

大阪市総合計画局

正会員

寺田久弥

○池田順一

街路計画相当者がしばしば当惑する問題の一つは、路線の設計に際して、交通容量の点で、主要交差点が路線の他の部分とどのような関係にあるのか、またある計画交通容量を想定するとき、その路線のどの部分が交通渋滞の原因になるのかを正確に判断し、何枚かの計画案を簡単にチェックできる方法が確立されていないことである。またこの計画案は多くの人の合議を経なければ実現されるものであり、多忙な都市計画相当者が、お大感のみでなく、交通容量の点から合理的な案を選択するには、なによりもまず正確で簡単な方法が採用されなければならない。

たとえば、後に述べるように、市内の広い河川に橋梁を架設するとき、従来の計画では2方向4車線の橋梁に対して、この取付部およびすぐ近くの重要な交差点も同様に4車線の交差点として計画されている。この路線で交通量が増加して渋滞を起す場所は、まず交差点の流入部であり、この路線による渡河交通容量は片側2車線で約1,400台(二輪を除く、以下同様)に限定される。渡河交通容量が満たなくなると、また何億円の投資を要する別路線の橋梁を架設せねばならなくなる。当初計画立案者が、都市計画街路表示の多少複雑になることをいとわず、交差点の流入部を抜粋し片側4車線(流入部車線のみ)とすれば、交差点の交通容量は約2,800台に増加し、これは橋梁部片側2車線の容量にほぼ近い値である。このように設計された路線は橋梁部としてのLinkと隣接する交差点流入部としてのNodeが相互にバランスし、流入部抜粋に要するわずかの用地費で、他の4車線橋梁およびその取付部を施行するのと同様の効果が生じる。このような投資効果の相互は、渡河交通のみに限らず、あらゆる路線のLink部とNode部の容量バランスの問題として提起される。

幹線道路の自動車交通を観測すると、ある場所では一車線あたり一時間2,000台を起えるが、他の場所では混雑して100台の街路でさえ500台にも達しない車線がある。

街路の通過交通機能で路線の評価をあらわせば、同じ一車線であっても、可能交通容量が2,000台と500台ではこれらの路線の能率性には大きな差がある。そこでまず、交通容量を決定する主要な因子についての考察を怠らないう、観測データを参照して、交通容量決定の最も簡明ながらも実際によくあてはまる実用式をつくることを試みたい。

(1) 街路交通容量の決定因子について

同じ一車線であっても、交通容量が大巾に変動する主な理由は、次の三項目に分類される。

(A) 沿道サービスによる低下(外部摩擦)

(B) 車種混合による低下(内部摩擦)

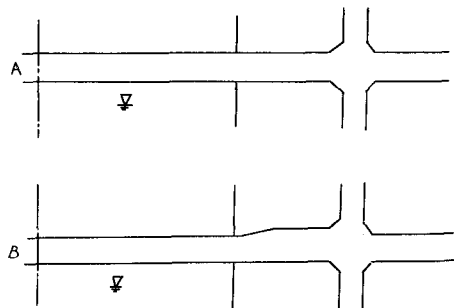


図-1.

(C) 交差失による低下 (横断摩擦)

外部摩擦(A)に属する因子

- A-1 駐停車による車道巾の減少
- A-2 軌道および安全島による車道巾の減少
- A-3 区画街路への車の流入, 流出による交通流の錯乱および滞留

内部摩擦(B)に属する因子

- B-1 低速車による干渉
- B-2 車流線の合流, 分流, 追越しによる交通流の錯乱

横断摩擦(C)に属する因子

- C-1 停止信号による滞留
- C-2 交差失での車流線の交錯
- C-3 交差失での速度低下および発進のロス
- C-4 横断歩行者による干渉
- C-5 踏切による滞留および一旦停止

これらの因子のうち(A)および(B)は多車線街路または駐車を有する巾員の街路においては、外側一車線の容量低下因子である。これに対し内側車線の交通容量はほとんど(C)因子によって決定される。街路がネットワークとして形成されている市街地部においてはむしろ、地方部においても、容量低下(C)因子を十分考慮に入れて、主要交差失を設計し、路線の他の部分とのバランスを計ることが、道路計画者にとって見のがすところの重要な能力点のポイントである。

(2) 交通容量の観測データおよび実用式について

建設省委託阪市街路高効率化調査(40年度)においておこなわれた交通容量観測結果の一例を記す。淀屋橋交差失(表1)において内側2-4車線の交通量平均値は青一時間について1,617台/分/車線, 十三大橋(表2)においては1,842台/分/車線, 同様に大江橋南側流入部1,387台/分/車線, 末吉橋西行全車線平均1,453台/分/車線, 同東行全車線平均1,520台/分/車線である。このように信号による滞留を生じない時の1車線(250~300)の観測交通量は約2,000~1,000台であるので、可能交通容量はH.C.M.に提示されている2,000 V.P.H. per-lane (Table 4-1, Uninterrupted-Flow Capacities under ideal Conditions; Multi-lane)を日本の一般的な街路に適用できる。この

表1. 淀屋橋北側流入部(南行)

通行区分	1	2	3	4	5	交通条件
観測データ5回 (1サイクル青57秒)	9台	27	29	29	0	市電通過時
	5	17	23	28	8	41年 2月24日午後3時
	7	22	26	22	14	右折禁止、駐停
	7	24	27	35	3	車禁止
	3	18	22	33	0	大型貨物車なし
1サイクル平均通過台数	6.2台	21.6	25.4	30.4	5.0	バス混入率3%
平均車頭時間	9.2秒	2.64	2.22	1.87	11.4	観測全車が1サイクル以内の待ち時間で交差点を通過
青一時間交通量	390台	1,360	1,620	1,870	320	
車線備考	8.0m 停車、右折のため交通量減	3.0	3.0	3.0	3.0	軌道による交通量減

表2. 十三大橋 (バイパス開通前)

通行区分	北行		南行		備考
	1	2	2	1	
観測5回 任意抽出 1分間	28	32	30	24	41年 2月24日 午後4時 大型車 混入率5%
	38	41	41	37	
	21	21	37	27	
	16	17	43	32	
	37	42	28	22	
平均1分間交通量	28.0台	30.6	35.8	28.2	中津浜通 交差点は 右折可
平均車頭時間	2.14秒	1.96	1.67	2.10	
一時間交通量	1,680台	1,840	2,150	1,700	
車線備考	3.50m	3.50	3.50	3.50	

値は計画の対象となる実際の街路では、ほぼ観測値の平均値である1,500 v/h/lnに低下する。この値に対応する平均車頭時間は2.40秒となり、信号による滞留以外の全ての容量低下因子を無視しうるときの一車線一時間交通容量は $g = \frac{c}{2.4}$ として表示される。ここにcは一時間に占める当該車線の開放時間(秒)である。このcは現場で使われる信号の青時間をそのまま適用すればいいが、著者は特に交差点における発進のロス、右左折の影響および横断歩行者の干渉等の実際の容量低下の平均値も考慮し、A, B, C, D各方向の黄色時間を実測よりも約2秒増しの5秒とし、両方向で1サイクル80秒中10秒のロス(12%)を採用する。(表3)

たとえば1:1信号の場合に確保されるそれぞれの方向の青開放時間は3,600秒に対し44%にあたり1,575秒となり、この時の一車線交通容量は656台である。またA, B方向に60%開放するときのサイクルは80秒(48.5; 22.5), $g_{AB} = 900$ v/h/ln, $g_{CD} = 413$ v/h/lnである。

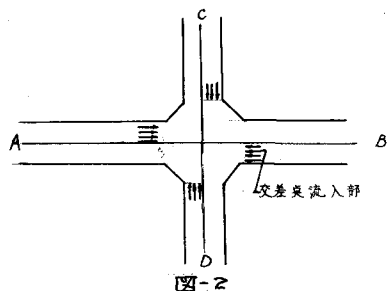


表3 信号周期、青開放時間、交通容量表 (1~6車線)

信号周期 80秒		3,600秒中の青時間(秒)	A, B 方向 交通 容量					
A, B 方向 青時間	C, D 方向 青時間		1車線	2車線	3車線	4車線	5車線	6車線
50	20	2,250	988	1,876	2,814	3,752	4,690	5,628
49	21	2,205	919	1,838	2,757	3,676	4,595	5,514
48 (60%)	22 (20%)	2,160	900	1,800	2,700	3,600	4,500	5,400
47	23	2,115	881	1,762	2,643	3,524	4,405	5,286
46	24	2,070	863	1,726	2,589	3,452	4,315	5,178
45	25	2,025	844	1,688	2,532	3,376	4,220	5,064
44 (55%)	26 (33%)	1,980	825	1,650	2,475	3,300	4,125	4,950
43	27	1,935	806	1,612	2,418	3,224	4,030	4,836
42	28	1,890	788	1,576	2,364	3,154	3,940	4,724
41	29	1,845	769	1,538	2,307	3,076	3,845	4,614
40 (50%)	30 (38%)	1,800	750	1,500	2,250	3,000	3,750	4,500
39	31	1,755	731	1,462	2,193	2,924	3,655	4,386
38	32	1,710	713	1,426	2,139	2,852	3,565	4,278
37	33	1,665	694	1,388	2,082	2,776	3,470	4,164
36 (45%)	34 (43%)	1,620	675	1,350	2,025	2,700	3,375	4,050
35 (44%)	35 (44%)	1,575	656	1,312	1,968	2,624	3,280	3,936
34	36	1,530	638	1,276	1,914	2,552	3,190	3,828
33	37	1,485	619	1,238	1,857	2,476	3,095	3,714
32 (40%)	38 (48%)	1,440	600	1,200	1,800	2,400	3,000	3,600
31	39	1,395	581	1,162	1,743	2,324	2,905	3,486
30	40	1,350	563	1,126	1,689	2,252	2,815	3,378
29	41	1,305	544	1,088	1,632	2,176	2,720	3,264
28 (35%)	42 (53%)	1,260	525	1,050	1,575	2,100	2,625	3,150
27	43	1,215	506	1,012	1,518	2,024	2,530	3,036
26	44	1,170	488	976	1,464	1,952	2,440	2,928
25	45	1,125	469	938	1,407	1,876	2,345	2,814
24 (30%)	46 (58%)	1,080	450	900	1,350	1,800	2,250	2,700
23	47	1,035	431	862	1,293	1,724	2,155	2,586
22	48	990	413	826	1,239	1,652	2,065	2,478
21	49	945	394	788	1,182	1,576	1,970	2,364
20 (25%)	50 (63%)	900	375	750	1,125	1,500	1,875	2,250

この表によって、路線計画案の交通容量は簡単にチェックでき、交差点設計の大きな誤りは防止できる。(少し注意すべきことは、当初考慮したように横断歩行者の干渉が激しい場合や、右左折率の太

きい交差点ではそのまま適用できない。また信号で滞留したり道路の一般部において同一車線であつても沿道サービスをおこなう車線は、1,500台にはるか及ばない。著者の適用例では、沿道サービスのための巾員を控除した残りの車線について、1,500台を乗じ、この値に交差点の交通容量をバランスさせる方法が最も能率的な路線設計の一例である。

(3) 能率的交差点設計の必要性和その実例

道路計画担当者は、先にあげた長大橋梁の例に限らず、鉄道との立体交差および街路との立体交差構造の計画に際して、これらの車線は容量低下の各因子(A), (B), (C)のいずれをも含まない処理能力の大きい車線であることに十分留意し、これに対応する平面車線および交差点の交通容量を、路線および街路網の全体にうまくバランスさせるよう努力せねばならない。

例 往復4車線橋梁(すなわち交差点、沿道サービスを含まない一般道路)に対応する交差点の能率的な設計。

交通条件	80秒	100秒	所要 スペース
方向台数	45サイクル (1サイクルについて)	36サイクル	スペース
右折 500台	11台	15台	S_R
左折 500	11台	15台	S_L
直進 2,000	45台	55台	S_S
合計 3,000	67台	85台	ΣS

一般部
通過車線 24.25M
沿道サービス車線 14.200
片側車道巾員 8.50
交差点部(流入側)
片側車道巾員 13.00M (4車線)
 $\Sigma g_0 = 3,000\% \sim \Sigma g_1 = 2,624\% (87\%)$
3,000% (50%)

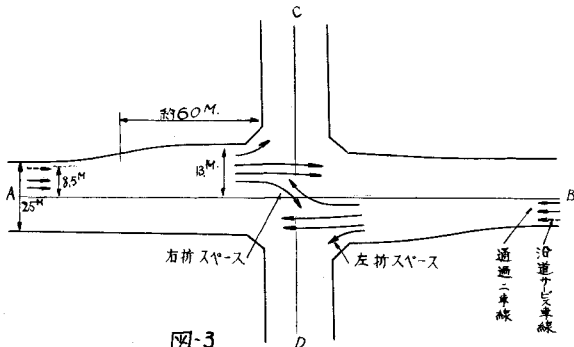


図-3

上記の設計を従来の設計(a)および立体交差による処理(c)と比較すると、同じ交通容量を確保するための建設費は次のとおりである。

	a	b	c
橋梁費	新設1橋 約10億円	0	0
用地代	1件 10億円	1件 0.2億円	1件 10億円
立体改修費	0	0	2件 6億円
合計	約20億円	約0.2億円	約16億円

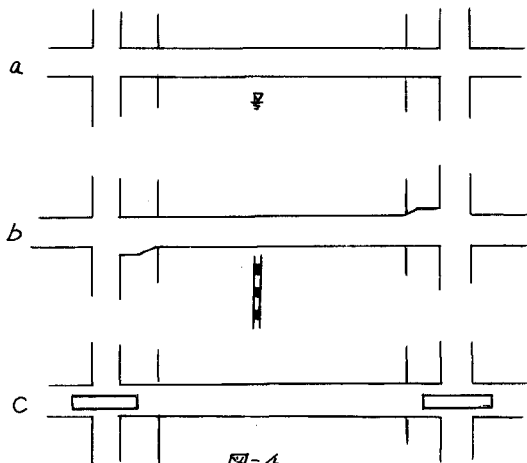


図-4

(b)の方式により図3のような交差点処理をおこなう手法は他の方法に比して非常に効果的である。もちろん、これらの手法選択に際しては、能率的経済性のみでなく、社会的安全性と美的快適性の各々から比較して検討せねばならない。