

市街地排水区域における合理法による管渠設計に関する考察

北海道大学衛生工学科 正員 ○ 高畑征三郎
正員 神山桂一

[1] はじめに

現在、わが国の数多くの都市で下水管渠の設計に合理法が採用されている。周知のように、合理法による管渠設計の手順の中には多くの仮定が含まれているが、それらのうち最も重要な仮定の1つは、考える地奥における最大流量は、設計降雨強度曲線における降雨継続時間を流速時間に等しくとり、その時の降雨強度の値を用いて算定した時に得られるとし、その最大流量を設計流量として管渠径を決定するものである。しかし、これまでいくつかの研究者が指摘したように、設計降雨強度曲線の形状によっては、また、排水区域の形状によっては流速時間より短い継続時間の降雨を設計降雨とした方が、すなわち遅滞現象を考慮に入れた方が、上記の最大流量よりも大きな流量が生じる場合もあることが考えられる。2,3の計算例を行なった結果、このような遅滞現象を考慮に入れることによる最大流量の増大化は非常に顕著なところにあることがわかった。

この論文では、合理法の立場に立ってハイドログラフを管渠系統内で合成する方法により、遅滞現象を考慮に入れた設計法の手順を述べ、2,3の考察を行なっている。

[2] 合理法について

この節の目的は合理法における一般的な手順を述べることではない。この論文の問題としているのは、上記の合理法における1つの仮定であり、その意味でここでは流速時間(流入時間+流下時間)の算定法について述べる。流入時間の算定法についてはいろいろの問題点があるがここでは置くとして流下時間の算定法について考えてみよう。これまで行なわれた設計例を見ると、多くの場合、図-1における①～②間の管渠を設計する場合、流速時間は①点を設計した時に用いた流速時間を固定して、その値に①～②間の流下時間を加えた値としている。このような計算方法は上流のすべての管渠は満管状態にあるという仮定をしていることを意味し、正しくない。設計地奥が下流にいくにつれて流速時間は大きくなり、降雨強度曲線の性質から採用すべき降雨強度の値はより小さくなる。当然、その際には、上流側の管渠は満管状態にはならず、水理特性曲線を4でと解るように、満管流状態での流速より小さいが、それとも小さいが、また、ある時は等しい値をとることになる。合理法の考え方に忠実に従うためには、このような部分流計算を行なって、最上流部から下流の設計地奥まで、その都度流下時間を求めなおさねばならない。以下の合理法における流下時間の算定にはすべてこの部分流計算を行なった。

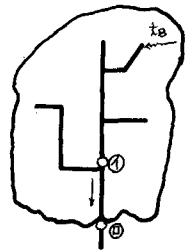


図-1. 流速時間説明図

[3] ハイドログラフの合成方法について

この節では、遅滞現象を考慮した管渠の設計方法について述べる。ここでは行なう仮定は、合理法における設計降雨の継続時間を流速時間に等しくとるという仮定を除いて、すべて合理法における仮定に従った。すなわち、当該排水区域の流出係数 C 、流入時間 t_0 、設計降雨強度曲線 I 、管渠のマンニングの粗度係数 n は何かの方法で推定できたものとする。また、ある最小地表ブロックを考慮、そのブロックを集水し、その下流端で現われるハイドログラフを今、仮に、「単位排水区域ハイドログラフ」と名づける。この最小ブロックは排水区域の地形により決定されるもので、慣用の合理法による設計時に画かれる排水区域分割平面図の1つの区画(通常、0.1～0.5 ha程度)を念頭に置いている。ここで、単位排水区域ハイドログラフはこれまでよく知られている方法により、

台形もしくは三角形で表現されるものと仮定する。すなわち降雨継続時間を T 、管渠内流下時間を t_r 、流速時間を $t_c (=t_r+t_d)$ とすると、図-2に示されるような単位排水区域ハイドログラフが得られる。図から明らかなように、単位排水区域ハイドログラフの形状はその時考える降雨継続時間(およびそれに対応する降雨強度)と流速時間の値により決定される。ある降雨継続時間について最上流端から設計地長までこのような多くの単位排水区域ハイドログラフを重ね合せながら流下させていくと、その降雨継続時間に対応する合成ハイドログラフが得られる。いろいろな降雨継続時間に対応する合成ハイドログラフを求め、それらのピーク流量のうちの最大値がその考えている地長の設計流量ということになる。問題は、このような単位排水区域ハイドログラフの形状(すなわち t_c 値)を決定すること、および、その単位排水区域ハイドログラフをいかに合理的に重ね合わせるかということである。この論文で用いた合成ハイドログラフの算定方法を説明するために図-3に示すような2つの単位排水区域からなる排水区域を考え、II排水区域の下流端で得られる合成ハイドログラフの算定法を述べる。ブロック数が2つ以上になっても、また支線の合流がある場合でも手順は基本的には同じである。まず、I排水区域の下流ハイドログラフは、くり返し計算により正しい流下時間値が求められれば、 $t_c (=t_r+t_d)$ 値を用い、図-2の方法によって得られる。次に、II排水区域の単位排水区域ハイドログラフを算定する際の流下時間はI,IIの合成ハイドログラフを流下する時間に等しい、すなわち、II単位排水区域ハイドログラフは合成ハイドログラフと行動を共にすると考え、くり返し計算により合成ハイドログラフの正しい t_{r23} 値が求められれば、 $t_c (=t_r+t_{r23})$ 値を用い、同様に図-2の方法によって得られる。その際、I,II単位排水区域ハイドログラフの始発の差はこの t_{r23} 値であると考え、このようにして図-4に示すようにI,II単位排水区域ハイドログラフの重ね合せとして、合成ハイドログラフが求められる。図-5に示すような排水区域中の管渠ABの設計最大流出量および所要管渠径の決定手順を図-6にフローチャートで示す。このフローチャート中の手順③～⑤で流量 Q からその時の流速 v を算定するには、マンニングの等流公式を用い、次のように行なった。

Manning 等流公式

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \quad (1)$$

ここで、 Q : 流量(m^3/sec)、 R : 径深(m)、 A : 流水断面積(m^2)、 S_0 : 管渠勾配、 n : 粗度係数、 D : 直径(m)

また、図-7を参考にして

$$A/D^2 = 1/8 \cdot (\varphi - \sin \varphi) \quad (2)$$

$$R/D = 1/4 \cdot (1 - \sin \varphi / \varphi) \quad (3)$$

であるから、(2),(3)式を(1)式に代入して整理すると

$$\frac{8 \cdot 4^{2/3} \cdot n}{\sqrt{S_0} \cdot D^{8/3}} Q = \frac{(\varphi - \sin \varphi)^{5/3}}{\varphi^{2/3}} \quad (4)$$

となる。(4)式の右辺は φ に関する陰関数であるが、最大値は $\varphi = 6.545$ 付近であることがわかる。そこで遂に、 $\Delta = 0.005$ さきで右辺の値を指定し、それらの値に対応する φ 値を探線近似法を用いて求め、それらの値を(2)式に代入して A/D^2 値をあらかじめ求めておいた。そうすると、手順③で合成ハイドログラフの縦座標が求められれば、まず、(4)式の左辺を計算し、それに対応する A/D^2 値は即座に求められる。0.005以下の端数は直線内挿により求め

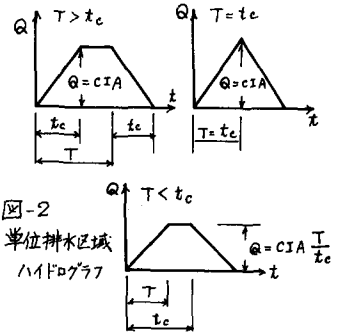


図-2

単位排水区域
ハイドログラフ

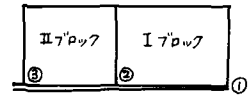


図-3. 2つのブロックからなる排水区域

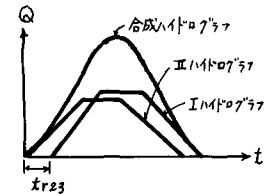


図-4. ハイドログラフの合成

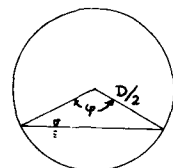


図-7. 円形管断面

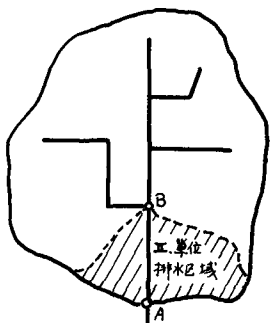


図-5 フローチャート説明図

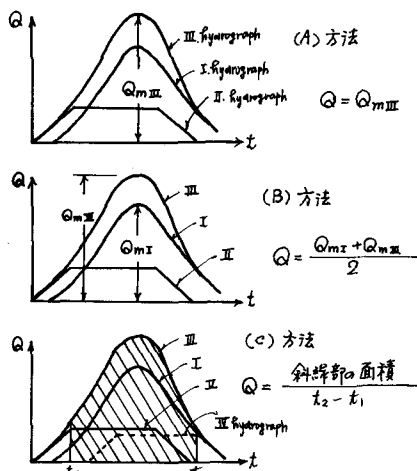


図-8. ハイドログラフ全体の流れの代表値のとり方

た。このようにして流水断面面積 A が求められれば手順⑩の流下速度が求められる。また、このハイドログラフの流下速度を算定する際、何をもちてハイドログラフ全体の流れの代表値とすればよいか、について次の3通りの方法を試みた。(図-8)

(A) 合成ハイドログラフのピーク流量。

(B) 考えている単位排水区域の上流端での合成ハイドログラフのピーク流量と、下流端での合成ハイドログラフのピーク流量の平均値。

(C) 図-8の(c)に示すように、II, IV ハイドログラフの台形の肩に挟まれる斜率部分の面積の平均値。

なお、図-8に示されているI-hydrographとは考える地奥の上流端(図-5, B点)より上流部の合成ハイドログラフを示し、II-hydrographとは考える地奥と新たに付加される単位排水区域ハイドログラフを示し、III-hydrographとは考える地奥の下流端(図-5, A点)より上流部の合成ハイドログラフを示し、また、IV-hydrographとはその排水区域の最上流の単位排水区域ハイドログラフを示す。

[4] 計算例

図-9に示すような規則的に配管された仮想排水区域を考える。図中、破線で囲まれた一區画が単位排水区域で、流出係数 C および流入時間 t_B は各単位排水区域で一一定とし

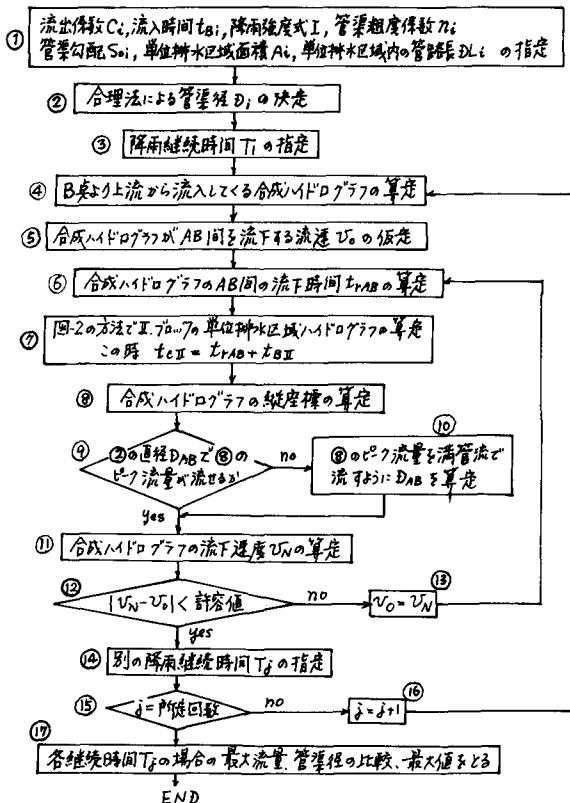


図-6. 最大流量とその時の管渠径の決定のためのフローチャート

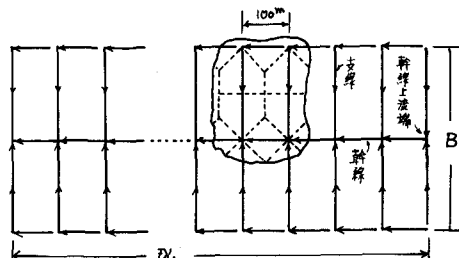


図-8 仮想排水区域

表-2 (a)

(ピーク流量増率) $\uparrow$

距り (km)	合 理 法 ①			(A) 方 法 ②			②-① %
	ピーク時(分)	管径(m)	ピーク流量(%)	ピーク時(分)	管径(m)	ピーク流量(%)	
0.5	15.7	0.97	1.55	13.4	0.99	1.65	6
1.0	18.9	1.24	3.02	14.5	1.29	3.31	10
1.5	21.7	1.42	4.31	17.3	1.48	4.81	12
2.0	24.4	1.55	5.46	18.2	1.63	6.19	13
2.5	27.0	1.66	6.50	21.1	1.74	7.41	14
3.0	29.6	1.74	7.45	23.1	1.84	8.56	15
3.5	32.0	1.82	8.31	24.0	1.92	9.66	16
4.0	34.5	1.88	9.11	24.8	1.99	10.61	17
4.5	36.9	1.94	9.85	25.7	2.05	11.51	17
5.0	39.2	1.98	10.54	26.5	2.11	12.42	18

表-2 (b)

距り (km)	合 理 法 ①			(A) 方 法 ②			②-① %
	ピーク時(分)	管径(m)	ピーク流量(%)	ピーク時(分)	管径(m)	ピーク流量(%)	
0.5	17.5	1.23	2.95	14.6	1.27	3.23	9
1.0	20.2	1.59	5.84	15.6	1.67	6.64	14
1.5	22.7	1.83	8.43	16.4	1.93	9.78	16
2.0	25.0	2.00	10.79	18.5	2.13	12.70	18
2.5	27.2	2.15	12.96	19.2	2.29	15.40	19
3.0	29.3	2.24	14.97	21.1	2.42	17.95	20
3.5	31.4	2.37	16.83	21.9	2.54	20.28	21
4.0	33.4	2.46	18.57	24.3	2.64	22.51	21
4.5	35.4	2.53	20.20	25.1	2.73	24.62	22
5.0	37.4	2.60	21.73	26.9	2.81	26.57	22

表-2 (c)

距り (km)	合 理 法 ①			(A) 方 法 ②			②-① %
	ピーク時(分)	管径(m)	ピーク流量(%)	ピーク時(分)	管径(m)	ピーク流量(%)	
0.5	15.7	0.97	1.55	13.4	0.99	1.65	6
1.0	18.7	1.24	3.02	14.5	1.29	3.31	10
1.5	21.7	1.42	4.31	17.3	1.48	4.81	12
2.0	24.4	1.55	5.46	18.2	1.63	6.19	13
2.5	27.0	1.66	6.50	21.1	1.74	7.41	14
3.0	35.8	1.98	6.64	22.9	2.17	8.51	28
3.5	40.5	2.04	7.20	25.7	2.26	9.39	30
4.0	44.1	2.09	7.59	28.2	2.32	10.12	33
4.5	49.7	2.13	8.10	31.2	2.38	10.79	33
5.0	54.3	2.17	8.47	34.4	2.43	11.40	36

それを水 0.6, 8 分とする。設計降雨強度曲線はタルボットタイプとし

$$I = 197 / (T + 22.5)$$

を用い、Manningの粗度係数 $n = 0.013$ とした。表-1 に示したような諸元を用いる 3 つの例について前述の方法で計算した。計算結果を図-10 および表-2 に示す。図-10 は横軸に降雨継続時間(合理法の場合、流速時間)ととり、縦軸に各継続時間の時の合成ハイドログラフのピーク流量(合理法の場合、設計流量)によって、幹線上流端からの距離をパラメータとしてプロットしたものである。

図中、○印は合理法による設計流量を示す。また、表-2 には最終欄に合理法と[3]節に示した(A)方法によるピーク流量の比較増率(%)で示されている。

表-1. 計算例

	DL (mm)	B (m)	管渠勾配 S_0 (‰)
例1	5	400	すべて 5
例2	5	800	すべて 5
例3	5	400	支線 5 幹線 上流 4.6 2.5 km 3.2 5 2.5 km, 5.0 km 2

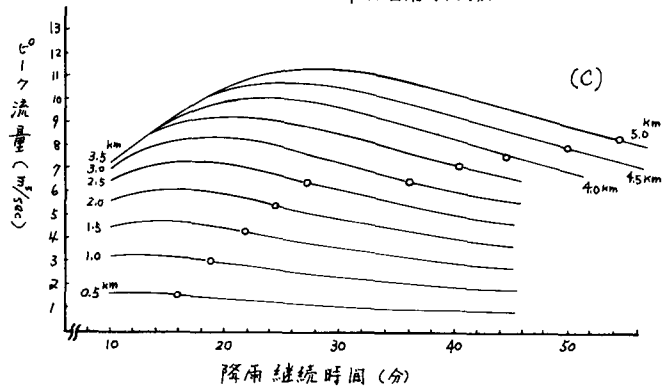
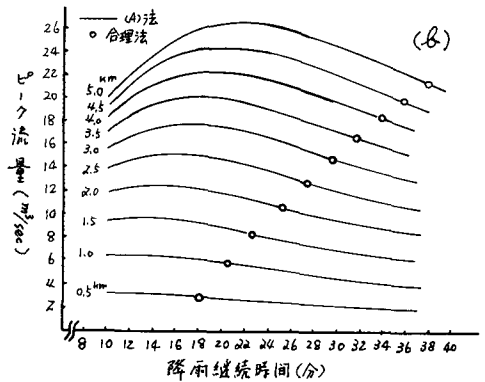
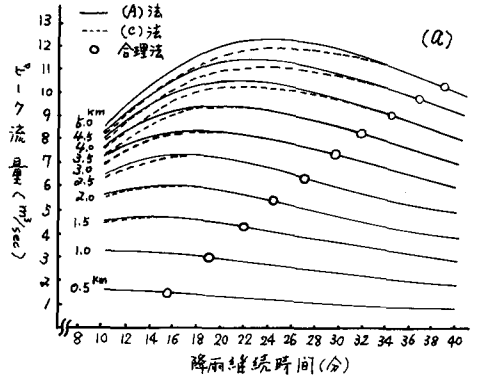


図-10. 設計流量の比較

[5] 結果の考察

もし、前述の手順を正しいものとすれば、この例の排水パターンの場合、次のことが結論されるだろう。

(イ) 当然の結果であろうが、図-10を見ても解るように、合理法による計算流量値はここで示したハイドログラフ合成法による計算値の曲線上にある。このことは前述の(A)(B)(C)のどの方法も、流速時間に等しい継続時間の降雨を採った場合、合理法と同じ最大流量を与えることを示す。

(ロ) 合成ハイドログラフ全体の流れの代表値について(A),(B),(C)の方法を試みたが、(A),(B)方法はほとんど同じ結果を与えた。また、(C)方法は合成ハイドログラフの流下速度を決定するものは時間的に平均化された水量であるという考えで、(A),(B)方法に比べ小さな流速を与えることになり、当然、求められるピーク流量も小さくなる。いづれの方法を用いるべきかは水路実験等で確かめねばならないが、一般的にはピーク流量で計算されているようである。

(ハ) 設計最大流量を算定する場合、遅滞現象はほとんど常に考慮に入れられねばならない。一般に、遅滞現象を考慮することによる最大流量の増大化は降雨強度曲線の勾配が急になる程大きくなることが考えられる。この例では、札幌市の3年確率降雨を特性係数法により求めた比較的勾配の緩やかなダルボットタイプの設計降雨強度曲線を用いた(図-11)。それにも拘らず、表-2(A)を見ると幹線上流端から0.5km下流点においても(A)方法は合理法に比べ6%のピーク流量の増加が認められ、さらに、5.0km下流点では(A)方法で18%、(C)方法で15%の増加が認められる。これら遅滞現象を考慮した事によるピーク流量の増大化の理由は、下流にいくにつれて、流速時間が大きくなり、合理法ではその時の設計降雨継続時間が大きくなり、そのため、対応する設計降雨強度が小さくなるためである。しかし、降雨強度が小さくなって、下流にいくにつれて、集水面積が相当程度大きくなれば、このピーク流量の増大化は認められないはずである。しかし、表-2(B)を見ると、排水区域の中を2倍とした場合の方がピーク流量の増加率が大きくなるという興味深い結果が得られた。この例のように管渠勾配を一定とした場合、排水区域の中を2倍とすれば、当然流量が約2倍となり、流速が増大し、そのため増加率がより大きくなったためかも知れない。次に、表-2(C)では幹線上流端から2.5km~5.0km区間の勾配を0.002と緩やかにした結果を示している。この表によると、勾配を変えた点から明らかに遅滞を考慮に入れたためのピーク流量の増大が著しいことがわかり、5.0km地点では合理法に比べ、実に36%の増加率を示している。下水管渠の設計流速は種々の理由により0.8~3.0 m/secに決められており、下流にいくにつれて管渠勾配を小さくするのが普通である。この表-2(C)の結果から、現実の排水管渠の設計にあつては、遅滞現象を考慮に入れない設計は危険性が非常に高いことが示唆される。次に遅滞現象について今少し考察を進めよう。今、流速時間をその排水区域の最上流端の単位排水区域ハイドログラフの立上りの肩の部分で考慮地点に達する時間とし(図-12)、また、ある降雨継続時間とそれに対応する降雨強度を考慮し、その時の流出寄与面積率を、その降雨強度が流速時間に等しく続いた時のピーク流出量に対するその時の継続時間を用いて得られるピーク流量の比率とすると、例1、例2における5.0km地点について図-13が得られた。図中、一英鎖線は、ある降雨継続時間とそれに対応する降雨強度が合理法で得られるピーク流量を与えるための流出寄与面積率を示している。すなわち、図中に示した実線および破線と一英鎖線の縦座標の差が遅滞現象によるピーク流量増大の効果を表している。例えば、降雨継続時間か流速時間の1/2の時、合理法による設計流量値を出すためには65%程度の寄与面積率であればよいとこ、ここで提案したハイドログラフの合成法によると、例1で74%、例2で80%の面積寄与率であったことがわかる。

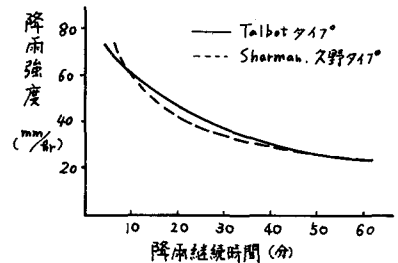


図11. 設計降雨強度曲線

である。しかし、表-2(B)を見ると、排水区域の中を2倍とした場合の方がピーク流量の増加率が大きくなるという興味深い結果が得られた。この例のように管渠勾配を一定とした場合、排水区域の中を2倍とすれば、当然流量が約2倍となり、流速が増大し、そのため増加率がより大きくなったためかも知れない。次に、表-2(C)では幹線上流端から2.5km~5.0km区間の勾配を0.002と緩やかにした結果を示している。この表によると、勾配を変えた点から明らかに遅滞を考慮に入れたためのピーク流量の増大が著しいことがわかり、5.0km地点では合理法に比べ、実に36%の増加率を示している。下水管渠の設計流速は種々の理由により0.8~3.0 m/secに決められており、下流にいくにつれて管渠勾配を小さくするのが普通である。この表-2(C)の結果から、現実の排水管渠の設計にあつては、遅滞現象を考慮に入れない設計は危険性が非常に高いことが示唆される。次に遅滞現象について今少し考察を進めよう。今、流速時間をその排水区域の最上流端の単位排水区域ハイドログラフの立上りの肩の部分で考慮地点に達する時間とし(図-12)、また、ある降雨継続時間とそれに対応する降雨強度を考慮し、その時の流出寄与面積率を、その降雨強度が流速時間に等しく続いた時のピーク流出量に対するその時の継続時間を用いて得られるピーク流量の比率とすると、例1、例2における5.0km地点について図-13が得られた。図中、一英鎖線は、ある降雨継続時間とそれに対応する降雨強度が合理法で得られるピーク流量を与えるための流出寄与面積率を示している。すなわち、図中に示した実線および破線と一英鎖線の縦座標の差が遅滞現象によるピーク流量増大の効果を表している。例えば、降雨継続時間か流速時間の1/2の時、合理法による設計流量値を出すためには65%程度の寄与面積率であればよいとこ、ここで提案したハイドログラフの合成法によると、例1で74%、例2で80%の面積寄与率であったことがわかる。

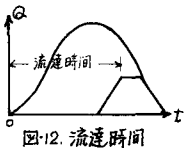


図12. 流速時間

[6] 洪水流として取扱かうことについての一つの試み

前述したハイドログラフの合成方法は、合成する際、各単位排水区域ハイドログラフは形を変えないとして算定した。しかし、下水管渠内の流れは当然洪水流であるので、流下するにつれてそのピーク流量は減少することが考えられる。もし、ピークの減衰が見られるのなら、設計時、このことを考慮すべきであると考え、次式について $\partial H/\partial x$ に前方差分、 $\partial Q/\partial x$ に後方差分を用い、explicit差分法により、幹線上流端から下流端まで洪水追跡を行ってみた。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = g \quad (5)$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{4/3} (-\partial H/\partial x) \quad (6)$$

ここで、 $\partial H/\partial x = S_0 - \partial R/\partial x$ であり、 S_0 は管渠勾配、 A は流水断面積、 Q は流量、 R は径深、 g は支線からの流入量である。上式中、 $\partial R/\partial x$ の項は下水管渠のように比較的急勾配の場合、通常、完全運動方程式中、オミッテットのオーダーの大きさを有する値で、かつ拡散項に相当するものである。上流境界条件は上流からの流量の値として与え、下流境界条件は、下流へ10断面延長し、その仮想下流端でマンニングの等流公式を用いた。例1の排水区域で降雨継続時間を20分とした場合の結果を図14に示す。この例だと幹線上流端から5km地奥で10%程度のピーク流量の減少が見られており、今後、このようなピーク流量の減少の効果を前述のハイドログラフの合成の手順の中に入れていきたいと思う。

[7] おわりに

合理法はこれまで比較的安易な設計方法であると言われてきた。しかし、その安全性は、実は、流出体数や流入時間の算定、選定の中にあるのであって、それらをより正確に決めれば、危険性は非常に身近なところにあるのではないだろうか。この論文では、下水管渠を設計するための最大流量を算定する際、遅滞現象はほとんど常に考慮に入れられなければならないことを示した。遅滞効果は複雑で、計算のための便法は今のところ考えられない。ここで示したハイドログラフの合成方法は排水区域の物理特性をより容易に計算に入れられるもので、手順も比較的単純であり、下水管渠の設計流量を算定する際、有用な手法であろう。現在、札幌市琴似川排水区域について、ここで示したハイドログラフ合成法を適用する準備を進めており、次の機会に述べたいと思う。

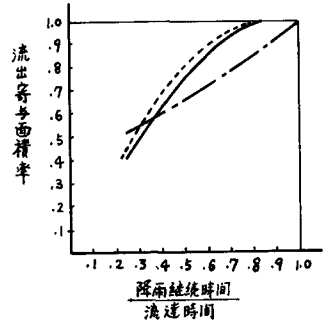


図-13 流出ピーク面積率

