

信号交差点の計画・設計と飽和交通流率の基本値に関する検討

長 濱 友 治*

Study on Planning and Design of Signal Control Intersection and Standard Value of Saturation Flow Rate

Tomoharu Nagahama

A study has been made on the planning and design of a model intersection with emphasis on intersection capacity. The biggest problem is the capacity of the right-turn lane in the case where there is no exclusive right-turn phase. The measurements made at many intersections in Fukui City revealed that the actual capacities, different largely from the theoretical value, were too small, rather on the dangerous side.

There is also a critical opinion that the current standard value of saturation flow rate for the straight-advancing lane at intersection approaches is as high as 2,000 vphg. The measurements made at many intersections in Fukui City using the method described in the manual preparation report of the society obtained a value of 1,700 vphg. A method of determining the standard value of saturation flow rate for the right-turn lane is not established yet and has many problems to be solved. Therefore, the measurements were made using the author's own method, thereby having obtained 1,900 vphg instead of the current value 1,800.

1. ま え が き

本研究では、新規に交差点を計画・設計する場合についてモデル交差点を設定し、図-1のフローチャートにしたがって主として交通容量の検討¹⁾を行い、容量上の問題点を抽出した。次に従来問題視されている直進車線の飽和交通流率の基本値(2000台/青1時間)および右折専用車線の基本値(1800台/青1時間)について福井市内の主要交差点を対象に実測を行い、検討を加えて現行基本値の可否を明らかにした。

2. モデル交差点の計画・設計

2.1 容量計算に必要な理論式

交差点流入部、各車線の飽和交通流率または交通容量(台/時)については、多くの文献²⁾に

* 建設工学科土木工学専攻

記述されているので省略し、ここでは、信号現示と最適サイクル長の記述にとどめる。

(1) 信号のスプリット

$$g_i = (1-L/C) \cdot q_i^\circ / \sum_i g_i^\circ$$

g_i : i 現示の青時間スプリット, q_i° : i 現示で同

時に流す最大交通量,

$$q_i^\circ = \max\{q_i, q_i', q_i'' \dots\} \text{ (台/時)}$$

(2) 各現示の青時間長 (s)

$$G_i = (C-L) \cdot \rho_i^\circ / \lambda$$

ρ_i° : i 現示の正規化交通量 ρ の ρ_{max} $\lambda = \sum \rho_i^\circ$

(3) 最適サイクル長

$$C \geq 0.9L / (0.9 - \lambda) \text{ または}$$

$$C_{op} = (1.5L + 5) / (1 - \lambda)$$

C, C_{op} : 信号サイクル長 (s), L : 1 サイクルあたり損失時間 (s), λ : 交差点飽和度

2.2 モデル交差点の容量解析

ある都市部の計画交差点における設計交通量の推定値は図-2のとおりである。A ↔ Cが主道路(4種1級), B ↔ Dが従道路(4種2級)であり、主従交通とも右左折率を15%と見込んだ。また、大型車混入率は、主道路10%, 従道路5%と仮定し横断歩行者は、4箇所とも多いものとする。C = 90sと仮定し流入部A,

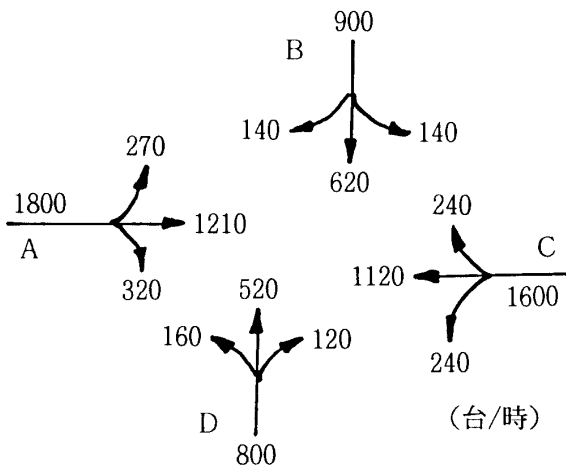


図-2 設計交通量

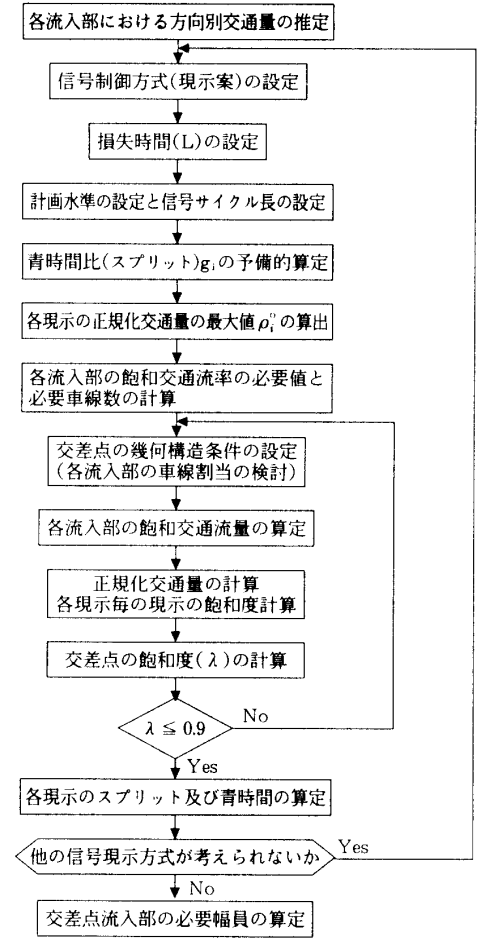


図-1 容量検討フロー

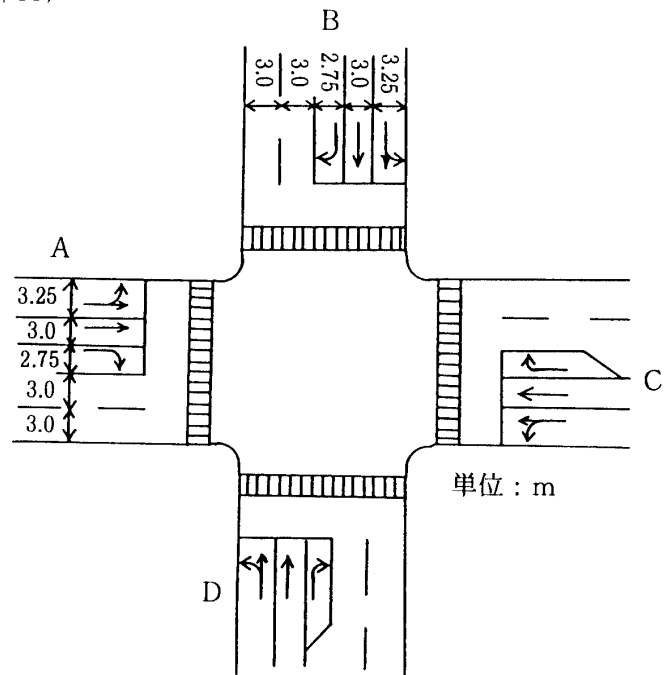


図-3 計画平面図

表-1 飽和交通流率・交差点飽和度の計算

流入部	A			B			C			D		
	左折・直進	直進	右折	左折・直進	直進	右折	左折・直進	直進	右折	左折・直進	直進	右折
車線数	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
飽和交通流率の基本値: S_b	2000	2000	1800	2000	2000	1800	2000	2000	1800	2000	2000	1800
車線幅員による補正值: α_w (車線幅員) m	1.00 (3.25)	1.00 (3.00)	1.00 (2.75)	1.00 (3.25)	1.00 (3.00)	1.00 (2.75)	1.00 (3.25)	1.00 (3.00)	1.00 (2.75)	1.00 (3.25)	1.00 (3.00)	1.00 (2.75)
縦断勾配による補正值: α_G (縦断勾配) %	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)	1.00 (0)
大型車混入による補正值: α_T (大型車混入率) %	0.935 (10)	0.935 (10)	0.935 (10)	0.966 (5)	0.966 (5)	0.966 (5)	0.935 (10)	0.935 (10)	0.935 (10)	0.966 (5)	0.966 (5)	0.966 (5)
左折車混入による補正值: α_{LT} (左折率) %	0.737			0.760			0.743			0.713		
歩行者による低減率: f_p (有効青時間) 秒: G	0.5			0.5			0.5			0.5		
(歩行者用青時間) 秒: G_p (現示変り目の捌け台数): 台/サイクル	47	47	13	23	23		47	47	13	23	23	
	42		3	18			42			18		3
飽和交通流率	1378	1870	1683	1468	1932	313 (台/時)	1389	1870	1683	1378	1932	274 (台/時)
交通量: q	1480		208	760		140	1360		128	680		120
正規化交通量: ρ	0.456		0.123	0.224			0.417		0.076	0.205		
必要現示率	1 ϕ	0.456					0.417					
	2 ϕ		0.123						0.076			
	3 ϕ			0.224						0.205		
現示の飽和度	1 ϕ	0.456	交差点飽和度 $\lambda = 0.803$									
	2 ϕ	0.123										
	3 ϕ	0.224										

注) 右折交通量 q は観測交通量を q_0 とすると

$$q = q_0 - \left(K \cdot \frac{3600}{C} \right) \cdot \alpha_T$$

(q_0 から信号現示の変り目に捌ける台数を引いた交通量で正規化交通量を求める)

Cの右折車線容量を検討すると対向直進交通量 $q > 1000$ となり処理できない。よって流入部A, Cに右折専用現示(青矢)を設けて3現示制御案(多段定周期)とする。1サイクルの損失時間は、 2ϕ と 3ϕ の間に $AR2s$, 3ϕ と 1ϕ の間に $Y4s$, $AR2s$ とすると $L = 8s$ となる。計画水準2として $C = 90s$ と設定し、この後、フローチャートにより、スプリットの予備的算定以下の計算、検討を行ったが、これら計算の結果について飽和交通流率、交差点飽和度等を表-1に示す。 $\lambda = 0.803 < 0.9$ となり交通処理が可能である。

ここで問題となるのは、最適サイクル長の2ケース、 $C_{op} = 86.3s$, $C \geq 74.2s$ の取り扱いである。前者は、交通到着のランダム性が高く、後者は逆に低いケースである。到着交通流の分布確率が特定されていない現況では、両者の中間値をとり $C = 80s$ とし、再度フローチャートにしたがい計算を行った結果、 $\lambda = 0.791 < 0.9$ となり交通処理が可能である。なお、 $C_{op} = 81.3s$, $C \geq 66.1s$ となり、最終的に当初より10sサービス水準を上げて $C = 80s$ と決定する。以上から $G_1 = 41s$, $G_2 = 11s$, $G_3 = 20s$ を得たが、 G_1 , G_3 とも最小必要青時間15sを満足し G_2 も5sを満たしている。また、理論計算から4方向流入部とも右折専用車線は、交通処理が可能であることを確認した。図-3は、車線数の計算と道路構造令に基づいた計画平面図である。さらに、歩行者交通の検討を行うと $A \leftrightarrow C$, $B \leftrightarrow D$ とも車道幅員が15mであり、横断者の歩行速度を1m/sとすれば最小15s必要である。 G_p を歩行者用青時間長(s)とすれば、 $G - G_p = 5s$ を要し $A \leftrightarrow C$ 方向では、 $G_p = 36s$, $B \leftrightarrow D$ 方向では15sに設定する。

2.3 右折専用車線交通処理量の理論・実測値の比較と問題点の提起

右折専用現示のある場合、理論式の厳密解³⁾は①対向直進車が存在する時間帯の処理量：
 $C_{r1} = S_m \cdot \alpha \cdot (SG - qc) \cdot f_R / C(S - q)$ (台/時)，
 ②右折専用現示中： $C_{r2} = S_m \cdot \alpha \cdot G_R / C$, (台/時)
 ③信号現示の切替時： $C_{r3} = (K \cdot 3600) \cdot \alpha / C$ (台/時)の合計値で表わされる。ここで、 S_{r0} ：1800(台/青1時間)， α ：車線幅員の補正率 α_w と大型車混入による補正率 α_T の積， S ：対向直線飽和交通流率(台/青1時間)， q ：対向直進交通量(台/時)， C ：サイクル長(s)， G ：青表示時間(s)， G_R ：青矢時間長(s)， f_R ：右折確率， K ：現示変り目の捌け台数で本ケースでは2台とする。表-2に右折専用現示のある交差点における理論値，実測値を示す。なお

表-2 右折専用車線の交通処理量
理論・実測値 ()内は実測値

交差点名	C _{r1} (台/時)	C _{r2} (台/時)	C _{r3} (台/時)
東 下	0(0)	120(113)	60(11)
大 仏 前	107(5)	152(132)	60(21)
裁判所前	103(4)	128(131)	60(21)
明里橋南詰	127(18)	163(145)	60(14)
東 下	183(3)	135(143)	60(38)
板 垣	0(0)	146(116)	60(10)
問屋団地口	0(0)	146(148)	60(20)
米 松	0(0)	163(126)	60(32)
光 陽	124(1)	149(114)	60(36)
堀の宮第2	92(0)	176(149)	60(42)
文 京	313(211)	141(125)	60(5)
新 保	0(0)	189(186)	60(41)
丸 山	0(1)	149(115)	60(20)
長 本	298(70)	149(142)	60(37)

現在、福井市内では、青矢の直後は黄表示であり、この間、すべての右折車が流れるので $G_R +$ 黄時間(s)を有効青矢時間として計算した。表-2より C_{r2} は概ね理論・実測値が合っている。また、 C_{r1} は、 $q > 1000$ で $f_R = 0$ となり、理論、実測値とも0(台/時)を示すが、 $q < 1000$ のケー

スでは、文京を除いて大きく異なる。この最大要因は、 f_R であり、理論式では、 q が不飽和の間に交通流がランダムに到着すると仮定しているが、実際は、一様到着とポアソンの中間的到着分布と推定される。 C_{β} は、青矢直後の黄表示の影響で小さい値を示したのは、当然の結果と考えられる。

ここで最大の問題点となるのは、①の対向直進車が存在する時間帯の C_{r1} を求める式が、すべての文献において右折専用現示のない右折車線に適用されていることである。本モデル交差点では、最終結果として流入部 B、D について $C_{BR} = 270 > 140$ (台/時)、 $C_{DR} = 234 > 120$ (台/時) として右折交通処理が可能と判断した。表-2 に示す C_{r1} の理論・実測値からみて、交差点の大きさにも多少影響されるが現実には、右折処理不可能とみるべきであろう。

3. 直進車線における飽和交通流率の基本値の検討

3.1 研究目的

わが国では、直線車線の飽和交通流率の基本値 $S_{TO} = 2000$ 台/青 1 時間と定められ交差点容量の理論計算が行われている。この値は、大都市部を中心とした実測値から算出されたものであり、従来から過大値であるとの一部の批判を受けているが、未解決のまま今日に至っている。特に交差点の新設・改良時に交通開始後・理論値が過大な容量を示し問題となっている。福井のような大都市部とは交通環境の異なる地方都市において、どの程度の値を示すか明らかにすることを目的とするものである。

3.2 観測方法の概要¹⁾と実測結果

本観測方法は、ストップウォッチと測定シートを用いて、待ち行列の車両が青信号の間に流出して行くときの通過台数を単位時間ごとに計測するもので、いわゆる計測単位ごとの捌け台数を求めることになる。なお、観測は飽和交通流が対象であるので朝のピーク時に行く。

表-3 飽和交通流率算出シート

交差点名 文京 車線名：第 2 車線 (流入部車線数 3 車線) 調査月日：1996年 7 月 22 日 (月)
調査時間帯：7:40~8:40

	5 秒間隔毎の平均通過台数																飽和交通流率(台/5秒)	飽和交通流率(台/青1時間) (^② /5)・3600
	0 5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80		
合計	22	29	31	27	25	15	10	6	4	3	1						151	
サイクル数	13	13	13	12	11	9	5	5	3	2	1						74	
平均	^① 1.69	2.23	2.38	2.25	2.27	1.67	2.00	1.20	1.33	1.50	1.00						^② 2.04	1469

本観測法は、英国の TRRL (Transportation and Road Research Laboratory) で開発されたものを基本としている。すなわち、待ち行列の車両が青信号の間で流れていくときの停止線通過台数を 5s ごとに観測し記録する。ただし、大型車の混入、先づまり現象、突発現象等のサイクルは、除外する。また、5s 間の通過台数が 0 台となるものは、それ以外のデータは不飽和のた

め使用しない。さらに、発進の遅れに相当する最初の5s間のデータは除く、表-3に直進車線の算出シートの記載例を示すが、直進・左折混用車線においても同様に観測した。

表-4に実測値を示すが、全交差点において $S_{T0} = 2000$ (台/青1時間)を下回り、実測平均値1668(台/青1時間)を得た。この結果から福井市においては、基本飽和交通流率 $S_{T0} = / 1700$ (台/青1時間)と推定した。

表-5に直進・左折混用車線における実測値および理論値として基本値を1700(台/青1時間)として求めた比較結果を示す。なお、直進・左折混用車線の理論値は次のとおりである。

$$S_{TL} = 1700 \cdot \alpha_w \cdot \alpha_G \cdot \alpha_T \cdot \alpha_{LT} \text{ (台/青1時間)}$$

ただし左折車混入率 $L\%$ のとき左折車混入による補正率 α_{LT} は

$$\alpha_{LT} = \frac{100}{(100-L) + E_{LT} \cdot L}$$

$$E_{LT} = \frac{1.1G}{(1-f_p)G_p + (G - G_p)}$$

表-4 直進車線の実測飽和交通流率

交差点名	流入部車線構成	対象車線	車線幅員 W(m)	大型車混入率 T(%)	実測飽和交通流率 (台/青1時間)
文京	TL・T・R	第2	2.80	5.4	1470
玉川	"	"	2.78	1.9	1490
毛矢	"	"	2.45	3.0	1550
毛矢	"	"	2.70	3.0	1510
堀の宮	"	"	2.41	4.5	1670
堀の宮	"	"	2.73	4.8	1790
裁判所前	"	"	3.20	1.4	1750
裁判所前	"	"	2.93	1.7	1740
裁判所前	"	"	2.82	0.4	1710
大仏前	"	"	2.75	3.0	1480
大仏前	"	"	2.75	2.6	1620
光陽	"	"	2.77	2.2	1590
光陽	"	"	2.78	2.0	1630
光陽	"	"	2.77	2.6	1480
光陽	"	"	2.78	2.6	1750
玉川	"	"	2.84	1.4	1540
東下	"	"	2.88	2.8	1650
宝永	"	"	2.77	2.8	1970
毛矢	"	"	2.70	4.1	1620
毛矢	"	"	2.45	2.3	1870
米松	"	"	3.03	0.3	1760
宝永	"	"	3.02	0.3	1560
東下	"	"	2.97	1.9	1830
東下	"	"	3.03	0.9	1820
東下	"	"	2.97	1.8	1850

表-5 直進・左折混用車線の実測・理論飽和交通流率

交差点名	流入部車線構成	対象車線	車線幅員 W(m)	大型車混入率 T(%)	左折車混入率 L(%)	実測飽和交通流率 (台/青1時間)	理論飽和交通流率 (台/青1時間)
四ッ井	TL・TR	第1	2.72	3.1	17.7	1580	1500
四ッ井	"	"	2.65	2.2	10.0	1590	1540
光陽	TL・T・R	"	2.83	2.0	36.9	1500	1450
大仏前	"	"	2.72	0.5	13.9	1410	1550
堀の宮	"	"	2.65	3.3	7.9	1660	1550
大宮交番前	TL・TR	"	2.30	3.6	5.5	1530	1550
大宮交番前	"	"	2.35	1.0	2.9	1760	1580
光陽	TL・T・R	"	2.83	2.9	37.1	1470	1440
東下	"	"	3.05	3.3	14.5	1700	1600
明里橋南詰	"	"	2.65	1.3	3.5	1600	1580
明里橋南詰	"	"	3.15	1.1	25.3	1500	1570
裁判所前	"	"	2.71	0.0	18.1	1530	1530
文京	"	"	2.85	4.3	5.9	1430	1530
光陽	TL・R	"	2.70	7.4	20.8	1440	1440
玉川	TL・T・R	"	2.85	0.6	25.1	1520	1500
米松	"	"	2.30	1.4	70.1	1470	1340
米松	"	"	2.60	6.8	15.9	1660	1550

ここで、 $\alpha_w, \alpha_G, \alpha_T$: それぞれ車線幅員, 縦断勾配, 大型車混入による補正值

G : 有効青時間, G_p : 歩行者用青時間(S), f_p : 横断歩行者による左折車低減率

表-5より理論値, 実測値を比較検討してみると若干理論値が実測値を上回る交差点が多いが大局的にみて両者は, ほぼ似た値を示している。

4. 右折専用車線(専用現示あり)における飽和交通流率の基本値の検討

4.1 研究目的

わが国では, 右折専用車線の飽和交通流率の基本値 $S_{R0} = 1,800$ (台/青1時間)と定め信号交差点の計画・設計時の容量に関する理論計算が行われている。現在, 直進車線ほど問題点は指摘されていないが, 直進車線と同様に大都市部を中心として観測, 算出されたものであり, 福井の地方都市での値が, どの程度であるかを明らかにするため観測を行った。なお, 左折専用車線の飽和交通流率の基本値 $S_{L0} = 1800$ (台/青1時間)で右折と同値であるが, 現在, 福井市には, 左折専用現示のある左折専用車線の交差点が少く観測対象とならないため行っていない。

4.2 観測方法の概要と実測結果

本車線については, 現在, 観測マニュアル検討資料が無い。理論的に観測手法を考えると, 先の計測台数ごとの捌け台数による方法でよく, 各サイクルごとに右折現示中(青矢)に停止線を通過する台数をカウントし, 不飽和交通流, 大型車混入サイクルを除いて基本値を算出すればよい。しかし, 朝のピーク時, 交差点に立ってみると福井市のような小規模交差点では, 青丸で右折車線を発進した車両は, 対向直進交通流のため抜けることができず, 滞留して, いわゆる先づまり現象を呈しているサイクルが大部分であり, 滞留車は青矢の専用現示で発進して行く。

このため, 観測手法としては, 交差点内に定点を決め, 青矢が出て定点を発進するまでのロス時間を計測して有効青矢時間を求め, この間に抜けていく台数を各サイクルごとに記録して基

表-6 右折専用車線飽和交通流率実測結果

交差点名	方 向	車線幅員 (m)	大型車混入率 (%)	飽和交通流率 (台/青1時間)
問屋団地	東→北	3.52	5.42	1600
問屋団地	南→東	2.94	6.79	1730
長 本	北→西	2.91	2.80	2100
社中入口	南→東	3.12	0.94	1910
丸 山	北→西	3.10	2.74	1680
北四ツ居	北→西	3.05	3.27	2380
米 松	北→西	3.11	5.15	2200
裁判所前	東→北	2.58	0.57	1530
豊 島	西→南	2.79	1.14	1810
文京書店前	北→西	2.71	3.27	1880
新 保	北→西	3.12	8.70	1780
板 垣	東→北	3.05	2.02	1920
光 陽	北→西	2.80	2.59	1910
堀の宮第2	西→南	3.50	2.00	1840
東 下	南→東	2.75	0.82	2340
東 下	西→南	3.03	0.00	2100
玉 川	南→東	2.80	0.00	1810
明里橋南詰	南→東	2.80	0.68	1920
相生交番	東→北	3.00	1.38	2070
相生交番	西→南	3.00	0.65	1890
宝 永	東→北	2.78	0.84	1690
大宮交番	東→北	2.95	4.12	2250
大宮交番	西→南	2.96	1.39	1730
堀の宮第2	南→東	2.80	4.79	2100
四 ツ 居	西→南	2.95	1.15	1810
大 仏 前	西→南	2.73	0.00	1730

本値(台/青1時間)を算出した。観測は朝のピーク時に行った。

表-6に観測交差点の基本値(台/青1時間)の一覧を示す。26箇所の S_{R0} の平均値は、1912(台/青1時間)であり、この結果から S_{R0} の値を1900(台/青1時間)と推定した。これは、現行の1800(台/青1時間)と大差なく、100(台/青1時間)上回ることになる。

5. 結 論

モデル交差点の計画・設計を通して、右折専用現示のない右折専用車線の処理量の理論式に大きな欠陥のあることが実証された。現式では、交通開始後に渋滞を生じ、専用現示を付加しなければ処理できないと考えられる。急を要する重要な問題であるが、現在、学会においても比較研究もなく実状に見合った式も提案されていない。さらに、現在、かなり多くの都市で青矢の直後に黄表示を行っており、交通処理量の理論式の見直し検討が必要である。

直進車線の飽和交通流率の基本値 $S_{T0} = 2000$ (台/青1時間)に対する見直し観測では、福井市において1700(台/青1時間)が妥当と判断されたが、全国的見地から地方都市では、かなり低い値と推測されるので全地域にわたっての再測、見直しを急がねばならない。また、右左折車線の飽和交通流率の基本値1800(台/青1時間)に対し、今回は、独自の手法によって右折のみ観測したが左折も含めて観測マニュアルを作成し、両者の基本値を全地域にわたって再測、見直しを行うことが必要である。

今後の対応としては、可能飽和交通流率算出の際の車線幅員、縦断勾配、大型車などの補正率の信頼度は低いと考えられ、その影響は現行ほど大きいとは思われない。速やかに影響要因の解折、検討が必要と考える。

最後に、本研究にあたり有益な示唆を頂いた(社)交通工学研究会、容量委員会の鹿田成則氏に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) (社)交通工学研究会：平面交差点の計画と設計、基礎編，(社)交通工学研究会，1984.
- 2) 例えば(社)日本道路協会：道路の交通容量，(社)日本道路協会，1996.
- 3) (社)交通工学研究会：交通信号の手引，(社)交通工学研究会，1996.
- 4) (社)交通工学研究会，容量委員会：道路交通容量調査マニュアル検討資料，(社)交通工学研究会，1995.

(平成11年10月2日受理)