水理, 下水道

滞流式雨水流出量算定方法の研究

正員 工学博士 板 倉 誠*

STUDIES ON THE RATIONAL METHOD AND "DETENTIONS OF FLOW-OUTS"

(Trans. of JSCE, No. 28, Sept. 1955)

By Dr. Eng., Makoto Itakura, C.E. Member

Synopsis In this paper, contained some discussions of run-off coefficient, mean value of the Frühling's rain-curve, collecting time of storm sewage & etc.

18 kinds of most popular standard storm-intensity curves are sellected out for the practical convenience on sewage planning in Japan.

Main Subject of this paper is a new calculation method of storm run-off using "Detention coefficient", that is most reliable because of the peaks of run-off must be lowered by detention flows in long sewers for its excess spaces.

要 旨 慣行による合理式算定方法をおこなう場合，流出係数，平均強度係数，流集時間等について注意すべき諸点を検討し，さらに本邦標準降雨強度公式 18 種の選定によつて実務上の便益を計り，なお，最大雨水流出量は，管渠内に生ずべき滞流によつて，そのピーク流出量が圧縮されることを論じ，滞流係数の親規採用を提唱し，もつて下水道における雨水流出量の算定方法に一層の信頼性を与えようとしたものである。

目 次

第1章 概 論

合流式下水道を計画するに当つて，下水管の大きさを決定する基準は最大雨水流出量にある。

しかるに，その基準となるべき最も重要なこの算定方法が本邦には従来2種類（ビュルクリ式と合理式）あつて，しかもその算定結果が両者いちじるしく相異なるので，わが国の下水道は全国的にはなはだしく不安定な設計がなされている。

ビュルクリ式は少量の結果を，合理式は多量の結果を与えるといわれながら，一般の下水道設計者はそれぞれ慣行の式を無批判に近く使用する傾向があつて，かつ，互いに相競い憂慮に耐えない実情にある。

筆者は多年この問題の解決に熱意を有し，両者の内容をよく比較吟味して，さらに，新たなる検討と創意を加えてここに滞流式雨水流出量算定方法を案じ，これを一般の実践に移したい意図のもとにこの論文を草した。

雨水流出量の推定方法には古くから多くの研究があり，1852 年イギリス Roe 氏の実測から始り；Hawksley の公式（London 1857 年），Adams の公式（Brooklin 1880 年）等，いずれも幹線排水渠の流量実測から導いたものである。

これら各種の実験公式では Bürkli-Ziegler 両教授の公式（1880 年 Zürich）が一般に広く使用された。

$$Q=C\cdot r\cdot\sqrt[4]{\frac{S}{A}}\cdot A \cdots\cdots(1)$$

Q：最大雨水流出量 (m³/sec)

C：係数

r：降雨量 0.125～0.200 (m³/sec/ha)

A：排水面積 (ha)

S：地表勾配 1 000 につき (S)

係数 $\sqrt[4]{\frac{S}{A}}$ は，いわゆる遅滞係数といわれるが，下水道では一般に流域面積が小さいため流集時間より短かい

---

* 日本ヒューム管KK，取締役工事部長
日本上下水道設計会社，常務取締役

継続時間の豪雨で最大流出量がきまるようなことが少なく，この点河川の洪水現象とは異なる。流出系統の時間的ずれによる retardation は普通の場合はとんど起らないものと考えてよいと思う。

この係数の真意は雨水の流出が途中で一部停滞することなどの影響，降雨強度の分布状態によるてい減その他いろいろ雨水の流出をはばむことがらを一括してのてい減係数であろうと考える。この係数は地表勾配と排水面積によつて変るようになつており，この考え方，表現の方法はみな Hawksley 以来同様のものである。

しかるに，この式は下水道の実施の結果，しばしば実際より過少の値を与えることがあるというので Mc Math 公式（1887 年 St Louis）Brix 公式（1894 年 Ofen）等の訂正式が出たのであるが，単に4乗根を5乗根とか，6乗根とかにしただけで思いつきとしか考えられぬ程度のものであり，この形式の公式についてはその後新しい研究もなく，現在ではいわゆる簡易概算公式の程度で旧式な方法といわれてしかるべきものである。

また，新規に研究されるとしても，それはその地方独特のものとなつてしまつて普遍性がないのであるから他には役立たないのである。一般水理公式のごとく，たとえ実験式であつても，水の性質は世界共通であるから役に立つが，降雨や地表の状態は千差万別であつて，とおてい全部が一実験公式の適用範囲に入らないのである。

どうしてもその土地土地の条件をできるだけ加味した方法によつて算出するのが当然であつて，その算出方針はかくあるべしと示したものが，いわゆる合理式雨水流出量算定方法なのである。

合理式による場合でも，さらにその内容全般にわたつて細かい点までよく吟味し，その土地土地に合うよう工夫しなければならない。例えば雨の記録もないのに他都市の降雨強度公式を使つたりしては結局実験公式使用の場合と同じことになつてしまうのである。

大体ビュルクリ式は平坦地の在来水路の流量測定から求めたと考えられる。合理式は逆に降つた雨がただちに少しも停滞せしめることなく完全に排除するという理想のもとにやつているので，両者の算定結果には時にいちじるしくへだたりがあり，いずれにしても非のあるところは改め，真に実用価値のあるものを求める努力が肝要と考える。

合理式雨水流出量算定の方式は次のとおりである。

$$\text{最大流出量} = \overset{①}{\text{流出係数}} \times \overset{②}{\text{降雨平均強度係数}} \times \overset{③}{\text{降雨強度}} \times \overset{④}{\text{排水面積}}$$

上の4項目のうち，排水面積は問題ないが，他の項目については順次詳細なる意見を述べ，さらに管内滞流の問題を降雨強度公式中に加味すべしという着想をもつて本論文の主題とする次第である。

第2章　流出係数

流出係数の定義は土木学会用語調査の決定によれば「流出量と降水量の比」となつており，まことにそのとおりであるが，いささか条件が漠然としていて，単に降水量のうち，蒸発，滲透による量を差引いた残りが流出量であつて，その流出量と降水量との比をいうがごとくに感じられる。下水道においてはもつと具体的に排水面積，降雨強度，単位時間等を補足して説明する必要がある。

降つた雨の一部はただちに地表を流出するが，その他はいろいろの場所に抑留され渋滞させられる。この渋滞したものは，いづれ後に結局流出量となるものと，地上に停滞蒸発，あるいは地下に滲透するものとに分れる。また，滲透したものはそのまま地下水になつてしまうものと再び蒸発するものとに分れる。降雨時間中の蒸発量は問題にはならない。

最大雨水流出量の算定に当つて用いる流出係数は，細かく説明すれば，ある排水区域内に，ある最大降雨量があつた場合，1秒間に降つた雨の量（m^3）に対し，この雨によつて管渠に流入する最大雨水量（m^3/sec）との比をいうのである。

例えば，1 ha の面積に全部で 500 m^3 の雨が降つて，この雨による流出総量が 300 m^3 あつたなら，流出係数は 0.60 であるというのではなく，1 ha につき毎秒 0.139 m^3 の雨が降つて管渠に流入する最大雨水量が 0.056 $m^3/sec/ha$ に達した場合 $0.056 \div 0.139 = 0.4$ をもつて流出係数というのである。

この考えの差異によつて，下水道における流出係数の数値は河川等における全体流出係数の数値とは異なり，かなり低下したものになるのである。流出が渋滞して流出量の時間的ずれのあるほど，流出係数は低下する。これは2つ以上の流域から，それぞれの最大流出量が時間的ずれによつてその洪水波が合致しないという「ずれ」とは別個の問題である。流出係数は管渠に流入するまでのことに限定する。

表—1　流出係数表

工　種	流出係数 C
屋根	0.70 ～ 0.95
鋪道	0.85 ～ 0.90
砂利道	0.15 ～ 0.30
空地	0.10 ～ 0.30
公園芝生	0.05 ～ 0.25
森林	0.01 ～ 0.10

流出係数の研究は，まづ道路面，屋根面，間地面等それぞれ種別したもの

についておのおの単独に調査したものが基本になり，次にそれらの組合せによつて地域別の綜合平均した実用的の流出係数を想定することになる。

基本的な工種別流出係数の単独調査については Kuichling. Frühling. Babbitt 氏等の文献がある。

東京市下水道調査委員会では審議の結果，次のような具体的な数値を大正 12 年以前に出している。

屋　根　　$C=0.90$

道　路　　$C=0.80$

間　地　　$C=0.20$

昭和 10 年この流出係数の適否について東京市下水課において1ケ年の実測を行つたが（後述），その結果は概略適合性が認められ，特に地勢急峻の地域でその数値はよく適合し，地勢平坦の地域では最高2割方過大の結果を得たので，流出係数は地勢によつて変更（この場合低下）すべきものといわれた。

このことはのちに管渠内の滞流という点に気がつき，本主論文の導火線になつたのであつて，今日では工種別流出係数は上記東京市下水道調査委員会の決定を実用的なものと信じている。

雨水流出量算定に当つて実際に用いるのは地域別流出係数であつて，これは前記工種別流出係数と地域内に占めるはずの屋根，道路，間地の各面積割りとから比例算によつて求める。わが国では市街地で大体流出係数は 0.4 から 0.6 くらいになる。重要な市街地ならばこの係数を大にし，重要でない市街地ならば低くするという説も一応常識的である。

流出係数の本質についてはこう解釈したい。

地表面は雨水に対して一つの貯水池であり，降雨はまづこの貯水池に降り溜り，一部滲透もあるが，その貯水能力を超過した分から流出しはじめる。従つて流出量は降雨量に比例して増大はするが必ずしも正比例はしない。要は貯溜能力のいかんが流出係数を決定する鍵であり，その貯溜能力は地表面の状態，地形，地勢及び排水設備のいかんによつて異なる。これらを細別し実験によつて確固たる数値を得ようとすることははなはだしく困難であり，また，常に地表面の状態が変化するものであるからとおてい計画区域内の真の数値を捕捉することは不可能に近いと思われる。

東京市下水道調査委員会において発表した前記の工種別流出係数の値はまづ本邦において権威あるものと考えられるが，これは主都東京市のことであつて一般地方都市では多少これより低目の数値を採つてよいものと考える。

表—2 総合流出係数算出表

（工種別面積比） 道路屋根間地	（一案）道路 $C=0.8$ 屋根 $C=0.9$ 間地 $C=0.2$	（二案）道路 $C=0.7$ 屋根 $C=0.8$ 間地 $C=0.15$	（三案）道路 $C=0.6$ 屋根 $C=0.7$ 間地 $C=0.15$
1 : 2 : 7	0.40	0.34	0.31
1 : 3 : 6	0.47	0.40	0.36
1 : 4 : 5	0.54	0.47	0.41
2 : 3 : 5	0.53	0.46	0.40
2 : 4 : 4	0.60	0.52	0.46

総合流出係数は将来の予想であるから，計算は単なる参考にすぎず，大体の見当でラウンドナンバーをとつてよい。

簡単にいうならば銀座のような繁華街，また，重要な所では $C=0.6$ を採るのもよいが，これは例外に近い。

一般には 0.4～0.5 であるが，一般地方都市では $C=0.4$ が適当であろうと考える。

なお，流出係数については東京市下水道の過去にいろいろの事実があつた。

（1） 昭和6年頃財政緊縮時代に下水管渠費を引下げるため流出係数の一率低下（係数 0.6 を 0.5 に，0.5 を 0.4 に）ということを敢行したが，その後そのためによる事故は聞くことがなかつた。ただ坂道の下のような所はよく氾濫したり，土砂が停滞したりするので，管渠を大きくしたり，緩和勾配を用いたりした。

（2） 根津藍染川，小石川春日町，本郷金助町，四谷谷町等いわゆる谷合いの地域では正規の流出係数でやりながらしばしば氾濫をひきおこす所もあつた。これらは上流地区の排水施設をよくしたためにかえつて下流地区に累を及ぼしたということがわかつたので上流地区の下水管を細くしたり，迂回させたり，段差人孔によつて流速を制限したり，雨水をなるべく停滞させるよう工夫して下流の氾濫防止対策とした。

（3） 本所，深川地区は年々地盤が沈下し，下水事業の初期には自然放流可能とされた地域が，どんどん自然放流不可能の地域に変り，初めは自働防潮扉などでやつてみたがついには全く吐口を閉止してしまい，ポンプ場への連絡は前に布設した小管のままですましたが，それでも問題になるような地上氾濫の事故はなかつた。

（4）　江東地区の合流幹線は晴天時に汚水が大量に停滞するためもあつて管渠内に多量の土砂が堆積し，流水断面が半分以上もつまつてしまつたにもかかわらずポンプの働らいているかぎり地上の氾濫なく，下水道築造以前にくらべると「水ひき」が実によく素人目にも下水ポンプ場の効果が顕著であつた。

このように，流出係数は幾多の疑問を持つので，これを根本的に解決すべく市内小学校20箇所に新規に自記雨量計を備え，下水管渠内には適当の箇所を選んで6カ所フリュームメーター量水堰自記水位計などそれぞれ設置して豪雨時ごとの測定を組織の力によつて行うよう手配し，大いに張りきつたのであるが，約1カ年の後いろいろの故障と不明確なデーターの山と，別途の問題の続生とで行きづまり，教えられるところも多々あつたが所期の目的はこれを達することができなかつた。そのうち2，3のやや明らかなデーターによる結果を次に摘録した。次の各モデル地区は下水道完備に近い区域である。

（1）　地勢急峻の例　牛込市ケ谷台地付近：総排水面積 169 ha　内屋根 39%，道路 16%（ほとんど舗装）間地 45% の割で計算上の地域流出係数は $0.9\times0.39+0.8\times0.16+0.2\times0.45=0.569$ に対し，降雨は昭和10年10月27日11時35分から45分までは 45 mm/h，次の10分間が，42 mm/h，さらに次の10分間が，39 mm/h，そして0時35分までの平均降雨強度は 33 mm/h であつた（士官学校前自記雨量計）。管渠内の流量は11時55分最大に達し，11.82 m³/sec を記録した（水位と勾配の測定による）。このうち汚水量は 0.12 m³/sec と推定されるから，雨水流出量は 11.70 m³/sec，これに対し計算上の流出量は

$$(45+42)\div2\div3\,600\div1\,000\times1\,690\,000\times0.569=11.62\ \mathrm{m^3/sec}$$

でほぼ一致し，予想した流出係数がおよそ実用になることを認めた。もちろん計測その他に不備な点もあつたと思われるが実測者は他のことを少しも考慮することなく可能なかぎりの手段によつて最も正確を期して実測に当つたものであることを認める。

（2）　殷賑商業地の例（下水道完備）　東神田仲橋通り：総面積 12.6 ha その内屋根 44%，道路 24% 間地 32% で，計算上の流出係数は

$$0.9\times0.44+0.8\times0.24+0.2\times0.32=0.652$$

に対し，昭和10年10月27日15時から豪雨となり，41 mm/h の雨が続いた（今川小学校自記雨量計）。このときの最大流出量は 0.890 m³/sec（フリュームメーターによる）を示した。

計算上の雨水流出量は $41\div3600\div1\,000\times126\,000\times0.652=0.936\ \mathrm{m^3/sec}$ で，計算上の流出係数の予想の方が5% ほど過大であつた。

（3）　地勢平坦稠密住宅地の例　本郷駒込林町付近：総面積 10 ha，その内屋根 30%，道路 10%（簡易舗装），間地 60% で，計算上の流出係数は

$$0.9\times0.3+0.8\times0.1+0.2\times0.6=0.47$$

に対し，昭和10年10月27日11時19分より豪雨となり，80 mm/h の雨が続いた（汐見小学校自記雨量計）。

計算上の雨水流出量は $80\div3600\div1\,000\times100\,000\times0.47=1.044\ \mathrm{m^3/sec}$ 記録に出た流量は 0.83 m³/sec で流出係数の予想が26%過大ということになつた（$C=0.37$）。

第3章　降雨強度の平均強度係数

排水区域内に中心強度と一様な強度の雨が一率に降るということはまづあるまい。計算上は一様な強度と予想した方が簡便であり，安全側でもあるのでそうすることもあるが，この平均強度係数を無視することはできない。

降雨強度の分布については Frühling，Eddy，久保，各氏の文献があるが計算上最も分明なのは Frühling 式であり，また，一番多く用いられているようである。

筆者は排水流域の形を正方形とし，その一方向だけに降雨強度の漸減があるものとして降雨平均強度係数を $\phi m=(1-0.043\sqrt[4]{A})$ とした（計算後述）。

降雨平均強度係数の計算

Frühling 式

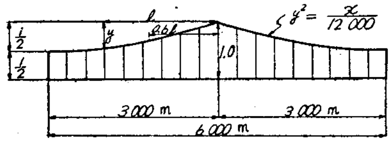
降雨の強さはその中心地から離れるに従つて放物線状に漸減し，

表—3　降雨平均強度係数表
$\phi_m=(1-0.043\sqrt[4]{A})$

排水面積 (ha)	降雨平均強度係数 (ϕ_m)	適用範囲 (排水面積 ha)
0.05	0.98	
0.24	0.97	
0.75	0.96	0.7～ 1.3
1.82	0.95	1.3～ 2.8
3.79	0.94	2.8～ 5.3
7.02	0.93	5.3～ 9.5
11.97	0.92	9.5～ 15.5
19.17	0.91	15.5～ 24.2
29.19	0.90	24.2～ 36.0
42.79	0.89	36.0～ 54.0
60.53	0.88	54.0～ 72.0
83.43	0.87	72.0～ 98.0
112.20	0.86	98.0～130.0
147.86	0.85	130.0～170.0
191.55	0.84	170.0～210.0
243.36	0.83	210.0～270.0
306.00	0.82	270.0～340.0
380.56	0.81	340.0～420.0
467.42	0.80	420.0～500.0

3 000 m 離れると半減する。

図—1



この放物線式は　$y^2=\dfrac{1}{12\,000}x$　となる。

半径 l^m の円形の排水流域において，その中心強度を 1.0 とすると，

排水面積：πl^2

平均強度は　$\left(\pi l^2-\dfrac{2}{3}ly\times 0.6\,l\times 2\pi\right)\div\pi l^2$

$$=1-0.8\,y=1-0.8\sqrt{\frac{2\,l}{24\,000}}$$

$$=1-0.005\,16\sqrt{2l} \quad\cdots\cdots(2)$$

これを降雨平均強度係数といい

$$\phi_m\doteqdot(1-0.00\,52\sqrt{L}) \quad\cdots\cdots(3)$$

ただし　$L=2l$

で求められる。

しかるに，降雨の中心が下水の流下速度に等しい速度で移動すればその移動方向の低減は認められない。この場合その排水流域の形は帯状と考えるのが便宜であり，また，排水流域の形は正方形と考える方が縦横の両方向の移動に適する。従つて，その場合の平均強度は

$$\phi_m=\left(4\,l^2-\frac{2}{3}ly\times 2\times 2\,l\right)\div 4\,l^2$$

$$=1-\frac{2}{3}y=1-\frac{2}{3}\sqrt{\frac{L}{24\,000}}=1-0.004\,3\sqrt{L}$$

$$=1-0.043\sqrt[4]{A} \quad\cdots\cdots(4)$$

ただし，$L=100\sqrt{A}$　　A………(ha)

筆者はこれを以て降雨平均強度係数とする。

降雨平均強度係数の実地適用例としては（川口市）大橋喜与司氏の報告があり，大橋氏は排水面積の形を楕円形（短径が長径の 1/2）とし，かつ，移動方向の低減も認めたもので，降雨平均強度係数 $\phi=\left(1-0.05\sqrt[4]{\dfrac{A}{0.393}}\right)$ を採用されている。

また，降雨の中心が移動しないとすればいかなる方向にも低減率を考えてよいということになり，排水面積を円形に考えると，いわゆるフューリング式の変形で（距離を面積で表わす）その場合の降雨平均強度係数は

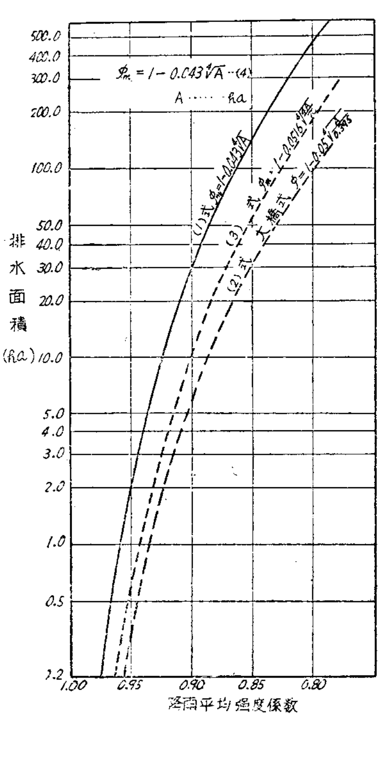
$$\phi_m=\left(1-0.0516\sqrt[4]{\frac{4}{\pi}A}\right) \quad\cdots\cdots(5)$$

表—4　各平均強度係数値の比較

排水面積 (ha)	(一) $1-0.043\sqrt[4]{A}$	(二) $1-0.05\sqrt[4]{\frac{A}{0.395}}$ 大橋式	(三) $1-0.0516\sqrt[4]{\frac{4A}{\pi}}$
1.0	0.957	0.937	0.945
4.0	0.943	0.911	0.922
16.0	0.914	0.874	0.890
25.0	0.904	0.859	0.877
36.0	0.895	0.845	0.866
49.0	0.886	0.833	0.854
100.0	0.864	0.800	0.826

註：（一）（二）（三）式とあるが図—2 では便宜上 (1) (2) (3) 式となつている

図—2　平均強度係数と排水面積



筆者は，第一式 $1-0.043\sqrt[4]{A}$ を採るのがよいと考える。

ただし，このような係数は実用上は小数点下 2 位で十分と考える。

なお，上記の 3 式をグラフに示して比較すれば図-2のとおりである。

第4章　降雨強度公式の選定

(A) 公式の型

豪雨は降雨強度（mm/h）が強いほどその継続時間が短かく，逆にいえば短時間ほど降雨強度の強いものが予想される。これは雨水流出量算定に当つて重要な点であり，流集時間の長い地域ほど降雨強度を弱くとつて計算することができる。継続時間のおのおのについて，それに対応する降雨強度をいくらに定めるか？　これは過去の記録から求めるのであるが，両者の関係を代数式で示したものが降雨強度公式である。

この公式の型についてはいろいろの種別があるが，やはり広く使用されるのは Talbot 型であろう。いづれの式も皆それぞれの記録から確信をもつてできたものであることは当然であるが，下水道においては継続時間が 20 分から 60 分くらいのきわめて狭い範囲に適用するものであるから，各式ともそれほど取捨選択に角突き合うほどのことはないのである。

例えば，1時間 50 mm を標準とした Talbot 型の代表式 $i=\dfrac{5\,000}{t+40}$mm/h と Sherman 型の代表式 $i=\dfrac{387}{t\,0.5}$ mm/h についてそれぞれの変化の状態を比較してみると

t (min)	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min	90 min
$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$ mm/h	100.0	83.3	71.4	62.5	55.6	50.0	38.5
$i=\dfrac{387}{t\,0.5}$ mm/h	122.4	86.8	70.6	61.2	54.7	50.0	40.8
差　(%)	+22.4%	+4.2%	−1.1%	−2.1%	−1.6%	0	+6.0%

すなわち，Sherman 型の方が「反り」の度がやや強いといわれるが実用範囲内では問題にならないほどの違いである。

また，同型の公式でも定数の変化によつて1時間強度は同じでも，各継続時間に対しては次のような変化がある。

t (min)	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min	90 min
$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$ mm/h	100.0	83.3	71.4	62.5	55.6	50.0	38.5
$i=\dfrac{6\,000}{t+60}$ mm/h	85.7	75.0	66.7	60.0	54.5	50.0	40.0
差　(%)	−14.3%	−10.0%	−6.6%	−4.0%	−2.0%	0	+3.9%

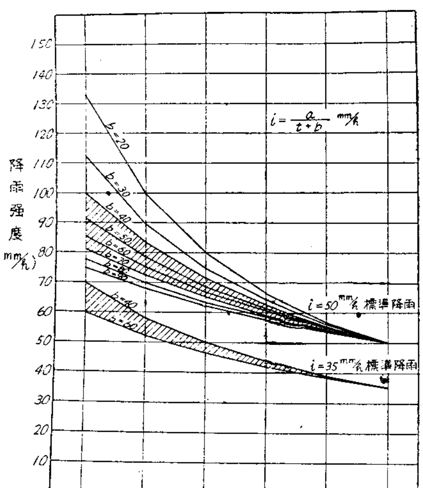
すなわち，下段の式の方が曲線の「反り」が少ないのであつて，20 分の場合で 10% 少なくなる。これを見ても，公式の型式はそれほど重大なものでなく，一番なじみの深い Talbot 型を用いていささかも支障はないと考える。

(B) 公式の定数値

Talbot 型公式の $i=\dfrac{a}{t+b}$mm/h で a, b の定数値については従来各地で研究されたが，わが国の実例では b の値は 20～90 であつて a の値は1時間の降雨強度標準（mm/h）がきまれば自然にきまつてくるものである。

従つて，降雨強度公式の選定は一見はなはだ複雑多岐に感じられるが，これは計算が細かいだけで，種別して見ると大体次のように類別され，いづれも実用上たいした差異のない階段的のものである。

図—3　降雨強度公式分母定数 b の価と曲線の曲度との関係



本邦降雨強度公式実例（Talbot 型）

稚内市　$i=\dfrac{2\,130}{t+17}$………(27.7 mm/h)

函館市　$i=\dfrac{3\,150}{t+30}$………(35 mm/h)

苫小牧市　$i=\dfrac{3\,950}{t+45}$………(37.6 mm/h)

釧路市　$i=\dfrac{2\,750}{t+50}$………(25 mm/h)

表—5　$i=\dfrac{a}{t+b}$ 中各 b の値に対する a の価一覧表

1時間標準降雨量(mm) / bの値	60 mm/h	50 mm/h	45 mm/h	40 mm/h	35 mm/h	30 mm/h
20	4 800	4 000	3 600	3 200	2 800	2 400
30	5 400	4 500	4 000	3 600	3 150	2 700
40	6 000	5 000	4 500	4 000	3 500	3 000
50	6 600	5 500	4 900	4 400	3 850	3 300
60	7 200	6 000	5 400	4 800	4 200	3 500
70	7 800	6 500	5 800	5 200	4 550	3 900

註：b の値の大なるほど曲線の『反り』が少なくフラットに近くなる。

三条市　$i=\dfrac{4\,000}{t+40}$………(40 mm/h)

東京都　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

同新市域　$i=\dfrac{3\,600}{t+30}$………(40 mm/h)

武蔵野市　$i=\dfrac{3\,600}{t+30}$………(40 mm/h)

浦和市　$i=\dfrac{5\,700}{t+50}$………(51.8 mm/h)

川崎市　$i=\dfrac{7\,800}{t+90}$………(52 mm/h)

千葉市　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

川口市　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

高崎市　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

豊橋市　$i=\dfrac{5\,500}{t+65}$………(44 mm/h)

静岡市　$i=\dfrac{5\,500}{t+50}$………(50 mm/h)

高岡市　$i=\dfrac{3\,200}{t+20}$………(40 mm/h)

舞鶴市　$i=\dfrac{4\,100}{t+37}$………(42.3 mm/h)

岸和田市　$i=\dfrac{5\,200}{t+40}$………(52 mm/h)

和歌山市　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

四日市市　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

琴浦市　$i=\dfrac{3\,600}{t+40}$………(36 mm/h)

下関町　$i=\dfrac{5\,700}{t+54}$………(50 mm/h)

宇部市　$i=\dfrac{4\,500}{t+47}$………(42 mm/h)

徳山市　$i=\dfrac{4\,300}{t+40}$………(43 mm/h)

小郡町　$i=\dfrac{3\,500}{t+24}$………(41.7 mm/h)

山口市　$i=\dfrac{4\,500}{t+47}$………(42 mm/h)

八幡浜市　$i=\dfrac{5\,550}{t+88}$………(38 mm/h)

福岡市　$i=\dfrac{5\,100}{t+50}$………(46 mm/h)

大分市　$i=\dfrac{3\,800}{t+35}$………(40 mm/h)

長崎市　$i=\dfrac{5\,000}{t+40}$………(50 mm/h)

佐世保市　$i=\dfrac{5\,500}{t+50}$………(50 mm/h)

熊本市　$i=\dfrac{5\,800}{t+56}$………(50 mm/h)

宮崎市　$i=\dfrac{7\,150}{t+70}$………(55 mm/h)

鹿児島市　$i=\dfrac{6\,600}{t+50}$………(60 mm/h)

b の値は 20 から 90 までであるが，一番多いのは $b=40$ で，34 例中 13 例あり，ついで $b=50$ が 10 例，その他は 3 例以下である。

（C）　降雨強度公式の選定

昭和初年わが国では下水道事業の興隆とともに，続々と各地においてそれぞれ特有の降雨強度公式の研究発表が行われ，かつ，合理式が盛んとなり，中島博士以来広く行われた Bürkli-Ziegler 公式がいろいろ批判されるようになつた。というよりは Engineering News-Record 誌等に紹介される研究論文の海外刺戟によつて Bürkli 式では満足し得ない傾向になつてきたといえる。

合理式は，流集時間の変るにつれて目標とする降雨強度を変えてゆくことが理論的に魅力があり，反面またその地方特有の降雨強度公式を設定することに一つの難関があつた。それは自記雨量計の不備のために，細かい降雨強度の変化を知る資料が乏しかつたためである，今日から考えるといささか自記雨量計による資料について過大評価していた感もあり，これがまた止むなく合理式採用をあきらめてビュルクリ式を採用し続けた一つの原因でもあつたようである。

東京市下水道では第一期事業において $i=\dfrac{5500}{t+50}$ mm/h の式が採用されたが，第二期事業の計画に当つては中央気象台の新しい記録の追加によつて，改めて計算をやり直し $i=\dfrac{5000}{t+40}$ mm/h の式に変更した。第三期，すなわち震災復興事業の終りころには，またまた新しい記録の追加ができ，かつ，式の型も Talbot 型からやや新らしい Sherman 型，あるいはさらに複雑な型を採用すべしという意見も出てきたが，同時に市内 20 カ所に自記雨量計を設置して記録をとつてみたところ，一つ一つその地区別に別々の降雨強度公式を必要とするようになつてしまつてついに新公式の改訂は，うるところより失うところが多いという理由で取止めとなつた次第である。

上述のことは，いわゆる理論家の理論倒れであつて，あまりに細かいことを気に病みすぎた結果である。ここまでしなければ合理式の合理性がないと考えるのは，そう考える方がすでに無理であつて，そこまではやれもしないし，また実用上の必要もないと考える。

各都市の降雨で1時間何ミリ降つたという記録は得やすい。あとは曲線のカーブの度合であるが，夕立型の豪雨，台風型の豪雨等それぞれの土地によつて，このカーブが急であるとか，緩であるとか，中庸であるとかぐらいの区別はつけやすい。従つてわが国の国情からいつても，降雨強度公式は一連のつながりを持つた標準公式をいくつも作り，上記の条件から適当のものを選択採用するという行き方が今後一番適当な方法ではないかと考えられる。

標準公式設定の資料としてここに4つの図を挙げる。

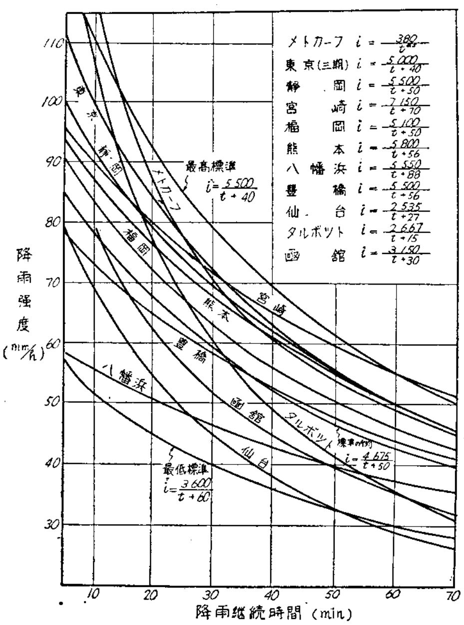
図—4 は，わが国各都市で採用され，あるいは参考書等に集録された各降雨強度公式を比較のため同一の図にプロットしたものである。

図—5 は，曲線の「反り」が比較的大なる傾向のものを1群としてならべたものである。

図—6 は，曲線の「反り」が緩かなるものを類別一括したものである。

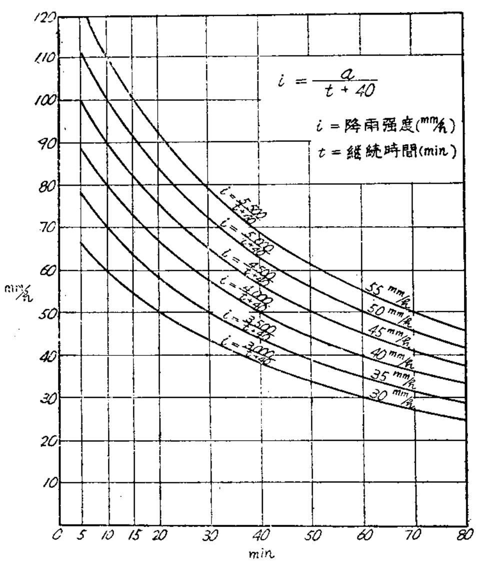
図—7 は，**図—5** と**図—6** 表の中間をねらつたものを種別計上したものである。

図—4　各都市降雨強度曲線と標準公式の限界



図—5　標準降雨強度曲線（甲）

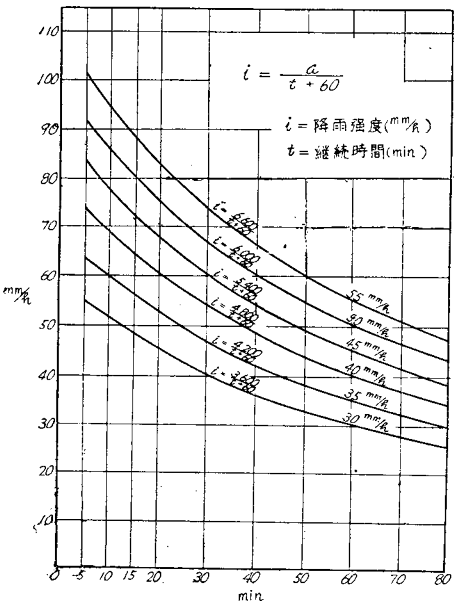
（短時間の強度が比較的大なるもの）



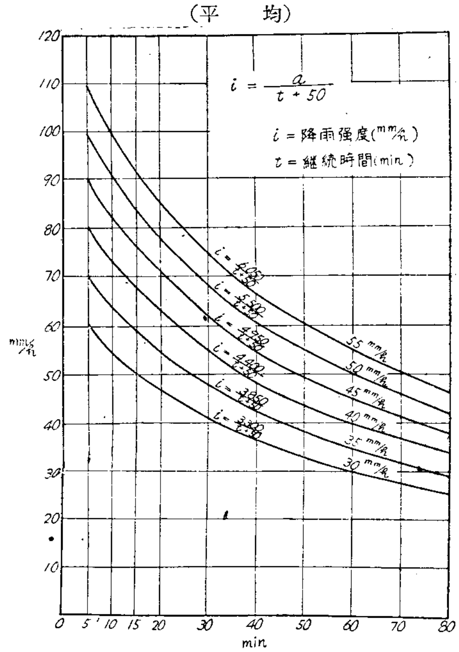
以上 18 種の標準降雨強度公式を設定し，これを一般用として推奨するのであるが，これによれば煩雑な計算と無理な記録集めのための努力を解消し，単に1時間何ミリという記録と地形，地勢その他の判断によつて甲，乙，丙のいづれかをもつて降雨強度公式が選定できる。この提案は大過なく，かつ地域的関連性をもつて，平易に合理式を採用する場合の一つの便法である。実用上この程度で支障ないものといえよう。

標準式 18 種につき各継続時間別降雨強度（mm/h）を一覧すれば**表—6**のごとくである。1時間何ミリという降雨記録によつて逆に降雨強度公式を求めることができる。ただし，甲，乙，丙の別は短時間の今一つの記録か，あるいは推定によつてきめる。

図—6 標準降雨強度曲線（乙）
（短時間の強度が比較的大ならざるもの）



図—7 標準降雨強度曲線（丙）
（平　均）



表—6 標準降雨強度公式比較 18 種

標準式			降雨継続時間								
			10 min	20 min	30 min	40 min	50 min	60 min	70 min	80 min	90 min
甲	1	$\frac{5\,500}{t+40}$	110.0	91.7	78.6	68.8	61.1	55.0	50.0	45.8	42.3
	2	$\frac{5\,000}{t+40}$	100.0	83.3	71.4	62.5	55.6	50.0	45.5	41.7	38.5
	3	$\frac{4\,500}{t+40}$	90.0	75.0	64.3	56.3	50.0	45.0	40.1	37.5	34.6
	4	$\frac{4\,000}{t+40}$	80.0	66.7	57.1	50.0	44.4	40.0	36.4	33.3	30.8
	5	$\frac{3\,500}{t+40}$	70.0	58.3	50.0	43.8	38.9	35.0	31.8	29.2	27.0
	6	$\frac{3\,000}{t+40}$	60.0	50.0	42.9	37.5	33.3	30.0	27.3	25.0	23.0
乙	7	$\frac{6\,600}{t+60}$	94.3	82.5	73.3	66.0	60.0	55.0	50.8	47.1	44.0
	8	$\frac{6\,000}{t+60}$	85.7	75.0	66.7	60.0	54.5	50.0	46.1	42.9	40.0
	9	$\frac{5\,400}{t+60}$	77.1	67.5	60.0	54.0	49.1	45.0	41.5	38.6	36.0
	10	$\frac{4\,800}{t+60}$	68.6	60.0	53.3	48.0	43.6	40.0	37.0	34.3	32.0
	11	$\frac{4\,200}{t+60}$	60.0	52.5	46.7	42.0	38.2	35.0	32.3	30.0	28.0
	12	$\frac{3\,600}{t+60}$	51.4	45.0	40.0	36.0	32.7	30.0	27.7	25.7	24.0
丙	13	$\frac{6\,050}{t+50}$	100.8	86.4	75.6	67.2	60.5	55.0	50.4	46.5	43.2
	14	$\frac{5\,500}{t+50}$	91.7	78.6	68.8	61.1	55.0	50.0	45.8	42.3	39.3
	15	$\frac{4\,950}{t+50}$	82.5	70.7	61.9	55.0	49.5	45.0	41.3	38.1	35.4
	16	$\frac{4\,400}{t+50}$	73.3	62.9	55.0	48.9	44.0	40.0	36.7	33.8	31.4
	17	$\frac{3\,850}{t+50}$	64.2	55.0	48.2	42.8	38.5	35.0	32.1	29.6	27.5
	18	$\frac{3\,300}{t+50}$	55.0	47.1	41.3	36.7	33.0	30.0	27.5	25.4	23.6

第5章　流　集　時　間

流集時間の想定は雨水流出量の算定上重要な因子であるが，その研究は従来ややなおざりにされがちであつて，その不確実さがよく非難される習慣上流入時間を 5～10 分，流達時間はまず管内の平均流速を 0.9 m/sec (54 m/min) 程度と仮定し，これをもつて最長延長を除して求めるのである。この数値は大体よろしいのであるが，今少し吟味する余地がある。

流入時間は実際に屋根から樋，それから私設下水管というように，下水道の完備した所は，早いものは3分くらいで下水本管に流入するが，間地においては渋滞がはなはだしく下水本管までの距離も遠く，雨水量の主体が本管に到着するまでには 15 分も要する場合がある。

この数値は元来不確実なのが当然であつて，慣行のごとく，稠密地区で5分，粗開地区で 10 分，平均7分というたところが大過ないものと認められる。

大きな問題は平均流速の仮定にある。多数実施設計をした経験によれば，管径，地表勾配，流速の関係は表—7 のごとくである。

表—7　管　渠　流　速　表

管径 (mm)	平坦地		適当の勾配のある土地		急勾配の土地	
	勾配 (%)	最大流速 (m/sec)	勾配 (%)	最大流速 (m/sec)	勾配 (%)	最大流速 (m/sec)
300	4.0	0.823	6.0	1.010	8.0	1.170
450	3.0	0.956	4.0	1.116	6.0	1.380
600	2.0	0.970	3.0	1.191	4.0	1.380
900	1.2	0.998	2.0	1.293	3.0	1.590
1 200	0.9	1.053	1.5	1.364	2.0	1.580
1 500	0.7	1.080	1.2	1.400	2.0	1.830
1 800	0.6	1.120	1.0	1.458	2.0	2.070
平均 900 まで		0.937		1.150		1.380
平均 1 800 まで		1.000		1.262		1.570

上記の平均値を見ると平均流速は平坦地で 0.9～1.0 m/sec 勾配のとれる所で 1.15～1.26 m/sec であるが，これらはいずれもその点における最大流出時のもので，最下流点の最大流出時には全線の平均流速はもつと減つているはずのものと考えられる。一般にはもつと低下することを念頭に置くべきであり，小管の多い場合には一層そうである。

平均流速を流量調査表に出た最大流速の目見当の平均できめるようなやり方はいましめなければならない。

(A)　流集時間の想定方法

実際の下水道計画に当つて，まず管渠内平均流速をどう想定するか，正確には一応流量計算をしてからでないとはつきりせず，また，流量計算して管渠の断面，勾配を一応決定したとしても，さて真の平均流速を求めることは容易でなく，流量計算の繰返しは煩雑この上もないことになる。そこで略算式をもつて大差ないところがあらかじめ求められれば一番便利である。

枝線系統と幹線系統とは分けて考えるのがよい。幹線といつてもいろいろの場合があつて，どこから幹線の取扱いをするか分明ではないが，大体一排水系統の最後の吐口からたどつてその根幹をなす一路線を幹線とし，幹線の起点は同一の管径のものが2叉以上に分かれる地点までと考えてよい。最後の吐口の上流わづかな所で合流するような大管があればこれは別の幹線，または準幹線として取扱つてよいわけである。

さて，幹線路の平均流速は幹線管渠の勾配が大体地表勾配に準ずるものとして地盤標高差と延長からまず幹線管渠の平均勾配を求め，その勾配と平均管径（予想）から平均流速を想定することができる。

枝線系統の平均流速は影響もずつと少ないが前表を参考として 0.6～0.9 m/sec の範囲で，地勢的判断によつてきめる。

〔註〕

最下流点の最大流出時に，全線の平均流速がどのくらいになるかは不確定の問題であるが，筆者は実務上次のように想定したい。

最下流点と流域の中央点とを比較して，流集時間と排水面積をそれぞれ 1 : 0.5 と仮定し，実例によつて ($t=60$, $a=5\,000$, $b=40$)，

最下流点の最大流出量時における中央点の流出量は

$$\frac{5\,000}{60+40}\cdot\frac{1}{360}\cdot\frac{CA_0}{2}=0.139\cdot\frac{CA_0}{2}$$

しかるに中央点の計画最大流出量は

$$\frac{5\,000}{30+40}\cdot\frac{1}{360}\cdot\frac{CA_0}{2}=0.198\cdot\frac{CA_0}{2}$$

この比率は　$0.139\div0.198=0.7$（流出量3割減）

下水管は部分流の状態で流れるというのが慣行合理式の基本観念であるが，豪雨時には下水管の合流点その他における滞水現象，下流部における水位の上昇，人孔における空気の混入，水面波動の接触等のため，また特に第8章にのべる滞流式採用の場合には下水管はほとんど満管の状態になる。このため流量がかりに3割減れば流速もまた3割低下すると考えられる。

流速が低下すればそれだけ流集時間は遅延するわけである。

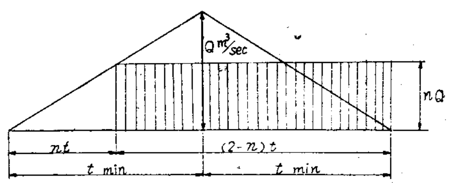
第6章　滞水池の効果

汚水の排除に当つては，いささかも停滞することなく，迅速に排水することが理想であるが，雨水排除の場合は必ずしもそうでないのである。むしろ，できるだけ上流に停滞させ，中途に渋滞させることが一面有利な雨水排除の方法と考える。滞水池をつぶしたために付近が氾濫のもとをなした例は実に多い。

前述流出係数の項で述べたとおり，流出係数の値の低くなるのは地表において停滞があるからであつて，やはり滞水池の理論を地表に利用しているわけなのである。

上流地域の雨水流出を停滞せしめずに，どんどん下流に流すことは水源林を丸坊主にして河川改修を行うの愚に等しい。

図—8



滞水池の能力とその下流に及ぼす効果は次のようである。

滞水池の有効容量	$V\ \mathrm{m^3}$
上流からの最大流出量	$Q\ \mathrm{m^3/sec}$
下流への流出量	$nQ\ \mathrm{m^3/sec}$

$$Q=C\phi_m\frac{a}{t+b}\times\frac{1}{360}\times A\ (\mathrm{m^3/sec})\ \cdots\cdots(6)$$

C：流出係数

ϕ_m：降雨平均強度係数

A：排水面積（ha）

$2t$ 分間における上流からの総流量

$$C\phi_m\frac{a}{t+b}\times\frac{1}{360}\times A\times\frac{2t}{2}\times60\ (\mathrm{m^3})$$

$(2-n)\ t$ 分間に流す下流への総流量

$$C\phi_m\frac{a}{t+b}\times\frac{n}{360}\times A\times(2-n)t\times60(m^3)$$

その差　$(1-2n+n^2)\cdot60\,t\cdot C\cdot\phi_m\cdot\frac{a}{t+b}\times\frac{1}{360}\times A(\mathrm{m^3})$

滞水池の有効容量は上記の値以上であればよく

すなわち

$$V>(1-n)^2\cdot60\,\mathrm{t}\cdot C\cdot\phi_m\cdot\frac{a}{t+b}\cdot\frac{1}{360}A\ \cdots\cdots(7)$$

上式によつて V がきまれば n が求まり，n がきまれば V が求まることになる。

いま例題として

$t=30\ \mathrm{min}$	$C=0.4$	$A=120\ \mathrm{ha}$
$\phi_m=0.86$	$a=5000$	$b=40$

とすれば

$$V>(1-n)^2\times1800\times0.4\times086\times\frac{5\,000}{70}\times\frac{120}{360}$$

$V > 14745(1-n)^2$

これを対照すれば

V (m^3)	n
590	0.8
1 330	0.7
2 360	0.6
3 690	0.5
5 310	0.4

（補正値については註参照）

いま，最大流出量 $Q=0.4\times0.86\times\dfrac{5000}{70}\times\dfrac{120}{360}=8.186\ \mathrm{m^3/sec}$

を受けて滞水池の有効容量 590 m^3 の場合は下流への最大流出量は

$8.186\times0.8=6.549\ \mathrm{m^3/sec}$ と低下し，1330 m^3 の場合は

$8.186\times0.7=5.730\ \mathrm{m^3/sec}$ と低下する。以下同様

滞水池の効果は以上のとおりであるが，自然の池その他のものを利用しうる場合のほかは全く新規に築造しなくてはならないので，その費用，土砂浚渫等の維持費等を十分考慮してから設置しなくてはならない。後述のごとく下水管内の貯溜容量を一つの滞水池として利用しようとするのが有利であり，また本論文の主眼である。

なお，滞水池には満汐時に滞水して干汐時にまとめて吐くという特別な効果と用途のものがあるがこれは別問題とする。

〔註〕 上記計算図式において，流出量が零から始まり，t 分で最大となり，さらに次の t 分で零までに減退するということは，その豪雨の前後には一つも降雨がなかつたわけであり，この点再吟味してみる必要がある。

記録的な豪雨の前後にさらに記録的な豪雨がつづくことは考えられないが，多少の降雨は前後にあるともいえる。かりに計画豪雨強度の 10% のものが前後に継続したらどうなるか。

この場合，$0.1Q$ に相当する流量は常流するものと考え，(7) 式は次のようになる。

$$V > C\cdot\phi_m\cdot\frac{a}{t+b}\cdot\frac{A}{6}\cdot0.9\,t - C\cdot\phi_m\cdot\frac{a}{t+b}\cdot\frac{A}{6}\cdot(n-0.1)(2-n)t$$

$$=(1.1-2.1\,n+n^2)\cdot60\,t\cdot C\cdot\phi_m\cdot\frac{a}{t+b}\cdot\frac{1}{360}\cdot A\,(\mathrm{m^3})$$

要するに，(7) 式の $(1-n)^2$ が，10% 降雨継続の場合 $(1.1-n)\cdot(1-n)$ に代り，同様に 20% 降雨継続の場合は $(1.2-n)\cdot(1-n)$ に代るのである。V,n 対照表でいえば，$V=590\ \mathrm{m^3}$ で $n=0.8$ であつたものが，$n=0.85$ (10% 雨) または 0.88(20% 雨) になり，$V=1330$ で $n=0.7$ であつたものが $n=0.75$(10% 雨) または 0.78 (20% 雨) になるわけである。もちろん V は有効容量である。

第7章　管渠内の貯溜容量

合流式下水管渠の大きさはいずれもその地点において起りうべき最大流出量に対して十分な断面を持つように計画される。

しかるに，最大流出量とは一つの洪水波であつて，極端にいえば瞬間の最大量であるから，ある一地点にそこの最大流出量が流下しているとき上流各地点はは理論上管渠の断面に余裕を生じているわけになる。

これを計算で表わしてみると

任意の地点 P の最大流出量は

$$Q=c\cdot\phi\cdot\frac{a}{t+b}\cdot\frac{1}{6}\cdot A\ (\mathrm{m^3/min})$$

$\phi.t.A$ 等はそれぞれP点についてのものである。

管渠終点の最大流出量は

$$Q_0=C\cdot\phi_0\cdot\frac{a}{t_0+b}\cdot\frac{1}{6}\cdot A_0\ \mathrm{m^3/min}\ \text{であつて}$$

このときのP地点の流量は

$$Q=C\cdot\phi_0\cdot\frac{a}{t_0+b}\cdot\frac{1}{6}\cdot A\ (\mathrm{m^3/min})\ \text{である。}$$

従つて，その差が dt 時間に相当する延長当りの貯溜容量 (v) になる。

$$v=C\cdot\frac{A}{6}\left\{\frac{a}{t+b}\cdot\phi-\frac{a}{t_0+b}\cdot\phi_0\right\}dt$$

ゆえに，この幹線全体の貯溜容量 (V) は

$$V=\int_0^{t_0}\left\{\frac{\phi a}{t+b}-\frac{\phi_0 a}{t_0+b}\right\}\frac{CA}{6}dt$$

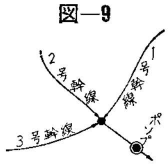
なお，ϕ は計算の便宜上安全側の ϕ_m 1本にする。また，$A=A_0\dfrac{t}{t_0}$ として置き代えると

$$V=\int_0^{t_0}\left\{\frac{t}{t+b}-\frac{t}{t_0+b}\right\}\phi_m\frac{C\cdot a\cdot A_0}{6t_0}\cdot dt$$
$$=\frac{\phi_m C\cdot a\cdot A_0}{6}\left\{1-\frac{b}{t_0}\log\frac{t_0+b}{b}-\frac{t_0}{2(t_0+b)}\right\}(\mathrm{m}^3) \quad \cdots\cdots(8)$$

この貯溜容量が滞水池の理論によつて下流の流出量（あるいはポンプ能力）を減らすことになる。

この貯溜容積はどのくらいの値のものか，かりに福山市の一例をとつてみると，

図—9



	排水面積	流集時間 t	ϕ_m
1 号 幹 線	148 ha	50 min	0.85
2 号 〃	153	61	0.85
3 号 〃	40	36	0.89
計	341	61	

降雨強度公式を $\dfrac{4400}{t+50}$ mm/h，$C=0.4$ とすると

1号幹線の貯溜能力

$$V_1=\frac{0.85\times0.4\times4400\times148}{6}\left\{1-\frac{50}{50}\log\frac{50+50}{50}-\frac{50}{2(50+50)}\right\}$$
$$=36900\times\{1-\log2-0.25\}=2210\ \mathrm{m}^3$$

2号幹線の貯溜能力

$$V_2=\frac{0.85\times0.4\times4400\times153}{6}\left\{1-\frac{50}{61}\log\frac{61+50}{50}-\frac{61}{2(61+50)}\right\}$$
$$=38150\times\{1-0.82\log2.22-0.27\}=2600\ \mathrm{m}^3$$

3号幹線の貯溜能力

$$V_3=\frac{0.89\times0.4\times4400\times40}{6}\left\{1-\frac{50}{36}\log\frac{86}{50}-\frac{36}{2(36+50)}\right\}$$
$$=10400\times\{1-1.39\log1.72-0.21\}=390\ (\mathrm{m}^3)$$

以上合計すると，計算上は 5200 m³ にも達し，慣行の合理式でやるとこれだけの滞水池を全区間に分散して持つているわけになるから，合流点以下ポンプ場に到る区間の管渠はそれだけ小さくてよく，またポンプの能力もそれに準ずるわけである。

第8章　滞流式算定方法

筆者は昭和 12 年から 15 年まで3カ年間汚水処理現場，雨水ポンプ場の直接管理業務に従事し，そこで経常費の節約から極力「貯溜揚水」のポンプ運転による電力料金の節約をはかつたが，ここで下水管渠内の貯溜容量が予想外に大なることを経験した。かねて吾嬬ポンプ場新設の計画及び実施設計に当つて，管内の貯溜能力を利用して最大流出量を圧縮しポンプ能力を引下げる手段を採つたことに大きな確信を得たのであつた。

この貯溜能力を利用して流出量のピークを圧縮することは，当時の計算で3割程度可能ということがわかつたが，実際には4割も5割も可能なことがあり得た。

雨水流出量の計算に当つて，とかく合理式は過大な値を与えるといわれ，またはそう感じられるのは，このピークの圧縮が自然に起る場合のことであり，合理式でもなおまた不足するという場合のあるのはまれな事例であるが，地勢上ピークの圧縮が行われずに，かつ予定以上に迅速に流集が行われた地域でのことである。

理論上全排水に要する時間は，降雨の継続時間と雨水の流集時間との和だけの時間であつて，排水は降雨開始とともに始まり，その流出量は始めは増大してゆき，最高潮に達すればただちに同じ割合をもつて減退しはじめ，流集時間を t 分とすれば（降雨継続時間も t 分）始めの t 分間が増大，次の t 分間が減退となり，ちようど $2t$ 分をもつて零に戻るわけである。

しかるに，事実はこのとおりでなく，始めは型通り漸増してゆくが途中で増大することが止み，その後かなり長時間一定流量が持続したのち漸減し始める。かつその減退率は増大率よりはるかに遅々たるものである。問題

〔註〕 $\displaystyle\int_0^{t_0}\frac{t}{t+b}dt=t_0-b\log\frac{t_0+b}{b}$

$A=A_0\dfrac{t}{t_0}$ という仮定は実際にはいろいろ変ることが多いが，常識的の平均による。

は最高潮のピークが圧縮されて，ある期間一定量になる点であつて，これは自然に上流管渠内の貯溜能力に応じて滞流現象が起きるためのものと解釈できる。特に，終端でポンプ排水する場合は上流管渠の貯溜能力を利用し，人為的にこの滞流現象を起させて，ピークの圧縮をはかり，もつてポンプの所要能力を低下させることが可能である。

上流管渠の貯溜能力（V）は慣行の合理式によつて設計した場合（$\phi_m=1.0$）

$$V=\int_0^{t_0}\left\{\frac{a}{t+b}\cdot\frac{CA}{6}-\frac{a}{t_0+b}\cdot\frac{CA}{6}\right\}dt,\quad \left(A=A_0\times\frac{t}{t_0}\right)$$

$$=\frac{C\cdot a\cdot A_0}{6}\left\{1-\frac{b}{t_0}\log\frac{t_0+b}{b}-\frac{t_0}{2(t_0+b)}\right\}(m^3)\quad\cdots\cdots(8)$$

例題 1

降雨強度公式 $i=\dfrac{5\,000}{t+40}$ mm/h を用い，慣行の合理式によつて下水管渠の大きさを定めて布設してある場合，滞流せしめることによつて排水ポンプの最大能力を何％引下げうるか。

ピークの流量を Q とし，圧縮量を XQ とすれば，

$$V=X^2t_0Q\quad ただし\ Q=\frac{a}{t_0+b}\cdot\frac{C\cdot A_0}{6}(\mathrm{m^3/min})$$

$$\therefore\ X^2=\frac{t_0+b}{t_0}\left\{1-\frac{b}{t_0}\log\frac{t_0+b}{b}-\frac{t_0}{2(t_0+b)}\right\}$$

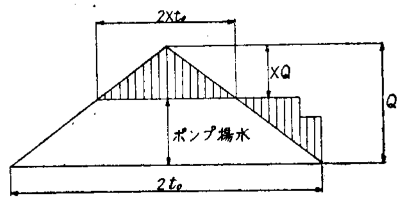
$$\therefore\ X=\sqrt{\frac{t_0+b}{t_0}\left\{1-\frac{b}{t_0}\log\frac{t_0+b}{b}-\frac{t_0}{2(t_0+b)}\right\}}\quad\cdots\cdots(9)$$

（ただし，$\log b=\log_{10}b\div0.434$）

いろいろの流集時間 t_0 分の場合について，圧縮率 X を求めてみると次のとおりになる。

なお，各 t_0 について貯溜能力係数 K を参考のため計算してみると，

図—10



表—8　圧縮率（$b=40$）

流集時間 t_0 (min)	圧縮率	流集時間 t_0 (min)	圧縮率
6	0.15	17	0.25
7	0.18	18	0.25
8	0.19	19	0.25
9	0.20	20	0.26
10	0.20	25	0.27
11	0.21	30	0.30
12	0.22	35	0.32
13	0.22	40	0.34
14	0.22	50	0.36
15	0.23	60	0.38
16	0.24		

t_0	10 min	15 min	20 min	25 min	30 min	35 min	40 min	50 min	60 min
K	6.67	10.83	17.49	24.16	32.49	39.98	46.65	59.98	74.14

ただし，貯溜能力は　$V=KCA_0$

ただし $\begin{cases} C：流出係数 \\ A_0：全排水面積\ (\mathrm{ha}) \end{cases}$

また，準幹線の貯溜能力（v）を計算する場合は，この準幹線の単独時の流集時間を t 分とし，幹線の全体の流集時間を t_0 分とすれば

$$v=\frac{C\cdot a\cdot A}{6\,t_0}\left\{t-b\log\frac{t+b}{b}-\frac{t^2}{2(t_0+b)}\right\}$$

いま，$t_0=40$ 分の場合の準幹線の貯溜能力を計算すると，

ただし，貯溜能力　$v=k\cdot C\cdot A$

ただし $\begin{cases} C：流出係数 \\ A：準幹線排水面積\ (\mathrm{ha}) \end{cases}$

t	5 min	10 min	15 min	20 min
k	2.39	9.21	17.60	26.37

この貯溜能力（v）が別に追加されると，前述のピークの圧縮率（X）はまた増加する。

前式 $X=\sqrt{\dfrac{V}{t_0Q}}$ で，その V がふえれば V の増加した量の平方根に相当するだけ X がふえることになる。

準幹線の流集時間 t の種類によつて，その準幹線 1 条につき V の増加率は次のごとくなる。

（$t_0=40$ 分の場合で）

t	5 min	10 min	15 min	20 min
準幹線 1 条につき V の増加率	0.05	0.20	0.37	0.56

そこで，$t=15$ 分級の準幹線2本分を貯溜能力に加算すれば

V は $1+0.37\times2=1.74$ 倍となり，

従つて，X は $\sqrt{1.74}=1.32$ 倍，すなわち，上述の例で $X=0.34$ であつたものが，$0.34\times1.32=0.45$ となり，ポンプの所要能力は $0.66\,Q$ であるものが $0.55\,Q$ でよいということになる。別に滞水池を作つた場合もこの方法で行う。ただし，滞水池の場合はよいが準幹線の余剰はこれは含みとして残し，準幹線分は計算しない方が安全である。

例題 2

例題1は下水管渠がすでに従来の方法で設計施工されている場合のポンプの所要能力の低下についてこれを計算したのであるが，新規に計画する場合は，初めから管渠の大きさを全面的に縮少しうるはずであるが，どれくらいまで縮少しうるか？　この場合ポンプの能力は終末管渠の最大流量と一致させるから，これ以上ポンプ能力の低下は計れない。

計算の便宜上，縮少しうる目標を降雨継続時間増大に置く。すなわち，$\dfrac{a}{t+b}\cdot\dfrac{C\cdot A}{6}\,\mathrm{m^3/min}$ で管渠断面を計画すべきところを $\dfrac{a}{\alpha t+b}\cdot\dfrac{C\cdot A}{6}\,\mathrm{m^3/min}$ で計画する。

その α（これを滞流係数と称する）を求めればよい。

全排水面積 A_0ha，全流集時間 t_0 分の幹線中任意の地点 P における貯溜能力 dV は

$$dV=\left(\frac{a}{\alpha t+b}\cdot\frac{CA}{6}-\frac{a}{t_0+b}\cdot\frac{CA}{6}\right)dt,\qquad A=A_0\frac{t}{t_0}$$

$$V=\int_0^{\alpha t_0}\left(\frac{a}{\alpha t+b}\cdot\frac{CA}{6}-\frac{a}{t_0+b}\cdot\frac{CA}{6}\right)dt\qquad \text{より}$$

$$V=\frac{C\cdot a\cdot A_0}{6}\left\{1-\frac{b}{\alpha^2 t_0}\log\frac{\alpha^2 t_0+b}{b}-\frac{\alpha^2 t_0}{2(t_0+b)}\right\}$$

$$\alpha^2-\frac{b}{t_0}\log\frac{\alpha^2 t_0+b}{b}-\frac{\alpha^4 t_0}{2(t_0+b)}=0\cdots\cdots(10)$$

α の値は上式から求まる。

いま，$b=40$，$t_0=40$ 分 とすれば

$$\alpha^2-\log(\alpha^2+1)-0.25\,\alpha^4=0$$

$$\therefore\ \alpha^2=1.62,\ \alpha=1.27 \text{ となる。}$$

すなわち，流出量計算をするとき降雨継続時間を流集時間の 27% 増加して行えばよいのである。

降雨分布係数 ϕ_m は，計算の便宜上，ここでは除外した。

α の値は 1.25～1.30（後述）で，流出量計算のときは dt を大体流集時間の 27 %増しにしてよいことになる。これは b の値がかわつても大差はない。一率に 27% 増しとすることは乱暴なようではあるが，実用上にはこの程度許容しうるものと考える。

この考えのほかに滞水池等の有効貯溜量 $Z(\mathrm{m^3})$ があつたらどうなるか。それだけやはり，最大流出量を低下させることができるはずだが，前例と異なり三角ピークの圧縮ではないから計算は次のとおり行い，結局 α をさらに大にすることになろう。

すなわち，

$$\alpha^2-\frac{b}{t_0}\log\frac{\alpha^2 t_0+b}{b}-\frac{\alpha^4 t_0}{2(t_0+b)}+\frac{b\,\alpha^2}{C\cdot a\cdot A_0}\cdot Z=0\cdots\cdots(11)$$

となり，末項だけ追加である。

前述の例では $b=40$，$t_0=40$ 分 で $\alpha=1.27$ であつたが，これに $Z=2100\ \mathrm{m^3}$ の貯溜能力が別にあつたとすると，今度はさらに A_0,C,a 等をそれぞれかりに 62.5 ha，0.4，5000 というように仮定して当てはめると，

$$1.1\,\alpha^2-\log(\alpha^2+1)-0.25\,\alpha^4=0$$

となり，$\alpha=1.53$ をうる。

すなわち，αt が流集時間の 53 %増しになる。管内の貯溜能力を利用するだけでは，27% 増しであつたのに対照し，その効果が大いに表われたわけである。

〔註〕

$$\int_0^{\alpha t_0}\frac{t}{\alpha t+b}dt=\int_0^{\alpha t_0}\left\{\frac{1}{\alpha}-\frac{\frac{b}{\alpha}}{\alpha t+b}\right\}dt=\left[\frac{1}{\alpha}t-\frac{b}{\alpha}\cdot\frac{1}{\alpha}\log(\alpha t+b)\right]_0^{\alpha t_0}$$

さらに，具体的の例で比較するならば

（1）　慣行の合理式で求めた最大流出量は

$$Q=\frac{a}{t+b}\cdot\frac{CA_0}{360}\,\mathrm{m^3/sec}=\frac{5,000}{40+40}\cdot\frac{0.4\times62.5}{360}=4.44\,\mathrm{m^3/sec}$$

（2）　幹線内滞流を限度一杯利用した場合（$\alpha=1.27$）

$$Q=\frac{5\,000}{1.27\times40+40}\cdot\frac{0.4\times62.5}{360}=3.82\,\mathrm{m^3/sec}\ (14\%\ 減)$$

（3）　別に 2 100 $\mathrm{m^3}$ の滞水池を付加した場合

$$Q=\frac{5\,000}{1.53\times40+40}\cdot\frac{0.4\times62.5}{360}=3.44\,\mathrm{m^3/sec}\ (23\%\ 減)$$

なお，次の条件でそれぞれ雨水最大流出量を計算し，滞流式とその他の方法を比較して見て一般の参考に供したい。

降雨強度公式	$i=\frac{4\,000}{t+40}$ mm/h（1 時間 40 mm）
排水面積	$A_0=111.28$ ha
最長延長	$L\doteqdot3\,824$ m
流出係数	$C=0.4$

（1）　慣行の合理式計算

上流各地点のそれぞれの最大流出量時流速 0.9～1.4 m/sec，平均して 1.2 m/sec とし，なお，流入時間 5 分として，流集時間は $t_0=3\,824\div(1.2\times60)+5=58$ 分

$$Q_1=\frac{4\,000}{58+40}\cdot\frac{0.4\times111.28}{360}=40.8\times0.125=5.10\,\mathrm{m^3/sec}\ (100\%)$$

（2）　上流各地点の平均流速（下流最大流出時）を前出の 2/3 と仮定

$$1.2\times2\div3=0.8\,\mathrm{m/sec}$$

と補正すれば

$$t_0=3\,824\div(0.8\times60)+5=85\ 分$$

$$\therefore\ Q_2=\frac{4\,000}{85+40}\cdot\frac{0.4\times111.28}{360}=32.0\times0.125=4.00\,\mathrm{m^3/sec}\ (78\%)$$

（3）　流集時間 85 分の場合の滞流係数 α を

$$\alpha^2-\frac{40}{85}\log\frac{\alpha^2\times85+40}{40}-\frac{\alpha^4\times85}{2(85+40)}=0$$

より求めて $\alpha\doteqdot1.30$

$$\therefore\ Q_3=\frac{4\,000}{1.3\times(80+5)+40}-\frac{0.4\times111.28}{360}=26.6\times0.125$$
$$=3.33\,\mathrm{m^3/sec}\ (66\%)$$

（4）　ビュルクリ式による概算

慣行によつて前例と同じく流出係数 0.4 をとる。

なお，降雨強度は 40 mm/h＝111 l/sec/ha，$S=3$ とする。

$$Q_4=0.4\times0.111\times111.28\sqrt[4]{\frac{3}{111.28}}=4.94\times\sqrt[4]{0.027}$$
$$=4.94\times0.405=2.00\,\mathrm{m^3/sec}\ (39\%)$$

ただし，Q_3 に対しては 60%

（5）　ブリックス式による概算

$$Q_5=0.4\times0.111\times111.28\sqrt[6]{\frac{3}{111.28}}$$
$$=4.94\times0.548=2.71\,\mathrm{m^3/sec}\ (53\%)$$

ただし，Q_3 に対しては 80%

なお，(1)，(2)，(3) に対してのみ表—3 の降雨分布の変動による降雨平均強度係数 0.86 を加味すると

（1）　$Q_1=40.8\times0.86\times0.125=4.39\,\mathrm{m^3/sec}$ (100%)

（2） 平均流速を 0.8 m/sec とした場合

$$Q_2=32.0\times0.86\times0.125=3.44\ \mathrm{m^3/sec}\ (78\%)$$

（3） さらに，滞流係数 $\alpha=1.3$ を適用したとき

$$Q_3=26.6\times0.86\times0.125=2.86\ \mathrm{m^3/sec}\ (66\%)$$

（4） ビュルクリ式による概算

$$Q_4=0.4\times0.111\times111.28\times\sqrt[4]{\frac{3}{111.28}}=2.00\ \mathrm{m^3/sec}\ (46\%)$$

ただし，Q_3 に対し 69%

（5） ブリックス式

$$Q_5=0.4\times0.111\times111.28\sqrt[6]{\frac{3}{111.28}}=2.71\ \mathrm{m^3/sec}\ (62\%)$$

ただし，Q_3 に対し 94%

Q_3 は筆者が推奨する滞流式で，慣行合理式は特に地勢急なる流域の下流だけに適用することをすすめるものである。滞流式とブリックス式とは結果としては大同小異であつたがこれは全く偶然のことである。

ただし，合理式の流出係数は 0.4 をビュルクリ式の流出係数は 0.6 をとると滞流式とビュルクリ式の結果はほぼ一致する。ただし，ビュルクリ式は特に下流ほど余裕がなくなる点を欠点とする。上流を改修しないで下流だけ改修するというならビュルクリ式の利用性もあろう。

滞流式適用の範囲

滞流式は地勢が逆落しでないかぎりいずれの地形，地勢にでも適用してよい。ただし，地勢急峻の場合にはその勾配によつて平均流速の想定に遺漏があつてはならない。幹枝線別に平均流速を求め，それぞれ別々に流集時間を求めるのは良策である。

本章例題1によるポンプ能力の低下（すでに慣行合理式で設計施工済の場合）に関しては平坦地でないと計算のように管渠内の貯溜能力を 100% 利用できないことがあるが，ポンプ排水するような所では大体平坦地であるから，特にその点を考える必要がないのである。

滞流係数の計算

降雨強度公式 $i=\dfrac{a}{\alpha t_0+b}$ (mm/h)

α の値は次式から求める。

$$\alpha^2-\frac{b}{t_0}\log\frac{\alpha^2 t_0+b}{b}-\frac{\alpha^4 t_0}{2(t_0+b)}=0 \cdots\cdots(10)$$

t_0 は一般に 20～60 分である。（一系統最大流集時間）

（1） $t_0=20$ 分の場合で，かつ

a） $b=30$: —

$$\alpha^2-1.50\log(0.67\alpha^2+1)-0.200\alpha^4=0 \cdots\cdots(12)$$

b） $b=40$: —

$$\alpha^2-2.00\log(0.50\alpha^2+1)-0.167\alpha^4=0 \cdots\cdots(13)$$

c） $b=50$: —

$$\alpha^2-2.50\log(0.40\alpha^2+1)-0.143\alpha^4=0 \cdots\cdots(14)$$

d） $b=60$: —

$$\alpha^2-3.00\log(0.33\alpha^2+1)-0.125\alpha^4=0 \cdots\cdots(15)$$

（2） $t_0=30$ 分の場合で，かつ

a） $b=30$: —

$$\alpha^2-1.00\log(1.00\alpha^2+1)-0.250\alpha^4=0 \cdots\cdots(16)$$

b） $b=40$: —

$$\alpha^2-1.33\log(0.75\alpha^2+1)-0.214\alpha^4=0 \cdots\cdots(17)$$

c） $b=50$: —

$$\alpha^2-1.67\log(0.60\alpha^2+1)-0.188\alpha^4=0 \cdots\cdots(18)$$

d） $b=60$: —

$$\alpha^2-2.00\log(0.50\alpha^2+1)-0.167\alpha^4=0 \cdots\cdots(19)$$

（3） $t_0=40$ 分の場合で，かつ

a） $b=30$：—

$$\alpha^2-0.75\log(1.33\,\alpha^2+1)-0.286\,\alpha^4=0 \qquad (20)$$

b） $b=40$：—

$$\alpha^2-1.00\log(1.00\,\alpha^2+1)-0.250\,\alpha^4=0 \qquad (21)$$

c） $b=50$：—

$$\alpha^2-1.25\log(0.80\,\alpha^2+1)-0.222\,\alpha^4=0 \qquad (22)$$

d） $b=60$：—

$$\alpha^2-1.50\log(0.67\,\alpha^2+1)-0.200\alpha^4=0 \qquad (23)$$

（4） $t_0=50$ 分の場合で，かつ

a） $b=30$：—

$$\alpha^2-0.60\log(1.67\,\alpha^2+1)-0.313\,\alpha^4=0 \qquad (24)$$

b） $b=40$‥—

$$\alpha^2-0.80\log(1.25\,\alpha^2+1)-0.278\,\alpha^4=0 \qquad (25)$$

c） $b=50$：—

$$\alpha^2-100\log(1.00\,\alpha^2+1)-0.250\,\alpha^4=0 \qquad (26)$$

d） $b=60$：—

$$\alpha^2-1.20\log(0.83\,\alpha^2+1)-0.227\,\alpha^4=0 \qquad (27)$$

（5） $t_0=60$ 分の場合で，かつ

a） $b=30$：—

$$\alpha^2-0.50\log(2.00\,\alpha^2+1)-0.332\,\alpha^4=0 \qquad (28)$$

b） $b=40$：—

$$\alpha^2-0.67\log(1.50\,\alpha^2+1)-0.300\,\alpha^4=0 \qquad (29)$$

c） $b=50$：—

$$\alpha^2-0.83\log(1.20\,\alpha^2+1)-0.273\,\alpha^4=0 \qquad (30)$$

d） $b=60$：—

$$\alpha^2-1.00\log(1.00\,\alpha^2+1)-0.250\,\alpha^4=0 \qquad (31)$$

（6） $t_0=100$ 分の場合で，かつ

イ） $b=30$：—

$$\alpha^2-0.30\log(3.33\,\alpha^2+1)-0.385\,\alpha^4=0 \qquad (32)$$

ロ） $b=60$：—

$$\alpha^2-0.60\log(1.67\,\alpha^2+1)-0.313\,\alpha^4=0 \qquad (33)$$

表—9　α, α^2, α^4 の値

α	α^2	α^4
1.20	1.440	2.074
1.21	1.464	2.143
1.22	1.488	2.214
1.23	1.513	2.289
1.24	1.538	2.356
1.25	1.563	2.443
1.255	1.575	2.481
1.26	1.588	2.522
1.265	1.600	2.560
1.27	1.613	2.602
1.275	1.626	2.644
1.28	1.638	2.683
1.285	1.651	2.726
1.29	1.664	2.769
1.30	1.690	2.856
1.31	1.716	2.945
1.32	1.742	3.035
1.33	1.769	3.129
1.34	1.796	3.226
1.35	1.823	3.323

表—10　$K_1\times\alpha^4$ の値 $\left(K_1=\dfrac{t}{2(t_0+b)}\right)$

α	K_1													
	0.125	0.143	0.167	0.188	0.200	0.214	0.222	0.227	0.250	0.278	0.286	0.313	0.300	0.333
1.20	0.259	0.297	0.346	0.390	0.415	0.444	0.460	0.471	0.519	0.577	0.593	0.649	0.622	0.691
1.21	0.268	0.306	0.358	0.403	0.429	0.459	0.476	0.486	0.536	0.596	0.613	0.671	0.643	0.714
1.22	0.277	0.317	0.370	0.416	0.443	0.474	0.492	0.503	0.554	0.615	0.633	0.693	0.664	0.738
1.23	0.286	0.327	0.382	0.430	0.458	0.490	0.508	0.520	0.572	0.636	0.655	0.716	0.687	0.763
1.24	0.295	0.337	0.393	0.443	0.471	0.504	0.523	0.535	0.589	0.655	0.674	0.737	0.707	0.785
1.25	0.305	0.349	0.408	0.459	0.489	0.523	0.542	0.555	0.611	0.679	0.699	0.764	0.733	0.814
1.255	0.310	0.355	0.414	0.466	0.496	0.531	0.551	0.563	0.615	0.690	0.710	0.777	0.744	0.827
1.26	0.316	0.361	0.421	0.474	0.504	0.539	0.560	0.573	0.631	0.701	0.721	0.789	0.757	0.841
1.265	0.320	0.366	0.427	0.481	0.512	0.548	0.568	0.581	0.640	0.712	0.732	0.801	0.768	0.853
1.27	0.325	0.372	0.434	0.489	0.520	0.556	0.578	0.590	0.651	0.723	0.744	0.814	0.781	0.867
1.275	0.330	0.378	0.441	0.497	0.529	0.566	0.587	0.600	0.661	0.735	0.756	0.828	0.793	0.881
1.28	0.335	0.384	0.448	0.504	0.537	0.574	0.596	0.609	0.671	0.746	0.767	0.840	0.805	0.894
1.285	0.340	0.390	0.455	0.512	0.545	0.583	0.605	0.619	0.681	0.758	0.780	0.853	0.818	0.909
1.29	0.346	0.396	0.462	0.521	0.554	0.593	0.615	0.629	0.692	0.770	0.792	0.867	0.831	0.923
1.30	0.356	0.408	0.477	0.537	0.571	0.611	0.634	0.648	0.714	0.794	0.817	0.894	0.857	0.952
1.31	0.368	0.421	0.492	0.554	0.589	0.630	0.654	0.669	0.736	0.819	0.842	0.922	0.884	0.982
1.32	0.379	0.434	0.507	0.571	0.607	0.649	0.674	0.689	0.759	0.844	0.868	0.950	0.911	1.012
1.33	0.391	0.447	0.523	0.588	0.626	0.670	0.695	0.710	0.782	0.870	0.895	0.979	0.939	1.043
1.34	0.403	0.461	0.539	0.606	0.645	0.690	0.716	0.732	0.807	0.897	0.923	1.010	0.968	1.075
1.35	0.415	0.475	0.555	0.625	0.665	0.711	0.738	0.754	0.831	0.924	0.950	1.040	0.997	1.108

表—11 $(K_2\alpha^2+1)$ の値 $K_2=\frac{t_0}{b}$

α	K_2 0.33	0.40	0.50	0.60	0.67	0.75	0.80	0.83	1.00	1.25	1.33	1.67	1.50	2.00
1.20	1.475	1.576	1.720	1.864	1.965	2.080	2.152	2.195	2.440	2.800	2.915	3.405	3.160	3.880
1.21	1.483	1.586	1.732	1.878	1.981	2.098	2.171	2.215	2.464	2.830	2.947	3.445	3.196	3.928
1.22	1.491	1.595	1.744	1.893	1.997	2.116	2.190	2.235	2.488	2.860	2.979	3.485	3.232	3.976
1.23	1.499	1.605	1.757	1.908	2.014	2.135	2.210	2.256	2.513	2.891	3.012	3.527	3.270	4.026
1.24	1.508	1.615	1.769	1.923	2.030	2.154	2.230	2.277	2.538	2.923	3.046	3.568	3.307	4.076
1.25	1.516	1.625	1.782	1.938	2.047	2.172	2.250	2.297	2.563	2.954	3.079	3.610	3.345	4.126
1.255	1.520	1.630	1.788	1.945	2.055	2.181	2.260	2.307	2.575	2.969	3.095	3.630	3.363	4.150
1.26	1.524	1.635	1.794	1.953	2.064	2.191	2.270	2.318	2.588	2.985	3.112	3.652	3.382	4.176
1.265	1.528	1.640	1.800	1.960	2.072	2.200	2.280	2.328	2.600	3.000	3.128	3.672	3.400	4.200
1.27	1.532	1.645	1.807	1.968	2.081	2.210	2.290	2.339	2.613	3.016	3.145	3.694	3.420	4.226
1.275	1.537	1.650	1.813	1.976	2.089	2.220	2.300	2.350	2.626	3.033	3.163	3.715	3.439	4.252
1.28	1.541	1.655	1.819	1.983	2.097	2.229	2.310	2.360	2.638	3.048	3.179	3.736	3.457	4.276
1.285	1.545	1.660	1.826	1.991	2.106	2.238	2.321	2.370	2.651	3.064	3.196	3.757	3.477	4.302
1.29	1.549	1.666	1.832	1.998	2.115	2.248	2.331	2.381	2.664	3.080	3.213	3.779	3.496	4.328
1.30	1.558	1.676	1.845	2.014	2.132	2.268	2.352	2.403	2.690	3.113	3.248	3.822	3.535	4.380
1.31	1.566	1.687	1.858	2.030	2.150	2.287	2.373	2.424	2.716	3.145	3.282	3.866	3.574	4.432
1.32	1.575	1.697	1.871	2.045	2.167	2.307	2.394	2.446	2.742	3.178	3.317	3.909	3.613	4.484
1.33	1.584	1.708	1.885	2.061	2.185	2.327	2.415	2.468	2.769	3.212	3.353	3.954	3.654	4.538
1.34	1.593	1.718	1.898	2.077	2.203	2.347	2.437	2.491	2.796	3.245	3.389	3.999	3.694	4.592
1.35	1.602	1.729	1.912	2.094	2.221	2.367	2.458	2.513	2.823	3.279	3.425	4.044	3.735	4.646

表—12 $\frac{1}{K_2}\times\log(K_2\alpha^2+1)$ の値

α	K_2 0.33	0.40	0.50	0.60	0.67	0.75	0.80	0.83	1.00	1.25	1.33	1.67	1.50	2.00
1.20	1.176	1.136	1.083	1.037	1.007	0.975	0.957	0.945	0.891	0.823	0.804	0.733	0.768	0.678
1.21	1.193	1.152	1.097	1.049	1.019	0.987	0.968	0.956	0.901	0.831	0.812	0.740	0.775	0.685
1.22	1.209	1.166	1.111	1.062	1.031	0.998	0.979	0.968	0.910	0.840	0.820	0.747	0.783	0.691
1.23	1.225	1.182	1.123	1.076	1.044	1.010	0.990	0.979	0.920	0.848	0.828	0.754	0.790	0.698
1.24	1.243	1.197	1.139	1.089	1.056	1.022	1.001	0.990	0.930	0.857	0.837	0.761	0.798	0.703
1.25	1.259	1.212	1.154	1.102	1.069	1.033	1.012	1.002	0.940	0.866	0.845	0.768	0.806	0.709
1.255	1.267	1.220	1.162	1.108	1.075	1.044	1.018	1.007	0.945	0.870	0.849	0.771	0.809	0.712
1.26	1.275	1.228	1.168	1.114	1.080	1.045	1.024	1.012	0.950	0.874	0.853	0.775	0.813	0.715
1.265	1.287	1.235	1.175	1.120	1.087	1.050	1.030	1.017	0.955	0.878	0.857	0.779	0.816	0.718
1.27	1.291	1.243	1.182	1.127	1.093	1.056	1.035	1.023	0.959	0.882	0.861	0.782	0.820	0.721
1.275	1.304	1.248	1.188	1.134	1.098	1.062	1.040	1.028	0.964	0.887	0.865	0.785	0.824	0.724
1.28	1.309	1.254	1.195	1.140	1.104	1.068	1.046	1.033	0.969	0.891	0.869	0.789	0.827	0.727
1.285	1.320	1.265	1.202	1.146	1.110	1.073	1.051	1.038	0.974	0.895	0.873	0.792	0.831	0.730
1.29	1.325	1.275	1.209	1.152	1.117	1.079	1.057	1.044	0.979	0.900	0.877	0.795	0.835	0.733
1.30	1.342	1.290	1.124	1.166	1.129	1.091	1.068	1.054	0.988	0.907	0.885	0.801	0.842	0.740
1.31	1.358	1.308	1.238	1.179	1.141	1.102	1.079	1.065	0.998	0.916	0.892	0.808	0.850	0.745
1.32	1.375	1.321	1.252	1.191	1.153	1.113	1.090	1.076	1.008	0.924	0.900	0.815	0.857	0.750
1.33	1.392	1.337	1.266	1.204	1.165	1.125	1.101	1.087	1.017	0.932	0.909	0.822	0.864	0.757
1.34	1.409	1.351	1.280	1.217	1.178	1.136	1.112	1.098	1.027	0.941	0.917	0.829	0.872	0.763
1.35	1.426	1.367	1.295	1.230	1.190	1.148	1.123	1.109	1.037	0.949	0.925	0.836	0.879	0.769

表—13 $\alpha^2-\frac{1}{K_2}\log(K_2\alpha^2+1)-K_1\alpha^4$ の値

α	(K_1) (K_2)	0.200 0.670	0.167 0.50	0.143 0.40	0.125 0.33	0.250 1.00	0.214 0.75	0.188 0.60	0.167 0.50	0.286 1.33	0.250 1.00	0.222 0.80	0.200 0.67	0.313 1.67	0.278 1.25	0.250 1.00	0.227 0.83	0.333 2.00	0.300 1.50
1.20		+0.018	+0.011	+0.007	+0.005	+0.030	+0.025	+0.013	+0.011	+0.043	+0.030	+0.023	+0.018	+0.058	+0.040	+0.030	+0.024		
1.21		+0.016	+0.009	+0.006	+0.003	+0.027	+0.018	+0.012	+0.009	+0.039	+0.027	+0.020	+0.016	+0.053	+0.036	+0.027	+0.022		
1.22		+0.016	+0.007	+0.005	+0.002	+0.024	+0.016	+0.010	+0.007	+0.035	+0.024	+0.017	+0.016	+0.048	+0.033	+0.024	+0.017		
1.23		+0.016	+0.008	+0.004	+0.002	+0.021	+0.013	+0.007	+0.008	+0.030	+0.021	+0.015	+0.011	+0.043	+0.029	+0.021	+0.014		
1.24		+0.011	+0.006	+0.004	0	+0.019	+0.012	+0.006	+0.006	+0.027	+0.019	+0.014	+0.011	+0.040	+0.026	+0.019	+0.013		
1.25		+0.005	+0.001	+0.002	−0.001	+0.012	+0.007	+0.002	+0.001	+0.019	+0.012	+0.009	+0.005	+0.031	+0.018	+0.012	+0.006	+0.040	
1.255		+0.004	−0.001	0	−0.002	+0.015	0	+0.001	−0.001	+0.016	+0.015	+0.006	+0.004	+0.027	+0.010	+0.010	+0.005	+0.036	
1.26		+0.004	−0.001	−0.001	−0.003	+0.007	+0.004	0	−0.001	+0.014	+0.007	+0.004	+0.004	+0.024	+0.013	+0.007	+0.003	+0.032	
1.265		+0.001	−0.002	−0.002	−0.007	+0.005	+0.002	−0.001	−0.002	+0.012	+0.005	+0.002	+0.001	+0.020	+0.010	+0.005	+0.002	+0.029	
1.27		0	−0.003	−0.002	−0.003	+0.003	+0.001	−0.003	−0.003	+0.008	+0.003	0	0	+0.017	+0.008	+0.003	0	+0.025	
1.275		−0.001	−0.003	0	−0.008	+0.001	−0.002	−0.005	−0.008	+0.005	+0.001	−0.001	−0.001	+0.013	+0.004	+0.001	−0.002	+0.021	
1.28		−0.003	−0.005	−0.001	−0.006	−0.002	−0.001	−0.006	−0.005	+0.002	−0.002	−0.004	−0.003	+0.009	+0.001	−0.002	−0.004	+0.017	+0.006
1.285		−0.004	−0.006	−0.004	−0.009	−0.004	−0.005	−0.007	−0.006	−0.002	−0.004	−0.005	−0.005	+0.006	−0.002	−0.004	−0.006	+0.012	+0.002
1.29		−0.007	−0.007	−0.007	−0.007	−0.007	−0.008	−0.009	−0.007	−0.005	−0.007	−0.008	−0.007	+0.002	−0.006	−0.007	−0.009	+0.008	−0.002
1.30		−0.010	−0.011	−0.008	−0.008	−0.011	−0.012	−0.013	−0.011	−0.012	−0.011	−0.012	−0.010	−0.005	−0.011	−0.011	−0.012	−0.002	−0.009
1.31		−0.014	−0.014	−0.013	−0.010	−0.018	−0.016	−0.017	−0.014	−0.018	−0.018	−0.017	−0.014	−0.014	−0.019	−0.018	−0.018	−0.011	−0.018

表—14 滞流係数（α）表

最大流集時間 t_0（分）	$i=\frac{a}{\alpha t+b}$ 中 b の値			
	30	40	50	60
20	1.27	1.26	1.25	1.24
30	1.28	1.27	1.26	1.25
40	1.28	1.27	1.27	1.27
50	1.29	1.28	1.27	1.27
60	1.30	1.29	1.28	1.27
100	1.32	1.31	1.30	1.29

概略　$\alpha=1.27$ をとつてよい（計算の便宜上）。

第9章　実施設計例と従来の方法との比較

下水道実施に当つて管渠の大きさを決定するための最大要素である雨水流出量の算定方法は明解平易で最も適当な結果を与えるものただ一つを希望するが，不幸にして現在は「ビュルクリ式」と「合理式」の方法が対立して行われ，しかも両者の算出結果がいちじるしく相へだたつているため，技術者もその撰択に迷い，ただ各人の独善と因習とによつて，不本意，不安心のまま計画をすすめるという状態であるといつてもあえて過言ではない。

上記慣行の2方法に対し，ここに合理式理論を基礎として筆者は新たに滞流式を誘導したが，その実施例について，慣行の合理式及び慣行のビュルクリ式と対照比較してみることにした。

（a）　慣行の合理式

$$Q=\frac{a}{t+b}\cdot\frac{1}{360}\cdot C\cdot A\ (\mathrm{m^3/sec}) \qquad (34)$$

Q：最大雨水流出量　($\mathrm{m^3/sec}$)

t：降雨継続時間　(min)

　＝雨水流集時間

a, b：降雨実測値から求める定数

C：流出係数

A：排水面積　(ha)

降雨継続時間 t 分は雨水の流集時間と等しくとり，流集時間は，また流入時間と流達時間の和で求める。

流入時間は雨滴が地表に落ちてから下水本管に流入するまでの時間で 5～10 分と仮定し，流達時間は下水管渠延長を流下する流速で除した商で求める。慣行では，通常流入時間を5分，流速を 1 m/sec で求めることが多い。流出係数は普通の市街地で 0.4～0.5 にとる。

（b）　慣行のビュルクリ式

$$Q=C\cdot r\cdot\sqrt[4]{\frac{S}{A}}\cdot A \qquad (\mathrm{m^3/sec}) \qquad (35)$$

C：流出係数

r：降雨量　($\mathrm{m^3/sec/ha}$)

S：地表勾配　1000 につき S

慣行では，Cを合理式と同じ考えの流出係数で 0.4～0.5 をとり，r は1時間何ミリという標準降雨からきめる。すなわち，1時間 50 ミリの雨ならば

$$0.05\times 10000\div(60\times 60)=0.139\ (\mathrm{m^3/sec/ha})$$

とする。

地表勾配 S は通常3くらいにとる。$\sqrt[4]{\frac{S}{A}}$ を遅滞係数と称する。

（c）　滞流式

$$Q=\frac{a}{\alpha t+b}\cdot\frac{1}{360}\cdot C\cdot\phi_m\cdot A \qquad (\mathrm{m^3/sec}) \qquad (36)$$

t：流集時間　(min)

a, b：降雨強度公式定数

c：流出係数

ϕ_m：降雨平均強度係数

α：滞　流　係　数

A：排　水　面　積　　(ha)

まづ1時間何ミリという標準降雨強度と他の情況判断から降雨強度公式の定数 a, b を選定し（第4章）。次に流集時間を求める。流集時間は流入時間と流達時間の和から求めること，合理式と同様であるが，流達時間を求める際の流速は慣行のごとく最大流速の平均をもつてすることなく，同一降雨に対する流速の平均をもつて管渠の最長延長を除して求める。なお，降雨平均強度係数 ϕ_m 及び滞流係数 α の値は本文で説明したとおり，ϕ_m は排水面積によつて変化し，α は b と t_0 の値によつて変る。ただし，α は概算値 1.27 を一般に使用してもよい。なお，細かく言えば α の採用は流入時間を含まないのであるが，計算の便宜上 α は流集時間全体に適用し，その値も $\alpha=1.25\sim1.30$ であるにもかかわらず 1.27 として採用する。これはややおおまかのこととも いえるが，その程度が少額であることと実施設計の場合，下水管渠の大きさは計算上の雨水流出量にぴつたりと当てはまることはなく，多少づつ余裕のある勾配，断面を与えるものであるから，この程度の余裕は十分あり従つて $\alpha\fallingdotseq1.27$ としてよいのである。

(d) 比　　較

前記3方式によつて，それぞれ実例につき雨水流出量の算出を行い，これらの結果を比較して参考に供する。

実例は○○市下水道中央排水区 164 ヘクタールの地域に対する下水管渠幹枝線全部について計算を行つた。

なお，この地域は勾配が普通より急で，特に幹線勾配が 20‰ 以上という特例なものであつた。

(1) 慣行合理式

$$Q=\frac{5\,700}{t+50}\cdot\frac{1}{360}\cdot0.43\cdot A \qquad (\mathrm{m^3/sec})$$

条件　$i=\dfrac{5\,700}{t+50}$，$C=0.43$，流入時間＝5分

流速＝幹線 1.3〜2.9 m/sec，枝線 1.0〜1.2 m/sec

(2) 慣行ビュルクリ式

$$Q=0.43\cdot\frac{5\,700}{60+50}\cdot\frac{1}{360}\cdot\sqrt[4]{\frac{3}{A}}\cdot A \qquad (\mathrm{m^3/sec})$$

条件　$C=0.43$，

$$r=\frac{5\,700}{60+50}\cdot\frac{1}{360}=0.144\ (\mathrm{m^3/sec/ha})$$

$S=3$

(3) 滞　流　式

$$Q=\frac{5\,700}{1.27\,t+50}\cdot\frac{1}{360}\cdot0.4\cdot\phi_m\cdot A \qquad (\mathrm{m^3/sec})$$

条件　$C=0.4$，$\alpha=1.27$，流入時間＝7分，

平均流速＝幹線 1.36 m/sec，

枝線 0.70 m/sec，$\phi_m=1-0.043\sqrt[4]{A}$

各式による流量調査表を別途作製の結果，下水管総延長 45 719 m に対し，次表のごとき内訳を得た。

なお，幹線だけについてみると表—18流量調査表に示すごとくであるが，その骨子を比較すれば次のとおりである。

表—16 実例比較表
（排水面積 164 ha）

計算方式	終末最大雨水流出量 (m³/sec)	終末管渠寸法 (mm)
慣行合理式	13 996	⊡ 2 400×2 400
慣行ビュルクリ式	3 781	◉ 1 650
滞流式	7 964	⊡ 1 950×1 950

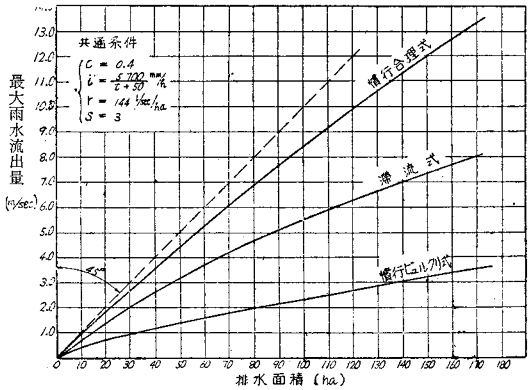
終末地点の最大雨水流出量の値の開きは上表のごとくきわめて大であつて，とおてい「どちらでもよかろう」と言つてはいられ

表—15 実例管径別各延長内訳明細比較表
（排水面積 164 ha）

管渠寸法 (mm)	慣行合理式による	慣行ビュルクリ式による	滞流式による
◉ 250	23 007m	26 558m	29 515
◉ 300	7 250	6 638	2 690
◉ 350	3 250	3 607	4 066
◉ 400	3 019	3 376	2 337
◉ 450	2 556	707	1 884
◉ 500	1 417	896	432
◉ 600	1 136	1 122	1 139
◉ 700	601	165	841
◉ 800	547	278	108
◉ 900	234	345	191
◉ 1 000	191	50	144
◉ 1 100	40	208	345
◉ 1 200	329	428	50
◉ 1 350	50	434	134
◉ 1 500	120	812	270
◉ 1 650	0	95	397
◉ 1 800	220	0	269
⊡ 1 400×1 400	134	0	0
⊡ 1 650×1 480	196	0	0
⊡ 2 400×2 400	251	0	812
⊡ 1 950×1 950	269	0	95
⊡ 2 250×2 250	691	0	0
⊡ 2 400×2 400	95	0	0
合計	45 719	45 719	45 719

図—11 計算式の比較図

（○○市下水道中央排水区幹線例）



ない差異である。

最長延長から αt を求める（表-17）。

（○○市下水道中央排水区滞流式用）：——

流集時間＝流入時間（7分）＋最長延長÷平均流速

ただし，滞流係数　$\alpha=1.27$

平均流速

枝　線　　0.7 m/sec と仮定

幹　線　1.36 m/sec と仮定

（予想理由）

中央幹線の地盤高は，起点 ＋13.65 m から終点 ＋7.45 m であつて延長 1985 m に対し高低差 6.20 m あり，平均地表勾配は 3,1‰ であるが，下流 1200 m 分の地表勾配は 2.5‰ と緩和し，さらにそのうちの半分最下流部 600 m は勾配 2.0‰ となつている。

下水幹線平均勾配 2.0‰ として平均管径 1650 mm とすると，その最大流速は常用満管流量表により，1.95 m/sec であるが，本例では流集時間の計算にはこの3割減として 1.36 m/sec と予想する。下水管勾配は地表平均勾配よりはいくぶん緩かとなるはずのものである。

すなわち　$\alpha t=[7(\mathrm{min})\times$最長延長$(\mathrm{m})$
$\div 0.7$または$1.36\times 60(\mathrm{min})]$
$\times$滞流係数

$$=\left(7+\frac{l}{42\text{または}82}\right)\times 1.27$$

l：最長延長（m）

表—17 実例流集時間（滞流式）

αt（分）	最長延長（m） 枝線	幹線	1 ha 当雨水流出量 C=0.4
10	36		0.106 ϕ_m
11	69		0.104 〃
12	102		0.102 〃
13	135		0.101 〃
14	168		0.099 〃
15	201		0.097 〃
16	234		0.096 〃
17	267		0.095 〃
18	300		0.093 〃
19	333		0.092 〃
20	366		0.090 〃
21	399		0.089 〃
22	432		0.088 〃
23	465		0.087 〃
24	498	（起点より 681m 枝線）	0.086 〃
25	531		0.084 〃
26	564		0.083 〃
27	597		0.082 〃
28	630		0.081 〃
29	663		0.080 〃
30	696		0.079 〃
31	729	760	0.078 〃
32	762	824	0.077 〃
33	795	888	0.076 〃
34	828	952	0.075 〃
35	861	1 016	0.075 〃
36	894	1 080	0.074 〃
37	927	1 144	0.073 〃
38	960	1 208	0.072 〃
39	993	1 272	0.071 〃
40	1 026	1 336	0.070 〃
41		1 400	0.069 〃
42		1 464	0.069 〃
43		1 528	0.068 〃
44		1 592	0.067 〃
45		1 656	0.067 〃
46		1 720	0.066 〃
47		1 784	0.065 〃
48		1 848	0.065 〃
49		1 912	0.064 〃
50		1 976	0.064 〃
51		2 040	0.063 〃
52		2 104	0.062 〃
53		2 168	0.061 〃
54		2 232	0.061 〃
55		2 296	0.060 〃
56		2 360	0.060 〃
57		2 424	0.059 〃
58		2 488	0.059 〃
59		2 552	0.058 〃
60		2 616	0.058 〃
61		2 680	0.057 〃

$$1\,\mathrm{ha}\ \text{当雨水流出量}=\frac{\phi_m\cdot C}{360}\cdot\frac{5700}{\alpha t+50}=\frac{6.33}{\alpha t+50}\phi_m$$

第10章 総括及び結論

本論文は合流式下水道設計において，その基本事項たる雨水流出量の算定方法について，本邦には慣行の合理式と慣行のビュルクリ式との2方法が対立し，しかも算定の結果両者にいちじるしい差異のある点を遺憾とし，改めて詳細に両者を吟味したる上，合理式には過大評価におち入りやすい因子が多分にあり，また，ビュルクリ式には過少評価を来しやすい因子のあることを認め，かつ，合理式の主旨にもとづいて滞流式なる新算定方法を

提唱するものである（第**1**章）。

これを「滞流式雨水流出量算定方法の研究」と題し，まづ次の３項目につき再検討を加えた。

1.　流出係数（第**2**章）一般都市には $C=0.4$ が適当なること。

2.　降雨平均強度係数（第**3**章）排水面積に応じて $\phi_m=0.97\sim0.80$ を採用する。

3.　流集時間（第**5**章）管渠内平均流速は最大平均流速の何割減とすること。

さらに，滞水池の効果（第**6**章）について述べ，また管渠内の貯溜容量（第**7**章）は滞水池と同じ効果を有する点に言及した。

ついで，本論文の主体をなす次の２項目を新提案した。

1.　標準降雨強度公式 18 種の選定（第**4**章）

2.　滞流式算定方法（第**8**章）

なお，論旨の結果を一層明確ならしめるために，○○市下水道の実施設計につき管渠流量調査表を比較製作してその総合結果を示し，滞流式算定方法採用の妥当性を示した（第**9**章）。

本論文は将来本邦下水道の計画において安心して採用できる雨水流出量の算定方法として，この滞流式をすすめ，下水道事業のより円滑なる発展を願う意図の下になされたものである。

字句の不適当，成文の到らざる点を深く慚愧し，終末ながら本論文について東大広瀬孝六郎教授から深い御支援を賜わつたことを深く感謝する次第である。

表—18　流量調査表

管記号	面積(ha) 各線	面積(ha) 適用	延長(m) 各線	延長(m) 最長	慣行合理式 雨水流出量 m³/sec 流集時間 t(min)	平均強度係数	1ha当り流出量	Q	下水管渠 断面	勾配 ‰	流量	流速	慣行ビュルクリ式 雨水流出量 m³/sec ⁴√(S/A)	1ha当り流水量	Q	下水管渠 断面	勾配 ‰	流量	流速	滞流式 雨水流出量 m³/sec αt(min)	平均強度係数	1ha当り流水量	Q	下水管渠 断面	勾配 ‰	流量	流速	摘要
(枝線)																												
12	0.196	0.196	55	55	6	1.00	0.123	0.024	250	7.0	0.047	0.949	2.00	0.124	0.024	250	7.0	0.047	0.949	10	0.97	0.106	0.020	250	7.0	0.047	0.946	
14	0.177	0.446	52	107	7		0.118	0.053	300	5.5	0.068	0.967	1.60	0.099	0.045	300	5.5	0.068	0.967	12	〃	0.102	0.044	300	5.5	0.068	0.966	
15	1.470	2.298	190	297	10	以下同じ	0.264	0.261	600	2.0	0.274	0.970	1.09	0.068	0.156	500	2.0	0.167	0.850	18	0.95	0.093	0.203	600	2.0	0.274	0.970	
17	0.100	5.681	40	337	10		0.264	0.645	900	1.4	0.687	1.080	0.85	0.053	0.301	700	1.4	0.347	0.904	19	0.93	0.092	0.486	800	1.4	0.500	0.995	
21	0.346	7.178	95	432	12		0.255	0.787	1 000	1.3	0.879	1.119	0.80	0.050	0.359	800	1.3	0.482	0.960	22	〃	0.088	0.587	900	1.3	0.660	1.038	
34	0.091	9.595	40	472	13		0.255	1.052	1 100	1.3	1.136	1.195	0.75	0.047	0.451	〃	〃	〃	〃	23	0.92	0.087	0.768	1 000	〃	0.885	1.125	
43	0.441	11.311	116	588	14		0.247	1.244	1 200	1.2	1.378	1.218	0.71	0.044	0.515	900	1.2	0.633	0.995	26	〃	0.083	0.894	1 100	1.2	1.094	1.150	
53	0.296	12.894	93	681	15		0.244	1.353	1 200	1.2	1.378	1.218	0.69	0.043	0.554	〃	〃	〃	〃	29	〃	0.080	0.949	〃	〃	〃	〃	
(幹線)																												
72	0.091	17.939	42	723	16		0.240	1.851	1 350	1.2	1.890	1.320	0.64	0.040	0.717	1 000	1.2	0.850	1.080	30	0.91	0.079	1.289	1 200	1.2	1.380	1.270	
75	0.006	18.853	8	731	16		0.240	1.946	1 350	1.2	1.890	1.320	0.63	0.039	0.735	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.355	〃	〃	〃	〃	
81	0.087	20.334	40	771	17		0.236	2.064	1 400×1 400	1.0	2.545	1.477	0.62	0.038	0.773	1 100	1.0	0.945	1.050	31	〃	0.078	1.443	1 350	1.0	1.724	1.204	
89	0	21.768	10	781	17		0.236	2.209	〃	〃	〃	〃	0.61	〃	0.827	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.545	〃	〃	〃	〃	
100	0.091	24.480	38	819	17		0.236	2.484	〃	〃	〃	〃	0.59	0.037	0.906	〃	〃	〃	〃	〃	0.90	〃	1.718	〃	〃	〃	〃	
104	0.109	25.500	46	865	18		0.233	2.555	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.944	〃	〃	〃	〃	32	〃	0.077	1.767	〃	〃	〃	〃	
117	0.478	29.428	78	943	19		0.230	2.910	1 650×1 485	0.9	3.260	1.518	0.57	0.035	1.030	1 200	0.9	1.194	〃	33	〃	0.076	2.013	1 500	0.9	2.164	1.227	
123	0.378	31.145	66	1 009	19		0.230	3.080	〃	〃	〃	〃	0.56	〃	1.090	〃	〃	〃	〃	34	〃	0.075	2.102	〃	〃	〃	〃	
128	0.114	32.023	52	1 061	20		0.226	3.112	〃	〃	〃	〃	0.55	0.034	1.089	〃	〃	〃	〃	35	〃	〃	2.162	〃	〃	〃	〃	
182	0.441	47.503	74	1 135	21		0.223	4.562	矩 1 800	2.6	6.004	2.400	0.50	0.031	1.475	1 100	2.6	1.620	1.700	36	0.89	0.074	3.128	〃	2.6	3.695	2.091	
228	0.191	60.035	46	1 181	21		0.223	5.757	〃	〃	〃	〃	0.47	0.029	1.741	1 200	〃	2.034	1.800	37	0.88	0.073	3.857	1 650	〃	4.764	2.226	
230	0.551	60.945	100	1 291	21		0.223	5.844	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.767	〃	〃	〃	〃	39	〃	0.071	3.808	〃	〃	〃	〃	
241	0.469	63.309	86	1 367	22		0.220	6.036	1 500	2.4	7.100	2.009	〃	〃	1.850	〃	2.4	1.954	1.730	40	〃	0.070	3.931	〃	2.4	4.600	2.148	
259	0	69.808	10	1 377	〃		〃	6.604	〃	〃	〃	〃	0.46	〃	2.024	1 350	〃	2.680	1.873	〃	〃	〃	4.300	〃	〃	〃	〃	
272	0.164	72.011	35	1 412	〃		〃	6.812	〃	〃	〃	〃	0.45	0.028	2.016	〃	〃	〃	〃	41	0.87	0.069	4.320	〃	〃	〃	〃	
274	0.173	72.471	38	1 450	〃		〃	6.856	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.029	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.348	〃	〃	〃	〃	
276	0.278	73.563	50	1 500	23		0.217	6.864	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.060	〃	〃	〃	〃	42	〃	〃	4.416	〃	〃	〃	〃	
289	0.109	78.094	32	1 532	〃		〃	7.287	〃	〃	〃	〃	0.44	0.027	2.109	〃	〃	〃	〃	43	〃	0.068	4.620	〃	〃	〃	〃	
307	0.369	84.086	83	1 615	〃		〃	7.846	1 950×1 950	2.2	9.098	2.722	0.43	〃	2.270	〃	2.2	2.564	1.792	44	〃	0.067	4.901	1 800	2.2	5.521	2.173	(307)(611) 両線は別図
311	0.869	89.119	121	1 736	24		0.214	8.201	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.406	〃	〃	〃	〃	46	〃	0.066	5.117	〃	〃	〃	〃	(293)(295)(307)(311)₃ 線に変更
364	0.523	101.294	65	1 801	25		0.211	9.190	〃	〃	〃	〃	0.41	0.025	2.537	〃	〃	〃	〃	47	0.86	0.065	5.662	〃	〃	〃	〃	実施
367	0.187	101.750	40	1 841	〃		〃	9.232	2 250×2 250	2.0	12.646	2.842	〃	〃	2.544	1 500	2.0	3.244	1.834	〃	〃	〃	5.638	1 800×1 800	2.0	7.020	2.465	
405	0.396	107.715	65	1 906	〃		〃	9.780	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.695	〃	〃	〃	〃	48	〃	〃	6.026	〃	〃	〃	〃	
420	0.127	112.170	40	1 946	〃		〃	10.177	〃	1.8	11.997	2.696	0.40	〃	2.804	〃	1.8	3.076	1.739	49	〃	0.064	6.169	〃	1.8	6.656	2.338	
431	0.296	114.838	43	1 989	26		0.208	10.271	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.871	〃	〃	〃	〃	50	〃	〃	6.316	〃	〃	〃	〃	
438	0.187	116.090	38	2 027	〃		〃	10.383	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.902	〃	〃	〃	〃	51	〃	0.063	6.292	〃	〃	〃	〃	
458	0.268	120.625	〃	2 065	〃		〃	10.789	〃	2.0	12.646	2.842	〃	〃	3.016	〃	2.0	3.244	1.834	〃	〃	〃	6.535	〃	2.0	7.020	2.465	
461	0.259	121.413	39	2 104	〃		〃	10.859	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.035	〃	〃	〃	〃	52	〃	0.062	6.471	〃	〃	〃	〃	
474	0.278	123.397	50	2 154	27		0.207	10.984	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.085	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	6.577	〃	〃	〃	〃	
537	1.624	134.778	162	2 316	28		0.203	11.765	〃	〃	〃	〃	0.39	0.024	3.235	〃	〃	〃	〃	55	0.85	0.060	6.874	〃	〃	〃	〃	
539	0.760	135.634	87	2 403	〃		〃	11.840	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.255	〃	〃	〃	〃	56	〃	〃	6.917	〃	〃	〃	〃	
541	0.569	136.294	100	2 503	29		0.200	11.721	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.271	〃	〃	〃	〃	58	〃	0.059	6.835	〃	〃	〃	〃	
544	0.655	137.773	110	2 613	〃		〃	11.848	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.307	〃	〃	〃	〃	59	〃	0.058	6.792	〃	〃	〃	〃	
621	0.313	159.904	80	2 693	30		0.198	13.614	2 400×2 400	〃	14.986	2.960	0.37	0.023	3.678	1 650	〃	4.175	1.950	61	〃	0.057	7.747	1 950×1 950	〃	8.677	2.596	
624	0	160.851	12	2 705	〃		〃	13.695	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.700	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7.793	〃	〃	〃	〃	
640	0	164.386	3	2 708	〃		〃	13.996	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.781	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7.964	〃	〃	〃	〃	

摘要：

慣行合理式

$Q=\frac{5700}{t+50}\cdot\frac{1}{360}\cdot C\cdot A$ m³/sec

t＝流集時間(min)＝流入時間 5(min)＋管渠延長/平均流速

C＝流出係数 0.43

A＝適用排水面積(ha)

慣行ビュルクリ式

$Q=C\cdot r\cdot\sqrt[4]{\frac{S}{A}}\cdot A$ m³/sec

C＝0.43（同前）

r＝1時間 51.8mm として（同前）0.144 m³/sec/ha

S＝地表勾配 3/1000

A＝適用排水面積(ha)

滞流式

$Q=\frac{5700}{\alpha t+50}\cdot\frac{1}{360}\cdot C\cdot\phi_m\cdot A$ m³/sec

α＝滞流係数 1.27

t＝流集時間＝流入時間 7＋管渠延長/平均流速 (min)

C＝流出係数 0.4

ϕ_m＝降雨平均強度係数