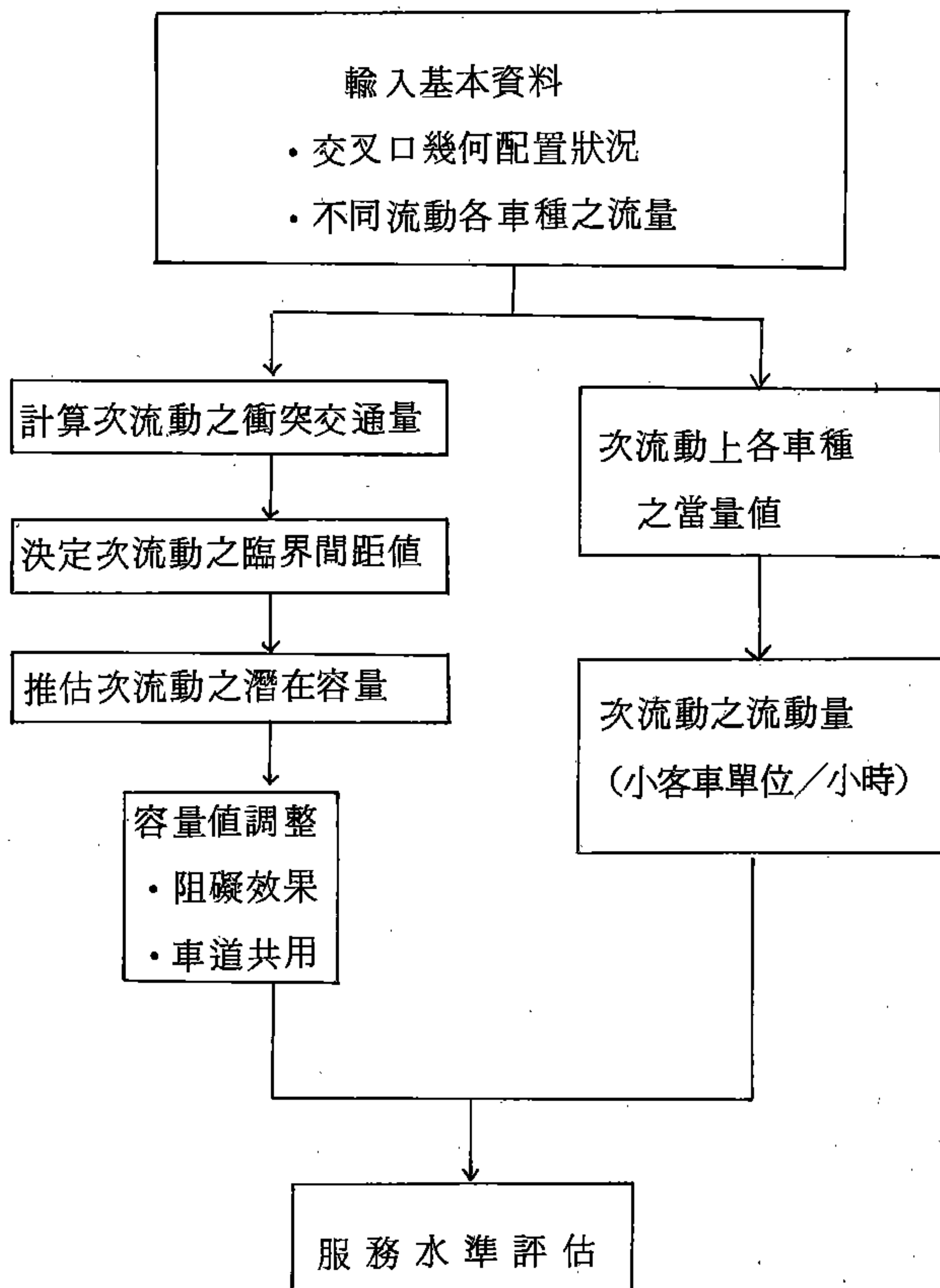


圖 3-11 非號誌交叉口容量分析架構

(4)支道標誌（“停”標誌或“讓”標誌）。

(5)幹道車道數。

(6)幹道速限。

由(1)、(2)、(3)可查表 3.5、表 3.6、表 3.7 得知各流動之當量值，及各次流動之機車當量值。表 3.5、表 3.6 分別是支線流動機車之當量值及幹線左轉機車之當量值，表 3.7 係美國 1985 HCM 次流動上各車種之當量值。

表 3.5、表 3.6 乃針對次流動上之機車作當量值之調整，由於在次流動上的車種大都處於靜止狀態，再起動接受間距，通過交叉口；此不同於在主流動上機車流動，均處於動態中，故有表 3.5、表 3.6 之建議表（詳見實證分析）。

表 3.5 支線流動之機車當量值

當量值 W	混合比 α	$\alpha \leq 0.33$	$0.33 < \alpha \leq 0.66$	$\alpha > 0.66$
$W \geq 4.0$		0	0	0.06
$W < 4.0$		0.3	0.2	0.15

α :機車數/所有車數
W:路口寬(公尺)

表 3.6 幹線左轉之機車當量值

當量值 W	混合比 α	$\alpha \leq 0.33$	$0.33 < \alpha \leq 0.66$	$\alpha > 0.66$
$W \geq 3.0$		0	0	0.15
$W < 3.0$		0.5	0.35	0.25

α :機車數/所有車數
W:內側車道寬(公尺)

表 3.7 次流動上其他車型的小汽車當量值

車 型	坡 度 (%)				
	- 4	- 2	0	+ 2	+ 4
小 汽 車	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
大 型 汽 車	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
聯 絡 拖 車	1.2	1.5	2.0	3.0	6.0
設 定 值 *	0.9	1.0	1.1	1.4	1.7

* 若車種組成不明，則此值被建議使用

資料來源：[TRB, HCM . 1985]

2. 流量狀況

(1) 各次流動的流量值（小客車當量／小時）：由實地調查各次流動的車型數目，經由表 3.5、表 3.6、表 3.7 可以將各次流動之流量值（小客車當量／小時）求出，此值之求算，主要是對各次流動作服務水準評估之用。

(2) 路口各流動之流量值（輛／小時）：由實地調查資料輸入，以決定各次流動之衝突交通量。由於在衝突交通，間距之形成係以車輛為單位，故要將各流動之流量值（輛／小時）也同時輸入，以求得衝突交通量。根據郭正成君 [46] 之研究，汽車在接受間距內無機車下，其直行之臨界間距為 3.819 秒，而在接受間距內有一輛以上機車下，其直行的臨界間距為 4.534

秒；由此可知，機車的影響力不足以視為一輛小客車，故建議以衝突機車流量視為臨界間距值調整因素。

3.3.3 決定每一次流動之衝突交通量 (Conflicting traffic)

在非號誌交叉口，次流動是依據接受間距之行爲在路口運行。

衝突交通量 $V_{c,i}$ 定義如下：“與 i 運行相衝突的交通量總和，以（輛／小時）為單位”，其值大小，代表使用間距之難易狀況。

計算各流動衝突交通量之大小如表 3.8 所示。其中 r 、 ℓ 、 t 分別表示右轉、左轉及直進車流， n 表進入路口之車道數， V_o 表對向車流，衝突交通量的大小說明如下：

- (1) 對於支線右轉、支線直行及支線左轉等三項次流動，幹線右轉交通量（ V_r 或 V_{ra} ）對其影響量二分之一。此因幹線右轉車是否有顯示右轉方向燈，會影響到支線車流之駕駛行爲。此外，若是幹線上有右轉車專用道，則幹線右轉流量對於支線車流的行爲將無影響，故必須將該值（ $\frac{1}{2} V_r$ 及 $\frac{1}{2} V_{ra}$ ）除去。
- (2) 對於穿越車流，其衝突交通量即為與該流動衝突之總流量，對於併入車流，由於車流行爲可能併入到任一最方便併入之車道，例如：支線右轉車流會併入幹線之最外側車道，支線左轉車流會併入幹線之最內側車道、支線直行，則視機會併入對向路口之任一車道。因此，併入車流之衝突交通量，應將其衝突交通量除以併入路口之車道數。
- (3) 在支線左轉及支線右轉併入幹道時，幹道車流常有避讓到其它車道之行車行爲，以讓其較安全併入，其折減值設定為 $\frac{1}{2}$ ，故在支線右轉時， V_t / n 量必須再乘以 $\frac{1}{2}$ ，而在支線左轉時， V_{tb} / n 與 V_{or} / n 亦須再乘以 $\frac{1}{2}$ 。同理，在幹線左轉與支線直行時亦有此一行爲，故將 V_r / n ， V_{ra} / n ， V_{rb} / n 皆再乘以 $\frac{1}{2}$ 。此外

表 3.8 各次流動的衝突交通量

次流動	衝突交通量 V_{ci}	圖	例
支線右轉	$\frac{1}{2} V_r^* + \frac{1}{2} \frac{V_t^{**}}{n}$		
幹線左轉	$V_t + \frac{1}{2} \frac{V_r^{**}}{n}$		
支線直行	$\frac{1}{2} V_{ra}^* + V_{ta} + \frac{1}{2} \frac{V_{la}^{**}}{n} + V_{lb} + V_{tb} + \frac{1}{2} \frac{V_{rb}^{**}}{n}$		
支線左轉	$\frac{1}{2} V_{ra}^* + V_{ta} + V_{la} + V_{lb} + \frac{1}{2} \frac{V_{tb}^{**}}{n} + V_o + \frac{1}{2} \frac{V_{or}^{**}}{n}$		

* : 若幹線有右轉專用道，此值可以除去。

** : 若 $n = 1$ ，則將 $\frac{1}{2}$ 除去。

，若路口僅有一車道（即 $n = 1$ ），則此避讓行為不發生，故以上各值不需再乘以 $\frac{1}{2}$ 。

3.3.4 臨界間距值之設定

本研究以郭正成君對於汽車、機車接受間距之研究成果為基礎，參酌國外相關文獻，研訂適合我國的臨界間距值，如表 3.9 所示。表 3.9 中各相關數值的由來，請參見「實證分析」章。

3.3.5 求算潛在容量（Potential Capacity）

由某一流動的臨界間距值及其衝突交通量，利用接受間距理論，則可以將該流動之潛在容量計算出來，其步驟如下：

(1) 確定在衝突交通流時的間距分配 $f(t)$ 。

$$(2) P_r (a + (x - 1) a_m < t < a + x \cdot a_m) = \int_{a + (x-1)a_m}^{a + x a_m} f(t) d_t \dots\dots\dots (3-1)$$

（ 3 - 1 ）式代表著衝突交通流間距在（ $a + (x - 1) a_m$ ）， $a + x \cdot a_m$ ）範圍內的機率。

(3)（ 3 - 1 ）式求出的機率值乘上衝突交通量 V_c ，即為單位時間內該範圍內間距之個數。若 a 表臨界間距， a_m 表跟車時間（ move-up time ），則各種間距可通過之汽車為：

間距大小， t	通過車數， x	單位時間內之間距數
$t < a$	0	$V_c \times P_r (t < a)$
$a < t < a + a_m$	1	$V_c \times P_r (a < t < a + a_m)$
$a + a_m < t < a + 2 a_m$	2	$V_c \times P_r (a + a_m < t < a + 2 a_m)$
$a + 2 a_m < t < a + 3 a_m$	3	$V_c \times P_r (a + 2 a_m < t < a + 3 a_m)$
⋮	⋮	⋮

表 3.9 非號誌交叉口各次流動汽車之臨界間距值

基 本 臨 界 間 距 值 ， 秒					
次 流 動 型 式 與 支 線 控 制 型 式		幹道速限， S_e KPH			
		$S_e \leq 40$		$S_e > 40$	
		幹 線 車 道 數			
		2	4	2	4
① 支 線 右 轉	停	3.0	3.0	4.0	4.0
	讓	2.5	2.5	3.5	3.5
② 幹 線 左 轉		3.0	3.5	3.5	4.0
③ 支 線 直 行	停	3.9	4.4	4.9	5.9
	讓	3.4	3.9	4.4	5.4
④ 支 線 左 轉	停	4.0	4.5	5.0	6.0
	讓	3.5	4.0	4.5	5.5
修 正 臨 界 間 距 值 ， 秒					
狀 況					修 正 值
交叉口劃設有行人穿越道，次流動①、②、③、④					+ 0.5
中央分隔島寬小於 2 公尺，次流動③、④					+ 0.5
視 距 受 限 制					+ 1.0
衝突交通量中， $V_m^* \geq 1000$ ，所有流動					+ 1.0
$1000 > V_m \geq 500$ ，所有流動					+ 0.5

* : V_m 表 每 小 時 的 機 車 數

(4)利用期望值 (Expected Value) 觀念可求得潛在容量, C_p :

$$\begin{aligned} C_p &= E(x) \\ &= 0 \times V_c \times P_r(t < a) + 1 \times V_c \times P_r(a < t < a + a_m) + 2 \times V_c \\ &\quad \times P_r(a + a_m < t < a + 2a_m) + \dots \dots \dots \\ &= V_c \cdot \sum_{x=1}^{\infty} \left\{ X \int_{a+(x-1)a_m}^{a+Xa_m} f(t) dt \right\} \dots \dots \dots (3-2) \end{aligned}$$

本研究假設衝突交通量爲波以森分配 (Poisson distribution) 則其車間距之分配屬負指數分配 (Negative exponential distribution) ; 即 $f(t)$ 由 (3-3) 、 (3-4) 式表示 :

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \dots \dots \dots (3-3)$$

$$\text{又 } \lambda = \frac{V}{3600}$$

$$\text{則 } f(t) = \frac{V_c}{3600} e^{- (V_c \cdot t / 3600) } \dots \dots \dots (3-4)$$

將 (3-4) 式代入 (-2) 式, 則成爲 (3-5) 式 :

$$\frac{C_p}{3600} = \sum_{x=1}^{\infty} \left\{ X \cdot \frac{V_c}{3600} \int_{a+(x-1)a_m}^{a+Xa_m} e^{- (V_c \cdot t / 3600) } dt \right\}$$

根據瑞典容量手冊 $a_m = 0.6a$, 則成爲 (3-6) 式 :

$$C_p = \sum_{x=1}^{\infty} \{ X \cdot V_c \int \frac{(1+0.6x)a}{(0.4+0.6x)a} e^{- (V_c \cdot t / 3600)} dt$$

由 (3-6) 式中，可繪出衝突交通量，臨界間距值與潛在容量關係圖，如圖 3-12 示。

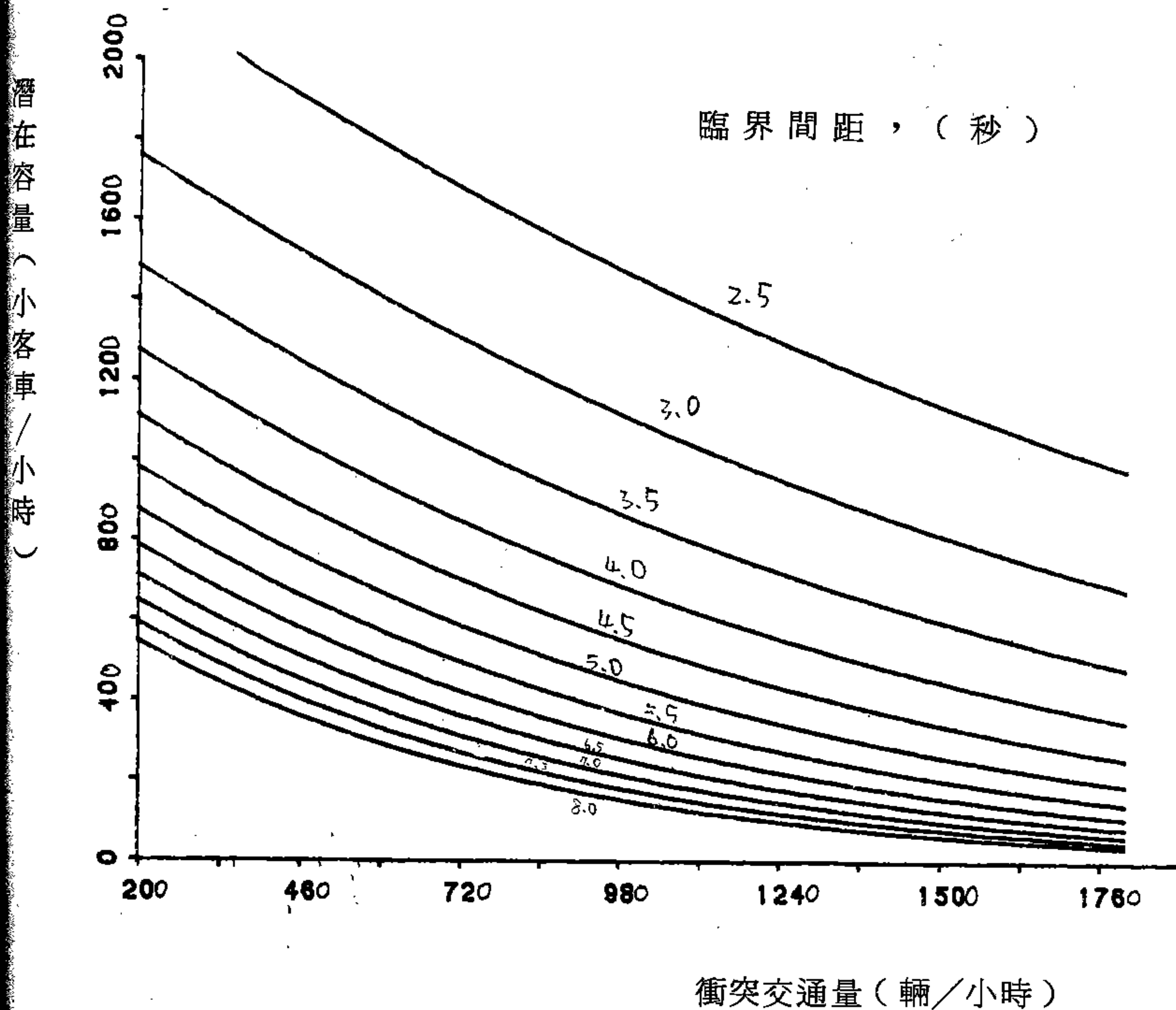


圖 3-12 衝突交通量、臨界間距值與潛在容量之關係

3.3.6 調整容量值

以上分析所求得的潛在容量值，係為「理想狀況」下之最大可能容量，其假設條件如下：

- (1) 幹線交通未阻塞支線道路。
- (2) 鄰近交叉口之交通未嚴重影響此非號誌交叉口。
- (3) 每一次流動使用著專一方向之車道。
- (4) 無其它流動阻礙次流動運行。

然而，事實上並非如此，如「間距使用之優先順序」及「車道共用」等情形均會影響潛在容量，故須予以調整。

1. 阻礙效果 (Impedance effects)

不同流動車輛在非號誌交叉口使用間距時，有其先後之順序。當高優先運行之流動較擁擠時，其可能阻礙低優先運行之流動，也因而使其潛在容量減低。

幹道車流並不受阻礙效果影響，而最高優先接受間距之支道右轉車流亦不受阻礙效果影響，阻礙效果發生在以下三種情形：

- (1) T型交叉口、支線左轉。
- (2) 十字交叉口、支線直進。
- (3) 十字交叉口、支線左轉。

以上三流動的調整容量 (C_m)，為該流動之潛在容量 (C_p) 乘以一連串之「阻礙因素」 (Impedance Factor) 即 P 值。 P 值大小如圖 3-13 所示，橫軸代表高優先運行流動之擁擠程度。圖 3-14 為阻礙因素在 T 型及十字型交叉口所有可能發生情形之圖例。

2. 共用車道之容量 (Shared - lane Capacity)

分析至此，仍假設每一流動使用專一方向車道。然而，某一

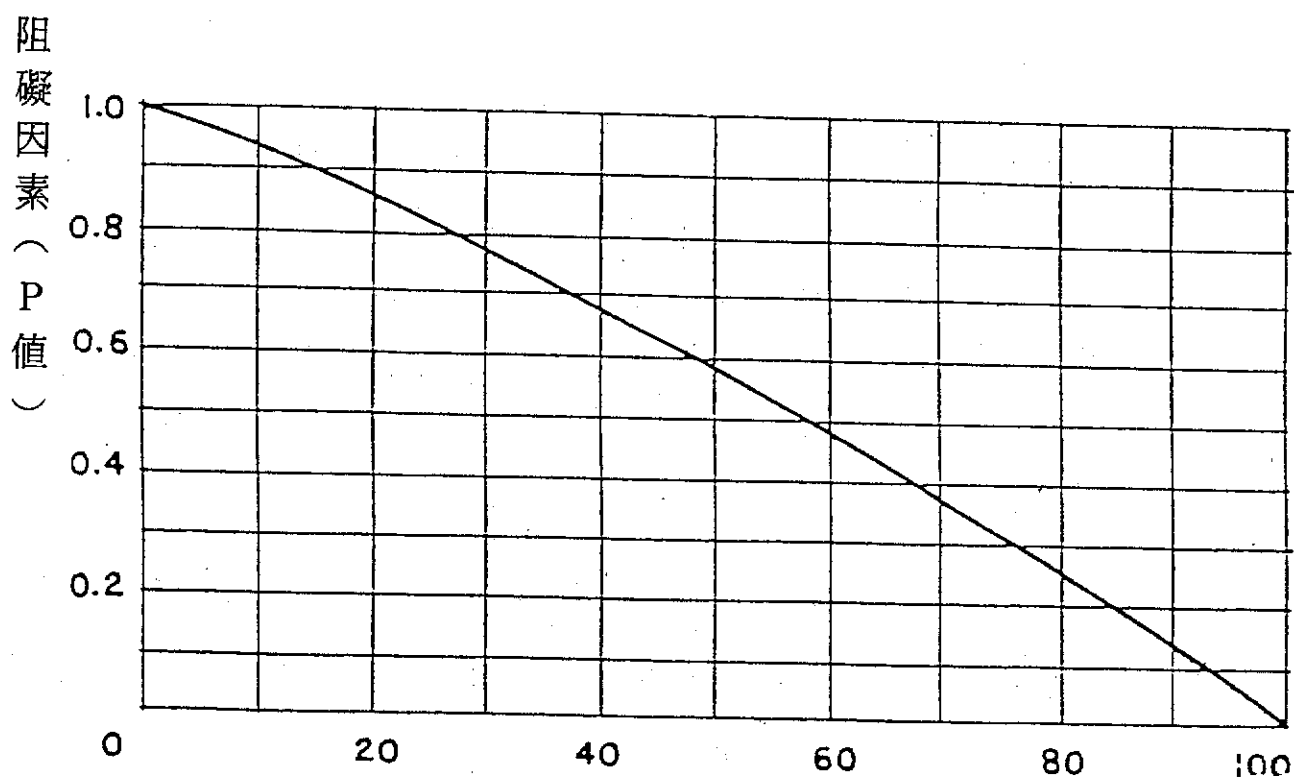
車道常同時供兩種或三種不同方向之車流使用，因不同方向流動之車輛，不能在共用車道上同時使用一可接受之間距。因此對於共用車道必須再作調整，(3-7)式即共用車道容量(C_{sh})之計算公式：

$$C_{sh} = \frac{V_l + V_t + V_r}{[V_l/C_{ml}] + [V_t/C_{mt}] + [V_r/C_{mr}]} \dots\dots (3-7)$$

其中 V_i ：在共車道上，流動之流量，小客車／小時。

C_{mi} ：在共車道上，流動之調整容量，小客車／小時。

i ：為 l 、 t 、 r 分別代表左轉，直行右轉，
小客車／小時。



調查流量對潛在容量之百分比

圖 3-13 擁擠狀況對於 P 值之影響

資料來源：[TRB.HCM. 1985]

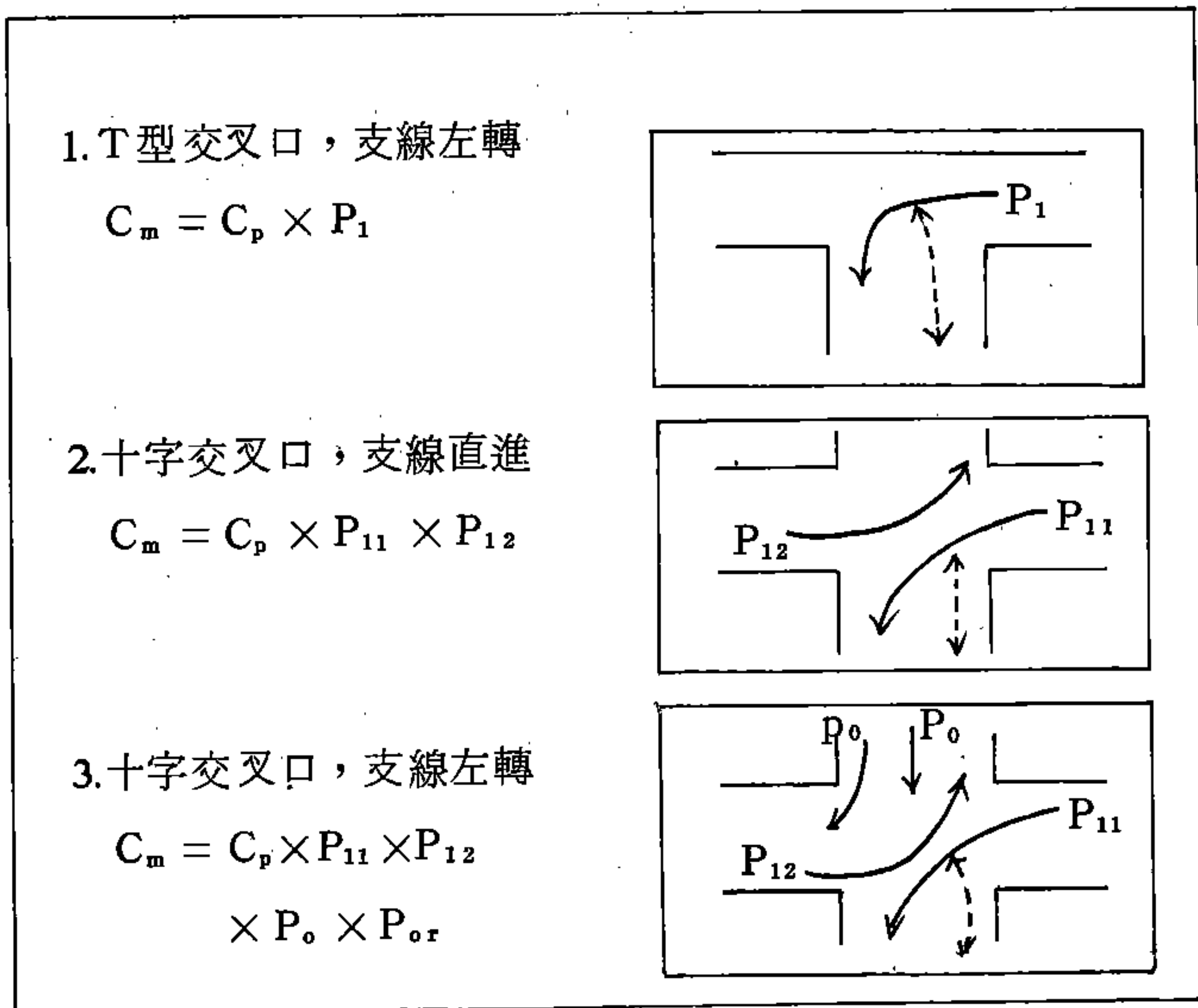


圖 3-14 阻礙因素計算之圖例

資料來源：[TRB, HCM, 1985]

3.3.7 評估服務水準

本研究參酌 1985 HCM 非號誌交叉口的評估因子進行服務水準分析。綜合上述分析，可推估出每一車道之容量。此值與實際調查該車道之流量相減，即得該車道之保留容量（Reserve Capacity, C_r ），如（3-8）式：

$$C_r = C_{sh} - V \dots \dots \dots (3-8)$$

式中：V = 實測流量（小客車／小時）

C_{sh} = 路口容量（小客車／小時）

由保留容量值的大小，可以定出該車道之服務水準，如表 3.10。整個非號誌交叉口，可將所有次流動上之車道，分別求出服務水準，其中服務水準最差者，可以代表整個非號誌交叉口之服務水準，對於個別車道，其服務水準為 D、E、F 級時，可以單獨對其做改善，如槽化設施，車道使用控制，行車速限管制，及路口視距改善等。

表 3.10 非號誌交叉口服務水準評估

保 留 容 量	服 務 水 準	車 道 之 預 期 延 滯
≥ 400	A	幾 乎 無
300 ~ 399	B	短
200 ~ 299	C	適 中
100 ~ 199	D	長
0 ~ 99	E	非 常 長
< 0	F	無 限 大

資料來源：[TRB, HCM, 1985]

3.4 實證分析

3.4.1 次流動上機車當量值之分析

3.4.1.1 基本假設

由於非號誌交叉口次流動上之汽車與機車大多在極低速率甚或靜止之狀況下，等待接受間距。因此，本研究以車輛之動態有效車長及車寬，應用車間距觀念，及側向影響的觀念，分析機車之小客車當量值。動態有效車長即為間距分析之基礎，而車寬則將車輛實體與車道寬度之影響納入考慮。表 3.11 為汽、機車有效車長、車寬基本資料。圖 3-15 則為汽、機車有效車長、車寬相互關係。

表 3.11 汽、機車之尺寸

單位：公尺

屬 性 車 種	實體長	實體寬	有 效 車 長		有 效 車 寬	
			動 態	靜 態	動 態	靜 態
小 客 車	4.00	1.55	6.00	5.50	2.00	2.00
機 車	1.85	0.75	3.00	2.20	1.00	1.00

資料來源：[黃國平，混合車流二維座標模擬模式之建立與驗證，民國72年]

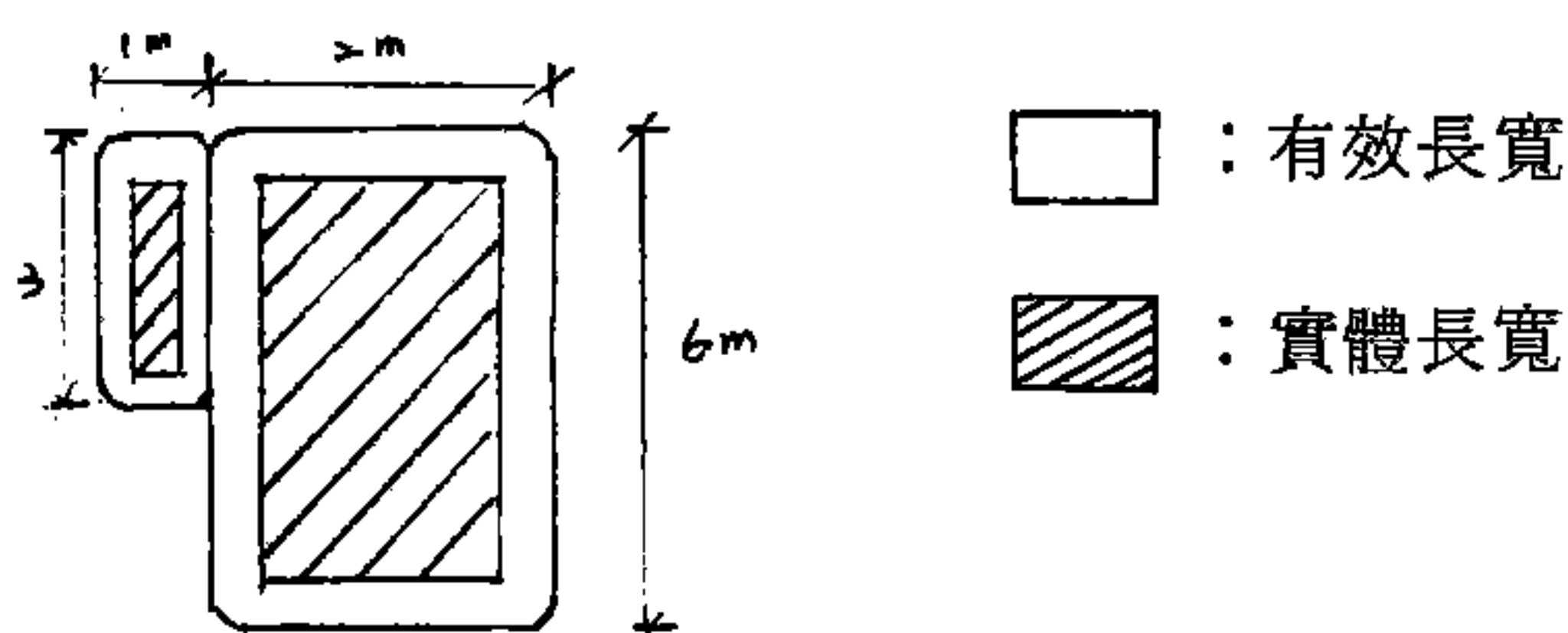


圖 3-15 汽機車有效長寬示意圖

3.4.1.2 幹線左轉之機車當量值

1. 當幹線內側車道寬 (W) 大於或等於 3 公尺，機車混合比 (α ：機車數/所有車輛數)，小於 0.66 時，機車均可順利慢行通過路口，而對汽車運行之影響甚小，故此時機車之小汽車當量值設定為 0。當 α 值大於 0.66 時，如圖 5-16 所示，分別是混合比值為 0.7，0.8，0.9，與 1.0 的圖例，其機車之小客車當量值 (e) 分別是 $1/7$ ， $1/8$ ， $1/6$ ， $1/6$ ，若假設此四種混合比是均態分配，則 α 大於 0.66 時，機車之小汽車當量值為 0.15。
2. 當幹線內側車道寬 (W) 小於 3 公尺時，機車將被迫跟隨在小汽車之後；由於混合比例低且車道較窄時，機車少有並排情形，所以，當 $\alpha \leq 0.33$ 時，機車之小汽車當量值為 0.5（以車長比例視之）。當 $0.33 < \alpha \leq 0.66$ 時，機車可能二輛並排或單獨一輛，則其機車之小汽車當量值在 0.5 與 0.25 間，故設定其值為 0.35。當 $\alpha > 0.66$ 的高混合比狀況時，則幾乎都是二輛機車並排行駛，故其機車之小汽車當量值是 0.25，如表 3.6。

3.4.1.3 支線流動之機車當量值

支線道路所考慮之寬度是半個道路寬，因另一半路權寬將留給反向車流使用。

1. 當路口寬 (W) 大於或等於 4 公尺時，其分析之情形如同幹線分析；惟支線道上之寬度較寬，故 $\alpha > 0.66$ 時，機車之小客車當量值設定為 0.06。
2. 當路口寬 (W) 小於 4 公尺時，其變化範圍較大，以致於分析不易，故參照表 3-6 的值予以折減，當混合比為低、中、高

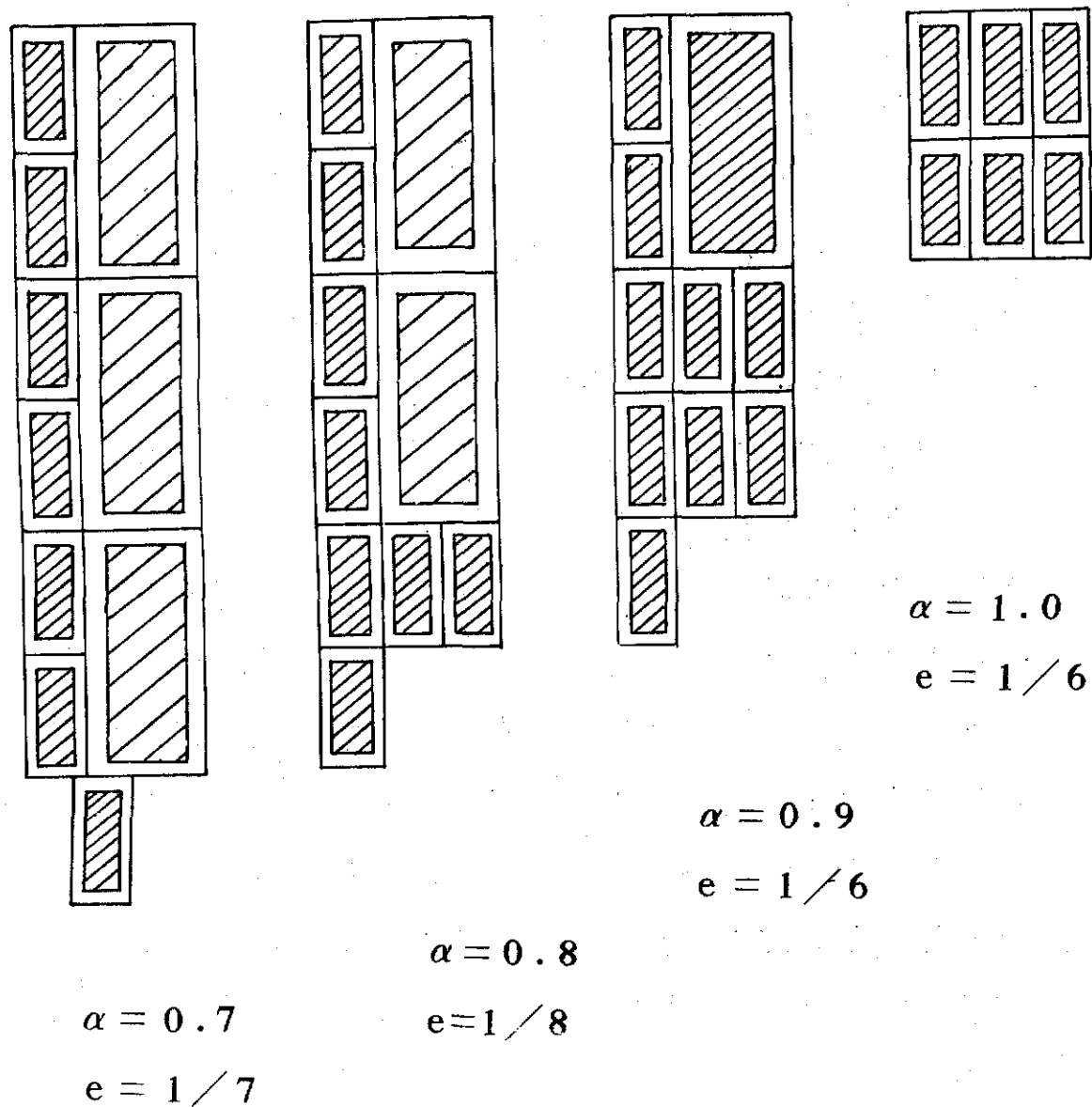


圖 3-16 車道寬為 3 公尺， $\alpha > 0.66$ 圖例

時，其機車之小汽車當量值分別設定 0.3、0.2 及 0.15，如表 3.5。

3.4.2 臨界間距值之研訂

3.4.2.1 研訂基礎

本研究以郭正成君對於汽、機車接受間距之研究結果為基礎，並參酌外國研究文獻，研訂非號誌化交叉口各項運行的接受間

距值。郭君之研究，係對「幹道四車道，支線爲“讓”（閃黃燈）之市區非號誌交叉口」進行分析，其研究成果中與本研究有關者，如表 3.12 所示。

表 3.12 汽車之臨界間距值

汽 車 運 行 類 型	臨界間距(秒)
1.二階段直進，接受間距內無機車	3.819
2.二階段直進，接受間距內一輛以上機車	4.534
3.一階段直進	4.202
4.二階段左轉	3.114
5.一階段左轉	4.413
6.號誌化交叉口，幹道左轉	3.541

資料來源：[郭正成，機車在交叉路口接受間距特性之研究，民國71年]

3.4.2.2 次流動臨界間距值之推估

1.支線直進汽車臨界間距值

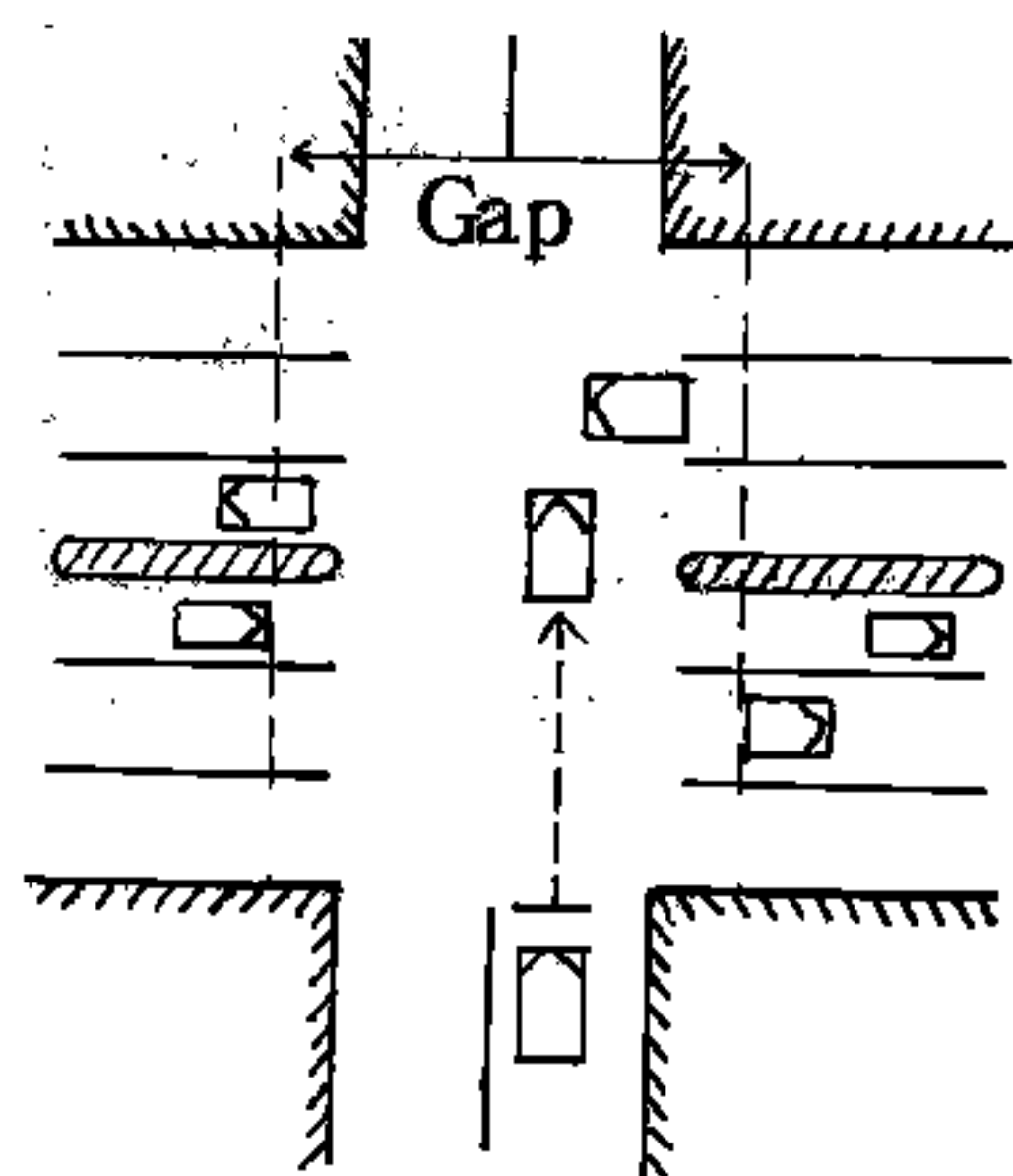
二階段直進，與一階段直進接受間距之情形如圖 3.17 所示。正常之分析汽車接受間距行爲係屬一階段接受行爲，但二階段接受間距之行爲佔 70 %以上，如表 3.13 所示。因此接受間距之臨界值將有所折減；若以所發生之次數做調整，則支線直進汽車之臨界間距概估值如下運算可以求得：

$$4.202 \times \frac{88}{317} + 3.819 \times \frac{229}{317} = 3.9 \text{ (秒)}$$

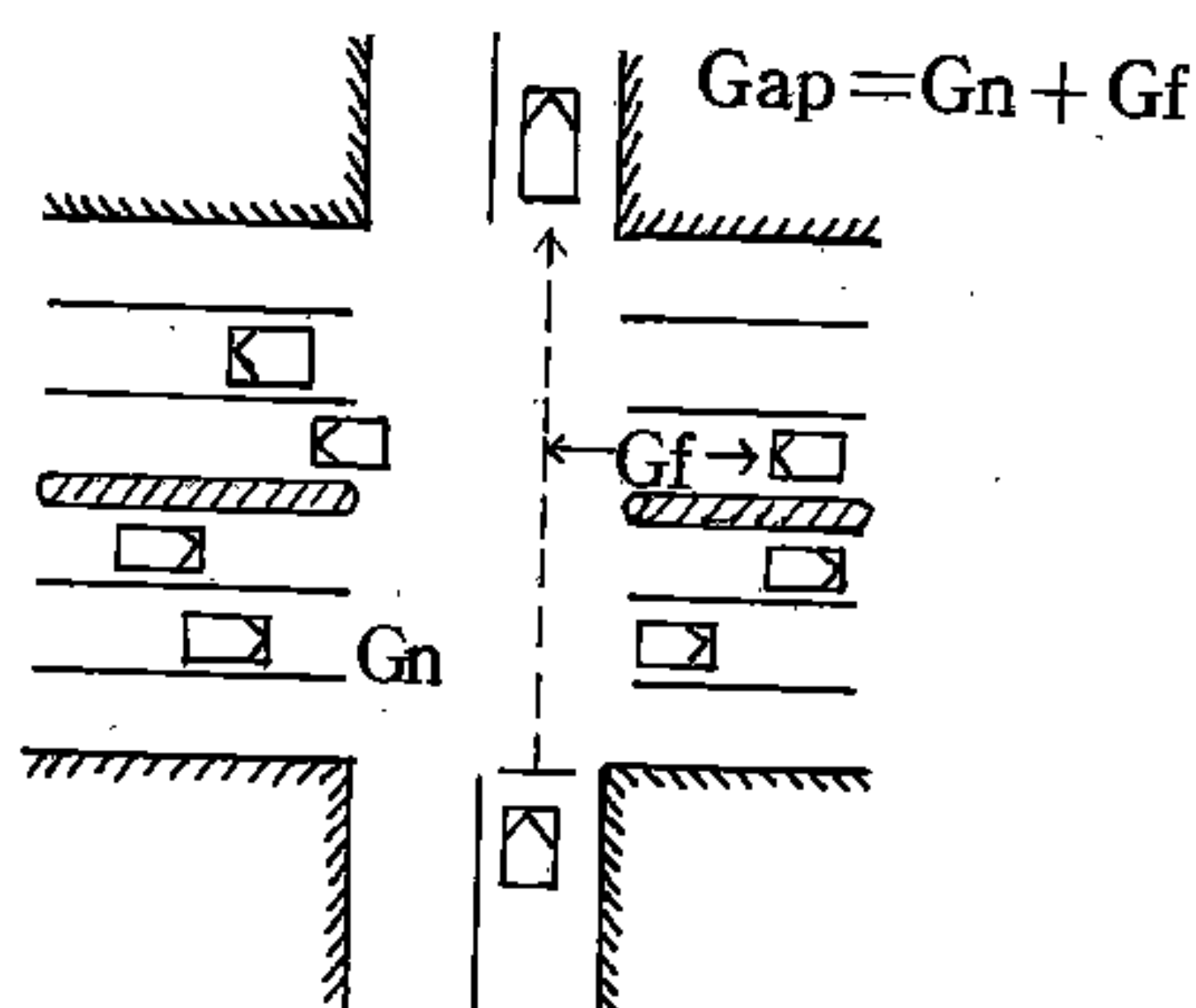
2. 支線左轉汽車臨界間距值

二階段左轉與一階段左轉接受間距之運行如圖 3-18 所示。其運行之次數，如表 3.13 所示。則支線左轉汽車臨界間距概估值可由以下運算求得：

$$4.413 \times \frac{126}{195} + 3.114 \times \frac{69}{195} = 4.0 \text{ (秒)}$$

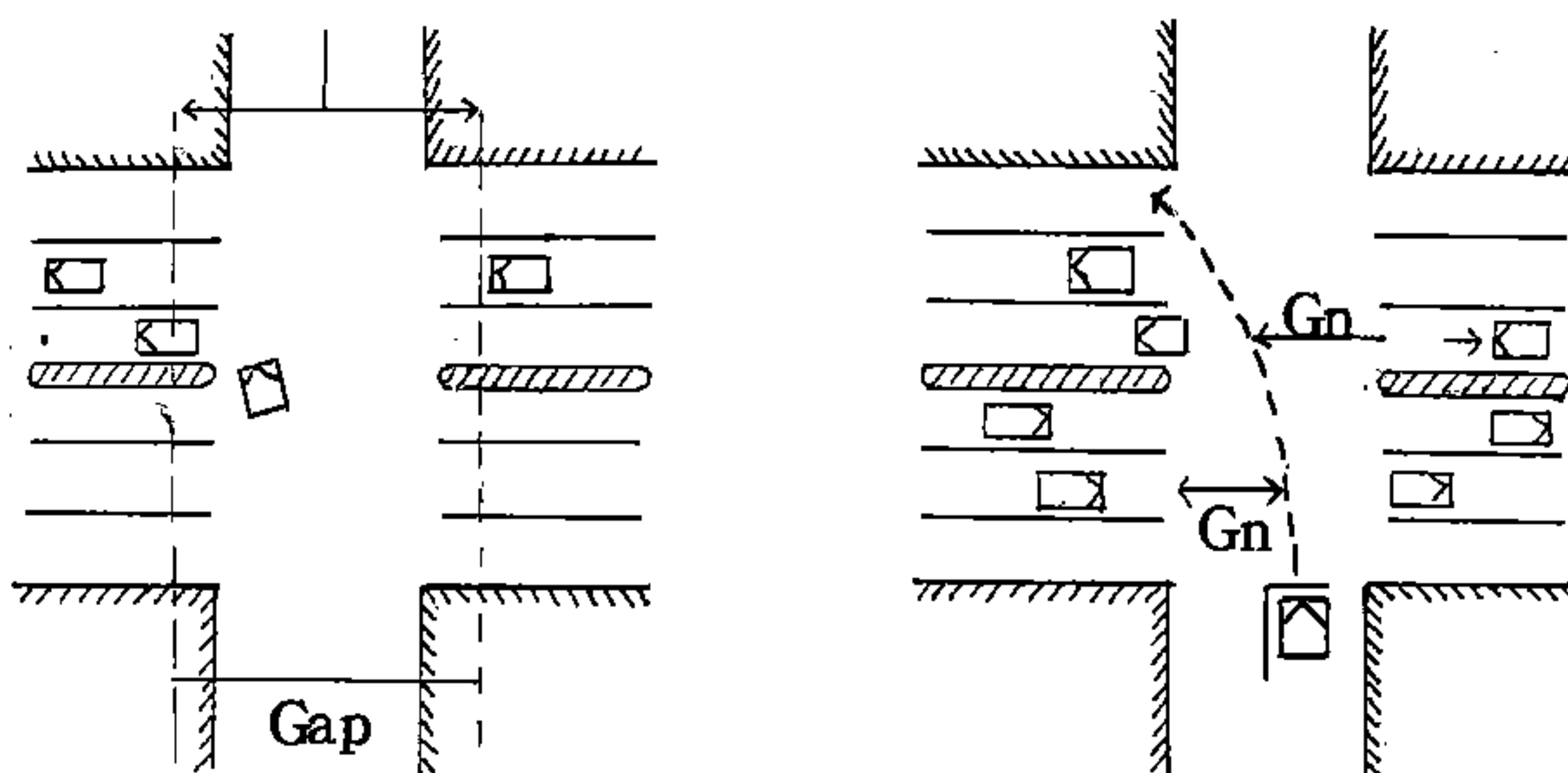


(a) 二階段直進



(b) 一階段直進

圖 3-17 支線直進汽車接受間距圖



(a)二階段左轉

(b)一階段左轉

圖 3-18 支線左轉、汽車接受間距圖

3. 幹線左轉汽車臨界間距值

郭正成君之研究中，僅對號誌交叉口幹道左轉接受間距之行爲，其臨界間距值是 3.541 秒。由於號誌化交叉口與非號誌化交叉口，幹道左轉接受間距之行爲不盡相同，如號誌化交叉口幹線之車流量較大，可能迫使等待接受間距之車輛接受較小之間距，故本研究建議幹線左轉汽車臨界間距值爲 3.5 秒。

4. 支線右轉汽車臨界間距值

在非號誌交叉口支線汽車右轉，由於幹線流量不大，且幹線外車道的車輛常會讓行到幹線內車道上，以方便支線右轉車之併入；故郭君論文指出支線汽車右轉併入幹線，並不困難，而未研究其臨界間距值。參照 OECD [5] 對此一研究成果，本研究建議支線右轉汽車臨界間距值是 2.5 秒。

由上述分析中已將幹道速限 (S_e) 爲 40 KPH，幹線

表 3.13 汽車各種運行接受間距統計表

(單位：輛)

組 (秒) 距	二階段 直 進	一階段 直 進	二階段 左 轉	一階段 左 轉	號誌交叉口 幹 道 左 轉
< 1.5					
1.5 - 1.9			1		
2.0 - 2.4	1		1		2
2.5 - 2.9	3		4		6
3.0 - 3.4	7	5	3	3	5
3.5 - 3.9	18	5	5	11	2
4.0 - 4.4	18	8	5	8	3
4.5 - 4.9	20	10	5	16	10
5.0 - 5.4	10	5	9	11	12
5.5 - 5.9	15	11	3	10	9
6.0 - 6.4	20	7	6	11	8
6.5 - 6.9	20	10	9	7	6
7.0 - 7.4	12	8	3	9	10
7.5 - 7.9	19	3	3	12	6
8.0 - 8.4	7	5	3	8	1
8.5 - 8.9	11	1	3	4	6
9.0 - 9.4	10	1	1	2	2
9.5 - 9.9	6	1	1	5	8
10.0 - 10.4	7	3	1	2	1
10.5 - 10.9	8	2	2	3	0
11.0 - 11.4	6	1	1	3	6
11.5 - 11.9	4	1		1	2
12.0 - 12.4	7	1			1
12.5 ≤					
樣 本 數	229	88	69	126	106

資料來源：[郭正成，機車在交叉路口接受間距特性之研究
，民國 71 年]

車道數爲四車道，支線控制型式爲“讓”之非號誌交叉口四個基本臨界間距值求算出，再參照 1985 HCM 及其他相關研究研訂其餘之基本臨界間距值，其結果如表 3.14 所示。

表 3.14 台灣地區非號誌交叉口各次流動汽車之臨界間距建議值

支流動型式與 支線控制總類	幹道速限值 (S)			
	≤ 40		> 40	
	幹線車道數			
	2	4	2	4
1.支線右轉 停讓	3.0	3.0	4.0	4.0
	2.5	2.5	3.5	3.5
2.幹線左轉	3.0	3.5	3.5	4.0
3.支線直行 停讓	3.9	4.4	4.9	5.9
	3.4	3.9	4.4	5.4
4.支線左轉 停讓	4.0	4.5	5.0	6.0
	3.5	4.0	4.5	5.5

3.4.2.3 臨界間距之調整值

一般認為影響臨界間距值之因素包括道路幾何設計、交通組成及天候等。本研究除針對上述相關因素中較重要者，研析其修正值外，並對於機車之影響提出修正。

非號誌交叉口行人量的多寡，會影響臨界間距值大小，行人量愈多，臨界間距值也會變大。行人穿越道之劃設標準，乃在於行人交通量達到某一數量以上，為使用方便，本研究設定在交叉口劃設有行人穿越道時，所有次流動之臨界間距值必須再加大 0.5 秒。

中央分隔島寬度將影響「支線直行」與「支線左轉」是否採用二階段運行，本研究以小客車有效車長之 $\frac{1}{3}$ ，即 2 公尺為臨界值。亦即當中央分隔島寬度小於 2 公尺時，以上二流動之臨界間距值增加 0.5 秒。視距之影響則參酌 1985 HCM 修正值，視距不足，當增加臨界間距值 1.0 秒。

此外，對於機車之影響，本研究考量：(1)汽車左轉與對向機車之間並無顯著之接受間距行為，(2)機車對汽車左轉行為有影響。因此，本研究亦將該「衝突機車量」視為修正臨界間距值的一項因素。

郭正成君之研究亦指出，機車影響臨界間距值之大小與其流量有關，但非為直線關係，隨著機車數量增加，其臨界間距值增量愈大 [46]。本研究依號誌化交叉口左轉流動飽和流量之分析，設定兩機車流量之臨界點：500 和 1000 輛／小時，其修正值分別增加 0.5 秒和 1.0 秒。

表 3.15 為各臨界間距之修正值大小，該表應用時，需針對各流動是否受這些因素的影響，例如中央分隔島實只影響支線直

進及支線左轉兩個次流動。表 3.14 與表 3.15 彙總，則可用以決定非號誌交叉口各流動之臨界間距值。

表 3.15 臨界間距調整值

調 整 情 況	修 正 值 大 小
交 叉 口 劃 設 有 行 人 道	+ 0.5
中 央 分 隔 島 小 於 2 公 尺	+ 0.5
視 距 應 受 限 制	+ 1.0
衝 突 機 車 流 量 $V_m \geq 1000$	+ 1.0
$500 \leq V_m < 1000$	+ 0.5

3.5 進一步研究課題

非號誌交叉口容量手冊中，有若干項目係為合理假設下之設定值，此外，於實際應用與敏感度分析上亦缺乏實證研究分析。以下八項為值得進一步研究之課題：

1. 次流動上機車之小客車當量值的確定。
2. 機車數量對於汽車之臨界接受間距的影響。
3. 一階段運行與二階段運行對於臨界間距的影響。
4. 非號誌交叉口、幹線左轉與支線右轉臨界間距值的探討。
5. 非號誌交叉口衝突交通流間距分配的型式。
6. 臨界間距值影響因素的調查分析。

7.跟車時隔之研究。

8.保留容量與延滯之關係。

以上八項中，以第 1. 2. 7. 及 8. 項對於非號誌交叉口容量手冊較具重要性，有必要先做研究。

3.5.1 課題一

1. 研究名稱：

次流動上機車之小客車當量值研究。

2. 分類：

非號誌交叉口當量（UUPZ）。

3. 主要問題與研究方向：

(1) 台灣地區市區的機車數量比例甚高，機車在不同的車流量狀況、交叉口幾何設施及不同轉向的運行下，機車的當量值做如何的變化，是本課題的研究重心。

(2) 本研究中是以支道路口寬，幹道內車道寬，及機車的混合比為考慮因素，進而依動態車長寬設定機車之當量值。此一當量值必須再作更詳細的分析。

4. 預期研究成果：

次流動機車之小客車當量值。

3.5.2 課題二

1. 研究名稱：

機車數量對於汽車之臨界接受間距的影響。

2. 分類：

非號誌交叉口調整因素。

3. 主要問題與研究方向：

(1) 間距內夾雜著不同的機車數量，對於汽車之臨界接受間距有不

同的影響，所以衝突機車流量的大小對於汽車之臨界接受間距的修正值是本課題的研究重點。

(2)本研究中是設定 500 及 1000 的衝突交通量（機車／時）為臨界點，其對於汽車之臨界接受間距修正值分別是 0.5 秒與 1.0 秒，應作進一步驗證。

4.預期成果：

確立機車流量對於臨界間距的影響程度。

3.5.3 課題三

1.研究名稱：

一階段運行與二階段運行對於臨界間距的影響分析。

2.分類：

非號誌交叉口交通特性。

3.主要問題與研究方向：

台灣地區的汽車駕駛在通過非號誌交叉口有一階段運行與二階段運行之分，由於一、二階段運行有不同的接受間距行為，此對容量影響程度不同，所以一階段運行與二階段運行的發生次數，其對於臨界接受間距的影響都有必要作進一步的研究。

4.預期成果：

臨界間距值的確定。

3.5.4 課題四

1.研究名稱：

非號誌交叉口，幹線左轉與支線右轉臨界間距值的探討。

2.分類：

非號誌交叉口交通特性。

3.主要問題與研究方向：

本研究對於幹線左轉與支線右轉的臨界接受間距值，是參考法國 1974 OECD 及美國 1985 HCM 的研究所設定的值進行調整，應作進一步的驗證。

4. 預期成果：

各流動臨界間距統計表。

3.5.5 課題五

1. 研究名稱：

非號誌交叉口衝突交通量間距分配的模式。

2. 研究分類：

非號誌交叉口特性分析。

3. 主要問題與研究方向：

(1) 在非號誌交叉口衝突交通量的到達型式為何？各個次流動的衝突交通量的到達型式是否一致？都是值得再作研究的。

(2) 本研究是假設各個次流動的衝突交通量呈波生分配 (Poisson distribution)，其車頭距 (headway) 是負指數分配 (Negative Exponential Distribution)，此種假設應再作驗證。

4. 預期研究成果：

到達流量及間距分配模式。

3.5.6 課題六

1. 研究名稱：

臨界間距值影響因素的調查。

2. 研究分類：

號誌化交叉口特性。

3. 主要問題與研究方向：

每一個駕駛的臨界間距值都不盡相同，此外，在不同的外在環境下，例如，視距是否足夠？是否有行人干擾？標誌的管制型式等都會影響臨界間距值的大小。

4.預期成果：

臨界間距調整因素分析表。

3.5.7 課題七

1.研究名稱：

跟車時隔之研究。

2.分類：

非號誌交叉口特性。

3.主要問題與研究方向：

(1)本研究依據瑞典容量手冊，跟車時隔 (Move-up Time) 是臨界間距的 0.6 倍。

(2)對於台灣地區的跟車時隔或許有不同，其主要影響因素，亦應分析。

4.預期研究成果：

跟車時隔的確立。

3.5.8 課題八

1.研究名稱：

保留容量與延滯之關係。

2.分類：

非號誌交叉口服務水準。

3.主要問題與研究方向：

非號誌交叉口容量手冊是以保留容量以評估各次流動車道的服務水準，而保留容量與延滯間的關係，可作進一步的分析。

4. 預期成果：

延滯與保留容量關係，服務水準評估。

第四章 圓 環

4.1 文獻回顧

計算圓環之容量，目前似乎尚無確定公式可循。一般研究圓環之容量者皆將圓環視為一種交織區，因此其討論之容量則為交織區之容量。但由於圓環往往具有數個交織區，整個圓環之容量究竟與各個交織區之容量成何關係，而交織區之容量又應如何計算方才合理，由文獻回顧可歸納出三種方法，以下則針對這三種方法加以探討。

4.1.1. 理論法 (Theoretical Model) [1]

係將交織現象視為車輛在一般車流中尋求間隙而穿過的一種過程而求得之理論公式。在導出理論公式之前，首先利用圓環之流向圖（如圖 4 - 1 ）之對稱性，將上述圓環流向圖簡化為單獨交織區來討論。例如：路口 1 與 2 間之交織區，其詳細交織情形如圖 4 - 2 所示。圖中 V_{ij} 為由 i 路口進入，由 j 路口流出之車流。

圖 4 - 2 中可看出：交織現象大致可分為下列四種：

1. V_{33} , V_{12} , 為經過交織區而無需交織者
2. V_{44} , V_{43} , 必須與 V_{32} , V_{22} 交織
3. V_{42} 必須與 V_{13} , V_{14} 交織
4. V_{22} , V_{32} 必須與 V_{11} , V_{13} , V_{14} 交織

而全部交織區之流量為

$$W = V_{12} + V_{42} + V_{32} + V_{22} + V_{13} + V_{14} + V_{11} + V_{43} + V_{44} + V_{33}$$

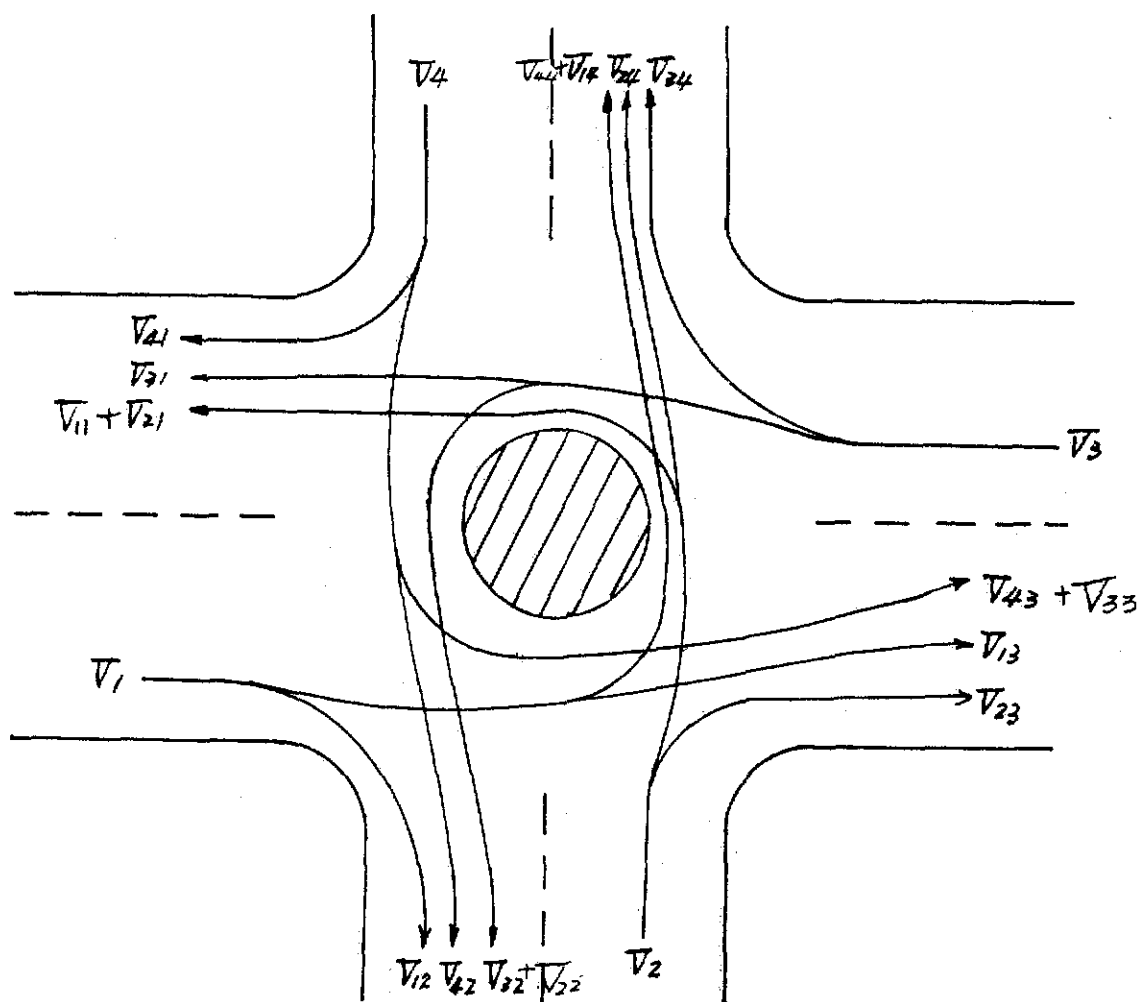


圖 4 - 1 圓環流動與流向示意圖

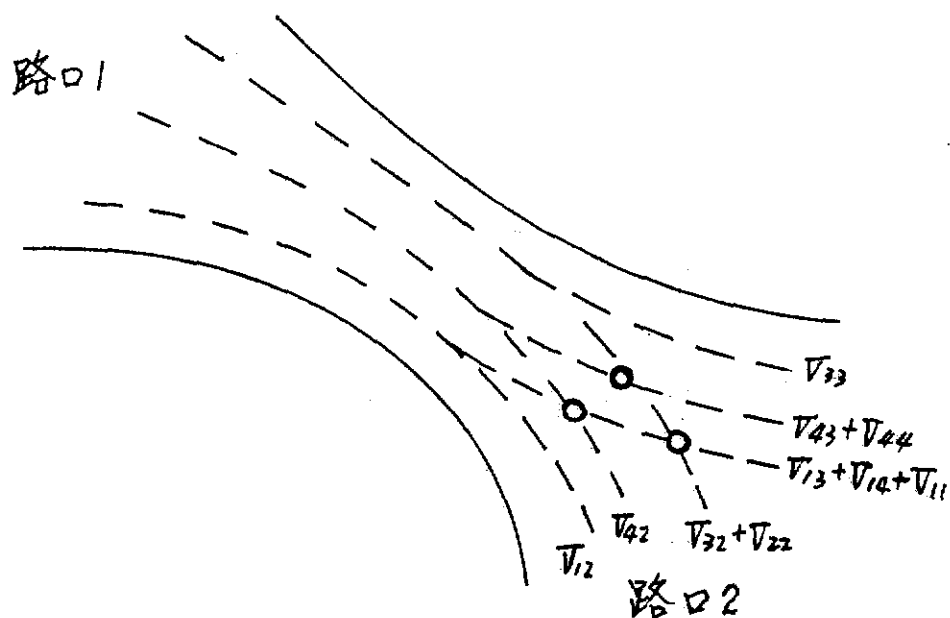


圖 4 - 2 圓環交織區示意圖

由於交織區之主要功用是使通過圓環交叉口之車流能在阻礙其流向之車流中尋求得適當之間隙進行穿越。車輛在圓環之交織區內遭受延誤或停止，而導致流量之減低，不應只考慮交織區流量之大小，同時亦應考慮交織比 (Weaving Ratio) 之大小，亦即兩股車流彼此穿越之比例。

在圖 4 - 2 中，交織比 $R = (V_{13} + V_{14} + V_{11} + V_{43} + V_{44}) / (V_{32} + V_{22} + V_{42})$ ，若假設，(1)主車流在一段時間內之車距為隨機分佈，(2)次車流穿越主車流之最小間隙為 t ，此即交織區容量成為主車流量加主車流中間隙大於 t 之車距之總和。

由於在某段時間內，有車輛到達之可能性為隨機，在車距間的車輛為指數分佈 (Exponential distribution) 之假設下，可推估交織區之最大交織容量為：

$$C_w = V_1 + N_t = V_1 + \frac{V_1 e^{-tV_1/T}}{1 - e^{-tV_1/T}} = \frac{V_1}{1 - e^{-tV_1/T}}$$

若令交織比 $R = V_1 / V_2$ ，而 $V_2 = N_t$ ，則

$$R = V_1 \div \frac{V_1 e^{-tV_1/T}}{1 - e^{-tV_1/T}} = \frac{1 - e^{-tV_1/T}}{e^{-tV_1/T}} = e^{tV_1/T} - 1$$

$$\Rightarrow \log (R + 1) = tV_1 / T$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{T}{t} \cdot \log (R + 1)$$

$$C_w = V_1 + N_t = V_1 + V_2 = \frac{R + 1}{R} \cdot \frac{T}{t} \log (R + 1)$$

就上式來看，交織區容量僅為交織比 R 及可接受間隙 t 之函數，而未能包括圓環佈置之幾何因素，如交織區之長度、寬度、及進入交織區之路口寬度等。因此，其實用性尚有疑問。雖然對於上述缺點之解釋為由於可接受間隙 t 之長度與車輛進入交織區之速度有關，同時此速度又受上述之幾何因素影響，因而該理論公式雖未能十分明確地包括有關因素，但若能謹慎定出 t 值，尚不失為良好之計算依據。然而由於此公式之基本假設為主車流乃一隨機發生現象，此假設在流量較高時已不符事實，而在研究交織區之容量又是往往針對高流量之情況來分析，因此使用本公式之缺陷是十分明顯。

4.1.2. 美國 1965 HCM 法 [1]

視交織路段容量為直進路口容量扣除因交織影響所折減流量。假設在尖峯時段，交織段流量趨近容量所得 V_{o1} ， V_{o2} ， V_{w1} ， V_{w2} ，如圖 4-3，則 $C_w = V_{o1} + V_{o2} + V_{w1} + V_{w2}$ ，若設交織影響所折減流量為 $KV_{w2} - V_{w2}$ 則： $C_w = C - (K - 1) \times V_{w2}$
 式中 $C = V_{o1} + V_{o2} + V_{w1} + KV_{w2}$

C = 直進路口容量，可由圖 4-4 查得

C_w = 交織段容量

對於其中之右轉百分率可依圓環的幾何特性，即快慢分隔的現況而定，如圖 4-7 所示

為求簡化問題，可假設上二種右轉率算法相同，即

$$(1) \text{右轉率} = \frac{V_{12} + V_{22}}{V_{11} + V_{12} + V_{21} + V_{22}}$$

$$(2) \text{右轉率} = \frac{V_{12}' + V_{22}'}{V_{11}' + V_{12}' + V_{21}' + V_{22}'}$$

K = 交織折減因數，可由圖 2 - 18 查得

V_{w2} = 較小支交織流量

V_{w1} = 較大支交織流量

V_{o1} , V_{o2} : 未交織內外環之流量

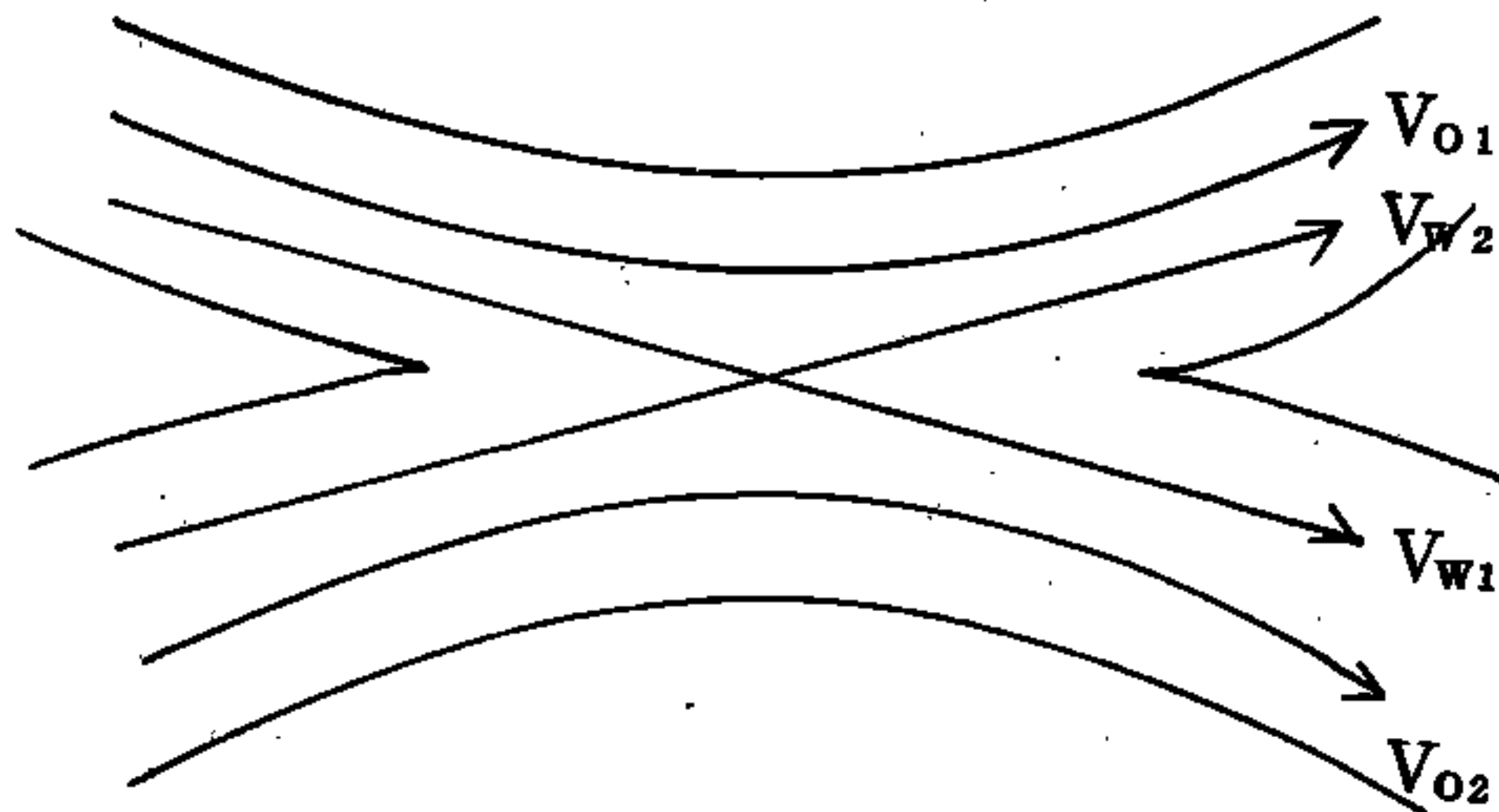


圖 4 - 3 交織區示意圖

圖 4 - 4 中，直進路段容量與路寬、重車百分率、右轉百分率、左轉百分率、都市地區人口數等因素有關。由這些變數修正可查得直進路段容量。

圖 4 - 5 中，交織折減因數與交織段長度、交織流量 ($V_{w1} + V_{w2}$) 有關，其值介於 1 至 3 之間。

圖 4 - 6 中，是交織折減量計算表，由 V_{w2} , K 值可查表得折減量 $(K - 1) V_{w2}$ 。

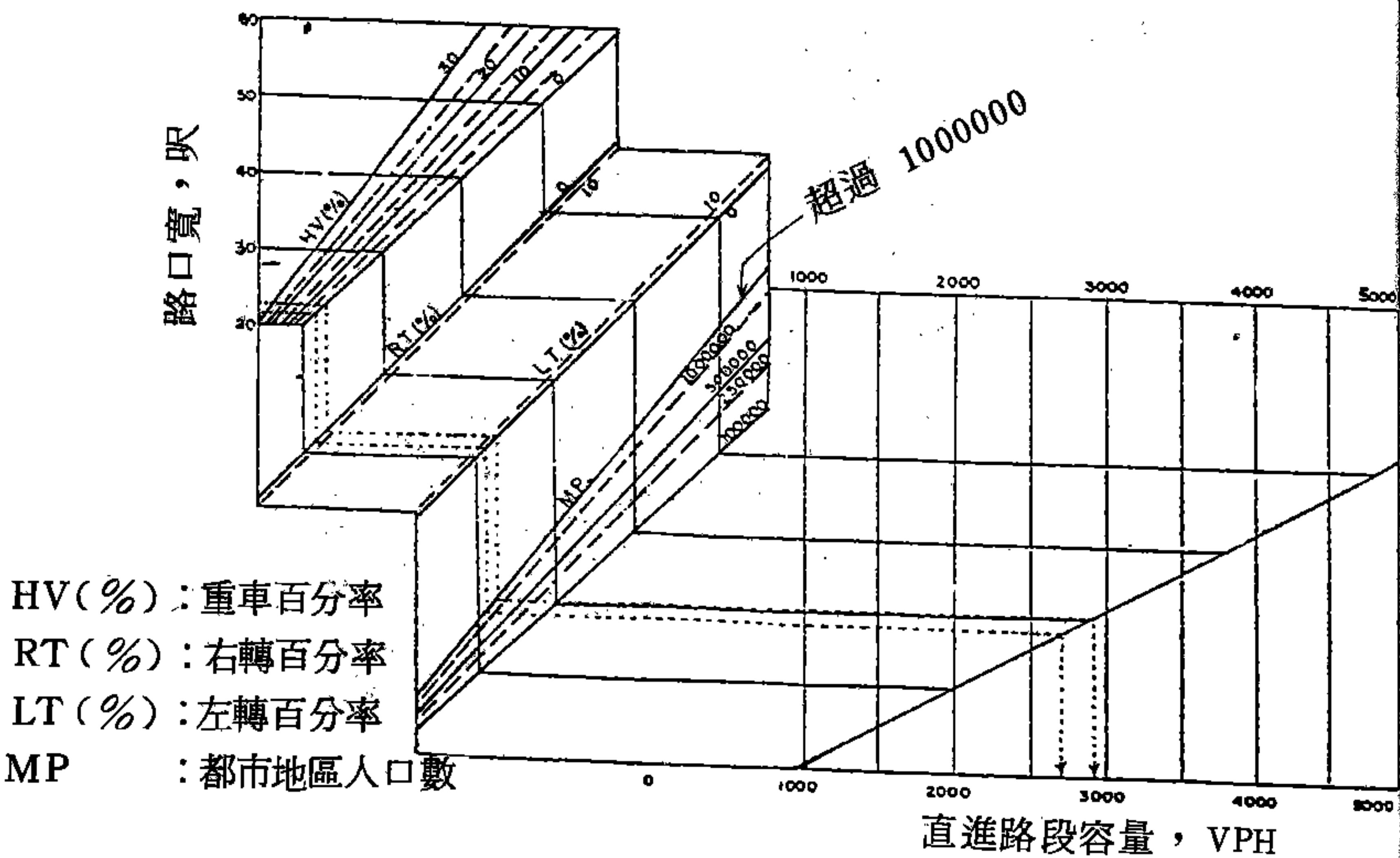
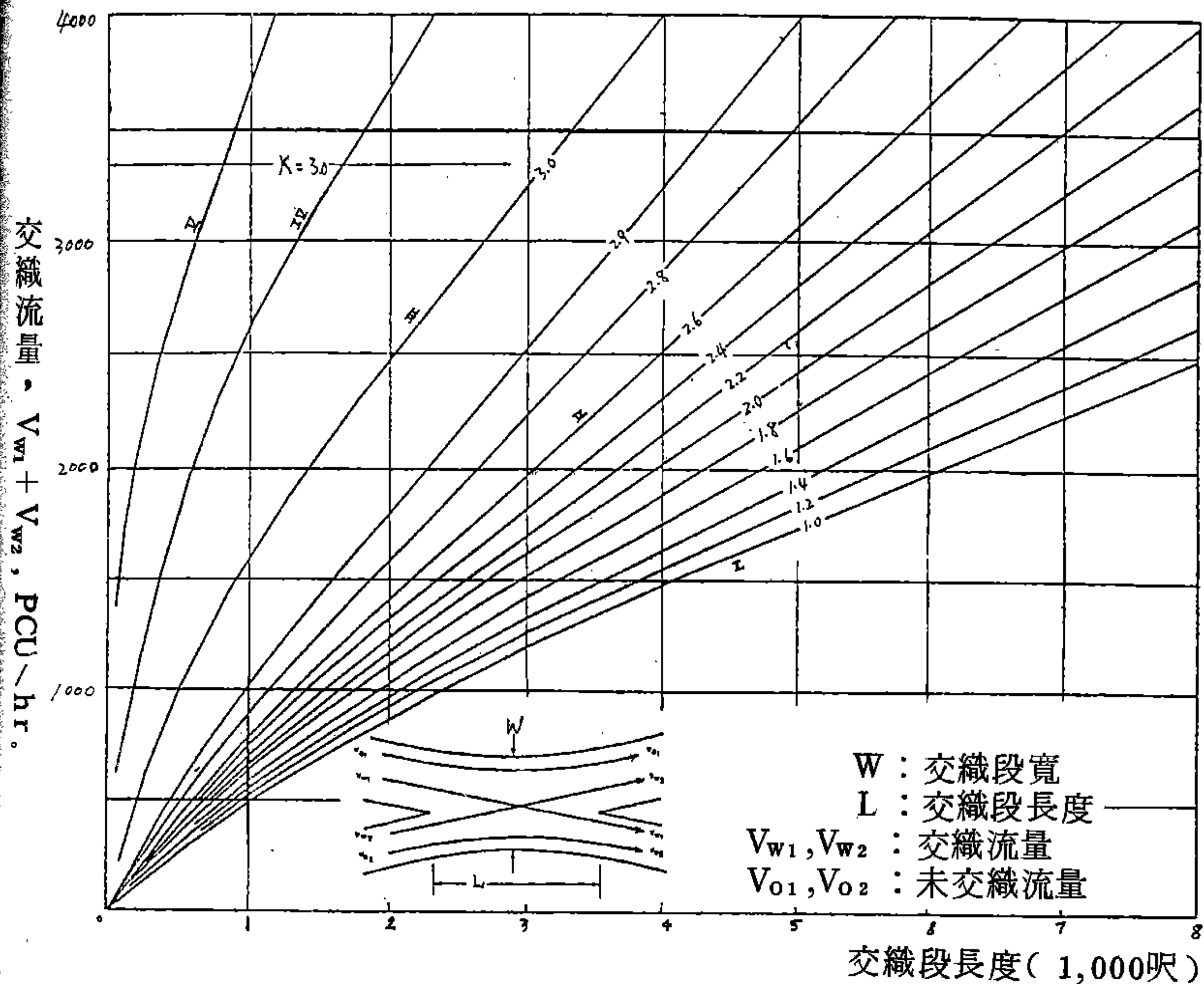


圖 4 - 4 1965 HCM路段容量之調整

資料來源 [HRB, HCM, 1965]



資料來源：〔HRB, HCM, 1965〕

圖 4 - 5 交織折減因素分析

資料來源：〔HRB, HCM, 1965〕

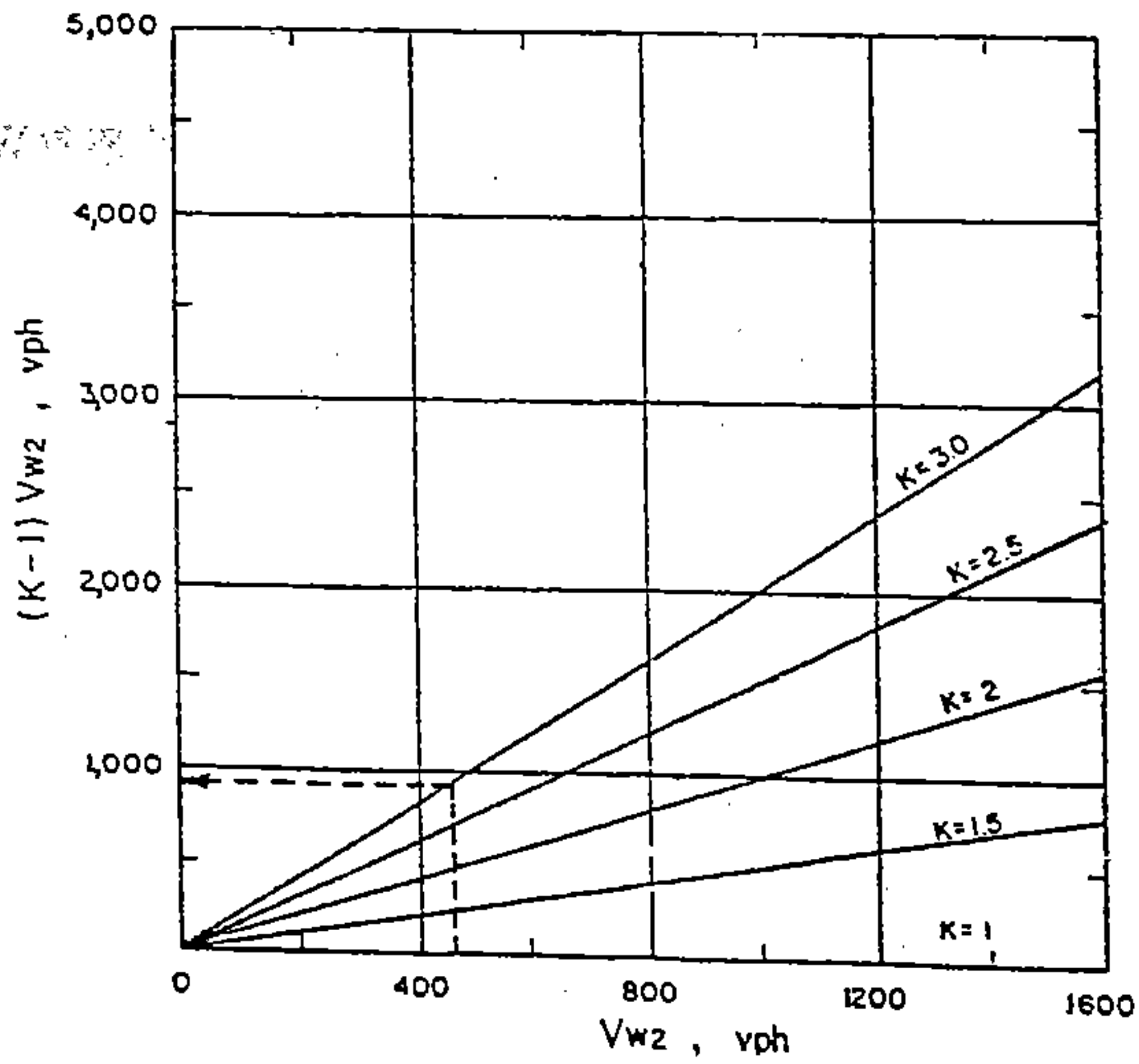


圖 4 - 6 1965 HCM 交織因數折減量

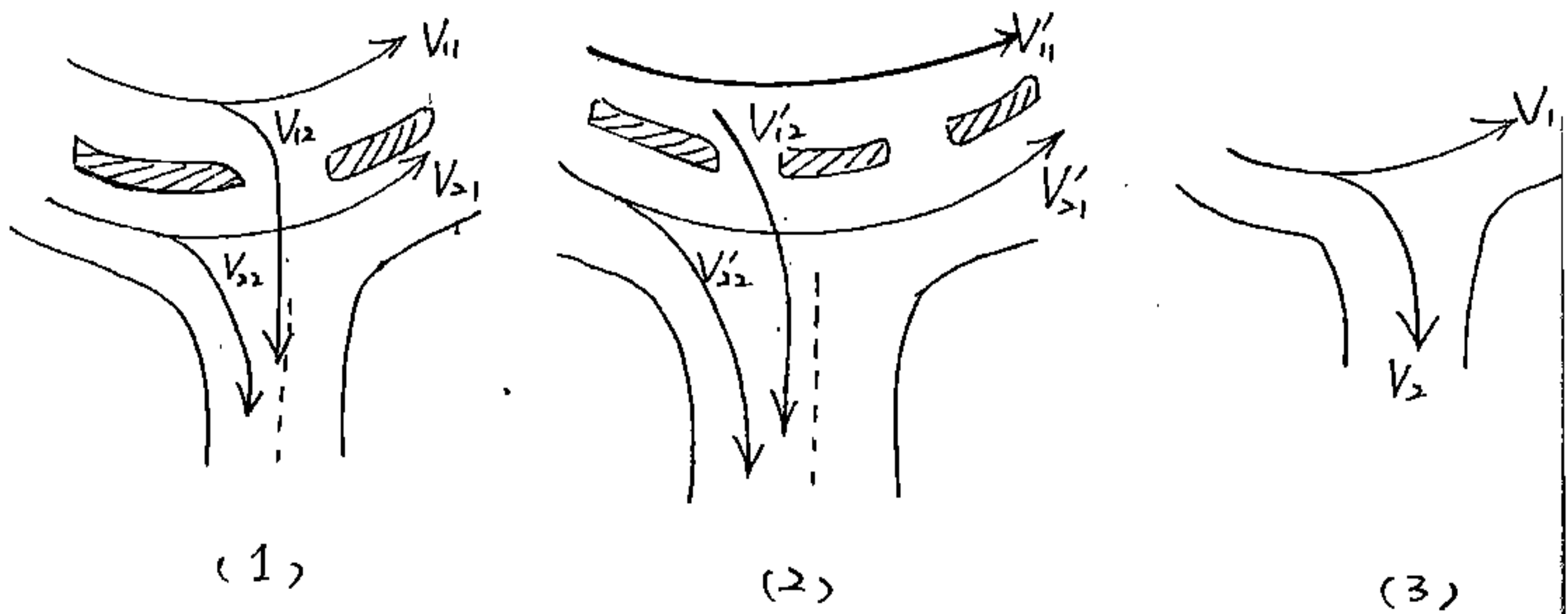


圖 4 - 7 圓環右轉的百分比分析示意圖

4.1.3. 英國經驗法〔47,48〕

此方法純由實驗得來之經驗公式，由英國道路協會 Wardrop 等提出，其公式如下：

$$C_s = \frac{108 W \left(1 + \frac{e}{W} \right) \left(1 - \frac{\rho}{3} \right)}{1 + \frac{W}{L}}$$

式中， C_s ：交織段之最大容量（單位為 pcu / hr）

W ：交織段之寬度（單位為呎）

P ：交織比 = 交織之交通量 / 交織段總流量

L ：交織段之長度（單位為呎）

e ：平均入口寬度（單位為呎）

$W = 20 \text{ 呎} \sim 60 \text{ 呎}$

$W / L = 0.12 \sim 0.4$

$e / W = 0.4 \sim 1.0$

$\rho = 0.4 \sim 1.0$

巴士、遊覽車、中型或重型貨車 = $2.8 P_{cu}$

小型貨車 = $1.0 P_{cu}$

機車 = $0.75 P_{cu}$

腳踏車 = $0.5 P_{cu}$

其各變數如圖 4-8 所示。

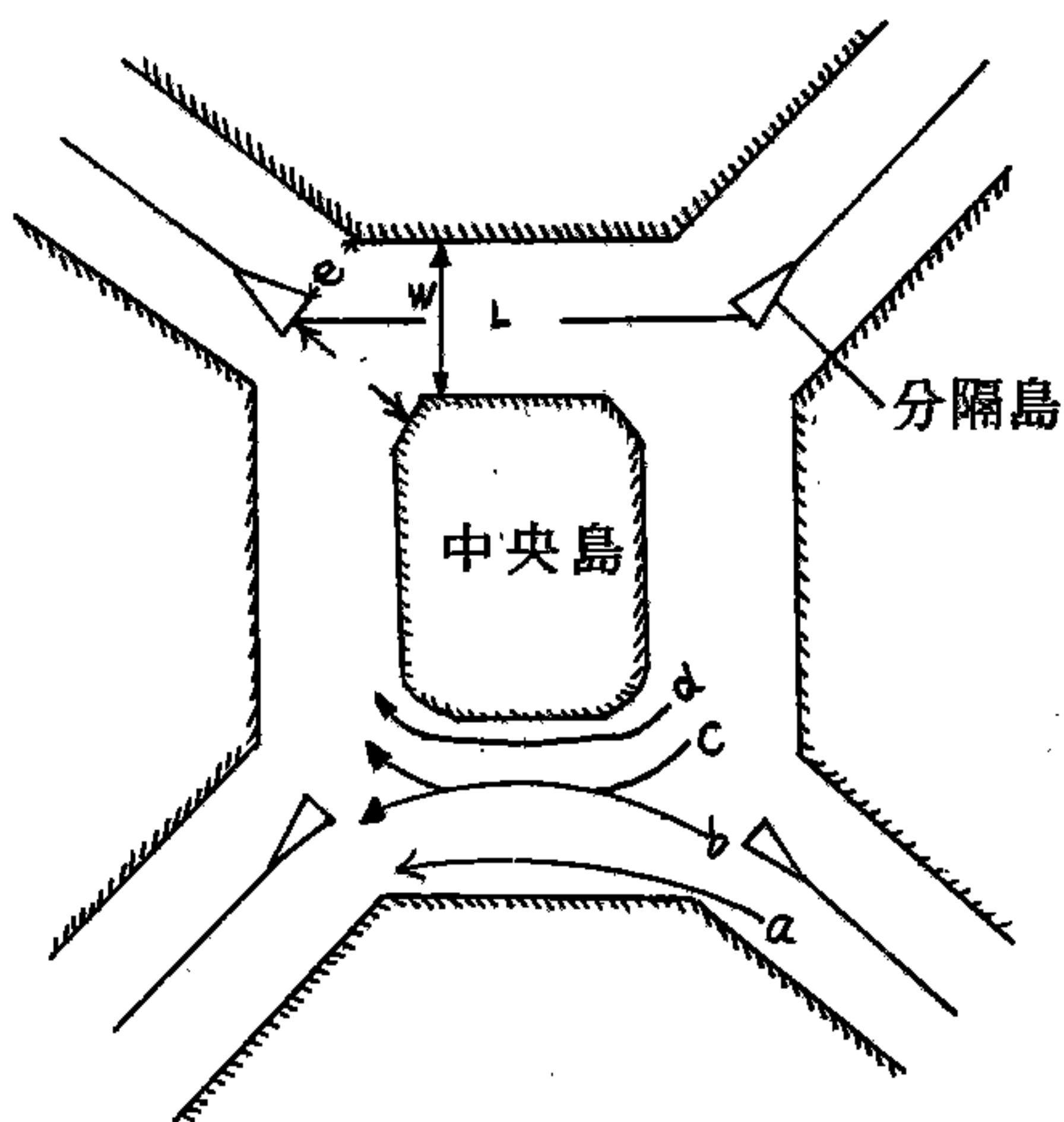


圖 4 - 8 英國法中交織區之幾何特性

資料來源：〔台北市工務局新工處，都市道路圓環之研究，民國 65 年〕

所以交織區之容量隨幾何情況及交通情況之不同，則每英尺交織區寬度之容量可由 167 輛小客車單位至 72 輛，即 $72 W < C_w < 167 W$ 。若交織區寬度為 3 車道 30 呎寬，則得 $2160 \text{ Pcu/hr} < C_w < 5010 \text{ Pcu/hr}$ ，若 $W/L = 0.4$ ， $L = \frac{W}{0.4} = 75$

呎，若 $\frac{W}{L} = 0.12$ ，則 $L = \frac{W}{0.12} = 250$ 呎。因此對 30 呎寬的交織

區，本公式之適用範圍為交織區長度 L ， $75 \text{ 呎} < L < 250 \text{ 呎}$ 。

以台北市圓環為例，圓環直徑大者 80 公尺，小者 30 公尺。若以交織區之寬度為三車道 9 公尺來計算，則交織區之長度，大者 70 公尺，小者 30.6 公尺，即 $100 \text{ 呎} < L < 230 \text{ 呎}$ ，皆在本公式之適用計算範圍。

交織區之容量計算大致如上三法所討論，但一圓環之容量並非其所有交織區容量之總和，因為若干車輛行經之交織區不只一個，例如四路交叉的圓環，直通之車輛須經過 2 個，左轉者須經過三個交織區；因此幾個交織區並非獨立，而是具有相當之關聯性。基於此關聯性，交織區之容量僅達 $0.8 C_w$ （據 Webster 及 Newby 之論文〔48〕），由此上三法所得交織區容量如下：

$$1. \text{理論法} \quad C_p = 0.8 C_w = 0.8 \frac{R+1}{R} \cdot \frac{T}{t} \log(R+1)$$

$$2. \text{HCM法} \quad C_p = 0.8 C_w = 0.8 [C - (K-1) \cdot V_{w2}]$$

$$3. \text{英國法} \quad C_p = 0.8 C_w = 0.8 \cdot \frac{108 W (1 + \frac{e}{W}) (1 - \frac{p}{3})}{1 + \frac{W}{\ell}}$$

$$= \frac{86 (1 + \frac{e}{W}) (1 - \frac{p}{3})}{(1 + \frac{W}{\ell})}$$

整個圓環的容量為各實際交織區容量累加得到，即

$$Q_p = \sum_{i=1}^N C_{pi}$$

式中： Q_p ：實際圓環容量

C_{pi} ：第 i 個交織區實際容量

N ：交織區數

4. 1. 4. 國內有關研究

國內黃展南先生曾利用車流理論模式，推求圓環之臨界容量〔47〕；陳武正博士、李正剛先生及林瑞興先生等人曾利用電腦模擬分析圓環臨界容量〔49,50,51〕。

台北市政府近幾年來，利用陳武正博士所模擬的臨界容量，再以線性演推台北市的各個圓環的臨界容量，利用英國經驗法的圓環實際容量代入嚴重性指標，先後評估改善市區圓環〔47〕。

在延滯方面黃展南先生曾以等候理論建立一圓環的延滯公式：

$$D = \frac{q (1 - e^{-Q_m T'})^2}{Q_m \cdot e^{-Q_m T} (Q_m e^{-Q_m T} + q e^{-Q_m T'} - q)}$$

式中，

D ：平均等待延滯

q ：到達路口車輛之到達率

Q_m ：圓環外側車道上之流量

T ：第一輛進入圓環的臨界接受間距

T' ：第二輛以後連續進入圓環的接受間距

但此公式僅限於理論探討，在實用上可能發生下列問題：

1. Q_m 的值無法由進入圓環流向分佈的值分析得到，須另實測各

交織段最外車道流量值。

2. 此公式假設 q 及 Q_m 均為隨機到達的波以松分配，但實際上流量在接近容量時，並非是隨機的波以松到達型態，因此會造成錯誤的估計。
3. 此公式乃以無快慢分隔之圓環導出，然在有快慢分隔之圓環，其進入圓環之延滯，可分為二段式之等待。因此其延滯公式將較為複雜，不同此公式。
4. 此公式是以「輛」為單位導出，但在圓環的容量計算過程中，皆以先轉換成 Pcu 單位。因此 q ， Q_m 值與實際不同，則 T 與 T 之調整亦需深入探討。
5. 此公式乃研究車輛到達路口之等待延滯，未考慮圓環內併入之延滯，然併入之延滯占圓環延滯大部份，因此，此公式顯然不能求出圓環之全部延滯。

4. 1. 5. 討論

由以上國外三種圓環容量分析的架構，及國內相關研究的回顧，有以下數點之發現：

1. 此三法在實驗或推導時，皆以沒有快慢分隔的圓環作為研究對象。至於具快慢分隔的圓環之容量計算則至今尚未有任何文獻可資參考。今欲研究具有快慢車道圓環，可先以上三法之基本架構驗證實例，並加以定性分析，來選擇最佳之計算公式，其實例驗證之架構乃將全部交織段寬度化為淨寬，再將所有流網化為上三法所述，求出各交織段容量及圓環容量再與實例比較。
2. 此三法對於交織現象的處理都加以簡化，而與實際情形有若干差距。
3. Webster 及 Newby 提到由於車輛在圓環之流向關係，使得實際

圓環容量約等於計算之各交織段容量和之 0.8 倍，此倍數乃約略之假設值，每個圓環均有其特定之倍數，實際計算時，應由實測之流向關係決定實際容量之比例為宜。

4.2 圓環特性分析

4.2.1. 圓環特點

都市道路圓環於都市設計者眼光中，具有幾種主要功能：一為提供都市景觀上之需要；此類圓環以美化市區或調節市街道路之單調感為主，其設置多半應配合綠蔭之道路，使都市成為花園城市，或者點綴在千遍一律的街道上，使都市看起來更具活力與生意盎然。二為保存歷史的痕跡或象徵都市的特色：此類圓環如法國巴黎凱旋門圓環、意大利羅馬城中之噴泉圓環、本市之景福門圓環、麗正門圓環、北門圓環等，其設置應視保存歷史古蹟或都市特色之價值是否恒久？其紀念性之意義是否深遠？及視其實質影響力是否繼續存在？上述因素往往為設置此類圓環之主要考慮因素。三為提供交通上的需要：在社會經濟政治活動密集，旅次集中之地區，為求交通旅次之迅速疏散，都市設計者常為該區計畫輻射道路網，輻射路網滙集處，則以圓環為其交叉口，此類圓環之設計可以簡化各路口進入交通之行進操作，所有車輛皆循一定方向繞圓而行，減少車輛衝突點，並提供連續不斷之交通流動，此類圓環極適於多條道路之交叉口。

於交通研究者眼光中，都市道路圓環亦有如下幾個特點：一其具有單一之行駛方向，使行車簡單。二車輛之併入、穿越、分出皆在圓環內予以完成。三車輛須以低速行進，圓環之曲度令車無法快速前進。

基於以上各種看法，都市道路圓環於實際應用上有其許多優點和缺點，從其優缺點中，亦可瞭解圓環之特性，茲將其優缺點條列如下：

1. 圓環交叉路口之優點：

- (1) 圓環妥善設計，在低於某一臨界交通量下，可提供連續不斷之交通流動，避免不必要之延誤。
- (2) 車輛在圓環內循同一方向流動，無對向車流之干擾，消除了正面衝突機會，同時環內車速較低，安全性較高。
- (3) 適合多條道路交叉口，可避免複雜號誌時相設計，及駕駛人對多時相之迷惑。
- (4) 圓環內之分出與併入等交通流量，均為單一方向操作，極適用於左轉車流較多之路口。
- (5) 設置與維修費用較低於立體交流道。

2. 圓環交叉路口之缺點：

- (1) 圓環容量較設計妥善之號誌控制路口容量小。
- (2) 用地面積大，於寸土寸金之市區殊不經濟。
- (3) 行人穿越交叉口破壞車輛進出圓環之連續性，而車輛對行人穿越亦有危險。
- (4) 圓環交通量超過一臨界值時，延滯將驟增，極易造成交通擁擠及混亂。

4. 2. 2. 圓環基本特性

圓環之基本特性可分為車流特性與幾何特性：

1. 車流特性：

車輛在圓環之主要操作行為，有下述四種：

- (1) 分出：自車流中分出，往左或右向行駛，快慢車道中皆有此特性。

(2)併入：由左、右之來車，併入另一車流，快慢車道中皆有此特性

(3)穿越：車流與另一車流呈近乎直角交叉，於快車道出圓環車輛與慢車道直進車發生衝突。

(4)交織：車流與另一車流呈低角度交錯，快車道有此特性，慢車道於二車道以上亦有此特性。

以上四種操作行爲，如圖 4－9 所示。

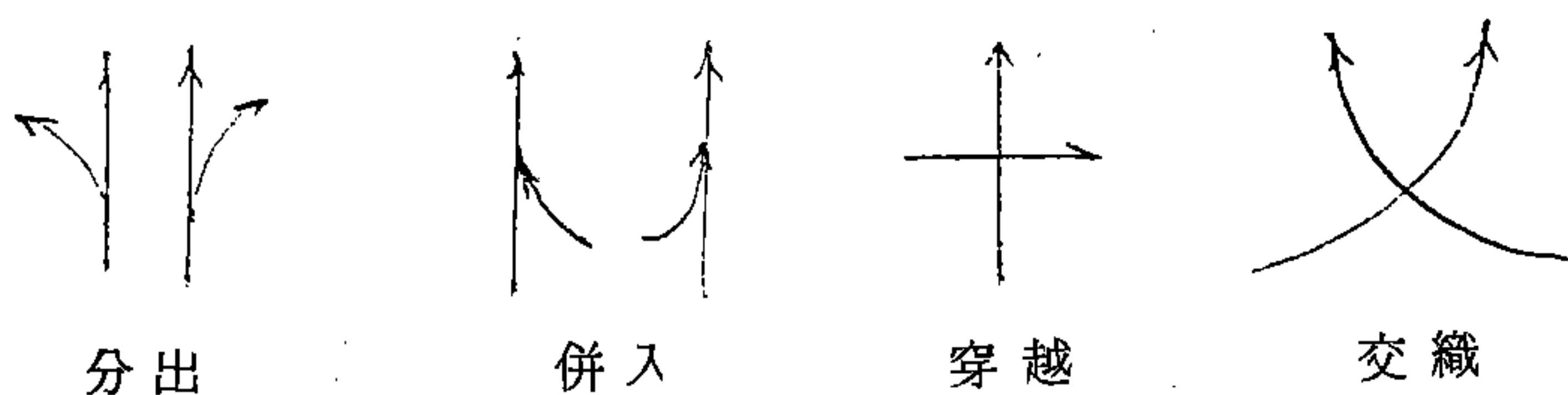


圖 4－9 圓環基本操作行爲

圓環中車輛運行操作之基本型式，以四叉路口爲例，如圖 4－10 所示。

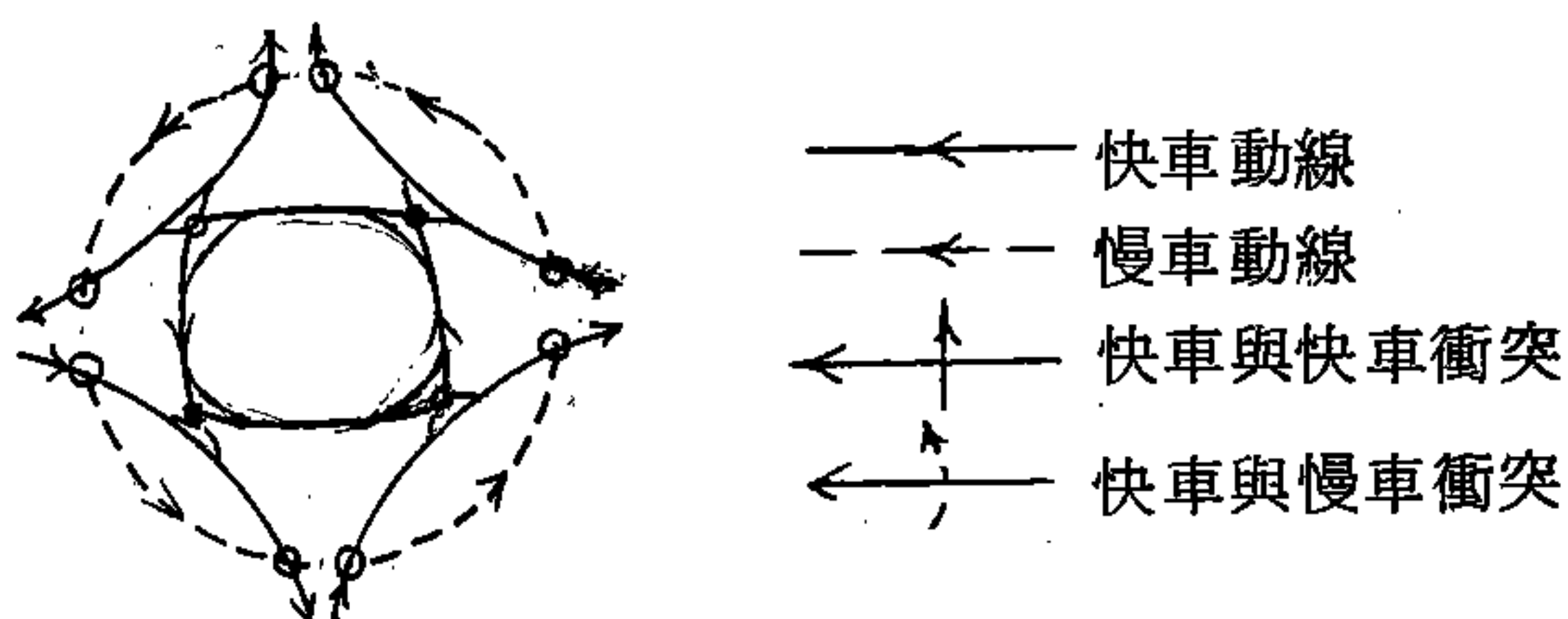


圖 4－10 圓環操作基本形式圖

、再利用快車道最外車道車流間距併入快車道，兩段間可能利用快慢分隔島暫停，或一次穿越而併入，如圖 4 - 11 (b)所示。

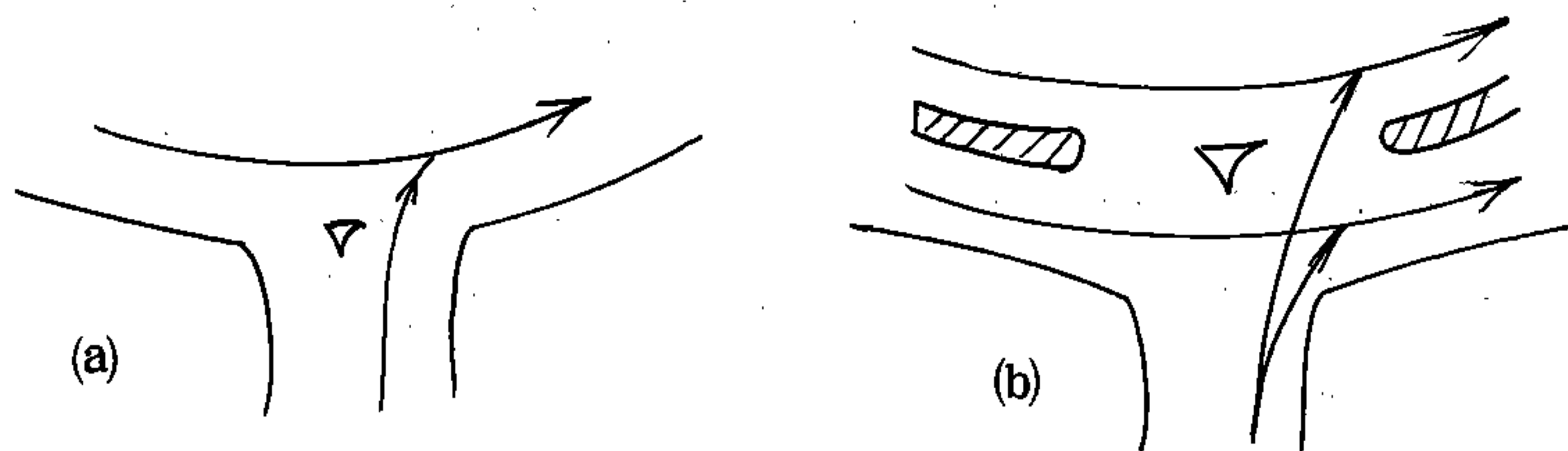


圖 4 - 11 車輛併入圓環示意圖

2. 交織階段：無快慢分隔及有快慢分隔之快車道之交織段車流由各路口進入車輛形成之流網決定，一般可簡化為圖 4 - 12 之情況。

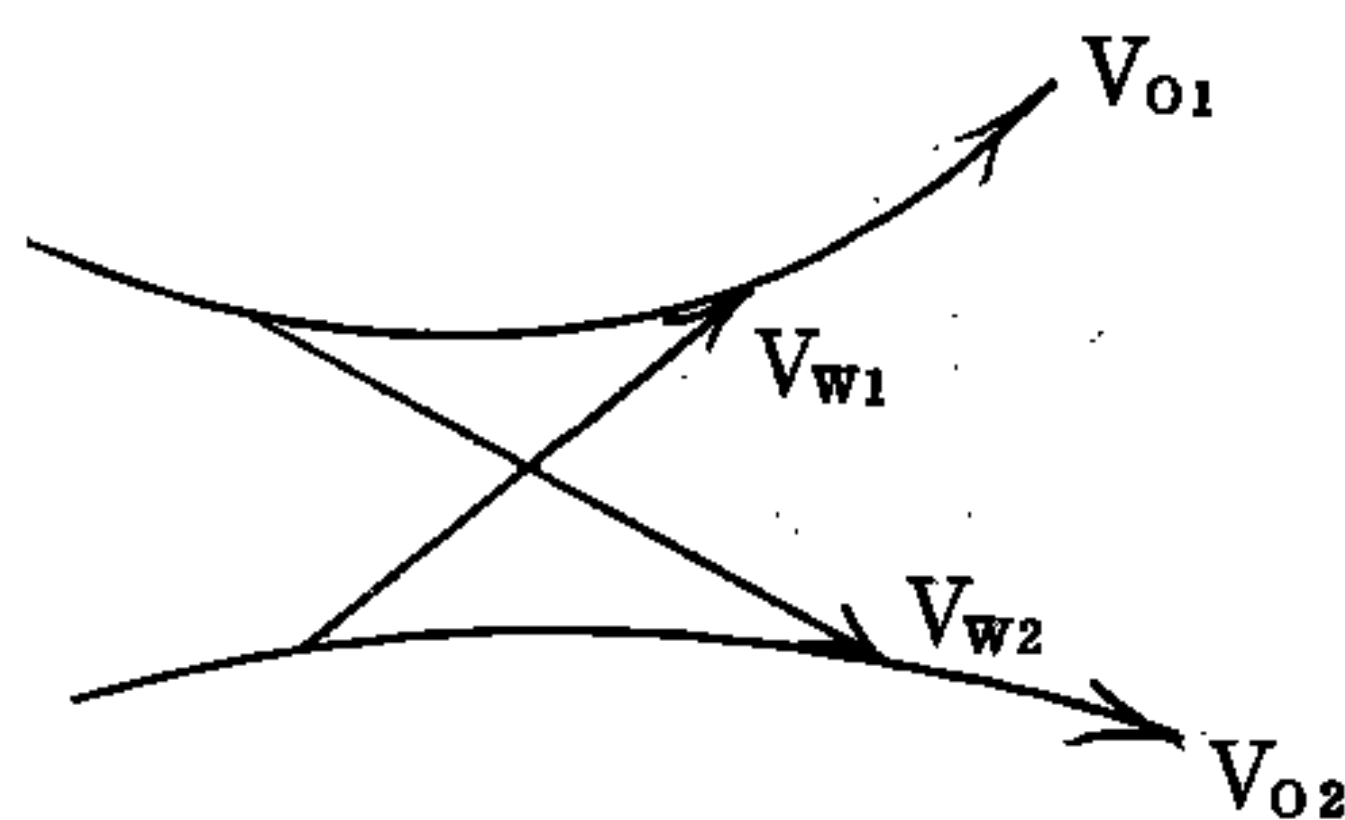


圖 4 - 12 交織示意圖

2.幾何特性：

圓環幾何特性指中心島形狀和大小、交織段寬度、長度、車道數、入口寬度，以及有無快慢分隔等。

一般為節省圓環用地及考慮環內車輛操作運轉，中心島的形狀皆設計近圓形，其直徑在30公尺以上。英國近來研究的中小型圓環，其直徑、小圓環在1～4公尺，中圓環在8～20公尺，可大量節省用地，但車道線的佈置不同於傳統圓環，各種設施及行駛注意事項亦與前大異〔49,51〕。

一般而言，交織段愈寬、車流愈順暢；交織段愈長，交織的操作愈容易；入口寬度愈大，則車輛進入圓環操作愈容易；上述因素均會增大圓環容量。

圓環的車道數一般為提供進入車輛之併入、直行、迴轉等運作。因此至少有三個車道以上，至於有無快慢分隔則會影響車流之交織型態，有快慢分隔會增加慢車道直行與快車道右轉之交織現象。台灣地區圓環多為快慢分隔，慢車道寬度較小時下，一般僅有機車行駛，若寬度較大時，則可能為混合車流。

4.2.3 間距接受特性

圓環的操作由於無號誌控制，因此次車流欲併入或穿越主車流，必須利用主車流之間距（Gap）或半間距（Lag），以併入或穿越主車流，一般可分「進入圓環階段」、「交織階段」、及「離開圓環階段」三部份來討論：

- 1.進入圓環階段：無快慢分隔圓環，欲進入圓環車輛須利用最外側車道之間距以併入，如圖4-11(a)所示。有快慢分隔圓環，欲進入慢車道車輛須利用慢車道車流之間距以併入。欲進入快車道車輛須以兩段式進入圓環，即先利用慢車道車流間距，通過慢車道

其中 V_{w1} ，欲併入 V_{o1} 須與 V_{w2} 交織，再利用 V_{o1} 間距併入， V_{w2} 欲併入 V_{o2} 則須與 V_{w1} 交織，再利用 V_{o2} 間距以併入。於慢車道若有二車道以上，亦可由圖 4-12 分析交織情形。

3. 離開圓環階段：無快慢分隔及有快慢分隔慢車道之車輛欲離開圓環，於交織完成後，直接右轉駛離圓環，如圖 4-13(a)。有快慢分隔快車道之車輛則須利用慢車道直進車流之間距、穿過慢車道以駛離圓環，如圖 4-13(b) 所示。

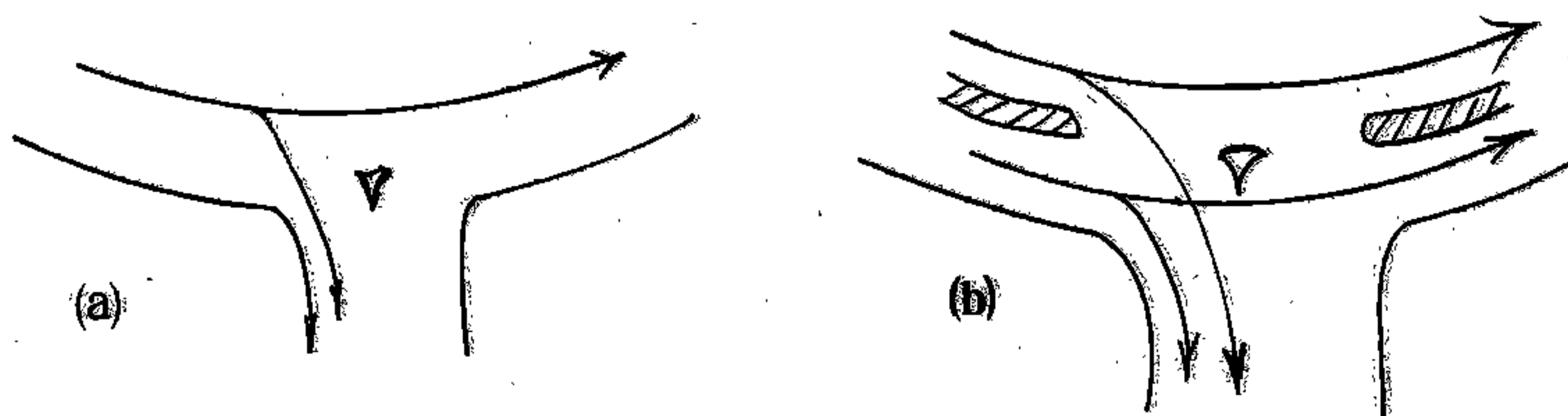
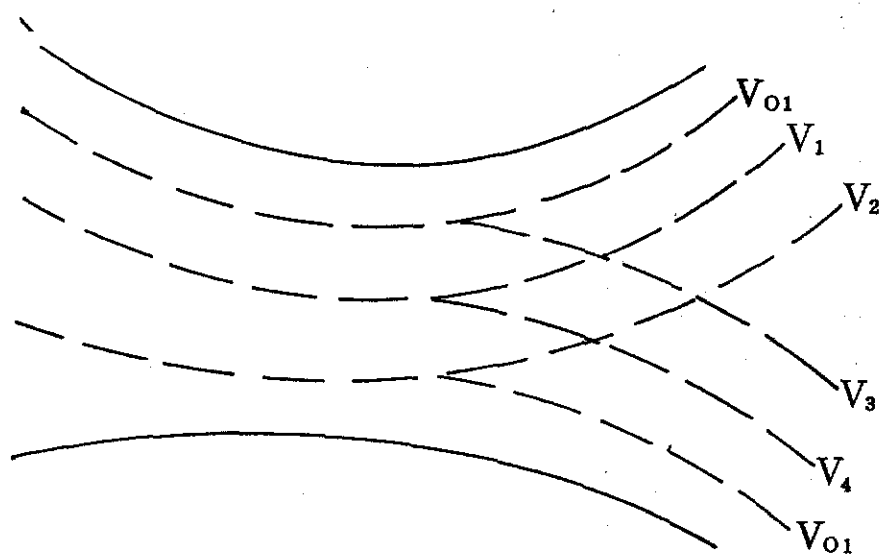


圖 4-13 車輛離開圓環示意圖

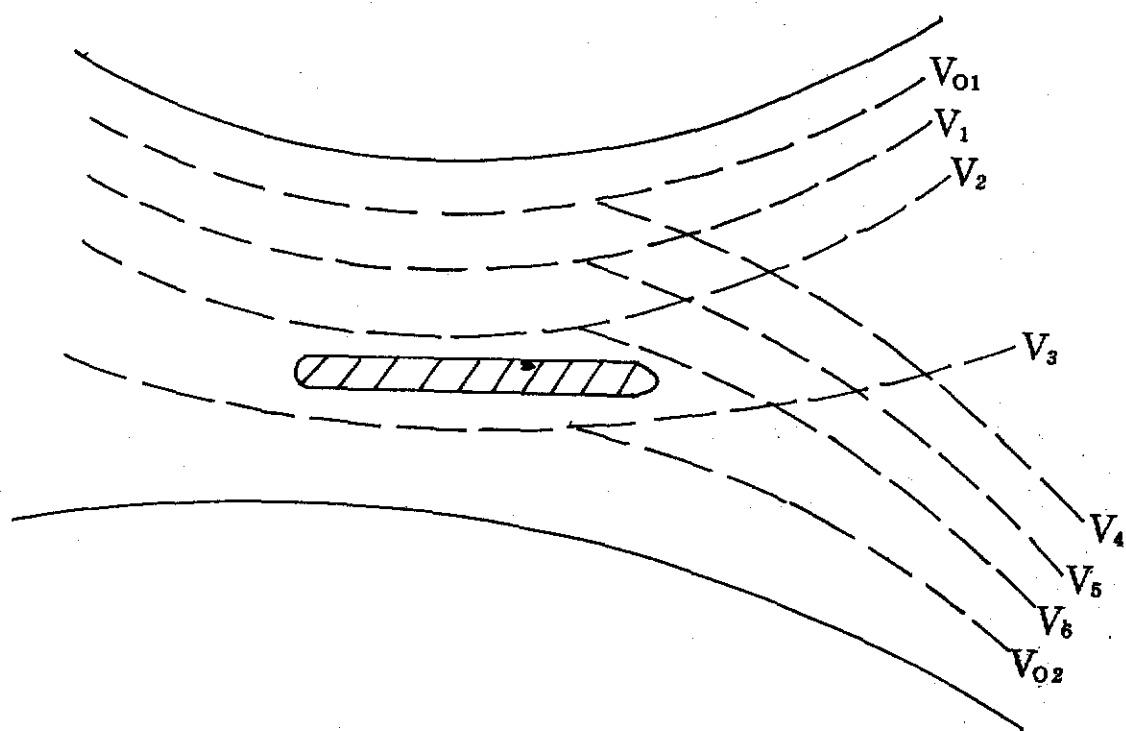
4.2.4 進入路口流向分佈

進入圓環之車輛可能行駛數個交織段，至少一個，最多為全部交織段，而各進入路口流量總和與各交織段流量總和之比例，隨不同圓環有不同值，比值於決定圓環容量關係密切。由於交織段容量是固定的，因而該比值愈大，表示能進入圓環之總流量愈大，亦即圓環容量愈大。相反地，若比值愈小，表示能進入圓環之總流量愈小，亦即圓環容量愈小。

至於各交織段之交織流量及進入路口之右轉率，皆可分為有無快慢分隔圓環之交織情形，利用流向分佈計算其值如圖 4-14 所示。



(1)無快慢分隔交織段



(2)有快慢分隔交織段

圖 4 - 14 圓環交織段右轉率分析

(1)無快慢分隔交織段計算式：

- 交織段流量 $q_w = V_{o1} + V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_{o2}$
- 交織車流 V_w , V_{w2} 爲 $V_1 + V_2$ 或 $V_3 + V_4$
- 右轉率 = $(V_3 + V_4 + V_{o2}) / q_w$

(2)有快慢分隔交織段計算式：

- 交織段流量 $q_w = V_{o1} + V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_{o2}$
- 交織車流 V_w , V_{w2} 爲 $V_1 + V_2 + V_3$ 或 $V_4 + V_5 + V_6$
- 右轉率 = $(V_4 + V_5 + V_6 + V_{o2}) / q_w$

4.2.5. 圓環嚴重性指標〔48〕

圓環交道量超過一臨界值時，延滯將驟增，極易造成交道擁塞及混亂。英國道路實驗室（BTRRL），曾由實驗法提出一經驗公式，表示圓環交通阻塞的嚴重性，以查驗該圓環是否應予改善為號誌控制交叉口，其公式如下：

$$I = \left(\frac{\sum q - Ac}{Ap - Ac} \right)^{1.8}$$

- I = 圓環嚴重性指數
- $\sum q$ = 圓環各路口進入流量之總和
- Ap = 圓環實際容量
- Ac = 圓環臨界容量

上式中， I 爲圓環交通阻塞嚴重性之指數，當 $I \geq 1$ 時爲阻塞極嚴重， $0 < I < 1$ 時阻塞逐漸嚴重， $0 \leq I < 0.5$ 爲輕微嚴重， $0.5 \leq I < 1$ 爲很嚴重，當 $\sum q < Ac$ 時令 $I = 0$ ，即無任何嚴重性。

4.3 容量分析基本架構

本研究係對國內外有關於圓環容量分析方法文獻中，加以比較分析，並由國內調查資料所做之實例驗證，確定以美國 1965 HCM 法計算圓環容量最能符合實際情況，本研究並同時引入美國 1985 HCM 新觀念補充其不足，以使架構更臻完善。

4.3.1. 圓環特性與容量分析

採用美國 1965 HCM 法概念，視交織路段容量為直進路口疏解容量扣除因交織影響所折減之流量。直進路口疏解容量由路寬及各項調整因素修正得到；交織折減流量由交織段長度及交織流量計算得到，在求得各交織路段後，再利用尖峯時各進入路口之流向組成，計算各進入路口流量和對實際各交織段流量和之比例，換算出圓環容量，數學式可表示如下：

$$C_R = (\sum C_{wi}) \times \frac{\sum q_i}{\sum q_{wi}} \dots\dots\dots (4-1)$$

式中：

C_R : 圓環容量 (Pcu / hr)

q_i : i 路口進入流量 (Pcu / hr)

q_{wi} : i 交織段上流量 (Pcu / hr)

C_{wi} : i 交織段之容量 (Pcu / hr)

圓環可視同瓶頸路段的分析，如圖 4 - 15 所示。

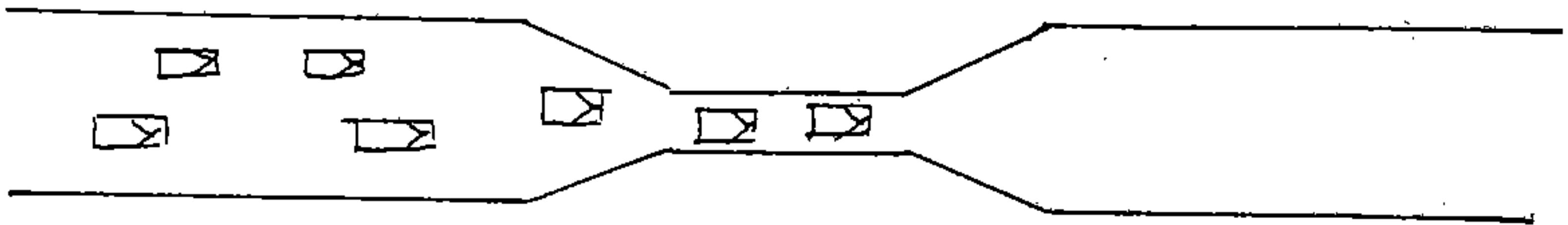


圖 4 - 15 瓶頸路段

其密度—流量曲線 (K - Q Curve) 如圖 4 - 16 所示。

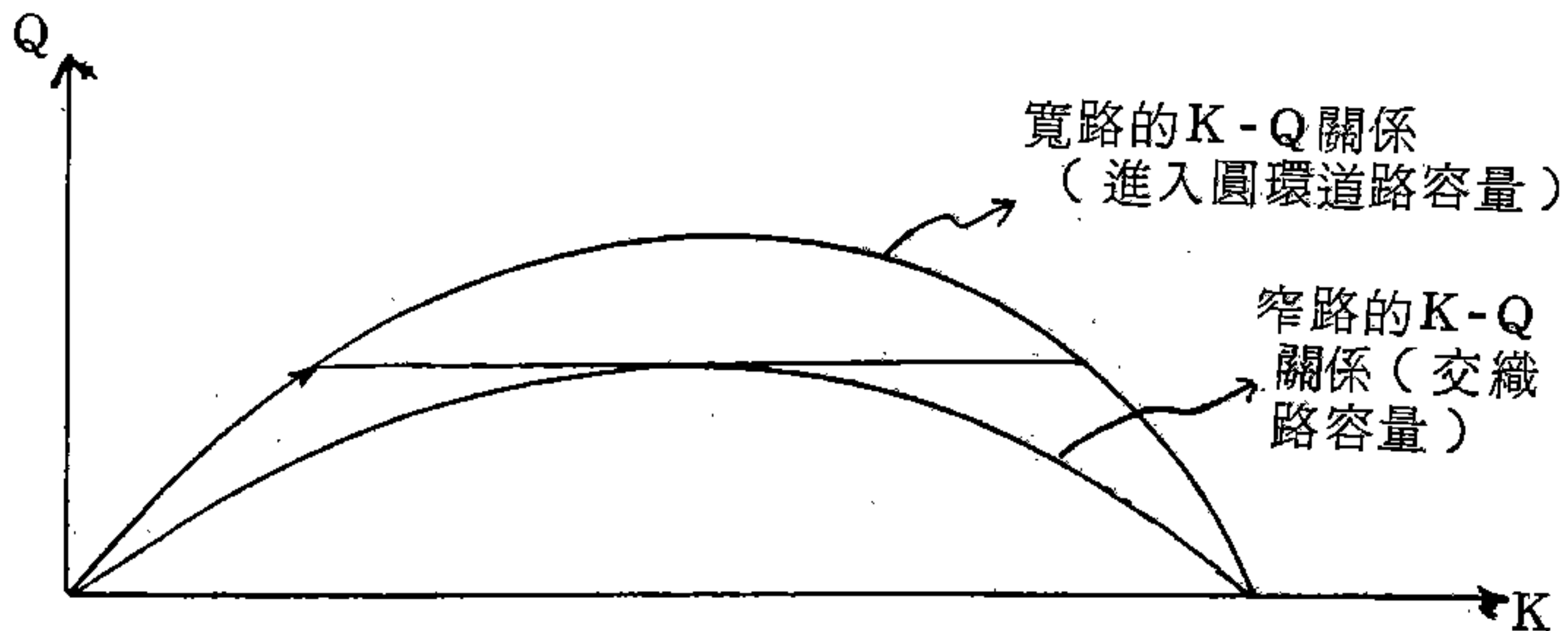


圖 4 - 16 瓶頸路段 K - Q 圖

由上可看出圓環交織段容量，決定疏解圓環最大流量值。但由於進入圓環之車輛可能經過數個交織段，因此實際能進入圓環最大流量值，必須由圓環交織段容量乘以一比值，此比值為各進入路口流量和對各交織段流量和之比例。即如 (4 - 1) 式。 q_i 及 q_{wi} 由實測得到，並先化成小客車單位 (Pcu)。至於 C_{wi} 則應用 1965 HCM 法分析，視交織段車流簡化如圖 4 - 17 (a) 所示。

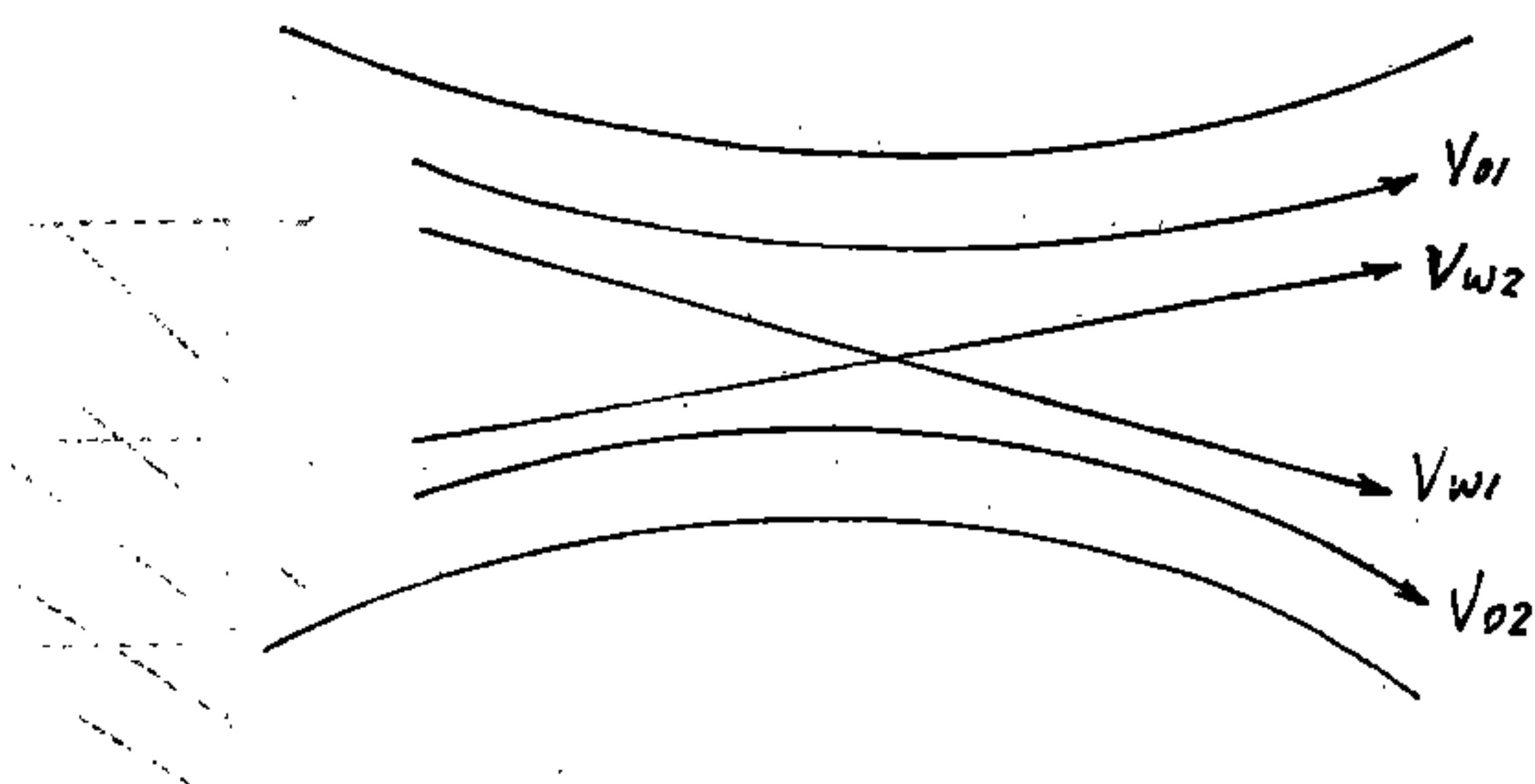


圖 4 - 17 (a) 交織段車流

$$\begin{aligned}
 C_w &= V_{o1} + V_{o2} + V_{w1} + V_{w2} = V_{o1} + V_{o2} + V_{w1} + KV_{w2} \\
 &\quad - (K - 1) V_{w2} \\
 &= C - (K - 1) V_{w2} \text{-----} (4 - 2)
 \end{aligned}$$

式中： C_w ：交織段容量 (Pcu / hr)

C ：直進路口容量 (Pcu / hr)

V_{w2} ：二交織流中較小一支之流量 (Pcu / hr)

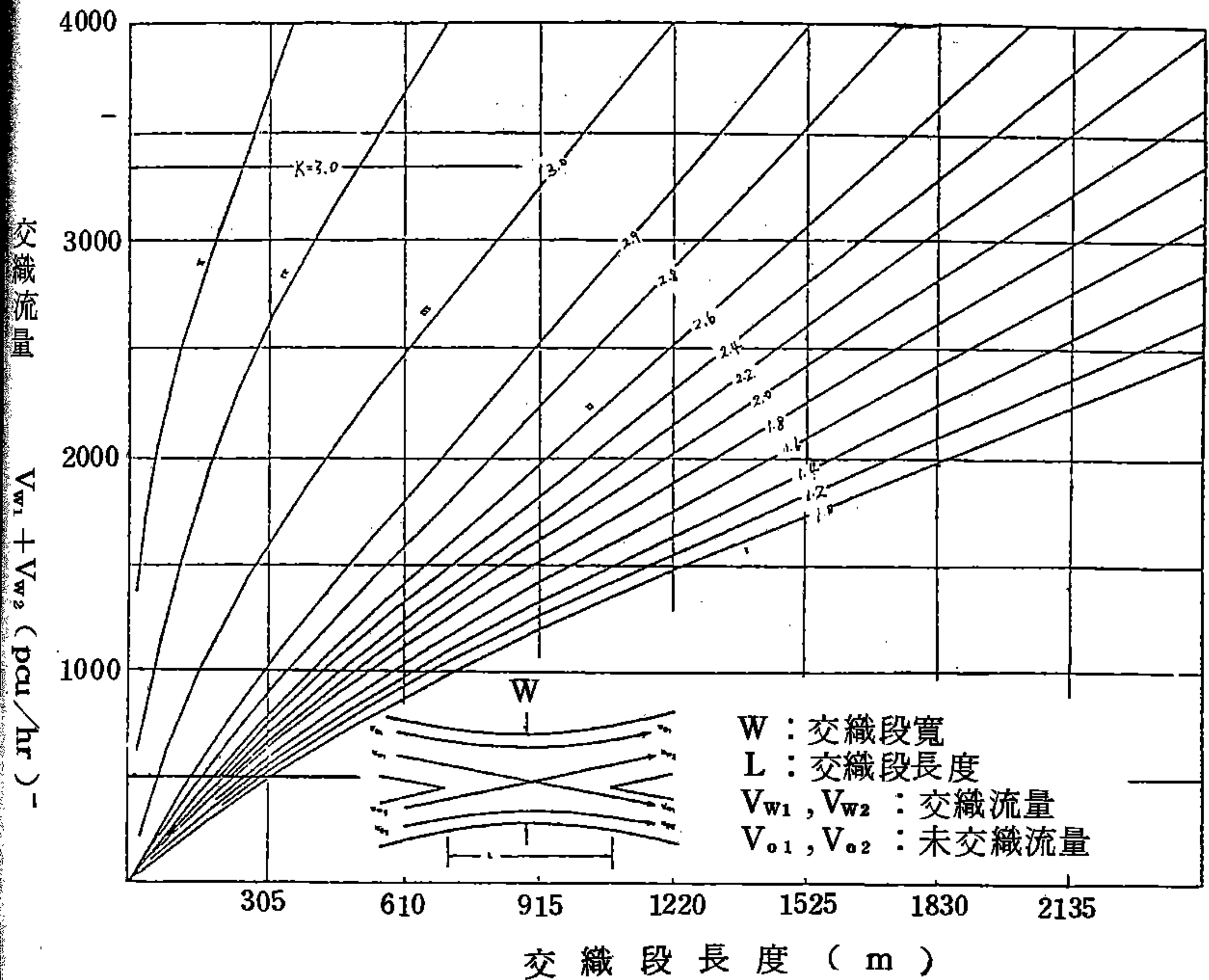
V_{w1} ：二交織流中較大一支之流量 (Pcu / hr)

K ：交織折減因數

V_{o1} , V_{o2} ：內外環未交織流量 (Pcu / hr)

上式中 V_{w1} , V_{w2} , V_{o1} , V_{o2} 可由實測值根據流向組成計算得到； K 值由交織流量 ($V_{w1} + V_{w2}$) 與交織段長查圖 4 - 17 (b) 計算得到，一般圓環交織段長度不長，因此 K 從圖 4 - 17 (b) 中發現皆為 3，而 $(K - 1) V_{w2}$ 為交織段折減流量，即為 $2 V_{w2}$ 。 C 值為直進路口疏解容量，視交織段之所有車道為一車道群 (Lane Group)，

圖 4 - 17 (b) 交織折減因數



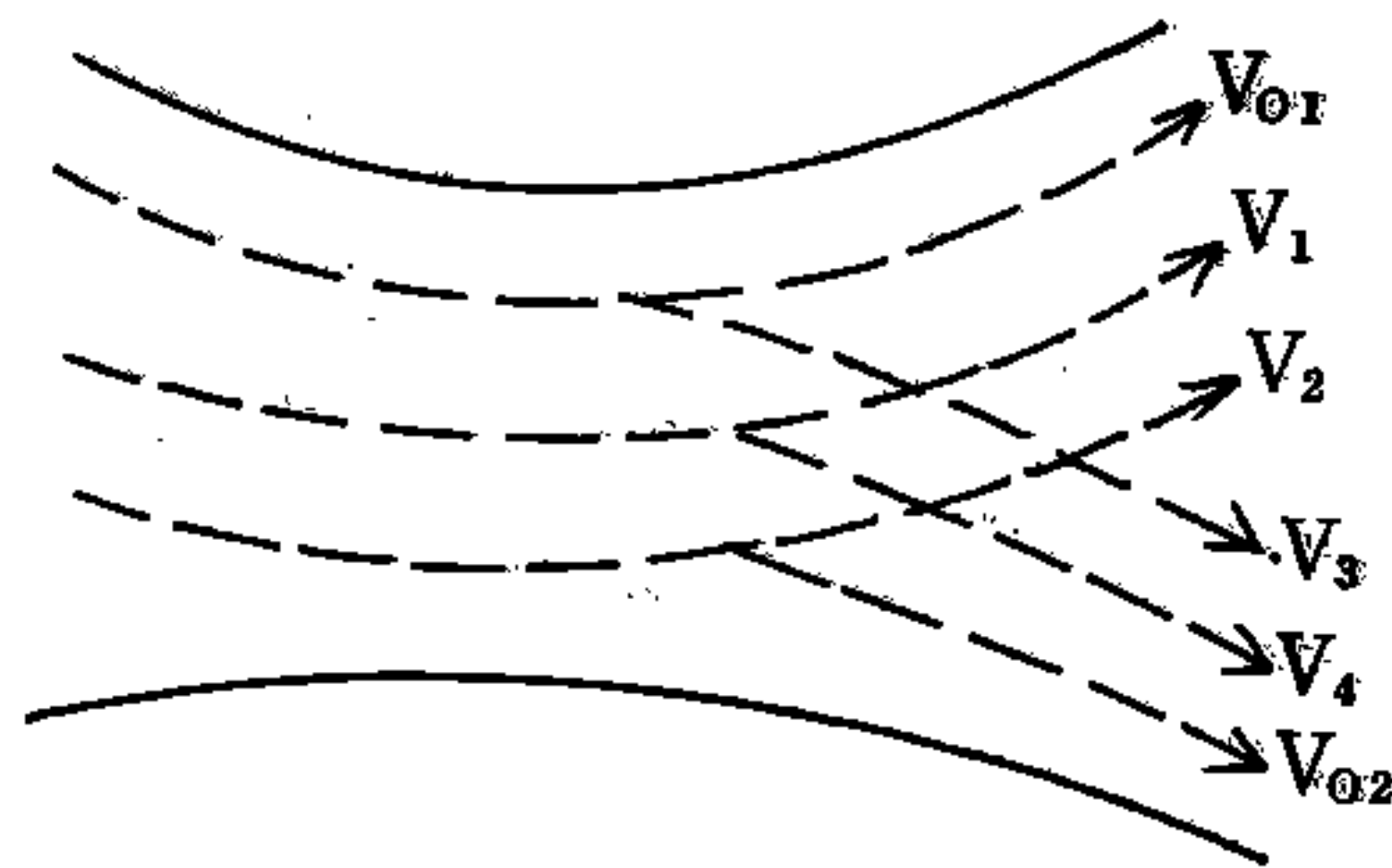
※註：圓環的交織長度一般不長（大致不超過100公尺）比較上圖，在交織流量甚低下，其交織折減因素亦均達到3.0（最大值）為簡化計算，故定交織折減因素皆為3.0。

由交織段平均車道寬度、路面坡度、地區型態、右轉率等有關因素，修正得到C值；至於左轉率、停車干擾等較為無關因素在此予以簡化忽略。由前述可分別計算出C，K， V_{w2} ，因此便可以計算出 C_w 。

對於實測流量可取小客車當量換算，機車取0.3、腳踏車0.2、大車2.8。

而 V_{w1} ， V_{w2} ，右轉率、交織段流量 q_w ，則依有無快慢分隔而不同計算，可由圖4-18分析。

(a) 無快慢分隔



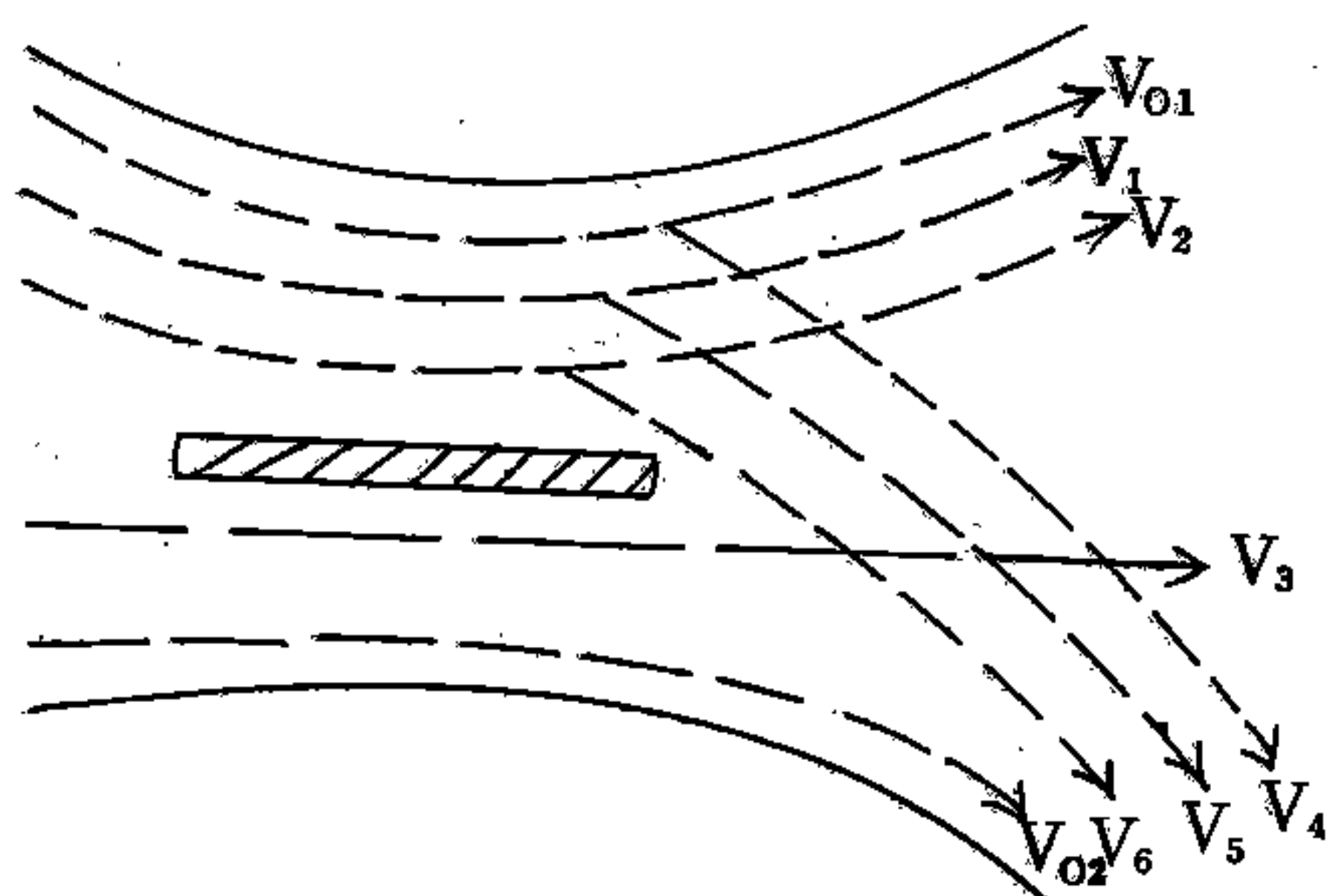
$$\left. \begin{array}{l} V_1 + V_2 \\ V_3 + V_4 \end{array} \right\} \text{較小者爲 } V_{w2} \text{，較大爲 } V_{w1}$$

$$q_w = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_{01} + V_{02}$$

$$\text{右轉率} = \frac{V_3 + V_4 + V_{02}}{q_w}$$

圖4-18 交織段流量及右轉率分析

(b) 有快慢分隔



$$\left. \begin{array}{l} V_1 + V_2 + V_3 \\ V_4 + V_5 + V_6 \end{array} \right\} \text{較小者爲 } V_{w2}, \text{較大者爲 } V_{w1}$$

$$q_w = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_{o1} + V_{o2}$$

$$\text{右轉率} = (V_4 + V_5 + V_6 + V_{o2}) / q_w$$

圖 4 - 18 交織段流量及右轉率分析

由上述分析可得 q_i , q_{wi} , 及 C_{wi} , 則可推估圓環容量 Q :

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^N q_i}{\sum_{i=1}^N q_{wi}} \times \left(\sum_{i=1}^N C_{wi} \right)$$

4.3.2. 圓環容量分析流程

整體而言，圓環容量之計算流程如圖 4 - 19 所示。

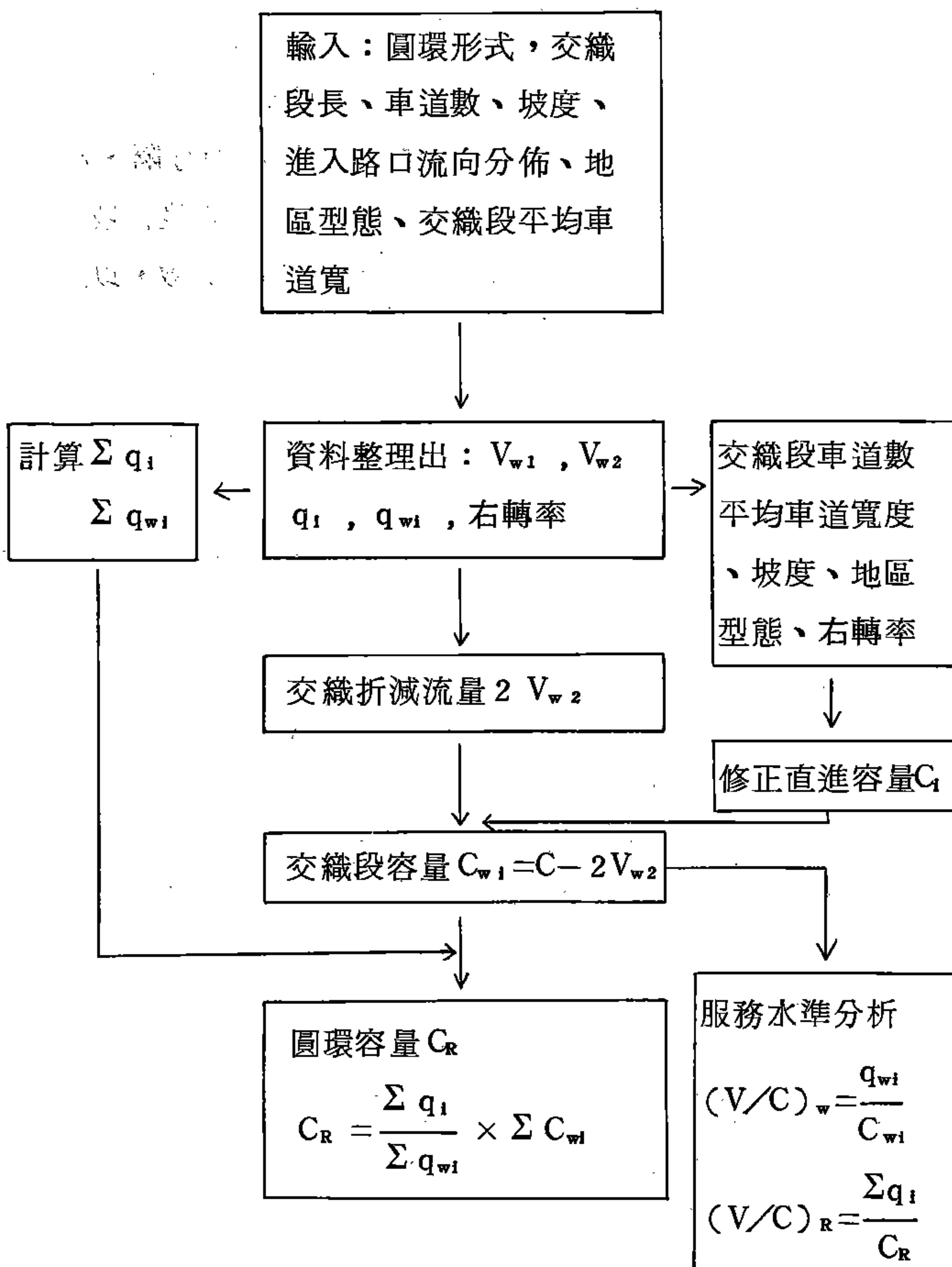


圖 4-19 圓環容量分析流程

4.3.3. 圓環容量計算與應用

圓環容量計算的步驟如下：

1. 步驟一，輸入資料，包括圓環簡圖，有無快慢分隔、路口數、地區型態、交織段車道數、長度、平均車道寬度及坡度、進入路口流量之流向分佈、尖峯係數路口行人衝突數，以上各項資料填入表 4.1，其中包括：

(1) 地區型態指數是否為 CBD

(2) 路口數及交織段數

(3) 交織段長度指二進入路口之間交織段中心線長 (m)

(4) 交織段平均車道寬度指平均一車道寬度 (m)

(5) 交織段坡度有上、下坡度

(6) 進入路口流量之流向 q_{ij} 表由 i 路口進入圓環，由 j 路口離去圓環之流量 (Pcu/hr) 由 q_{ij} 可計算各進入路口流量

$$q_i = \sum_{j=1}^N q_{ij}, \quad N \text{ 爲進入路口數。}$$

(7) 尖峯係數指各路口進入流量之尖峯係數

(8) 路口行人衝突數指各路口行人與車輛衝突數

2. 步驟二，由尖峯係數修正進入路口尖峯流量，並由各進入路口尖峯流量之流向分佈計算各交織段流量 (V_{w1} , V_{w2})、右轉率、交織折減流量。

以上各值填入表 4.2，其中包括：交織流量須由進入路口尖峯流量流向分佈 q_{ij} 整理計算。例如：

$$q_{w1} = q_{11} + q_{12} + q_{13} + q_{14} + q_{22} + q_{32} + q_{33} + q_{42} \\ + q_{43} + q_{44}$$

而 V_{w1} , V_{w2} 須由 q_{ij} 分析計算，例如第一交織段中 (路口

一與路口二之間)， $q_{11} + q_{13} + q_{14} + q_{43} + q_{44}$ 和 $q_{22} + q_{32} + q_{42}$ 較大者為 V_{w1} ，較小者為 V_{w2} 。右轉率由交織段上流向 q_{ij} 分析，例如第一交織段右轉率 = $(q_{12} + q_{22} + q_{32} + q_{42}) / q_w$ 。交織折減流量為 $2 V_{w2}$ 。

3. 步驟三，由理想的每車道疏解容量及車道數，再調整車道寬、坡度、地區型態、右轉率等修正因素，求得直進容量。以上各值填入表 4. 3，其中包括之因素項目為：

- (1) 理想之每車道疏解容量取 $1900 \text{ Pcu} / \text{hr}$
- (2) 車道寬調整因素查表 4. 4. 得到
- (3) 坡度調整因素查表 4. 5. 得到
- (4) 地區型態調整因素查表 4. 6. 得到
- (5) 右轉率調整因素由右轉率及行人衝突數查表 4. 7. 得到
- (6) 行人衝突數指離開圓環車輛與行人之衝突數

4. 步驟四，由交織段直進容量扣除交織折減容量得交織段容量，由交織段尖峯流量與交織段容量求交織段服務水準，最後由進入路口尖峯流量，交織段尖峯流量及交織段容量求圓環容量及圓環服務水準。

以上各值填入表 4. 9，其中相關因素包括：

- (1) 交織段容量 = 交織段直進容量 - 交織折減流量
- (2) 交織段服務水準由交織段尖峯流量與交織段容量比值查表 4. 8。

$$(3) \text{圓環容量} = \frac{\sum_{i=1}^N q_i}{N} \times \frac{\sum_{i=1}^N C_{wi}}{\sum_{i=1}^N W_i}$$

表 4.1 輸 入 資 料

圓環地點：			時間：			
調 查 者：			日期：			
圓環簡圖：						
有 無 快 慢 分 隔	路 口 數		地 區 型 態 (是 否 為 CBD)			
交 織 段 編 號	1	2	3	4	5	
車 道 數						
平均車道寬 (M)						
交織段長 (M)						
路面坡度 (%)						
路 口 編 號	1	2	3	4	5	6
進 入 路 口 流 量 流 向 分 佈 (PCU/hr)	Q ₁₁	Q ₂₁	Q ₃₁	Q ₄₁	Q ₅₁	
	Q ₁₂	Q ₂₂	Q ₃₂	Q ₄₂	Q ₅₂	
	Q ₁₃	Q ₂₃	Q ₃₃	Q ₄₃	Q ₅₃	
	Q ₁₄	Q ₂₄	Q ₃₄	Q ₄₄	Q ₅₄	
	Q ₁₅	Q ₂₅	Q ₃₅	Q ₄₅	Q ₅₅	
尖 峰 係 數						
行 人 衝 突 數						

表 4.3 直進路口容量調整

交織段編號	1	2	3	4	5	
理想每車道疏 解容量(PCU/hr)						
車道數 N						
車道寬調整 因數，表 4.4						
坡度調整因 數，表 4.5						
地區型態調 整因數表 4.6						
右轉調整因 數，表 4.7						
直進路口容 量(PCU/hr)						

表 4. 4. 車道寬調整因數

車道寬 (m)	2.4 ~ 2.7	3.0 ~ 3.9	4.0 ~ 4.9	5.0 ~ 5.9	6.0 ~ 7.5
調整因數	0.9	1.0	1.1	1.5	2.0

表 4. 5. 坡度調整因數

	下 坡			水 平	上 坡		
坡度 %	- 6	- 4	- 2	0	+ 2	+ 4	+ 6
坡度調整因數	1.03	1.02	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97

表 4. 6. 地區型態調整因數

地 區 型 態	調 整 因 數
CBD	0.9
其 他 地 區	1.00

表 4. 4. 車道寬調整因數

車道寬 (m)	2.4 ~ 2.7	3.0 ~ 3.9	4.0 ~ 4.9	5.0 ~ 5.9	6.0 ~ 7.5
調整因數	0.9	1.0	1.1	1.5	2.0

表 4. 5. 坡度調整因數

	下 坡			水 平	上 坡		
坡度 %	- 6	- 4	- 2	0	+ 2	+ 4	+ 6
坡度調整因數	1.03	1.02	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97

表 4. 6. 地區型態調整因數

地 區 型 態	調 整 因 數
C B D	0.9
其 他 地 區	1.00

表 4. 7. 右轉調整因數

調整 因 行人衝突數	右轉 率	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0		1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
50		1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83
100		1.00	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80
200		1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
400		1.00	0.93	0.86	0.80	0.73	0.66
600		1.00	0.91	0.83	0.74	0.65	0.56
800		1.00	0.89	0.79	0.68	0.58	0.47
1000		1.00	0.87	0.75	0.62	0.50	0.37
1400		1.00	0.84	0.67	0.51	0.35	0.18
≥1700		1.00	0.81	0.62	0.42	0.23	0.05

表 4. 8. 服務水準指標

等級	交 通 特 性 描 述	V / C 值範圍
A	自由車流	$0.0 \leq V/C < 0.6$
B	穩定車流 (少許延滯)	$0.6 \leq V/C < 0.7$
C	穩定車流 (延滯可接受)	$0.7 \leq V/C < 0.8$
D	近乎不穩定車流 (延滯可容忍)	$0.8 \leq V/C < 0.9$
E	不穩定車流 (延滯不可容忍)	$0.9 \leq V/C < 1.0$
F	強迫車流 (已阻塞)	$1.0 \leq V/C$

表 4.9 交織段及圓環的容量與服務水準

交織段編號	1	2	3	4	5	
直進路口容量 $C_i(\text{PCU/hr})$						
交織折減流量 (PCU/hr)						
交織段容量 $C_{wi}(\text{PCU/hr})$						
尖峰流量 q_{wi} (PCU/hr)						
q_{ni} / C_{wi}						
服務水準 表 8						
路口編號	1.	2.	3.	4.	5.	
進入路口尖峰流量 $q_i(\text{PCU/hr})$						
圓環容量 $Q = \frac{\sum q_i}{\sum q_{wi}} \times \sum C_{wi}$						
$\frac{\sum q_i}{Q}$						
圓環服務水準，表 8						

4.4 實證分析

有關圓環容量分析，共有理論法、1965 HCM法及英國經驗法等三種可行的計算方式。今欲比較選擇最佳的計算方式，則須加以實證及評估分析才能決定。本實證分析包括有無快慢分隔兩方面之實例驗證，再輔以定性分析，最後選擇最優方式。

4.4.1. 實證資料

本研究選擇台北市南京東路－敦化北路之圓環及南京東路－八德路之圓環在改為號誌化控制前的各項資料，進行分析驗證。

收集以往圓環調查資料時，發現國內圓環幾乎均為快慢分隔圓環，然調查資料却只限於快車道部份。因此，在實證方面亦僅取快車道部份資料加以驗證，再輔以定性之分析。

4.4.2. 實證一：敦化南路－南京東路圓環

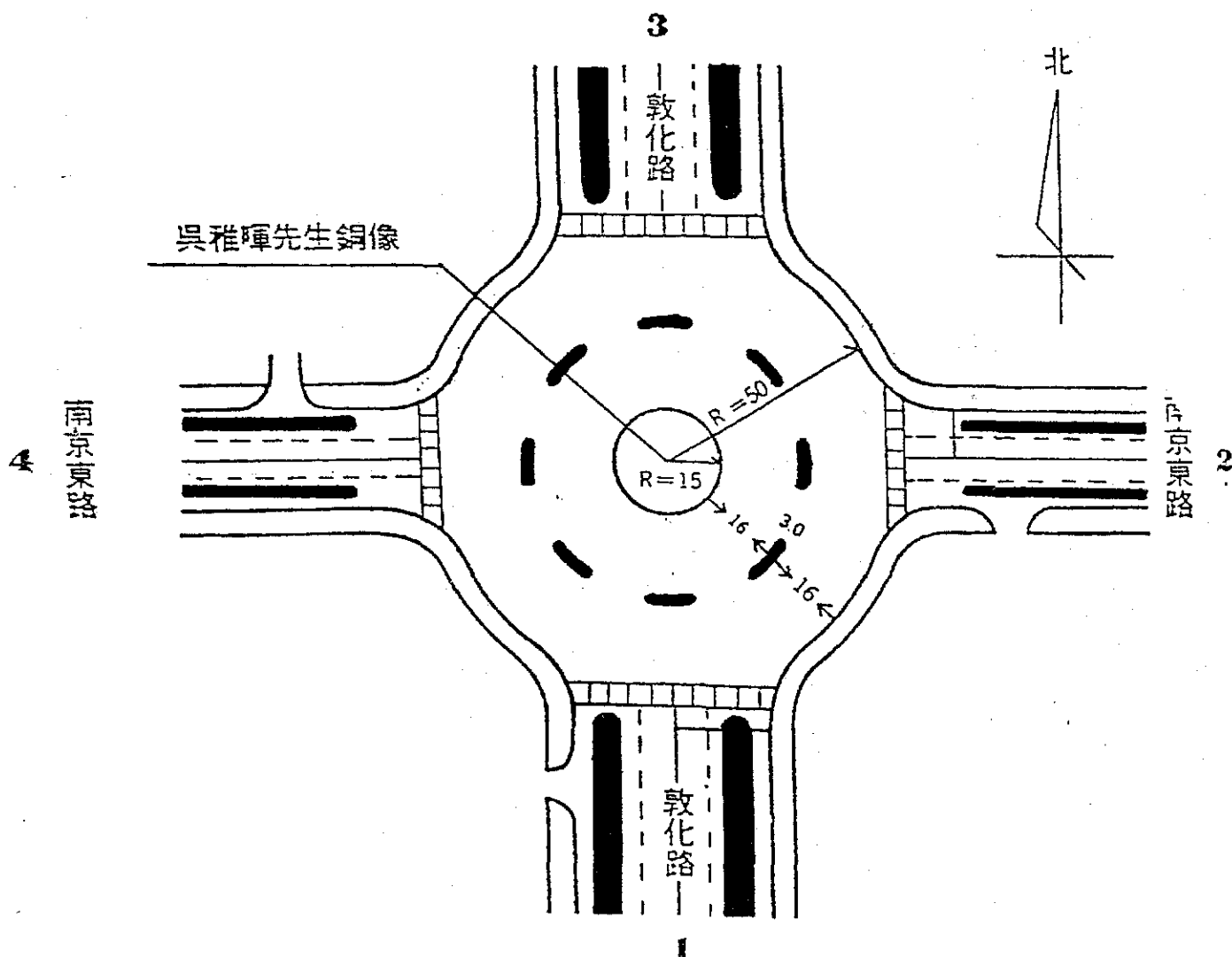


圖 4 - 20 敦化南路與南京東路圓環平面圖

資料調查機構：台北市政府工務局新建工程處〔47〕

調查地點：敦化南路與南京東路圓環（如圖 4 - 20）

調查時間：64年 7月 15日上午 7:30 ~ 9:30

調查車道：只含快車道

到達路口交通量如下：

$$q_1 = 1528 \quad q_2 = 1415 \quad q_3 = 1578 \quad q_4 = 982$$

$$\sum_{i=1}^4 q_i = 5503 \text{ veh/hr} = 6989 \text{ Pcu/hr}$$

各交織段交通分流情況：

$$\begin{array}{llllll}
 q_{11} = 40 & q_{12} = 348 & q_{13} = 886 & q_{14} = 254 & \sum_{i=1}^4 q_{1i} = 1528 \\
 q_{21} = 430 & q_{22} = 37 & q_{23} = 426 & q_{24} = 522 & \sum_{i=1}^4 q_{2i} = 1415 \\
 q_{31} = 740 & q_{32} = 493 & q_{33} = 28 & q_{34} = 317 & \sum_{i=1}^4 q_{3i} = 1578 \\
 q_{41} = 253 & q_{42} = 417 & q_{43} = 287 & q_{44} = 25 & \sum_{i=1}^4 q_{4i} = 982
 \end{array}$$

重型車百分率 = 15%，間距接受值設為 3 秒，地區人口：大於 1000,000 人，小客車當量 = $1 + 0.15 \times 1.8 = 1.27 \text{ Pcu} / \text{veh}$ ，其各交織段之交織比 (R)、交織比例 (P)、左右轉百分率、 V_{w1} 、 V_{w2} 、路寬、交織長、平均入口寬、K 值及各段容量如下：

(1) 東南段

$$R_1 = \frac{V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{43} + V_{42}}{V_{22} + V_{32} + V_{42}} = \frac{40 + 886 + 254 + 287 + 25}{37 + 493 + 417} = 1.576$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{22} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44}}{V_{11} + V_{12} + V_{13} + V_{14} + V_{22} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44}} \\
 &= \frac{40 + 886 + 254 + 37 + 493 + 417 + 287 + 25}{40 + 348 + 886 + 254 + 37 + 493 + 28 + 417 + 287 + 25} \\
 &= 0.866
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{w1} &= V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{43} + V_{44} = 1492 \text{ 輛/小時} \\
 &= 1895 \text{ 小客車/小時}
 \end{aligned}$$

$$V_{w2} = V_{22} + V_{32} + V_{42} = 947 \text{ 輛/小時} = 1203 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{12} + V_{22} + V_{32} + V_{42}}{V_{11} + V_{12} + V_{13} + V_{14} + V_{22} + V_{32} + V_{33} + V_{42} + V_{43} + V_{44}} \\ = \frac{1295}{2815} = 0.46$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 54.13 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 124.64 \text{ ft}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 40.6 \text{ ft}$$

$$K = 3$$

$$\text{①理論法 } C_{w1} = \frac{R+1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log(R+1) = 1856 \text{ 輛/小時} \\ = 2357 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{②HCM法 } C_{w1} = C - (K-1) V_{w2} = 5300 - 2 \times 947 \\ = 3406 \text{ 輛/小時} = 4326 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{③英國法 } C_{w1} = \frac{108W(1+\frac{e}{W})(1-\frac{p}{3})}{(1+\frac{W}{L})} = 5074 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{④實測 } C_{p1} = 2815 \text{ 輛/小時} = 3575 \text{ 小客車/小時}$$

(2)東北段

$$R_2 = \frac{V_{11} + V_{14} + V_{24} + V_{21} + V_{22}}{V_{13} + V_{33} + V_{43}} = 1.068$$

$$P_2 = \frac{V_{21} + V_{22} + V_{24} + V_{13} + V_{33} + V_{43} + V_{14} + V_{11}}{V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{21} + V_{22} + V_{23} + V_{24} + V_{33} + V_{43} + V_{44}}$$

$$= \frac{2514}{2935} = 0.857$$

$$V_{w2} = V_{13} + V_{33} + V_{43} = 1201 \text{ veh/hr} = 1525 \text{ Pcu/hr}$$

$$V_{w1} = V_{21} + V_{22} + V_{24} + V_{11} + V_{14} = 1283 \text{ veh/hr}$$

$$= 1629 \text{ Pcu/hr}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{13} + V_{33} + V_{43} + V_{23}}{2935} = 0.554$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 54.13 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 121.39 \text{ ft}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 45.93 \text{ ft}$$

$$K = 3$$

$$\text{①理論法 } C_{w2} = \frac{R+1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log(R+1) = 1688 \text{ 輛/小時}$$

$$= 2144 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{②HCM法 } C_{w2} = C - (K-1)V_{w2} = 5210 - 2 \times 1201$$

$$= 2808 \text{ 輛/小時} = 3566 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{③英國法 } C_{w2} = \frac{108 \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{\left(1 + \frac{W}{L}\right)} = 5339 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{④實測 } C_{p2} = 2935 \text{ veh} = 3727 \text{ 小客車/小時}$$

(3)西北段

$$R_3 = \frac{V_{33} + V_{31} + V_{32} + V_{21} + V_{22}}{V_{44} + V_{14} + V_{24}}$$

$$= 2.157$$

$$P_3 = \frac{V_{33} + V_{31} + V_{32} + V_{44} + V_{14} + V_{24} + V_{21} + V_{22}}{V_{31} + V_{32} + V_{33} + V_{11} + V_{21} + V_{22} + V_{44} + V_{14} + V_{24} + V_{34}} \\ = 0.876$$

$$V_{w2} = V_{44} + V_{14} + V_{24} = 801 \text{ 輛/小時} = 1017 \text{ 小客車/小時}$$

$$V_{w1} = V_{31} + V_{33} + V_{32} + V_{21} + V_{22} = 1728 \text{ 輛/小時} \\ = 2195 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{34} + V_{44} + V_{14} + V_{24}}{2886} = 0.387$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 54.13 \text{ 呎}$$

$$\text{長度 } L = 124.64 \text{ 呎}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 42.65 \text{ 呎}$$

$$K = 3$$

$$\text{①理論法 } C_{w3} = \frac{R+1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log(R+1) = 2019 \text{ 輛/小時} \\ = 2564 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{②HCM } C_{w3} = C - (K-1)V_{w2} = 5370 - 2 \times 801 = 3768 \\ \text{輛/小時} = 4785 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{③英國法 } C_{w3} = \frac{108W \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{\left(1 + \frac{W}{L}\right)} = 5159 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{④實測 } C_{p3} = 2886 \text{ 輛/小時} = 3665 \text{ 小客車/小時}$$

(4)西南段

$$R_4 = \frac{V_{33} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44}}{V_{31} + V_{11} + V_{21}} = 1.033$$

$$P_4 = \frac{V_{43} + V_{44} + V_{42} + V_{31} + V_{11} + V_{21} + V_{32} + V_{33}}{V_{33} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44} + V_{22} + V_{31} + V_{11} + V_{21} + V_{41}}$$

$$= \frac{2460}{2750} = 0.895$$

$$V_{w2} = V_{31} + V_{11} + V_{21} = 1210 \text{ 輛/小時} = 1537 \text{ 小客車/小時}$$

$$V_w = V_{43} + V_{44} + V_{42} + V_{32} + V_{33} = 1250 \text{ veh/hr}$$

$$= 1588 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{31} + V_{11} + V_{21} + V_{41}}{2750} = 0.532$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 54.13 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 124.64 \text{ ft}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 46.75 \text{ ft}$$

$$K = 3$$

$$\text{①理論法 } C_{w4} = \frac{R+1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log(R+1) = 1676 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{時} = 2128 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{②HCM法 } C_{w4} = C - (K-1)V_{w2} = 5230 - 2 \times 1210 = 2810$$

$$\text{veh/hr} = 3569 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{③英國法 } C_{w4} = \frac{108 W \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{\left(1 + \frac{W}{L}\right)} = 5330 \text{ 小客車/小時}$$

④實測 $C_{p4} = 2750$ 輛／小時 = 3493 小客車／小時

以上三種方法所得容量與實測最大尖峯流量，列於表 4 - 10

表 4.10. 敦化—八德圓環容量分析實證結果

計算容 量 P_{cu} hr 交織段	方 法	理 論 法	HCM 法	英國經驗法	實 測 法
東 南 段		2357	4326	5074	3575
東 北 段		2144	3566	5339	3727
西 北 段		2564	4785	5159	3665
西 南 段		2128	3569	5330	3493
合 計 $\sum C_{wi}$		9193	16246	20902	14460
$0.8 \sum C_{wi}$		7354	12997	16722	6989

4.4.3. 實證二：敦化南路—八德路圓環

資料調查單位：台北市政府新建工程處〔47〕

調查地點：敦化南路與八德路圓環，如圖 4 - 21

調查時間：64年7月14日上午7:30 ~ 9:30

調查車道：快車道

重型車百分率 = 10.6 %

小客車當量值 = $1 + 0.106 \times 1.8 = 1.19$ P_{cu} / veh

間距接受值 = 3 秒

地區人口：大於 1,000,000 人

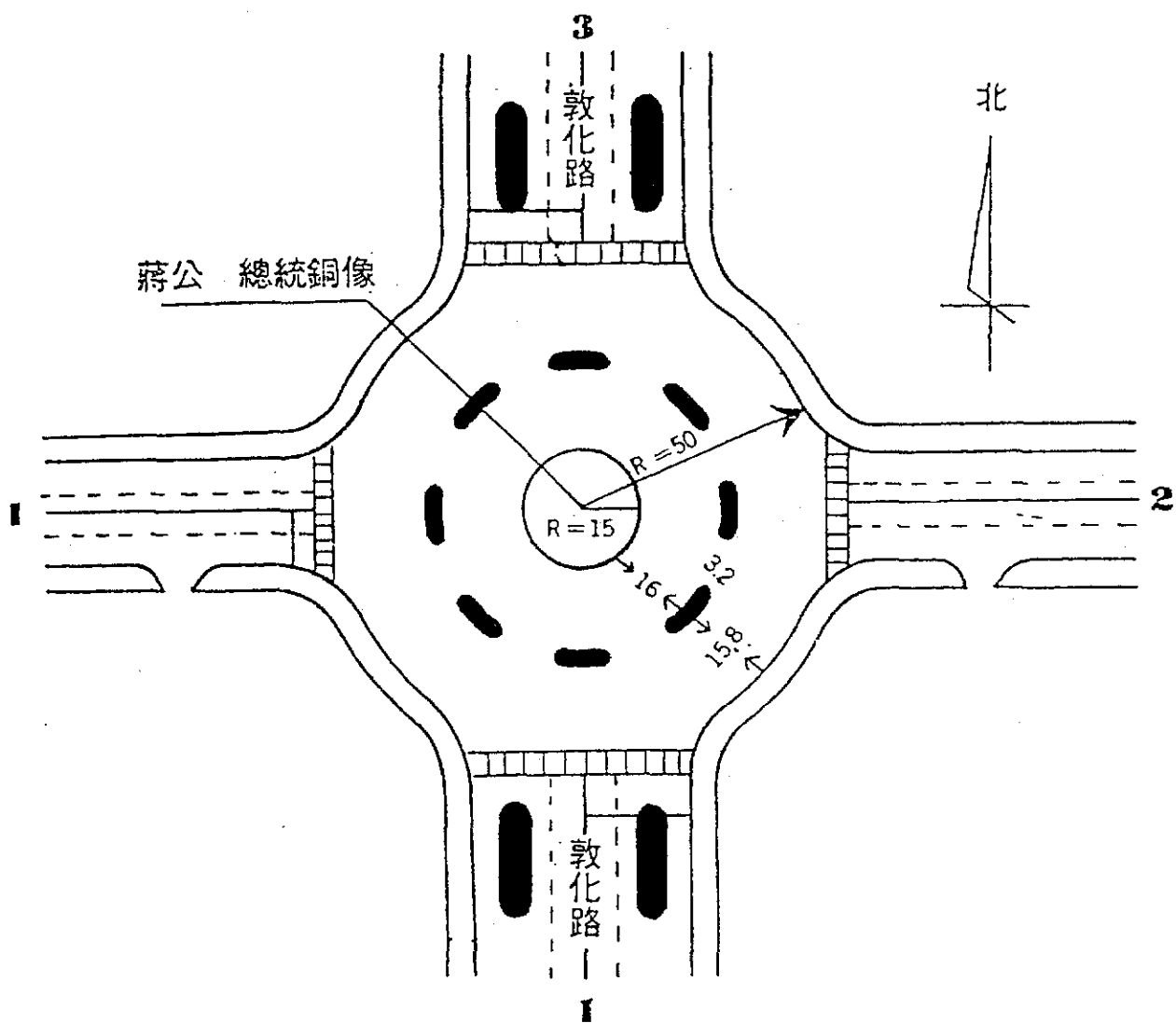


圖 4 - 21 敦化南路與八德路圓環平面圖

到達路口交通量如下：

$$q_1 = 1889 \quad q_2 = 844 \quad q_3 = 1359 \quad q_4 = 775$$

$$\sum_{i=1}^4 = 4867 \text{ veh/hr} = 5796 \text{ Pcu/hr}$$

各交織段交通分流情況：

$$q_{11}=149 \quad q_{12}=368 \quad q_{13}=1254 \quad q_{14}=118, \quad \sum_{i=1}^4 q_{1i} = 1889$$

$$q_{21}=284 \quad q_{22}=138 \quad q_{23}=194 \quad q_{24}=228, \quad \sum_{i=1}^4 q_{2i}=844$$

$$q_{31}=832 \quad q_{32}=169 \quad q_{33}=115 \quad q_{34}=243 \quad \sum_{i=1}^4 q_{3i}=1359$$

$$q_{41}=239 \quad q_{42}=426 \quad q_{43}=62 \quad q_{44}=48 \quad \sum_{i=1}^4 q_{4i}=775$$

(1) 東南段

$$R_1 = \frac{V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{43} + V_{44}}{V_{22} + V_{32} + V_{42}} = 2.225$$

$$P_1 = \frac{V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{22} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44}}{V_{11} + V_{12} + V_{13} + V_{14} + V_{22} + V_{32} + V_{33} + V_{42} + V_{43} + V_{44}}$$

$$= \frac{2364}{2847} = 0.830$$

$$V_{w1} = V_{12} + V_{13} + V_{14} + V_{43} + V_{44} = 1631 \text{ 輛/小時}$$

$$= 2071 \text{ 小客車/小時}$$

$$V_{w2} = V_{22} + V_{32} + V_{42} = 733 \text{ 輛/小時} = 873 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{12} + V_{22} + V_{32} + V_{42}}{2847}$$

$$= \frac{1101}{2847} = 0.387$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 38.55 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 127.95 \text{ ft}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 33.63 \text{ ft}$$

$$K = 3$$

$$\textcircled{1} \text{理論法 } C_{w1} = \frac{R+1}{R} \frac{3600}{t} \log(R+1) = 2036 \text{ 輛/小時}$$

$$= 2425 \text{ 小客車/小時}$$

$$\textcircled{2} \text{HCM法 } C_{w1} = 4150 - 2 \times 733 = 2684 \text{ 輛/小時}$$

$$= 3196 \text{ 小客車/小時}$$

$$\textcircled{3} \text{英國法 } C_{w1} = \frac{108W \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{\left(1 + \frac{W}{L}\right)} = 4333 \text{ 小客車/小時}$$

$$\textcircled{4} \text{實測 } C_{p1} = 2847 \text{ 輛/小時} = 3390 \text{ 小客車/小時}$$

(2) 東北段

$$R_2 = \frac{V_{11} + V_{14} + V_{24} + V_{21} + V_{22}}{V_{13} + V_{33} + V_{43}} = 0.641$$

$$P_2 = \frac{V_{21} + V_{22} + V_{24} + V_{13} + V_{33} + V_{43} + V_{11} + V_{14}}{V_{11} + V_{13} + V_{14} + V_{21} + V_{22} + V_{23} + V_{24} + V_{33} + V_{43} + V_{44}}$$

$$= \frac{2348}{2590} = 0.907$$

$$V_{w1} = V_{13} + V_{33} + V_{43} = 1431 \text{ 輛/小時} = 1704 \text{ 小客車/小時}$$

$$V_{w2} = V_{21} + V_{22} + V_{24} + V_{11} + V_{14} = 917 \text{ 輛/小時}$$

$$= 1092 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{13} + V_{33} + V_{43} + V_{23}}{2590} = 0.627$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 38.55 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 131.23 \text{ ft}$$

平均入口寬 $e = 35.68 \text{ ft}$

$$K = 3$$

$$\begin{aligned}\text{①理論法 } C_{w2} &= \frac{R+1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log(R+1) = 1522 \text{ 輛/小時} \\ &= 1812 \text{ 小客車/小時}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{②HCM法 } C_{w2} &= C - (K-1) V_{w2} = 3800 - 2 \times 917 \\ &= 1966 \text{ 輛/小時} = 2341 \text{ 小客車/小時}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{③英國法 } C_{w2} &= \frac{108 W \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{\left(1 + \frac{W}{L}\right)} = 4323 \text{ 小客車/小時}\end{aligned}$$

$$\text{④實測 } C_{p2} = 2590 \text{ veh./hr} = 3084 \text{ 小客車/小時}$$

(3)西北段

$$R_3 = \frac{V_{33} + V_{31} + V_{32} + V_{21} + V_{22}}{V_{44} + V_{14} + V_{24}} = 3.904$$

$$\begin{aligned}P_3 &= \frac{V_{33} + V_{31} + V_{32} + V_{44} + V_{14} + V_{24} + V_{21} + V_{22}}{V_{33} + V_{31} + V_{32} + V_{11} + V_{21} + V_{22} + V_{44} + V_{14} + V_{24} + V_{34}} \\ &= \frac{1932}{2324} = 0.831\end{aligned}$$

$$V_{w2} = V_{44} + V_{14} + V_{24} = 394 \text{ 輛/小時} = 469 \text{ 小客車/小時}$$

$$\begin{aligned}V_{w1} &= V_{31} + V_{33} + V_{32} + V_{21} + V_{22} = 1538 \text{ 輛/小時} \\ &= 1839 \text{ 小客車/小時}\end{aligned}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{34} + V_{44} + V_{14} + V_{24}}{2324} = 0.274$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 38.55 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 131.23 \text{ ft}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 33.22 \text{ ft}$$

$$K = 3$$

$$\begin{aligned} \text{①理論法 } C_{w3} &= \frac{R+1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log(R+1) = 2397 \text{ 輛/小時} \\ &= 2854 \text{ 小客車/小時} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{②HCM法 } C_{w3} &= C - (K-1) V_{w2} = 4220 - 2 \times 394 \\ &= 3432 \text{ 輛/小時} = 4087 \text{ 小客車/小時} \end{aligned}$$

$$\text{③英國法 } C_{w3} = \frac{108 W \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{\left(1 + \frac{W}{L}\right)} = 4332 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{④實測 } C_{p3} = 2324 \text{ veh/hr} = 2767 \text{ 小客車/小時}$$

(4)西南段

$$R_4 = \frac{V_{33} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44}}{V_{31} + V_{11} + V_{21}} = 0.648$$

$$\begin{aligned} P_4 &= \frac{V_{43} + V_{44} + V_{42} + V_{31} + V_{11} + V_{21} + V_{32} + V_{33}}{V_{33} + V_{32} + V_{42} + V_{43} + V_{44} + V_{22} + V_{31} + V_{21} + V_{11} + V_{41}} \\ &= \frac{2085}{2462} = 0.847 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{w2} &= V_{43} + V_{44} + V_{42} + V_{32} + V_{33} = 820 \text{ 輛/小時} \\ &= 976 \text{ 小客車/小時} \end{aligned}$$

$$V_{w1} = V_{31} + V_{11} + V_{21} = 1265 \text{ 輛/小時} = 1506 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{右轉百分率} = \frac{V_{31} + V_{11} + V_{21} + V_{41}}{2462} = 0.61$$

$$\text{左轉百分率} = 0$$

$$\text{寬度 } W = 38.55 \text{ ft}$$

$$\text{長度 } L = 124.64 \text{ ft}$$

$$\text{平均入口寬 } e = 37.32 \text{ ft}$$

$$K = 3$$

$$\text{①理論法 } C_{w4} = \frac{R + 1}{R} \cdot \frac{3600}{t} \log (R + 1) = 1525 \text{ 輛/小時}$$

$$= 1816 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{②HCM法 } C_{w4} = C - (K - 1) V_{w2} = 3810 - 2 \times 820$$

$$= 2170 \text{ 輛/小時} = 2584 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{③英國法 } C_{w4} = \frac{108 W \left(1 + \frac{e}{W} \right) \left(1 - \frac{P}{3} \right)}{\left(1 + \frac{W}{L} \right)} = 4491 \text{ 小客車/小時}$$

$$\text{④實測 } C_{p4} = 2462 \text{ 輛/hr} = 2932 \text{ 小客車/小時}$$

以上三種方法所算得容量與實測最大尖峯流量列於表 4.11.。

表 4.11. 敦化—南京東路圓環容量分析驗證結果

計算容 量 P_{cu} 交織段 方法 hr	理 論 法	H C M 法	英國經驗法	實 測 法
東 南 段	2425	3196	4333	3390
東 北 段	1812	2341	4323	3084
西 北 段	2854	4087	4332	2767
西 南 段	1816	2584	4491	2932
合 計 ΣC_{wi}	8907	12208	17479	12173
$0.8 \Sigma C_{wi}$	7126	9766	13983	5796

4.4.4. 實證分析結果

由以上實證分析，有下述數點發現：

1. 實測之敦化路南京東路圓環之最大進入圓環流量與各交織段之流量和之比例為 $6989/14460 = 0.483$ ，而敦化路及八德路圓環為 $5796/12113 = 0.478$ ，與 Webster 及 Newly 所假設的 0.8 相差甚大。
2. 由三法計算的容量中，以 HCM 法所得到的值，與實測的流量最為相近，較符合現況。而理論法則低於實測值甚多。若將間距接受值加大，如德國容量手冊所建議之 4.5 秒，則所得容量將更小，因此理論法無法解釋現狀。至於英國經驗法則超出實測值甚多

，解釋能力上不佳。

- 3.由英國的嚴重性指數，敦化路及南京東路圓環指數 $I = 0.377$ ，敦化路及八德路圓環 $I = 0.37$ ，皆顯示出交通阻塞嚴重性，因此所測流量應已接近容量。

由圓環快車道的實證上，發現在三法中以 HCM法最能符合實際情況。但由於僅限於快車道的驗證，因此以下將就快慢分隔予以定性分析，以輔助實證之圓環快車道，以 1965 HCM為佳。

4.4.5. 快慢分隔圓環容量分析之檢討

在快慢分隔圓環之容量計算分析中，為求能簡化同於非快慢分隔圓環之計算，因此分析快慢分隔圓環觀念，也同於非快慢圓環，以下分別就此三法於快慢分隔圓環之容量計算時，所將遭遇之問題做一探討。

1.理論法：

- (1)車流交織情形簡化太甚，於具快慢分隔圓環之車流衝突現象相當複雜，若僅假設交織段為二股車流相互交織，則與實際情形相差太大。
- (2)交織車流是相互尋求穿越間距，不應只考慮次車流穿越主車流
- (3)交織段中衝突形式多，各不同車種在不同衝突行為下，所須之間距接受值各不相同。另外流量單位也涉及間距接受值之調整，包括主車流與次車流二部份皆須考慮並須考慮機車伴隨汽車利用同一間距。
- (4)在國外文獻中甚少利用此法求解圓環容量，國內亦僅林漢杰君提出簡化求解〔66〕。

2.英國經驗法：

- (1)實證的快車道不含機車時其計算已超出現有調查值甚多，雖加

入慢車道之大量機車（英國法取 $0.75P_{cu} / \text{veh}$ ），其所算得容量與實測值可能適當調衡，然公式上表示快車道提供容量應較大（快車道較寬），慢車道提供容量較小（慢車道車道數少、較狹）。而實測上，台灣慢車道機車量大，實際上係慢車道流量大而快車道不大，此恰與公式含義相反。若機車當量取 0.3，則實測交織段流量，可能將同於實證之快車道，小於計算容量甚多。

(2)此公式為英國實驗所得，由於英國的駕駛特性可能與台灣有相當之差異，所以直接引用頗不適切。由實證的快車道容量即可顯示英國的容量甚大高出國內最大尖峯值很多，故此容量公式並不實用。

3.美國 HCM 法：

(1)車流交織現象於求解簡化時與英國經驗法相同，比較理論法在實況中不致相差太大，即使屬快慢分隔形式亦不致相差太大。

(2)一般圓環交織段頗長，可適用路口之直進容量修正方式，唯獨交織段為曲線形，與路段到達路口之直線形稍有不同，其容量可能由於車輛操作上困難稍為減少，不過一般車輛於交織段速度不大，因此其誤差亦不致太大，至於快慢車道之穿越行為，可視同交織行為，處理上可適當簡化，與現況相近。

由實證及定性分析看出，理論法在簡化車流下，所計算之容量遠小於現況，但若區分各種衝突情況，則容量分析將類似於非號誌交叉口分析，甚為複雜，國外文獻中以此法計算者不多，於圓環漸微之趨勢，似不宜由此法分析圓環容量。

英國經驗法所取的機慢車當量與台灣相差甚大，機車混合率與台灣亦相差頗大，加上駕駛習性可能異於台灣，其圓環快車道之實

證值大於台灣現場調查容量甚多，因此建議不由此法計算圓環容量。HCM 法在定性分析上較另外二法簡要亦無嚴重缺點，現場圓環快車道之容量亦與實證相近。因此，於此三法中，建議採用 HCM 法計算圓環容量較為恰當。

4.4.6. 討論

經由實證分析，本研究結論係以 1965 HCM 法計算圓環容量。其於計算有無快慢車道之圓環容量，所採用的方法是相同的，唯考慮台灣混合車流中機車占相當大之比例，若完全依 1965 HCM 法之「輛／小時」單位觀念進行分析。由於機車數量太多，造成實測流量值過高（在實證時，因取快車道驗證，故無機車問題，適合 1965 HCM 法修正）。為解決機車問題，因此有必要引入「小客車／小時」觀念，即在實測流量時便先換算為 Pcu 單位。而另交織段在路口之流向係含直進和右轉二方向車流，因此不須修正左轉因素，交織段屬於單行道，在路口處除併入之衝突外，並無對向衝突，亦少有停車之影響。因此這些因素均不須修正，利用 1985 HCM 法之「車道群」（Lane group）觀念，視交織段上各車道之特性相似，以所有車道之「車道群」（Lane group）設立理想容量值，再調整地區型態路面坡度及右轉率等因素計算直進路口之容量，進而扣除交織折減流量而得交織段容量。

4.5 進一步研究課題

未來研究課題包括：

1. 圓環嚴重性指標之研訂；
2. 圓環車流延滯分析模式之建立，
3. 圓環容量分析方法，

4. 圓環交織段飽和流量，

5. 小客車當量值，

6. 號誌化小型圓環之應用。

4. 5. 1. 課題一

1. 研究名稱：

圓環嚴重性指標之研訂

2. 分類：

圓環服務水準 (UYLZ)

3. 主要問題與研究方向：

(1) 英國道路實驗研究室提出之圓環嚴重性指標 I：

$$I = \left(\frac{\Sigma q - A_c}{A_p - A_c} \right)^{1.8}$$

Σq ：圓環各路口進入流量之總和

A_p ：圓環的實際容量

A_c ：圓環的臨界容量

其中： $I \geq 1$ 阻塞極嚴重， $0 < I < 1$ 阻塞逐漸嚴重， $0 \leq I < 0.5$ 輕微嚴重， $0.5 \leq I < 1$ 很嚴重。 A_p 值由本文所建議的 HCM 法計算，與英國經驗公式法，已有不同。因此 I 值範圍之界定必須做適當調整，此須從許多調查資料分析，始能定出其嚴重性範圍。

(2) 此外， A_c 值之計算迄今尚無確定公式，英國假定為 $0.7 A_p$ ，台灣地區現有的方法亦是由電腦的實際模擬而得，實未能建立一實用且簡要的公式，此有賴更進一步的研究。

4. 預期研究成果：

圓環嚴重性分析模式

4. 5. 2. 課題二

1. 研究名稱：

圓環延滯分析

2. 分類：

圓環服務水準分析 (UYLZ)

3. 主要問題與研究方向：

1985 HCM號誌交叉口的服務水準已發展為平均每車延滯觀念，較能評估交叉口的服務水準，圓環在此方面亦可跟進，然迄今尚無實用的平均延滯公式，有待學者們更進一步的研究。黃展南先生曾利用等候理論推導出圓環的等候延滯，然未能包括交織時之併入延滯之分析，因此其實用性仍需作進一步驗證。

4. 預期研究成果：

圓環車流延滯推估模式

4. 5. 3. 課題三

1. 研究名稱：

圓環容量分析方法

2. 分類：

圓環容量分析 (UYCZ)

3. 主要問題與研究方向：

英國經驗公式法在計算圓環容量為一簡要方法，可惜在台灣之適用性不佳。國內學者可以作進一步的研究，建立一套屬於台灣圓環容量的經驗公式，則往後在計算圓環容量可以較方便簡單。

4. 預期成果：

建立簡易的圓環容量分析方法

4.5.4. 課題四

1. 研究名稱：

圓環交織段飽和流量分析

2. 分類：

圓環容量分析 (UYCZ)

3. 主要問題與研究方向：

本研究在修正交織段容量時所採用的理想每車道疏解容量為 1900 Pcu / hr，此值略低於交叉口直進車道飽和流量 2000 Pcu / hr，主要是考慮圓環交織段是弧形的因素。然交織段弧度大小與每車道飽和流量可能有關係，即修正交織段容量時宜考慮加入交織段弧度因素調整，而此亦為值得進一步研究的課題。

4. 預期研究成果：

圓環交織段飽和流量及其調整因素

4.5.5. 課題五

1. 研究名稱：

小客車當量值分析

2. 分類：

圓環小客車當量值 (UYPZ)

3. 主要問題與研究方向：

- (1) 本文分析當量轉換時，機車設為 0.3，腳踏車設為 0.2，大型車為 2.8，純以一般假設，其當量值界定仍需更進一步研究。
- (2) 圓環之小客車當量值分析基礎，或許與號誌化交叉口不同，其分析的架構亦不同。號誌化交叉口是考慮車頭間距，而圓環交織段考慮的是接受間距，在分析上必須分辨。

4.預期研究成果：

圓環容量分析之小客車當量值

4.5.6. 課題六

1.研究名稱：

號誌化小型圓環之應用分析

2.分類：

圓環特性分析與應用（UYCZ）

3.主要問題與研究方向：

英國中小型圓環在台灣之適用性雖未受肯定，然其在號誌圓環中可提供我們某一啓示：即為保留圓環中央的銅像而一直不能改建為號誌交叉口的圓環，可以利用小圓環觀念，削瘦圓環中央島的直徑，仍以號誌控制，保留銅像，但增加車行面積，對圓環各路口之疏解皆有助益，可作進一步分析。

4.預期研究成果：

圓環改為號誌化交叉口評估與執行效益。

第五章 都市幹道

5.1 文獻回顧

都會區幹道系統 (Arterial System) 猶如人體之主要動脈，其車流之運作通暢與否，直接影響都市之機能。幹道系統在都市公路運輸系統中，介於連絡道路 (Collector)、鬧區街道 (Down-town Streets) 與副都區多車道公路、郊區道路 (Rural Road) 之間，其間之差異，主要係依其功能、特性及道路兩側之發展密度而定。市區幹道通常為都會區中之號誌化街道，其主要功能為服務通過性車流 (Through Traffic)，然亦可及其鄰接地區。

由於幹道系統之可通過最大流量通常受限於號誌化交叉口或路段上之某些特定地點，因而對於幹道系統的評估一般僅就服務水準進行分析界定，容量分析方面則不再予以討論。號誌化交叉口與這些特定限制地點之容量分析可另行討論，在幹道系統中則不再分析。

5.1.1 市區幹道系統之定義

都會區中道路系統通常包括快速道路、主、次要幹道、連絡道路、地區道路等。其中快速道路系統為出入口管制之高架系統，主、次要幹道則以服務通過性車流為目的，連絡道路之功能為連絡主次要幹道及地區道路，地區道路則提供可及性功能。

快速道路系統因大部分為高架系統，特徵明顯，地區道路之特色為街道長度短、路型大都為雙車道，無分隔，路邊可停車。此二者之特性明確，區分較無疑義。然幹道系統與連絡道路，在道路實質特性及環境因素均甚為相似，區分頗為不易。

我國以往有關都會區中道路系統之研究大致以都市計劃道路寬度劃訂研究範圍之依據，如以都市計劃道路寬度 8 公尺以上為研究對象者〔52〕，以道路寬度在 30 公尺以上為分析對象者〔53、54〕。其中有關幹道系統定義之描述，如下〔52〕：“幹道系統係都市內服務車輛交通之主要系統，穿越城市的通過性交通及市內區域間交通皆使用此系統，其路網廣佈旅次集中地區，並與郊區主要公路連絡，路寬通常可達 20 公尺以上，並具四線快車道，道路連貫性佳，通常能穿越半個市區以上。其平均行車速率可達 45 公里／小時。”

此種定義方式對幹道系統之實質特性，如路寬、車道數等，有較詳細之描述，而對幹道系統以服務通過性交通為目的之特性僅為敘述性之說明。美國 1985 HCM 中對幹道系統之定義中，對服務通過性交通特性較為清晰。其定義如下〔12〕：

“市區中之號誌化街道，其兩鄰號誌化交叉口之間隔應在 2 英哩（≐ 3.2 公里）以內，且街道上之車流在號誌化交叉口之轉向比通常在百分之二十以下。”

依此定義可知幹道上之車流大部分均為直進，而非轉向之可及性功能。綜合上述國內、外有關幹道系統之定義，對幹道系統之確認應兼顧道路實質特性、環境因素及交通特性等。

5.1.2 幹道系統之分類

我國對道路系統之分類，通常以其服務功能為分類依據，道路系統可分為五類：1、快速道路；2、主要幹道；3、次要幹道；4、連絡道路；5、地區道路。而影響道路功能分類之因素，主要有三方面：〔52，53，55〕：

- (1)道路實質因素：道路實質因素乃有關道路本身所具備的特性，如路段寬度、車道數、路型（分隔型式）、交叉口平均距離、道路

連續長度等，均會影響道路的服務功能。

(2)交通因素：係考慮在現有路網上交通流動特性、交通組成、交叉口之綠燈比等。

(3)環境因素：交通運輸行為係服務各種社會、經濟活動，因此道路之環境因素亦影響道路的服務功能。包括道路所在地區之人口密度。道路兩側之土地使用情形、道路連接地區之旅次發生強度和旅次吸引強度等特性。

對幹道系統之分類，國內嘗試以因子分析及群落分析等多變量統計方法，綜合考慮上述三種因素，將幹道系統分為三級〔52〕，並就其第二、三級再予細分其分類情形如下：

(1)、第一級幹道

(2)、第二級幹道（聯外型）

(3)、第二級幹道（商業型）

(4)、第三級幹道（聯外型）

(5)、第三級幹道（商業型）

(6)、第三級幹道（郊區公路）

此種分類方式可稱十分詳細，然亦略顯繁複，且分類過程須透過多變量統計模式，在實用上甚不方便。

美國1985 HCM 對市區幹道系統亦區分為Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ等三類，其分類方法首先就幹道「服務功能」進行分類，考慮因素包括易動性功能（Mobility）、可及性功能（Accessibility）、連接區域之特性（Points Connected）、服務旅次之特性等。依這些特性將幹道系統區分為主要幹道、次要幹道。再依道路之「設計準則」予以分類，考慮的因素包括進出管制方式、幹道類型、停車、獨立左轉車道、每英哩號誌數、速限、行人活動影響、道路兩側之發展等。

設計分類共將道路分爲副都區設計 (Suburban Design)、中間設計 (Intermediate)、都市區設計 (Urban Design) 等三類。

綜合功能分類及設計分類，共可將道路分爲六類，再將此六類道路類歸爲三級，並就其各級幹道調查自由車流速率 (Free Flow Speed) 級距。自由車流速率爲各級幹道在車流受干擾最少之狀況下，可達之安全行駛速率，此爲影響車輛旅行時間之重要參數之一。

美國 1985 HCM 對幹道系統分類、分級及自由車流速率級距如表 5.1 至表 5.3 所示，此種分類分級方法，十分簡明易用，值得我國參考採行。

5.1.3 幹道車流之特性

根據美國 1985 HCM 之探討，影響幹道車流特性 (Characteristics of Arterial Flows) 之因素包括：(1)道路環境因素，(2)車輛間交互影響因素，及(3)號誌之影響。此三類因素可能單獨影響車流行爲，亦可能交互影響現分述如下：

1. 道路環境因素：通常包括道路幾何特性及其鄰接地區之土地使用型態，如車道數、車道寬、分隔狀態、道路兩側之可及性密度、號誌化交叉口間距、路段長度、停車活動、行人活動、速限、以及該都市之人口數等。這些因素均將影響車流之自由速率及駕駛者之舒適度。

若幹道之平均路段過短，則其自由車流速率，必然較路段長者爲低，旅行速率必較低，此點在美國 1985 HCM 第十一章計算範例五之比較十分明顯。此外，車道數、車道寬、與分隔狀態對多車種組成車流中各車種間之交互影響十分顯著，如快慢分隔狀態下直行車輛不易受機車之干擾，又如單向三車道以上之道路，靠

表 5.1 幹道功能、設計分類表

分 類 準 則	功 能 分 類		
	主 要 幹 道	次 要 幹 道	
1.移動性功能	非常重要	重要	
2.可及性功能	非常次要	重要	
3.連接區特性	高速公路，重要活動中心，主要旅次產生區	主要幹道	
4.服務旅次之特性	上述設施之連接，服務長程通過性族次	各較小區域之連通功能，服務中程旅次	
分 類 準 則	設 計 分 類		
	副 都 區 設 計	中 間 設 計	都 市 區 設 計
1.進出管制方式	部分或全部管制	部分管制	少或全無管制
2.幹道類型	多車道(有分隔)或 有路通之二車道	多車道，單行， 或二車道	無分隔單向，二車 道，多車道
3.停車	無	有	准許停車
4.獨立左轉車道	有	部分	無
5.每英哩號誌數	1 ~ 4	4 ~ 8	8 ~ 12
6.速限	40 ~ 45mph	30 ~ 40 mph	25 ~ 35 mph
7.行人活動影響	無	無	有
8.道路兩側發展	低密度	中	高密度

資料來源〔TRB, HCM, 1985〕

表 5.2 幹道等級分類表

設計分類	功 能 分 類	
	主要幹道	次要幹道
副都區設計	I	II
中間設計	II	III
都市區設計	III	III

資料來源〔TRB, HCM, 1985〕

表 5.3 幹道等級與自由車流速率

幹道等級	自由車流速率 (mph)
I	35 —→ 45
II	30 —→ 35
III	25 —→ 35

資料來源〔TRB HCM 1985〕

內側之直行車輛亦較不易受慢車道上機車之影響及兩側停靠車等可及性活動之干擾。

2. 車輛間之交互影響

幹道上車輛與車輛間之交互影響因素，主要有車流密度（Density）、車種組成、及轉向流量（Turning Movement）等。通常車輛在市區街道上行駛，由於各車種之車輛性能不同、操作特性各異，很難以自由車流速率操作，會經常受到其他車輛之干擾與限制。車流密度高則各車輛相互牽制之可能性將提高。至於車種組成方面在國外主要考慮重型車之比例，我國則混合車流現象顯著，機車之混合比則為重要考慮因素。轉向流量所產生的分出（Diverge）及併入（Merge）亦將影響車流之速率。

3. 交通號誌之影響

車輛行經交叉口所產生之延滯與紅燈比、綠燈時間內車輛到達之比例（即交通號誌車流續進特性）、及交通量有關。幹道上車輛之旅行速率（Travel Speed），包含車輛行經交叉口所發生之延滯。因此平均旅行速率，亦較平均行駛速率（Running Speed）為低。

號誌時相計劃亦影響車流特性，如禁止左轉，則免除因左轉流動所帶來之干擾。而交通量大小與路口容量推估出之飽和度（Degree of Saturation），則影響延滯之大小。此點於1985 HCM 中第十一章計算範例四有清楚之描述〔12，PP. 11—23〕。

5.1.4 服務水準評估因子

所謂服務水準係指道路所能提供使用者某種程度服務性的指標

。美國 1965 HCM 對服務水準的定義爲：“服務水準係以數個因素對道路的影響程度之一種測度，此因素含：速率、旅行時間、交通干擾、操作自由度、安全、駕駛舒適感、方便及操作成本。”〔1〕

因此道路服務水準評估因子，大致可就定義中歸納爲：(1)速度與旅行時間，(2)交通干擾與阻礙，(3)駕駛操作的自由度，(4)安全度、肇事及潛在危險，(5)駕駛舒適及方便，(6)經濟性。評估因子之選擇，當以能同時兼顧考慮爲佳，然因資料取得及量化等級判斷不易，常只運用其中某些項目。在 1965 HCM 中即建議以「旅行速率」爲主要評估因子，以流量容量比 V/S 爲次要評估因子。

我國有關道路服務水準評估的相關研究〔53，56〕，曾就各項服務水準評估因子進行檢討比較，包括 V/C 比值、旅行速度、負荷因子、尖峰小時因素、延滯、臨界移動交通量等，並選定以延滯爲主要評估因子。其中對 V/C 比值因子有較深入之檢討，其要點有四：

- (1)以 V/C 比值爲服務水準指標之基本意義爲反應需求佔該交通設施所供給能量的比例。
- (2)如 V/C 比值因旅行速率小而變小，並不一定代表 V/C 小即服務水準高。
- (3)對容量之推估，則 V/C 比值之意義不具代表性。
- (4)由於道路中各區段有不同的幾何設計、不同的環境條件、不同之管制方式及交通因素，因此以多長路段爲一衡量單位則無一確定。

美國 1985 HCM 對市區幹道之服務水準評估，則以平均旅行速率爲評估因子，此因市區幹道之容量通常受限於交叉口之時制，且路

段上之流量已於交叉口延滯推估之飽和度計算時予以考慮。該版中對幹道區隔（Segment）、路段（Section）之平均旅行速率計算公式如下：

$$ART\ SPD = \left[\frac{3600 \times (\text{區隔長度})}{(\text{每英哩行駛時間}) \times (\text{區隔長度}) + (\text{交叉口延滯時間})} \right] \tag{I-5-1}$$

各種幹道等級中各區隔長度之平均行駛時間，如表 5.4 所列，依表中可推算各區隔之平均旅行速率，以評估服務水準。

表 5.4 1985 HCM 每英哩區隔長度行駛時間

幹道等級	I			II		III		
自由車流速率	45	40	35	35	30	35	30	25
平均區隔長度（英哩）	每英哩行駛時間（秒／英哩）							
0.05						227	265	
0.10						145	155	165
0.15						180	220	
0.20	135	141	140	150	180			
0.20	109	115	125	128	134	130	140	165
0.25	104	110	119	120	127	122	132	153
0.30	99	102	110					
0.40	94	96	105					
0.50	88	93	103					
1.00	80	90	103					

註：1.就每一幹道應估計其自由車流速率，若無則可使用下列設

定值：Ⅰ 40、Ⅱ 35、Ⅲ 30。

2.就一級幹道若區隔長度較 1.0 英哩為長，則可以自由車流速率推算每英哩行駛時間。

3.若一級幹道中之區隔長度小於 0.2 英哩，則使用人應(a)重分類幹道等級或(b)引用 0.2 英哩之行駛時間。

4.就二、三級幹道，若區隔長度較 0.25 英哩為長，則使用人應(a)重評估幹道等級或(b)使用外差法。

5.上表中未列明行駛速度與流量之關係於交叉口延滯計算中更為恰當。

資料來源〔TRB.HCM.1985〕

綜合以上對服務水準評估因子選定之探討，以旅行速率或延滯為評估因子，為國內、外近年之共同趨勢。旅行速率與延滯實為一體兩面，因旅行速率除考慮路段上之延滯，亦綜合了路口之延滯。然旅行速率因子在測度上較延滯容易調查，且較易為駕駛者所感。因此，以旅行速率為評估因子，實值國內參考採用。

5.1.5 服務水準評估分析架構

我國以往有關幹道服務水準評估常以整條幹道為分析對象，求得整條幹道之評估因子之參數值(Parameters)，以代表整個幹道之服務水準〔52，53，56，57〕。實則同一幹道上之不同區隔與路段常有不同之環境因素，及不同之道路實質特性，因而幹道等級未必完全相同。此外在規劃設計階段，往往缺乏有效之參數以為依據。因此，不論在現有道路之服務水準評估，或新建道路之設計時，劃訂服務水準等級之考慮，均須建立服務水準之分析架構。

美國 1985 HCM 對幹道服務水準評估分析之架構，相當完整。此一架構，如有現場調查資料，包括路段行駛時間、路口延滯等，則可直接計算平均旅行速率、界定區隔、路段及整個幹道之服務水準。若應用於規劃設計新路時，則可選定不同的自由車流速率，推估路段行駛時間，號誌延滯時間，以推定其服務水準。

該新版 HCM 中，幹道系統服務水準評估分析之基本架構，依序可分為七大步驟，如圖 5-1 所示：

步驟：

- (1) 確立幹道之區位及長度，以為服務水準評估之對象。
- (2) 依幹道等級分類表，進行幹道分級並決定（或選定）其自由車流速率。
- (3) 依評估之目的將幹道劃分為幾個路段（Section），每一路段中又含有幾個區隔（Segment）。
- (4) 就各個區隔計算其行駛時間，並就其路段進行整合計算。
- (5) 計算各交叉口的相關參數及路口延滯。
 - (a) 直行車流之參數包括：週期長度（ C ）；綠燈時相比（ g/c ），流量容量比（飽和度 \times ， V/C ）；直行車道群容量 C 。
 - (b) 號誌化車流續進狀況。
 - (c) 路口延滯與停止延滯之關係。
- (6) 計算平均旅行速率。
 - (a) 就每一路段畫出速率剖面圖（Speed Profile）。
 - (b) 就整個幹道分析。
- (7) 查表界定幹道服務水準。

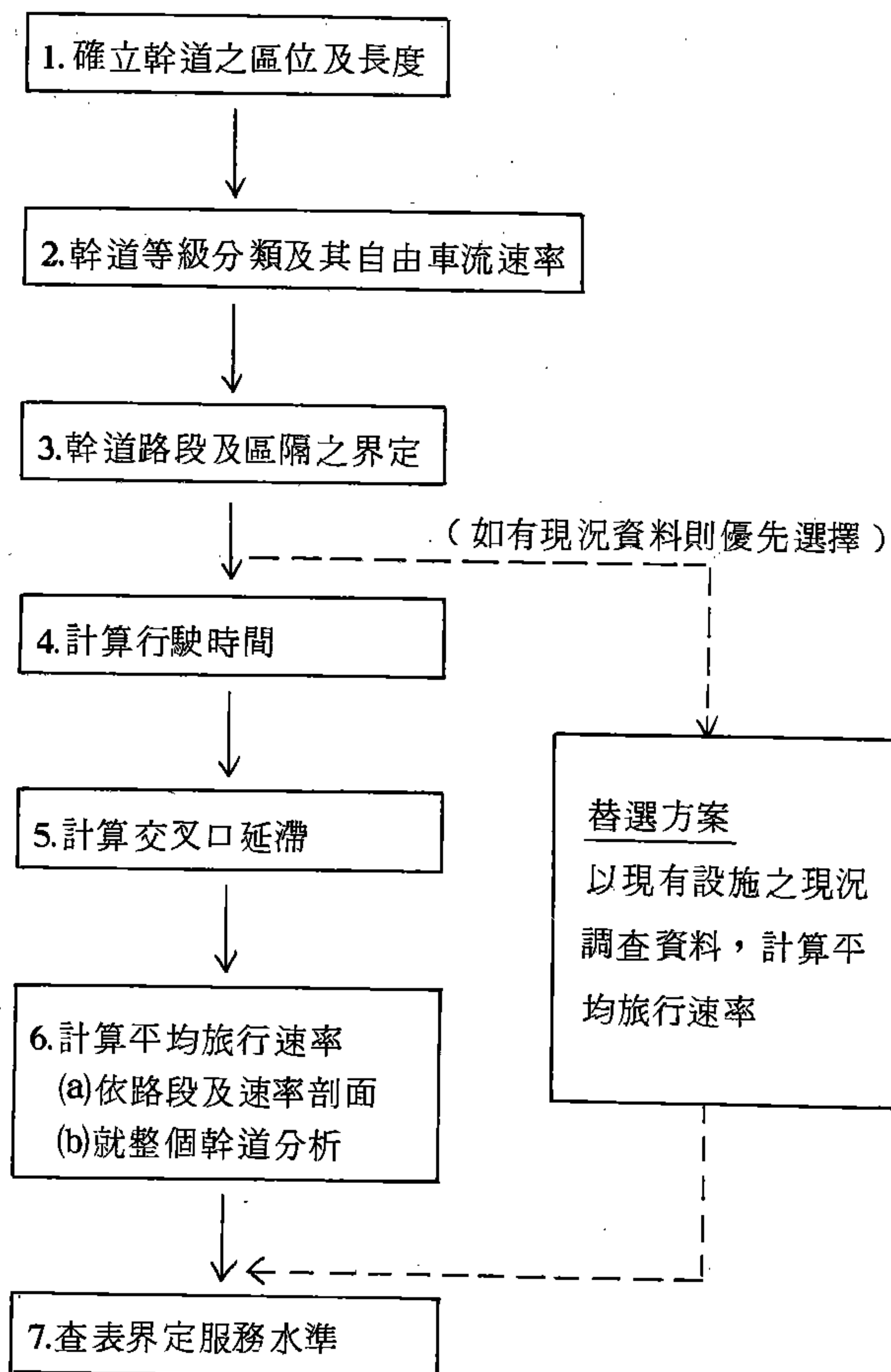


圖 5-1 1985 HCM 幹道服務水準評估分析基本架構

資料來源：〔TRB，HCM, 1985〕

上述分析架構中，對現有設施之評估，如有現況調查資料，則優先選擇替選分析程序，而不須經步驟 4～6。此外，此一分析程序係就幹道中單一方向進行分析，因此雙向道路必須依不同方向分別分析。

5.1.6 服務水準之分級與界定

自 1965 年美國 HCM 問世以來，道路服務水準大致均分為 A—F 等六級，該版中對服務水準分級及交通性質描述如表 5.5 所列：

表 5.5 1965 年版美國 HCM

平均旅行速率與服務水準關係表

等級	交通特性描述	平均旅行速率公里/小時
A	自由車流	≥ 48
B	穩定車流（少許延滯）	≥ 40
C	穩定車流（延滯可接受）	≥ 32
D	接近不穩定車流（延滯可容忍）	≥ 24
E	不穩定車流（延滯不可容忍）	接近 24
F	強迫車流（已阻塞）	< 24

資料來源：〔TRB ,HCM ,1985〕

國內以往有關道路服務水準分級之研究報告，均以上述分級方式加以修正引用，如表 5.6 即運用試誤法反覆調整所得，以適用國內之情形〔57〕。表 5.7 即以國內之速限值（40 KPH）與美國之速限值（56 KPH）之比值為調整係數，調整平均旅行速率，並計算每公里延滯時間，其中將下級服務水準再細分為 $F_1 \sim F_5$ 等五級，共分爲十級〔53, 56〕。

表 5.6 路段 V/C 與平均旅行速率服務水準國內修正表

等級	V/C 比值	平均旅行速率
A	≤ 0.5	≥ 30
B	0.51 ~ 0.65	25 ~ 29.9
C	0.66 ~ 0.75	17 ~ 24.9
D	0.76 ~ 1.00	13 ~ 16.9
E	1.01 ~ 1.20	11 ~ 12.9
F	無意義	< 11

資料來源：〔7〕

表 5.7 路段延滯服務水準等級準則表

等級	速率 (KPH)	延滯 (分/公里)	等級	延滯 (分/公里)
A	≥ 35	≤ 0.2	F_1	≤ 2.5
B	≥ 30	≤ 0.5	F_2	≤ 3.0
C	≥ 23	≤ 1.10	F_3	≤ 3.5
D	≥ 20	≤ 1.5	F_4	≤ 4.0
E	≥ 18	≤ 2.0	F_5	> 4.0

資料來源：〔6〕

資料來源：〔台大土研所，道路服務水準及阻塞等級評估方法初探，民國 72 年〕

美國 1985 HCM 中，幹道系統服務水準分級乃以平均旅行速率爲效率量度 (Measure of Effectiveness, MOE)。平均旅行速率乃以直進車流之路段行駛時間及交叉口延滯等計算而得。且不同之幹道等級，有不同之服務水準分級方式，如表 5.8 所列。A 至 F 級，各級之交通特性如下：

- A 級：車輛之操作幾可達自由車流狀況，向其平均旅行速率，通常可達該幹道等級自由車流速率之 90%，車輛受其他車輛之干擾度小，路口延滯達最低狀況。
- B 級：車輛之操作在合理狀況下，受其他車輛干擾情形較少，路口延滯尚可忍受，其平均旅行速率通常可達該幹道等級自由車流速率之 70%。
- C 級：車流呈穩定狀況，車道轉換已受其他車輛之干擾，路口等待車隊已較長，其平均旅行速率通常僅達該幹道等級自由車流速率之 50%，駕駛人將感受到較緊張之狀況。
- D 級：在此級中，若稍微增加車流量將大幅提高路口延滯，其平均旅行速率通常僅達該幹道等級自由車流速率之 40%。
- E 級：幹道中車流之平均旅行速率非常低，通常僅達該幹道等級自由車流速率之 $\frac{1}{3}$ 。路口延滯必然十分高。
- F 級：幹道車流之平均旅行速率，不及該幹道等級自由車流速率之 $\frac{1}{3}$ 或 $\frac{1}{4}$ 。非常擁擠。

就以上的分析中可發現，以美國 1985 HCM 中幹道系統服務水準分級方式，較具參考價值，此因不同幹道等級其道路實質特性、環境因素、交通特性因素，皆有所不同，其可達自由車流速率亦有不同。服務水準之評估亦與駕駛者之期望有關，因此如同一分級方式，分析界定各級幹道，則不甚妥當。

表 5.8 美國 1985 年版 HCM 幹道服務水準分級表

幹道等級	I	II	III
自由車流速率 區間 (英哩/ 小時)	45 ~ 35	35 ~ 30	35 ~ 25
一般自由車流 速率 (英哩/ 小時)	40	33	27
服務水準	平均旅行速率 (英哩 / 小時)		
A	≥ 35	≥ 30	≥ 25
B	≥ 28	≥ 24	≥ 19
C	≥ 22	≥ 18	≥ 13
D	≥ 17	≥ 14	≥ 9
E	≥ 13	≥ 10	≥ 7
F	< 13	< 10	< 7

資料來源：〔TRB, HCM, 1985〕

5.2 交通特性分析

都會區幹道系統係以服務通過性車流為主要目的，所連接服務之區域主要為都會區中主要之旅次發生、吸引區域或高速公路、省道等都會區之主要道路系統。其實質特性因素、環境因素與郊區公路系統不同，如交叉口緊密程度、兩側土地使用型態、路邊停車等。此外，

都會區幹道系統之最大可能通過流量，乃受限於交叉口，因此幹道系統之交通特性乃與公路系統中其他設施，如高速公路和郊區公路等不同。囿於研究經費及時間，本研究對於國內都會區中幹道系統之交通特性分析，乃以台北都會區中幹道系統特性進行分析，並以“中華民國七十三年台北市交通流量及特性調查”資料為基礎[54]。

5.2.1 幹道區隔長度分佈

幹道系統服務水準分析，乃以幹道上之「區隔」(Segment) 為分析之基本單位，所謂「區隔」即指幹道中某一方向相鄰兩個號誌化交叉口間之路段，含下一個交叉口之長度，如圖 5-2 中斜線部分所示。

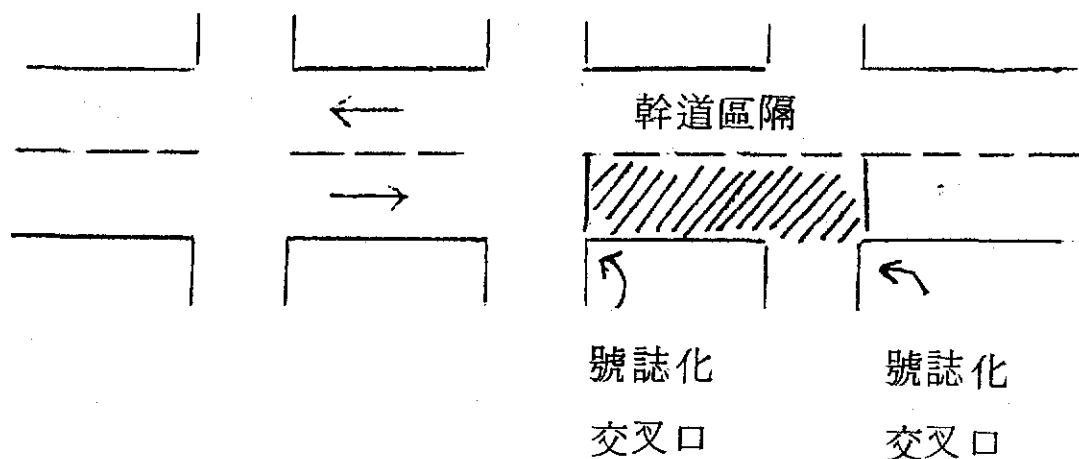


圖 5-2 幹道區隔示意圖

幹道區隔長度之大小，常影響幹道等級之分類，且影響路段上車流之自由車流速率 (Free Flow Speed)。通常區隔長度愈小，其可達之自由車流速率也愈低。其主要原因為交叉口之時相計劃常阻斷車流之行進，因此區隔長度愈小，即號誌化交叉口密度愈高，車流行進受阻斷干擾之機會也愈大。

國內都會區幹道系統之區隔長度分佈，以台北都會區內之十七條幹道進行分析，幹道之名稱、起訖點及其距離為：

- (1)辛亥路：由羅斯福路至木柵路，共長 6.20 公里。
- (2)基隆路：由羅斯福路至南京東路，共長 5.60 公里。
- (3)松江路—新生南路：由民族東路至辛亥路，共長 4.94 公里。
- (4)仁愛路：由中山南路至基隆路，共長 4.34 公里。
- (5)信義路：由中山南路至基隆路，共長 4.34 公里。
- (6)和平東西路：由環河南路至木柵路，共長 11.90 公里。
- (7)重慶北路：由高速公路至鄭州路，共長 3.10 公里。
- (8)重慶南路：由忠孝西路至水源路，共長 2.66 公里。
- (9)中華路：由忠孝西路至水源路，共長 3.74 公里。
- (10)民權東西路：由環河北路至敦化北路，共長 4.22 公里。
- (11)民生東西路：由撫遠街至環河北路，共長 5.97 公里。
- (12)南京東西路：由基隆路至重慶北路，共長 6.78 公里。
- (13)復興南北路：由民族東路至興隆路，共長 5.09 公里。
- (14)敦化南北路：由民權東路至和平東路，共長 4.14 公里。
- (15)忠孝東西路：由基隆路至環河北路，共長 5.86 公里。
- (16)中山南北路：由中山橋至愛國西路，共長 4.78 公里。
- (17)羅斯福路：由愛國西路至景美橋，共長 5.93 公里。

各幹道之區隔分佈情形如圖 5-3 所示。平均區隔長度約為 320 公尺，標準差為 193 公尺，（內含辛亥路上 2300 公尺之區隔 4 個，和平東路上 5400 公尺區隔 2 個）。若將郊區 2000 公尺以上之路段檢出，則平均區隔長度為 287 公尺，標準差為 147 公尺。圖 5-3 中縱軸為區隔長度值，橫軸為頻次值，其中虛線曲線為以 300 公尺為平均值之標準常態分配，實線曲線為實際分佈情形，亦呈常態分配，唯峯態略向左偏。在所有的區隔中有百分之五十之區隔長度在 250 公尺以下，區隔長度在 500 公尺以上者約佔百分之十。

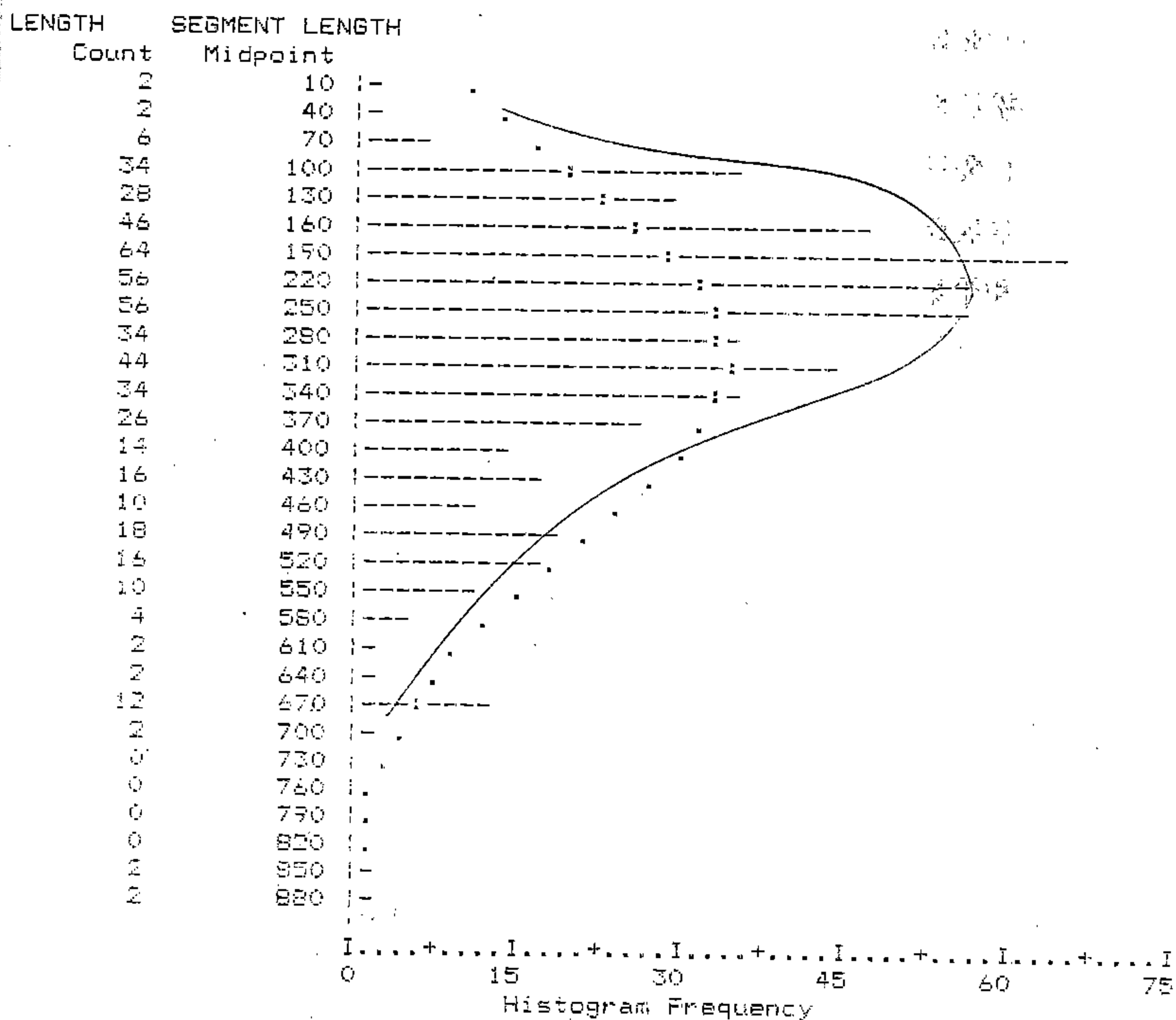


圖 5-3 台北市區幹道區隔長度分佈

5.2.2 幹道路口轉向比例分析

市區幹道系統之道路連貫性較連絡道路及地區道路爲佳。通常能穿越半個市區以上，並以服務長程旅次爲主要目的，因此幹道系統中各路口之轉向流動（Turning Movement）比例應不致過高。根據美國 1985 HCM 對幹道系統之定義中，其幹道上各路口之轉向流量比例，通常在百分之二十以下。

國內都會區幹道上各路口之轉向流量比例，就台北市於七十三年中山北路，民權西、東路，民生西、東路，南京西、東路，忠孝西、東路，信義路，復興北路等七條幹道，所蒐集上、下午雙向之路口（Approach）之交通量分佈之資料進行分析，共可得 214 個樣本，其中轉向比例（右轉或左轉）超過百分之二十者爲 78 個，佔全體之 36 %，轉向比例超過百分之二十五者有 34 個，佔所有樣本之 15 %；而超過百分之卅者，則佔總樣本數之百分之七以下，平均轉向比則爲百分之十七。214 個路口轉向比例分佈如圖 5-4 所示。由以上的分析可知國內幹道系統上各路口轉向比例通常應在百分之二十五以下，且所服務的旅次大部份確係爲直進之通過性旅次。

5.2.3 幹道區隔平均旅行速率分佈

幹道區隔爲服務水準分析之基本單位，平均旅行速率則爲服務水準評估分析之主要因子。有關平均旅行速率之各項定義及操作意義如下 [54 , 60]：

- (1)旅行時間：指車輛行駛於兩點間（路段）總共花費的時間，包括一切延滯及中途停車時間。
- (2)旅行速率：指路線長度除以旅行時間之比值。
- (3)平均旅行速率：實驗車在路段往返行駛六次以上，其旅行速率之

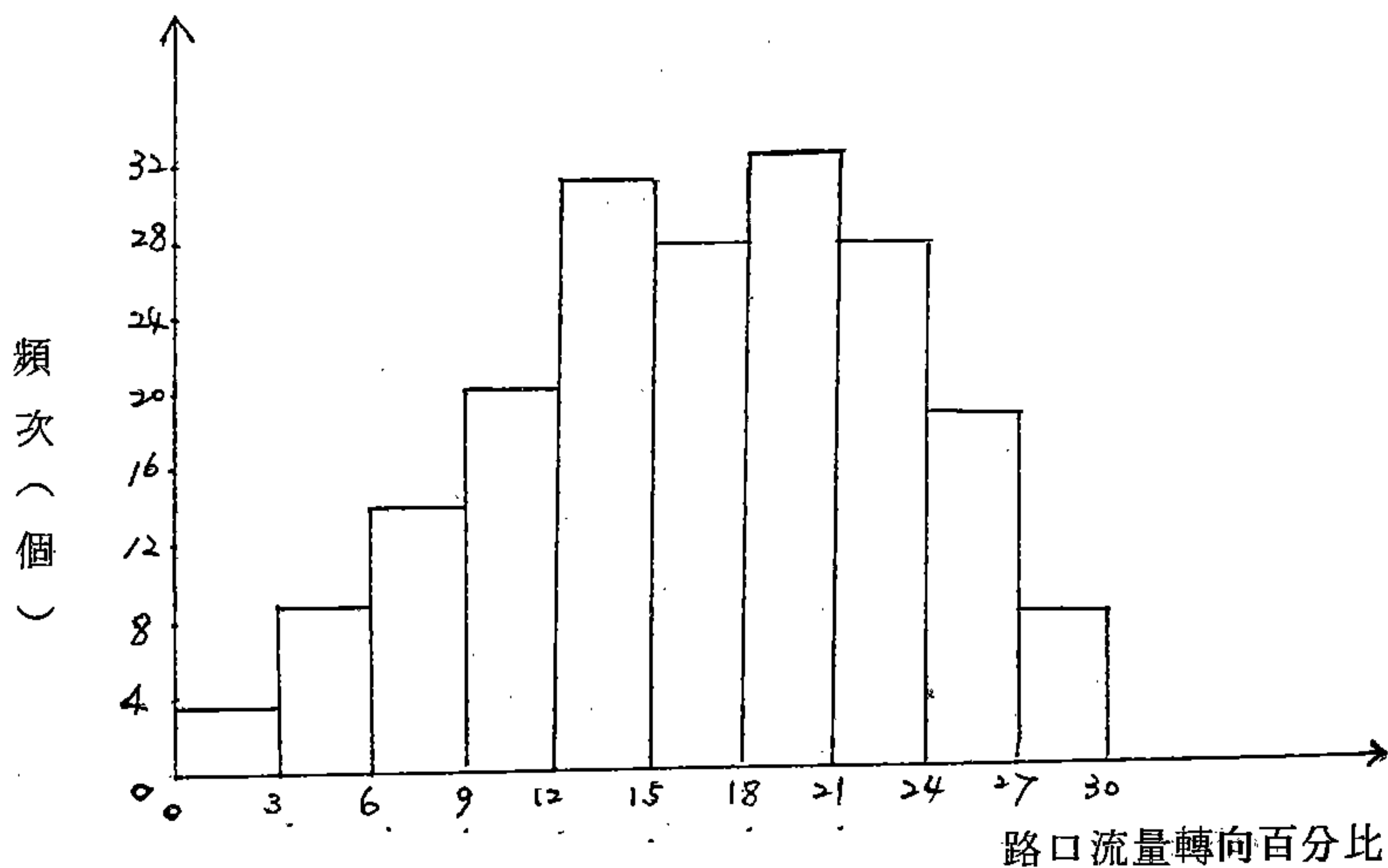


圖 5-4 幹道上路口轉向比例分佈圖

算術平均值。

國內都會區幹道系統之區隔平均旅行速率分佈特性，以台北市中十七條幹道 548 個單向區隔，在非尖峯時間所蒐集之各區隔平均旅行速率進行分析，其分佈情形如圖五所示。平均旅行速率為 28.21 公里／小時，標準差為 11.15 呈常態分佈。圖 5-5 中縱軸為平均旅行速率值，速率值之左側為各分組之樣本數，橫軸為頻次數，圖中虛線曲線為微電腦統計套裝軟體 SPSSPC 自動曲線檢定 (Curve Fitting) 繪出之常態分配曲線 [61]。

由圖 5-5 中可讀出曲線左尾 (平均值之左側) 起累積百分比 5

%，累積百分比 84 %之速率值為 39 公里／小時，累積百分比 95 %之速率值為 49 公里／小時，累積百分比 5 %， 16 %， 84 %， 95 %即表常態分配下之 $\pm 1\sigma$ 及 $\pm 2\sigma$ 之觀測值。

由於服務水準分析應符合駕駛者對道路服務績效之期望，因此就幹道區隔平均旅行速率分佈之適當分界，有助於我國服務水準分析分級標準之建立。

5.2.4 幹道旅行時間與延滯分析

幹道旅行時間與延滯分析，可瞭解影響幹道上車流平均旅行速率之主要因素及其強度。旅行時間乃都市運輸規劃從事交通指派 (Traffic Assignment) 及經濟評估之重要資料，就旅行時間之內涵分析，通常包括車輛之行駛時間 (Running Time)、路段延滯 (Roadway Delay)、及路口延滯等，其定義分別如下：

(1)行駛時間：指旅行時間扣除一切延滯之淨使用時間，亦即車輛在兩點間 (路段) 真正移動 (Moving) 所花費之時間。

(2)路段延滯：指車輛行駛於路段中之時間損失，包括阻塞 (Jam)、公車停靠、路邊停車、行人穿越及其他相關因素所引起車輛受阻之時間。其中阻塞定義為車輛受阻於路段中之車隊 (Queue) 及號誌交叉口上游，當號誌轉為綠燈而車輛仍受阻之停滯時間。

(3)交叉口延滯：指發生在交叉口附近之時間損失，包括紅燈、左轉車輛、右轉車輛、行人穿越、橫越車輛及其他等因素所引起車輛受阻之時間。交叉口附近範圍可參考美國 1985 HCM 中，交叉口之影響範圍為 250 英

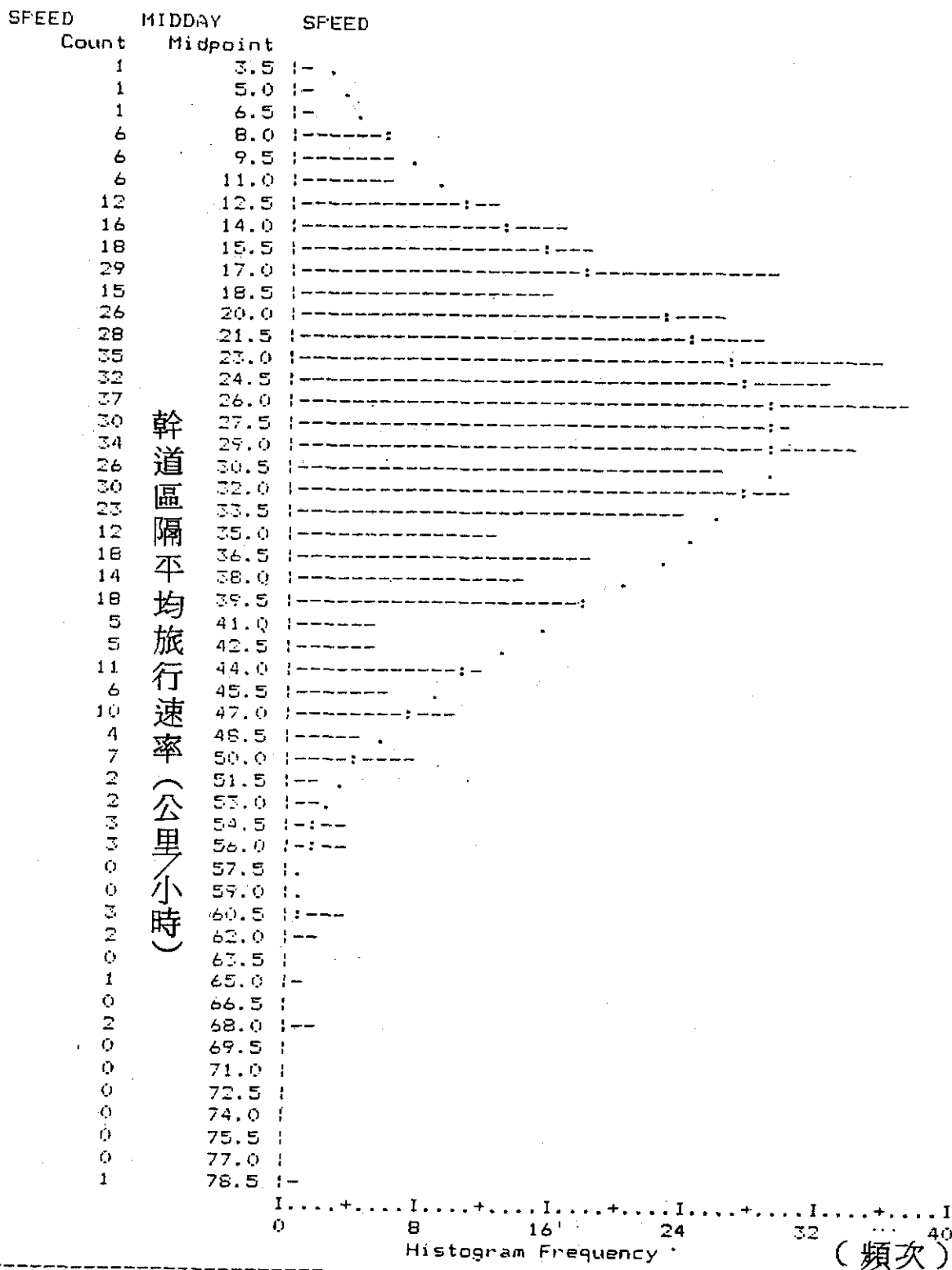


圖 5-5 幹道區隔平均旅行速率分佈

呎（70公尺）。

國內幹道系統之旅行時間中各組成因素之分佈情形，就台北市於尖峯時間內對十七條幹道所調查之旅行時間及延滯因素，進行分析，可發現行駛時間約佔旅行時間之百分之七十，餘為路段延滯及交叉口延滯分別為百分之四及百分之二十六。在延滯因素中交叉口延滯佔總延滯之百分之八十七。路段延滯中以阻塞為主要因素；交叉口延滯中則以等待紅燈為主要因素，其次為轉向流動之影響。幹道系統之旅行時間中各組成因素分佈情形，如圖5-6圓形圖（Pie Chart）所示。各幹道之旅行時間分析，彙總如表5.9所示。

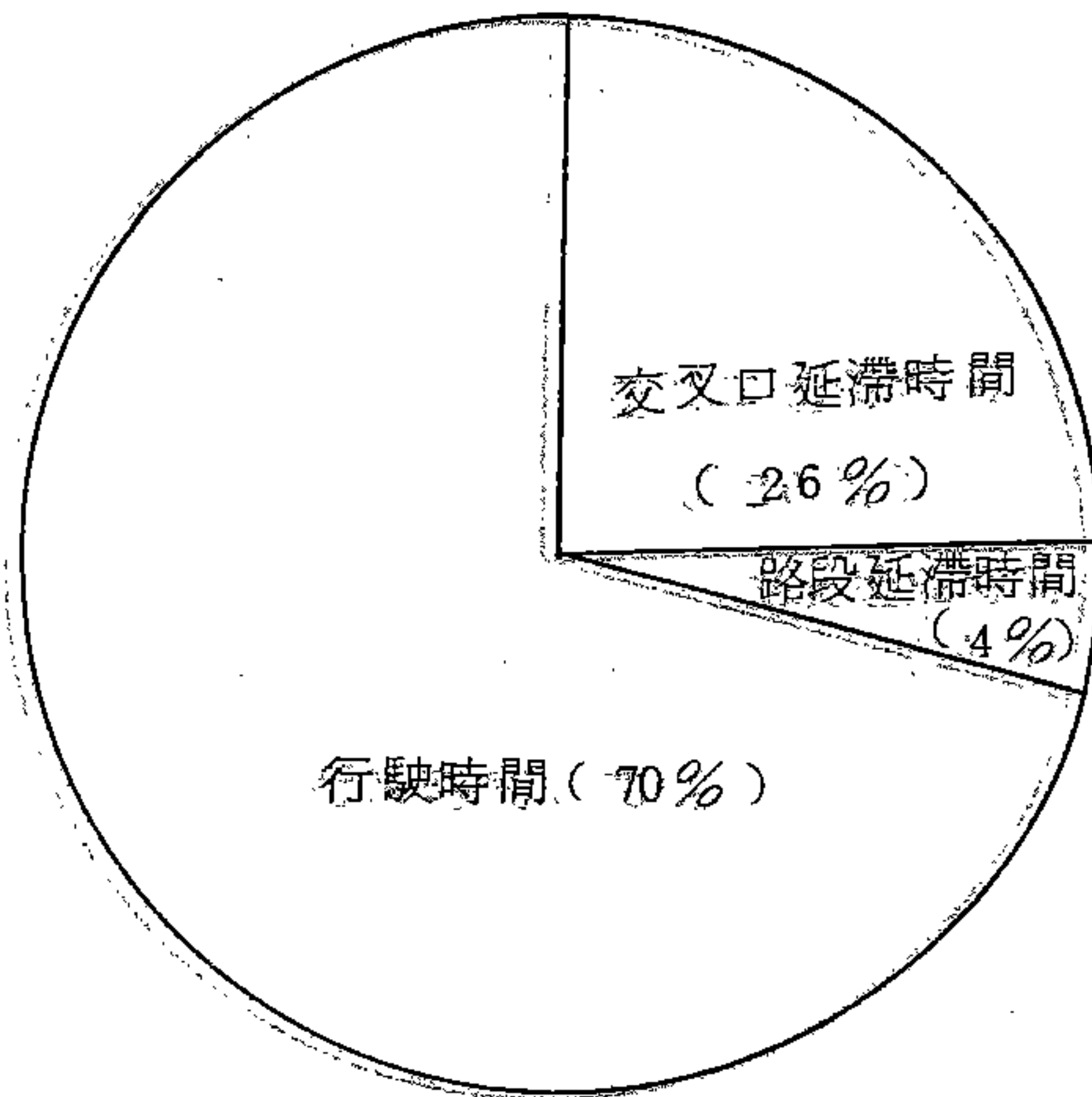


圖 5-6 幹道旅行時間組成分佈圖

表 5.9 台北市區非尖峰時間幹道旅行時間分析表

幹	方向 道(往)	行 駛 時 間		路 段 延 滯		路 口 延 滯		旅行時間
中山南北路 4.78KM	(北)	551秒	71.4%	13	1.7	208	26.9	772
	(南)	424	71.5	6	1.0	163	27.5	593
重慶北路 3.11KM	(北)	372	65	19	3.3	181	31.7	572
	(南)	361	84.7	6	1.4	69	13.9	426
和平東西路 11.91KM	(東)	1141	76.3	37	2.5	317	21.2	1495
	(西)	1064	83.3	6	0.5	208	16.2	1278
仁愛路 4.34 KM	(東)	437	64.2	16	2.3	228	33.5	681
	(西)	356	68.3	30	5.8	135	25.9	521
信義路 3.75 KM	(東)	416	67	36	5.8	168	27.2	620
	(西)	471	65	43	5.9	210	29.1	724
基隆路 5.6KM	(北)	643	70.9	2	0.2	262	28.9	907
	(南)	688	69.1	3	0.3	305	30.6	996
辛亥路 6.91KM	(北)	587	79.2	4	0.5	150	20.3	741
	(南)	364	68.7	6	1.1	160	30.2	530
南京東西路 6.78KM	(東)	761	66.3	110	9.6	276	24.1	1147
	(西)	728	64.4	110	9.7	292	25.9	1130
民生東西路 5.97KM	(東)	749	57.6	215	16.5	337	25.9	1301
	(西)	785	61.7	138	10.8	350	27.5	1273
民權東西路 4.22KM	(東)	510	72	21	3.0	177	25	708
	(西)	480	69.6	4	0.6	206	29.8	690
重慶南路 2.71KM	(北)	431	65.8	42	6.4	182	27.8	655
	(南)	313	70.5	13	2.9	118	26.6	444
中華路 3.07KM	(北)	419	76	28	5.1	104	18.9	551
	(南)	450	73.3	76	12.4	88	14.3	614
羅斯福路 5.93KM	(北)	634	73.8	100	11.6	125	14.6	859
	(南)	563	79.7	5	0.7	138	19.6	706
松江路新生南路 5.06KM	(北)	578	63	1	0.1	338	37	917
	(南)	542	66.2	62	7.6	215	26.2	819
忠孝東西路 5.86KM	(東)	545	75.3	18	2.5	161	22.2	724
	(西)	465	68.5	15	2.2	199	29.3	679
敦化南北路 4.14KM	(北)	430	76.1	3	0.5	132	23.4	565
	(南)	392	66.7	5	0.9	191	32.4	588
復興南北路	(北)	549	70.6	15	1.9	214	27.5	778
	(南)	548	65.8	19	2.3	266	31.9	833
平均數 (μ)		70.55		4.10		25.68		
標準差 (σ)		6.29		4.15		5.58		
樣 本 (n)		34		34		34		

5.2.5 幹道車流車種組成分析

車流中車種組成乃影響車流服務水準之主要交通因素之一。由於各車種之實質特性與操作特性各異，因此不同車種間之交互影響關係尤較同車種間之影響為大。國外對於車流中之車流組成，通常僅考慮重車之比例。國內幹道上之混合特性十分顯著，機車之混合比例甚高，加以重車在無快慢分隔之路型中常侵入快車道中，對直進之車流形成干擾，此種干擾除減低駕駛之舒適度外，尚減低車流之可達自由車流速率。

國內幹道系統中車流之車種組成分析，以台北市幹道系統中之十六小時調查站蒐得資料 [54]，隨機抽樣分析發現，輕型車（含自用小客車、計程車、小貨車等）佔總車流量之 57 %，重型車（含定期大客車、非定期大客車、大貨車等）約佔 4 %，而機車則佔總車輛數之 38 %，各地點機車比例由 18.53 % 到 73.18 %。可見機車之混合比例甚高，各抽樣調查站及各車種車量數如表 5.10 所示。唯此混合比例特性可能因地區特性之不同而有異，如高雄市機車混合比約為 71.3 % [58]。

5.3 服務水準評估分析架構

都會區幹道系統服務水準之評估分析，近年國內、外的研究中大都均以平均旅行速率或延滯為評估因子，其中尤以平均旅行速率在調查，計算上易於衡量，且較易為駕駛者所感受。服務水準之分析程序，首由幹道系統之確認與分類，再進行平均旅行速率之調查或推估，並據以進行服務水準之評估。美國 1985 HCM 中對幹道系統之定義、分類及分析程序之考慮十分完整，且簡明易用，足為國內參考採行。本研究中幹道服務水準評估分析方法乃以 1985 HCM 為藍本，

表 5.10 幹道車流車種分析表

調 查 站	輕型車流量 比例(%)		重型車流量 比例(%)		機車流量 比例(%)		總車流量(輛)
31	13556	52.57	1486	5.76	10300	39.95	25785
31	12717	56.15	1609	7.10	8017	35.40	22649
39	21679	65.45	1265	3.82	9796	29.57	33123
39	17823	60.56	1286	4.37	9968	33.87	29429
40	6489	55.39	376	3.21	4638	39.59	11716
40	5723	49.46	474	4.10	5110	44.17	11570
55	3371	17.42	977	5.05	14163	73.18	19353
55	9162	32.10	1318	4.62	17213	60.31	28539
63	27013	58.81	2421	5.27	15878	34.57	45931
63	29278	59.14	2529	5.11	17140	34.62	49509
72	17270	74.87	818	3.55	4272	18.53	23066
72	31162	72.40	975	2.27	9839	22.86	43044
75	23771	71.49	1721	5.18	6794	20.43	33252
76	18911	65.78	1435	4.99	7153	24.88	28747
78	36755	66.60	1285	2.33	15870	28.76	55186
78	50104	73.46	1523	2.23	15361	22.52	68205
80	14954	52.66	1522	5.36	10790	37.99	28399
80	17204	58.13	1505	5.08	10145	34.28	29598
81	16208	62.59	1124	4.34	8171	31.55	25895
81	14572	65.14	868	3.88	6593	29.47	22370
82	15285	61.64	958	3.86	7843	31.63	24797
82	12172	55.18	1438	6.52	7999	36.26	22059
90	10848	37.44	687	2.37	17150	59.20	28971
90	12025	41.73	734	2.55	15196	52.74	28815
91	21861	41.50	2042	3.88	27048	51.34	52679
91	21166	47.20	1834	4.09	20378	45.44	44843
92	15997	82.60	1181	6.10	11167	57.66	19368
92	17335	49.78	1567	4.50	14609	41.95	34821
95	15259	58.81	689	2.66	9166	35.32	25948
95	12014	61.20	829	4.22	6081	30.98	19631

依國內幹道系統之特性進行修正，以適合國內使用。

5.3.1 研究流程

本研究於建立幹道系統服務水準之分析程序中，首先就國內外之相關文獻進行回顧，其用能掌握其精髓，並了解其趨勢，進而選擇適合國內使用之有效方法。另一方面，則就國內都會區幹道系統之交通調查資料，進行分析，以瞭解我國都會區幹道系統之交通特性，並據以確認幹道系統之定義，研擬幹道系統之分類方法，確立各級幹道系統服務水準分級之標準，並建立評估分析之基本架構。本研究之流程如圖 5.6 所示。

5.3.2 幹道系統之定義

本研究經由國內外相關文獻之回顧及道路交通之分析，兼顧都會區幹道系統之功能特性、道路實質特性、環境及交通特性等因素，乃將幹道系統定義如下：

“都會區之幹道為市區中之號誌化街道。其道路連貫性佳，常能穿越半個市區以上。其號誌化交叉口之間隔應在 3 公里以內，路寬 20 公尺以上，並其四線快車道，且各路口之轉向交通量比例通常在百分之二十五以下”。

在上述定義中顯示：幹道系統之功能特性係能連通都會區中之重要區位及郊區之主要幹道系統，幹道區隔長度應小於 3 公里係參考 1985 美國 HCM 乃確保其所在確為都會區中之特性；實質特性描述包括路寬及車道數等，乃參考國內之實況及相關研究而訂。轉向交通量比例係實際分析國內幹道系統中各路口交通特性而得。此一比例限制，旨在確認幹道系統以服務通過性車流為主要目的。

5.3.3 幹道系統分類方法

都會區中幹道系統係都市內服務車輛之主要系統，惟系統中各

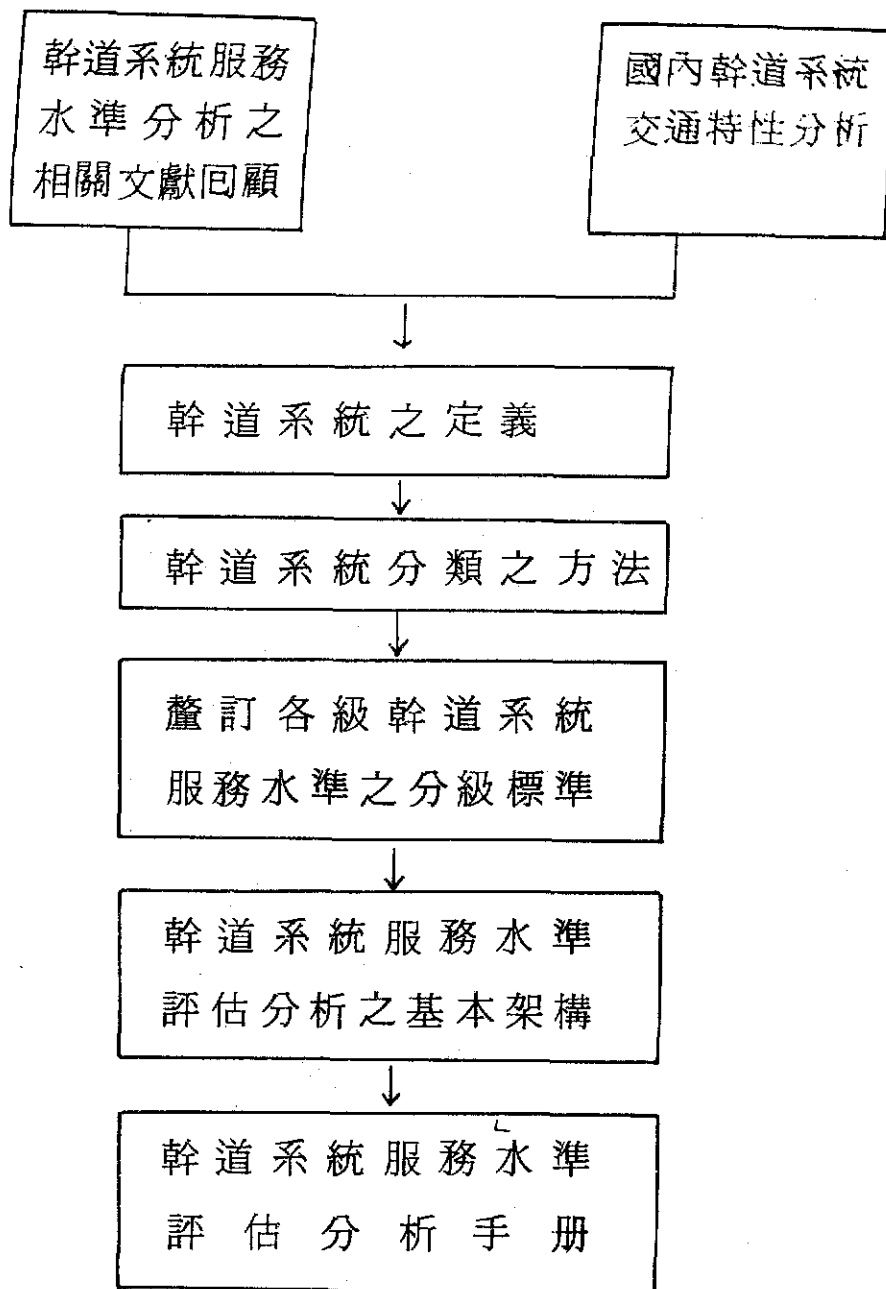


圖 5.6 幹道系統服務水準評估分析之研究流程

道路所連接區域之特性、道路實質特性及設計標準，均將影響道路所能提供之服務功能及其可達之自由車流速率，因而道路使用人對各道路所能提供服務水準之期望（Expectation）亦將有異。由此可知，幹道系統服務水準之評估分析中，首應進行幹道等級之分類，再依各級之服務水準分界標準予以評估。經由幹道等級分類，將不致高估或低估各道路所應有之服務水準。

本研究中幹道等級之分類方法，擬參考美國 1985 HCM 之方法，就國內之特性進行修正。幹道等級分類係依道路之服務功能設計標準進行雙層套疊分類。首先依道路「服務功能」將道路類分為「主要幹道」與「次要幹道」兩種，分類考慮之因素包括：(1)移動性功能、(2)可及性功能、(3)連接區之特性及(4)服務旅次之特性等。其次依道路之設計標準將道路分為「聯外設計」、「市區設計」及「市中心區設計」等三類，考慮之因素包括(1)分隔型態、(2)停車、(3)號誌化交叉口之平均距離、(4)速限、(5)行人活動及(6)道路兩側土地使用等。如此經雙層套疊共應可分為六類幹道等級。然為簡化分類等級，避免過於繁複，再將此六類，歸整為三級，即為Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ級，如表 5.11、5.12 所列。

在表 5.11 中與美國 1985 HCM 比較，最主要修正項目為設計標準分類中之「號誌化交叉口平均距離」及「速限」等兩項。修正的方法，係以台北市十七條幹道之道路特性、交通特性等資料為基礎，再參考“市區道路之分類及各分類道路之幾何設計標準及其管制方式之研究”中對幹道已有之分類，對十七條幹道依表 5.11、5.12 逐一試分類並檢討此分類方式之適用性。分類過程與結果參見第五章之實證分析。並依分類結果中各幹道之區隔長度計算其平均距離，其中Ⅰ級幹道之平均區隔長度為 322 公尺，Ⅱ級幹道為

299 公尺，第Ⅲ級幹道爲 213 公尺。因此聯外設計標準之平均交叉口長度應在 320 公尺以上，而市區設計則介於 220 與 320 公尺之間，市中心區設計應在 220 公尺以下。台北市主要十七條幹道，經分類後各級幹道區隔長度分析表亦請參見實證分析，顯示此分類方法適用性良好。

速限則參考國內之相關規定及研究報告 [67] 設定，國內市區中幹道之速限一般均在 50 公里／小時以下，唯聯外設計標準之幹道由於道路實質特性良好，其旅行速率極易達 50 公里／小時以上，此可由幹道平均旅行速率分析中獲得證實，因此，將聯外設計標準之速限設定爲 60 公里／小時以上。

表 5.13 幹道等級與自由車流關係及表 5.14 各種區隔長度路段之每公里行駛時間表，由於受限於研究時間及經費，乃以美國 1985 HCM 中之關係，就本地之速限特性進行調整，在表 5.13 中Ⅰ級幹道自由車流速率之上限值，美國 1985 HCM 認爲 45 MPH（即爲聯外設計之速限值），我國則調整假設爲 70 KPH，餘調整方法相同。表 5.14 即依假定之自由車流速率值分別依其比例調整 1985 HCM 中之表格，以爲本研究參考採用。

表 5.13、5.14 係應用於設計新幹道設施，服務水準評估分析計算旅行時間中行駛時間之參考表。表 5.13 中顯示：幹道等級愈高，其可達自由車流速率也愈高。表 5.14 中各種區隔長度下之平均每公里行駛時間係與車流速率及區隔長度有關。一般而言，自由車流速率愈高，行駛時間愈少，區隔長度愈長所需之每公里行駛時間也愈少。

經由表 5.11、5.12 進行幹道等級之分類，表 5.13、5.14 則於無調查資料或設計新幹道設施時，作爲行駛時間之推估。

表 5.11 台灣地區都會區幹道服務功能，設計標準分類

分類因素	服 務 功 能 分 類		
	主 要 幹 道	次 要 幹 道	
1.移動性功能	非常重要	重 要	
2.可及性功能	次 要	重 要	
3.連接區之特性	高速公路等郊區幹道、重要活動中心(商業中心、車站等)主要旅次產生吸引區(住宅區、新市區等)	主要幹道	
4.服務旅次之特性	服務進入、離去市區及上述區位之長程通過性旅次	都會區中小區域之連通功能，服務中、短程旅次	
分類因素	設 計 標 準 分 類		
	聯 外 設 計	市 區 設 計	市中心區設計
1.分隔型態 (槽化島)	分隔型態多車道	中央分隔，快慢分隔	中央分隔，快慢分隔 無分隔
2.路邊停車 (公車停站位)	較 少	有	多
3.號誌化交叉口 平均距離	320公尺以上	220 ~ 320公尺	220公尺以下
4.速 限	≥ 50 KPH	40 ~ 50 KPH	≤ 40 KPH
5.行人活動	較 少	有	多
6.道路兩側土地 使用強度	低	中	高

表 5.12 幹道等級分類表

設計分類	功能分類	
	主要幹道	次要幹道
聯外設計	I	II
市區設計	II	III
市中心區設計	III	III

表 5.13 幹道等級與自由車流速率

幹道等級	自由車流速率
I	50 → 60 KPH
II	40 → 50
III	30 → 50

表 5.14 各種區隔長度路段，每公里行駛時間

幹道等級	I			II			III		
自由車流速率	60	55	50	50	45	40	50	40	30
平均區隔長度	每公里平均行駛時間 (Sec/Km)								
80公尺							170	221	
160				102	109	116	115	135	184
240	87	89	93	95	100	105	98	113	151
320	82	84	88	90	95	102	91	105	129
400	77	80	84	84	93	100	85	99	128
480	72	74	77						
640	70	70	73						
800	67	69	72						
1600	60	65	72						

5.3.4 幹道系統服務水準評估因子

1. 幹道系統服務水準評估因子

本研究中幹道系統服務水準評估因子為平均旅行速率，係以幹道區隔為基本單位長度，再適當整合成路段平均旅行速率，最後乃就整個幹道劃出速度剖面分析圖界定幹道之服務水準。幹道平均旅行速率即計算幹道之旅行時間，其中包括兩個主要項目：「幹道行駛時間」(Arterial Running Time) 及「路口延滯」(Intersection Approach Delay)。如有其他顯著影響幹道旅行速率計算之項目應再加入，如路段阻塞項目等。

幹道行駛時間及路口延滯以現況調查資料進行計算為佳，計算公式如(3 — 1) 式所列。如無現況調查資料，或設計新幹道時，則行駛時間參考表十三，路口延滯推估公式如(3 — 2) 式，此公式亦參考 1985 HCM 而得 [12]。

$$\text{ART SPD} = [(3600) \times L] / [(\text{每公里行駛時間}) \times L + (\text{車輛路口總延滯})] \dots\dots\dots (5-1)$$

ART SPD：幹道或路段之平均旅行速率(公里／小時)

L：幹道或路段(區隔) 之長度(公里)

$$D = 1.3 d \dots\dots\dots (5-2)$$

D：車輛路口總延滯(秒／車輛)

d：車輛停止延滯(秒／車輛)

$$d = 0.38C \frac{[1 - (g/c)]^2}{[1 - (g/c) (X)]} + 173X^2 [(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + 16(x/c) }]$$

d：直行車輛群中平均每車停止延滯(秒／車輛)

C：週期時間長（秒）

g/c ：直行車道群有效綠燈時間比

X：直行車道群之飽流度 V/C

C：直行車道群之路口容量

5.3.5 服務水準分級標準

經由各級幹道服務水準分級之實證分析以及各級幹道自由車流率設定，可得各級幹道系統服務水準分級表，如表 5.15 所示。在本研究幹道等級分類方法如下，各級幹道之區隔平均旅行速率分析，可綜合檢討本研究中幹道等級分類法、自由車流速率特性、服務水準分級方法及其結果如下：

- (1)經由各級幹道之區隔平均旅行速率分析，可再次確認本研究之雙層套疊式分類法之效果十分良好。此可由各級幹道區隔之平均旅行速率 均值，所顯現明顯差異而知。各級幹道之均值分別為 34、28、20 公里／小時。
- (2)本研究中表 5.13 各級幹道自由車流速率區間，係參考國內之速限規定及相關研究 [67] 而設定，現經表 5.15 中各級服務水準分界速率值其自由車流速率之百分比分析，可發現其與美國 1985 HCM 中之關係十分相似，由此可確認表 5.13 自由車流區間之設定範圍極為適當。
- (3)表 5.15 中各級幹道服務水準分級，是經實際調查資料依其平均數及標準差，並對道路使用人之期望做適當之假設，據以判定分級標準而得。然此表中分級之趨勢及其級距却與 1985 美國 HCM 之分級表之內容不謀而合。顯示本研究之服務水準分級方法極具價值，且適合國內應用。

5.3.6 幹道服務水準分析流程

表 5.15 各級幹道服務水準分級表

幹 道 等 級	I	II	III
• 自由車流速率 區間(公里/小時)	50-60	40-50	30-50
• 一般自由車流 速率(公里/小時)	55	45	40
服務水準等級*	平均旅行速率(公里/小時)		
A	≥ 51	≥ 43	≥ 33
B	≥ 39	≥ 32	≥ 25
C	≥ 34	≥ 27	≥ 20
D	≥ 29	≥ 23	≥ 16
E	> 21	> 17	> 10
F	≤ 21	≤ 17	≤ 10

* 見第五章實證分析

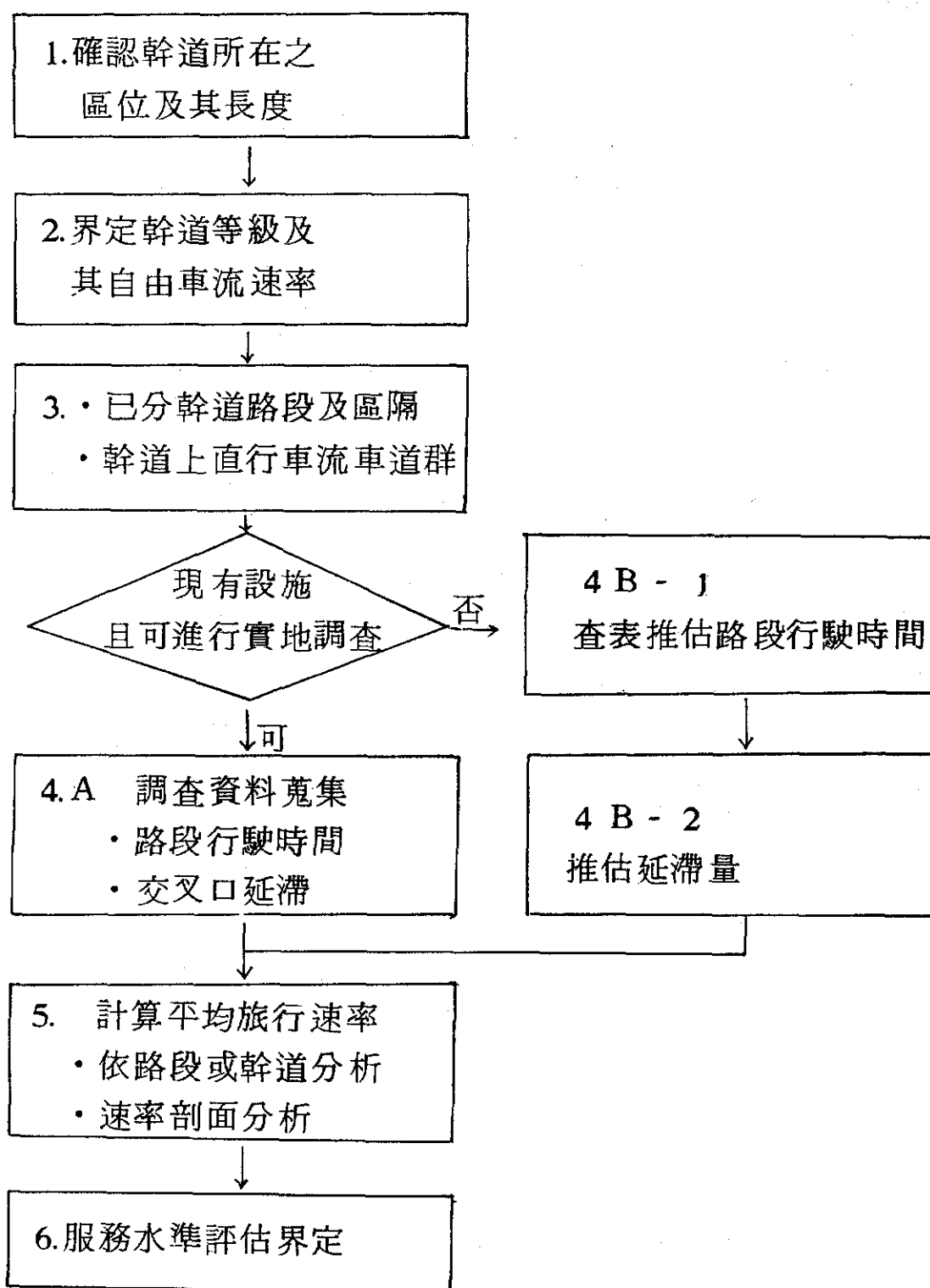


圖 5-7 幹道系統服務水準分析流程

整體而言，本研究對於幹道系統服務水準的評估分析，依圖 5.7 的流程進行。

5.4 實證分析

本研究依 5.3.3 對幹道服務水準分析之服務功能分類與設計標準分類方式，對台北都會區十七條幹道進行實證分析，以期一方面檢討該種雙層套疊分類方式之適用性與實用性，另一方面可依分類的結果，研析各等級幹道的服務水準等級。

5.4.1 服務水準等級分類結果

依幹道服務水準評估分析架構之表 5.11、5.12，將台北市十七條幹道分類。分類結果包括：Ⅰ級幹道五條（或段）、Ⅱ級幹道有十一條（段）、Ⅲ級幹道有四條（段），分類情形如下：

Ⅰ級幹道：

- 辛亥路

- 和平東路—軍功路（木柵路至基隆路段）

- 敦化南北路

- 羅斯福路

- 中山南北路

Ⅱ級幹道：

- 松江路、新生南路

- 仁愛路

- 信義路

- 和平東路、軍功路（基隆路至羅斯福路段）、（泉州街及環河南路段）

- 忠孝東、西路

- 民權東、西路

- 南京東路（基隆路至建國北路段）

- 重慶北路
- 中華路
- 復興南北路

Ⅲ 級幹道：• 民生東、西路

- 南京東、西路（建國北路至重慶北路段）
- 重慶南路
- 和平東路一軍功路（羅斯福路至泉州街段）

5.4.2 服務水準分類方法應用之範例

本節舉例說明服務功能分類與設計標準分類之雙層套疊分類方法實際應用方式。

1. 辛亥路：

- (1)辛亥路至羅斯福路至木柵路全長 6200 公尺，其間號誌化交叉口數共有七個，平均交叉口間隔距離 861 公尺，市區中（不含木柵路至 156 巷兩路段）之平均號誌交叉口距離為 382 公尺。
- (2)在功能分類上，其移動性功能顯著連接木柵區與古亭區，因此歸類為主要幹道。
- (3)在設計分類上，道路分隔狀態為中央分隔、快慢分隔兼具，兩側土地使用密度較低、行人活動不高，號誌化交叉口平均距離大於 320 公尺，為聯外設計。
- (4)綜合功能及設計標準分類，查表十應為Ⅰ級幹道。

2. 信義路：

- (1)信義路自基隆路至中山南路，全長 3935 公尺，其間計有號誌化交叉口 14 個，平均號誌化交叉口間距 262 公尺，路型為快慢分隔路型。

(2)在功能分類上，信義路連接信義計劃新市區與舊市中心區，且由於快慢分隔路型，快車道上車流移動性功能顯著，乃為主要幹道。

(3)在設計標準分類上，平均號誌化交叉口僅 262 公尺，兩側土地使用強度呈中密度發展，因此應屬市區設計。

(4)綜合功能及設計標準分類應為Ⅱ級幹道。

3. 重慶南路：

(1)重慶南路連接台北車站與永和中正橋，全線自忠孝西路至汀州街長 2290 公尺，汀州街至水源路之陸橋長 420 公尺，合計 2710 公尺。忠孝西路至汀州街間計有 12 個交叉口，平均號誌化交叉口僅 176 公尺。

(2)在功能分類考慮上，由於連接台北車站及永和、福和等區應為主要幹道。在設計標準分類上，由於平均區隔長度甚短，受號誌時相干擾多，且兩側土地使用密度高，行人活動繁密，路型為中央分隔路型，直行車流受路邊停車活動影響機會大，應屬市中心區設計。

(3)綜合以上之分類考慮，應為Ⅲ級幹道。

4. 和平東路—軍功路

和平東路—軍功路自木柵路至環河南路全長 11,910 公尺，東西向貫穿台北市，經過的地區含近郊區、市區、市中心區。因此，依其道路實質特性，及環境因素之不同，全線宜分為四段，分別如下：

(1)木柵路至基隆路段：長 5950 公尺連接木柵與台北區，兩側土地使用密度低，應分類為Ⅰ級幹道。

(2)基隆路至羅斯福路段：長 2920 公尺，9 個交叉口，平均號誌

化交叉口間距爲 292 公尺，連絡基隆路與羅斯福路爲中央分隔單向三車道，兼具移動性及可及性功能，兩側土地使用密度中等，屬Ⅱ級幹道。

(3)羅斯福路—泉州街段：長 680 公尺，其間有四個交叉口平均號誌化交叉口間距 136 公尺，兩側土地使用密度高，行人活動綿密，路型爲中央分隔兩車道，直行車流極易受兩側環境之干擾，此路段應分類爲Ⅲ級幹道。

(4)泉州街至環河南路段：全長 2360 公尺，6 個交叉口，平均交叉口間距 337 公尺，兩側土地使用含文教區等呈中密度發展，屬Ⅱ級幹道。

5.4.3 服務水準分類方法適用之檢討

1.依功能特性與設計標準之雙層套疊分類方法，就台北市十七條幹道進行分析結果，顯示其適用性極佳。此分類結果與國內已有相關的關的研究[52]之分類結果相比較，十分相近，而且在使用上更爲簡易，僅需就其道路實質特性、環境因素、交通因素進行考慮分類，不須經複雜之統計模式程序。

2.本研究中對於幹道分類之觀念，係就幹道之適當分段進行分類；而非就幹道全線進行分類，此因市區幹道常貫穿整個都會區因此其道路特性因地區環境因素及區位因素而有不同，而且其路型上也有差異。因此，若以幹道之全線概分，乃不甚合理，如和平東路—軍功路全線各段之等級不一。惟適當分段之作業須審慎處理，常以道路實質特性及環境因素等分段之依據。

5.4.4 服務水準界定

各級幹道之道路實質特性、環境因素及交通特性因素皆有差異。因此，其所能服務車流之自由車流速率也不相同。此外道路使用

人對各級幹道之主觀心理期望亦有不同，如駕駛人對不同車道數（二車道、四車道）路段之駕駛自由度期望值必然不同。因此各級幹道之服務水準分級，實有分別考慮之必要。

鑑於我國市區中之速限與美國不同，駕駛人行爲特性亦不甚相同，因此擬就國內之交通調查資料（以台北市爲例）經本研究依幹道分類後，各幹道等級中所顯現區隔平均旅行速率分佈，依其平均數、變異數將服務水準區分爲 A—F 等六級。

區分之主要方法乃參考國內相關研究中之因子評點換算圖〔52, P₅₀〕，該項因子評點換算係以平均數（ μ ）及標準差（ σ ）來劃分評點區間。本研究即應用此項觀念進行幹道各級服務水準平均旅行速率區間之界定。並以各級幹道中平均旅行速率分佈之平均值爲服務水準 C 之下限值，此項論點係基於以下假設：

“駕駛人對各級幹道旅行速率之心理期望，乃以過去行駛各級幹道類型之經驗爲依據，並以其經驗中之平均速度爲可忍受分級（C 級）之下限，若速度較 μ 爲高則服務水準爲 A 或 B 級，反之則爲 D、E 級，乃至 F 級，其間之分級乃以單位標準差（ σ ）爲分割基礎。具體而言，服務水準區分方法及其步驟如下：

1. 首先就各級幹道於非尖峰時間內各區隔實地調查之平均旅行速率，進行頻次分析（Frequency Analysis）。分析之結果發現各級幹道區隔之速率均呈常態分佈（Normal Distribution），其中第 I 級幹道之平均旅行速率爲 34.3 公里／小時，變異數爲 12，第 II 級幹道之平均值爲 28 公里／小時，變異數爲 10，第 III 級幹道之平均值爲 20.393 變異數爲 9.4。各級幹道上區隔平均旅行速率分佈情形如圖 5.8 至 5.10 所示。本研究以非尖峰時間爲之調查資料進行分析乃因：(1) 尖峰時間通常僅佔全日之 2

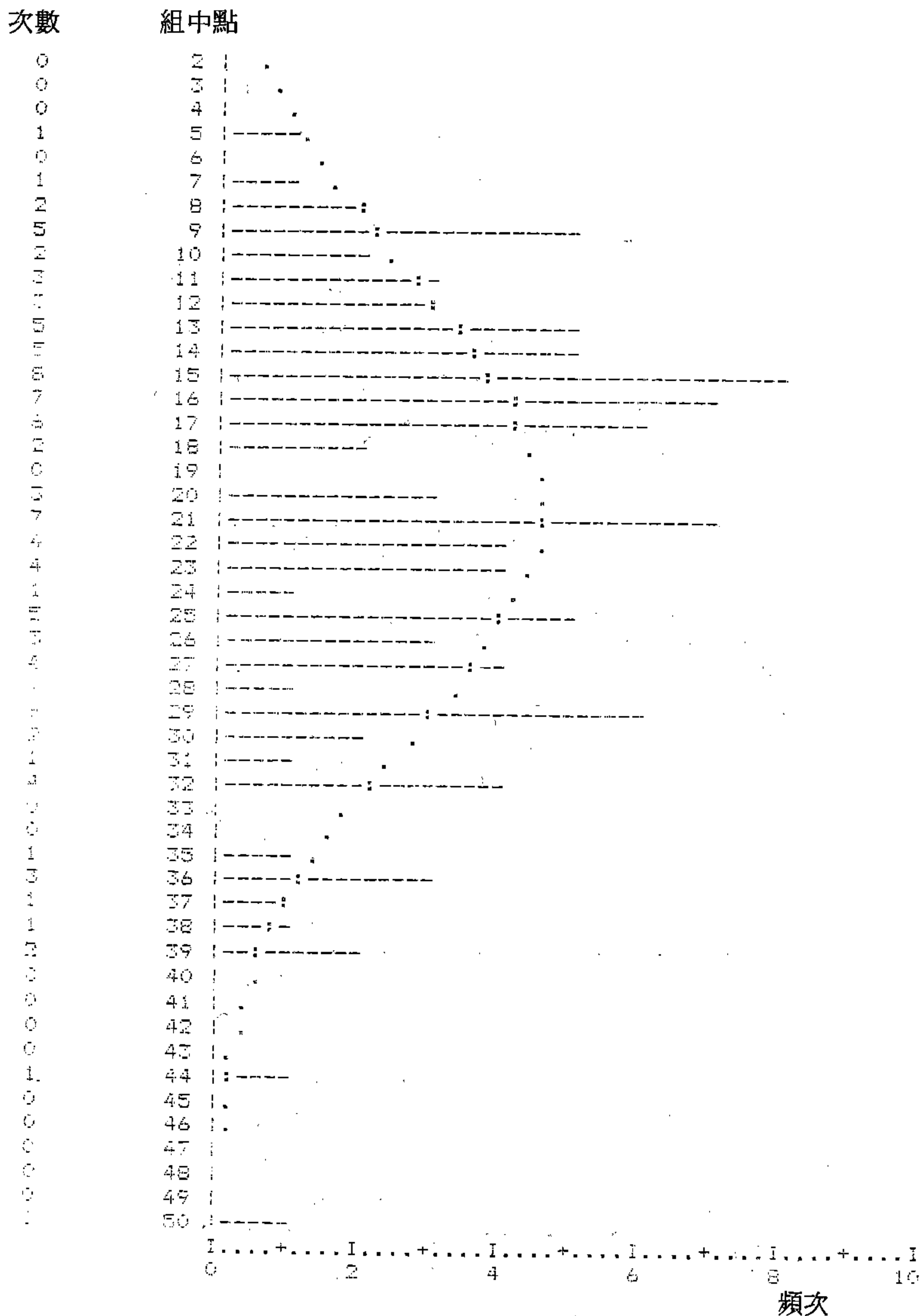


圖 5.10 第Ⅲ級幹道平均旅行速率分佈圖

至 4 小時不具代表性。(2)於非尖峰時間內之車流狀況為正常狀態而不致過度擁擠。

- 依各級幹道調查平均旅行速率之分佈選取其平均值設定為 C 級服務水準之下限，調查資料中之累計第五百分比值 ($\mu - 2\sigma$)，第十六百分比值 ($\mu - \sigma$)，第八十四百分比值 ($\mu + \sigma$)，第九十五百分比值 ($\mu + 2\sigma$)，分別為服務水準 F、E、B、A 之組中值，如以上述各累計百分比值間之中值乃各級服務水準之分界點。各級幹道服務水準之分級結果如圖 5.11 至 5.13。

調查資料特性 資料來源：台北市十七條幹道，七十三年調查

幹道：5 條（段）

資料。

區隔數：114（單向）

第 I 級幹道服務水準分級

平均旅行速率：34 公里／小時

變異數：12

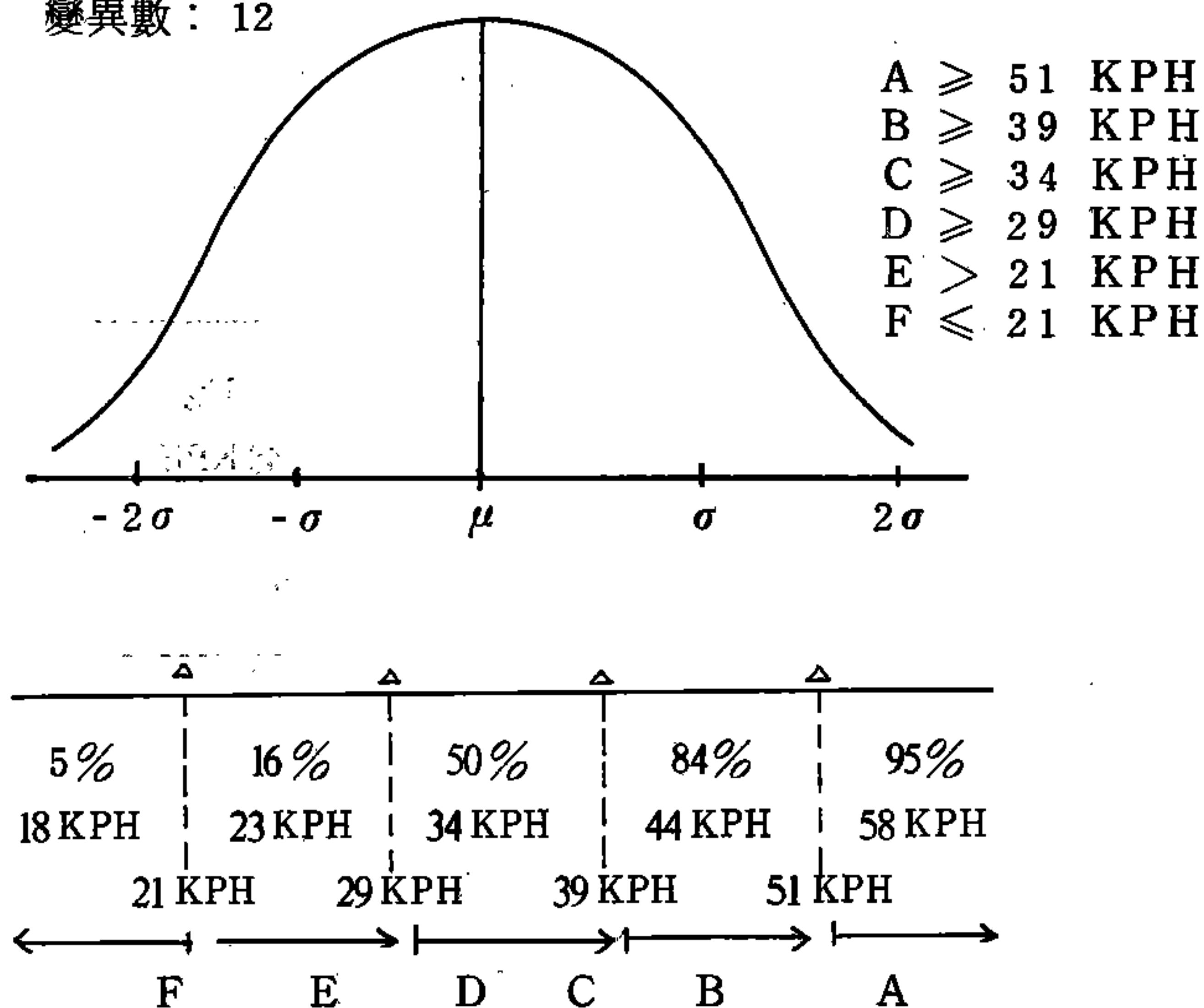


圖 5.11 第 I 級幹道服務水準分級

資料來源：台北市十七條幹道，七十三年調查資料

調查資料特性：

Ⅱ級幹道：11條（段）

區隔數：326

平均旅行速率：28公里／小時

變異數：10

第Ⅱ級幹道服務水準分級

A ≥ 43 KPH

B ≥ 32 KPH

C ≥ 27 KPH

D ≥ 23 KPH

E > 17 KPH

F ≤ 17 KPH

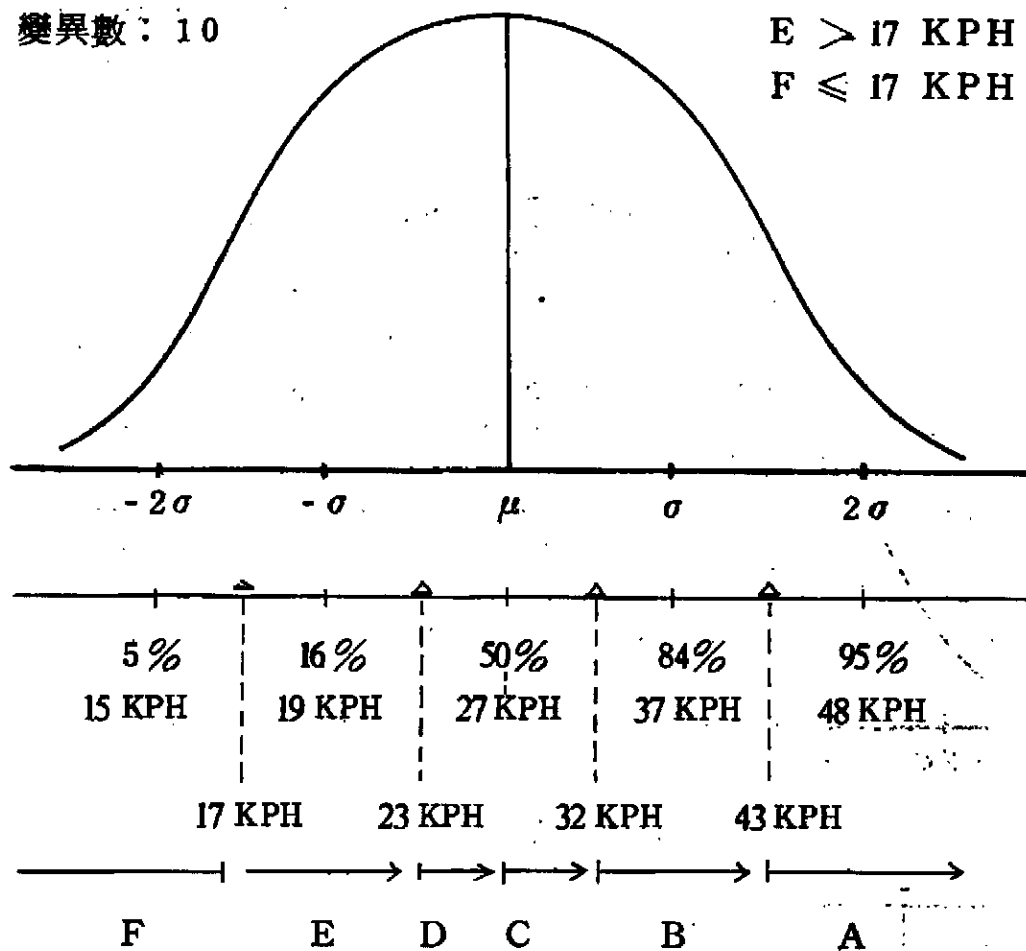


圖 5.12 第Ⅱ級幹道服務水準分級

調查資料特性：台北市十七條幹道，七十三年調查資料

幹道數：4條（段）

第Ⅲ級幹道服務水準分級

區隔數：108

平均旅行速率：20 公里／小時

變異數：9

A \geq 33 KPH

B \geq 25 KPH

C \geq 20 KPH

D \geq 16 KPH

E $>$ 10 KPH

F \leq 10 KPH

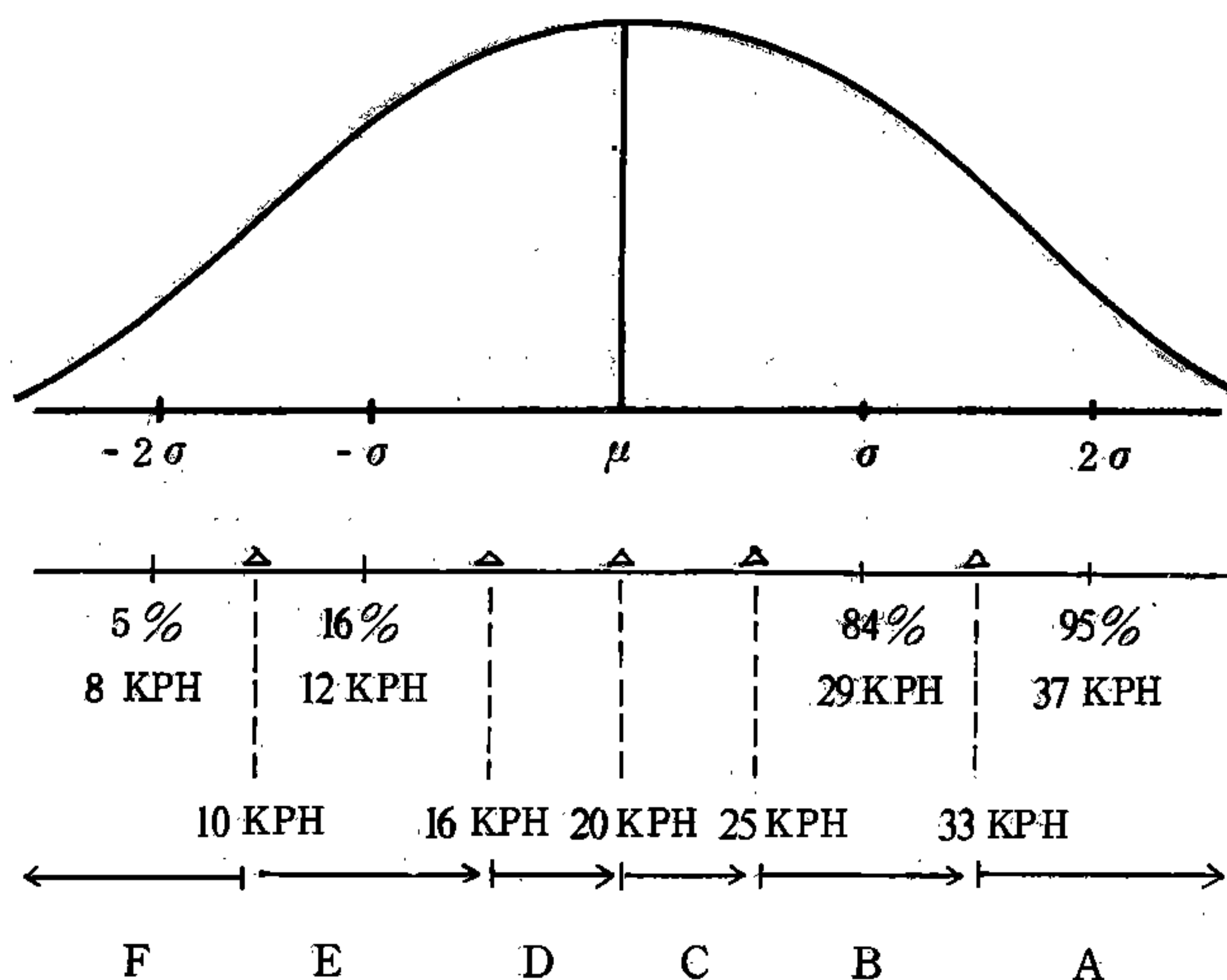


圖 5.13 第Ⅲ級幹道服務水準分級

5.4.5 各級幹道區隔長度分析

本研究依前述各級幹道分類結果，進行各別的間隔長度分析，以作為幹道設計分類量化的基礎。表 5.16、5.17 及表 5.18 為各級的幹道分析結果，其中顯示第Ⅰ級幹道之 54 個區隔中，平均長度為 322 公尺，第Ⅱ級幹道的 163 個區隔中平均長度為 299 公尺，第Ⅲ級幹道的 54 個區隔中，平均長度為 213 公尺。根據此一分析結果，本研究對幹道設計標準分類中之「號誌化交叉口平均距離」各設訂為：第Ⅰ級為 320 公尺以上、第Ⅱ級為 220 公尺至 320 公尺之間、第Ⅲ級則為 220 公尺以下。

5.5 都市幹道服務水準分析

由於研究時間短促、經費有限，本研究於建立幹道系統服務水準分析之過程中，對於評估分析方法乃參考美國 1985 HCM，並以台北市之相關交通量及特性調查資料為基礎，擬訂本地區之幹道服務水準分析架構，並校核分類方法中重要參數及界定適用本地區之服務水準分級標準。雖經實例應用，效果十分良好，證明其適用性。然為能精益求精，仍有許多課題，需進一步深入研究，期能使分析手冊更趨完備。重要待研究的課題包括：

1. 幹道設施定義。
2. 幹道等級分類方法。
3. 自由車流速率調查分析。
4. 幹道平均區隔長度與行駛時間之關係。
5. 車輛路口總延滯與停止延滯之關係。

以下逐一說明。

5.5.1 課題一

區隔長度 (公尺)	頻次	百分比	修正百分比	累計百分比
110	1	1.9	1.9	1.9
120	1	1.9	1.9	3.7
130	1	1.9	1.9	5.6
140	2	3.7	3.7	9.3
170	4	7.4	7.4	16.7
200	1	1.9	1.9	18.5
204	1	1.9	1.9	20.4
210	1	1.9	1.9	22.2
220	3	5.6	5.6	27.8
230	2	3.7	3.7	31.5
240	2	3.7	3.7	35.2
250	3	5.6	5.6	40.7
260	1	1.9	1.9	42.6
280	2	3.7	3.7	46.3
290	4	7.4	7.4	53.7
300	2	3.7	3.7	57.4
310	1	1.9	1.9	59.3
320	3	5.6	5.6	64.8
360	1	1.9	1.9	66.7
370	1	1.9	1.9	68.5
380	4	7.4	7.4	75.9
400	2	3.7	3.7	79.6
460	1	1.9	1.9	81.5
490	2	3.7	3.7	85.2
500	2	3.7	3.7	88.9
510	1	1.9	1.9	90.7
520	1	1.9	1.9	92.6
590	1	1.9	1.9	94.4
620	1	1.9	1.9	96.3
670	1	1.9	1.9	98.1
890	1	1.9	1.9	100.0
總 計	54	100.0	100.0	
平 均 長 度 : 322 公 尺				

表 5.16 I 級幹道路段區隔長度分析

區隔長度	頻次	百分比	修正百分比	累計百分比
50	1	.6	.6	.6
80	1	.6	.6	1.2
90	2	1.2	1.2	2.5
100	3	1.8	1.8	4.3
110	3	1.8	1.8	6.1
120	1	.6	.6	6.7
130	1	.6	.6	7.4
140	1	.6	.6	8.0
150	2	1.2	1.2	9.2
160	7	4.3	4.3	13.5
170	4	2.5	2.5	16.0
180	9	5.5	5.5	21.5
185	1	.6	.6	22.1
190	7	4.3	4.3	26.4
200	7	4.3	4.3	30.7
210	4	2.5	2.5	33.1
220	4	2.5	2.5	35.6
230	7	4.3	4.3	39.9
240	7	4.3	4.3	44.2
250	4	2.5	2.5	46.6
260	4	2.5	2.5	49.1
270	3	1.8	1.8	50.9
280	4	2.5	2.5	53.4
290	2	1.2	1.2	54.6
300	5	3.1	3.1	57.7
310	6	3.7	3.7	61.3
320	4	2.5	2.5	63.8
330	7	4.3	4.3	68.1
340	5	3.1	3.1	71.2
350	4	2.5	2.5	73.6
360	4	2.5	2.5	76.1
370	1	.6	.6	76.7
380	1	.6	.6	77.3
400	1	.6	.6	77.9
410	4	2.5	2.5	80.4
420	2	1.2	1.2	81.6
430	3	1.8	1.8	83.4
440	1	.6	.6	84.0
460	2	1.2	1.2	85.3
470	1	.6	.6	85.9
480	3	1.8	1.8	87.7
490	1	.6	.6	88.3
500	1	.6	.6	89.0
510	2	1.2	1.2	90.2
520	3	1.8	1.8	92.0
540	2	1.2	1.2	93.3
560	3	1.8	1.8	95.1
580	1	.6	.6	95.7
640	1	.6	.6	96.3
660	2	1.2	1.2	97.5
670	1	.6	.6	98.2
680	2	1.2	1.2	99.4
690	1	.6	.6	100.0
總 計	163	100.0	100.0	
平均區隔長度：299 公尺				

表 5.17 II 級幹道路段區隔長度分析

區隔長度 (公尺)	頻次	百分比	修正 百分比	累計 百分比
20	1	1.9	1.9	1.9
60	1	1.9	1.9	3.7
80	1	1.9	1.9	5.6
90	2	3.7	3.7	9.3
100	3	5.6	5.6	14.8
110	3	5.6	5.6	20.4
120	3	5.6	5.6	25.9
126	1	1.9	1.9	27.8
140	3	5.6	5.6	33.3
150	3	5.6	5.6	38.9
160	1	1.9	1.9	40.7
170	2	3.7	3.7	44.4
180	5	9.3	9.3	53.7
200	1	1.9	1.9	55.6
220	4	7.4	7.4	63.0
230	3	5.6	5.6	68.5
240	1	1.9	1.9	70.4
250	2	3.7	3.7	74.1
260	4	7.4	7.4	81.5
280	1	1.9	1.9	83.3
290	1	1.9	1.9	85.2
310	1	1.9	1.9	87.0
340	1	1.9	1.9	88.9
360	1	1.9	1.9	90.7
420	2	3.7	3.7	94.4
470	1	1.9	1.9	96.3
530	1	1.9	1.9	98.1
850	1	1.9	1.9	100.0
總 計	54	100.0	100.0	
平均區隔長度：213公尺				

表 5.18 III級幹道路段區隔長度分析

- 1.研究名稱：幹道設施定義。
- 2.分類：都市幹道特性（UACZ）
- 3.主要問題與研究方向：

本研究中幹道設施定義已可稱十分完整，兼顧道路系統實質特性、環境因素及交通特性，並特別指出以服務通過性車輛為主要目的。定義中之相關參數，係以台北都會區幹道系統之特性，及參考國內外相關文獻製定。對幹道設施之確認已無疑義。未來宜就台灣地區中各都會區中道路系統全面普及，並對此定義作進一步之檢討。檢討要項包括：

- (1)路寬
- (2)車道數、車道配置
- (3)路口轉向比例
- (4)區隔長度
- (5)管制措施

4.預期成果：

完整幹道系統定義。

5.5.2 課題二

- 1.研究名稱：幹道等級分類方法。
- 2.分類：都市幹道特性（UACZ）
- 3.主要問題與研究方向：

雙層套疊式幹道等級分類法，經本研究修正其速限、平均區隔長等量化因子後，經證實應用效果甚佳。未來仍宜在各都會區之幹道系統，廣泛運用，期能減少其缺失，並予逐步改進。

4.預期成果：

建立完整的都市幹道分類方法與分類等級。

5.5.3 課題三

- 1.研究名稱：自由車流速率調查分析
- 2.分類：都市幹道特性（UACZ）
- 3.主要問題與研究方向：

各級幹道之自由車流速率不同，其對旅行時間之推估有顯著之影響。本研究對各級幹道自由車流速率區間，是根據國內速率限制研究而設定。未來宜就各都會區各級幹道系統，進行自由車流速率調查，調查方法可利用測試車法及現點速率調查法兩者配合實施。調查分析之要項包括：

- (1)自由車流速率與車道數（或路寬）之關係。
- (2)自由車流速率與車種混合之關係，例如機車對自由車流速率之影響。
- (3)影響自由車流速率之因素分析。

4.預期成果：

各級幹道自由車流速率及其影響因素。

5.5.4 課題四

- 1.研究名稱：幹道平均區隔長度與行駛時間之關係
- 2.分類：都市幹道交通特性（UACZ）
- 3.主要問題與研究方向：

幹道設施中平均區隔長度愈短，即表示交叉口密度愈大、車流受交叉口號誌干擾的機會也愈大，因而平均每公里行駛時間，可能因而增加。本研究參考 1985 HCM 行駛時間隨平均區隔長度變化的趨勢，配合所設定之自由車流速率，以建立其對應之關係。未來宜就各級幹道調查行駛時間與自由車流速率、平均區隔長度之關係。

4.預期成果：

建立各級幹道區隔長度與行駛時間之關係。

5.5.5 課題五

1.研究名稱：車輛路口總延滯與停止延滯之關係

2.分類：都市幹道交通特性

3.主要問題與研究方向：

根據美國經驗，路口平均每車總延滯約為路口平均每車停止之 1.3 倍。本研究即採用此一比例關係。未來宜廣泛調查其間比例關係，以檢討修正。

4.預期成果：

建立路口總延滯及停止延滯之關係。

第六章 市區街道容量手冊研究發展計劃

本研究已對市區街道容量之「號誌化交叉口」、「非號誌交叉口」、「圓環」及「都市幹道」等四子題，進行文獻回顧及基本特性分析，並建立容量分析與服務水準之基本架構。容量手冊之建立為一長期性研究工作，但囿於研究時間與經費，本研究僅為起步，於各個研究子題中，尚有諸多課題，需作進一步分析；對於各個容量手冊或服務水準評估手冊草案，仍有若干未盡完善之處。尤其國內基本研究之缺乏，諸多資料均直接引用國外之研究成果，這些均亟需後續之研究、分析與驗證，俾足以建立更完整，並適用於台灣地區之容量手冊。

6.1 手冊研究發展原則

綜觀各國公路容量手冊之發展歷程，可明顯查知，容量本身有因地制宜之特色，即因地區、國家之交通環境、交通問題之特性不同而有迥異；而容量之量測與評估方法不斷調整與更新，有關計算公式亦時有修訂，可知容量手冊之發展實屬長期性與回饋性之研究工作。此外，容量手冊發展之主旨，乃在就交通工程師對道路容量設計規劃之應用，提供一套完整分析方法，因此，容量之研究發展應顧及手冊使用上之簡易性。基於上述理由，本研究認為國內今後在公路容量手冊之研究發展上，應秉持下述三項原則，方克有濟。

- (一)針對台灣地區之交通特性及長期交通發展趨勢，進行研擬。
- (二)手冊之建立除應具簡明性與易用性外，尚應兼顧其內容之精確性與完整性。
- (三)以理論分析與實證分析之系統方法，率當進行手冊檢討與修訂之

後續研究工作。

6.2 手冊研究發展計劃

鑑於容量手冊發展之長期性與複雜性，本研究初步研擬容量手冊發展計劃，期能達成「建立完整台灣地區公路容量手冊」之目標。此一發展計劃由本期研究作為一開端；至手冊正式發行止，預計歷時七年，其主要工作內容及時程，如表 6-1 所示，並說明如下。

市區街道容量雖然包括「號誌化交叉口」、「非號誌化交叉口」、「圓環」與「都市幹道」等四子題，然而都市之市區街道，除幹道系統外，交叉口系統中以「號誌化交叉口」佔絕對多數，實際上，其亦為都市道路系統瓶頸之所在，加以其管制措施及影響因素繁多，益增其分析之複雜性，可知「號誌化交叉口」實為市區街道容量研究之首要重點，亟需投注大量研究時間與經費。因此，本研究擬將前三年之研究重點置於「容量基本參數」與「號誌化交叉口」之相關研究課題上，第四年則檢討號誌化交叉口容量分析之方法與架構，並就相關研究成果進行修訂，此階段應舉辦有關研討會以配合之，往後則分年對「圓環」、「非號誌」與「都市幹道」等有關課題予進一步研究，最後一年，再廣集各方學者專家與有實務經驗之交通工程師，就手冊整體內容，進行總檢討與修訂，而有關之研討會則應於年度初期舉辦，手冊方可於一年後正式付梓發行。

表 6.1 市區街道容量手冊研究發展計劃

時 程	工 作 要 點	研 究 課 題 與 工 作 內 容	經費概括 (新台幣：萬元)
第一年	容量基本參數值 之研究	<ul style="list-style-type: none"> 基本架構檢討與修訂 各型車輛之小客車當量值之研究 飽和車流率影響因素之分析 	160
第二年	「號誌化交叉口」交通 特性與行為之研究	<ul style="list-style-type: none"> 行人與機車流動對右轉流動影響之研究 號誌變換時段車輛運轉特性之分析 左轉車輛與對向汽機車之行爲分析 	160
第三年	「號誌化交叉口」評估 方法之研究	<ul style="list-style-type: none"> 延滯推估模式之研究 服務水準等級界定之研究 	120
第四年	「號誌化交叉口」容量 手冊階段檢討	<ul style="list-style-type: none"> 檢討「號誌化交叉口」容量手冊—舉辦研討會 I 修訂「號誌化交叉口」容量手冊 	160 *
第五年	「圓環」與「非號誌交 叉口」手冊之研究	<ul style="list-style-type: none"> 圓環交通特性之有關研究 ** 圓環評估方法之研究 非號誌交叉口交通特性之有關研究 	180
第六年	「非號誌交叉口」與「 都市幹道」手冊之研究	<ul style="list-style-type: none"> 非號誌交叉口容量分析之有關研究 ** 都市幹道服務水準分析之有關研究 	180
第七年	「市區街道容量手冊」 總檢討	<ul style="list-style-type: none"> 「市區街道容量手冊」總檢討—舉辦研討會 II 修訂「市區街道容量手冊」 	180 *

說明：(1) * 表該年度概估之經費並未含括舉辦研討會之經費。

(2) ** 詳細研究課題，請各別參見 3-5，4-5，5-5。

參 考 文 獻

1. HRB "Highway Capacity Manual", HRB Special Report-87, HRB, 1965。
2. F.V. Webster, B.M. Cobbe, "Traffic Signals." Ministry of Transport, Road Research Technical, NO. 56, HMSO, London, 1966。
3. A. J. Miller, "Australian Road Capacity Guide-Provisional Introduction and Signalized Intersections." ARRB Bulletin NO. 3, June, 1968。
4. A. J. Miller, "The Capacity of Signalized Intersections in Australia" ARRB ARR NO. 4, March, 1968。
5. OECD Road Research Group, "Capacity of At-Grade Junctions", Organisation for Economic Co-operation and Development, November 1974, Paris。
6. Australian Road Research Board, "Signalized Intersection Capacity Guide", ARR NO. 79, April, 1978。
7. B. K. Peterson, Arne Hansson, Karl-Lennart Bang, "Swedish Capacity Manual", TRB, TRR 667, 1978。
8. TRB, "Interim Materials on Highway Capacity", Transportation Research Circular NO. 212,

1980。

9.R.AKcelik, "Traffic Signals : Capacity and Timing Analysis", ARR NO.123, 1981。

10.R.M. Kimber, Marie C. Semmens, "An Experiment to Investigate Saturation Flows at Signal Junctions." Traffic Engineering & Control, March 1982。

11.S.Teply, "Highlights of the Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections", TRB, TRR 1005, pp. 20-28, 1985。

12.TRB, "HIGHWAY CAPACITY MANUAL 1985" TRR Sp209 1985。

13.鄭賜榮, "混合車流狀況下交叉路口容量之研究", 台大土研所碩士論文, 65年6月。

14.王慶瑞, "飽和流量與號誌交叉口容量之研究", 運輸計劃季刊, 第十一卷第二期, pp. 147-176, 民國71年6月。

15.張學孔, "混合車流狀況下右轉流動特性及容量研究", 台大土研所碩士論文, 民國72年6月。

16.C.F. Wang, T.L. Hwang, "A Study on Flow Characteristics of Mixed pattern Traffic", Taipei, 1974。

17.郭敏能, "混合車流狀況下慢車道混合車流特性與容量之研究", 台大土研所碩士論文, 民國65年6月。

18.周煥昌, "混合車流平面交叉路口飽和流量之模擬研究", 台大土研所碩士論文, 民國70年6月。

- 19.周義華、陳天賜，“市區公車小客車當量值之分析”，土木水利季刊，第九卷第四期，72年2月。
- 20.吳祚燭，“混合車流特性調查分析及右轉車當量模擬之研究”，台大土研所碩士論文，民國72年6月。
- 21.周義華、魏建宏，“混合車流狀況下V/C比值與車流延滯關係研究”，運輸計劃季刊，第十三卷第四期，民國73年12月。
- 22.許添本、龍天立，“號誌交叉口混合車流容量分析方法之研究”，運輸計劃季刊，第十三卷第四期，pp. 495-521，73年12月。
- 23.許添本，“號誌化交叉口容量分析及應用之研究—臨界流動法之發展”，台大土研所碩士論文，民國71年6月。
- 24.R.P.Roess，“Efforts towards the Third Edition of the HIGHWAY CAPACITY MANUAL”Traffic Engineering Control，August 1983，pp. 351-355。
- 25.BRRL，“A Method of Measuring Saturation Flow at Traffic Signals”，Road Note 34.MMSO，London,1963。
- 26.B.G. Heydecker，“Vehicles, PCUS, and TCUS in Traffic Signal Calculations”，Traffic Engineering & Control，3 . pp. 111-114，March 1983。
- 27.David Branston & Henk Van Zuylen，“The Estimation of Saturation Flow, Effective Green Time and Passenger Car Equivalent at Traffic Signals by Multiple Linear Regression”，Trans. Res. Vol. 12, pp. 47-53，1978。

- 28.D. Branston, "Some Factors Affecting the Capacity of Signalized Intersection", *Traffic Engineering & Control*, pp.390-396, 1979。
- 29.D.M. Branston, P.Gipps, "Some Experience With a Multiple Linear Regression Method of Estimating parameters of the Traffic Signal Departure Process", *Transportation Research*, 6, pp.445-458, 1981。
- 30.毛啓明, "美國式 TRANSYT 模式之理論與發展", *運輸計劃季刊*, 第十一卷第一期, 民國 71 年 3 月。
- 31.A.D.May, W.J. Pienaar, and C.A. Rose. "Use of NCHRP Signalized Intersection Capacity Method - A South African Experience", *TRB, TRR* 971. pp. 32-40. 1984。
- 32.楊廷英等人, "區域性公路交通機踏車行駛管理問題之研究", *台灣省公路局研究報告*, 民國 62 年。
- 33.趙清山, "號誌時制之設計" 台大工研所碩士論文, 民國 62 年。
- 34.阮聰義, "應用隨車模式 M-C 短陣探討快車道混合車流特性之研究", 台大土研所碩士論文, 民國 64 年 6 月。
- 35.蘇錦江, "混合車流狀況下平面交叉路口交通狀況模擬模式之建立及其應用" 台大土研所碩士論文, 民國 66 年。
- 36.林大煜, "台北市天津街機車專用道之交通量及特性分析" *運輸計劃季刊*, 第八卷第二期, pp.231-241, 民國 68 年 4 月。
- 37.薛春明, "混合車流狀況下獨立平面交叉口之車流模擬研究" 69

年台大土研所碩士論文。

- 38.張學孔，“「臨界流動分析」在評估混合車流交叉口交通改善效益之研究”，運輸計劃季刊，第十四卷第四期，民國74年12月。
- 39.蔡輝昇、羅彬榮，“國內交叉路口車隊疏解時間與車隊間距之特性分析”，民國75年5月。
- 40.交通大學管理研究所，“台北市交通號誌系統研究計劃”，台北市政府警察局委託，民國65年6月。
- 41.周義華、徐淵靜等人，“混合車流狀況下交叉路口交通特性之研究”，台大土研所，民國65年。
- 42.交通大學運輸研究所，“台北市道路系統及交通運輸設施在大眾捷運系統建立後之配合發展規劃”，民國68年。
- 43.E.M. Holoryd. "Effect of Motorcycles and Pedal Cycles on Saturation Flow at Traffic Signals." Research Road Const. 1963, 41(490), 315-6。
- 44.Stan Teply, "Saturation Flow at Signalized Intersections Through a Magnifying Glass", University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1984。
- 45.F.O.Montgomery, A.D.May, "Control of Congestion at Highly Saturated Signalized Intersections: Experiments on Rama 4 Road, Bangkok", Working paper 222, Institute for Transport Studies, University of Leeds, January 1986。
- 46.郭正成，“機車在交叉路口接受間距特性之研究”，交通大學交通

運輸研究所碩士論文，民國 71 年 6 月。

47.台北市政府工務局新工處，“都市道路圓環之研究”，民國 65 年。

。

48.葉三夫、王傳芳，“A Critical Review on the Efficiency of Rotaries in City Street Network ” 民國 64 年。

49.陳武正等人，“都市圓環問題模擬分析之研究”，運輸計劃季刊，第四卷第四期，民國 64 年 12 月。

50.李正剛，“台北市北門路口交通流模擬分析之研究”，交大碩士論文，民國 68 年。

51.林瑞興，“都市多叉道圓環交通流模擬與改善策略之研究—台南市民生綠園七叉道圓環實例之探討”，成大碩士論文，民國 71 年 6 月。

52.交大運工管系，“市區道路之分類及各分類道路之幾何設計標準及其管制方式之研究”，台北市政府工務局新建工程處委託，民國 71 年 6 月。

53.台大土木工程學研究所，“台北市道路系統服務水準評估及近程改善計劃之研究”，台北市政府工務局新建工程處委託，民國 71 年 7 月。

54.台北市政府新建工程處，“中華民國七十三年台北市交通流量及特性調查”，民國 74 年 5 月。

55.交通部運輸研究所，“台北市中心區運輸系統管理（TSM）計劃”第一冊規劃報告，民國 74 年 6 月。

56.龍天立、許添本，“道路服務水準及阻塞等級評估方法初探”，台大土木所，民國 72 年 7 月。

- 57.交大運工管系，“台北市道路交通瓶頸改善規劃研究”台北市政府工務局新建工程處委託，民國72年1月。
- 58.成大交管研究所，“高雄市主要道路交通量調查研究報告”，民國74年4月。
- 59.交通部、內政部，“道路交通標誌標線號誌設置規劃”民國69年。
- 60.交通部運輸計劃委員會，“交通調查手冊”，民國72年1月。
- 61.IBM，“spss/pc for ZBM pc-xt”1985。
- 62.龍天立、張學孔，“混合車流研究之回顧與展望”，公路技術與管理研討會論文集（B），民國72年2月。
- 63.Donald R. Drew, Charles Pinnell, “A Study of Peaking Characteristics of Signalized Urban Intersection as Related To Capacity and Design” HRB Bulletin 352, 1962。
- 64.黃通良，“道路交通島與容量之研究”台北市政府工務局，民國69年2月。
- 65.TRB Circular 161, “Intersection Capacity Workshop Notes” TRB Dec 1974。
- 66.林漢傑，“圓環之號誌十字路口之比較”，台大土研碩士論文，民國63年。
- 67.龍天立等人，“台北市聯外幹道行車速率限制及管制之研究”，台北市政府警察局委託台灣大學土木工程學研究所辦理，民國75年7月。
- 68.JHK & Associates and the Traffic Institute, North Western Univ, “Development of Impro-

- ved Highway Capacity Manual : Final Report
 "National Cooperative Highway Research
 Program Project 3-28 San Francisco , CA. , and
 Tucson , AE. , Aug 1979 .
69. Carroll J. Messer and Daniel B. Fambro , "
 Effects of Signal Phasing and Length of Left-
 turn Bay on Capacity " TRR 644 , 1978 .
70. R. L. Pretty , " Traffic Signal Calculation in
 Relation to Junction Layout : Capacity and
 Delay " , Traffic Engineering & Control March
 1980 .
71. Daniel B. Fambro Carroll J. Messer Donald A.
 Andersen , " Estimation of Unprotected left-
 turn Capacity at Signalized Intersection "
 TRR 644 .
72. Feng-Bor Lin , Theodore T. Nadratowski , "
 Estimation of left-turn Traffic parameters
 " February 1981 .
73. Gerald N. Stevart , " The Effect of Small Cars
 on The Capacity of Signalized Urban Inter-
 section " Transportation Science Vol 12, No.
 3 August 1978 .
74. Capelle D. G. Pinell, L. " Capacity study of
 Signalized Diamond Interchanges " Highway
 Research Board Bull 291. 1961 , P 1-25 .

75. Donald S. Berry , " Headway Approach to Intersection Capacity " Kansas City Highway Research Board 453 . 1973 .
76. Carell J. Messer and Daniel B. Fambro , " Critical lane analysis for Intersection Design " , TRR 644 , 1978 .
77. J. A. Sosin , " Delays at Intersections Controlled by fixed-cycle Traffic Signals " , ITE Journal , 1980 .
78. S. T. Lung , " Motorcycle Traffic in Urban Areas " Proceedings of the Third Conference of Road Engg. Association of Asia & Australasia , 1979 .
79. R. P. Roess , " Level of Service Concepts : Development , Philosophies and Applications " , TRB , TRR971 1984 . pp. 1-6 .

研擬台灣地區公路容量手冊技術報告
(市區街道部份)

交通部運輸研究所編印

地址：(104) 台北市敦化北路240號

電話：7123121～5

劃撥儲金帳戶：

工本費：346元