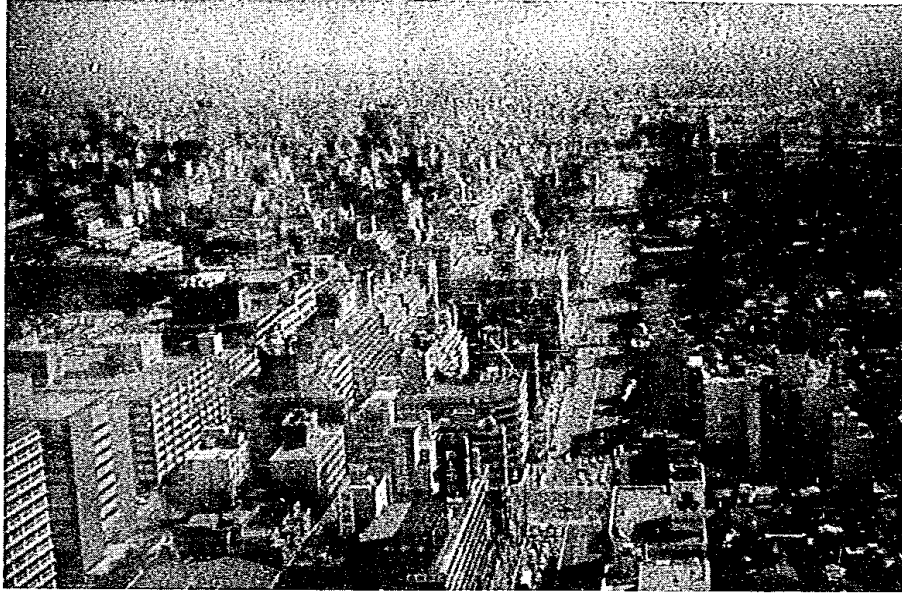
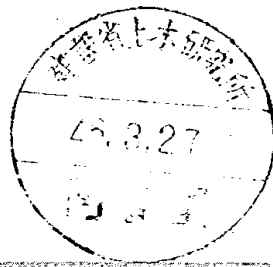


東京都における雨水流出量調査報告書

昭和 45 年 3 月

建設省土木研究所
下水道研究室

序にかえて



都市に雨が降る。
都市は鉄とコンクリートの塊りだ、
この上に雨が降る。天然事象の意のままに、
コンクリートの平らな屋根に、
瓦の屋根にも、白い路面にも雨が降る。
おまえらはどこへ行こうというのだ、
土中へもぐる場所もなし、
かといって仲間の多くいる湖もなし、
すぐ下水管へ流れ込むのかね。
それともその辺に水溜りを作るのかい、
それだけは止めてくれ、
自動車は通れないし、
すぐ都市の機能は麻痺するのだよ。

東京都における雨水流出量調査報告書

目 次

第1章 諸 論	1
第2章 最大流量算定公式と諸係数の求め方	5
2.1 流出量算定公式の動向	5
2.2 合理式の理論性	6
2.3 合理式の予測誤差と雨水排除計画の問題点	7
2.4 流出係数および流達時間の求め方	9
第3章 雨水排除計画への合理式の適用性	13
3.1 概 説	13
3.2 合理式を構成する諸要素の予測上の問題点	14
3.2.1 流達時間について	14
3.2.1.1 流入時間の理論と実態	15
3.2.1.2 流下時間の予測上の問題点	20
3.2.2 流出係数について	23
3.2.2.1 実都市の浸透域での浸透能の変化が流出係数に与える影響について	23
3.2.2.2 降雨前保湿度および先行降雨が流出係数に与える影響について	23
3.2.2.3 単位排水区の工種配置と下水管渠との接続の仕方が流出係数に与える影響に ついて	26
3.2.2.4 浸透域の流出係数の設定は慎重に	26
3.3 本章の終りに	27
第4章 都市域での流出の実態	28
4.1 調査排水区の概況および調査方法	28
4.1.1 調査区域の概況	28
4.1.2 調 査 方 法	28
(1) 排水区域特性調査	28
(2) 雨 量 調 査	32
(3) 流出量調査	32
4.2 観測に基づくピーク流出係数	41
4.2.1 観測結果の解析と考察	41
4.3 総流出係数	48

4. 3. 1	総流出係数の計算方法	4 8
4. 3. 2	観測結果	4 8
4. 3. 3	観測結果の考察	4 8
4. 4	実験式の流出係数とピーク流出係数・総流出係数の比較	5 4
4. 4. 1	実験式の流出係数計算方法	5 4
4. 4. 2	考 察	5 4
4. 5	流達時間の実態	5 6
4. 5. 1	流達時間の求め方	5 6
4. 5. 2	観測結果	5 6
4. 5. 3	考 察	5 6
4. 6	流入時間と流下時間	6 0
4. 6. 1	流入時間と流下時間の分離の仕方	6 0
4. 6. 2	流入時間の実態	6 1
4. 7	単位排水区の等価粗度	6 5
4. 7. 1	等価粗度係数の計算法	6 5
4. 7. 2	等価粗度の実態	6 6
4. 7. 3	考 察	6 6
4. 8	実都市での設計確率年・流出係数のとり方	7 0
4. 9	本章の終りに	7 2
第 5 章	流入時間の理論的考察	7 3
5. 1	雨水流出の水理機構	7 3
5. 2	合理式と流入時間の関係	7 3
5. 3	流入時間の理論的考察	7 4
5. 3. 1	斜面の流下時間 (t_B)	7 4
5. 3. 2	流路の流下時間 (t_{Ls})	7 5
5. 3. 3	流 入 時 間	7 6
5. 4	流入時間算定のための等価粗度の予測	7 6
5. 5	本章の終りに	7 9
第 6 章	都市化と流出の予測	8 0
6. 1	都市化とは	8 0
6. 2	都市化の物理的表現	8 0
6. 3	都市化と等価粗度の予測	8 1
6. 4	都市化による流出量の予測	8 2

6.4.1	特性曲線法による流出量計算法	82
(1)	斜面流出量の基本式とその解法	85
(2)	河道流出の基本式とその解法	88
6.4.2	実降雨による流出計算例	90
6.5	本章の終りに	95
第7章	結 論	96
7.1	本報告書の主要内容	96
参 考 文 献		98

第 1 章 諸 論

都市に人口が集中しつつあるのは世界的な傾向である。それに伴って農地や林野が住宅や商・工業地区へと急速にかわりつつある。都市化が進むにつれて新たな社会的、経済的問題が数多く生じてきたが、都市の住民にとっては、水に関する問題がそれらの中で最っとも切実な問題である。

都市化は、水に関して2つの決定的な問題を引き起す。第1は都市内部における水需要の増加である。都市化初期の段階では家庭用水の需要がまず増加するが、次第に工業やリクレーション用の水の需要も増加する。都市はこれらの需要を満たすために水を供給しなければならず、それと関連して水源開発から廃水处理までの一連の水問題が生じてくる。第2の問題は都市化に伴って地表面の形態や性質が変化することによって発生するさまざまな水文学的問題である。かつては農地や林野などで占められていた雨水を浸透しやすい地表面が、道路や建物などの不透水性の物質で覆われると、浸透、蒸発、流出などの一連の水の循環様式に変化が生じる。

このように都市化の進行が水文現象に大きな影響を与えることは、既往の事実である。この都市化にも各段階があり、純粋な農村の状態から完全な都市の状態に移行するまでの段階を、農村、都市化初期、都市化中期、都市化後期の4段階に区分することができる。これらの各段階に応じて、以下に述べるようにそれぞれ特徴的な現われ方をする。

1) 農村～都市化初期

農村では土地は森林か牧場か耕地に使われ自然の状態に近い。水は井戸や泉や小川から取るが、家がまばらであるから水不足の生じることは少ない。下水は地中へ吸いこませることが多く、家畜の排泄物が地表水を汚染することもある。電化されている農家の水使用量は、都市の家庭と大差ない。

2) 都市化初期

都市化の初期になると、都会的な家が散在するようになり、集団住宅があちこちにできる。井戸水に頼る場合が多く、ゴミ類は焼いたり埋めたりする。下水は污水だめや小川に放流され、浄化槽はまだ少ない。水の地域的な使用量は増加するが、水文現象に影響を与えるほどではない。

3) 都市化中期

住宅化が進み学校や商店ができる。工場もできはじめ、道路が拡張される。水道がはいようになり、下水道もできはじめる。しかしこの段階ではまだ下水やゴミ類の処理は不完全で、地下水の汚染が頻発する。降雨の直接流出が増加し、大雨時の排水路の建設が必要となる。土地造成やいろいろな建設工事の影響で河川へ運ばれる堆積物の量がきわめて増加する。わが国では大都市の都市化の前線帯がこの段階に相当し、水文現象の変化が最っとも激しい。

4) 都市化後期

民家やアパートやビルが密集し、それ以外の空間の大部分は、道路や駐車場などで占められる。

下水道と大規模ではあるが不適正な排水路が汚水や排水を運ぶ。小さな河川は完全に除去され、比較的大きな小川は人工の水路にかわる。かつての流路や氾濫原に建築物が作られる。そのため大雨時に浸水する地区が増え、また洪水の頻度もだんだん多くなる。河川の汚濁も進む。水の需要は増すが、水源は遠方の非都市地域に頼らなくてはならなくなる。都市の発展につれて水の需要はさらに増大するが、都市内部に落下する降雨は水源としてはまったく利用できず、少しでも早く海へ排出しなければ災害が生じるという皮肉な現象が現われる。

以上の如く都市化の各段階に応じて水文現象ははなはだ違った現われ方をする。下水道計画が未来計画の一部である以上当然雨水排除計画もその中に含まれる。

あと15、6年もすれば日本の社会は、産業化以後の社会(Post industrial society)に入っていると言われる。そのような社会では、人口の都市集中が必然的に増大し、日本の総人口の60～80%までが東京から1時間半(1日の生活圏)で行ける地域に住むようになると言われる。このように都市域では、未来にいろいろな変革が予想されるため、その変革に対処する方策を現在から講じておくことが必要であり、このためには未来を正確に予測し、対策を立案する計画が必要である。

都市域に降った雨水の挙動は、図-1.1に具体的に示した。都市化は浸透域を狭め、不浸透域を拡大させる。従って流達時間は短くなり、雨水流出量は必然的に増加する。下水道は浸透域と不浸透域の雨水の補給関係を分断する。その結果、従来不浸透域から流出した雨水が浸透域で浸透し、そのため全体の流出量が比較的少なくなっていたのがそうでなくなる。また下水管渠内に雨水を流集させるため、地表面を流下するより下水管渠内を流下する方が、粗度も小さく、水深も深いので当然流達時間は早くなる。このように都市化の進行(不浸透域の拡大、人口集中に伴う下水道の整備等)は、雨水流出現象に大きな変化を与えることになる。

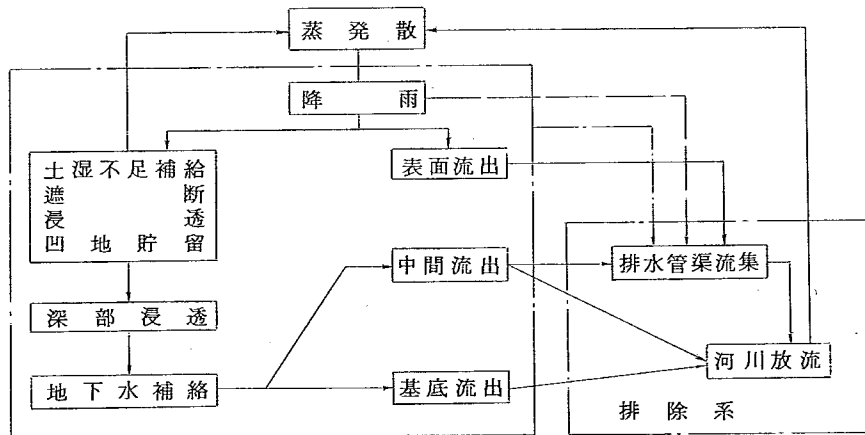


図-1.1 流出場における雨水の挙動

都市での雨水流出について定性的に記述すると、

(i) 降水

雨水の挙動については、図-1.1に示す如く、自然河川の場合と同様に都市内部の排水系統も、枝線管渠からより大きな幹線管渠へと移っていく。この排水系統の最上流部では、管渠に流入するのに数分とかからない（詳しくは後述するが都市域での流入時間の実測結果は大体4分位である）。したがって最大流出量に関与する雨の大部分は、短期間に降る強度の強い雨であろう。この種の雨は関東、中部地方では雷雨に、西日本では、前線や台風によるものが多いようである。

(ii) 降水しゃ断

量的にみると都市では植物による降水のしゃ断量は極めて少ない。都市内の流出を考える場合にはこの影響は無視できるが、これから都市化される地域については、現在の降水しゃ断量が直接流出にまわることを考えておかなければならぬ。

(iii) 浸透と蒸発散

植生がある場合には、浸透能は裸地の場合の3～7.5倍にも増加することがあると言われており、都市化による植生の除去は浸透能を著しく減少させる。浸透能は先行降雨の有無や大小によっても大きく違ってくるし、裸地では土質や締め固めの程度によって大幅に異なる。これらの定量的な関係はまだ不明な点が多い。

都市化による植生や裸地面の減少によって蒸発散量も減少する。東京における年間の可能蒸発量は800～850mmであり、この数値が正しいものとすれば都市化により年間数百mmの流出高の増加が生じることになる。

(iv) 貯留と滞留

貯留という概念の導入は、計画そのものの多様化につながる。貯留場所としては、自然的貯留場所と人為的貯留場所がある。前者は草木表面、凹地、浸透による土壌中での貯留などがあり、浸透を除いては量的な影響は小さいと考えてよいようである。後者は、雨水ます（絞り装置である）、屋根と樋（屋根の種類によって貯留量は大きく異なる）、貯水池、滞水池（緑地等の利用）等がある。貯留は水量制御のためだけでなく水質制御にも有効である。

滞留という言葉は、流下しつつある表面流出の貯留効果をいう。Hortonによると初期滞流量は、平地では普通 $1/8 \sim 3/4$ インチの範囲内にあり、耕地や森林や草地では $1/2 \sim 1.5$ インチであると述べている。我が国では、平地は水田に利用されている部分が多く、大雨時には滞水池の役割も果している。都市化によりこれらの水田や畑は宅地などに変わるので、凹地貯留量や滞留量に大きな変化が生じる。これらの変革を正確に予測することは、都市での流出解析にはきわめて重要なのである。

以上のようなことから都市化が流出量に与える影響を具体的に定量的に把握していく努力が必要であろう。

都市における流出量の定量的算定法には、マクロとミクロの二通りの方法がある。マクロな方法は、流出機構の細部にはふれずに降水と流出との関係を流出係数といういろいろな因子を総合したような係数で結びつける方法である。これに対して、土湿不足、浸透、遮断等々を考慮し、ハイドログラフを厳密に推定する方法がミクロな方法である。

例えば、マクロな方法は合理式であり、ミクロな方法はChicago Hydrograph Method²⁶⁾がその代表例である。

前者は理論性には乏しいが計算が容易であり、実用性が高いという利点がある。これに対して後者は、多くの仮定とそれらに含まれる誤差の吟味が十分に行なわれていないという弱点はあるにせよアプローチの仕方としては正攻法である。従ってミクロな方法を地域に即して今後さらに発展させていく事が望ましい方向ではあろう。計算機の発達により計算の機械化は比較的容易だからである。

本報告書では、このような観点からまず第一に実都市での雨水流出の実態を把握し、将来計画に対処すべき方策を見出すべく努力したものである。

第 2 章 最大流量算定公式と諸係数の求め方

2.1 流量算定公式の動向

雨水流出現象は、自然現象である降雨によってひき起される水文事象である。従って流出現象の原因となる降雨特性（降雨量、降雨強度、降雨継続時間、降雨量の時間的変動、降雨量の面的地域的分布、降雨中心の移動方向など）と、流出現象の場を規定する流域特性（流域面積、流域の平面形状、地表勾配、流域の地被状態、植生状態、地下水流量、浸透面積の割合と土壌の種類、不浸透面の割合とその種類、凹地貯留、地表面粗度、河道または排水管渠の断面形状と勾配など）とが相互に組合されて極めて複雑である。

自然河川の流出問題に関しては古来多くの研究が進められ、最近の流出解析法の進歩発展はまことにめざましいものがあり、合理法以外に単位図法、総合単位図法、貯留関数法、総合貯留関数法、流出関数法、特性曲線法などがあり、実際河川の流出問題に広く実用化されている。

下水道計画の雨水流出量算定において、本邦では特に合理法以前の実験公式がいまだに多く用いられているのが現状である。昭和40年版公共下水道統計¹⁰⁾によれば、現有195都市のうち43%が合理法を残る57%がビュルクリーチーグラーなどの実験公式を用いている。実験公式もビュルクリーチーグラー公式採用都市が90都市、ブリックス公式採用都市が15都市であり、これ以外の実験公式を使っている都市はないようである。現用合理式の長短は次節で述べるとして、実験式最大の欠点は、計画雨量の取り方である。都市下水道における流出現象は、短時間の降雨によって強く影響されるものであり、これに1時間雨量のみを採用することは当然無理である。また実験式である以上はその式が作られた同一条件のもとでなければ成り立たないことも明らかである。

都市下水道で自然河川と異なる主な点は、一般に流域が狭いために短時間の強雨が流出に大きく影響し流量の変動が急激であること、流域特性としての不浸透面の占める割合が大きいこと（都市化の最終段階では特に著しい）、河道が人工管渠で作られていることなどが挙げられるが、これは反面から見れば水文学的手法とともに水理学的な手法で解析できる性質を持っていることを示している。

このような観点から最近の下水道計画における雨水流出量算定法は、合理式の改善を進めるとともに、水文学的手法を取り入れたロスアンゼルス法、シカゴ法、単位図法、総合単位図法および水理学的的手法を取り入れた特性曲線法による等価粗度法、貯留関数法などの新しい算定法が研究され、その一部はすでに実際設計に用いられ実用の段階に達している。特にこれらの新しい算定法は、ピーク流量のほかに、今後の下水道設計や維持管理、水質管理などに絶対必要な時間流量曲線（ハイドログラフ）の算定が可能な方法である。これらは第1章でも若干ふれた如く、マクロな合理式に対比して、ミクロな方法と呼ばれるものであり、今後さらに発展させていく事が

望ましい。

さて都市域では、未来にいろいろの変革が予想されるためその変革に対処する方策を現在から講じておくことが必要であるということは諸論でも述べたとおりである。このために未来を予測し対策を立案する計画が必要である。このことは計画が常に実態に追随するものであつてはならないことを示している。追随計画の場合には、都市域の構成（例えば土地利用状態など）は常に1時点にセットされるので、その時点での実態値があればその値がすべての要素を総括的に表現することができ時間要素は入りえない。ところが都市域では、天然現象はともかくとして人為的現象において未来に何が起るか判断できず、これが生活の場を破壊する危険性はもらんでいる。合理式は少くともこれらの要請にマクロに対応するものである。即ち合理式はマクロではあるが計画要素を計算過程で組込むことが可能である。

マクロな合理式に対比して、水理学的手法を取り入れた特性曲線法による等価粗度法は、その特徴とする等価粗度の将来予測が可能ならミクロな流出の将来予測に適用可能であろう。このような等価粗度あるいは流出の将来予測については第6章で詳述する。

このようなことから今後の動向としては、ハイドログラフの算定が可能なミクロな方法の発展と併行して、より合理化した合理式が雨水排除計画における雨水流出量算定に適用される傾向が増大していくことは十分考えられることである。

2.2 合理式の理論性

合理式は、水理学的には連続方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = i - f \quad (2.1)$$

および運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (2.2)$$

に基づいている⁽⁹⁾。いま単位排水区を考え、この排水区を矩形とみなすと（記号説明は図-2.1参照）、(2.1)、(2.2)式を特性直線表示して、 $x = u \cdot t$ の上で $h = (i - f) \cdot t$ となる。排水区上流端での水深は零、また u は場所的に一定であるから単位幅当りの流量は $q = (i - f) \cdot L$ となる。従って単位排水区よりの全体の流出量は、

$$Q = (i - f) \cdot L \cdot W = c \cdot i \cdot (L \cdot W) = c \cdot i \cdot A \quad (2.3)$$

となり、これは合理式にほかならない。このように合理式は多少の理論性もあり、次元的にも流量の次元を持つものである。しかし運動方程式は、流速が場所的に変化しないというものであり現実の現象と一致していない。また合理式では、降雨強度を継続時間内の平均強度とし、降雨型は矩形とするが、この点でも実態と異なる。しかし上田⁽¹²⁾は、現実の降雨型と矩形降雨型の各

々の予測最大流量はほとんど変わらないという結果を報告している。従って極めてマクロに見た場合、これらの諸点は許容範囲内にあるものと考えられるが、合理式の予測精度を向上させるためには、種々の改善が必要であることは事実である。

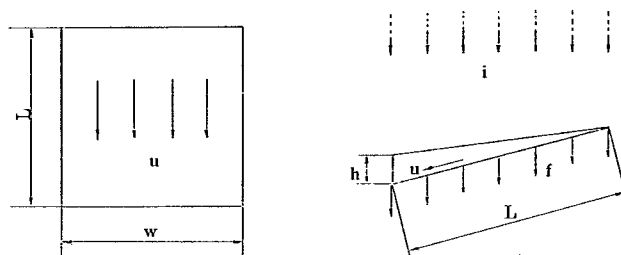


図-2.1 排水区モデル

表-2.1 計算要素と誤差の種類

	代表的な計算要素	誤差の種類
dc/c	将来の工種面積及び構成比率	計画誤差
	工種別流出係数, 予測計算方法	技術誤差
di/i	観測誤差, 機械誤差(機械のタイプ 観測所密度, 測定方法), 解析誤差 (記録紙読み取り, 資料年数)	技術誤差
dt/t	流入時間については(工種面積, 構成 比率), (工種上の流速, 予測計算法)	計画誤差
		技術誤差
	流下時間については(管渠への流入量) (管内流速, 予測計算方法)	計画誤差
		技術誤差

計画の科学性

技術の向上
(予測計算法の改善)

2.3 合理式の予測誤差と雨水排除計画の問題点

合理式が一応妥当であるとしたとき、各構成要素の予測誤差がどのように流出量に影響するのだろうか？

合理式($Q = CiA$)の構成因子のうち、排水面積 A だけが正確に推定できる唯一の因子であり(特に流域界の決定は慎重に)、 A には誤差がないものと考えられるため、流出係数 C 、降雨

強度 i の誤差と流出量 Q の誤差との関係は、次式のように表わせる。

$$\left| \frac{dQ}{Q} \right| = \left| \frac{dC}{C} \right| + \left| \frac{di}{i} \right| \quad (2.4)$$

i と流達時間との誤差の関係は、

a) シャーマン型, $i = \frac{a}{t^n}$ のとき

$$\left| \frac{di}{i} \right| = n \left| \frac{dt}{t} \right| \doteq 0.5 \left| \frac{dt}{t} \right|$$

(一般に $n = 0.4 \sim 0.6$, 平均 0.5)

b) タルボット型, $i = \frac{b}{t+a}$ のとき

$$\left| \frac{di}{i} \right| = \left| \frac{1}{1 + \frac{a}{t}} \right| \times \left| \frac{dt}{t} \right| \doteq 0.5 \left| \frac{dt}{t} \right|$$

(一般に $\frac{a}{t} > 1$ で危険側を取る)

従って、一般に Q , C , t の誤差の関係は、

$$\left| \frac{dQ}{Q} \right| = \left| \frac{dC}{C} \right| + 0.5 \left| \frac{dt}{t} \right| \quad (2.5)$$

と表わせる。流出量 Q を 5% の許容誤差率で予測するためには、(2.5) 式の右辺各項が同じウエイトで影響するものとする、許容誤差率は、各々

$$\left| \frac{dc}{c} \right| = 2.5\%, \quad \left| \frac{dt}{t} \right| = 5\%$$

となる。従って合理式においては、 c および t の予測が正確であることが絶対に必要なのである。特に流出係数 c の予測は、 t の 2 倍の予測精度が要求されるのである。 c および t の予測値には、表-2.1 に示す計画誤差と技術誤差との複合誤差が伴う。

一般に技術誤差は、技術の及ぶかぎり小さくすることが可能であるが、計画誤差は計画精度が十分高くとも計画目標年次が長ければそれだけ誤差も大きくなる。段階施工 (Step construction) の無理な下水道では、目標年次を長くするため計画誤差は必然的に大きくなる。従って複合誤差を小さくするためには、計画誤差を可能な限り小さくするとともに、技術誤差を零とする努力が必要である。計画誤差がある程度避け得ないことから余裕率の設定が重要となるが、計画誤差をなるべく少なくするためには、法的な誘導、規制力の強化はもちろんのこと、全体計画への余裕率の組込み方、余裕施設の取方、排水系統への滞水池の組込み、公園、緑地、池等の遊水池利用、大洪水排除専用系統の築造などのデュアルシステム、即ち排除施設における下水道、都市排水路、都市河川の位置づけの合理化などが必要

である。

計画誤差が避け得ないことから、 c あるいは t の予測そのものの精度が比較的低くてもよいと解してはならない。

2.4 流出係数および流達時間の求め方

流出係数算定式には、次の2とりの方法がある。

$$C_1 = \frac{\text{ピーク流出量}}{\text{平均降雨強度} \times \text{排水面積}} \quad (2.6)$$

$$C_2 = \frac{\text{総流出量}}{\text{総雨量}} \quad (2.7)$$

別名 C_1 をピーク流出係数、 C_2 を総流出係数あるいは流出率という呼び名で知られている。総流出係数は有効雨量の割合を示すもので、一般には近似的なハイドログラフの推定に用いられるものである。年間や季間などの総流出量とその期間の総雨量との比としての C_2 もあるが、ハイドログラフ推定のためには、ある一降雨の直接流出総量とその降雨総量との割合を流出係数としている。中小河川の最大流出量を推定するのに総流出係数を用いる傾向がある。

下水道管渠断面設計においてもピーク流出係数と総流出係数を混同して使われる例が多いようであるが、最大流出量算定公式を用いる以上ピーク流出係数を用いるべきである。

(2.6)式中の平均降雨強度とは、降雨継続時間、即ち流達時間 t_c 内の平均降雨強度である。図-2.2に示すようにピーク降雨の発生時刻をはさんでとった t_c 区間の降雨強度の平均値 i である。

流達時間については、後節で詳述するが、流達時間は降雨開始からの時間に無関係である。流達時間の間に最大降雨と平均強度が生じるのであるが、この時間的位置は降雨開始ではなくピーク強度の位置に関係している。この流達時間 t_c の取り方によって自由に平均降雨強度 i が変化するのでピーク流出係数も変わることになる。

この流達時間の計算法が不明確で、実測データーから平均降雨強度を求めることは実に困難な問題である。従来、流達時間を降雨のピークと流出量のピークの時間のずれとしたり、降雨開始時間から流出量のピークまでの時間差であるとして近似することもあるが、前述したように実際の流達時間は、これらの中間であってなかなか把握しがたい。前者の場合には、平均降雨強度は大きくなり、流出係数は小さくなるが、後者の場合は、平均降雨強度は小さくなり流出係数は大きくなる。実測資料から流出係数を求める場合にこのような不統一があつてはならない。平均降雨強度は、最大流出量に影響する降雨部分の強度の平均値である。

石原・高埴⁴⁾は、この降雨部分を理論的に次のように解明した。

斜面での流れを近似的に2次元流と考え、横からの流入量は、有効降雨強度 $i(t)$ 、斜面の流

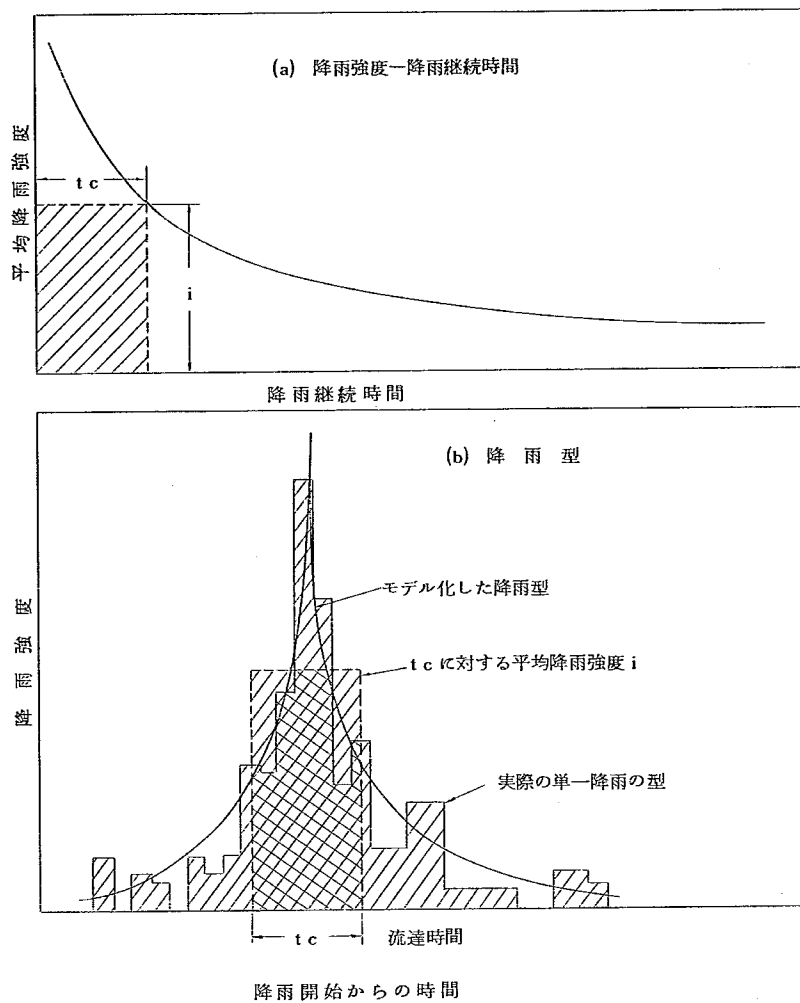


図-2.2 降雨強度曲線と降雨型

量を q で表わすと,

$$\text{運動方程式} \quad h = K \cdot q^P \quad (2.8)$$

$$\text{連続の方程式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i(t) \quad (2.9)$$

(2.8)(2.9)式から特性方程式は

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dh/dq} = \frac{dq}{i(t)} \quad (2.10)$$

(2.10) 式に (2.8) 式を代入すると ,

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{P \cdot K \cdot q^{P-1}} = \frac{dq}{i(t)} \quad (2.11)$$

(2.10) (2.11) 式から特性曲線は

$$q = \left\{ \int_{\tau}^t i(t) dt / K \right\}^{1/P} \quad (2.12)$$

$$q = \int_{\xi}^x i(t) dx \quad (2.13)$$

$$x = \frac{1}{P \cdot K^{1/P}} \int_{\tau}^t dx \left\{ \int_{\tau}^s i(z) dz \right\}^{\frac{1}{P}-1} + \xi \quad (2.14)$$

初期条件 $t = 0$ で $i = 0$ } より $\xi = 0$

境界条件 $t = 0$ で $x = 0$

(2.14) 式は , 流域斜面上の流れの伝播時間を表わしている。伝播時間 ($t - \tau$) と水文量との関係は (2.14) 式から次のように表わされる。

$$PK^{1/P} B = \int_0^{t-\tau} (im \cdot t)^{\frac{1}{P}-1} dt = im^{\frac{1}{P}-1} (t-\tau)^{\frac{1}{P}}$$

$$\therefore t - \tau = KB^P / im^{1-P} \quad (2.15)$$

(2.13) 式から $x = B$ では次式を得る。

$$q = im \cdot B \quad (2.16)$$

また , (2.15) 式を (2.16) 式に代入すると

$$q = \left\{ BK / (t-\tau) \right\}^{\frac{1}{1-P}} \quad (2.17)$$

(2.12) および (2.17) 式を時間 t で微分して

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \int_{\tau}^t i(t) dt &= \frac{d}{dt} \left[\int_0^t i(t) dt - \int_0^{\tau} i(t) dt \right] \\ &= i(t) - \frac{d}{dt} \int_0^{\tau} i(t) dt = 0 \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$-\frac{d}{dt} (t - \tau) = 0 \quad (2.19)$$

(2.19) 式は最大流量を発生する降雨部分の伝播時間が最小であることを意味し , またこの時 t と τ の微分が等しいことを示している。従って (2.18) 式から最大流量を発生する伝播の出發時刻 τ_P と到達時刻 t_P における降雨強度が相等しいことになり ,

$$i(\tau_P) = i(t_P)$$

(2.20)

と表わされる。この式は降雨のピークをはさんで強度の等しい時間内の降雨が最大流出量に関与することを示すもので、この関係は観測点流量においても成立するものと考えられる。このことから降雨と流量の実測記録から図-2.3に示すように、ただちに最大流出量に関与する降雨の時間部分の平均降雨強度を求めることができる。以上の操作で求めた平均降雨強度を用いて(2.6)式からピーク流出係数を求めうる。

上述した $t_P - \tau_P$ が近似的に流達時間と考えることができ、この場合、前述した遅れの時間よりは長く、降雨開始からピーク流出量発生時刻までの時間よりは短くなる。

降雨の場所的分布については、流域面積がかなり大きい場合、あるいは雷雨性の雨の場合等には問題があるかもしれぬが、下水道排水区程度の規模ではほぼ一様と考えてさしつかえなからう。排水区内に降雨観測所が数ヶ所ある場合には、ティーセン法によって平均降雨を算定する。以下の実測資料の解析には、以上に述べた操作によったものであることを断っておく。

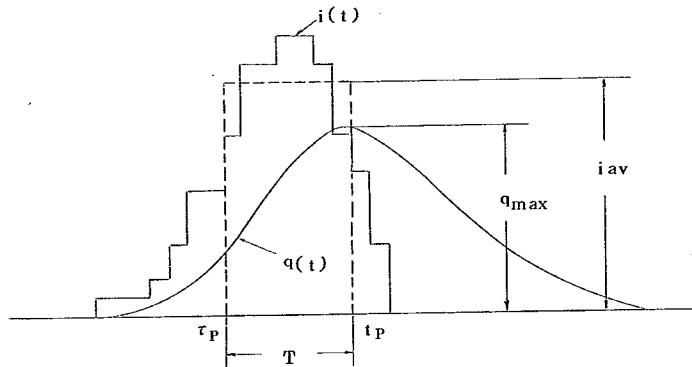


図-2.3 最大流出量に関与する降雨の時間部分

第3章 雨水排除計画への合理式の適用性

3.1 概 説

ここでいう雨水排除計画を立案する対象地域は都市域であり、排除施設は下水道および都市河川である。

都市は多数の人間が居住し活動する場であり、下水道で処理すべきものは、家庭下水、産業廃水、雨水および地下水に大別される。これらを輸送し適当かつ安全な方法で排除するための下水管渠の設計にあたっては、多くの場合不定期的でかつその量が最っとも多い雨水量が建設費を決定的に支配するものである。排除方式を合流式によるか分流式によるかの是非もあるが、最近では新たに計画されるかあるいは処理区域の拡張に際しては、欧米においても分流式下水道が広く採用されているようであり、このような傾向は我が国においても同様である。しかしながら分流式による場合でも、豪雨による流出水は在来の側溝ないし水路によるか、あるいは雨水専用の管渠によって河川などへ排出しなければならず、都市における生産活動および生活環境の機能を維持するためには、汚水処理と雨水の速やかな排出は常に両立して対処されるべきであり、各々の重要性にはなんら変わりはないものと考えてよい。家庭汚水あるいは産業廃水の管渠中における挙動も一種の流出問題に違いないが、雨水流出すなわちその根源となる降雨の性格と比較すればほとんど定常であると考えてよく、これらに対して管渠の設計をすることはさして問題ではない。

下水道における雨水量算定の問題は、河川における高水量計画と同一の目的を持つものである。両者の主な相違点は、河川流域が自然的要素を多く含んでいるのに対して、都市域では人工的要素が多いことおよび流域の広狭の他、河川では現象の変化が緩慢なのに比して、下水道における現象の変化は極めて急激である。従って雨水量算定法に対しても厳密には不定流としての要素を欠くことはおそらく不可能であろう。

従来用いられていた多くの雨水量算定公式は、こうした考慮がほとんど払われておらず、単に経験公式あるいは便宜的な仮定に合理式がほとんど深く検討されることもなく使用されてきた状況であり、建設費を少なくするために比較的小流量を与える公式が採用されたというきらいさえある。

諸論でも若干ふれたように、都市域では天然現象はともかくとして人為的現象において未来に何が起るか判断できず、これが生活の場を破壊する危険性もはらんでいる。適用限界は、このような意味でおのずと明らかとなる。

合理式は少なくともこれらの要請にマクロに対応するものである。即ち合理式はマクロではあるが計画要素を計算過程で組込むことが可能であるためである。

雨水排除計画には雨水流出量の予測（雨水ますまで）、下水道および都市排水路の排除分担流量の配分、即ち下水道排除能決定および都市河川排除能決定、さらにフィードバックしての貯

留能決定が含まれる。つまり予測流出量と個々の施設の排除能とは「等しい」という関係にならずともある必要はないのである。前者の決定要素としては科学的要素が大きなウェイトを占めるが、後者の決定要素には、人為的要素（効果、必要限度の判断等）が大きなウェイトを占める。合理式は下水道分野においては、常に実験式と対比して議論されてきたが、これは主に排除能のあり方についてであった。

本章では、科学的な面で雨水流出量算定法としての合理式について述べたいのであるが、排除能が合理式の適用性の制約因子になることは明らかである。合理式は最大流出量のみを予測する方法論であるため、排除施設システムのネットの組方と整備プロセスの問題が都市域での雨水排除施設の計画においては極めて重要なのである。

3.2 合理式を構成する諸要素の予測上の問題点

第2章でも述べた如く、合理式は理論性もあり、次元的にも流量の次元を持つものである。しかし運動方程式は $\frac{\partial u}{\partial x} = 0$ というものであり現実の現象と一致していない。また降雨強度をピーク流量に關与する降雨継続時間内の平均強度とし、降雨型は矩形とするがこの点でも実態と異なる。しかしこれらの諸点は極めてマクロに見た場合許容範囲内にあるものと考えて差支えなからう。しかし合理式の予測精度を向上させるためには、種々の工夫が必要であることはいうまでもない。

一方、雨水流出量を5%の許容誤差率で予測するためには、流出係数の許容誤差率は2.5%、流達時間のそれは5%の誤差しか許されないことは、第2章で明らかにしている。

3.2.1 流達時間について

降雨強度曲線と降雨型および流達時間の関係は、一般に図-2.2のように表わされる。流達時間は降雨開始からの時間に無関係である。流達時間内に最大降雨と平均降雨強度が生じるのであるが、この流達時間の時間的位置は降雨開始ではなく、ピーク強度の位置に關係している。そしてこの位置を決定するために降雨パターンの理解が必要である。この重要な關係を十分理解しないと合理式の適用を誤ることになる（この点は特に流出係数の予測に關係がある）。

ところで流達時間は、排水区の最遠点の雨滴が最上流端の雨水ますまで達するのに要する時間（流入時間）と最上流端の雨水ますから懸案地点まで下水管を流下するのに要する時間（流下時間）との和で構成される。管渠内の流下時間は、下水管渠の水利特性からある程度正確に推定できる。流入時間は、雨水が道路側溝のような排水路まで達するのに必要な時間と、その排水路を通して雨水ますまで流下するのに必要な時間との和で構成される。従って、流入時間は先行降雨の状態、地被や土壤条件などに左右されるとともに、地表勾配、地被構成あるいは地表流下距離等の関数である。従来からこの流入時間の推定が極めてあいまいなもので、普通我が国では、稠密地区で5分、粗開地区で10分、平均7分といったところが大過ないものと

して採用されてきた。流入時間，流下時間は，合理式採用の適否を左右する1因子を構成するものであり，従来の経験に頼った推定法から脱脚することが望ましい。こういった意味から次に流入時間，流下時間の推定方法について考察した。

3. 2. 1. 1 流入時間の理論と実態

流入時間は，雨水が道路側溝のような排水路に達する時間を t_B ，その排水路を通過して雨水がすまで流下するのに要する時間を t_{LS} とすると，両者の関係は，(3.1)～(3.3)式で表わせる（これについては第5章でも詳述する）。

$$t = t_B + t_{LS} \quad (3.1)$$

$$t_B = \frac{698.83 \cdot (n_e \cdot B)^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} \quad (3.3)$$

$$t_{LS} = \frac{54.92 \cdot (L_S \cdot n_e)^{3/4}}{I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B)^{1/4}} \quad (3.3)$$

ただし

t : 流入時間 (sec)

n_e : 集水区の等価粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot sec$)

B : 集水幅 (m)

i : 降雨強度 (mm/hr)

L_S : 排水路の長さ (雨水ます間隔) (m)

S_1 : 斜面の横断勾配

S_2 : 排水路 (側溝) の横断勾配 (%)

I : 排水路 (測溝) の縦断勾配 (%)

(3.2)(3.3)式の関係を $I = 1\%$ ， $S_1 = 1.5\%$ ， $S_2 = 1.0\%$ という一般的な排水区の場合でノモグラフを作成すると，図-3.1，図-3.2のようになる。

従来から下水道関係で流入時間算定に広く利用されている Kerby¹⁴⁾ の式および参考までに Symons¹⁵⁾ の式と実験値および理論式とを比較してみると，図-3.3に示すようになる。

$$a. \text{ Kerby の式} \quad t = (2 \cdot L \cdot n / 3 \sqrt{S})^{1/2.14} \quad (\text{分})$$

$$b. \text{ Symons の式} \quad t = 0.16 \cdot I^{-1/2} \cdot S^{-1/3} \cdot D^{1/2} \quad (\text{分})$$

理論式と上記の2つの式とを比較してみると，Kerbyの式ではその適用範囲が限定された狭いものになり，一方Symonsの式では非常に過大値を示すことがわかる。しかもこれら両式は雨の降り方には無関係であり，現実とは無盾している。反面理論式では，降雨強度に

example
 $n = 0.013 \text{ m}^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$
 $B = 7 \text{ m}$
 $i = 60 \text{ mm/hr}$
 $t_B = 113.8 \text{ sec}$

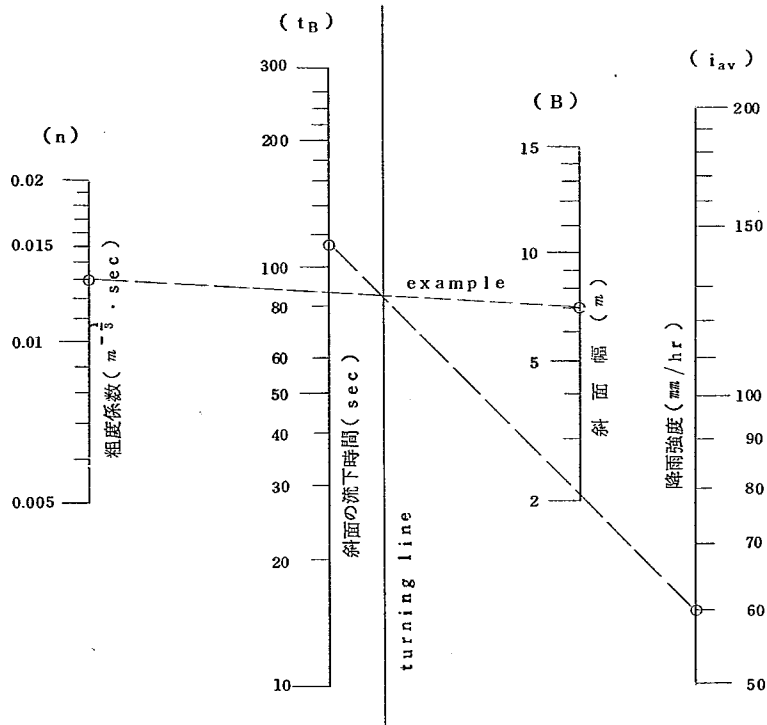


図-3.1 t_B のノモグラフ

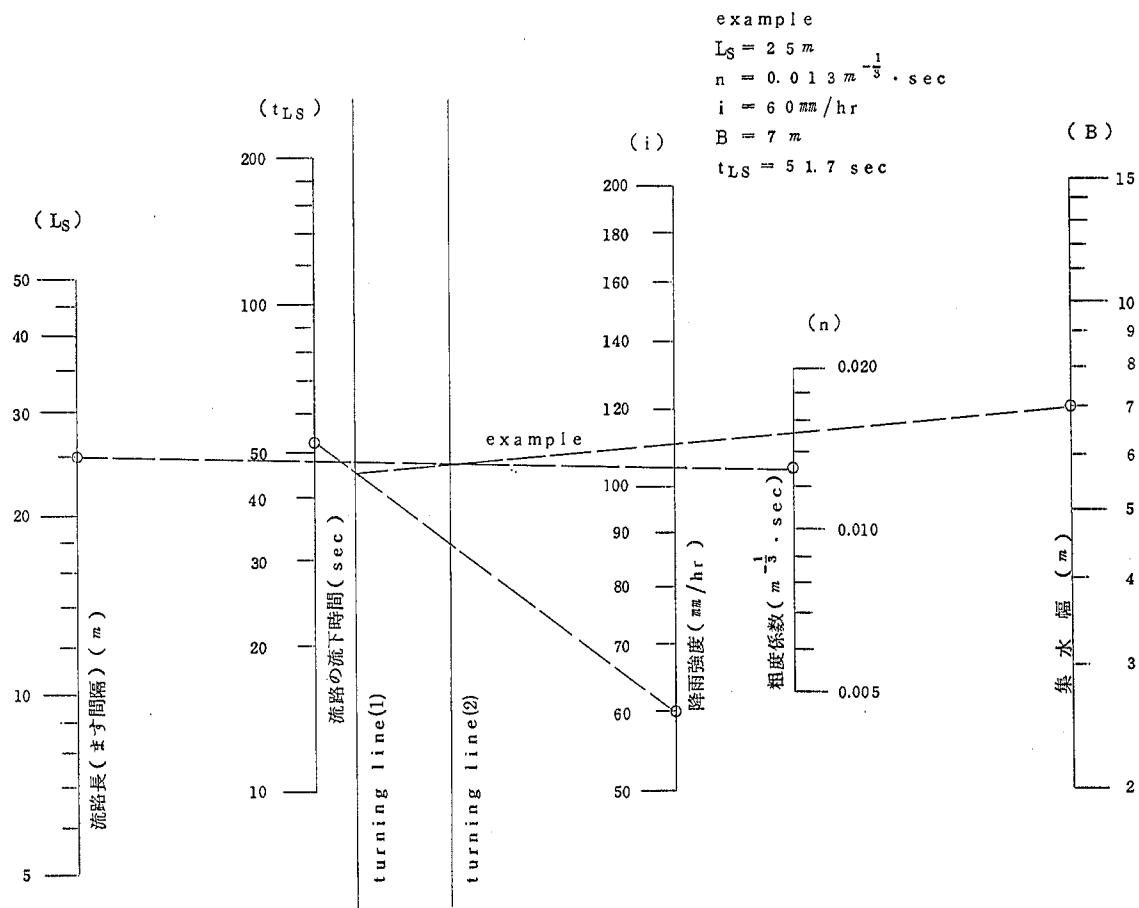


図-3.2 t_{LS} のノモグラフ

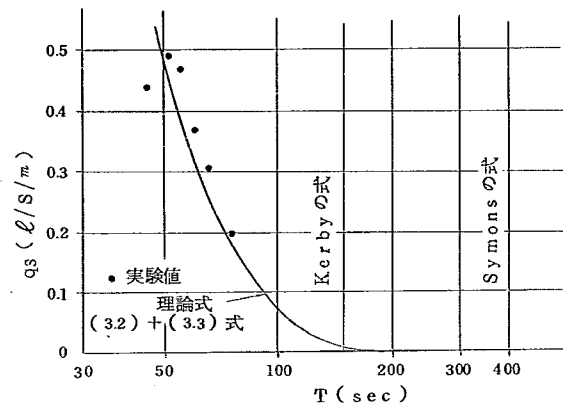


図- 3. 3 流入時間の比較

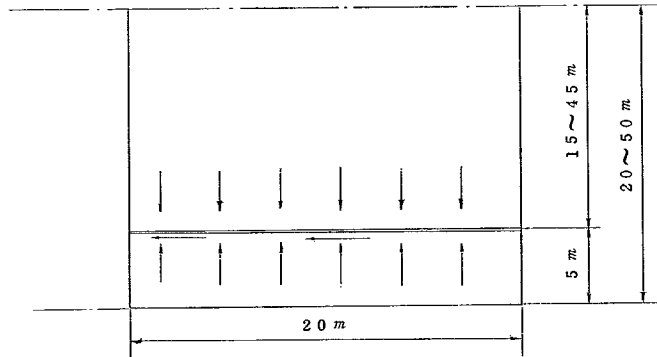


図- 3. 4 単位排水区モデル

表- 3. 1 流入時間・流達時間の実態

都 市 名 (排水区名)	強度 4 0 の 場 合		強度 5 0 の 場 合	
	流入時間	流達時間	流入時間	流達時間
東 京 都 (谷 端 川)	4 分	2 0 分	4 分	2 0 分
豊 橋 市 (花 田) (八 町)	4	1 4	3	1 3
	5	1 5	4	1 4
名古屋市 (田 光) (千 年)	1	8	1	8
	3	1 3	3	1 1
岐 阜 市 (清 水 川)	9	3 9	3	3 3
京 都 市 (中 部 第 一)	4	1 2	2	1 0

表- 3. 2 等価粗度 (単位排水区) の実態値

都 市 名 (排水区名)	等 価 粗 度 ($m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$)	不 浸 透 率
東 京 都 (谷 端 川)	0. 0 0 7 ~ 0. 0 0 2 5	0. 5 5
豊 橋 市 (花 田) (八 町)	0. 0 0 4 5 ~ 0. 0 0 1 5	0. 4 3
	0. 0 0 5 ~ 0. 0 0 2	0. 7 8
名古屋市 (田 光) (千 年)	0. 0 0 0 6 ~ 0. 0 0 0 2	0. 3 9
	0. 0 0 2 ~ 0. 0 0 0 8	0. 5 7
岐 阜 市 (清 水 川)	0. 0 1 5 ~ 0. 0 0 6	0. 8 2
京 都 市 (中 部 第 一)	0. 0 0 5 5 ~ 0. 0 0 2	0. 4 4
全 観 測 所 の 平 均	0. 0 0 5 7 ~ 0. 0 0 2 1	

応じた流入時間を求めることができる。従って(3.2)(3.3)式を実排水区に適用するためには、実排水区の特性に応じた妥当な等価粗度係数を求めることが必要なのである。

主要都市の雨水流出量観測結果^{1), 7)}から流入時間、流達時間を求めると表-3.1のようになる。実排水区における単位排水区の規模は0.04~0.1 ha ぐらいであろうと思われる(下水管網の最小間隔や雨水ます間隔の実態から)。この単位排水区を図-3.4のようにモデル化して、実排水区における単位排水区の粗度係数(等価粗度)を表-3.1の観測結果から理論式によって逆算すると表-3.2に示す値となる。この値は排水区内のあらゆる要素を包含した値であり、普通に取りられる粗度係数値の約1/10の値を示している。

この等価粗度係数の実測値として、末石や寺西¹¹⁾が発表した値の平均値は $0.585 \times 10^{-2} m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$ であり、ほとんど表-3.2の値と等しい。

このようにして得られた等価粗度係数の実態値を使って、再び図-3.4のモデル排水区に適用し、実都市の平均的な条件($A = 0.07 \text{ ha}$, $n_e = 0.0039 m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$, $I = 5\%$, $i = 50 \text{ mm/hr}$)で理論式およびKerbyの式で流入時間を求めると各々次のようになる。

理論式 $t = 3 \text{ 分 } 53 \text{ 秒}$

Kerbyの式 $t = 2 \text{ 分 } 16 \text{ 秒}$

つまり理論式の場合には、妥当な等価粗度係数が与えられるなら極めて実態に一致した値を求めることが可能である。またKerbyの式では、その適用範囲が極めて狭く、その適用可能な範囲は降雨強度にして45~50 mm/hr ぐらいの降雨強度の時のみ実態に近い流入時間を与えるものと考えられる。

このような意味から理論式を実用に供するためにも、各地各都市の有効な資料の集積が急務であり、これによって様々な特性を有する実排水区の等価粗度係数を見出すことが是非とも必要である。また将来計画において地被構成や工種構成の変化に対する等価粗度係数の予測法の究明もまた必要である。この予測法の確立が雨水流出量の将来予測にもつながってくることになる。

上述した将来予測の方法については、試案ではあるが第6章で具体的にふれるつもりである。

3.2.1.2 流下時間の予測上の問題点

流下時間については、まず管渠等の粗度係数の実態値による検証が必要である。従来から管渠の粗度係数は一般に $0.013 m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$ が常用されている。名古屋市で実測した結果によると図-3.5に示すように、水深20~120 cm に対して粗度係数の値は、 $0.013 \sim 0.009 m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$ (供用後6年程度)であった。水深が浅い程粗度係数が大ききことは、常時下水が流れている底部ほど表面が粗雑になっているためである。水深が深いほど小さい理由は、管頂周辺ほど表面がスムーズであること、水深が大なるほど乱流状態が激しく、また

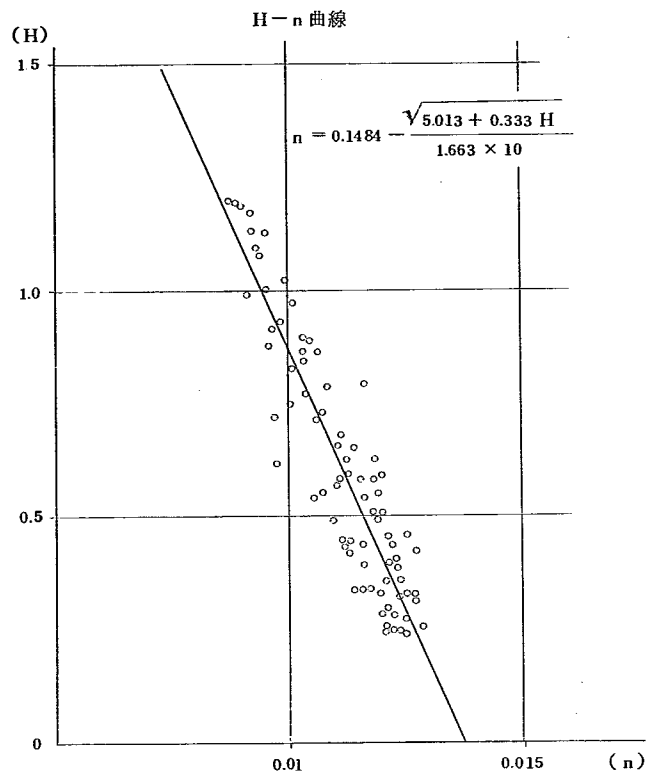


図-3.5 管渠粗度係数の実態値

粗度係数の物理的意味からも判断される如く、粗度は径深と逆関係にあることによる。耐用年数間の粗度変化を考慮すれば従来の常用値は、ほぼ妥当なものであらうと思われる。但し、ここでの粗度係数は、観測流速（洪水時）とマンニングの等流公式から求めたものであり、粗度係数値に断面形状の影響その他すべての要素を総括させていることをことわっておく。

下水管の流れは、従来から等流として扱われてきた。ところが下水管内の流れは、厳密には定常等流ではないから最大流速は平均流速ではなく、 $\frac{dx}{dt} \approx (1 + \frac{2}{3}\epsilon)u$ で表わせる⁹⁾。従って $\frac{dx}{dt} > u$ であり、 $\epsilon = \frac{R}{A} / \frac{dR}{dA}$ で定義される ϵ を求めて管渠形状に応じた洪水位伝播速度を用いる方がよいことになる。即ち、流下時間を L/u として求められないことになる。但し、ここでの粗度係数は定常等流時の値である。上記の断面形状係数 ϵ の値は、矩形断面では 1 になるが、一般の断面形では水深 h の関数になる。例えば矩形断面では $\epsilon = 1 + 2h/B$ となる。従って前者の場合には $\frac{dx}{dt} = \frac{5}{3}u$ で求められるが、後者の場合

には $\frac{dx}{dt} = \left\{ 1 + \frac{2B}{3(B+2h)} \right\} u$ と表わされる。

管渠勾配が極めて緩くなると再びこのような扱いもできなくなる。いわゆる滞溜現象が生じるのであるが、現在これに対して十分な解析は行なわれていないようだ。しかし下水管渠の場合、汚物、汚泥の管底への沈澱を避けるため計画時点で最小限界流速を設定し、この値以下の流速となる勾配を避けるため、このような極めて緩い勾配は特定の地域を除いて存在しないものと考えられる。上田は、1.3%程度以上で等流近似しても結果において大きな差がないという報告をしている¹²⁾。しかしこれらの諸点は、今後の検討課題ではあろう。このことから下水管内の流下速度の概算には Manning 公式が一般に使われる。ここで計算を敏速にするため図-3.6には Manning 公式をノモグラフにした。

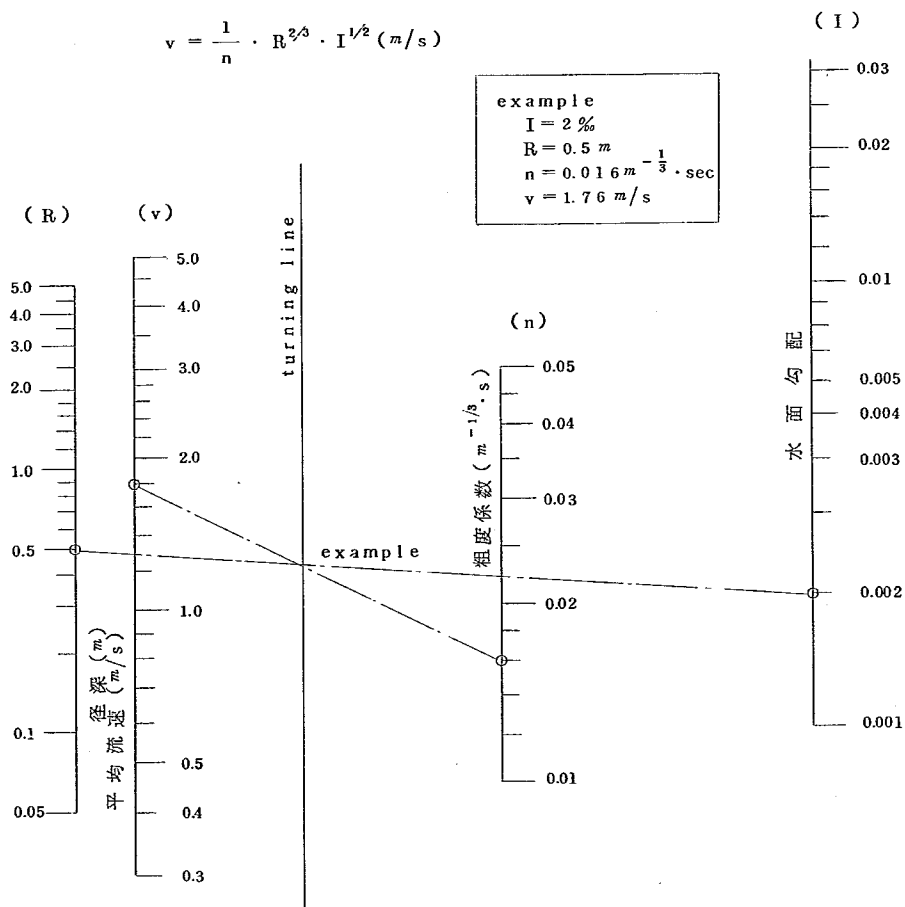


図-3.6 Manningの平均流速公式のノモグラフ

いずれにしても合理式は、 $\partial u / \partial x = 0$ を基礎式としている。この式は区間内の流速が変わらないことを示すものであり、ここに合理式の適用上の問題点がある。即ち区間距離の取り方、粗度の取り方がその予測精度に多大の影響を与えることになる。

3.2.2 流出係数について

流出係数は、予測流量に直接影響する因子である。また第2章でも述べたように流達時間の予測精度に比して、その2倍の予測精度が必要である。そのため極めて厳密な数値決定を行なう必要がある。従来からの慣用値や総括流出係数などについては、後章に譲ることにし、本節では、最っとも重要な都市域での損失量、先行降雨、工種接続等の流出係数に与える影響について述べることにする。ただこれらの影響を定量的に表現しうる段階にまで至っていないが、数値設定の思想として極めて重要な要素である。

3.2.2.1 実都市の浸透能の変化が流出係数に与える影響について

実都市での浸透能のマクロ指標の index (浸透域での損失量 (F) / 降雨継続時間 (td)) の観測値は、表-3.3 に示すとおりで平均すると、ほぼ東京都 8 mm/hr, 名古屋市 8.5 mm/hr, 岐阜市 8.8 mm/hr, 京都市 3.5 mm/hr, である。最終浸透能を近似的に零と仮定し、損失量を浸透量として名古屋市、京都市について浸透能式を求めると次のようになる。

$$\text{名古屋市} \quad f = 13.3 \exp(-0.25t)$$

$$\text{京都市} \quad f = 6.1 \exp(-0.27t)$$

上式から初期浸透能ですら名古屋市においては 13.3 mm/hr, 京都市では 6.1 mm/hr にすぎない。このように都市では山地で認められるような大きな浸透能はみられない。

浸透が流出係数に与える影響力は、降雨初期の降雨ピークに対しては大きい、長時間継続する降雨の場合には、時間の経過とともに小さくなる。初期浸透能は降雨前保湿度状態で変わるが、上式は全観測値よりえた初期浸透能であるため、13.3, 6.1 という値は平均値と考えてよいであろう。浸透能は土質および締め固めの程度あるいは植生の有無によって大幅に異なるものである。従ってこれらの地域特性を考慮せず、一率の値を設定し使用すれば大きな誤りをおかす恐れがあり十分に注意することが必要である。

3.2.2.2 降雨前保湿度および先行降雨が流出係数に与える影響について

降雨前保湿度および先行降雨を API (先行降雨指標) および該当流出係数を計算する前の 30 日間総雨量 R の形でまとめ、降雨強度、流出係数とともに一覧表としたものが表-3.4 である。この表から次の事項が読みとれるようである。

a) 降雨強度が同程度の降雨に対しては、API, R が大きいほど流出係数が大きい。

b) a) の逆については明らかではないが、R についてみると成立するようである。

我々は理論的に流出係数, API, 降雨強度 (i) の関係を検討し次式を得ている。⁷⁾

表- 3. 3 ϕ index (mm/hr) 一覽表

都市名	月 日	損 失 量 (mm) (浸透域 m^2 当り)	降雨継続時間 (hr)	ϕ index (mm/hr)	不浸透面積率(%)
東京 都	6:21	13.4	1	13.4	55
	7: 6	6.8	2	3.4	
	8:26	7.9	3	2.6	
	8:31	13	2	6.5	
名古屋 市	6:15	23.9	10	2.4	57
	6:28	39.9	4	9.9	
	7: 2	37.4	16	2.3	
	7: 5	69.8	15	4.6	
	8:11	12.1	2	6.0	
	8:25	30.3	2	15.1	
	8:27	25.6	13	1.9	
	8:28	14.0	2	7.0	
	8:29	25.2	4	6.3	
	9:13	56	11	5.4	
岐阜 市	10: 3	31.9	8	4.0	82
	6:26	104	17	6.1	
	7: 2	156.8	13	12.0	
	7: 5	86.8	11	8.0	
	8:27	32.4	7	4.6	
	8:29	58.8	5	11.7	
京 都 市	9:30	43.2	4	10.8	63
	6:16	9.6	5	1.9	
	6:25	7.2	6	1.2	
	6:28	18.2	5	3.6	
	8: 2	7.5	4	1.9	
	8: 5	17.1	2	8.5	
	8:26	14.3	11	1.3	
	8:27	41.8	9	4.6	
	9:22	9	8	1.1	
	9:29	13.6	2	6.8	
	9:30	14.1	2	7.0	
	10: 4	18	8	2.4	
	10: 9	18	10	1.8	

表-3.4 API, RがCに与える影響の例

グループ	i (mm/h)	C	順位	R (mm)	順位	API	順位
1	5.0	0.52	1	128.2	1	29.0	1
	6.0	0.35	2	94.4	2	13.0	2
2	8.75	0.48	2	157.8	2	35.3	2
	10.0	0.49	1	170.0	1	45.3	1
3	16.3	0.50	3	128.8	3	23.6	3
	18.5	0.53	1	164.4	2	46.4	2
	19.5	0.53	1	190.6	1	53.8	1
4	44.5	0.33	2	73.4	2	10.1	2
	49.2	0.50	1	90.4	1	46.9	1

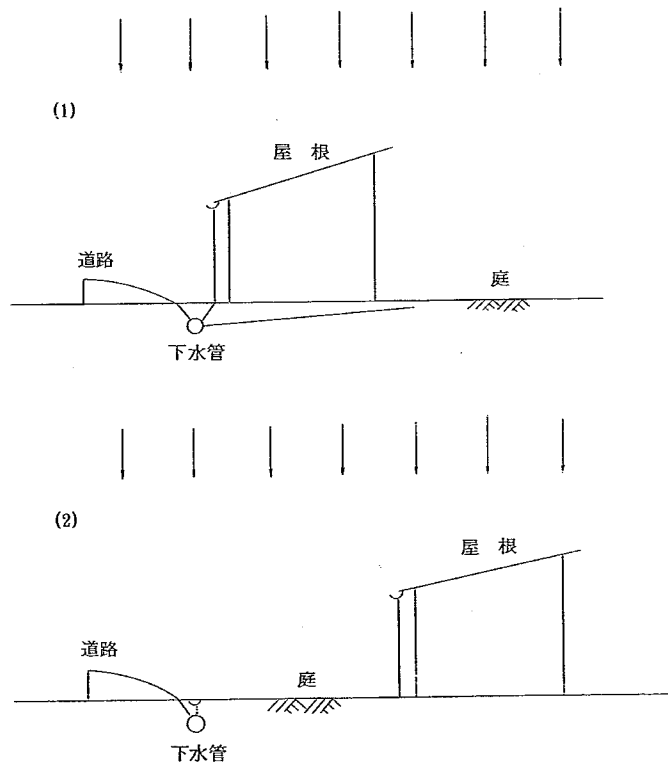


図-3.7 基礎工種と接続方法

$$\frac{C_2}{C_1} = \left[\frac{(i \cdot T - f_0 \cdot e^{-u(API_2)} \cdot (1 - e^{-kT}))}{(i \cdot T - f_0 \cdot e^{-u(API_1)} \cdot (1 - e^{-kT}))} \right]^{5.3} \quad (3.4)$$

ただし f_0 : 絶対乾燥時の浸透能

u または k : 定数

T : 継続時間

(3.4) 式は、 C_1 に対する API_1 に対して API_2 が大きければ、 C_2 は C_1 より大きいことを示している。また API_1 、 API_2 が共に大きくなると C_1 、 C_2 とも等しくなっていく。このようにみていくと、降雨前保湿度は、流出係数にかなりの影響を与えるようであるが、 API_1 は降雨の経過時間とともに大きくなるのでこれに伴って C も増加していく。このようなことから長時間継続の降雨に対して求めた流出係数を適用しないと大きな誤りをおかす恐れがある。長時間継続の降雨より得た流出係数の間には、それほど大きな差が認められない。

3.2.2.3 単位排水区内の工種配置と下水管渠との接続の仕方が流出係数に与える影響について

単位排水区を構成する主な工種は、屋根、庭、道路であり、下水管渠は個々の工種に接続している場合と接続していない場合とがある(図-3.7)。

このような接続の仕方の違いは、浸透域、不浸透域の分断の有無、即ち浸透の補給、凹地貯留の補給を分断するかしないかにある。下水管渠は必ず図-3.7(1)のように接続するのが原則である。このような接続方法が流出係数に与える影響は、中小降雨では大きい大きな降雨では小さい。

動的貯留量は図-3.7の(1)、(2)で違うであろうが、流入時間については、取付管、樋、溝等を無視して試算するとほとんど違いがないことがわかる。工種別に流出パターンを実測すると、屋根、道路については降雨パターンと流出パターンがほぼ完全に一致するが、庭については、土質および締め固めの相違によって大きく違う。しかし庭は飽和状態になると粗度の大きな不浸透面と考えてよいことになるだろう。

3.2.2.4 浸透域の流出係数の設定は慎重に

本節で特に注意を喚起したい事実は、浸透域での流出係数の設定である。都市域では一般に浸透能は極めて小さいことが普通であるが、それでも植生の有無あるいは土質および締め固めの状態で大幅に異なる。従って予測精度の良否は、浸透域での流出係数の設定の妥当性にのみかかっていると言っても過言ではない。故にその選定に当たっては、望むらくは模型実験等が必要であると考えられる。

3.3 本章の終りに

合理式は、その式形が極めて単純でありながら1歩その中に踏み込むとはなはだ複雑なものである。今だ計画とマッチさせて定量的に適用しうる段階にまで致った工夫や変法はなく、従来どおりの方法が用いられている現状である。

合理式を上手に適用していくには、全体計画の立て方と、計画の実施順序等を配慮することが必要で、このような意味で合理式は真に科学的、計画的なものではなく、十分その性格を把握し、熟達した設計者によってのみ円滑に適用せられる。特に前節でも指摘した如く、合理式による予測精度の良否は、浸透域での流出係数の設定の妥当性にのみかかっているともいえる。このような意味で科学的変法の確率の早期実現が期待されるのである。この種の変法からは離れるが筆者らは、次のような考えを持っている。

都市の雨水流出量を算定するために最っとも重要な因子は、粗度、勾配、接続方法である。等価粗度は、単位排水区を1つの斜面とし工種勾配、工種構成、接続方法の違い等の要素をすべて包括しているものである。従って、等価粗度は極めて小さなものである（節3.2.1.2参照）。しかし単位排水区内の工種を接続方法の違いから不浸透、浸透の2部分に区分し、その各々に対して計算することによって、かなり違った特性を持つ2部分を一つとして計算するよりは合理的に計算しえんと考えられるのである。この際単位排水区のモデル化が最っとも重要な事項となる。

新都市計画法（市街化区域、調整区域の分離等）、都市再開発法（再開発を容易にする）、建築基準法の改正案の検討（建ぺい率増加へ？）など都市計画関連諸法律が改正されつつあるが、いずれも今後浸透域をなるべく保存しようと努力したものである。

都市計画の変化に下水道施設が対応するためには、デュアルシステムについても考えてみる必要があろう。

第4章 都市域での流出の実態

4.1 調査排水区の概況および調査方法

4.1.1 調査区域の概況

本調査の主要目的は、都市域での流出の実態を把握し、流出現象に直接・間接に作用する諸因子の相互関係あるいは個々の性質を追求し、将来計画における予測精度の向上をはかるとともに、雨水排除計画における将来予測方法の確立を目指すものである。

緒論でもふれた如く、都市化の進行につれて、人為的現象の変化はもちろん、自然的事象（水文事象）をも変化させるにいたり、水に関する用排水の問題は切実なものとなっている。こういった意味から、ここでは特に排水の合理化を計る基礎資料を集積することは極めて大きな意義があるものとする。

かかる観点から調査対象区域の選定も、都市化過程の段階的な相違を眼目におき、排水区の大小による違い、下水道整備状況等がかなり異った2排水区（谷端川流域、桃園川流域）を対象にしたものである。調査排水区の概要は表-4.1に、また下水道管渠設計の概要および観測地点の概要を各々表-4.2、表-4.3に示している。

建設省土木研究所では、今年度の調査に先立って、我が国の主要都市5都市で同様な雨水流出量観測を昭和42年度から引続き実施している。これらの調査結果は、昭和43年度（S44.3）に雨天時下水の排除の合理化に関する調査研究報告書¹⁾に総括して報告している。

本調査報告書では、これら各都市の調査結果をも参考に取り入れつつ解析を進めることにする。

4.1.2 調査方法

(1) 排水区域特性調査

特性調査としては、排水区域面積、工種別面積、地盤平均勾配、排水区域内総人口、人口密度、晴天時平均汚水量、その他雨水流出量調査解析に必要な排水区域特性の基礎的な調査を行う。

工種面積区分は、下記のとおりとした。

- (a) 建物（屋根）
- (b) 簡易舗装、高級舗装、駐車場等
- (c) 未舗装、間地、鉄道敷、運動場等
- (d) 公園、芝生、庭園、畑等

尚、総人口は住民登録人口とし、晴天時平均汚水量は、晴天時の平均水量とする。図-

4.1には調査排水区（谷端川流域、桃園川流域）の平面図を示す。相対的にみて都市化の進行状態は谷端川流域の方が進んでいる。即ち不浸透率、下水道管網率にしても谷端川流域の方が多少大きくなっている。調査排水区の概況は表-4.1に示した。これら排水区特性を調

图-4.1 調查排水区概要

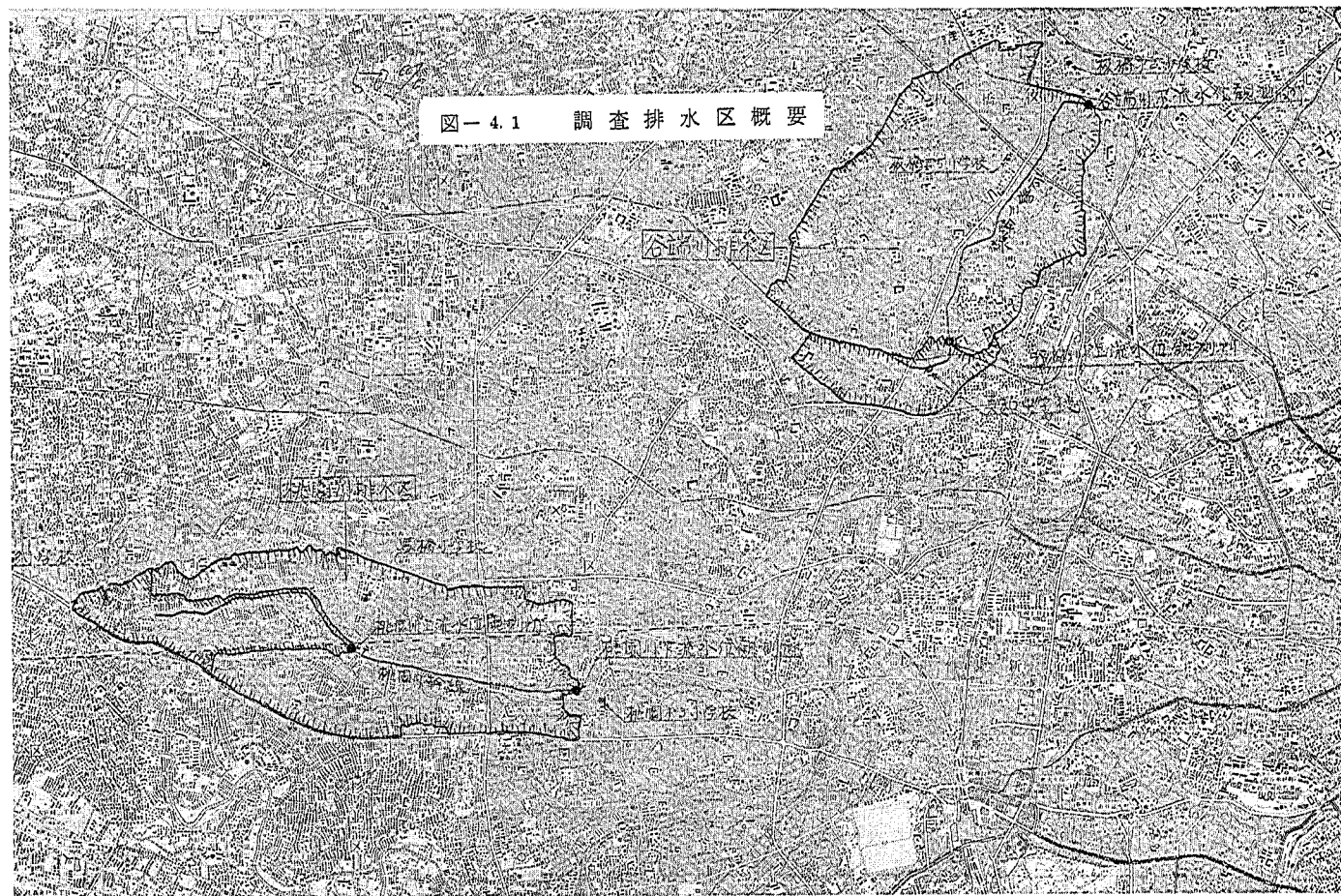


表 - 4. 1 調査排水区の概況

調査排水区	総面積	工 種 別 面 積				公 園 児童遊園等	総世帯数	総 人 口			人 口 密度	摘 要	
		a	b	c	d			男	女	合 計			
谷 端 川	(上)	ha 7 2.0	ha 1 9.9	ha 1 4.2	ha 2 6.4	ha 1 1.5	m ²	戸	人	人	人	人/ha	
	(全)	5 4 2.0	1 7 1.4	1 1 6.6	2 2 8.0	2 6.0	4 0,2 1 6	6 0,2 2 7	7 8,1 8 2	7 6,9 0 9	1 5 5,0 9 1	2 8 6	
桃 園 川	(上)	1 0 4.2	3 3.9	1 2.2	5 3.6	4.5							
	(全)	5 1 0.6	1 8 4.3	6 5.9	2 4 3.0	1 7.4	1 7,4 8 3	5 8,1 2 8	6 4,8 9 1	6 1,9 3 9	1 2 6,8 3 0	2 4 8	
注) 工種区分は下記のとおりとする。 (a) 建物(屋根) (b) 簡易舗装, 高級舗装, 駐車場等 (c) 未舗装, 間地, 鉄道構内, 運動場等 (d) 公園, 芝生, 庭園, 畑等													

調 査 排 水 区	地 盤 平 均 勾 配 (%)	下 水 管 渠 幹 線 延 長 (m)	幹 線 平 均 勾 配 (%)		
谷 端 川	(上)	1. 1 3	9 2 0	0. 2 5	
	(全)	1. 4 4	3, 3 8 0	0. 2 7	
桃 園 川	(上)	0. 7 0	1, 9 1 0	0. 2 6	
	(全)	1. 7 2	3, 9 4 0	0. 3 6	

注) 地盤平均勾配は下式によった。 $S = D \cdot L / A$ ただし, S : 地盤平均勾配 D : 等高線間隔 (m) L : 等高線総延長 (m) A : 排水区面積 (m²)				
--	--	--	--	--

表-4.2 幹線管渠の設計概要

	排除方式	降雨強度	確立年	確立強度式	流出係数	1人1日最大汚水量	時間最大汚水量	
東京都	合流式	50 mm/hr	35年	$i = \frac{5.000}{40+t}$	f = 0.5	540ℓ/人/day	810ℓ/人/hr	

S. 40年版公共下水道統計による。

(注) S 42, 43年度調査結果によると f = 0.7 位になっている。

表-4.3 観測地点概要

排水区名	区分	管渠形状, 規模	直線距離	勾配	横流入状況	交通量状況	雨量計設置場所と状況	備考
谷端川	下流	矩形 6.0 × 3.3 (m)	300 m	1.38 %	極小	小	板橋第二小学校校庭 板橋第五小学校 〃	水位2点観測
	上流	〃 3.5 × 4.9	400	1.60	小	無	真和中学校屋上	水位1点観測
桃園川	下流	〃 3.3 × 4.7	350	2.76	極小	〃	桃園第三小学校校庭 馬橋小学校校庭	〃
	上流	〃 3.0 × 3.9	130	3.02	小	〃	若杉小学校 〃	〃

査した結果によると、工種構成、地盤平均勾配、その他多少の差異はあるが、これら2排水区のみ資料からは明確な解答は得がたいようである。

(2) 雨量調査

雨量調査は、定常観測として日巻貯水型雨量計を使用し、内1ヶ所は長期巻(1ヶ月)雨量計を併設した。雨量観測所の位置は図-4.1に示す如く、排水区内に3ヶ所が均等に配分されるような場所を選定した。観測データはティーセン法によって流域平均雨量を求める。

尚、ティーセン分割の比率は、各々表-4.4、表-4.5に示すようになっている。

(3) 流出量調査

a) 洪水流量観測とH-Q曲線の作成

表-4.3および図-4.1に示すように、谷端川・桃園川両排水区とも上下流2ヶ所の定常時水位観測地点において、洪水流量観測を実施して同地点でのH-Q曲線を作成する。洪水流量の観測方法は、直線区間でのマンホールを利用して通常の河川や水路で行う観測方法を若干変更して次のように行なった。

(イ) 浮子は発光浮子を用いる。

(ロ) 浮子の吃水は、表面浮子(板浮子)

30cm、50cm、100cmの4種類を観

測時の水位によって適宜種類を変えて用いる。

(ハ) 水路巾が比較的狭いことと、見通し点および浮子投入点がマンホールに限られ見通しが悪い断面のはば中央に浮子を投入する断面内1点観測とした。

(ニ) 観測は、1時間おきおよび水位上昇高或いは下降高が約10cmおきに実施した。

(ホ) 第1見通し点あるいは第2見通し点の水路壁に水位標を設置し、浮子確認と同時に水位を測定した。

(ヘ) 計時は、ストップウォッチで第2見通し点で行なった。

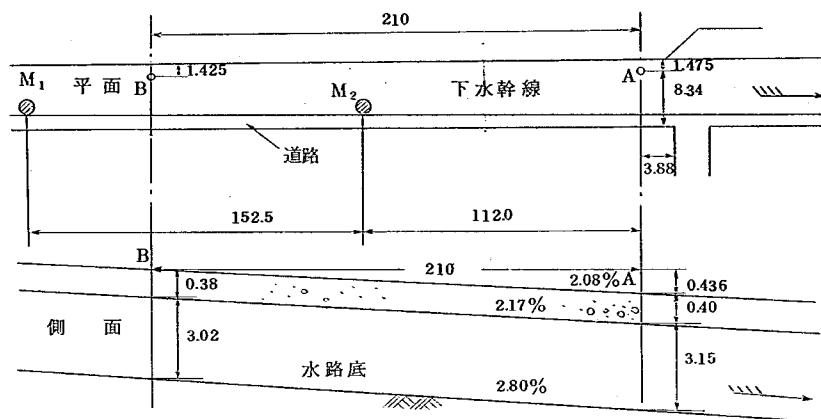
水位標による観測水位と自記水位計の水位を照合して観測水位に対する流積を求め、流速観測値とから観測流量を求める。尚浮子の更正係数は、建設省制定流量観測規定による表-4.6に示す値を用いた。各々観測地点の断面は図-4.2～4.6に示すようになっている。次に洪水流速観測値からmanningの公式を用いて粗度係数を逆算して水位と粗度係数の関係を求める。以上のようにして各観測地点の水位-流量曲線、水位-粗度係数の関

表-4.4 桃園川ティーセン係数表

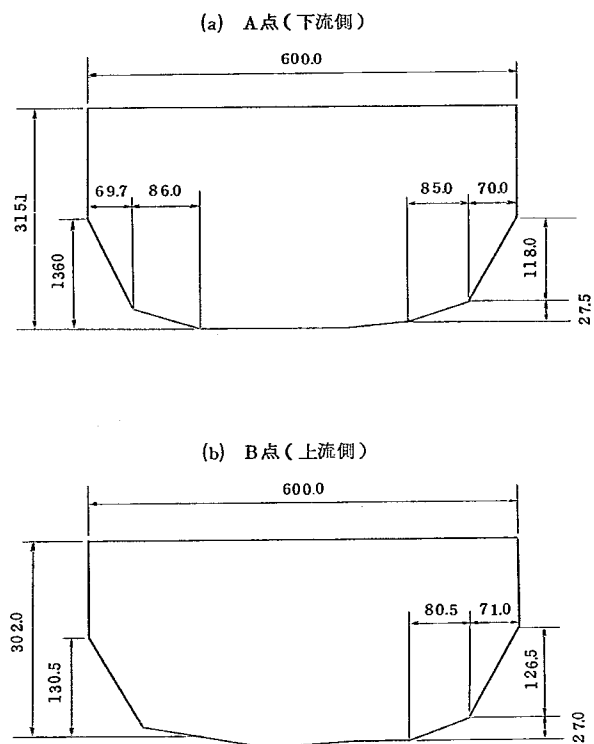
	若杉小	馬橋小	桃園第3
全 体	0.182	0.591	0.227
	—	0.773	0.227
	0.475	—	0.525
	0.182	0.818	—
上 流	0.622	0.378	—

表-4.5 谷端川ティーセン係数表

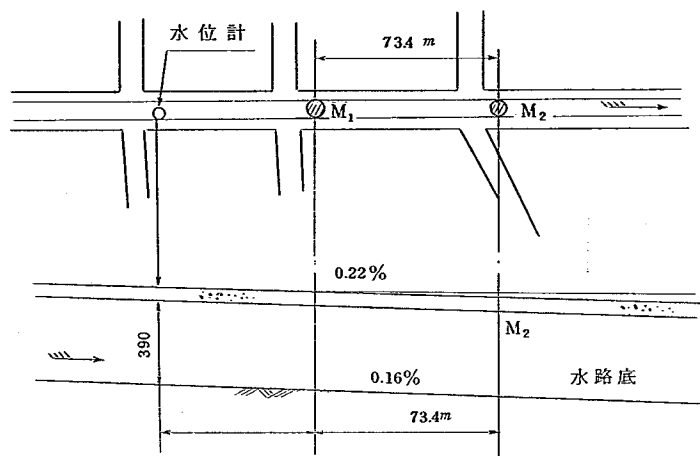
	板橋第2	板橋第5	真和中
全 体	0.069	0.495	0.436
	—	0.564	0.436
	0.368	—	0.632
	0.069	0.931	—



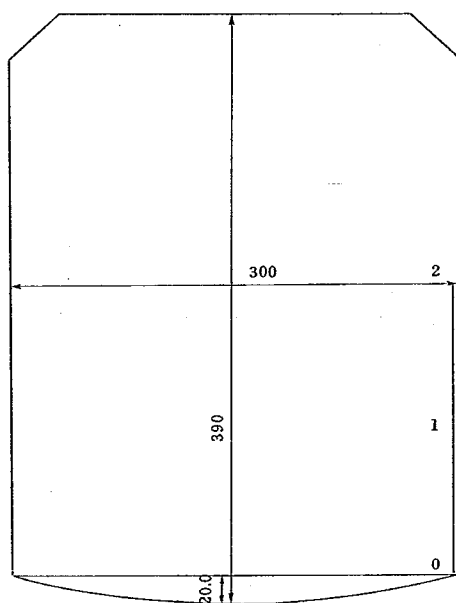
図一 4. 2 谷端川幹線水位観測地点・平面・側面図（下流側）



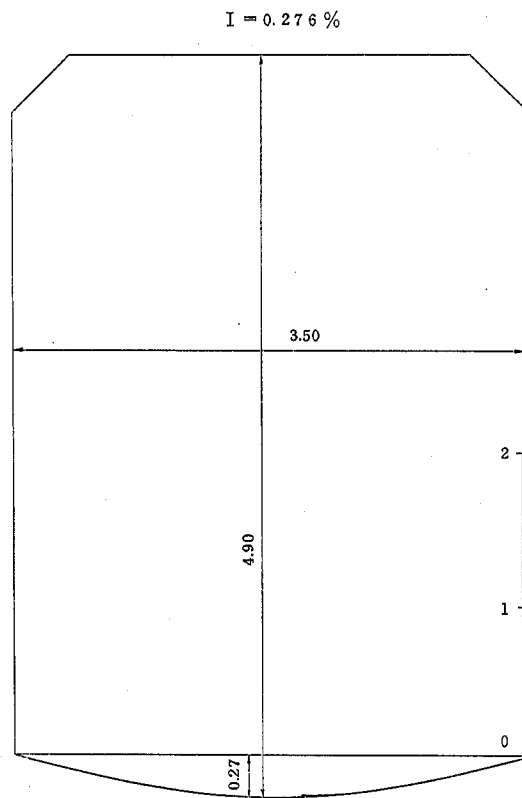
図一 4. 3 谷端川幹線水位測定地点断面図



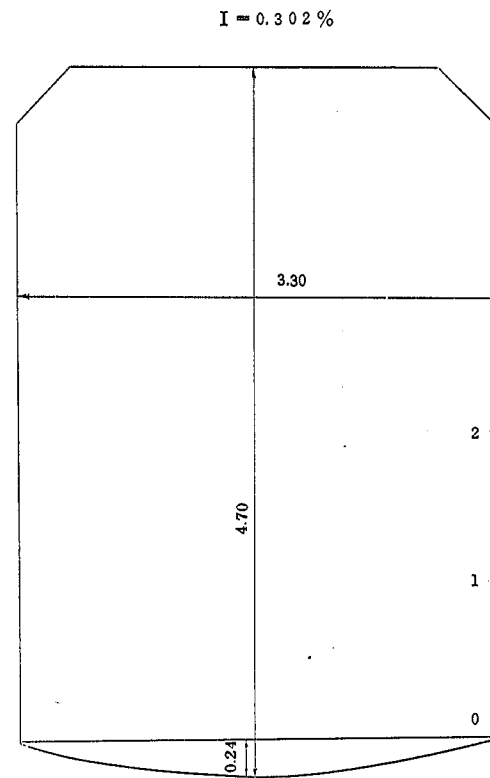
図一 4. 3 谷端川幹線上流水位観測地点平面・側面図



図一 4. 4 谷端川幹線上流水位観測地点断面図



图— 4. 5 桃园川幹線下流水位観測点横断面



图— 4. 6 桃园川幹線上流水位観測点横断面

表-4.6 浮子の吃水による流速の更正係数

浮子番号	表面浮子	1	2	3	4
浮子の吃水(m)	0	0.30	0.50	1.00	2.00
更正係数	0.80	0.85	0.88	0.91	0.94

係を求める。以下の流出量解析には、上記のH-Q曲線を下式によって水位-降雨強度に換算したH-q曲線が基礎になる。

$$q = \frac{Q}{A} \times 3.6 \times 10^6 \quad (4.1)$$

ただし Q: 流出量 (m^3/s)

A: 排水区面積 (m^2)

q: 換算降雨強度 (mm/hr)

b) 定常時水位観測

降雨は極めて任意性に富んだ自然現象であり、それに伴う雨水流出量を長期的に確実に観測を行なうには、幾多の制約条件を克服しなければならない。即ち、降雨がいつ始まって、いつ終わるかの正確な予想ができないこと。また都市域では、降雨と流出の時間差が極めて短かく短時間間隔の連続測定を行なわねばならないこと。あるいは設計降雨条件を満足する降雨が少ないこと、またきわめて悪条件の作業であり、夜間作業が多くなる等の労働条件の制約等々から、長期的に確実に観測を行なうためには、自動観測が必要であることは言うまでもないことである。

このようなことから定常時水位観測には土木研究所で開発した雨水流出量自動測定器を設置し上記の制約を克服しえた。本装置の機構の詳細については、参考文献「雨水流出量測定の自動化」¹⁸⁾に譲ることにするが、本器について簡単に説明を加えると、図-4.7に示すように送信部、受信部

および記録計とから主機構はなっており、2分または10分間隔に水位の測定を自動的に実行するものである。本観測では2分間隔に水位を自動測定するようにセットしている。写真-1~4は、各観測地点の様子を示したものである。これらの

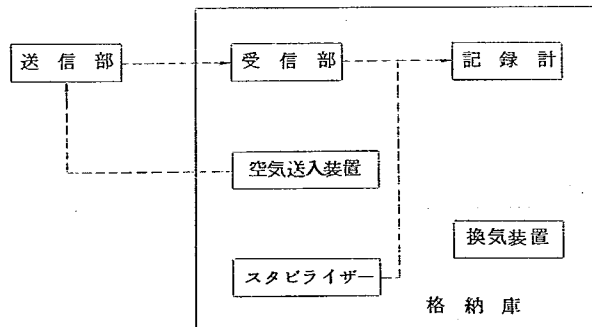


図-4.7 水位自動測定器構成図

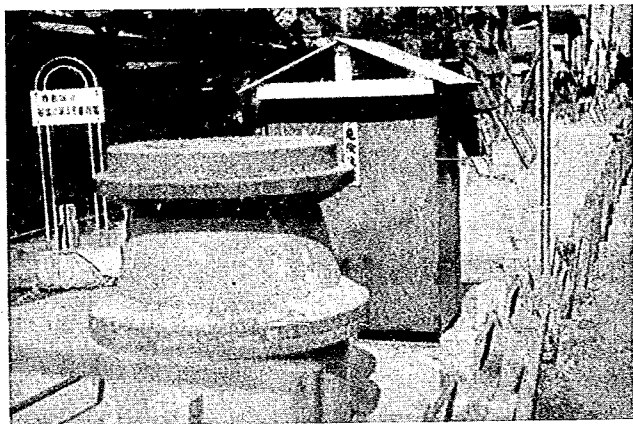


写真-1 谷端川上流水位観測所

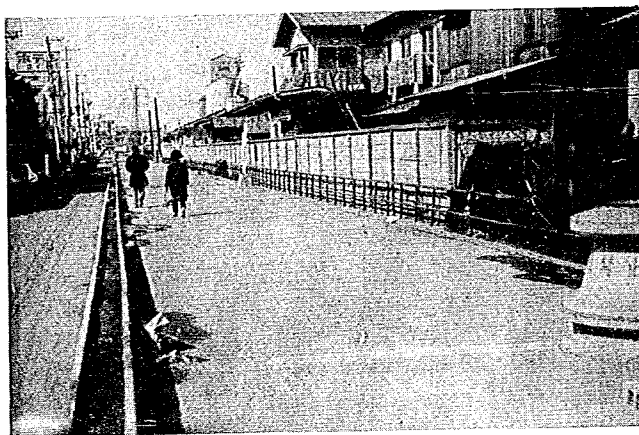
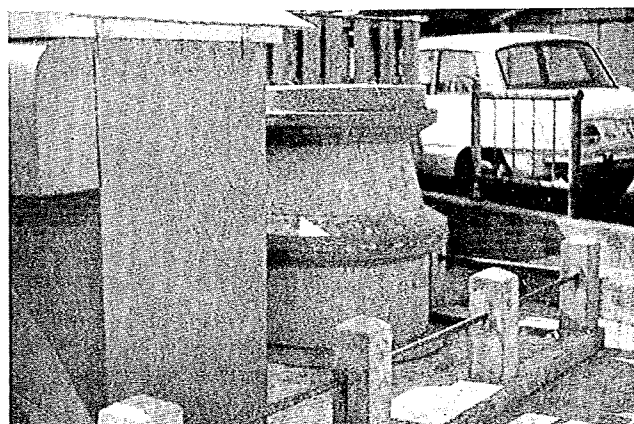


写真-2 谷端川下流水位観測所



写真－3 桃園川上流水位観測所



写真－4 桃園川下流水位観測所

観測結果による水位データの整理方法は，対象にした降雨の出水時の記録紙から5分間隔に水位を読みとり，前節で示したH-q曲線から雨量強度に換算する。図-4.8～図-4.11は，各水位観測地点のH-Q曲線を示している。

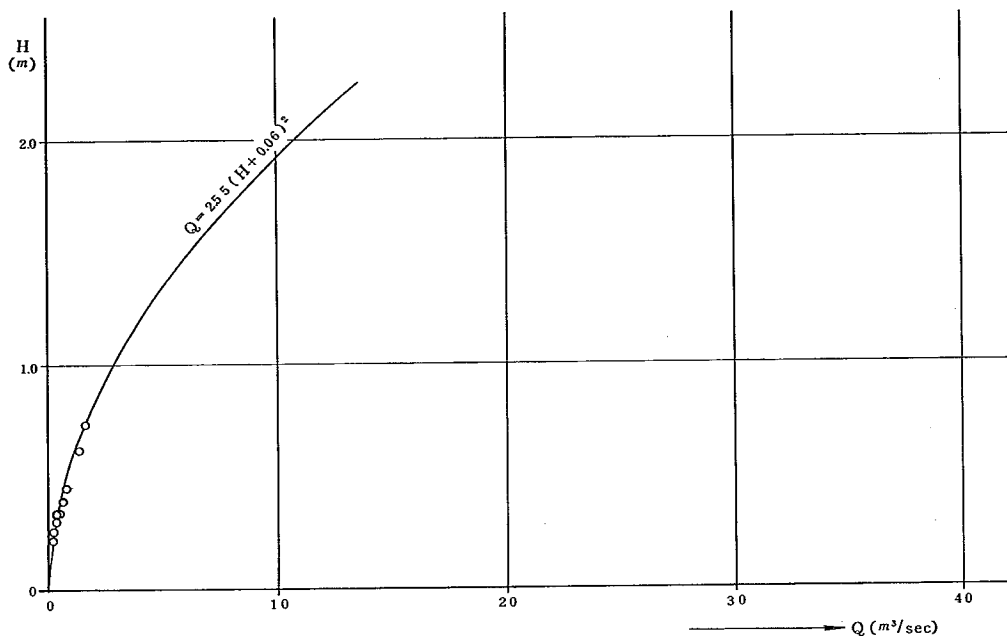


図-4.8 水位-流量曲線（谷端川上流）

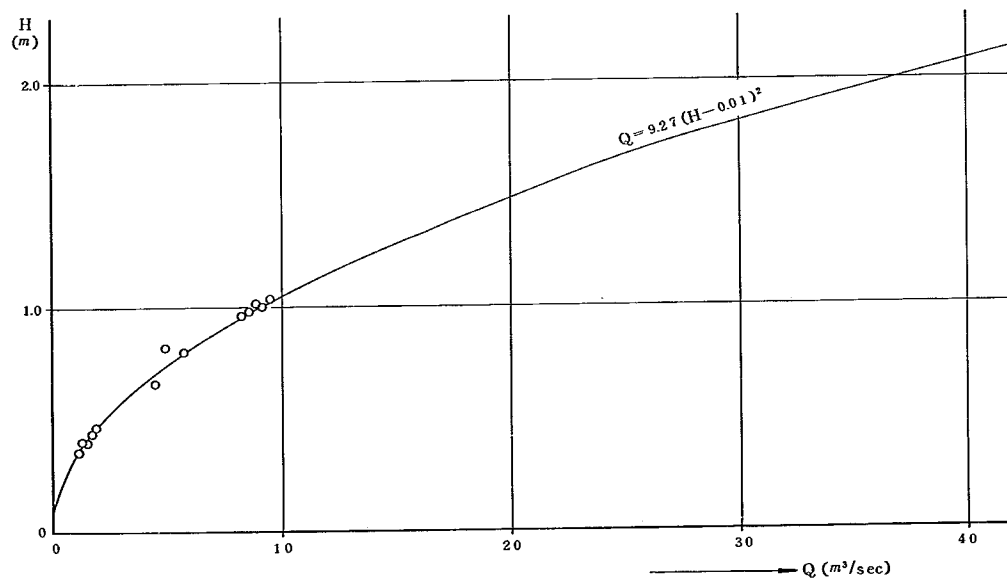


図-4.9 水位-流量曲線（谷端川下流）

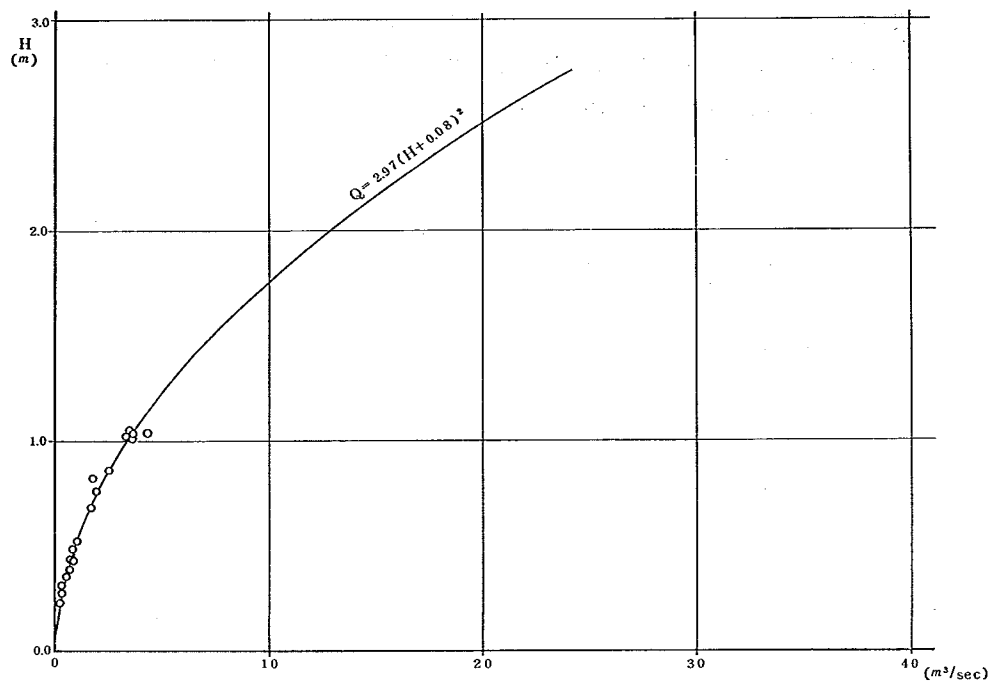


圖-4.1.0 水位—流量曲線（桃園川上流）

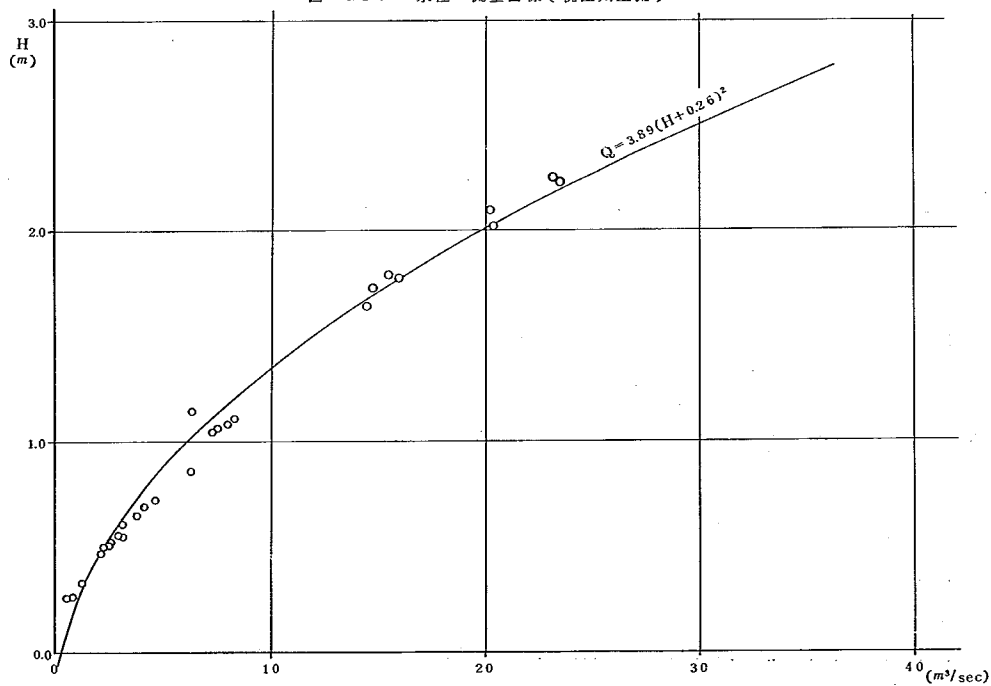


圖-4.1.1 水位—流量曲線（桃園川下流）

4.2 観測に基づくピーク流出係数

流出係数の求め方については、第2章4節で述べた如く、石原・高棹の理論に基づいて図一

4.1.2に示すようにして求める。但し、 $q_{\max}$ 、 i_{av} 、 $i(t)$ 、 $q(t)$ の単位は mm/hr である。

図一4.1.3のような多重降雨の場合には、図一4.1.4に示すように単一降雨に分離する。

ピーク流出係数の観測結果は、表一4.7に一括表示している。

4.2.1 観測結果の解析と考察

観測に基づくピーク流出係数(C_p)は、2・4節の(2.6)式から次式によって計算する。

$$C_p = q_{\max} / i_{av} \quad (4.2)$$

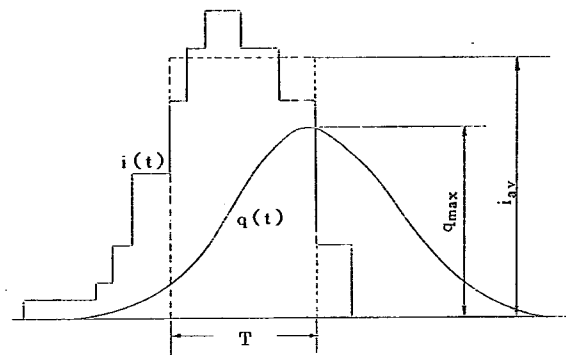
ただし C_p : ピーク流出係数

$q_{\max}$: ピーク流出量強度(mm/hr)

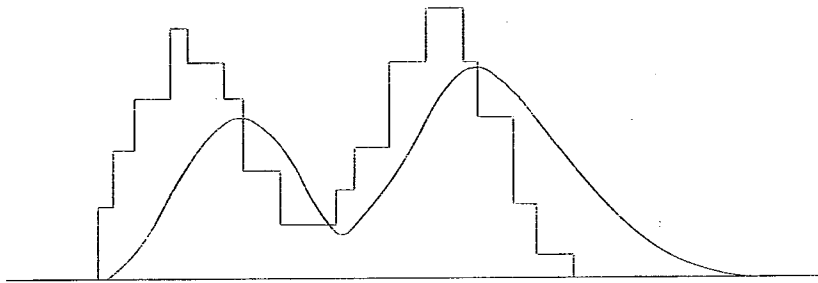
i_{av} : 流達時間内の平均雨量強度(mm/hr)

表一4.7に示した観測結果から各排水区別にピーク流出係数(C_p)と平均雨量強度(i_{av})との相関を図示すると、図一4.1.5～図一4.1.8に示すようになる。これらの相関関係を見たかぎりでは平均降雨強度が大きくなるとピーク流出係数はある一定値に近づくことを示している。特に桃園川上流での観測結果(図一4.1.7)では、極めて明瞭な関係が伺える。即ち、平均降雨強度が約 $10 mm/hr$ 以下では、両者の間に放物線関数的傾向を示し、 $10 mm/hr$ 以上では、ほとんど流出係数の値は一定値を示している。他排水区においても上記のような関係が大体みられるようである。これらの結果からピーク流出係数(C_p)の値は、 $0.6 \sim 0.8$ 位とみるのが妥当であろう。しかしこれらの少数の観測値のみから以上のような結論を下すのははなはだ危険ではある。というのは流出係数が降雨強度のみによって規定できるような単純な因子ではないことにある。即ち排水区内の水文現象は時々刻々変化するものであり、 $i \cdot A$ なる理論流量を減少させるのは、もっぱら土地の浸透能や凹地貯留のような、本来流出に先立つ要因であるのに、これを時間に無関係な流出係数なる係数で表現しようとするところに本来無理があるのである。こういった事を加味すると、浸透域では前期降雨の有無や大小が流出係数に大きく作用することは当然考えられることであるが、都市域では山地流域に比較して浸透域の割合は極めて小さいものであるため、山地流域にみるような明確な相関は表われにくいものと考えられるが、前年度の観測結果(谷端川)から C_p と先行降雨指標(API)の関係を示すと図一4.1.9に示すようにかなり明瞭な結果が得られている。このようなことから流出係数とAPIおよび降雨強度(i)の関係については、第3章で理論的に検討した結果を示しておいた。

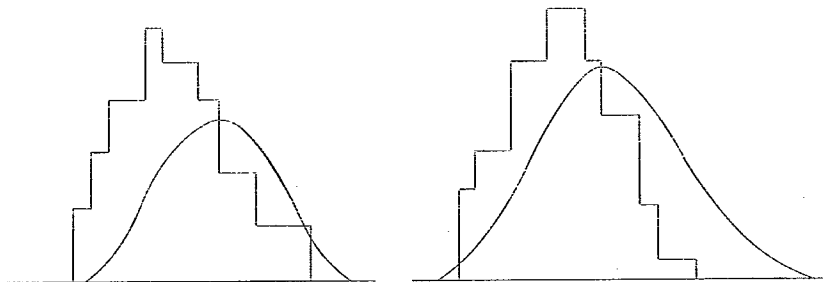
次に排水区の大小と流出係数の関係を少し検討してみよう。前述した如く、各排水区での観測結果によると平均降雨強度が約 $10 mm/hr$ 以上では大体流出係数は一定値になることを示している(図一4.1.5～図一4.1.8)。従ってこれらの結果から平均降雨強度が約 $10 mm/hr$ 以上では、各排水区について流出係数(C_p)の値は、上述の i_{av} には無関係に個有値を示すもの



図一 4.1 2 流出係数の求め方



図一 4.1 3 多重降雨の分離



図一 4.1 4 単一降雨に分離した場合

表-4.7 44年度観測結果

排水区名	観測月日	最大降雨強度 (mm/hr)	流達時間 (min)	平均降雨強度 (mm/hr)	ピーク流出 係数 C_p	総流出計数 C_t	不浸透率 (%)	摘 要
谷 端 川 (上 流)	6.19	39.6	15	26.4	0.045	0.220	47.4	ネグル
	6.21	60.0	20	8.4	0.571	0.324		
	6.25	16.8	25	9.1	0.879	0.406		
	8.23	42.0	10	36.0	1.012	0.947		
	9. 2	57.6	10	55.8	0.788	0.970		
	9. 7	54.0	15	41.6	0.692	0.700		
	9.16	56.4	10	54.0	0.763			
谷 端 川 (全 体)	6.19	39.6	20	24.8	0.151	0.373	53.2	ネグル
	6.21	60.0	35	8.9	0.506	0.452		
	6.25	16.1	55	1.07	0.467	0.375		
	8.23	27.1	20	17.6	0.864	0.551		
	9. 2	62.3	30	36.8	0.764	0.638		
	9. 7	60.8	20	37.4	0.521	0.662		
	9.16	44.0	35	24.6	0.549	0.588		
桃 園 川 (上 流)	4.30	11.3	35	4.9	0.19	0.16	44.2	
	5.11(1)	13.1	35	5.5	0.30	0.17		
	5.11(2)	13.6	40	8.9	0.74	0.31		
	5.17	62.7	20	39.5	0.85	0.55		
	5.19	8.8	35	5.1	0.50	0.38		
	5.30	20.4	40	11.7	0.76	0.41		
	6.3(1)	11.3	45	8.7	0.49	0.39		
	6.3(2)	13.9	30	10.0	0.64	0.53		
	6. 6	8.4	30	6.3	0.45	0.30		
	6.21	13.5	20	9.7	0.608	0.451		
	6.25	12.0	20	9.0	0.670	0.551		
	7. 5	18.0	25	9.6	0.760	0.571		
	7.23	4.2	20	2.5	1.080	0.797		
	8.28	123.0	10	89.4	0.706	0.835		
	9. 2	90.0	15	58.0	0.862	0.892		
	9. 7	102.0	15	52.0	0.775	0.623		
	9.16	78.7	15	57.0	0.895	0.780		
	9.17	35.3	25	22.1	0.832	0.576		
	9.21	26.3	25	19.9	0.759	0.671		
	10. 8	10.2	30	6.8	0.941	0.545		
	10.25	10.6	30	6.6	0.954	0.502		
桃 園 川 (全 体)	4.30	10.7	20	7.7	0.18	0.27	49.0	
	5.11(1)	—	—	—	—	—		
	5.11(2)	—	—	—	—	—		
	5.17	69.4	40	27.7	0.43	0.28		
	5.19	9.1	40	5.0	0.43	0.38		
	5.30	20.1	60	11.1	0.44	0.34		
	6.3(1)	10.9	60	8.7	0.36	0.32		
	6.3(2)	11.6	60	8.0	0.46	0.46		
	6. 6	7.6	45	5.6	0.37	0.29		
	6.21	9.7	50	6.4	0.531	0.301		
	6.25	10.1	45	8.4	0.464	0.338		
	7. 5	15.4	40	11.1	0.495	0.327		
	7.23	8.8	20	6.6	0.606	0.446		
	8.28	99.7	20	66.8	0.346	0.372		
	9. 2	66.4	30	37.2	0.597	0.620		
	9. 7	102.0	20	39.0	0.418	0.453		
	9.16	62.7	25	47.3	0.782	0.570		
	9.17	23.7	30	17.1	0.620	0.435		
	9.21	40.2	30	17.1	0.596	0.413		
	10. 8	12.4	45	7.8	0.487	0.382		
	10.25	10.9	45	7.6	0.750	0.414		

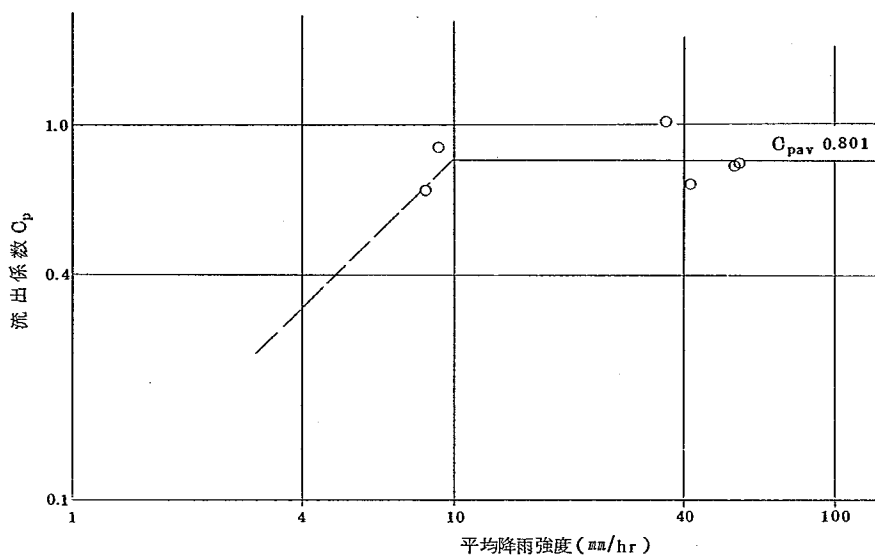


図-4.15 谷端川上流 $C_p - i_{av}$ 相関

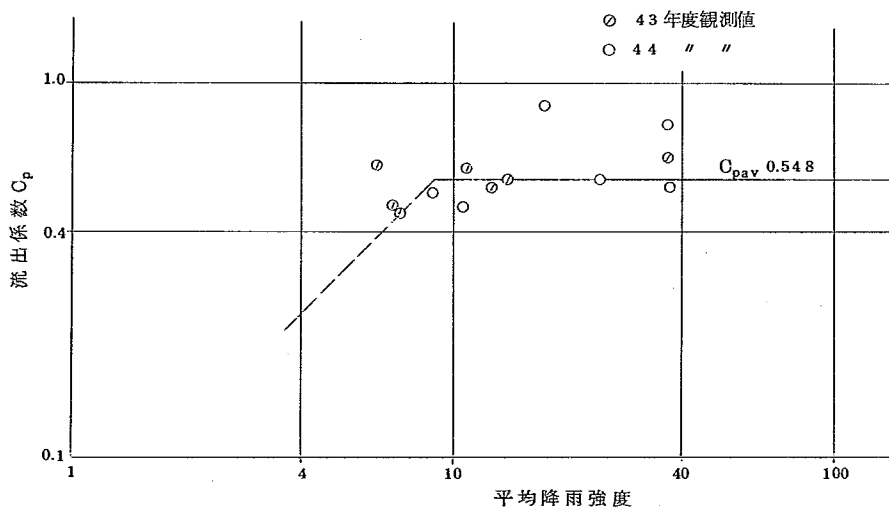


図-4.16 谷端川全体 $C_p - i_{av}$ 相関

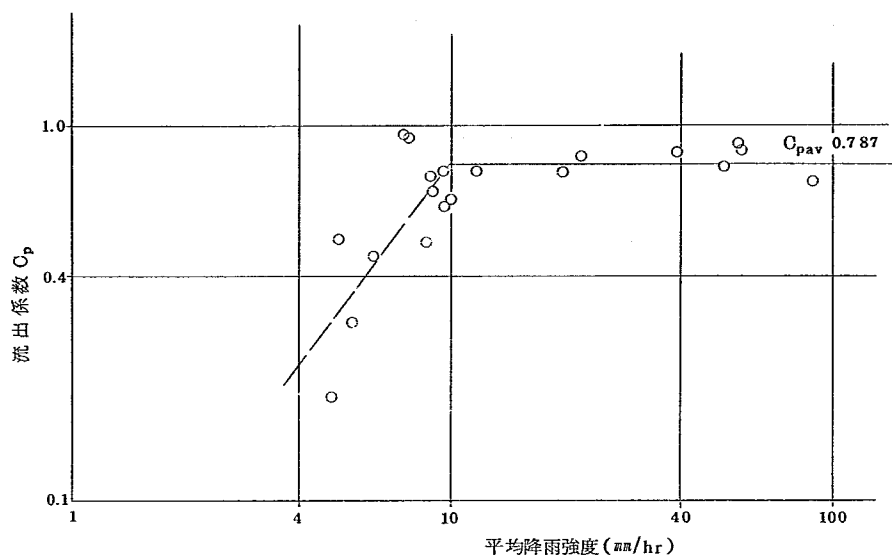


図-4.17 桃園川上流 $C_p - i_{av}$ 相関

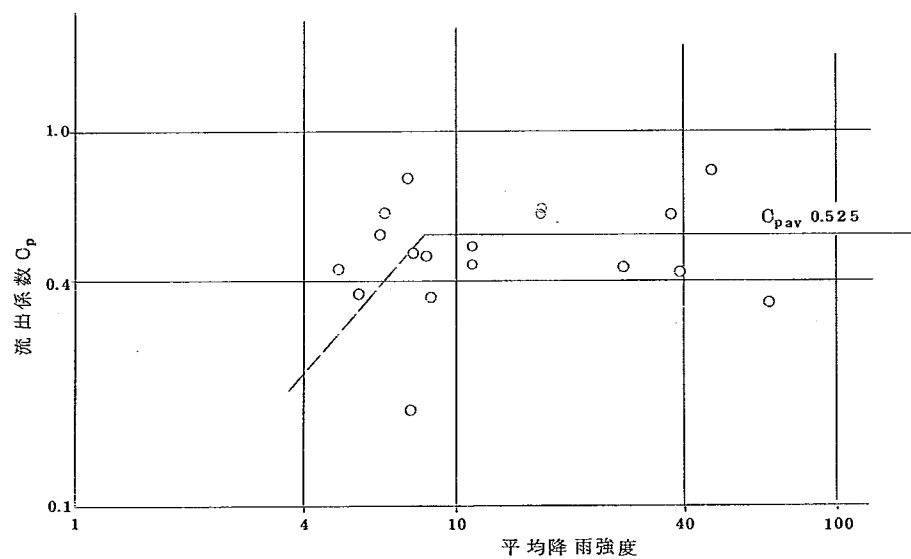


図-4.18 桃園川全体 $C_p - i_{av}$ 相関

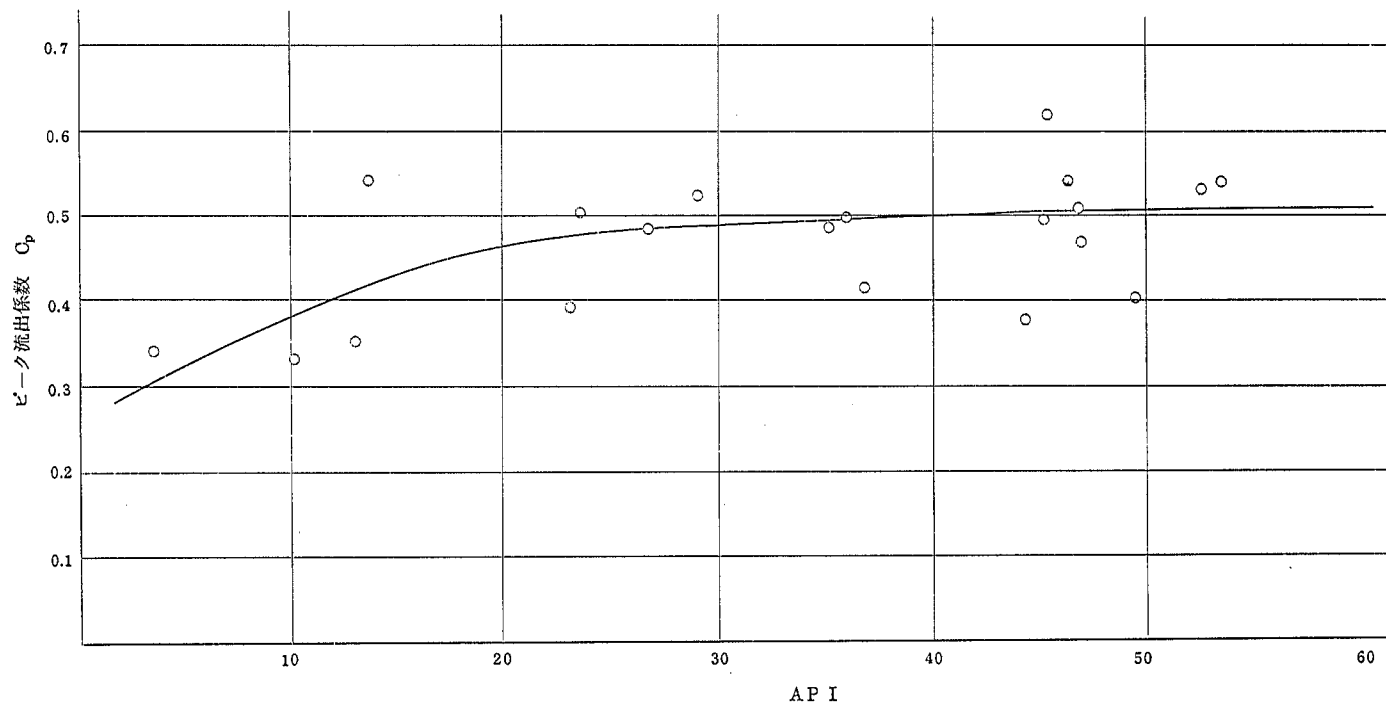


図-4.19 ピーク流出係数とAPI ($K = 0.9$, $n = 30$ 日)

と仮定しよう。その他流出係数に作用する要素として一応 $C_p - S$ (地盤平均勾配) の間には、 S が増加すれば C_p も増加するという関係があるものとする。これらの他前述したように、浸透・不浸透域の比率、即ち初期浸透能の大小が大きく流出係数に作用するものと考えられるが、これはもっぱら初期流量に大きく影響するものと考えられるためピーク流出係数には影響が小さいものとして無視して $C_p - (S/A)$ なる関係をみてみよう。各排水区に対する C_p の平均値および (S/A) の値は表-4.8 のようになっている。表の結果から $C_p - S/A$, $C_p - A$ の関係を図示すると図-4.20 に示すように、一般に排水面積が大きくなれば流出係数 (C_p) は小さくなることを示している。図-4.20 で $C_p - A$ の関数関係を求めると $C_p = K \cdot A + C$ として

$$C_p = -0.058 \cdot A + 0.845$$

ただし A : 排水区面積 (km^2) C_p : ピーク流出係数

表-4.8 排水区域特性と C_p の値

排水区名	C_p	排水面積	地盤平均勾配	S/A	摘 要
谷端川(上)	0.801	0.72 km^2	0.0113	0.0157	上位2個ネグル
〃 (全)	0.548	5.42	0.0114	0.0021	
桃園川(上)	0.787	1.042	0.0070	0.0067	
〃 (全)	0.525	5.106	0.0172	0.0034	

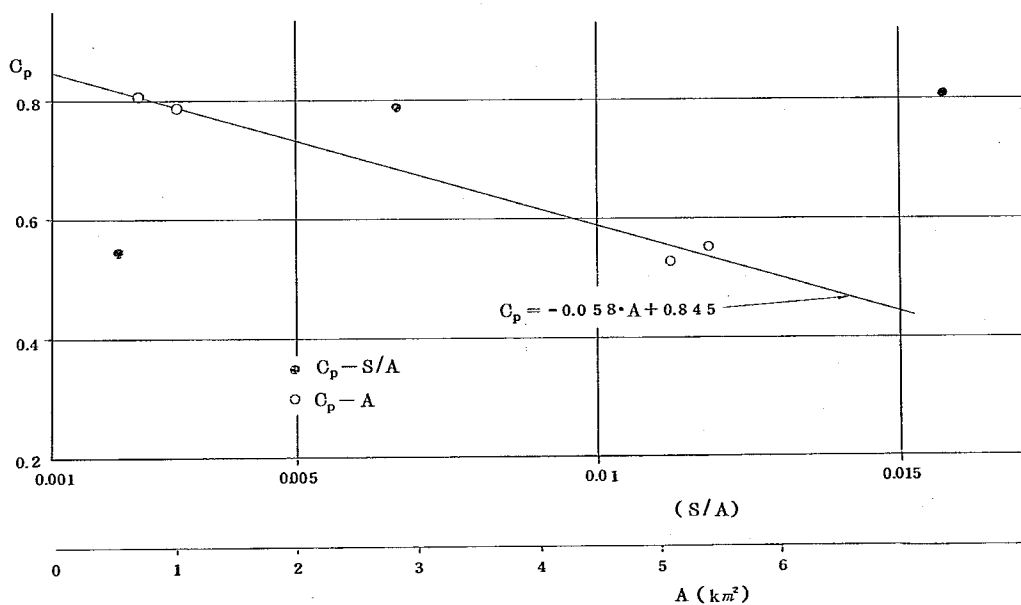


図-4.20 $C_p - S/A$, $C_p - A$ の相関

以上の関係は前節(4.1.2)でも指適したように比較した排水区の工種構成その他都市化過程が相括抗しているため流域面積(A)のみの関数としてかなり明確な相関を見出すことができたが、都市化過程がきわめて相違する場合には他の要素(例えば後述する都市化率等)を導入しないと上述したような明確な相関は得がたいだろう。いずれにしても都市化過程が同程度の排水区では、排水区域面積が大きくなる程ピーク流出係数は小さくなることを示している。以上のような事実は従来では、ほとんどが加味されなかったことであろう。

4.3 総流出係数

4.3.1 総流出係数の計算方法

総流出係数は、次式で与えられる。

$$C_t = \text{直接流出総量} / \text{総雨量} \quad (4.3)$$

ただし、直接流出総量 = 総雨量 - 総損失量

直接流出量としては、近似的に表面流出量(一次流出量)のみを取り扱い、中間流出あるいは基底流出は除いた。直接流出量として前述の3成分、即ち一次流出、中間、基底のどの部分までを対象にするかで総流出係数は非常に違った値となるので注意する必要がある。

4.3.2 観測結果

観測結果は、表-4.9に一括表示している。尚(4.3)式中の直接流出量としては、出水時の下水管渠内の総流量から同時刻の晴天時流量を差引いて直接流出量としている。晴天時の下水量は、時間帯や曜日によってかなり変動し一定していない。従って、各々、対象出水の1日前あるいは1週間前の晴天時流量を近似的に晴天時下水量とした。

4.3.3 観測結果の考察

1) 総雨量と総損失量の関係

一般的に総雨量が増加すると総損失量も増加するが、その増え方は漸次減少し、総雨量がある値以上になると総損失量は一定になる。河川等の普通の山地流域で中安博士¹³⁾は、総雨量、総損失量、流出係数の関係を次のように示している。

(a) 前期降雨のない場合

総雨量が100mm以上になると損失量は一定になる。その時の R_L は約64mmで、 C 、

R 、 R_L の関係は、

$$C = (R - R_L) / R = (R - 64) / R \quad (4.4)$$

(b) 総雨量 R が100mm以下の場合

$$\left. \begin{aligned} C &= a \cdot R^b \\ R_L &= R - a \cdot R^{b+1} \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

と表わしている。

表 - 4. 9 観 測 結 果

排水区名	観測 月日	総流出 係 数	総雨量 (mm)	直接流出 総量(mm)	総損失量 (mm)	排水区名	観測 月日	総流出 係 数	総雨量 (mm)	直接流出 総量(mm)	総損失量 (mm)
谷端川 (上流)	6.19	0.220	13.39	2.95	10.44	谷端川 (全体)	6.19	0.373	13.39	5.01	8.38
	6.21	0.324	34.09	11.04	23.05		6.21	0.452	34.09	15.43	18.66
	6.25	0.406	14.49	5.89	8.60		6.25	0.375	14.05	5.26	8.79
	8.23	0.947	29.80	28.24	1.56		8.23	0.551	37.93	20.91	17.02
	9. 2	0.970	32.69	31.68	1.01		9. 2	0.638	34.15	21.78	12.37
	9. 7	0.700	11.10	7.76	3.34		9. 7	0.662	14.59	9.66	4.93
	9.16						9.16	0.588	16.32	9.60	6.72
桃園川 (上流)	4.30	0.16	2.92	0.46	2.46	桃園川 (全体)	4.30	0.27	3.68	1.00	2.68
	5.11(1)	0.17	5.24	0.91	4.33		5.11(1)		4.41		
	5.11(2)	0.31	19.93	6.17	13.76		5.11(2)		15.75		
	5.17	0.55	20.37	11.28	9.09		5.17	0.28	17.58	4.97	12.61
	5.19	0.38	4.24	1.59	2.65		5.19	0.38	4.45	1.68	2.77
	5.30	0.41	16.64	6.85	9.79		5.30	0.34	16.32	5.47	10.85
	6.3(1)	0.39	26.36	10.23	16.13		6.3(1)	0.32	27.09	8.79	18.30
	6.3(2)	0.53	10.02	5.31	4.71		6.3(2)	0.46	9.97	4.56	5.41
	6. 6	0.30	12.91	3.89	9.02		6. 6	0.29	12.04	3.52	8.52
	6.21	0.451	37.78	7.03	20.75		6.21	0.301	34.64	11.28	23.36
	6.25	0.551	12.90	7.11	12.79		6.25	0.338	14.14	4.78	9.36
	7. 5	0.571	16.40	9.36	7.04		7. 5	0.327	18.88	6.18	12.70
	7.23	0.797	2.12	1.69	0.43		7.23	0.446	5.86	2.72	3.14
	8.28	0.835	25.3	21.2	4.1		8.28	0.372	26.2	9.70	16.5
	9. 2	0.892	31.7	26.2	5.5		9. 2	0.620	29.1	18.1	11.0
	9. 7	0.623	14.3	8.9	5.4		9. 7	0.453	14.3	6.5	7.8
	9.16	0.780	28.0	21.8	6.2		9.16	0.570	27.2	15.5	11.7
	9.17	0.576	19.8	11.4	5.5		9.17	0.435	18.4	8.0	10.4
	9.21	0.671	12.4	8.3	4.1		9.21	0.413	13.6	5.6	8.0
	10. 8	0.545	36.4	19.9	11.5		10. 8	0.382	36.2	13.8	22.4
	10.25	0.502	19.62	9.84	9.78		10.25	0.414	19.79	8.20	11.59

都市域では、上記値よりはるかに小さな値になるものと思われる。観測結果から総雨量と総損失量の関係を両対数紙にプロットするとほぼ直線関係があることがわかる。従って、両者の間には次の関係で表わすことができる。

$$\Sigma R_L = a \cdot \Sigma R^b \quad (4.6)$$

(4.6) 式中の係数 a , b は各排水区で各々表-4.10 のようになる。上述の結果は、図-4.21 ~ 図-4.24 に示している。相対的に上流域では両者の相関度が低い、全体流域で見ると極めて相関度は高いようである。(4.6) 式から総流出係数 (C_t) と総雨量 (ΣR) の間には次のような関係が見出せる。

$$C_t = (\Sigma R - \Sigma R_L) / \Sigma R = 1 - a \cdot \Sigma R^{b-1} \quad (b < 1) \quad (4.7)$$

(4.7) 式は、総雨量 (ΣR) が大きくなるほど総流出係数は大きくなることを示している。 $\Sigma R \rightarrow \infty$ となると $C_t = 1$ になる。(4.7) 式に表-4.10 に示した係数 a , b を代入すると各排水区での $C_t - \Sigma R$ の関係式を得ることができる。これらの関係式と観測値との関係を図示すると図-4.25 のようになる。観測値は非常に点のばらつきが大きいがある一定の傾向は知ることができる。即ち、総雨量が約 10 mm 以上では、ほとんど一定値を示すようになり、その増え方は非常に少ない。曲線群は、(4.7) 式による各排水区の計算値である。ここでも前節のピーク流出係数と同様に排水区面積が大きくなると総流出係数は小さくなる傾向を示している。前述したように、総損失量が大体一定になる値が 6.4 mm という山地の場合と比較すると、非常に小さくなっていることがわかる。

表-4.10 係数 a , b の一覧表

排水区名	a	b	計 算 式
谷端川 (上流)			
◇ (全体)	0.767	0.836	$\Sigma R_L = 0.767 \Sigma R^{0.836}$
桃園川 (上流)	0.653	0.864	$\Sigma R_L = 0.653 \Sigma R^{0.864}$
◇ (全体)	0.701	0.943	$\Sigma R_L = 0.701 \Sigma R^{0.943}$

表-4.10(1) 総流出係数 C_t と ΣR の関係

谷端川 (上流)	$C =$
◇ (全体)	$C = 1 - 0.767 \Sigma R^{-0.164}$
桃園川 (上流)	$C = 1 - 0.653 \Sigma R^{-0.136}$
◇ (全体)	$C = 1 - 0.701 \Sigma R^{-0.057}$

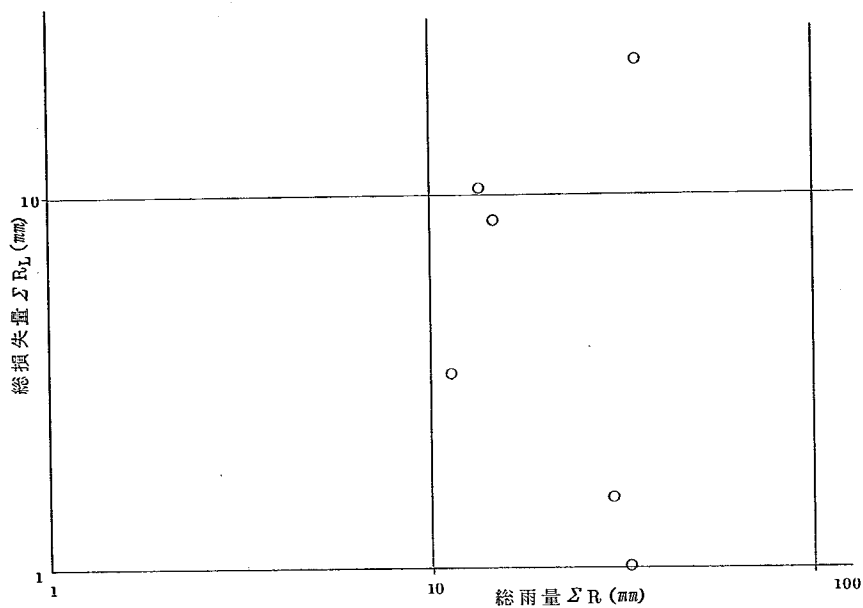


図-4.21 谷端川上流 $\Sigma R_L - \Sigma R$

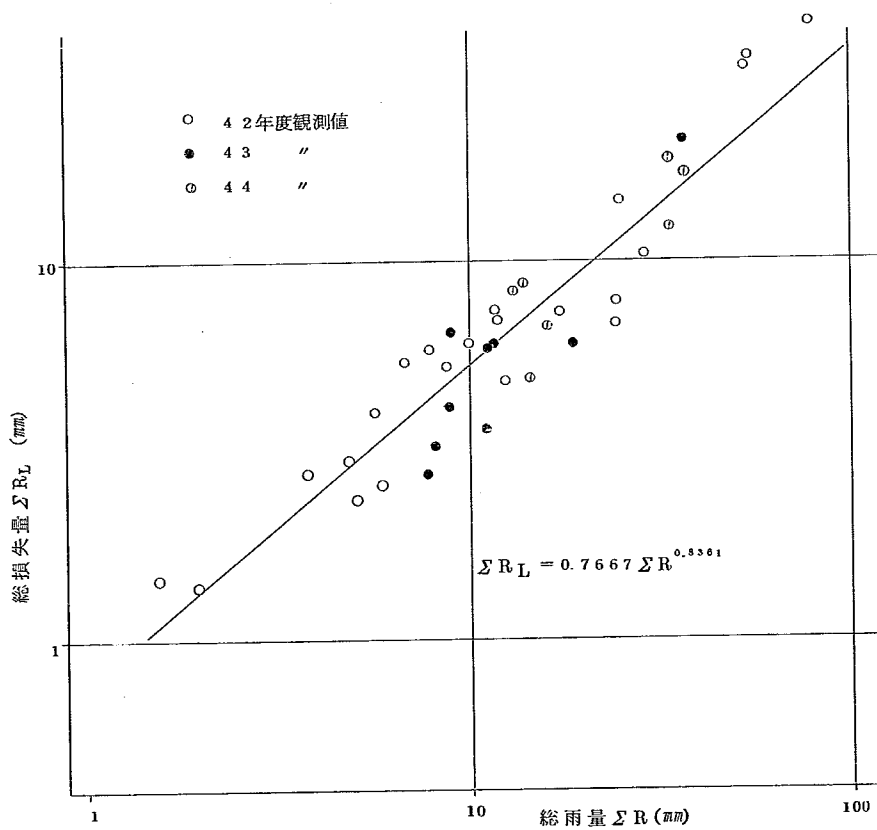


図-4.22 東京都谷端川(全体) $\Sigma R_L - \Sigma R$

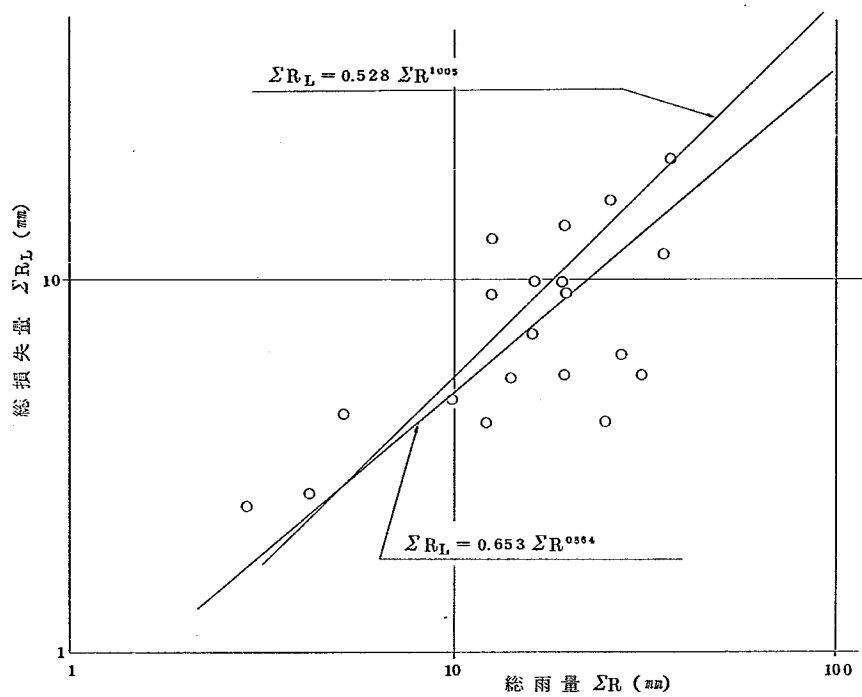


図-4.2.3 桃園川上流 $\Sigma R_L - \Sigma R$

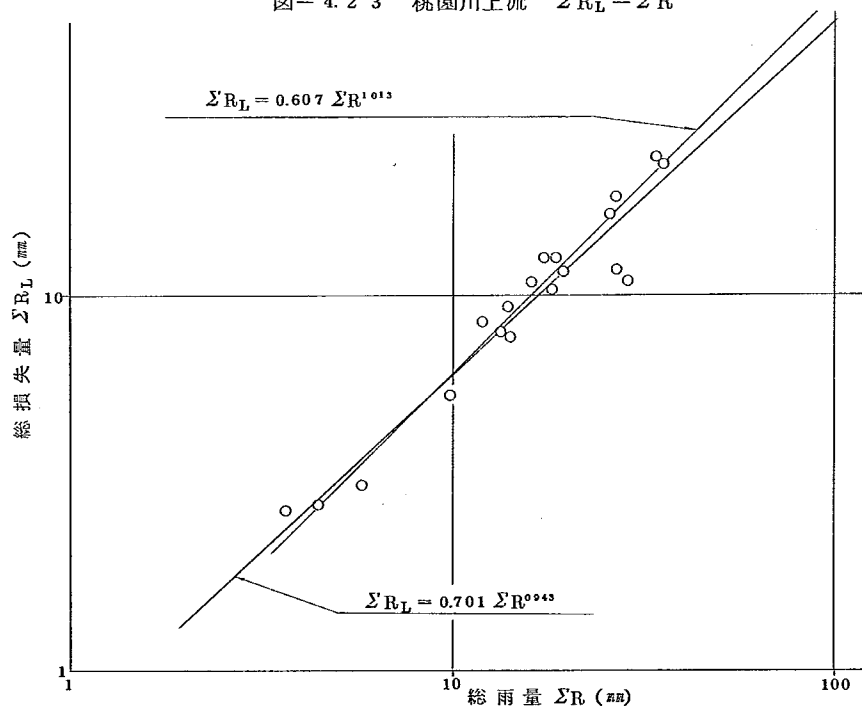
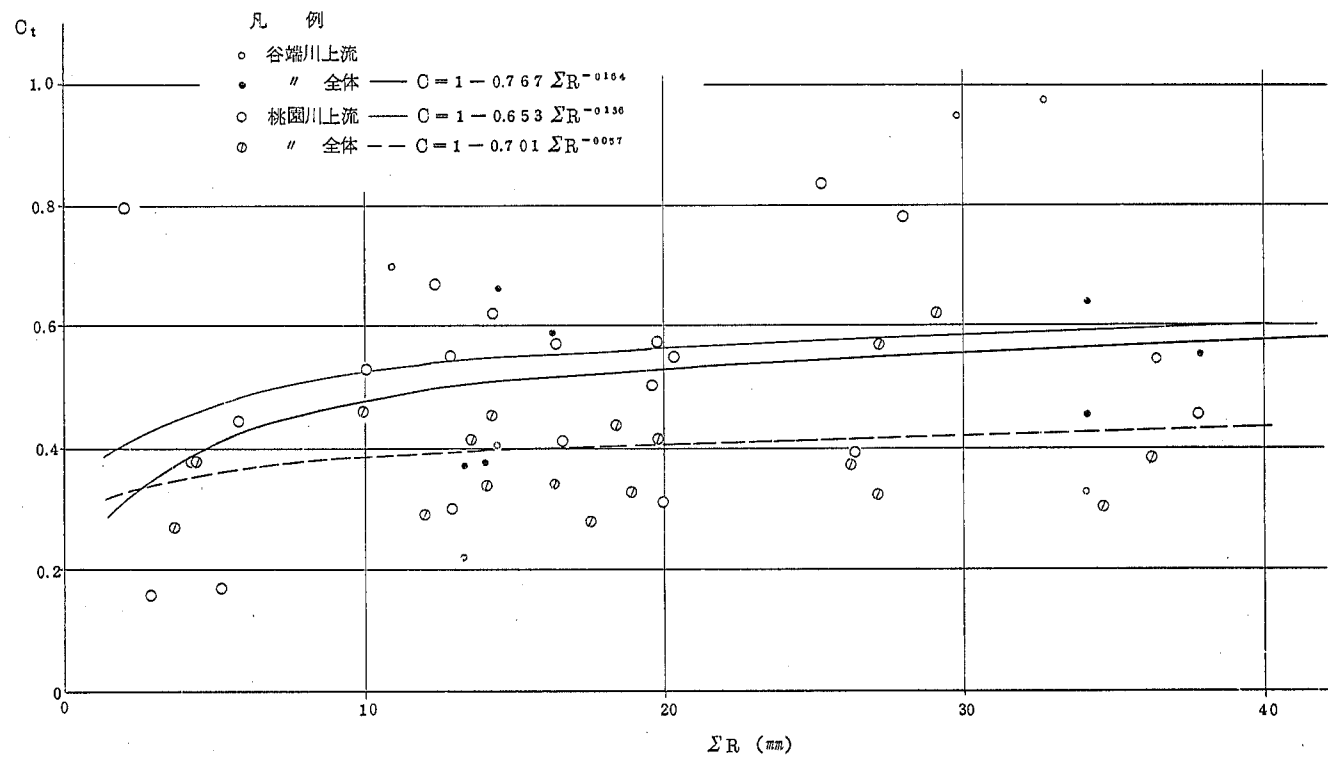


図-4.2.4 桃園川全体 $\Sigma R_L - \Sigma R$



図—4.25 総流出係数と総雨量の相関

4.4 実験式の流出係数とピーク流出係数，総流出係数との比較

4.4.1 実験式の流出係数計算方法

多数の実験式のうち，本節では一般に広く使用されてきたビュルクリー・チーグラ公式およびブリックス公式の2つについて観測結果から流出係数 C を求めてみた。

1) ビュルクリー・チーグラ公式の流出係数

$$Q_p = C' R \cdot A \sqrt[4]{S/A} \quad \text{から} \quad C' = Q_p / R \cdot A \sqrt[4]{S/A} \quad (4.8)$$

ただし R : 最大60分降雨量(mm)

S : 地盤平均勾配(%)

A : 排水面積(ha)

Q_p : ピーク流量(m^3/s)

2) ブリックス公式の流出係数

$$Q_p = C'' R \cdot A \sqrt[4]{S/A} \quad \text{から} \quad C'' = Q_p / R \cdot A \sqrt[4]{S/A} \quad (4.9)$$

ただし，記号の意味は1)に同じである。

上記の2式に実測値を代入して C' ， C'' を求めた。 R は降雨ピーク値をはさんだある区間の1時間雨量のうち最大値を取った。但し，流出ピーク時の降雨を1時間の算終の値としえるような場合には，流出ピーク時の降雨を終端に降雨ピークをはさんだ1時間雨量を R の値とした。以上の計算結果は表-4.1.1に一括表示した。

4.4.2 考 察

合理式によるピーク流出量 Q_{max} と実験式による流出量が仮りに等しいものとする，両者の流出係数 C の間には，

$$C_p = C' \sqrt[4]{S/A} \quad \text{or} \quad C'' \sqrt[4]{S/A} \quad (4.10)$$

なる関係があり，合理式のピーク流出係数 C_p に比べて実験式の C' あるいは C'' は，必然的に大きな値を示すことは明らかである。表-4.1.1によると，ピーク流出係数，総流出係数は大体1より小さく，従来使用されている値に極めて近い値といえる。しかし実験式による流出係数値は，ほとんど1より大きくそのレンジも大きくなっている。

従来実験式が広く用いられてきた原因は，実験式が作られた国の地形が我が国の地形に似ているということしか直接にはみいだせない。しかし，使用の動機になっているものは，上記の事項以外に合理式に対する批判があると思われる。この批判に対して実験式は遅滞係数 $f = \sqrt[4]{S/A}$ という項の存在で一見この問題が解決されたものの如くうつるのであろう。しかし，実験式が従来通りの定義のもとで使用された場合，実測流量に対して過小値を与えることは事実のようである。従って，実験式を用いた都市にあつては，使用に当り計算した管渠断面にかなりの安全率をみていたり，設計降雨 R を合理式による方法で求めたり，流出係数を若干過大にしたりしているようである。ところが前述した如く，流出係数にしても，合理式のそれ

表-4.1.1 流出係数の比較

排水区名	観測 月日	ピーク流出 係数 C_p	総流出 係数 C_t	実験式 $n=4, C'$	実験式 $n=6, C''$	排水区名	観測 月日	ピーク流出 係数 C_p	総流出 係数 C_t	実験式 $n=4, C'$	実験式 $n=6, C''$
谷端川 (上流)	6.19	0.045	0.220	0.179	0.153	谷端川 (全体)	6.19	0.150	0.373	0.906	0.671
	6.21	0.571	0.324	1.193	1.015		6.21	0.506	0.452	1.357	1.035
	6.25	0.879	0.406	1.540	1.311		6.25	0.467	0.375	1.495	1.107
	8.23	1.012	0.947	3.002	2.555		8.23	0.864	0.551	1.844	1.456
	9.2	0.788	0.970	4.578	4.049		9.2	0.764	0.638	2.093	1.550
	9.7	0.692	0.700	4.081	3.473		9.7	0.521	0.662	3.283	2.431
	9.16	0.763					9.16	0.549	0.588	1.989	1.472
桃園川 (上流)	4.30	0.19	0.16			桃園川 (全体)	4.30	0.18	0.27		
	5.11(1)	0.30	0.17				5.11(1)				
	5.11(2)	0.74	0.31				5.11(2)				
	5.17	0.85	0.55				5.17	0.43	0.28		
	5.19	0.50	0.38				5.19	0.43	0.38		
	5.30	0.76	0.41				5.30	0.44	0.34		
	6.3(1)	0.49	0.39				6.3(1)	0.36	0.32		
	6.3(2)	0.64	0.53				6.3(2)	0.46	0.46		
	6.6	0.45	0.30				6.66	0.37	0.29		
	6.21	0.608	0.451	1.530	1.220		6.21	0.531	0.301	1.098	0.828
	6.25	0.670	0.551	1.686	1.345		6.25	0.464	0.338	1.105	0.833
	7.5	0.760	0.571	2.316	1.848		7.5	0.495	0.327	1.450	1.096
	7.23	1.080	0.797	4.699	3.749		7.23	0.606	0.446	2.119	1.597
	8.28	0.706	0.835	4.552	3.902		8.28	0.346	0.372	2.106	1.586
	9.2	0.862	0.892	3.329	2.656		9.2	0.597	0.620	2.354	1.774
	9.7	0.775	0.623	5.541	4.393		9.7	0.418	0.453	2.642	1.991
	9.16	0.895	0.780	3.544	2.828		9.16	0.782	0.570	3.352	2.526
	9.17	0.832	0.576	2.847	2.272		9.17	0.620	0.435	1.988	1.498
	9.21	0.759	0.671	2.426	1.935		9.21	0.596	0.413	1.846	1.390
	10.8	0.941	0.545	1.740	1.388		10.8	0.487	0.382	1.284	0.968
	10.25	0.954	0.502	2.625	2.094		10.25	0.750	0.414	2.320	1.748

とは、根本的に相違することは明確であり、合理式と同様な観点に立つたのでは、実流出量を求めることは不可能である。現在あるいは将来は、この実験式に変わってますます合理式が多用されるものと考えられる。

4.5 流達時間の実態

4.5.1 流達時間の求め方

観測した降雨量および流出量の時間曲線より、石原・高棹の理論に基づいて図式的に求める。

図-4.12に示すTを求める流達時間である。

4.5.2 観測結果

観測結果は、表-4.12に示すとおりである。流達時間と平均降雨強度との関係を示すと

図-4.26～図-4.29のように両対数紙にプロットするとほとんど直線関係にあることがわかる。尚谷端川下流については、昭和42、43年度に建設省で実施した観測結果をも増補したものである。

4.5.3 考察

図-4.26以下にみる如く、流達時間と平均降雨強度との間には指数関係があり、平均降雨強度が大きくなると流達時間は短くなる。両者の関係を $T = K i_{av}^p$ とおき、各排水区について係数kおよびpを求めると次のようになる。

- | | |
|----------|------------------------------|
| 1) 谷端川上流 | $T = 5.5284 i_{av}^{-0.416}$ |
| 2) 〃 全体 | $T = 8.6099 i_{av}^{-0.326}$ |
| 3) 桃園川上流 | $T = 6.5599 i_{av}^{-0.363}$ |
| 4) 〃 全体 | $T = 9.7387 i_{av}^{-0.356}$ |

大体下水道管渠設計で採用される降雨強度程度になると、おおむね一定値に近づくようである。一般に都市化が進むほど流達時間は短くなる。即ち降雨のピークと出水のピークの時間差が短くなる。上記の谷端川流域と桃園川流域を比較した場合、わずかに谷端川流域の方が都市化が進んでいるといえる。

流達時間については、第3章でもふれた如く、流入時間(Inlets time)と流下時間(Time of flow in the storm drains above the point in question)の和で構成される。こういったわけで直接流達時間を測定することは厳密には不可能である。特に流入時間の測定ははなはだ困難である。したがって、ここでは間接的に図式法によったわけで多少の誤差は覚悟せねばならないだろう。この流入時間については、第3章でも理論的な計算方法を示した(詳細は第5章で詳述する)。この計算式を導入するためにも、流達時間あるいは流入時間の実態値の集積が重要な布石となる。即ち、これらの実態値から単位排水区の等価粗度係数を知ることができ、この等価粗度係数をあらゆる種類の排水区で集積することによって

表-4.12 流達時間の実態値

排水区名	観測 月・日	流達時間 T(min)	最大降雨 強度 (mm/hr)	平均降雨 強度 (mm/hr)	排水区名	観測 月・日	流達時間 T(min)	最大降雨 強度 (mm/hr)	平均降雨 強度 (mm/hr)
谷端川 (上流)	6.19	15	39.6	26.4	谷端川 (全体)	6.19	20	39.6	24.8
	6.21	20	60.0	8.4		6.21	35	60.0	8.9
	6.25	25	16.8	9.1		6.25	55	16.1	10.7
	8.23	10	42.0	36.0		8.23	20	27.1	17.6
	9.2	10	57.6	55.8		9.2	30	62.3	36.8
	9.7	15	54.0	41.6		9.7	20	60.8	37.4
	9.16	10	56.4	54.0		9.16	35	44.0	24.6
桃園川 (上流)	4.30	35	11.3	4.9	桃園川 (全体)	4.30	20	10.7	7.7
	5.11(1)	35	13.1	5.5		5.11(1)			
	5.11(2)	40	13.6	8.9		5.11(2)			
	17	20	62.7	39.5		5.17	40	69.7	27.7
	19	35	8.8	5.1		5.19	40	9.1	5.0
	30	40	20.4	11.7		5.30	60	20.1	11.1
	6.3(1)	45	11.3	8.7		6.3(1)	60	10.9	8.7
	6.3(2)	30	13.9	10.0		6.3(2)	60	11.6	8.0
	6.6	30	8.4	6.3		6.6	45	7.6	5.6
	6.21	20	13.5	9.7		6.21	50	9.7	6.4
	6.25	20	12.0	9.0		6.25	45	10.1	8.4
	7.5	25	18.0	9.6		7.5	40	15.4	11.1
	7.23	20	4.2	2.5		7.23	20	8.8	6.6
	8.28	10	123.7	89.4		8.28	20	99.7	66.8
	9.2	15	90.0	58.0		9.2	30	66.4	37.2
	9.7	15	102.0	52.0		9.7	20	102.0	39.0
	9.16	15	78.7	57.0		9.16	25	62.7	47.3
	9.17	25	35.3	22.1		9.17	30	23.7	17.1
	9.21	25	26.3	19.9		9.21	30	40.2	17.1
	10.8	30	10.2	6.8		10.8	45	12.4	7.8
	10.25	30	10.6	6.6		10.25	45	10.9	7.6

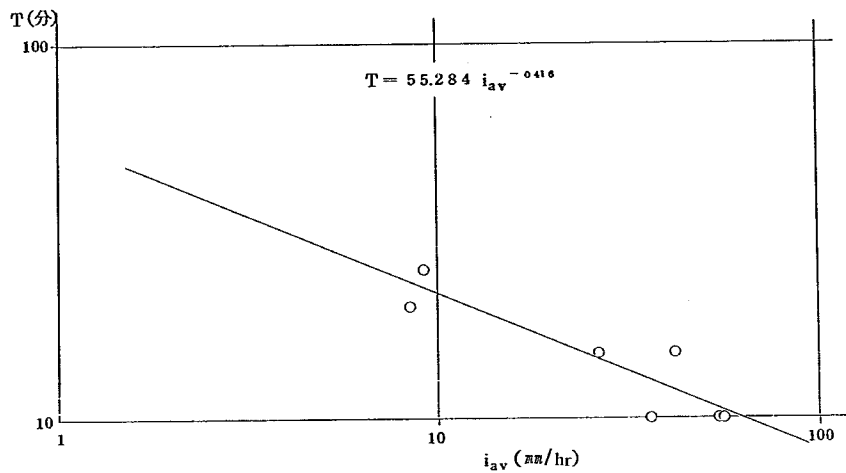


図-4.26 谷端川上流 $T - i_{av}$

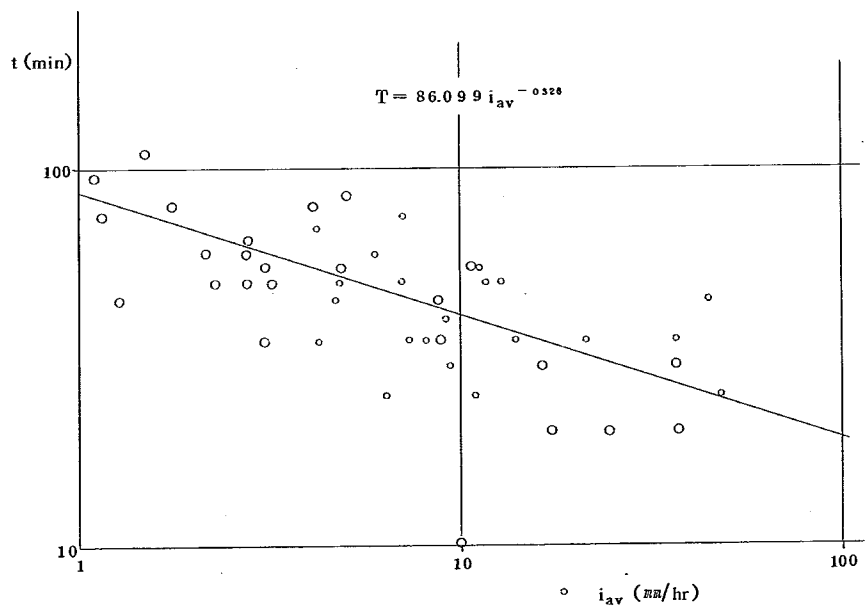
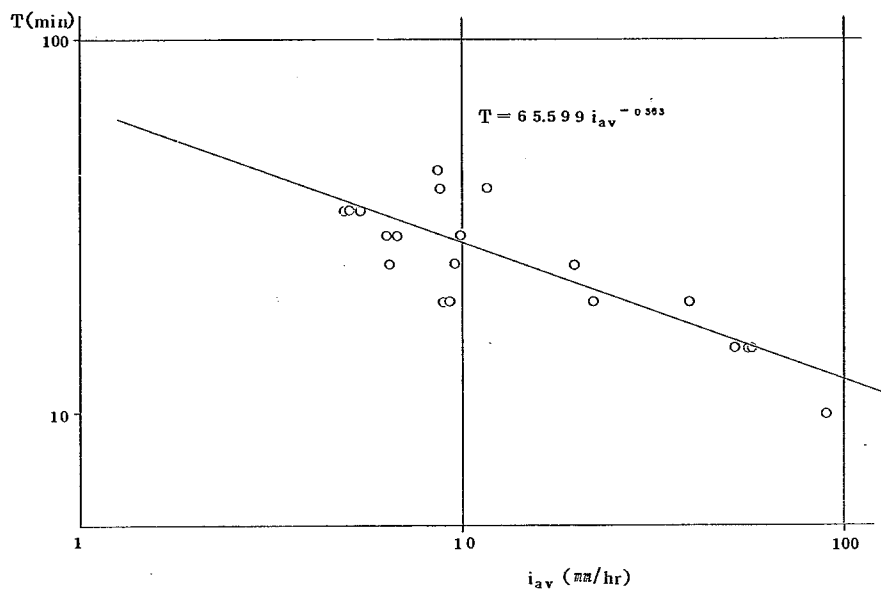
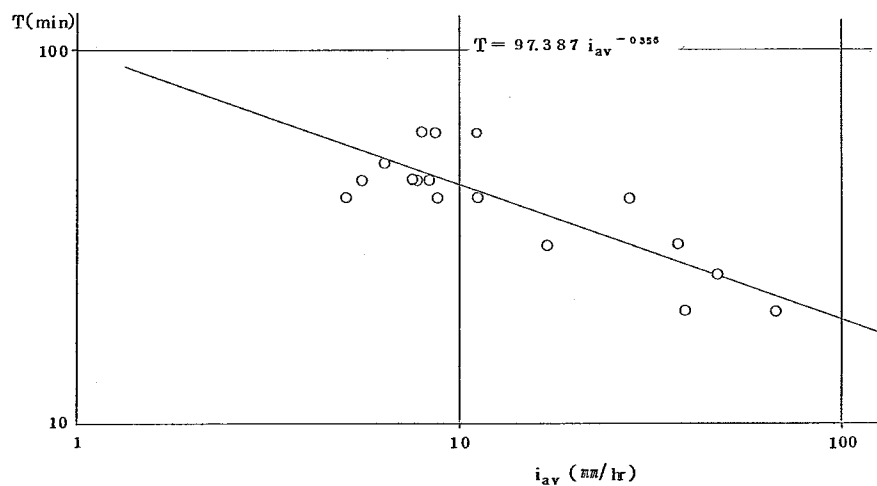


図-4.27 東京都谷端川(全) $T - i_{av}$



圖—4.28 桃園川上流 $T - i_{av}$



圖—4.29 桃園川下流 $T - i_{av}$

(3.1)～(3.3) 式を一般的に適用可能になる。このような資料の集積によって、従来最もあいまいな数値であった流入時間についても今後計算によってある程度妥当な値を見積ることも可能となろう。

4.6 流入時間と流下時間

4.6.1 流入時間と流下時間の分離の仕方

前節でも述べたように流入時間を直接求めるのは極めて困難であるため、幹線管渠延長から流下時間を求め、流入時間は $t_1 = T - t_2$ として求める方法を取った。この流下時間の計算法は、第3章でも若干ふれたように、洪水伝播速度 (w) から $t_2 = \ell/w$ として計算した。上記の洪水伝播速度 w は近似的に次のように表わせる。

$$w = \left(1 + \frac{2}{3\epsilon} \right) u \quad (4.11)$$

ただし、 u は平均流速であり、 ϵ は管渠の断面形状係数で $\epsilon = \frac{R}{A} / \frac{dR}{dA}$ で定義される。この断面形状係数 ϵ の値は、広矩形断面では $\epsilon = 1$ になるが、一般の矩形断面では、水深 h の関数となり、 $\epsilon = 1 + \frac{2h}{B}$ となる。従って前者の場合には、 $w = \frac{5}{3}u$ で求められるが、後者、即ち一般の矩形断面では次式のように表わせる。

$$w = \left\{ 1 + \frac{2 \cdot B}{3(B + 2h)} \right\} \cdot u \quad (4.12)$$

従って流下時間 t_2 は (4.12) 式から

$$t_2 = \ell/w = \ell / \left\{ 1 + \frac{2 \cdot B}{3(B + 2h)} \right\} \cdot u \quad (4.13)$$

ただし、 t_2 : 流下時間 (sec)

ℓ : 幹線管渠延長 (m)

B : 水路幅 (m)

h : 流下水深 (m)

u : h の時の平均流速 (m/sec)

となる。(4.13) 式から流下時間 t_2 を求めると、前述した如く、

$$t_1 = T - t_2 \quad (4.14)$$

ただし、 t_1 : 流入時間 (min)

T : 流達時間 (min)

t_2 : 流下時間 (min)

として、流入時間と流下時間を分離した。

4.6.2 流入時間の実態

流入時間、流下時間の観測結果は表-4.1.3に示した。表-4.1.3に示した観測結果から流入時間(t_1)と平均降雨強度(i_{av})の関係を図示すると、図-4.3.0~図-4.3.1のようになる。図に見る如く、非常に点のばらつきが大きく明確な相関は伺えないが、流達時間と同様に降雨強度が大きくなると流入時間は短くなることは明らかである。平均降雨強度が $50mm/hr$ 位では、大体3~4分程度になるものと推察される。図で各排水区について上流・下流の点に注視すると、その傾向がかなり異なつたようにみられるが流入時間の定義からして、そのよつて立つ所は同一なのだから同じ傾向を示すべきである。観測結果では、多少上流地点での値が短かめに出ている傾向があるが、これらの主な原因は、流下時間の計算にいくばくかの問題が残されているように考えられる。

表-4.1.3 流入時間の実態

排水区名	観測月・日	流入時間(分)	流下時間(分)	最大降雨強度	平均降雨強度	排水区名	観測月・日	流入時間(分)	流下時間(分)	最大降雨強度	平均降雨強度
谷端川(上流)	6.19	2.0	13.0	39.6	26.4	谷端川(下流)	6.19	-3.7	23.7	39.6	24.8
	6.21	9.8	10.2	60.0	8.4		6.21	13.1	21.9	60.0	7.8
	6.25	15.2	9.8	16.8	9.1		6.25	32.9	22.1	16.1	9.7
	8.23	3.1	6.9	42.0	36.0		8.23	7.1	12.9	27.1	17.6
	9.2	4.2	5.8	57.6	55.8		9.2	17.2	12.8	62.3	36.8
	9.7	77.1	7.9	54.0	41.6		9.7	7.2	12.8	60.8	37.4
	9.16	1.4	8.6	56.4	54.0		9.16	20.5	14.5	44.0	24.6
桃園川(上流)	6.21	-2.8	22.8	13.5	9.7	桃園川(下流)	6.21	27.6	23.4	9.7	6.4
	6.25	-2.5	22.5	12.0	9.0		6.25	22.9	22.1	10.1	8.4
	7.5	3.0	22.0	18.0	9.6		7.5	19.3	20.7	15.4	11.1
	7.23	11.7	8.3	4.2	2.5		7.23	-2.2	22.2	8.8	6.6
	8.28	1.2	8.8	123.7	89.4		8.28	7.2	12.8	99.7	66.8
	9.2	3.6	11.4	90.0	58.0		9.2	16.6	13.4	66.4	37.2
	9.7	2.7	12.3	102.0	52.0		9.7	5.8	14.2	102.0	39.0
	9.16	3.6	11.4	78.7	57.0		9.16	13.6	11.4	62.7	47.3
	9.17	8.7	16.3	35.3	22.1		9.17	12.5	17.5	23.7	17.1
	9.21	7.4	17.6	26.3	19.9		9.21	12.3	17.7	40.2	17.1
	10.8	7.2	22.8	10.2	6.8		10.8	24.2	20.8	12.4	7.8
	10.25	7.1	22.9	10.6	6.6		10.25	23.6	21.4	10.9	7.6

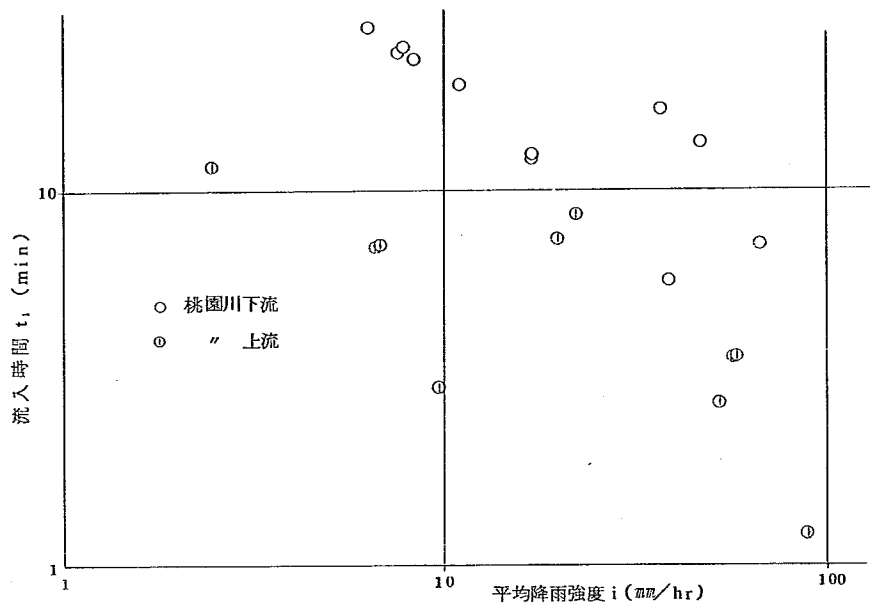


図-4.30 桃園川 $t_1 - i_{av}$ 相関

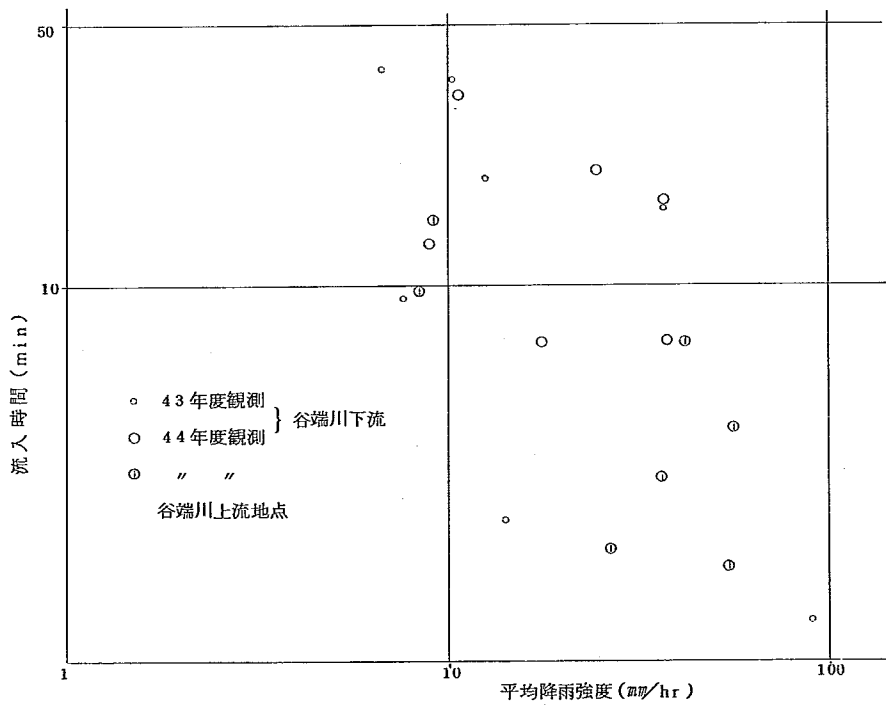


図-4.31 谷端川 $t_1 - i_{av}$ 相関

今、各排水区の上下流の水位観測地点で実測した出水ハイドログラフのピークの時間差を2地点間の流下時間だと近似的に考えて、2、3の計算方法と比較してみよう。

検討結果は表-4.14、およびその結果を図-4.32~図-4.33に示した。流下時間の計算方法には、色々な手段が考えられるが、ここでは、次のような簡単な方法について検討してみた。

- 1) 下流端の洪水伝播速度で流下距離を割る (T_1)
- 2) 上下流の平均流速で流下距離を割る (T_2)
- 3) 下流端の平均流速で流下距離を割る (T_3)
- 4) 下流地点と上流地点の到達時間の差とする (ΔT_1)

表-4.14 流下時間算定法の比較

排水区名	観測月・日	ピーク出水時刻		流下時間 $T(\text{min})$	平均流速		$T_1(\ell/w)$ (min)	$T_2(\ell/\bar{v})$ (min)	$T_3(\ell/v_3)$ (min)	ΔT_1	Q_p (t)
		上流	下流		上 (v_1)	下 (v_2)					
谷端川	6.19	16:30	16:30	0	0.764	1.563	17.3	35.2	26.3	10.7	5.7
	6.21	24:50	24:55	5	1.016	1.707	15.9	30.1	24.0	11.7	7.0
	6.25	2:10	2:10	0	1.081	1.695	16.1	29.5	24.2	12.3	7.6
	8.23	10:05	10:25	20	1.665	3.046	9.3	17.4	13.4	6.0	22.6
	9.2	17:40	17:55	15	2.087	3.116	9.3	15.8	13.2	7.0	30.0
	9.7	17:55	18:00	5	1.499	3.114	9.3	17.8	13.2	4.9	29.3
	9.16	20:40	21:05	25	1.385	2.686	10.6	20.2	15.3	6.3	20.2
桃園川	6.21	22:50	22:50	0	0.965	2.058	11.5	22.4	16.4	0.6	4.9
	6.25	1:55	2:00	5	0.980	2.113	11.3	21.9	16.0	-0.4	5.6
	7.5	7:05	7:20	15	1.005	2.290	10.7	20.5	14.8	-1.3	7.8
	7.23	12:50	13:15	25	0.804	2.104	11.4	23.3	16.1	13.9	5.6
	3.28	19:30	19:40	10	2.404	3.797	7.1	10.9	8.9	4.0	32.7
	9.2	17:40	17:45	5	2.166	3.735	7.2	11.5	9.1	2.0	31.1
	9.7	17:45	17:50	5	1.978	3.311	7.9	12.8	10.2	1.9	22.9
	9.16	20:55	21:00	5	2.179	4.727	5.9	9.8	7.2	0	53.7
	9.17	19:10	19:10	0	1.429	2.824	9.0	15.9	12.0	1.2	14.8
	9.21	23:20	23:40	20	1.308	2.781	9.2	16.6	12.2	0.1	14.2
	10.8	18:50	18:50	0	0.965	2.241	10.7	21.1	15.1	-2.0	6.0
	10.25	22:30	22:45	15	1.010	2.339	11.0	20.2	14.5	-1.5	8.0

- (注) 1. 上・下流観測地点間の距離 $\ell = 2.460\text{m}$ (谷端川)
 2. " " $\ell = 2.030\text{m}$ (桃園川)
 3. w : 観測地点下流端の伝播速度
 4. $\bar{v} : (v_1 + v_2) / 2$
 5. $T_1 : \ell / v_3 = \ell / w$

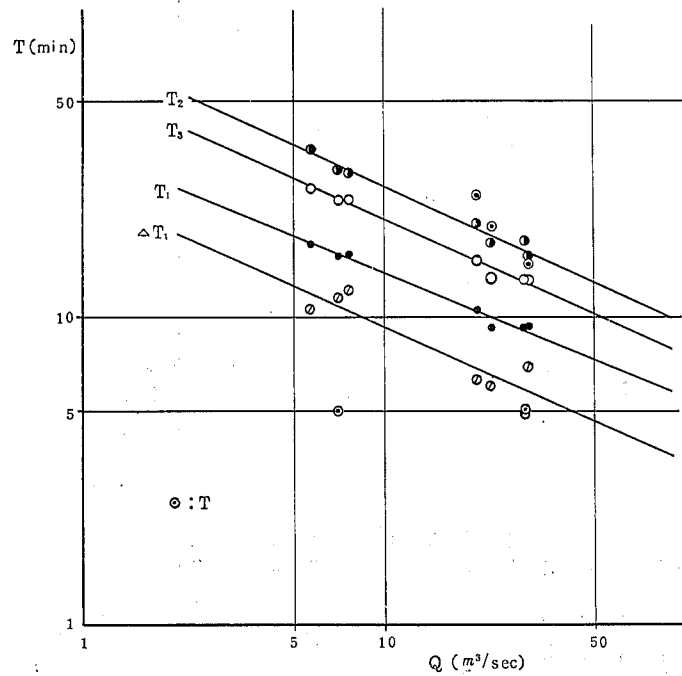


図-4.3.2 流下時間算定法の比較(谷端川)

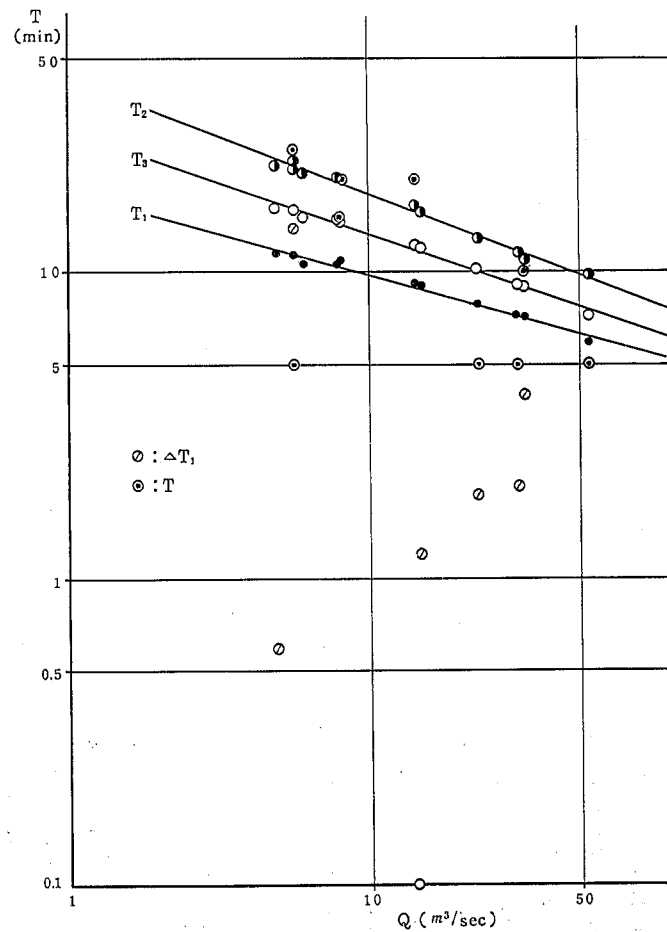


図-4.3.3 流下時間算定法の比較(桃園川)

1)の方法は、本報告書の解析に適用した方法で、従来はほとんど3)の方法によって算定されるのが普通のようなのである。上述した各々の計算法はかなりマクロなやり方であるが、厳密には特性曲線を追跡する際に必要な区間の流下時間をチェックするようにすればかなりミクロな値が期待できるだろう。ここではとりあえず上記の4通りの方法について比較してみよう。

上述した出水ハイドログラフのピークの時間差をその区間の流下時間だと考えるのは極めて無理があるが、一応その平均値を対象にすると、1)あるいは3)の方法はかなり妥当な値を示しているものとみられるが、本報告書での解析結果等も加味すると、1)の方法が最も妥当であろうと思われる。実測値とみなした点の値が非常にばらついているため、ここで断言することは不可能である。今後の研究に待たねばならない。

4.7 単位排水区の等価粗度

4.7.1 等価粗度の計算法

等価粗度の計算式は、第3章の(3.2)、(3.3)式から

$$t_1 = \frac{698.83 (N_e \cdot B_1)^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} + \frac{54.92 (N_e \cdot L_s)^{3/4}}{I^{3/8} (S_2 \cdot i \cdot B_2)^{1/4}} \quad (4.15)$$

ただし、 t_1 : 流入時間(sec)

N_e : 等価粗度 ($m^{-1/3} \cdot sec$)

B_1 : 単位排水区の最長斜面長(m)

i : 平均降雨強度(mm/hr)

L_s : 単位排水区の長さ(m)

S_1, I : 地盤平均勾配(%)

B_2 : 単位排水区の集水幅(m)

S_2 : 排水路(道路側溝)の横断勾配(%)

上式中の N_e 値を観測結果から逆算して求める。ただし単位排水区の規模は、ある程度仮定する必要があり、本節ではその大きさを調査結果から 0.04 ~ 0.1 ha ぐらいと仮定して、図-4.3.4のようにモデル化している。

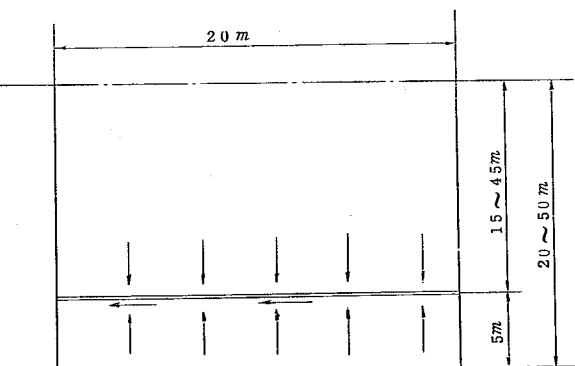


図-4.3.4 単位排水区のモデル

4.7.2 等価粗度の実態

計算結果は、表-4.15に一括表示した。

表-4.15 単位排水区の等価粗度

排水区名	観測 月・日	等価粗度 N_e ($m^{-1/3} \cdot sec$)	流入 時間	平均降 雨強度	排水区名	観測 月・日	等価粗度 N_e ($m^{-1/3} \cdot sec$)	流入 時間	平均降 雨強度
谷端川 (上流)	6.19	0.0029~0.0010	2.0	26.4	谷端川 (下流)	6.19	—	3.7	24.8
	6.21	0.0177~0.0069	9.8	8.4		6.21	0.0342~0.0142	13.1	8.9
	6.25	0.0332~0.0125	15.2	9.1		6.25	0.1780~0.0672	32.9	10.7
	8.23	0.0066~0.0026	3.1	36.0		8.23	0.0193~0.0071	7.1	17.6
	9.2	0.0151~0.0057	4.2	55.8		9.2	0.1240~0.0507	17.2	36.8
	9.7	0.0283~0.0110	7.1	41.6		9.7	0.0325~0.0121	7.2	37.4
	9.16	0.0028~0.0014	1.8	54.0		9.16	0.1270~0.0521	20.5	24.6
桃園川 (上流)	6.21	—	2.8	9.7	桃園川 (下流)	6.21	0.0935~0.0283	27.6	6.4
	6.25	—	2.5	9.0		6.25	0.0863~0.0342	22.9	8.4
	7.5	0.0024~0.0008	3.0	9.6		7.5	0.0778~0.0297	19.3	11.1
	7.23	0.0038~0.0032	11.7	2.5		7.23	—	2.2	6.6
	8.28	0.0028~0.0017	1.2	89.4		8.28	0.0698~0.0285	7.2	66.8
	9.2	0.0121~0.0036	3.6	58.0		9.2	0.1280~0.0505	16.6	37.2
	9.7	0.0065~0.0021	2.7	52.0		9.7	0.0252~0.0094	5.8	39.0
	9.16	0.0115~0.0034	3.6	57.0		9.16	0.1050~0.0421	13.6	47.3
	9.17	0.0214~0.0082	8.7	22.1		9.17	0.0518~0.0201	12.5	17.1
	9.21	0.0156~0.0052	7.4	19.9		9.21	0.0642~0.0240	12.3	17.1
	10.8	0.0075~0.0027	7.2	6.8		10.8	0.0923~0.0271	24.2	7.8
	10.25	0.0071~0.0027	7.1	6.6		10.25	0.0866~0.0261	23.6	7.6

4.7.3 考 察

単位排水区の等価粗度の値は、大体オーダー的に $1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-4}$ 位の値を示している。この値は普通に取りられる粗度係数値の約 $1/10$ 以下の値であり、都市化が進むほど等価粗度係数の値は小さくなり、山地等の未開発地域では非常に大きな値を示すものと考えられる。流入時間は i のみによって変化し、排水区域幅 B および等価粗度 N_e に対しては固有値となる。即ち、単位排水区での流れに対して

$$\left. \begin{aligned} dq/dx &= i \text{ あるいは } \frac{dh}{dt} = i \\ q &= \frac{1}{n_e} \cdot h^{5/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{運動方程式}) \end{aligned} \right\} \quad (4.16)$$

を近似すると、(4.16)式から流入時間 t_1 を求めると、

$$t_1 = Bh/q = B/u \quad (4.17)$$

となる。ただ流下時間 t_2 は排水路断面の仮定と雨量強度によって若干変化する。このようなことから i のある段階ごとに t_1 を実測し、等価粗度 N_e を逆算して定めておくと都合がよい。即ち、流入時間は、排水区幅 B とその等価粗度係数 N_e によって支配される。このようなことからこの際単位排水区のモデル化も一つの重要な要素になる。本節で検討した単位排水区の規模は、前述したとおりであるが(図-4.34)、これの妥当性については、後章で明らかにしている。表-4.15に示すように上流で計算した値と下流で求めた値に大きな差がある。これは下流で求めた流入時間が長くなり過ぎているためで他都市の結果等とも比較してみると実態値として取上げるのは不適當なので上流で求めた値について少し検討してみよう。

表-4.15から t_1 , n_e , i の3者の関係を図示すると図-4.35~図-4.38のようになる。資料数が少ないため確たることは言えないが、あらかじめ予期した如く、 i をパラメータにすると $t_1 - n_e$ の間には直線関係があり、 i が大きくなるほど下に降りて来るようだ。いいかえると i が大きくなるほど流入時間は短くなるが等価粗度 n_e への影響はさほど大きくない。この事は、 i をパラメータとすると $t_1 - n_e$ の直線はほとんど平行線で表わされるといえる。

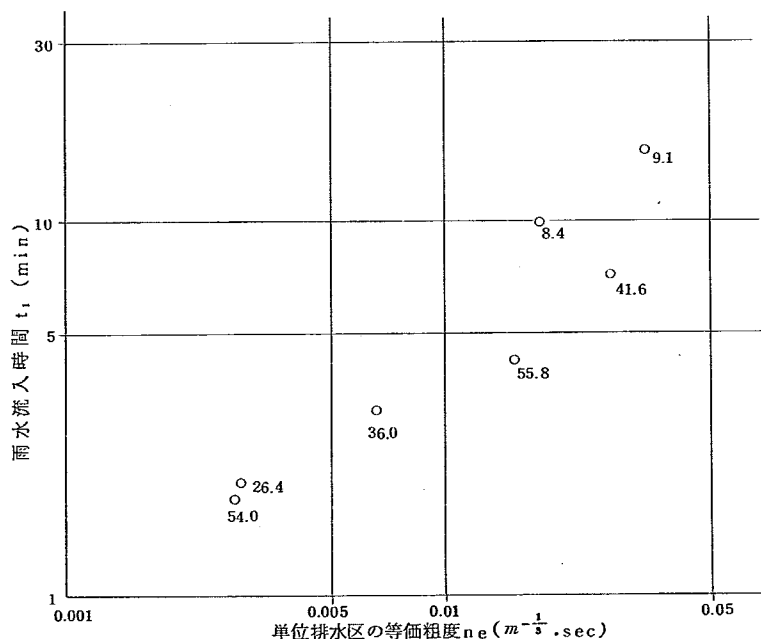
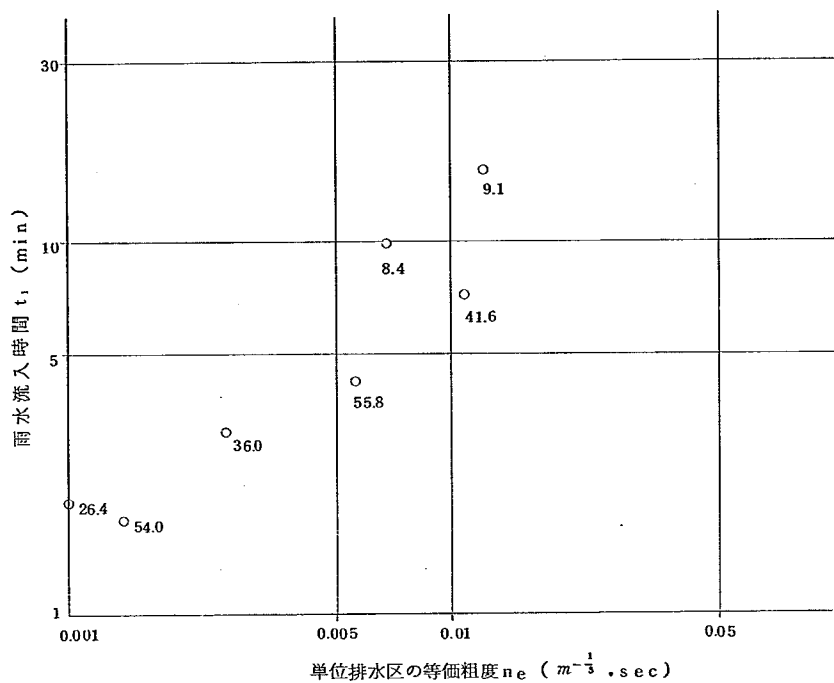
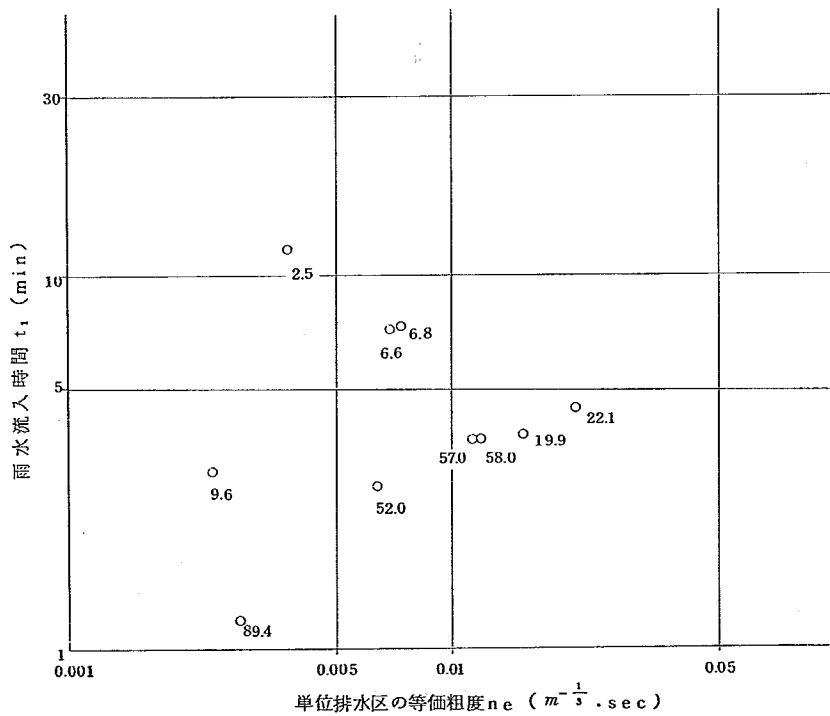


図-4.35 流入時間と等価粗度の相関
谷端川排水区 ($B = 20m$ の場合)
(数字は降雨強度)



図—4.36 流入時間と等価粗度の相関
谷端川排水区 (B = 50 m の場合) (数字は降雨強度)



図—4.37 流入時間と等価粗度の相関
桃園川排水区 (B = 20 m の場合) (数字は降雨強度)

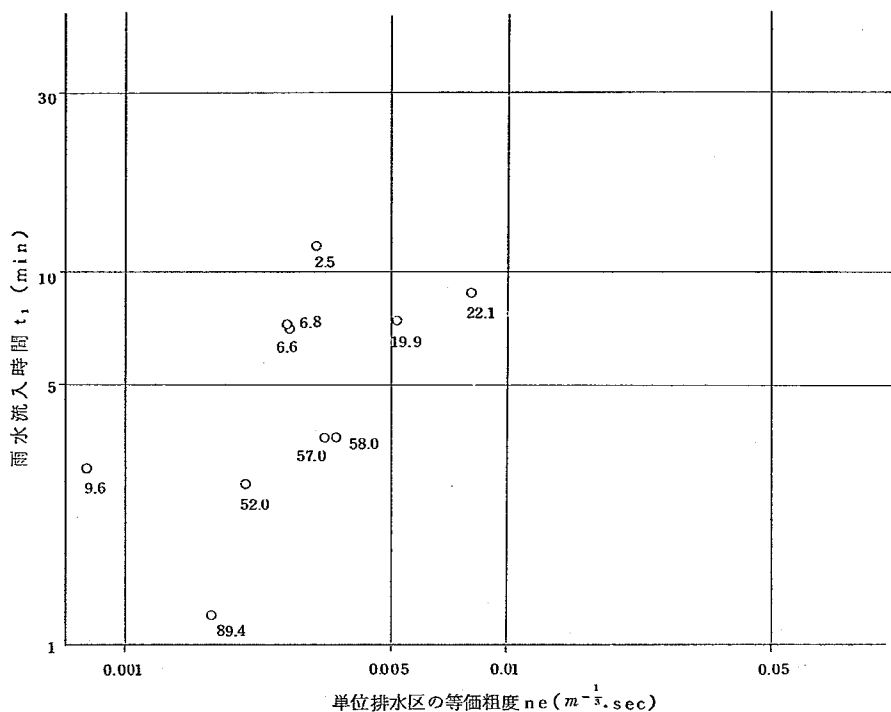


図-4.38 流入時間と等価粗度の相関
桃園川排水区 ($B = 50m$ の場合)
(数字は降雨強度)

上述した流入時間 t_1 , 等価粗度係数 n_e , 降雨強度 i の3者の関係を模疑的に図示すると, 図-4.39のように表わすことができる。

図-4.39のように示すと, 本節の当初に説明した意味が明確に表現されているものとする。

このような3者の定量的な関係は, 今後の資料の集積によって明らかにしていくことができるものと考えている。

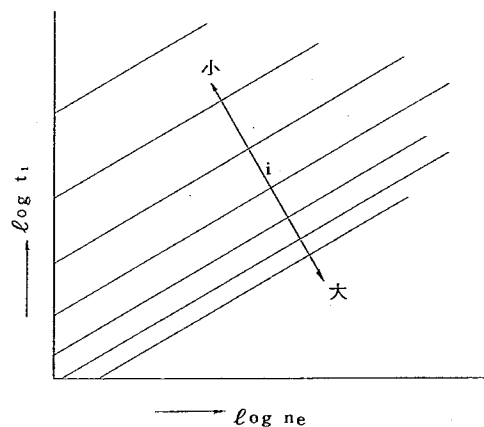


図-4.39 t_1, n_e, i の模疑図

4.8 実都市での設計確率年および流出係数の取り方

前節までに実排水区で観測した実態値について検討してきたが、ここで現実に各都市ではどのような値を計画に採用しているかを少し調べてみよう。

本節では特に流出係数および降雨確率年の取り方について全国128都市（確率年については114都市）の調査結果について簡単にふれてみたい。

調査結果は図-4.40、図-4.41にまとめて示す如く、流出係数については、0.4ないし0.5を計画時点で採用している都市が全体の70%にもなる。また一方降雨確率年については、3年から5年確率降雨を採用している都市がやはりほぼ70%になっている。

流出係数については、下水道雨水排除計画では最大流出量算定公式を用いる以上当然ピーク流出係数を採用すべきであり、ピーク流出係数の実態を各主要都市について示すと表-4.16、表-4.17になっている（S43年度観測結果から）。表にみるように平均値は0.7強になる。前述した0.4ないし0.5と比べると非常に大きくなっており、都市化による流出現象の変化の由縁と考えられる。

表-4.16 流出係数の観測結果（S43年度）

都 市 名 (排水区名)	流出係数の範囲 最大～最小	観測データ数	不浸透面積率 (%)	地盤平均勾配 (%)
東京都（谷 端 川）	0.69 ～ 0.25	38	55	14.8
豊 橋 市（花 田）	0.46 ～ 0.45	2	43	9.0
（八 町）	0.81 ～ 0.44	7	78	5.5
名古屋市（田 光）	0.85 ～ 0.33	7	39	7.3
（干 年）	0.84 ～ 0.33	19	57	1.5
岐阜市（清 水 川）	0.89 ～ 0.29	18	80	5.0
京都市（御所方面）	0.76 ～ 0.31	2	44	7.9
中部第一（吉祥院方面）	0.56 ～ 0.55	15	63	8.2

表-4.17 近似的に排水区の保湿条件等を統一した場合の流出係数値

都 市 名 (排水区名)	C_p のレンジ	比 率	平均値 C_m	偏差の C_m に対する比率
東京都（谷 端 川）	0.55 ～ 0.69	1.25	0.60	0.15
豊 橋 市（八 町）	0.78 ～ 0.81	1.04	0.80	0.01
名古屋市（田 光）	0.41 ～ 0.85	2.1	0.70	0.21
（干 年）	0.57 ～ 0.84	1.47	0.69	0.21
岐阜市（清 水 川）	0.84 ～ 0.89	1.11	0.87	0.02
京都市（中部第一）	0.63 ～ 0.76	1.20	0.71	0.07

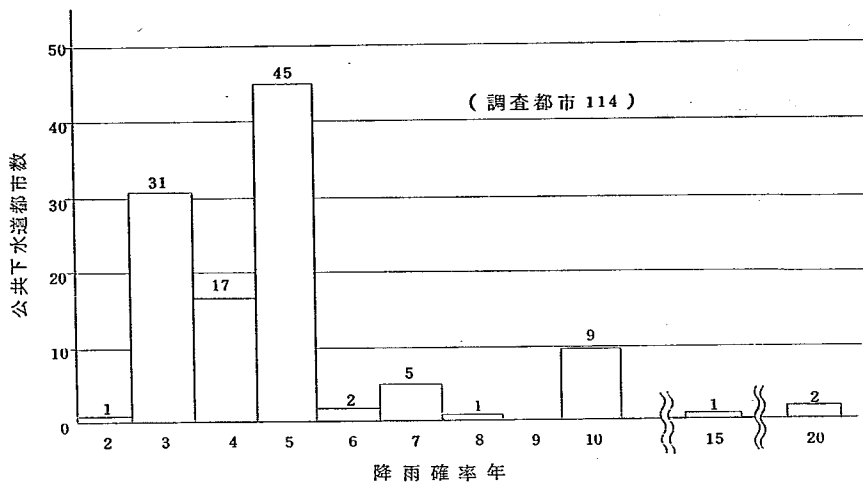


図-4.40 降雨確率年の取り方

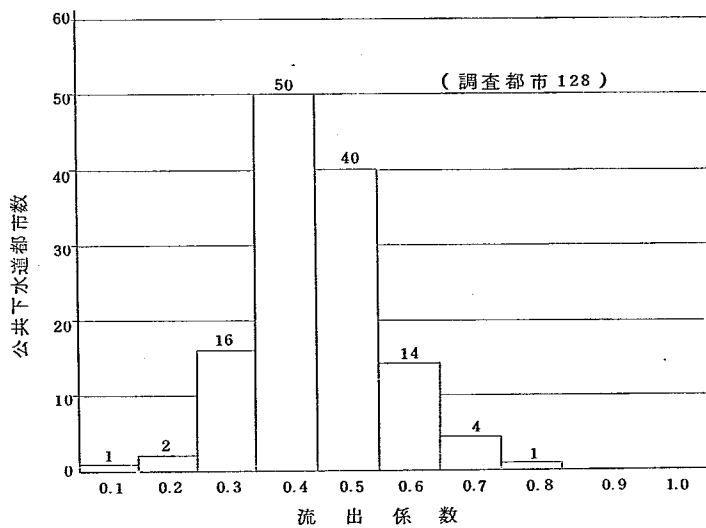


図-4.41 流出係数の取り方

一方、降雨確率年の取り方については、降雨分布や地域特性もまちまちであり、またその都市での排水の重要度等から判断されるものであるため、ここで一概に評価することはできないが、欧米ではもっと大きな確率降雨を採用している例が多いように見受けられる。また流出量算定法も従前の実験公式優勢に比して現在では合理式採用都市がはるかに増加していることを付加しておく。

以上のようなことから、従来はもっぱら計画時点での実態値が採用されていたきらいがあり、都市化による流出現象の変化に対処した方策とは思えない。第2章でも指摘した如く、追従計画の場合には時間要素は入りえないのである。

本章で示した谷端川・桃園川排水区における観測結果をみても都市化による流出現象の変化は顕著に現われている。

かかる観点から、下水道雨水排除計画が将来計画である以上、計画時点で将来を予測し、流出現象の変化に対処する方策を計画時点で講じておくことが必要であろう。

このようなことから将来計画に合理式をより上手に適用していくためには、全体計画の立て方と、計画の実施順序等も配慮することが必要であろうと考えられる。

4.9 本章の終りに

本章では、実都市での雨水流出量の観測結果から流出係数や流達時間の実態分析を通して、都市化が流出現象の変化に与える要素を評価してきた。その結果、都市化による地被構成あるいは工種構成の変化は、不透透域を減少させ、工種接続方法を一変させるため、流出現象に及ぼす諸要素は大きく変化することを明らかにし、従来の雨水排除施設計画のあり方を考え直す時期にきていることを指摘した。

今後ますます都市化の傾向は増長するものとみられ、この傾向に対して雨水排除施設の設計や維持管理にあたってどのような対策を講じるべきか？ 今後の重大な課題であろう。

第 5 章 流入時間の理論的考察

5.1 雨水流出の水理機構

雨水の流出現象は、降雨を供給源とし流域を媒体とした雨水の運動現象である。ところが供給源である降雨は、きわめて任意性に富んでいて、その時間的場所的分布については偶然現象と考えざるをえないことが多い。さらに流出の媒体、即ち雨水運動の場である流域は、大きく分けて面的特性を持つ斜面と線的特性を持つ流路の2つの要素で構成されたものと考えられるが、この2つの要素の分布と性状ははなはだしく不均一である。特に都市域では、雨水の運動の場である流域内の面的特性、即ち地被構成や工種構成は年々変化し、それが流出現象はおろか水文事象までも変化させる。このようなことから雨水流出の一般法則を理論的に求めることは、きわめて困難な問題である。

5.2 合理式と流入時間の関係

合理式によって雨水流出量を予測する場合、流域面積には誤差がないものとして、流出量を5%の許容誤差率で推定するためには、流出係数は2.5%、流達時間は、5%の誤差しか許されないということは、第2章の節2.3でも述べた。また流達時間は、流入時間と流下時間の和で構成されていることも衆知の事実であり、第3章でも述べた如くである。

では流入時間には、如何ほどの誤差が許されるのだろうか？。上述の如く流達時間 T は、

$$T = t_1 + t_2 \quad (5.1)$$

ただし t_1 : 流入時間, t_2 : 流下時間。

と表わされ、(5.1)式の誤差の関係は、

$$dT = \frac{\partial T}{\partial t_1} dt_1 + \frac{\partial T}{\partial t_2} dt_2 = dt_1 + dt_2 \quad (5.2)$$

と表わすことができる。 t_1 と t_2 が同程度の重さがあるものとする、流出量を5%の許容誤差率で予測するためには、 T の許容誤差率は5%であったから、 t_1 、 t_2 共に、5%の誤差しか許されないことになる。流下時間 t_2 については、管渠の水理特性等からある程度妥当な値を見積ることができるが、流入時間 t_1 については、従来から経験的な値で、稠密地区で5分、粗開地区で10分、平均7分といったところが我々国では一般に広く用いられているようである。

従来、下水道関係で広く使われて来た流入時間の算定式には、Kerby の式として、

$$t = (2 \cdot L \cdot n / 3\sqrt{S})^{\frac{1}{2.14}} \quad (5.3)$$

が広く知られている¹⁴⁾。その他 Symons¹⁵⁾ もこれについて発表している。しかし前述した両式は雨の降り方には無関係であり、現実とは無盾している。第3章で示した如く、Symons の式では非常に過大値を示し、Kerby の式では、ある限定された強度の雨に対しては適用可能である

が不変的に適用することは不可能である。これに対して後述する理論式では、単位排水区の妥当な等価粗度係数が与えられるなら、あらゆる強度の雨に適用出来る。即ち一般的に適用可能であり、しかも実態にはとんど等しい値を求めることができる。

5.3 流入時間の理論的考察

雨水の運動の場である流域は、斜面と流路の2つに分割できることは前に述べた。ここでは単位排水区の斜面上流端から流路まで流れる時間を t_B 、排水路（あるいは道路側溝）の上流端から雨水ますまで流下する時間を t_{LS} とすると、流入時間 t は、

$$t = t_B + t_{LS} \quad (5.4)$$

と表わされる。(5.4)式の右边各項は、以下の如く理論的に誘導した。流路への流入量は時間的に変動するが、場所的に一定と仮定して、図-5.1のように片側に1本の流路を持つ矩形流域について考える。

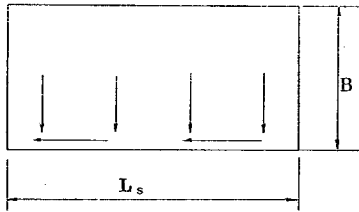


図-5.1 単位排水区モデル

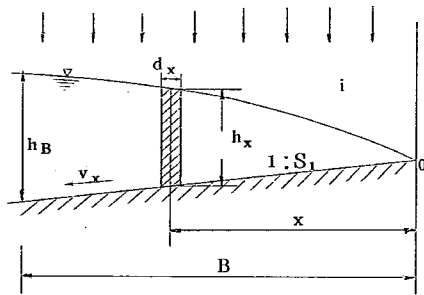


図-5.2 斜面上の流れ

5.3.1 斜面の流下時間 (t_B)

斜面の流れを近似的に2次元流と考え、排水路の単位長さ当りの斜面からの流出量を q_s 、降雨強度を i と表わせれば、図-5.2から連続の式は、

$$dq_s/dx = i \quad (5.5)$$

と表わす。また斜面上の流れがmanningの抵抗法則に従うものとする(5.5)式から、

$$q_s = \frac{1}{n_e} \cdot S_1^{1/2} \cdot h_x^{5/3} \quad (5.6)$$

$$\text{または } h_x = (n_e \cdot i \cdot x / \sqrt{S_1})^{3/5} \quad (5.7)$$

と表わすことができる。従って、微小区間 dx 間での流下時間 dt は次のようになる。

$$\begin{aligned} dt &= \frac{dx}{v_x} = \frac{dx}{\frac{1}{n_e} \cdot S_1^{1/2} \cdot (n_e \cdot i \cdot x / \sqrt{S_1})^{2/5}} \\ &= \frac{n_e^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10} \cdot x^{2/5}} \cdot dx \quad (5.8) \end{aligned}$$

斜面流の初期および境界条件は、0としてよい

から斜面上流端から流路までの流下時間 t_B は、(5.8)式から次式のようになる。

$$\begin{aligned} t_B &= \int_0^B dt = \int_0^B \frac{n_e^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10} \cdot x^{2/5}} \cdot dx = \frac{5}{3} \cdot \frac{(n_e \cdot B)^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} \\ &= \frac{698.83(n_e \cdot B)^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} \quad (5.9) \end{aligned}$$

S_1 : 斜面勾配 (%)

5.3.2 流路の流下時間 (t_{LS})

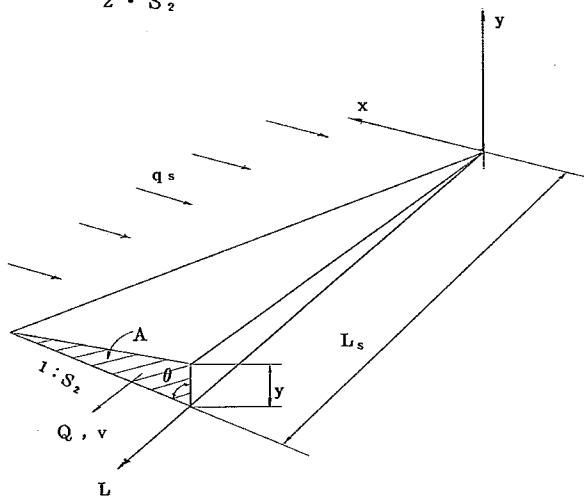
$$Q_{\max} = A \cdot v = q_s \cdot L_s = i \cdot B \cdot L_s \quad (5.10)$$
$$A = \frac{1}{2 \cdot S_2} \cdot y^2 \quad (5.11)$$


図 - 5.3 流路の流れ

$$y = (2 \cdot S_2 \cdot i \cdot B \cdot L_s / v)^{1/2} \quad (5.12)$$
$$v = \frac{0.63}{n_e} \cdot I^{1/2} \cdot y^{2/3} \quad (5.13)$$

(5.13)式に(5.12)式を代

入して整理すると，

$$v = 0.842 \cdot I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B \cdot L_s)^{1/4} / n_e^{3/4} = K \cdot L_s^{1/4} \quad (5.14)$$

と表わすことができる。上式は流路長 L_s の増加に対して流速 v の増加は非常に小さいことを示している。そこで流下方向には近似的に $dv/dL_s = 0$ と仮定すると、流路の流下時間 t_{L_s} は次式のようになる。

$$t_{L_s} = \frac{L_s}{v} = \frac{1.188(n_e \cdot L_s)^{3/4}}{I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B)^{1/4}} = \frac{54.92(n_e \cdot L_s)^{3/4}}{I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B)^{1/4}} \quad (5.15)$$

$$n_e: \text{単位排水区の等価粗度係数} \left(m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec} \right)$$

L_s : 流路長 (m)

I : 流路の縦断勾配 (%)

S_2 : 流路 (側溝) の横断勾配 (%)

i : 降雨強度 (mm / hr)

B : 単位排水区の斜面長 (集水幅) (m)

上式にみる如く、末石⁹⁾が発表した考え方を少し修正して流路の粗度係数も等価粗度に含めている。この理由は、一般の管路等と違って道路側溝が排水路になるため、極めて水深の浅い流れになり粗度係数も不確定であるため斜面と同様に考えたことによる。

5.3.3 流入時間

前2節の結果から、流入時間 t_1 は、(5.9)式と(5.15)式を加えた時間で与えられる。

即ち、

$$t_1 = \frac{698.83 (n_e \cdot B)^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} + \frac{54.92 (n_e \cdot L_s)^{3/4}}{I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B)^{1/4}} \quad (5.16)$$

(5.16)式によって単位排水区の流入時間を求めることができる。 t_1 と i の間には共役関係があり、 i が大きくなれば t_1 は短くなる。また、等価粗度 n_e が小さいほど流入時間 t_1 は短くなり流出が早くなることを示している。この事は同時に流出量も増加することを意味するものである。等価粗度 n_e については、第3章あるいは第4章で若干ふれたが、今まで調査した結果によると、オーダー的には $1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-4}$ ぐらいの値を示している。都市化が進むほど n_e は小さくなるものと考えられ、雨水の流出は早くしかも流量は増加することを示している。これらの詳細については後述することにする。

5.4 流入時間算定のための等価粗度の予測

都市域における雨水流出量を予測するためには、都市化が流出に及ぼす重要な因子を物理的に表現しなければならない。これらの詳細については、第6章に譲って、都市化が流出現象に及ぼす物理的因子(都市化率)と単位排水区での等価粗度係数との関係を示したのが図-5.4、図-5.5である。2葉の図は同一系統のものであるが都市化率の表現法を変更したものである。図にみる如く、都市化率 U_r と等価粗度 n_e の間には、共役関係があり、しかもかなり明確なものである。

ここでは単位排水区のモデル化が等価粗度の値に大きく作用することになる。ここで使用した等価粗度の値は、単位排水区の大きさを $0.04 \sim 0.1$ ha ($20 \times 20 \sim 50$)としてモデル化したものである。この結果は、表6.1の第4覧を見ると大体妥当な値であることを示している。即ち $A/\Sigma \ell = \delta$ という値は、管渠までの平均の流入距離を表わしているとみることが出来る。ただ注意すべきは、現時点でそのモデル化が妥当であったにしても都市化の進行につれて下水管網

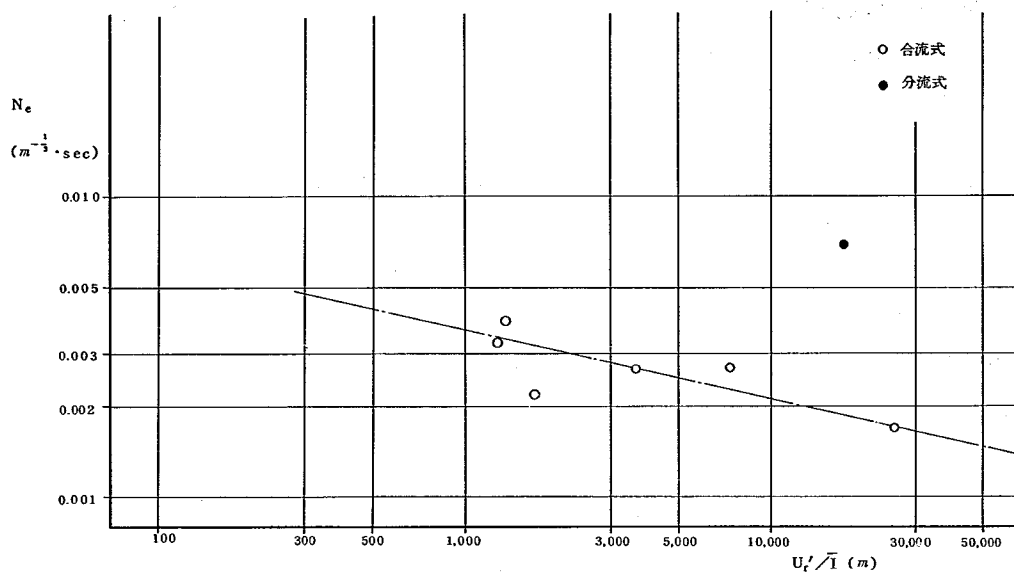


図 - 5.4 都市化と等価粗度の変化
単位排水区 $i = 50 \text{ mm/hr}$

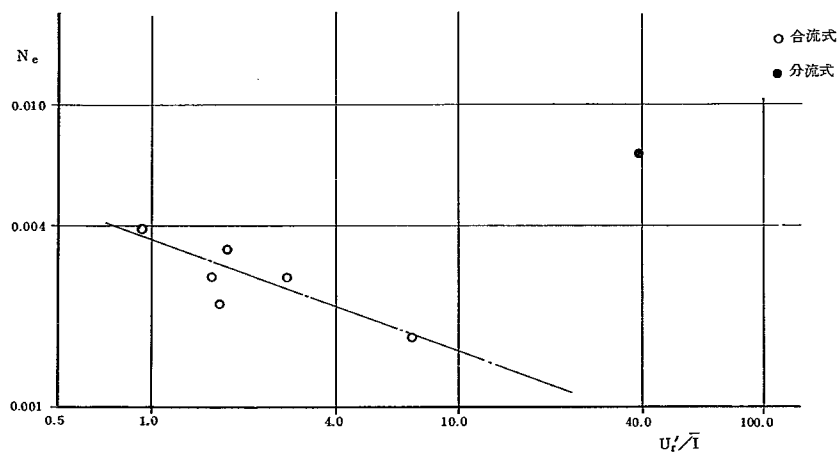


図 - 5.5 都市化と等価粗度係数の変化
(単位排水区) $i = 50 \text{ mm/hr}$

は稠密化し単位排水区の規模は縮小されていくものと考えられ、この点も配慮する必要がある。

実際の等価粗度の値は、降雨強度の大小によっても当然変化するものであるが、本節では1つの試案として平均降雨強度 50 mm/hr の場合の等価粗度と都市化率の関係を示すにとどめる。このようにして計画年次の都市化率が解れば、図からその時点での等価粗度の値を求めるのは容易であり、これから(5.16)式によって計画年次での流入時間を予測することができる。

このようにして流入時間の将来予測が可能となれば合理式によってマクロな雨水流出量の将来予測が可能となる。以上の方法は、あくまでも1つの試案であり、現時点では資料数が少なく、精度的に十分高いものを望むのは無理であるが、今後、より有効な資料の集積によって確認されるべき問題である。

5.5 本章の終りに

本章では、流入時間の理論的検討と合わせてその将来予測方法について検討してきたが、はたして流入時間の予測法の確立だけで流出量を予測することはできない。即ち、合理式によるにしても今1つの問題として流出係数の予測法も確立すべきは当然である。この予測法についても理論的に究明するのはその複雑さからして不可能であろうし、本節で導入した都市化率との関係を実態的に結びつけることによって同様な関係(都市化率が大きくなると流出係数も大きくなる)を得ることができるものと考えられる。もちろん降雨強度等をパラメータにすべきはいうまでもない。これらの解析については、あらゆる都市の実態値の集積と同時に検討すべき問題である。

第 6 章 都市化と流出の予測

6.1 都市化とは

都市化の段階的変化の様子や水文学的要素の変化、都市化による流出現象の変化については、第 1 章でも大体ふれたし、随所で記述しつつしたが、ここで新ためて、都市化とは水文学的にどんな要素を含んでいるのか今すこし具体的に述べてみよう。

まず流域に及ぼす影響として、

- 1) 気候の変化：表面流出には関係が少ないが、浸透流出、蒸発散などには重要である。
- 2) 浸透域の減少：山林、畑の減少、校庭、庭園等になる表土の空隙率の減少も重大。
- 3) 浸透域と不浸透域の分断：不浸透域からの流出が浸透域で弱冠緩和されていたのがそうなくなる。
- 4) 表面粗度の減少：整地、舗装、屋根等によって粗度は著しく低下する。
- 5) 表面貯留の減少：自然状態では大ていどこかに降雨の一時的な貯留場所がある。

また、河道に及ぼす影響として、

- 1) 河道粗度の減少：河川改修による河道整備、捷水路。
 - 2) 湛水域の減少：河川改修はもちろん、整地盛土などもこの効果を持つ。
 - 3) 流下速度の増大：粗度の減少に反比例して流下速度は大きくなっていく。
- などが上げられる。このような影響の結果として、

- 1) 流出率，流出係数の増加。
- 2) 総流量，ピーク流量の増加。
- 3) 流入時間，流達時間の減少。

などの現象が都市化の進行とともに加速されるものと思われる。以上のような現象を物理的に表現しうる方法を用いなければ流出量を予測することはできない。次節では、都市化の進行が流出現象に影響すると考えられる顕著な要素を物理的に表現し、流出量の将来予測方法に結びつけようと試みたものである。

6.2 都市化の物理的表現

都市化過程を表現する要素を数え上げれば無数にあらうが、中でも雨水流出現象に直接関係する因子を選出することが必要である。例えば人口密度、自動車保有台数などというのは直接の関係因子とはなりえない。都市化による流域内の物理的変化には、表面的には、不浸透域の増大が上げられ、また下水管網の配置の稠密化が希有の現象であり、これらの結果として表面粗度の減少が誘起されると考えられる。上述した 3 者の物理的因子の変化が流出現象の変化に大きな関係因子となるものと考えて、以下の記号で定義する。

不浸透率……… I_p , 下水管網率 $\delta = \frac{\Sigma \ell}{A}$

ただし, I_p = 不浸透面積 / 排水区面積。

$\Sigma \ell$ = 排水区内の下水管布設総延長。

A = 排水区域面積。

とし, 都市化による変化は両者共に変化するものとして両者の積の大小によって都市化過程を判断することにして,

$$\text{都市化率 } U_r = \delta \cdot I_p \quad (6.1)$$

と定義する。(6.1)式は U_r が大きいほど都市化が進んでいることを示し, 小さいほどその過程が遅れていることを示しているものと考えよう。

ところで雨水流出量の算定法については, 第2章で弱冠述べたように, 将来予測まで可能なものとして, マクロには合理式があり, ミクロには特性曲線を利用した等価粗度法を上げることができる。これらの算定法を運用するためには, 等価粗度 N_e の将来予測が最大の鍵であろう。そこで上記(6.1)式の実態値と斜面の等価粗度 N_e の関係を次節で調べてみよう。

6.3 都市化率と等価粗度の予測

流出現象において, 運動の場合は流域であって, その特性として重要なものは, 重力の効果を表わす勾配と, 摩擦効果を表わす粗度とである。この粗度と勾配および前節で定義した都市化率 U_r の間には, 密接な関係があることは第5章でも明らかにした。このように等価粗度を一般的に予測する場合, 勾配の因子を除くことはできない。勾配は各排水区に対して個有なものであり都市化率 U_r にはなんら影響を与えず, ただ流出現象を左右する重要な因子である。

前章までに示した等価粗度 N_e の値は, 単位排水区を対象にした値を示している。合理式等のマクロな方法で流出量を予測するには, 上記値で十分用立てることはできるが, ミクロな特性曲線法による場合には, 等価排水区の斜面の粗度係数が必要になる。

ここでは, 1つの排水区を1本の流路を持つ等価な矩形流域に置換えて, 以下のようにして斜面の等価粗度を求めている。即ち,

$$T = \frac{5 \cdot (N_e \cdot B_1)^{3/5}}{3 \cdot i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} + \frac{K L^2}{(i B_2)^{1-z}} \quad (6.2)$$

ここで T : 流達時間 (sec)

N_e : 斜面の等価粗度 ($m^{-1/3} \cdot \text{sec}$)

B_1 : 等価排水区の斜面幅 (m)

i : 降雨強度 (mm/hr)

S_1 : 斜面の横断勾配 (%)

L: 流路長 (m)

B₂: 排水区の集水幅 (m)

また, (6.2) 式中の K, Z は次のようにして求める。

いま, 流路の水理特性, 即ち, 径深 R と断面積 A が K₀, Z₀ を常数として,

$$R = K_0 \cdot A^{Z_0} \quad (6.3)$$

によって表わされるものと仮定した場合, 流路を流れる流量は, マンニングの抵抗法則を用いると,

$$Q = \frac{K_0^{2/3}}{n} \cdot A^{(2Z_0+3)/3} \cdot I^{1/2}, \text{ または } A = K Q^Z \quad (6.4)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} Z &= \frac{3}{2 \cdot Z_0 + 3} \\ K &= \left\{ \frac{n}{I^{1/2} \cdot K_0^{2/3}} \right\}^2 \end{aligned} \right\} \quad (6.5)$$

(6.2)~(6.5) 式を使って, (6.2) 式中の N_e を逆算して求める。各都市のモデル排水区の諸元は, 表-6.1 に, また表-6.2 には, その計算結果を示している。表-6.1, 表-6.2 の結果から, N_e - U_r/I の関係を示すと図-6.2 のように, 両者の関係を, (但し, I は排水区の地盤平均勾配)

$$N_e = K (U_r / \bar{I})^P \quad (6.6)$$

という関数関係で表わすことができる。実測データが少ないため, 両者の相関はかなりマクロな値ではあろうが, (6.6) 式の係数, K, P を求めると,

$$\left. \begin{aligned} N_e(1) &= 0.00123 (U_r / \bar{I})^{-1.1878} \\ N_e(2) &= 0.00155 (U_r / \bar{I})^{-0.9832} \end{aligned} \right\} \quad (6.7)$$

となる。地盤平均勾配 I は特定の排水区に対しては, 個有値を持つ (都市化による宅地造成や整備によって多少は変化する可能性はある) ものであり, I が一定だとすると, 都市化率 U_r が大きくなるほど等価粗度 N_e は小さくなることが実証できる。

こうして, 計画年次の都市化率 U_r がわかれば (6.7) 式から計画年次の等価粗度を予測でき, ひいては, 流出量の予測が可能である。このようなことからより多くの実態値を集積することによって, 予測精度を向上させるよう努力したい。

6.4 都市化による流出量の予測

6.4.1 特性曲線法による流出計算法

特性曲線法による流出計算は, その数学的意味が明確であり, 出水の非線形性を考慮している点が大なる長所である。また本法を利用した等価粗度法は, 斜面の等価粗度 N_e に前節で示

表 - 6.1 排水区特性調査(都市化の物理的表現)

都 市 名	排水区名	$\Sigma \ell$ (m)	A (m^2)	I_p (%)	$A/\Sigma \ell = \delta$ ($\delta' = 1/\delta$) (m)	$\delta \cdot I_p = U_r$ ($\delta' I_p = U_{r'}$)	$\bar{I}$ (%)	$U_r/\bar{I}$ ($U_{r'}/\bar{I}$)
東 京 都	谷端川下	141,650	5,412,000	0.53	(0.0262) 38.21	(0.0139) 20.25	0.0148	(0.9392) 1,368.2
	谷端川上	30,000	720,000	0.47	(0.0417) 24.00	(0.0196) 11.28	0.0113	(1.7345) 998.2
東 京 都	桃園川下	46,530	5,106,000	0.49	(0.0091) 109.74	(0.0045) 53.77	0.0172	(0.2616) 3,126.2
	桃園川上	9,630	1,042,000	0.44	(0.0092) 108.20	(0.0040) 47.61	0.0070	(0.5714) 6,801.5
名古屋市	千年南部	15,000	812,200	0.57	(0.0185) 54.15	(0.0105) 30.87	0.00149	(7.0478) 25,941.2
	田 光	16,080	513,600	0.39	(0.0313) 31.94	(0.0122) 12.46	0.0073	(1,6712) 1,706.9
豊 橋 市	花 田	38,832	1,050,660	0.43	(0.0370) 27.06	(0.0159) 11.64	0.0090	(1,7667) 1,293.3
	八 町	13,298	683,700	0.78	(0.0195) 51.41	(0.0152) 40.10	0.0055	(2,7636) 7,290.9
京 都 市	中部第一	32,060	1,530,000	0.62	(0.0219) 47.72	(0.0130) 29.59	0.0082	(1,5854) 3,608.5
岐阜市	清水川	49,970	1,064,000	0.82	(0.0470) 21.29	(0.0385) 17.46	0.0010	(38,5000) 17,460.0

表-6.2 主要都市の等価粗度

都市名(排水区名)	幹線管渠の特性				i ($\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$)	T (min)	等価粗度 ($m^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$)	
	Z。	K。	Z	K			N _e (1)	N _e (2)
東京都 (谷端川排水区) 下流地点	0.789	0.218	0.655	0.900	20	32.4	0.00138	0.00204
					40	25.9	0.00153	0.00229
					50	24.0	0.00157	0.00234
					60	22.6	0.00161	0.00240
					80	20.7	0.00170	0.00255
					100	19.2	0.00174	0.00262
					120	18.1	0.00179	0.00270
東京都 (谷端川排水区) 上流地点	0.725	0.272	0.674	0.968	20	15.9	0.00058	0.00075
					40	11.9	0.00051	0.00062
					50	10.9	0.00050	0.00059
					60	10.1	0.00048	0.00056
					80	8.9	0.00044	0.00049
					100	8.1	0.00042	0.00045
					120	7.5	0.00040	0.00042
東京都 (桃園川排水区) 下流地点	0.739	0.264	0.670	0.716	20	33.5	0.00201	0.00306
					40	26.2	0.00208	0.00315
					50	24.2	0.00210	0.00317
					60	22.7	0.00213	0.00320
					80	20.5	0.00216	0.00323
					100	18.9	0.00217	0.00324
					120	17.7	0.00219	0.00325
東京都 (桃園川排水区) 上流地点	0.727	0.265	0.674	1.123	20	22.1	0.00038	0.00011
					40	17.2	0.00035	0.00007
					50	15.8	0.00033	0.00005
					60	14.9	0.00034	0.00005
					80	13.4	0.00033	0.00004
					100	12.3	0.00031	0.00002
					120	11.5	0.00030	0.00001
豊橋市 (八町)	0.766	0.328	0.662	1.061	20	—	—	—
					40	—	—	—
					50	14.0	0.00037	0.00058
					60	—	—	—
					80	—	—	—
					100	—	—	—
					120	—	—	—
名古屋市 (千年南部)	0.0001	0.375	1.000	0.481	20	28.1	0.00085	0.00165
					40	21.2	0.00028	0.00054
					50	19.3	0.00013	0.00024
					60	17.9	0.00004	0.00007
					80	15.9	—	—
					100	14.5	—	—
					120	13.4	—	—
岐阜市 (清水川)	0.904	0.161	0.624	1.681	20	49.1	0.00136	0.00097
					40	43.3	0.00237	0.00238
					50	41.5	0.00276	0.00297
					60	40.2	0.00314	0.00356
					80	38.2	0.00381	0.00463
					100	36.7	0.00440	0.00558
					120	35.5	0.00492	0.00644
京都市 (中部第一)	0.698	0.287	0.682	0.666	20	39.7	0.00491	0.00814
					40	29.3	0.00441	0.00712
					50	26.5	0.00422	0.00675
					60	24.5	0.00411	0.00652
					80	21.6	0.00391	0.00612
					100	19.5	0.00372	0.00574
					120	18.0	0.00359	0.00549

(注) N_e(1)は、等価排水区を片側斜面とした場合。N_e(2)は、等価排水区を両側斜面とした場合。

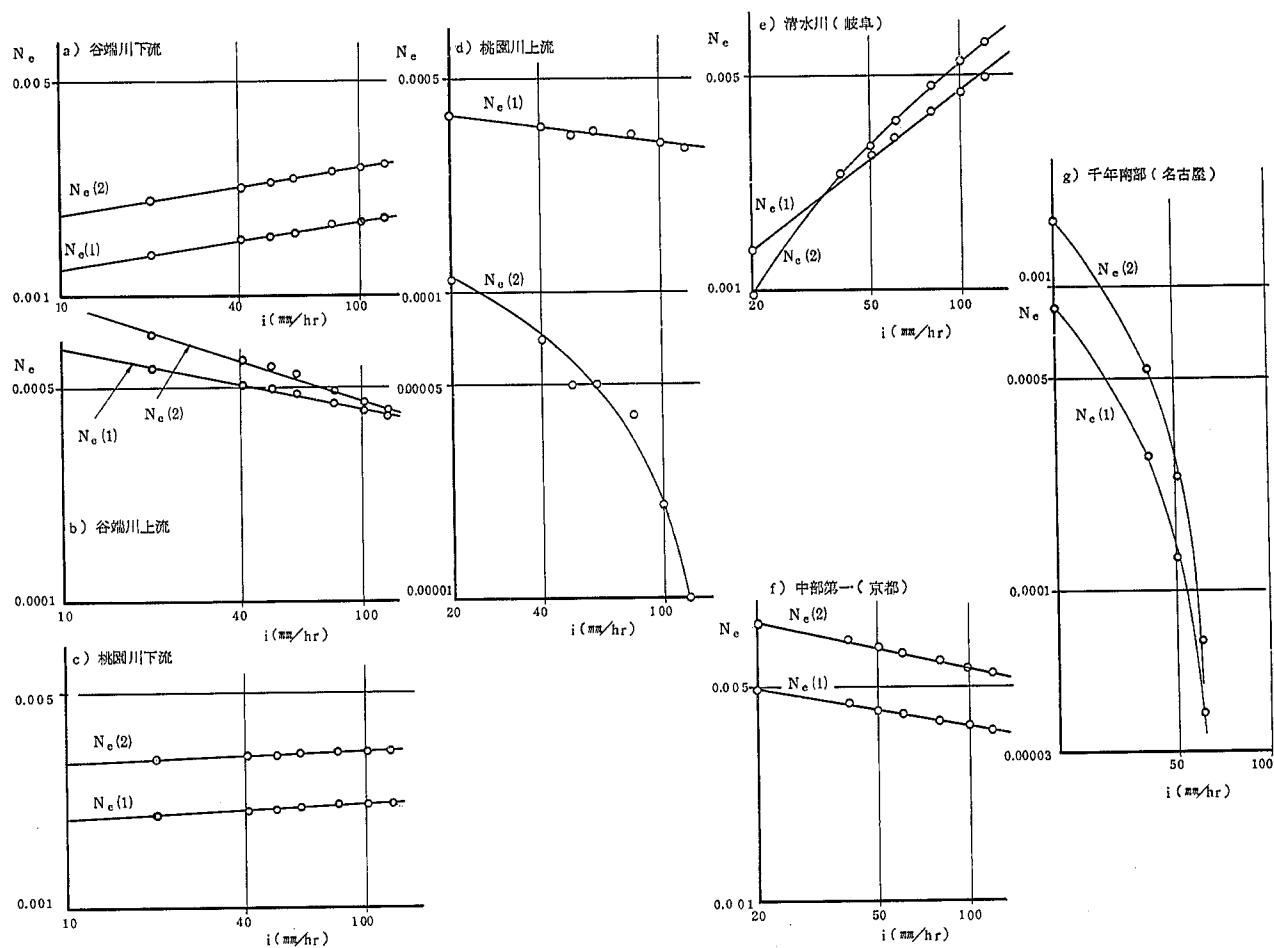


図 - 6.1 等価粗度と降雨強度相関

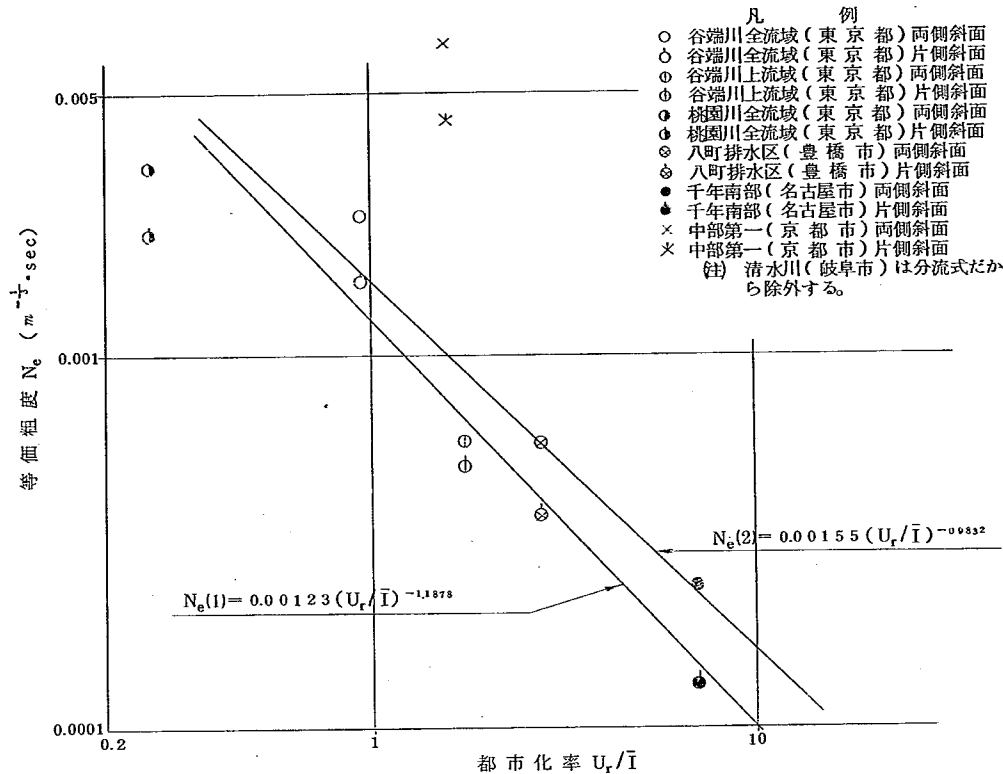


図-6.2 都市化率と等価粗度の相関
($i = 50 \text{ mm/hr}$ の場合)

した予測値を導入することによって、流出量の将来予測が可能なのは前述したとおりである。都市における下水道程度の排水区では、1排水区を1つの等価排水区に置換えても十分であるが、地形や幹線管渠の配置によっては、樹枝状に分割してもある程度簡単に求めることができる。

ここでは1排水区を1つの等価な矩形排水区に置換えて計算する。本計算では、従来の対数図式法による計算を更に改良した無次元化による計算方法によった。^{12), 17)} この計算法について以下に示そう。

1) 斜面流出量の基本式とその解法

等価な排水区を図-6.3のように考えると、基本式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i \quad \dots\dots\dots \text{連続の式}$$

$$qI = q \cdot \frac{N_e^2 \cdot u^2}{h^{4/3}} \quad \dots\dots\dots \text{運動方程式 (等流式を仮定)}$$

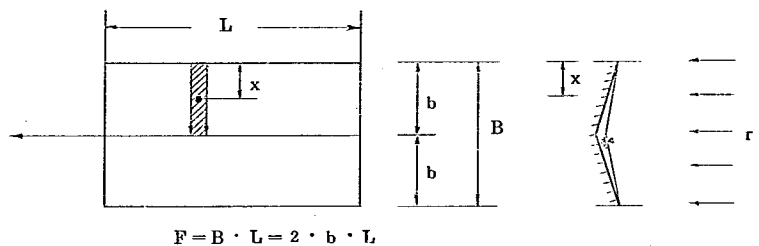


図 - 6.3 排水区の斜面流出モデル

ここで t : 時刻。

h : 上流端より x の斜面上の水深。

u : 上流端より x の斜面上の流速。

q : 斜面下流端流量。

r : 有効降雨強度。

N_e : 斜面の等価粗度。

I : 斜面勾配。

上記の h, u, q, r, t を無次元化すると,

$$r = \frac{r}{r_0} \quad r_0 : \text{標準降雨 (10 mm/hr 程度)}$$

$$\xi = \frac{x}{\ell} \quad \ell : \text{斜面長}$$

$$\tau = \frac{t}{T_s} \quad T_s : r = r_0 \text{ の時の到達時間 } (T_s = (\frac{N_e \cdot \ell}{\sqrt{I}})^{3/5} / r_0^{2/5} \text{ (sec)})$$

$$\varphi = \frac{q}{q_*} \quad q_* : \ell r_0 \text{ (m, sec)}$$

$$\eta = \frac{h}{h_*} \quad h_* : (\ell r_0 / \frac{\sqrt{I}}{N_e})^{3/5}$$

$$\omega = \frac{u}{u_*} \quad u_* : q_* / h_*$$

上記の無次元式によって連続・運動式を求めると,

$$\begin{cases} \frac{\partial \eta}{\partial \tau} + \frac{\partial \varphi}{\partial \xi} = r & (6.8) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1 - \frac{\omega^2}{\eta^{4/3}} = 0 & (6.9) \end{cases}$$

$$\varphi = \eta \cdot \omega = \eta \left(\eta^{\frac{2}{3}} \right) = \eta^{\frac{5}{3}} \quad \left(\omega = \frac{\varphi}{\eta} \text{ から } \right) \quad (6.10)$$

(6.8) (6.10) 式から

$$\frac{\partial \eta}{\partial \tau} + \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \frac{\partial \eta}{\partial \xi} = r \quad (6.11)$$

$$\therefore \frac{\partial \xi}{\partial \tau} = \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial \tau} = r \quad (6.12)$$

(6.8) (6.10) 式より

$$\frac{\partial \varphi}{\partial \tau} + \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \frac{\partial \varphi}{\partial \xi} = \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \cdot r$$

$$\therefore \frac{\partial \xi}{\partial \tau} = \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial \tau} = \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \cdot r \quad (6.13)$$

(6.12) (6.13) 式より

$$\frac{\partial \xi}{\partial \tau} = \frac{5}{3} \eta^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial \tau} = \frac{\partial \xi}{\partial \tau} \cdot r \quad \therefore \frac{\partial \xi}{\partial \xi} = r \quad (6.14)$$

$$(6.12) \text{ 式から } \eta \text{ (水深)} = \int r \cdot d\tau \quad (6.15)$$

$$(6.10) \text{ 式から } \varphi \text{ (流量)} = (\int r \cdot d\tau)^{5/3} = \eta^{5/3} \quad (6.16)$$

$$(6.10) \text{ 式から } \omega \text{ (流速)} = (\int r \cdot d\tau)^{2/3} = \eta^{2/3} \quad (6.17)$$

(6.12) 式から

$$\xi \text{ (特性曲線)} = \frac{5}{3} \int (\int r \cdot d\tau)^{\frac{2}{3}} d\tau = \frac{5}{3} \int \omega \cdot d\tau \quad (6.18)$$

計算は (6.15) ~ (6.18) 式を階差式にして,

$$\eta_i = \sum r_i \cdot \Delta \tau_o \quad (6.19)$$

$$\varphi_i = (\sum r_i)^{\frac{5}{3}} \cdot (\Delta \tau_o)^{\frac{5}{3}} \quad (6.20)$$

$$\omega_i = (\sum r_i)^{\frac{2}{3}} \cdot (\Delta \tau_o)^{\frac{2}{3}} \quad (6.21)$$

$$\Delta \xi_i = \frac{5}{3} \cdot \frac{1}{2} (\omega_{i-1} + \omega_i) \cdot \Delta \tau_o \quad (6.22)$$

$$\xi_i = \sum \Delta \xi_i \quad (6.23)$$

計算を簡単にするために (6.19) ~ (6.23) 式を次のように変換して行なう。

$$\eta_i' = \eta_i / \Delta \tau_o = \sum r_i \quad (6.24)$$

$$\varphi_i' = \eta_i'^{\frac{5}{3}} = \left(\frac{\eta_i}{\Delta \tau_o} \right)^{\frac{5}{3}} = \frac{\varphi_i}{\Delta \tau_o^{5/3}} \quad (6.25)$$

$$\omega_i' = \eta_i'^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{\eta_i}{\Delta \tau_o} \right)^{\frac{2}{3}} = \frac{\omega_i}{\Delta \tau_o^{2/3}} \quad (6.26)$$

$$\Delta \xi_i' = \frac{1}{2} (\omega_{i-1}' + \omega_i') = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\Delta \tau_o^{2/3}} (\omega_{i-1} + \omega_i) = \frac{3}{5} \cdot \frac{\Delta \xi_i}{\Delta \tau_o^{5/3}} \quad (6.27)$$

$$\xi_i' = \sum \Delta \xi_i' = \frac{3}{5} \cdot \frac{1}{\Delta \tau_o^{5/3}} \sum \Delta \xi_i = \frac{3}{5} \cdot \frac{1}{\Delta \xi_i^{5/3}} \xi_i \quad (6.28)$$

(6.24) 式の特性曲線が斜面下流端に達する条件は $\xi_i = 1.0$ である。なんとならば, $\xi_i = x/b$ において, $x=b$ のとき, $\xi_i = 1.0$ となる。したがって, $\xi_i' = \frac{5}{3} \frac{1}{\Delta \xi_i^{5/3}} = \xi_e'$

($\xi_e' = \text{終端}$) が特性曲線の終端のチェックとなる。

下流端 ($\xi_i' = 1$) での流量・時刻は,

t_i で $\xi_i' > \xi_e'$ となったとき,

$$\Delta \xi_e' = \xi_e' - \xi_{i-1}' \quad (6.29)$$

$$\Delta \varphi' = \Delta \varphi / \Delta \tau_o^{5/3} = r_i \cdot \Delta \xi_e' / \Delta \tau_o^{5/3} = \frac{5}{3} \cdot r_i \cdot \Delta \xi_e' \quad (6.30)$$

$$\varphi_e = \Delta \tau_o^{5/3} (\varphi_{i-1}' + \Delta \varphi') \quad (6.31)$$

$$\text{時刻 } t_e \text{ は, } \Delta t_e = \Delta t_o \times \frac{\Delta \xi_e'}{\Delta \xi_i'}$$

$$t_e = t_i + \Delta t_e \quad (6.32)$$

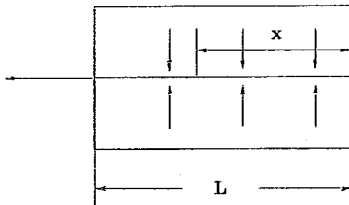
(6.29)~(6.32) 式によって, 各時刻を出発した特性曲線の下流端の流量を求めることができる。

ここで降雨の降り始めに斜面上流端を出発した特性曲線が下流端に達するまでの下流端流出量は, 同特性曲線上の途中の各時刻の $\varphi_i = \varphi_i' \cdot \Delta \tau_o^{5/3}$ の値をとる。したがって, 最初に計算する特性曲線上の φ (流量) の値は有効であるが, 2 番目以降の特性曲線については, 下流端の流量とその時刻のみを求める (途中の φ は不要)。

以上のようにして, $t - \varphi_e$ 曲線を得る事ができる。

2) 河道流出の基本式とその解法

斜面より流入した水を集めて流下する河道の下流端流量 Q_e を求めるのに, 等価排水区モデルを図-6.4 のように考え, 今, 河道上流端から x の位置で,



A: 流水断面積。

H: 水深。

Q: 流量。

V: 流速。

F: 流域面積。

L: 河道長。

R: 径深。

図-6.4 排水区の河道流出モデル

として, 河道勾配 i , 粗度係数 n , 更に K, P を次

のようにする。

$$A R^{2/3} = K A^P, \quad K = \frac{\sqrt{i}}{n} k$$

連続および運動方程式は,

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 2 \cdot q_e \quad (\text{両側斜面より流入するから } 2q_e)。$$

$$q_i = g \cdot \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \quad (\text{等流式に近似的})。$$

x, A, Q, q_e, V, t を無次元化する。

$$\lambda = x/L$$

$$\tau = t/T_s$$

$$\varphi_e = q_e/q_*$$

$$q_* = b \cdot r_o$$

$$s = A/A_*$$

$$A_* = \left(\frac{F \cdot r_o}{K} \right)^{\frac{1}{p}}$$

$$\nu = V/V_*$$

$$V_* = Q_*/A_*$$

$$\varphi = Q/Q_*$$

$$Q_* = F \cdot r_o$$

無次元式によって，連続・運動式を求めると，

$$\frac{\partial s}{\partial \tau} + \frac{1}{m'} \frac{\partial \Psi}{\partial \lambda} = \frac{\varphi_e}{m'} \quad (6.3.3)$$

$$1 - \frac{\nu^2}{s^2(P-1)} = 0 \quad (\text{等流式による}) \quad (6.3.4)$$

ただし， $m' = T_r/T_s$

$$\Psi = s \cdot \nu \quad \therefore \Psi = s^p \quad (6.3.5)$$

(6.3.3)~(6.3.5) より特性曲線表示すると，

$$\begin{aligned} \frac{\partial s}{\partial \tau} + \frac{ps^{p-1}}{m'} \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \lambda} &= \frac{\varphi_e}{m'} \quad \text{より} \\ \frac{d\lambda}{d\tau} &= \frac{ps^{p-1}}{m'} \quad \therefore \frac{ds}{d\tau} = \frac{\varphi_e}{m'} \end{aligned} \quad (6.3.6)$$

$$(6.3.6) \text{ 式より } S = \frac{1}{m'} \int \varphi_e d\tau \quad (6.3.7)$$

$$(6.3.5) \text{ 式より } \Psi = \left(\frac{1}{m'} \int \varphi_e d\tau \right)^p \quad (6.3.8)$$

$$(6.3.6) \text{ 式より } \lambda = \frac{P}{m'} \int \left(\frac{1}{m'} \int \varphi_e d\tau \right)^{p-1} d\tau \quad (6.3.9)$$

河道下流端の条件は， $\lambda = 1$ ($\because \lambda = x/L$ で $x = L$)

(6.3.9) 式より

$$\frac{P}{m'} \int \left(\frac{1}{m'} \int \varphi_e dt \right)^{p-1} d\tau = 1$$

到達時間を τ_e とすると， $\varphi_e = \text{const}$ として，

$$\begin{aligned} \frac{P}{m'P} \int_0^{\tau_e} \left(\int_0^{\tau_e} \varphi_e d\tau \right)^{p-1} d\tau &= 1 \quad \text{より} \\ \tau_e &= m' / \varphi_e^{1-\frac{1}{p}} \end{aligned} \quad (6.4.0)$$

(6.3.5) 式より

$$\Psi_e = \frac{1}{m'P} \varphi_e^p (\tau_e)^p = \varphi_e \quad (6.4.1)$$

$$\Psi_e = \varphi_e$$

したがって、河道下流端の流出量の無次元値は、斜面下流端の無次元値に等しい。

時間の遅れは、 $\tau_e = m' / \varphi_e^{1-\frac{1}{p}}$ である。

φ_{em} は河道到達時間内の平均 φ_e とすると、到達時間は、

$$\tau_L = m' \varphi_{em}^{-(1-\frac{1}{p})} \quad (6.42)$$

$$\Psi_e = \varphi_{em} \quad (6.43)$$

$t - \varphi_e$ 曲線が比較的直線的に変化している場合は、時刻 t_i における φ_e を φ_{em} として、 τ_L を求め φ_e の点を時刻 $\tau_L/2$ だけ遅らせばよい。ただし、極大、極小点附近では、 τ_L を推定し、その間の φ_{em} を求めて、(6.42) 式によって τ_L を求めてチェックする試算を行なう。

$t - \Psi_e$ が求まったら、 $Q = Q_* \Psi_e = F r_o \Psi_e$ より $t - Q$ を求める。

一般的な場合として、上流から流入がある時は(図-6.5)、(6.36)式から、

$$S = \frac{1}{m'} \int_0^{\tau_e} \varphi_e d\tau + S_u$$

$$\lambda = \frac{S u^p}{\varphi_{em}^p} \left\{ \left(\frac{\varphi_{em} \cdot \tau}{m' S u} + 1 \right)^p - 1 \right\}$$

$\lambda = 1$ を入れて到達時間 τ_L を近似的に求めると、

$$\tau_L = \frac{m'}{p \left(\Psi_u + \frac{\varphi_{em}}{2} \right)^{1-\frac{1}{p}}} \quad (6.44)$$

$$\Psi_e = \varphi_{em} + \Psi_u \quad (6.45)$$

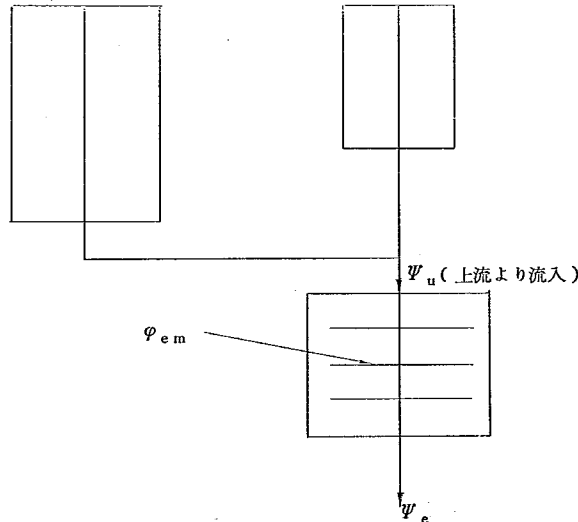


図-6.5 上流から流入がある場合

流域数が多い場合も前述のように、各最小流域の下流端の Ψ_e を求め、上流から順次下流へ流下させ、次々と合流させていけばよい。

6.4.2 実降雨による流出計算例

本節では、実排水区における観測結果より、前節で

示した特性曲線法による実際の流出計算例を示そう。

ここでは、桃園川排水区での昭和44年9月17日出水について計算した例を示した。

斜面勾配は、排水区の地盤平均勾配を用い、河道の勾配は、幹線管渠の平均勾配とした。計算条件は、

$$F = 5.106 \text{ Km}^2$$

$$L = 3.940 \text{ m}$$

$$B = 1.296 \text{ m (片側流入)}$$

有効降雨は第4章の観測結果から、 $\Sigma R_L = 0.701 \Sigma R^{0.943}$ から、表-6.3のようにして求める。斜面の等価粗度 N_e は、節6.3の結果から $N_e = 0.0020 \text{ m}^{-\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}$ とする。

$$I = 0.0172, r_o = 10 \text{ mm/hr}$$

$$\Delta t_o = 5 \text{ 分} = 300 \text{ 秒}$$

$$T_s = \frac{\left(\frac{N_e \cdot B}{\sqrt{I}}\right)^{3/5}}{r_o^{2/5}} = \frac{\left(\frac{0.002 \times 1.296}{\sqrt{0.0172}}\right)^{3/5}}{\left(\frac{0.01}{3.600}\right)^{2/5}} = 100.83 \text{ sec} = 16.68 \text{ min}$$

$$\Delta \tau_o^{5/3} = \left(\frac{\Delta t_o}{T_s}\right)^{5/3} = \left(\frac{300}{100.83}\right)^{5/3} = 0.1342$$

$$\xi_e' = \frac{3}{5 \Delta \tau_o^{5/3}} = \frac{3}{5 \times 0.1342} = 4.471$$

$$Q_e = F \cdot r_o \cdot \psi_e = F \cdot r_o \cdot \varphi_e = F \cdot r_o \cdot \varphi_e' (\Delta \tau_o)^{5/3} = 1.901 \varphi_e'$$

また、 $Z = 0.670$ 、 $K = 0.716$ から

$$T_r = \frac{K \cdot L^2}{(r_o \cdot B)^{1-Z}} = \frac{0.716 \times 3.940^{0.670}}{\left(\frac{0.01}{3.600} \times 1.296\right)^{1-0.670}} = 1.177 \text{ sec} = 19.62 \text{ 分}$$

ここでは、 $\tau_L = 0$ とした。

表-6.4には本節で示した特性曲線法(無次元化)による計算例の一部を示している。表-6.4に示した計算手順は、

- (1) 特性曲線の出発時刻(この場合は17:40)を先頭に5分おきの時刻を記入する。
- (2) 各時間の降雨(有効降雨)を記入する(但し $r = \frac{r}{r_o}$)。
- (3) ①欄の r を累加して②欄を求める。
- (4) ③欄を計算する。
- (5) ④欄を計算する。但し、 $\Delta \xi_1$ は $\frac{3}{5} \omega_1$ とする。
- (6) ④欄を累加する。 $\xi_1' > \xi_e'$ となったところで右下隅の計算を行なう。
- (7) ②×③で φ_e' を求める。一番最初の特性曲線(表-6.4の一番上の表)は⑥欄および Q_e をすべて計算する。

表 - 6. 3 有効降雨の算定

9月17日出水

桃園川, 下流 ($\Sigma R_L = 0.701 \Sigma R^{0.943}$), $r_o = 10 \text{ mm/hr}$

t	R	ΣR	ΣR_L	ΔR_L	R_r	$r = R_r / r_o$
17:40	2.2	2.2	1.46	1.46	0.74	0.07
45	5.5	7.7	4.78	3.32	2.18	0.22
50	4.5	12.2	7.34	2.56	1.94	0.19
55	7.4	19.6	11.50	4.16	3.24	0.32
18:00	4.8	24.4	14.13	2.63	2.18	0.22
5	5.0	29.4	16.96	2.83	2.17	0.22
10	5.0	34.4	19.54	2.58	2.42	0.24
15	6.3	40.7	22.83	3.29	3.01	0.30
20	2.9	43.6	24.30	1.47	1.43	0.14
25	9.5	53.1	29.36	5.06	4.44	0.44
30	6.5	59.6	32.54	3.18	3.32	0.33
35	3.3	62.9	34.33	1.79	1.51	0.15
40	1.2	64.1	35.25	0.92	0.28	0.03
45	3.2	67.3	36.52	1.27	1.93	0.19
50	23.3	90.6	48.54	12.02	11.28	1.13
55	23.7	114.3	61.14	12.60	11.10	1.10
19:00	22.7	137.0	72.56	11.42	11.28	1.13
5	16.8	153.8	80.86	8.30	8.50	0.85
10	14.5	168.3	88.05	7.19	7.31	0.73
15	9.4	177.7	92.73	4.68	4.72	0.47
20	6.3	184.0	95.86	3.13	3.17	0.32
25	4.0	188.0	97.79	1.93	2.07	0.21
30	2.2	190.2	98.86	1.07	1.13	0.11
35	1.2	191.4	99.43	0.57	0.63	0.06
40	0.0	191.4	99.43	0	0	0
45	0.0	191.4	99.43	0	0	0
50	0.5	191.9	99.71	0.28	0.22	0.02
55	0.2	192.1	99.78	0.07	0.13	0.01
20:00	0.5	192.6	100.05	0.27	0.23	0.02
5	3.0	195.6	101.51	1.46	1.54	0.15
10	4.6	200.2	103.76	2.25	2.35	0.24
15	3.6	203.8	104.96	1.20	2.40	0.24
20	1.2	205.0	105.86	0.90	0.30	0.03
25	0.3	205.3				
30	0.4	205.7				
35	1.7	207.4				
40	1.5	208.9				
45	1.0	209.9				
50	0.0	209.9				
55						

表 - 6. 4 特性曲線法による計算例

$$\xi_e' = 4.471$$

	t	17:40	45	50	55	18:00	5	10	15	20	25
①	r_i	0.07	0.22	0.19	0.32	0.22	0.22	0.24	0.30	0.14	
②	$\eta_i' = \Sigma r$	0.07	0.29	0.48	0.80	1.02	1.24	1.48	1.78		
③	$\omega_i' = \eta_i'^{2/3}$	0.17	0.44	0.60	0.86	1.01	1.15	1.30	1.47		
④	$\Delta \xi_i = \frac{1}{2}(\omega_{i-1} + \omega_i)$	0.10	0.31	0.52	0.73	0.94	1.08	1.23	1.39		
⑤	$\xi_i' = \Sigma \Delta \xi_i'$	0.10	0.41	0.93	1.66	2.60	3.68	4.91			
⑥	$\varphi_i' = \eta_i'^{5/3}$	0.012	0.128	0.282	0.688	1.030	1.426				

$$Q_e = 0.023 \quad 0.243 \quad 0.536 \quad 1.308 \quad 1.958 \quad 2.711 \quad \Delta \xi_e' = 4.471 - 3.680 = 0.791$$

$$\Delta t_e = 5 \times \frac{0.791}{1.23} = 3.2 \text{ min}$$

18時8分12秒

$$\Delta \varphi_e' = \frac{5}{3} r_i \cdot \Delta \xi_e' = 1.667 \times 0.24 \times 0.791 = 0.316$$

$$Q_e = 1.901(1.426 + 0.316) = 3.312$$

	t	17:45	50	55	18:00	5	10	15	20	25	30
①	r_i	0.22	0.19	0.32	0.22	0.22	0.24	0.30	0.14	0.44	
②	$\eta_i' = \Sigma r$	0.22	0.41	0.73	0.95	1.17	1.41	1.71	1.85		
③	$\omega_i' = \eta_i'^{2/3}$	0.36	0.55	0.81	0.97	1.11	1.25	1.43	1.51		
④	$\Delta \xi_i = \frac{1}{2}(\omega_{i-1} + \omega_i)$	0.216	0.455	0.680	0.890	1.040	1.180	1.340	1.470		
⑤	$\xi_i' = \Sigma \Delta \xi_i$	0.216	0.671	1.351	2.241	3.281	4.461	5.801			
⑥	$\varphi_i' = \eta_i'^{5/3}$						1.763				

$$\Delta \xi_e' = 4.471 - 4.461 = 0.010$$

$$\Delta t_e = 5 \times \frac{0.010}{1.340} = 0.037 \text{ min}$$

18時10分2秒

$$\Delta \varphi_e' = \frac{5}{3} r_i \Delta \xi_e' = 1.667 \times 0.30 \times 0.01 = 0.005$$

$$Q_e = 1.901(1.763 + 0.005) = 3.361$$

	t	17:50	55	18:00	5	10	15	20	25	30	35
①	r_i	0.19	0.32	0.22	0.22	0.24	0.30	0.14	0.44	0.33	0.15
②	$\eta_i' = \Sigma r$	0.19	0.51	0.73	0.95	1.19	1.49	1.63	2.07	2.40	2.55
③	$\omega_i' = \eta_i'^{2/3}$	0.33	0.41	0.81	0.97	1.12	1.30	1.39	1.62		
④	$\Delta \xi_i = \frac{1}{2}(\omega_{i-1} + \omega_i)$	0.198	0.370	0.610	0.890	1.045	1.210	1.345	1.505		
⑤	$\xi_i' = \Sigma \Delta \xi_i$	0.198	0.568	1.178	2.068	3.113	4.323	5.668			
⑥	$\varphi_i' = \eta_i'^{5/3}$						1.937				

$$\Delta \xi_e' = 4.471 - 4.323 = 0.148$$

$$\Delta t_e = 5 \times \frac{0.148}{1.345} = 0.55 \text{ min}$$

18時15分33秒

$$\Delta \varphi_e' = \frac{5}{3} r_i \Delta \xi_e' = 1.667 \times 0.14 \times 0.148 = 0.035$$

$$Q_e = 1.901(1.937 + 0.035) = 3.749$$

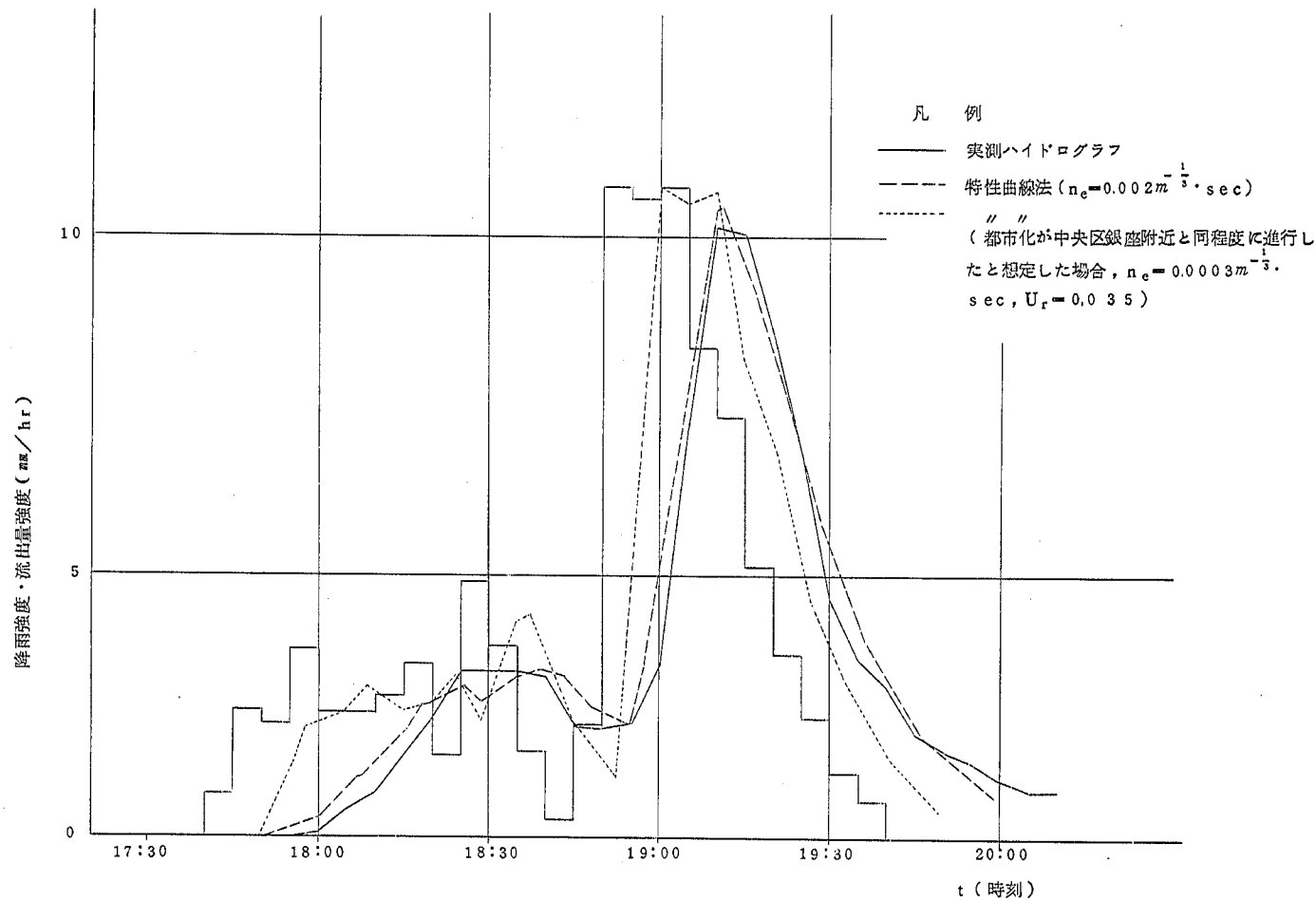


図 - 6. 6 桃園川排水区 (下流地点)
昭和44年9月17日出水

(8) ⑥×KでQを求める。但し、 $K = F \cdot r_0 \cdot (\Delta \tau_0)^{5/3}$

(9) 出発時間をずらして(ここでは5分おき)、同様の計算①～⑥を行なう。2本目以降の特性曲線は、下流への到達時間とその時の流量のみを求めれば良い。

以上の手順によって計算した結果は、図-6.6に実測値と比較して示した。図にみる如く、極めて適合性は高いし、計算時間も図式法等に比較しても極めて短時間に、手計算で行なうことができる。図-6.6には、桃園川排水区が中央区銀座附近と同程度に都市化が進んだと想定した場合のハイドログラフを比較して示しておいた。この場合、等価粗度 N_e の推定は、前6.3節で示した都市化率との関係から想定して $N_e = 0.0003 m^{-1/3} \cdot sec$ を使った。図では、都市化が進むほど出水ハイドログラフは降雨波形に等しくなっていくことを示している。即ち、流達時間は極めて短くなり、出水の立上がりや低下が極めて早くなっていく。節6.3で示した等価粗度の予測方法を用いると、従来のようなtrial計算を行なう手順がはぶかれて、極めて合理的である。

6.5 本章の終りに

本章では、都市化の進行が流出現象にどのように影響するかを定量的に把握しようと努力したものである。特に節6.3で検討した等価粗度の予測方法は、将来予測はもちろん実態値の予測にも十分適用できることを実際に計算例で示した。この予測法を適用することによって、従来の計算手順を1ステップ短縮することができる。また、流出計算法も従来の対数図式法等に比して、ここで適用した無次元化による方法^{12), 17)}によって、非常に演算時間を短縮でき、しかも手計算で十分に短時間でできることを立証した。また、都市化の進行がもたらす流出現象への影響も、従来定性的には種々論じられているが、本章では、その定量的な変化を実際の計算例で示した。まだまだ、この予測法にも問題はあるが、今後の調査研究によって追求し、明確にしていきたいと思う。

このようなことから都市域(なかでもこれから都市化される可能性のある地域)では、雨水排除計画における全体計画の策定時点に、これらの流出現象の変化に対処する方策を講じておくべきであることを重ねて筆者は要望する。第1章でも述べたように今後ますます都市区域が拡大していく事は必至だからである。

第 7 章 結 論

7.1 本報告書の主要内容

この報告書は、都市域における雨水排除施設や設計計画の合理化という観点から種々の考察を加え、流出現象の解明とともに、その将来予測法についても論及したものである。ここに本調査研究の結果から得た主要な成果をとりまとめ、本報告書の結論としたい。

第1章では、都市化の進行がもたらす住人の最大の問題が水の用排水にあることを述べ、都市化の段階的な相違について定性的に記述した。また都市化の進行によって、水文事象の変化もさることながら流出現象において多大の影響を及ぼすため、その変化の影響を具体的に定量的に把握していく努力が必要であると同時に、将来計画に対処する合理的な方法を確立することが必要であることを強調した。

第2章1節では、流出量算定公式の動向について述べ、今後の下水道設計や維持管理、水質管理などには、ピーク流量のほか、ハイドログラフの算定が可能な方法を取り入れる必要があること、また計画が実態に追従した追従計画であってはならないことを指摘した。そしてこれらの要望をかなえるものとして、マクロには合理式があり、ミクロには特性曲線法を利用した等価粗度法が適用可能であると述べ、今後の傾向としては、ミクロな方法の発展と併行して、より合理化した合理式が雨水流出量算定に適用される傾向が増加していこうと結論した。第2節は、合理式の理論性について検討し、次元的にも流量の次元を持ち、多少の理論性もあるが、あくまでも運動方程式は $\frac{\partial u}{\partial x} = 0$ に基づいたもので現実の現象と一致していないし、種々の改善が必要であることを指摘した。第3節は合理式によって流出量を予測する場合、各要素間の誤差の関係を検討して、流出量を5%の許容誤差率で予測するためには、流出係数は2.5%、流達時間には5%の誤差しか許されないことを明らかにした。また、流出係数と流達時間の予測には、計画誤差と技術誤差の複合誤差が伴うことを指摘し、計画誤差はある程度避けえないことから、技術の及ぶかぎり技術誤差を零にする努力が必要であり、また、計画誤差をできるだけ少なくするためには、法的な誘導や、全体計画の立て方、あるいはデマアルシステムについても検討する必要があることを述べた。第4節は流出係数や流達時間等の求め方について述べたものである。

第3章は、合理式を雨水排除計画に適用する場合のその適用性について、合理式を構成する個々の要素を掘起し、個々の性質をミクロに追求して、その適用上の問題点を明らかにし、その対策にまで言及した。即ち、第1に流達時間は、流入時間と流下時間の和で構成されているが、中でも流入時間の推定が極めてあいまいなもので、我が国では、経験的に平均7分といった値が大過ないものとして採用されているが、ここで流入時間の理論的な計算法を示し、従来、発表されているKerbyの式等との比較検討をして、単位排水区の妥当な等価粗度係数が与えられるなら理論式によって実態値にほとんど等しい値を得ることができることを示した。また流下時間の算

定法についても、従来のように L/u として求めるのは不適当であり、管渠形状に応じた洪水伝播速度を用いる方が合理的であることを指摘した。次に流出係数については、第1に都市での浸透能は山地等に比して極めて小さいことを定量的に示したが、しかし浸透能は土質や締め固めの程度によって大幅に異なるものであり、地域特性を考慮せず一率に定めるのは大きな誤りをおかす恐れがあることを指摘した。第2は、降雨前保湿度および先行降雨が流出係数に与える影響を検討した結果、長時間継続の降雨に対して求めた流出係数を用いないと大きな誤りをおかす恐れがあることを指摘した。第3は、工種配置と下水管渠との接続の仕方による影響を検討し、浸透域と不浸透域の分断の有無による違いを明らかにした。このようなことから合理式は真に科学的、計画的なものではなく、十分にその性格を把握し、熟達した設計者によってのみ円滑に適用されるもので、悪く言えばその予測流量をどうにでも加減できる性質のものであることを指摘した。こういった意味から科学的変法の確立の早期実現を要望し、これに対して一つの方法を提案した。

第4章は、実都市での流出の実態である。ここでは主に東京都の谷端川・桃園川両排水区の流出量観測結果から流出係数や流達時間の実態分析を通して都市化が流出現象の変化に与える要素を標価したものである。また、現在下水道管渠設計に用いられている設計降雨確立年や流出係数等の取り方についても考察し、従来の雨水排除施設計画のあり方を考え直す時期にきていることを指摘した。

第5章は、流入時間の理論的な計算方法を追求し、それに必要な等価粗度（単位排水区）の予測方法にまで言及した。これによって流入時間、降雨強度、等価粗度および排水区の規模との関係を明らかにし、理論的な計算方法を確立した。

第6章は、流出量の将来予測方法について論及したもので、ここで都市化過程を物理的に表現し、大担にも都市化率なる新たな言葉（物理的因子）を定義し、この都市化率と斜面の等価粗度との間には密接なる関係があることを明らかにし、これらの関係から計画年次の都市化率がわかれば等価粗度を予測でき、ひいては、計画年次の流出量を予測できることを明らかにした。また、この方法は将来予測もさることながら実態値の予測にも十分適用でき、この予測法を適用することによって従来の計算手順を1ステップ短縮できることを実際の計算例で示した（従来は、等価粗度を予測するために trial で計算したが本法では trial の必要がない）。また流出計算法も従来の対数図式法等に比して、本章で適用した無次元化による方法は、非常に演算時間を短縮でき、しかも手計算で十分に短時間でできることを立証した。また、都市化の進行によって流出ハイドログラフが降雨波形に非常に似てくることを実際の計算例で示した。ここでは、まだ1ケースの計算例を示したに過ぎないが、今後の調査研究によってさらに明確にしていきたいと考えている。

第7章は結論で本報告書の各章の主な内容について要約したものである。

以上のように本報告書では、都市域における雨水排除計画にまつわる種々の問題について、かなり広範囲な方面から究明した。その結果、結論的に言えることは、都市域（なかでも、これから都市化される可能性のある地域）では、何度も繰り返すようだが、将来の流出現象の変化に対処する方策を全体計画の策定時点に講じておくことが必要であるということである。残された問題点や解析の不備な点は、今後の調査研究によって随時明確にしていきたいと考えている。

終りに解析の不備な点や解釈の誤りをおかしているケ所も多々あることと思うが、この点は、すべて筆者の浅学のいたすところであり、この責任はすべて筆者の負うところである。

建設省土木研究所下水道研究室

横 尾 将 位

参 考 文 献

1. 雨天時下水の排除の合理化に関する調査研究報告書：土木研究所資料 4 3 5 号，土木研究所下水道研究室，S. 4 4. 3.
2. 都市水文学：樞根勇，水处理技術，Vol 8，No 1，1 9 6 7
3. 雨水量の計算諸公式の今後の動向：石黒政儀，下水道協会誌，Vol 4，No 3 7，1 9 6 7. 6
4. 単位図法とその適用に関する基礎的研究：石原藤次郎・高棹琢馬，土木学会論文集，S. 3 4. 3.
5. 技術—その周辺：岸田純之助，日本経営出版会。
6. 下水管渠の設計と施工（W P C F マニュアル），日本下水道協会編，S. 4 4. 7.
7. 合理式を構成する諸要素の実態的再検討（第一報・第二報）：稲場紀久雄，横尾将位，第 2 4 回土木学会年次講演会論文集，S. 4 4. 9.
8. 雨水排除計画における合理式の適用性：稲場紀久雄，横尾将位，土木技術資料 Vol 1 1 1，No 1 1，S. 4 4. 1 1.
9. 上下水道における集配水の合理化に関する基礎的研究：末石富太郎，京都大学学位論文，S. 3 6. 7.
10. 公共下水道統計（昭和 4 0 年版）：日本下水道協会

11. 合理法・等価粗度法による市街地雨水流出量観測値の解析：寺西靖治，下水道協会誌 Vol 5，
No 4 9.
12. 降雨流出に関する基礎的研究：上田年比古，九州大学学位論文，S. 3 6. 8.
13. 河川工学：山本三郎編，朝倉書店。
14. Time of concentration for overland flow: by W. S. Kerby, J. M. ASCE, March
1959 civil engineering.
15. How to estimate storm- water quantities: by H. M. Giffert, George E. Sym-
ons, Water and Wastes engineering, March 1968.
16. 路面排水に関する研究報告書：土木研究所資料 5 2 3 号，土木研究所下水道研究室，S. 4 4. 7.
17. 小流域の流出機構に関する研究：第 2 0 回管内技術研究会指定課題資料，建設省中国地方建設
局，S. 4 4. 9.
18. 雨水流出量測定の自動化：柏谷・村上・稲場，下水道協会誌，Vol 4，No 4 3，1967. 1 2.
19. 特性曲線法による出水解析について：末石富太郎，土木学会論文集，第 2 9 号，S. 3 0. 1 2.
20. Run- off estimation in storm sewer system using equivalent roughness:
by Tomitaro Sueishi, Trans of JSCCE, No 91, March 1963.
21. 筑後川上流部の出水解析（第 2 報）：九州大学応用力学研究所報第 1 3 号，S. 3 4.
22. 降雨および流域特性が流出関係に及ぼす効果について：岩垣雄一・高棹琢馬，京都大学防災研
究所創立 5 周年記念論文集，S. 3 1. 1 1.
23. 都市化による流出の変化：木下武雄，第 2 3 回土木学会年次講演会論文集，II-45，S. 4 3. 1 0.
24. 基礎流出率を用いた市街地雨水流出量算定法：合田健・末石富太郎・寺西靖治，土木学会論文
集第 1 4 8 号。
25. Engineering Hydraulics: Proceeding of the Fourth hydraulic Conference
Iowa institute of Hydraulic Research, June 12-15, 1949.
26. Hydrology of urban runoff: by A. L. Tholin, MASCE, and Clint J.
Keifer, A. M. ASCE, ASCE, 1952.
27. etc.