雨天時下水の排除の合理化に関する調査

研究報告書

（本論編）

土木研究所資料 第435号

昭和44年3月

建設省土木研究所

まえがき

こゝにおとどけする「雨天時下水の排除の合理化に関する調査研究」報告書は，下水道事業調査5ケ年計画の第1弾として実施された調査研究を取りまとめたものである。

本報告書は，降雨時における都市域からの雨水流出量の実態，合・分流式下水道における雨天時下水の汚濁量の実態などを調査し，都市化の進行即ち都市域の拡大，都市の不浸透面積の拡大，人口増加等に伴った雨水流出量や雨天時下水の水質の変化さらに，上記の意味での都市化の適正なコントロールの手段，方法について考察している。

本報告書で注目すべき点は，実務界からの要求を満足させながら下水道学のうちの雨水排除部門の学問的体系化を試みていることで，筆者はある意味ではその試みに成功していると考えている。

近年都市水文学の体系化が各方面で望まれているようであるが，従来から都市排水問題をあつかってきた下水道学にあってはかなりの程度にこの方面での学問的体系化が進んでいた。しかし，この体系化は，水量面に限られていたが，本報告書はさらに水質面をも含めて，水量・水質両面から総合的に体系化している点に画期的な意義が認められる。

本報告書は，かゝる意味で実務的にも学問的にも下水道整備，ひいては都市対策立案の1助となるであろう。

この報告書を世に送り出すにあたって，同調査研究の中心になった当所下水道研究室及び協力していただいた関係者諸氏の努力と熱意に深く感謝する。

建設省土木研究所

河川部長　川越達雄

目　　次

第 1 章　序　論 …… 1

§ 1　第1期調査報告書の序論（昭和42年度）…… 1

§ 2　第2期調査報告書の序論（昭和43年度）…… 6

第 2 章　最大流出量算定公式の検討 …… 9

§ 1　実験式と合理式について …… 9

§ 2　流出係数の求め方 …… 13

§ 3　流出係数の性質 …… 16

§ 4　流達時間について …… 26

§ 5　工種別の流出係数 …… 35

§ 6　用途地域別の流出係数 …… 39

§ 7　下水道計画と流出係数 …… 43

§ 8　合理式の合理化 …… 44

§ 9　今後の問題と結論 …… 45

参 考 文 献 …… 46

第 3 章　設計ハイドログラフ算定法について …… 48

§ 1　ハイドログラフ計算法と下水道施設設計への適用性 …… 48

§ 2　損 失 雨 量 …… 50

§ 3　工種配置と流出のパターン …… 54

§ 4　下水管きょ配置と流出のパターン …… 58

§ 5　都市化の進展と流出のパターン …… 61

§ 6　結　論 …… 63

参 考 文 献 …… 65

第 4 章　実排水区に於ける総合的な貯溜の実態 …… 66

（流出係数，流達時間の実態と総合的な損失量のレベル）

§ 1　調査方法及び調査区域状況 …… 66

§ 2　観測に基づくピーク流出係数 …… 69

§ 3　総流出係数とピーク流出係数 …… 81

§ 4　工種別の流出係数 …… 86

§ 5　用途地域別の流出係数 …… 87

§ 6　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例 …… 89

§ 7　流出係数選定上の注意 …… 90

§ 8　流達時間の実態 …… 90

§ 9　流入時間と流下時間 …… 96

§ 10　降雨強度曲線と流達時間曲線から求めた流達時間 …… 97

§ 11　単位集水区での流入時間と流下時間 …… 97
§ 12　流達時間の計算について …… 99
§ 13　おわりに …… 100
第 5 章　工種別にみた貯溜の評価について …… 101
§ 1　人為的な貯溜装置を設けない場合の工種別の
雨水の流出パターン …… 101
§ 2　工種別の貯溜の評価（人為的な貯溜施設を設けない場合） …… 106
§ 3　浸透域の Φindex …… 106
§ 4　工種別の貯溜条件の根本的な違い …… 108
§ 5　結　論 …… 108
第 6 章　雨水ますの落下率，密度および配置 …… 109
ー落下率が1でない雨水ますの場合ー
（表面貯溜に及ぼす雨水ます蓋の効果）
§ 1　はじめに …… 109
§ 2　従来の雨水ますの設計・計画法 …… 109
§ 3　雨水ますの落下率 …… 110
§ 4　雨水ます密度 …… 113
§ 5　路面浸水が交通流に与える影響 …… 117
§ 6　雨水ます配置 …… 119
§ 7　結　論 …… 122
参 考 文 献 …… 122
附録　落下率が1になるようなます蓋落下穴面積の計算法と計算例　123
第 7 章　滞水池による貯溜（滞水池とは何か？） …… 125
§ 1　水量コントロールを目的とした滞水池の設置条件と
本来的な性格 …… 125
§ 2　滞水池の具体例とその解説 …… 126
§ 3　具体例から結論できる事項 …… 136
§ 4　設計上の注意点・問題点 …… 136
参 考 文 献 …… 137
第 8 章　雨天時下水の水質の実態と河川水質汚濁防止対策 …… 138
§ 1　はじめに …… 138
§ 2　雨天時下水の水質の実態 …… 139
§ 3　河川水質汚濁防止の観点からみた雨水吐き室の改造 …… 147
参 考 文 献 …… 148

第 9 章　滞水池での初期雨天時下水の貯溜による負荷量コントロール …… 149
（水質コントロールの面でみた滞水池の効果）
§ 1　雨天時下水の水質の時間変動の解析 …… 149
§ 2　雨天時下水の処分対策 …… 152
§ 3　初期雨水滞水池の型式・長所短所 …… 154
§ 4　滞水池容量について（特にマクロにみて）…… 156
§ 5　おわりに …… 157
参 考 文 献 …… 157
第 10 章　降雨分布と地点雨量 …… 158
§ 1　地点雨量で代表可能な面積 …… 158
§ 2　面積雨量に関する従来の研究 …… 159
§ 3　日雨量と計画降雨強度との関係 …… 160
§ 4　広域下水道，小規模下水道，一般公共下水道の設計降雨強度に関する考え方 …… 163
参 考 文 献 …… 164
第 11 章　総括と結論 …… 165

雨天時下水の排除の合理化に関する調査報告書

（資　料　編）

土木研究所資料第435号

昭和44年3月

建設省土木研究所

雨天時下水の排除の合理化に関する調査報告書（資料編）第四三五号　昭和四十四年三月　建設省土木研究所

1. 調　査　要　領

1－1　昭和42年度雨天時下水の排除の合理化に関する調査要領

目　　次

§1　調査の目的 …… 3

§2　調査概要 …… 3

§3　調査排水区域の要件 …… 3

§4　調査地点（水位観測地点，採水地点）の要件 …… 3

§5　調査方法および内容 …… 4

(1)　排水区域特性調査 …… 4

(2)　雨量調査 …… 4

(3)　流出量調査 …… 4

(4)　雨天時下水水質調査 …… 6

(5)　調査人員と作業 …… 7

(6)　一般的な注意 …… 7

§6　整理作業 …… 7

§7　調査報告書内容 …… 8

§8　昭和42年度調査内容等 …… 8

様　式1～4 …… 9

現場で使用する器具計器類 …… 11

参考資料 …… 14

雨天時下水の排除の合理化に関する調査について …… 16

1－2　昭和43年度雨天時下水の排除の合理化に関する調査要領

目　　次

§ 1　調 査 の 目 的 …… 19

§ 2　調　査　概　要 …… 19

§ 3　昭和43年度調査都市と観測方法，調査内容の要点 …… 19

§ 4　調査排水区域の要件 …… 19

§ 5　調査地点（水位観測地点・採水地点）の要件 …… 20

§ 6　調査実施前に充分注意して調べておかねばならない事項 …… 20

§ 7　計器の維持管理等に対する注意事項 …… 20

§ 8　調査方法および内容 …… 21

(1)　排水区域特性調査 …… 21

(2)　雨　量　調　査 …… 21

(3)　流 出 量 調 査 …… 22

(4)　雨天時下水水質調査 …… 22

(5)　一般的な注意 …… 23

§ 9　整　理　作　業 …… 23

§10　昭和43年度調査内容等 …… 23

様式1～4 …… 25

2. 調　査　成　果

調査期間　昭和42年6月1日 ～ 11月30日及び
昭和43年6月15日 ～ 10月31日

調査都市　東京都，豊橋市，名古屋市，岐阜市，京都市

（注）　京都市吉祥院排水区で実施した観測の結果は，資料の信頼性が乏しいため資料編からは削除した。

2－1　東京都谷端川下水道排水区

（昭和42年及び43年度調査実施）

2－2　豊　橋　市　花　田　排　水　区

（昭和42年度調査実施）

2－3　豊橋市八町排水区

（昭和43年度調査実施）

2－3－8　調査区域一般図 …… 80

2－4　名古屋市田光排水区 …… 81
2－4－1　調査区域概要 …… 82
2－4－2　観測地点概要 …… 82
2－4－3　H－Q曲線及びH－V曲線 …… 83
2－4－4　雨水流出量調査 …… 85
2－4－5　晴天時水量水質調査 …… 88
2－4－6　雨天時下水水質調査 …… 88
2－4－7　調査区域図 …… 90

2－5　名古屋市千年南部排水区 …… 91
2－5－1　調査区域概要 …… 92
2－5－2　観測地点概要 …… 92
2－5－3　流速観測の方法と資料整理の方法 …… 94
2－5－4　H－Q曲線，H－n曲線，H－V曲線 …… 100
2－5－5　雨水流出量調査結果 …… 102
2－5－6　晴天時下水水質調査結果 …… 110
2－5－7　雨天時下水水質調査結果 …… 111
2－5－8　調査区域図 …… 114

2－6　岐阜市清水川排水区 …… 115
2－6－1　調査区域概要 …… 116
2－6－2　観測地点概要 …… 116
2－6－3　流速観測の方法と資料整理 …… 123
2－6－4　H－Q曲線，H－n曲線 …… 125
2－6－5　雨水流出量調査結果 …… 126
2－6－6　晴天時下水水質調査結果 …… 138
2－6－7　雨天時下水水質調査結果 …… 140
2－6－8　調査区域図 …… 144

2－7　京都市中部第1排水区（上流部） …… 145
2－7－1　調査区域概要 …… 146
2－7－2　観測地点概要 …… 146

2－7－3　H－Q曲線 …… 147
2－7－4　雨水流出量調査 …… 148
2－7－5　晴天時水量水質調査 …… 149
2－7－6　雨天時下水水質調査 …… 150
2－7－7　調査区域図 …… 152

2－8　京都市中部第1排水区（下流部） …… 153
2－8－1　調査区域概要 …… 154
2－8－2　観測地点概要 …… 155
2－8－3　流速観測の方法 …… 156
2－8－4　H－Q曲線，H－n曲線 …… 159
2－8－5　雨水流出量調査 …… 161
2－8－6　晴天時下水水質調査 …… 166
2－8－7　調査区域図 …… 167

附　録
調査協力者氏名一覧表 …… 168

第1章　序　　論

§1　第1期調査報告書の序論（昭和42年度）

下水道計画は，ある計画年次における都市域の空間的，経済的構造を想定して立案されるものである。下水道計画の中で雨水排除計画は，雨水排除系の合理化の程度が，都市環境に与える影響の面からも，下水道建設の資金上の面からも，大きなウエイトを占めるために，極めて重要である。

都市域に降る雨水は，人間の活動の結果うまれる汚水や汚物と混合するため，極めて水質の悪い下水と化する。このような雨天時下水は，排除施設を通じて河川に放流される。仮に雨天時下水が都市域で氾濫すると水質が悪いことのために環境衛生的悪影響が極めて大きい。また，非合理的な放流を行った場合，河川水質汚濁の上で大きな影響を持つものと考えられる。従って，Fig1 に示すように雨水排除計画は，放流河川をも含めた総合的な雨水排除系統を水量面と水質面から合理化したものでなければならない。

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。従って，第1に計画対象になっている都市の都市化が進行することが，雨水流出の水量と水質の面に如何なる影響を与えるかを考察する必要が生ずる。第2に都市化と下水道の関係とは，Fig1.に示

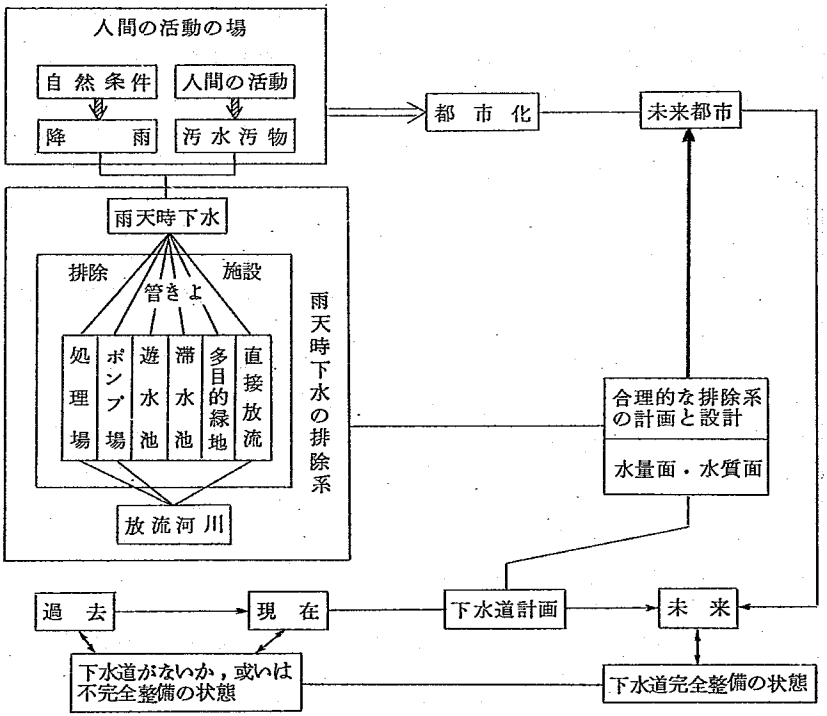


Fig 1-1　雨天時下水排除計画のありかたの概念図

すように「都市化の進行とは，下水道整備が進められることである。」と定義すれば，下水道の整備が雨水の流出に与える影響を把握する必要が生ずる。

都市化の各段階における土地および水利用の変化と，その結果生ずる水文学的効果は，第1表に具体的に述べられている。

第1－1表　都市化の各段階における土地および水利用の変化と，その結果生じる水文学的効果

	土地または水利用の変化	考えられる水文学的効果
郊外～都市化の初期	樹木や植生の除去。 都市的な家屋がまばらに建ち，一部に水道と下水設備ができる。 井戸を掘る。 下水浄化槽と水洗便所排管の建設。	蒸散の減少と洪水流出の増加，河川の堆積物が増加する。 水位が若干低下。 土壌水分が若干増加し，たぶん地下水位が上昇。過重な排水によりたぶん若干の排水管系統から汚水があふれだし，近くの井戸や河川を汚濁。
都市化の初期～中期	住宅団地を作るため地ならし，若干の表土は除かれ農地の池は埋められる。 住宅団地の建設，道路の舗装，暗渠の建設。 若干の井戸は使用が不連続になったり放棄される。 公共の水源として近隣の河川の水を取水。 未処理または不適正に処理した廃水を河川や廃水井戸の中へ排出。	土壌侵蝕・河川の堆積・河床勾配の増加が加速される。洪水流量の増加。小河川の除去。 浸透が減少し，その結果洪水流量は増加し，地下水位は低下。残存する小河川が流路の狭小部でしばしば氾濫。人工の小河川の堤防がしばしば破壊される。 地下水位の上昇。 取水点と排出点の間の流量が減少。 河川や井戸の汚染。魚類や水生生物の死。都市より下流の河川水の水質低下。
都市化の中期～後期	民家や道路や商・工業用の建物が増加し，都市が完了する。 多量の未処理廃水が局地的な河川へ排出される。 汚染のため残存する浅井戸が放棄される。 人口増に伴なって新しい水源と給水施設が必要となり，上流の水源による貯水池が遠方に建設される。 河川の流路の少なくとも一部は人工の水路やトンネルに限定される。	浸透の減少と地下水位の低下。道路や水路は洪水の排水路となり，局地的な雨に関する洪水のピーク流量は増加し基底流量は減少する。 河川の汚染が増加し，水生生物の死も増加する。下流における利用可能の河川水が減少。 地下水位の上昇。 水を他の水系から取る場合には局地的な河川の流量は増加する。

	土地または水利用の変化	考えられる水文学的効果
都市化の中期～後期	水洗便所排水系統と下水処理場の建設。 洪水の排水系統を補修改良する。 冷房用の水使用の増加。 かん養井戸を堀る。 廃水の再利用。	洪水の害が増す。流路の断面と流送土砂量の変化。 河床勾配の増加。 地域内から若干の水が除去され，浸透は減少し滞水層への保給も減る。 被圧地下水の圧力面の低下。たぶん局部的な過剰揚水と地盤沈下。海岸地帯では塩水が侵入し水質も悪化。 下水や他の排水施設が過重となる。排水系統からの漏水により若干の水は地下水をかん養する。 地下水被圧面の上昇。 地下水のかん養，水資源より有効な利用。

（注） 用水と廃水　Vol.8 No.1.1967

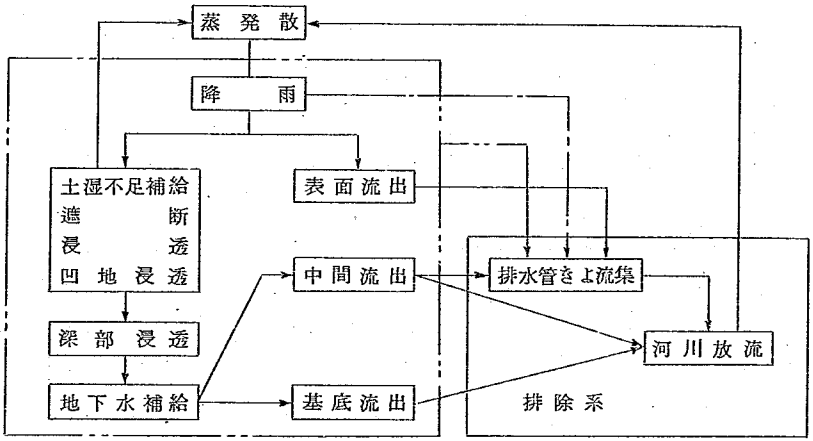


Fig 1－2　流出場における雨水の挙動

水量面から考察すると次のようになる。

都市域に降った雨水の挙動は，Fig 2に具体的に示してあるが，都市化は，浸透域を狭ばめ，不浸透域を拡大させる。

従って，流達時間は短くなり，雨水流出量は増大する。

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。（Fig 3）従って，従来不浸透域から流出した雨水が浸透域で浸透し，その結果全体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，下水管きょ内に雨水を流集させるため，地表面を流下するよりも下水管き

よ内を流下する方が粗度も小さく，水位も深いので当然早くなる。従って下水道整備を行うことが流出量の増大ということに大きな影響を与えている。

従って水量面からは，都市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ことはいうまでもなかろう。

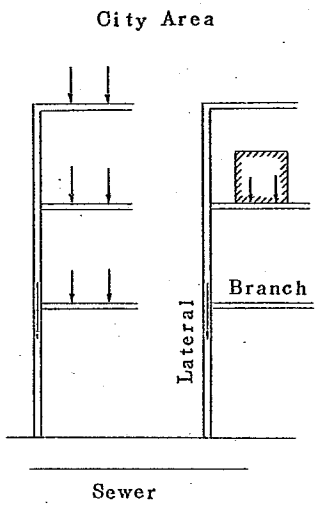


Fig 1-3 都市内の下水管渠配置

雨水流出量を推定する方法としては，マクロな方法とミクロな方法とがある。Fig 2の一点鎖線で示す降雨と下水管きよ流集量の関係を流出係数といったもので関係ずける方法がマクロの方法である。また，2点鎖線で示すように土湿不足，遮断，浸透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 methodである。マクロな方法は，極めて実用性が高いが，理論性に乏しい。しかし，都市化や下水道整備が水文現象に与える影響を前述のように考えれば貯溜量が減少するので工種別流出係数や用途地区別流出係数を用いて工種別或は，用途地区別の流出量を加算することでかなり正確な最大流出量を求めることができる。従って，流出係数を厳密に定義し，その値に影響を与える種々の制約条件を吟味していくことで正しい値に近づけていくことができよう。ミクロな方法によるとハイドログラフを推定することが可能であるため，排除系を総合的に合理化することが可能となるし，水質面からの雨水制御を行う場合は，このハイドログラフがないとき行動が取れない。従って，ミクロな方法を発展させることは，今後の雨水排除系の合理化のうえで最重要の問題であるといえる。

次に都市化と雨天時下水水質との関係を考察してみよう。雨天時下水とは，Fig 1に示すように雨水と汚水・汚物とからなるものであることは述べた。水質面から考察するためには，汚水・汚物のあり方，特に汚物の堆積する場所とその量が大切であろう。

都市化が進行するにつれて用水量が増大し，従って汚水量も増加する。また，汚水の水質も生活レベルの向上のため一層悪化する。汚物の堆積する場所は都市の面（道路，家，間地など）と下水管渠内である。都市化が進行すると面に堆積する汚物は比較的少くなるかもしれない（ゴミ処理等の施設の完備）が，雨天時下水水質に影響する汚物は，このような粗大なものではない。従って雨天時下水水質に与える効果からいえば，都市化の進行が，雨天時水質をよくするとはいえない。下水そのものが悪質になることから下水管きよ内に堆積する汚物は多くな

り，下水の水質も悪いので雨天時下水は，都市化の進行とともに悪質になる可能性がある。

反面，水利用のありかたに関する観点と水質汚濁防止対策上雨天時下水の放流のあり方が，問題となるであろうから排除系の合理化を促す立場から雨天時下水の水質変動の実態把握と理論化が重要な問題である。

参　考　文　献

1）都市水文学　樫根　勇　　水処理技術 Vol.8. No.1　1967

2）Handbook of Applyed Hydrology

3）Some Observations on Rainfall and Runoff
Norman. H. Cramford, Water Reseach

4）下水道計画と雨水流出量算定について　　末石富太郎

5）農業水文学　　金子　良

6）水文気象学　　川畑幸夫　　応用気象学大系1

7）低地区浸水現象と排水設備の経済的設計　　末石富太郎

§2. 第2期調査報告書の序論（昭和43年度）

雨天時下水の排除の合理化を計る第1歩として第1期調査に於ては，都市化が無制限に進展した場合に雨天時下水の水量水質がどのように変化するかという問題を主に理論面からアプローチし，一応現象を把握し得た。

第2期調査に於ては，前年度の成果の上に立って雨天時下水の水量水質を制御するために都市化をコントロールするという立場に立ち，特に貯溜ということを主眼に対策面を検討した。

都市化とは，一般に過度の人口集中，産業集中による都市のコンクリート化，過密化を意味すると理解され，又都市対策とは，かゝる過密化を適正にコントロールし，快適な都市環境を造ることゝ理解されている。

下水道計画がいたずらに過大な計画に陥り，柔軟性，多様性，合理性を欠いてはならない。

このためには無制限な都市化（前記の意味で）という観点から計画の多様化を計るとともに，下水道計画は，従来のような画一的で硬直的なものであってはならないのである。

文化レベル（生活水準）の向上は，都市内の資産を増加させたため短時間の小さな浸水によっても従前にました被害を生み出す結果となった。そのうえ累積被害額は模大となるため，従来から慣用されている確率年，計画降雨量，排除システム等の再検討が必要な段階であることを忘れてはならない。

水量面の制御に関して，アメリカ合衆国では，1937年頃まで一般に2～5年確率で設計されていたが，現在では5～10年確率が一般的となっているうえ，[注1)] 中小洪水用排水系統と大洪水防止施設系統とを組み合せたデュアルシステムが採用されるようになっている。大洪水時の排水のため道路を排水路としうる構造としたり，公園や緑地の貯水池としての利用を積極的に採用しているということも報告されている。[1)]

このような処置が採用されている理由は，前述したとおり都市内の資産の増加により小規模の浸水によってさえ1回当りの被害額がかなりの額に達するうえ，累積被害額は模大となるということである。

次に水質面の制御の例としては，シカゴ市で計画されている合流式下水道によって排除される降雨初期の雨天時下水の全量貯溜計画がある。

この計画は，合流式下水道から雨天時にミシガン湖に雨水吐きを通じて直接無処理放流されていた雨天時下水を在来河川の下に建設した大貯溜水路（貯水池）に貯溜し，降雨初期の悪質な下水をシカゴ市の水道水源であるミシガン湖に流入させないというものである。[2), 注2)]

Hirschによると，[3)] 現在，アメリカ合衆国では，合流式下水道の分流式化が盛んに実施に移されており，また合流式下水道の初期雨水の処分のありかたが問題になり，上記の初期雨水

注1） 中小洪水用排水系統に対して

注2） 用地難である都市内で大貯溜池を建設することは困難なため，在来河川水路下に建設していることは，注目に値しよう。水理学的にも経済的にも有利な位置であるといえるのではないか？

の貯溜化などが実施されつつあると報告している。

Hirschは，降雨初期の雨天時下水の放流によって実際の被害が発生した事例は，現在のところまだ聞いたことがないと述べながらも，雨天時下水の放流規制の必要性を強調し，今後２０００万ドル（７２億円）の研究予算をもってこの種の問題と取り組むと言明している。

このように都市化に伴って下水道計画は，従来のような画一的硬直的な傾向から，柔軟で多様な姿に変化して行きつゝあるのである。現在我が国に於て下水道計画の合理化をはかるための好機がやってきている。

即ち，都市の拡大という現象に対して新都市計画法（昭和４３年改正）は反対に制限を加えた。市街化区域の設定がそれである。[4] 無制限な市街化が雨水の貯溜量を減少させる結果を招いた。市街化区域の設定は，下水道計画に多様性をもたらすと考えられる。例えば，市街化区域と市街化調整区域でのデュアル・システム化，市街化地域内でのデュアル・システム化（例えば公園等の貯水池としての利用）の対策が考えられるし，下水道計画から市街地を調整する傾向が生れてくることも考えられる。

合田は，都市域からの雨水排除のありかたの今後の方向について，次のように述べている。[5]

「最近，下水道は次第に広域化する傾向にあり，流域下水道に於ては１０，０００ha 以上にも及ぶ広大な面積を擁するものが出現している。そうした場合でも，流達時間内の平均降雨強度に基づく排水区からの流出寄与率が１００％の時の値を最大流出量として求める考え方がやはり正しいか？遅滞があっても，より継続時間の短い強雨の方が最大流出量としては，大きい値を与える場合もある。しかしながら，そうした状況においては，地表，管きょを含むシステム全体の雨水貯溜能力のもつ意義も又大きくなると考えられる。」

貯溜の重要性を述べているのであるが，設計の基本理念は別として（都市域で貯溜方式を取ることの肯否）貯溜という概念の導入は，計画そのものゝ多様化につながるものである。前述のアメリカ合衆国の事情を考えても貯溜概念が導入されている。我が国に於てもニュータウン（新市街地）に於ては，滞水池等の建設例がある。（例えば千里ニュータウン）

貯溜について考察する場合，貯溜場所について考えておく必要がある。貯溜場所としては，自然的貯溜場所と人為的貯溜場所がある。前者は，草木表面，凹地，浸透による土壌中での貯溜があり，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，雨水マス（締り装置である）屋根と樋（屋根の種類によって貯溜量は大きく異なる），貯水池，滞水池（緑地等の利用）等がある。

貯溜は，水量制御のためだけでなく水質制御のためにも有効である。本報告書は，以上のような考え方に立ってできるかぎり貯溜という観点から現象をみていくことにする。特に雨水マスによる貯溜，貯溜による水質制御等について考察を加え，人為的に貯溜させることによって総合的な排水システムの計画を立案することを指向するものである。

参　考　文　献

1)　'Urban Hydrology－a redirection' by D. Earl Jones, JR.
Civil Eng. 1967－8

2)　'Underflow Sewer in Chicago' by
Civil Eng. 1967

3)　日米資源会議討議議事録　　昭和４２年

4)　新都市計画法　　下水協誌　1968－6月

5)　下水道雨水流出量に関する研究報告書　　昭和４２年度　　土木学会

第 2 章　最大流出量算定公式の検討

〔要旨〕 最大流出量を与える公式は過去におびただしく発表されてきた。しかし，現在百数十に及ぶといわれるそれらの諸公式の中で，下水道の雨水管きよおよび合流式下水道管きよ設計に用いられている公式は，合理式と若干の実験式である。本章では，合理式，実験式の比較検討を行い，下水道計画立案にあたってどちらの公式が用いられることが好ましいかを論じた。

次に，両公式に含まれる流出係数に焦点をあてゝ，その性質を検討した。

以上の論点に立って従来の流出係数値を検討し，どのような値を用いると妥当な流出量を与えることが可能かということに言及した。

第 1 節　実験式と合理式について（下水道計画立案にあたって，いずれの公式を採用するほうが好ましいのだろうか？）

昭和４０年版公共下水道統計 によると，合理式採用都市が８９都市，実験式採用都市は１０５都市でほゞなかばしている。実験式もヴユ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うところはないようである。

衆知のように合理式は

$$Q_{max} = \frac{1}{360} CiA \quad \cdots\cdots (2-1-1)$$

実験式の一般型は

$$Q_{max} = Ci_1 A \sqrt[n]{\frac{S}{A}} \quad \cdots\cdots (2-1-2)$$

である。

C ： 流出係数
i ： 降雨強度
A ： 排水面積
S ： 勾配（地表勾配）
i_1 ： 時間雨量
n ： 定　数　ヴユルクリーチーグラー公式　4
　　ブリックス公式　6

合理式はKrimgold[2]）によると，次の６つの仮定によって成り立っているといわれる。

1) ある降雨強度Ｉの降雨による流出量Ｑは，その強度の降雨が流達時間かそれ以上継続するとき最大になる。

2) 継続時間が流達時間に等しいかそれ以上長いある強度Ｉの降雨による最大流出量Ｑmaxは，その降雨強度Ｉと直線関係にある。

3) 最大流出量の生起確率P_Qは，与えられた流達時間に対する降雨強度の降雨の生起確率P_Iに等しい。

4) 2)に述べた降雨が排水区に降ったとき，排水区のすべての部分からの流出が最大流出量Ｑmaxに影響する。

5) 流出係数は，どの確率の降雨に対しても同じである。

6) 流出係数は，排水区に降るあらゆる降雨に対して同じである。

要約すれば設計降雨としては，流達時間に等しい継続時間のある強度Ｉなる矩型降雨が排水区上に一様に降るものとして与え，この降雨による最大流出量Ｑmaxは，降雨終了時に起り，Ｑmax とＩとの関係は直線であるということである。

末石[3]によると合理式は，水理学的には連続方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=i-f \quad \cdots\cdots (2-1-3)$$

と

運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots (2-1-4)$$

とに基づく。

いま単位の排水区を考える。（この排水区の大きさは，今の場合どのようなものでもよい。）この排水区を矩形とみなす。（２－１－３），（２－１－４）を特性直線表示すると，x＝utのうえで，h＝（ｉ－ｆ）ｔである。但し，排水区上流端での水深は零，ｕは場所的に一定であるから，$h=(i-f)\frac{x}{u}$，流達時間に達したときｘ＝Ｌであるからｑ＝（ｉ－ｆ）Ｌ

従って，単位の排水区よりの全体の流出量は

$$Q=(i-f)L\cdot W=CiA \quad \cdots\cdots (2-1-5)$$

これは，合理式にほかならない。

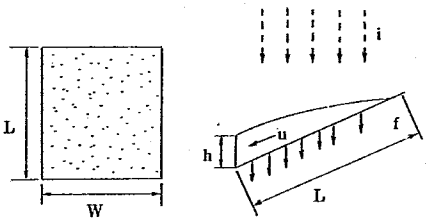


Fig 2-1　単位の排水区のモデル

合理式は，次元的にも流量の次元をもつものであるし，上記のように多少の理論性も備えている。

設計降雨が，降雨ピークをはさんだ平均の矩形降雨である場合，実際の降雨は，三角形分布をしているものである。

上田[4]は，三角形降雨と平均形降雨との各の場合の流出を等流特性曲線法によって近似計算した結果ほゞ等しい最大流出量を与えるという結果を得，合理式は，近似的にではあるが，正しい最大流出量を与えるといっている。

合理式の批判として次の事項があげられている。[5]

(1) 時間と共に降雨強度が変化しないという仮定は，実際と違うのでおかしい。

(2) 排水区上の不浸透域の分布及び下水管渠内の一時的貯溜（遅滞）の効果が無視されている。

(3) 不浸透面積の計算方法

(4) 下水管渠内の流下速度（full-bore velocities of flow in the sewers）が一定であるという仮定はあやまっている。

以上に付加えて，(5)前述のKrimgoldの仮定(5)，(6)は，おかしいことは常識的に理解できるところである。

下水道計画は，都市計画の一部である以上都市形態や都市構造の変化が下水道計画にどのような影響を与えるかを定量的に把握する必要がある。このことについては序論で若干述べたが，合理式は単的にその影響を表現する。工種別や用途地区別に合理式によって最大流出量を計算し，重ね合せの原理から全排水区からの最大流出量を求めることが可能であるからである。

都市化によって浸透能が減じ，地表面貯溜も少くなるうえ，下水道整備が浸透能の補給関係を分断するといったことは序論に述べたが，そのような状態になった場合，雨水の遅滞や貯溜を考慮しない合理式が雨水排除計画立案に当って最適の方法であったことは事実だろう。下水道計画では，少なくとも現状の流出量を求めるのではないから多少推定値がマクロであっても許容されるであろう。従って合理式が実用法として使用されることには問題はないといえる。

合理式批判のうち(1)は，上田のいう論処を正しいとして許せば問題はない。(2)及び(3)は，都市計画と下水道計画の問題，特に工種の配置と管きょ系の配置の問題であり，これは，この論文の課題である。最大の問題は，(4)及び(5)であり，この解明が合理式による推定値をより正しい値に近づけるために絶対に必要である。これらの問題については，節をおって論じていくことにする。

実験式は（2－1－2）式の式形であらわされる。実験式が一般に広く用いられている原因は，実験式が作られた国（スイスやドイツ）の地形が我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，実験式は遅滞係数 $f = \sqrt[n]{\frac{S}{A}}$ という項の存在で一見この問題が解決されたもの丶如くうつるのである。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，過小な値を与えることは事実であるようだ。従って，実験式を用いた都市にあっては，使用に当って計算した管きょ断面にかなりの安全率をみていたり，設計降雨強度 i を合理式による方法で求めたり，或は，設計流出係数を若干過大にしたりしているようである。

Gregory と Arnold[6] によると，（2－1－2）型の実験式は，合理式の一変形であるといわれる。

即ち　$Q_{max} = CiA$ ……（2－1－1）

$i = \frac{a}{t^m}$（Sherman 型降雨強度公式）……（2－1－6）

$$t = \frac{L}{V} \quad \cdots\cdots (2-1-7)$$

$$V = C_1 \sqrt{hS} \quad (\text{chezy の公式}) \quad \cdots\cdots (2-1-8)$$

$$L = K \sqrt{A} \quad \cdots\cdots (2-1-9)$$

（２－１－１）に（２－１－６）～（２－１－９）を代入すると，

$$Q_{max} = C_a \left(\frac{V}{L}\right)^m A = C_a \left(\frac{C_1\sqrt{h}}{K}\right)^m \left(\sqrt{\frac{S}{A}}\right)^m A$$

（２－１－６）より，t＝1 時間の時の降雨強度 i を i_1とすると

$$Q_{max} = C i_1 A \left(\frac{C_1\sqrt{h}}{K}\right)^{\frac{2}{n}} \left(\sqrt[n]{\frac{S}{A}}\right) \quad \cdots\cdots (2-1-10)$$

（但し $\frac{1}{n} = \frac{m}{2}$）

（２－１－１０）は，（２－１－２）と同じ式型である。

ある設計強度の降雨を与えると $C_i \sqrt{h}$ は，ほゞ一定である。実験式は，（２－１－１０）の中の未知定数が実測によって定められたのであるとすると，これは，全く合理式と変りないのである。（２－１－１０）の式型の利点は，一時間降雨量をもって設計できることである。なぜならば，一時間降雨量のデータはかなり蓄積されているからである。（２－１－１０）を（２－１－２）と同じとし，（２－１－２）をもって設計すれば当然過小な値になるはずである。

このことは，従来，実際の流出係数より多少過大な流出係数で設計されたり，安全をみていたりしていたことの正当性を裏付けている。

この論法によれば，実験式の最大の欠点であるところの次元が流量でないという点も証明されたことになる。しかし，筆者らがなお実験式に魅力を感ずる理由は遅滞係数の存在する理由である。

遅滞係数は，あきらかに貯溜量と逆比例的な関係にある。従って，実験式中の $C\sqrt[n]{\frac{S}{A}}$ を一体として考えた場合 $\sqrt[n]{\frac{S}{A}}$ は，貯溜による流出係数の逓減率ともみることができる。

次元的に問題があるにしても，かゝる遅滞係数を考えて，従来の流出係数と遅滞係数の積が真の流出係数であるとも思えるからである。以上に加えて i_1 を i とみなせば，（２－１－２）は合理式である。しかし，いずれにしても実測から流出係数を求め，その値をもって最大流出量を推算するとすれば結果的には大きな誤りはないことになる。このように問題を考えれば合理式及び実験式の良否に関する議論より最も重要なものは，実測であり，流出係数の求め方に対する基準であり，また，求めた流出係数をもって将来の雨水排除計画を立案する場合の適用法の肯否の問題などではないだろうか。？

次節以下では，以上にあげた問題点について，述べていくことにする。

第2節　流出係数の求め方

流出係数には，次の2通りの定義[7)6)]がある。

即ち

$$C_1 = \frac{\text{ピーク流出量}}{\text{平均降雨強度} \times \text{排水面積}} \quad \cdots\cdots (2-2-1)$$

$$C_2 = \frac{\text{総流出量}}{\text{総　雨　量}} \quad \cdots\cdots (2-2-2)$$

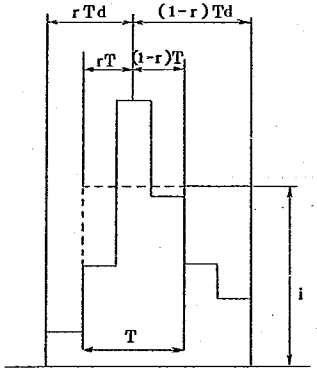
後者 C_2 は，有効雨量の割合を示すものであり，一般には近似的なハイドログラフの推定に用いられるものである。低水流出をも含めた長期間（年間や季間など）の総流出量とその期間の総雨量との比としての C_2 もあるが，ハイドログラフの推定のためには，ある一降雨の直接流出総量とその降雨の総雨量との比をもって流出係数としている。

中小河川の流域からの最大流出量を推定するために，（2－2－2）による流出係数を用いる傾向がある。

下水道管きょ断面設計においても（2－2－1）と（2－2－2）とが混同され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，（2－2－1）を用いるべきである。

（2－2－2）については，第3章で述べるので，こゝでは（2－2－1）に焦点をしぼることにする。

（2－2－1）式の中の平均降雨強度とは，降雨継続時間，即ち，流達時間T内の平均降雨強度である。一般に Fig 2-2 に示すようにピーク降雨強度の発生時刻をはさんでとったT区間の降雨強度の平均値 i である。



Td：　降雨継続時間

T　：　流　達　時　間

r　：　Tdに対する降雨開始からピークまでの時間 T_P の比率

i　：　平均降雨強度

Fig 2-2　Hyetograph

従って（2－2－1）によると流達時間Tのとりかたによって自由に平均降雨強度 i が変化するので流出係数も，かわることになる。最大流出量算定公式にあっては，流達時間の計算法が明確でない。従って，Fig 2-2 のような実測データから平均降雨強度を求めることは実に至難の技であるといえよう。従来，流達時間をピーク降雨発生時刻とピーク流出発生時刻との

時間差であるとしていたり，或いは，降雨開始時刻からピーク流出発生時刻までの時間差であるとしていた。前者の場合は，平均降雨強度は大きくなり，従って，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。流出係数を求める場合に，かゝる不統一があってはならない。

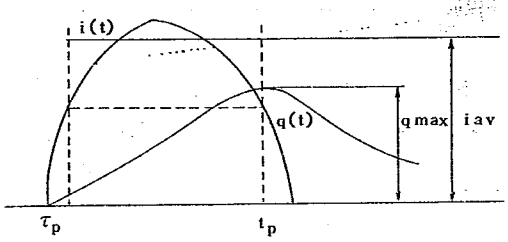


Fig 2-3　最大流出量に関与する降雨の時間部分

平均降雨強度は，最大流出量に関与する（影響する）降雨部分の強度の平均値である。石原・高棹[9]は，この降雨部分を理論的に次のように求めた。

斜面での流れを近似的に2次元流と考えると

運動方程式　$h = Kq^p$ ……（2－2－3）

連続方程式　$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i(t)$ ……（2－2－4）

（2－2－3），（2－2－4）より特性方程式

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dh/dq} = \frac{dq}{i(t)} \quad \cdots\cdots (2-2-5)$$

（2－2－3）を代入すると

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{PKq^{p-1}} = \frac{dq}{i(t)} \quad \cdots\cdots (2-2-6)$$

（2－2－5），（2－2－6）から特性曲線

$$q = \{\int_\tau^t i(t)\,dt/K\}^{1/p} \cdots (2-2-7), \quad q = \int_\xi^x i(t)\,dx \quad \cdots\cdots (2-2-8)$$

$$x = \frac{1}{PK^{1/p}} \int_\tau^t dS \{\int_\tau^s i(z)\,dz\}^{(1/p)-1} + \xi \quad \cdots\cdots (2-2-9)$$

初期条件　t＝o　で　i＝o
境界条件　t＝o　で　x＝o
} より　$\xi = o$

x＝Bにおいて（2－2－8）は近似的に次のようにあらわされる。

$$PK^{\frac{1}{p}} B = \int_o^{t-\tau} (i_m t)^{\frac{1}{p}-1} dt = i_m^{\frac{1}{p}-1} \cdot (t-\tau)^{\frac{1}{p}}$$

$$\therefore (t-\tau) = KB^p / i_m^{1-p} \quad \cdots\cdots (2-2-10)$$

（２－２－９）は，流域斜面上の流れの伝播時間である。

（２－２－８）からｘ＝Ｂでは

$$q = i_m B \quad \cdots\cdots (2-2-11)$$

（２－２－１０）を（２－２－１１）に代入すると

$$q = \{BK/(t-\tau)\}^{1/1-p} \quad \cdots\cdots (2-2-12)$$

（２－２－７）及び（２－２－１２）を時間ｔで微分

$$\frac{d}{dt}\int_{\tau}^{t} i(t)\,dt = \frac{d}{dt}\left\{\int_{0}^{t} i(t)dt - \int_{0}^{\tau} i(t)dt\right\}$$

$$= i(t) - \frac{d}{dt}\int_{0}^{\tau} i(t)\,dt = 0 \quad \cdots\cdots (2-2-13)$$

$$\frac{d}{dt}(t-\tau) = 0 \quad \cdots\cdots (2-2-14)$$

この両式が最大流量の発生条件である。

（２－２－１３）と（２－２－１４）より

$$i(t) - \frac{d}{dt}\int_{0}^{\tau} i(t)dt = i(t) - \frac{d}{d\tau}\int_{0}^{\tau} i(t)dt \quad \cdots\cdots (\text{定理参照})$$

$$= i(t) - i(\tau) = 0 \quad \cdots\cdots (2-2-15)$$

（２－２－１３）から最大流出量を発生する伝播の出発時刻 τ_p と到着時刻 t_p とにおける降雨強度は相等しい。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している。この関係は，近似的に観測点流量においても成立すると考えられる。

降雨が２等辺三角型分布をしている場合は，（$t_p - \tau_p$）は降雨ピークと流出ピークの時刻差，即ち，遅れの時間の２倍と考えてよい。最大流出量に関与する降雨の時間部分の平均降雨強度は，Fig 2-3 に示す操作によって容易に求めることができる。この様にして求めた平均降雨強度を用いて（２－２－１）式から流出係数を求めることができるのである。

上記の（$t_p - \tau_p$）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，降雨開始から最大流出量発生時までの時間よりは短いことになる。

降雨の場所的分布については，排水区が大きい場合は問題となる。下水道排水区程度では，ほぼ一様と考えても差支えないと思われるが，降雨観測所が数ケ所ある場合は，ティーセン法によって平均化する。

以下の解析は，以上に述べた操作によっていることをことわっておく。

定理：$g(y) = \int_{a(y)}^{b(y)} f(x,y)\,dx$ の微分は

$$\frac{dg(y)}{dy} = \int_{a(y)}^{b(y)} f_y(x,y)\,dx + f(b(y),y)\,b'(y) - f(a(y),y)\,a'(y)$$

第3節　流出係数の性質

序論でも述べたように流出係数は，降雨と管きょ流集量との関係が直線であることを示す比例定数である。従って，ミクロな方法では，浸透，遮断，凹地貯溜，地表面貯溜，土湿不足等を個々に独立させて取り扱うのであるが，合理式のようなマクロな最大流出量算定公式においては，これらの個々の影響を流出係数という形で総合的に表現するのである。これらの関係はFig 1-2 を参照されゝば明らかであろう。

一般に

降雨量＝{流出量（表面及び中間流出で下水管きょに流集するもの）}
＋{浸透量（土湿不足補給，浸透）}
＋{静的貯溜（凹地貯溜，遮断）}
＋{動的貯溜（粗度，勾配による表面貯溜）}……（2－3－1）
＋{蒸発散量}

であり，この関係は，最大流出量においても成立する。左辺を iav，右辺第1項の流出量を最大流出量としてQmax，第2項をf，第3項と第4項をS，第5項をDとすると，

$iav = Q_{max} + f + S + D$ であり，合理式に変形すると，

$Q_{max} = iav\left(1 - \frac{f+S+D}{iav}\right)$ である。

従って，流出係数Cは，次のようなものである。

$$C = 1 - \frac{f+S+D}{iav} \quad \cdots\cdots (2-3-2)$$

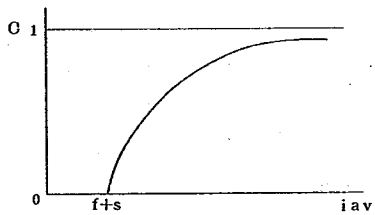


Fig 2-4　流出係数の変化

下水道排水区においては（2－2－1）式の中の右辺第2項浸透の影響が比較的大きいといえるが，第3項以下は，ほとんど量的に少く無視してもよいといえるようである。浸透量中でも土湿不足補給は，季節的にも変動するし，前期降雨のありかたによっても変動する。従って，流出係数は，それに伴って変動することになる。即ち，梅雨期には，浸透可能地域は雨水補給が十分なため飽和状態となっているから浸透能fは比較的小さく，従って，流出係数は大きくなる可能性がある。雷雨期である夏期は，不飽和状態であり，比較的大きな降雨があっても流出係数は小さくなることが予測される。これらの関係はFig 2-5 で明らかである。

前期降雨のありかたによっても流出係数は変動するから当然のことではあるが降雨継続時間によっても変わるといえる。以上の事実は，後で再びふれることにする。

流出係数には，多くの因子が綜合的に含まれていることはすでに述べたが，Bernard[8] は，これらの因子を地勢，土壌，地被の3つに大別し，その影響の程度を実験的に確めて数量化し，

各の影響度を1から差し引くことによって流出係数を求めようとした。各因子の影響度は，下表に示してあるが，このような努力は，流出係数をよりミクロに分析し，正しい値に近接させようとするものであり，正しい方向ではある。しかし，このようにしてもやはり流出係数そのものはマクロなもので，その域を出ないことも事実である。

表 2-i　因子別の減少率

因　子	分　類　内　容	減少率
地　勢	平均勾配　1～3 ft/mile の平坦地	0.30
	〃　15～20　〃　の緩勾配地	0.20
	〃　150～250　〃　の丘陵地	0.10
土　壌	締め固めた粘土	0.10
	普通程度の締め固めの粘土とロームの混合土	0.20
	ゆるい砂質性ローム	0.40
地　被	耕　地	0.10
	未開発地	0.20

Bernard[10] は，更に降雨強度によって流出係数が変化することから降雨強度と降雨確率年との関係を結びつけて，次式を導いている。

$$C = Cmax \times \left(\frac{Tp}{100}\right)^{x} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-3)$$

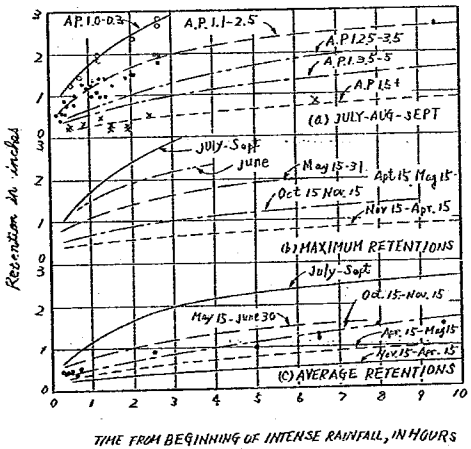


Fig 2-5　TIME-RETENTION CURVES
(CLAYPEN PRAIRIES)

Tp は確率年，Cmax は100年確率の降雨による流出係数，x は地域によって定まる定数である。

（2－3－3）以外に次の公式が発表されている。

E·Paladini & F·Fantoli 公式　$C=m_F(it)^{\frac{1}{3}}$ ……（2－3－4）

F·Reinhold　〃　$C=m_F(i^{0.567}t^{0.228})$ ……（2－3－5）

V·V·Lebedev　〃　$C=m_F(i^{0.205}t^{0.105})$ ……（2－3－6）

C·E·Gregory　〃　$C=m_F t^{\frac{1}{3}}$　（不浸透面に対して）（2－3－7）

Hoad　〃　$C=\frac{at}{b+t}$　（　〃　）（2－3－8）

ただし，m_F，a，bは定数，iは降雨強度，tは降雨継続時間。現在わが国においても，この種の研究は続けられている。合田，末石，寺西[11]は，rainfall similatorを使って実験を行い次の結果を得ている。

流出係数と降雨強度との間には，次の関係がある。

$$C=\frac{bi}{i+a}$$（不浸透面に対して）……（2－3－9）

流出係数と降雨継続時間との間には，「継続時間が同じでも，確率年数が高くなればCの値は大きくなり，又，同じ確率年数でも降雨継続時間が長くなれば，一般にCの値は」大きくなる。「しかし，同確率年数の場合には一概にCの変化を決定することができず，継続時間に伴なう降雨強度公式の形によって左右される。特に確率年数を一定とするときには，継続時間の増大に伴ないCが大きくなったり，小さくなったり，或は，不変の場合が起こりうる」ことを認めている。

上記の事実は明らかに，Bernard の公式（2－3－3），および（2－3－4）～（2－3－8を一歩進めたものである。

稲場[12]は末石の等価粗度法を用いて流出係数と降雨継続時間の間に次の関係があることを示している。

$$C=at\left(1-\frac{b}{t+b}\right)^{\frac{2}{3}}$$ ……（2－3－10）

但し，bは　ある確率のタルボット型降雨強度公式に含まれる定数

aは　勾配，粗度，及びタルボット型降雨強度公式に含まれる定数からなる定数

降雨強度公式の式形によって（2－3－10）は，種々に変化する。又，一般には

$$C=a'i^{\frac{2}{3}}t^{\frac{5}{3}}$$ ……（2－3－11）

なる関係にあることを示した。

末石等は，かゝる関係の実際設計への適用法の例を具体的に示している。[11]　以上のような関係は，現在，衆知の事実でありながら実際に使用されていないようである。

すなわち，その理論に経験的要素が多く，地域的に極めて多様に変化する常数を含んでいるため，実際に適用する場合極めて危険だからであろう。しかしながら設計の流出係数を決定す

るとき，上記のような事実を十分に認識したうえで行動をとるべきであることは当然である。

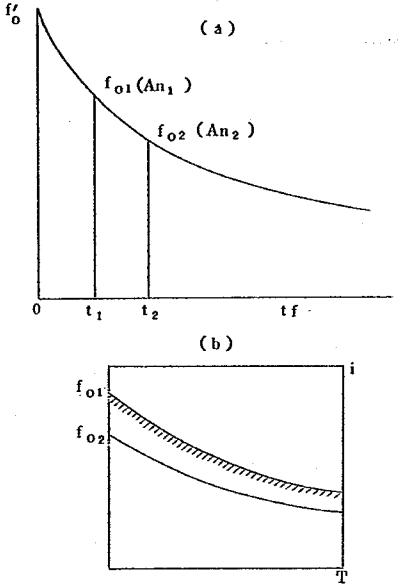


Fig 2-6　浸透能の変化

土湿不足や浸透能が流出係数に与える影響を，少しミクロに掘りさげると次のようになろう。[13),14)]

浸透能はホルトンの浸透能式によると

$$f = f_o' e^{-f_1 t_f} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-12)$$

但し f_o'：絶対乾燥時の浸透能，（2－3－12）より全浸透量は，

$$F = \frac{f_o'}{60}\int_o^{t_f} e^{-f_1 t_f}\, dt_f = \frac{f_o' - f}{60 f_1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-13)$$

降雨前に An なる保留量があるとき，（2－3－13）式より

$$f = f_o = f_o' - 60\, An\, f_1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-14)$$

（2－3－14）式は，降雨開始時の浸透能を与える。

今，An と先行降雨指標（ＡＰＩ）との間に

$$An = \frac{f_o'}{60 f_1}\left[1 - e^{-u(API)}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-15)$$

但し，$API = P_o + P_1 K_R + P_2 K_R^2 \cdots\cdots + P_n K_R^n$

こゝで P_k：k 日前の雨量，K及び u：定数なる仮定を置く。

（2－3－13）より　$A_n = \dfrac{f_o' - f_o}{60 f_1} = \dfrac{f_o'}{60 f_1}\left(1 - \dfrac{f_o}{f_o'}\right)$

（2－3－15）と比較すると　$\dfrac{f_o}{f_o'} = e^{-u(API)}$ ……（2－3－16）

（2－3－16）は，次のことを示している。即ち，

ＡＰＩが大きいとき（具体的には雨の多い期間の場合など）には初期浸透能は小さく，従って，有効降雨は大きくなる。今，Fig 2-6 に示すような矩形降雨が，降雨前の保留量が An_1，An_2（$An_1 < An_2$）の場合に降ったとき，（2－3－16）より各の初期浸透能は，fo_1，fo_2 である。

降雨中の浸透は，（2－3－12）より各

$f = f_{o1} e^{-f_1(t_f - t_1)}$ 及び　$f = f_{o2} e^{-f_1(t_f - t_2)}$ になる。

従って，Fig 2-6 (b) に示すように保留量が大きい場合に有効降雨も大きい。

末石の等価粗度法を用い，かつ，ピーク流量が降雨終了時に発生すると仮定すると上記の場合の流出係数の比率は

$$\frac{C_2}{C_1}=\left(\frac{\bar{i}_2}{\bar{i}_1}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2-3-17)$$

となる。

但し，$\bar{i}_1$ は，An_1 の場合の平均降雨強度，$\bar{i}_2$ は，An_2 の場合のそれである。

平均降雨強度は，$\bar{i}_1=\{iT-\int_0^T f_{01}\,e^{-f_1(t_f-t_1)}\,d(t_f-t_1)\}/T$

$$\bar{i}_2=\{iT-\int_0^T f_{02}\,e^{-f_1(t_f-t_2)}\,d(t_f-t_2)\}/T$$

であるから，（２－３－１７）は

$$\frac{C_2}{C_1}=\left[\frac{iT-f_{02}(1-e^{-f_1T})}{iT-f_{01}(1-e^{-f_1T})}\right]^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-18)$$

全体の平均降雨に対する流出係数の比率は指数が$\frac{5}{3}$となるが（２－３－１７），（２－３－１８）式と同形である。

（２－３－１７），（２－３－１８）は，An が大きい場合においては流出係数Cは，大きくなること，降雨継続時間が長くなれば，An いかんにかゝわらず流出係数は近似的に等しくなってくることを示している。この事実は季節的に流出係数が大きくかわることを示すものである。f_{01}，f_{02} 等がiよりも大きくなる場合でも同様のことがいえる。

又，平均降雨強度がFair 型

$$\bar{i}=\frac{a}{(t+b)^n}T_p^m \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-3-19)$$

但し，a，b，n，m は，常数であり，T_p は，return period である。

で表わすとすると（２－３－１７）式から

$$\frac{C_2}{C_1}=\left(\frac{T_{p2}}{T_{p1}}\right)^{\frac{2}{3}m}$$ である。

今，$T_{p1}=100$年とし，$C_1=C\max$，$\frac{2}{3}m=x$ と置けば

$$C_2=C_1\left(\frac{T_{p2}}{T_{p1}}\right)^{\frac{2}{3}m}=C\max\left(\frac{T_p}{100}\right)^x$$

これは，（２－３－３）と同じである。

従って，Bernard の求めた（２－３－３）式は，上記の理論に立脚するものであるといえる。

Bernard は，x 及び Cmax の分布図を作成している。これを参考のために下に示す。

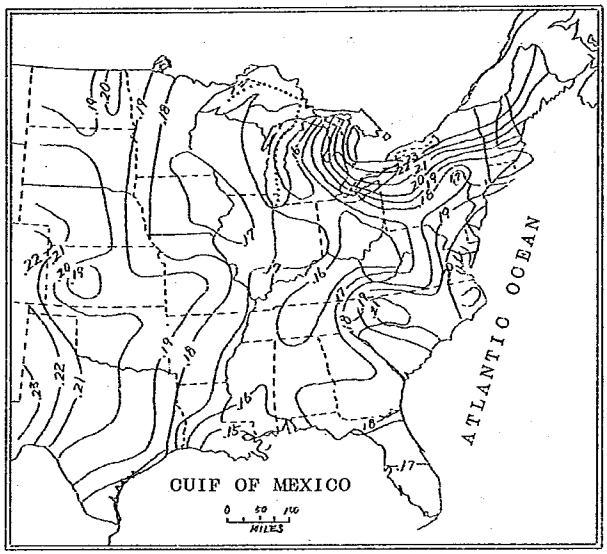


Fig 2-7(1)　x の値の分布

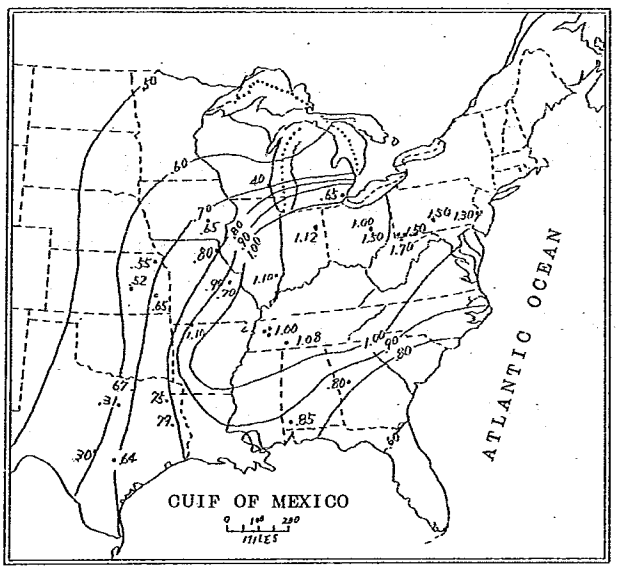
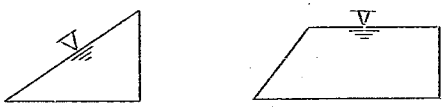


Fig 2-7(2) Cmax の値の分布

以上の事実は，流出量の算定にあたって，流出係数のみを独立して取り扱えないことを示している。ましてや流出係数を，いかなる降雨においても，いかなる地域においても一定であるとして取り扱うことはあやまりであることは明白ではないだろうか。？

表面粗度や勾配が流出係数に与える影響は，流出の遅滞という形であらわれる。すなわち，流達時間 t（あるいは流入時間）と降雨継続時間Tとの関連で，$t \leq T$の場合遅滞はないが，$t > T$の場合遅滞する。従って，粗度が極めて大きいが，勾配が極めてゆるい場合，あるいは，その両者の場合流出係数は小さくなる。

この様な要素は，次節「流達時間について」と合わせて考察して行く。



$T \geq t$　　$T < t$

Fig 2-8　遅滞のある時とない時の水面形概念図

そこで，以下では上記の事実を検討し，実排水区においてどのような関係があるかを調査した結果を明らかにし，設計流出係数の決定にあたっての留意すべき諸点にふれることにする。

調査排水区域の概要は，表２－２のとうりである。実測の流出係数と平均降雨強度の値をプロットするとFig 2-9 のようになる。Fig 2-9 は，極めてばらつきが多く，流出係数と平均降雨強度の間には，なんら関係がないようにみえる。梅雨期（６月１５日～７月１０日）と台風期（９月１日～３０日）の値を平均降雨強度に対してプロットするとFig 2-10 のようになる。データ数が少いので，Fig 2-10 から決定的な事実を言えないが，流出係数と平均降雨強度との間には（２－３－２）のような関係があるようである。

この関係は，上記の２期間に於ては排水区の保湿状態がほぼ一定と考えてよいから，このような場合に限っては，データ相互間の比較ができる。だから（２－３－２）の関係があると考えてよい。全データをＡＰＩとの関係でプロットするとFig 2-11 のようになる。Fig 2-11 から同程度の降雨の場合は，ＡＰＩが大きいと流出係数が大きくなるらしいこと，ＡＰＩが同じ程度だと大きな降雨ほど流出係数も大きくなっているらしいことといった関係があるらしいことがわかる。

ＡＰＩは，季節的に変化するから流出係数も季節的に変化する。

設計流出係数を選定するためには，浸水原因になる降雨が起る季節とその大きさとが問題になる。

表 2－2　調　査　区　域　概　要

都市名	調査排水区名	用途地域名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	平均勾配 水路	晴天時平均汚水量	晴天時平均水質 BOD	晴天時平均水質 SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	最長降雨継続日数	最長無降雨継続日数
東京都	谷端川幹線	住居・住居専用・準工業特別工業他	(ha) 540.6	(ha) (0.55) 295.2	(ha)	(ha) (0.45) 245.4	(ha)	(人) 120,000	(人/ha) 222.1	(0/00) 14.8	(0/00) 2.7	(m³/hr) 0.65	(ppm) 134.6	(ppm) 184.9	41,807	—	—	(日) 33	(日) 50

(注) (1) 工種面積区分は，次のとおりである。
(a) 建物
(b) 簡易舗装・高級舗装道路・駐車場等
(c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等
(d) 公園・芝生・庭園・畑土等
(2) (　) 内は，面積割合である。
(3) 総人口は，住民登録人口
(4) 晴天時平均汚水量，晴天時平均水質は，実測値
(5) 総戸数のうち東京都の値は，総世帯数である。
(6) 最長降雨継続日数，最長無降雨継続日数は気象台設置以来の観測記録による。

都市名	調査排水区名		住居専用地区	住居地区	準工業地区	特別工業地区	商業地区	緑地地区	商業地区で防火地区	合計	備考
東京都	谷端川幹線	ha	106.79	288.15	6.23	68.28	68.60	1.35	1	540.6	
		%	19.77	53.40	1.16	12.64	12.60	0.25	0.18	100	

表 2-3　前期降雨と流出係数の関係

観測月日	流出係数	降雨前30日間の総雨量 mm	K=0.9, n=30日の場合の API	観測月日	流出係数	降雨前30日間の総雨量 mm	K=0.9, n=30日の場合の API
6.10	0.34	45.32	3.38	9.12	平均 0.50	128.776	23.60
6.11	0.33	73.961	10.06	9.18	0.61	154.976	45.55
6.15	0.50	90.386	46.91	9.21	平均 0.52	150.876	52.97
6.22	平均 0.49	97.614	36.02	9.25	0.49	205.934	72.07
6.28	0.52	128.204	29.01	9.30	0.40	150.179	49.59
7.3	0.41	143.651	36.82	10.13	0.37	187.355	44.38
7.6	0.48	157.758	35.26	10.17	0.39	179.597	23.10
7.7	0.53	164.412	46.40	10.18	0.48	179.269	26.74
7.9	0.49	169.986	45.33	10.27	平均 0.54	151.391	13.48
7.10	平均 0.46	170.264	47.17	10.28	0.53	190.641	53.81
7.24	0.35	94.428	12.97				

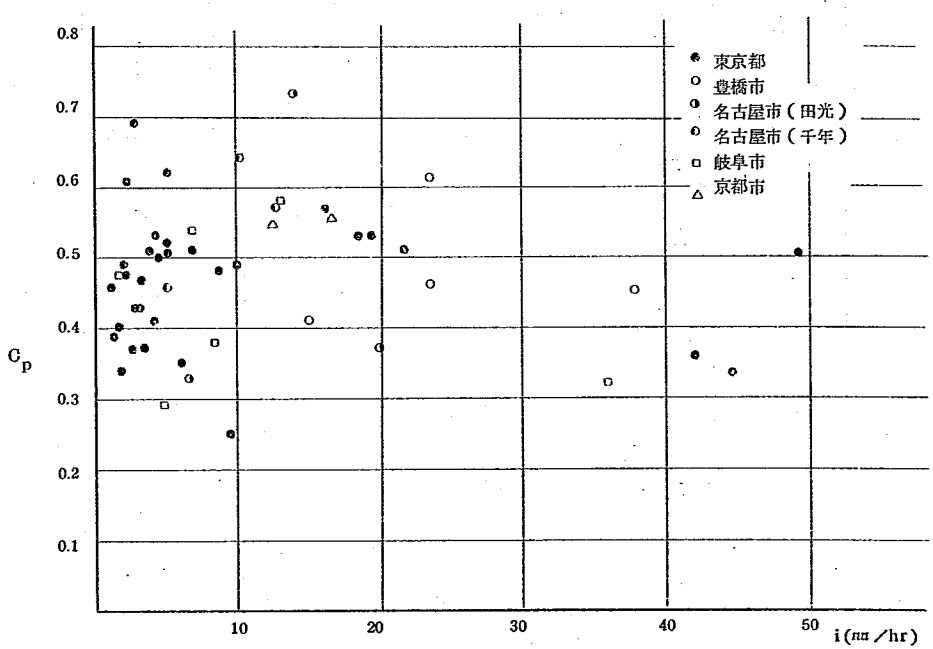


Fig 2-9　ピーク流出係数と流達時間平均降雨強度

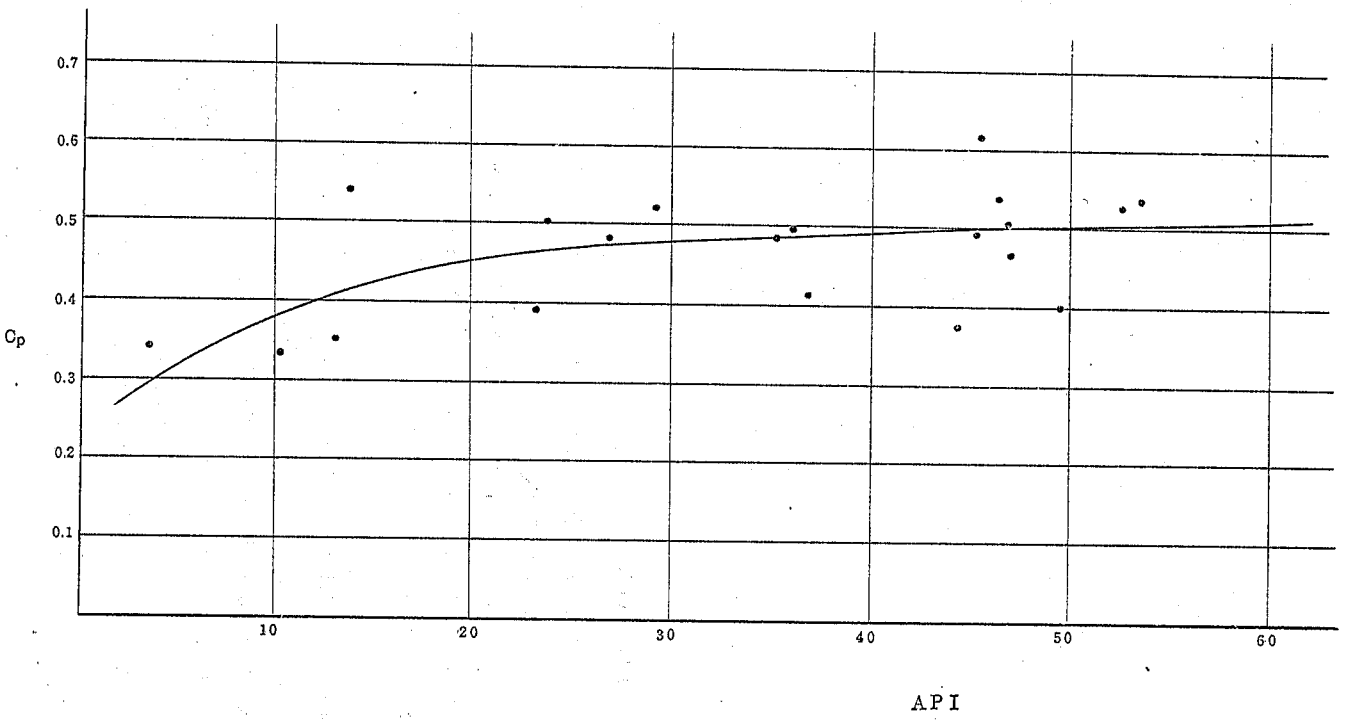


Fig 2-10　ピーク流出係数とＡＰＩ（Ｋ＝0.9，n=30）

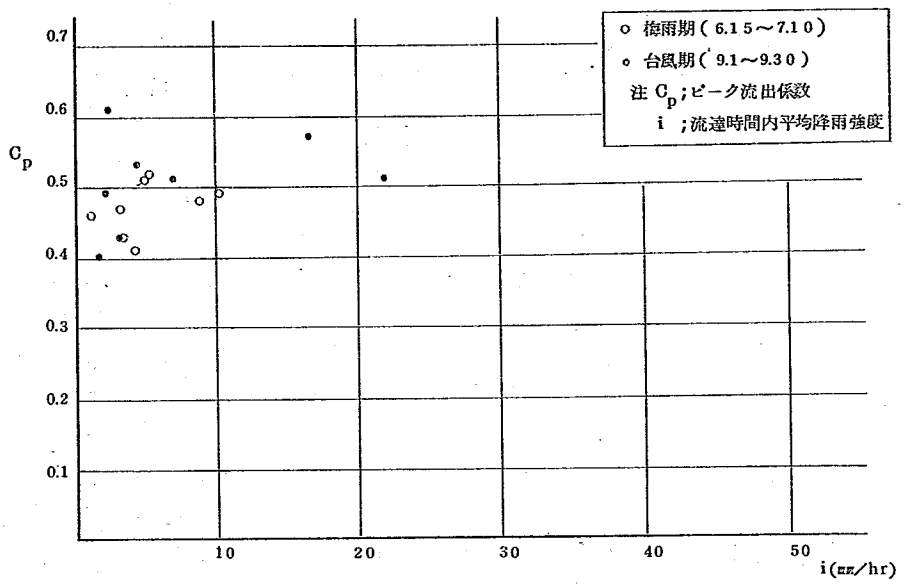


Fig 2-11　梅雨期と台風期の C_p － i（東京都谷端川）

第4節　流達時間について

流達時間は流出係数を求めるにあたっても，設計降雨強度を求めるにあたっても必要で，最大流出量を推算する上で最も重要な要素である。

しかし，第2節でも若干ふれたが，流達時間の推算法は不確かで，およそ今日まで，あるいは今日でも明確な推算法はないといっても過言ではないであろう。これは，下水道が網の目のように都市域をおゝっているため，これをミクロに取り扱うことが極めて繁雑で，また複雑であったためである。

従来，流達時間の推定には，次の様な方法がとられてきた様である。[12)]

普通市街の排水網の如く，支線が十分密に配置され，一支線の受持つ集水区域が小範囲である場合，Fig 2-12 (1) に示すM'C'A'N'B'D'M' なる面積を支線のさ ℓ，巾 2b なる対称的の矩形ABCD（Fig 2-12 (2)）の様に直す。雨は降下した地点（a，a'，……）より水路NMに直角に流入する。排水区の外縁よりMNに流入するに要する時間を流入時間という。

上記の様に集水区（あるいは排水区）をモデル化し，流入時間と流下時間の和を流達時間という。

物部[15)]によると，流入時間は零であると仮定している。これは，明らかに非論理的であるが，下水管渠設計のありかたに対する思想からうまれた仮定であるといえる。

板倉[16)]は，流達時間を流入時間，枝線管きょ流下時間，幹線管きょ流下時間の3者の和で

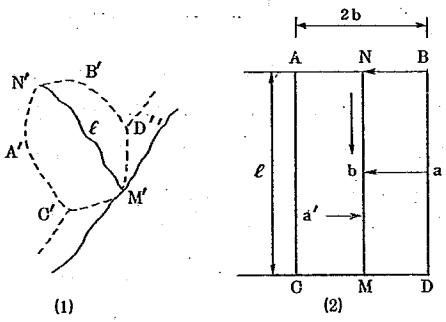


Fig 2-12 排水区のモデル化

あるとしている。流入時間は慣行の如く，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いる。また，枝線管きよ流下速度は，平均0.6～0.9 m／secであり，地勢的判断によってそれを決定し，枝線管きよ流下時間を決めている。幹線管きよの平均流速は，幹線管きよ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し，しかる後，幹線管きよ流下時間を決める。以上に述べた3者の和をもって流達時間とする。板倉の考え方もFig 2-12 に示すモデルと同じようなモデルを想定し，更に少し詳しくしているが，極めて経験的であるため普遍的ではない。

末石[3]は，下水道排水区において，上田[4]は，河川流域においてFig 2-12 と同じモデル上で等流特性曲線法を用いて流出計算法を確立した。これは，第2節で述べた石原，高棹[9]の研究と同じ発想に基づいているもので，極めて水理学的な理論に立脚している。

この理論によると，モデル排水区上流端を出発した特性曲線が斜面下流端に到達するに要する時間を流入時間T_B，管きよ上流端より出発した特性曲線が下流端に到達するに要する時間を流下時間T_Lとし，両者の和を流達時間Tとし，次式で表わす。

$$T = T_B + T_L = \left\{ \frac{n_B \; B}{(\sin\theta)^{\frac{1}{2}} \; i^{\frac{2}{3}}} \right\} + \frac{\alpha L^z}{(iB)^{1-z}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-4-1)$$

但し，n_B ：斜面の等価粗度

$\sin\theta$ ：斜面勾配

i ：降雨強度

B，L ：斜面巾と長さ

α ：$\alpha = \left\{ n / (\sin\theta')^{\frac{1}{2}} \alpha_0^{\frac{2}{3}} \right\}^z$

n：管きよ粗度，$\sin\theta'$：管きよ勾配，α_0 ：定数

z ：$z = 3/(2Z_0 + 3)$

（2－4－1）は，単位排水区の場合に成立するものであるが，Fig 2-13 に示すような複合排水区においては，単位排水区粗度neを合成した合成等価粗度Neを求め，求めた粗度を用いて（2－4－1）を適用する。

末石は，かゝる合成粗度を理論的に，次式の様に与えた。

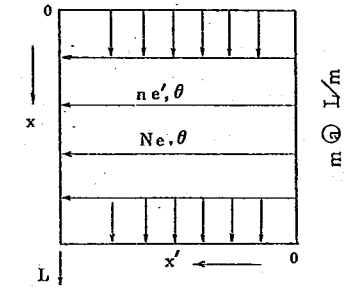


Fig 2-13　複合モデル

$$Ne^{\frac{3}{5}}=\left(\frac{ne}{Bm/L}\right)^{\frac{3}{5}}+\frac{n^{z}(m/L)^{1-z}}{\alpha_0^{2z/3}}\cdots\cdots(2-4-2)$$

この方法の長所は理論的であること，流達時間と単位排水区の水理学的特性，即ち，粗度，勾配，排水区長さ等と降雨強度との関係が明確であることであるが，水文学的要素，即ち，浸透損失等の関係が極めてマクロにしか組み込まれていないこと，単位排水区と複合排水区での流動を極めてマクロにみて同一であるとしていること等に短所がある。

この方法の今後の最大の課題は，単位排水区内の等価粗度合成の方法の開発であり，また，そのために浸透損失等をも考慮した工種別の粗度係数の値の集積，同一構造の排水区ごとの等価粗度係数値の集積[17),18)]が必要である。

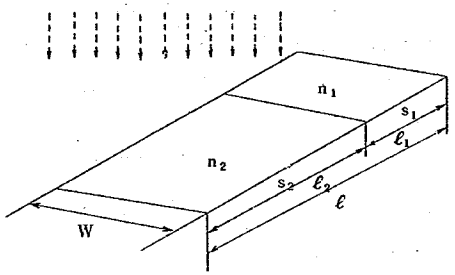


Fig 2-14　粗度合成のためのモデル排水区

$\begin{pmatrix}\ell\ ,\ \ell_1\ ,\ \ell_2 & :\ \text{距離}\\ s_1\ ,\ s_2 & :\ \text{勾配}\end{pmatrix}$

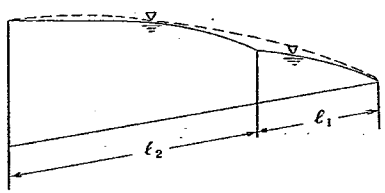


Fig 2-15　水面のプロフィール

$$x=\frac{s_2^{\frac{1}{2}}}{n_2\,i}h^{\frac{5}{3}}+\ell_1-\frac{s_2^{\frac{1}{2}}}{n_2\,i}h^{\frac{5}{3}}$$

筆者は，粗度合成のために，等流特性曲線法を用いて次のことを試みた。

仮に今，粗度が n_1 と n_2 の各々面積 $W\ell_1$，$W\ell_2$ なる矩形斜面があるとする。

$$Q=\frac{s^{\frac{1}{2}}}{n}\cdot h^{\frac{5}{3}}\cdots\cdots(2-4-3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=i\cdots\cdots(2-4-4)$$

より，$\ell_1\geqq x\geqq 0$ では

$$x=\frac{s_1^{\frac{1}{2}}}{n}\cdot\frac{h^{\frac{5}{3}}}{i}$$

故に，上流端より ℓ_1 での水位を h_1 とする。

$h_1=\left[\left(\frac{n_1\,i}{s^{\frac{1}{2}}}\right)\ell_1\right]^{\frac{3}{5}}$ である。

$\ell_2\geqq x\geqq\ell_1$ では，水位を $h=it+h_1$ とすると

故に　$h=\left[\frac{n_2 i}{s_2^{\frac{1}{2}}}(x-\ell_1)+h_1^{\frac{5}{3}}\right]^{\frac{3}{5}}$

$x=\ell$ の時　$h=h_2$ とすると上式より

$$h_2=\left(\frac{n_2 i}{s_2^{\frac{1}{2}}}\ell_2+\frac{n_1 i}{s_1^{\frac{1}{2}}}\ell_1\right)^{\frac{3}{5}} \quad \cdots\cdots(2-4-5)$$

今，n_1，n_2 を合成した等価な粗度を ne，等価な勾配を se とすると

$$h_2'=\left(\frac{nei}{se^{\frac{1}{2}}}\ell\right)^{\frac{3}{5}} \quad \cdots\cdots(2-4-6)$$

（2－4－5）と（2－4－6）より，近似的に $h_2=h_2'$ と置くと，

$$ne=n_1\left(\frac{\ell_1}{\ell}\right)\left(\frac{se}{s_1}\right)^{\frac{1}{2}}+n_2\left(\frac{\ell_2}{\ell}\right)\left(\frac{se}{s_2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots(2-4-7)$$

今，$se=s_1=s_2$ の時

$$ne=n_1\left(\frac{\ell_1}{\ell}\right)+n\left(\frac{\ell_2}{\ell}\right) \quad \text{である} \cdots\cdots(2-4-8)$$

又，$ne=n_1=n_2$ の時

$$se^{\frac{1}{2}}=\frac{1}{\frac{1}{s_1^{\frac{1}{2}}}\left(\frac{\ell_1}{\ell}\right)+\frac{1}{s_2^{\frac{1}{2}}}\left(\frac{\ell_2}{\ell}\right)} \quad \text{である} \cdots\cdots(2-4-9)$$

即ち，上記の事実は，勾配が一定の場合，流向方向の粗度の合成値は，各々の粗度の面積加重算術平均であらされること，又，粗度が一定の場合，等価な平均勾配は各々の勾配の面積加重調和平均値であらわされることを示している。

一般形で書くと，

$$ne=\sum_{k=1}^{m} n_k\left(\frac{\ell_k}{\ell}\right) \quad \cdots\cdots(2-4-10)$$

$$se^{\frac{1}{2}}=\frac{1}{\sum_{k=1}^{m}\frac{1}{s_k^{\frac{1}{2}}}\left(\frac{\ell_k}{\ell}\right)} \quad \cdots\cdots(2-4-11)$$

次に，横方向に粗度が違っている場合，合成粗度による流量と個々の粗度を用いた部分流

量の和とが等しくなり，水位も横断方向で等しいという仮定[17]を用いると，明らかに近似的に

$$ne' = \Big/ \sum_{k=1}^{m} \frac{1}{n'_k}\left(\frac{A'_k}{A}\right) \quad \cdots\cdots (2-4-12)$$

但し，Aは全面積，A'_k は n'_k にかゝわる面積で粗度は流向方向には合成されている。

斜面の等価粗度 Ne は，(2－4－10)，(2－4－12)より定まる。

即ち，等価粗度 Ne は，個々の粗度 n_k の算術平均と調和平均の合成の形であらわされる。

たとえば

$$Ne = ne' = 1 \Big/ \left\{\frac{1}{n_1}\left(\frac{A_1}{A}\right) + \frac{A_2+A_3}{n_2A_2+n_3A_3}\left(\frac{A_2+A_3}{A}\right)\right\} \cdots\cdots$$

の様な形であらわされるのである。

このことは，次のことを意味している。即ち，流出係数Cと粗度nの間に $C_k = \frac{a}{n_k}$ なる関係があるとすれば，合成流出係数 C_{ov} は

$$C_{ov} = \sum_{k=1}^{m} C_k\left(\frac{A_k}{A}\right) = a \sum_{k=1}^{m} \left(\frac{1}{n_k}\right)\left(\frac{A_k}{A}\right) \text{ であらわされる。}$$

合成粗度係数は，個々の粗度係数の算術平均値と調和平均値の中間にある。ところが上式から

$$C_{ov} = a \Big/ \frac{1}{\sum_{k=1}^{m} \left(\frac{1}{n_k}\right)\left(\frac{A_k}{A}\right)} = \frac{a}{(\text{調和平均})} \text{ である。}$$

ところが実際の等価粗度 Ne は，調和平均より大きい。従って，実際の合成流出係数を Covac とすると

$$Covac = \frac{a}{(\text{実際の Ne})} \text{ であり，これは上記の事実から Covac より小さい。}$$

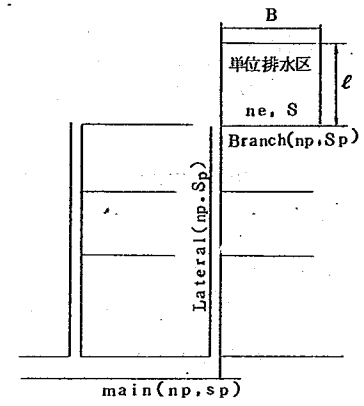
即ち，上記の様な仮定にたった時，現在用いられている総括流出係数算定法の基本原理である重ね合せの原理が成り立たないことが具体的に明らかである。総括流出係数は，安全側の値を与えることになる。

以上に述べた議論は極めて特殊な場合にのみあてはまるものである。しかし，かかる粗度合成等の議論は，宅地，庭，道路と管渠配置との関連でとらえるべきである。これについては，第3章で一層堀り下げることにする。

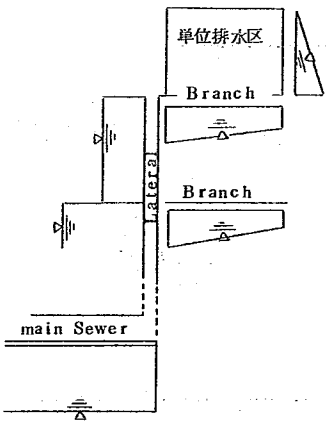
流達時間について Fig 2-12 に示したモデルを一層おし進めて下図の様な一般的なモデルについて流達時間を求めてみよう。

下水道が整備して行くと枝線管渠は網の目の様に広がり単位排水区を極めて狭いものにする。

今，Branch によって都市が同形同面積の単位排水区に分割されるとし，その大きさを巾 B，長さ ℓ とする。粗度を ne，勾配を Su とし，どの単位排水区も同じであるとする。仮に



(a)



(b)

Fig 2-16　管渠配置モデル

Branch, Lateral, main の粗度を np, 勾配を Sp とする。

単位排水区の面積は，比較的狭いので，定常流と仮定できるから面及び管内の流量分布は Fig 2-16 (b) に示すようになる。

Branch に対し Lateral は幹線であり，main は Lateral に対して幹線である。従って，Lateral - Branch の関係を論ずれば他は同様にして計算できることになる。そこで Fig 19 に示す様な場合について流達時間を計算することにしよう。

降雨は一様に降り，単位排水区に降った雨は Branch に対し直角に流れ込む。Lateral 及び main へは，Branch 接合部及び Lateral 接合部のみから流入し，それ以外からは流入しないものと仮定する。

定常流とすると

$$Q = \frac{Su^{\frac{1}{2}}}{ne} h^{\frac{5}{3}} \quad \cdots\cdots (2-4-13)$$

$$\frac{dQ}{dx} = i \quad \cdots\cdots (2-4-14)$$

Branch への流入時間は，x = 0 で，Q = 0 なる条件を用いて両式を解き，場所的平均流速を用いる。しかる後，流入時間 T_p を求めると次の様になる。

$$T_p = \frac{\ell}{\bar{v}} = \frac{7}{5}\left(\frac{ne\,\ell}{Su^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{2}{5}}\left(\frac{1}{i}\right)^{\frac{3}{5}} \quad \cdots\cdots (2-4-15)$$

次に，Branch から Lateral の流下時間は次の様になる。

$$T_B = \frac{B}{\bar{v}_B} = \frac{B}{\left(\frac{\frac{2}{3}\beta+1}{\frac{4}{3}\beta+1}\right)\left(\frac{Sp^{\frac{1}{2}}\alpha^{\frac{2}{3}}}{np}\right)^{\frac{1}{\frac{2}{3}\beta+1}} (i\ell B)^{\frac{\frac{2}{3}\beta}{\frac{2}{3}\beta+1}}}$$

$$= \frac{1}{\left(\frac{\frac{2}{3}\beta+1}{\frac{4}{3}\beta+1}\right)\left(\frac{S_p^{\frac{1}{2}}\alpha^{\frac{2}{3}}}{n_p}\right)^{\frac{1}{\frac{2}{3}\beta+1}}} \left(\frac{1}{i\ell}\right)^{\frac{\frac{2}{3}\beta}{\frac{2}{3}\beta+1}}$$

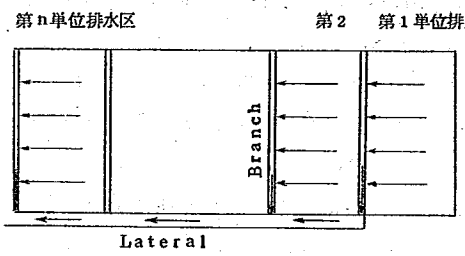


Fig 2-17　複合排水区

$$= \left(\frac{\frac{4}{3}\beta+1}{\frac{2}{3}\beta+1}\right)\left(\frac{n_p B}{S_p^{\frac{1}{2}}\alpha^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{1}{\frac{2}{3}\beta+1}} \left(\frac{1}{i\ell}\right)^{\frac{\frac{2}{3}\beta}{\frac{2}{3}\beta+1}} \quad \cdots\cdots (2-4-16)$$

Lateral の上流端から第n単位排水区までの流下時間は次の様になる。この場合Lateral では，満管状態で流下するであろうからこのことを考慮すると，次の様になる。

$$T_L = \left(\frac{4\pi}{iB}\right)^{\frac{1}{4}}\left(\frac{n_p \ell}{S_p^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{4}} \sum_{k=1}^{n}\left(\frac{1}{k}\right)^{\frac{1}{4}} \quad \cdots\cdots (2-4-17)$$

（2－4－15）～（2－4－17）式より，第n単位排水区までの流達時間Tは次の様になる。

$$T = T_p + T_B + T_L$$

$$= \frac{5}{7}\left(\frac{n_e \ell}{S_u^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{2}{5}}\left(\frac{1}{i}\right)^{\frac{3}{5}} + \left(\frac{\frac{4}{3}\beta+1}{\frac{2}{3}\beta+1}\right)\left(\frac{n_p B}{S_p^{\frac{1}{2}}\alpha^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{1}{\frac{2}{3}\beta+1}} \left(\frac{1}{i\ell}\right)^{\frac{\frac{2}{3}\beta}{\frac{2}{3}\beta+1}}$$

$$+ \left(\frac{4\pi}{iB}\right)^{\frac{1}{4}}\left(\frac{n_p \ell}{S_p^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{4}} \sum_{k=1}^{n}\left(\frac{1}{k}\right)^{\frac{1}{4}} \quad \cdots\cdots (2-4-18)$$

但し，α，βは，径　Rを$R = \alpha A^{\beta}$（A：流積）として近似した場合の定数である。

Lateral と main Sewer の関係は，Lateral と Branch の関係と同じであるから（2－4－17）と同様の式が成立するのでこゝでは省略する。

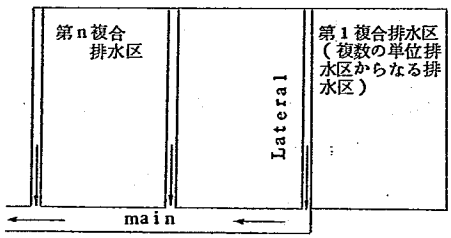


Fig 2-18　集合排水区

（2－4－18）式においてℓ，B，n_e，n_p，S_u，S_p，d，βはある程度既知の値であるから，これらを代入してやるとTとiの関係が求まる。この方法は，この節の最初に示したモデルを徹底させ，管渠配置を模型的に導入したものである。

（2－4－18）式は，ℓ，Bが小さくなると，即ち，管渠が都市内に密に入る程，流達時間が短くなることを示している。この事

実は，下水管渠布設の流出に及ぼす１つの明白な効果を示している。

管渠布設勾配を上では，極めて大胆に扱ったが，実際には地勢的判断と限界流速との関連で決まるものである。この点が制約条件となるから注意しなければならない。

以上の考察を通じて，流出係数，降雨強度，流達時間の間に有機的な連絡がとれる可能性が生まれたといえる。合理式運用の新しい理念や方法は，後節で詳細に述べる予定である。

次に，実測を通じて従来から慣用されている流達時間の指標値を検討してみよう。

表２－２の排水区に於て流達時間，流下時間，流入時間を実測した結果が表２－４，表２－５及び Fig 2-19 である。

流入時間が最も問題である。流入時間は，排水区の水文学的，水理学的要素（地被，土壌浸透能，粗度，勾配等），排水区の開発状況，管渠布設状況で変化する。

データは，非常にばらついているが，梅雨期，台風期に於ては流達時間と平均降雨強度の間には，逆比例的な関係がある。だから流達時間は，排水区の保湿状態，管渠の状態で変化することがわかる。

従来から慣用されている流入時間は，下表のとおりである。

我国で一般に用いられているもの			アメリカ土木学会
人口密度大なる地区	５分	幹線 ５分	全舗装下水道完備の密集地区 ５分
人口密度疎なる地区	１０分	枝線７～１０分	比較的勾配の小さい発展地区 １０～１５分
平均	７分		平地の住宅地区 ２０～３０分

表 2-4　観測に基づく流達時間

都市名	排水区域名	観測月日	流達時間 (min)	最大降雨強度 (mm/hr)	平均降雨強度 (mm/hr)	不浸透面積率 (%)
東京都	谷端川	5. 1	30	30	9.33	55
		5. 7	60	7	2.74	〃
		6.10	80	6	1.75	〃
		6.11	45	54	44.5	〃
		6.15	25	84	49.2	〃
		6.22	35	78	3.1	〃
		6.22	55	11.5	4.9	〃
		6.28	85	7.6	5.05	〃
		7. 3	80	4.8	4.15	〃
		7. 6	45	19.2	8.75	〃
		7. 6	7.5	25.6	18.5	〃
		7. 9	10	10.3	10	〃
		7.10	50	4.3	3.2	〃
		7.10	95	3.2	1.1	〃
		7.13	75	1.3	1.15	〃
		7.24	60	10.1	6.0	〃
		9.12	30	42.5	16.3	〃
		9.18	50	3.4	2.3	〃
		9.25	60	8.1	2.16	〃
		9.30	110	1.6	1.5	〃
		10.13	55	9.0	3.1	〃
		10.17	45	2.3	1.28	〃

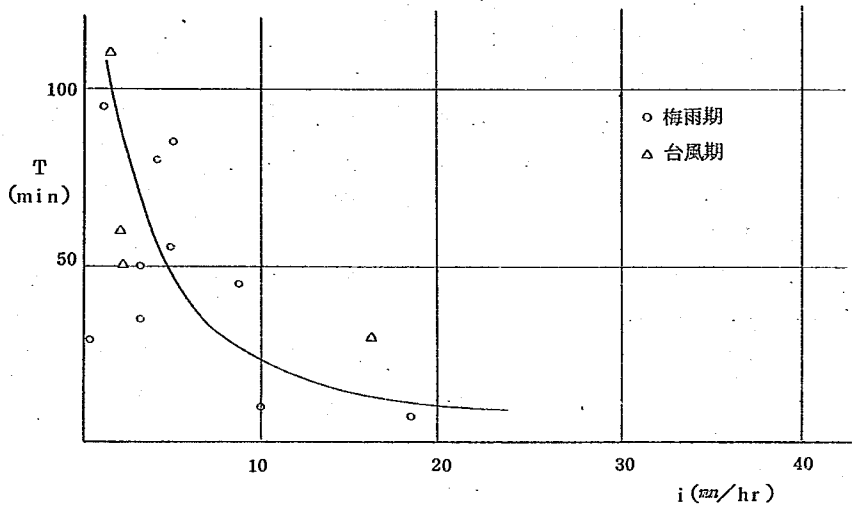


Fig 2-19　流達時間と平均降雨強度

表 2-5　流入時間と流下時間

都市名	排水区域名	観測月日	流入時間	流下時間	幹線管渠延長	排水区平均幅	管渠布設勾配	平均地盤勾配	管渠粗度	幹線管渠形状	最大降雨強度	平均降雨強度	不浸透面積率	備考
			min	min	m	m	‰	‰	$m^{-\frac{1}{3}}$sec		mm/hr	mm/hr	%	
		5.1	12.2	17.8	2875	1878	2.7	14.8	0.025	矩形	30	9.33	55	
		5.7	7.3	52.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7	2.74	〃	
		6.10	44.8	35.2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	6	1.75	〃	
		6.11	26.4	45	〃	〃	〃	〃	〃	〃	54	44.5	〃	
		6.15	11.6	13.4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	84	49.2	〃	
東	谷	6.22	−13.9	48.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7.8	3.1	〃	○
		6.22	24.8	30.2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	11.5	4.9	〃	
		6.28	46	39	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7.6	5.05	〃	
		7.3	40.1	39.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.8	4.15	〃	
		7.6	12.9	32.1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	19.2	8.75	〃	
京	端	7.6	− 7.0	14.5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	25.6	18.5	〃	○
		7.9	−10.7	20.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10.3	10	〃	○
		7.10	1.1	48.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.3	3.2	〃	○
		7.10	46.1	48.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.2	1.1	〃	
		7.13	42.2	32.8	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.3	1.15	〃	
		7.24	24.5	35.5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10.1	6.0	〃	
都	川	9.12	7.3	22.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	42.5	16.3	〃	
		6.18	0.1	49.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.4	2.3	〃	○
		9.25	14.4	45.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	8.1	2.16	〃	
		9.30	57.3	52.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.6	1.5	〃	
		10.13	11.4	43.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	9.0	3.1	〃	
		10.17	5.4	39.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.3	1.28	〃	
		10.27	6.4	43.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.9	3.9	〃	

(注) ○印：データとして信頼出来ない。

第5節　工種別の流出係数

5－1　モデル試験地による工種別基礎流出係数値について

5－5－1　装　　置

Fig 2-20に示す巾1m，長さ3m，深さ1mの矩形の木製の箱で底はトタン板を張りつけてある。表面流出と浸透流出（地中を浸透して流下するもの）とを別々に測定できるようになっている。この装置を5つ作って各にシルト性の土，細砂性の土，シルト性の土に芝を植えたもの，細砂性の土に芝を植えたもの，コンクリート舗装道を模型的に作った。前4者は土をかなり固く締め固め，都市内での裸地に近いものを作った。

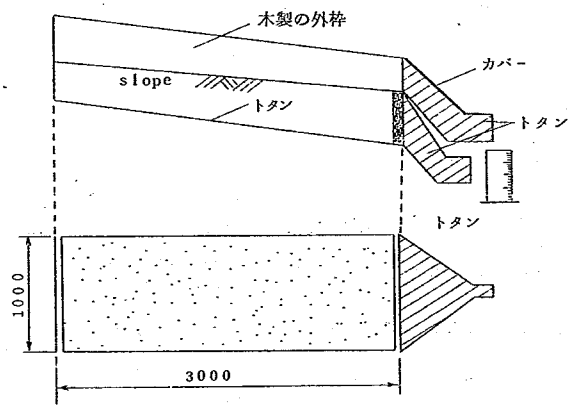


Fig 2-20　モデル試験地

上記以外に普通カワラ屋根での流出係数を求めるため，実際のカワラ屋根からの流出を測定した。面積3㎡，勾配は30°である。

浸透流出については，下水管きよが一般に表面流出を集めるものであることから測定しなかった。

5－1－2　実測方法と解析

装置はいわゆるrainfall simulatorの様なものであるが，この試験地に天然の降雨が降るのを待っていて，降雨が始まって流出が開始されると，Fig 2－20　に示す様に1ℓメスシリンダーで1～2分間隔に流出量を測定する。

雨量は，試験地のそばで同じくメスシリンダーと受水マスを用いて測定した。測定間隔はなるべく流出量測定間隔に合わせる。

さらに，雨量については，土木研究所構内に設置されている貯水型日巻き雨量計及び土木研究所に隣接する建設省荒川下流工事々務所に設置されている転倒マス型週巻き自記雨量計のデータを用いた。

流出係数を求めるにあたっての解析は，第2節に述べた方法を用いた。尚，カワラ屋根からの流出にあたっては，1ℓメスシリンダーでは数秒で一杯に溜るのでバケツ，大型ピーカーを用いた。

5－1－3　結果と考察

実測方法からいってかなり誤差が含まれていようが，一応結果を表2－6にまとめた。測定回数は，カワラ屋根2回，コンクリート舗装道路3回，その他は，各々4回である。降雨量は，全部10㎜以下で降雨強度は最高20㎜／hr，最低2㎜／hrであった。降雨量が少なく，測

定回数も又少ないから前節までの考察結果を念頭に置くと早急な判断はできない。しかし，結果としていえることは，(1)不浸透性の屋根とコンクリート舗装では，流出係数が極めて1に近く，それも勾配が急な程1に近いのではないかということ。（勾配の影響は，なお，実験的に確める必要がある。）(2)シルト性の土と細砂性の土とでは，明らかに流出係数が違う。(3)芝の植えてある効果が意外と大きいということである。

(3)については，雨量が少なかったために，その効果が大きくあらわれたのかもしれない。第2－6表の結果は，5－3の第2－8表の値と極めてよい一致を示している。

実験に用いたシルト性の土と細砂性の土の粒度分布と含水率をFig 2-21に示す。

第2－6表の平均値は，大きな意味を持たない。この理由は，第3節に述べたので，ここでは省略する。流出係数のレインジの中で最大の値（上限）を取るべきだろう。

第2-6表　モデル試験地での流出係数

基礎工種		流出係数のレインジ	平均値	備考
屋根（カワラ）		0.999～0.995	0.997	slope 30°
コンクリート舗装道路		0.979～0.882	0.930	仕上りはかなり良い舗装 slope 2%
未舗装道間地	細砂性	0.120～0.034	0.077	十分締め固めている slope 2%
	シルト性	0.781～0.528	0.654	同
芝を植えた裸地	細砂性	0	0	締め固めはルーズ slope 2%
	シルト性	0.283～0.153	0.218	同

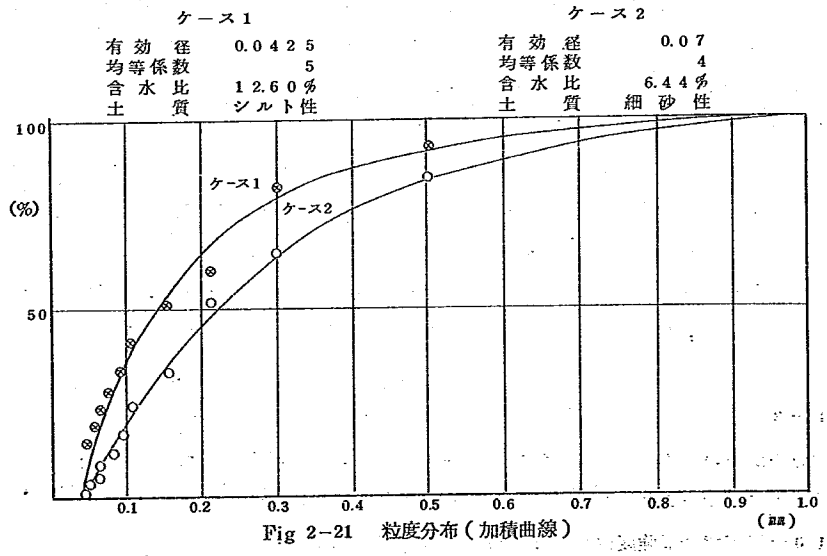


Fig 2-21　粒度分布（加積曲線）

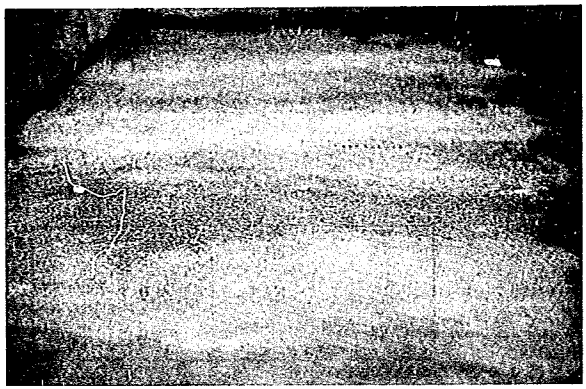


写真 1.　コンクリート舗装道路



写真 2.　シルト性及び細砂性の土を
締め固めた間地模型

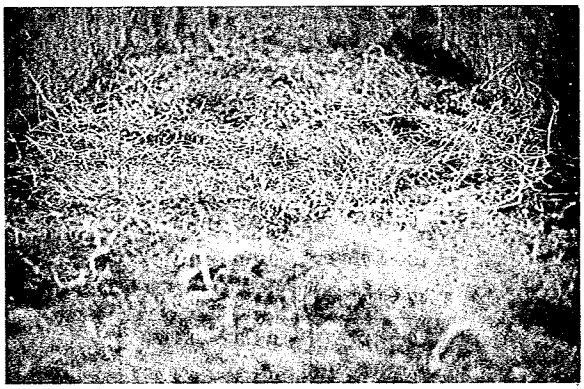


写真 3.　シルト性及び細砂性の土に芝をうえた
間地模型（締め固めている。）

5－2　従来用いられている基礎流出係数との比較

「昭和１０年にこの流出係数について東京都下水道課において１ケ年の実測を行なったが，その結果は概略適合性が認められ，特に地勢急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……」

表２－７　（板倉論文）[16]

屋　　根	0.9 0
道　　路	0.8 0
間　　地	0.2 0

"Handbook of Drainage and Const. Products"[19]による値は，下表の通りである。

表 2-8

屋　　根	0.9 5 ～ 0.7 5
アスファルト舗装道	0.9 5 ～ 0.8 0
コンクリート　〃	0.9 0 ～ 0.7 0
砂利道，マカダム道（締め固め）	0.7 0 ～ 0.3 5
不浸透性土壌（シルト性）	0.6 5 ～ 0.4 0
同上で芝を植えた場合（ルーズに締め固め）	0.5 5 ～ 0.3 0
浸透性土壌（砂）	0.4 0 ～ 0.1 5
同上で芝を植えた場合	0.3 0 ～ 0.1 0
浸透性土壌（適度に締め固め）	0.2 0 ～ 0.0 5
同上で芝を植えた場合	0.1 0 ～ 0.0 0

W, P, C, F manual[20] による値は下表の通りである。

表　2-9

屋　　根		0.9 5 ～ 0.7 5
道路	アスファルト	0.9 5 ～ 0.7 0
	コンクリート	0.9 5 ～ 0.8 0
	レンガ	0.8 5 ～ 0.7 0
歩道，駐車場		0.8 5 ～ 0.7 5
砂質土壌の芝生	勾配　0～2％	0.0 5 ～ 0.1 0
	2～7	0.1 0 ～ 0.1 5
	7　以上	0.1 5 ～ 0.2 0
緻密土壌の芝生	勾配　0～2％	0.1 3 ～ 0.1 7
	2～7	0.1 8 ～ 0.2 2
	7　以上	0.2 5 ～ 0.3 5

表 2－1C

不浸透性屋根	0.95～0.70	金属,釉薬タイル,スレート屋根	0.95
アスファルト舗装	0.90～0.85	普通タイル,屋根紙	0.90
セメント目地を施せる石,レンガ及び木塊舗装	0.85～0.75	アスファルトその他の滑かな緻密な舗装	0.90～0.85
空目地の劣等舗装	0.50～0.40	密に並べた木及び石塊舗装	0.85～0.80
マカダム道路	0.60～0.25	目地の広い塊舗装	0.70～0.50
同上 空目地	0.70～0.50	丸石舗装	0.50～0.40
砂 利 道	0.30～0.15	マカダム道路	0.45～0.25
舗装なき地面,空地	0.30～0.10	砂 利 道	0.30～0.15
芝 生	0.25～0.05		

杉戸下水道学[7)]

第6節 用途地域別の流出係数

6－1 従来から用いられている用途地域別の流出係数

下水道施設基準は次の様に定められている。

表 2-11

商 業 地 区	0.6 ～ 0.7
工 業 〃	0.4 ～ 0.6
住 宅 〃	0.3 ～ 0.5
公 園 〃	0.1 ～ 0.2

W, P, C, F manual[20] は，次の通り定めている。

表 2-12

商業地区	下町	0.70 ～ 0.95
	下町の近接地区	0.50 ～ 0.70
住宅地区	1戸1家族の地区	0.30 ～ 0.50
	1戸多家族で建物の離れている地区	0.40 ～ 0.60
	1戸多家族で建物の近接している地区	0.60 ～ 0.75
	アパート地区	0.50 ～ 0.70
郊外		0.25 ～ 0.40
工業地区	余り密集していない地区	0.50 ～ 0.80
	密集している地区	0.60 ～ 0.90
緑地，その他	公園，墓地	0.10 ～ 0.25
	遊技場	0.20 ～ 0.35
	鉄道・操作場	0.20 ～ 0.40
	未改良地	0.10 ～ 0.30

Fair and Geyer[23] によると，次の通りである。(Water Supply and Waste Water Disposal 437)

表 2-13

商業地区	0.70 ～ 0.95
業務地区	0.60 ～ 0.85
工業地区	0.55 ～ 0.80
住居地区 アパート地区	0.5 ～ 0.7
住居地区 1戸1家族あるいは2家族の地区	0.25 ～ 0.6
公園地区	0.25
未開発地区	0.05 ～ 0.25

Metcalf & Eddy 氏によると，次の通りである。

表 2-14

最も建て込んだ地区	0.70～0.90
家の隣接して建った地区	0.50～0.70
家屋の離れた住宅地	0.25～0.50
家屋の少ない郊外地	0.10～0.50

杉戸下水道学

Knauer 氏によると

表 2-15

舗装道路多く建物密集した地区	0.70～1.00
庭園のある建物稠密地区	0.50～0.70
人家粗なる地区及び工場地帯	0.30～0.50
空地，運動場等	0.10～0.30
遊園地，牧場等	0.05～0.20

杉戸下水道学

Horner & Flynt[24] によると

表 2-16

不浸透面積が全体の30%余りの平坦な住居地区	0.40
同　上　50%	0.65
〃　70%	0.80

Rouse
"Eng. Hydrolics"
A, S, C, E
Horner & Flynt の論文

6－2　下水道施設基準による用途地区別流出係数の問題点

下水道施設基準による用途地区別流出係数の問題点はどこにあるか？。それは，次の事実で明瞭であろう。即ち，東京都谷端川幹線下水道区において，表23の面積構成と流出係数より，全排水区に対する総括流出係数を求めると，0.35～0.54となる。ところが実測によると第3節でも示した様に0.6前後になる。この事実は明らかに排水区内の都市化が従来のレベル以上に進行し，その結果，下水道施設基準の規定では，すでに充分にはカバーできなくなったことを示している。

表 2-17　東京都谷端川幹線排水区

用途地区名	全面積に対する百分率	施設基準による流出係数
住居専用	19.77	0.3～0.5
住居	53.40	
準工	1.16	0.4～0.6
特工	12.64	
商業	12.78	0.6～0.7
緑地	0.25	0.1～0.2

W, P, C, F manual の規定（表2－12）に従う場合 0.32～0.80 となる。従って，アメリカの様に都市化の進行した都市のある場合は，充分にそれをカバーできる基準値を採用しているといえる。都市化の進行とともに流出係数は大きくなるし，設計降雨強度が大きくなると流出係数も大きくなる。又，土質によっても相当流出係数は異なるので，排水区内の工種構成の変化を十分に吟味して用途地区別流出係数を決めるべきだ。

6－3　用途地域別の流出係数を用いる場合の問題点

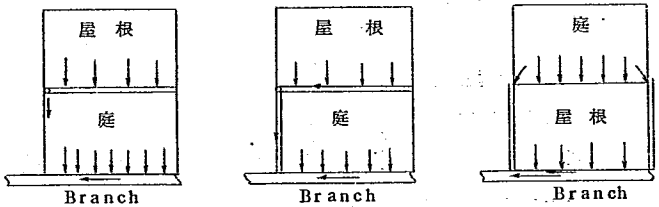
用途地域別の流出係数には，上限と下限との間に大きな巾がある。そこでその巾の中のどの値を採用すべきかが重要な問題である。雨水流出量の変化は，用途地域内の工種構成の変化に対応している。そこで，雨水排除計画においては，用途地域内の工種構成の将来想定と各種ごとの流出係数（これを基礎流出係数という）及びその性格の把握が重要である。6－2でも述べた様に極めて都市化の進んだ地域では，用途地域別流出係数では不充分となっている。建築基準法で定められた通りの工種構成を用いて新たに用途地域別流出係数を求めると，従来の施設基準による値より大きくなる。このことは，逆にいえば，従来の値が都市化の進行あるいは，将来の工種構成の変化ということを念頭に入れてなかった論拠になる。

土質によっても流出係数は大きく違うことは明らかである。そこで，用途地域別の流出係数を定める場合には計画対象都市の将来の工種構成，土質，各工種別流出係数の実測及び6－4で述べる都市の性格等を考慮して計画対象都市固有の値を定めるべきである。

6－4　工種の配置と用途地域別流出係数

都市の性格（例えば，衛星都市，農村都市，商業都市，多機能都市など），用途地域の性格（例えば，住居専用地区，商業地区など）によって工種の配置や下水管渠の整備の必要の程度が違っているし，違うのも当然である。例えば，Fig 2-22 (1)は，農村都市や中小都市の住宅地域に多いし，(2)は，下水道整備が進んだ都市の住宅地域に多い。又，(3)は，商業地域に多い。これは常識として正しいと言えることであろう。しかし，(1)と(2)，(3)とでは，流出係数が違うであろう。同じ建蔽率の同じ規模の画地であっても(1)では，屋根と庭とを独立させて考えられないが，(2)，(3)では独立したものとして考えてよい。この違いが流出係数にどの様な影響

を与えるかということを，定量的に把握することは今後の課題である。緑地地域を除いて常識的には，(2)，(3)の構造に近づくから，用途地域別流出係数算定上は，屋根，庭が独立したものとして扱えばよいといえる。



(1) 屋根から庭へ直接流す

(2) 屋根からトイを経てBranchへ

(3) 屋根からトイを経て，庭からミゾを経てBranch

尚，第3章で，上記の様な工種配置について少し詳細に考察を加えて行きたい。

Fig 2-22　画地における工種の配置

第7節　下水道計画と流出係数

総括流出係数は，個々の工種による最大流出量を重ね合わせることから求められる。都市域では近似的に重ね合せの原理が成り立つとしてもよいだろうから，これは正しい。しかも，第4節で示した様に，この様にして求めた総括流出係数は，若干安全側である。

雨水流出量から下水道計画規模が一意的に決まる。この関係をフイードルバックし，下水道計画側から雨水流出量をコントロールすることも可能である。合理式という手段で雨水をコントロールすることは即ち，都市内の工種構成比率をコントロールすること，あるいは，用途地域構成比率をコントロールすることである。これはとりもなおさず都市計画そのものであるといえる。

下水道計画側がこの様なコントロールを行なう理由は，都市から排除される雨水が余り多量にのぼると受容河川側の容量不足，下流域の氾濫の増大の原因になるためで，この様な問題が生じない程度に雨水流出量をおさえるためである。場合によっては，流達時間を早めたり遅らせたりするために工種配置も考慮の対称となる。

この様な雨水流出量のコントロールは，上記の様な手段のみでなく，滞水池，調整池，緑地等を総合的に利用することで実現される。

都市が人間の活動の場であるという意味から，都市内でのかゝるコントロールは，降雨確率を引き上げるという意味で行なう場合は別として邪道であるといえる。下水道計画は，その意味で従来から余りコントロールには熱心ではなかった。この点で正しかったといえよう。

しかし，確率年をより高くするためにコントロールの可能な地域では，これを考えるべきであろう。

第8節　合理式の合理化

都市内に於ては多くの工種が混在しているからその各々の変化の状況を把握した後，工種構成比率によってその各々を合成しさらに降雨前の先行状態をＡＰＩで与え土質による浸透能も考慮して流出係数を決定すべきで，この関係は第3節で若干ふれた。

次に第4節で取り扱った流達時間一降雨強度曲線を求める。現在この曲線を求めるためには，排水区を若干モデル化しなければならない。この曲線は，管きょ布設勾配によって異なる。しかし，管きょ布設勾配は，管きょ内の許容最大流速と許容最小流速及び地勢と地表勾配によって制約されている。

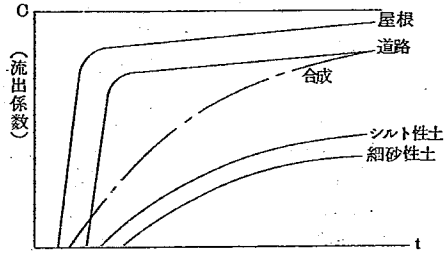


Fig 2-23　流出係数の時間変化のモデル

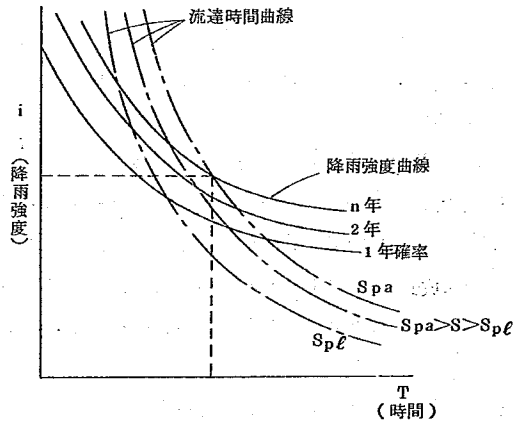


Fig 2-24　合理式の合理化

降雨強度曲線は，降雨データを統計的に処理すると求めることができる。今，降雨生起確率を与えてやると，以上の3曲線から左図の要領で設計対称降雨強度，設計流出係数が定まる。即ち，降雨強度曲線と流達時間曲線の交点が設計対称降雨強度及び流達時間を与える。現在，流出係数とＡＰＩの関係や流達時間曲線のいずれも完全には求めることができない。第3節及び4節で示した様に極めてマクロでしかも特殊なモデルの場合のみ求まる。そのため，本節で述べた操作は，いまなお完成されていない。

次に総括流出係数であるが，排水区の全ての部分で瞬時に一様で一定の流出を行なわさせ，その率が時間的に変化しない様な場合は，極めて長時間降雨があって流出係数が場所的時間的にほゞ一定となった状況下で考えているのである。即ち，極めて特殊であるが安全側に考えているといえる。

一般にある地点での流量に関する水は，時間的，場所的に違ったところから流出した水である。従って，各部分の流出係数は違っている。このことからある地点の流量に関係している水は，その地点より上流の排水区に降った水で，時間的には上流側ほど早く降ったものであるから，各々の場所での出発時の流出係数の分布は，Fig 2-25 に示す様なものである。

$$\therefore \overline{C}ix = i\int_0^x C_x(x)dx$$

$$\therefore \overline{C} = \frac{1}{x}\int_0^x C_x(x)dx = \text{平均の} C_x$$

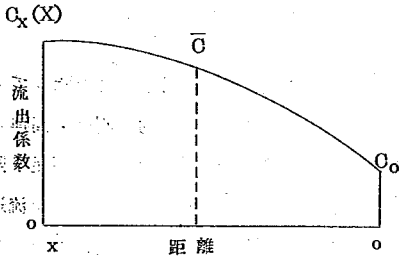


Fig 2-25　ある時刻のC_x分布

このことは，ある一定継続時間の降雨を考える場合，排水区が小さいほど総括流出係数が大きくなり，排水区が大きいほど流出係数が小さくなることを意味しているものと考えられる。この点の考慮があれば，合理式においても遅滞的な要素を含めることが可能となる。

第9節　今後の問題と結論

従来，流出係数，設計降雨強度，流達時間が互に独立したものゝ様にみられていたり，あるいは，独立していないまでもその間の関係が明確に定義されていなかったりしていた。合理式は極めてシンプルで実用性も高く，かなり正確に流出量を推定しうることは明らかであるが，合理式をより合理的に下水管きょ設計に適用するためには，上記3者の有機的な関係づけが必要である。本章でも若干ではあるがその試みを行なったが，現在のところ極めて特殊なケースを出ないでいる。

特に流出係数に焦点をあてゝその性質の解明を行ない，若干ではあるが明らかになった。しかし，現在のところ流出係数と設計降雨強度とを関連づけることはできず，従って，下水管きょ設計に普通用いられる程度の強度の降雨に対して流出係数がどの程度になるかをサジエスションできたにとどまっている。

これらの関係を追求するには，更に，長期的に実排水区での観測を行うとともに，よりシンプルな降雨形を人工的に作り出しうる装置（Rainfall Simulator）の製作，しかるのちの実験に待たざるを得ない。

降雨の浸透の特性の把握，特に土質による浸透能の違い等を追求することも実用上の要求度が高いため実施して行かねばならないが，この目的達成のためにはInfiltrometerの製作が必要である。

都市計画と下水道計画とは互に結び合っている。従って，雨水排除面から都市計画をコントロールして行くことも可能である。特に工種の配置や管きょの配置は雨水流出現象に大きな影響を持っている。従って，雨水排除面からの都市計画へのフィードバックは，工種配置及び工種構成比率において行なわれる。本章でも若干工種配置の問題を取りあげたがまだ足を踏み入れた段階に過ぎない。この点の追求は，第3章において若干行なって行くが，今後の問題の1つである。

本章の内容及び明瞭にした事項を要約すると次の様になる。第1節では，実験式と合理式との違いを明らかにすることを目標にした。都市計画，下水道計画上どちらの公式採用が好まし

いかを明らかにした。

第2節では，流出係数を求めるにあたって，従来，継続時間の概念が定まっていなかったので一応最も理論的で最も実用的な石原，高棹の理論を導入した。

第3節では，流出係数の性質を土湿不足，降雨継続時間，降雨強度から追求し，一応流出係数の性質は明らかになった。第4節では，流達時間を種々のモデルを用いて定義づけた。そこで降雨強度と流達時間の関係がかなり明瞭になった。

第5節では，工種別の流出係数を実験から求め従来用いられていた値と比較検討した。

第6節では，従来から使用されてきた値を批判し，どのような値をどのような状況の場合に使うべきかを示した。また工種配置の問題を若干ふれた。

第7節では，総括流出係数算定上の問題と下水道計画から都市計画へフイードバックされる事項，例えば工種面積比率について述べた。

第8節では，流出係数，降雨強度，流達時間の有機的連結の上に立った合理式適用法を紹介した。

第9節では，今後の課題をあきらかにした。

本章によって流出係数についてはかなり明瞭になったと考えられる。

再度強調するが，合理式の合理化において必要なことは，本節の初めに述べた事項である。

今後は，すべてをこの問題と関係づけて考察しなければならない。

参　考　文　献

(1) 公共下水道統計　昭和40年版

(2) Handbook of Applied Hydrology

(3) 末石　上下水道における集配水の合理化に関する基礎的研究　　京大学位論文

(4) 上田　降雨流出に関する基礎的研究

(5) road research laboratory Technical paper 55

(6) Gregory and Arnold; Runoff- Rational runoff formulas

(7) 杉戸　下水道学

(8) Rouse; Engineering Hydraulics

(9) 石原，高棹，　単位図法とその適用に関する基礎的研究

(10) Linsley, Kohler and Paulhus; Applied Hydrology

(11) 合田，末石，寺西　基礎流出係数に関する実験的研究

(12) 稲場　下水道における設計ハイドログラフ算定法（その1）

(13) Neal E, Minshall; Predicting storm runoff on small experimental watersheds

(14) Clint J. Keifer; Analysis of the urban runoff hydrograph
(15) 物部　水理学　増補改訂版　岩波書店　昭２６
(16) 板倉　滞流式雨水流出量算定方法の研究
(17) V.T. Chow; Open Channel Hydraulics
(18) 豊国，角屋，大橋　山科川流域の流出特性について　京大防災研年報第８号
(19) Handbook of Drainage and Construction Products
(20) WPCF manual; Sewer Design and Constructions
(21) 谷口　都市計画　標準土木工学講座Ｂ　コロナ社
(22) 下水道施設基準
(23) Fair and Geyer; Water Supply and Waste Water Disposal
(24) Horner and Flynt; Relation between Rainfall and Run-off from Small Urban Areas
(25) 石原，本間　応用水理学
(26) 矢野　洪水特論
(27) 合田，末石，寺西　市街地雨水排除計画の合理化に関する研究

第3章　設計ハイドログラフ算定法について

〔要旨〕　序論でも述べたように都市域での雨天時下水の総合的，合理的な排除方式を検討するためには，ハイドログラフを計算しなければならない。しかもハイドログラフも設計条件に合致した場合のものでなければならない。流出のパターンに影響する種々の因子があるが，都市域では工種の配置，下水管渠の配置などが大きなウエイトを持ってくる。

そこで本章では，種々の計算法を紹介するとともにとりわけ上記の諸点に着目した方法に関する考察を行っていく。

第1節　ハイドログラフ計算法と下水道施設設計への適用性

都市は動いている。雨天時下水の排除の合理化を促すという観点から都市が動いているとは何を意味するのだろうか？筆者はこの点を次のように解釈している。

都市の動きとは，下水管きょという線的なものが面を細分化するとともに面自体の性質が変ることである。これらの点については序論で述べてある。下水道設計のためには，まず目標年次を決め，その時点での都市の面の構造の想定，線としての下水管きょ配置の想定を行った後それに対応したハイドログラフを計算しなければならない。従って下水道施設設計のためのハイドログラフ計算法は面の構造変化の影響及び線の配置の変化の影響を考慮していないといけない。かゝる観点から従来のハイドログラフ計算法を分類してみると表3－1のようになる。

表3－1　ハイドログラフ計算法の分類

区分 / 内容	(a) 工種配置や管きょ配置を考慮している方法（ミクロな方法）	(b) 考慮していない方法（マクロな方法）
(1) あらかじめ流出パターンを実測より求めておくか，仮定して定めてしまう方法（実験重視）	合理式（ピーク時のみ）(?)	ユニット・グラフ法 流出函数法，貯溜函数法（シカゴ法を除く） 合理式
(2) 係数等を実測より求め計算は理論的に行う方法（理論重視）	等価粗度法 シカゴ法	等価粗度法 貯溜函数法（シカゴ法を除く）
(3) 係数等も基礎的な値を使って，目標年次に於ける推定値を合成して求め計算も理論的に行う（理論重視）	等価粗度法 シカゴ法	等価粗度法

下水道施設は，計画目標期間の間のstep constructionは不可能であるとの根本思想から目標年数を耐用年数，OMR費用等経済性の考慮に立って決定する必要があるし，また施設規模の安全率，将来予想される困難に対する施設設置の弾力性等を考慮する必要があるが，この問題は今後の新しい課題であるからこゝでは一応ふれないことにして計画期間内の都市形態の変化に対応した雨水流出ハイドログラフの計算法に焦点をしぼる。

ハイドログラフ計算法の下水道施設設計への適用性は，上表でみる限りに於ては3のaに属する方法が最適である。

研究面からのアプローチとしては，上表の1及び2行目のb欄をa欄に持ち込み，さらにそれを3のaに入れることが可能なように高める必要がある。

従来から用いられている方法　即ち1に属する方法は全て単位図法の変形であるといえる。衆知のように単位図法は，実測によって求まる単位図が絶対に必要である。従って単位図は時間的にも場所的にも固定的であるといえる。即ちある流域，あるいはある排水区の単位図を別の違った流域や排水区では使えないし，またある時点でとられた単位図を将来の時点で使うこともできない。このような欠点を除くために現在までとられてきた方法は，開発状況や現模が違う流域で極めて多くの実測を行い，その実測結果を分類別に分けて一応いかなる流域でも適用可能なように分類表を整備しておくことであった。しかし多年の年月にわたってかゝる作業を繰り返しながらいまだ十分な資料はないのである。

合理式といえどもFig 3-1に示すような単位図を用いる単位図法であるが同様の状況にあるといえる。

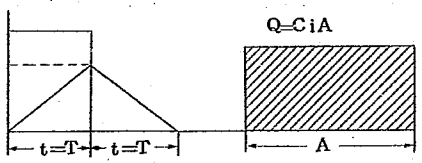
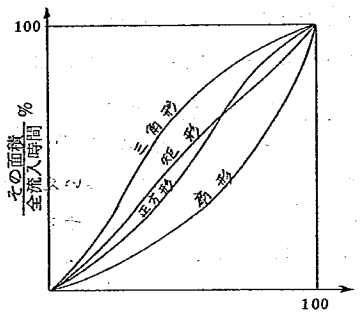


Fig 3-1 ハイドログラフの基本型



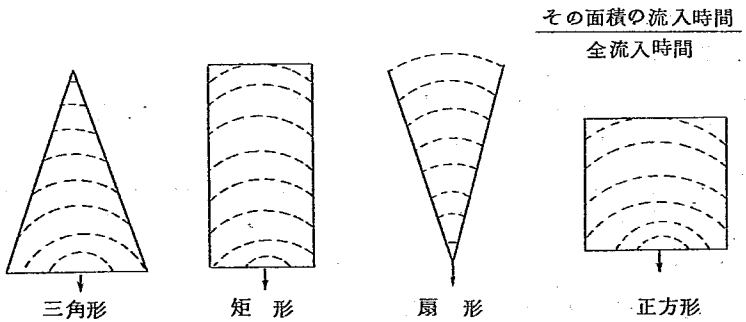


Fig 3-2　各種形状の流入時間と面積との関係

3に属する方法は，水理学的な方法である。等価粗度は，運動方程式と連続方程式を特性曲線法によって解くものである。シカゴ法は，貯溜函数と連続方程式から逐時近似計算をするものである。2つの方法とも水流の基礎式を解くという点で理論的である。前者の場合，運動方程式をどの程度までミクロにみて行くかという点，どの項を省略するかということが問題であるが，等価粗度法では運動方程式としてマニングの平均流速公式を使っている。解法としては，前者の場合でも後者の場合と同じように差分として解くことができる。

かゝる方法による場合，電子計算機の使用が容易で迅速に計算できる。

工種配置や管きょ配置をどこまでミクロにみるかという点は大きな問題である。即ち1戸1戸の樋，排水管までさかのぼっていくのか，あるいはある程度マクロにみて，1街区をまとめて近似的に考えてやるのかという問題である。

3に属する方法は，どこまで細かく考えても計算できる。細かく考える方が工種の構成は簡単になるので計算精度は高くなるが，単位排水区は小さくなり計算は繁雑となる。どの程度の排水区規模を単位排水区とすべきかは問題であるし，単位排水区内の等価な粗度の合成にも問題がある。

粗度合成については，第2章で若干ふれておいた方法もあるが今後の大きな課題である。

1と3の中間的な発展段階にあるものが2の方法である。即ち3の方法が完全には確立していない現在1の方法では不充分であるから3の方法で不明確な部分を実測で補おうとするものである。この段階では理論は明確であるが，設計基礎数値である粗度等の選定が重要となってくる。この点で充分な考慮が必要である。

下水道施設設計の適用性からみれば，実測が不充分な点で1，2は充分でないし，理論が不充分である点で3も充分よいとはいえない。

下水道計画の中の雨水排除計画は都市の未来計画の1部であるから未来の都市形態を想定して立案されるので公式の適用性からいえば3のaに属する方法がよいことは明白である。従って3のaの理論の不充分な点を追究するとともに1及び2の方法を3に持ち込む必要がある。筆者らの研究課題はこの点にもあるといえる。

第2節　損　失　雨　量

設計ハイドログラフ算定のためには，正確に有効雨量を分離しなければならない。そのためには損失雨量とその時間的分布を知る必要がある。

損失雨量は，浸透損失，蒸発散損失，凹地貯溜による損失，遮断による損失等の総和であることは第2章，第3節でふれている。

第2章第2節の（2－2－2）で示した流出係数C_2を用いると（$1-C_2$）が損失雨量を与えることになる。だから（2－2－2）は損失雨量率を表示していることになる。

雨量強度をi，浸透能をf，遮断能をs，蒸発能をeとすると$(i-e)>f+s$のとき

（ i − e ）−（ f + s ）の１部は凹地に貯溜し，１部は表面流出する。都市域で大きな影響を持つものは，浸透損失と凹地貯溜である。しかしこれとて浸透域は狭くなり，大きな凹地は少なくなっていくから量的には極めて少ない。また管きょが布設され，各工種と管きょとの接続の構造によって損失のパターンは大きく違ってくる。この点は次節でふれて行くことにする。

表 3−2　観測に基づく総流出係数

都市名	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	不浸透面積率 %
東京都（谷端川）	5.1	0.58	5.996	3.443	2.553	55
	5.7	0.27	8.004	2.171	5.833	〃
	6.10	0.21	6.875	1.465	5.410	〃
	6.11	0.37	55.523	20.612	34.911	〃
	6.15	0.72	24.501	17.66	6.841	〃
	6.22	0.48	3.517	1.683	1.834	〃
	6.22	0.68	9.201	6.21	2.991	〃
	6.28	0.43	25.408	11.000	14.408	〃
	7.3	0.40	10.086	4.000	6.086	〃
	7.6	0.49	11.785	5.74	6.045	〃
	7.6	0.95	7.154	6.77	0.384	〃
	7.9	0.77	5.647	4.35	1.297	〃
	7.10	0.40	4.920	1.95	2.970	〃
	7.10	0.29	1.975	0.58	1.395	〃
	7.13	0.07	1.562	0.11	1.452	〃
	7.24	0.40	8.87	3.56	5.310	〃
	8.21	0.91	8.133	7.37	0.763	〃
	9.12	0.65	29.03	18.75	10.28	〃
	9.13	0.55	5.185	2.84	2.345	〃
	9.18	0.42	11.977	4.96	7.017	〃
豊橋市（花田）	8.22	0.53	85.30	44.70	40.60	43
名古屋市（天田光）	7.19	0.74	13.30	9.80	3.50	39
	8.22	0.63	16.05	10.10	5.95	〃
	9.13	0.72	4.57	3.3	1.27	〃
名古屋市（十年）	8.22	0.58	8.05	4.66	3.39	57
	9.13	0.60	8.52	5.10	3.42	〃
岐阜市（清水川）	7.6	0.43	5.70	2.43	3.27	80
	7.12	0.91	1.80	1.65	0.15	〃
	7.19	0.68	25.70	17.60	8.10	〃
	7.19	0.62	3.20	2.00	1.20	〃
	8.23	0.65	21.60	13.90	7.70	〃
京都市（第一中部）	8.22	0.68	6.30	4.30	2.00	44
	8.31	0.55	7.87	4.36	3.51	〃
東京都（谷端川）	9.20	0.40	54.601	21.9	32.701	55
	9.25	0.31	5.79	1.78	4.01	〃
	9.30	0.38	11.94	4.53	7.41	〃
	10.13	0.28	3.83	1.06	2.77	〃
	10.17	0.59	17.75	10.45	7.30	〃
	10.27	0.47	80.93	37.75	43.18	〃

損失雨量の時間的分布としては，マクロな考え方として，ϕ index，W−index がある。

ϕ index とは，Fig 3−4 のように時間軸に平行なある高さの線で雨量時間分布図を切って，その上の部分（斜線の部分）の総量が直接流出量となるような座標軸からある線までの高さのことをいう。総雨量を R とし，降雨継続時間を t_d とすると ϕ index は近似的に

$$\phi = R(1 - C_2) / t_d \quad \cdots\cdots (3-2-1)$$

W index とは，浸透損失の示標である

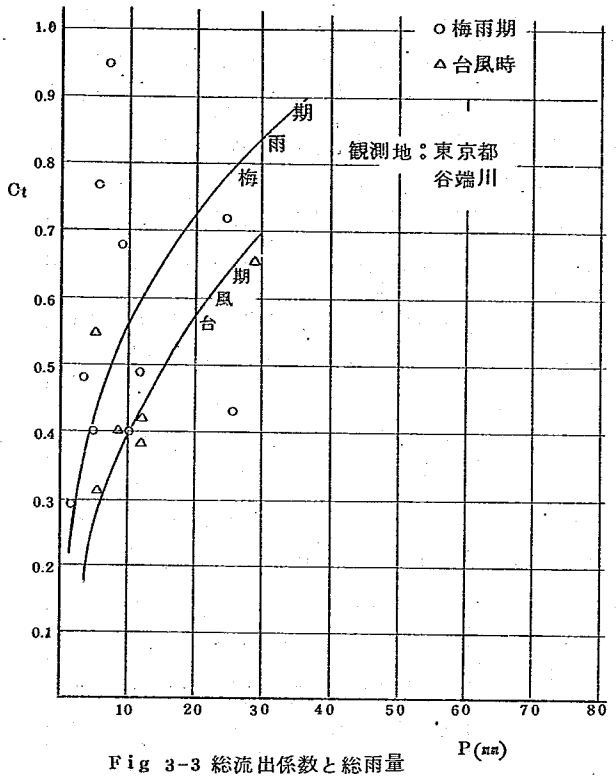


Fig 3-3 総流出係数と総雨量

いま総浸透量をF，降雨強度が浸透能を超過している時間をt_f，有効表面貯溜をSeとするとWindexは，次のように表示される

$$W=\frac{F}{t_f}=\frac{R\ (1-C_2)-Se}{t_f}$$

……(3-2-2)

Windexとは，降雨強度が浸透能を越えている間の平均浸透能を表示する[1]と定義されている。

一般に都市域では$t_f \fallingdotseq t_d$であり，$Se \fallingdotseq 0$であると考えられるから$\phi \fallingdotseq W$であると考えてよい。

また先行降雨が極めて多く，地表面が極度に湿潤なときに降雨があった場合，$R(1-C_2)$

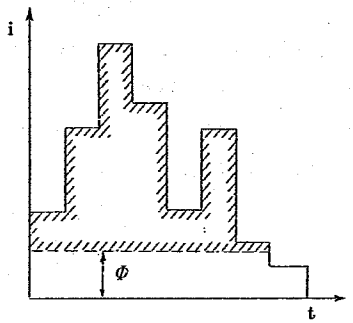


Fig 3-4 φ indexの意味

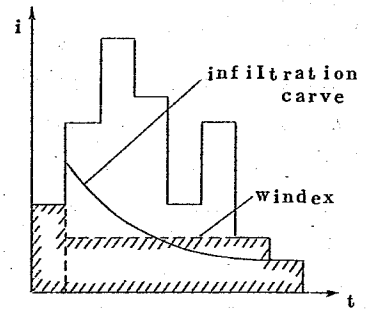


Fig 3-5 Windexの意味

は，ほぼ浸透損失のみをあらわしているし，$R(1-C_2)/t_d$は最終浸透能f_0に近く$Se \fallingdotseq 0$であるから$\phi \fallingdotseq W$となる。このような状況下でのW indexをWmin indexと呼ぶ。

損失の時間的分布の点から言うとφ indexのとき降雨初期に実際より小さく逆に降雨終期には実際より大きくなる。この点では，Windexの方が実際の現象に近い時間分布型であるといえる。

ある単位の矩形降雨を考えたとき$\phi=\frac{R(1-C_2)}{t_d}$より損失率は

$$L = \frac{\phi}{\frac{R}{td}} = 1 - C_2 \quad \cdots\cdots (3-2-3)$$

これは一定率である。従って単位図法的見地に立つとき一定率損失法といえるようなものになる。時々刻々の総雨量と総損失の関係を実測より求めておくとその図法を用いて損失の時間分布を推定することも可能である。損失量は降雨前の無降雨日数によって違う。この関係はすでに第2章第3節でふれてある。浸透能曲線の中へこのような無降雨日数から決まる土湿不足等を導入することができる。

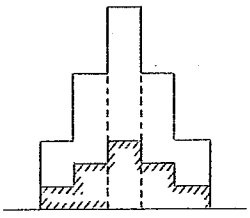


Fig 3-6 一定率損失

浸透能曲線は現在最も損失機構を明解に表示しているといわれる。

$$f = f_c + (f_0 - f_c)\, e^{-kt} \quad \cdots\cdots (3-2-4)$$

$$F = \int_0^t f\,dt = f_c\, t + \left(\frac{1}{k}\right)(f_0 - f_c)(1 - e^{-kt}) \quad \cdots\cdots (3-2-5)$$

さらにもっと簡単に次のように表示することもある。

$$F = ct^n \quad \cdots\cdots (3-2-6)$$

但し f_c ：最終浸透能，　f_0 ：初期浸透能

f ：ある時刻 t における浸透能，　t ：経過時間

F ：ある時刻 t までの総浸透量，　k, c, n ：定数

(3-2-4)や(3-2-5)の式形を得るためにはかなりの降雨が連続して長時間降る場合の資料が多数ないといけない。[2] 即ちこの表示法は多量の水を連続して供給した場合のものであるからである。

このような浸透能曲線は経験的にわかっている浸透能のおよその時間分布傾向にある曲線形をあてはめたにすぎないから理論的とはいえないのである。この分野は水文学の1つの重要な分野である。

凹地貯溜については

$$Vs = Sd\,(1 - e^{-kPe}) \quad \cdots\cdots (3-2-7)$$

但し Vs ：　凹地貯溜量

Sd ：　総凹地容量

Pe ：　累加余剰降雨量

前述のような浸透損失の場合 F の中には Vs も含まれることがある。

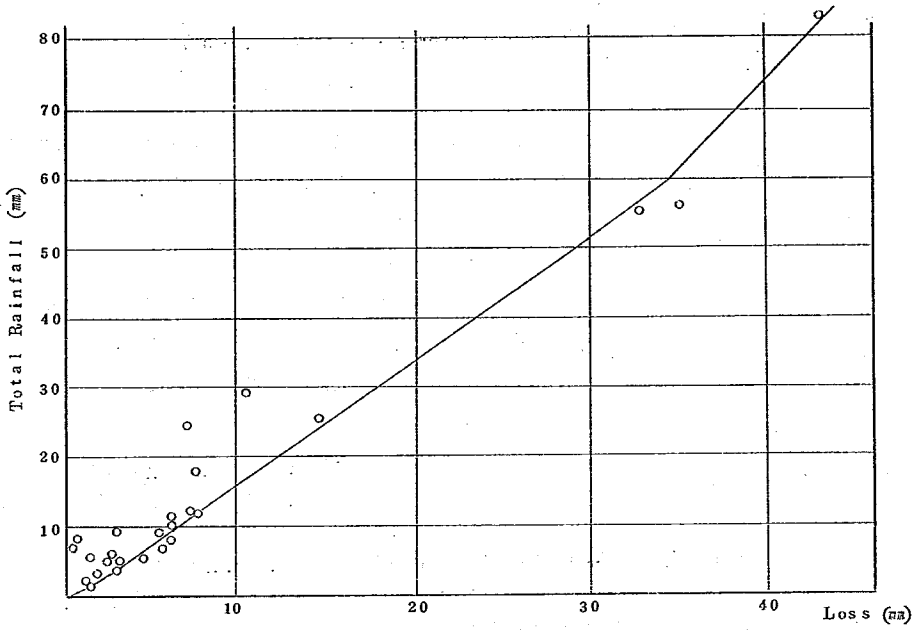


Fig 3-7 総雨量と総損失量(mm)(東京都谷端川)

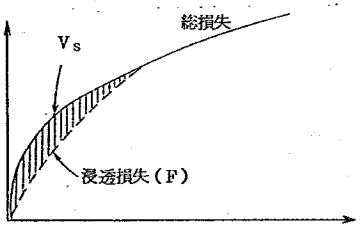


Fig 3-8 近似的なVsの量

以上に述べた浸透損失は排水区がほぼ一様な工種からなると仮定した場合の問題であった。ところが都市内では浸透域と不浸透域のように浸透する場所とそうでない場所とがありその上排水管きょが浸透域と不浸透域の各に接続している場合が極めて多い。このような場合上記のような平均化した有効降雨といつたものを全排水区一様に当てはめないで，個々の要素ごとに有効降雨を考えるほうが妥当ではないかと考えられる。

次節でこのような考え方に立って単位排水区内の浸透損失機構を論じ，しかる後に単位図を作成してみることにする。以下では凹地貯溜は考えないものとする。即ち凹地貯溜は都市域では極めて少ないし，将来に於いてはますます少くなるものと考えられるから計画論の立場からは省略しても何らさしつかえないものである。

第3節　工種配置と流出のパターン

単位排水区は平面的にみると屋根と庭と道路から成立っているといえる。

都市の発展状況，都市の性格，土地の利用状況，用途地区の性格等によって屋根，庭，道路の配置及び単位排水区において占る各々の面積比率は異なっている。

下水道の普及状況や管路の上記の構成要素への接続状況によって単位排水区から排除される雨水流出量は異なる。その理由は下水管路が入ることによって降雨の損失機構が変化するためである。

工種の配置と排水管きよの接続状況を分類するとFig 3-9のようになる。

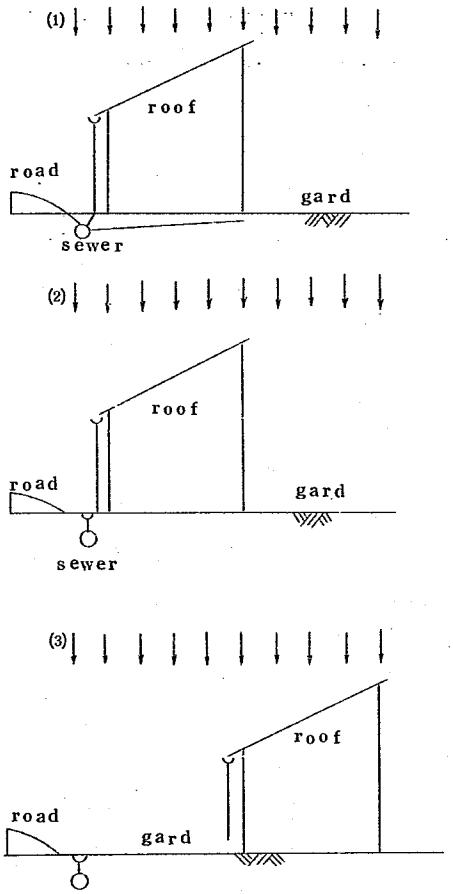


Fig 3-9 工種配置

(1)は，屋根，庭，道路の排水を各別の排水管きよで遮集して下水管路に排除する方式である。このような系統に属する地域は常識的にみて下水道が完備している地域や都市，商業地域，住宅地域等にみられる。

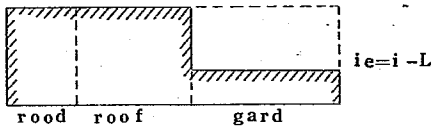
(2)及び(3)は，屋根，庭，道路の排水を(1)のように別々に集めて排除するのでなく屋根に降った雨水が庭を流下して遮集された後に排除されたり，道路の排水が庭を経てあるいは庭の排水が道路を経て下水管路に排除されるものである。即ちある部分（屋根は除く）に降った雨水は必ずある流域（庭，道路など）を経て排除される方式である。このような系統に属する地域は，下水道があまり普及していない地域や都市，緑地地域，郊外の住宅地域などにみられる。これらの配置モデルを単的に表現すれば(1)は，屋根，庭，道路の3要素の雨水の損失機構が完全に分離しているから，完全分離型モデルであるといえるし，(2)(3)は，完全には分離していないから，不完全分離型モデルであるといえよう。これら2モデル以外に当然完全結合型モデルというものもある。これは，屋根，庭，道路が互に損失機構の上で結合しているもので，下水道が全くない地域や田園都市，山地斜面などがあてはまると考えてよい。下水道が整備して行くと，不完全分離型から完全分離型へと移行して行く。完全分離型モデルとしては，(1)の配置が典型的だし，不完全分離型モデルとしては，(3)の配置が典型的だから以下は，(1)と(3)の配置の場合の流出のパターンの違いを論ずることにする。

(1)は，排水管きよと下水道との直結型であり，下水道が整備されていくと終局的には(3)のような場合であっても(1)のような型に移行して行く。

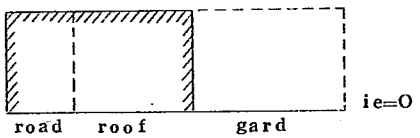
(1)と(3)の雨水の損失機構の差違は，(3)では屋根に降った雨水は必ず庭を通るが，(1)は，別々に集められるところに生じてくる。いま仮に(1)，(3)のようなモデルを仮定すると浸透域は庭だ

けである。庭の限界浸透能をLとし，降雨強度をiとする。この時の損失量の違いを図示すると下図のようになる。

(イ) i＞Lのとき

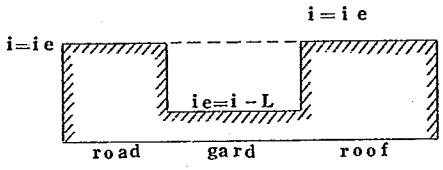


(ロ) i≦Lのとき

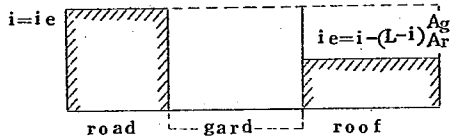


(1)の場合

(イ) i＞Lのとき



(ロ) i≦Lのとき



(3)の場合

Fig 3-10 損失雨量の違い（但し ie ＝有効降雨
Ag ＝庭の面積
Ar ＝屋根の面積）

マクロにみれば流出総量は，i＞Lの場合には(1)でも(3)でも変化しないが，i≦Lの場合には(1)と(3)では明らかに違っている。ピーク発生時刻は(1)と(3)では明らかに違う。これは，(3)の場合だと(1)の場合より長い流下距離を流下しなければならないからである。

一般的な計算システムは，次のようになる。この場合雨水の流動をFig 3-11のようにモデル化し，樋等による影響は無視することにする。

岩垣の運動方程式を用いるものとすると，運動方程式のうち慣性項，流速勾配項は無視でき，地表勾配もほゞ無視できるものとし，降雨量が流量に比して小さいときは運動方程式は水面勾配項と摩擦項のみになる。こゝで水面勾配をほゞ地表勾配に等しいものとすると運動方程式はマニングの式に帰する。本論では近似的に運動方程式をマニングの式として用いることにする[3]。

降雨中では

運動方程式 $h = KQ^{\frac{3}{5}}$, $Q = Kh^{\frac{5}{3}}$ ……（3－3－1）

連続方程式 $\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = i$ ……（3－3－2）

こゝで，$K = \left(n / \sin^{\frac{1}{2}} \theta \right)^{\frac{3}{5}}$ である

(1)の場合だと，各要素に対して t＝o で h＝o，x＝o で Q＝o

(3-3-1)，(3-3-2)を解くと

$$\frac{dx}{dt}=\frac{5}{3}kh^{\frac{2}{3}} \text{ で } \frac{dh}{dt}=i,\quad \frac{dQ}{dx}=i$$

$$\therefore\ x=ki^{\frac{2}{3}}t^{\frac{5}{3}} \text{ で } h=it,\quad Q=ix$$

従って降雨継続時間をT，流入時間をtとすると

(イ) $T\leq\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{5}}$ のとき（遅滞のないとき）

$$\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{5}}\geq t>0 \text{ で } Q_B=k(it)^{\frac{5}{3}} \cdots\cdots (3-3-3)$$

$$T\geq t>\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{5}} \text{ で } Q_B=k\left[\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{5}}i\right]^{\frac{5}{3}}=iB \cdots\cdots (3-3-4)$$

(ロ) $T\leq\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{5}}$ のとき（遅滞のあるとき）

$$Q_B=k(it)^{\frac{5}{3}} \cdots\cdots (3-3-5)$$

降雨終了後では

運動方程式 $h=KQ^{\frac{3}{5}}$，$Q=kh^{\frac{5}{3}}$ ……(3-3-6)

連続方程式 $\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0$ ……(3-3-7)

従って特性直線は

$x-\frac{k}{i}h_B^{\frac{5}{3}}=\frac{5}{3}kh_B^{\frac{2}{3}}(t-T)$ である……(3-3-8)

従って遅滞のある場合は次のようになる。

(イ) $T+\dfrac{B-\frac{k}{i}(iT)^{\frac{5}{3}}}{\frac{5}{3}k(iT)^{\frac{2}{3}}}\geq t>T$ のとき $Q_B=k(iT)^{\frac{5}{3}}$ ……(3-3-9)

(ロ) $t+T+\dfrac{B-\frac{k}{i}(iT)^{\frac{5}{3}}}{\frac{5}{3}k(iT)^{\frac{2}{3}}}$ のとき

$B=\frac{k}{i}h_B^{\frac{5}{3}}+\frac{5}{3}kh^{\frac{2}{3}}(t-T)$ より h_B を求め

しかる後 $Q_B=kh_B^{\frac{5}{3}}$ より流量を求める。 …… （3－3－10）

遅滞のないときは

$t>T$ で $B=\frac{k}{i}h_B^{\frac{5}{3}}+\frac{5}{3}kh_B^{\frac{2}{3}}(t-T)$ より h_B を求め

しかる後 $Q_B=kh_B^{\frac{5}{3}}$ より流量を求める。 …… （3－3－11）

粗度係数及び勾配の異なる斜面を流下する場合は第2章第4節で述べた等価粗度，等価勾配を用いて計算することが望ましい。(1)，(3)では損失機構が違うと指適したが，等価粗度等価勾配を用いると損失のかたよりは一応無視して平均化しなければならない。

第4節　下水管きよ配置と流出のパターン

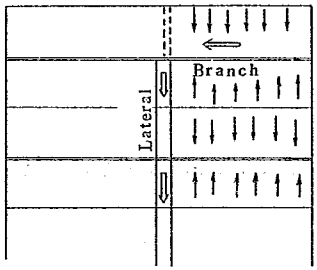


Fig 3-11 下水管きよ配置

前節で単位排水区の工種の配置による流出の変化を論じた。本節では，単位排水区の斜面からまずBranch Sewerへ流入した後の流出のパターンについて述べる。

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q \quad \cdots\cdots (3-4-1)$$

$$A=KQ^p \quad \cdots\cdots (3-4-2)$$

$$K=\left(\frac{n}{\sqrt{\sin\theta}}K_1^{2/3}\right)^p \quad \cdots\cdots (3-4-3)$$

$$P=3/(2z+3) \quad \cdots\cdots (3-4-4)$$

K_1，Zは径深を $R=K_1A^z$ を置いた時の係数及び指数である。（3－4－1），（3－4－2）より

$$\frac{dx}{dt}=\frac{Q^{1-p}}{Kp} \quad \cdots\cdots (3-4-5)$$

$$Q=qx \quad \cdots\cdots (3-4-6)$$

但し $x=o$ で $Q=o$ とする。

今，$\bar{q}=\frac{1}{t}\int_o^t q\,dt$ とし $t_q=\frac{KL^p}{\bar{q}^{1-p}}$ とする。

(1) $t\leq t_q<t_E$ のとき $Q=q\left(\frac{\bar{q}^{1-p}}{K}\right)^{\frac{1}{p}}t^{\frac{1}{p}}$ …… （3－4－7）

(2) $t_E \geq t > t_q$ のとき $Q = \bar{q}\left(\frac{\bar{q}^{1-p}}{K}\right)^{\frac{1}{p}} t_q^{\frac{1}{p}}$ …… (3-4-8)

$t \geq t_E$ のとき $\bar{q}_E = \frac{1}{t_E}\int_0^{t_E} q\,dt$ とすると

特性直線は $L = \frac{Q_L}{\bar{q}_E} + \frac{Q_L^{1-p}}{Kp}(t - t_E)$ ……

こゝで，Q'_L については

遅滞のある場合 $Q'_L = \bar{q}_E\left(\frac{\bar{q}_E^{1-p}}{K}\right)^{\frac{1}{p}} t_E^{\frac{1}{p}}$ …… (3-4-9)

遅滞のない場合 $Q_L = \bar{q}_E\left(\frac{KL^p}{\bar{q}_E^{1-p}}\right)$ …… (3-4-10)

従って(3)遅滞のある場合

(イ) $t_E < t \leq t_E + \left(L - \frac{Q'_L}{\bar{q}_E}\right) \Big/ \frac{Q'^{1-p}_L}{KP}$

$Q_L = \bar{q}_E\left(\frac{\bar{q}_E^{1-p}}{K}\right)^{\frac{1}{p}} t_E^{\frac{1}{p}}$ …… (3-4-11)

(ロ) $t > t_E + \left(L - \frac{Q'_L}{\bar{q}_E}\right) \Big/ \frac{Q'^{1-p}_L}{KP}$

$L = \frac{Q_L}{\bar{q}_E} + \frac{Q_L^{1-p}}{KP}(t - t_E)$ より Q_L を求める。 …… (3-4-12)

(4) 遅滞のない場合

$t > t_E$ に対して

$L = \frac{Q_L}{\bar{q}_E} + \frac{Q_L^{1-p}}{KP}(t - t_E)$ より Q_L と求める …… (3-4-13)

かくしてBranchからLateralの始点までの追跡ができた。BranchのLateral接合点から次の接合点までは横流入がない。単位排水区斜面及びBranch Sewerにおいては慣性項や

流速勾配項等を無視した。

Lateral Sewerを流下する場合も運動方程式の各項を比較すると慣性項及び流速勾配項の影響は少ない。従って

$$\text{運動方程式}\quad \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 u^2}{R^{4/3}} = o \qquad \cdots\cdots (3-4-14)$$

$$\text{連続方程式}\quad \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = o \qquad \cdots\cdots (3-4-15)$$

今，$\frac{\partial H}{\partial x} = \sin\theta$（地表勾配）とすると（3－4－14）はマニングの式である。

従ってこの場合の解はKleitz － Sedonn の洪水伝播の法則即ち伝播速度をWとすると

$$W = \frac{5}{3}u \qquad \cdots\cdots (3-4-16)$$

（但し　uは平均流速）

で，洪水は変形することなく流下するという法則となる。[4] uは最大流出量のときの平均流速とする。

$$\therefore\quad W = \frac{5}{3}\left(\frac{\sin^{\frac{1}{2}}\theta}{n}\right) R_p^{\frac{2}{3}} \fallingdotseq \frac{5}{3}\left(\frac{\sin^{\frac{1}{2}}\theta}{n}\right)\left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad \cdots\cdots (3-4-17)$$

但し，R_pはピーク時の径深，Dは管径

$\frac{\partial H}{\partial x}$が地表勾配と近似できない場合は（3－4－14）（3－4－15）より差分法によって解かねばならない。[5]

（3－4－15）は

$\frac{\partial H}{\partial t} + u\frac{\partial H}{\partial x} + H\frac{\partial u}{\partial x} = o$ でこれに（3－4－14）を代入する。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + H\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{n^2 u^3}{R^{4/3}} = o$$

上式を差分に変形すると次のようになる。

$$\frac{Ht - Ht-1}{\triangle t} + Ht\,\frac{Uxt - Ux-1,t}{\triangle x} - \frac{n^2 U^2\,x-i,t}{R^{4/3}_{x,t}} = o \qquad \cdots\cdots (3-4-18)$$

t － 1はtに対して△t 前の時刻，xはx － 1に対して△xの距離にあることを示している。

△t ，△xの決め方はなるべく短い方がよい。

（3－4－18）より$U_{x,t}$ を求め，しかる後マニングの式より流量に換算する。(3-4-14)は本来から極めてマクロな式であるので計算に若干論理の飛躍がある。

慣性項や流速勾配項等を入れた厳密解も同様に差分法や特性曲線法で解くことができる。しかしこゝではかゝる精度は必要ではない。

第５節　都市化の進展と流出パターン

第３節と第４節で単位図の計算法を紹介した。本節では，単位排水区における単位図を下図のようなモデルで求め，都市化の進展が流出に与える影響を定量的に標価することにする。第３節でも述べたように単位排水区内の工種配置は，Type 1及びType 2に大別される。Type 1は，各工種から個々に流出が起り，工種間の関係はない場合である。例えば，屋根上に降った雨水は，庭には流れて行かないといったような場合である。

Type 2は，工種間の関係がある場合である。即ち屋根に降った雨水は，庭に流れ出て庭を流下し，始めて側溝に至るような場合である。

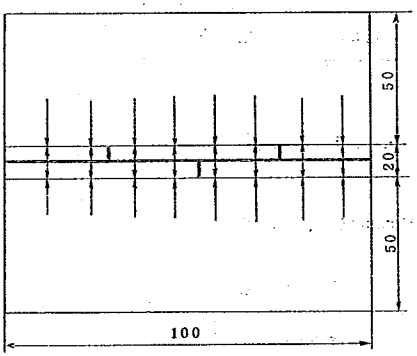


Fig 3-12 仮定の単位排水区規模

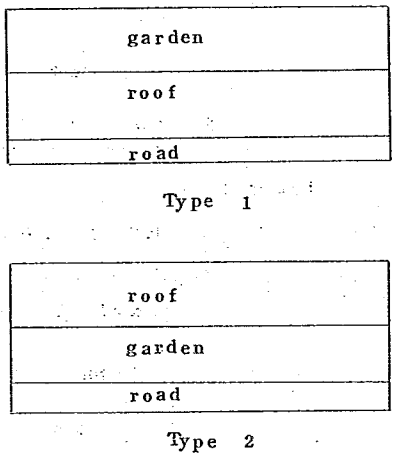


Fig 3-13 単位排水区内の工種配置モデル

そこでType 1及びType 2の場合の各に対し建ペイ率（不浸透面積比率）が５０％，７０％，１００％の場合についての単位図を求めることにする。

計算方式は，前節までに述べた方式によることにし，設計降雨は，降雨強度５０㎜／hrで１０分継続する矩形降雨とする。

その他の計算基礎数値は，次のとうりとする。

表３－３　計算基礎数値一覧表

単位排水区規模（㎡）	庭と屋根	１００×１００
	道路	２０×１００　（完全舗装）
設計降雨	i＝５０㎜／hr　t＝１０min矩形	
粗度係数	庭	0.03
	屋根	0.01
	道路	0.015
勾配	庭	3‰
	屋根	５７‰　（約３０°）
	道路	２０‰
損失雨量比率	庭	0.4‰
	屋根	0
	道路	0
凹地貯溜	ナシ	
管きょ布設条件	粗度係数0.013　勾配３‰　⊙３００	

(1) Type 1の場合

(1)－(イ) Branch まで

計算結果は，Fig 3-14のようになる。表3－4のように流入時間は建ペイ率が増加するにつれて減少している。

不浸透面積比率	庭	屋根	道路	ピーク発生時刻（流入時間）
50%	8.5	0.8	1.45	8.5
70%	3.8	1.0	1.45	3.8
100%	0	1.13	1.45	1.45

(1)の(ロ) Lateral まで

$P = 0.714$ （$Z = 0.602$），$K = 0.16$ （$K_1 = 55$）である。

流下時間は，下記の表のようになる。

表3－5 単位排水区Branch 流下時間

不浸透面積比率	流下時間
50%	42 sec
70	40
100	34

流入時間に対して流下時間は極めて短かい。

このことは，管きょ内流下時間を無視してもよいという考え方を正当づけているようである。

Branch 下流端での単位図は，Fig 3－15のようになる。

建ペイ率が高くなるにつれて流下時間は短かく，ピーク流出量は増加することが明白である。

(2) Type 2の場合

(2)－(イ) Branch まで

等価粗度，等価勾配は，次のようになる。但し屋根と庭のみを対象としている。

表3－6 等価粗度，等価勾配

不浸透面積比率	等価粗度	等価勾配	備考
50%	0.02	約 10‰	屋根と庭を一体と考えた場合
70	0.016	約140	
100	0.01	577	

上表を用いて流入時間を計算すると下表のようになる。

表3-7　流入時間T（分）

不浸透面積比率	庭と屋根	道　路	ピーク発生時刻
50%	6.3	1.45	6.3
70	4.2	1.45	4.2
100	1.13	1.45	1.45

(2)－(ロ) LateIaI まで

(1)－(ロ)と同様の計算を行うとFig 3－16のような単位図が得られる。流下時間は，(1)－(ロ)の値とほぼ同じである。

(3) 全排水区からのハイドログラフの総合

上記の考え方を用いて任意の管きょ配置の排水区を管きょ配置についてモデル化する。

その際,単位排水区の面積の選び方は問題である。

任意の降雨に対して,単位図を用い単位排水区における総合ハイドログラフを求めしかる後Time－offset法によって全排水区のハイドログラフを総合する。

従って都市の性格,用途地区の性格あるいは排水区の面積規模別にいくつかの単位図を製作しておけばどのような性格の都市であってもハイドログラフを総合することができる。

都市化が進むということは，不浸透域が広がることであり管きょが密に布設されることであるとすれば，流入時間や流下時間は短くなる。

本節では，工種別の粗度係数を使用して計算したが，都市化が上記の定義に立っている場合は，都市化するにつれて粗度係数は，小さくなる。

第6節　結　　論

都市域からの雨水排除施設設計の分野である下水道界では従来からハイドログラフ計算の手法は発展しなかったといえよう。ポンプ場の設計にあたって極めてラフな計算が行なわれていた程度ではないかと考えられる。

この原因は水量配分的な考え方がなく，雨水流出量の全量を都市域で滞溜せしめることなく排除することが唯一最大の目的であったためであろう。しかし下水管きょ系の経済的設計，放流河川との水量面での関連等，あるいは雨天時下水の水質が悪いことから放流河川からの水質面での制約，ポンプ場設計等の合理化等々の面から現在ハイドログラフ計算法の合理化（簡易化を含めて）が問題となっている。この点については序論（第1章）で若干ふれてある。

都市の雨水排除計画は再三述べているように都市計画あるいは未来計画の1部であるから都市構造の変化をハイドログラフ計算の中に組み込まねばならない。

本章では，このような意味で都市化が流出に与える影響を推算しうる計算法を考えた。簡易な方法として単位図法を取り入れた。流出計算にあたっては，流域特性を充分に考慮し理論的に単位図を計算した。

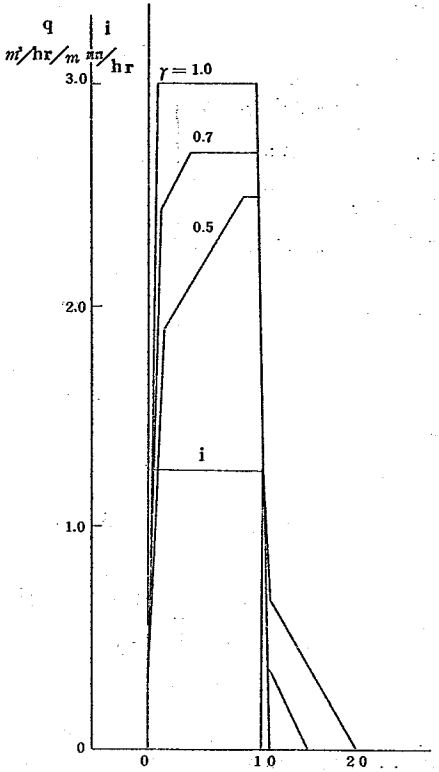


Fig 3-14 Branch 流入単位図
（γ：不浸透面積比率）
Type 1 の場合

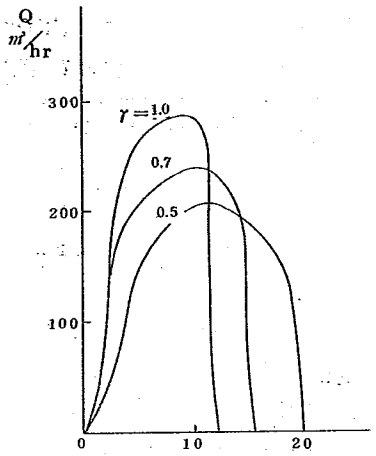


Fig 3-15 Branch 下流端での単位図
（γ：不浸透面積比率）
Type 1 の場合

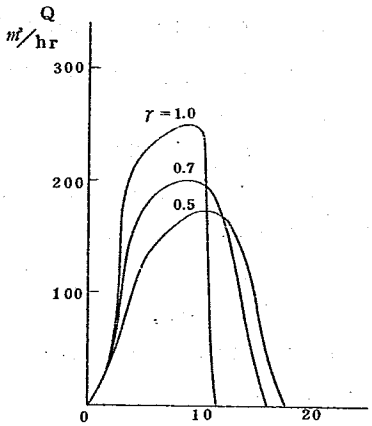


Fig 3-16 Branch 下流端での単位図
（γ：不浸透面積比率）
Type 2 の場合

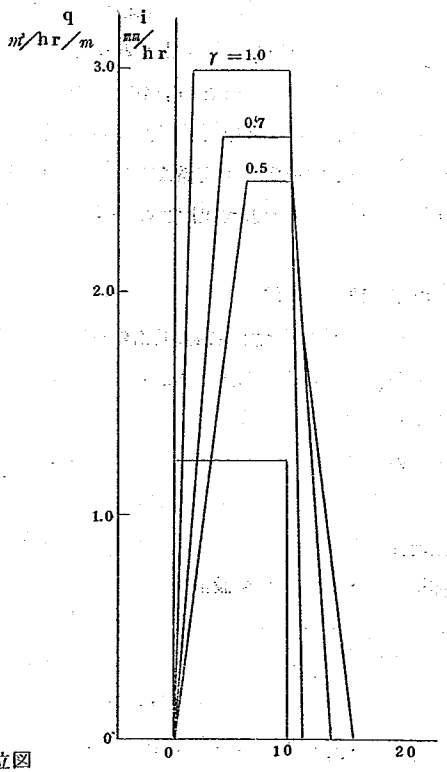


Fig 3-17 Branch 流入単位図
（γ：不浸透面積比率）
Type 2 の場合

こゝで断っておくが，我々は単位図法が一般に実際現象の表層のみをなぞっているという点については単位図を理論的に計算し，流域特性を与えているという点で答えているし，単位図法が一般に小流域の流出計算に適しないという点については都市域では粗度が小さく，面積も狭いから貯溜量は少なくなり，従って流出の逓減は小いであろうという立場に立っている。この点については種々議論が別れるところであり今後この手法を実排水区に適用してみてその長短を究明する必要がある。

最後に本章の概要を簡単に述べておく。

第1節では，種々の方法を比較し，都市域ではどの方法が使用に適するかを論じた。

第2節では，損失雨量をとりあげ，都市域では損失雨量が極めて少ないことを述べた。

第3節では，単位排水区内の雨水の流動の仕方を述べ，雨水が損失する場所が限られるため管渠の配置によって流出の仕方が異なることを述べた。また管渠と樋とが結合しているかしていないかで流入時間が異なり，このことが都市の性格による流入時間の違いの原因になっていると述べた。

第4節では，管渠の性格により横流入と考えられる部分とそうでない部分とがあることを述べ各の場合の流動について述べた。

第5節では，単位排水区内の工種面積の比率の違いによる流出パターンの違いを計算例によって示し，単位図法を導入したハイドログラフ計算法を提案した。その時近似的には重合法でよいと述べた。

計算法に当っての基礎数値である損失雨量は第2節の値を，粗度係数については個々の工種で認められている値を一応他の文献からひろって用いた。

都市の構造の変化が雨水流出に与える影響を具体的に示したと考える。

第6節では，結論として本章で提案した方法にも限界があることを述べ，実排水区での適用と他の手法との比較検討が重要であることを述べた。

本章を終るにあたってハイドログラフ計算の合理化のためには継続的な実測を行ない，いろいろな性格の都市での粗度係数を逆算して集積することが必要であること，逆に種々の工種で構成されている都市の全体的な粗度係数を個々の工種の粗度係数から合成する手法を開発することが必要であることを強調したい。

後者については，第2章でその一例を示した。

参　考　文　献

1) Linsley, Kohler, Paulhus : Applied Hydrology McGraw-Hill
2) 石原・田中・金丸：わが国における単位図の特性について　土木学会誌第41巻3号
3) 石原・本間　応用水理学　中Ⅱ　丸善
4) 矢野　　洪水特論　　理工図書
5) 木下・森村　河北潟干拓に関する水理解析　土木技術資料Vol 5　No3

第4章　実排水区に於る総合的な貯留の実態

（流出係数，流達時間の実態と総合的な損失量のレベル）

〔主　旨〕　本章は，実排水区に於る総合的な貯留の実態として流出係数，流達時間の実態を中心にしてマクロな貯留量の標価を行うことにする。本章は，昭和42年度調査と内容的に継続するものであるため，今年度調査結果とあわせて，2ケ年間の資料に基づいて検討している。観測結果は，非常にばらついて，データそのものから一般的な傾向を推定することは誠に困難であった。主な内容は，ピーク流出係数，総流出係数，工種別流出係数，用途地域別流出係数，実験式の流出係数，流達時間，流入時間などの実態と従来から用いられている数値の標価と限界などの意味の検討である。

§1.　調査方法及び調査区域の状況

1－1　調　査　方　法

表4－1　雨天時下水の水量・水質調査方法

大分類	雨天時観測				晴天時観測	
調査項目	雨量観測	流量観測		水質観測	流量観測	水質観測
		水位観測	流速観測			
観測方法	調査区域のほぼ中央に貯水型日巻き自記雨量計を設置し常時観測。 降雨時で流量観測を実施する時に現場に貯水型6時間巻き自記雨量計を設置し現場観測。	観測マンホールの基準点より水面までの距離を水面測定器で観測。 水位上昇時は，2～3分間隔，水位下降時は5分間隔程度で観測。	水位10cm間隔ごとに螢光浮子により観測。 断面内1点で観測。 上流マンホールより浮子投入，下流の2つのマンホールで流下時間を測定。	水位観測と同時刻に採水する。 断面内1点で採水する。 分析項目は，BOD$_5$，SS，VSSで，分析方法は1964年版「下水試験法」日本水道協会編による。	表面浮子によって流速観測。 1時間間隔で水位観測。 通日観測である。	1時間間隔に水位観測と同時に採水。 他は，雨天時観測と同様である。
観測場所の条件	(1)Back water のかからない所で100m程度直線・定勾配水路。(2)横からの流入が少ない水路。(3)勾配は1～3‰程度が望ましい。(4)上流域の面積が100ha 程度が望ましい。					

表4－2　モデル排水区

調査年度	都市名	調査排水区名	用途地域名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	水路	晴天時平均汚水量	晴天時平均水質 BOD	SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	最長降雨継続日数	最長無降雨継続日数
				(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(人)	(人/ha)	(‰)	(‰)	(mm/hr)	(ppm)	(ppm)			(人)	(日)	(日)
昭42及び43年度	東京都	谷端川幹線	住宅・住居専用・準工業特別工業他	540.6	(0.55) 295.2		(0.45) 245.4		120,000	222.1	14.8	2.7	0.65	134.6	184.9	41,807	—	—	33	50
昭42年度	豊橋市	花田	工業	105.066	(034) 357.66	(0.10) 10.16	(0.50) 5240	(0.06) 6.74	12,160	116	9.0	1.7	0.71	122	160	2,945	2,060	10,140	—	—
昭42年度	名古屋市	田光幹線	住宅	51.36	(031) 15.70	(0.08) 4.18	(0.54) 27.74	(0.07) 3.74	9,920	193	7.3	2.3	0.56	56.9	84.6	2,832	2,492	8,730	45	40
昭42及び43年度	名古屋市	千年南部幹線	港湾	81.22	(0.55) 44.59	(0.02) 1.62	(0.38) 3052	(0.05) 4.5	12,317	152	1.49	1.612	0.68	63.4	51.1	3,342	1,700	7,768	45	40
昭42及び43年度	岐阜市	清水川	商業	106.4	(0.73) 78.0	(0.07) 7.0	(0.13) 14.0	(0.07) 7.4	24,568	231	1	1.7	0.812	7.02	42	6,462	4,943	19,831	32	37
昭42年度	京都市	中部第1	住宅	67.78	(0.44) 29.65	—	(0.28) 1894	(0.28) 19.20	16,945	250	7.899	3.6	0.23	150.6	71	3,728	2,233	10,149	22	21
昭43年度	豊橋市	八町	商業	6837	(0.42) 28.64	(0.36) 24.66	(0.19) 1307	(0.03) 2.00	10,973	160	5.5	1.2	1.80	102	124	2,297	2,094	9,910	—	—
昭43年度	京都市	中部第1	工業	153.0	(0.48) 72.8	(0.15) 23.6	(0.34) 52.5	(0.03) 4.1	37,205	243	8.2	2.52	1.27	153.5	69	8,185	4,671	21,230	22	21

(注) (1) 工種面積区分は，次のとおりとする。
(a) 建物（屋根）
(b) 簡易舗装・高級舗装道路・駐車場等
(c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等
(d) 公園・芝生・庭園・畑土等
(2) ( )内は，面積比率である。
(3) 総人口は，住民登録人口
(4) 晴天時平均汚水量，晴天時平均水質は，通日観測による日平均値
(5) 地盤平均勾配算定は，次式による。$S=\frac{DL}{A}$ 但し，S：地盤平均勾配，D：コンタ間隔，L：コンタ総延長，A：総面積
(6) 水路平均勾配は，幹線管渠の平均布設勾配である。
(7) 総戸数のうち東京都の値は，総世帯数
(8) 最長降雨継続日数，最長無降雨継続日数は，該当市の気象台設置以来の観測記録による。

都市名	調査排水区名	住居専用地区	住居地区	準工業地区	特別工業地区	商業地区	緑地地区	商業地区で防火地区	合計	備考
東京都	谷端川幹線	(ha) 106.79	288.15	6.23	68.28	68.60	1.35	1	540.6	
		(%) 19.77	53.40	1.16	12.64	12.60	0.25	0.18	100	

表４－３　設　計　概　要

調査都市名	合流・分流の別	設計降雨強度	確率年	算定方式	流出係数	1人1日平均汚水量	1人1日最大汚水量	時間最大汚水量	地下水（汚水との比率）	稀釈倍数	備考
東京都	合	(mm/hr) 50	3.5	$i=\frac{5000}{40+t}$	0.5	(ℓ) —	(ℓ) 540	(ℓ/人/日) 810	(%) 15～20	1.8	稀釈倍数：晴天時日最大処理量 / 86400 を雨天時最大処理量で除した値
豊橋市	合	47.4	5	$i=\frac{4500}{35+t}$	0.3～0.45	315	450	675	20	3.9	
名古屋市	合	50	3.5	ビルクリチーグラ公式	0.6	400	600	—	20	千年処理区 8.5 山崎処理区 2.0	
岐阜市	分	55	7	$i=\frac{210}{t^{0.323}}$	0.4～0.75	303	433	650	30	—	
京都市	合	52	5	ブリックス公式	0.1～0.6	300	400	520	0	5.3	

（注）　「昭４０年公共下水道統計」による。

１－３　観測地点の状況

表４－４　観　測　地　点　概　要

調査年度	都市名	排水区名	観測地点概要					雨量計設置場所と状況	備考
			管渠形状・規模	直線距離	勾配	横流入状況	交通量状況等		
昭42,43	東京都	谷端川	矩形 6.0×3.3 (m)	(m) 400	(0/00) 3.86	極めて少い	交通量ほとんどなし	板橋第２小学校校庭 貫和中学校屋上 東京都第４建設事務所	水位上下流２点観測（２００m間隔）
昭42	豊橋市	花田	馬蹄形 1.8×1.65	150	1.7	〃	〃	大塚公園	水位１点観測
昭42	名古屋市	田光	円形 1.5	120	2.3	〃	〃	津賀田中学校	〃
昭42,43	名古屋市	千年	円形 1.5	150	0.925	〃	〃	西築地小学校	〃
昭42,43	岐阜市	滑水川	台形 6.0×0.7	200	1.7	なし	公園内で交通量なし	徹明小学校 気象台及び木曽川上流管理事務所	〃
昭42	京都市	中部第１	円形 1.65	150	3.6	極めて少い	かなり多い	烏丸中学校	〃
昭43	豊橋市	八町	馬蹄形 1.95×1.95	120	1.2	〃	歩道側であり自動車交通による障害発生の危険なし	喜見寺内墓地	〃
昭43	京都市	中部第１	矩形 3.0×1.93	115	2.6	なし	交通量ほとんどなし	吉祥院処理物大系材料置場	〃

§ 2. 観測に基づくピーク流出係数

2－1　解析法：流出係数の求め方は，石原・高棹の理論に基づいて図２－１のようにして求める。

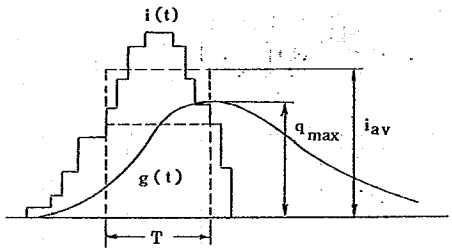


図４－１　　流出係数の求め方

$$C_p = q_{max} / i_{av} \qquad (3-1)$$

但し，q_{max} ，i_{av}，i(t)，q(t)の単位は，㎜／hr　である。

図２－２のような多重降雨の場合は，図２－３に示すように単一降雨に分離する。

こゝで流達時間は，図２－１に示すＴである。

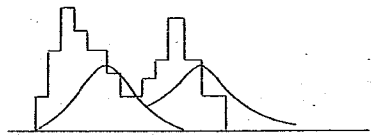


図４－２　　多重降雨の分離

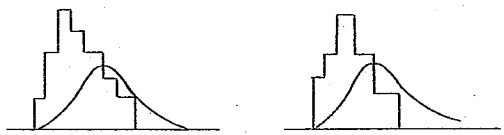


図４－３　　単一降雨に分離した場合

2－2　観　測　結　果

(1)　昭和４２年度観測結果

表４－５

都市名（排水区名）	観測月日	流出係数	最大降雨強度 (mm/hr)	流達時間 (min)	流達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)	不浸透面積率 (%)	総流出係数	都市名（排水区名）	観測月日	流出係数	最大降雨強度 (mm/hr)	流達時間 (min)	流達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)	不浸透面積率 (%)	総流出係数
東京都（谷端川）	5. 1	0.25	30	30	9.33	55	0.58	東京都（谷端川）	1018	0.48	24	70	2.10	55	0.59
	5. 7	0.37	7	60	2.74	〃	0.27		1027	0.51	39	50	3.90	〃	0.47
	6.10	0.34	6	80	1.75	〃	0.21		1027	0.62	60	80	5.00	〃	0.47
	6.11	0.33	54	45	4.450	〃	0.37		1027	0.50	44	10	4.40	〃	0.47
	6.15	0.50	84	25	4.920	〃	0.72		1028	0.53	220	40	19.50	〃	0.47
	6.22	0.47	78	35	3.10	〃	0.48	豊橋市（花田）	822	0.45	456	15	37.80	43	0.53
	6.22	0.51	115	55	4.90	〃	0.68		822	0.46	438	17	23.70	〃	0.53
	6.28	0.52	76	85	5.05	〃	0.43		822	0.59	393	34	21.60	〃	0.53
	7. 3	0.41	48	80	4.15	〃	0.40	名古屋市（田光）	719	0.41	42	155	15.02	39	0.74
	7. 6	0.48	192	45	8.75	〃	0.49		719	0.61	58	145	23.50	〃	0.74
	7. 6	0.53	256	75	18.50	〃	0.95		822	0.33	235	85	6.40	〃	0.63
	7. 9	0.49	103	10	10.00	〃	0.77		822	0.37	36	95	20.00	〃	0.63
	7.10	0.45	43	50	3.20	〃	0.40		822	0.85	29	65	13.00	〃	0.63
	7.10	0.46	32	95	1.10	〃	0.29		913	0.73	30	150	13.89	〃	0.72
	7.24	0.85	101	60	6.00	〃	0.40	名古屋市（千年）	822	0.64	31	345	10.15	57	0.58
	822	0.69	123	50	2.76	〃	0.91		913	0.57	255	310	12.75	〃	0.60
	911	0.51	108	10	6.85	〃	0.65		913	0.46	165	235	4.93	〃	0.60
	912	0.57	425	30	16.30	〃	0.55	岐阜市（清水川）	7. 6	0.38	276	42	8.29	82	0.43
	912	0.43	66	65	2.80	〃	0.55		712	0.47	84	59	1.80	〃	0.91
	918	0.61	34	50	2.30	〃	0.42		712	0.54	208	45	6.76	〃	0.91
	921	0.53	75	70	4.20	〃	0.40		719	0.32	81	43	35.85	〃	0.62
	921	0.51	221	10	21.70	〃	0.40		719	0.29	216	41	4.89	〃	0.62
	925	0.49	81	60	2.16	〃	0.31		823	0.58	396	42	12.92	〃	0.65
	930	0.40	16	110	1.50	〃	0.38	京都市（御所方面）	822	0.55	30	19	12.45	44	0.68
	1013	0.37	90	55	3.10	〃	0.28		831	0.56	324	165	16.46	〃	0.55
	1017	0.39	23	45	1.28	〃	0.59								

（注）　不浸透面積率とは $\frac{\text{（建物・コンクリート・アスファルト・簡易舗装部分の面積）}}{\text{（排水区全面積）}}$ である。

(ロ) 昭和43年度観測結果

表 2 － 6

都市名(排水区名)	観測月日	流出係数	最大降雨強度	流達時間	流達時間内の平均降雨強度	不浸透面積率	総流出係数	都市名(排水区名)	観測月日	流出係数	最大降雨強度	流達時間	流達時間内の平均降雨強度	不浸透面積率	総流出係数
			(mm/hr)	(min)	(mm/hr)	(%)					(mm/hr)	(min)	(mm/hr)	(%)	
東京都(谷端川)	6.21	0.53	41.22	50	12.75	55	0.485	岐阜市(清水川)	6.26	0.48	180	70	6.86	82	0.47
	6.22	0.55	33.27	35	14.02	〃	0.542		6.28	0.38	84	65	5.07	〃	0.34
	7. 6	0.59	16.50	25	10.95	〃	0.612		7. 2	0.48	180	110	9.93	〃	0.49
	8.13	0.63	45.53	35	36.70	〃	0.568		7. 5	0.34	120	60	6.00	〃	0.27
	9.88	0.47	16.90	50	7.03	〃	0.596		7.16	0.45	7.2	105	4.56	〃	0.46
	9.24	0.60	9.42	25	6.36	〃	0.722		8.17	0.51	60	60	8.50	〃	0.48
	9.24	0.45	9.87	35	7.32	〃	0.590		8.21	0.32	36	45	1.36	〃	0.42
豊橋市(八町)	7.28	0.81	15.66	20	12.6	78	0.80		8.26	0.70	36	80	18.38	〃	0.99
	7.29	0.68	25.22	20	18.1	〃	0.70		8.27	0.76	12	60	7.30	〃	0.64
	8.11	0.61	36.00	15	22.0	〃	—		8.27	0.89	180	90	7.33	〃	0.64
	8.26	0.58	39.66	15	23.6	〃	0.80		8.29	0.84	90.0	75	24.48	〃	0.69
	8.26	0.54	30.00	15	24.0	〃	0.80		9.30	0.53	54.0	55	31.63	〃	0.74
	8.27	0.44	36.00	15	30.0	〃	0.75	京都市(中部第一吉祥院方面)	6.16	0.76	7.2	45	4.68	63	0.55
	8.27	0.78	45.66	10	18.0	〃	0.75		6.25	0.47	6	55	4.28	〃	0.55
名古屋市(千年南部)	6.16	0.83	12	50	5.16	57	0.56		6.25	0.61	84	40	6.00	〃	0.55
	6.28	0.76	26.40	45	11.73	〃	0.57		6.28	0.60	72.0	30	18.00	〃	0.65
	6.28	0.62	25.80	30	16.00	〃	0.57		8. 1	0.48	120	335	8.4	〃	0.68
	7. 2	0.75	12.	45	7.92	〃	0.51		8. 2	0.43	48.0	40	2.64	〃	0.68
	7. 2	0.57	15.60	55	9.82	〃	0.51		8. 5	0.31	72.0	30	4.6.	〃	0.49
	7. 2	0.63	10.80	35	7.61	〃	0.51		8.26	0.38	98.0	38	44.86	〃	0.70
	7. 6	0.33	42	25	15.12	〃	0.57		8.27	0.45	60.0	40	38.27	〃	0.60
	8.11	0.50	21.60	30	11.60	〃	0.51		8.22	0.68	20.4	38	12.96	〃	0.60
	8.25	0.57	16.20	35	10.85	〃	0.47		9.22	0.70	16.8	375	10.80	〃	0.59
	8.26	0.61	46.80	20	26.25	〃	0.47		9.29	0.54	26.4	50	20.76	〃	0.62
	8.22	0.52	36.60	20	25.80	〃	0.47		9.30	0.33	9.6.	30	3.549	〃	0.49
	8.27	0.74	28.80	45	11.07	〃	0.63		10. 4	0.73	14.4	55	7.53	〃	0.64
	8.28	0.71	13.80	45	7.40	〃	0.70		10. 9	0.67	18.8	90	7.07	〃	0.67
	8.29	0.43	30.60	25	10.08	〃	0.70								
	8.29	0.72	25.80	30	6.68	〃	0.70								
	8.29	0.84	23.40	50	12.00	〃	0.70								

2－3　ピーク流出係数に関する解析と考察

観測結果は，不規則にばらついていて，一般的な傾向を推定することは極めて困難である。非常に弱い降雨であってもかなり大きな流出係数値を記録している。

2－2の観測結果から最大値と最小値のレインジを都市別に求めると表4－7のようになる。

表4－7

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 (%)	平均地盤勾配 (0/00)
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	中部第一（御所方面）	0.76～0.31	2	44	7.9
	同（吉祥院方面）	0.56～0.55	15	63	8.2

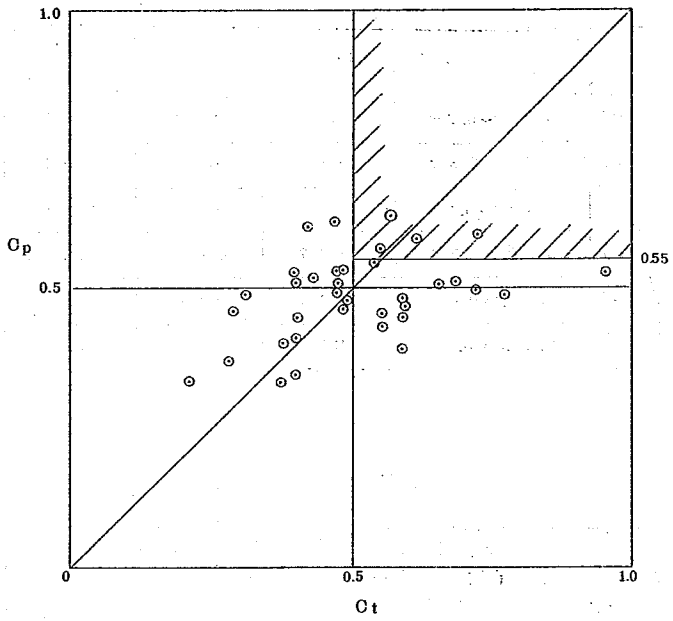
最大値と最小値の比率は，東京の場合2.75，豊橋の場合1.84，名古屋の場合2.60，岐阜市の場合3.0，京都市の場合2.45となり，そのレインジは非常に大きい。真の流出係数値としては，このレインジの中のどの値になるのか？，あまりにレインジが大きいために真の流出係数値を決定することは容易ではない。このような大きな差の生ずる原因は，排水区域の水文学的な条件が時々刻々変化するためである。データを比較するためには，この水文学的な条件をなるべく統一しなければならない。そこでこの統一の一手段として総流出係数が0.5以上の降雨で，かつピーク流出係数が上表の不浸透面積率（小数で）以上の降雨に限って解析対象とする。総流出係数が大きいということは，総雨量が大きい場合か又は，総雨量が小さくても該当降雨の前の時期にかなりの降雨があった場合であって，いずれの場合でも降雨の大小にかゝわらず排水区域の水文学的条件は類似していると考えてよいことになる。また不浸透面積率よりも大きいということは，降雨強度の時間的な変化がかなり大きいことを示しているものと考えられること及び，不浸透域での雨水の損失が無視できる程度に降雨が大きかったことを意味していると考える。このような見地から都市別に$C_t - C_p$の関係，及び$C_p - i$の関係を図示したものが図4－4～図4－9である。図でみる限りC_p と i の間には，判然とした函数関係はみられない。このようにして観測結果から，排水区域の水文学的条件がほぼ同一で，かつ降雨の大きなものを抽出して都市別にC_p のレインジ及びその平均値を求めると次表のようになる。

表４－８　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のレインジ	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（八町）		0.78～0.81	1.04	0.80	0.01
名古屋	（田光）	0.41～0.85	2.1	0.70	0.21
	（千年）	0.57～0.84	1.47	0.69	0.21
岐阜（清水川）		0.84～0.89	1.11	0.87	0.02
京都（中部第一）		0.63～0.76	1.20	0.71	0.07

表４－９　C_p に影響を与える排水区域特性値

都市名（排水区名）	不浸透面積率 r（%）	勾配 S(0/00)	総面積 A(ha)	r/A	$r(\frac{S}{A})$
東京（谷端川）	55	14.8	540	0.1	1.51
豊橋（八町）	78	5.5	68	1.14	6.3
名古屋（田光）	39	7.3	51	0.76	5.58
〃（千年）	57	1.5	81	0.70	1.06
岐阜（清水川）	82	5.0	106	0.77	3.9
京都（中部第一）	63	8.2	153	0.41	3.37



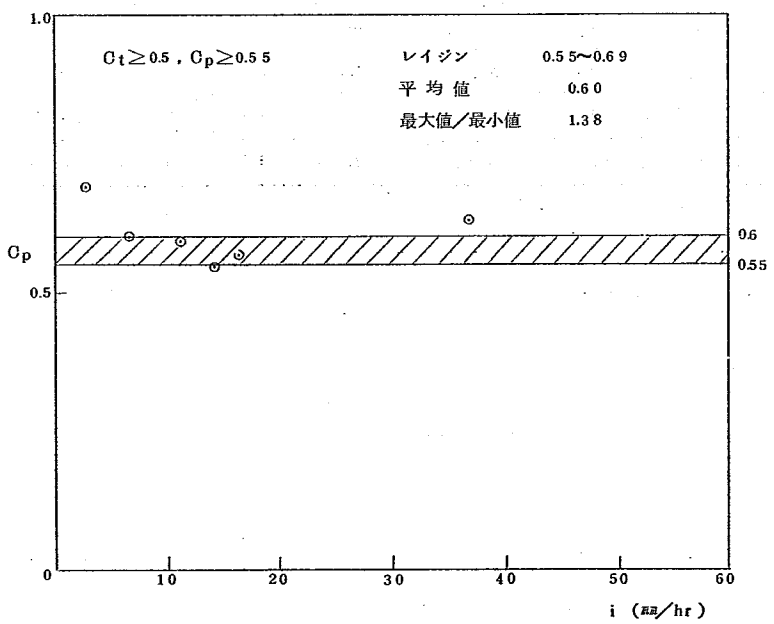
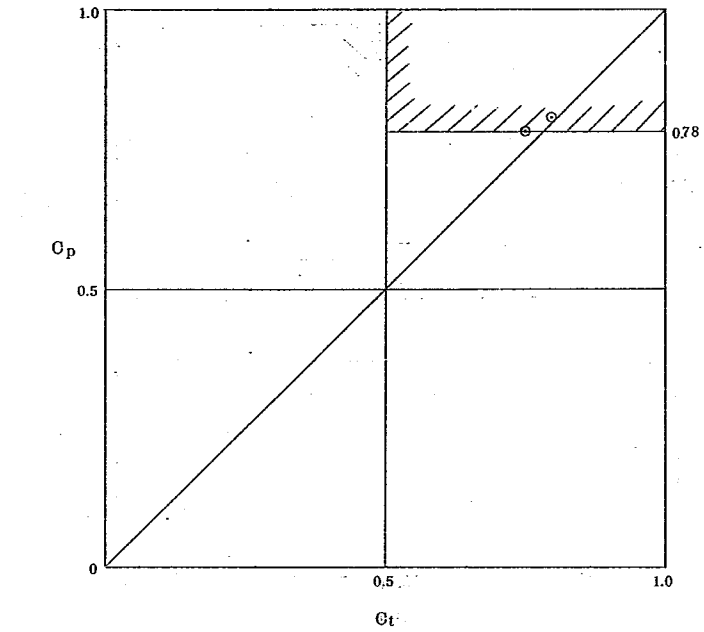


図4－4　東京都（谷端川排水区）



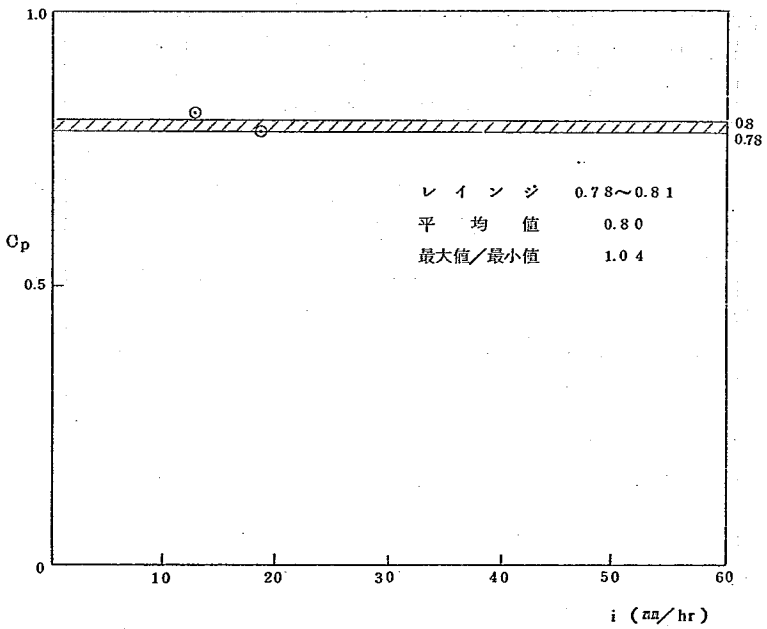
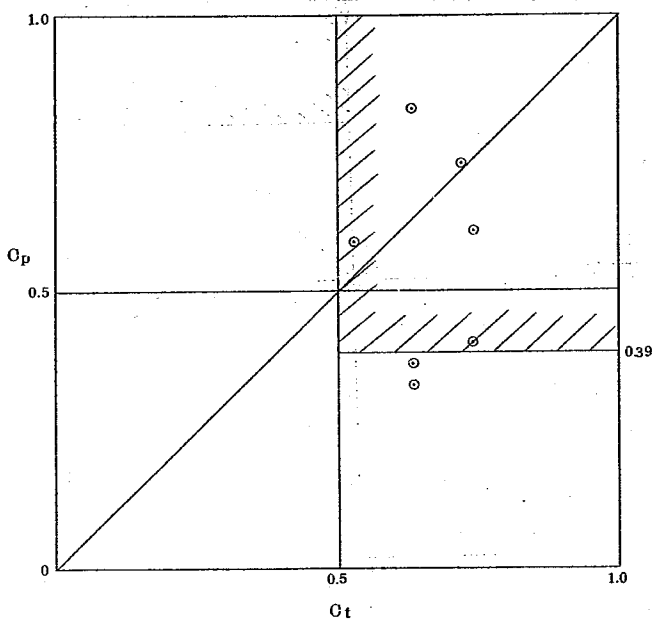


図４－５　　登 橋 市（八町排水区）



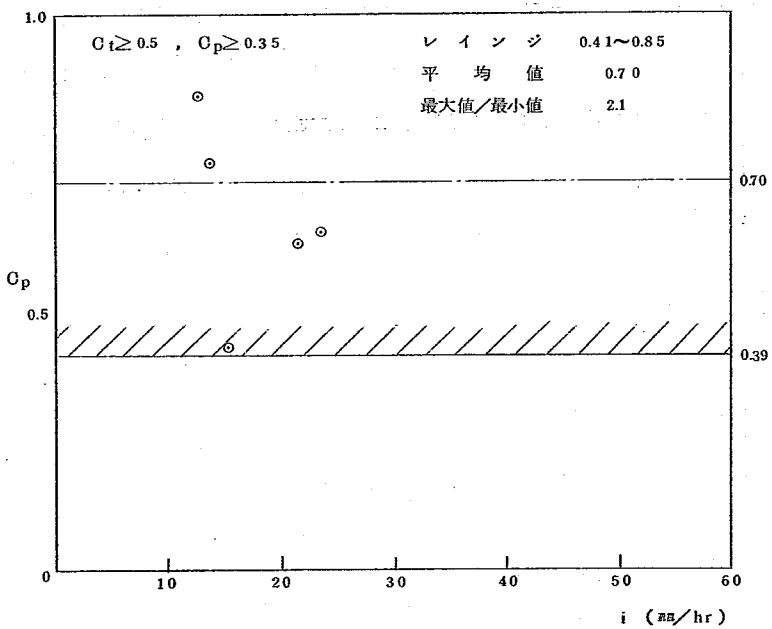
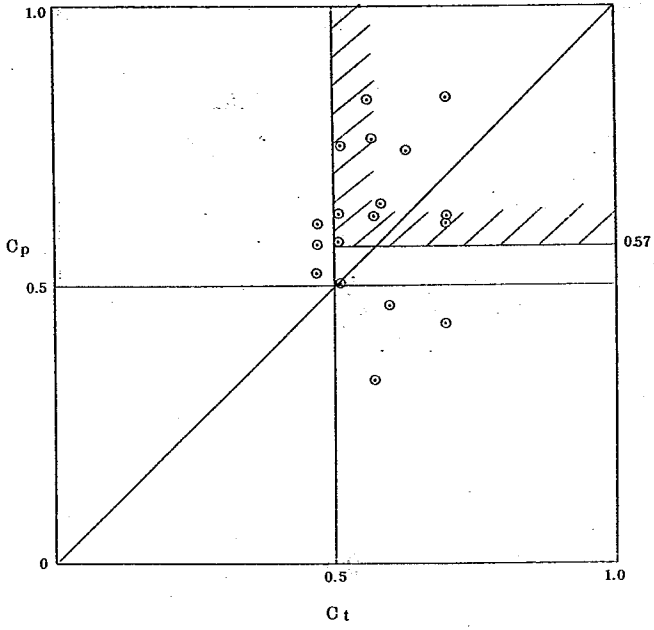


図4－6　名古屋市（田光排水区）



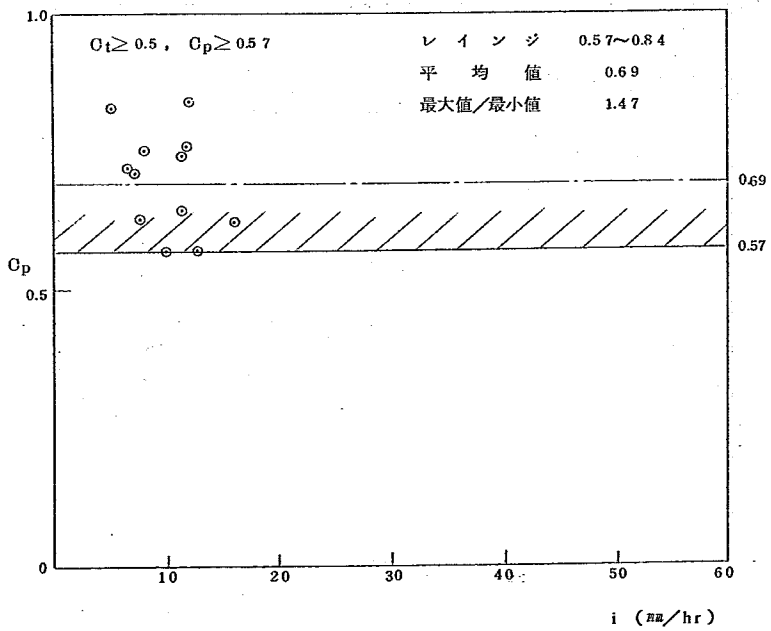
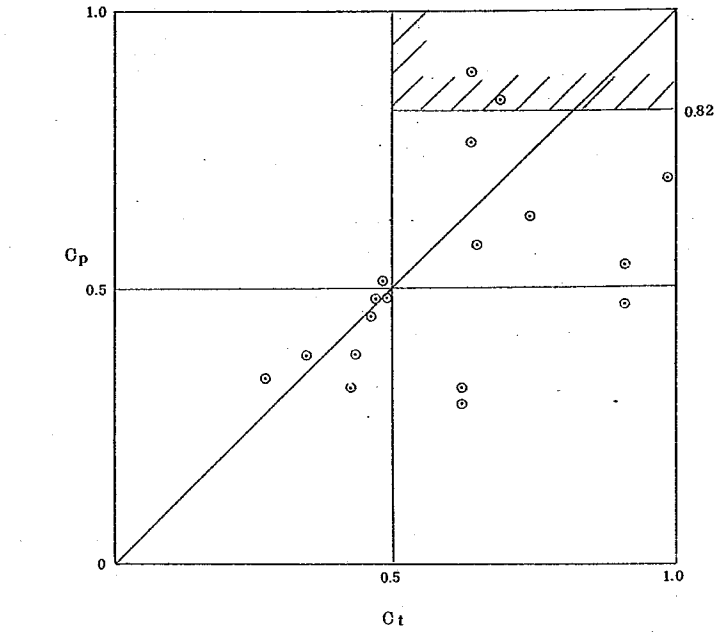


図４－７　　名古屋市（千年南部排水区）



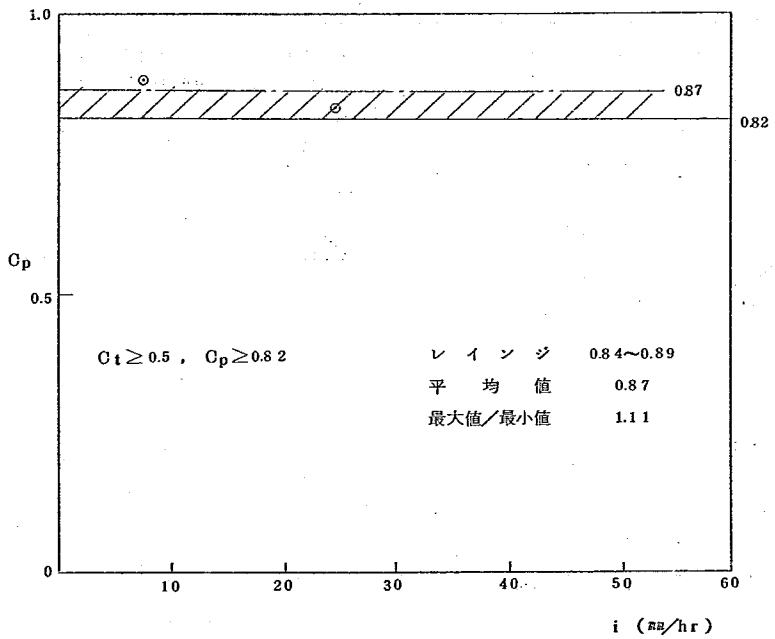


図４－８　岐阜市（清水川排水区）

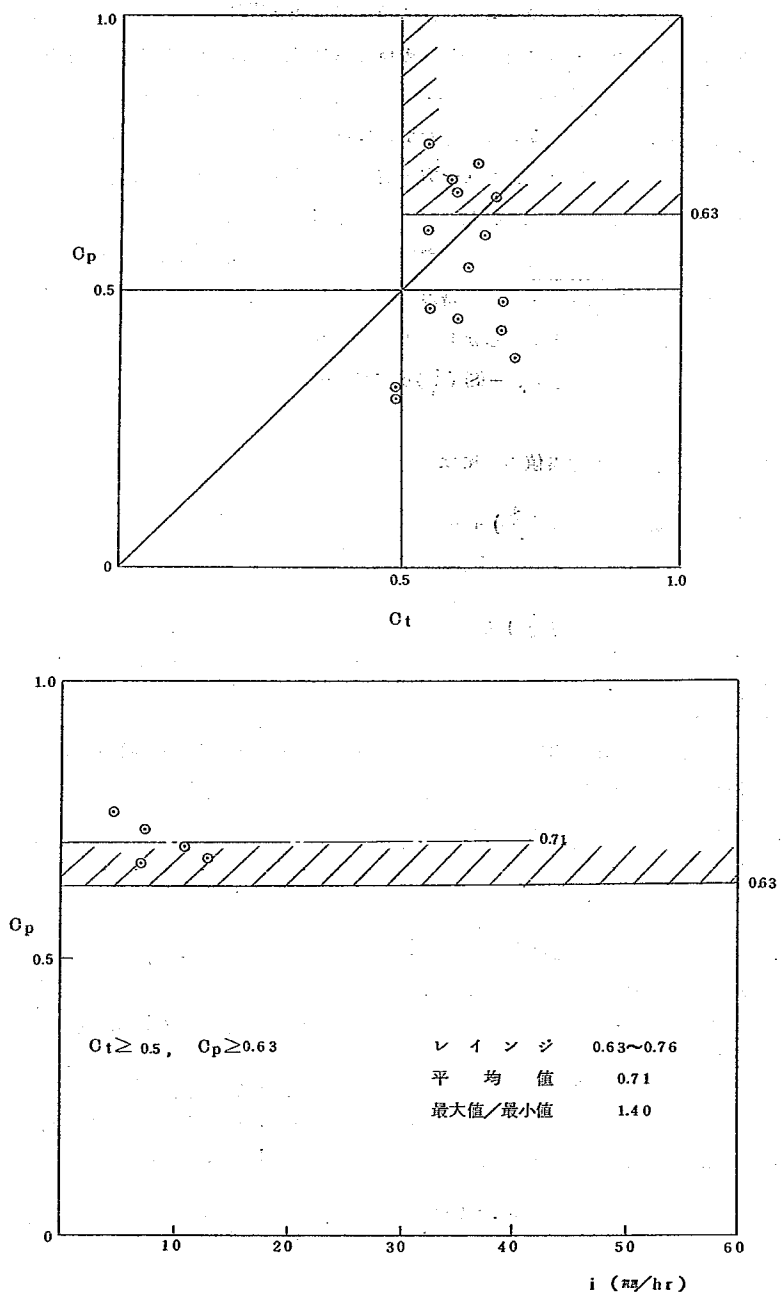


図４－９　京都市（中部第一排水区吉祥院方面）

このような操作が必要となる理由は，比較の基準を統一しないで統計処理をした場合結果が小さな値の側に引かれる恐れが大きく，そのため誤った結果を得ることになるためである。

ピーク流出係数値とこれに影響を与えると考えられる排水区域の諸特性値との関係を表示したものが表４－９である。C_p －r の間には，r が大きいほど C_p も大きくなるという関係，C_p －A の間には，逆に A が大なるほど C_p が小になるという関係があるものと考えられる。

C_p －S の間には，一般に以上のような一方の増減に伴う地方の増減又は減増の関係は明瞭にならないのではないかと考えられる。というのは，都市域では，家屋が存在する以上地表勾配は，ある一定の範囲おそらくはほとんど同程度の値となるから，地表平均勾配は急峻であっても部分的にみた地表勾配は緩く，つまり階段状に開発されるため，その段差を無視すると地表勾配は極めて緩くなるからである。しかし一応 C_p －S の間には S が増加すれば C_p は増加するという関係があるものとし，C_p －(S) $(\frac{r}{A})$ 及び C_p －r/A の関係を図示してみると図４－１０～図４－１１となる。

この図によると　C_p と各示標値の間には

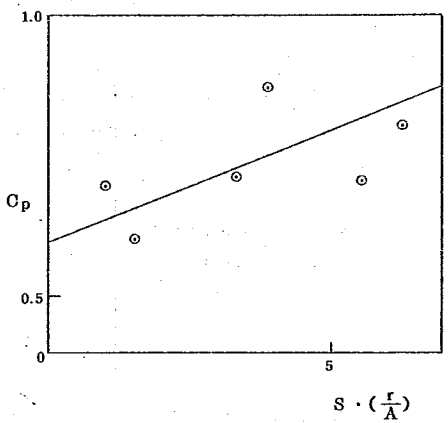
$$C_p = 0.0374\left(\frac{rS}{A}\right) + 0.6$$

又は

$$C_p = 0.0222\left(\frac{r}{A}\right) + 0.6$$

なる関係があるようである。

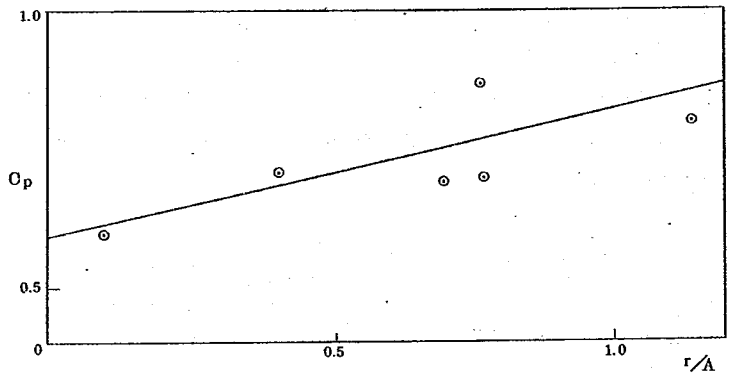
この関係は．C_p の平均値に対するものであって，平均値に対して２割程度の誤差があることに留意しなければならない。



$$C_p = 0.0374\left(\frac{rS}{A}\right) + 0.6$$

r：不浸透面積率（%）
S：地盤平均勾配（0/00）
A：排水面積（ha）

図４－１０



$C_p = 0.0222\left(\frac{r}{A}\right) + 0.6$

r：不浸透面積率（%）

A：排水面積（ha）

図 4 － 1 1

§ 3. 総流出係数とピーク流出係数

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 ＝直接流出量／総雨量

直接流出量＝（総雨量）－（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成分即ち表面，中間，基底のどの部分までを対象にするかで，総流出係数値は非常に違った値となってくるので注意を要する。

3 － 2 観 測 結 果

昭和42年度及び43年度の観測結果を表4－10及び4－11に示す。また，前節の図4－4～図4－9にピーク流出係数と総流出係数との間の関係を，本節の図4－12～図4－15に総雨量と総損失量との関係及び総流出係数と総雨量との関係を図示してある。

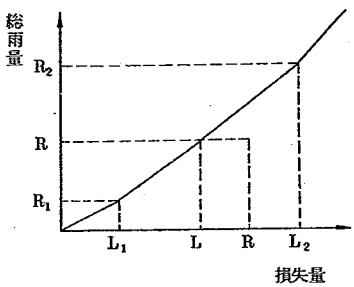
3 － 3 考 察

(1) 総雨量と損失量の関係

一般的には図のように総雨量がR_1以上になると雨量の1部分は，直接表面流出する。

総雨量が多ければ多いほど直接表面流出分は多くなる。

しかし観測データからはR_1がどの程度の値であるか判然としない。観測結果に示すような中小降雨



では総雨量と損失量との間にはほぼ直線関係が認められるようである。

(2) 総流出係数と総雨量の関係及び総流出係数の値

データは非常にばらついているようであるが，総雨量と総損失量との間の直線関係を利用して，総流出係数と総雨量の関係をみなおすと，総流出係数は，少くとも総雨量が40～50㎜以上の部分では一定値になるようである。

都市別にその値を示すと次のとおりである。

都市名	総流出係数	浸透面積率(%)	不浸透面積率(%)	面積 (ha)
東京都	0.46	45	55	540
名古屋市	0.60	43	57	81
岐阜市	0.51	18	82	106
京都市	0.62	37	63	153

(3) 総流出係数とピーク流出係数との比較

前節で述べたピーク流出係数の平均値と上述の総流出係数値とを比較すると下表のようになる。

都市名	総流出係数	平均ピーク流出係数
東京都	0.46	0.60
名古屋市	0.60	0.69
岐阜市	0.51	0.87
京都市	0.62	0.71

この表によると，あきらかにピーク流出係数が総流出係数より大きいことになる。以上のように50㎜以内の中小降雨では総流出係数は以上のように小さくなるが，100㎜程度以上の大降雨では総流出係数はさらに大きくなると考えられる。従ってこゝに述べる総流出係数には意味がなく，むしろ第5章第3節で述べるような結果こそ意味があるのである。

(イ) 表４－１０　昭和４２年度観測結果

都市名	観測月日	総流出係数	総雨量	直接流出総量	総損失量	不浸透面積率
			(mm)	(mm)	(mm)	(%)
東京都（谷端川）	5. 1	0.58	5996	3443	2553	5 5
	5. 7	0.27	8.004	2.171	5883	〃
	6.10	0.21	6875	1465	5410	〃
	6.11	0.37	55523	20612	34911	〃
	6.15	0.72	24.501	17.66	6841	〃
	6.22	0.62	12718	7.893	4825	〃
	6.28	0.43	25408	11.000	14408	〃
	7. 3	0.40	10.086	4.000	6.086	〃
	7. 9	0.68	24586	16866	7.726	〃
	7.10	0.40	4.920	1.95	2.970	〃
	7.10	0.29	1.975	058	1.395	〃
	7.13	0.07	1.562	011	1.452	〃
	7.24	0.40	887	356	5310	〃
	8.21	0.91	8133	7.37	0.763	〃
	9.12	0.65	2903	1875	1028	〃
	9.13	0.55	5.185	284	2.345	〃
	9.18	0.42	11.977	496	7.7017	〃
	9.20	0.40	54601	21.9	32.701	〃

都市名	観測月日	総流出係数	総雨量	直接流出総量	総損失量	不浸透面積率
			(mm)	(mm)	(mm)	(%)
東京都（谷端川）	9.25	0.31	5.79	1.78	4.01	5 5
	9.30	0.38	11.94	4.53	7.41	〃
	10.13	0.28	3.83	1.06	2.77	〃
	10.17	0.59	17.75	10.45	7.30	〃
	10.27	0.47	8.093	3.775	4.318	〃
登橋市（石田）	8.22	0.53	8.530	4.470	4.060	4/3
名古屋市（田光）	7.19	0.74	1.330	980	3.50	3 9
	8.22	0.63	1.605	10.10	5.95	〃
	9.13	0.72	457	333	127	〃
	8.22	0.58	805	466	339	5 7
	9.13	0.60	852	5.10	3.42	〃
岐阜市（清水川）	7. 6	0.43	570	2.43	327	8 0
	7.12	0.91	180	1.65	0.15	〃
	7.19	0.68	2.570	1.760	810	〃
	7.19	0.62	320	200	120	〃
	8.23	0.65	2.160	1.390	7.70	〃
京都市中部第1	8.22	0.68	630	430	200	4 4
	8.31	0.55	7.87	436	351	〃

(注) 京都市中部第１は表４－１１とは違った区域である。

(ロ) 表４－１１　昭和４３年度観測結果

都市名	観測月日	総流出係数	総雨量	直接流出総量	総損失量	不浸透面積率
			(mm)	(mm)	(mm)	(%)
東京都（谷端川）	6.19	0.286	9.10	2.60	6.50	5 5
	6.21	0.485	1.182	5.74	6.08	〃
	6.22	0.542	398	487	4.11	〃
	7. 6	0.690	1.898	1.302	596	〃
	8.13	0.568	3.730	21.20	16.10	〃
	8.26	0.677	1.111	7.51	3.60	〃
	8.31	0.485	1.147	556	5.91	〃
	9.88	0.596	822	4.90	3.32	〃
	9.24	0.650	7.79	5.04	2.75	〃
名古屋市（千年南部）	6.15	0.56	2.304	1.285	10.19	5 7
	6.28	0.57	3.970	22.72	16.98	〃
	7. 2	0.51	4.968	2.526	24.42	〃
	7. 5	0.57	6.920	32.42	29.72	〃
	8. 1	0.51	10.43	529	5.14	〃
	8.25	0.47	2.445	11.54	12.91	〃
	8.27	0.63	3.205	20.35	11.70	〃
	8.28	0.70	2.048	1.436	6.12	〃
	8.29	0.70	3.555	2.481	10.74	〃
	9.13	0.49	4.765	2.356	24.09	〃
	10. 3	0.54	2.951	1.606	13.45	〃
	6.26	0.47	49	232	25.8	8 2
	6.28	0.34	9	3.1	5.9	〃

都市名	観測月日	総流出係数	総雨量	直接流出総量	総損失量	不浸透面積率
			(mm)	(mm)	(mm)	(%)
岐阜市（清水川）	7. 2	0.49	77	37.7	3.93	8 2
	7. 5	0.27	2.95	7.9	21.6	〃
	7.16	0.46	85	39	4.6	〃
	8.17	0.48	8.5	4.1	44	〃
	8.21	0.42	9.5	4.0	5.5	〃
	8.27	0.26	44	22.7	11.3	〃
	8.29	0.69	47	32.4	14.6	〃
	9.30	0.74	41.50	30.7	10.8	〃
京都市（中部第一吉祥院方面）	6.16	0.55	1.45	8.03	6.47	6 3
	6.25	0.55	11.00	6.02	4.98	〃
	6.26	0.77	3.50	2.71	0.79	〃
	6.28	0.65	33.00	21.30	11.70	〃
	8.22	0.68	17.00	11.86	5.14	〃
	8.55	0.49	23.00	11.34	11.66	〃
	8.26	0.70	32.00	22.50	9.50	〃
	8.27	0.60	70.00	42.24	27.76	〃
	9.22	0.59	14.00	8.822	5.68	〃
	9.29	0.63	24.00	15.00	9.00	〃
	9.30	0.49	18.50	9.04	9.36	〃
	10. 4	0.64	32.00	20.30	11.70	〃
	10. 9	0.67	36.0	24.26	11.74	〃

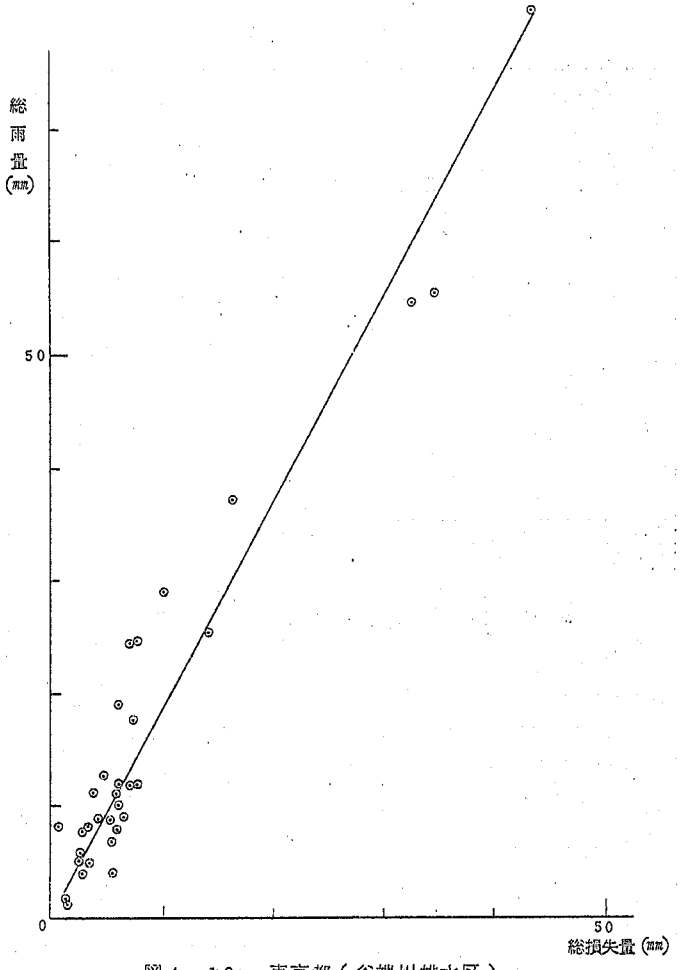


図４－１２　東京都（谷端川排水区）

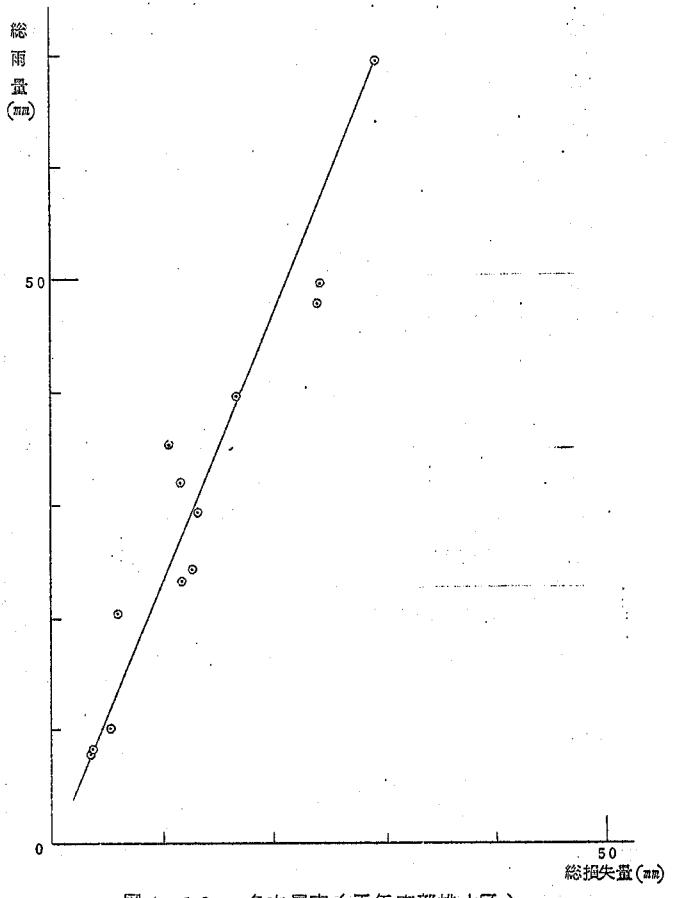


図４－１３　名古屋市（千年南部排水区）

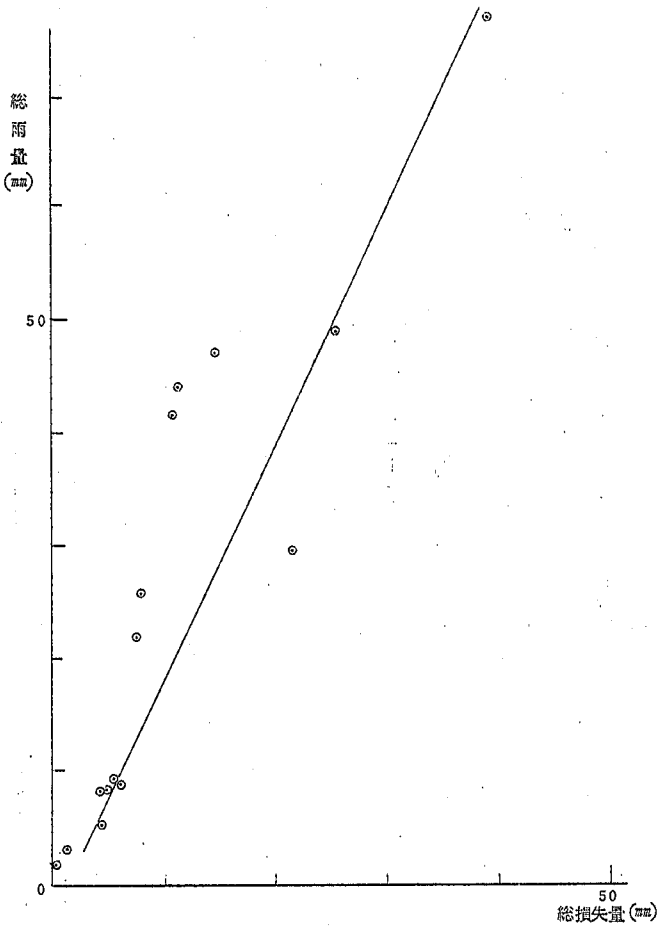


図４－１４　岐阜市（滑水川排水区）

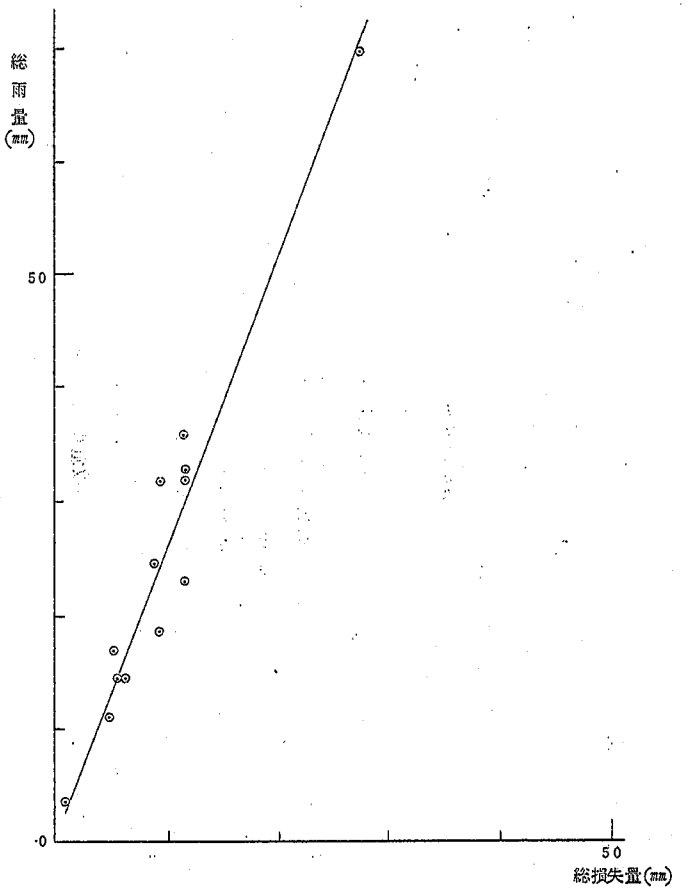


図４－１５　京都市（中部第一排水区）
吉祥院方面

§ 4. 工種別の流出係数

およそ3㎡の小試験地を設けて，実験的に工種別の流出係数を求めた結果が表4－12である。この結果によると不浸透な屋根や道路については流出係数値が極めて1に近い。ところが浸透域に於る流出係数値は，土質，締め固めの程度，地被状態に応じてその値が非常に変化している。雨水排除施設設計のために浸透域の妥当な流出係数値を決定することは極めて重要なことであるといえる。

表4－12　実験に基づく工種別の流出係数値

基礎工種		流出係数のインジ	平均値	備考
屋根（カソラ）		0.999～0.995	0.997	勾配　30％
コンクリート舗装道		0.979～0.882	0.930	勾配　2％
未舗装道間地	細砂性	0.120～0.034	0.077	締め固め勾配　2％
	粘土性	0.781～0.528	0.654	同　上

実際都市の浸透域と不浸透域の流出係数値の実態をしらべるために上記の実験値を応用して次のように解析してみた。

$$C_1 \rho_1 + C_2 \rho_2 + C_3 \rho_3 = C \qquad (1)$$

$$C_1 / C_2 \fallingdotseq 1 \qquad (2)$$

$$C_1 / C_3 \fallingdotseq 1.5 \sim 1\,3 \qquad (3)$$

こゝで　C：流出係数，　ρ：ある工種の面積比率

サフィクス：1は屋根，2は道路，3は間地その他を示す。

(1)，(2)，(3)に前節までに求めてあるρ_1，ρ_2，ρ_3及び実測のCを代入して都市別に図示すると，図4－16のようになる。斜線部分に入った直線上のすべての点が求める流出係数に該当する。

これを都市別に求めると表4－13のようになる。

屋根や道路の流出係数は実験によると極めて1に近いし常識的にもこの事実は妥当なものとして納得できる。したがって屋根及び道路については最大の流出係数を，その他間地等については屋根及び道路に対応した最小の流出係数を採用することが妥当なものと考えると観測による工種別の流出係数値は，次のように

表4－13　工種別流出係数の実態

都市名	工種別流出係数	
	屋根及び道路	間地その他等
東京都	0.98～0.69　平均 0.84	0.08～0.46　平均 0.27
豊橋市	0.96～0.68　〃 0.82	0.07～0.45　〃 0.26
名古屋市（田光）	1.00～0.82　〃 0.91	0.42～0.55　〃 0.48
名古屋市（千年）	1.0　～0.75　〃 0.88	0.23～0.50　〃 0.36
岐阜市	1.0　～0.91　〃 0.95	0.18～0.61　〃 0.39
京都市	1.0　～0.81　〃 0.91	0.23～0.54　〃 0.38

なる。

屋根及び道路　　1.0～0.96

その他間地等　　0.42～0.07

また次のようにも考えられる。即ち，実験的に求めた不浸透域の流出係数が1に近い理由は，試験地面積が数㎡というように狭いため貯留が含まれないことにある。実都市では，面積が数10倍以上も広く当然貯留が考えられるので，不浸透域の流出係数も1よりは，はるかに小さくなる。このような考えは妥当である。そこで一応実都市に於る貯留をも含めた流出係数として表4－13に示す平均の値を採用するとして

屋根及び道路

0.95～0.82

その他間地等

0.48～0.26

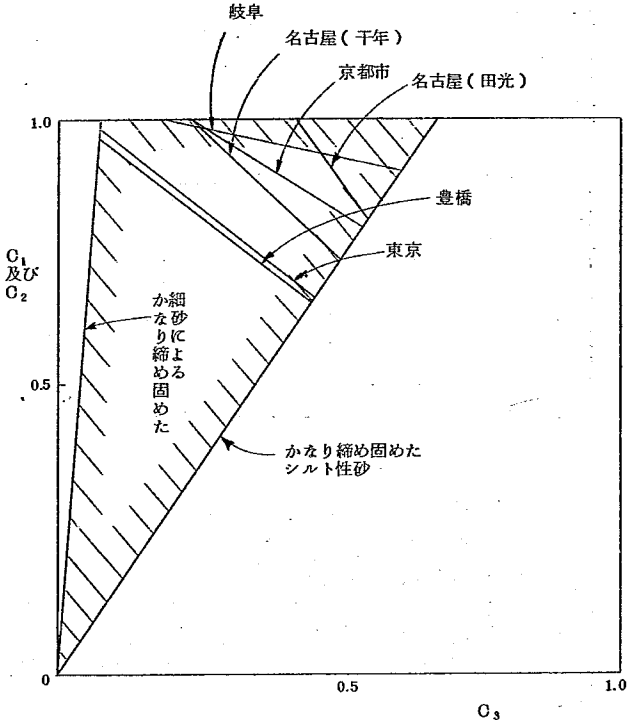


図 4－16

以上から次節の計算では，後者の値を採用することにする。

この結果からもわかるように土質とその締め固め状態及び地被状態によって流出係数値は大巾に変化するので浸透域の流出係数の決定に当っては，上記の条件を充分に吟味し模型実験を行われるべきであることを強調したい。

§5. 用途地域別の流出係数

5－1　用途地域別流出係数の計算方法

容積制限は，次表の様に決められている。建ペイ率を住居地域0.2～0.6，工業及び準工業地域0.6，商業地域0.7～1.0，緑地地域0.1とする。道路面積は，各地域面積の20％とし，完全に舗装されていると仮定する。以上の仮定と，下表の工種別流出係数を用いて用途地域別の流出係数を求めた。

表４－１７　建ペイ率規定

用途地域名	追加制限地域地区	建ペイ率
緑地		0.1
住居	空地地区（第６種）	0.2
	（第７種）	0.3
	（第８種）	0.4
	（第９種）	0.5
	0.6（1－30／A）	
	準防火地域	0.6
工業及び準工業	0.6（1－30／A）	
	準防火地域	0.6
商業		0.7
	準防火地域	0.8
	防火地域	1.0

表４－１８　工種別の流出係数

種別／工種	昭和１０年東京都が行った調査結果による	アメリカの「下水道施設基準」による値	観測に基づく工種別流出係数値	実験に基づく工種別流出係数値
屋根	0.9	0.95～0.75	0.95～0.82	0.999～0.997
道路	0.8	0.95～0.70	0.95～0.82	0.979～0.882
間地	0.2	0.35～0.05	0.48～0.26	0.781～0

５－２　計算結果と考察

表４－１９　用途地域別の流出係数

用途地域名	下水道施設基準	昭和１０年東京都が行った調査による場合	アメリカの下水道施設基準による場合	観測による工種別流出係数による場合	実験による工種別流出係数による場合
住居地域	0.3～0.5	0.43～0.65	0.29～0.76	0.47～0.80	0.34～0.93
工業及び準工業	0.4～0.6	0.65	0.52～0.76	0.64～0.80	0.66～0.91
商業地域	0.6～0.7	0.70～0.88	0.57～0.95	0.68～0.95	0.74～0.99
緑地地域	0.1～0.2	0.37	0.24～0.52	0.42～0.62	0.26～0.84

新しく計算した流出係数値は，アメリカの「下水道施設基準」による値にかなり近いと考えられる。従来から常用されてきた「下水道施設基準」による値よりかなり大きいことは注目に値する。都市化の進行がこのような面でも明確に表われているというべきであろうか？。

§6　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例

6－1　実験式の流出係数計算方法

ピーク流出係数，総流出係数については§2及び§3による。

ピルクリ・チーグラ式の流出係数は，

$$Q_p = C'RA\sqrt[4]{\frac{S}{A}} \quad より \qquad C' = Q_p / RA\sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

R：時間雨量，S：地盤勾配

ブリックス式の流出係数は，

$$Q_p = C'RA^6\sqrt{\frac{S}{A}} \quad より \qquad C' = Q_p / RA^6\sqrt{\frac{S}{A}}$$

R，Sは，上記と同じ。

上の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とった。但し，流出ピーク時の降雨を1時間の最終の値としえるような場合は，流出ピーク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。

6－2　流出係数の比較例

表4－20　流出係数の比較例

都市名（排水区名）	観測月日	ピーク流出係数	総流出係数	ピルクリチーグラ式の流出係数	ブリックス式の流出係数	計算条件
東京都（谷端川）	5. 1	0.25	0.58	1.19	0.89	S＝14.8(0/00) A＝540(ha)
	5. 7	0.37	0.27	0.98	0.73	
	6.10	0.34	0.21	0.75	0.56	
	6.11	0.33	0.37	1.08	0.81	（注） 昭和42年度の観測結果による
	6.15	0.50	0.72	2.44	1.82	
	6.22	0.51	0.68	1.23	0.92	
	6.22	0.47	0.48	1.08	0.80	
	6.28	0.52	0.43	0.17	0.87	
	7. 3	0.41	0.40	0.94	0.71	
	7. 6	0.48	0.49	1.38	1.03	
	7. 6	0.53	0.95	3.18	2.37	
	7. 9	0.49	0.77	4.80	3.57	
	7.10	0.45	0.40	1.25	0.93	
	7.10	0.46	0.29	0.63	0.47	
	7.13	—	0.07	0.55	0.41	
	7.24	—	0.40	0.86	0.64	
	8.21	0.69	0.91	1.98	1.48	
	9.12	0.51	0.65	2.26	1.69	
	9.13	0.57	0.55	2.09	1.56	
	9.18	0.61	0.42	1.53	1.14	
	9.20	0.53	0.40	1.18	0.88	
	9.25	0.49	0.31	1.18	0.88	
	9.30	0.40	0.38	0.92	0.68	
	10.13	0.37	0.28	0.85	0.64	
	10.17	0.39	0.59	1.11	0.83	
	10.27	0.51	0.47	1.35	1.01	

6－3　考　　察

実験式と呼ばれる後の2つの流出係数値は，ほぼ1より大きくなる。

合理式によるピーク流出係数，総流出係数は，1より小さく，現行使用されている値に極めて近い値といえる。

梅雨期と台風期に於て

ピーク流出係数のレインジは0.40～0.61　比率1.5

総流出係数のレインジは0.29～0.95　〃　3.3

ビルクリ・チーグラ式の流出係数のレインジは0.63～4.80　比率7.6

ブリックス式の流出係数のレインジは0.47～3.57　〃　7.6

§7　流出係数選定上の注意

(1) 不浸透域の流出係数は，土質，締め固めの程度，地被状態によって大巾に変化するので，各都市の状況にあった流出係数値を模型実験等とあわせて充分慎重に決定すること。

(2) ピーク流出係数は，総流出係数より一般的に大きいという点に留意して，総流出係数で代用するような場合に充分検討すること。

(3) 用途地域別の流出係数を用いる場合，流出係数には大きな巾があるから，用途地域の将来動向をも含めてどの値をとるべきかは充分慎重に検討すること。

排水面積が大きい場合，貯留量が多くなるため全体的にみた流出係数は排水区域の小さい場合よりも若干小さくなる傾向にあるが，流出係数の決定にあたっては，この点を考慮できる段階でないことに注意して慎重に検討すること。

(5) 地表平均勾配が比較的急であってもまた緩るくても流出係数はそれほど大きく変らない。

(6) 実験式の流出係数は合理式の流出係数よりはるかに大きいことに留意し，実験式を用いる場合は，実測の流出係数値によるべきである。

§8　流達時間の実態

8－1　流達時間の求めかた

図4－1に示すTが流達時間である。観測した降雨量及び流出量の時間曲線より図式的に求める。

8－2　観　測　結　果

表4－21及び表4－22にかかげるとおりであり，都市別に流達時間と平均降雨強度との関係関係を図示したものが図4－17～図4－21である。

8－3　考　　察

データ数が少いので充分には検討ができないが，おゝむね下水道設計で採用される降雨強度程度では，流達時間はほぼ一定値に近いようである。

表４－２３

都市名	流達時間（分）	
	強度40の場合	強度50の場合
東京都（谷端川）	２０	２０
豊橋市（花田）	１４	１３
豊橋市（八町）	１５	１４
名古屋市（田光）	８	８
名古屋市（千年）	１３	１１
岐阜市（清水川）	３９	３３
京都市（中部第一）	１２	１０

流達時間は，左表にみるように３３～１０分とかなり大巾な差が認められる理由は，調査排水区の特性表でみるようにかなり調査排水区間の水文水理特性が違っているためである。

(イ) 表４－２１　昭和４２年度観測結果

都市名（排水区域）	観測月日	流達時間	最大降雨強度	平均降雨強度	不浸透面積率	都市名（排水区域）	観測月日	流達時間	最大降雨強度	平均降雨強度	不浸透面積率
		(min)	(mm/hr)	(mm/hr)	(%)			(min)	(mm/hr)	(mm/hr)	(%)
東京都（谷端川）	5. 1	３０	３０	9.3３	５５	豊橋市（花田）	10.27	５０	3.9	3.9	５５
	5. 7	６０	７	2.7４	〃		8.22	１５	45.6	37.8	４４
	6.10	８０	６	1.7５	〃		8.22	１７	43.8	23.7	〃
	6.11	４５	５４	44.5	〃		8.22	３４	39.3	21.6	〃
	6.15	２５	８４	49.2	〃	名古屋市（田光）	7.19	１５.５	４２	１５.０	３９
	6.22	３５	７.８	３.１	〃		7.19	１４.５	５８	２３.５	〃
	6.22	５５	１１.５	４.９	〃		8.22	８.５	２３.５	６.４	〃
	6.28	８５	７.６	５.０５	〃		8.22	９.５	３６	２０	〃
	7. 3	８０	４８	4.1５	〃		8.22	６.５	２９	１３	〃
	7. 6	４５	１９.２	８.７５	〃		9.13	１５.０	３０	１３.９	〃
	7. 6	７.５	２５.６	１８.５	〃	名古屋市（千年）	8.22	３４.５	３１	１０.２	５７
	7. 9	１０	１０.３	１０	〃		9.13	３１.０	２５.５	１２.８	〃
	7.10	５０	４.３	３.２	〃		9.13	２３.５	１６.５	４.９	〃
	7.10	９５	３.２	１.１	〃	岐阜市（清水川）	7. 6	４２	２７.６	８.３	８２
	7.13	７５	１.３	１.１５	〃		7.12	５９	８.４	１.８	〃
	7.24	６０	１０.１	６.０	〃		7.12	４５	２０.８	６.８	〃
	9.12	３０	４２.５	１６.３	〃		7.19	４３	８１	３５.９	〃
	9.18	５０	３.４	２.３	〃		7.19	４１	２１.６	４.９	〃
	9.25	６０	８.１	２.１６	〃		8.23	４２	３９.６	１２.９	〃
	9.30	１１０	１.６	１.５	〃	京都市（中部第二）	8.22	１９	３０	１２.５	４４
	10.13	５５	９.０	３.１	〃		8.31	１６.５	３２.４	１６.５	〃
	10.17	４５	２.３	１.２８	〃						

(ロ) 表４－２２　昭和４３年度観測結果

都市名（排水区名）	観測月日	流達時間	最大降雨強度	平均降雨強度	不浸透面積率
		(min)	(mm/hr)	(mm/hr)	(%)
東京都（谷端川）	6.19	40	17.89	9.10	55
	6.21	50	41.22	11.70	〃
	6.22	35	33.27	8.18	〃
	7. 6	25	16.50	4.57	〃
	7. 6	65	32.02	11.22	〃
	8.13	35	45.53	21.40	〃
	8.26	75	10.80	7.08	〃
	8.31	45	18.03	5.72	〃
	9. 8	50	16.90	5.86	〃
	9.24	25	9.42	2.65	〃
	9.24	35	9.87	4.27	〃
豊橋市（八町）	7. 5	25	9.6	6.72	78
	7. 6	20	36.0	3.52	〃
	7. 6	20	42.0	21.00	〃
	7. 6	25	120.0	26.40	〃
	7.28	20	15.6	52.60	〃
	7.29	20	25.2	18.10	〃
	8.11	15	36.0	12.00	〃
	8.25	30	25.1	20.98	〃
	8.25	25	6.0	14.30	〃
	8.25	30	18.0	8.16	〃
	8.25	25	28.8	9.84	〃
	8.25	25	60.0	9.64	〃
	8.26	15	39.6	33.60	〃
	8.27	35	36.0	28.5	〃
	8.27	30	45.6	28.03	〃
	8.27	30	18.0	19.43	〃
	8.27	20	24.0	3.50	〃
	10.23	20	30.0	18.13	〃
	7.29	30	10.8	18.00	57
名古屋市（千年南部）	6.16	50	12.00	5.16	〃
	6.28	45	26.40	1.73	〃
	6.28	30	25.80	16.00	〃
	7. 2	45	12.00	17.92	〃
	7. 2	55	15.60	9.82	〃
	7. 2	35	10.80	7.61	〃
	7. 6	25	42.00	15.12	〃

都市名（排水区名）	観測月日	流達時間	最大降雨強度	平均降雨強度	不浸透面積率
		(min)	(mm/hr)	(mm/hr)	(%)
名古屋市（千年南部）	8.11	30	21.60	11.60	57
	8.25	35	16.20	10.85	〃
	8.26	20	46.40	26.25	〃
	8.26	20	36.60	25.80	〃
	8.27	45	28.80	11.07	〃
	8.28	45	13.80	7.40	〃
	8.29	25	30.60	10.08	〃
	8.29	30	25.80	6.68	〃
	8.29	50	23.40	12.00	〃
岐阜市（清水川）	6.26	70	18.0	6.86	82
	6.28	65	8.4	5.07	〃
	7. 2	110	18.0	9.93	〃
	7. 5	60	12.0	6.00	〃
	7.16	105	7.2	4.56	〃
	8.17	60	60.0	8.50	〃
	8.21	45	36.0	13.60	〃
	8.26	80	36.0	18.38	〃
	8.27	60	12.0	7.30	〃
	8.27	90	18.0	7.33	〃
	8.29	75	90.0	24.48	〃
	9.30	55	54.0	31.63	〃
京都市（中部第一吉祥院方面）	6.16	45	4.68	3.55	63
	6.25	55	4.28	2.02	〃
	6.26	40	6.00	3.64	〃
	6.28	30	18.00	10.81	〃
	8. 1	335	8.40	4.00	〃
	8. 2	40	26.40	11.40	〃
	8. 5	30	46.00	14.10	〃
	8.26	38	44.86	16.92	〃
	8.27	40	38.27	17.04	〃
	8.27	38	12.96	8.81	〃
	9.22	375	9.51	7.52	〃
	9.29	50	20.76	11.16	〃
	9.30	30	35.49	11.75	〃
	10. 4	55	7.53	5.52	〃
	10. 9	90	7.07	4.70	〃

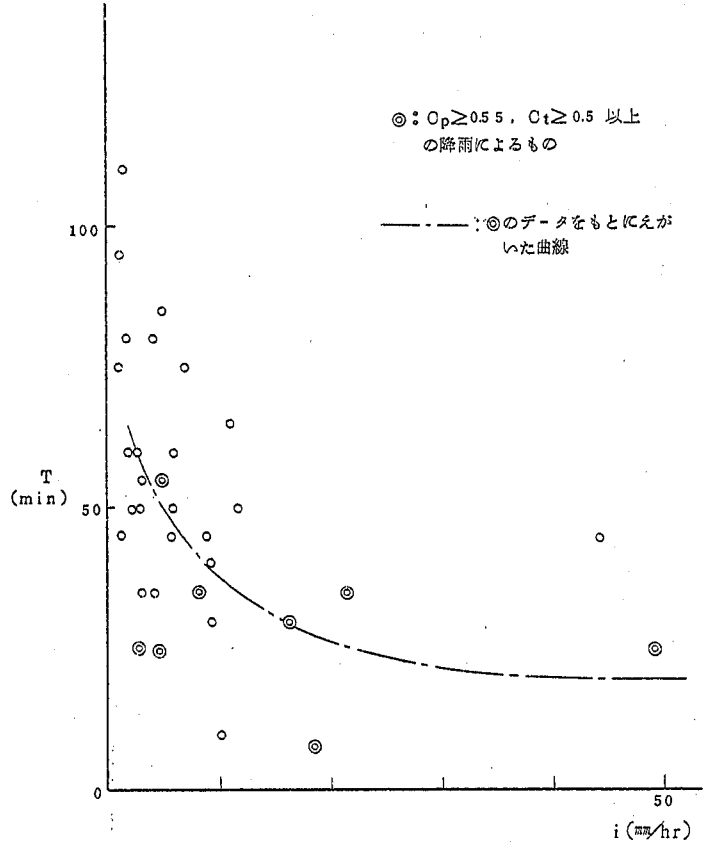


図４－１７　東京都（谷端川）

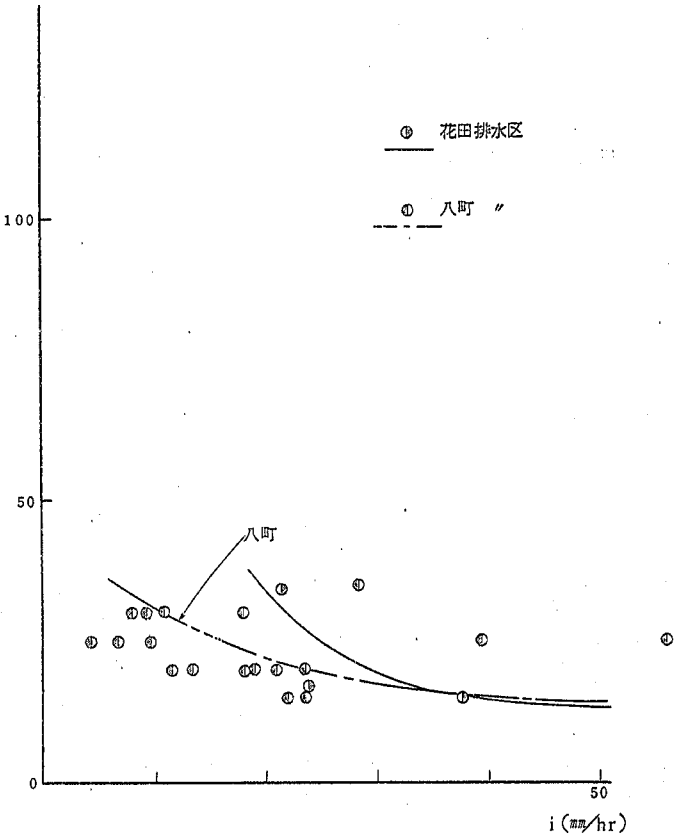


図４－１８　豊　橋　市

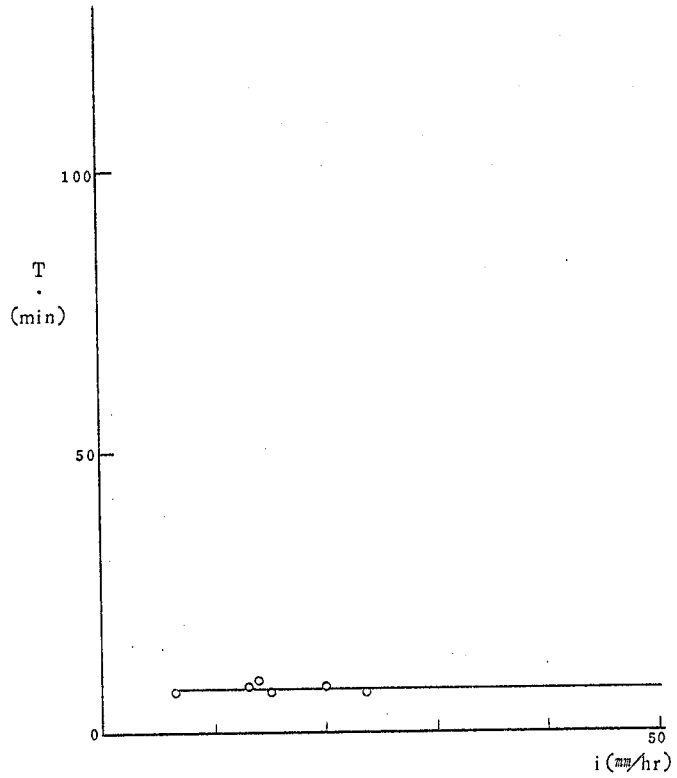
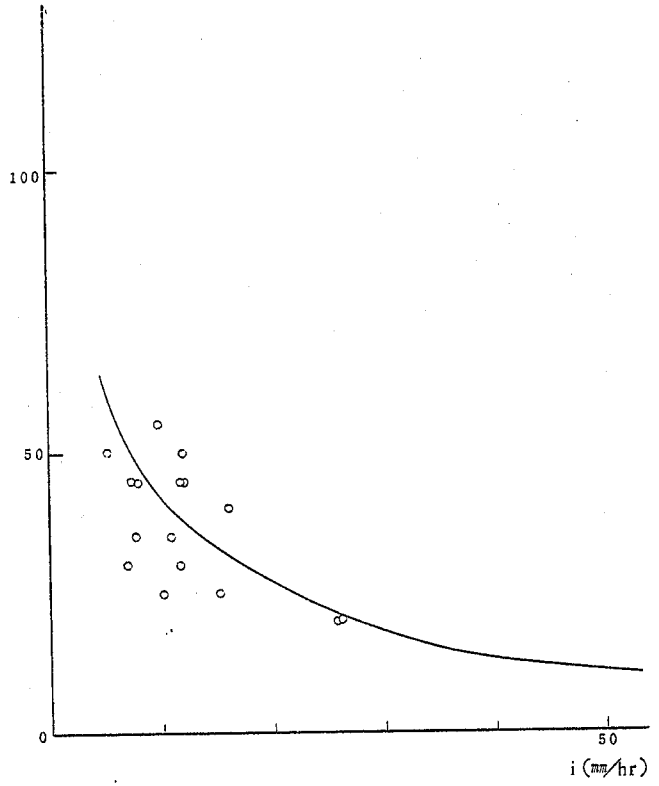


図４－１９　名古屋市（田光排水区）



名古屋市（千年南部排水区）

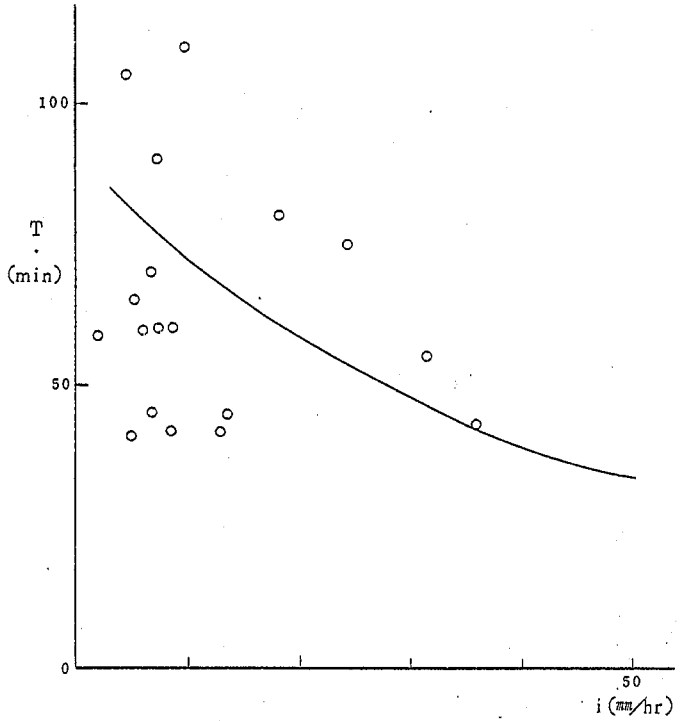


図４－２０　岐阜市（滑水川）

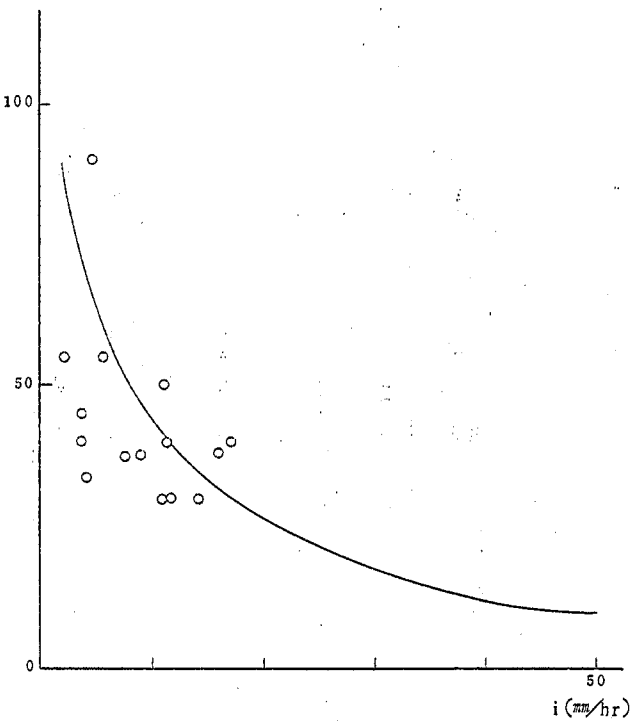


図４－２１　京都市（中部第一吉祥院方面）

調査排水区特性表のうち粗度係数は，水位，管渠形状によって変化するが，本表では流量観測による逆算粗度係数値のうち計画水位に於る値を実測資料より求めて記述してある。詳細は，資料編を参照されたい。

表４－２３　調査排水区の特性

都市名（排水区名）	面積	不浸透面積率	人口密度	幹線管渠延長	排水区平均巾	幹線管渠勾配	平均地表勾配	管渠粗度係数	管渠形状	幹線管渠状況	分合流の別	用途地域名
	ha	%	人/ha	m	m	0/00	0/00	$\frac{1}{m^{\frac{1}{3}}sec}$				
東京都（谷沢川）	540	55	222	2875	1878	2.7	148	0.015	円形に近い矩形	側面コンクリート底面は粗	合	住居，同専用，準工業，特別工業，緑地
豊橋市（花田）	105	44	116	1200	875	1.7	9	0.01	馬蹄形	コンクリート仕上良	〃	工業
同（八町）	68	78	160	700	100	1.2	1.4	0.018	〃	〃	〃	商業
名古屋（田光）	51	39	193	1500	342	23	7.3	0.011	円形	〃	〃	住宅
同（千年）	81	56	152	2100	387	1.6	22	0.007	〃	〃	〃	港湾
岐阜市（清水川）	106	82	231	2700	393	1.7	1	0.027	開渠台形	側面空石積底面素堀り	分	商業
京都市（中部第一）	153	62	243	2650	577	2.5	82	0.012	矩形	コンクリート仕上良	合	工業

§９　流入時間と流下時間

９－１　流入時間と流下時間の分離の仕方

流下時間 t_1 を一応幹線管渠 ℓ と観測地点での最大流速Ｖ（水位－流速曲線から求める）から

$$t_1 = \frac{\ell}{V}$$ として求める

こゝで ℓ は，最長の下水管渠延長とし，Ｖは場所的に一定であると仮定する。

流入時間 t_2 は，$t_2 = T - t_1$ として求める。以上の方法によって§８で示した都市別のＴから t_1 及び t_2 を分離する。

９－２　流入時間の実態

§８の表４－２１及び表４－２２をもとにして都市別に流入時間を求めると表４－２４のようになる。

この値は，従来から慣用されてきた値と比較すると若干小さい。流入時間も設計降雨強度程度以上の大きな降雨の場合は一定値に近いようである。

表４－２４　流入時間の実態

都市名		流入時間（分） 強度４０の場合	強度５０の場合
東京都		4	4
豊橋市	花田	4	3
	八町	5	4
名古屋市	田光	1	1
	千年	3	3
岐阜市		9	3
京都市		4	2

§10　降雨強度曲線と流達時間曲線とから求めた流達時間

降雨強度曲線と流達時間曲線との交点が正確な意味の流達時間である。従って当然のことではあるが流達時間は，降雨強度，確率年によって変化する。

東京都，豊橋市，岐阜市，名古屋市の場合，上記の意味の流達時間を求めると下表のようになる。

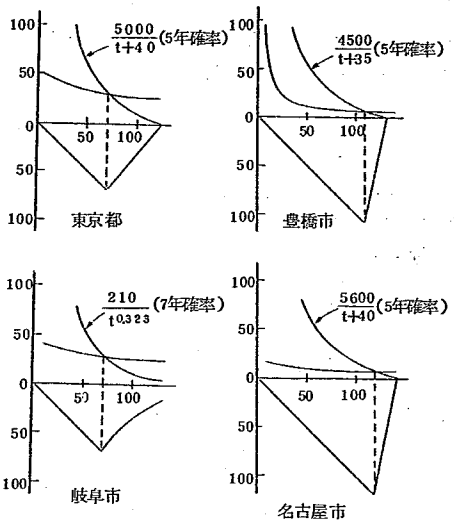


図4－22　設計流達時間，降雨強度

表4－25

都市名	確率年	流達時間
東京都	5	15(分)
豊橋市	5	6
岐阜市	7	29
名古屋市	5	8

本節で得た数値は前節の実態値より若干小さくなっている。従ってこの数値から前節で述べた手順によって流下時間を求め，これを差し引くと流入時間は，1～3分程度になってしまう。流達時間は，合理式の運用のうえで最も重要で，また最もその評価が困難な因子である。流達時間の中でも流入時間は非常に重要である。従来から流入時間は，§9，§10で求めた値より若干大きいものと考えられていたが，しかし，その基準値がどのようにして得られたものかは明らかでなかったと言える。観測結果からその実態がわかったが，次節であわせて計算モデルによって，その妥当性を証明するとともに流入時間計算の手法を説明しておく。

§11　単位集水区での流入時間と流下時間

不浸透面積率の変化による流入及び流下時間の変化を単位集水区について計算してみる。単位集水区の規模は，下図のように仮定する。

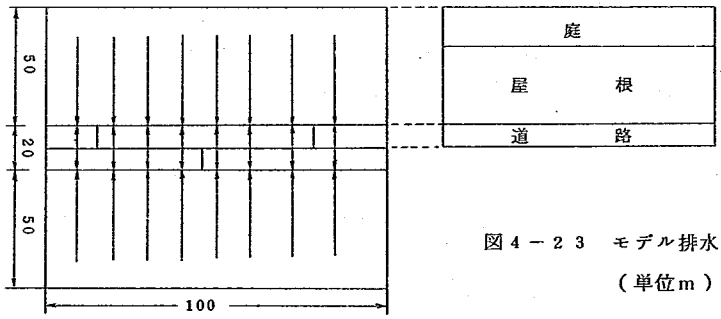


図4－23　モデル排水区の規模
（単位m）

前図の単位集水区において，等流特性曲線法を使い右表の基礎数値を基にして流入時間と流下時間を計算したものが，下表である。

単位集水区内では，流入時間に比して流下時間が短い。

表4－26　基　礎　数　値

設計降雨	i＝50㎜/hr，t＝10㎜　矩形
粗度係数	庭 0.03　屋根 0.01　道路 0.015
勾配	庭 3(0/00)　屋根 577(0/00) 道路 20(0/00)
損失雨量率	庭 0.4　屋根 0　道路 0
凹地貯留	ナシ
管渠布設条件	粗度係数 0.013　勾配 3(0/00)，㊥300

都市化の進行と共に流達時間は短くなることがわかる。

(注)1.　不浸透面積比率とは，全面積に対する〔（屋根面積）＋（道路面積）〕の比率である。
道路は，完全舗装としている。

(注)2.　等流特性曲線法とは

運動方程式　$Q=\frac{1}{n}\sin^{\frac{1}{2}}\theta h^{\frac{5}{3}}$　（等流のマニングの式）

連続方程式　$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=1$

但し，　n　：排水区の粗度係数
$\sin\theta$：　〃　勾配
i　：降雨強度

なる式を特性曲線法（characteristic curve method）なる手法で解く方法である。

表4－27　流　入　時　間

不浸透面積比率(%)	庭 (min)	屋根 (min)	道路 (min)	ピーク発生時間(流入時間)(min)
50	8.5	0.8	1.45	8.5
70	3.8	1	1.45	3.8
100	0	1.13	1.45	1.45

表4－28　流下時間

不浸透面積比率(%)	流下時間(sec)
50	42
70	40
100	34

道路率が0.2とし，住居地域の最大建ペイ率0.6，工業及び準工業地域は同じで0.6，商業地域0.7～1.0であるとすると左表から住居地域では，流入時間間が4分，工業及び準工業地域でも4分，商業地域では1.5～3.0分である。建ペイ率が高くなるほど流入時間は短くなることには注意を要する。
この計算結果は§9で述べた実態の値とかなりよい一致を示している。

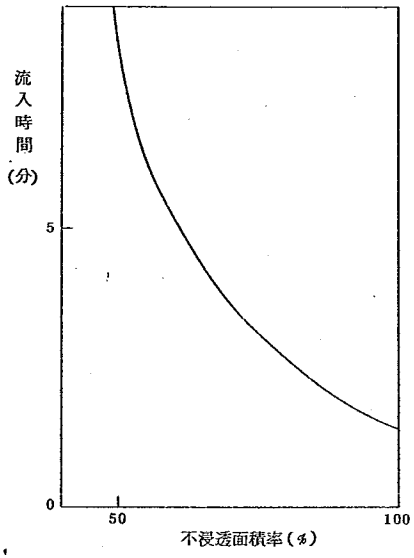


図４－２４　流入時間の変化

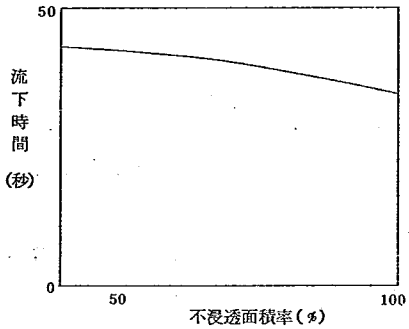


図４－２５　流下時間の変化

流下時間についても建ペイ率が高くなるほど短縮する。しかし流入時間ほどには大きな影響を受けないことは確かである。

§１２　流達時間の計算について

流達時間は，流入時間と流下時間の和である。流入時間は，前節で述べたように，単位集水区に於て降雨が開始されてのちのある時刻から管渠流入直前でピーク流量が発生するまでの時間で，その時間内の全降雨がピーク流量に関係していると考えられる時間である。

流下時間は，単位集水区内支管が幹線に合流するまでの間をピーク流量が流下する時間 t'_2 と幹線を懸案地点まで流下する時間 t''_2 との和である。

この関係を図示したものが下図である。

流達時間の計算にあたって注意すべき事項は次のとおりである。

(1)　流入時間は，単位集水区の規模と特性（建ペイ率，勾配，地被管渠との接続関係など）を充分検討して決定する必要がある。

(2)　流下時間は，最長下水管渠延長をもとにして計算する。（最長下水管渠延長が幹線であると定義する）

(3)　流下時間計算には，仮想の管渠システムが必要であり，このシステムを流速，勾配，粗度係数，下流水位条件などを考慮してあらかじめ決定する。

(4)　流達時間を流入時間と流下時間との和と定義することは，重ね合せ原理によるのであって，この原理の適用は妥当である。

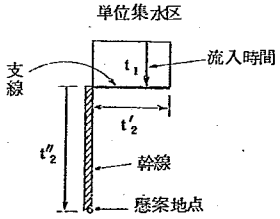


図４－２６　流入時間と流下時間

(5) ピーク流下時間は，洪水波伝達速度によって計算する。

§13 おわりに

本章では，流出係数や流達時間の実態分析を通して，実都市に於るマクロな貯留態力の標価を行ってきた。その結果として，実都市では，大きな貯留能力を期待することはできないことがわかった。現在各都市では実質的な建ペイ率が増大していく傾向にあるうえ，下水管渠の普及によって単位集水区規模が縮小して行きつゝあるから，今後ますます都市域での貯留能力は低下するであろう。この傾向に対して雨天時下水排除施設の設計にあたっていかなる対策を立案すべきか？　この辺に重要な問題がかくれていると考える。

第5章　工種別にみた貯留の評価について

〔主　旨〕　都市を平面的にみた場合，屋根，道路，庭の3つからなっているが，この3つの部分のうちどの部分での貯留が大きいかを検討することが重要である。

本章では，小試験地を設けて，上記の3工種での流出の違いを検討している。特に庭等の浸透地域での貯留が，全貯留量からみて大きなウエイトを占めることから，実排水区に於る浸透損失量を実測している。

流出係数の決定のためには，浸透地域の流出係数を求めることが極めて重要な要因でありながら，明確には求めにくいことから，各都市での浸透地域の流出係数を実験的に求めることが必要であると述べている。

§1　人為的な貯留装置を設けない場合の工種別の雨水の流出パターン

(1)　モデル試験地

道路の場合は，右図の施設にコンクリートを打ち，勾配を2%にした。

庭の場合は，細砂のものとシルト性砂のものとを造り充分締め固めて，勾配を2%とした。

屋根の場合は，勾配30°とし樋をつけてある。

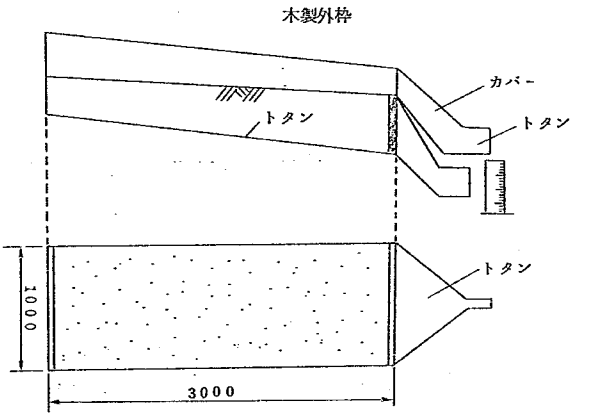


図5－1　　モデル試験地

(a)　装　　置

上図のような装置（ 巾・長さ・深さ / 1,000×3,000×1,000 ）である。（単位㎜）

(b)　観　測　器　具

雨量：受水マス（直径200㎜）メスシリンダー（1ℓ）及び貯水型日巻き自記雨量計

流出量：メスシリンダー，大型ビーカー，バケツ

(2)　工種別の流出パターンの具体例

(a) 屋根の場合（昭和４２年７月１１日観測）（カワラ屋根）

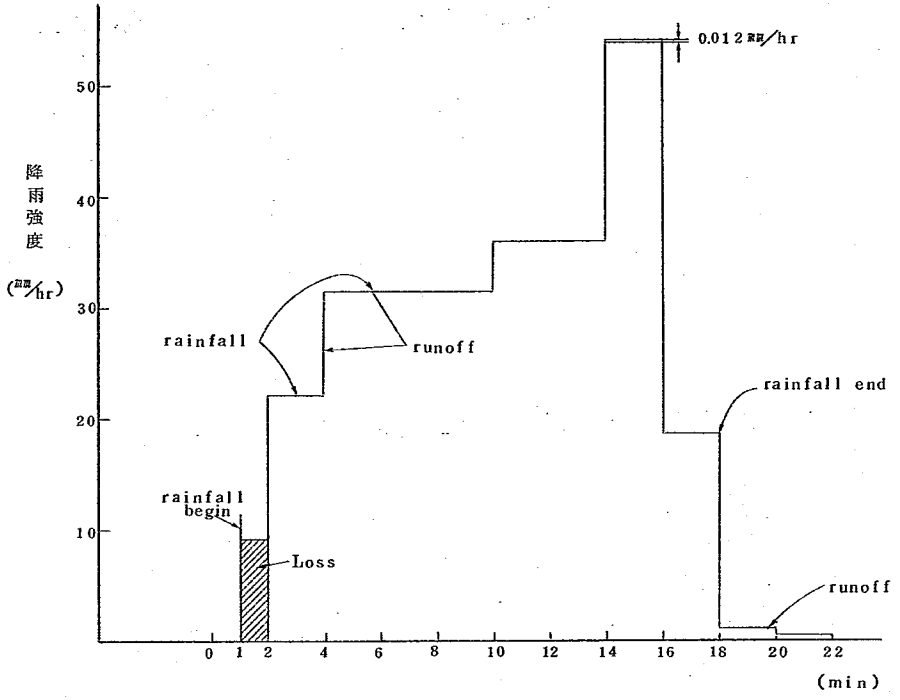


図５－２

屋根の場合は，降雨形と流出形とがまったく同一であるといえる。初期損失はほとんどなく，流出の遅れもない。樋による雨水の貯留はまったく認められないと言える。

従って，流出係数は１である。但し，この例は，カワラ屋根の場合であって，ワラ屋根やビルの屋上のような場合はこの例のような流出形とはならないと思われる。

(b) 道路の場合（昭和４２年９月７日観測）

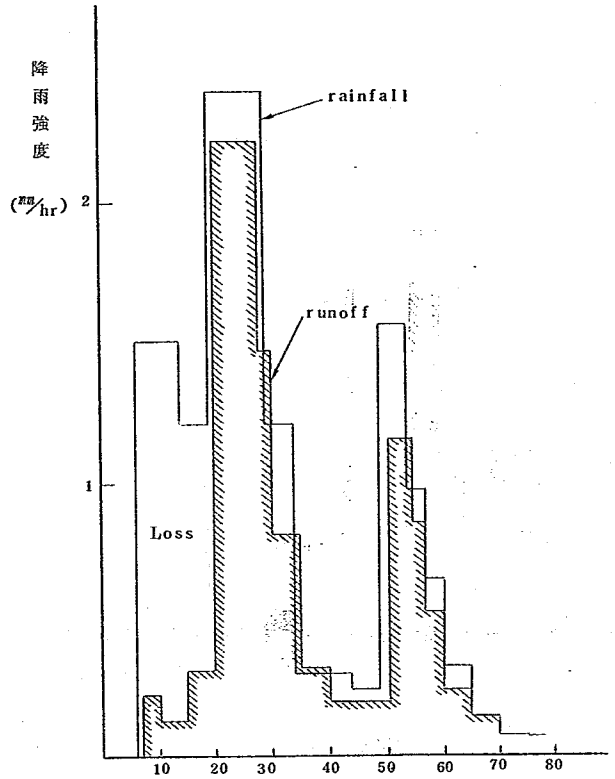


図５－３

屋根の場合とくらべて流出が少し遅くれるが，降雨が長時間継続すると屋根の場合と同じような状況になる。初期損失量は，屋根の場合より若干多いようであるが，全降雨量と比較すると完全に無視し得るものである。

流出係数は，極めて１に近く１とみなしてもよいようである。ただしこの実験は，面の効果のみに限っていることをことわっておく。

(c) 砂の場合（昭和４２年７月１２日観測）

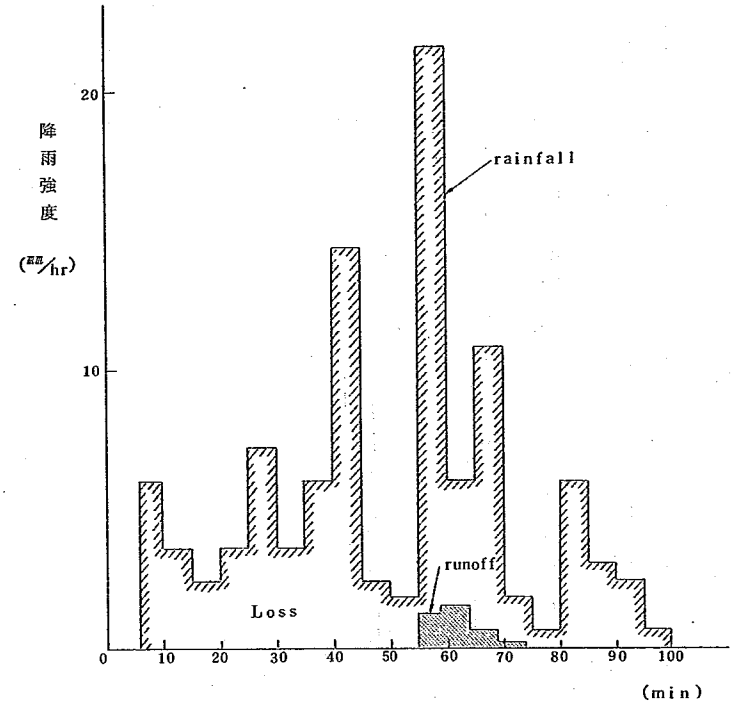


図５－４

細砂性の砂の場合の表面流出状況の１例である。本例では，かなり締め固めたのであるが，２０mm／hr 程度以上の強度になってはじめて表面流出が開始されている。土質に応じて浸透能にも限界があり，ある強度以上になれば必ず表面流出が起る。初期浸透能は，降雨前の保湿状態によって大きく違う。この点は，昭和４２年度報告書参考編を参照（Ｐ１６）されたい。

(d) シルト性砂の場合（昭和42年9月18日観測）

本例はシルト性の土で，かなり締め固めた場合である。

前例と比較してみると，かなり低強度の降雨で表面流出が起っている。

土質の違いによるこのような表面流出状況の違いは，非常に顕著である。

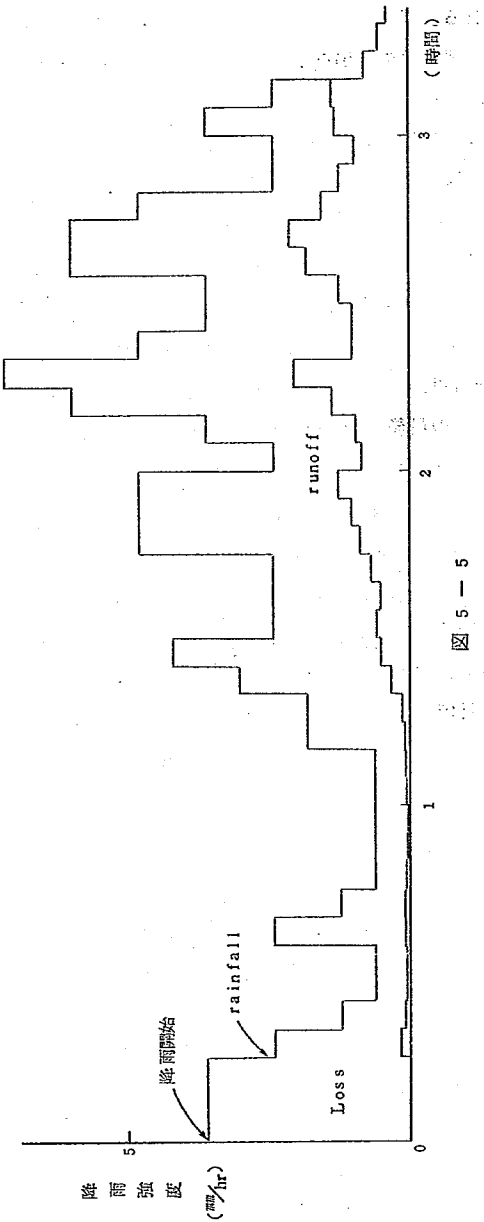


図 5 — 5

§２　工種別の貯留の評価（人為的な貯留施設を設けない場合）

屋根，道路のような不浸透地域を一括にして論ずれば，表面での貯留は極めて微小であって，これをまったく無視してよいと考えられる。屋根や道路を流れた雨水が下水管渠まで到達する時間は非常に短い。即ち単位の集水区面積（道路の場合，雨水マス１個の受け持つ面積）は，たかだか１００㎡程度である。下水道の普及は，単位集水面積を現状以上に狭くする。この事実と合わせて考えると無視してよいと考えた理由も明らかであろう。凹地等による雨水の貯留も凹地が雨水で満水になると凹地部分以外の部分とあわせて平滑面となるし，都市化が進めば凹地が放置されるはずもないから量的にも凹地貯留も考える必要はない。要するに人為的な貯留施設を設けない限りに於ては，都市に於ては，不浸透域での貯留効果は認められず，流出形状は，降雨形状と同一と考えてよい。ただ都市再開発が進行し，従来のようなカワラ屋根が少くなってビルが林立する西洋型都市となって行けば，屋根の形状が違ってきて屋上での雨水の若干量の貯留が可能となるが，これも貯留可能なように施設をほどこした場合で，しかもある想定降雨以上の極大降雨に対する洪水防御の最後の手段と考えるべきであって雨天時下水排除施設の設計にあらかじめ組み込んで置くことのできるような要素ではない。

人為的な装置を組み込んだ場合は，あらかじめ貯留させることを予想しているのだから不浸透域でも貯留する。第４章，第５章でこの問題を考えていく。

浸透域は，不浸透域とはまったく違って大きな貯留能力を持っている。特に浸透による貯留が他の貯留要素に対して極めて大きい。浸透能は，土質，保湿量，土の締め固め度などによって非常に異なるものである。浸透域の最大表面流出量で貯留による減少分は，最終浸透能に依存するから，最終浸透能の実都市に於る標価が必要である。次節で実測から求めた実都市に於る最終浸透能について述べることにする。この点は前章とも関連しているので注意を要する。

§３　浸透域の ϕ index

近似的にϕ indexは，次式であらわせる。

$$\phi = \frac{（浸透域での降雨損失量）}{（降雨継続時間）} \quad (mm/hr)$$

この値は，真の最終浸透能より若干大きな値を示すが，降雨継続時間が非常に長い大出水に対しては，近似的に真の最終浸透能に等しいと考えてもよい。

実際都市に於る観測値から，ϕがどの程度の値であるかを把握することは非常に重要であるから，本節で検討してみることにする。但し，計算は，損失雨量のすべてが浸透域でうしなわれたものと考える。だから表中の損失量が総雨量より大きな値となることもある。

表５－１　Φ index（㎜／hr）一覧表（昭和４３年度観測資料より）

都市名	月　日	損失量（㎜）（浸透域㎡当り）	降雨継続時間（hr）	Φ index（㎜／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	
	10：3	31.9	8	4.0	
岐阜市	6：26	104	17	6.1	82
	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	
	9：30	43.2	4	10.8	
京都市	6：16	9.6	5	1.9	63
	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	

浸透域での損失量が総雨量以上になることは，都市域では当然考えられる現象である。すなわち屋根や道路から排除される雨水が庭に流入するような場合があるためである。

各都市の観測値は，非常に値がばらついているが，平均すると東京の場合は８㎜／hr，名古屋市の場合は，8.5㎜／hr，岐阜市は8.8㎜／hr，京都市は，3.5㎜／hrである。

本節の結果によると浸透域の貯留能力も前節で述べたほどには大きなものではないことになる。従って浸透域でもまったく遅滞のないような条件下では流出係数が１に極めて近いような

場合もある。

都市域では，浸透域の大部分が非常に固く締め固められているために浸透能が小さくなる。

第4章で求めた流出係数値が非常にばらついている理由は，観測した降雨が小降雨であったことと，初期浸透能及び初期浸透条件の違いが大きいためである。

§4　工種別の貯留条件の根本的な違い

§1～§3で検討してきた結果をふりかえってみると，工種別にみた貯留条件の違いは何にあるのだろうか？，浸透域の浸透能も都市域ではそれほど大きな量ではない。そこで根本的な違いは，表面の粗度に求めざるを得ない。

第3章のモデル計算結果によると，浸透域の粗度を0.03，屋根の粗度を0.01とすると，ピーク流量の発生する時間比は約11倍も違っている。

このような違いは，浸透域の貯留量が不浸透域の貯留量の10数倍以上にもなっていることを示している。

このような状況で，しかも降雨が短時間で終了するような場合，遅滞が起り結果的には，浸透域では非常に流出係数が小さく逆に不浸透域では極めて流出係数が大きくなることになる。

§5　結　　論

本章では，工種別にみた表面貯留量の違いについて考えてみたが，下水道という性格から考ええて表面貯留は，積極的には設計の要素として考えに入れることは出来ない。ただ§4でふれたが，浸透域の粗度が非常に大きいことから単位集水区の流入時間の算定にこの要素を入れることが出来る。

浸透域の浸透能は，予想以上に小さく，その上都市域では浸透域面積が狭いからこれをあまり重大に考えることは出来ない。

第6章　雨水ますの落下率，密度および配置

―落下率が1でない雨水ますの場合―
（表面貯留に及ぼす雨水ます蓋の効果）

1. はじめに

路面に降った雨水は，雨水ますを経て下水管きょに流入する。雨水ますは，カメラの絞り装置に似た働きをする。つまり，雨水ますの落下穴を小さくしたり，雨水ます密度（単位面積当りの雨水ますの設置数）を小さくしたりすると下水管きょへ流入する雨水流出量は少なくなる。逆にあまり落下穴や密度を小さくしすぎたり，あるいは雨水ますの設置間隔を長くすると，路面水量が多くなりすぎて路上交通に支障を与えることにもなる。

そこで，雨水ます落下率，雨水ます密度，雨水ます配置（雨水ます相互の距離の関係）は，相互に関連を持っていることから，それらの相互関係を考察し，雨水ますの絞り装置としての機能を明らかにするとともに，現在，各都市で常用している最も一般的な雨水ますを用いた場合，雨水ます密度とその配置をどのようにすべきかという問題を検討し，「下水道施設基準」や「道路土工指針」の中で採用されている雨水ます設置基準値の意義とその限界を明らかにした。

2. 従来の雨水ますの設計・計画法

雨水ますの設計・計画法には，決まった考え方はないようである。代表的な設計・計画法の例を表6－1に示す。方法を大別すると路面に雨水の一部を貯留させる方法と貯留を許さない方法に分けることができる。設計・計画法の指針は次のとおりである。

「下水道施設基準」[1]の中で雨水ます設置基準として決められている事項のうち重要な条項は，「(1)雨水ます設置間隔は，30m以内とすること。(2)雨水ます蓋はJISA5507を準用すること。」である。

「道路土工指針」[2]の中では，「(1)雨水ます設置間隔は25m前後とすることが望ましい。」と述べられているが，雨水ます蓋の規定はない。

「道路構造令」および「道路構造令解設」[3]には，雨水ますに関する規定はない。

表６－１　雨水ますの設計・計画方法の例

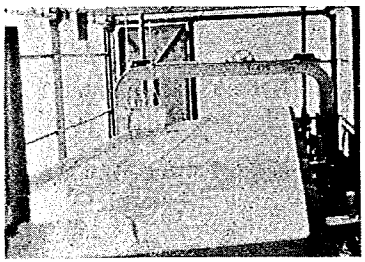
都市名または管理者名	設計降雨強度（㎜／時）	ますのタイプ	ます間隔	設計条件と考え方
大阪市	－	側溝ます（grating）	15～20m	道路延長100mに両サイドで計14カ所設置。画一的に上記の基準で設置している。結果的に表面貯留を許している。
名古屋市	－	側溝ます（grating，コンクリート蓋）路肩ます（凹型，スクリーン付，2連式）	道路幅員15m以上の場合　15m 道路幅員15m以下の場合　15～20m	急坂が緩坂または平坦に変る所で2連側溝ますと横断排水溝。特に集水量の多い地点では側溝全部をgrating typeのます蓋で覆う。地形にそくして設計し，表面貯留を許さない。
阪神高速道路公団	60	側溝ます（grating）	30m	路肩で4㎝の堪水を許す。こう配急な坂路では1～2カ所の横断排水溝を設置。表面貯留を許している。
首都高速道路公団	120～190（予定）	側溝ます 道路の縦横断こう配によってますの落下穴面積をかえる。	縦断こう配によって集水面積をかえる 40～80m²	こう配急な坂路では横断排水溝を設置。表面貯留を許さない。

3.　雨水ます落下率

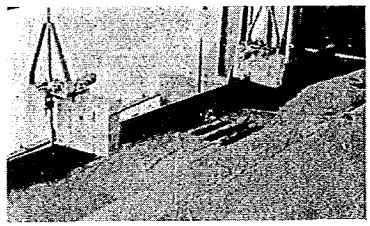
3－1　落下率の実験的検討

(1)　実験装置

長さ8m，幅1.3mの鋼製街路模型（写真－1）を用いて実験を行なった。この模型は，路面部分（幅0.8m）と側溝部分（幅0.5m）とからなっている。路面は，縦，横断とも傾斜可能でモルタルコーティングでコテ仕上げしてある。側溝部分は，モルタルでコーティングしL型をならべた状態とほぼ同一と考えられるようにしてある。ます蓋は，上流端より6mの位置に設置してあり，取り替え可能である。流集量および落下量は，直角三角ぜきで測定する。側溝部分の横断こう配は，10％(注1)とする。ます蓋の設置状況を写真－2に示す。



写真－1　実験装置全景



写真－2　雨水ます蓋の部分

(2) 実験目的と実験条件

最もよく用いられる型式の雨水ます蓋の落下能力を把握するため写真－3に示す3種類のます蓋を用い下記の条件の下に実験を行なった。

(イ) ます蓋型式……写真－3に示す3種類

(ロ) 縦断こう配……1％と6％

(ハ) 雨水ます蓋の落下穴面積…178.7cm², 268.3cm², 357.9cm², 447cm² の4親類

(a) 横仕切り型



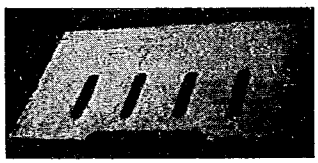
1個の穴面積 17×3cm² 穴間隔 11cm
路側と穴の間隔 5cm

(b) 縦仕切り型



1個の穴面積 3×30cm²
穴間隔 4cm

(c) 混合型



落下穴については横仕切り部分は(a)，縦仕切り部分は(b)と同じである。

(ニ) 側溝流量……0.5ℓ／秒，1ℓ／秒，2ℓ／秒，4ℓ／秒，8ℓ／秒の5種類

(3) 実験結果

実験結果は，図－1～5に示すとおりである。

図中の文字は，次の意味である。

Q_1：落下流量（ℓ／秒）

S：落下穴面積（cm²）　　Q：側溝流量（ℓ／秒）

γ：落下率　　I：側溝縦断こう配（％）

縦仕切り型雨水ます蓋は，縦断こう配による落下量の変化はほとんどみられなかったが，残りの2種類の場合は，図6－2～5に示すようにかなり変化している。

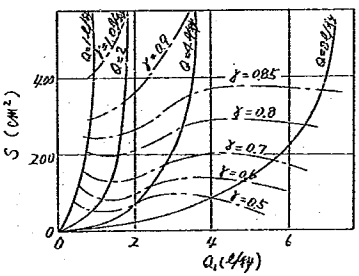
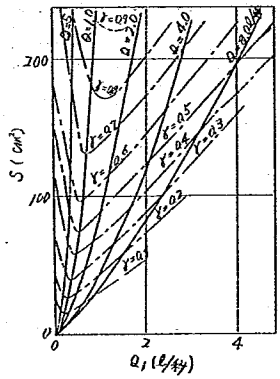


図6－1　縦仕切り型の場合（I＝1％および6％の場合）



図－2　横仕切り型の場合（I＝1％）

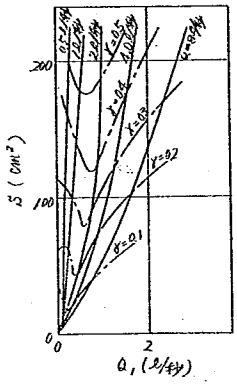


図６－３　横仕切り型の場合
（$I=6\%$）

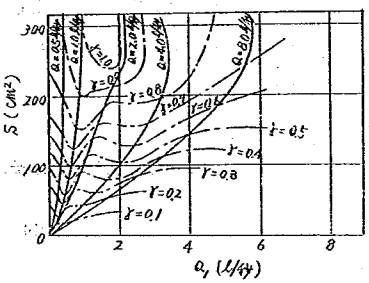


図６－４　混合型の場合（$I=1\%$）

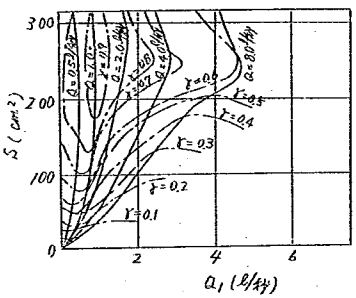


図６－５　混合型の場合（$I=6\%$）

３－２　雨水ます設置間隔の実態

まず，雨水ます１個当りの直接集水面積の実態を把握するために「昭和４０年版公共下水道統計」より，人口３０万人以上の都市の排水面積，雨水ます設置総数を調べた。排水面積の１０～２０％が道路面積であるとして道路面積を推定し，これを雨水ます総数で割って雨水ます１個当りの面積を求めた。結果は，１２６～２５２m^2／個であった。この結果から雨水ます間隔を計算すると表６－２のようになる。

表６－２　雨水ます間隔の実態

	（道路幅）／２（m）		
	１５	１０	５
間　隔（m）	８～１７	１３～２５	２５～５０

なお，ここで対象としている雨水ますは，公設ますであるが家屋からの排水を受ける私設ますは，完備された状態でなく，屋根からの排水は道路に直接放流されることが多く，これが公設ますより管きょに流入している現状であるため，集水面積としては上述の値よりもはるかに大きい値となることが現実の姿であると考えられる。

３－３　現在常用されている雨水ます蓋の落下率

現在常用されている雨水ます蓋は，縦仕切り型か混合型で，落下穴面積が２００cm^2 のものである。

そこで，3－1の実験結果を用いて落下穴面積が200㎠の場合の側溝流量と落下率との関係を図示したものが図6－6である。

3－2の結果を用い流出係数を1，降雨強度を100㎜／時とすると側溝流量は，3.5～7ℓ／秒である。

図6－6から落下率は，縦仕切り型ますでは0.74～0.7，混合型ますでは，縦断こう配6％のとき0.68～0.56，1％のとき0.84～0.68　となる。後者の場合，縦断こう配が緩くなると落下率が大きくなっている。

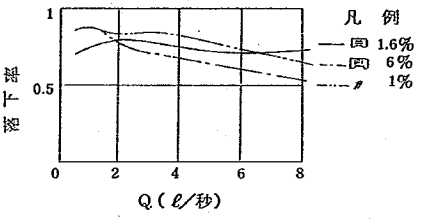


図6－6　S＝200㎠の場合の落下率

雨水ます1個の落下率は，以上のように比較的小さい。ますが複数個つながる（等間隔に）と下流のますほどます直前の側溝流量が多くなるから，下流のますほど落下率は低下する。等間隔にますが配置してあって，各ますの落下率を一率にrとすると第1ますと第nます（最終ます）の直前の側溝流量比ρは，次式で与えられる。

$$\rho = \frac{1-(1-r)^n}{r} \fallingdotseq \frac{1}{r} \quad \cdots\cdots (1)$$

ただし，nは，非常に大きな値であるとする。

式－(1)を用いて，適当に第1ます直前流量を仮定してその流量でのrを求め，しかるのち最終ます直前流量を求める。図6－6から最終ますの落下率を求めると，第1ますと最終ますの落下率には大きな差は認められない。したがって，ます群では下流ますほど落下率は小さくなることは事実だが，各ますの落下率には大きな差がないと考えられるので，一応各ますとも落下率が等しく置けると仮定できる。この仮定を次節での計算に使用する。

4.　雨水ます密度

いま，仮りに側溝単位長当りの流集量をqとし，ある区間（長さℓ）に雨水ますを等間隔にn個設置するものとする。各雨水ますの落下率をrとし，最大流量時の流量分布を図6－7のように仮定する。

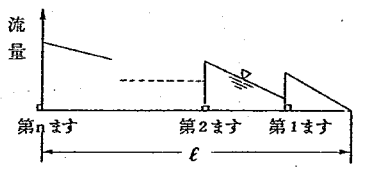


図6－7　計算モデル

このとき最下流の雨水ます落下口直前の流量は

$$Q = q\left(\frac{\ell}{n}\right)\left\{\frac{1-(1-r)^n}{r}\right\} \quad \cdots\cdots (2)$$

上式は，$n \to \infty$ とすると $Q \to 0$ となる。

したがって，雨水ますの数が多いほど，つまり雨水ます密度が高いほど路面の流量は少なくなる。雨水を開水路で排除する場合は，雨水ますを多数連続

的に接続した状態と同じである。

雨水ますは，絞り装置であるから，流出した雨水は，雨水ますを経て一部地下の管きょへ流入するが，残量は路面を流下する。路面を流れる部分は，下流に行くにつれて水量が増加するはずであって，この水量を側溝部分で収容できなくなると交通流に対して悪影響を与えることになる。だから，雨水ます密度の計画上の判断基準としては，絶対に路面を流さないというもの（全流出量を雨水ますより管きょへ収容する）から交通に悪影響を及ぼさない程度まで路面を流下させるというものまである（第2節参照）。雨水ます密度は前者の場合，比較的大きくなるし，後者の場合小さくなることは明らかである。

ただ流出雨水は，一般的にいって交差点部分に流集しこの部分で一時的に停滞貯留される。交差点は，平常でも街路交通上のneck になる部分である（交通が集中する。信号器が交通量を制限する。横断歩道がある等のため）。だからなるべく流出雨水を路面上に流さないようにすべきである。以下この観点に立った場合の最小限度の雨水ます密度はどの程度であるかについて考察を進めて行く。

雨水ます落下率は1個ごとのますでは小さいが，複数個つながった場合，総合的な落下率は大きくなる。

いま，ます落下率をrとし，等間隔にn個のますを設置した場合の総括落下率Rを求めると次式になる。

$$R = 1 - \frac{(1-r)\left[1-(1-r)^n\right]}{nr} \quad \cdots\cdots(3)$$

仮りにrを最も一般的な値と考えられる0.7とするとnとRは，表6－3のようになる。ます数が多くなるにつれRの増分は小さくなる。したがって，設置するます数をさほど多くしても，多くしただけの効果は得られないことになる。

表6－3　総括落下率（$r=0.7$とした場合）

雨水ます個数	総括落下率
1	0.70
2	0.80
3	0.86
4	0.89
5	0.91
6	0.93
7	0.94

交差点間距離を平均してほぼ100mとすると，現行の雨水ます設置間隔基準に従えば，4～5個程度以上のますをこの区間に設置することになる。この場合，総括落下率は，0.89～0.91以上になる。下水管きょの設計では，雨水ます落下率を1にし，道路の流出係数を0.9程度にするが，流出係数0.9が総括落下率とほぼ等しいという事実は興味深い。

雨水ますは，複数個集まってはじめて完全な機能をはたすことは以上の理由から明らかとなった。次に雨水ますの間隔の最大距離について考察しよう。

式－(2)からQが複数個集まったます群の最下流ます直前の流量であるから$(1-r)^n$が1に対して無視できるとずると

$$Q = q\left(\frac{\ell}{n}\right)\left(\frac{1}{r}\right)$$

また　$q = kCiw = kiw$

ただし，C：流出係数

i：降雨強度

w：路頂より路側までの距離

k：換算係数

故に　$Q = ki\left(\frac{\ell w}{n}\right)\left(\frac{1}{r}\right)$

$\frac{\ell w}{n}$ は，ます1個当りの集水面積Aであるから

$$A = \frac{rQ}{ki} \quad \cdots\cdots (4)$$

ただし，A：面積（m^2）

1/k：3.6×10^3

i：降雨強度（㎜／時）

Q：流量（ℓ／秒）

r：落下率

流量Qは，側溝内で収容しうる最大限を採るべきだと考えられる。この理由は，道路の横断こう配が側溝部分は10％であり，その他の部分は車道部が道路の舗装種別によって1.5～5％，歩道部が2％(注2)程度であるため，側溝内で流量が収容できなくなると，路面上の水面幅が急に拡大し，交通に与える支障が大となるためである。この限界流量は，道路の縦断こう配規定(注3)を考慮すると，ほぼ10ℓ／秒程度と考えてよい。

式－(4)を用いて雨水ます集水面積を落下率が0.7として降雨強度別に計算すると表6－4のようになる。

表6－4　雨水ます設置間隔（許容最大距離）
（r＝0.7とした場合）

	降雨強度（㎜／時）	集水面積（m^2）	（道路幅員）2／（m）			道路延長100m当りのます数		
			①15	②10	③ 5	①の場合	②の場合	③の場合
ケース1	50	504	34	54	101	3	2	1
〃 2	100	252	17	25	50	6	4	2
〃 3	150	170	12	17	34	8	6	3
〃 4	200	121	8	12	24	12	8	4

（注2）道道路構造令第26条
（注3）　〃　第21条

前述したように交差点間隔を１００ｍとすると，この１００ｍの中で総括落下率0.９程度が確保できるケース（この場合には式－(2)の（１－ｒ）^{n} が１に対して無視できる）は，表６－４の中のケース４である。ケース４の場合，道路幅員によって雨水ます設置間隔は異なるが，ともかく「下水道施設基準」や「道路土工指針」で述べられている３０ｍ以内あるいは２５ｍ前後という範囲内に入っている。

交差点間隔が数百メートルに及ぶ場合は，ケース１～３に示す設置間隔も採用されるが，採用に際しては，雨水ます群が路面排水機能を十分に発揮しうるか否か？，（１－ｒ）^{n} が１に対して無視できるか？，すなわち，総括落下率が１に極めて近いか否か？，設計降雨強度をどの程度にするか？を検討しなければならない。

表６－４を参考にして表６－１をみなおしてみると非常に興味深いと思われる。大阪市，名古屋市で採用しているます間隔は，表６－４のケース４のます間隔とかなりよい一致を示している。阪神高速道路公団の採用しているます間隔は，前２者に比して若干長いが，高速道路は，ほとんどあるいはまったく交差点のない直線道路なのだからケース４以外のケースとして取扱えるために間隔が長くなったのであろう。首都高速道路公団の場合はケース４以上の短間隔となるが，首都高速道路は，道路幅員をなるべく広くとるため側溝横断こう配を1.５％程度としているため前３者と同一には比較できない。

さらに，表６－２の実態と比較すると，表６－２の数値の下限側をとると，両者がかなりよい一致を示していることがわかる。

表６－４のケース４は，設計降雨強度が２００㎜／時の場合であるが，道路での雨水流達時間は，数秒ないし数分，おそらく最大時間でも２～３分程度であると考えられるため，降雨強度曲線（降雨強度(i)と降雨継続時間(t)（＝流達時間）の関係式，たとえばタルボット式では，$i = \frac{a}{t+b}$（ａ，ｂ：常数））から得られる設計降雨強度は，通常の値（下水管きょ設計では５０㎜／時程度）よりはるかに大きくなることは当然で，上記の事実は正しいと考えられる。

側溝を流下してきた雨水は，特別の場合を除いて最下流のます（街路の場合は，交差点部分のます）位置で貯留されることになるが，この最終ますは，完全なオリフィスとなるため，他のますと違って通常の場合落下率は１となる。逆にいえば最終ますは，設計条件下では，落下率が１になるようにしなければならない。

落下穴面積が２００㎠ のます蓋を用いた場合，路側最高水位を５㎝程度とすると，側溝内で収容しうる最大流量（ここでは１０ℓ／秒）を十分にのみこむことができるものと考えられる。

式－(2)の（１－ｒ）^{n} が１に対して無視できないとき，式－(2)の中のＱ，ｉ，ｒあるいはｎを仮定して，ｎまたはｒを trial and error で求める。ｒを仮定した場合，ｎが求まるとます間隔も求まるし，同時に図６－１～６でます蓋の形式が決まる。ｎを仮定するとｒが求まってしかる後，ます間隔，ます形式が決まる。

5. 路面浸水が交通流に与える影響

路上での水面幅が増加するにつれて交通流にどのような影響を与えるであろうか？。

表６－５　車線幅の影響

車線幅 (m)	幅員 3.6 m の交通量に対する割合（％）		
	2 車線地方道路		分離道路における1方向2車線に対する実用容量（％）
	可能容量 (%)	実用容量 (%)	
3.6	100	1000	100
3.3	88	86	97
3.0	81	77	91
2.7	76	70	81

(注)　Highway Capacity Manual 1950年による。

表６－５は，車線幅が狭くなりこのことが交通容量を減少させることを示している。表６－６は，車線幅が狭くなるにつれて走行速度が遅くなることを示している。図６－８は，走行速度が増加するほど運転経費が減少することを示している。仮りに，幅員１２ｍで1,０００台／時の交通量のある道路で片側2.３ｍが浸水してそれだけ車線幅が狭くなったとする。表６－５より浸水していない場合は，２７ km／時で走行するが，浸水すると9.５ km／時となる。この間，的１７ km／時減速し，この損失はトラックの場合１台当り１ kmに対して３０円位になり1,０００台では３万円／時／ km となる。

このように路上水面幅が増加することは，車線幅の減少につながり交通の流れに大きな支障となる。

表６－６　街路幅員に対する走行速度（平均）（ km ／時）

交通量 / 幅員 (m)	交通量（台／時）に対する平均走行速度（ km ／時）						
	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000
7.6	9.5	—	—	—	—	—	—
9.2	18.0	6.8	—	—	—	—	—
12.2	27.4	19.5	11.6	3.7	—	—	—
15.2	32.5	26.4	20.3	14.2	8.0	1.9	—
18.3	35.7	30.7	25.7	20.8	15.8	10.9	6.0
21.3	37.8	33.8	29.6	25.2	21.1	16.9	12.7

(注)　米谷他：交通工学より転載。

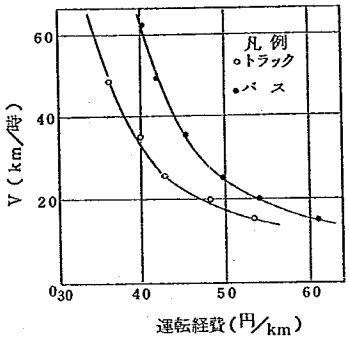


図 6 － 8　走行速度－運転経費

雨水は一般に交差点部分にまず流集し，この部分で量的には少ないが，一時的に停滞貯留される。そのため貯留による道路の部分的な冠水はまず交差点部分で発生するものと考えられる。

流入交通量Ｉが実用交通容量Ｃより小さい場合（Ｉ≦Ｃ）には渋滞は起らないが，Ｉ≧Ｃになると渋滞することになる。

ある車線幅での実用交通容量Ｃが浸水が生じて，車線幅が縮小していくと，表６－５より一般に浸水率Ｗ（浸水幅と車線幅の比率）と交通容量率Ｔ（浸水しない場合の実用交通容量と浸水した場合の実用交通容量の比率(%)）の関係は

$$T = \frac{b}{W + a} \quad (\%)$$

∴　流出交通量は　Ｑ＝ＣＴ

Ｉ，Ｗを適当にシミュレートし，貯留函数式を解けば，渋滞量は求まる。同時に渋滞が解消される時間も求められる。

例題を示そう。

〔問題〕　流入交通量の日変動パターンが $I = 1000 \sin\left(\frac{t}{24}\pi\right)$ で与えられる片側１車線の道路に１２時から１３時までの間にわたって浸水が起って１２～１２.５時までに $W = 0.6(t - 12)$ と浸水が増大し，１２.５～１３時までに $W = 0.6(13 - t)$ と浸水が解消されて行くものとする。交通容量率Ｔを与える式中の常数ａ，ｂを0.7とする。浸水しない場合の実用交通容量を1,０００台／時とする。このときの渋滞量を求めよ。

〔解答〕　流出交通量Ｑは

１２～１２.５時まで　　$Q = \frac{700}{0.6t - 6.5}$

１２.５～１３時まで　　$Q = \frac{700}{8.5 - 0.6t}$

流入交通量と流出交通量の関係を図示すると図－９のようになる。斜線部が渋滞量である。

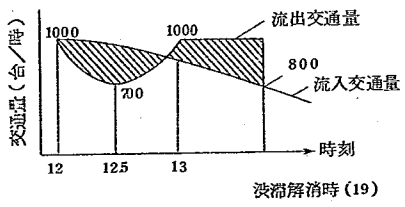


図６－９　浸水時の交通量の変化（例）

最大渋滞量は，$\frac{dV}{dt} = 0$ を満足する時刻に発生する。

$$\therefore \quad \sin\left(\frac{\pi}{24}t\right) = \frac{0.7}{8.5 - 0.6t}$$

この式が成立するｔの値は，近代的に ｔ＝１２.９である。最大渋滞量Ｖは

$$V = \int_{12}^{12.9} 1000 \sin \frac{\pi}{24} t\,dt - \left[\int_{12}^{12.5} \frac{700}{0.6t-6.5}\,dt + \int_{12.5}^{12.9} \frac{700}{-0.6t+8.5}\,dt \right]$$

$\fallingdotseq$ 255台

12.9時以後は，流出交通量が流入交通量を上回り，この状態が渋滞が解消するまで継続する。渋滞解消時刻は次のようにして求められる。

$$255 = \int_{12.9}^{13} \frac{700}{-0.6t+8.5}\,dt + 1000(t-13) + \int_{12.9}^{t} 1000 \sin\left(\frac{\pi}{24} t\right)$$

$$= 107 - 13000 + 1000t - 990 + 7600 \cos \frac{\pi}{24} t$$

$$\therefore \quad 1000t + 7600 \cos \frac{\pi}{24} t \fallingdotseq 15000$$

trial and error で，この式が成立するtの値を求めると，ほぼt＝19時になる。したがって，交通の渋滞は19時まで継続することになる。

渋滞量から渋滞に伴う損失を計算し（貨幣価値になおす），かかるlossとloss軽減に必要な費用との比較から所要の雨水ます密度を決めることも可能ではあろう。この場合は，雨水ますの数も減らせるし，管きよも小断面のものでよくなる。しかし，わずかの路面浸水でもかなり交通流に支障を与えるからこのような考え方はとるべきでない。

路面浸水が歩行者に与える悪影響も無視できない。浸水深と自動車の走行速度との関係，浸水による車線幅縮小が自動車交通に与える影響等を実態的に調査することも必要であろう。

6. 雨水ます配置

Case 1.『ある区間2ℓに2個の雨水ますを設置する場合，この区間内の路面水量を最小にするような雨水ます配置』

側溝単位長当りの流集水量をq，雨水ます落下率をr，上流端から第1雨水ますまでの距離をxとすると，路面水量Vは，次式で与えられる。

$$V = \frac{q x^2}{2U} + \left\{ q(2\ell - x) + 2qx(1-r) \right\} \frac{(2\ell - x)}{2U}$$

（ただし，流速Uは，場所的に一定とする）

上式は，下に凸な放物線である。したがって，路面水量の最小値を与える距離xは，$\frac{dV}{dx} = 0$を満足する。

$$2qr(x - \ell) = 0$$

故に　$x = \ell$

計算結果から，区間2ℓの中央に第1雨水ます，末端に第2雨水ますを配置すると路面水量が最小になることがわかる。

Case 2.『ある区間2ℓに2個の雨水ますを設置する場合，この区間内の最長水面幅を最小

にする雨水ます配置』：

第1雨水ます区間の最長水面幅は，第1雨水ます直前で生じ，この位置での流量はｑｘである。

第2雨水ます区間（第1雨水ますから第2雨水ますまでの区間）の最長水面幅は，第2雨水ます直前で生じ，この位置での流量は（２ｑℓ－ｑｒｘ）である。

上記の二つの最長水面幅が等しくなるとき，全区間でみた最長水面幅が最小になる。この条件は，両区間の最長水面幅発生地点の流量が等しくなることである。

$$qx = 2q\ell - qrx$$

故に　$x = \frac{2\ell}{1+r}$

ｒが1に近い場合は，近似的に $x \fallingdotseq \ell$ となる。

計算結果から，第1雨水ます区間距離 $\frac{2\ell}{1+r}$，第2雨水ます区間距離 $\frac{2r\ell}{1+r}$ となるように配置する。

Case 3.『ある区間２ℓに3個の雨水ますを設置する場合，この区間内の路面水量を最小にする雨水ます配置』

第1雨水ます区間距離（上流端より第1ますまで）をｘ，第2雨水ます区間距離（第1雨水ますより第2雨水ますまで）をｙ，第3雨水ます区間距離（第2雨水ますより第3雨水ますまで）を（３ℓ－ｘ－ｙ）とする。

路面水量は，Case 1.と同様にして次のようになる。

$$V = \frac{qx^2}{2U} + \frac{y}{2U}\left[qy + 2qx(1-r)\right] + \frac{1}{2U}(3\ell - x - y)\left[q(3\ell - x - y) + \right.$$

$$\left. + 2qy(1-r) + 2qx(1-r)^2\right]$$

極値を与える（ｘ，ｙ）は，$\frac{\partial V}{\partial x} = 0$，$\frac{\partial V}{\partial y} = 0$ で与えられる。

故に　$2x + y - 3\ell = 0$

$$\left[1-(1-r)^2\right]x + 2ry - 3r\ell = 0$$

両式から　$x = \frac{3\ell}{2+r}$

$$y = \frac{3r\ell}{2+r}$$

また，一般に通常のますでは，$\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} > 0$，$\frac{\partial^2 V}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} < 0$ であるからこの極値は，極小値でかつ最小値である。

したがって，第1雨水ます区間 $\frac{3\ell}{2+r}$，第2雨水ます区間 $\frac{3r\ell}{2+r}$，第3雨水ます区間 $\frac{3\ell}{2+r}$ となるよう配置する。

通常のますを用いた場合，$g = \frac{3}{2+r}$ は，1.1～1.2程度の値となるが，近似的には $g \fallingdotseq 1$ の扱かいをしてよく，この場合各区間の距離は等しくなる。

Case 4.『ある区間にn個の雨水ますを設置する場合，路面水量を最小にする配置』（ただしn≧4の場合）

Case 1，Case 3 と同様に路面水量を求め，以後同様の計算手続きで（n－1）個の（n－1）元連立1次方程式を解けばよい。この場合も，近似的には等間隔配置となると考えられる。

Case 5.『最長水面幅を一定にするような配置』（Case 2 参照）

(1) 落下率rが各ますとも同一の場合

第1雨水ます区間からの残流量qℓ(1－r)だけ第2雨水ます区間で流集する流量を少なくする。つまり各区間のます直前の流量を等しくする。第1雨水ます区間距離をℓとすると，第2雨水ます区間距離は，rℓとなり以後各区間距離は，rℓに等しくなる。

(2) 区間距離を等しくして落下率をかえる場合

この場合は，第1雨水ます落下率をrとすると第2雨水ます以降のます落下率は $\frac{1}{2-r}$ となる。

Case 6.『2連ますと単独ます配置』

Case 1を拡張して2連ますにした場合と，等間隔配置にした場合とで，管きょ内流量がどちらが多くなるかを第2ます直後の管きょ流量で比較してみる(注4)。

(1) 等間隔配置　$Q=2qr\ell+qr\ell(1-r)$

(2) 2連ます　$Q'=2qr\ell+2qr\ell(1-r)$

両者を比較すると$Q'>Q$である。

計算結果から，2連ますの方が総合落下率が大きくなることがわかる。2連ますにすると，最長水面幅が等間隔配置の場合の最長水面幅よりも広くなるという欠点がある。Case 1の結果と比較すると非常に興味深い。すなわち，路面水量を最小にすることは，管きょ流量を最大にすることであるが，最終雨水ます直前で計算するとCase 1のように等間隔配置，最終雨水ます直後で計算すると2連ますの導入(注5)という結果となる。ます数が2以上になってもこの結論は正しいものと考えられる。この事実をさらに拡張すると単独ます配置より多連ます（2個以上）配置が有効ということになる。しかしこのような配置の欠点は，最長水面幅が広くなることである。したがって，多連ますの採用は，路面の水面が広くなっては困る場所，路面冠水位が深くなっては困る場所，あるいは前記の状態になりやすい場所に限るべきである。

（注4） Case 5 までは，最終雨水ますの直前までの路面水量を求めている。

（注5） 導入の意味は，雨水ますの総数のうち一部または全部を2連ますとすることを意味する。

7. 結　　論

(1) 雨水ます蓋は，数個のますが一体となってはじめて完全な機能をはたす。ます1個の落下率は，小さいがます群の総括落下率は1に近い。

(2) ます数が多くなるにつれて，総括落下率の増分は小さくなる。

(3) 「下水道施設基準」や「道路土工指針」で述べられている雨水ます設置間隔はほぼ妥当であるが，一率にどのような道路に対しても用いることはできない。大幅員道路ほど間隔は狭くなる。

(4) 設計降雨強度が非常に大きくなる。この理由は，流達時間が短いためである。

(5) 等間隔配置は，路面水量をほぼ近似的に最小にする。

(6) 雨水の流集量が多くなる交差点部，急こう配坂道から緩こう配坂道に変るような部分は，多連ますを導入すると，路面浸水による交通障害をかなり防ぐことができる。

(7) ます数が少ないと管きょに余裕ができ，無駄が大きい。

(8) ますと管きょは一体の施設であり，ますと管きょとを別々に設計・計画してはならない。

以上主要な結論を列挙した。雨水ますの設計は，種々の要因を十分に考慮して行なうことが望ましく，現行の諸基準値にいたずらにとらわれることは望ましくないことを強調したい。

参　考　文　献

1) 下水道統計　昭和40年版　日本下水道協会

2) 横尾雨水ますの経済設計　昭和43年度　土木学会年次講演会概要集

3) 第3回道路会議論文集　走行速度効率論　近藤謙一郎

4) 自動車運転経費調査報告書　高速道路調査会

5) Highway Capacity manual.

6) 交通工学　米谷栄二

7) 路面集水ますの水理設計　高橋・吉川・芦田　土木技術資料

8) コンクリート雨水ます蓋の改良について　武田・大内　下水道協会誌

9) An Economic study of Urban and Highway drainage systems by John Williaws Knapp Technical paper №2 1965 Johns Hopkins Uni.

10) 道路構造令解説　日本道路協会

11) 開水路水理学　石原藤次郎訳　丸善

12) 雨水ますの経済設計　第23回土木学会年次構演会　横尾

13) 路面排水用雨水ますの落下率，密度及び配置（落下率が1でない場合）　稲場　横尾　下水道協会誌　"69，1月号

14) 雨水ますの規模と配置　稲場　横尾　第6回下水道研究発表会　"69，5月

附　　録

落下率が1になるようなマス蓋落下穴面積の計算法と計算例

雨水マスの落下率が1以外の場合には，設計計画上も困難な点が多く，落下率が1になることが望ましい。落下率が頂度1になるような雨水マス蓋の落下穴面積は次のようにして求めることができる。

雨水マスの落下流量はmanning 公式及び連続の式から

$$Q_1 = Q_0 \left\{ 1 - (h_2/h_1)^{5/3} \right\} \quad \cdots\cdots (1)$$

と表わすことができ，一般にオリフィスの式を適用すると，$Q_1 = CS\sqrt{2gh}$ と表わされ，hは雨水マス上下流の平均水深 $\frac{h_1+h_2}{2}$ を採用すると，(1)式とは別に次式を得る。

$$Q_1 = CS\sqrt{g(h_1+h_2)} \quad \cdots\cdots (2)$$

落下率 $r = 1$ の場合は $h_2 = 0$，しかも(1)と(2)は同値と考えると次式を得る。

$$CS\sqrt{gh_1} = Q_0 \quad \cdots\cdots (3)$$

(3)式で水深hは側溝流量 Q_0 の関数で表わすことができ，$h = \alpha Q_0^{\beta} = \alpha (Ai)^{\beta}$ とし，流量係数Cは，マス蓋の形式別にマス蓋落下穴面積Sの関数で表わすことができる。これを $C = aS^b$ とすると，(3)式は次のように変形され，落下穴面積Sの計算式を得ることができる。

$$\log S = \frac{1}{b+1}\left(1-\frac{\beta}{2}\right)\log(kiA) - \frac{1}{b+1}\log k_1 \quad \cdots\cdots (4)$$

ここで，　S：雨水マス蓋の落下穴面積（m^2）

i：降雨強度　（mm／時）

k：換算係数　$1/3.6\times10^6$

A：雨水マス1個の集水面積（m^2）

k_1：$a\sqrt{\alpha g}$　gは重力の加速度（m/s^2）

a，b，α，β：係数

上式に必要な係数は，表－1に係数一覧表として示す。(4)式による落下穴面積の計算例を表－2に示した。

終りに

路面に降った雨水あるいは融雪水は，雨水マスを径て下水管渠に流入する。雨水マス密度の大小，あるいは雨水マス1個の落下能力の大小が路面水量または下水管渠への流入水量に直接作用する。雨水マス1個の排水能力は不遍的なものではなく，雨水マスの配置計画に作用される。これらの相互関係を度外視しては機能的な設計は望めない。ここでは紙面の都合で非常に圧縮して総めたため説明不十分な点が多々あることをおわびして結びとする。

注－1　浸帯＝浸水による直接浸帯＋間接浸帯

表－1　係　数　一　覧　表

型	縦仕切型（A）				混合型（B）				鋼製格子蓋（H）				横断勾配
I(%) / 係数	1	2	4	6	1	2	4	6	1	2	4	6	
a	0.227	17.379	2.816	3.206	0.297	0.400	0.825	5.785	0.070	0.154	0.424	0.301	(%) 1.5
b	1.247	2.619	1.947	1.960	1.249	1.423	1.478	1.985	0.754	1.057	1.308	1.154	
a	1.156	0.800	0.287	0.221	0.882	0.861	0.301	0.502	0.392	0.183	0.189	0.127	1.0
b	1.516	1.445	1.195	1.138	1.396	1.452	1.187	1.394	0.977	0.794	0.822	0.726	

横断勾配	1.0%				1.5%			
I(%) / 係数	1	2	4	6	1	2	4	6
α	1.794	1.637	1.476	1.369	1.359	0.852	0.811	0.656
β	0.361	0.386	0.384	0.360	0.378	0.272	0.350	0.411

表－2　i＝50㎜／hr，道路片巾7mの時のマス落下穴面積の縦断勾配，横断勾配及びタイプ別による比較（m^2）

縦断勾配　I＝1%

TYPE / S \ L_s	A			B			H		
	20	15	10	20	15	10	20	15	10
1.0%	0.0696	0.0633	0.0555	0.0683	0.0620	0.0540	0.0583	0.0520	0.0436
1.5	0.1140	0.1025	0.0885	0.1020	0.0920	0.0792	0.1220	0.1050	0.0876

縦断勾配　I＝6%

TYPE / S \ L_s	A			B			H		
	20	15	10	20	15	10	20	15	10
10%	0.1000	0.0900	0.0770	0.0910	0.0824	0.0718	0.0800	0.0700	0.0578
1.5	0.0920	0.0852	0.0760	0.0770	0.0714	0.0640	0.1136	0.1018	0.0880

(注)　L_s：設置間隔，　S：縦断勾配

第7章　滞水池化による貯留（滞水池とは何か？）

〔主　旨〕

人工的に雨水を貯留させる意図で造られた自然を利用した施設は，どんなものであっても滞水池と呼ばれるべきである。都市域に於る洪水防御目的の滞水池は，新市街地などでかなり建設されているが，一般的な傾向として滞水池の建設が今後採用される可能性は，特定の条件がみたされる地域を除いてはほとんどないと言える。

そこで水量コントロールを目的とした滞水池の採用限界などについて具体例を引用しながら考えてみた。計算法などについて詳細にふれることは本章ではしない。

§1.　水量コントロールを目的とした滞水池の設置条件と本来的な性格

〔主旨〕でも述べたが滞水池は新市街地で採用される例が多い。この理由は

(1)　地形的に滞水池として利用しうる場所が多い。

(2)　急激な都市形成により雨水流出量が激増する反面，河川の疎通能力が不足している。

(3)　浸水被害の激増が予想される。

従って滞水池はあくまで河川改修が完了するまでの漸定的な処置として採用されていると考えられる。

滞水池は維持管理も容易でないし，放置すれば環境衛生上からも好ましいものではない。また浸水防御目的の滞水池は容量的にもかなりの規模となるため用地のうえでも特定地域でない限り求めることはまず不可能である。従って滞水池は積極的に採用をしょうれいできるものではない。

しかし，急激な都市化による出水増が今後も予想されるうえに一度浸水が生ずればその被害は極めて大きいから，雨天時下水排除施設の設計想定洪水以上の大洪水が生じた場合の救剤手段として滞水池を考えることは充分意味がある。つまり通常施設の設計には滞水池を考慮せず，余裕として滞水池を考えることである。〔主旨〕で述べたように滞水池は，人工的に貯留させる意図で利用される施設を含んでいる。公園や緑地，タメ池，通常の池，凹地，被害の生じない程度の田畑の貯水池化，谷や山腹などの貯水池化などが滞水池として考えられてよい。利用できるものでかなり効果のあると考えられる施設はすべて考慮に入れて，雨天時下水排除施設を設計すべきである。この意味で屋根の雨水は必ず庭を流下させるようにすると庭が滞水池と化する。このような手段もかなり有効である。洪水用滞水池の採用は，分流式雨水排除システムに限るべきである。

河川計画に於ても洪水の防御のために遊水池，ハン乱原が保存される。都市の雨天時下水排除施設の中でそれに相当するものが公園や池の滞水池化である。

そこで次節で滞水池の具体例について以上の観点から解説してみたい。

§ 2. 滞水池の具体例とその解説

具体例1　（空間の3次元的利用）（飛行場排水の場合）

本例は，飛行場の排水施設で滞水池を利用しているものである。図7－1は滑走路排水であるが，排水溝は滑走路から非常にはなして設置しており，しかも溝があふれても直接には雨水が滑走路に影響を与えないように斜面勾配をかなり急にしている。図7－2はあきらかに滞水を考慮し，しかも排除能力を向上させる考慮がはらわれている。図7－3は，コンタ図であって滞水規模を示している。

滞水を余裕と考え空間を最も有効に3次元的に利用している。そこには雨水排除という目的からみると無駄な空間は存在していない。

この例でみるように空間をなるべく3次元的に有効に利用し，余裕として滞水池を考える姿勢は，設計の根本理念にかなったものであろう。

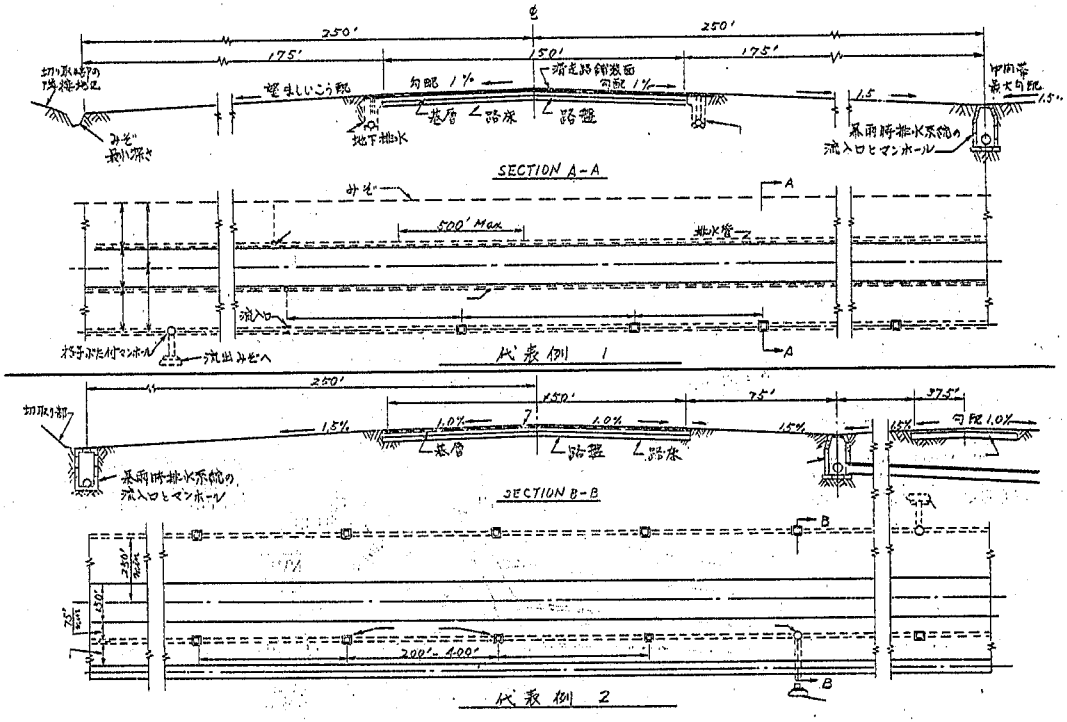


図７－１　典型的な着陸帯と滑走路の排水

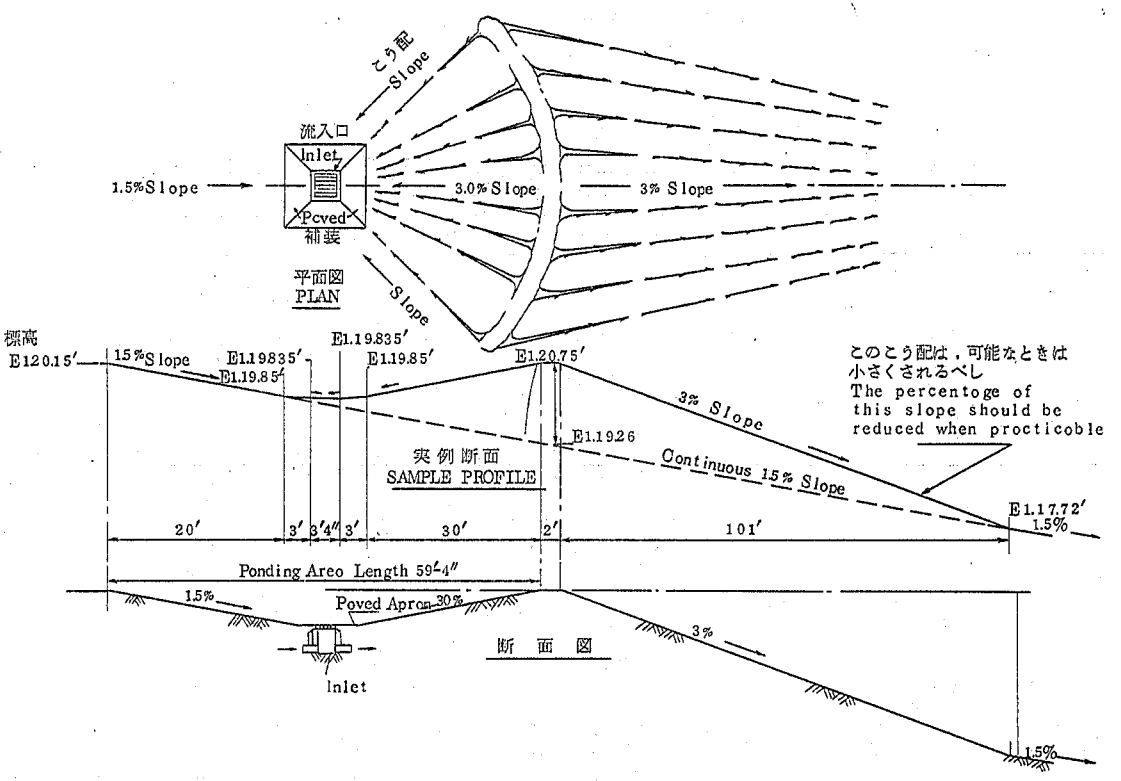


図７－２　流入口の連続線上の小遊水区域のためのこう配

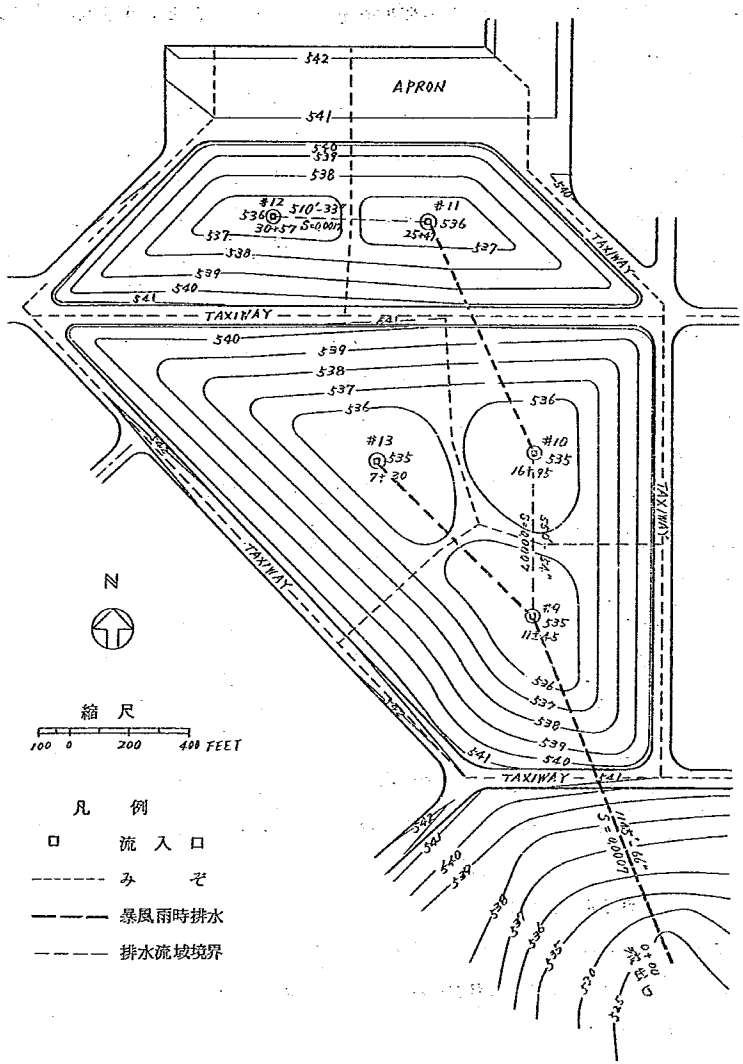


図７－３　排水設計を示す空港の一部

具体例２　（新しく滞水池を建造した例）

本例は，神奈川県横浜市鶴見川上流の山林地帯開発で採用されたという滞水池[1]である。この滞水池の目的は，新開発に伴う出水増量分を貯留し，河川に放流する雨水量を開発前の量におさえることである。排除システムは完全分流式で滞水池は２段に区分し，常時は上段を公園，下段を調節池として利用している。

この滞水池はオリフィス型であるが，新市街地ではかなり土砂流出も多いためこの種のタイプの滞水池にはオリフィスの構造を充分検討しない限り若干の疑問は残る。

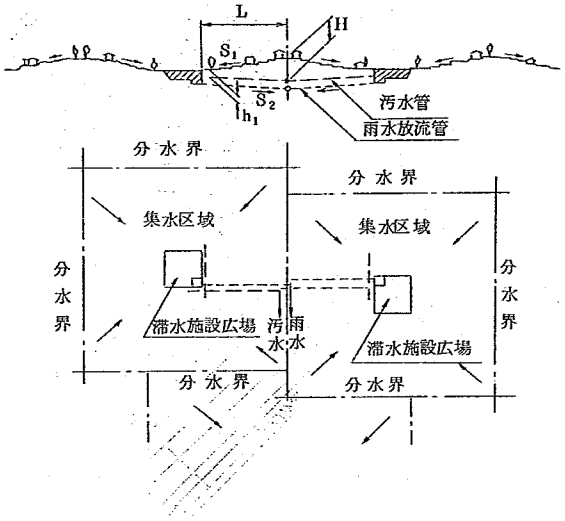


図　７　－　４

容量計算も合理式を用いて非常にラフに行われるため余裕施設としての滞水池の効果は充分にあるとは考えられても施設が本来の目的を充分はたしているとは考えがたい。

具体例３　（カンガイ池を利用した滞水池）

本例は，大阪府吹田市千里ニュータウンで採用されたカンガイ池の滞水池化である。この種の滞水池は，泉北ニュータウン（大阪府），千葉ニュータウン（千葉）など非常に多くの新市街地で採用されているものである。

滞水池採用の理由は，具体例２で述べた理由とまったく同一である。しかし，河川改修が完成するまでの漸定的な施設だと考えられ，河川改修後は余裕施設となる。

周辺は公園として利用し美観を確保していることも前例と同じである。

この種の滞水池には，本例のようなオリフィス型と越流型とがあり，前者は土砂流出が多いことからオリフィスの設置位置に問題がある。また一般にオリフィスは，手動操作でゲート開閉が可能なようになっている。

千里ニュータウンでは，図７－６のようなカット型滞水池も設置している。このタイプは，河川に於る遊水池と同一の形式であるが土砂や汚物の堆積の多いことが予想されるため維持管

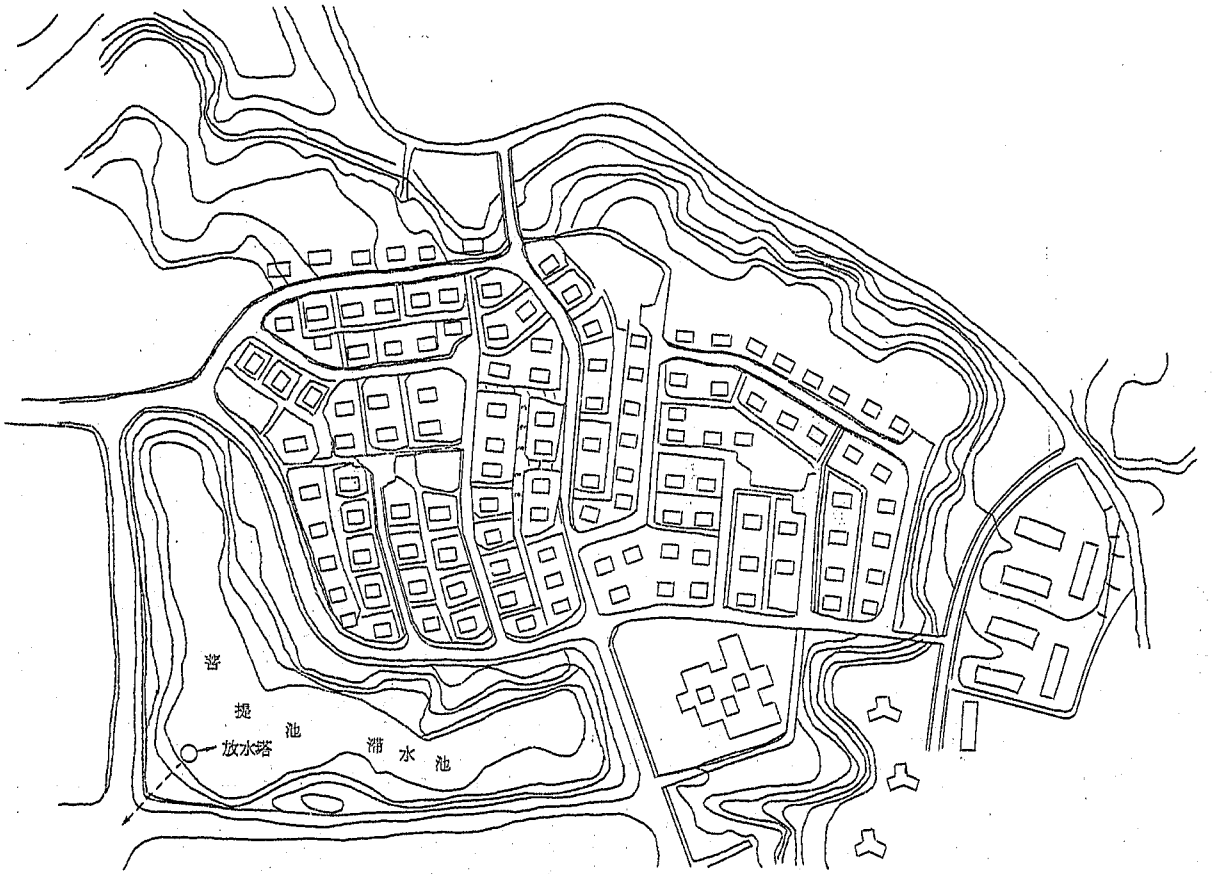


図７－５－１　千里ニュータウン菩提池滞水池

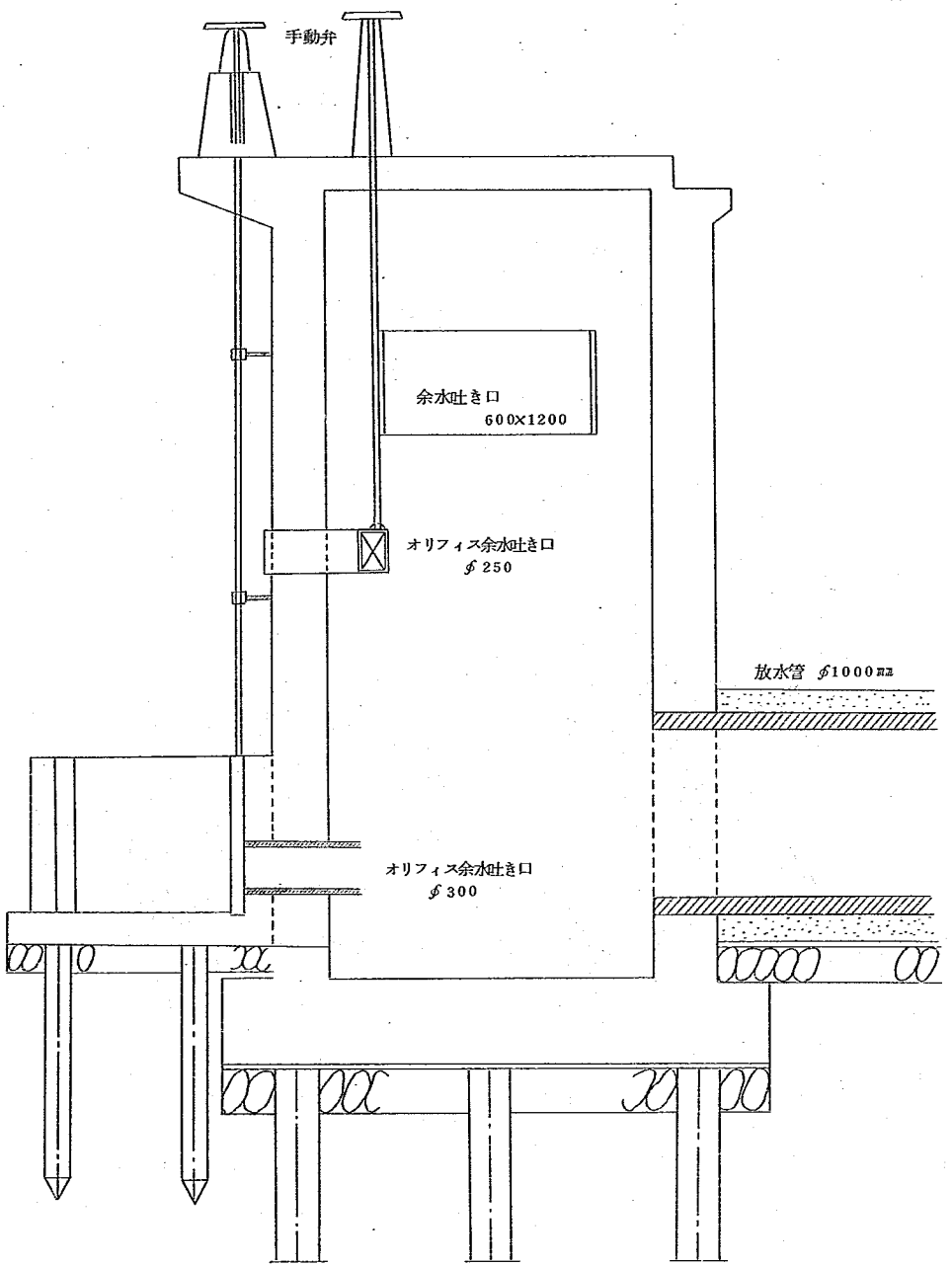

手動弁
余水吐き口
600×1200
オリフィス余水吐き口
φ250
放水管 φ1000鉄筋
オリフィス余水吐き口
φ300

図7－5－2　菩提池放水塔

理を充分に行わねばならない。

容量計算は，前例と同様であって極めてラフである。

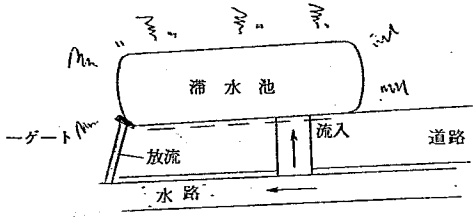


図７－６　　カット型

具体例４　（谷を利用した滞水池）

本例は，神良県の平城丘陵団地に建設が予定されている滞水地である。[2)]

平城団地が建設されるまでは，ゆるやかな谷であったが，団地の建設によって下流河川の疎通能力をはるかに越える出水が予想されるため，谷を締め切り上流側を滞水池とし常時は公園として利用するものである。滞水池よりの最大放流量は，下流河川の受け入れ可能な最大疎通量としている。滞水池はオリフィス型である。

計算は次の手順によっている。

(1)　下流部での最大受け入れ可能量を他支川及び本川の疎通能，流量より計算する。

(2)　過去の大降雨データより滞水池建設をしない場合で団地建設後に想定される流出ハイドログラフをいわゆる貯留函数法によって計算する。

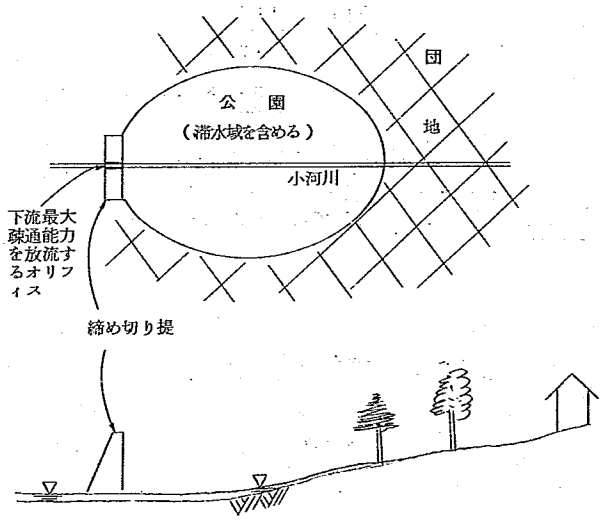


図　７　－　７

(3)　滞水池が建設されたものとして，滞水池の放流設備規模に応じた放流ハイドログラフを計算し，最大放流量が(1)で求めた最大受け入れ可能量になる放流設備規模になるまで計算を繰り返す。

(4)　以上より求める滞水池の規模を決定する。

以上のように計算方式としては，かなり合理的な方式であるといえるが，計算に用いられた諸水理係数，設計対象降雨とパターンの決め方などにラフな点が残り，やはり得られた施設が充分安全な施設であるとはいえがたい。

附録　平城丘陵団地滞水池計画案

3. 貯水池建設計画

3－1. 貯水池の規模

前節河川計画の基本方針で述べたように計画対象降雨５０㎜／hr とし，最大放流量を２０㎜／hr とすると必要貯水量は４０㎜／hr となる。山田川筋についてはこの基本方針にもとづいて貯水池を計画する。秋篠川筋については団地計画の影響も少なく，且つ既設の溜池があるので新規の貯水池は建設しない。

貯水池は図４－１に示す山田川筋に５ケ所設けることとし各貯水池の諸元を次表に示す。

表３－１　貯水池の規模

貯水池名	流域面積	貯溜量	湛水面積	有効水深
小松川	1.91 km^2	76,400 m^3	堰堤延長　貯水池奥行 115m×332m＝38,200m^2	2 m
渋谷川第１	2.49	99,600	116　×286　＝33,200	3
〃　第２	0.70	28,000	47　×298　＝14,000	2
鹿川第１	0.14	5,600	50　×　56　＝　2,800	2
〃　第２	0.17	6,800	40　×　85　＝　3,400	2
計		140,000	91,600	

〔注〕　湛水面積は等深，短形として計算した。

3－2. 堰堤の構造

計画する堰堤は有効水深が２～３mできわめて低く，築造材料として土も豊富であるところから主体を土堰堤とし，水通し部のみコンクリート構造とする。

土堰堤は必要最小限の構造として天端高を満水面上0.5m～1.0mとし，天端巾２０m，法勾配表裏共２割とする。水通し部はコンクリート動式構造とし，孔あきダム方式として，ゲートを設けず自然に貯溜調節を行う。堰堤頂部には溢流部を設ける。

コンクリート堰堤は土堰堤に１m程度突込み，袖は石積とする。

水叩きは厚５０㎝～７０㎝のコンクリート，長さは３m～５mとし前面にcut off を設ける。図３－１は堰堤の標準図を示す。

なお，堰堤放口は満水位で２０㎥／hr を流下させる断面をとり，頂部溢流断面は４０㎥／hr（計画降雨５０㎜／hr×0.8）計画流量を放水口と合せて流下出来るよう断面を決定した（各々は次表の通り）。

表３－２　放水口及び溢流断面

貯水池名	放水口断面	頂部溢流断面	有効水深	備考
	深　巾　本	深　巾		
小松川	1.00m × 1.40m × 2	0.8m × 1.9m	2.0m	有効水深は放水口中心から頂部溢流面迄の深さ
渋谷川第１	1.00 × 1.45 × 2	1.0 × 3.2	3.0	
〃　第２	1.00 × 1.00 × 1	0.8 × 0.95	2.0	
鹿川第１	0.45 × 0.45 × 1	0.5 × 0.70	2.0	
〃　第２	0.50 × 0.50 × 1	0.5 × 0.80	2.0	

土堤部の断面形状は最小のものを示したものであり，土地利用計画および土量配分などと関連して法面をさらに緩くしあるいは天端巾を広くすることも考えられる。

３－３．貯　水　池

堰堤地点上流部は現状はなだらかな上り勾配となっているが，これをこのまま貯水池として使うことは堰堤も高いものが必要となり且つ，貯水池面積も大きくなり土地利用上からも得策ではない。

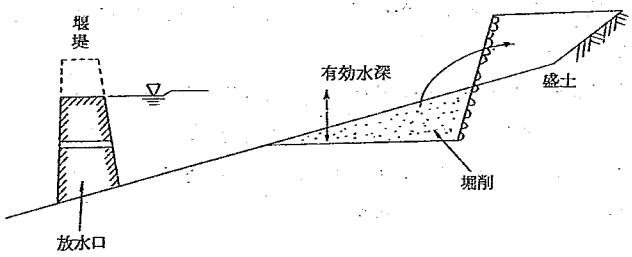


図３－１　貯水池の堀削

図の如く放水口より上の部分を堀削し，貯水池周辺部へ盛土すれば有効に土地利用も出来ると考えられる。

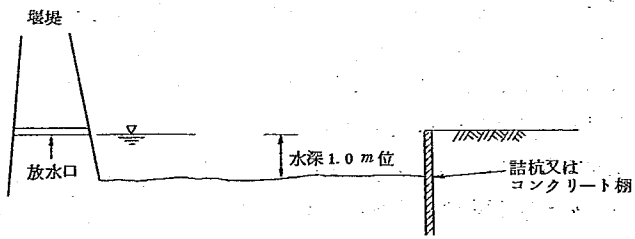


図３－２　湛水池の構造

放水口以下についてはこれも貯水池面積の１０～２０％さらに堀削をして常時下図のように水を溜めて池とした方が美観上もよく，また砂溜めの効用も兼ねることができて好ましい。

放水口より高い湛水池は一時的に冠水するだけであるから緑地，公園等に利用することができ，植樹や遊具等の施設も治水上支障がない。

§ 3. 具体例から結論できる事項

滞水池は，その大部分が新市街地で計画設計されている。採用理由は，都市化による出水増量分を貯留し，下流河川の改修をしないですませること，下流の被害軽減を経済的に達成することなどである。

滞水池の大部分は，地形的に滞水池の建設が容易に可能な地域に限って建設されている。筆者の観察するところでは，地形；地勢，施設の目的，関連施設の能力を充分検討して非常に有利だと判断される場合のみ滞水池が採用されているようである。

§ 4. 設計上の注意点・問題点

設計の方法や施設のタイプなどを詳しく述べることは本章の目的ではないので省略する。

滞水池の建設は，貯留を増加する手段であるから河川も含めた全体の施設からみると非常に好ましいことであるといえる。

しかし洪水防御目的で計画される場合，その容量が大きなものとなると考えられるから在来都市で計画することには非常な無理がある。

滞水池は，地形的に無理なく建設され，しかも滞水池の建設が他計画に対して経済的にも有利な場合にのみ採用されるべきである。

従来から滞水池の設計は，合理式による極めて概算的な計算がなされているようで，あたかも極めて小さな滞水池で非常に大きな効果がはたせるように考えているものがある。

滞水池の設計には，雨水の流出波形，特に多重降雨に対する波形とその波形に対応した放流状況の推定及び前2波形よりの貯留量の算定が必要である。単一降雨に対する計算のみでは不充分である。

小規模な滞水池を有効に利用するためには，維持管理の徹底と，降雨時の合理的なゲート操作が必要であるが，一般にはこのような体勢を取ることは不可能に近いため，設計時から充分に上記の事項を検討しておくことが必要である。

しかし，滞水池として大規模に考えなくとも，公園の排水は，公園の中に多分存在する池を利用してこの池に一時貯水しておくとか，公園周辺の側溝は公園内の池に放流させられるようにしておくとか，側溝そのものを十文字にクロスさせ相互の余裕断面を利用できるようにしておくとか，住宅地域では，屋根排水はある程度庭にたれ流させるとか，公園以外の広物・ターミナルは，貯水も可能なようにしておくとか，いろいろの方策によって通常の地表を滞水池と化し，なるべく表価貯留を人為的に増大させることは，浸水防御のうえで非常に有意義なのである。

滞水池は水質コントロールのためにも利用されるものであり，この点については第7章で再度ふれることにしたい。

参考文献

1) 椎名 雨水滞水施設 下水道協会誌 '67－10

2) 平城丘陵団地計画書 日本住宅公団

第8章　雨天時下水の水質の実態と河川水質汚濁防止対策

〔主　旨〕

雨天時下水の水質とその変動パターン，雨水吐き室からの越流頻度，管内堆積，分流式下水道と合流式下水道での水質の違いなど主として実態面を詳細に述べ定性的な傾向を把握するとともに，雨天時下水の放流方式やそれに伴う下水管渠システムの改善対策などについて考察を加えた。

1. はじめに

都市域に降る雨水は，都市域内の下水や汚物と混合して雨天時下水となる。雨天時下水は，下水道を通って都市域外へ排除される。

降雨時に合流式下水道では雨水吐き室からこのような汚水の一部が直接に無処理放流されることがあるため，水質汚濁防止の観点から雨水吐き室の希釈倍数の再検討が問題になっている。雨水吐き室は，降雨時の下水処理量を一定量にするために合流式下水道には必ず設けられる施設である。だから汚水の一部が放流されても当然である。

都市域に降る雨水が合流式下水道で排除される場合，雨水は，家庭や工場から発生する下水や管きょの中や都市域（道路，屋根，庭など）に堆積している汚物と混合するし，分流式雨水きょで排除される場合，雨水は，後者の堆積汚物と混合する。したがって，合流式下水道の場合だと，たんに下水が雨水で希釈される以上にきたなくなるし，分流式雨水きょの場合でも天然の雨水だけの場合の水質よりきたなくなることは当然の理である。

過去においては，降雨時には下水が雨水によって希釈され，雨天時下水の濃度は，希釈された下水の濃度以上にはきたなくならないと仮定していたようである。

欧米においても希釈される以上にきたなくなるかならないかで一時大論争があったという。しかし現在では，降雨初期は希釈される以上にきたなくなることが広く認められ，この現象を“first foul flush”現象と呼んでいるようである。くわしい実態調査は，１９４０年代以降にMckee, Palmer, Johnson, Camp, Gamsonらの多くの研究者によって実施され[1)2)3)4)]，現在では雨天時下水による水質汚濁の防止対策として下水道自体の改造が行なわれていると伝えられている[5)6)]。

わが国においても大きな問題になっているのであるが，対策として前述した希釈倍数の再検討程度でよいのかどうかということ自体が問題である。この問題の解決の順序としては，まず第一に実態把握，対策の種類とその効果の程度の調査を行ない，つぎにどの程度の水質だと許容できるかという判断を行なった後にいろいろな対策の中の１つを決定することになる。

対策の選定にあたっては，現況のままで推移した場合の将来における放流状況，将来の水需用動向，将来の環境衛生施設の整備状況等々を含めた総合的な形で行なうことが必要であるし，

改善および拡充する施設規模の決定にあたっては，雨天時下水の水質変動の推定，雨天時に流掃されてくる汚物の性質や組成の把握も必要になる。

わが国のこの面での調査研究は，実態調査すらいまだ十分に行なわれていないといっても過言ではないと思う。しかし，現実には雨水吐き室の位置を決定するにしても河川管理者や下流都市住民の強い要求によって，位置の変更や構造の改善を余儀なくされている例がある。しかも河川管理者や下流都市住民側も下水道管理者や下水道設計者側も，いかなる対策が最適であるかを判断しうる資料すら不足している状況にあるように思える。

そこで本論では，主に雨天時下水の水質の実態と処分対策を述べる。

2. 雨天時下水の水質の実態

2－1. 調査内容および調査区域一般概況

調査内容を表８－１に，調査区域一般概況を表８－２に示す。

表８－１　雨天時下水の水質調査方法

大分類	雨天時観測				晴天時観測	
調査項目	雨量観測	流量観測		水質観測	流量観測	水質観測
		水位観測	流速観測			
観測方法	調査区域のほぼ中央に貯水型日巻き自記雨量計を設置し常時観測。 降雨時で流量観測を実施する時に現場に貯水型６時間巻き自記雨量計を設置し現場観測。	観測マンホールの基準点より水面までの距離を水面測定器で観測。 水位上昇時は，２～３分間隔，水位下降時は５分間隔程度で観測。	水位１０cm間隔ごとに螢光浮子により観測。 断面内１点で観測。 上流マンホールより浮子投入，下流の２つのマンホールで流下時間を測定。	水位観測と同時刻に採水する。 断面内１点で採水する。 分析項目は，BOD_5，SS，VSSで，分析方法は1964年版「下水試験法」日本水道協会編による。	表面浮子によって流速観測。 １時間間隔で水位観測。 通日観測である。	１時間間隔に水位観測と同時に採水。 他は，雨天時観測と同様である。
観測場所の条件	(1)Back water のかからない所で１００m程度直線・定勾配水路。(2)横からの流入が少ない水路。(3)勾配は１～３％程度が望ましい。(4)上流域の面積が１００ha 程度が望ましい。					

2－2. 雨天時下水の水質と水質の時間的変動

調査結果を表８－３に示す。この表から雨天時下水の水質の変動状況についてつぎの傾向があるといえるようである。

この結論は，東京都谷端川で観測した資料から得たもので，他の調査区域での調査結果とは

表 8－2　調　査　区　域　概　要

都市名	調査排水区名	用途地域名称	総面積	総人口	人口密度	平均勾配		晴天時平均汚水量	晴天時平均水質		総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	最長降雨継続日数	最長降雨継続無日数
						地盤	水路		BOD	SS					
			(ha)	(人)	(人/ha)	(‰)	(‰)	(m/hr)	(ppm)	(ppm)			(人)	(日)	(日)
東京都	谷端川幹線（合流式）	住居・住居専用・準工業・特別工業	540.6	120,000	222.1	14.8	2.7	0.65	134.6	184.9	41,807	—	—	33	50
豊橋市	花田（合流式）	工業	105.1	12,160	116	9.0	1.7	0.71	126	160	2,945	2,060	10,140	—	—
名古屋市	田光幹線（合流式）	住宅	51.4	9,920	193	7.3	2.3	0.56	56.9	84.6	2,832	2,492	8,730	45	40
名古屋市	千年南部幹線（合流式）	港湾	81.3	12,317	151.5	1.4	1.6	0.68	63.4	51.1	3,342	1,700	7,768	45	40
岐阜市	清水川（分流式）（雨水きょ）	商業	106.4	24,568	231	1	1.7	0.81	7.02	42	6,462	4,943	19,831	32	37
京都市	中部第1（合流式）	住宅	67.8	16,945	250	7.8	3.6	0.23	150.6	71	3,728	2,233	10,149	22	21

註 (1) 総人口は住民登録人口。
(2) 晴天時平均汚水量，晴天時平均水質は実測値。
(3) 総戸数のうち東京都の値は，総世帯数である。
(4) 最長降雨継続日数，最長無降雨継続日数は該当市の気象台設置以来の観測記録による。
(5) 岐阜市清水川排水区は，分流式雨水きょであるので流れている水は，正確には汚水とはいえない。したがって晴天時平均汚水量の欄は，晴天時流量で地下水，冷却水，多少の雑用水などである。

表8－3　水質変動のパターン

都市名	排水区名	観測月日	最大降雨強度 (mm/hr)	降雨継続時間 (min)	最大水質発生時間比 BOD	最大水質発生時間比 SS	降雨ピーク時間比	流出ピーク時間比	降雨前の水質 BOD (ppm)	降雨前の水質 SS (ppm)	雨天時最大水質 BOD (ppm)	雨天時最大水質 SS (ppm)	雨天時最小水質 BOD (ppm)	雨天時最小水質 SS (ppm)
東京都	谷端川（合流式）	42. 6. 15	72	36	0.17	0.44	0.31	0.81	151	150	490	1,290	50	なし
		6. 29	5.6	90	0.87	0.87	—（一様強度）	0.87	140	230	170	540	30	〃
		7. 3	5.1	176	1.00	1.00	0.70	1.00	90	140	175	510	15	〃
		7. 6	21	70	0.77	0.77	0.57	0.93	140	30	330	1,350	70	〃
		7. 13	0.5	102	—	0.68	0.10	0.29	95	20	したいに減少	40	40	〃
豊橋市	花田（合流式）	42. 8. 22	45.6	150	0.07	0.40	0.40	0.67	229	101	410	1,450	30	〃
		8. 22	43.8	20	—	1.00	0.25	1.00	60	100	したいに減少	470	30	〃
名古屋市	田光（合流式）	42. 7. 19	65	20	0.65	0.70	0.30	0.90	100	80	140	1,790	20	〃
		8. 22	微弱	—	—	流出ピークに一致	—	—	110	40	したいに減少	570	40	〃
		9. 13	30	22	—	0.68	0.14	0.68	40	80	40	600	40	〃
名古屋市	千年（合流式）	42. 8. 22	31	70	0.29	1.07	0.67	0.93	40	60	160	710	40	〃
		8. 22	53	25	—	0.84	0.56	1.00	120	30	したいに減少	720	—	〃
		9. 13	25	26	—	1.00	0.31	1.18	40	70	したいに減少	300	15	〃
		9. 13	16.5	23	—	0.74	0.09	1.26	45	130	45	210	45	〃
京都市	中部第一（合流式）	42. 8. 22	30	50	—	0.50	0.24	0.40	100	180	したいに減少	500	20	〃
		8. 31	32.4	62	0.32	0.58	0.33	0.53	150	150	220	520	20	〃
岐阜市	沼川（分流式雨水きょ）	42. 7. 6	27.6	23	2.18	1.65	0.48	1.83	6.5	60	14.3	268	なし	〃
		7. 12	4.4	50	1.64	0.36	0.12	1.20	3.7	32	14.3	52	〃	〃
		7. 12	2.5	32	2.60	2.34	0.12	2.35	4.4	24	10.0	75	〃	〃
		7. 19	80	75	1.12	0.27	0.13	1.07	6.8	46	14.2	476	〃	〃
		8. 22	40	160	0.50	0.70	0.63	0.82	7.8	86	17.8	208	〃	〃
		10. 5	2.8	360	0.25	0.29	0.42	0.67	7.5	30	13.6	60	〃	〃

(注)　時間比とは，降雨継続時間に対する比率。たとえば降雨ピーク時間比とは，降雨継続時間と降雨開始時から降雨ピーク発生時までの時間の比率である。

違っている部品もあるが，理論的には，この結論は正しいと考えられる。今後調査をかさねることによってさらに正確な傾向がわかるであろう。

(イ) 最大降雨強度と最大水質発生時間比との関係

最大降雨強度が大きいほど最大水質発生時間比は，小さくなる。最大降雨強度がある値より小さいと最大水質発生時間比と流出ピーク発生時間比とは一致する。

(ロ) BOD_5 最大水質発生時間比とＳＳ最大水質発生時間比

BOD_5 最大水質発生時間比は，ＳＳ最大水質発生時間比より一般に小さい。最大降雨強度がある値より小さいと両者は，ほぼ一致しかつ流出ピーク発生時間比とも一致する。

(ハ) BOD_5 最大水質

最大降雨強度が大きいほど最大水質も大きいようである。降雨前水質値と最大水質値との比率も，最大降雨強度が大きいほど大きいようである。降雨が微弱な場合，水質は増加せず漸減する。

(ニ) BOD_5 最小水質

降雨流出期間に必ず最小水質があらわれる。これは，都市域内にＢＯＤ物質の堆積物がなくなるか，降雨が微弱で堆積物の流送が不可能な場合，流出雨水によって下水が希釈されるためである。

(ホ) ＳＳ最大水質

ＳＳの堆積量は，無尽蔵であるといえよう。最大水質は，流出ピークかそれ以前に生ずる。ＳＳの構成は，降雨初期には，有機性成分が多いが，しだいに無機性成分が多くなる。Total Solid とＳＳとの差は，ＳＳ最大水質発生時刻近傍では，それ以前および以後より小さくなる。すなわち初期および後期では，平均粒径が小さく，最大水質発生時刻近傍では平均粒径が大きくなっている。図－１からこの傾向がうかがえよう。

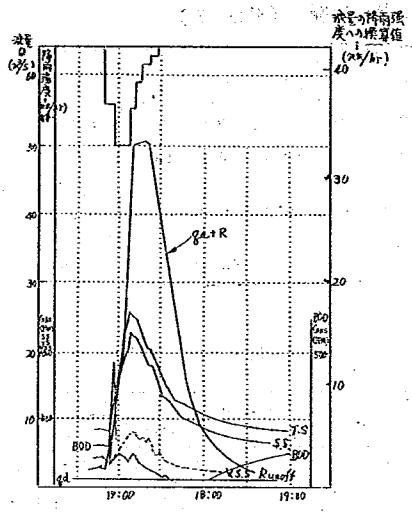
(ヘ) ＳＳ最小水質

流出前と流出後とでは，水質はほぼ等しい。流出期間中は，水質が単調増大・最大・単調減少するのみである。ただ降雨がきわめて微弱な場合，流出雨水によって下水が希釈されるので最小水質があらわれる。しかし，この限界の降雨は，きわめて小さいので，それに伴う流出量は少なく最小水質を求めることは困難であるし，また意味はない。

(ト) 合流式と分流式雨水きょとの水質の差異について合流式下水道の雨天時下水の最大水質は，晴天時より悪いことが多い。しかし最小水質は，きわめてよくなる。分流式雨水きょでは，晴天時水質より悪くなるが，最大水質でも合流式下水道の雨天時下水の最小水質程度である。

２－３. 越流（放流）限界降雨強度・越流頻度

表８－２より晴天時平均汚水量は，東京都で 0.62㎥／hr，豊橋市で 0.71㎥／hr，名古屋市で平均 0.62㎥／hr，京都市で 0.23㎥／hr である。京都市の汚水量が少ないのであるが，昭和３９年度に京都市内５地点で測定した結果によると夏期は，0.4～0.95㎥／hr，冬期は，



観測場所：東京都谷端川　観測月日：昭和42年6月15日
qd：晴天時流量　R：雨水流出量

図８－１　雨天時下水の水質変動の１例

0.39～0.53㎜／hrであった。そこで今回の観測日は，夏期であるからほぼ平均して0.67㎜／hr 程度とみてよい。以上から各市とも0.65㎜／hr程度の降雨に相当する汚水を常時発生させていると考えてよい。雨水吐き室の希釈倍数は，最大汚水量に対して２～６倍程度で設計されるが，一般的には３倍で設計される例が多い。いま最大汚水量を平均汚水量の1.5倍と仮定すると最大汚水量は，ほぼ1㎜／hrとなる。希釈倍数を３倍とすると雨天時下水が3㎜／hrになると雨水吐き室からの放流が起こる。だから最悪の場合には，2㎜／hrの雨水が流出すると雨水吐き室からの放流が起こることになる。流出係数を0.5とすると平均降雨強度が4㎜／hr，流出係数を0.7とすると同じく3㎜／hrの降雨で放流が起こることになる。希釈倍数が５倍であると，流出係数0.5の場合は8㎜／hr，流出係数が0.7の場合は6㎜／hr程度の降雨で放流が起こることになる。

つぎに降雨の強さや時間的な規模別の生起頻度を述べよう。表８－４は，東京都における年間総降雨日数のうち１時間降雨量で最大雨量が１０㎜／hr以下の降雨のあった日数と１０㎜／hr以上の降雨のあった日数とを昭和３２年より１０年間集計した表である。表８－５－(1)，および８－５－(2)は，京都地方気象台の観測による自記記録紙より一連降雨の継続時間Tと最大降雨強度imを求め頻度表にまとめたものである。

表８－４によると平均して年間総降雨日数のうち約91％が最大時間雨量１０㎜／hr以下の降雨である。表８－５をみても降雨回数のうち小降雨の占めるウェイトは非常に大きいし，総降雨時間に占めるウェイトにおいても大きいことがわかる。かりに流達時間が６０分程度とみて，流出係数が0.5の場合，１０㎜／hrの降雨で5㎜／hrの流出が起こるから希釈倍数が５倍の場合においては，１０㎜／hr以下の降雨によって雨水吐き室からの放流は起こらないことになる。このことは，希釈倍数を高くすることの効果がかなり大きいことを示していると思われる。しかし将来，都市化によって流出係数は増加するとすれば，現在よりは放流される頻度は高くなり希釈倍数を大きくすることによる効果を減ぜしめる。なお注意すべきことは，小規模降雨の雨域は狭くて局地的であるから放流河川の水量は増加しないものと考えられることである。この点が重要であるのであって河川流量は，平常時流量と考えたうえで雨水吐き室からの放流の肯否について考えておかねばならない。

表８－５から年間総降雨時間は，ほぼ５００時間であって最大降雨強度が１０㎜／hr以上の

表８－４　降雨強度別回数累年比較（単位　日）

降雨強度＼年度	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	10カ年平均
10㎜　以下	106	127	93	101	86	86	108	80	97	86	97
10㎜　以上	12	6	10	10	8	8	10	5	15	10	10
比率（10㎜以下日数／全降雨日数）	0.9	0.95	0.9	0.91	0.91	0.91	0.91	0.94	087	0.9	0.91
全降雨日数	118	133	103	111	94	94	118	85	112	96	107

表８－５－(1)　im－T　頻　度　表　（昭３９）

im＼T(hr)（㎜／hr）	0～0.5	05～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0	4.0～5.0	5.0～7.0	7.0～9.0	9.0～11.0	11.0～	合計	%
0～5	118	41	17	7	5	10	3	3	4	5	0	3	0	216	68.5
5～10	9	12	5	3	3	5	2	1	1	2	2	4	0	49	15.5
10～15	8	7	0	3	2	1	0	1	0	3	2	0	0	27	8.6
15～20	2	0	1	2	0	0	0	1	0	1	1	0	0	8	2.5
20～25	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	4	1.3
25～30	1	4	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	8	2.5
30～40	0	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	3	1.1
40～	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合計	138	65	26	16	10	16	6	6	5	15	5	7	0	315	
%	43.8	20.6	8.3	5.1	3.2	5.1	1.9	1.9	1.6	4.7	1.6	2.2	0		100

T：Duration Time（降雨継続時間）（hr）　im：Max・rainfall intensity（最大降雨強度）（㎜／hr）

表８－５－(2)　im－T　頻　度　表　（昭４０）

im＼T(hr)（㎜／hr）	0～05	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～25	2.5～3.0	3.0～3.5	3.5～4.0	4.0～5.0	5.0～7.0	7.0～9.0	9.0～11.0	11.0～	合計	%
0～5	108	23	20	10	7	5	5	5	11	5	1	1	0	201	70
5～10	8	4	3	2	4	5	1	2	5	3	3	0	1	41	14.5
10～15	2	2	2	1	3	1	1	0	2	3	0	1	1	19	6.6
15～20	1	1	4	0	1	0	0	1	1	1	0	1	1	12	4.2
20～25	1	0	0	0	1	0	0	0	1	2	0	0	0	5	1.7
25～30	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	2	0.6
30～40	0	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	4	1.2
40～	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	4	1.2
合計	120	34	29	13	17	11	8	9	21	14	4	5	3	288	
%	41.7	11.8	10.1	4.5	5.9	3.7	2.8	3.2	7.3	4.9	1.4	1.6	1.1		100

降雨の降雨時間は，ほぼ１００時間である。このように大規模降雨の年間総降雨時間に占める比率は，前述したように大きくはない。だから希釈倍数を多少あげれば越流総時間をかなり短縮することは可能である。もっとも問題になる降雨は，雨域が狭くて強度の大きい集中豪雨であって，このようなパターンの降雨に対しては，希釈倍数の引き上げという対策以外の別の手段を考えねばならない。

２－４．合流式下水道と分流式雨水きょとの雨天時の汚濁負荷量の違いについて

合流式下水道と分流式雨水きょとの降雨時の下水の水質については，２－２で述べたのでここでは，両者の降雨時の汚濁負荷量とその差異およびその差が起こる原因について述べたい。表８－６と表８－７に降雨時に流送されてくる汚濁負荷量の数例を示す。表の汚濁負荷量の意味は，一降雨による直接流出（近似的に表面流出）の全期間に流送されてきた汚濁物質の全量という意味である。人口換算値の計算のために１人当たりBOD_5を３６gr／人・dayと仮定した。合流式と分流式雨水きょとを比較すると，明らかに合流式の場合にあっては莫大な量の汚物が雨水によって流送されていることがわかる。その量は，降雨の強度が高いほど多くなっているようである。流送される汚濁物質の量は，人口に換算して合流式下水道の場合，ha当たり最大で４２６人，最小で６９人であるのに分流式雨水きょでは，ほぼ２桁小さい値になっている。前にも述べたが，汚濁物質は，道路，側溝，庭，屋根，支線や幹線の下水道管きょの中に堆積している。分流式雨水きょと合流式下水道との雨天時下水の水質に大きな違いがある原因は，前記の汚濁物質の堆積場所のうち支線や幹線の下水道管きょの中の堆積汚物量のウェイトの違いによる，という理由は，支線や幹線の下水道以外の堆積場所は，合流式でも分流式でも同じ条件であると考えられるからである。つまり合流式下水道は，管きょ系統内に多量の汚物を堆積させており，この汚物が降雨時に一時に流送されるのである。そ

表８－６　東京都谷端川排水区（合流式）における流送汚濁負荷量（昭和４２年）

観測月日	平均降雨強度（㎜／hr）	流送BOD_5負荷量（kg）	面積当たりのBOD_5負荷量（kg／ha）	人口換算値（人／ha）
6：15	49.2	8,248	15.2	426
6：29	5.05	2,473	4.6	128
7：3	4.15	1,328	2.5	69
7：6	18.50	6,950	12.9	357

表８－７　岐阜市清水川排水区（分流式雨水きょ）における流送汚濁負荷量（昭４２年）

観測月日	平均降雨強度（㎜／hr）	流送BOD_5負荷量（kg）	面積当たりのBOD_5負荷量（kg／ha）	人口換算値（人／ha）
7：6	8.29	64	0.6	17
7：12	6.76	32	0.3	8
7：12	1.80	5	0.05	1
7：19	35.85	49	0.5	13
10：5	1.1	6	0.06	1

のさい流送される汚物の量は，降雨規模が大きいほど多く，BOD_5に換算する数万人あるいは数十万人分の汚濁負荷量になることもある。分流式雨水きょは，管きょ系統内の堆積汚物量は少なく道路面や側溝，屋根，庭などに堆積している汚物量のウェイトが高いと考えられるが，その量は非常に少ない。しかし表８－３によるとＳＳにおいては，合流式の場合とさほど違っていないという事実は注目すべきである。この事実は，道路面や側溝，屋根，庭などは，ＳＳの堆積場所としてのウェイトは大きいこと，およびＳＳは無機成分が多いことを示している。有機性汚物の河川への放流量を少なくするという目的のためには，合流式下水道よりも分流式下水道のほうが効果的である。

２－５．合流式下水道管きょ内の汚濁物質の堆積場所

合流式下水道の場合，どのような場所に汚物が堆積しているかという問題であるが，１例を表８－８に示す。表８－８は，東京都内西巣鴨排水区のうち約１５０haの区域において昭和４１年５月１６日に管きょ内汚泥をしゅんせつした後，同年１０月２２日に再度しゅんせつするまでに管きょ内に堆積した汚泥量を調査した結果である。この調査結果によると管径６００㎜以上の管きょでは，ほとんど顕著な汚泥の堆積はみられなかった。東京都をはじめとして各都市では，定期的に汚泥堆積深を調査し必要に応じてしゅんせつを行なっているが，一般的に小管径の管きょほど堆積量が多い傾向にあるといわれている。京都大学が京都市内で調査した結果[7]によっても同様の傾向を示している。小管径の管きょ内に汚物が多量に堆積していて大管径の管きょにはあまり堆積しないという事実は，都市域内に堆積する汚物の分布をモデル化するうえできわめて重要である。小管径管きょは，都市内にきわめて密に分布しているから，汚物の分布は都市内に一様で均一に分布しているとも仮定することが可能で，このように仮定することによって比較的簡単に降雨時の下水の水質の変動を推定することも可能であると考えられるのである。[8]

表８－８　管径別の堆積量の１例

管きょ径 (㎜)	堆積量 (m^3)	堆積延長 (m)	m当たり堆積量 (m^3/m)
２３０	3.4	５１１	0.0067
２５０	5.5	９７７	0.0056
３００	4.8	９６２	0.0050
３５０	0.7	１３７	0.0051
３８０	2.3	５０３	0.0046
４００	0.1	５２	0.0019
４５０	1.5	４２０	0.0036
５２０	0.1	７４	0.0013
５３０	2.1	７６	0.028
６００	1.4	１０９	0.013

(注) 調査場所：東京都西巣鴨排水区のうち旧高田町地域
調査面積：１５０ha
調査期間：昭和４１年５月１６日しゅんせつ後昭和４１年１０月２２日再しゅんせつまでの期間

なお，２－４でも述べたが，合流式下水道の雨天時下水の有機物に関係した水質（BOD_5，ＶＳＳ等）の悪化は，合流式下水管きょ内に堆積した汚物によるのであって，路面や庭等の管きょ以外の部分に堆積した汚物は量的にはきわめて少ないから雨天時下水の水質の悪化に寄与

するウェイトは低いと考えられる。

3. 河川水質汚濁防止の観点からみた雨水吐き室の改造

雨天時下水の水質が想像以上に悪いということから雨水吐き室の希釈倍数を高める必要があると一般にいわれている。このことは，処理場の規模も大きくするということであろうが，はたして希釈倍数の増加，遮集管きょや処理場の規模の拡大といった一連の改善処置が最適であるのだろうか？。2.で希釈倍数を高めるという処置は，かなり有効であると述べたが，全体的にみて最適かどうかという問題とはおのずから別である。

諸外国においても雨水吐き室の改善策がいろいろとられている。それらの改善策を整理してみるとつぎのようになる。

(1) 視覚的な汚濁の防止策（固形物除去策）

(イ)スクリーン併設，(ロ)粉砕装置併設，(ハ)スカム除去装置併設，(ニ)雨水吐き室内で下水をうず巻き状に流し固形物を除去する（ハイドロサイクロンのような）雨水吐き室の設置，(ホ)沈砂池併置

(2) 細菌による汚濁の防止策

塩素消毒設備の併置。流量に応じて自動的に塩素が添加できる装置や塩素接触室を設ける必要があって技術的にも困難な点が多い。

(3) 雨天時下水の放流量を減ずることによる汚濁防止策

(イ)貯水池，滞水池の設置。固形物除去に有効である。(ロ)下水管きょ内に貯留させる案。最も有効で経済的であるが技術的に貯留量の評価が困難である。(ハ)遮集管きょ径は，従前どうりにして希釈倍数を高める案。この案は(ロ)に通じるもので有効だが希釈倍数を高めることに附随する問題やその効果の評価がむずかしい。

(4) 総合的な汚濁防止策

(1)～(2)の組み合せ案である。一般に組み合せ案が採用されている。

(5) 合流式下水道を分流式下水道に改造する策。分流化にあたってもいろいろ工夫して経済性を考慮している。

以上のような改造案のうち，雨水吐き室の希釈倍数を高め貯水池を併置させ遮集管きょは従前どうりにして改造せず，その他の付属施設は，雨天時下水の水質の性質に応じて考慮するという策が最も経済的でかつ有効であるという報告がある[5]。英国においては，この策の一変形が採用されているようで，希釈倍数を6倍量とし3倍量まで処理し，残りの3倍量を雨水貯留タンクに貯留するようである。米国においては，対策立案の対象降雨を1年確率降雨とする例がある。以上に述べたようにいろいろな対策があるが，工学的に未知の部分も多い。2.でみてきたように雨天時に合流式下水道の下水の水質は確かに非常に悪化する。しかし，長時間にわたって悪化しつづけるわけではない（図8－1参照）。したがって合流式下水道を分流式下水道

に改造することなく，合流式下水道を若干改造して経済的に放流河川側の水質要求を満足させる対策は存在している。この方がより経済的であることは明白である。合流式下水道の改造が都市域での洪水防止とも関連した形で実施されることが望ましい。この観点からは，貯留量を増加させうる案が最もよいことになる。しかしどのような対策が最もよいかということを決定するには，今後多くの調査研究を実施してゆかねばならない。主な研究項目を列記するとつぎのようになろう。

(1) 管きょ内や流域内の貯留量の評価方法

(2) 流出波形に対応した水質の時間変動の推定方法

(3) 貯留量を増加せしめる管きょ系統の設計法

(4) 貯水池，処理場，雨水吐き室の間の放流量配分の合理化

(5) 各種対策の効果の検討

(6) 急激な水質変動のある場合の処理場の運転方法や処理効果

(7) 設計確率決定方法や考え方

参　考　文　献

1) H.H. Benjes, P.D. Haney, O.J. Schmidt, and R.R. Yarabeck : "Storm Water Overflows from Combined Sewers" J.W.P.C.F. 33, 12, 1252 (Dec 1961)

2) Thomas R. Camp : "Overflows of Sanitary Sewage from Combined Sewerage Systems" S.I.W. 31, 4, 1959

3) A.L.H. Gamson and R.N. Davidson : "Storm Water Investigations at Northampton" The Institute of Sewage Purification Jour, and Proceedings Part 2, 1963

4) Thomas R. Camp : Water and Its Impurities p. 217 Reinhold Publishing Co.

5) P. Ackers et al : "The Hydraulic Design of Storm Sewage Overflows Incorporating Storage" J.I.M.E Vol. 95, Jan, 1968

6) D.D. Dunbar et al : "Pollution Control for Storm Waters and Combined Sewer Overflows" J.W.P.C. Nov. 1967

7) 末石，松井：合流式下水道系統における沈殿堆積現象について，第5回下水道研究発表会講演集(1968)

8) 稲場：雨天時下水の水質変動の理論と実態，第5回土木研究所研究発表会講演集(1968) 4月，建設省土木研究所

9) 稲場：雨天時下水の水質の実態と河川水質汚濁防止対策　用水と廃水　1968，11月号

第9章　滞水池での初期雨天時下水の貯留による負荷量コントロール

（水質コントロールの面でみた滞水池の効果）

〔主　旨〕

本章では，前章で述べた定性的な雨天時下水の水質及び水質変動パターンについて理論的な根拠を与えると共に，初期雨天時下水の水質コントロールの方法について考察を加えた。また水質コントロールのために従来から考えられている雨水吐き室の希釈倍数の引き上げという策は，同時に処理場の規模，処理率，遮集管渠等の拡大を行わねばならないことを意味し，経済的にも不経済な案であることがわかった。

第8章でも述べたように雨天時下水の水質は，長時間にわたって悪化し続けるものでないため，ある期間の初期雨天時下水を貯留させることによって負荷量をコントロールしてやれば放流河川側の水質悪化をふせぐことが可能だし処理場での処理率をも無理なく高いレベルで維持することができる。

初期雨天時下水滞水池の設計のためには，滞水池前後の流入及び放流の水質時間変動の予測が必要であって，このために前述の水質変動予測法の理論化が必要となる。

本章では，さらに滞水池のタイプ，放流水質の予測を行い，どのようなタイプの滞水池が初期雨天時下水の水質コントロールのために最適であるかを考究している。

§1. 雨天時下水の水質の時間変動の解析

雨天時下水の排除計画の立案のためには，雨水流出ハイドログラフと対応した水質の時間変動を推定する必要がある。そこで本節では，第8章で述べた水質実態の理論的な説明とあわせて推定方法について考察する。

〔推定方法1〕

都市域あるいは排水区を等価な矩形排水区とみなす。すなわち，図9－1に示すように，面積W・Lは，実際の面積Aに等しく勾配$\sin\theta$は，実際勾配の平均値，モデルの雨水流出ピークが実際の場合と同じ時刻，同じ高さにあらわれる粗度を持つ斜面とする。汚水は，場所的に一様に発生する。降雨は，場所的に一様に降るものとする。汚濁物質は，場所的に一様に堆積しているものとする。

文字の説明

i	降雨強度	P_u，P_l	雨天時下水濃度
q_d	晴天時下水量	H	汚濁物質堆積高さ
P_d	晴天時下水濃度	λ	空隙率
q_u，q_l	雨天時下水量	ρ	汚濁物質密度

(1) 汚濁量に関する基礎式

1－1 連立方程式

$$q_l = q_u + \frac{\partial q_u}{\partial x} dx \quad , \quad P_l = P_u + \frac{\partial P_u}{\partial x} dx$$

収支の式より

$$q_l P_l - q_u P_u = q_d P_d dx - \rho(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t} dx$$

以上の式より

$$P_u q_u + P_u \frac{\partial q_u}{\partial x} dx + q_u \frac{\partial P_u}{\partial x} dx - P_u q_u$$

$$+ \frac{\partial q_u}{\partial x} \frac{\partial P_u}{\partial x} (dx)^2 = q_d P_d dx - \rho(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t} dx$$

故に近似的に

$$\rho(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Pq}{\partial x} = P_d q_d \quad \cdots\cdots (1-1-1)$$

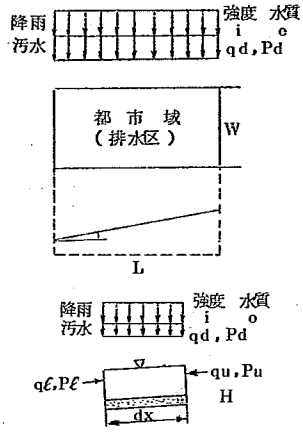


図9－1 都市のモデル化

1－2 運動方程式

Pq＝（掃流汚濁量）＋（浮遊汚濁量）とする。前者を，KF(F－F_c) と仮定する。

但しFは，掃流力とし，F_c は，限界掃流力とする。いま，F_c は，Fに対して無視できるものとすると

$$KF(F-F_c) \fallingdotseq KF^2 = k g^2 s^2 h^2 = k_1 h^2$$

ここで g は重力加速度， s 勾配， h 水深， k 常数

後者を， $k' q^2 = k_2 h^{10/3}$ と仮定する。

故に $Pq = k_1 h^2 + k_2 h^{10/3}$ …… (1－1－2)

(2) 雨水に関する基礎式

連続方程式 $\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i + q_d$ …… (1－2－1)

運動方程式 $q = \frac{1}{n} \cdot s^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{5}{3}} = k_3 h^{\frac{5}{3}}$ …… (1－2－2)

(3) 解 析

(1－1－1)，(1－1－2) より

$$\rho(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t} + 2k_1 h \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{10}{3} k_2 h^{\frac{7}{3}} \frac{\partial h}{\partial x} = P_d q_d$$

(1－2－1)，(1－2－2) より

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{5}{3} k_3 h^{\frac{2}{3}} \frac{\partial h}{\partial x} = i + q_d$$

上の2式より $\frac{\partial h}{\partial x}$ を消去すると

$$\rho(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t}+\left(2k_1 h+\frac{10}{3}k_2 h^{\frac{2}{3}}\right)\left(-\frac{\partial h}{\partial t}+i+q_d\right)\times\frac{3}{5k_3 h^{\frac{2}{3}}}=P_d q_d$$

$$\text{故に}\quad \frac{dH}{dt}=\frac{3}{5k_3\rho(1-\lambda)}\left(2k_1 h^{\frac{1}{3}}+\frac{10}{3}k_2 h^{\frac{5}{3}}\right)\times\left(\frac{\partial h}{\partial t}-i-q_d\right)+\frac{P_d q_d}{\rho(1-\lambda)}\quad\cdots\cdots(1-3-1)$$

（1－3－1）式は，水位と汚濁物質堆積高との間に密接な関係があることを示している。

（1－3－1）は，雨水流出波形を仮定してやると容易に解くことが可能である。

水質は，（1－1－1）より

$$P=\frac{1}{q}\int\left\{P_d q_d-\rho(1-\lambda)\frac{\partial H}{\partial t}\right\}dx$$

であるから $\frac{\partial H}{\partial t}<0$ すなわち，堆積汚物が流出しているあいだは，下水が単に雨水で希釈される以上に悪水質となる。堆積汚物がなくなると希釈効果のみとなるのである。

堆積汚物には，有機系物質と無機系物質とがあり，それらの堆積場所は，第6章でも述べたように前者は，下水管きょ，側溝に集中しており，後者は，庭，道路，屋根などに集中している。しかも下水管きょ，路面等の密度は，高いためマクロにみた場合，面的に一様に堆積していると考えてもよいと思われる。

有機系物質と無機系物質とは，堆積量に於て著るしい違いがある。前者は，量的に有限であるから全部流出した後は，前述のように雨水による希釈効果のみがあらわれる。後者は，量的に無限だから，その負荷量あるいは水質のピークは，流出のピークに一致する。有機系と無機系とでは，明らかに水質の時間変動のパターンが異なるといえる。図9－2にその差違を図示する。

〔推定方法2〕

掃流浮流汚濁物質量を合わせた公式としてブラウンの実験公式を用いると流出する汚濁物質量は，近似的に次式で与えられる。但し，この式では，限界掃流力が晴天時時間最大汚水量の時にあらわれるものと仮定している。

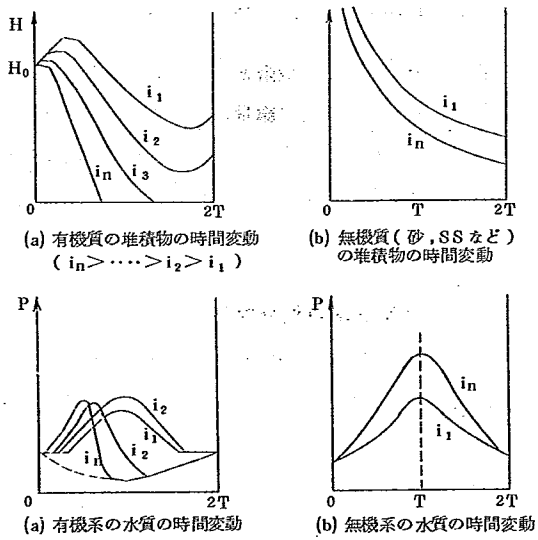
$$S\fallingdotseq P_d q_d+BQ^{5a}\left\{1-\left(\frac{2.25\bar{q}_d}{Q}\right)^{2a}\right\}^2$$

ここでS：ある汚濁物質の量

q_d：晴天時下水量

P_d：晴天時下水濃度

$\bar{q}_d$：晴天時平均下水量



(a) 有機質の堆積物の時間変動（$i_n>\cdots>i_2>i_1$）　(b) 無機質（砂，SSなど）の堆積物の時間変動

(a) 有機系の水質の時間変動　(b) 無機系の水質の時間変動

図9－2　雨天時下水の水質変動のパターン

Q：雨天時下水量，　a：常数，　B：$Kbd/[\{(\sigma/\rho)-1\}gd]^2$，　σ：ある汚濁物質の密度，　ρ：水の密度，　g；重力加速度，　d：汚濁物質の相等径，

K：10，　b：常数

Bは，汚濁物質の相等径dと逆比例的な関係にある。相等径dと流量Qとの間には，比例的な関係があるものと考えられる。すなわち，流量が少いとき，流下する汚濁物質の径は種々あっても，その平均径は一般に小さく，逆に流量が多い場合は，その逆であると考えられる。この事実からBとQとの間には，一般に逆比例的な関係がある。

$$B = k/Q^n$$

故に　$S \fallingdotseq P_d q_d + k Q^{5a-n} \left\{ 1 - \left(\frac{2.25 \bar{q}_d}{Q} \right)^{2a} \right\}^2$

実測データよりk，a，nを求めてやると上式より流量Qに対応した汚濁物質量が求まる。図6－1の資料よりk，a，nを求めると　Total　Solid　の場合下表のようになる。

	k	n	a
riging part	2800	1.7	0.5
recession part	170	1.0	0.5
平　　均	951	1.5	0.5

今後堆積汚物の組成，物理的化学的な性質，堆積量など調査研究すべき問題が多いが，ミクロな追究には，この種の問題の場合に関して限界があると考える。

堆積量の把握が最も重要であるが，マクロに1日a(g)づつ堆積するものとし，n日前から堆積し続けているとする。自己減衰するものとしその反応速度をkとすると堆積量は，自己減衰第1段階では，

$$S = \frac{a}{k}(1 - e^{-kn})$$

自己減衰には，第1段階と第2段階とがあるが，第2段階の反応速度は，非常に遅いので第2段階に入った堆積量の総量に対するウエイトは一般に小さい。そこで上式では，これを無視している。堆積量の推定のためには，aの設定，無降雨期間の確率的把握，kの設定などを行う。筆者は，上記のようにマクロに取り組めばよいと考える。

§2.　雨天時下水の処分対策

雨天時下水の水質が想像以上に悪いということから雨水吐き室の希釈倍数を高める必要があると一般にいわれている。このことは，遮集管きょ，処理場の規模の拡大，処理効率のアップといった一連の改善処置が必要であることを意味している。諸外国の雨天時下水処分対策をみると次のとおりである。

(1)　視覚的な汚濁の防止策（固形物除去策）……スクリーン併設，粉砕装置併設，スカム除去装置併設，ハイドロサイクロン型雨水吐き室，沈砂池併設など

(2) 細菌による汚濁の防止策……塩素消毒設備

(3) 雨天時下水の放流量を減ずることによる汚濁防止策……貯水池，滞水池の併設，遮集管きょは，従前どうりにして希釈倍数を高める。

(4) (1)～(3)の組み合せ。

(5) 分流化

雨天時に合流式下水道の下水の水質は確かに悪化するが，長時間にわたって悪化しつづけるわけではない。したがって合流式下水道を若干改造することで放流河川側の水質要求を満足させる対策は存在している。

2－1 希釈倍数引き上げの限界

局地的な小降雨の場合に放流水質が最悪になるうえ河川流量は増加しないため最も危険である。仮に晴天時河川水質と雨天時水質とが等しくなるような希釈倍数を図9－3に示す系統で求めると次のようになる。

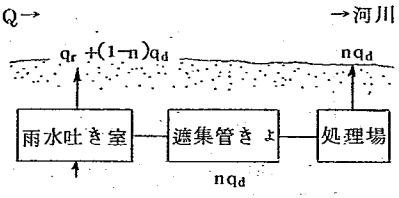


図9－3 雨水吐き室と処理場との関連

(イ) $n \leq \frac{q_r}{q_d}+1$ （放流の起る条件）で

$$n=\frac{1}{\alpha}\left(1-\frac{C_d}{C_w}\right)\left(1+\frac{q_n}{q_d}\right)$$

ここで α：処理率，C_d：晴天時河川水質，C_w：雨天時下水水質，q_r：雨水流出量，q_d：晴天時下水量，Q：晴天時河川流量，n：希釈倍数。上式が成立するためには $\frac{1}{\alpha}\left(1-\frac{C_d}{C_w}\right) \leq 1$ でなければならない。

(ロ) $n \geq \frac{q_r}{q_d}+1$ のとき $\alpha = 1-\frac{C_d}{C_w}$

(イ)，(ロ)あわせると $1 \geq \alpha \geq 1-\frac{C_d}{C_w}$ である。ところが $\frac{C_d}{C_w}$ は，かなり小さいからこの条件を満足することは，極めて困難である。

また希釈倍数の設定にあたっても，C_w や q_r などは時間的に変化するから，各時刻のnを求めてそのうちの最も河川側に安全側の値をとるか，あるいは，雨水吐きを自動的に操作してnを刻々変えて行くかしなければなるまい。なお，nを引き上げると，それに対応して種々の施設を改造する必要があるし，改造しない場合に，管きょ内の貯留量（余裕）との均衡をはかったnとする必要があり非常に難しい。

2－2 初期雨水滞水池導入の必要性

前述したように初期雨水（降雨初期の雨天時下水）がかなり汚濁しているのであるから，こ

の初期雨水の直接放流を何らかの形でコントロールすれば，雨天時下水の排除の上での障害はないことになる。初期雨水は，量的に非常に少ない。処理場や遮集管きょなどの規模の拡大を避けるためにも初期雨水滞水池の導入は必要である。したがって改善案のうち，雨水吐き室の希釈倍数を，放流水質の関連でとらえ，滞水池を併設し，付属設備は雨天時下水の水質に応じて考慮する策が最適でないか？。

§ 3. 初期雨水滞水池の型式・長所短所

滞水池には図９－４に示すようにカット型とオリフィス型がある。滞水池は，雨水吐き室，遮集管きょとの関連でとらえる必要があり，その組み合せ，放流方式を図９－４に図示してある。

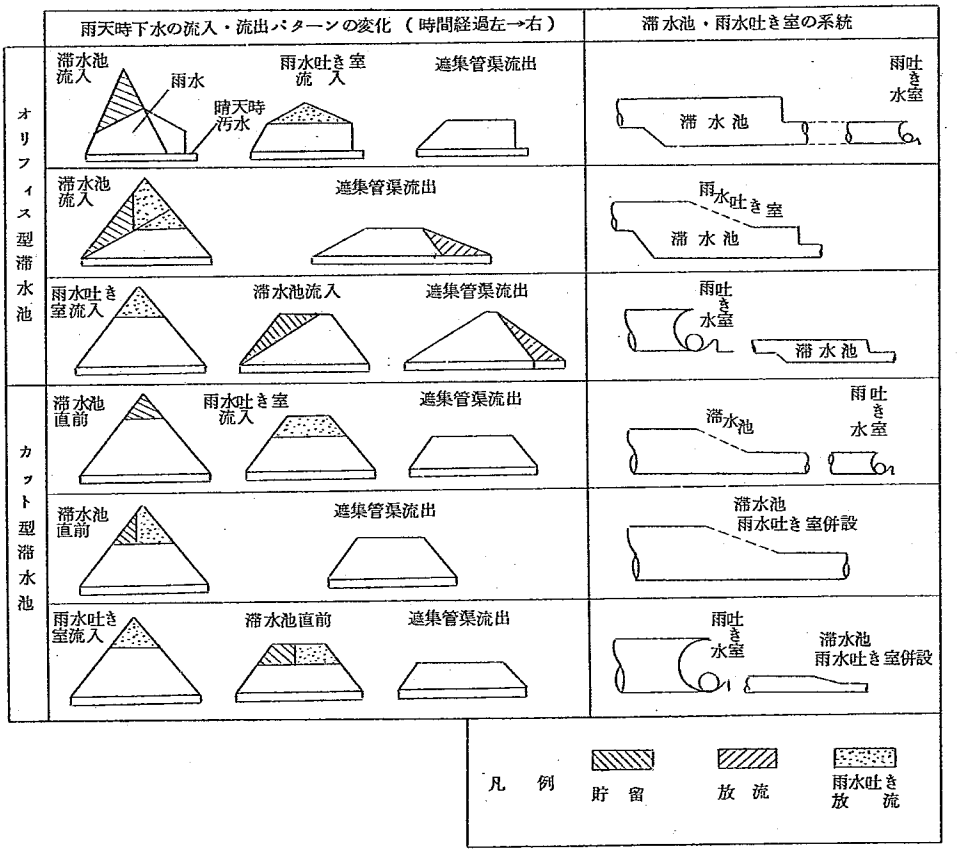


図９－４　滞水池と雨水吐き室による雨天時下水の排除方式

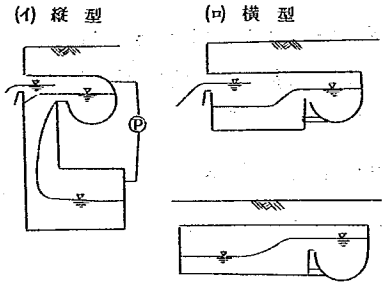


図9−5 カット型滞水池のタイプ

オリフィス型滞水池の型式は，図9－4に示してあるように管きょの一部を変形したものであるが，カット型滞水池には，図9－5に示す2種類がある。縦型は，水路底に，横型は，公園下などに設置することができる。自然にそのまま滞水池として利用できる場所がある地域ではあらたに滞水池を建設することはない。滞水池建設の目的は，雨天時下水の水質（放流水質）のコントロール，換言して負荷量コントロールである。そこでオリフィス型とカット型の長短所を論ずる場合，容量と滞水池放流水質の2点を論ずればよいのでないか？。そこで焦点をこの点にしぼる。

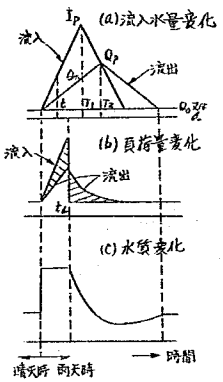


図9−6 オリフィス型滞水池の降雨時の水質変化
（BODを想定）

3－1 容量比較

オリフィス型で図9－4の第1段目のものは，水質のかなりよい部分まで貯留することになるので無駄が多い。第3段目のものは，悪水質部分を放流する可能性があるうえ，余分な部分を貯留する。この意味で第2段目のもののように滞水池と雨水吐き室の併設した型式がよい。オリフィス型の場合，このような第2段目の型式の妥当な容量計算を行うことは難しい。カット型でも無駄な容量のない図9－4の第5段，第6段の型式がよい。第6章及び第7章第1節で述べた実態や理論から比較的に簡単に妥当な容量が計算できるのではないか？。筆者は，図9－4の第2段及び第5段のような滞水池と雨水吐き室の併設が良いと考える。

3－2 滞水池放流水質

(イ) オリフィス型の場合の計算例 ：完全混合とした場合について考える。

貯留式 $\frac{dS}{dt} = 1 - Q$ ……（3−2−1）

汚濁物質の貯留式 $IC_I - QC_S = \frac{dS \cdot C_S}{dt} = C_S\frac{dS}{dt} + S\frac{dC_S}{dt} = C_S(1-Q) + S\frac{dC_S}{dt}$

$\therefore\ S\frac{dC_S}{dt} = IC_I - IC_S$ ……（3−2−2）

ここで S：貯留量， I：流入量， Q：放流量， C_I：流入水質， C_S：放流水質

$$Q=\alpha\sqrt{\frac{S}{A}} \quad \therefore\ 2Q\frac{dQ}{dt}=I-Q \qquad \cdots\cdots (3-2-3)$$

(3−2−1)～(3−2−3)までで一応放流水質は求まるが(3−2−3)は解けない。但し流入を図9−6のように仮定し，かつ無次元化してI／Q=X なる置換を行えば解けるが解も非常に複雑であるため近似的に図9−6に示す場合について述べることにする。

図9−6の場合，$S=\frac{1}{2}t\left\{I_P\frac{t}{T_1}-Q_P\frac{t}{T_2}\right\}=k_1t^2$，$I=I_P\left(\frac{t}{T_1}\right)+\alpha=k_2t+\alpha$，

$Q=Q_P\left(\frac{t}{T_2}\right)+\alpha=k_3t+\alpha$，$t_1\geq t\geq 0$ で $IC_I=k_3t+k_4$ とすると

$$kt^2\frac{dC_S}{dt}=-k_2tC_S-\alpha C_S+k_2t+k_4$$

ここで $k_4\fallingdotseq\alpha C_S$ と置くと解は $C_S=\frac{k_3}{k_2}=\frac{k_1T_1}{I_P}$ となる。

同様に $T_1>t\geq t_1$ で $IC_I=k$ とすると同様の式が成立して解は，

$$C_S=k_5't^{-k_2/k_1}+\frac{k}{k_1+k_2}\cdot\frac{1}{t}$$

$$k_2/k_1>0 \qquad k/k_1+k_2>0$$

$$k_5'=\frac{k_3T_1}{I_P}t_1^{\frac{k_2}{k_1}}-\frac{k}{k_1+k_2}\cdot t_1^{\frac{k_2}{k_1}-1}>0$$

したがって図9−6のようにオリフィス型滞水池では，滞水池がなかった状態より悪水質の継続時間が長く続くことになる。この意味でオリフィス型滞水池の建設には，この点の充分な吟味が必要ではなかろうか？。

(ロ) カット型の場合：放流水質は，流入水質と同じである。すなかち，この型式の場合は(イ)で述べた意味の放流水質はないのである。ただし雨水吐き室を滞水池に併設した場合は，(イ)で述べたことと同じこと，つまり放流水質（雨水吐き室からの）の悪い時間が，滞水池建設前より長く続くことになる。

(イ)及び(ロ)で留意する必要のある事項は，雨水吐き室が併設された場合，滞水池放流水質が雨水吐き室からの放流水の水質となることである。

以上のように比較してみて，滞水池としてはカット型が好ましいのではないか？と筆者は考えている。

§ 4. 滞水池容量について（特にマクロにみて）

オリフィス型の場合，滞水池容量が小さいと滞水池放流管の土被りが深くなる。放流管，処理場，滞水池，遮集管などの建設費用および維持管理費用を最小にする容量（滞水池の容量）が最適容量である。図9−6に示す三角形の波形の流出を仮定して上記の最適容量をマクロに計算する方法は，次のようになろう。貯水量 $S=(T_1+T_2)(I_P-\frac{T_1}{T_2}Q_P+(\frac{T_1}{T_2}-1)Q_0)$ で，

$Q_P = \alpha\sqrt{H}$。滞水池費用を$E_V = \alpha_1 S^{\beta_1} = f(H)$，放流管及び遮集管費用を土被り（掘削）分と純管きょ分にわけて$E_P = \alpha_2 H^{\beta_2} + \alpha_3 D^{\beta_3}$，処理場費用$E_T = \alpha_4 H^{\beta_4}$，維持管理費等もHの函数であらわせるから総費用$E = g(H,D)$である。最適値は$\frac{\partial E}{\partial H} = 0$，$\frac{\partial E}{\partial D} = 0$を満足するH及びDであるが，雨水吐きが併設される場合は，$E = f'(E_V, E_P, \cdots\cdots)$の各要素に越流率が入ってきてH及びDは，越流率の函数になる。放流水質の制約，土被りの制約などを満足する最大の越流率に対応したH及びDを選定して滞水池容量を求める。

カット型の場合，常識的にいって滞水池容量を決めるために土被りの制約はほとんどないと思われる。オリフィス型の場合と同様に最適の滞水池容量に存在する。

以上マクロな経済的観点から述べてみたが，本来の意味の最適規模は，初期雨水のコントロールを要する最小部分を貯留することが可能であればよいのであるから，経済的最適規模を念頭に置きながらミクロな追究をする必要があると筆者は考えている。

§5. おわりに

雨天時下水の排除について初期雨水の水質コントロールという点から河川側の水質汚濁防止をはかる排除方式について考察してきたが，問題はいろいろ多岐にわたっているため，いずれもいまだ完全に考察しきれていない。その意味でアプローチの途中である。雨天時下水の排除方式の研究を無意味と考える人もいると筆者は心配している。その理由は，堆積汚物量が少なければ，初期雨水はそれほどきたなくないのに将来に於ては，維持管理体制も整うから，堆積量は，当然少なくなって行くだろうからである。しかし筆者は，このように考える。すなわち，都市化が進行するにつれて用水量が増大し，従って汚水量も増加する。汚水の水質も生活レベル向上につれて悪化する。都市化の進行につれて堆積汚物量は少くなろうが，雨天時下水の水質に影響する汚物は，粗大なものではない。従って雨天時下水の水質に与える効果からいえば，都市化の進行が水質を良くするとはいえない。下水そのものが悪質になるから堆積汚物量はむしろ増大する可能性があるため雨天時下水の水質も都市化とともに悪質となろう。その上，放流河川の水質要求が強くなる。従って雨天時下水の排除の合理化を促さねばならない。問題は，応急策と恒久策である。最初の心配は，応急策で，後の考えは恒久策で反映して行けばよい。しかしアプローチの道は，いまだ長いのである。

参　考　文　献

1）稲場：雨天時下水の排除の合理化へのアプローチ　昭44－2　第5回衛生工学研究討論会

第10章　降雨分布と地点雨量

〔主　旨〕

下水道の排水面積は，30ha 以下の小規模下水道から，10,000ha 以上の広域下水道まで広い範囲にわたる。このように広狭の差が著るしいため常に地点雨量をもって設計することには問題がある。本章では，地点雨量と面積雨量について検討を加え，地点雨量で代表可能な面積，地点雨量と面積雨量の関係，雨量観測所密度，降雨時間分布等について考察する。

§1. 地点雨量で代表可能な面積

「地点雨量が対象地域の面積雨量に近似的に等しいと考えられるような限界の面積はどの程度であるのか？」という問題は，かなり重要な問題であると考えられる。下水道設計は従来から1地点の地点雨量観測資料で設計されてきたから，下水道の1排水区域の面積が上記の限界面積以内であるかどうかの検討を行うことは重要である。

そこで昭和41年9月24日台風26号（総雨量110.3㎜）について，東京都内4ケ所の雨量観測所（建設省土木研究所，豊島，桜台，外苑の4観測所）の資料をもとに，時間ごとの地点雨量と，面積雨量（ティーセン法，等雨量線法，算術平均法）との比率を求めると図10－1のようになる。調べた面積内においては，地点雨量と面積雨量とはほぼ等しいといえるが面積雨量の中でも等雨量線法によるものが地点雨量に近くティーセン法，算術平均法の値がほぼ似ていて等雨量線法によった場合より大きい値となる。等雨量線法による値を真の面積雨量値と仮定すると1600ha 程度の面積でも，地点雨量は，真の雨量にほとんど等しいということになる。この例は非常に限られた1例にすぎないが，気象学上約50km^2（5000ha）に1個の雨量計を配置することが原則となっている。この事実は，5000ha 程度の面積雨量を1地点雨量で代表させることも可能であるということである。設計対象になる降雨の規模によって限界面積は違ってくるであろうが，下水道の1排水区は特殊な場合を除いて100～1000ha 程度と考えられるから一応現状のとおりの規模の下水道が今後も設計されるとすれば，1地点雨量を面積雨量として用いて充分妥当であるといえる。

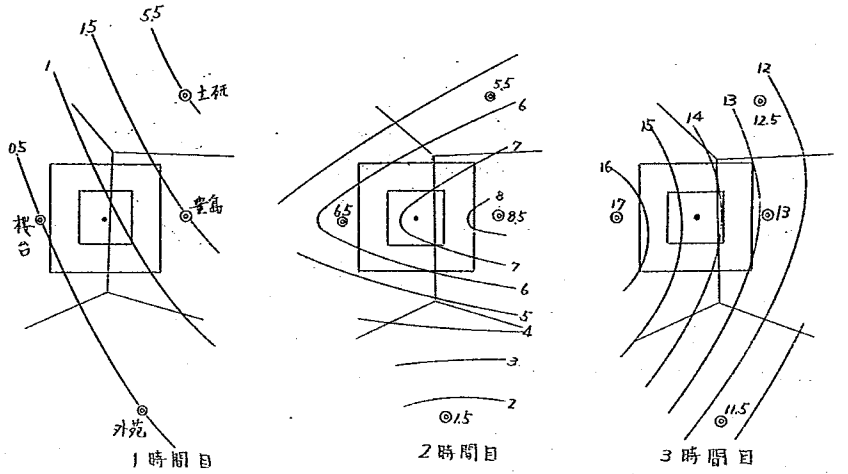


図10−1　台風26号（昭41年9月24日）の雨量分布の推移（単位mm）

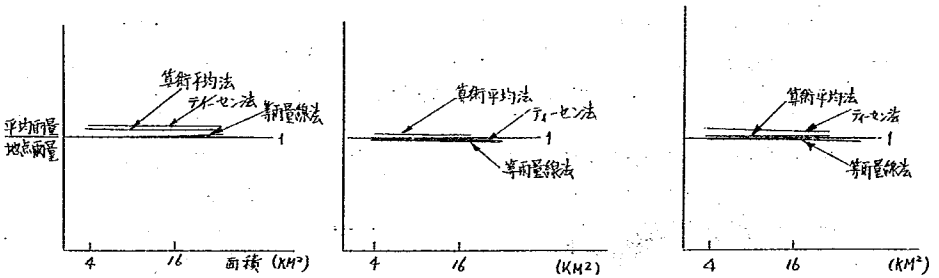


図10−2　地点雨量，平均雨量の差異

§2. 面積雨量に関する従来の研究の検討

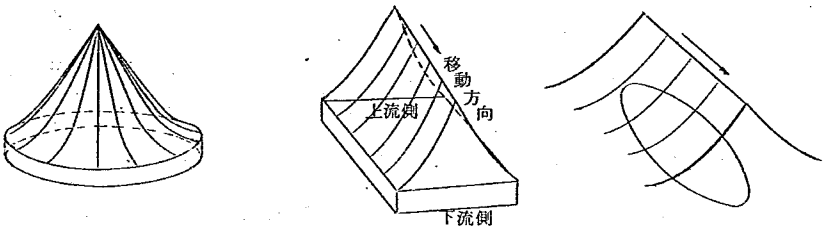
下水道雨水管きょ設計における面積雨量の考え方は，かなり昔からあるようで今日でも同じ考え方で面積雨量を計算することがあるようである。

考え方は，次の3つがある。

(イ) 降雨の最強地点は排水区中心にあり，移動せず雨域は円形，中心を通る断面は，放物線形状である。（フリューリング）

(ロ) 降雨の最強地点及び雨域は，一定速度で移動するが，移動方向の雨量の低減は認めない。便宜的に雨域を帯状とし排水区を正方形とする。（板倉）

(ハ) 一定速度で移動し，移動方向の低減は認めない。排水区を楕円形とする。(ロ)とほぼ同じである。（大橋）



(イ)の場合（円形）　(ロ)の場合（正方形）　(ハ)の場合（楕円形）

図10－3　従来から用いられる雨のふりかた

雨は，場所的に一様に降ってはいないし，雨域も時間的に移動している。しかも雨量は時間的場所的に低減したり増大したりしている。これは図10－1　でも示したとおりであって従来からの考え方そのものは定性的な意味で正しい部分もある。

しかし雨域の規模及び雨量強度の分布型あるいは雨域の移動方向の決定には，確率論的な手段が必要である。降雨分類（梅雨型，雷雨型，台風型等）とそれらの浸水被害の程度によって設計対象降雨は決められるが，地域によって採用される降雨分類中の型は異なる。

表10－1　集中豪雨の地域別，原因別統計（1955～58年，合計）

地域＼原因	台　風	低気圧・前線	計
九　州	69	66	135
四　国	70	6	76
中　国	0	6	6
近　畿	44	8	52
中　部	33	16	49
関　東	35	1	36
東　北	5	8	13
北海道	1	3	4

注）文献　5）より転載

表10－2　集中豪雨の月別原因別回数（1955～58年，合計）

月＼原因	台　風	低気圧・前線	計
4	0	32	32
5	0	0	0
6	10	9	19
7	10	43	53
8	79	20	99
9	147	1	148
10	7	12	19
11	0	0	0
12	0	1	1
計	253	118	371

注）文献　5）より転載

一般に豪雨は，表10－1，10－2　からもわかるように台風によって発生する場合が多いし，地域的には西日本で発生することが多い。季節的にも非常に限られている。このような豪雨は，雨雲の急速の上昇によって生ずる。このような上昇気流の発生は，地形に大きく依存しているが，いつどのような形で起きるとか，場所的に上昇速度がどのように違うかの予測は困難である。長期間の記録から統計的確率論的にアプローチされねばならず，しかも地域によって異な

るケースバイケースの問題である。従って前述のような降雨の場所的分布型から面積雨量を求めることは，極度に困難であると同時に計算結果において信頼が置けない。

次に降雨量が場所的に異なる場合と平均化した場合（場所的に異ならない場合）とで懸案地点の流出量が違うかどうかについて検討してみる。

降雨分布が図10－3に示す三角形の場合と，これを平均化した矩形の場合とで定常として解いてみると次のようになる。

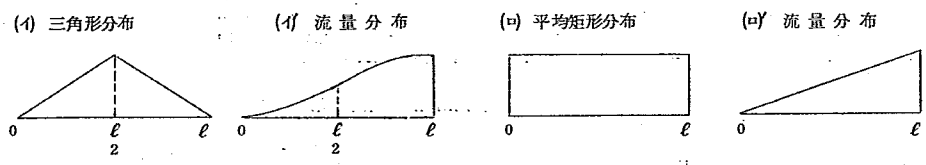


図10－4　降雨分布と流量

(a)　三角形分布の場合

$0 \leq x \leq \frac{\ell}{2}$　　$\frac{dQ}{dx} = ax$　　$\therefore\ Q = \frac{a}{2}x^2$

$\frac{\ell}{2} < x \leq \ell$　　$\frac{dQ}{dx} = a\ell - ax$　　$\therefore\ Q = a\ell x - \frac{ax^2}{2} - \frac{a\ell^2}{4}$

従って，下流端流量は　$Q_\ell = \frac{a\ell^2}{4}$　である。

(b)　平均化矩形分布の場合

$0 \leq x \leq \ell$　　$\frac{dQ}{dx} = \frac{a\ell}{4}$　　$\therefore\ Q = \frac{a\ell}{4}x$

従って，下流端流量は　$Q_\ell = \frac{a\ell^2}{4}$　である。

以上から場所的に降雨分布が違っても，これを平均化した場合でも懸案地点における流量は異ならない。

平均化の手段であるが，真の雨量と観測雨量の平均値との誤差がなるべく小さいことが必要で，そのためには，雨量観測所の配置と密度の適正化が必要である。そのためには，浸水被害の原因となりうる降雨の型と，その分布，そのような降雨の量がどの程度の面積にわたって地点雨量で代表できるかという問題となり，この問題のためには，実測と確率的なアプローチが必要となってくる。

平均方法としては，ティーセン法，等雨量線法，算術平均法などが用いられている。また1ケ所の雨量観測所の観測値で代表可能な面積は50km^2程度であるという説もあるが，なお今後の検討を要する。

§3. 日雨量と計画降雨強度との関係

中央気象台高橋浩一郎の研究によると[4),5)] 降水量の最大量については，24時間雨量と各時間雨量との関係に次の如き関係式がある。

表10－3　時間と係数[4),5)]（24時間雨量を1とする。）

時　間	1分	10分	30分	1時間	2時間	3時間	8時間	12時間	24時間
係　数	0.006	0.056	0.152	0.27	0.43	0.63	0.82	0.89	1.00
C　値	8.64	8.06	7.30	6.48	5.16	3.78	2.46	1.78	1.00

物部式は，　$r_t = \frac{R_{24}}{24}\left(\frac{24}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$ ……（10－3－1）

伊藤式は，　$r_t = \frac{R_{24}}{24}\left\{34.7 / \left(t^{1.35}+1.5\right)\right\}$ ……（10－3－2）

川上式は，　$r_t = \frac{R_{24}}{24}\left(\frac{30}{t+6}\right)$ ……（10－3－3）

ここで　r_t：任意時間の降雨強度，　R_{24}：24時間雨量，　t：流達時間である。

以上の諸式はすべて $r_t = r_0 \cdot C$　但し $r_0 = R_{24}/24$　となっている。

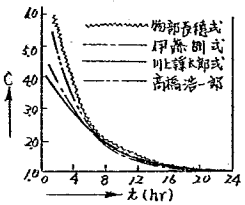


図10－5　Cの比較曲線[6)]

高橋，物部，伊藤，川上の4人の研究結果をCについて図示すると図10－5のようになり1～2時間以内の短時間では，物部式が最も大きく，川上式が最も小さい。[6)]

表10－4のような実測記録値が上記のレインジに入るかどうか検討してみると

宮崎市　時間雨量　98～147
東京都　〃　65～98
仙台市　〃　55～82
札幌市　〃　25～38

となる。この値から考えてみて比較的に物部式及び高橋の関係がよく合致しているようである。

表10－4　1日雨量と1時間雨量の記録（開始より1963年まで）[5)]

記録＼地名	宮崎	東京	仙台	札　幌
1日雨量	587	393	329	147㎜/day
1時間雨量	134	89	94	50㎜/h
10分間雨量	30	33	30	19㎜/min

中小河川計画では，以上のように日雨量観測値から短時間の計画降雨量（又は強度）を推定している。

下水道計画では，河川計画で用いる上記のような方式はとらない。一般に数年ないし数10年の日巻き自記録紙より10数ランクの時間中ごとに最大降雨量を記録し，このようにして得られたデータより確率年別の降雨強度曲線を作成している。したがって中小河川計画で用いる

方式よりもはるかに精度が高い。しかし日雨量との関係はつけにくい。

そこで，下水道計画で用いられる値がどの程度の日雨量に相当するかを調べてみる。

表１０－５　設計降雨強度と推定日雨量

都市名	降雨強度式 t（分） i=㎜／hr	短時間雨量確率年（年）	時間雨量（㎜／hr）	推定日雨量（㎜／day）	日雨量確率年（年）	降雨強度式より推定した日雨量（㎜／d）
名古屋市	$i=\frac{5600}{t+40}$	5	56	224	40年以上	91
豊橋市	$i=\frac{4500}{t+35}$	5	47	188	10	73

但し２４時間雨量と日雨量は降雨が統計的手続きを経た場合においては近似的に等しいという考えにたっている。また推定にあたっては，物部式を用いている。

物部式で推定した結果と降雨強度式で推定した結果とが大きく違っているが，この理由は図１０－５にもみるように８時間以内の数値の変動が極めて大きいためで，物部式は日雨量から短時間雨量を推定し，降雨強度式は短時間雨量から日雨量を推定しているこの方法の違いから生れるものである。

下水道の設計確率年になおすと一般に下水道の設計確率年よりも大きくなるようである。

中小河川では流達時間がほぼ数時間程度であり，雨量の変化率は比較的小さいが，下水道は流達時間が数分～数１０分程度であって雨量の変化率は極めて大きい。従って正確を期するためには日雨量からの推定ではまったく無意味である。

§４．広域下水道，小規模下水道，一般公共下水道の設計降雨強度に関する考え方

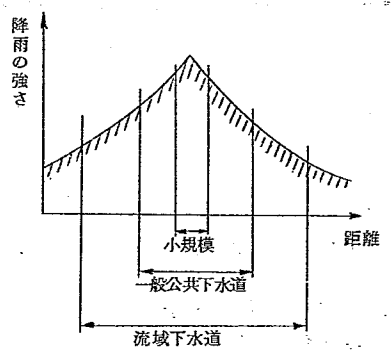


図１０－６　下水道規模と降雨

下水道の規模に応じて設計に用いられる降雨の面積的な部分はもちろん違う。ある雨雲に対して降雨量が最も大きな面積部分が対象になる。

小規模下水道は，排水面積が３０ha 以内であるから図１０－６に示すようにピーク面積部分で，面積的な雨量の違いはほとんど問題にならない。このことは，一般公共下水道に対してもいえることであって，小規模及び一般公共下水道には，面積的な雨量をとる必要はないと断言してよい。地点の雨量で面積的に一様と考える場合が流量に対しても最も安全側である。

広域下水道の場合，排水面積が５０００ha 以上にもなると事情は異なってくる。この場合は，

あきらかに面積的な降雨強度の違いは大きいから，地点雨量でもって面積的に一様に降ると考えることは危険であるし，設計において安全側とばかりはいえない。

ところが，面積雨量を既往の資料から求めるにしてもしばしば観測資料さえ不備な場合が非常に多い。実測資料を用いなければならない理由は，図１０－７のように面積的には，マルティピークな降り方をする場合があるので，１ケ所の観測所でのデータのみではいくらピーク雨量を使ったとしても安全側とばかりはいえないためである。観測が行われていても短期間の観測のみであることが多い。１ケ所の観測所のハイエトグラフすらない場合が多いので，全気象観測所（全国約５０ケ所）の資料等からハイエトグラフ作成のための基礎数値のマクロな分布図の作成すら行われようとしている現状だから面積雨量を使いなさいといってもとても無理である。

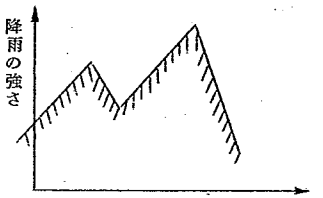


図10−7　マルティピークハイエトグラフ

１ケ所のハイエトグラフから雨域の移動速度，移動方向の実測値を用いて最も安全な地点（排水区域内で雨量が最大になる所）にピーク雨量点をすえ，雨量の面積的なひろがりを推定することもできようか。これには，少くとも２ケ所の観測所とそこでの長期間の観測資料が必要である。そこで当面，地点雨量を用いることもやむをえないが，なるべく排水区内外の観測資料を収集し（排水区に隣接している観測所での観測資料でもよい。）設計に採用した雨量値の検討を行い，なるべく安全側の数値を選定することが必要である。下水道建設後は，なるべく多くの雨量計を設置し維持管理に役立てるとともに，改造のための資料とすることが望ましい。

なお，規模による観測時間間隔，観測方法，誤差の範囲等に重要な問題であり，これらについては，ここではふれないが，設計数値の決定時，観測所設置時には必ず充分に検討しなければならない。

参　考　文　献

1）　降雨観測資料　　建設省土木研究所水文研究室
2）　水文気象学
3）　Applied Hydrology
4）　資料不足せる中小河川における計画洪水流量決定方法　樋口哲司　土木施工
5）　日本の雨の特性－集中豪雨と干ばつ対策－
　　坂上　務　昭43年土木学会夏期講習会水工コース
6）　ハイエトグラフによる計画降雨について－特に長時間降雨の場合－
　　石黒政儀　第１９回土木学会年次講演会
7）　公共下水道統計　　下水道協会
8）　豊川水系の積算根拠　　（資料）
9）　降雨強度調査資料　　名古屋市水道局企画課

第 11 章　総括と結論

水量と水質の両面から合理的に雨天時下水を排除するための手法を検討することが本論文の大きな課題であった。

第1章では，都市化と下水道計画の関連を論じ，総合的な雨天時下水の排除の方式を開発することが重要であることを指適した。そのためには，都市と放流河川を含めた系，ひいては全流域内の都市の相互の関連に立った全流域の系の中で最適なように放流を規制していくこと，また都市内で最経済的に雨水排除系を設計することが必要であることになる。このことが雨水流出量を水質と水量の両面から最適なように配分することの必要性の要求となる。計画面から最適とは，何に対して最適かという問題が出てくる。経済的安あがりが最適なのか（住民の負担は少なくなる）人間の生命が重要なのか，この点は正の便益と負の便益の大小関係によって決まるのであって，このようなところに今後つめていく問題点があるのである。計画年次のとり方，計画年次と施設耐用年数の関連等にも現実と理想との妥協の仕方の面で極めて大きな問題がある。つまり第1章は上記のような観点から問題の提起を行なっている。第2章では，従来から慣用されている最大流出量算定公式を検討している。実験式，合理式のいずれにも長所短所があって一概にいずれが優れていると判断することは出来ない。そのため実験式，合理式のいずれをとるにしても実測に基づいているならばそれでよいとしている。

流出係数や流達時間にしても極めて定義があいまいであり，この点に従来から批判されているようにあまりにも多くの設計者の直観が入る余地があったことを指適した。

このような意味で本章では最大流出量算定公式を構成する要素を再定義しなおした。さらに流出係数の性質を流出係数に影響を与える種々の要素別に明らかにした。

流達時間については，最も重要でありながら最も不明確であったことを指適し，いろいろな管渠配置モデル，単位排水区の構成モデルに対応した近似的な求め方を述べた。流出係数や流達時間については今後さらに究明して行く必要がある。

実験式については遅滞係数の意味を定義し，流出係数とは時間的，場所的に変化するものであることを明らかにし，今後の取り組み方に指針を与えた。

要するに第2章では合理式，実験式の位置づけを行ない，合理式の合理化に対して1歩進めたといえる。

第3章では，設計ハイドログラフ計算法を検討している。下水道計画が都市計画の一部であるから現状の実測資料を基礎にしている（つまり流域の状況が将来変化することを考慮していない）静的な手法は，下水道計画では用いられないことを明らかにした。しかし都市域の雨水排除系は網状に発達しており，これを設計するためには計算法の簡易化が必要である。このためにはピーク流量だけを対象にする合理式等が最も簡便であるが，将来水量水質配分が大きな問題となるからハイドログラフを許容精度の範囲で求めるための簡便法が必要になる。このことはいかにも混乱した言葉として聞えるが，都市域の流出には管渠配置や工種配置が大きな影

響を持っており，合理式等はこの点で極めてあいまいといえるからでラフであるといえるから別の手法が必要になるということである。

本章では，新しい手法を開発するために単位排水区のうえの流水と管渠内の流水の２つに大別し，個々にその流水の状況を説明するとともに単位図法を導入して全排水区からの流出ハイドログラフの求め方を提案した。

本手法を用いて都市化が流出に与える影響を明らかにした。本章のような水理学的な手法を用いるためには，粗度係数の値が必要である。

本章では，基礎工種別の粗度係数値から全体排水区の粗度係数を合成する手法が必要であることを述べた。

要するに第３章では，都市計画にマッチしたハイドログラフ計算法のありかたと具体的な計算法を提案した。

第４章の主な内容は，流出係数，流達時間の実排水区に於ける実態についてである。換言すれば，マクロにみた実排水区に於ける総合的な貯留の実態について述べたとも言える。本章は流出係数；実験式による流出係数；総流出係数；工種別流出係数；流達時間，流入時間，流下時間等の実態を述べているが；データが非常にばらついている。雨量と水位との記録の時間的なづれによって誤った結果も出る恐れがあることから，雨量計と水位計とを連動させた名古屋市や岐阜市の観測結果も非常にばらついている。全調査都市とも共通して雨量計，水位計の記録の縮尺，送り速度等を通常の計器の３～６倍として精度をあげているし，計器の管理も充分に慎重に行ったにもかかわらず，記録は非常にばらついている。この原因は，いったい何か？筆者は主な原因が降雨のパターン，強さ，継続時間及び降雨前の条件の違いにあると考える。データ相互を比較検討するには，前述の水文学的な条件を同一にしなければならない。しかし現在の水文学の知識では，充分には比較の基礎を合わせることは出来ない。昭和４２年度に於ては，ＡＰＩなる示標を導入し，降雨前の条件を同一にして，降雨の強さによる流出係数値の違いについて考察したが，この新しい試みに於ても一般的な傾向は充分にはつかみ得なかった。しかし，昭和４３年度観測によって，非常に大きな流出係数値を観測したことは明らかな事実であり，今後最悪の水文条件下でかかる状況が，発生しないという保障は何もないのである。筆者は，水文条件をなるべく同一にしてデータを整理し報告したつもりであるが，前述の事実を充分に注視し判断の誤りをおかされないように注意していただきたい。

建設省は，昭和４３年度をもって本調査を終了するが，筆者は，今後各都市が自主的にこの種の調査を継続し，各都市の条件にかなった調査結果を得られることを希望している。また水文学，特に浸透と雨水の表面分離に関する学問を発展させることが必要であることを強調したい。

第５章は，工種別にみた貯留量の違いについて主に実測結果から考察した。

都市を平面的にみた場合，屋根と道路のような不浸透部分と庭のような浸透部分との２つの部分からなっている。不浸透部分について人工的な顕著な貯留装置，例えば雨水マス（いいす

ぎか？）や貯水池などがない場合即ち単に勾配のついた面としてみて，その貯留状況を考察した場合雨水の流出状況は，降雨状況とまったく一致するといってもよい。

下水管渠がこのような不浸透域と直結した場合，しかも全流出量を完全に収容しうる能力がある場合貯留は起こらない。したがって流出係数は1になる。ところが不浸透域では，ほとんど表面流出が起っていない。これは，浸透という貯留能がいかに大きいかを示している。しかし浸透能は，降雨前の保湿量，降雨の強さと長さ，土質の条件によって違うから，表面的に浸透域での流出係数値は零に近いといってもどの程度の値かを決めることは難しい。不浸透域の流出係数の決定が計画雨天時下水量把握のうえで最も重要な事項であるから，この決定については模型実験的に決定して正確を期すべきである。

不浸透域の貯留は，人工的な貯留装置の有無によるのであるから，その貯留装置の効果を把握する必要がある。そこで第6章及び第7章では，人工的貯留装置の効果について考えることにする。

第6章は雨水マスの貯留効果である。近年になって雨水マスの雨水のみ込み能力が小さいために局地浸水が生じるのではないか？という批判が聞かれるがはたして雨水マスは，かかる貯効果を持っているのだろうか？　雨水マスの落下率は，当然1でなければならない。即ち，完全に雨水全量をのみ込める能力がないといけない。そこで通常用いられている雨水マスのタイプに対して落下率を求めてみた。ところが落下率は，小流量の場合はかなり1に近いが大流量になると0.6程度とかなり小さくなる。だが複数個の雨水マスが直列に設置された場合，総括落下率は1に近くなることがわかった。また交差点部分で仮に雨水が一時的に貯留されても，雨水マスがオリフィスとなるためその落下量はかなり増加する。従って現在常用されている雨水マスは，1個だけでなく複数個を妥当な間隔で設置すれば，雨水マスの貯留効果は非常に小さくなる。しかし本来落下率は，1であるべきだから設計降雨条件に対しては，必ず1になるような雨水マスが設計されるべきであり，本章ではこの点を若干考察しておいた。

第7章は，滞水池である。洪水防御用の滞水池は，その規模もかなりなものとなるし，都市内で滞水させるという理念そのものも問題であるので，洪水防御のみを目的とした滞水池は考えるべきではなく，むしろ洪水防御の補助的なものとして利用するにとどめるべきなのである。滞水池は，洪水防御というより水質のコントロール，換言すれば負荷量のコントロールのために導入すべきで，この点を第9章で考察することにする。

第8章は，雨天時下水の水質の実態を実排水区で調査した結果及び雨天時下水の水質面のコントロールの方策について述べた。雨天時下水は，降雨初期に於て著るしく汚染しているが，長時間にわたって水質が悪化し続けることはどの都市でもなかった。有機性の水質と無機性の水質とでは，その水質変動に於ても極めて違ったパターンを示した。即ち前者は，降雨初期の短期間に悪化しその期間が終るとかなり良くなったが後者は，降雨流出全期間にわたって晴天時の水質よりは悪化した。我々の対象とする水質は，有機性水質に限定されるから，これをコントロールすればよい。

第9章では，この有機性水質のコントロールの方策について検討した。従来から雨水吐き室の希釈倍数の引き上げという方策が提案されていたが，この方策は，遮集管渠のCapacity，処理物の規模と処理効率の引き上げなどを前提としたものであって，他に方策がなければしかたないとして，他の方策があれば，その利害得失を検討してみる必要がある。筆者らは，第8章の調査結果からみて，悪水質部分を何らかの形で貯留し，放流される汚濁負荷量をコントロールする方策が経済的であると考え本章では滞水池の利害得失とその規模について考察を加えた。

滞水池のタイプには，カット型とオリフィス型とがある。本章では，両タイプの長短所を検討して，カット型滞水池が採用さるべきではないかと結論した。雨水吐き室の希釈倍数については，河川側の受容汚濁負荷限界量と雨天時下水の水質の時間的変動を考慮してみれば，希釈倍数自体も時々刻々変化するものであり，この意味では，雨水吐き室は，自動的に操作されて，ある時刻に許容される負荷量だけ放流するようなものとすべきだし，希釈倍数自体を1つの数値にセットするとすれば，利水側に最も安全側となるように希釈倍数はなるべく大きな値を選定すべきことになる。このように希釈倍数についても従来になかったような概念が必要となるのである。しかし，下水道施設の維持管理は，極めて困難だから，施設としては，なるべく簡単なものが良く，この意味でも滞水池しかもなるべく簡単なタイプで初期の目的をはたしうるものが良いことになる。この問題には，以上のような雨天時下水の排除方式の問題以外に下水処理の問題が大きなウエイトを持っている。負荷量の時間変動の激しい場合の下水処理方法は，現時点でも多くの問題があるのでこの面での対策から排除方策を検討してみることも必要である。

第10章は，前章までとは違って降雨の地域的分布と下水道規模について考えてみた。即ち小規模な下水道については，従来のように地点降雨資料をもって該当都市の面的降雨とみなせるが，大規模な下水道例えば流域下水道では，地点雨量を面積雨量とはみなせないのである。

このような検討が今後必要となるだろうが，本章では，充分な成果は得られなかった。

第11章は，総括と結論であり，各章の概要と問題点等について述べた。

流出計算の合理化を計るために，雨水の損失機構，貯留機構，降雨のパターン，雨水の流動の機構等を把握する必要がある。このためには，継続的な観測が必要である。そこで今後この面で残される課題はいかにして観測を持続していくかということ及び上記の機構の解明のためにミクロな取り扱いをするための種々の実験である。この分野での将来に残されている問題は多く，現在始まったばかりだといっても過言ではあるまい。

雨天時下水の水質等についてもあまりにも実測データが少ない。これはあまりにデータ収集が困難な作業で資金的にも模大となるためである。そのため今後さらに観測を続けうるように努力する必要がある。この分野でも将来にほとんどすべての問題を持ち越している。

我々は，常に新しいヴィジョンを得るべく努力しなければならないし，また新しい対策を生み出さなければならない。

本論文の主体となる分野は，下水道の本質論にさかのぼるものであり，その意味でも観測中断があってはなるまい。

以上で昭和４２年度及び昭和４３年度の２ケ年にわたって継断された本調査を終了するのであるが，結論された事項のすべてが正しいわけではなく，最終結論へのアプローチの考察過程を述べたものであると筆者は考えている。

今後，下水道関係者のすべての人々が，自分の問題として，この種の問題解決のために取り組んでいただければ幸いである。

筆者よりおわりにあたって

昭和４２年度及び４３年度の２ケ年にわたって続けてきた「雨天時下水の排除の合理化に関する調査」は，本報告書の完成をもって終了する。

筆者は，本報告書で水量・水質の両面から雨天時下水を都市域外へ排除する方式の合理的なありかたについて体系的に順序だてて検討することを試みた。また実務界からの要望をも満足させながら下水道雨水排除学の学問的体系化を行うべく努力したつもりである。

内容的に問題のある部分もあろうし，またあまりに大胆に論旨を進めた部分もある。

これらは，すべて筆者の浅学と若さのいたすところであり，その責任は，すべて筆者の負うところである。

本報告書の最後にあたって，この点を明らかにするとともにおわびしておく。

建設省土木研究所下水道研究室　稲　場　紀久雄

雨天時下水の排除の合理化に関する調査

§1 調 査 の 目 的

流出係数と降雨強度，降雨継続時間，地表工種等との関係，及び雨天時下水量とその水質の関係を検討し，下水道施設設計の合理化を計る。

§2 調 査 概 要

モデル排水区を6ケ所抽出し，抽出された排水区の特性，降雨強度分布，流出量，雨天時下水の水質を調査する。原則として1排水区に2ケ所の降雨観測地点，1～2ケ所の水位観測地点，1ケ所の採水地点を設置する。調査の種類は，次のとおりである。

(イ) 排水区域特性調査

(ロ) 雨量調査

(ハ) 流出量調査

(ニ) 雨天時下水水質調査

(注) 降雨観測については4ページ参照

§3 調査排水区域の要件

(イ) 排水面積は，100ha前後（少くとも50ha以上）の範囲とする。

(ロ) 数年間の供用期間をもつ通常の排水区域であること。

(ハ) 排水区域と処理区域が一致していること。

(ニ) 排水区域内の工種別面積比率が，8排水区相互間でかなり異なると思われる排水区であること。（P4の工種別区分を参照）

§4 調査地点（水位観測地点，採水地点）の要件

(イ) Back Waterのかゝらない地点であること。

下流で相当広い排水区からの下水管渠と合流している場合には，その合流点より少くとも100m程度離れていること。

(ロ) 上，下流少くとも50m望むらくは100m直線で定勾配，しかも1‰より急勾配の地点であること。

(ハ) 横流入の水量が水路流量に比して極めて少ない直線水路であること。

(ニ) 上流に雨水吐，滞水池，遊水池等最大降雨流出量を減ずる効果を持つ構造物が存在しないこと。

(ホ) 調査地点は，交通量がなるべく少いこと。

§5 調査方法および内容

(1) 排水区域特性調査

排水区域面積，排水区域内工種別面積，平均勾配排水区域総人口，人口密度，晴天時平均汚水量，晴天時平均汚水水質水洗化戸数，水洗化人員等を様式1に従つて調査する。

工種別は，次の区分に従うこと。

(a) 建物（屋根）コンクリート・アスファルト（高級舗装道路，駐車場等）

(b) 簡易舗装

(c) 未舗装道，間地，鉄道構内，運動場等

(d) 公園，芝生，庭園，畑土等

(注) (a)排水区域総人口は，住民登録人口とする。

(b)晴天時汚水量，水質は，採水地点，水位観測地点で数回観測した平均値とする。

(2) 雨量調査

雨量計は，定常観測としては貯水型で良いが，少くとも10分間雨量が読みとれるように，日巻きの自記雨量計を使用すること。（参考資料参照）

雨量計設置に当つては，次の注意事項に留意すること。

(イ) 水位観測地点に近くて，管理の容易な地上の地点に設置すること。（調査排水区域内に設置のこと。）

(ロ) 上昇気流や風の影響のある所は必ず避ること。

（例えば，屋上，丘の上など）

(ハ) 地物（建物等）のそばに置く場合は，その地物の高さの4倍の距離を置くこと。

(ニ) 受水口は，地上1mかそれ以上とする。

上記の定常観測以外に水位観測時に現地で2～3分間隔で雨量観測を行う。

現地での雨量観測には，6時間巻き貯水型雨量計を使用すること。

(3) 流出量調査

概　要

下水管の上部の観測用マンホールから水位を測定し，浮子によつて実測した流速を用いて，水位流量曲線を作成する。この様にして得た流量と雨量，排水区地表別面積のデータを用いて，流出係数，流達時間を明らかにする。

(イ) 水位観測

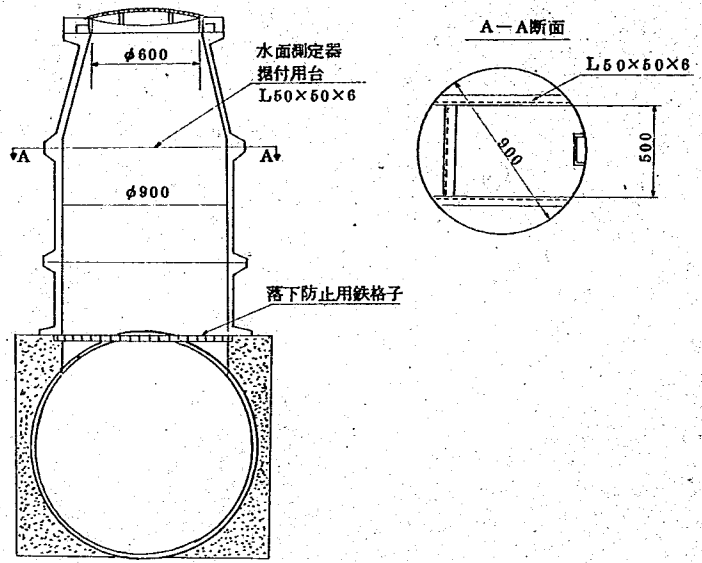
水位は2点で測定し，水面勾配をも求めることが出来れば最も望ましいが，§4の「調査地点の要件」を満足している地点であれば，1点でも差支えない。

§4の条件を満足する場合は1点，満足しない場合は2点で観測する。

a) 観測用マンホール

図に示す如き，観測用マンホールを作り，上から水面測定器によつて水位を測定

する。マンホールは3号又は4号マンホール程度の大きさのものとする。



b) 水面測定器

管内が暗いため，水面に接した時を電気的に知ることができる様な形とする。市販品で，おもり付きのスチールテープを下し，水面に接した時に電流計に電流が流れるタイプのものがあり，値段は2万円程度である。（参考資料参照）

おもりは1Kgとする。管内に風が相当ある場合は，スチールテープを棒にくつつけて測定する方がよい。

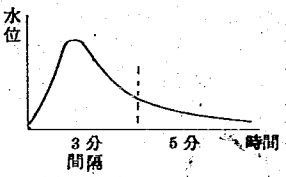
c) 測定方法

表面波の影響を出来るだけ少くするため，測定器の先端が水面についている時間と離れている時間（電流が流れている時間と流れていない時間）とがほぼ等しくなる位置を捜し，水位とする。この様にすれば測定誤差をある程度小さくできると思われる。

d) 観測間隔

降雨開始前……20分毎

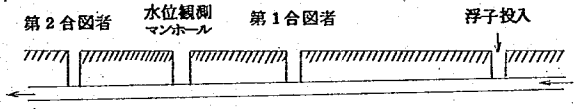
降雨開始後……原則として3分間隔とする。



最大流出量の発生時の近傍では極めて短時間に水位がかなり上昇するので3分以内で測定しなければならぬ場合もある。減水期後半になると水位変動は緩慢であるので5分以上の間隔でよい。観測間隔の変更時刻は，減衰部でピーク水位の$\frac{2}{3}$程度の水位になつた時刻とする。

(ロ) 流速観測

流速は浮子を用いて実測する。



浮子を見て合図者が合図し，その合図を見てストツプウオツチを押す間の時間の遅れの影響をなくすために，計時を合図者以外の人間がするか，又は第1合図者が共に計時し，その平均をとるか，いずれかの方法をとる。第1合図者と第2合図者の計時には通常0.5～1秒の差がある。原則として後者を取ること。

水位観測者は，浮子が流下してきた時の水位を必ず観測する。流速観測は，水位差10cmごとに行うこと。流速観測は数降雨についてのみ行うものとする。

使用する浮子のタイプは，棒浮子（発光浮子または蛍光塗料を塗つた浮子）とする。観測の際には，水深の5割程度の長さの浮子を使用する。

4，5種類の長さの浮子を用意すること。

(ハ) 水位－流量曲線の作成

水位及び流速の実測データより，水位－流量曲線を作成する。流量データについては，増水期と減水期では同じ水位でも流量が異なる可能性があるので，増水期と減水期のデータは区別できる様にプロットすること。

水位－流量曲線作成に当つては，水理特性曲線を参考とすること。

(注) 水位－流量曲線が実測より求まらない場合には，各流速観測結果より粗度係数を逆算し，その平均値を粗度係数とみなして計算によつて求めること。

(ニ) 晴天時汚水量の測定

降雨開始前の流量を必ず測定しておくこと。

(4) 雨天時下水水質調査

概　　要

降雨時の下水の水質を調査し，流出のパターンと雨水吐から河川等に放流される汚濁負荷との関係を把握するために行なうもので，最終的には，河川の汚濁を防ぐためには，晴天時汚水量の何倍まで処理すれば良いかを定めることを目的とする。

(イ) 採水方法および採水間隔

採水方法は，採水器を使用するのは難しいと予想されるため，バケツ等で表面の水を採水する。

採水間隔は水位観測間隔と同様であるが，降雨開始前については，20分間隔で採水はするが，分析するのは降雨開始前1時間の試料のみとし，それ以前の試料は放棄する。他は水位観測間隔と同じである。採水地点は水位観測地点と同じであるか，あるいはなるべく近くであること。調査排水区以外の雨天時下水が流入する地点より下流で採水し

てはならない。

(ロ) 調査項目及び方法

調査項目は水温，気温，透視度，BOD_5，SS，VSS，脱酸素係数，DO，である。

水温
気温 ……全試料について行なう。
BOD_5
SS

VSS ……3降雨の試料についてのみ行なう

DO ……1降雨の試料についてのみ行う。

(注) 日本水道協会編下水試験法（1964年版）による。

BOD_5……1般希釈法

SS ……活性汚泥浮遊物（P310）の測定法のうち遠心沈殿法による。

VSS……活性汚泥有機性浮遊物（P313）による。

(5) 調査人員と作業

雨量観測は，定常観測であるから必ず計器の管理を行うこと。

水位観測係　2名　（1名は記録係）
流速　〃　3名　（第1合図者，第2合図者，時計係又は浮子の投入係）
採水　〃　2名　（1名は容器整理等）
雨量　〃　2名　（1名は記録係）

流速観測は，数降雨についてのみであるので通常は6名で観測班を構成する。

(6) 一般的な注意

(イ) 観測にあたつては，観測者氏名，観測開始時刻，観測時の時刻を記入すること。このために適当にデータ記入用紙を作ること。

(ロ) 雨天時下水の採水時間間隔と水位観測時間間隔を一致させること。採水時刻を忘れないようにすること。

(ハ) 流速観測時には必ず水位観測を行うこと。時刻が一致していることが必要である。

(ニ) 作業の安全に留意のこと。できれば防御柵等を設けること。

§6 整　理　作　業

(イ) 排水区域特性調査……様式1による。

(ロ) 雨量調査

各10分間雨量を降雨強度に換算し，様式2に記入する。

(ハ) 流出量調査

水位Hを水位流量曲線より流量Qになおす。これを次式によつて降雨強度に換算し様式3に記入する。

H (m)，Q (m^3/sec)，A（排水区面積 m^2）

(a) H－Q Curve よりHをQに換算

(b) $\frac{Q}{A} \times 3.6 \times 10^6$ mm/hr

(ニ) 雨天時下水水質調査

様式4に記入するBOD_5，SSについては，負荷量も記入する。流量は，流出量一時間曲線を様式3の結果より求めて推定すること。

§7 調査報告書内容

調査地点の概況（詳細に），調査地点の下水管渠の縦横断図，排水区一般概況図（観測所地点記号●水位観測▲雨量観測を記入）

様式1～4，降雨量の記録紙，水位流量曲線その他必要と思われる事項

上記の項目は必ず報告書に収録すること。

§8 昭和42年度調査内容等

(1) 調査都市

名古屋市	2	排水区
京都市	2	〃
豊橋市	1	〃
岐阜市	1	〃

(2) 調査内容

§1～§7のとおり

(3) 観測期間

観測期間は，各都市へ別途通知する。

(4) 報告書の提出期限

昭和42年11月30日までとする。

様式 1

排水区特性調査

排水区名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	水路	晴天時汚水平均水量	晴天時汚水平均水質 BOD	SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考
○○排水区	(ha) A	(ha) A_1	(ha) A_2	(ha) A_3	(ha) A_4	(人) P	(人/ha) P/A	(‰)	(‰)	(mm/hr)	(ppm)	(ppm)			(人)	
記入上の注意		P.4 の(a)～(b)に対応 $A=\sum_{i}^{4} A_i$				住民登録人口				降雨強度に換算のこと 観測月日明記	観測月日を明記のこと					

様式 2

調査月日 ＿＿＿＿＿＿

雨量調査

時刻 / 項目														
10分間雨量 (mm)														
降雨強度 (mm/hr)														

注(1) 様式2は，定常観測資料のためのもの。現場観測資料のための様式も同様とするが．この場合は，2分30秒間の雨量のよみを記入すること。

様式 3

調査月日

流出量調査

項目	降雨開始前			降雨開始後									
水位 (m)													
流量 (m^3/s)													
降雨強度単位への換算値 (mm/hr)													

様式 4

調査月日

雨天時下水水質調査

水質項目	降雨開始前			降雨開始後									
BOD (ppm)													
BOD負荷量 (g/s)													
SS (ppm)													
SS負荷量 (g/s)													

現場で使用する器具計器類

1. 貯水型自記雨量計　　1台（日巻き）
2. 水面測定器　　1台
3. 棒浮子（発火浮子）　数個
4. 現場雨量測定……6時間巻き貯水型自記雨量計
   （日巻き貯水型自記雨量計を改造）
5. 採水用バケツ　　1ケ
6. 採水ビン（採水した水を保存するビン）多数
7. ボール，懐中電燈
8. ストップ・ウオッチ
9. その他安全具

データ整理要領と報告書内容について

9月台風期も峠を越し，調査も最終段階に入りました。関係者諸氏のご努力に敬服するとともに，心から感謝いたします。

いよいよ本報告書作成の準備を急がねばなりませんので収集されたデータ等を下記要領で整理し，生データと一緒に既定の期日までにご送附下さるようお願いいたします。

記

(1) 報告してほしいデータなど

- 調査要領8ページ第7節に述べてあるもの。
- 各種の生データ（整理されたデータのチエックに使います。）
- 6時間巻き雨量計のデータも生データを送附されたい。
- 生データ類には，観測月日，時刻を明記すること。
- 晴天時通日水量水質調査データ

(2) データ整理要領

様式1～4の整理要領は，調査要領7ページ第6節を参照

流出量Qは，観測流量Q'（＝雨水量＋汚水量）から汚水量を引いた差であり，これを降雨強度単位に変換すること。

要領7ページでは，この点が述べてないので補足する。

降雨量も強度に換算，なるべく6時間巻き雨量計のデータを使うこと。（但し強雨の場合のみ6時間巻きによることを原則とし弱い雨の場合日巻きによる。6時間巻きの場合2分30秒おきに読み取り，これを強度に換算する。日巻きの場合，なるべく5分ごとに読み取り，強度に換算する。したがつて様式2の10分間雨量と記した10分間にこだわる必要はない。

降雨量と流出量との換算値を適当なスケールでグラフに図示する。

流出係数の算定は，次のように統一して求める。

図－1

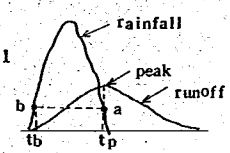
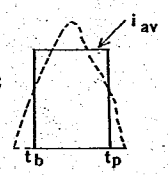


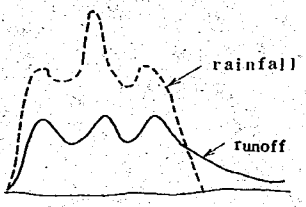
図1のような図が，得られる。peak discharge，q_p 時tpの時点での降雨強度aと等しい peak 前の時点 t_b を求める。

t_b ～ t p 間の平均降雨強度を求める。求めた平均降雨強度 i_{av} とpeak discharge，q_p との比 q_p/i_{av} を流出係数とする。

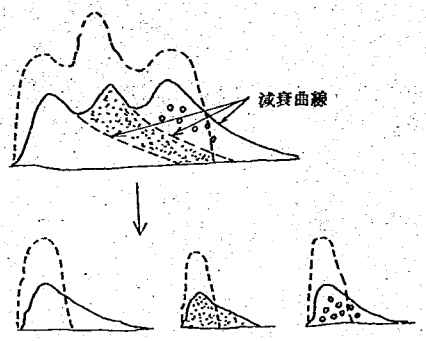
図－2



multi peak の図－3のような降雨の場合，単一降雨に分離する。



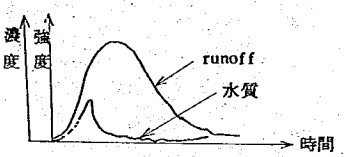
図－3　multi peak



図－4　分　　離

分離する場合，ハイドログラフ減衰部が指数函数的減衰をすることから，その函数形 ae^{-bt} を求め（対数紙による）その形をもとにして分離する。分離した各の単一ピークの降雨をもとに流出係数を求める。

求めた流出係数は，観測月日とともに一覧表にまとめる。降雨時水質変動は，水量と水質の関係を図にかくだけでよい



図－5　水　　質

(3) 報　告　の　形　式

(1)，(2)で求めた程度の内容を報告してもらいたい。

形式については，とわない。なるべくわかりやすくまとめて報告してもらいたい。

各市で作成される本報告書の内容は，どのようなものでもよい。今回提出を求めている資料等は，各市の正式報告書とは関係ないものである。

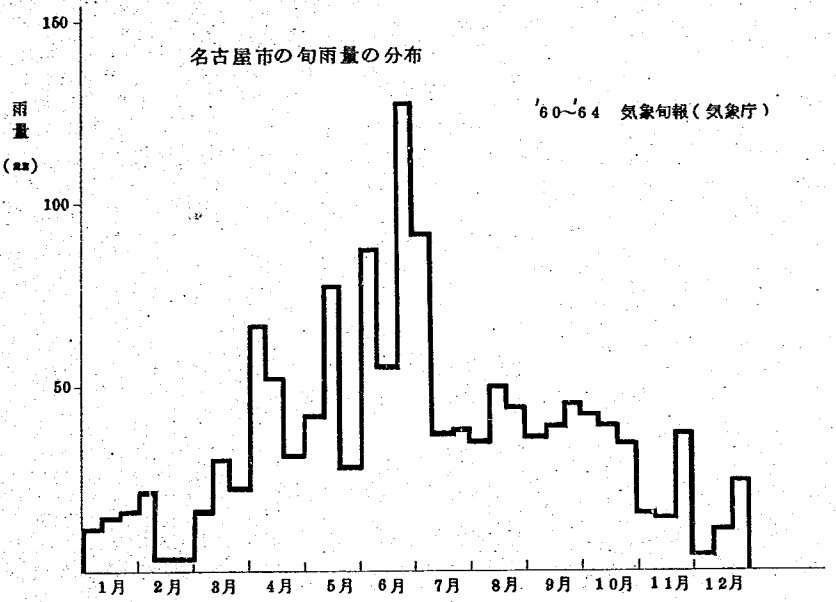
(4) 期　　日

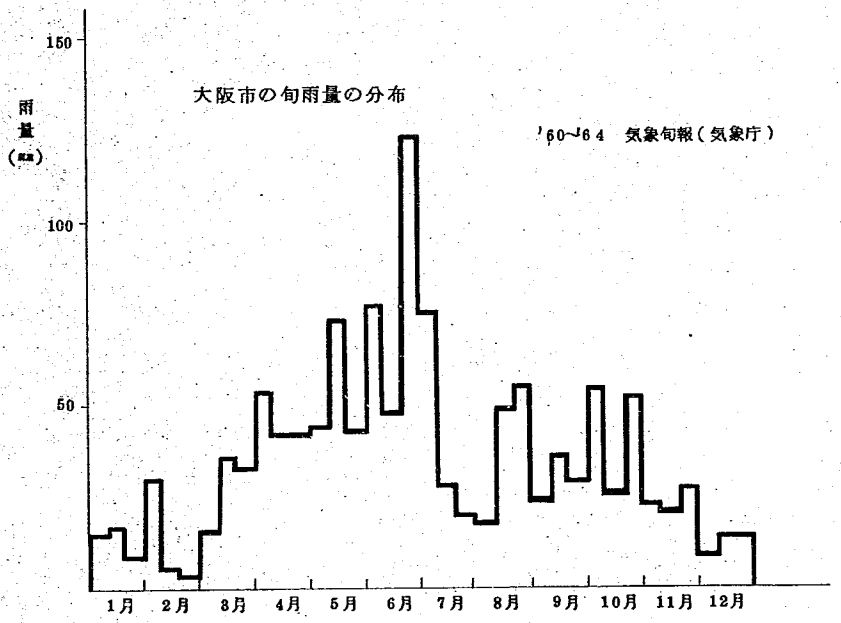
調査要領 8 ページで定めた期日１１月３０日まで

以　　上

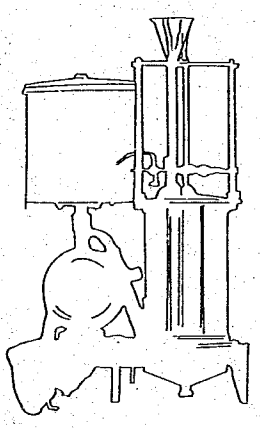
(追)。H－Qカーブのコピーの提出の件は厳守されたい。

参　考　資　料

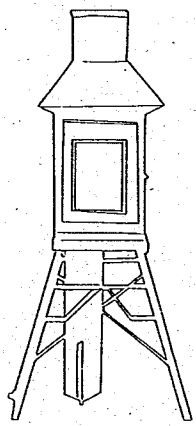

名古屋市の旬雨量の分布
'60~'64　気象旬報（気象庁）
雨量 (mm)
150
100
50
1月
2月
3月
4月
5月
6月
7月
8月
9月
10月
11月
12月


大阪市の旬雨量の分布
'60~'64　気象旬報（気象庁）
雨量 (mm)
150
100
50
1月
2月
3月
4月
5月
6月
7月
8月
9月
10月
11月
12月

自記雨量計(転倒桝型金属サイホン付)

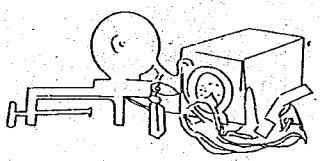


自記雨量計カバー



高さ　約164㎝

電気式水面測定器



雨天時下水の排除の合理化に関する調査について

1　調査排水区について

調査排水区は，表－1のとおりである。

表1　調査排水区名

委託直轄の区分	都市名	排水区名
委託	豊橋市	花田
	名古屋市	田光
		千年南部
	岐阜市	清水川
	京都市	吉祥院
		中部第一
直轄	東京都	谷端川

2.　調査期間

自昭和４２年６月１日　至昭和４２年１０月３１日

3.　調査要領の補足

(イ)　晴天時汚水量，水質の測定について

汚水量及び水質の時間変化を把握し，雨天時下水量雨天時汚濁負荷量から晴天時の各値を差し引かないと雨水のみによる影響が求められない。

従つて晴天時汚水量，水質の時間変化を把握するため，少くとも１回は，通日の流量，水質調査を行うこと。観測間隔は，１時間とする。晴天時水質調査項目は，水温，気温，ＢＯＤ，ＳＳ，ＶＳＳとする。

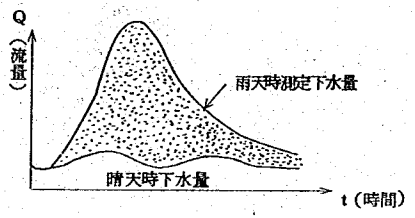


図　－　1

4.　要望事項

(イ)　作成したＨ－Ｑ曲線の使用に当つては，土木研究所下水道研究室の了承を得ること。

5.　そ　の　他

データ解析についてもご協力ねがいたい。解析方法等については，後日詳細に通知する予定である。

§1 調査の目的

流出係数と降雨強度，降雨継続時間，地表工種等との関係及び雨天時下水量とその水質の関係を検討し，その実態を明らかにすることを目的とする。

この調査は，昭和42年度調査と継続して行うものである。

§2 調査概要

モデル排水区を4ケ所（豊橋市，名古屋市，岐阜市，京都市各1ケ所）抽出し，抽出された排水区の特性，降雨強度時間分布，流出量，雨天時下水の水質を調査する。原則として1排水区に2ケ所降雨観測地点，1～2ケ所の水位観測地点，1ケ所の採水地点を設置する。調査の種類は，次のとおりである。

(イ) 排水区域特性調査

(ロ) 雨量調査

(ハ) 流出量調査

(ニ) 雨天時下水水質調査

§3 昭和43年度調査都市と観測方法，調査内容の要点

	昭和42年度の排水区の変更	水位の自記化	水位計の種類	雨量計の自記化	雨量計の種類	水位計雨量計の連動	コンプレッサーの有無	特性調査の必要なところ	流観	平均勾配等のチェック	水質調査
豊橋	○	○	土研型	○	貯水型日巻自記雨量計	×	○	○	○	○	○
名古屋	×	○	〃	◎	貯水型日巻自記転倒マス型長期改造型	○	○	△	◎	○	○
岐阜	×	○	水研62	◎	〃	×	×	○	◎	○	○
京都	○	○	土研型	◎	貯水型日巻長期巻き改造型	×	×	○	○	○	○
東京谷端	×	○	土研型	◎	貯水型日巻長期巻き改造型	×	○	△	○	○	○

（注） ◎：長期巻き自記雨量計を設置する都市

△：特性調査のうち雨量調査を昨年度のチェック程度に行えばよい都市

◎：流観を昨年度のチェック程度に行えばよい都市

○：yes

×：No

§4 調査排水区域の要件

豊橋市，京都市は排水区域を変更する予定であるから，排水区域の選定に当っては，次の事項を充分に考慮すること。

(イ) 排水面積は，100*ha* 前後（少なくとも50*ha* 以上）の範囲とする。

(ロ) 数年間の供用期間をもつ通常の排水区域であること。

(ハ) 排水区域と処理区域が一致していること。

§5 調査地点（水位観測地点・採水地点）の要件

(イ) Back Water のかゝらない地点であること。

下流で相当広い排水区からの下水管渠と合流している場合には，その合流点より少なくとも100*m*程度離れていること。

(ロ) 上・下流少なくとも50*m* 可能な場合には，100*m*程度直線で定勾配，しかも1‰より急勾配の地点であること。

(ハ) 横流入の水量が水路流量に比して極めて少ない直線水路であること。

(ニ) 上流に雨水吐，滞水池，遊水池等最大降雨流出量を減ずる効果を持つ構造物が存在しないこと。

(ホ) 調査地点は，交通量がなるべく少ないこと。

§6 調査実施前に充分注意して調べておかねばならない事項

(イ) 排水区界の確定

調査排水区内に降った雨水が他排水区へ流出していたり，他排水区の雨水が調査排水区へ流入していたりしないようにするため充分に踏査し，そのような場所があればしかるべき処置をとること。

(ロ) 電気による事故の防止対策

高圧電流が一時的にしろ流れる危険もあるから配線には充分注意するとともに電源と計器との間にフューズを入れて重圧がかゝれば切れるようにしておくとよい。

(ハ) 盗難防止に注意すること。

(ニ) 計器の防護

計器収納箱等の周囲に柵等をほどこして計器の防護をはかること。

(ホ) 危険表示をすること。

§7 計器の維持管理等に対する注意事項

(イ) 週1回は巡視すること。

(ロ) インクの補充を忘れないこと（週1回程度は補充すること）。

(ハ) 停電の場合，計器がとまるので停電が回復した後，そのまゝにしておくと後で記録の読み取りが非常に困難になるため，停電の場合はたゞちに後で時間をあわせておく。

(ニ) コンプレッサーを使うところは月に1回はコンプレッサー内の水を抜くこと。

(ロ) 記録用紙は所定の位置に正確にはること。巡視した際時刻を記録用紙に記入し，その際の記録位置にしるしをつけておくこと。

(ハ) アースにゴミ等がかゝって支障をきたすおそれもあるからアースにつくゴミ等も月1回程度は取り除くことが望ましい。

§8 調査方法および内容

(1) 排水区域特性調査

排水区域面積，排水区域内工種別面積，平均勾配，排水区域総人口，人口密度，晴天時平均汚水量，晴天時平均汚水水質，水洗化戸数，水洗化人員等を様式1に従って調査する。

工種別は，次の区分に従うこと。

(a) 建物（屋根）

(b) 簡易舗装，高級舗装道路，駐車場等（内簡易舗装）

(c) 未舗装道，間地，鉄道構内，運動場等

(d) 公園，芝生，庭園，畑土等

注 (a) 排水区域総人口は，住民登録人口とする。

(b) 晴天時汚水量，水質は採水地点，水位観測地点で数回観測した平均値とする。

（p.23(ハ)参照）

(c) 地盤，平均勾配算定にあたっては，次式を用いること。

$$S=\frac{DL}{A}$$；A：total area，D：コンタ間隔，L：コンタ総延長

(d) 水路平均勾配は幹線管渠の平均布設勾配とする。

(2) 雨量調査

貯水型日巻き自記雨量計を必ず使用すること。長期巻き転倒マス型自記雨量計を設置する都市，或は，雨量計と水位計を連動させる都市にあっても，必ず補助用ないし，チェック用として貯水型日巻き雨量計を設置すること。設置場所は小中学校等がよく，管理は市当局あるいは，学校側に委託すると作業が極めてらくである。

貯水型日巻き自記雨量計の設置に当っては，なるべく次の注意事項に留意することが望ましい。

(イ) 水位観測地点に近くて管理の容易な地上の地点に設置すること。（調査排水区域内に設置のこと）

(ロ) 上昇気流や風の影響のある所は必ず避けること。（例えば，屋上，丘の上など）

(ハ) 地物（建物等）のそばに置く場合は，その地物の高さの4倍の距離を置くこと。

(ニ) 受水口は，地上1mかそれ以上とする。

水位計の近くで現場観測用（水位計と連動させる雨量計の場合も含む）の雨量計の設置にあたってもなるべく(イ)～(ニ)の条件には留意すること。

長期巻き自記雨量計の用紙送り速度はできれば36㎜／hrとする。なるべく水位計と雨量計を連動させる方が観測精度向上のために望ましい。水位計と雨量計の連動は若干の費用増を覚悟すれば技術的に可能である。その際，費用はあまりかゝらない。

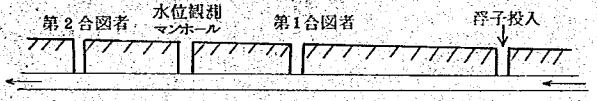
(3) 流出量調査

(イ) 用紙送り速度

紙送り速度は，土研型の場合50㎜／hrにすると，後で記録の読み取りが容易になる。水研の場合はできれば36㎜／hrとする。

(ロ) 流速観測

流速は，浮子を用いて実測する。



浮子を見て合図者が合図し，その合図を見てストップウォッチを押す間の時間の遅れの影響をなくするために，計時を合図者以外の人間がするか，又は第1合図者と第2合図者が共に計時し，その平均をとるか，いずれかの方法をとる。第1合図者と第2合図者の計時には通常0.5～1秒の差がある。

水位観測者は浮子が流下してきた時の水位を必ず観測する。流速観測は，10cm間隔に行なうこと。流速観測は数降雨についてのみ行なうものとする。

使用する浮子のタイプは，棒浮子（発光浮子，蛍光塗料を塗った浮子）とする。観測の際には，水深の5割程度の長さの浮子を使用する。4,5種類の長さの浮子を用意すること。

(ハ) 水位－流量曲線の作成

水位及び流速の実測データより，水位－流量曲線を作成する。流量データについては，増水期と減水期では同じ水位でも流量が異なる可能性があるので，増水期と減水期のデータは区別できる様にプロットすること。水位－流量曲線作成にあたっては，水理特性曲線を参考とすること。

(ニ) 水位－流量曲線が実測より求まらない場合には，各流速観測結果より粗度係数を逆算し，その平均値を粗度係数とみなして計算によって求めること。

(4) 雨天時下水水質調査

(イ) 採水方法および採水間隔

採水方法は，採水器を使用するのは難しいと予想されるため，バケツ等で表面の水

を採水する。採水間隔は降雨中においては，5分程度降雨後に10分程度とし，全資料分析するが降雨開始前については，20分間隔で採水はするが，分析するのは降雨開始前1時間の試料のみとし，それ以前の試料は放棄する。他は水位観測間隔と同じである。採水地点は，水位観測地点と同じであるが，あるいはなるべく近くであること。調査排水区外の雨天時下水が流入する地点より下流で採水してはならない。増水期にはなるべく短間隔で採水すること。採水本数は，分析能力にみあった数でよいが，少くとも降雨開始後5時間程度の試料は分析すること。1試料について分析本数は，1本でもよい。

(ロ) 調査項目及び方法

調査項目は，水温，気温，BOD_5，SS，VSS である。

分析方法は，日本水道協会編下水試験法（1964年版）による。

注 BOD_5 …… 一般希釈法

SS …… 活性汚泥浮遊（p．310）の測定法のうち遠心沈殿法による。

VSS …… 活性汚泥有機性浮遊物（p．313）による。

(ハ) 晴天時下水の通日水質調査

(ロ)の項目について1時間おきに通日の水質調査を実施すること。

(ニ) 注意事項

採水時には，水位観測を行っておくこと。

(5) 一般的な注意

(イ) 観測にあたっては，観測者氏名，観測開始時刻，観測時の時刻を記入すること。このために適当にデータ記入用紙を作ること。

(ロ) 雨天時下水の採水時間間隔と水位観測時間間隔とを一致させること。採水時刻を忘れないようにすること。

(ハ) 採水時及び流速観測時には，必ず水位観測を行うこと。

(ニ) 作業の安全に留意のこと。できれば防御柵等を設けること。時刻が一致していることが必要である。

§9 整理及び解析作業

昭和42年度と同様である。

§10 昭和43年度調査内容等

(1) 調査都市

名古屋　1排水区

京都市　1排水区

盤 橋 市　　1 排水区

岐 阜 市　　1 排水区

(2) 調 査 内 容

§19～§23のとおり

(3) 観 測 期 間

観測期間は，昭和43年6月15日より同年10月31日までとする。

様式1　　○○排水区特性調査

排水区名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	水路	晴天時汚水平均水量	晴天時汚水平均水質 BOD	SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考
○○排水区	(ha) A	(ha) A_1	(ha) A_2	(ha) A_3	(ha) A_4	(人) P	(人/ha) P/A	(‰)	(‰)	(mm/hr)	(PPm)	(PPm)			(人)	
記入上の注意		P-2の(a)～(b)に対応 $A=\sum_{1}^{4} Ai$				住民登録人口				降雨強度に換算のこと。観測月日明記	観測月日を明記のこと。					

様式2　　雨量調査

調査月日＿＿＿＿＿＿＿＿

項目＼時刻													
10分間雨量 (mm)													
降雨強度 (mm/hr)													
5分間雨量 (mm)													
降雨強度 (mm/hr)													

様式3

流出量調査

調査月日

項目	降雨開始前			降雨開始後								
水位 (m)												
流量 (m³/s)												
降雨強度単位への換算値 (m³/hr)												

様式4

雨天時下水水質調査

調査月日

水質項目	降雨開始前			降雨開始後								
BOD (PPm)												
BOD負荷量 (g/s)												
SS (PPm)												
SS負荷量 (g/s)												

2－1－1　調査区域概要

都市名	調査排水区名	用途地域名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	水路	晴天時平均汚水量	晴天時平均水質 BOD	SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	最長降雨継続日数	最長無降雨継続日数
			(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(人)	(人/ha)	(‰)	(‰)	(m³/hr)	(ppm)	(ppm)			(人)	(日)	(日)
東京都	谷端川幹線	住居・住居専用・準工業・特別工業他	5406	(055) 2952		2454		120000	222.1	1.48	2.7	0.65	134.5	184.9	41807	—	—	33	50

（注）(1) 工種面積区分は，次のとおりである。
(a) 建物・コンクリート・アスファルト
(b) 簡易舗装
(c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等
(d) 公園・芝生・庭園・畑土等
(2) （　）内は，面積割合である。
(3) 総人口は，住民登録人口である。
(4) 晴天時平均汚水量，晴天時平均水質は，実測値である。
(5) 総戸数値は，総世帯数である。
(6) 最長降雨継続日数，最長無降雨継続日数は気象台設置以後の観測値である。

都市名	調査排水区名		住居専用地区	住居地区	準工業地区	特別工業地区	商業地区	緑地地区	商業地区で防火地区	合計	備考
東京都	谷端川幹線	ha	106.79	288.15	6.23	68.28	68.60	1.35	1	540.6	
		%	19.77	53.40	1.16	12.64	12.60	0.25	0.18	100	

2－1－2　観測地点概要

観測場所の水路断面は巾6 m，深さ約3 mで，水路底勾配は約2.8%，約300 m 直線の暗渠である。

図－1に示すように水路の右端に径90cm のマンホール蓋が直線部に2個あって水路底におりられるようになっている。

晴天時の水位は約30cm，流速は約0.8～1.0m／sである。

側壁は，コンクリート仕上がりであるが，水路底は，粗石が多く非常に粗雑な仕上りである。

路上交通は非常に少なく，上下流間（直線部起終点）の見通しは極めてよい。

図－1に平面および縦断を示す。

図－1でM_1～M_6 はマンホール，AおよびBは自記水位計の設置位置を示す。

図－2および図－3は，AおよびB地点の水路横断図である。

2－1－3　流速観測の方法と資料整理など

(1)　前節に述べたような場所での流速観測であるから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った。

(1)　浮子は発光浮子を用いる。（電池と豆球を挿入した浮子）

(2)　浮子の種類は30cm，100cm の2種類を用い水位によって使用する浮子の種類をかえる。

(3)　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ため断面のほぼ中央に浮子を投入する断面内1点観測とした。

(4)　直線部のマンホールが2ケ所しかないので，浮子投入点と第1見通し点を同一のマンホールで行ったが浮子はM_1 のマンホールより上流5 m程度の水路断面のほぼ中央部に投げ入れた。

水路巾が比較的狭いから浮子と第1見通し点の距離をこの程度はなしておけば充分であると考える。

(5)　第1見通し点をM_1 のマンホール第2見通し点をM_2 のマンホールに設けた。水位が2 m程度までは，この位置で水路中央まで充分に見通すことが可能である。

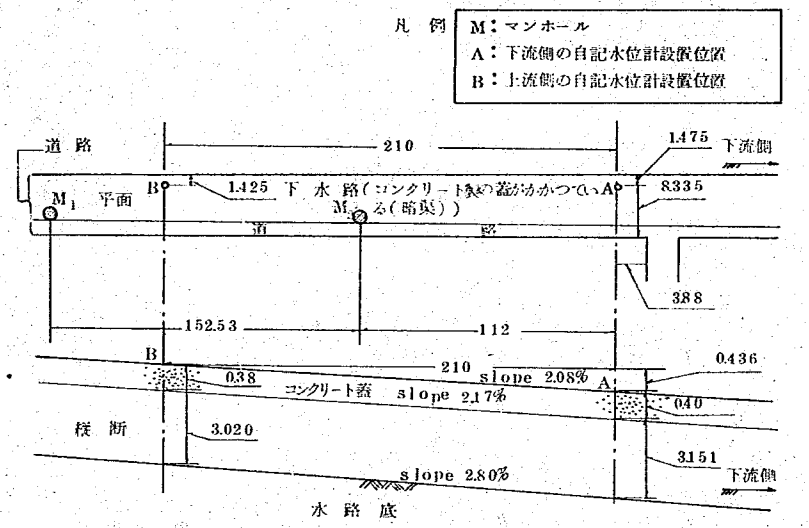
(6)　第1見通し点のM_1 マンホール地点の水路に水位標を設置し浮子確認と同時に水位を測定した。

(7)　観測は，1時間おきおよび水位上昇巾或いは下降巾約10cm おきに実施した。

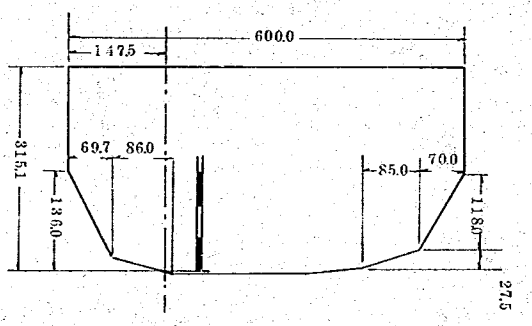
(8)　計時はストップウオッチで第2見通し点で行った。

(9)　浮子の第1見通し点通過を第2見通し点にいる観測員に知らせる合図は現場責任者が遅滞なく行った。

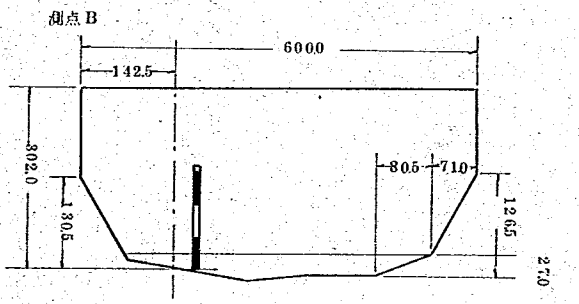
図－1　谷端川幹線水位観測地点の平面・縦断図（単位：m）



図－2　谷端川幹線水位測定点部断面図（A点）　　縮尺1／40



図－3　谷端川幹線水位測定点部断面図（B点）　　縮尺1／40



(ロ) 道路上であったためバリケード，警戒燈を前後に配置し，安全には充分留意した。

(ハ) 観測年月日

昭和43年　8月10日　　18時～22時

台風7号（水位上昇は1m以下であった）

昭和43年　8月26日　　14時～27日　6時

台風10号（約1m程度の水位上昇があった）

昭和43年　9月26日　　10時

台風16号（出動はしたが，しだいに晴れ間が出て来たので観測を中止）

昭和43年10月　4日　　10時～17時

秋雨前線（上位上昇は1m以下であった）

(ニ) 観測記録の整理の方法

M_1 マンホール地点（第1見通し点）での水位観測値から求めた流積とM_1～M_2 間で観測した流速観測値とから流量を求める。

次に流速観測を行った同時刻のA・B 地点の水位を求める。

以上の水位と流量から，水位と流量および水位と流量強度換算値（降雨強度の単位に流量を換算したもの）との関係を求める。

次に観測流量からマニングの公式を用いて粗度係数を逆算し水位と粗度係数の関係を求める。

なお，浮子の更正係数は下表の値を使用した。

浮子の吃水による流速の更正係数

浮子の吃水(m)	表面浮子	0.50	1.00	2.00	3.00
更正係数	0.85	0.88	0.91	0.94	0.95

なお，従来より用いられている浮子の分類

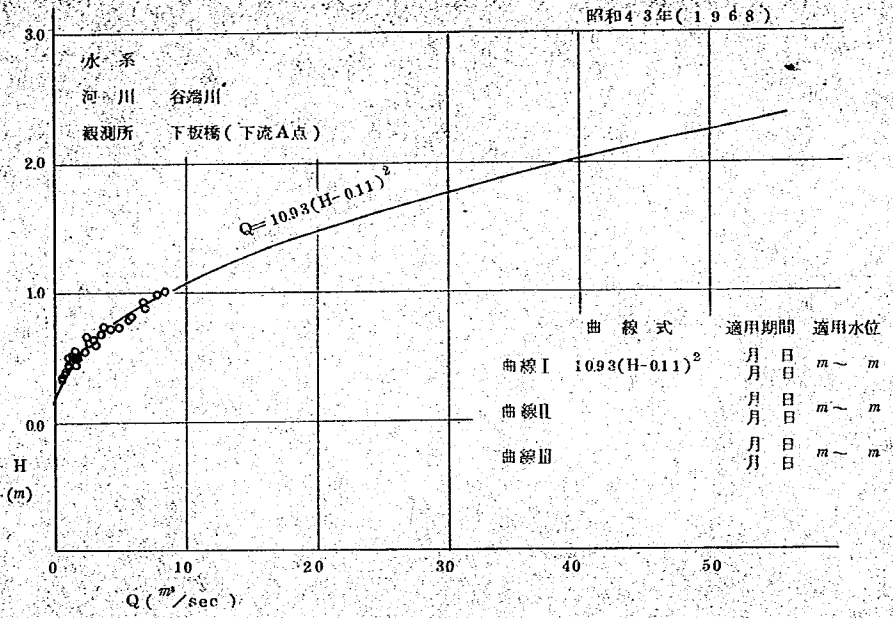
従来より用いられた浮子の吃水(m)	0.30	1.50	2.50	3.50
更正係数決定のために分類された値(m)	0.50	2.00	3.00	4.00

上表以外の浮子の吃水が用いられていた場合は，四捨五入して上表に近い値を使用

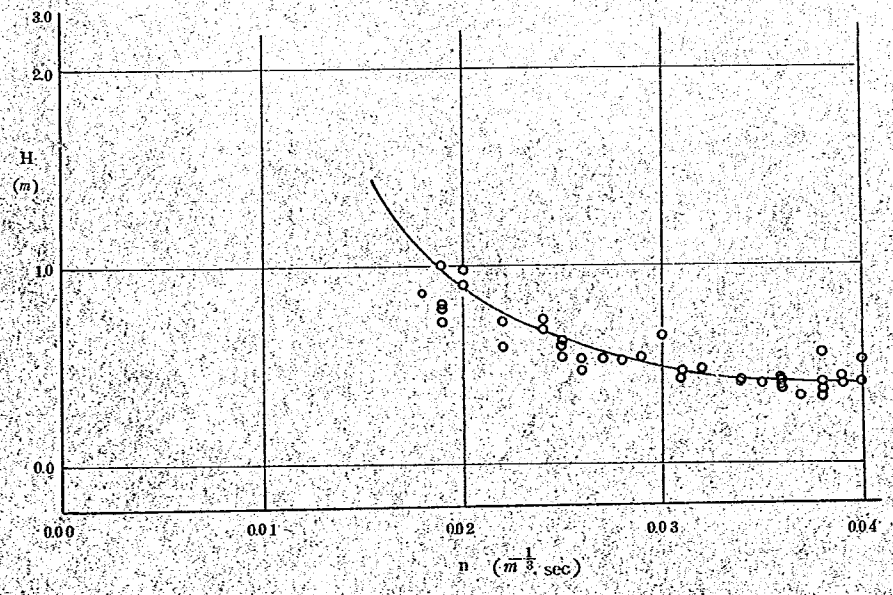
（建設省制定流量観測規程による）

2－1－4　H－Q曲線，h－n曲線

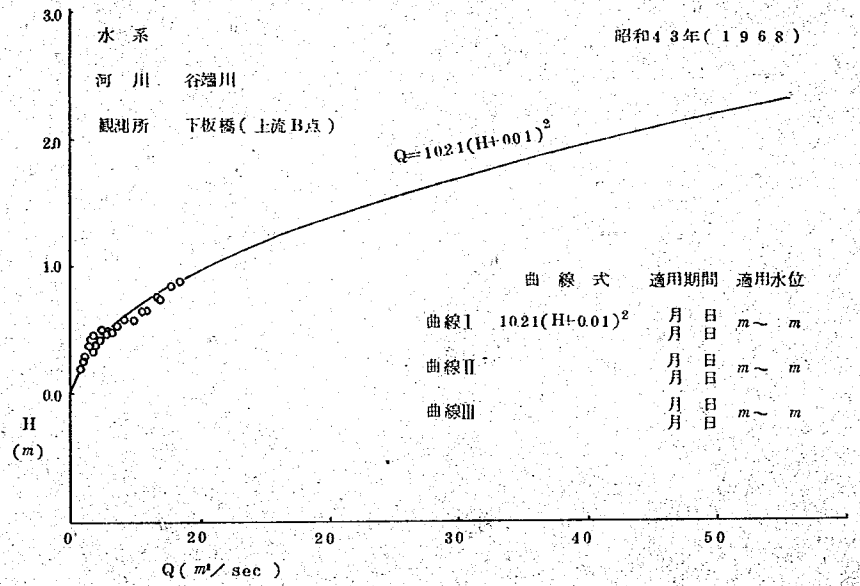
A点における水位流量曲線図



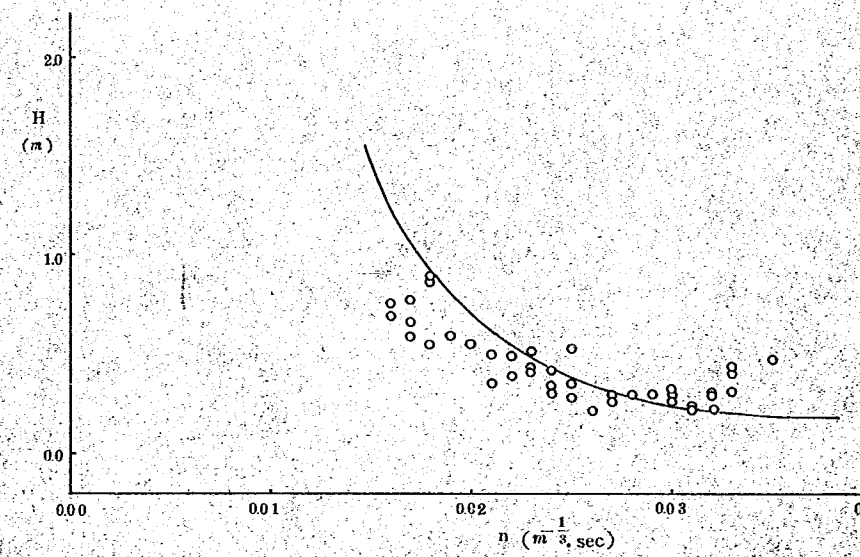
A点における水位と粗度係数との関係



B点における水位流量曲線図

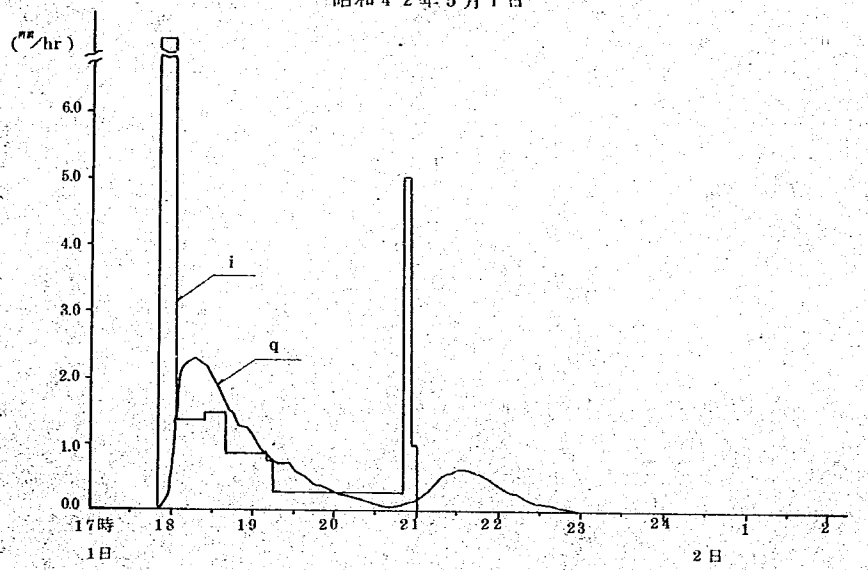


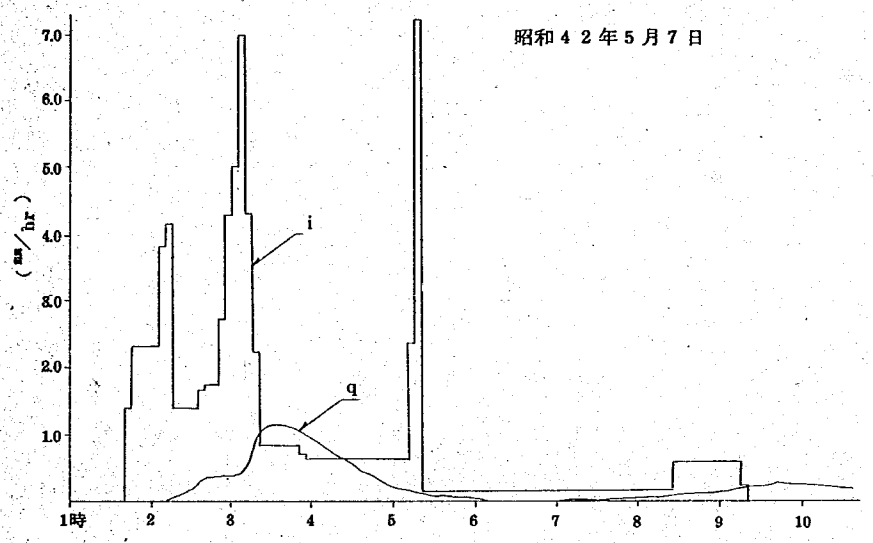
B点における水位と粗度関係数との関係

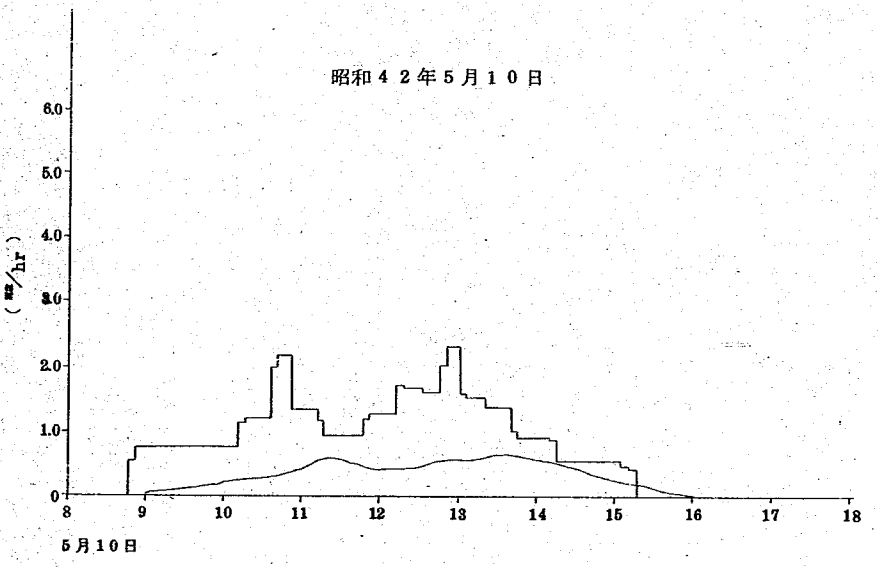


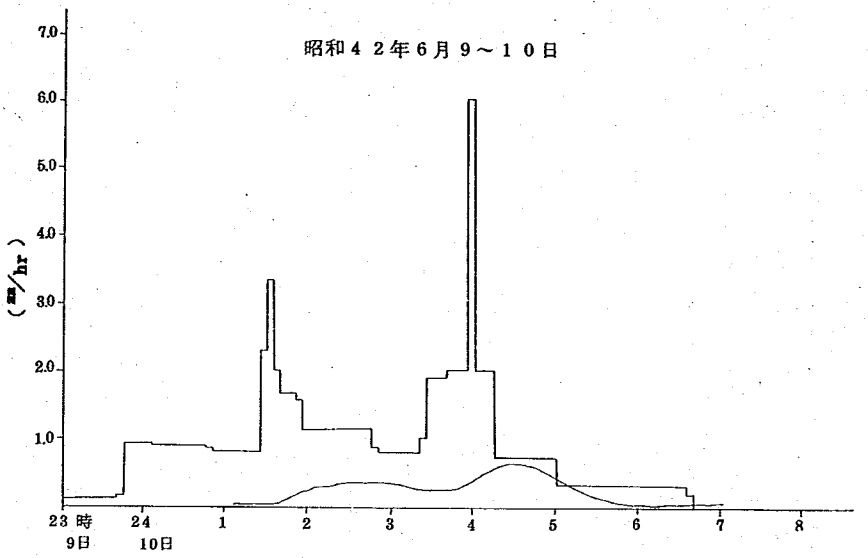
2－1－5　雨水流出量調査

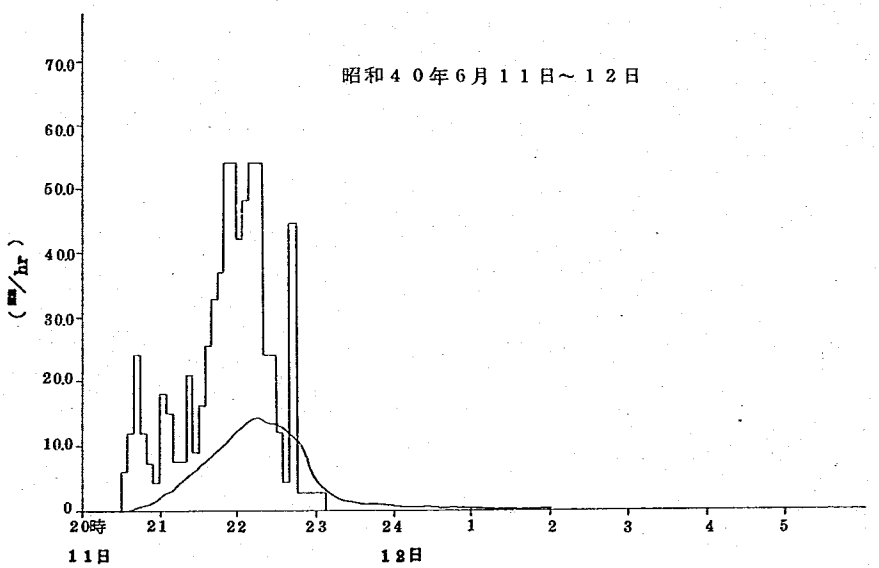
昭和４２年５月１日

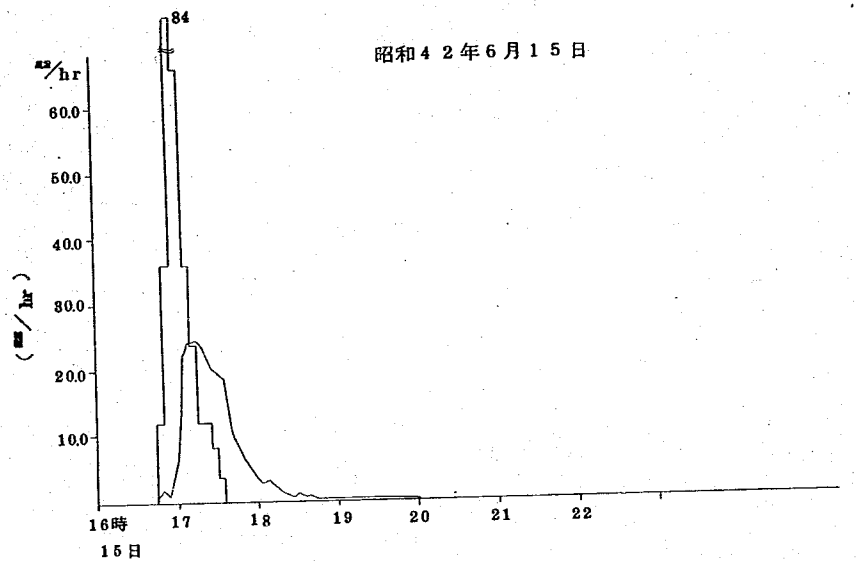


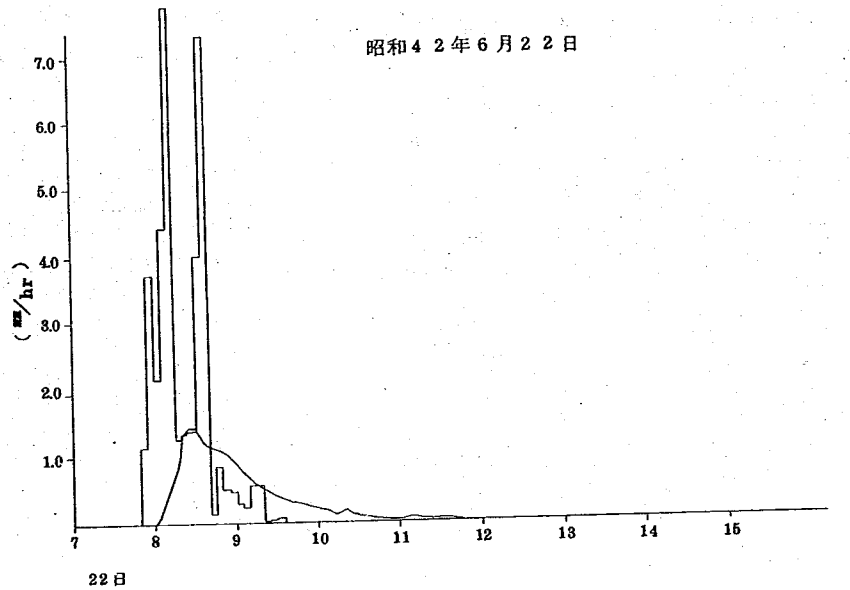

昭和４２年５月７日
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
(mm/hr)
i
q
1時
2
3
4
5
6
7
8
9
10

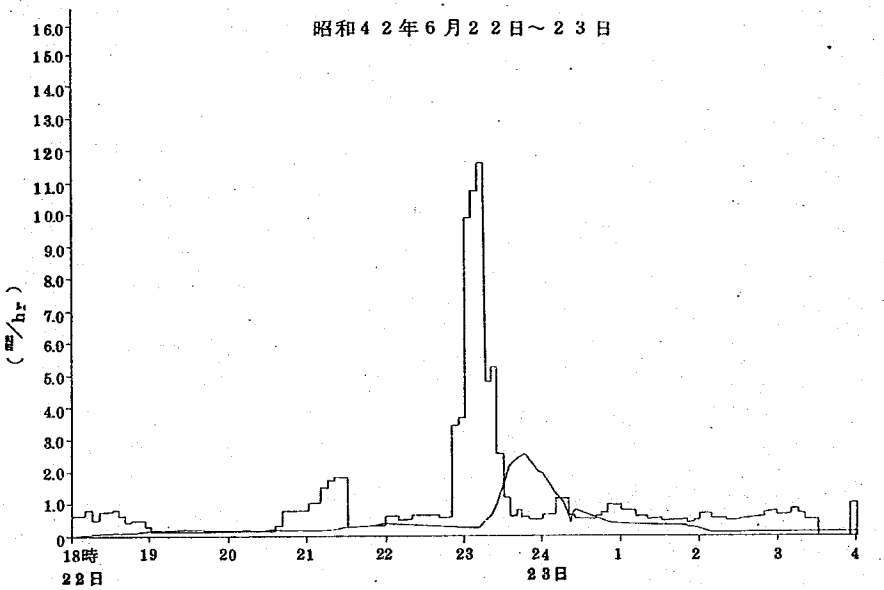

昭和４２年５月１０日
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
(mm/hr)
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
5月10日

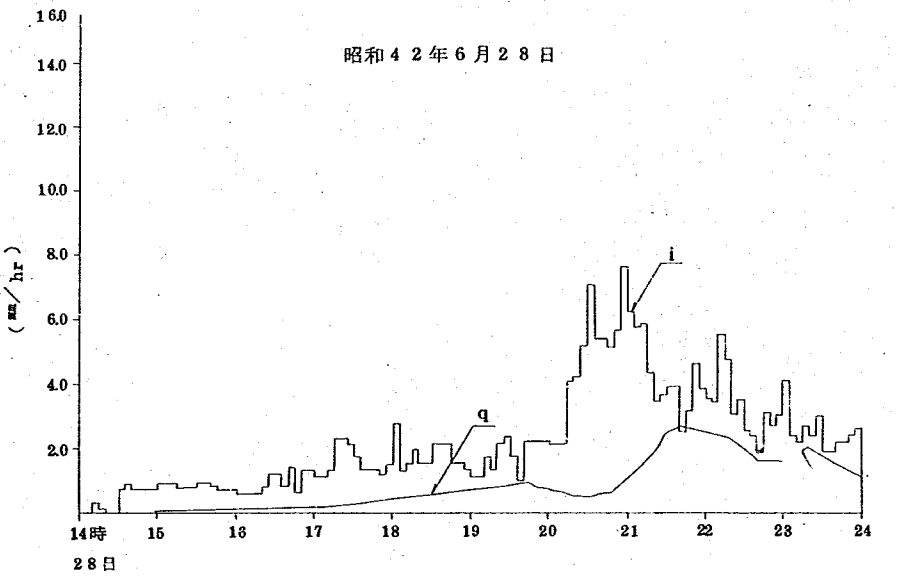

昭和４２年６月９～１０日
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
(㎥/hr)
23時
9日
24
10日
1
2
3
4
5
6
7
8

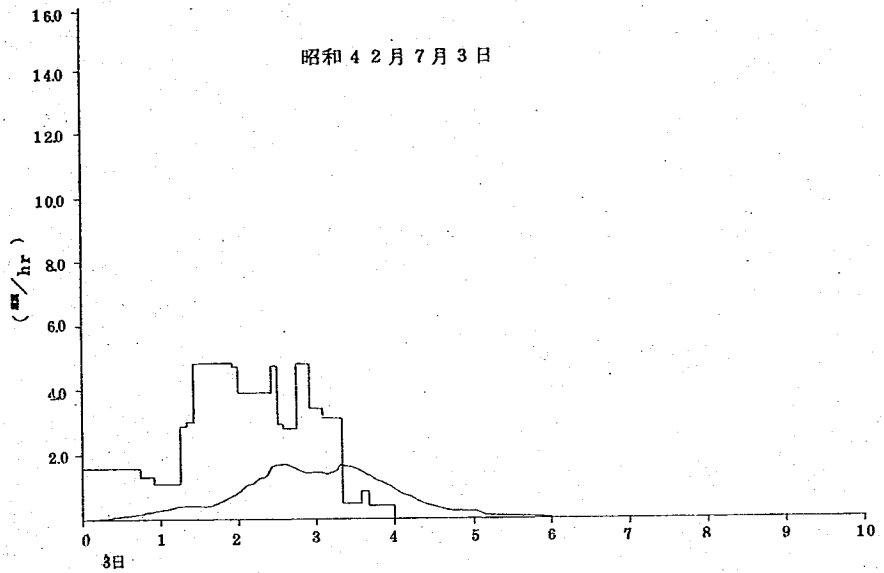

昭和４０年６月１１日～１２日
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0
(㎥/hr)
20時
11日
21
22
23
24
12日
1
2
3
4
5

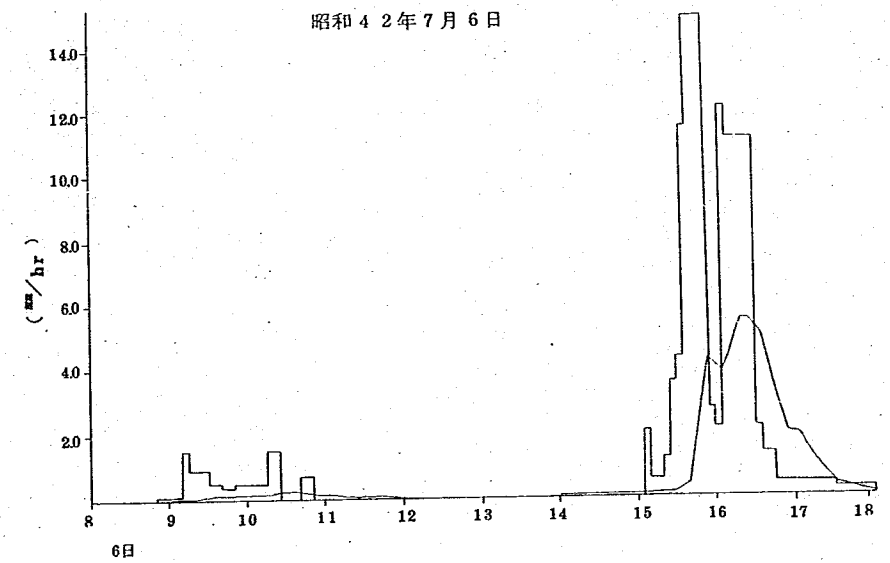

昭和４２年６月１５日
84
㎜/hr
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
（㎜/hr）
16時
17
18
19
20
21
22
15日

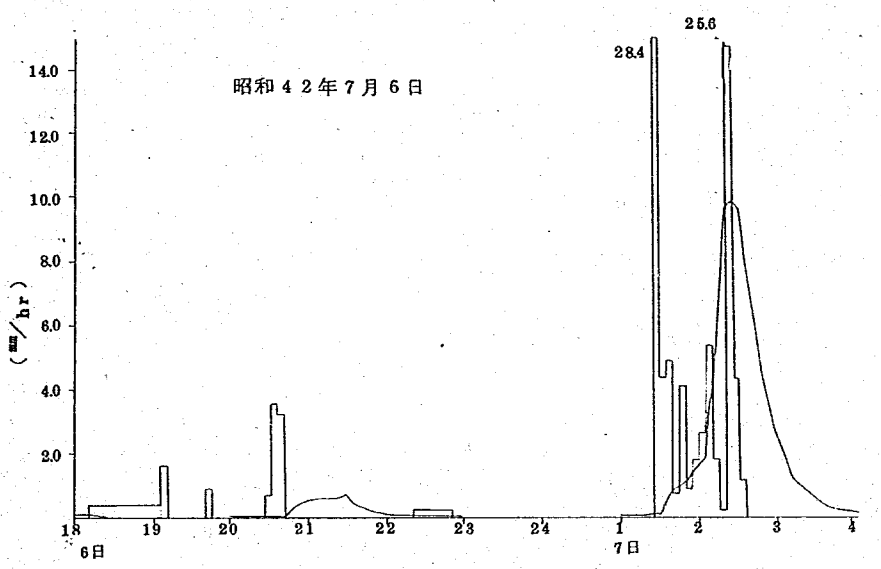

昭和４２年６月２２日
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
（㎜/hr）
7
8
9
10
11
12
13
14
15
22日

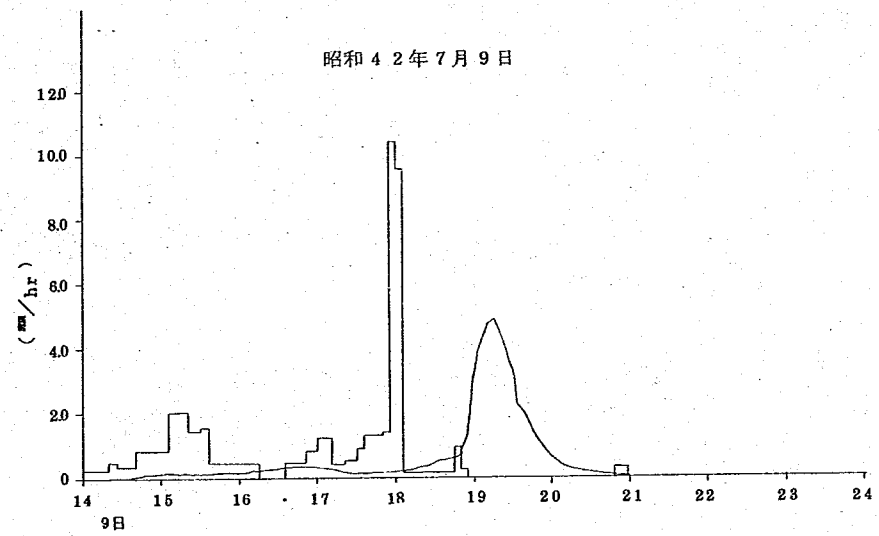

昭和４２年６月２２日～２３日
16.0
15.0
14.0
13.0
12.0
11.0
10.0
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
(㎜/hr)
18時
19
20
21
22
23
24
1
2
3
4
22日
23日

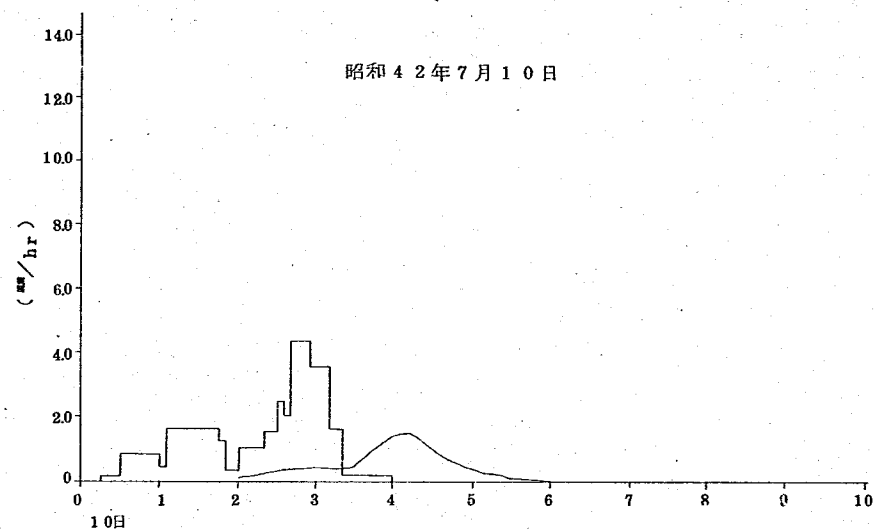

昭和４２年６月２８日
16.0
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
(㎜/hr)
i
q
14時
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
28日

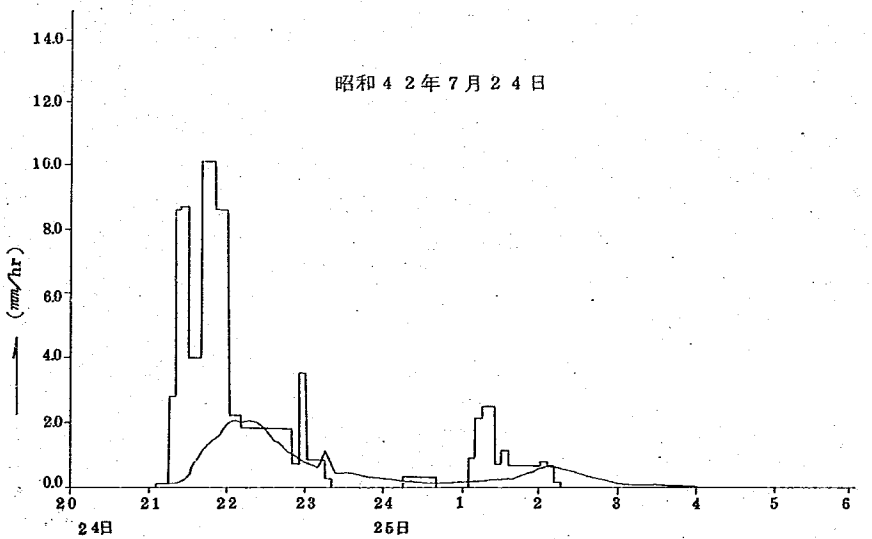

昭和４２月７月３日
16.0
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
(mm/hr)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
3日


昭和４２年７月６日
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
(mm/hr)
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
6日

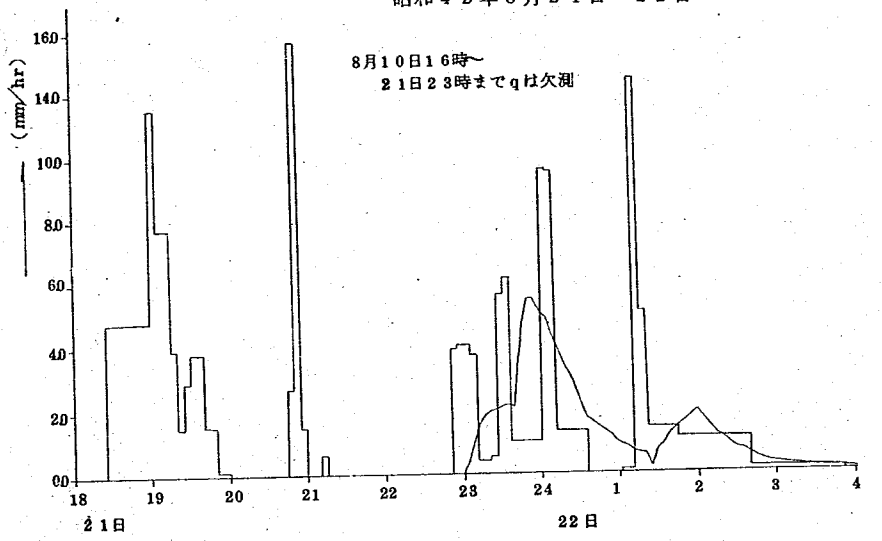

昭和４２年７月６日
25.6
28.4
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
(mm/hr)
18
19
20
21
22
23
24
1
2
3
4
6日
7日


昭和４２年７月９日
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(mm/hr)
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
9日

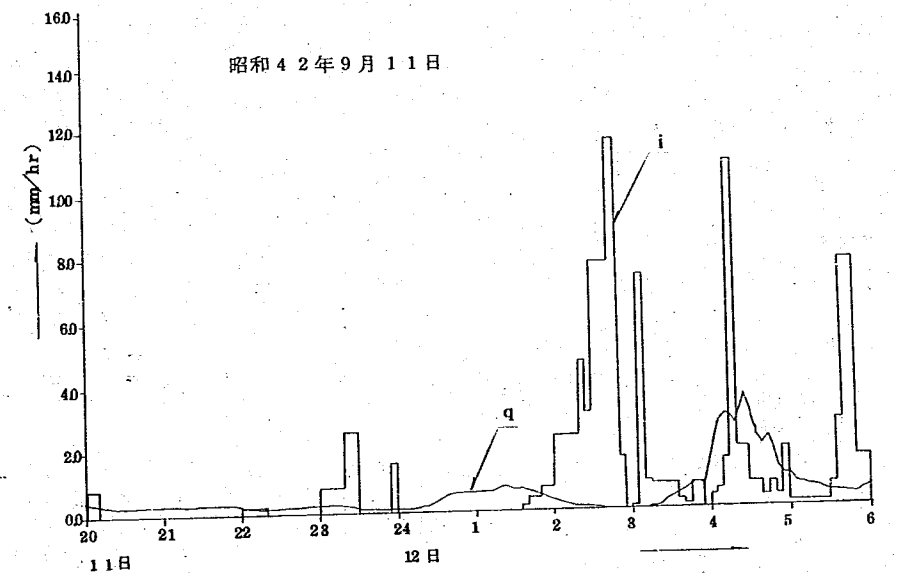

昭和４２年７月１０日
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(㎜/hr)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
10日

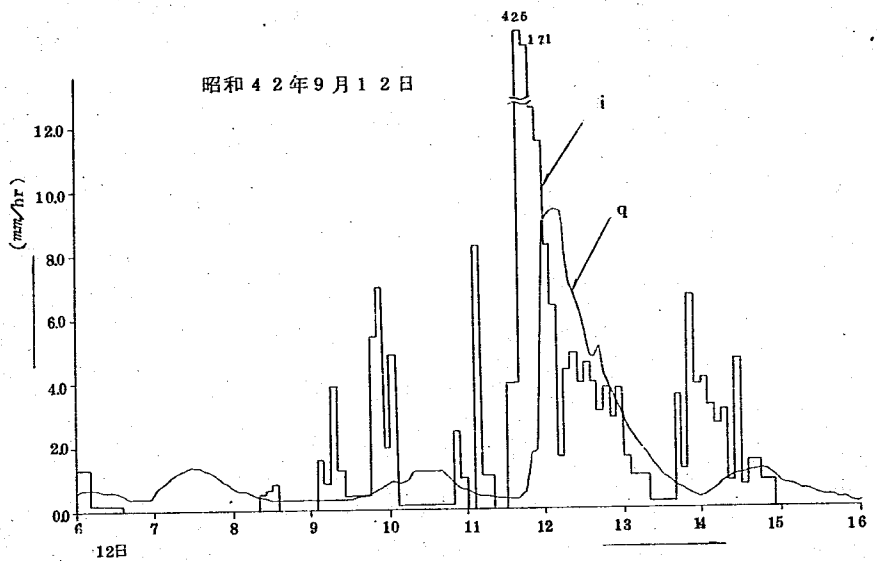

昭和４２年７月２４日
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
(mm/hr)
20
21
22
23
24
1
2
3
4
5
6
24日
25日

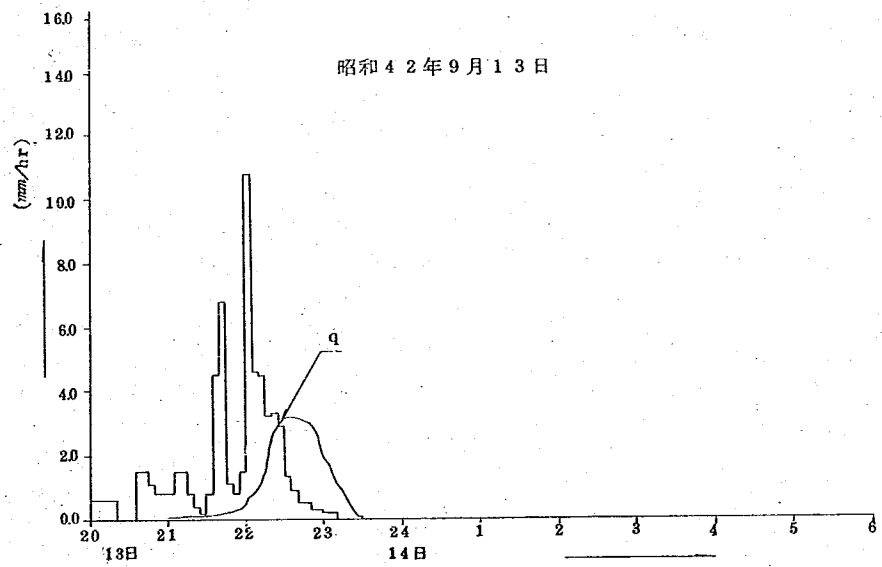
昭和４２年８月２１日～２２日

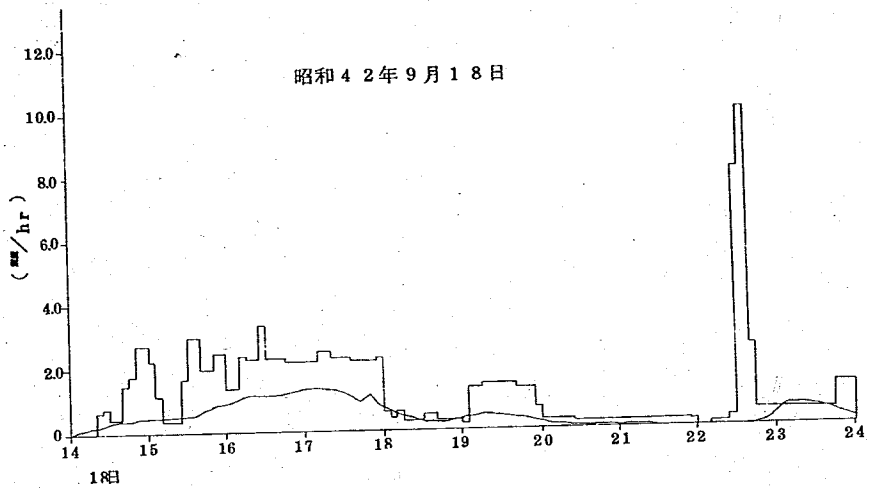


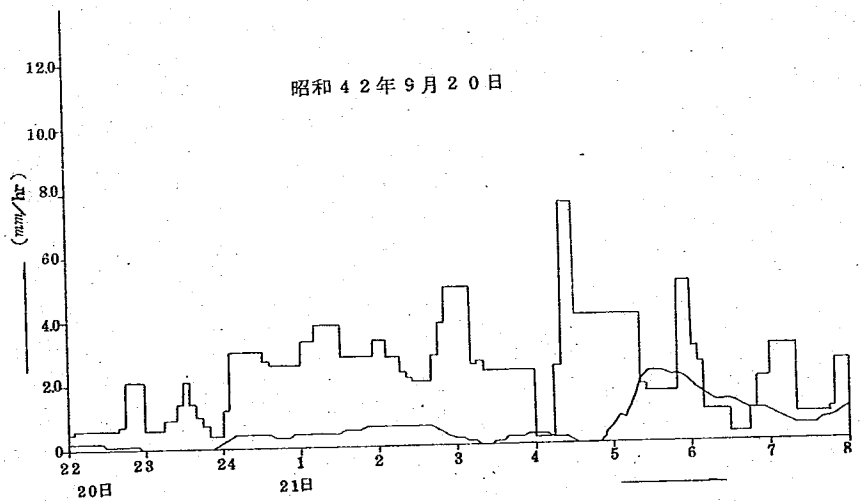
昭和４２年９月１１日

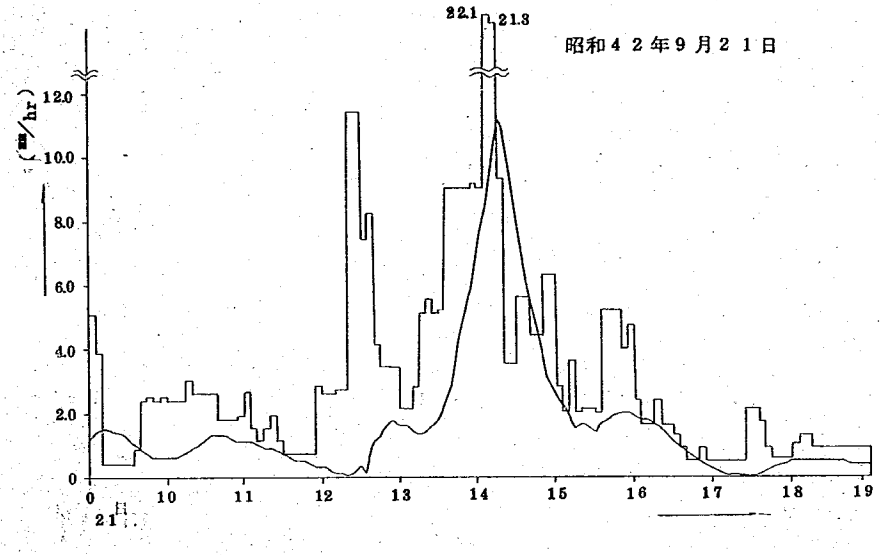


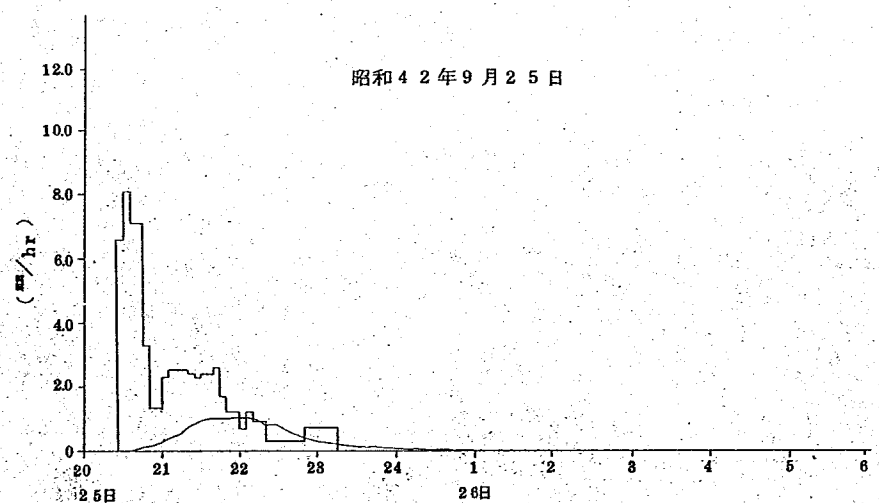

昭和４２年９月１２日
425
171
i
q
(mm/hr)
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
12日

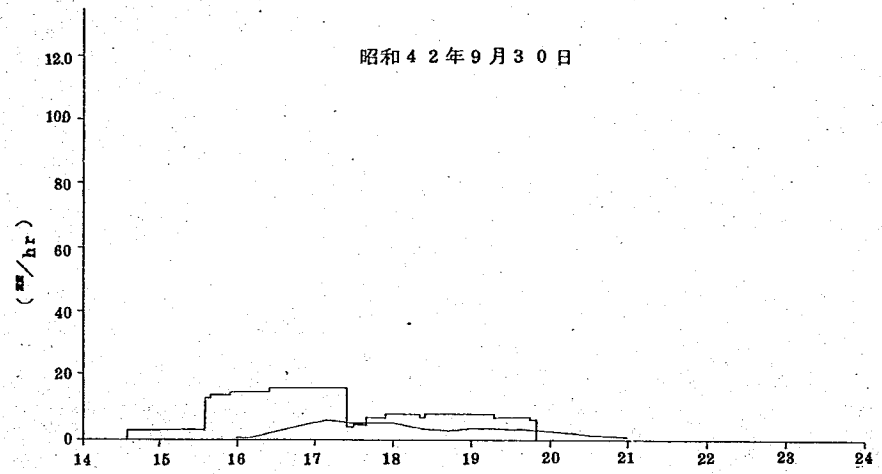

昭和４２年９月１３日
(mm/hr)
16.0
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
q
20
21
22
23
24
1
2
3
4
5
6
13日
14日

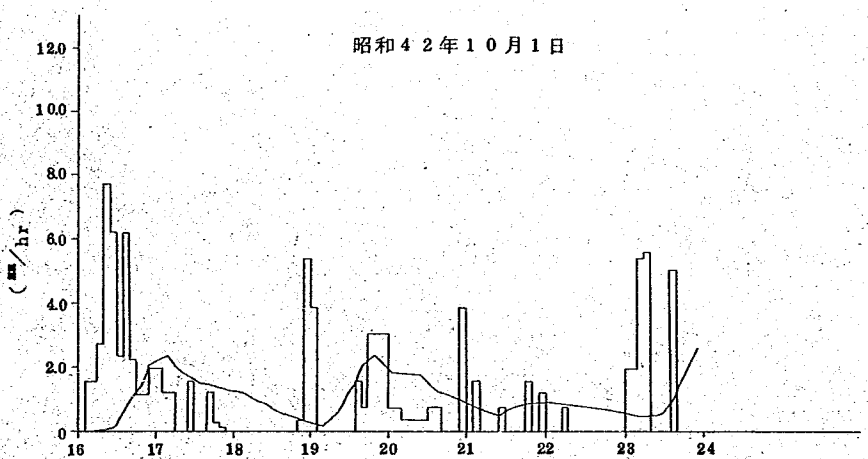

昭和４２年９月１８日
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(mm/hr)
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
18日

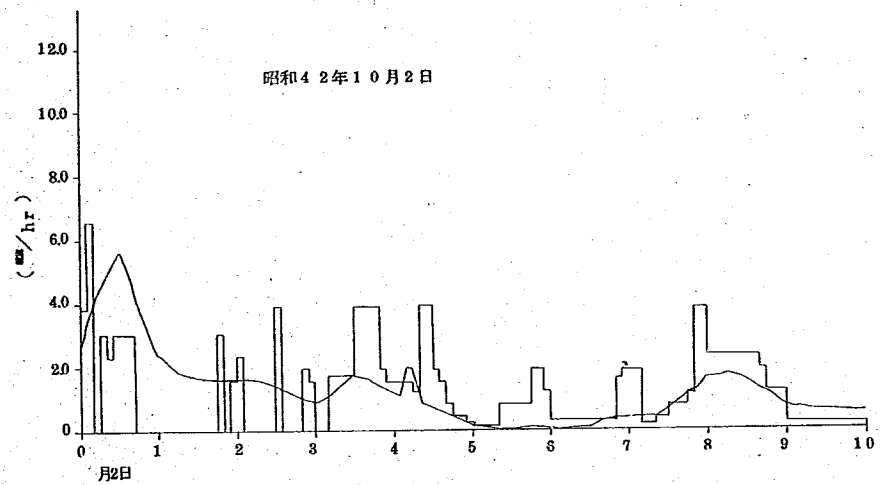

昭和４２年９月２０日
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(mm/hr)
22
23
24
1
2
3
4
5
6
7
8
20日
21日

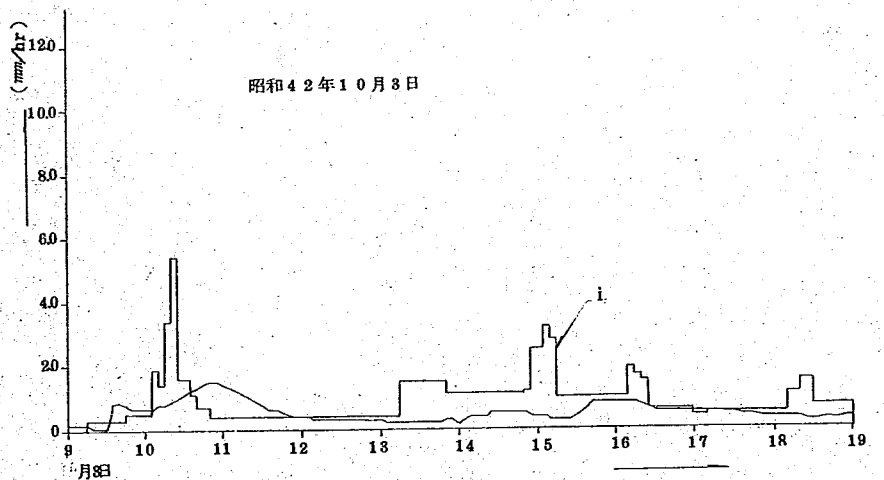

昭和４２年９月２１日
22.1
21.3
(㎜/hr)
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
0
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
21日


昭和４２年９月２５日
(㎜/hr)
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
20
21
22
23
24
1
2
3
4
5
6
25日
26日

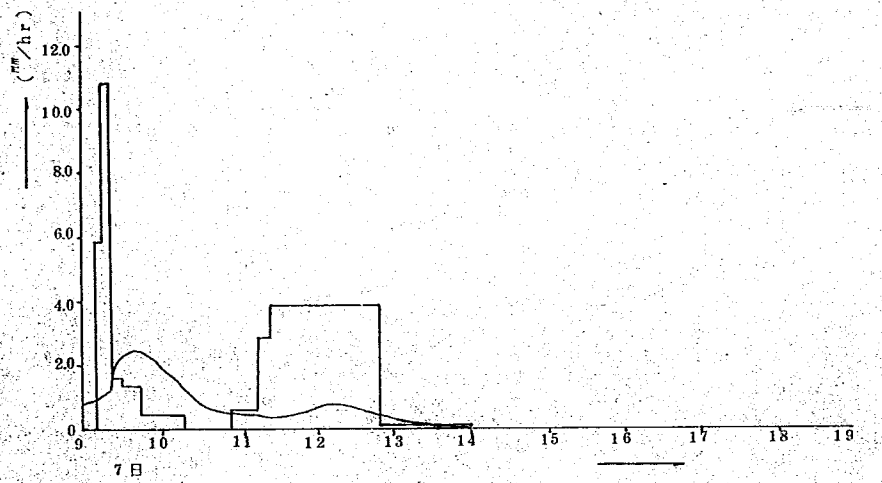

昭和４２年９月３０日
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(㎜/hr)
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24


昭和４２年１０月１日
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(㎜/hr)
16
17
18
19
20
21
22
23
24

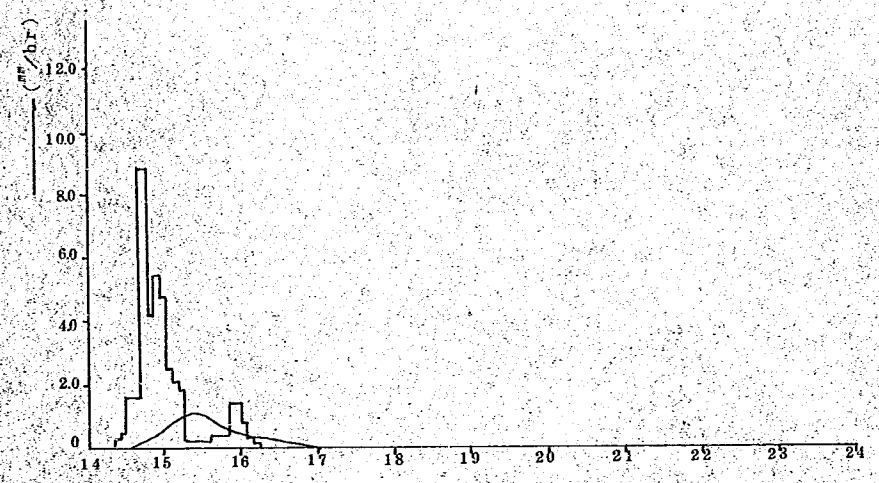

昭和４２年１０月２日
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
(mm/hr)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
月2日


昭和４２年１０月３日
(mm/hr)
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0
i
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
月3日

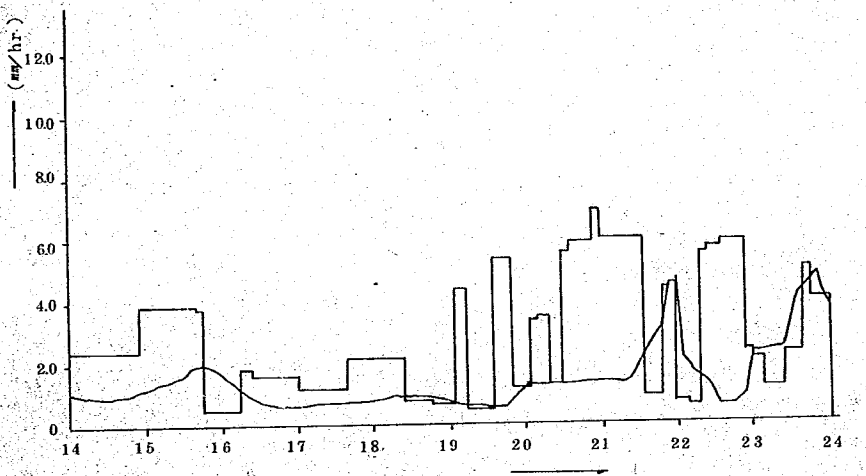
昭和４２年１０月７日



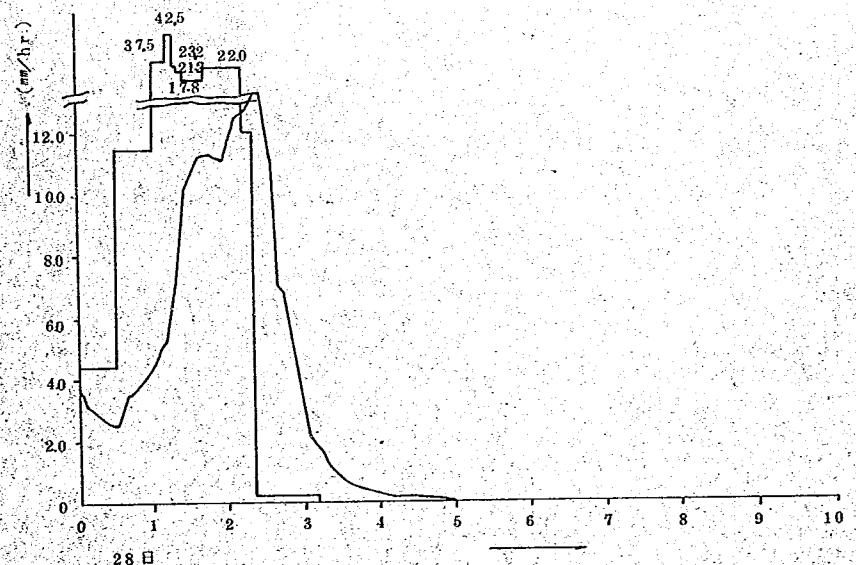
昭和４２年１０月１７日



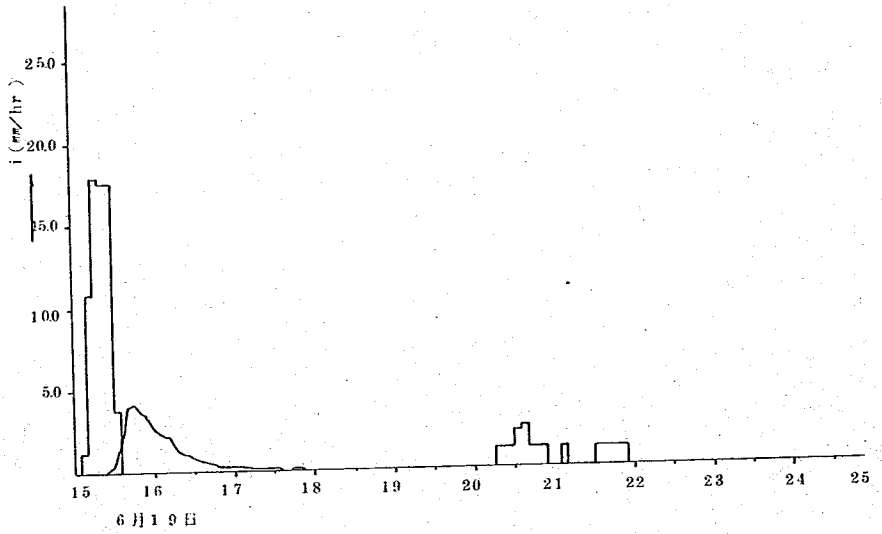
昭和４２年１０月２７日



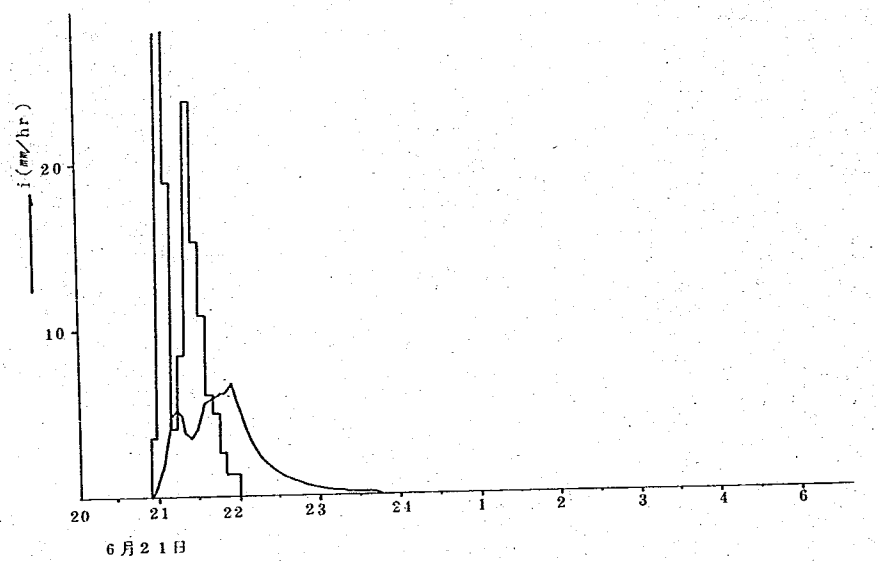
昭和４３年１０月２８日



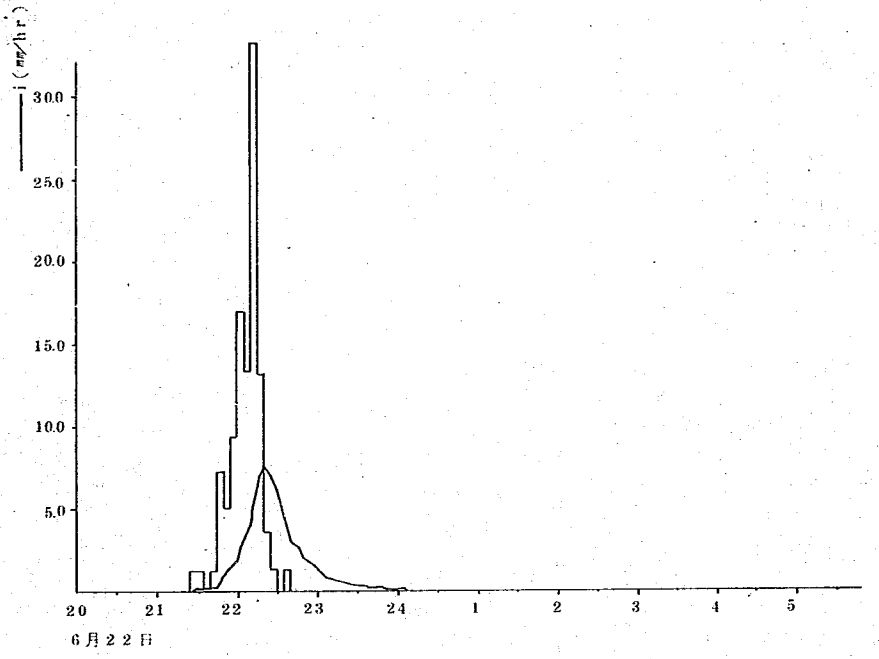
昭和４３年　６月１９日



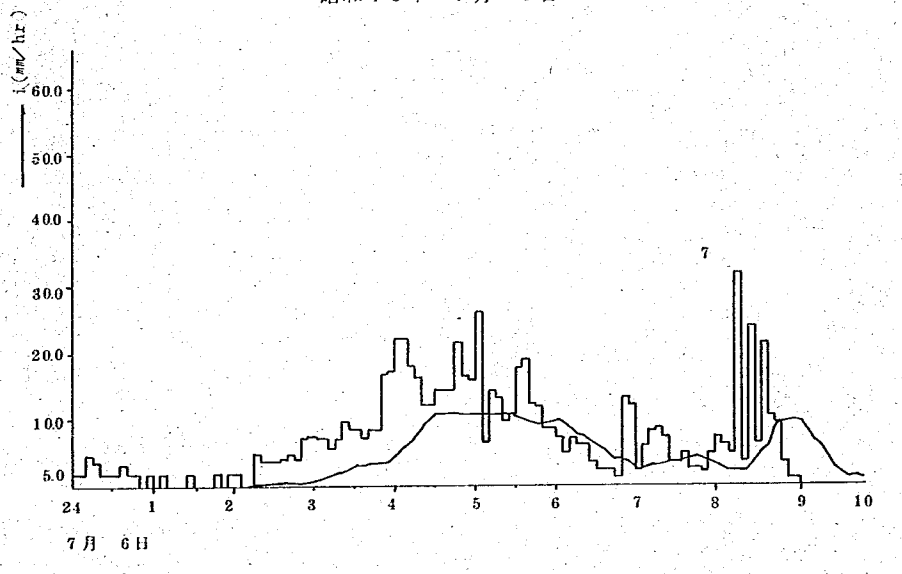
昭和４３年　６月２１日



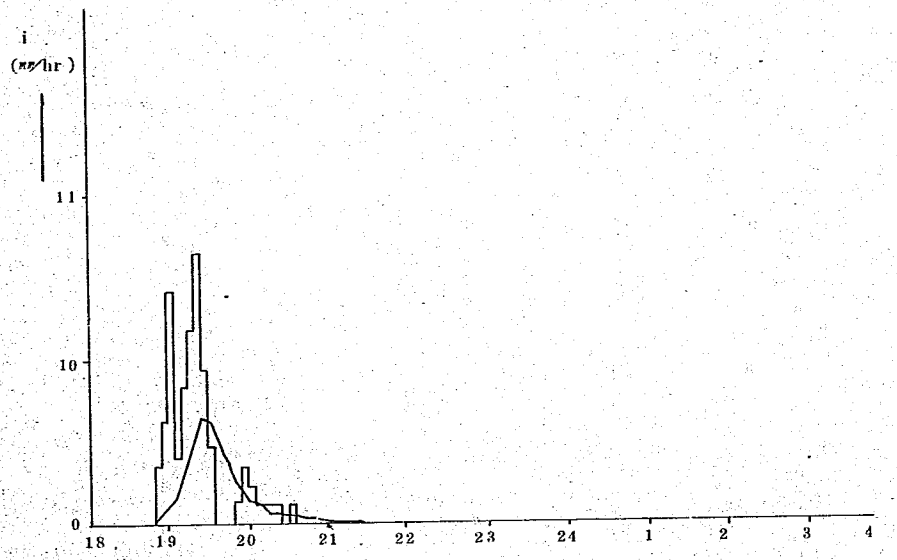
昭和４３年　６月２２日



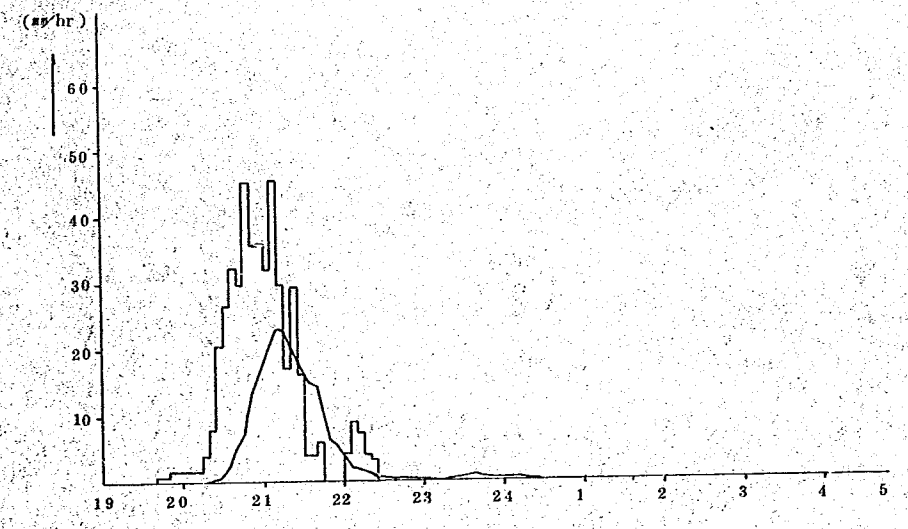
昭和４３年　７月　６日



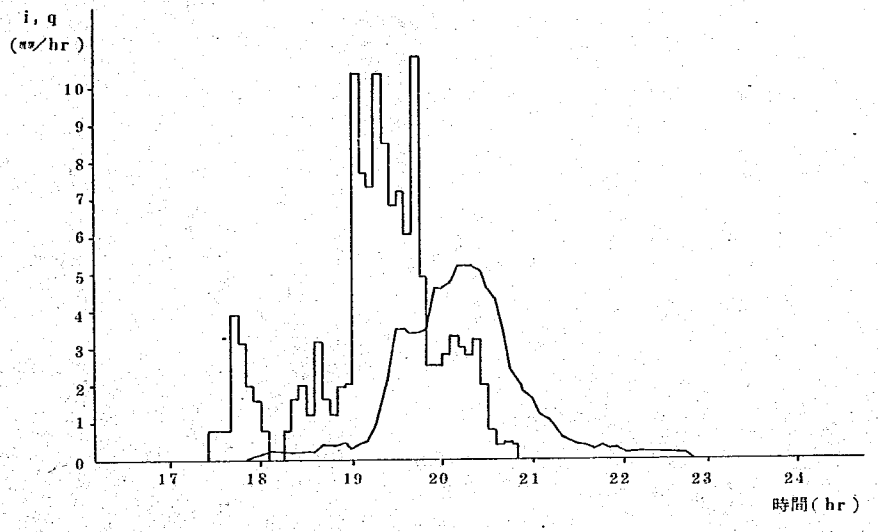
昭和４３年　７月　６日



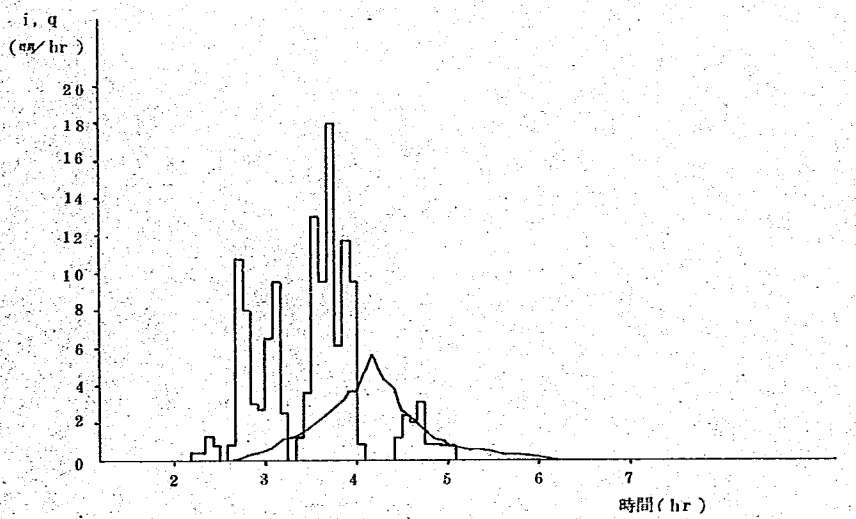
昭和４３年　８月１３日



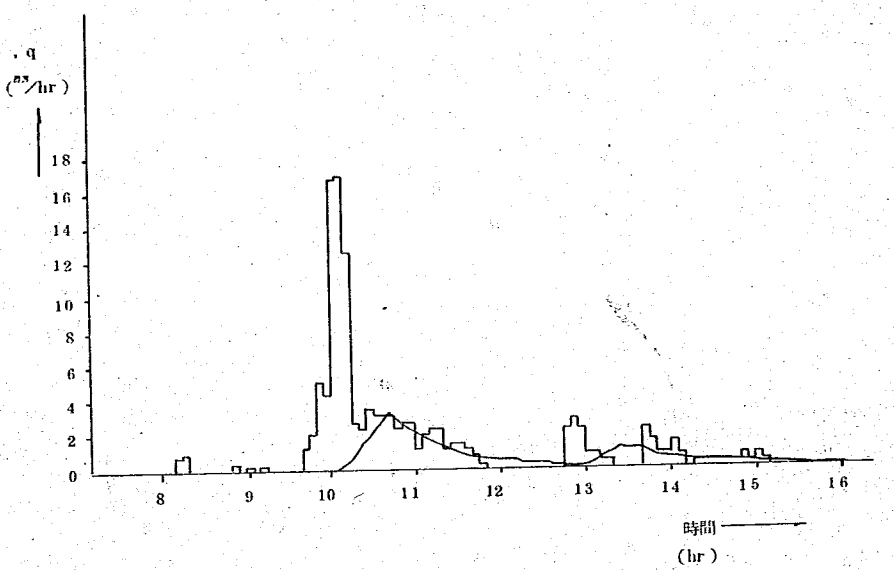
昭和４３年　８月２６日



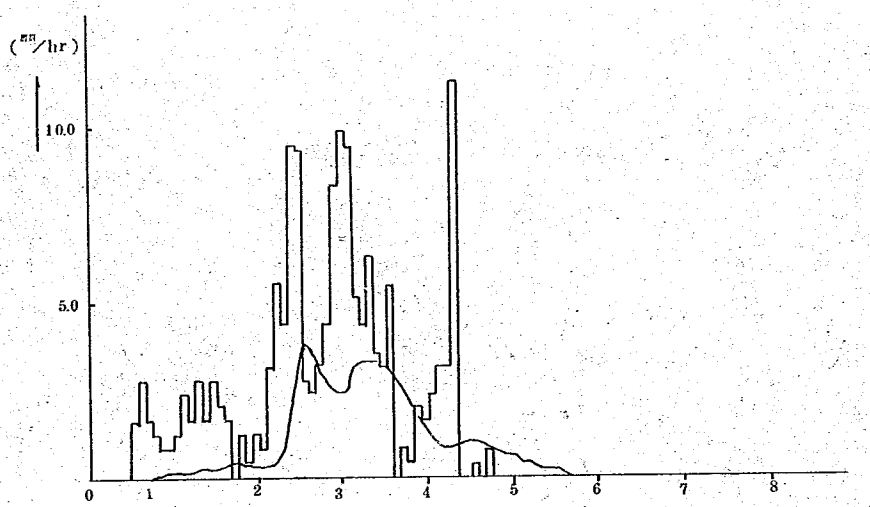
昭和４３年　８月３１日



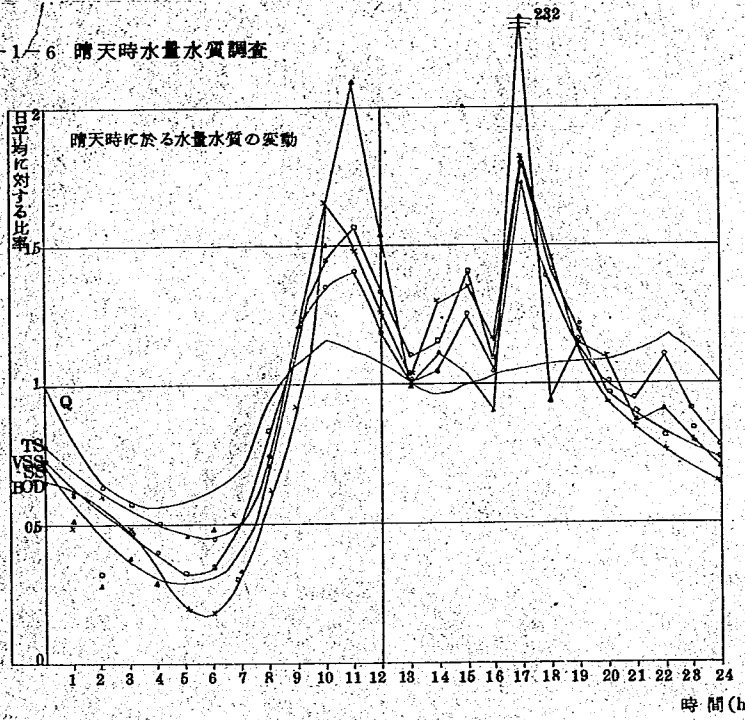
昭和４３年９月８日



昭和４３年９月２４日



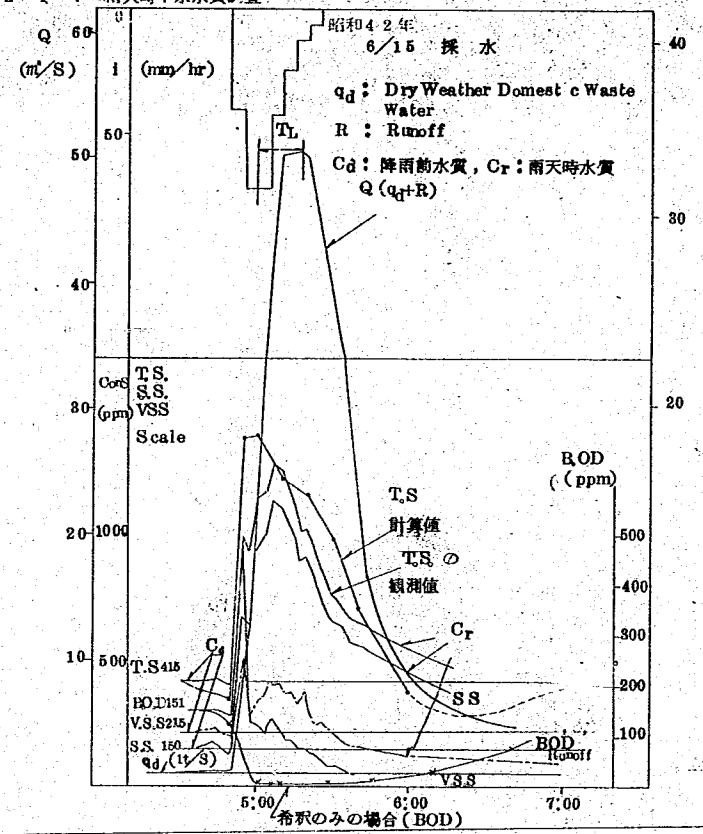
2－1－6 晴天時水量水質調査

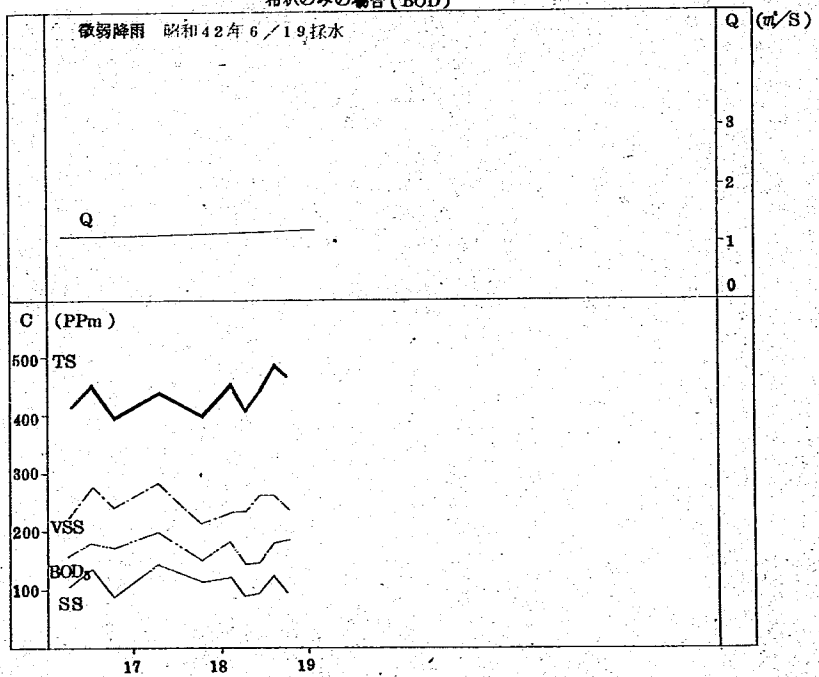


観測月日　昭和42年
6月1日～2日

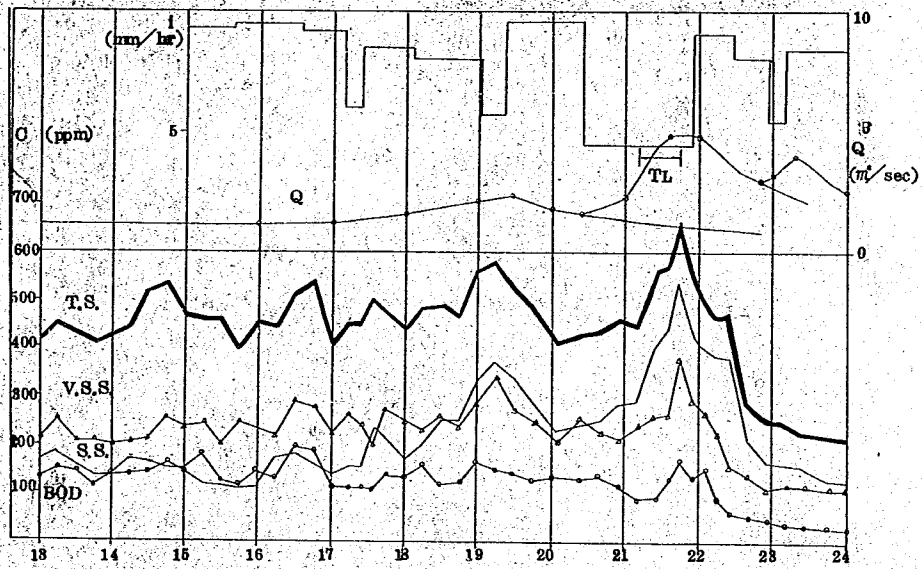
平均値
BOD　184.6PPm
SS　184.9PPm
汚水量 0.65㎥/hr

2－1－7　雨天時下水水質調査

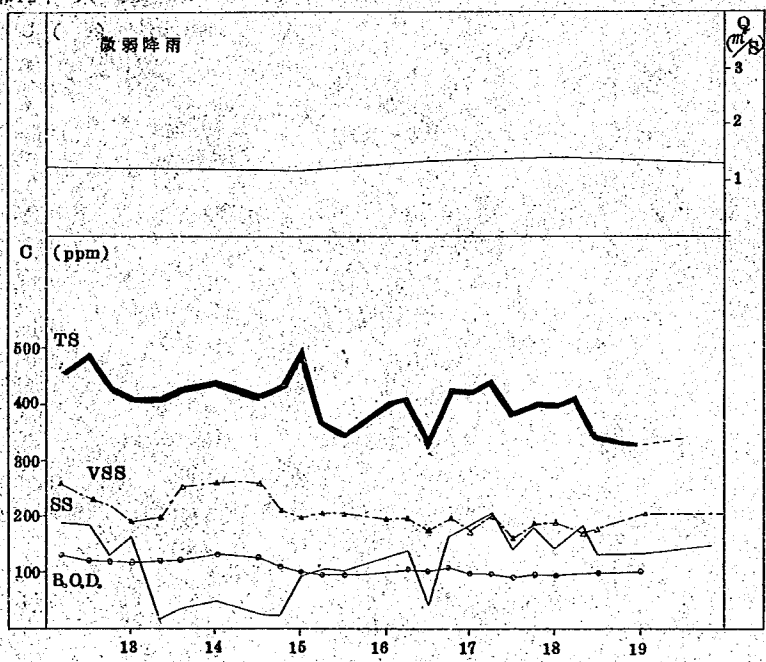




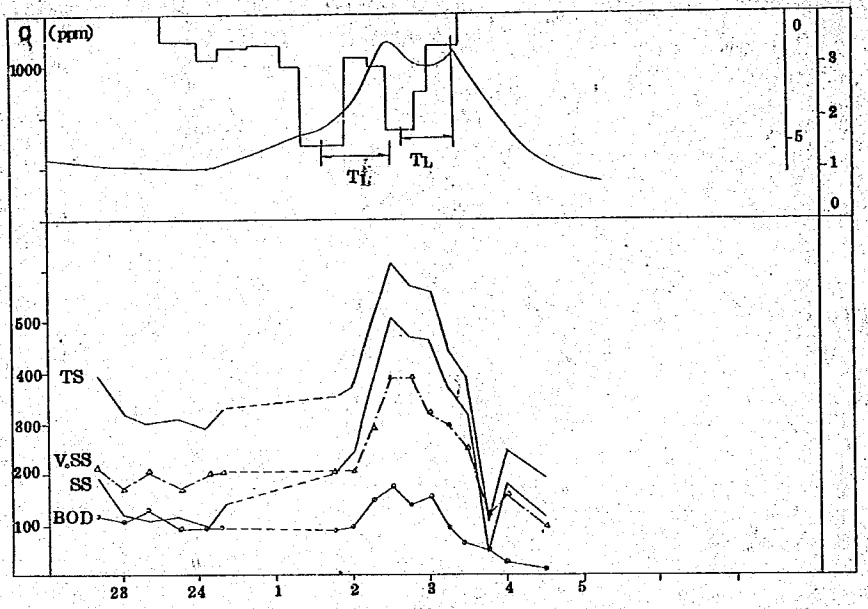
昭和42年6／29　採　水



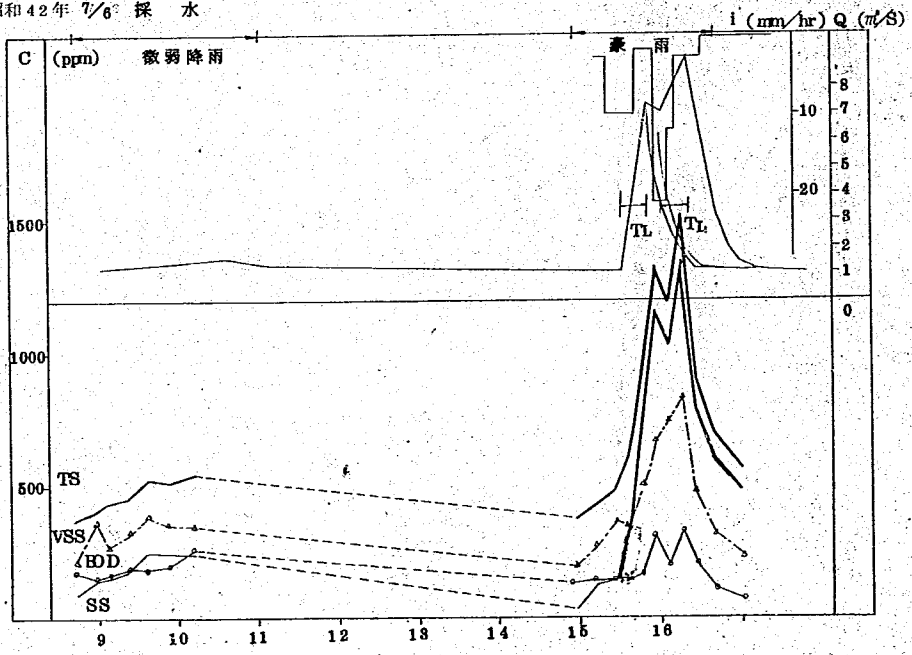
昭和42年 7／2　採　水



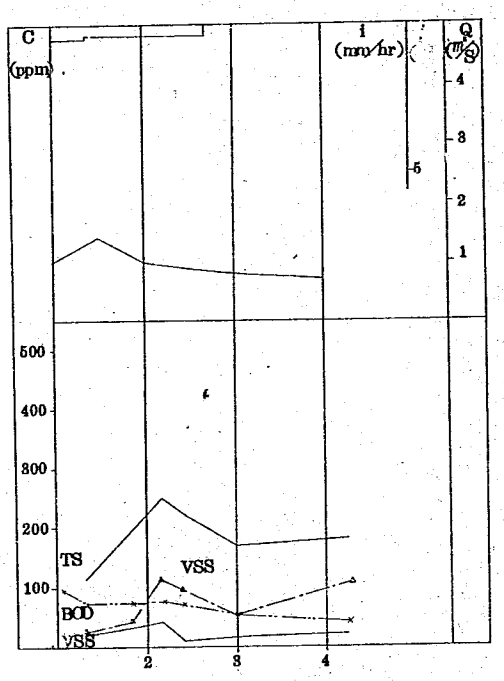
昭和42年 7/3 採　水



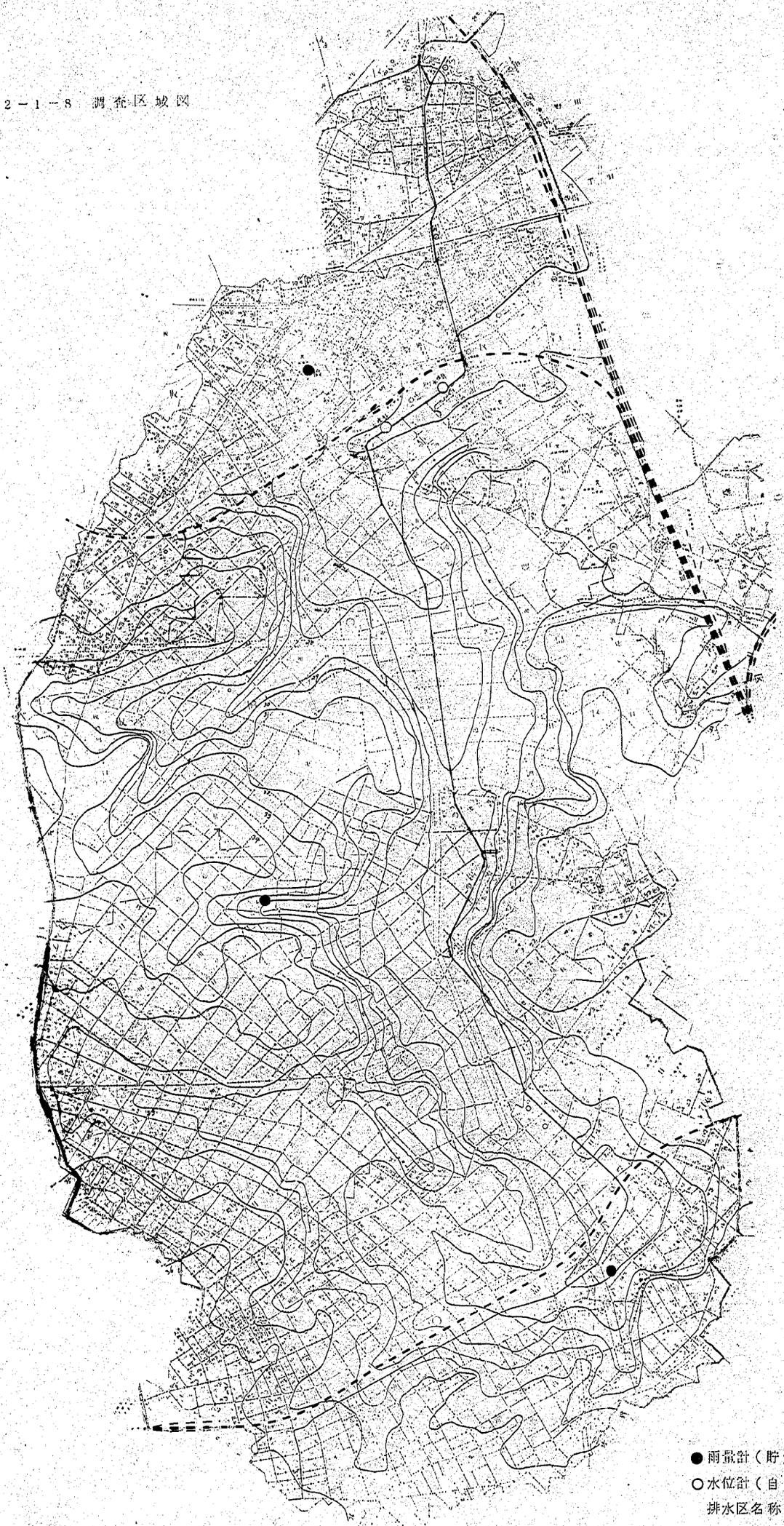
昭和42年 7/6 採　水



昭和42年 7/13 採水



2－1－8　調査区域図



調査排水区の状況と観測点の配置

2－2－1　調査区域概要

都市名	排水区名	用途地区名	総面積 (ha)	用途別面積 (ha) (a)	(b)	(c)	(d)	総人口 (人)	人口密度 (人/ha)	平均勾配 地盤 ‰	小路 ‰	晴天時平均汚水量 (m³/hr)	晴天時平均水質 (ppm) BOD	SS	総戸数 (戸)	水洗化戸数 (戸)	水洗化人口 (人)
豊橋市	花田	工業	105.066	(0.34) 35.766	(0.10) 10.16	(0.50) 52.40	(0.06) 6.74	12,160	116	9.0	1.7	0.71	126	160	2,945	2,060	10,140

(注) (1) 工種面積区分は，次のとおりである。

(a) 建物・コンクリート・アスファルト

(b) 簡易舗装

(c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等

(d) 公園・芝生・庭園・畑土等

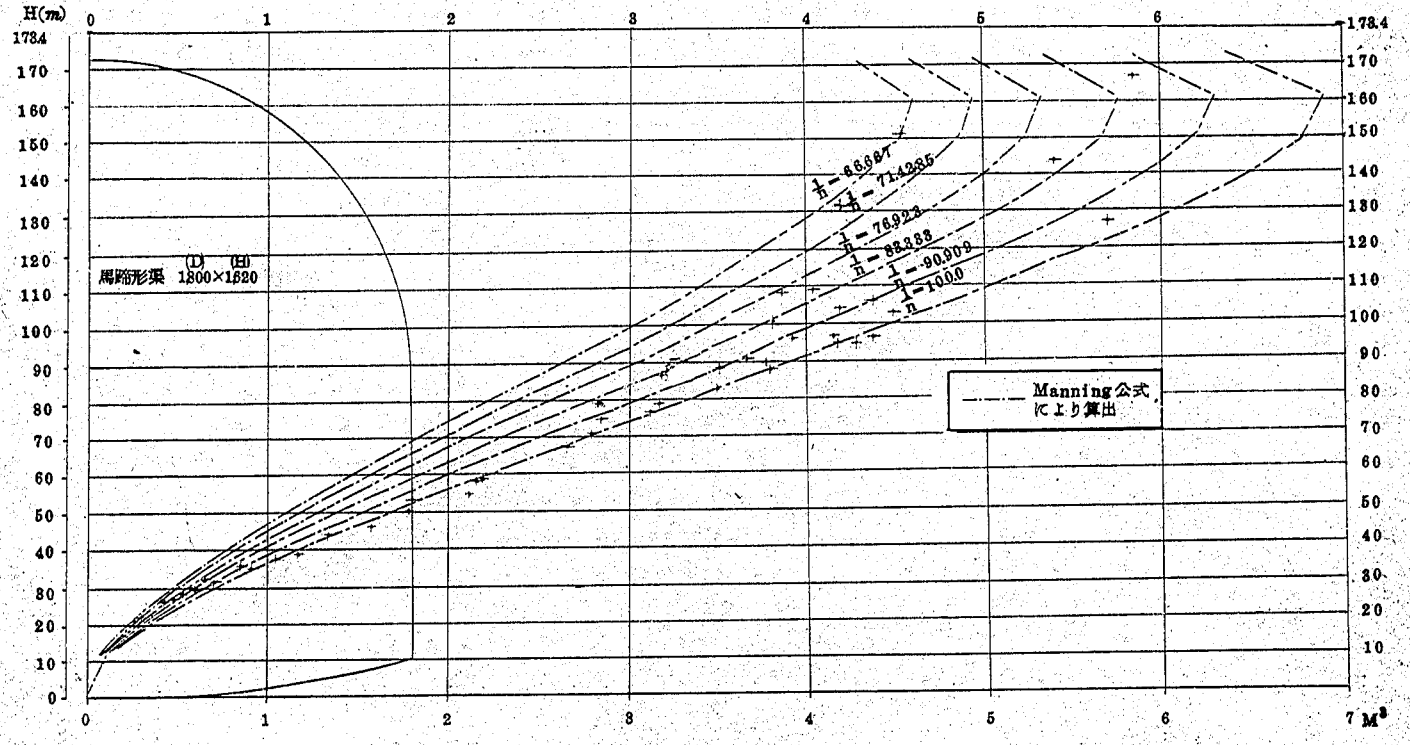
(3) 総人口は，住民登録人口

(4) 晴天時平均汚水量，晴天時平均水質は実測値

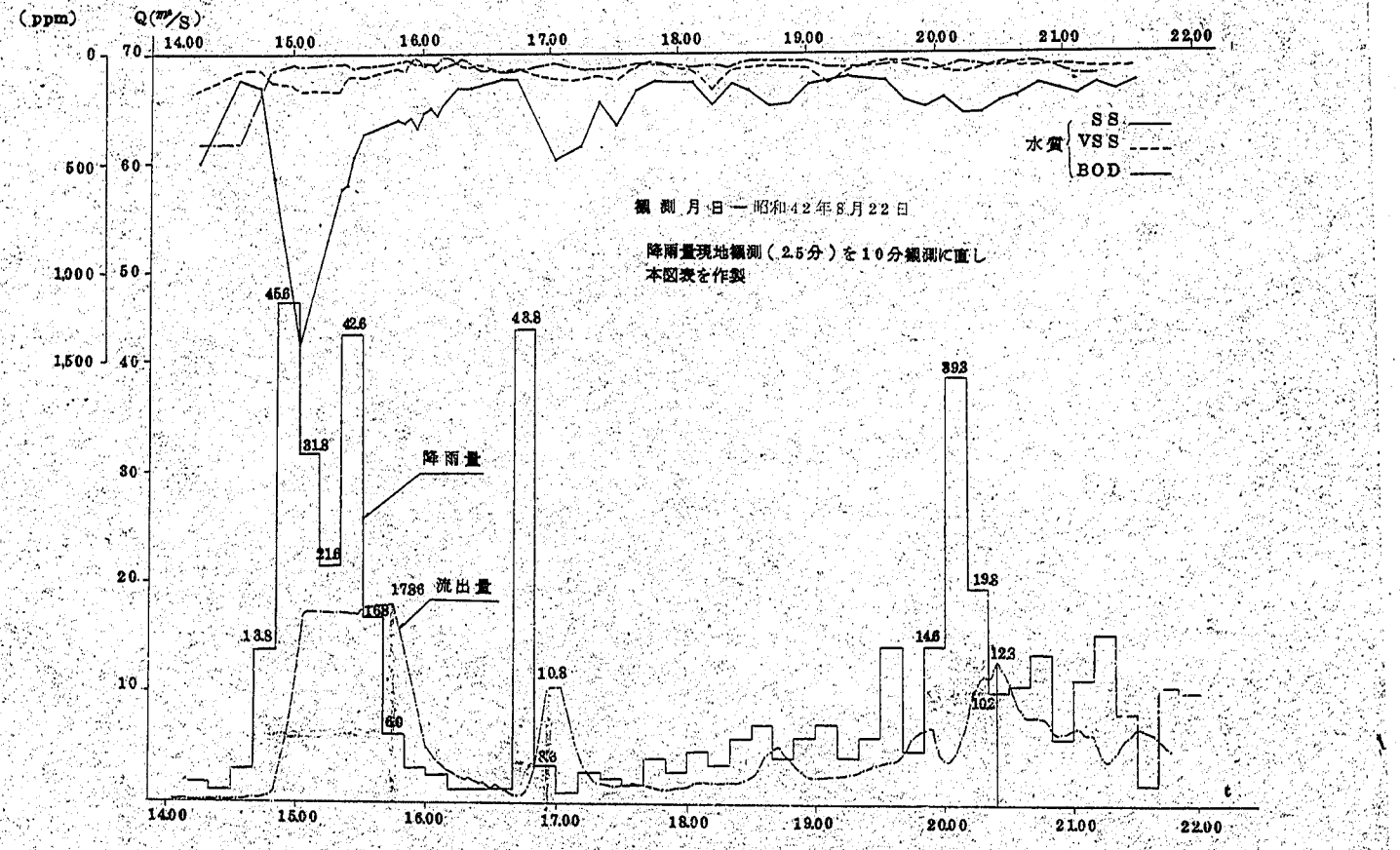
2－2－2　観測地点概要

都市名	排水区名	観測地点概要 管渠形状・規模	直線距離	勾配	横流入状況	交通量状況等	雨量計設置場所と状況	備考
		(m)	(m)	(‰)				
豊橋市	花田	長踏形 ⌓1.8×1.65	150	1.7	なし	なし	羽根井処理場	水位1点観測

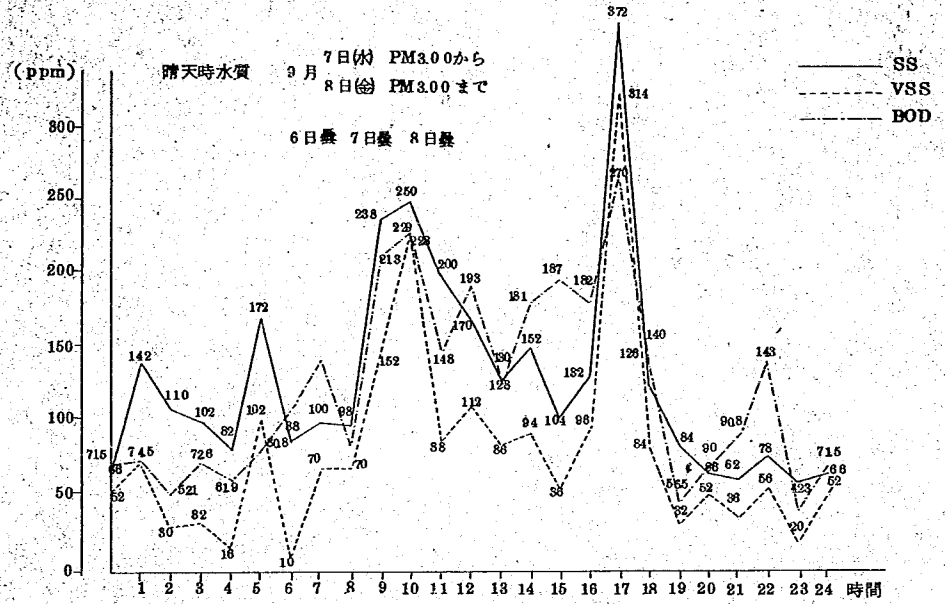
2－2－3　H － Q 曲線

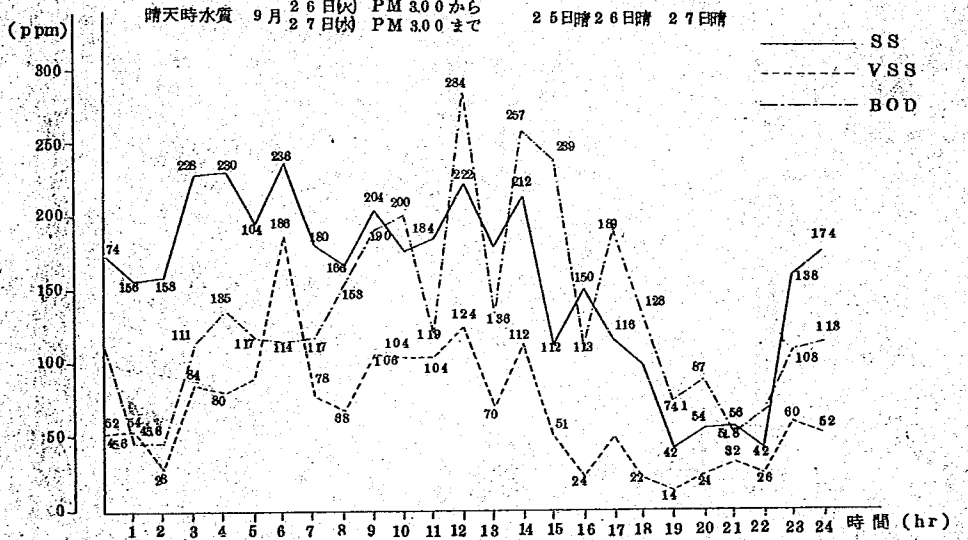

H(m)
173.4
170
160
150
140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1
2
3
4
5
6
7 M³
馬蹄形渠　(L)　(H)
1800×1820
1/n = 66.667
1/n = 71.4285
1/n = 76.923
1/n = 83.333
1/n = 90.909
1/n = 100.0
Manning公式により算出

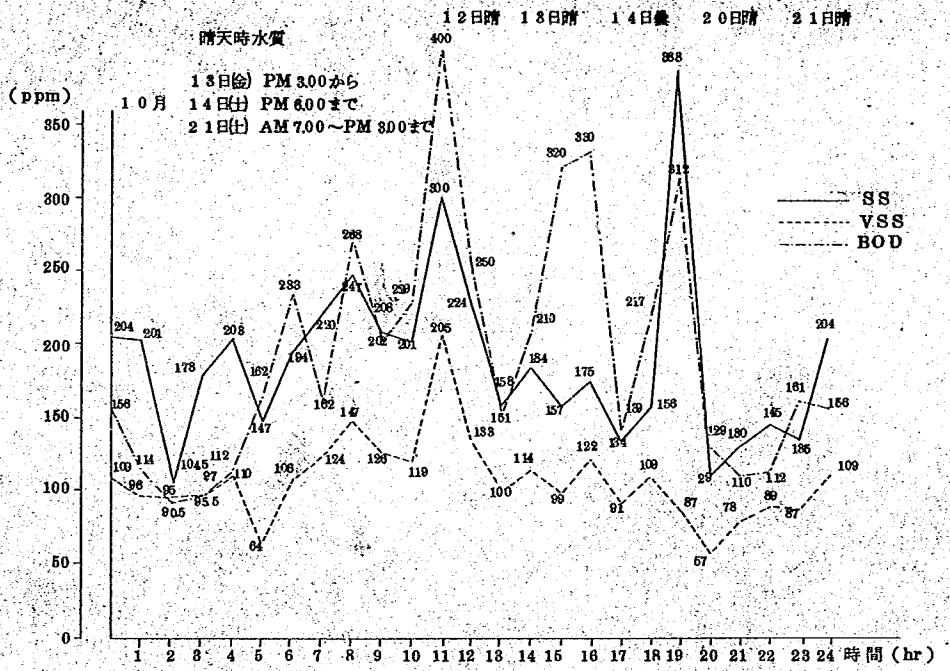
2－2－4　雨水流出量及び水質調査

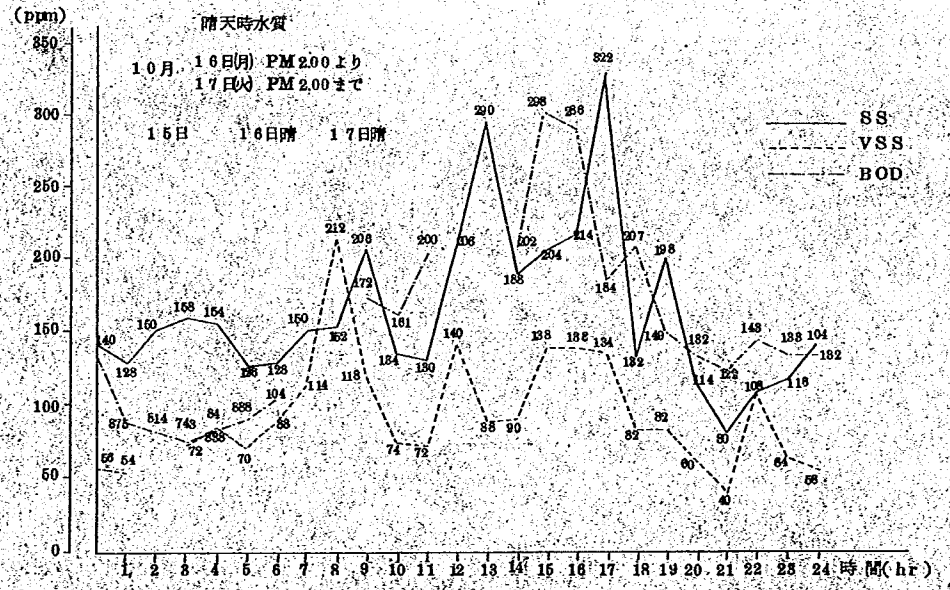


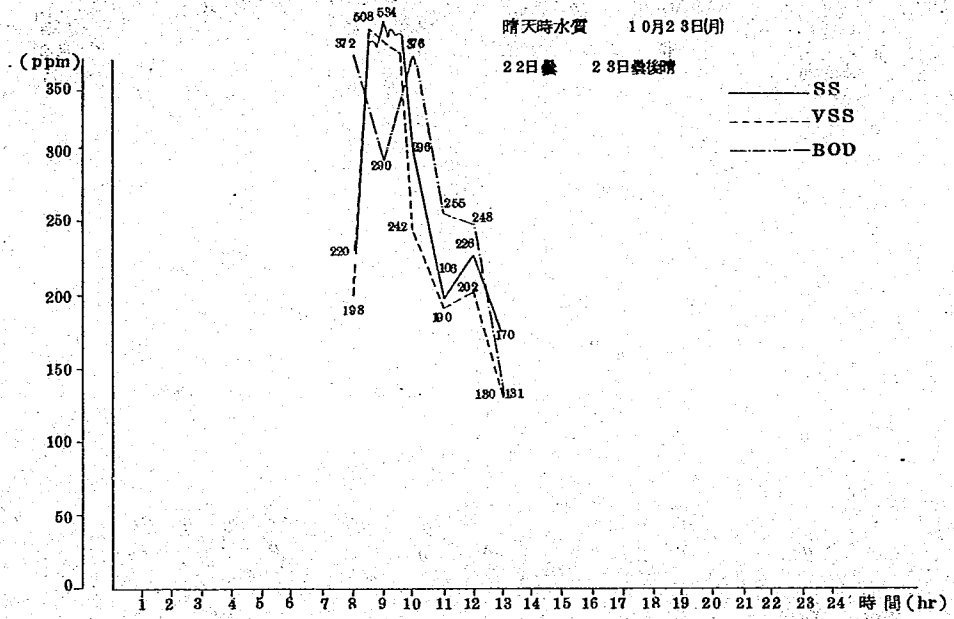
2－2－5 晴天時水質調査

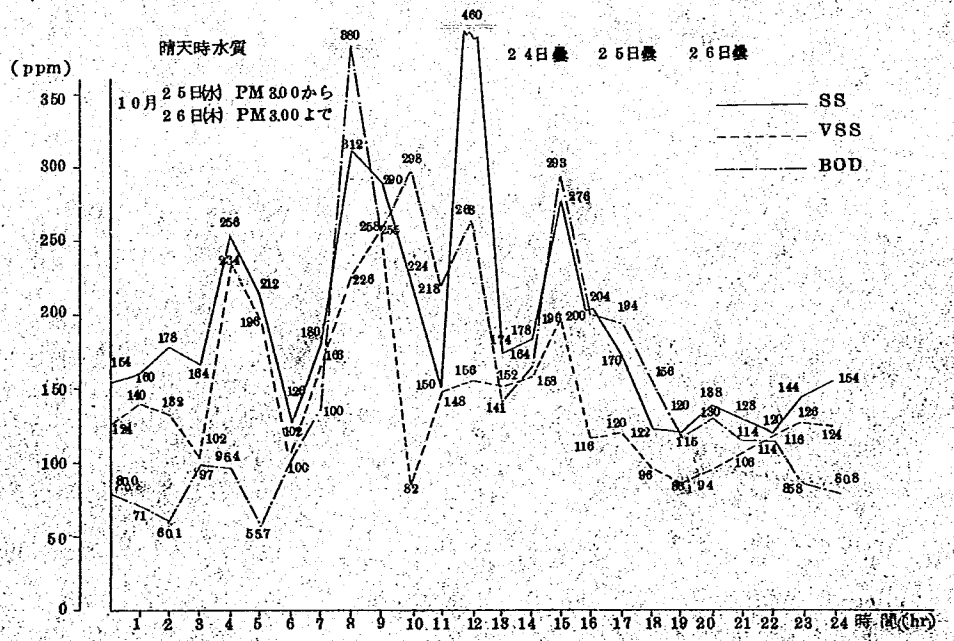

(ppm)
晴天時水質 9月 7日(水) PM3.00から
8日(金) PM3.00まで
6日曇 7日曇 8日曇
SS
VSS
BOD
時間


(ppm)
晴天時水質 9月26日(火) PM3.00から
27日(水) PM3.00まで
25日晴26日晴 27日晴
SS
VSS
BOD
時間 (hr)

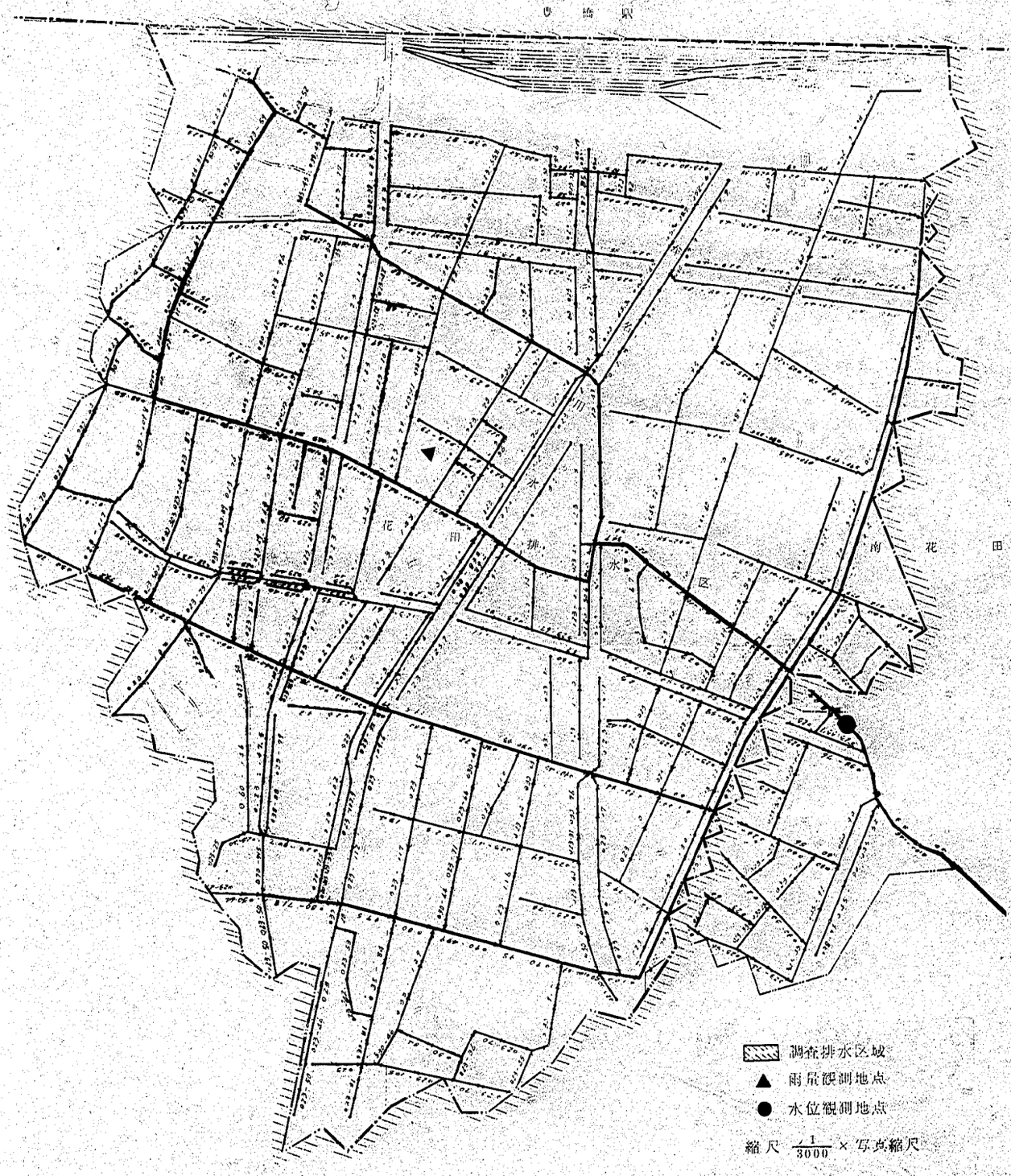

晴天時水質
１３日(金) PM 3.00から
１０月　１４日(土) PM 6.00まで
２１日(土) AM 7.00～PM 3.00まで
１２日晴　１３日晴　１４日曇　２０日晴　２１日晴
(ppm)
SS
VSS
BOD
時間 (hr)


(ppm)
晴天時水質
１０月　１６日(月) PM 2.00より
１７日(火) PM 2.00まで
１５日　１６日晴　１７日晴
SS
VSS
BOD
時間(hr)


晴天時水質　10月23日(月)
22日晩　23日昼後晴
SS
VSS
BOD
(ppm)
時間(hr)


晴天時水質
10月25日(水) PM3.00から
26日(木) PM3.00まで
24日晩　25日晩　26日晩
SS
VSS
BOD
(ppm)
時間(hr)

2－2－6 調査区域図



豊橋市花田排水区

2－3－1　調査区域概要

本調査を行なった八町排水区は本市の中央部，東海道新幹線豊橋駅の正面に位置し，商店街として古くから栄えていた地域で地形は，殆んど平坦であるがしいて云えば，東高・西低の緩やかなスロープで下水道計画上極めて有利な条件を備えた箇所である。

また家屋の密集度合，人口密度，街区の整備状態等も本市としては，一番進んだ繁華街で，単位当り排出下水量も最高の箇所である。

排水区名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	水路	晴天時平均汚水量	晴天時汚水平均水質 BOD	SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考
	ha	ha	ha	ha	ha	人	人/ha	‰	‰	m³/hr	ppm	ppm	戸	戸	人	
八町排水区	68.37	28.64 (42%)	24.66 (36%)	13.07 (19%)	2.00 (3%)	10973	160	5.5	12	180	102	124	2297	2094	9910	

工種別面積

(a) 建物（屋根）

(b) 簡易舗装・高級舗装道路・駐車場

(c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等

(d) 公園・芝生・庭園・畑土等

地盤平均勾配

$$S = \frac{D.L}{A}$$

A：total area

D：コンター間隔

L：コンター総延長

2－3－2　観測地点概要

八町排水区は昭和6年度に着手し，全10年度までに完成した地域で戦後戦災復興事業によって，枝線管渠の大部分は移設され新管となったが，幹線管渠は戦前建設されたものが，現在もその機能を発揮している。

実測を行なった下水管渠は上記の幹線管渠で，内法1,950×1,950㎜の馬蹄形渠である。埋設勾配は1.2‰また排水面積は，68.37 *ha*，下水排除方式は合流式，本調査地点までの管渠の最長延長は1,567 *m*である。

(1)　雨量計の設置した種類

本調査排水区の中央部に所在する喜見寺内墓地の空地に仮設建物（ドラム缶2本熔接加工した）を設置し，これに24時間巻自記雨量計を備え下水課職員が，用紙の取替え及び点検を行った。

(2)　水位計の設置した種類

水位計は，フロートなし自記水位計SMA－101型を採用し，これによって観測を行なった。

設置場所は本調査排水区の北端部である。この附近一帯も商店街であるので，歩道上の中営業，歩行等に支障のない地点に機器格納庫を設置し，その近く（2 *m*）の既設マ

ンホール内に水位計を据付け，機器の保守点検，確認等を定期的に実施した。

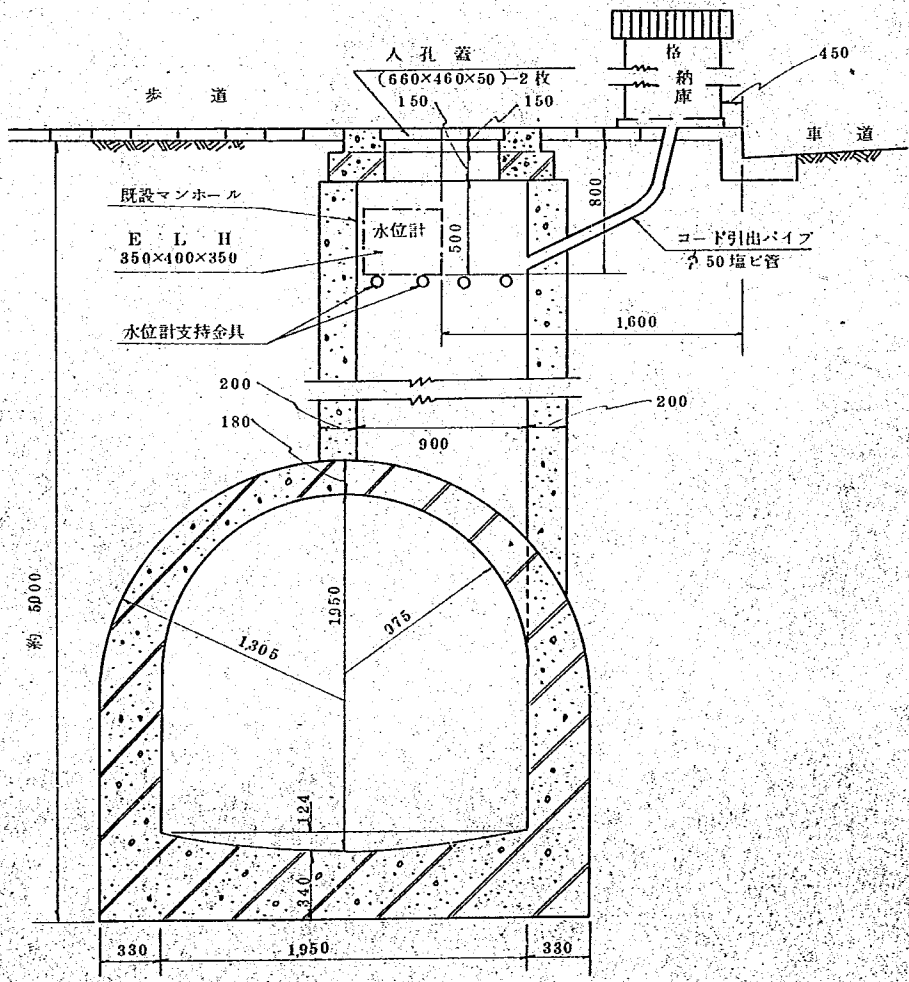
2－3－3　流速観測の方法

竹製の浮子を用い観測マンホールに入り出来るだけ上流部に投入し，観測マンホール間の流下時間をストップウオッチで測り，これによって流速を求めた。

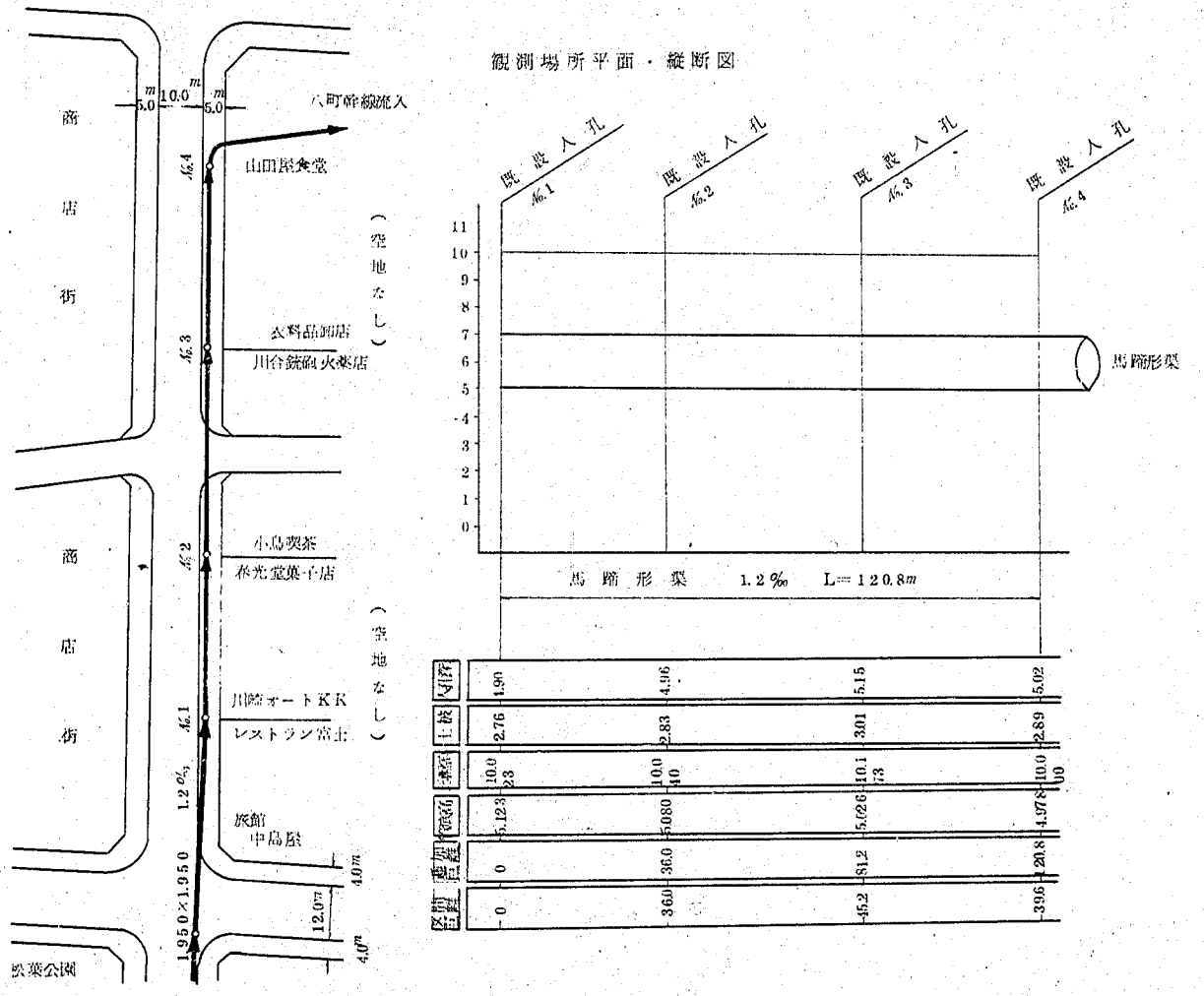
又，精度を期するため，上流観測者と下流観測者の間に有線トランシーバーにより，それぞれの通過合図を知らせ合い，両者の通過所要時間を流速観測算定の基礎時間とした。

表面浮子を用いて観測したが，他の影響等も少ないものと考え浮子の更正係数を用いなかった。

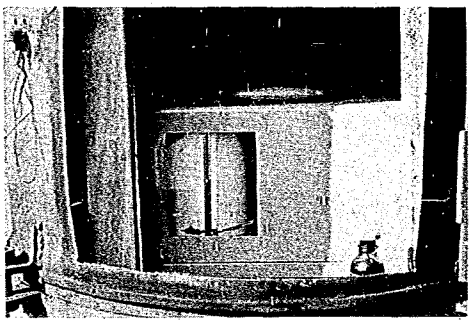
断　面　図

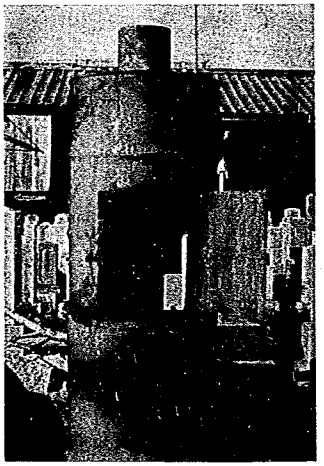

人孔蓋
(660×460×50)−2枚
歩道
150
150
倍
納
庫
450
車道
既設マンホール
E L H
350×400×350
水位計
500
800
コード引出パイプ
φ50塩ビ管
水位計支持金具
1,600
200
200
180
900
約5000
1950
975
1305
124
340
330
1,950
330

観測場所平面・縦断図

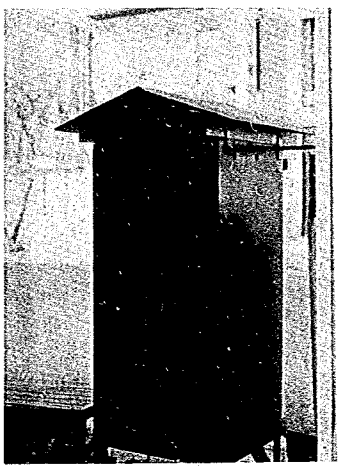

商店街
商店街
商店街
5.0m
10.0m
5.0m
八町幹線流入
No.4
山田屋食堂
No.3
衣料品問屋
川谷銃砲火薬店
No.2
小島製茶
春光堂菓子店
No.1
川端オートKK
レストラン富士
旅館
中島屋
1.2%
1,950×1,950
4.0m
12.0m
4.0m
公園
（空地なし）
（空地なし）
既設人孔 No.1
既設人孔 No.2
既設人孔 No.3
既設人孔 No.4
馬蹄形渠
馬蹄形渠 1.2‰ L=120.8m
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11
内径
土被
勾配
地盤高
管底高
1.90 4.06 5.15 5.02
2.76 2.83 3.01 2.89
10.0 23 10.0 40 10.1 73 10.0 00
5.123 5.080 5.026 4.978
0 36.0 81.2 20.8
0 36.0 45.2 39.6

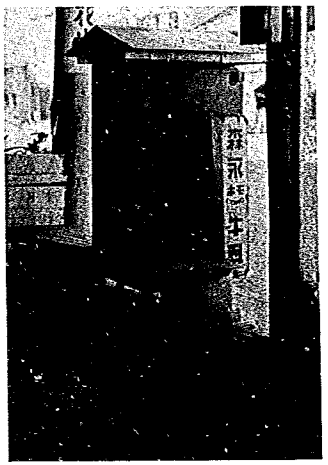
写真－1　雨 量 計



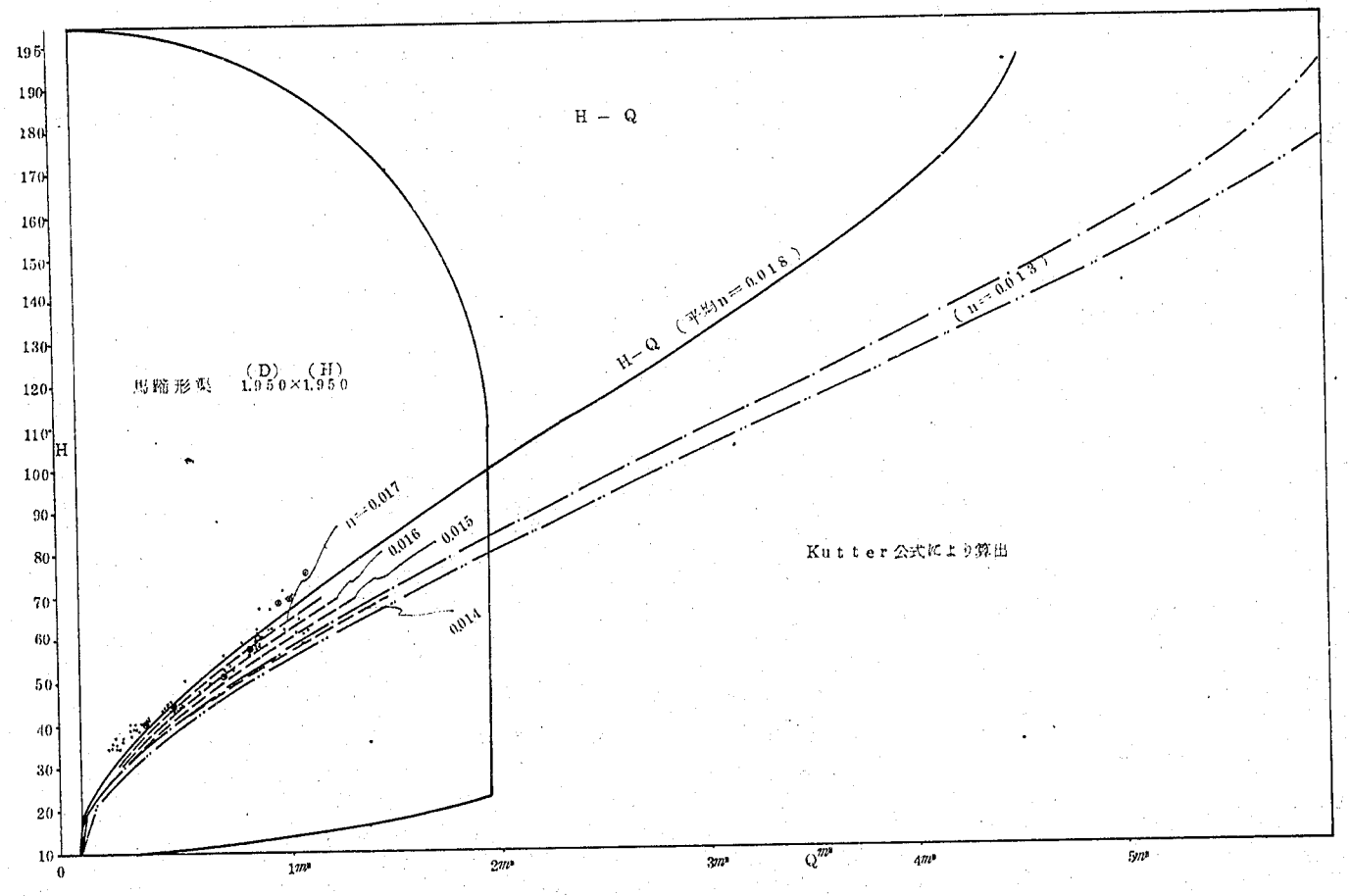


写真－2　自 記 水 位 計

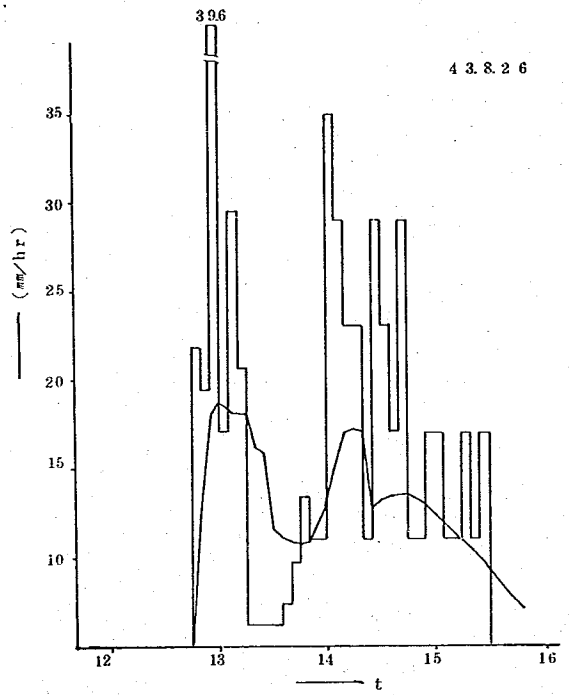


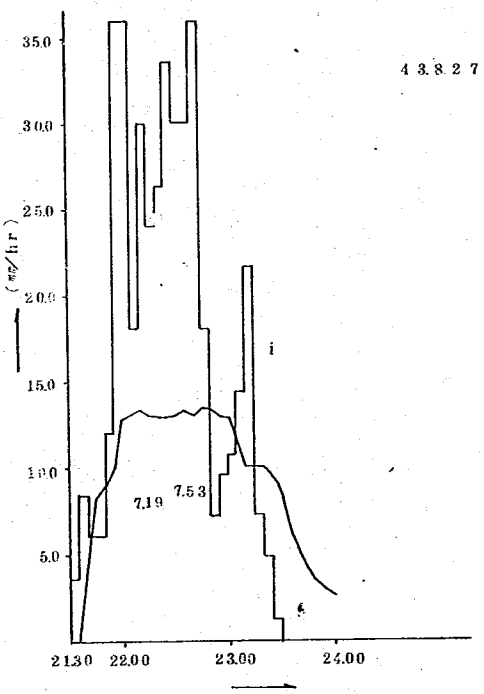


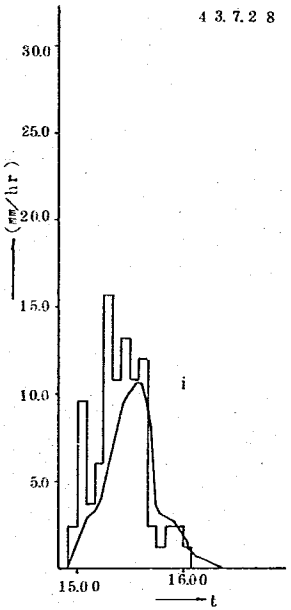
2－3－4　H－Q 曲線

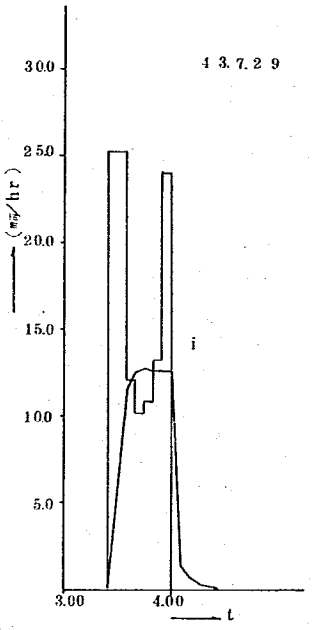

H－Q
H－Q　（平均n＝0.018）
（n＝0.013）
馬蹄形渠　（D）1.950×（H）1.950
H
n=0.017
0.016
0.015
0.014
Kutter公式により算出
195
190
180
170
160
150
140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1m³
2m³
3m³
Q m³
4m³
5m³

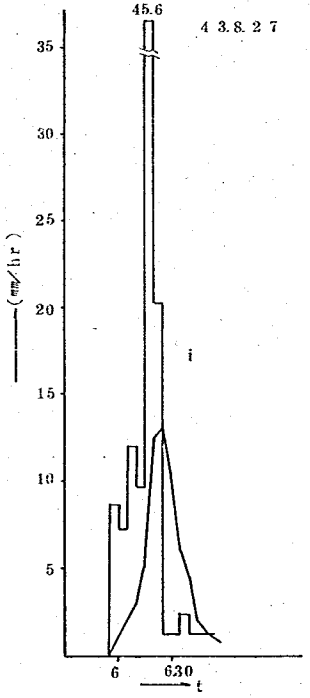
2－3－5　雨水流出量調査結果



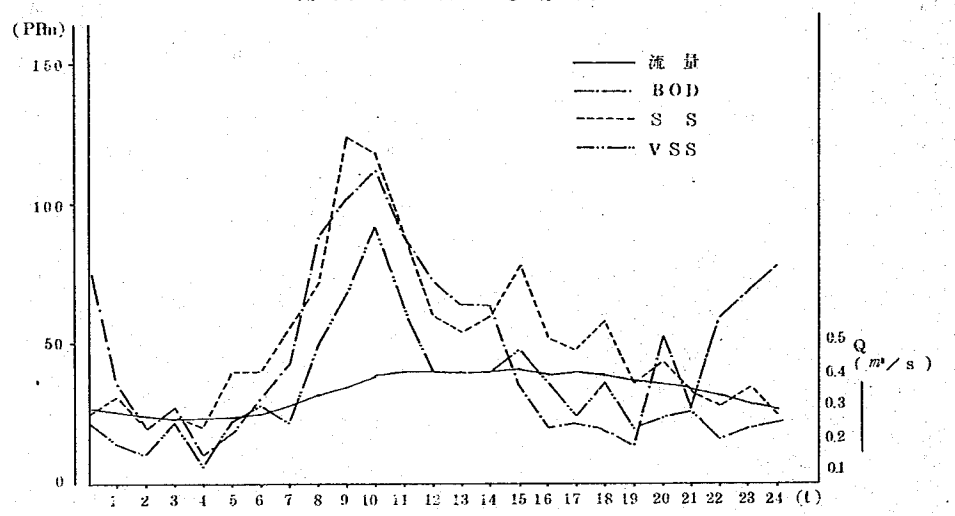


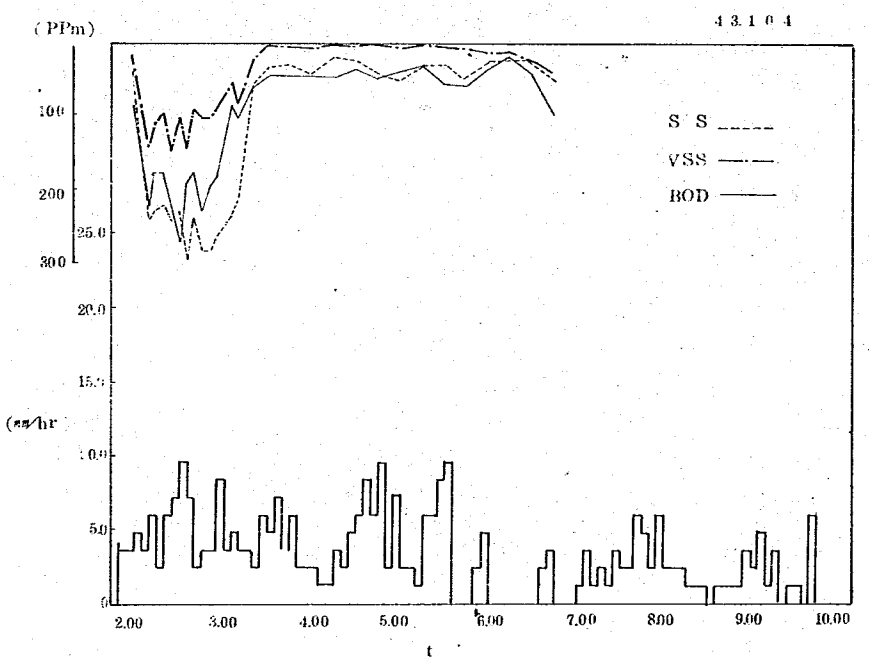

4 3. 7. 2 8
30.0
25.0
20.0
15.0
10.0
5.0
(mm/hr)
i
15.00
16.00
t


4 3. 7. 2 9
30.0
25.0
20.0
15.0
10.0
5.0
(mm/hr)
i
3.00
4.00
t

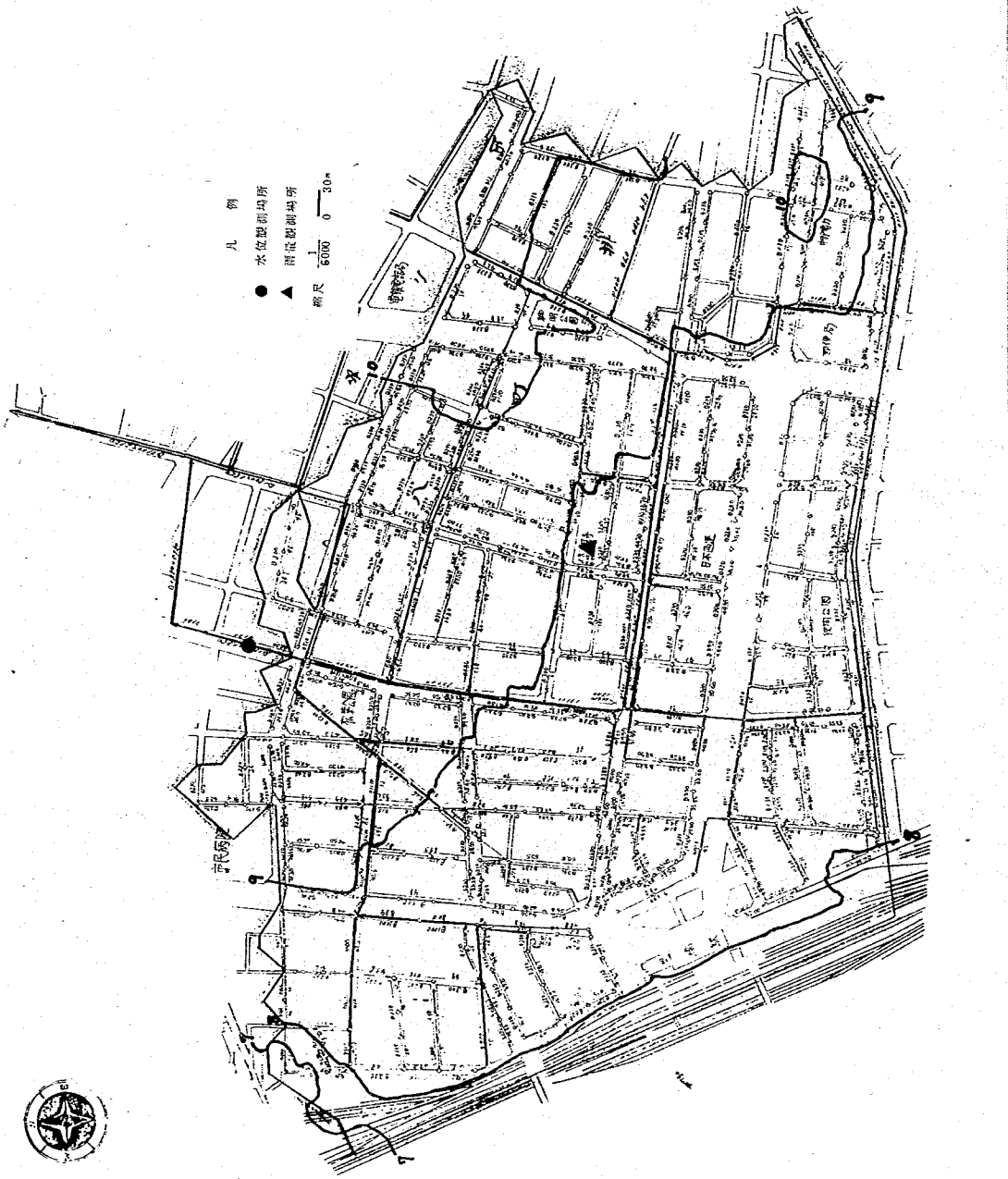

45.6
4 3. 8. 2 7
35
30
25
20
15
10
5
(mm/hr)
i
6
6.30
t

晴天時流量及び水質


(PPm)
150
100
50
0
流量
BOD
SS
VSS
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
Q
(m³/s)
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 (t)


(PPm)
43.10.4
100
200
300
25.0
20.0
15.0
10.0
5.0
0
SS
VSS
BOD
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
t

2－3－8　調査区域図



2－4　名古屋市田光排水区

（昭和42年度調査実施）

2－4－1　調査区域概要

都市名	排水区名	用途地域名	総面積 (ha)	土種別面積 (ha) (a)	(b)	(c)	(d)	総人口 (人)	人口密度 (人/ha)	平均勾配 (‰) 地盤	水路	晴天時平均汚水量 (mm/hr)	晴天時平均水質 (ppm) BOD	SS	総戸数 (戸)	水洗化戸数 (戸)	水洗化人口 (人)	最長降雨継続日数 (日)	最長無降雨継続日数 (日)
名古屋市	田光幹線	住宅	51.36	(0.31) 15.70	(0.08) 4.18	(0.54) 27.74	(0.07) 3.74	9,920	193	7.3	2.3	0.56	56.9	84.6	2,832	2,492	8,730	45	40

(注) (1)　土種面積区分は，次のとおりである。

(a)　建物・コンクリート・アスファルト

(b)　簡易舗装

(c)　未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等

(d)　公園・芝生・庭園・畑土等

(2)　(　)内は，面積割合

(3)　総人口は，住民登録人口

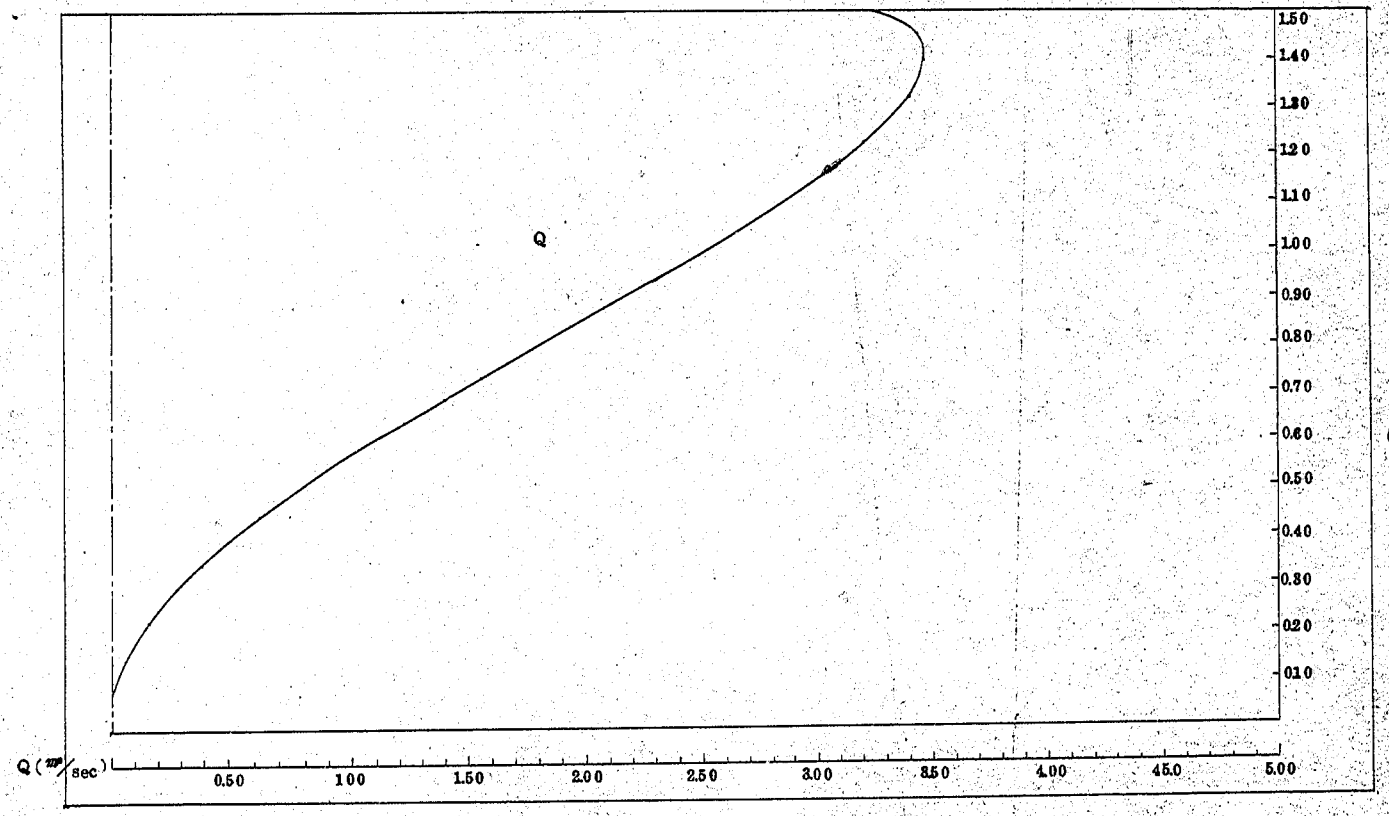
(4)　晴天時平均汚水量，晴天時平均水質は，実測値

(5)　最長降雨継続日数，最長無降雨継続日数は，名古屋気象台設置以来の観測記録による。

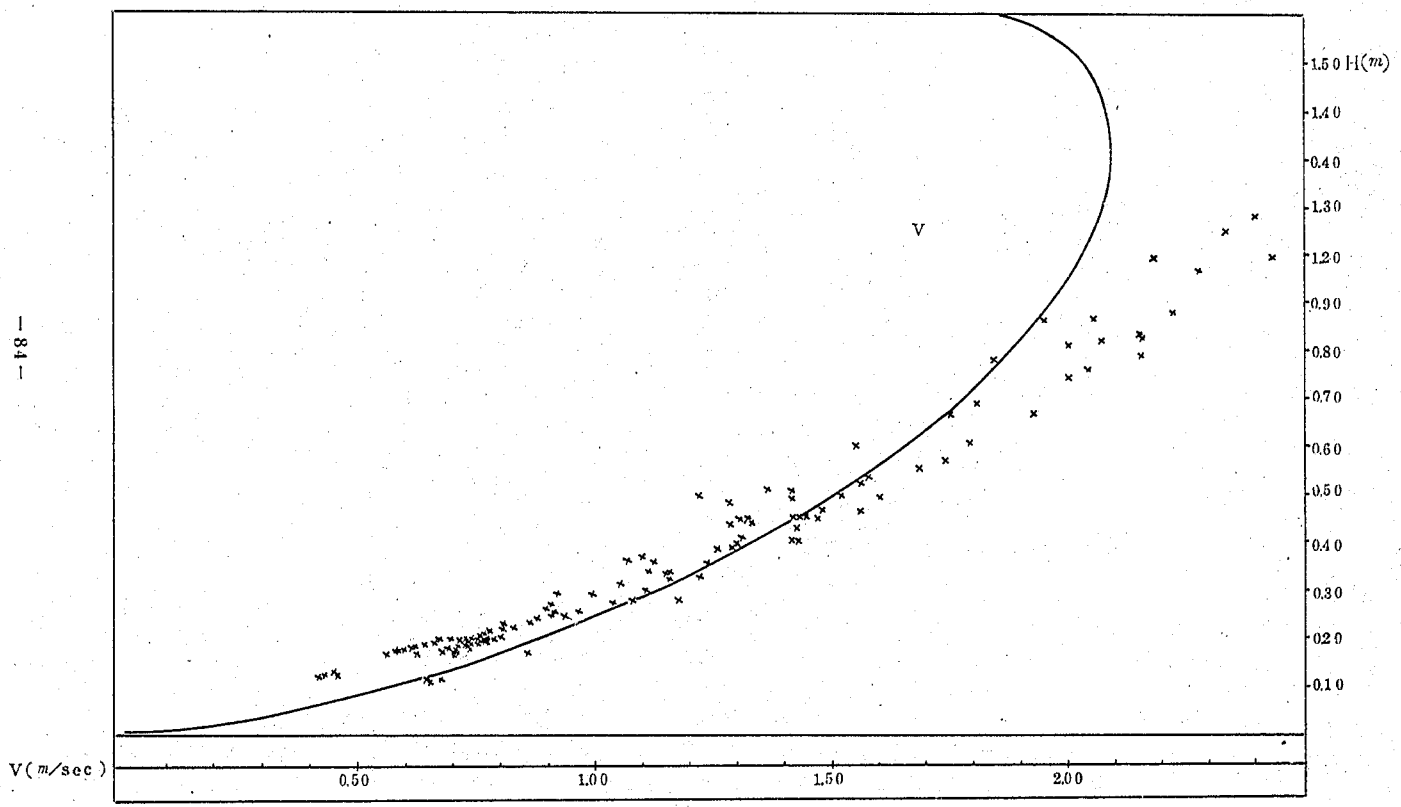
2－4－2　観測地点概要

都市名	排水区名	観測地点概要 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
名古屋市	田光	円形 ⊙ 1.5 (m)	120.0 (m)	2.3 (‰)	なし	なし	津賀田中学校	水位一点観測

2－4－3　H－Q曲線及びH－V曲線

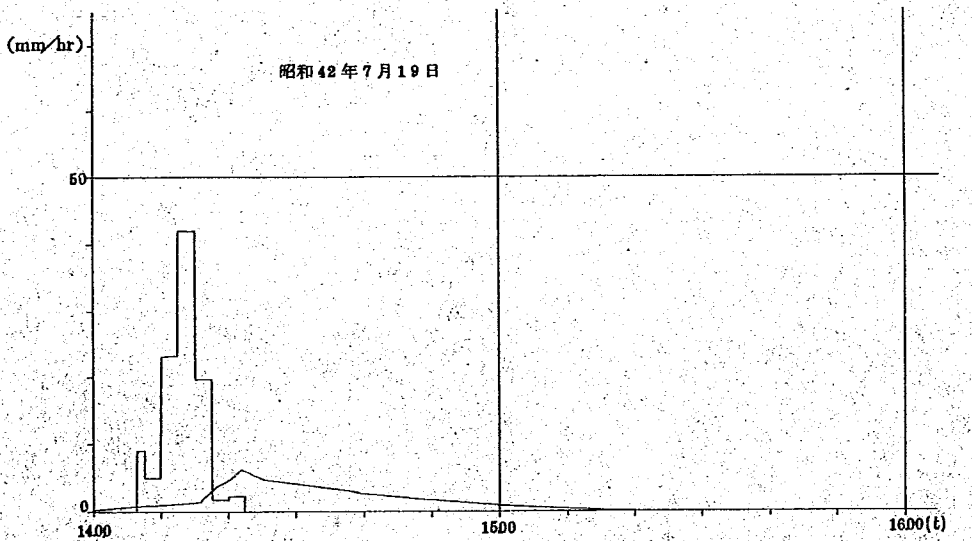


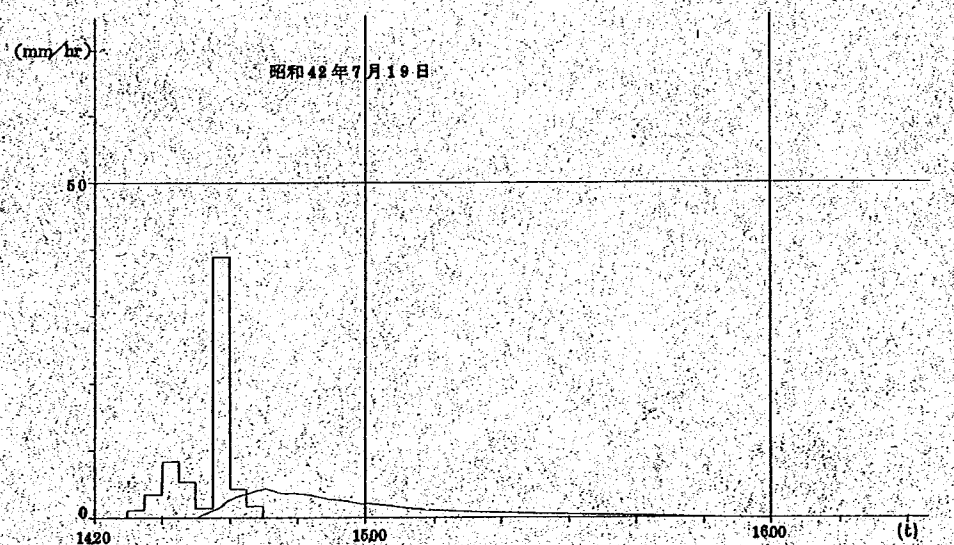
H－Q曲線

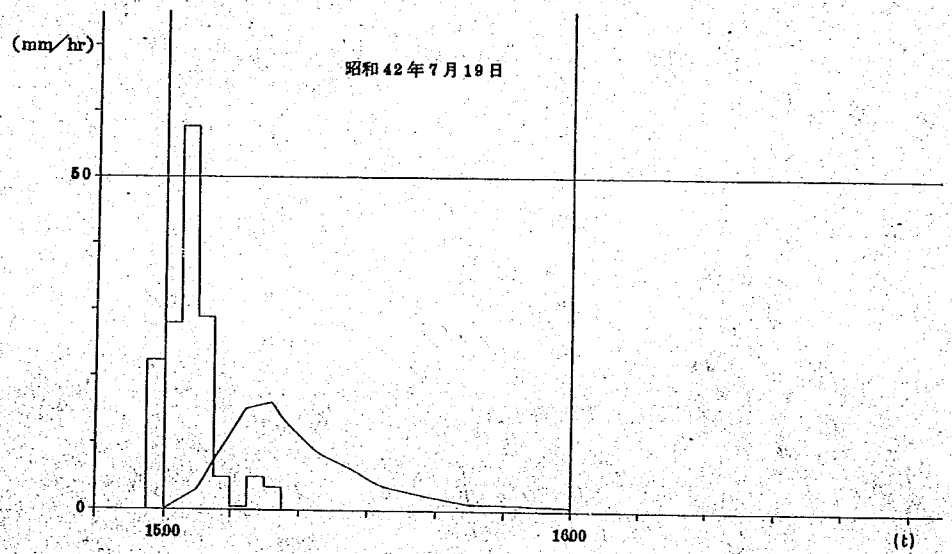

V
1.50 H(m)
1.40
0.40
1.30
1.20
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
V(m/sec)
0.50
1.00
1.50
2.00

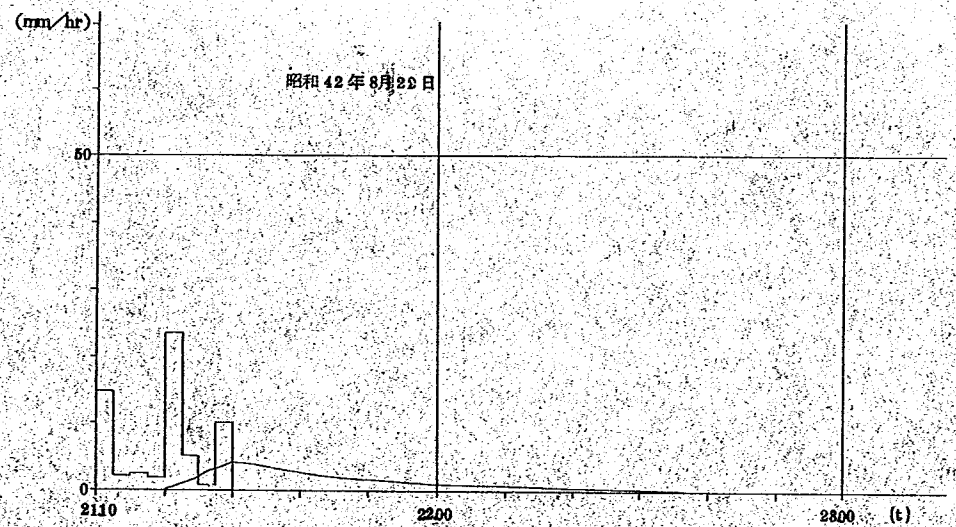
H－V 曲線

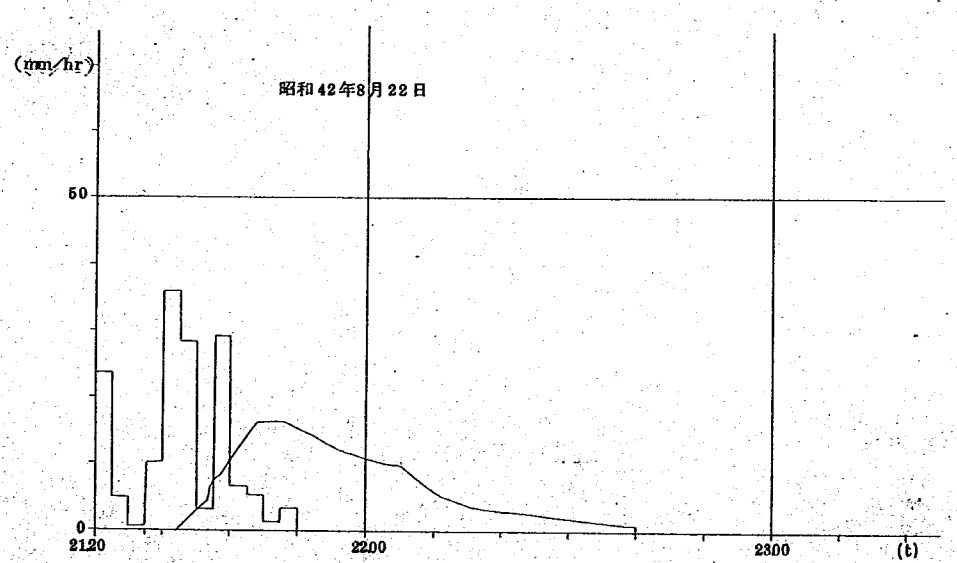
2－4－4　雨水流出量調査

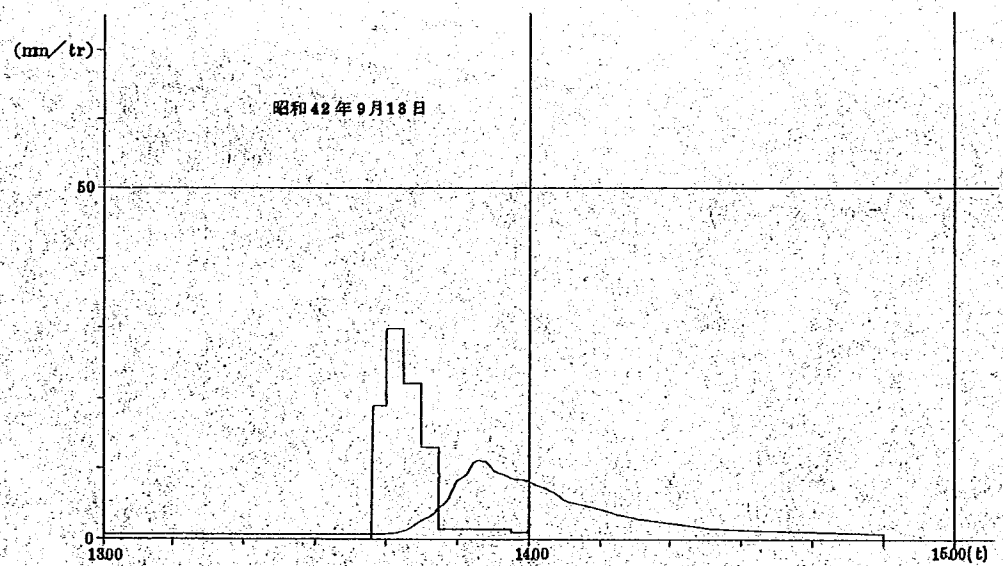

(mm/hr)
昭和42年7月19日
50
0
1400
1500
1600(t)


(mm/hr)
昭和42年7月19日
50
0
1420
1500
1600
(t)

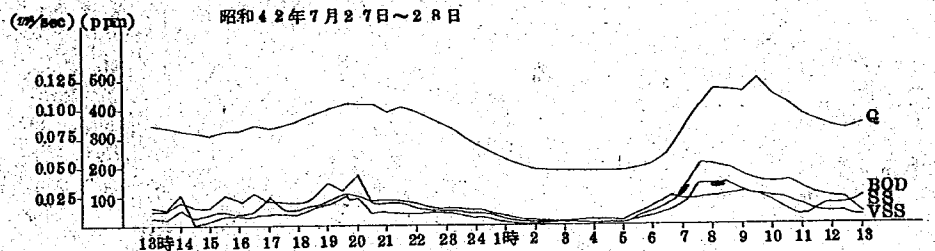

(mm/hr)
昭和42年7月19日
50
0
1500
1600
(t)


(mm/hr)
昭和42年8月22日
50
0
2110
2200
2300
(t)

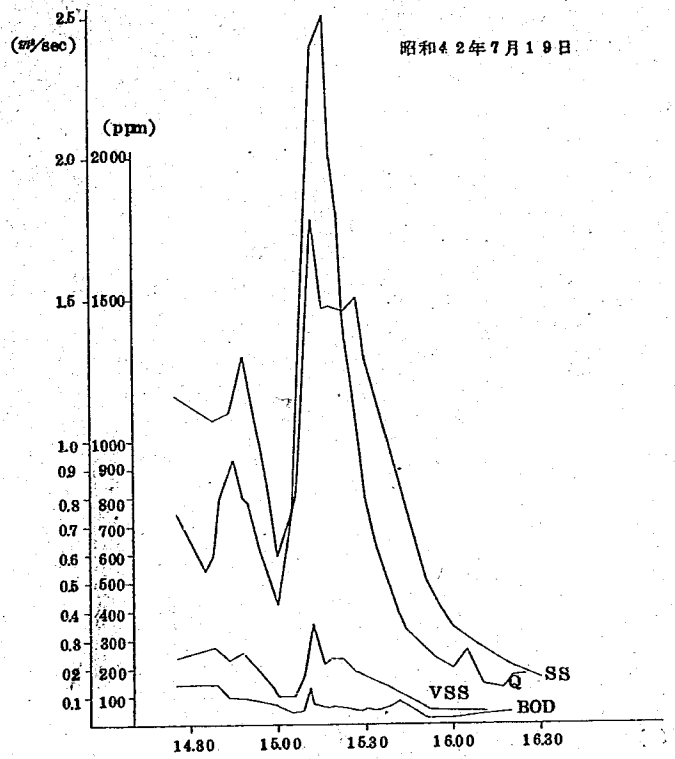

(mm/hr)
昭和42年8月22日
50
0
2120
2200
2300
(t)

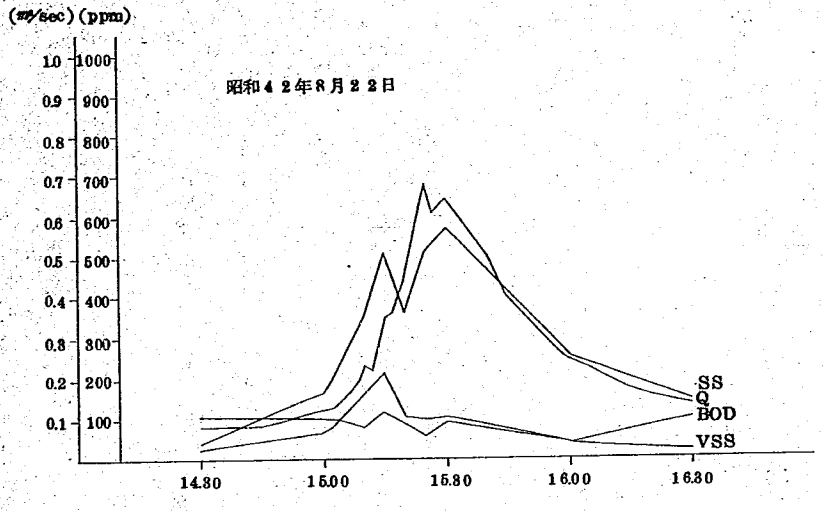

(mm/tr)
昭和42年9月18日
50
0
1300
1400
1500(t)

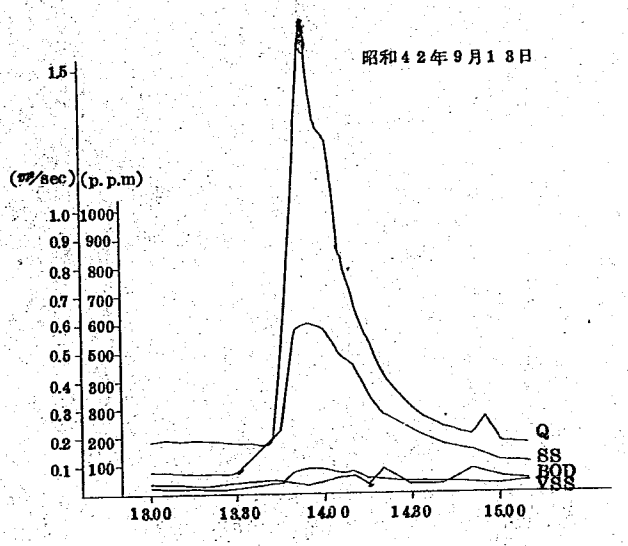
2－4－5　晴天時水量水質調査



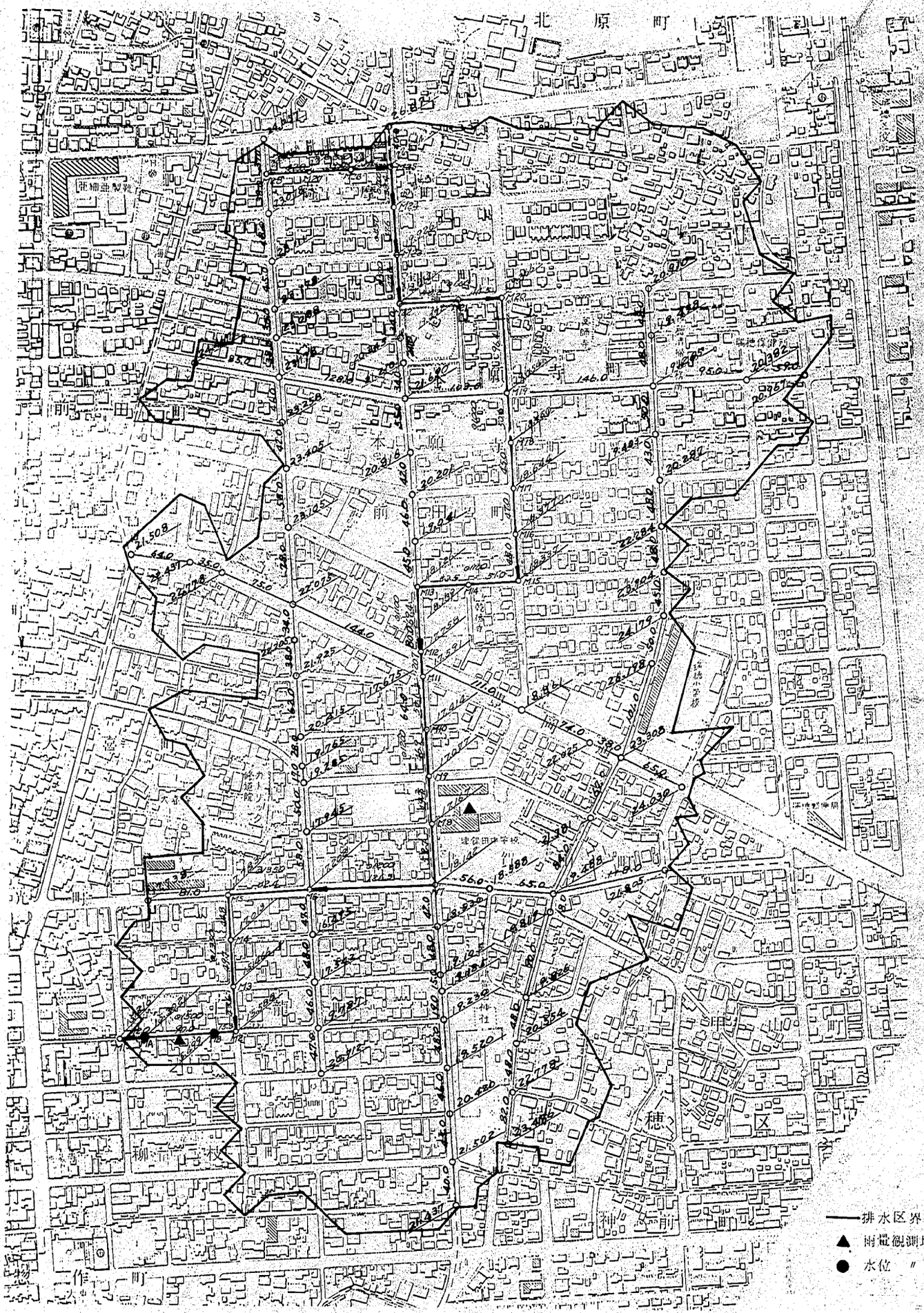
2－4－6　雨天時下水水質調査




(㎥/sec)(ppm)
昭和42年8月22日
SS
Q
BOD
VSS
14.30
15.00
15.30
16.00
16.30


昭和42年9月18日
(㎥/sec)(p.p.m)
Q
SS
BOD
VSS
13.00
13.30
14.00
14.30
15.00

2－4－7 調査区域図



名古屋市田光排水区

2－5　名古屋市千年排水区

（昭和42年及び43年度調査）

2－5－1　調査区域の概要

この地区は大正末期より昭和初年にかけて修築をみた名古屋港中心部を含む臨港地区ですべて港湾改修による浚渫，土砂により形成された最高＋14.^{m}500（N.W.P）最低＋11.^{m}700（N.W.P）に至る平均勾配2.248‰の面積約81.3haの平坦地である。

この地区は現在準工業（主として倉庫上屋等）及び商業地区としてその整備をほとんど終っており，常住人口密度も151.5人/haと計画人口密度（150人/ha）をとしている。

又その構成は，商業，準工業，地区の比率がほゞ大半であり，一号地（港陽町，稲荷町，真砂町）地区では貿易商社，土産物店等の商業地区と臨海部の倉庫地区とからなり住宅はごく一部に点在する様な状態であるが，重工業等水質・水量の変動に重要な影響を与える様な工場群は存在しない。又埠頭をもつ臨港部二号地（入船町）は各種関係官公所を主体に一部商社倉庫を含むものであり，その整備は大半を終っている。

下水道は昭和38年施工完了した地区で整備はほとんど終っているが，水洗便所普及率は63％（人口比率）と低く今後相当の増加が予想される。

一方，この地区は昭和34年の伊勢湾台風による被害は甚大なものであった。このためこの地区一帯を高潮の害よりまもる防潮堤の築造がなされ流域を全く潮汐の影響を受けることなくしていることは今回の観測に当り非常に好都合であった。

2－5－2　観測地点の概要

観測地点は調査排水区の北側末端に位置し千年南部幹線，管径1,500 粍上である。

道路は国道154 号線であり，巾員25m の歩道中央にこの下水幹線が布設されている。

観測器械の設置された場所の周辺は，東側50m 以上空地であり，それより東はテニスコート，一階の事務所等が点在するのみである。北々東，約30m に名古屋市港保健所があり3階より上5階まではアパートになっているが距離のあること及び観測期間の凡その方向から考え影響はない。南は約10m 離れて歩道橋があるが距離があるため影響はない。西は25m 道路を隔て2階又は3階の商店が並ぶが影響はない。上述のごとく市街地における雨量計の設置場所としてはかなり条件に恵まれた場所といえる。又現場における観測作業も歩道であるから通行車輛による支障がないばかりでなく事故の危険がない。

(イ)　雨量計の設置

型　式	転倒桝型（気象庁検定付）
口　径	200㎜
桝容量	雨量0.5㎜

(ロ)　水位計の設置

型　式	電極水面追従式
ドラム円周	500m

排水区名称	総面積	工種別面積				総人口	人口密度	勾配		晴天時平均汚水量	汚水水質		総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考
		(a)	(b)	(c)	(d)			地盤	水路		BOD	SS				
	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(人)	(人/ha)	‰	‰	(m³/hr)	(ppm)	(ppm)	(戸)	(戸)	(人)	
	812766					12317	1515	225	1612	062	634	511	3342	1700	7768	世帯数3342 人口男6287 女6030
		232355														瓦屋根
		36996														陸屋根
		08465														駐車場
		04200														公営プール
		22164														工場内道路
		136762														アスファルト舗装道路
		04980														コンクリート舗装道路
			07718													防塵舗装道路
			08529													平板歩道
				04800												運動場
				278118												間地
				02400												鉄道構内
				17291												砂利道
				02560												砂利歩道
					36108											公園
					04520											芝生・庭
					04800											神社境内
		屋根 269351 その他 176571														
計	812766	445922	16247	305169	45428	12317	1515	225	1612	062	634	511	3342	1700	7768	

フルスケール　2,000㎜

測定周期　2分及びcheck

(ハ) 記　録　計

型　式　電子式自動平衡型4点打点式

記録紙　巾180㎜ 折りたゝみ式1ケ月巻

指示精度　フルスケールの0.5%

電源電圧　AC100V　60%

附属品　定電圧装置

(ニ) コンプレッサー

型　式　圧力スイッチ式コンプレッサー

気筒数　1

気筒径×衝程　42×20㎜

電動機出力　0.2KW

吐出量　47ℓ/min

電　源　AC100V　60%

(ホ) 以上の観測機械のシステム

雨量計及び水位計の記録を同一記録紙に打点する。記録紙の送り速度は50㎜/hr及び25㎜/hrであるが読み取りを安易にするために50㎜/hrを採用した。

コンプレッサーは水位計の発信部を覆っているアクリル箱及び鋼製外箱内に空気を送り込み下水管内の水蒸気及び異状高水位時に機械の腐蝕，浸水を防ぐ

(ヘ) 千年南部幹線築造時期

昭和35年

2－5－3　流速観測の方法と資料整理の方法

(1) 流速観測の方法

使用器具　ストップウオッチ

浮　子	板浮子	測定水深　200㎜ 以下
	№1棒浮子（吃水15cm）	〃　200 ～ 300
	№2　〃　（　〃　20cm）	〃　300 ～ 400
	№3　〃　（　〃　25cm）	〃　400 ～ 550
	№4　〃　（　〃　30cm）	〃　550 ～ 700
	№5　〃　（　〃　40cm）	〃　700 ～ 900
	№6　〃　（　〃　50cm）	〃　900 ～1,100
	№7　〃　（　〃　65cm）	〃　1100　以上

観測　観測員は４人で現地到着と同時に記録計も含めて時間合せを行う。

上流観測人孔は観測員２人にて１人が浮子を投入し水面に到達と同時にストップウオッチを押し，声を出して信号係のもう１人に知らせる。信号係は下流の観測人孔にいる観測員に向って早速投入されたことを知らせる。下流観測人孔には流速観測員が２人いて１人は浮子の流達を見るのに専念する。他の１人は浮子投入人孔からの投入の合図を受けてストップウオッチを押し補助的に浮子の流達を観測する。浮子が人孔の中央に来たとき観測員はたがいに声をかけあうと同時にストップウオッチを止め上流観測員に合図する。観測の時間は上流観測人孔で投入した時間とした。

浮子の種類の判断は上流人孔にて常に布製巻尺にて水深を計測して水深によりきめられた吃水の浮子を正確に投入する。

(2)　浮子の更正係数

流速観測には水深によって長さの違う棒浮子を使用したが，この観測流速を平均流速に修正するため，次の様な更正係数が考えられる。

(イ)　建設省基準

浮子の吃水の長さにより次の更正係数を用いる。

浮子の吃水(m)	表面浮子	0.50	1.00	2.00	3.00
更　正　係　数	0.85	0.88	0.91	0.94	0.95

従来より用いられた浮子の吃水(m)	0.30	1.50	2.50	3.50
更正係数決定のために分類された値	0.50	2.00	3.00	4.00

(ロ)　Bazin 公式

$$V_m = V - 14\sqrt{HI}$$

Vm：平均流速

V　：観測流速

H　：水　深

I　：管勾配

(イ)(ロ)の更正係数を比較すると(イ)の方がより安全側であるので，以後の計算はすべて(イ)による。

しかし，この更正係数については今後検討していかなければならない。

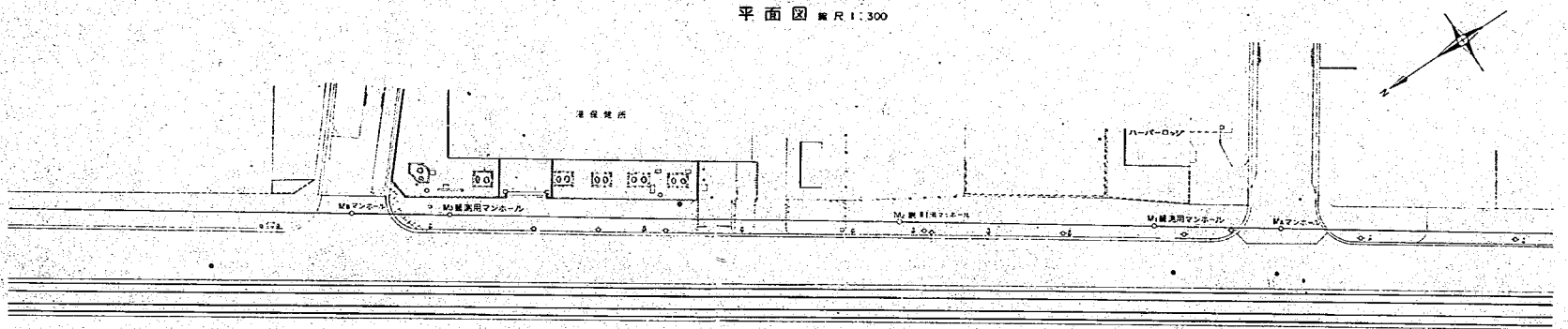
参　考

o 千年南部幹線設計時点の諸条件

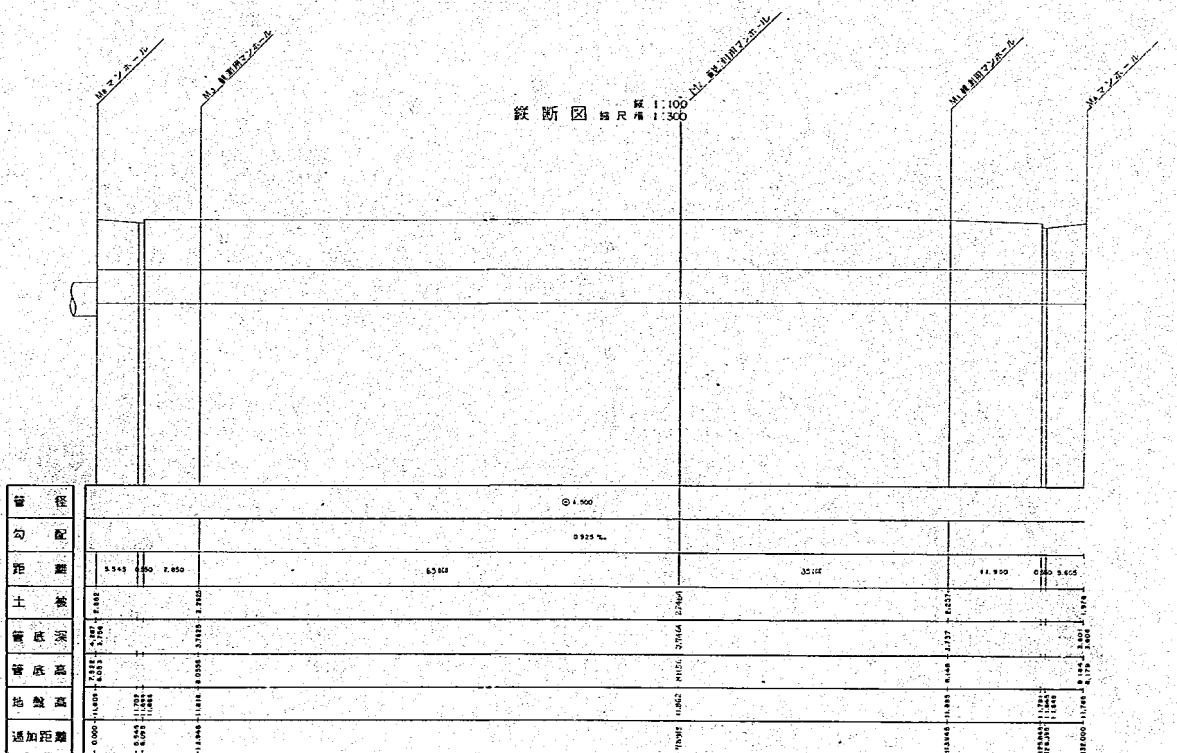
千年南部幹線の設計資料は紛失してありませんので，当時諸条件を記載する。

観測地点の縦横断図

平面図 縮尺 1:300



鉄断図 縮尺 1:100 縦尺 1:300



1. 雨水流出量計算式

ビルクリー式

$$Q = R\ C.A\ \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

Q：雨水流出量

R：降雨量

C：流出係数

A：排水面積

S：地表勾配

2. 流出係数

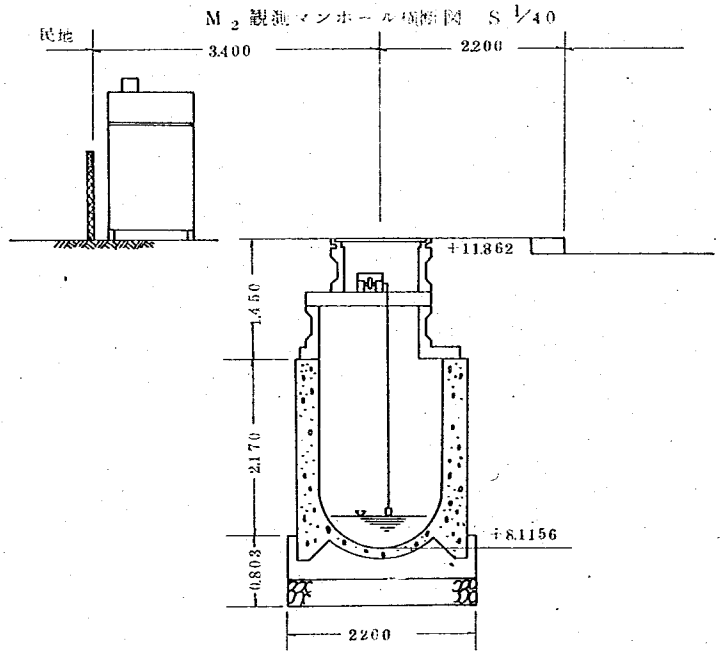
流出係数　C = 0.5

3. 降雨強度

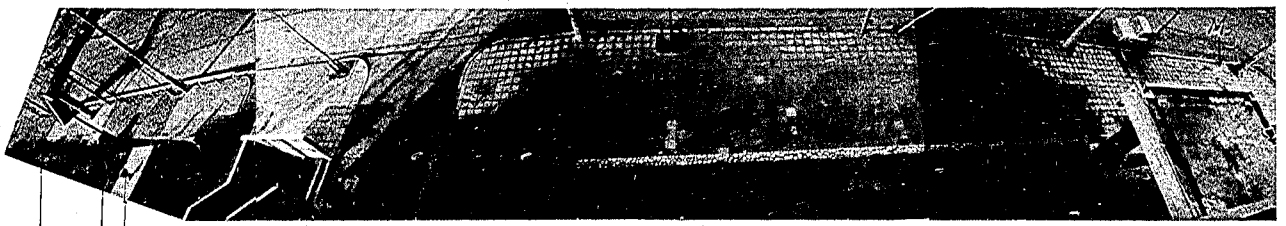
降雨強度　R = 50㎜/hr

4. 地表勾配 $1/1{,}000$

M 2 観測マンホール断面図　S 1/40



観測地点全影（港保健所屋上より）

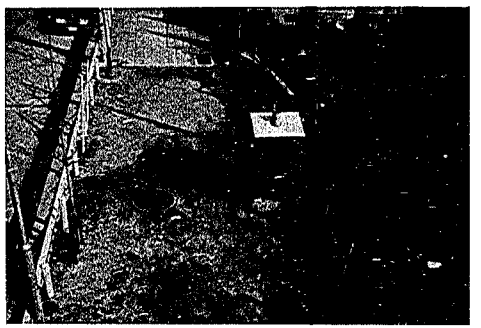


M_1　M_2

受信機格納庫

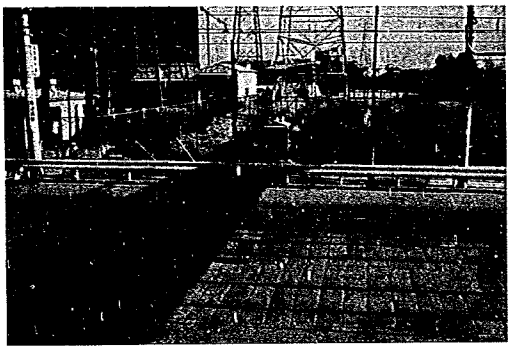


観測マンホールM_2及び受信機格納庫を南から見る（上部右側は港保健所）

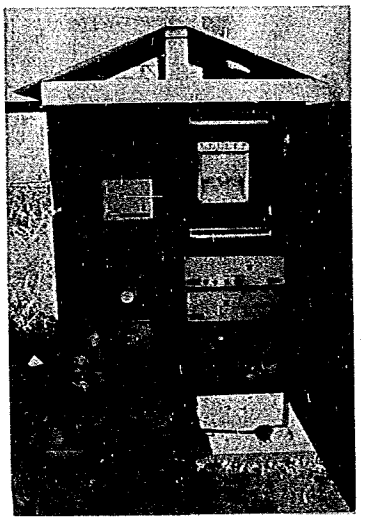


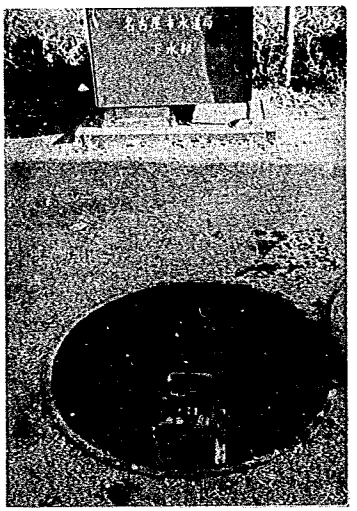
同左

観測マンホールM_2 及び格納庫
附近を西側歩道より見る。



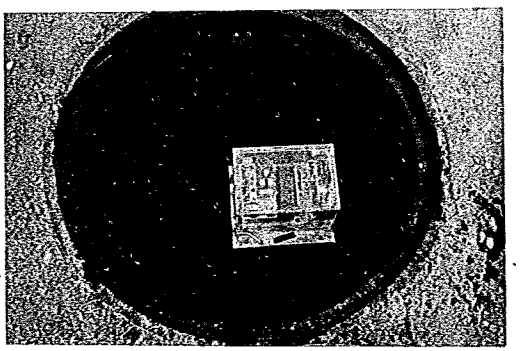
格納庫内部

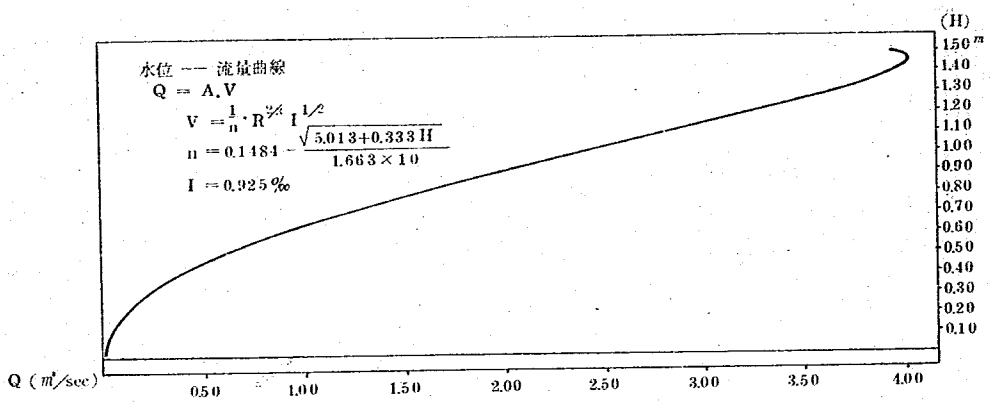




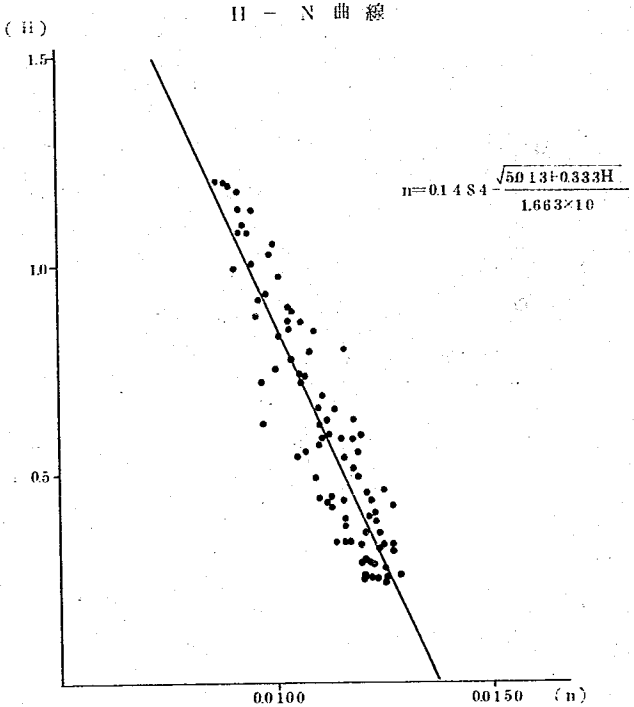
格納庫の一部及び
観測マンホールM_2
内の水位計発信部

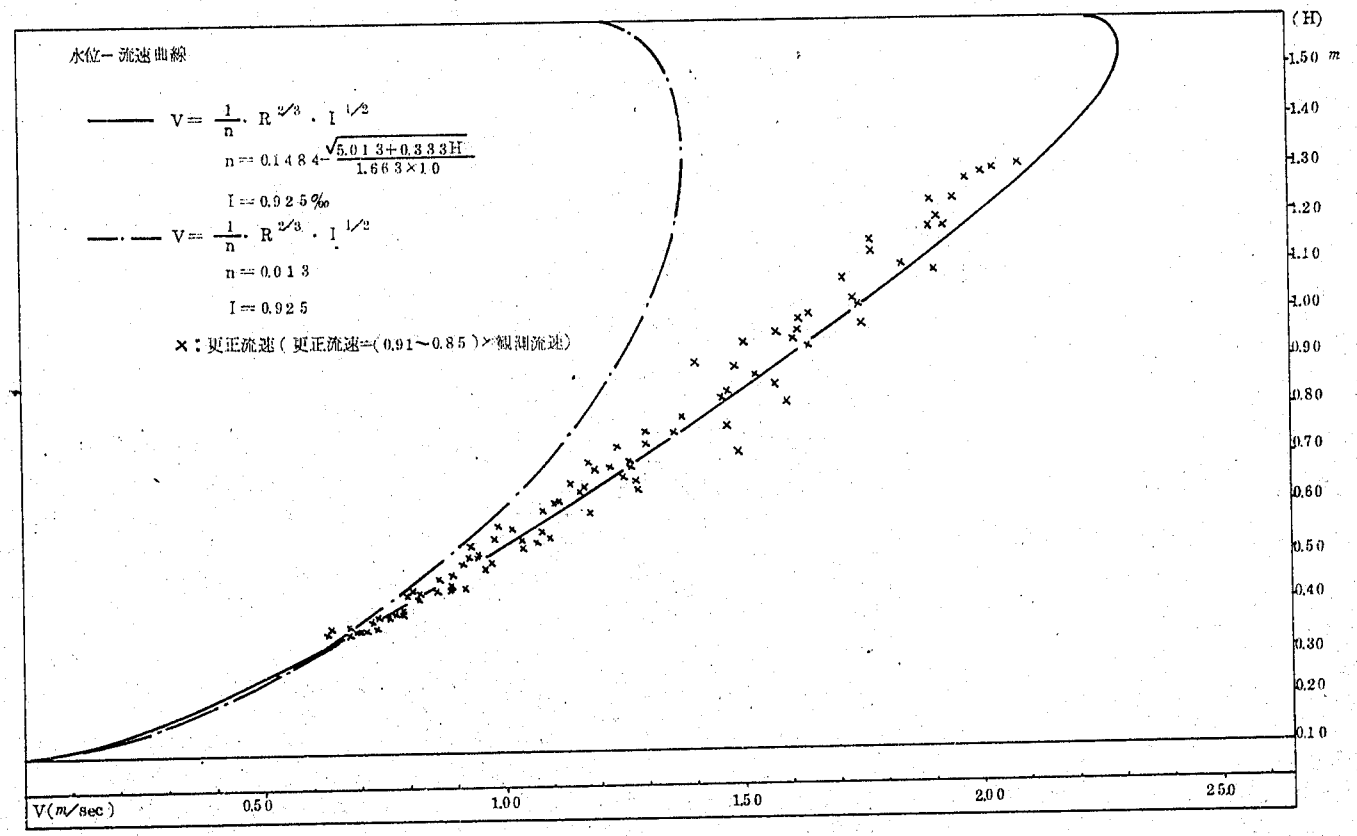
観測マンホールM_2 と水位計発信部



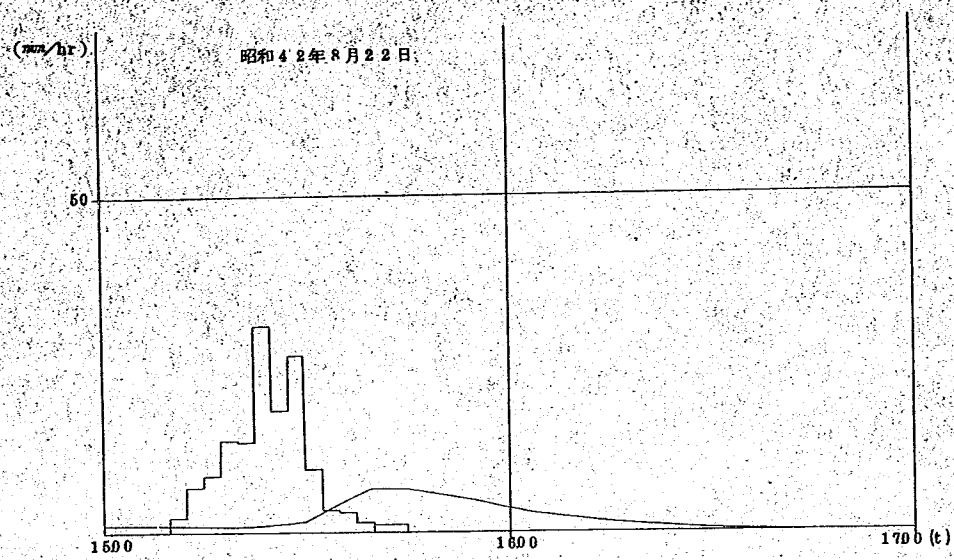

水位 —— 流量曲線
Q = A.V
$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} I^{1/2}$
$n = 0.1484 - \frac{\sqrt{5.013+0.333H}}{1.663\times10}$
I = 0.925‰
(H)
150 m
1.40
1.30
1.20
1.10
1.00
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
Q (m³/sec)
0.50
1.00
1.50
2.00
2.50
3.00
3.50
4.00

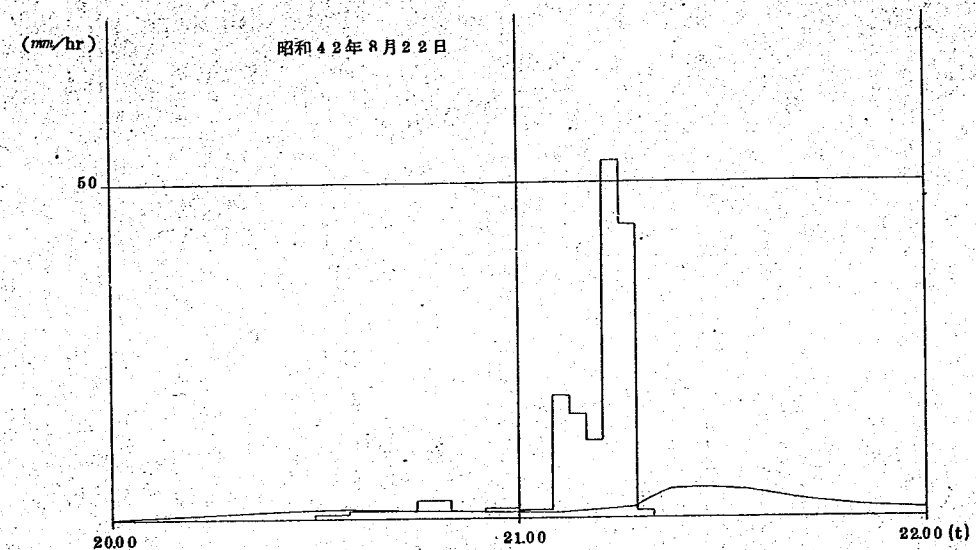
H — N 曲線

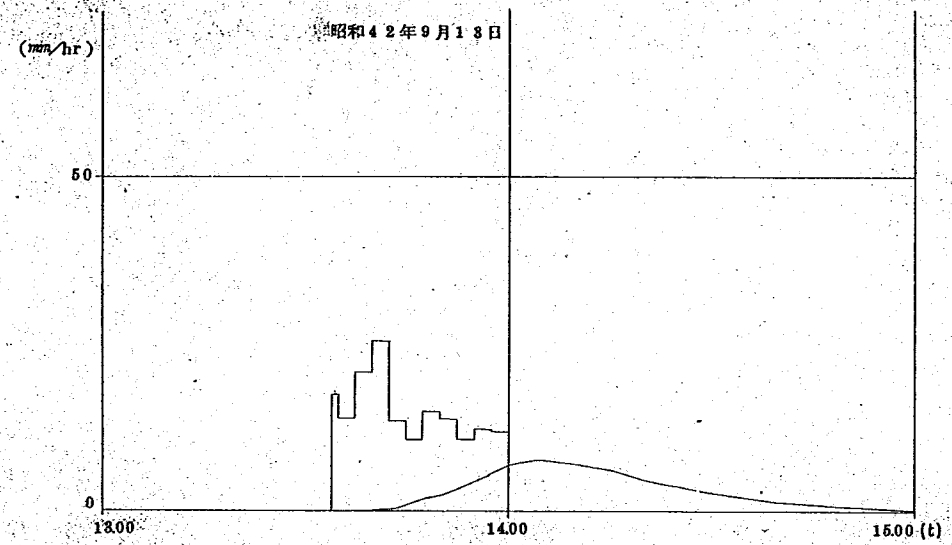

(H)
1.5
1.0
0.5
$n=0.1484-\frac{\sqrt{5.013+0.333H}}{1.663\times10}$
0.0100
0.0150
(n)

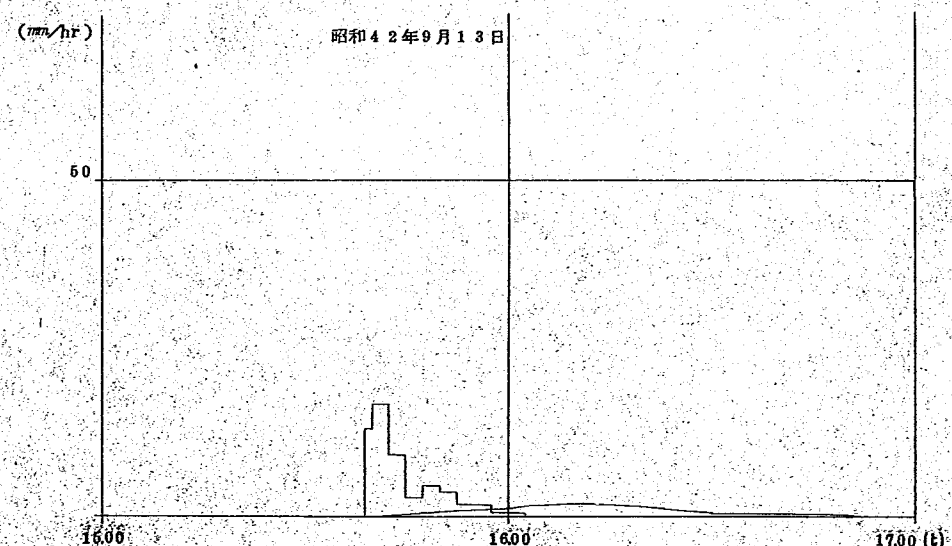

水位ー流速曲線
V = 1/n · R^2/3 · I^1/2
n = 0.1484 − √(5.013+0.333H) / (1.663×10)
I = 0.925‰
V = 1/n · R^2/3 · I^1/2
n = 0.013
I = 0.925
×：更正流速（更正流速=(0.91～0.85)×観測流速）
(H)
1.50 m
1.40
1.30
1.20
1.10
1.00
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
V(m/sec)
0.50
1.00
1.50
2.00
2.50

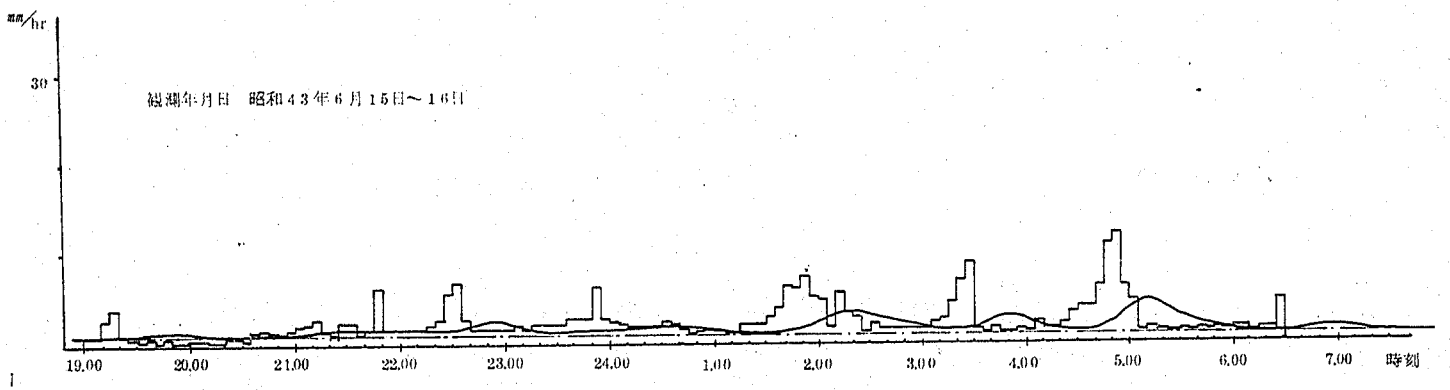
2－5－5 雨水流出量

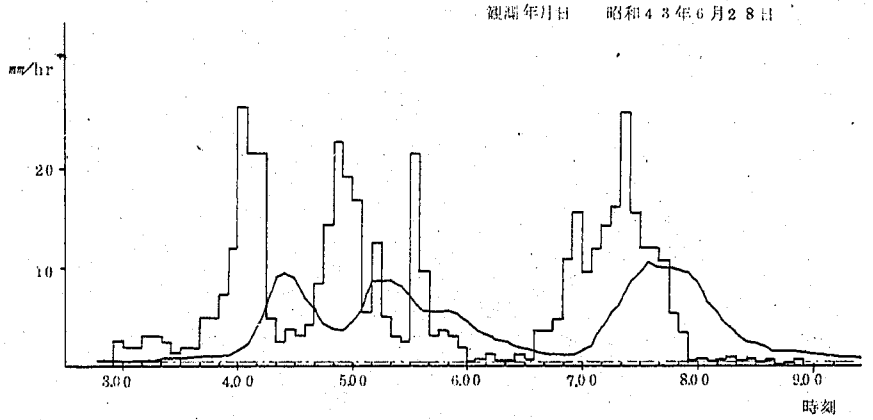

(mm/hr)
昭和42年8月22日
50
1500
1600
1700 (t)

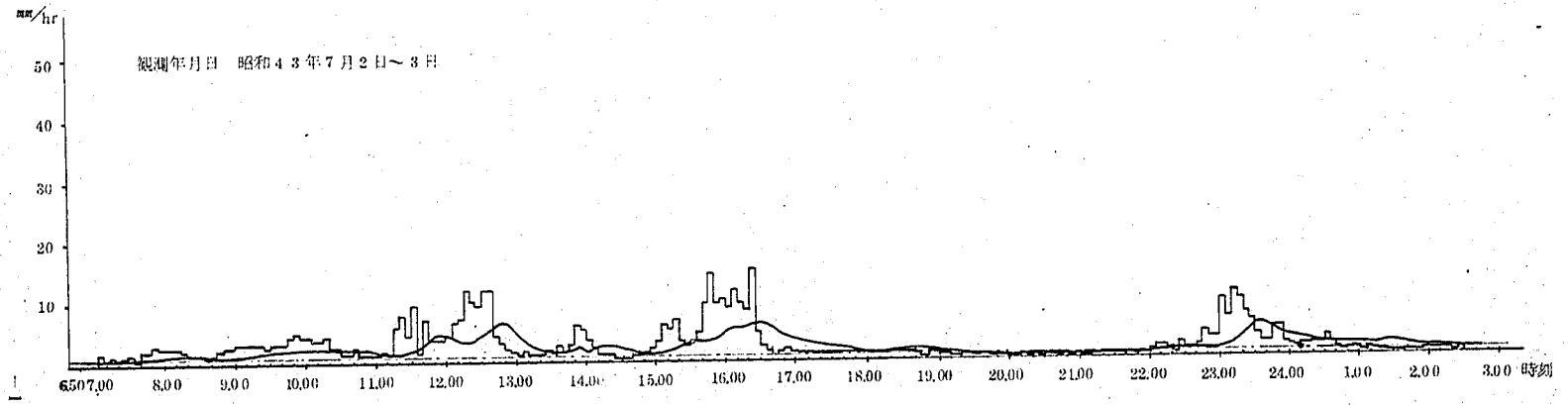

(mm/hr)
昭和42年8月22日
50
20.00
21.00
22.00 (t)

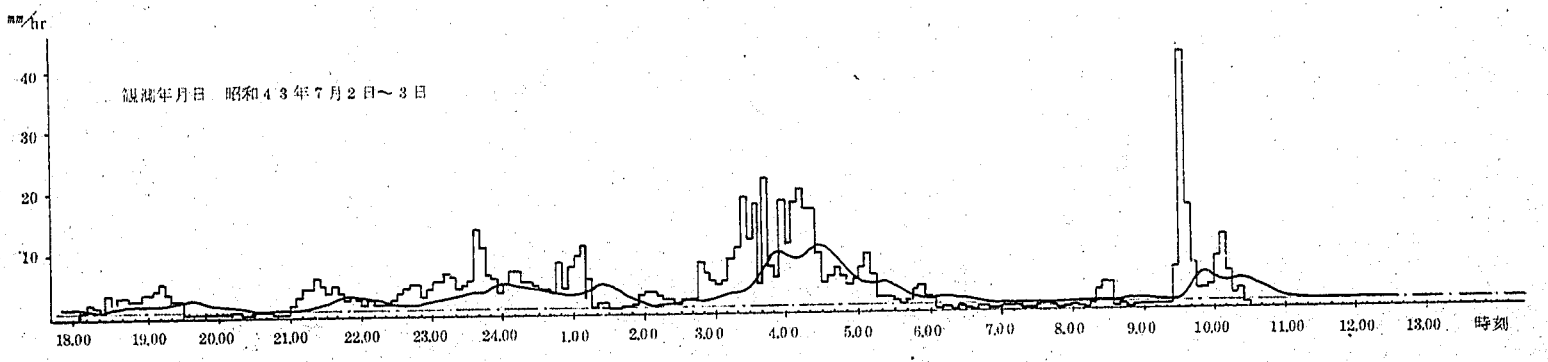

(mm/hr)
昭和４２年９月１３日
50
0
13.00
14.00
15.00 (t)


(mm/hr)
昭和４２年９月１３日
50
15.00
16.00
17.00 (t)

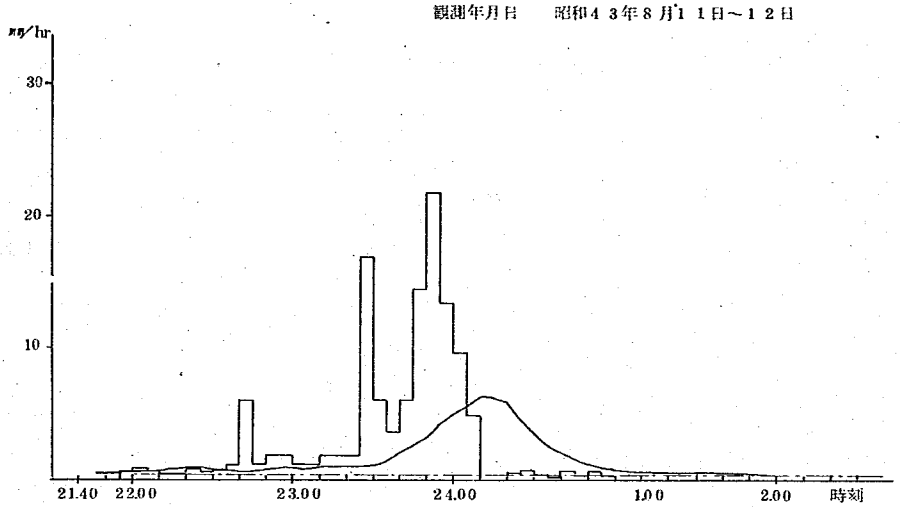

mm/hr
30
観測年月日　昭和43年6月15日～16日
19.00
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
時刻


観測年月日　昭和43年6月28日
mm/hr
20
10
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
時刻

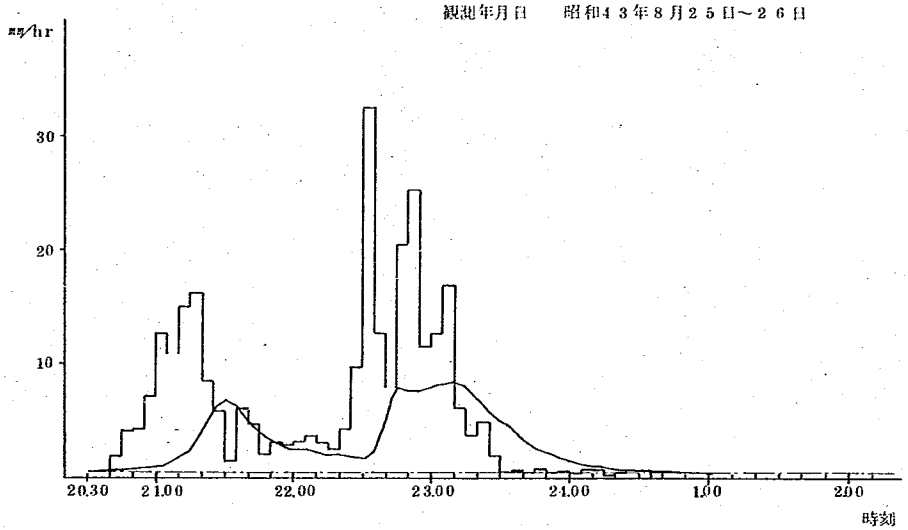

mm/hr
観測年月日　昭和４３年７月２日～３日
50
40
30
20
10
6
7.00
8.00
9.00
10.00
11.00
12.00
13.00
14.00
15.00
16.00
17.00
18.00
19.00
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
1.00
2.00
3.00
時刻

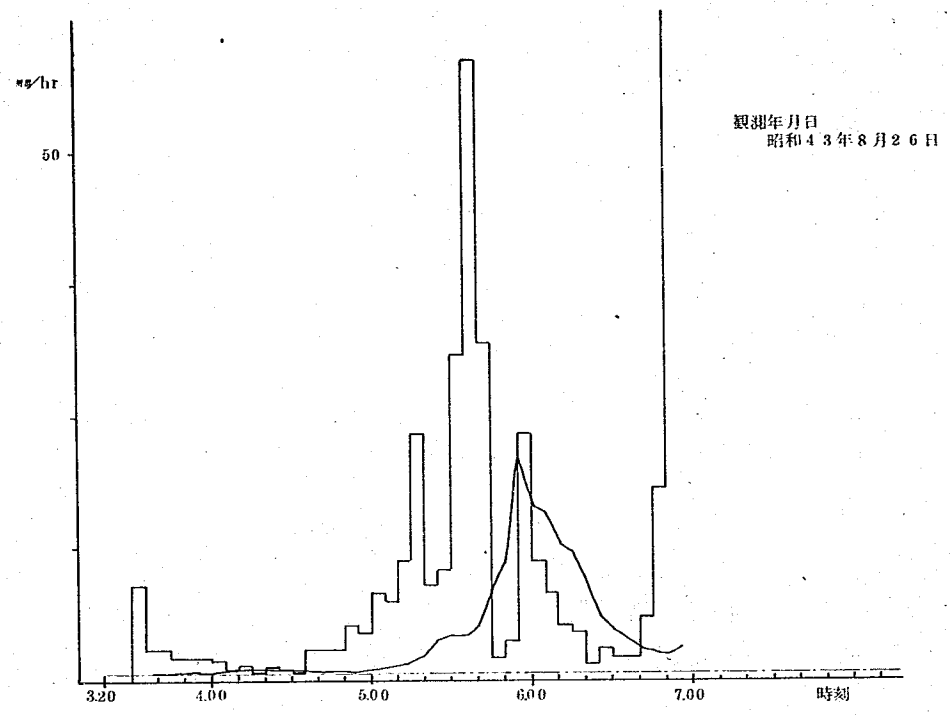

mm/hr
観測年月日　昭和４３年７月２日～３日
40
30
20
10
18.00
19.00
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
11.00
12.00
13.00
時刻

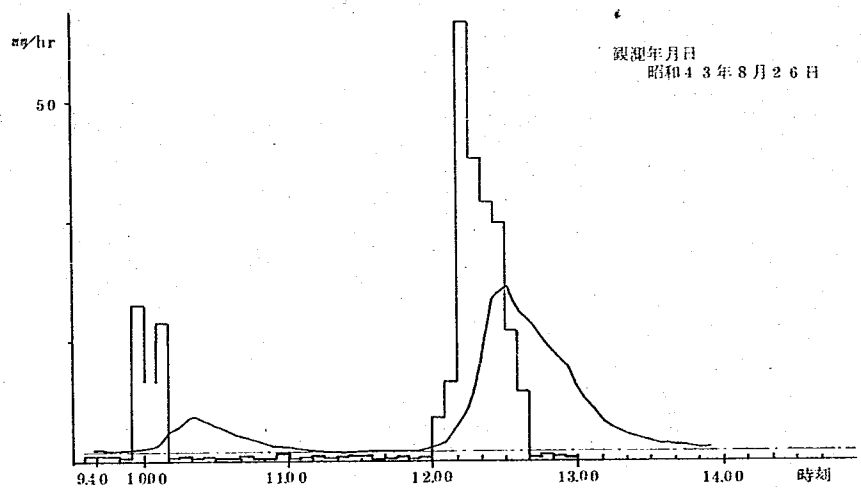
観測年月日　昭和43年8月11日～12日

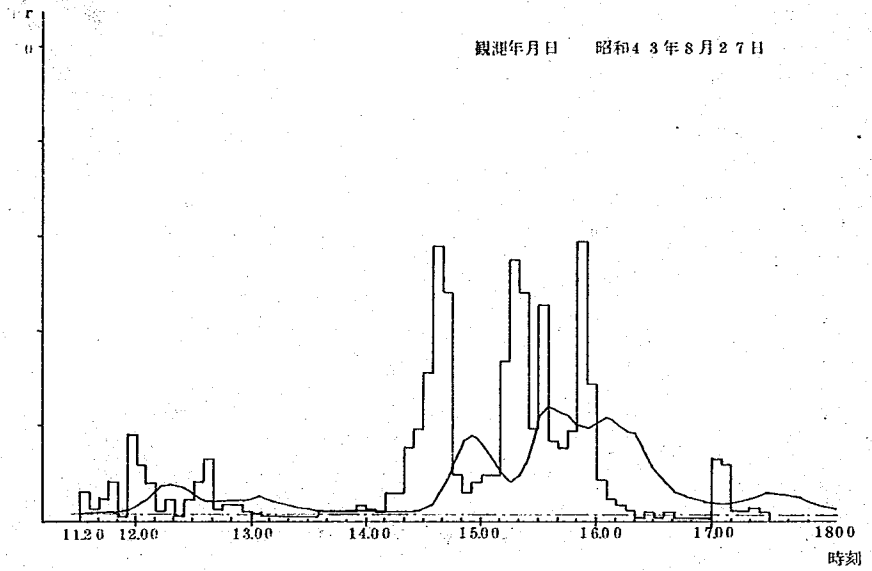


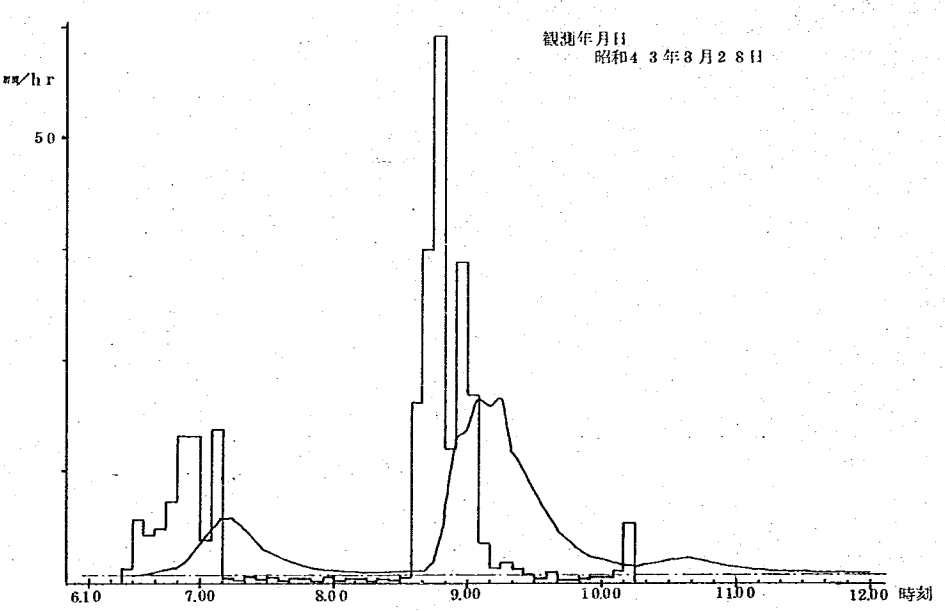
観測年月日　昭和43年8月25日～26日

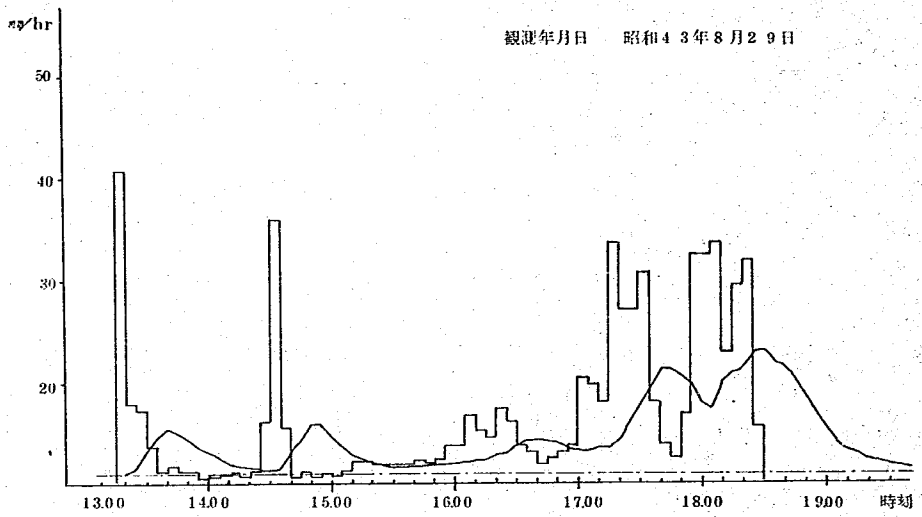


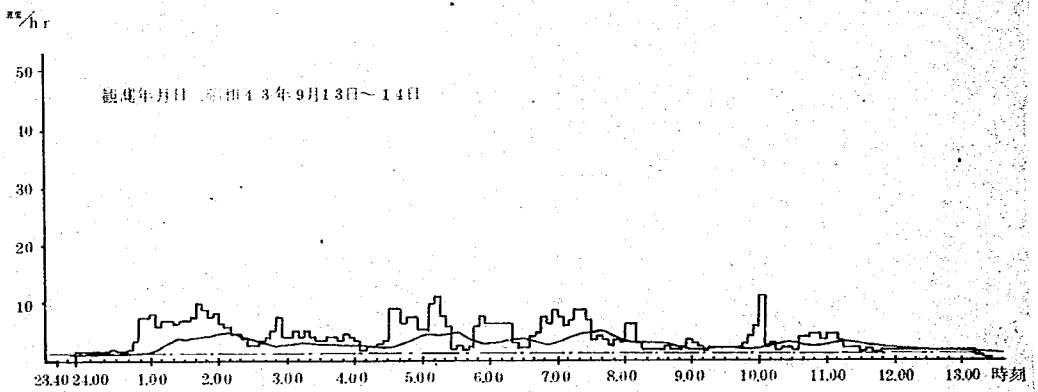

mg/hr
50
観測年月日
昭和43年8月26日
3.20
4.00
5.00
6.00
7.00
時刻


mg/hr
50
観測年月日
昭和43年8月26日
9.40
10.00
11.00
12.00
13.00
14.00
時刻

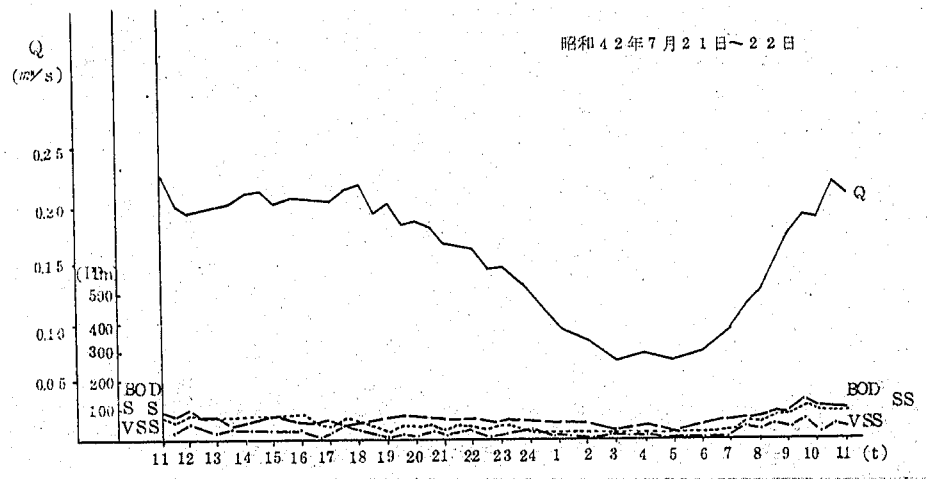

観測年月日　昭和43年8月27日
0
11.20
12.00
13.00
14.00
15.00
16.00
17.00
1800
時刻

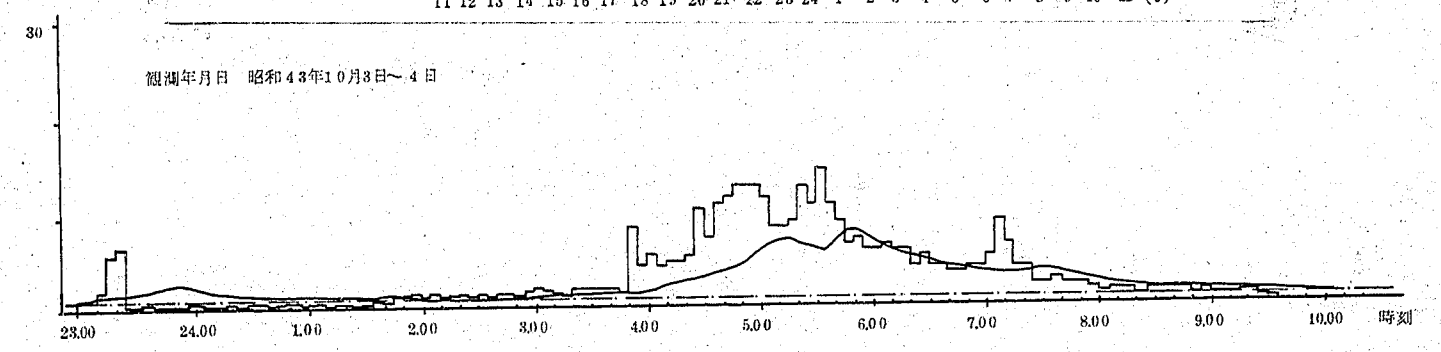

観測年月日
昭和43年8月28日
mm/hr
50
6.10
7.00
8.00
9.00
10.00
11.00
12.00
時刻


mg/hr
50
40
30
20
観測年月日　昭和43年8月29日
13.00
14.00
15.00
16.00
17.00
18.00
19.00
時刻

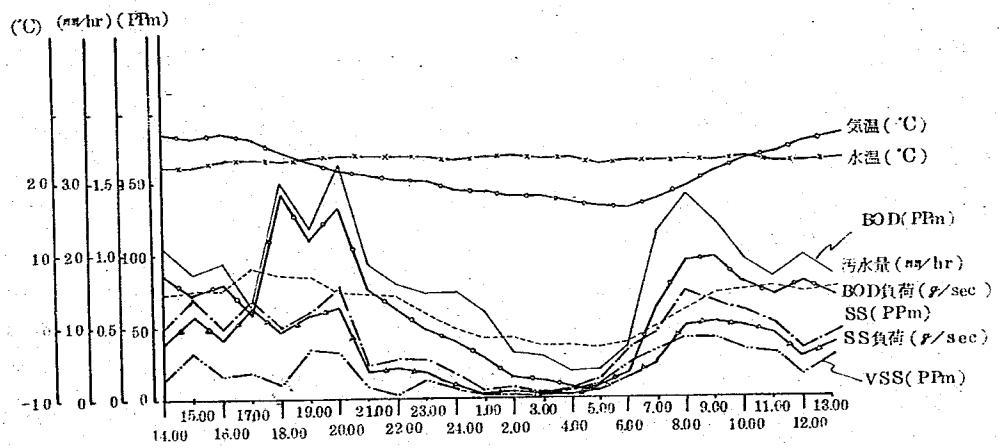

mg/hr
50
40
30
20
10
観測年月日　昭和43年9月13日～14日
23.40
24.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
11.00
12.00
13.00
時刻

2－5－6　晴天時水量水質調査

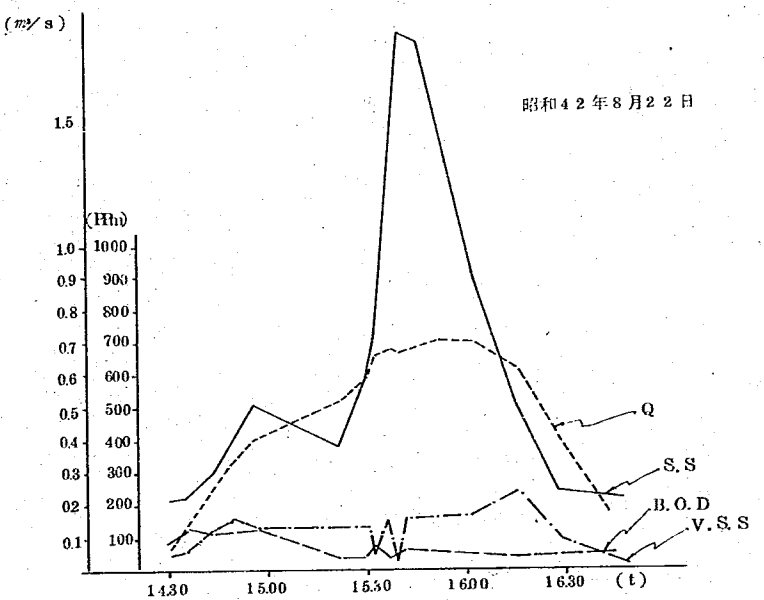


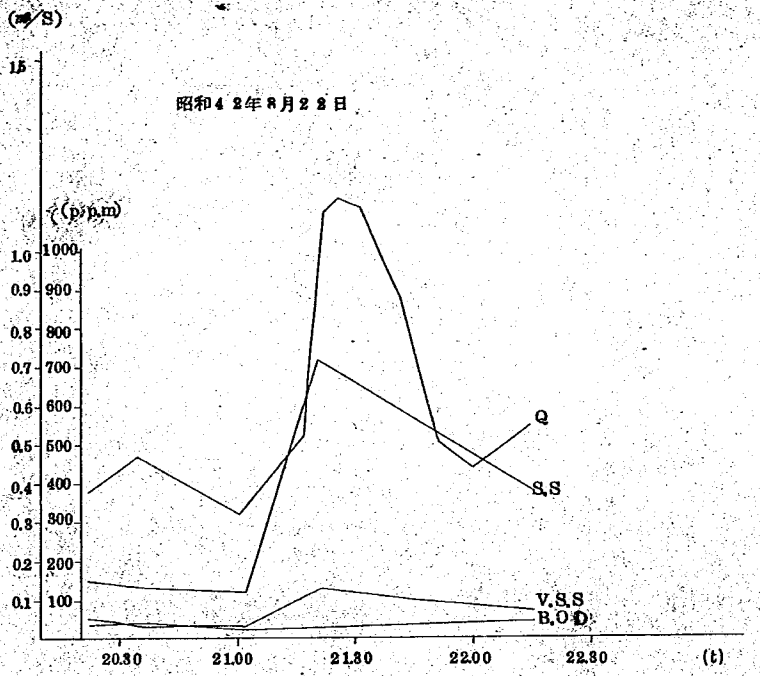


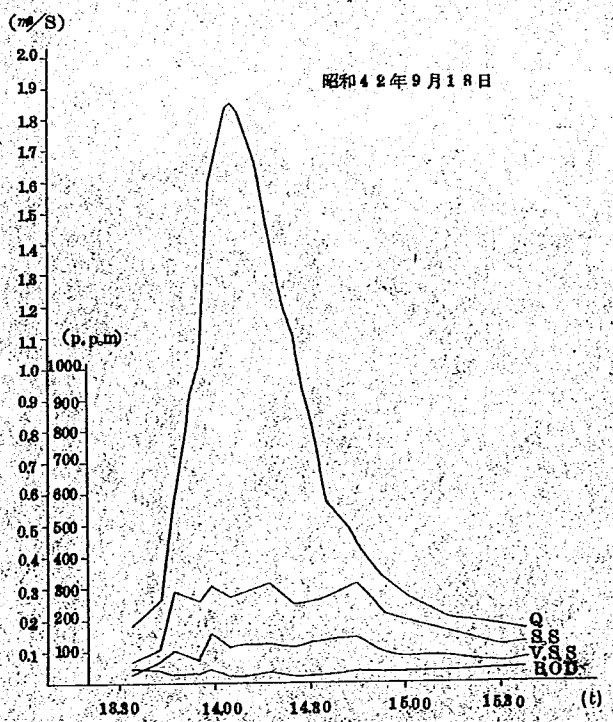
観測年月日　昭和43年9月11～12日

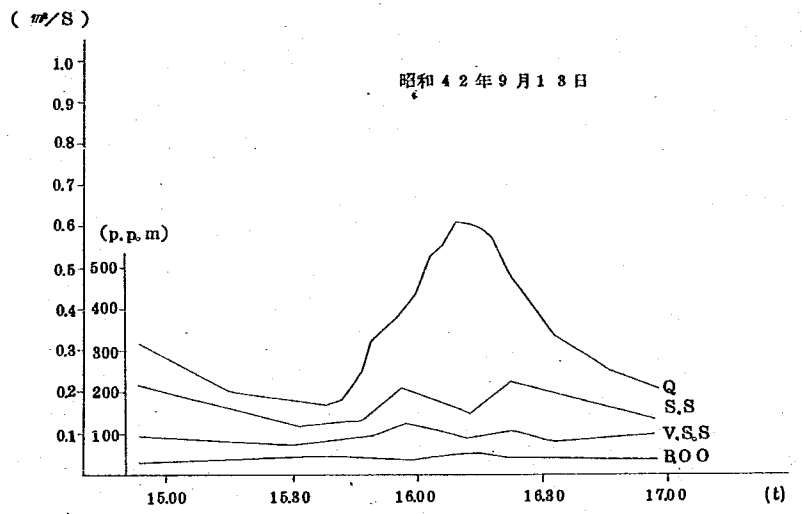


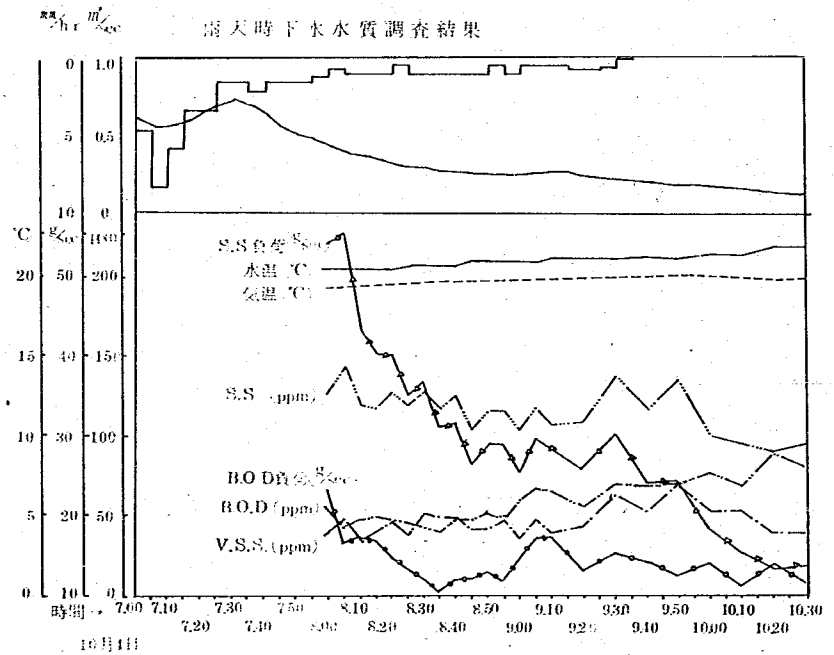
2－5－7　雨天時下水水質調査




(m/S)
昭和42年8月22日
(p.p.m)
Q
S.S
V.S.S
B.O.D.
20.30
21.00
21.30
22.00
22.30
(t)


(m/S)
昭和42年9月18日
(p.p.m)
Q
S.S
V.S.S
B.O.D.
13.30
14.00
14.30
15.00
15.30
(t)


(m³/S)
昭和４２年９月１３日
(p.p.m)
Q
S.S
V.S.S
B.O.O
15.00
15.30
16.00
16.30
17.00
(t)


雨天時下水水質調査結果
℃
S.S色考
水温 ℃
気温 ℃
S.S (ppm)
B.O.D色考
B.O.D (ppm)
V.S.S. (ppm)
時間
10月14日

2－5－8　調査区域図



縮尺　$\frac{1}{3000}$ ×写真縮尺

2－6　岐阜市清水川排水区

（昭和42年及び43年度調査実施）

2－6－1　調査区域の概要

調査区域は市の中心部で，土地利用上の用途区分は，商業地域である。

総面積1064ヘクタールで地表勾配5パーミリと平坦地で特性上から工種別に見ると家屋密集してをり，道路の舗装も岐阜市特有の鞘補装乍ら完全に覆はれてをり，緑地空地を目にする処が少い。即ち家屋道路等の占有率は80パーセントをしめている。

排除式は分流式で雨水排水路は，市の南部に広がる農耕地への用水を長良川から取水をして市内を南北に貫流しているが近年，年と共に市街化が急激に展がり，用水路も悪水路と変貌して河川汚濁の要因となりつゝあった。そこでこれらを覆蓋をし，汚濁防除に努め市の中心業務地域の排水路として其の任を果たしている。

晴天時は排水路の洗滌用水としての公園の噴水と業務地の特に繁華街から排出される冷暖房水が主な水源である。晴天時の平均排水量は，毎秒0.48立米である。

（S43.7.25観測値）

P

排水区名称	総面積	工種別面積				総人口	人口密度	平均勾配		晴天時平均汚水量	晴天時汚水水質		総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考
		a	b	c	d			地盤	水路		BOD	SS				
	ha A	ha A1	ha A2	ha A3	ha A4	人 P./A	人/ha	‰	‰	m³/hr	ppm	ppm	戸	戸	人	
岐阜市清水川排水区	1064	562	295	130	77	24,213	2275	5	17	1619 観測月日 S43.7.25 26	4.0	192	6504	5330	20155	

2－6－2　観測地点の概要

観測排水路清水川は　市内中心業務地を殆んど暗渠で南へ貫流し，国鉄岐阜駅を横断し南側に出た地点で，この地点より開渠となっている。

排水面積1064ヘクタール，幹線延長は上流より2,780米で観測地点である。

降雨時の雨水は道路側溝（平均断面，巾40糎，深50糎，勾配5パーミリ程度の矩形コンクリート断面で覆蓋されている）より排水路に流出してくるのであるが家屋，道路等の占有率が高い割に流下時間を要するものと見られる。

観測地点附近は公園内で直線に排水路が南下しており両岸に散歩道があり，それより底水路の石積まで芝草で覆はれている。底水路巾6.6米，両岸空石積，底は小石混りのシルト，勾配1パーミリ直線水路である。この公園内直線部に3ケ所のコンクリート橋が有り，この橋と橋の間に観測施設を設けた。

(1) 流速観測

中央の橋より1米地点両岸に川に直角に木製ポールを設置し，見通線とし観測開始点とした。

更に下流100米地点に全様施設をし観測終了点とした。

(2) 水位観測

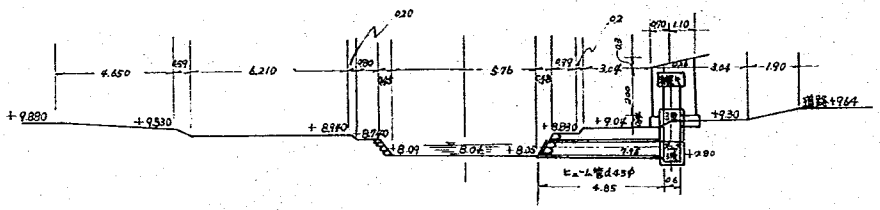
水位観測は水研62型長期巻自記水位計（建設省貸与品）を観測開始点より40米下流地点で設置小屋を設け，雨量計と連動併用の為全一個所に設置した。即ち水路より直角に内径450粍ヒューム管2本を埋設し水路底を引出し，水位測定併を設け，上部に水位計を設置し浮子の振れの防止を計った。自記紙の紙送り速度時間当り36粍で2週間に1回の取替となりますが，毎週巡回をし，自記紙の取替，時間調整等，点検を行い観測した。

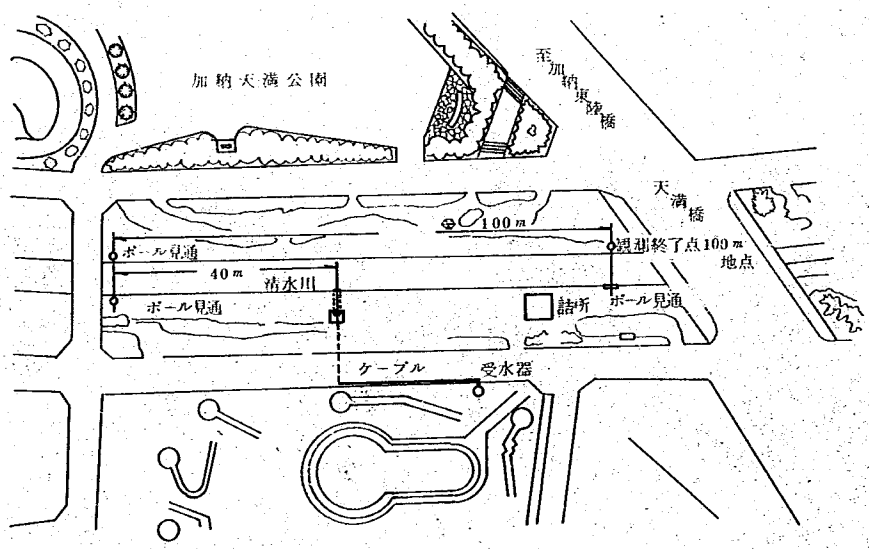
(3) 雨量観測

雨量観測は2ケ所で観測を行った。

天満公園内清水川現地観測には長期巻隔測自記雨量計（建設省貸与物品）で水位計と連動のチエック装置があり，前記水位計と並べて記録装置を設置小屋内に格納し，受水器は周囲の状況と防護のため隣接のゴルフ場内の小屋上に設置し，水位計と同様毎週巡回観測した。

徹明小学校依託観測は貯水型自記雨量計（借用品）を校内に設置し，これを貸与え6学年気象観測クラブ員がこの観測を担当した。

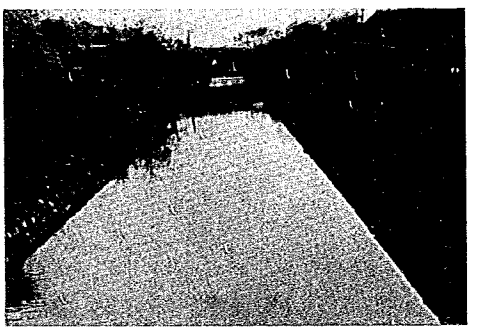

+9880
+9530
+8980
+8760
+8090
+8065
+8035
+9040
+9300
+8280
4.650
4.210
5.76
3.64
1.90
4.85
ヒューム管d450
道路+9964


加納天満公園
至加納東陸橋
天満橋
100m
ポール見通
40m
清水川
ポール見通
計測終了点100m地点
計所
ポール見通
ケーブル
受水器

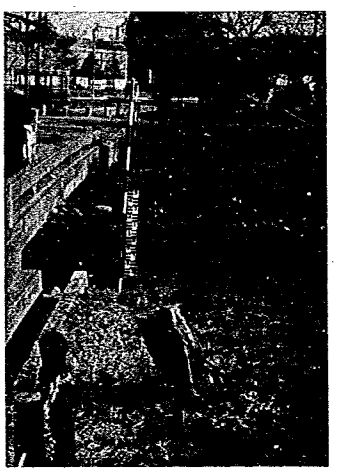
観測施設写真　　岐阜市加納天満公園内及
岐阜市徹明小学校（観測河川清水川）



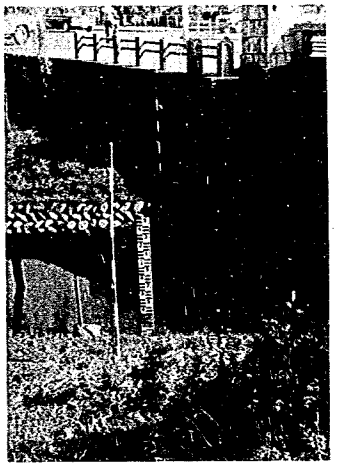
1. 岐阜市加納天満公園内清水川観測個所全景上流を望む。



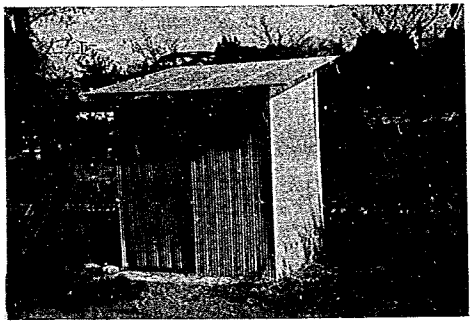
2. 1と同じ全景下流を望む。



3. 清水川流速観測地点上流浮子投入点附近



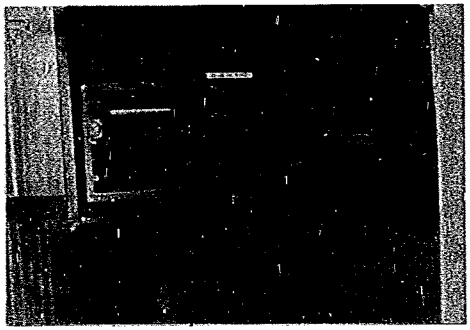
4. 清水川流速観測地点下流
浮子到達点附近



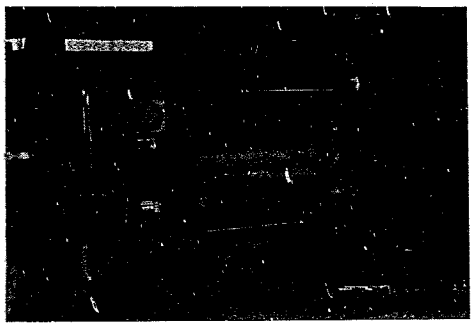
5. 清水川水位雨量観測記録計設置小屋



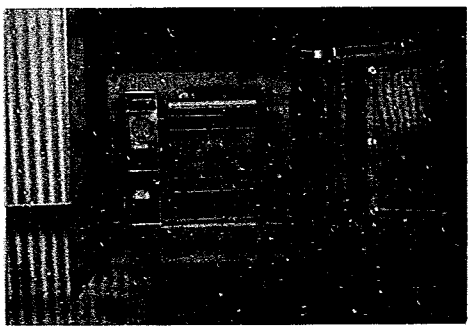
6. 清水川水位計
雨量計格納小屋内



7. 雨量計(左) 水位計(右)



8. 自記水位計



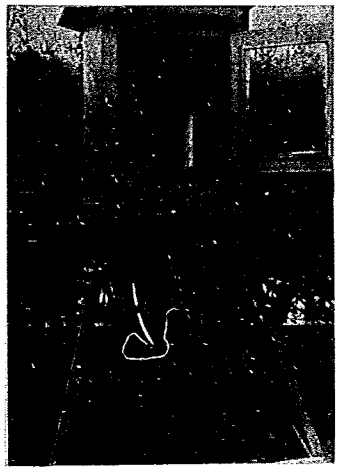
9. 自記雨量計



10. 雨量計受水器屋上



11. 観測員詰所



12. 徹明小学校
貯水型自記雨量計

2－6－3　流量観測の方法と資料整理

(1)　流速観測の方法

断　　面

横方向の断面割は計画高水位に於ける水面巾で，なるべく等間隔にすべきで，排水路の台形断面からして3断面に区割して，流速測線を中央にして浮子の流下位置とした。

浮　　子

浮子の選定に当っては経済的な竹浮子を使用し，吃水部の長さを考慮し，昼夜兼用として頭部にペイント塗装をし，浮子が水中にて垂直に立つよう浮力調整をしたものを作製した。種類を10種，15種，20種，30種，40種，50種の6種類を用意し，水深の0.5掛に近いものを投下することとした。

流下距離

上流観測開始点から終了点間の距離を100米（直線部）とし，その間の浮子の流下時間を測定した。

観測時間間隔

指示書によれば10種間隔（水位）であるが管渠と異り開水路の場合は水位変動単位が小さく，人員の都合で観測間隔を降雨前20分，降雨開始後10分間隔を基準とした。

人　　員

班長，浮子員，見通員，水位員，運搬員と5名とし担当分野を兼務観測し，野帳記入は担当で行った。

分担 ＼ 担当員	観測年月日	回数	気象	観測時刻	観測番号	吃水	投下時刻	通過時刻	流下時間	流下状況	水位	気温水温
班　長	○	○	○							○		
浮子員	○	○		○	○	○	○			○		
見通員	○	○		○	○			○	○	○		
水位員	○	○		○							○	○

分　担　表

(2)　資料整理方法

計算方式

流速，流量の算定方式は，建設省土木研究所指示方式を用いる。

断面積

各区分断面の平均断面は，第1及び第2断面において，夫々区分される断面の相対応する断面積の平均とする。

浮子の更正係数

浮子の流下により測定された流速に更正係数を乗じた値を平均流速に示す更正流速とする。更正係数表より…… 0.85 をとる。

流量計算

流量は，更正流速と夫々区分断面積の積の総和

An ：区分断面積

Vn ：各区分断面積の更正流速

Q ：流　量　　とすると

$$Q = A_1V_1 + A_2V_2 + A_3V_3 + \cdots\cdots + AnVn$$

解析法

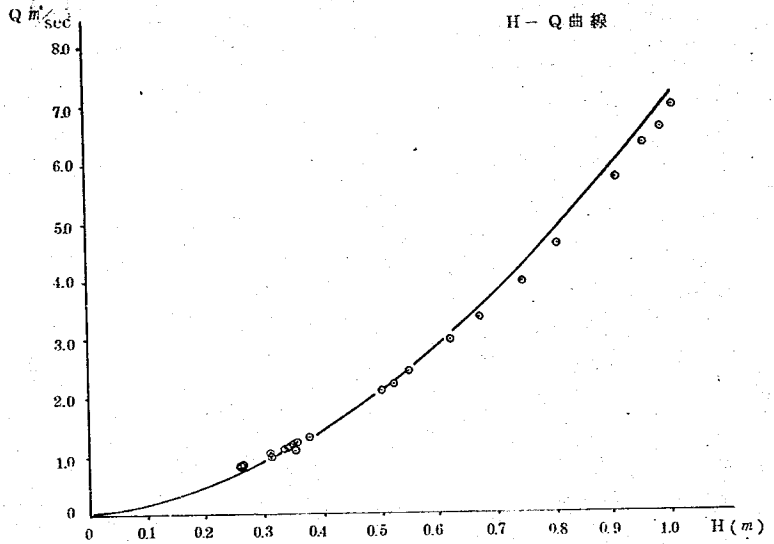
当調査に於て，観測したデーターから大きい順に15降雨を適出し，これを解析した。

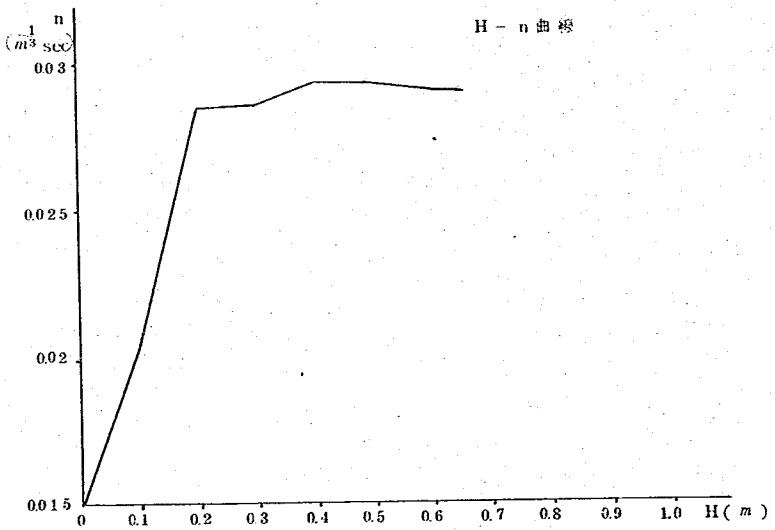
上流断面と下流断面の平均水位が自記水位計に記録される水位高と一致する様に自記水位計を設置した為自記水位計の値を更正しなくてそのまゝ平均水位として使用する。（7月16日流観参照）

昨年度の観測整理で作製した$H-\sqrt{Q}$表と本年度観測整理からH−Q表を作成した。

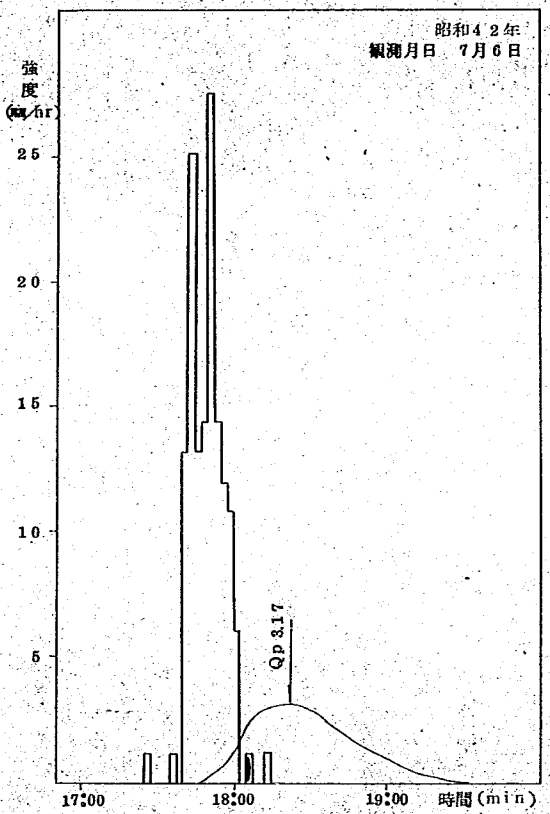
H−Q表により，前記適出した15降雨について，降雨時の流量を作図・作表し降雨量と比較した。

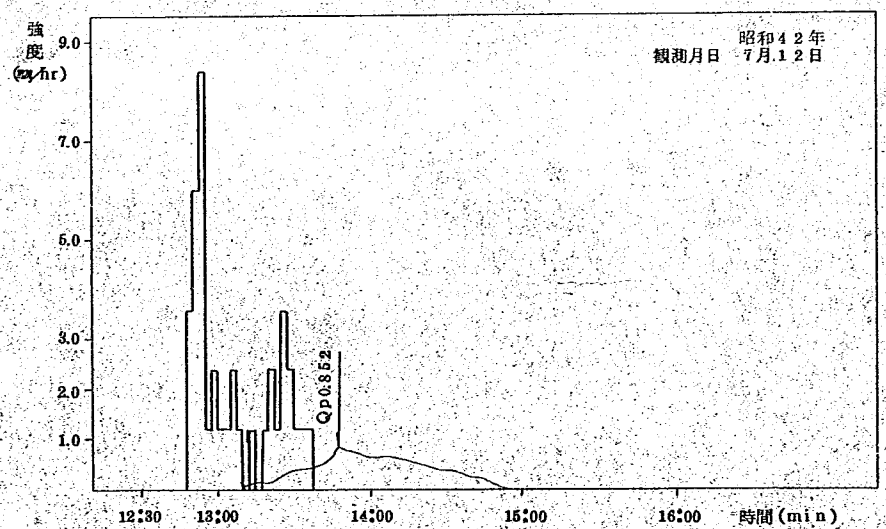
2 - 6 - 4　H - Q曲線，H - n曲線

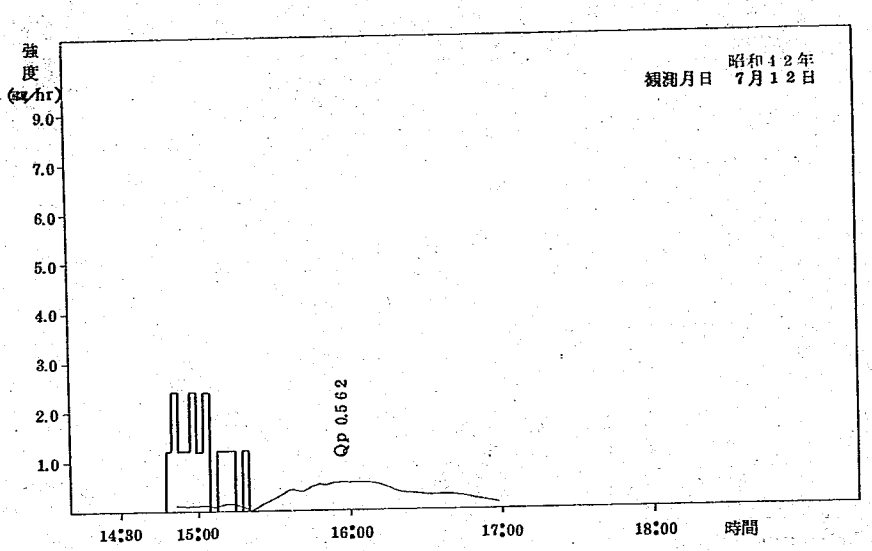


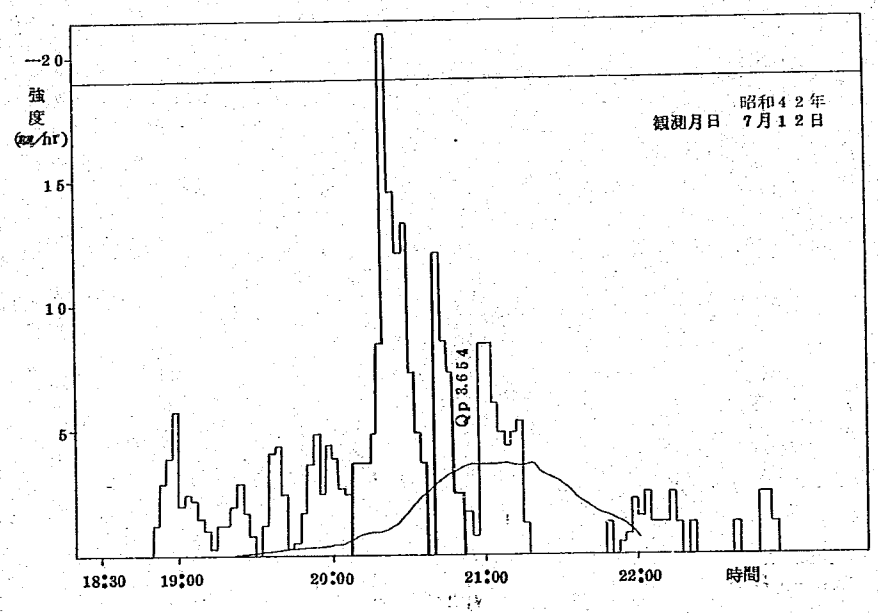


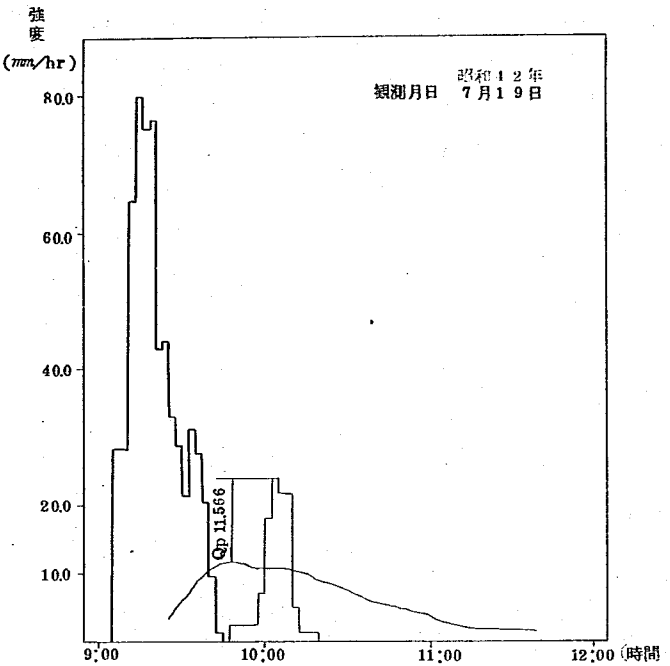
2－6－5　雨水流出量

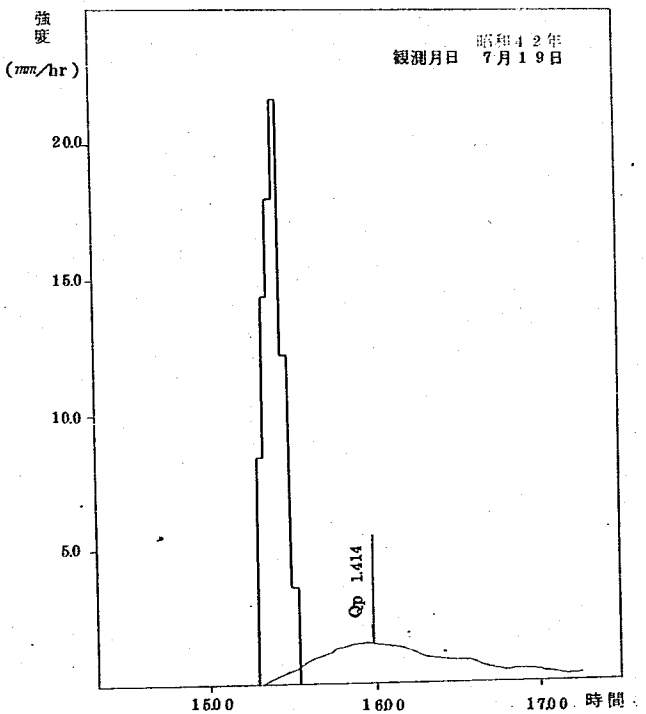

昭和42年
観測月日　7月6日
強度 (mm/hr)
25
20
15
10
5
Qp 3.17
17:00
18:00
19:00
時間 (min)

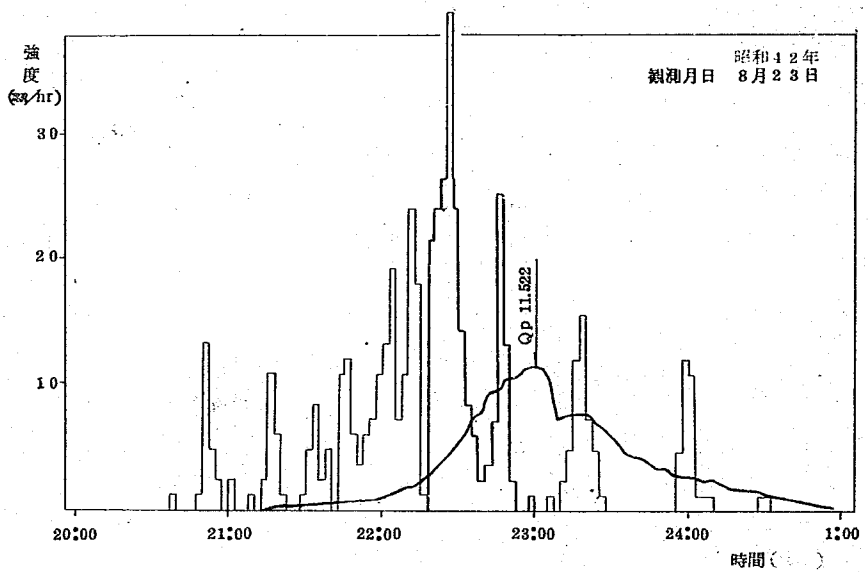

昭和42年
観測月日　7月12日
強度 (mm/hr)
9.0
7.0
5.0
3.0
2.0
1.0
Qp 8.52
12:30
13:00
14:00
15:00
16:00
時間 (min)

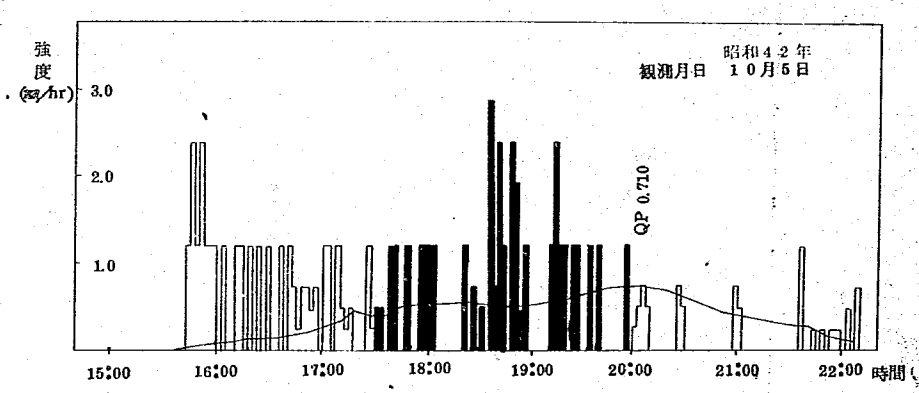

強度
(mm/hr)
9.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
昭和42年
観測月日 7月12日
Qp 0.562
14:30
15:00
16:00
17:00
18:00
時間


20
強度
(mm/hr)
15
10
5
昭和42年
観測月日 7月12日
Qp 3.654
18:30
19:00
20:00
21:00
22:00
時間

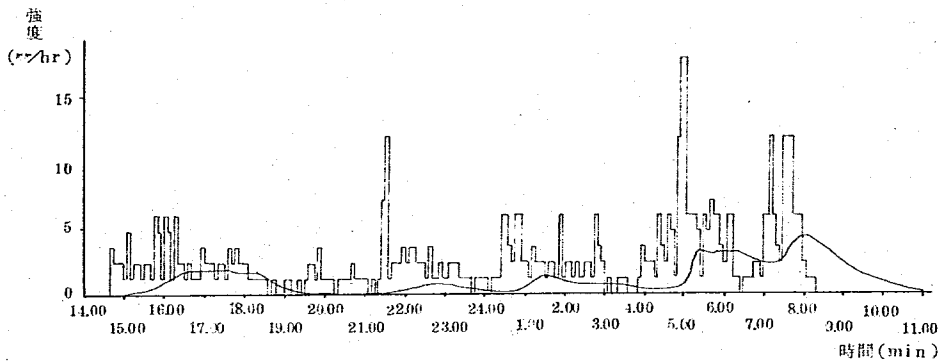

強度
(mm/hr)
昭和12年
観測月日 7月19日
80.0
60.0
40.0
20.0
10.0
Qp 11.566
9:00
10:00
11:00
12:00
時間


強度
(mm/hr)
昭和42年
観測月日 7月19日
20.0
15.0
10.0
5.0
Qp 1.414
15:00
16:00
17:00
時間

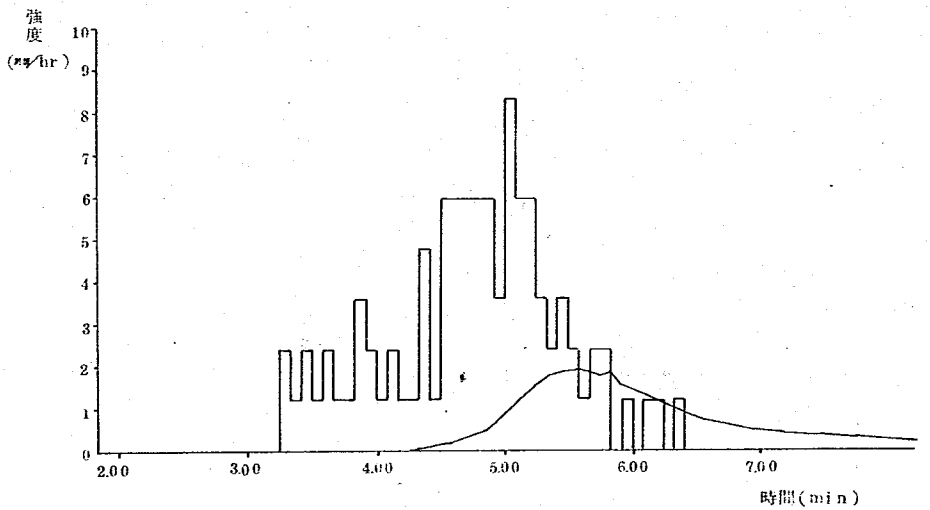

強度
(mm/hr)
30
20
10
昭和42年
観測月日 8月23日
Qp 11.522
20:00
21:00
22:00
23:00
24:00
1:00
時間(


強度
(mm/hr)
3.0
2.0
1.0
昭和42年
観測月日 10月5日
Qp 0.710
15:00
16:00
17:00
18:00
19:00
20:00
21:00
22:00
時間(

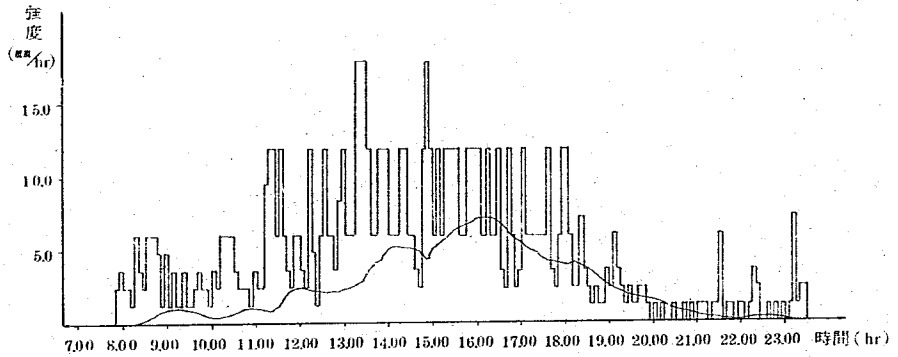
観測月日　昭和43年6月26日



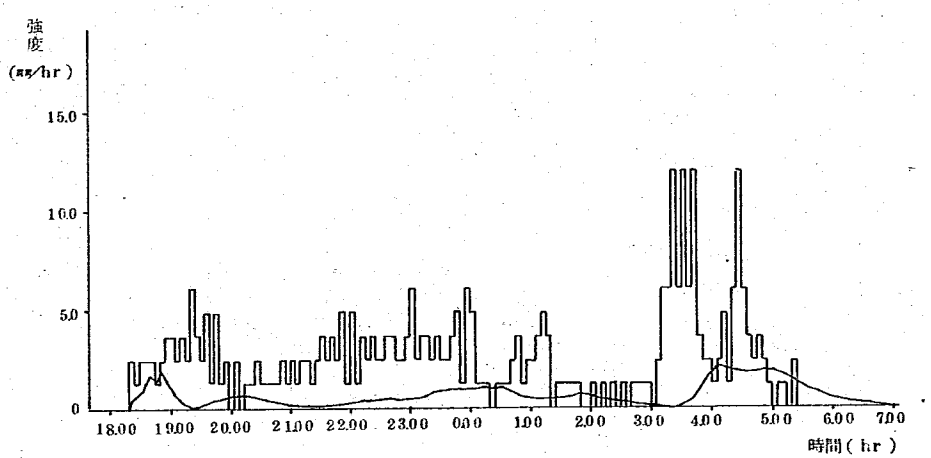
昭和43年6月29日



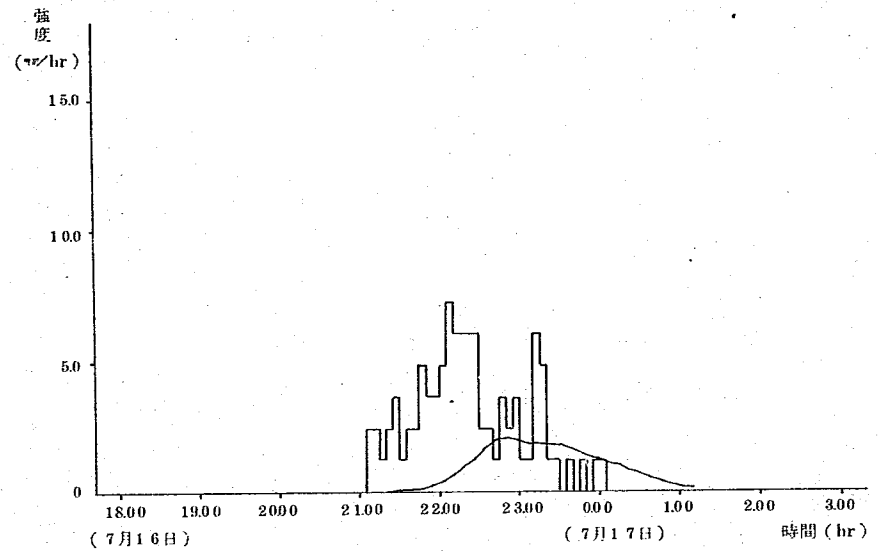
昭和43年7月2日

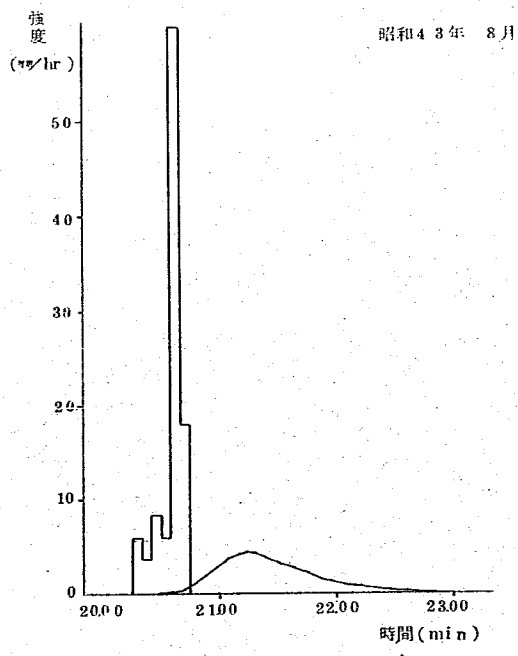


昭和43年7月5日



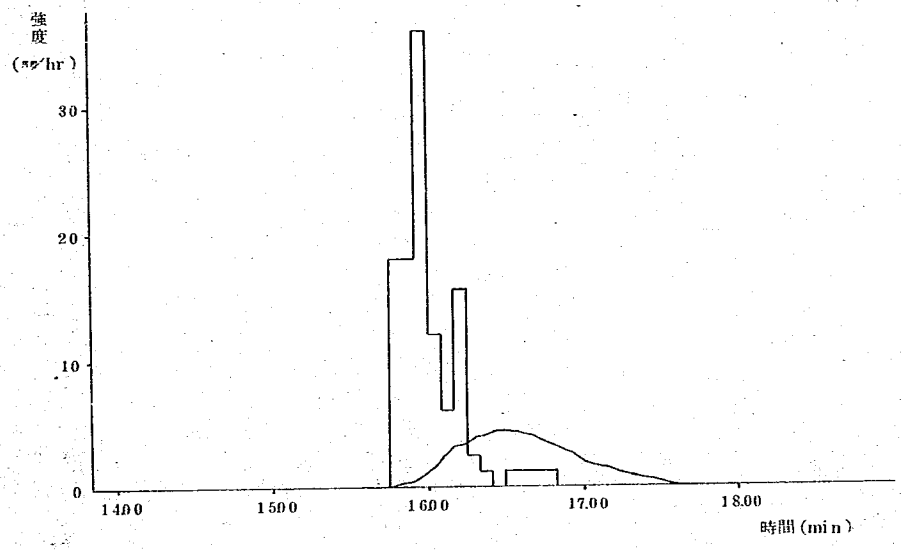
調査月日　昭和43年　7月16日



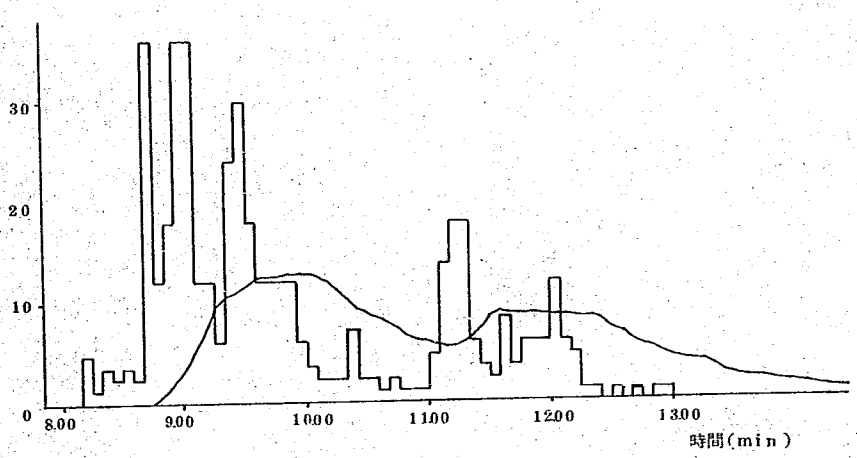


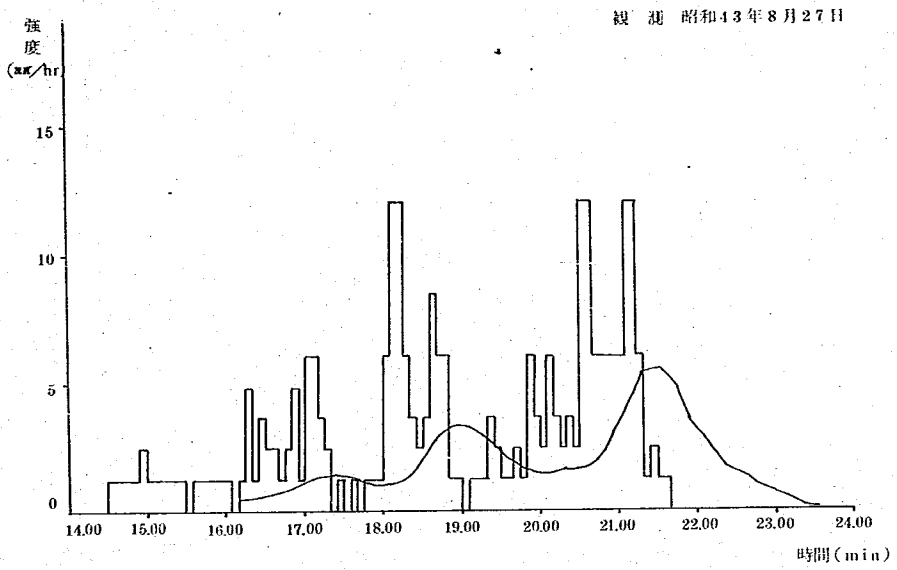
昭和43年　8月17日

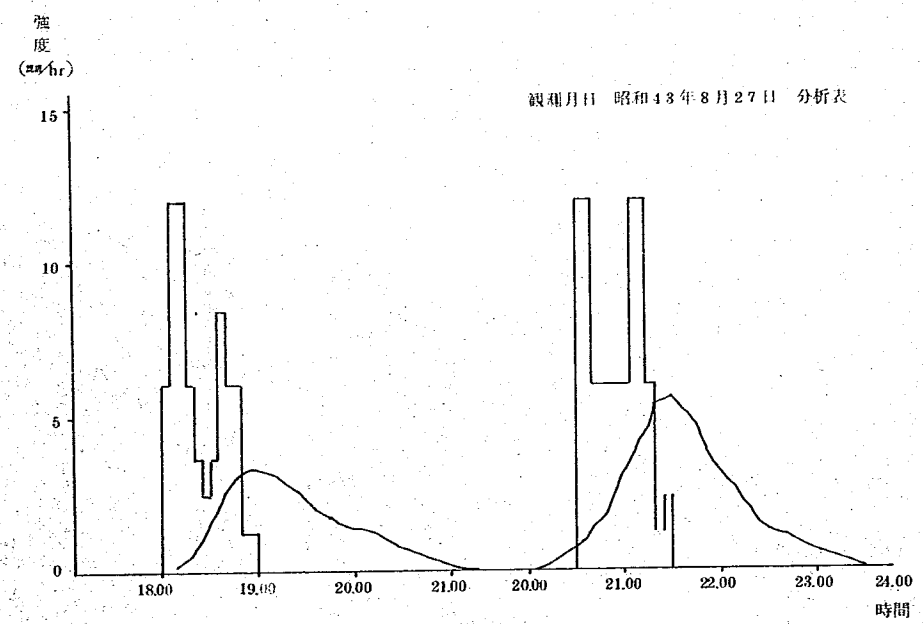
観測月日　昭和４３年　８月２１日

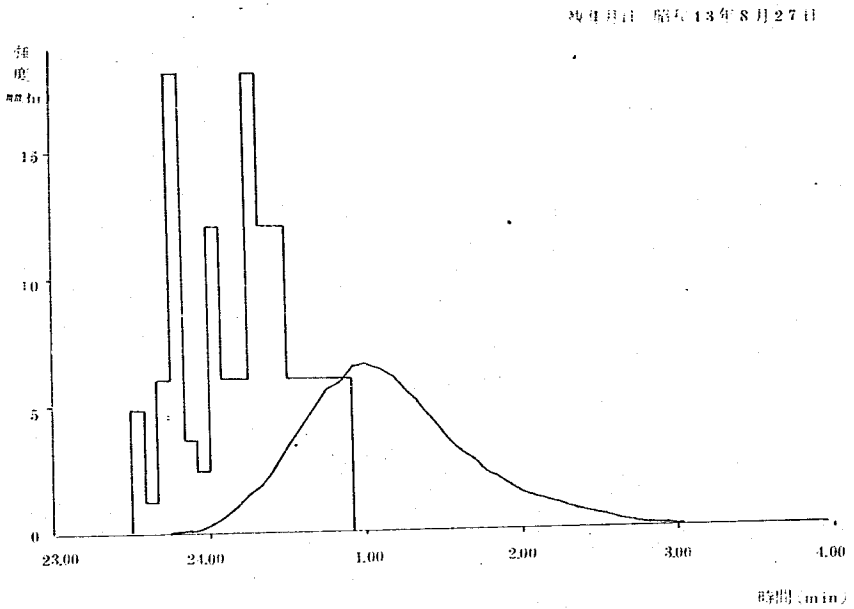


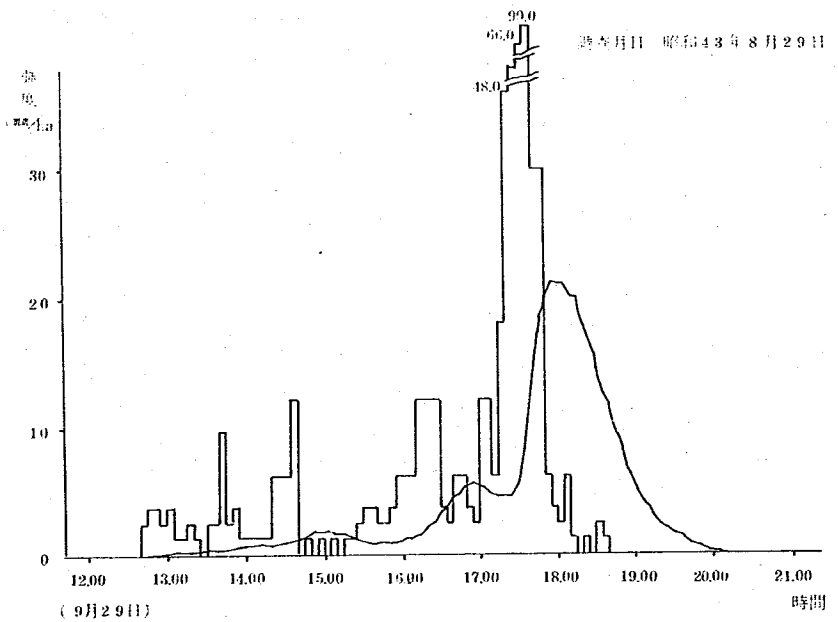
昭和４３年　８月２６日

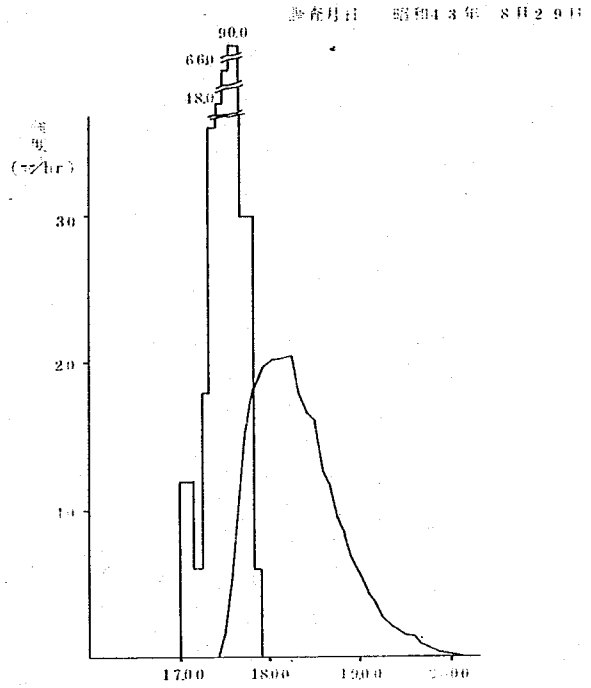


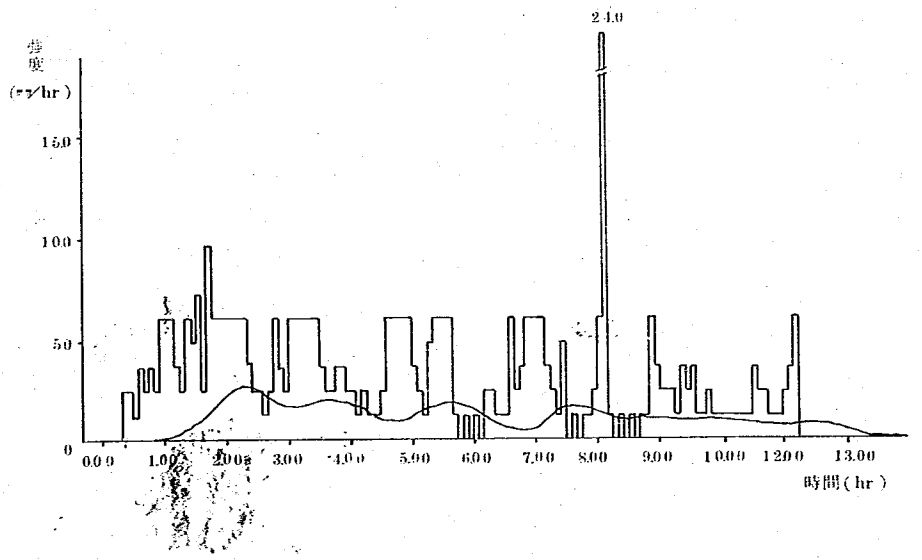

観 測 昭和43年8月27日
強度 (mm/hr)
15
10
5
0
14.00
15.00
16.00
17.00
18.00
19.00
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
時間(min)


強度 (mm/hr)
観測月日 昭和43年8月27日 分析表
15
10
5
0
18.00
19.00
20.00
21.00
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
時間

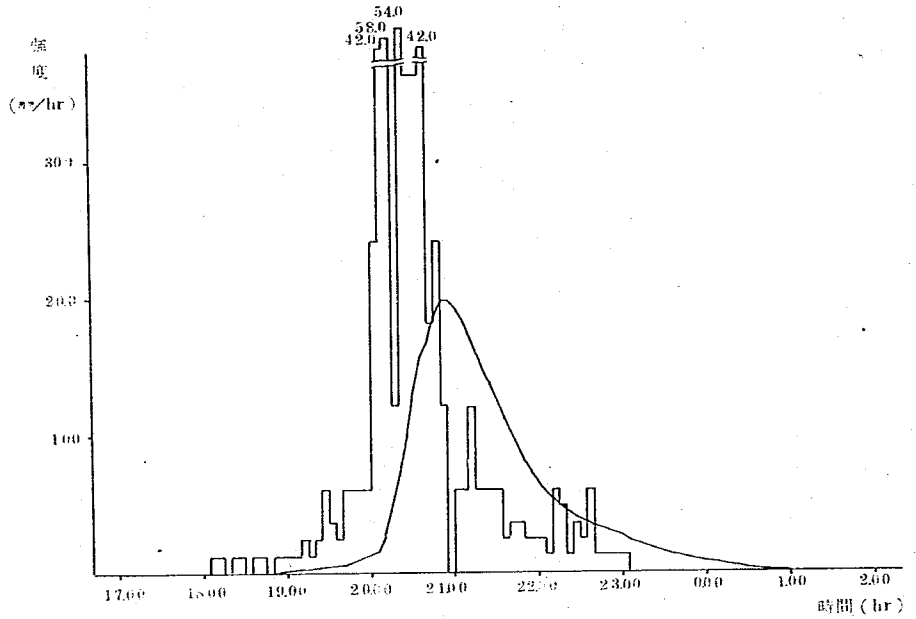

昭和43年8月27日
降雨強度 mm/hr
15
10
5
0
23.00
24.00
1.00
2.00
3.00
4.00
時間（min）


99.0
66.0
48.0
昭和43年8月29日
降雨強度 mm/hr
30
20
10
0
12.00
13.00
14.00
15.00
16.00
17.00
18.00
19.00
20.00
21.00
時間
（9月29日）

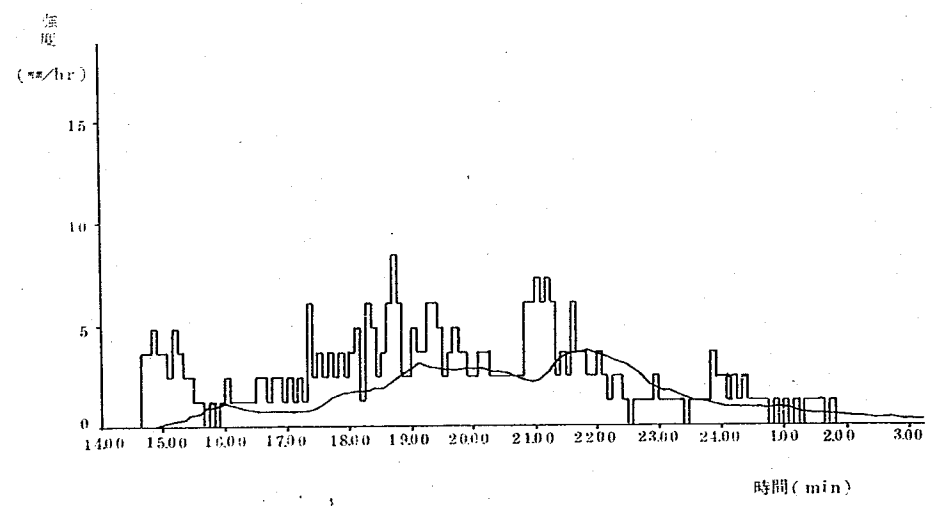

90.0
66.0
18.0
30
20
17.00
18.00
19.00


24.0
150
100
50
0
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
12.00
13.00
時間(hr)

調査月日　昭和４３年　９月３０日



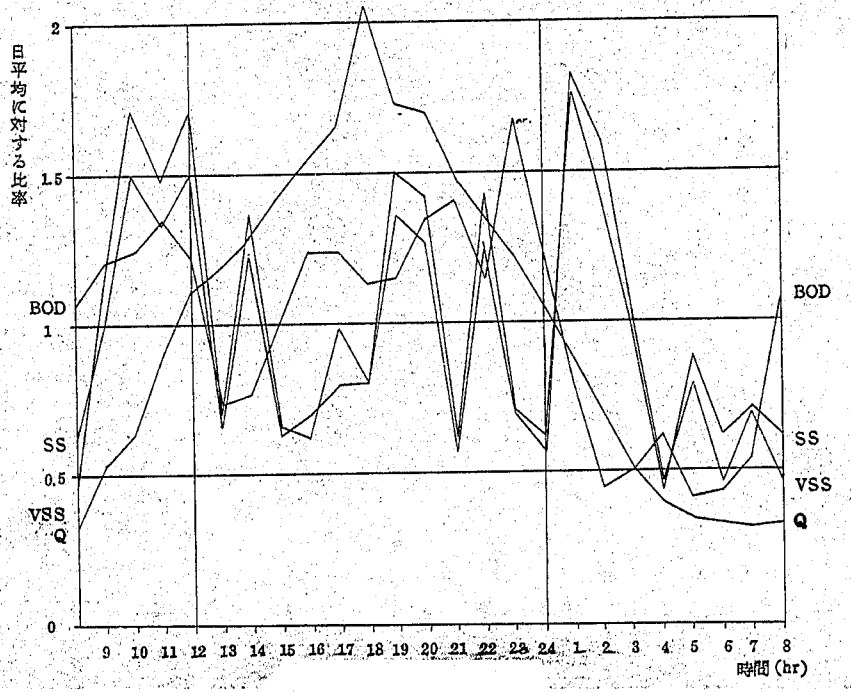
調査月日　昭和４３年１０月　９日



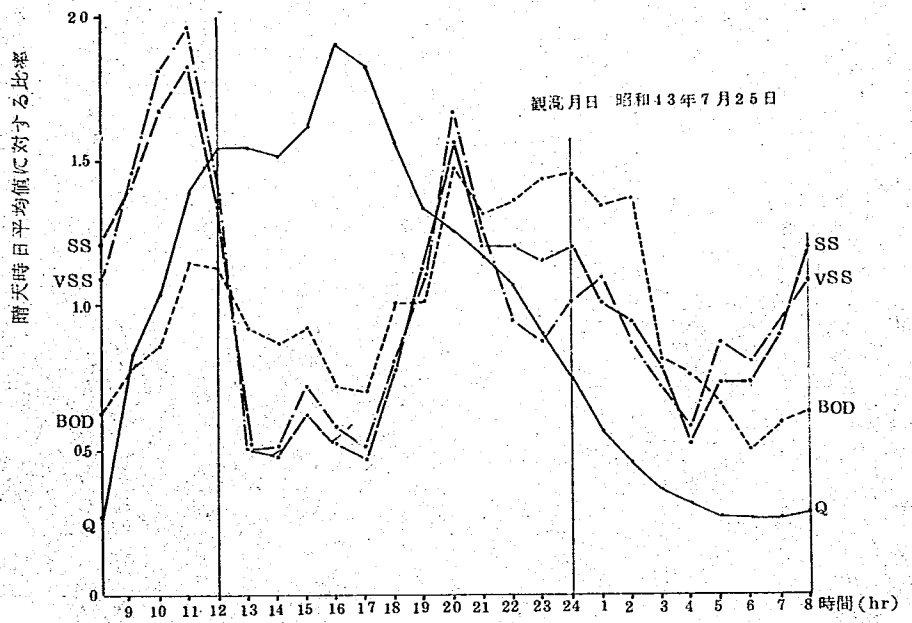
2－6－6　晴天時水量水質調査

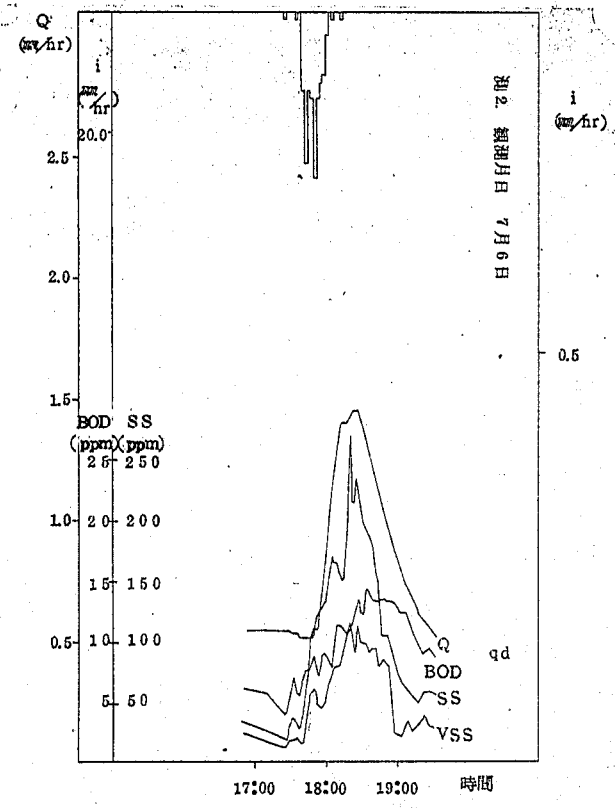
観測月日
昭和42月
6月23日

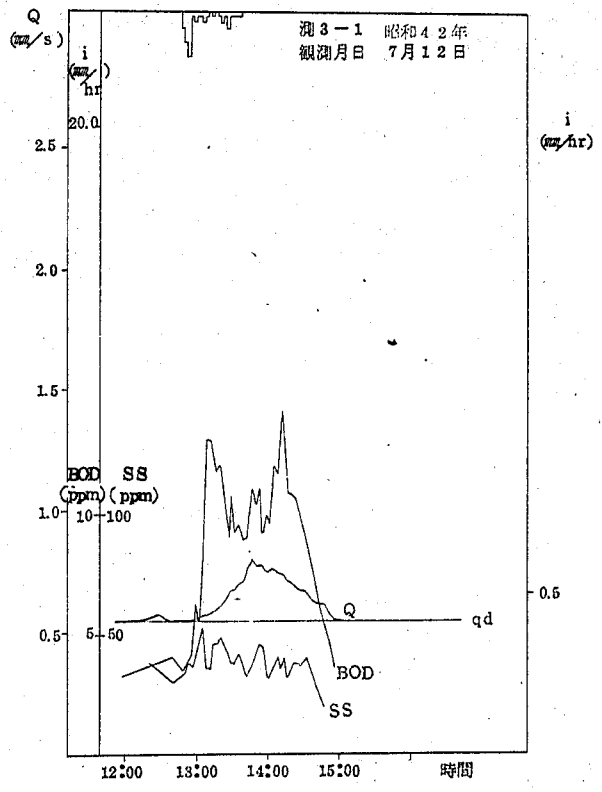
平均値
BOD 7.02ppm　　汚水量 0.812㎥/hr
SS 42ppm

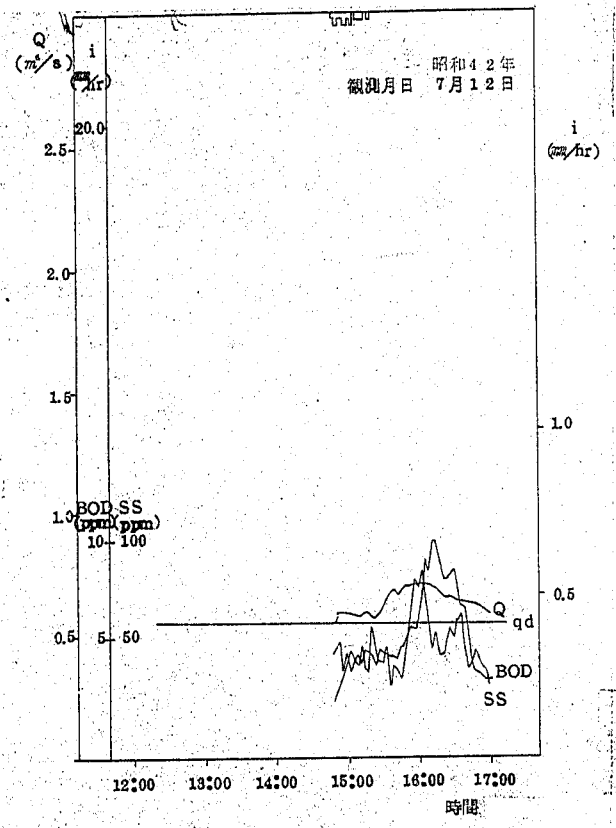


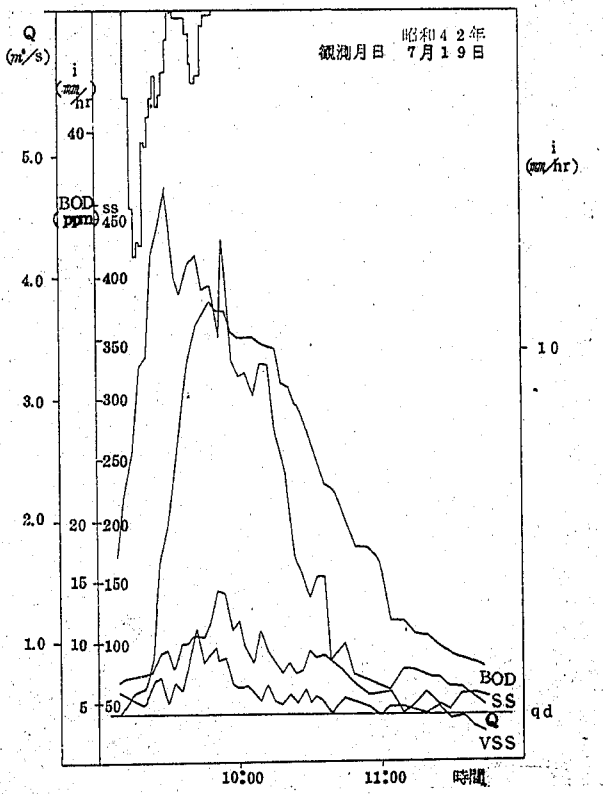
晴天時に於る水量水質の変動

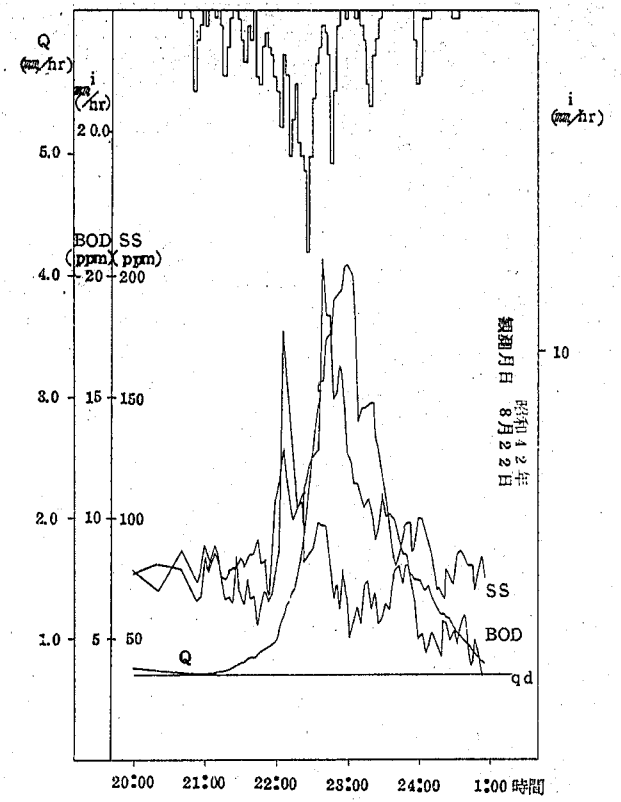


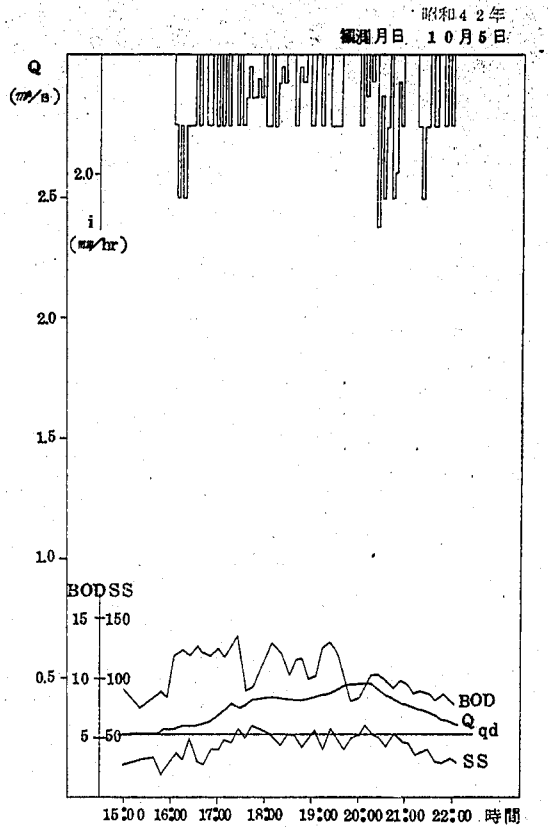

Q
(m³/hr)
i
(mm/hr)
20.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
BOD (ppm)
SS (ppm)
25 250
20 200
15 150
10 100
5 50
測2. 観測月日 7月6日
i
(mm/hr)
0.5
Q
BOD
SS
VSS
qd
17:00
18:00
19:00
時間

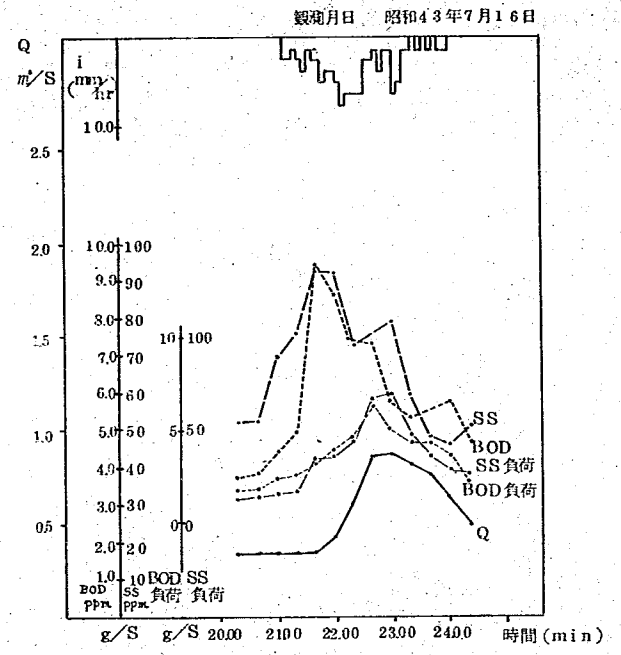

Q
(m³/s)
i
(mm/hr)
測3－1 昭和42年
観測月日 7月12日
20.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
BOD (ppm)
SS (ppm)
10 100
5 50
i
(mm/hr)
0.5
Q
qd
BOD
SS
12:00
13:00
14:00
15:00
時間

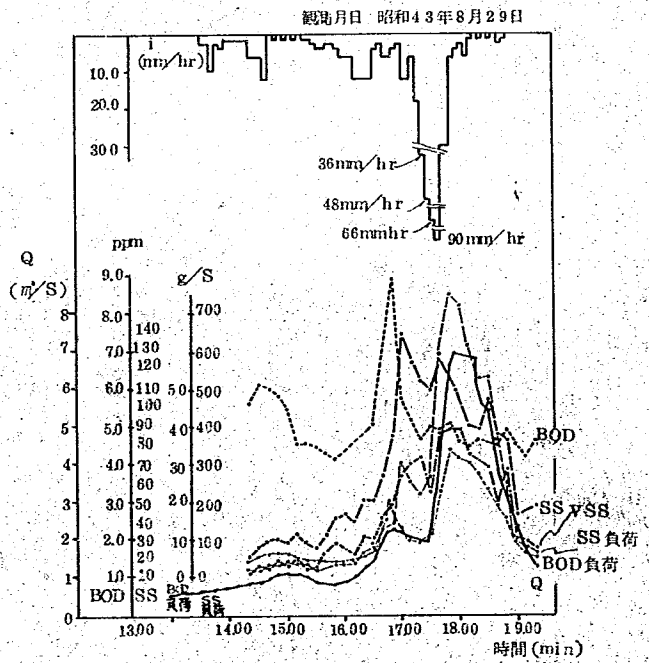

Q
(m³/s)
i
(mm/hr)
昭和42年
観測月日 7月12日
20.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
BOD
(ppm)
SS
(ppm)
10
100
5
50
i
(mm/hr)
1.0
0.5
Q
qd
BOD
SS
12:00
13:00
14:00
15:00
16:00
17:00
時間


Q
(m³/s)
i
(mm/hr)
昭和42年
観測月日 7月19日
40
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
BOD
(ppm)
SS
450
400
350
300
250
200
150
100
50
20
15
10
5
i
(mm/hr)
10
BOD
SS
Q
VSS
qd
10:00
11:00
時間

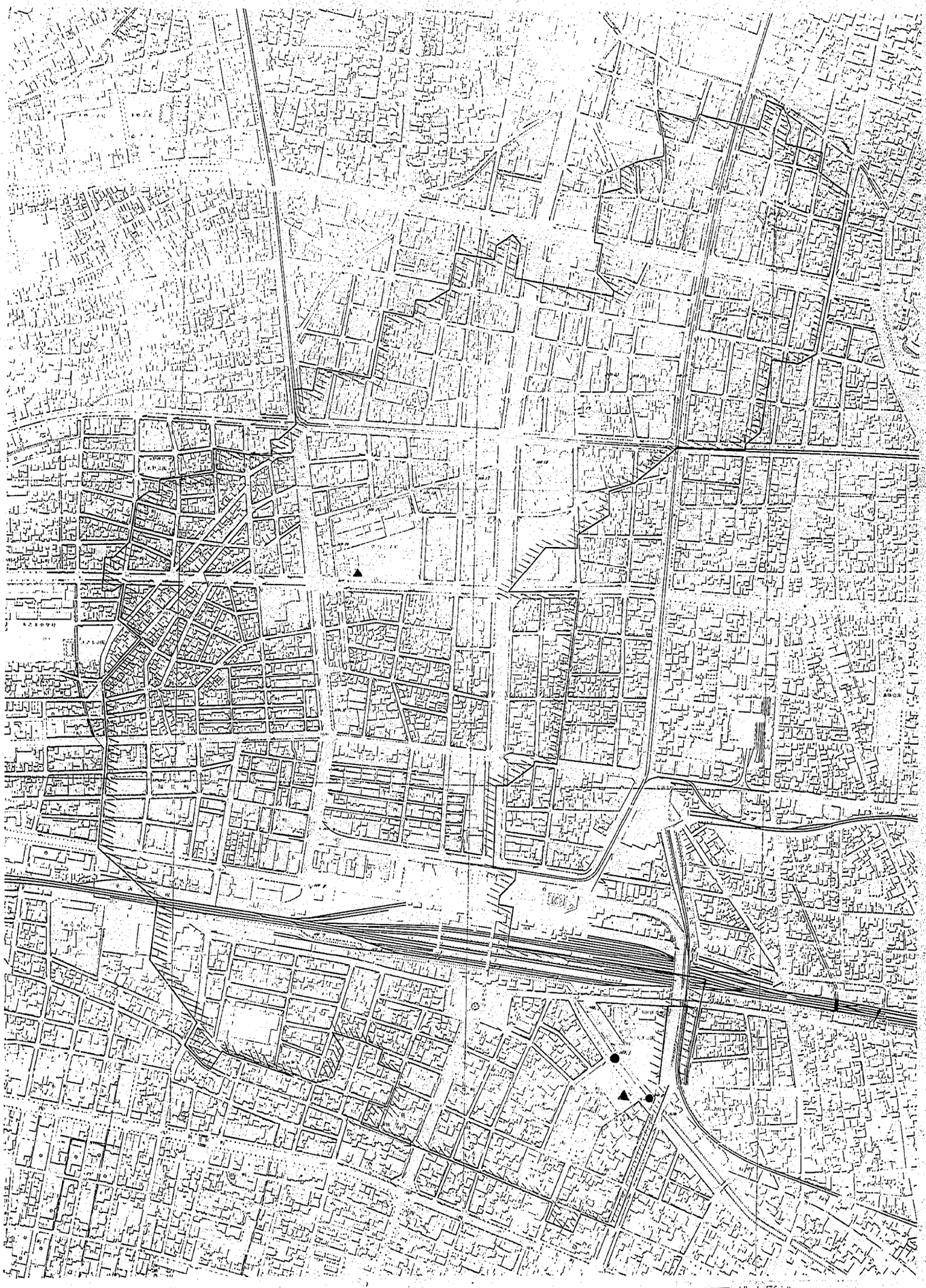

Q
(㎥/hr)
i
(㎜/hr)
2 0.0
5.0
BOD SS
(ppm) (ppm)
4.0
20
200
3.0
15
150
2.0
10
100
1.0
5
50
i
(㎜/hr)
10
観測月日 昭和42年 8月22日
SS
BOD
Q
qd
20:00
21:00
22:00
23:00
24:00
1:00 時間


昭和42年
観測月日 10月5日
Q
(㎥/s)
2.0
2.5
i
(㎜/hr)
2.0
1.5
1.0
BOD SS
15
150
0.5
10
100
5
50
BOD
Q
qd
SS
15:00
16:00
17:00
18:00
19:00
20:00
21:00
22:00 時間


観測月日　昭和43年7月16日
Q
m³/S
i
(mm/hr)
10.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
BOD
ppm
SS
ppm
負荷
負荷
g/S
g/S
SS
BOD
SS負荷
BOD負荷
Q
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
時間(min)


観測月日　昭和43年8月29日
i
(mm/hr)
10.0
20.0
30.0
36mm/hr
48mm/hr
66mmhr
90mm/hr
ppm
Q
(m³/S)
g/S
BOD
SS
負荷
負荷
BOD
SS
SS負荷
BOD負荷
Q
13.00
14.00
15.00
16.00
17.00
18.00
19.00
時間(min)

2－6－8 調査区域図



岐阜市溝水川排水区

排水区域
水位観測点
雨量観測点

縮尺 $\frac{1}{2500}$ ×写真縮尺

2－7　京都市中部第一排水区（上流部）

（昭和42年調査実施）

2－7－1 調査区域概要

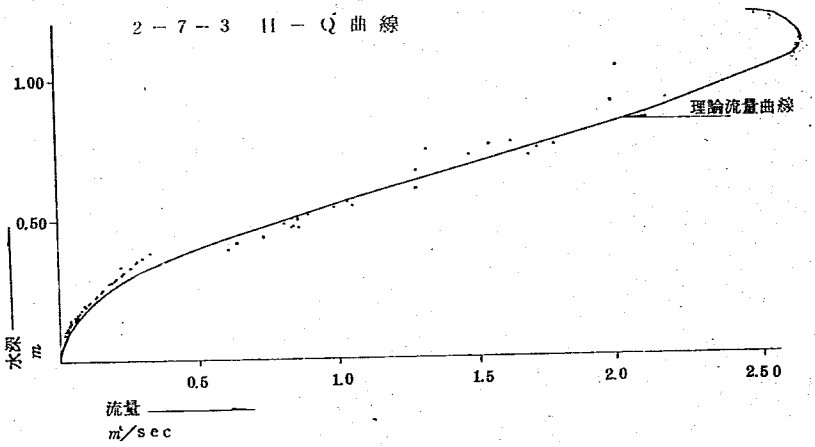
都市名	排水区名	用途地域名	総面積 (ha)	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口 (人)	人口密度 (人/ha)	平均勾配 (‰) 地盤	水路	晴天時平均汚水量 (m³/hr)	晴天時平均水質 (ppm) BOD	SS	総戸数 (戸)	水洗化戸数 (戸)	水洗化人口 (人)	最長降雨継続日数 (日)	最長無降雨継続日数 (日)
京都市	中部第1	住宅	67.78	(0.44) 29.65	—	(0.28) 18.94	(0.28) 19.20	16,945	250	7.899	3.6	0.23	150.6	71	3,728	2,233	10,149	22	21

(注) (1) 工種別面積は，次のとおりである。
(a) 建物・コンクリート・アスファルト
(b) 簡易舗装
(c) 未舗装道，間地，鉄道構内，運動場等
(2) （ ）内は，面積割合である。
(3) 総人口は，住民登録人口
(4) 晴天時汚水量，晴天時平均水質は，実測値
(5) 最長降雨継続日数，最長無降雨継続日数は，気象台設置以来の観測記録による。

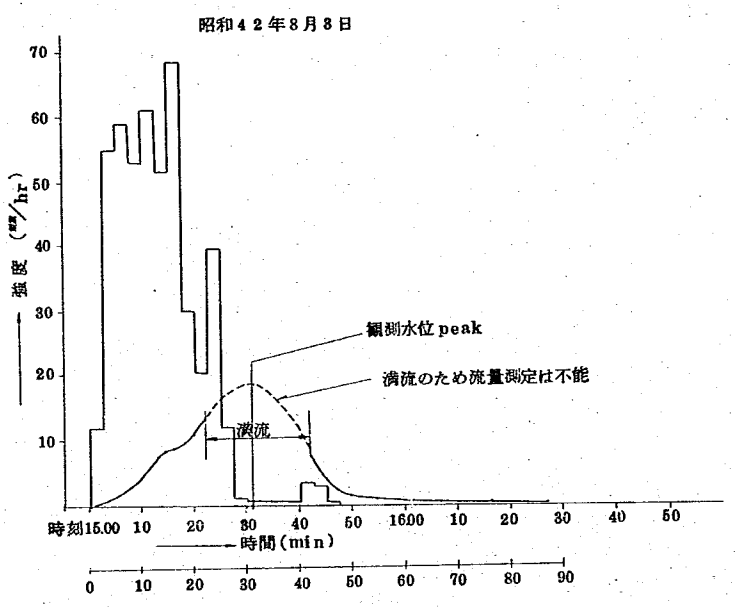
2－7－2 観測地点概要

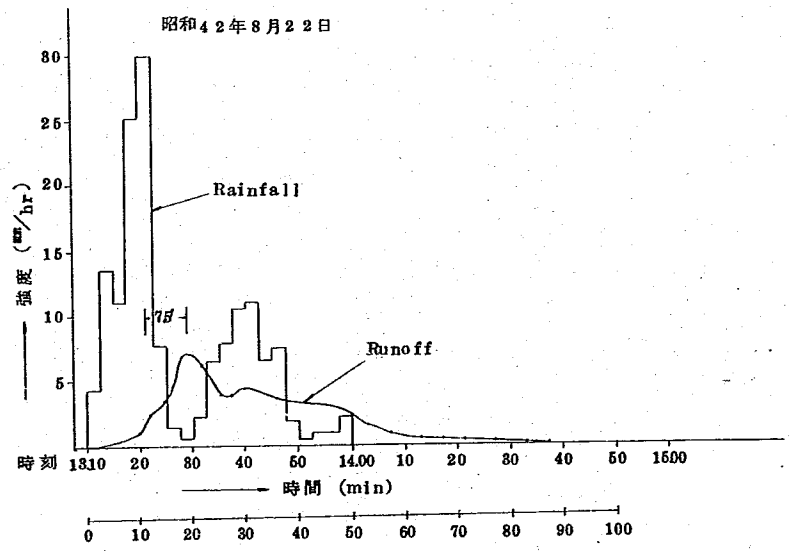
都市名	排水区名	観測地点概要 管渠形状・規模 (m)	直線距離 (m)	勾配 (‰)	横流入状況	交通量状況等	雨量計設置場所と状況	備考
京都市	中部第一	⊙ 1.65	150	3.6	極少	かなり多い	烏丸中学校	水位一点観測

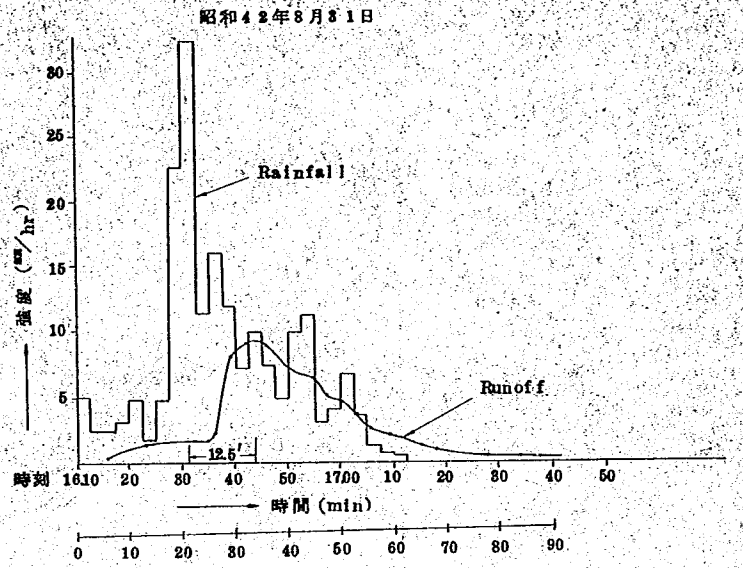
2－7－3　H－Q 曲線



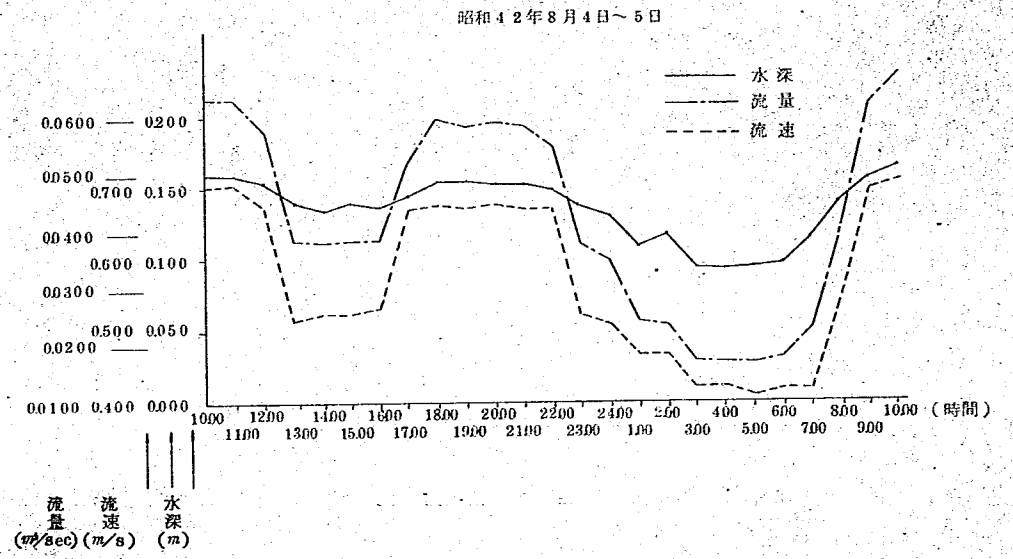
2－7－4　雨水流出量

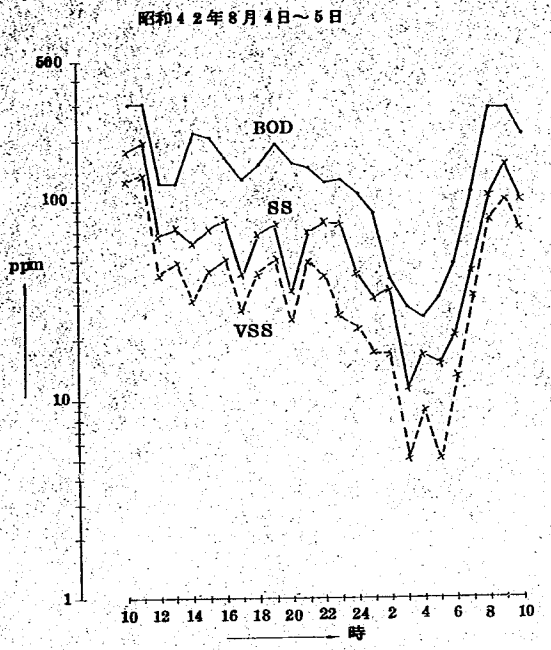

昭和42年8月8日
強度（㎜/hr）
観測水位 peak
満流のため流量測定は不能
満流
時刻15.00 10 20 30 40 50 16.00 10 20 30 40 50
時間(min)
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90


昭和42年8月22日
強度（㎜/hr）
Rainfall
Runoff
時刻 13.10 20 30 40 50 14.00 10 20 30 40 50 15.00
時間 (min)
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100



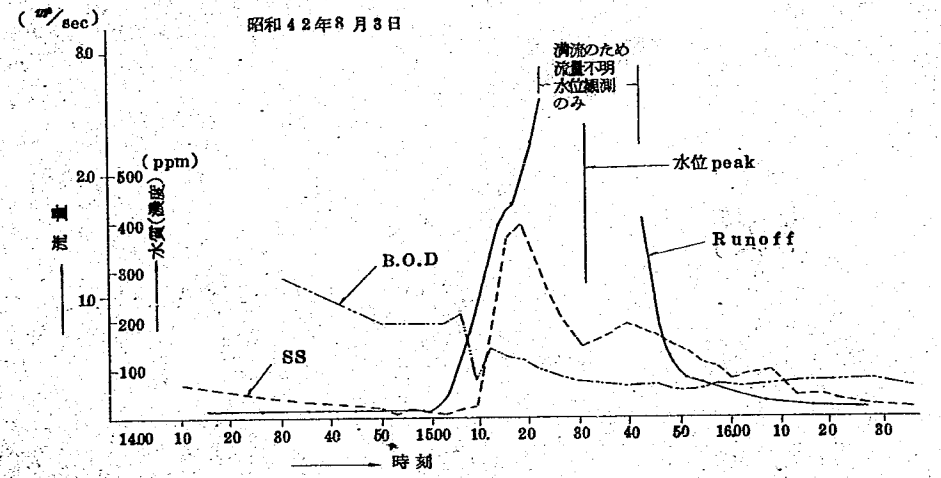
2－7－5　晴天時水量水質調査

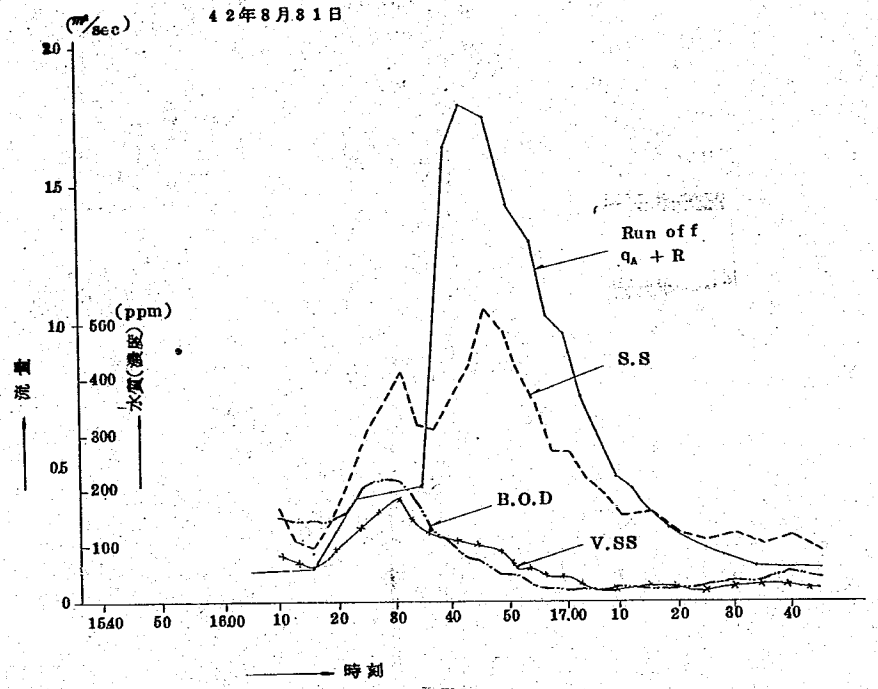


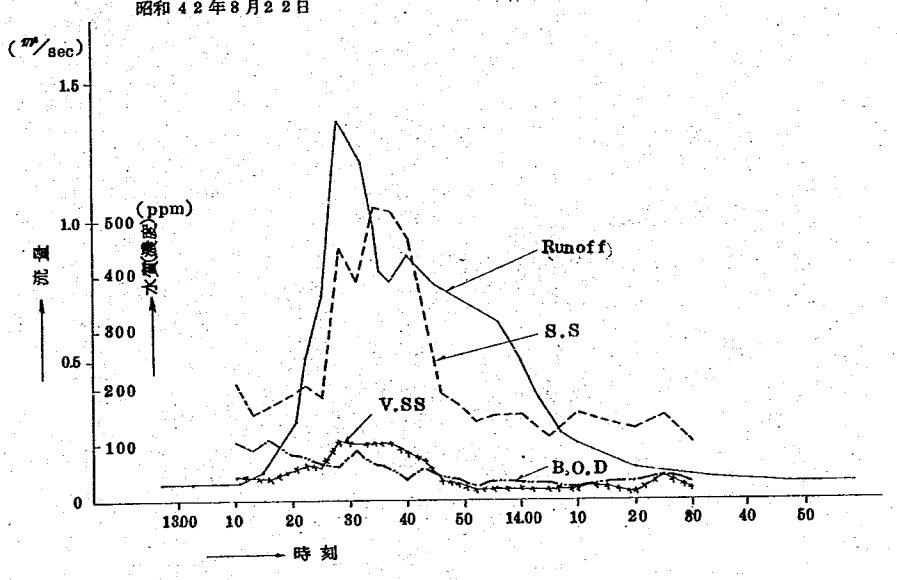


晴天時下水水質調査
BOD, SS, ＶＳＳ, の時間的変化

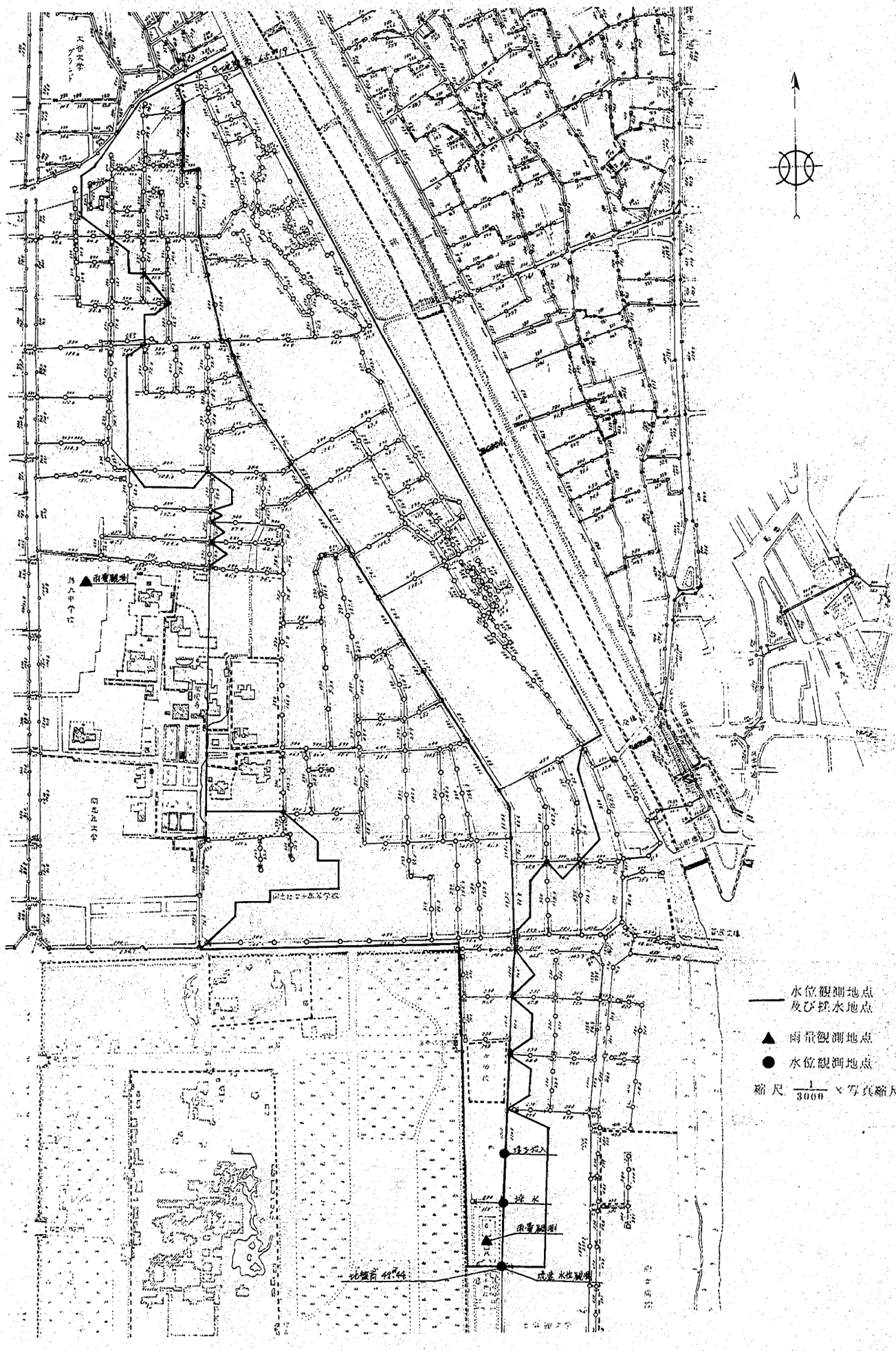
２－７－６ 雨天時下水水質調査




42年8月31日
(m³/sec)
2.0
1.5
1.0
0.5
0
(ppm)
500
400
300
200
100
流量
水質(濃度)
Run off
q_A + R
S.S
B.O.D
V.SS
15.40
50
16.00
10
20
30
40
50
17.00
10
20
30
40
時刻


昭和42年8月22日
(m³/sec)
1.5
1.0
0.5
0
(ppm)
500
400
300
200
100
流量
水質(濃度)
Runoff
S.S
V.SS
B.O.D
13.00
10
20
30
40
50
14.00
10
20
30
40
50
時刻

2－7－7 調 査 区 域 図



京 都 市 中 部 第 一 排 水 区

2－8　京都市中部第一排水区（下流部）

（昭和43年度調査）

2－8－1　調査区域概要

排水面積は約1530haである。

供用は昭和30年頃告示された区域である。

調査区域は全て既設区域であって，末端まで整備されている。

排水区域内は鳥羽処理場へ流入するので全域処理区域である。

本地区は染色工場が多く，ガス工場等の各種産業廃液を多量に排水する工業地域である。

中部第1排水区特性調査

排水区名称	総面積	工種別面積 (a)	(b)	(c)	(d)	総人口	人口密度	平均勾配 地盤	水路	晴天時汚水平均量	晴天時汚水平均水質 BOD	SS	総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考
	ha	ha	ha	ha	ha	人	人/ha	‰	‰	m³/s	ppm	ppm	戸	戸	人	
中部第一	153.0	72.8	23.6	52.5	4.1	37,205	243.0	8.20	2.52	(最小)0.553 (1.30)	153.5	69	8,185	4,671	21,230	

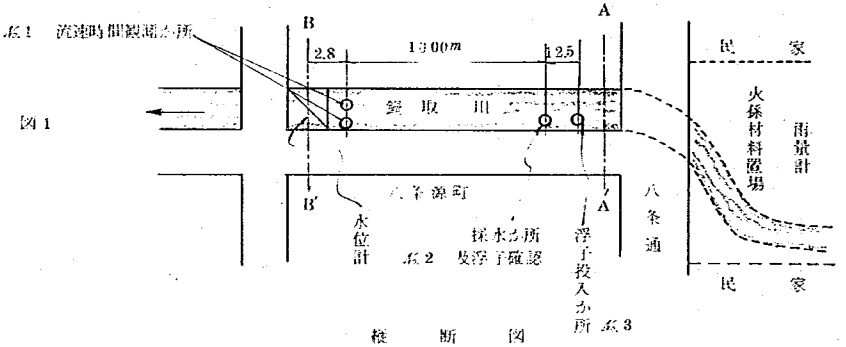
(注) 1. 総人口は字区別に調べ算出した。

2. 総戸数，水洗化戸数，水洗化人口は各々担当課よりの実数である。

2-8-2 観測地点概要

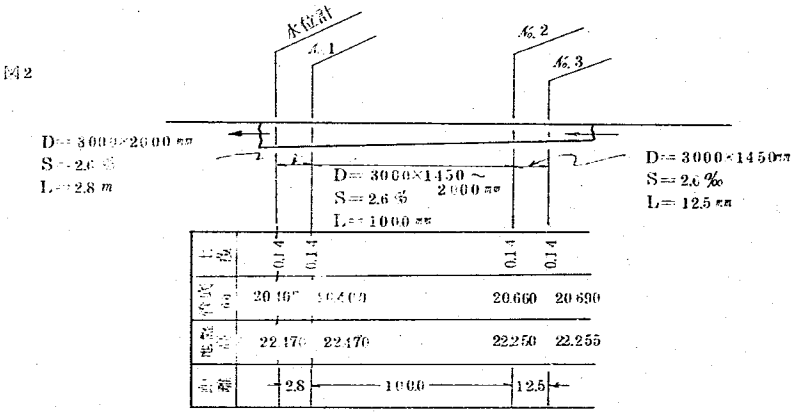
平　面　図

図1



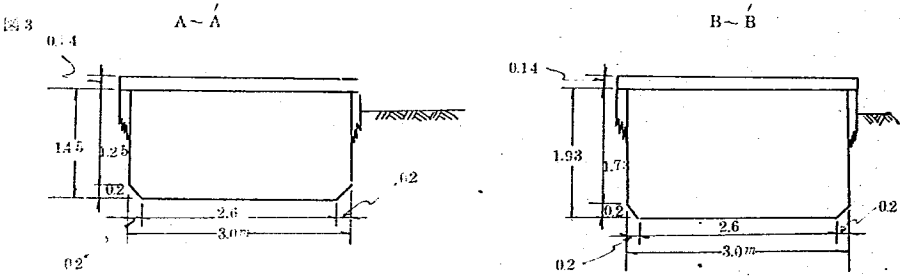
横　断　図

図2



断　面　図

図3



定常観測用の雨量計仕様

品　名　　K．H式自記雨量計

規　格　　週巻（6時間巻を改造）組立式

記　録　　全幅20目盛　1目盛　1㎜

現場観測は調査地点に長期自記雨量計を設置した。自記雨量計記録開始は7月27日からで，6月16日～7月26日までは最寄りの吉祥院処理場の記録を使用した。

現場観測用雨量計仕様

品　名　　CMT．LRT55型長期自記雨量計

（三弘工学工業K．K）

規　格　　15日巻転倒ます型

記　録　　全幅10目盛　1目盛　2㎜

水位観測仕様

品　名　　自記水位計測定器（三光精密工業K．K）

用　途　　水位の自動記録

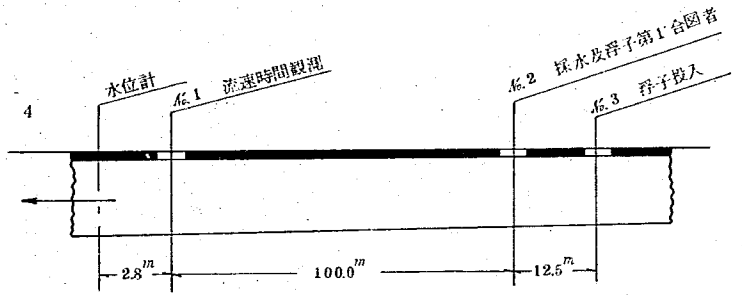
測定範囲　5.0 m

ワイヤーロープ　　1 m/m φ sus 18－8 7/0.3

記　録　　全幅50cm

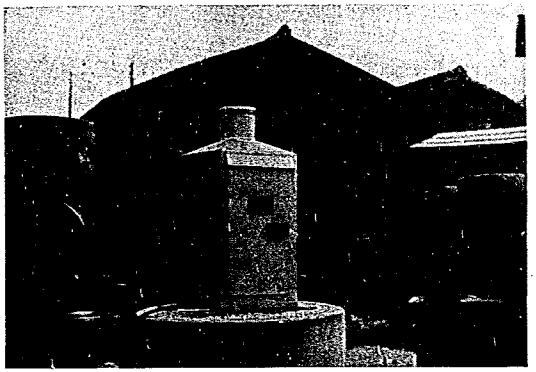
2－8－3　流速観測の方法

図　4

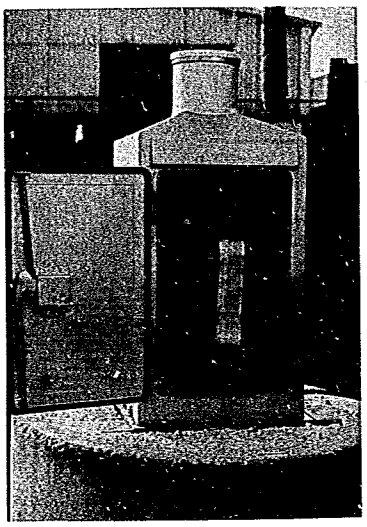


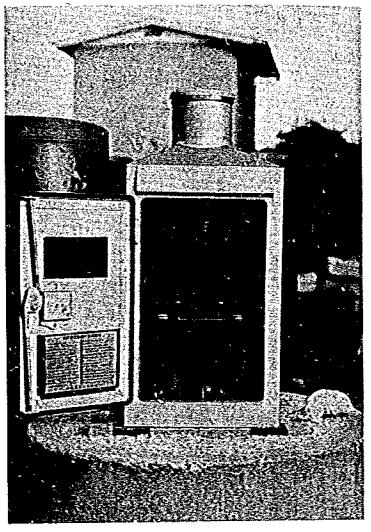
流速観測は観測地点の見通が非常に良かったため，No.1地点でstop watch　1個と手旗を1本使用し，No.3地点では浮子投入，No.2地点では浮子確認，No.1に手旗で合図する方法で行なった。測定結果は時間的誤差はほとんど見られなかった。尚水位観測においては時間をcheckした。

雨量計の外観

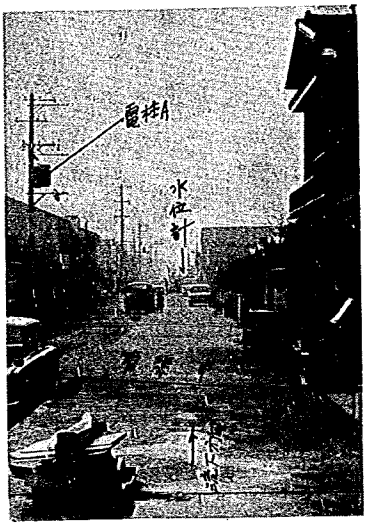


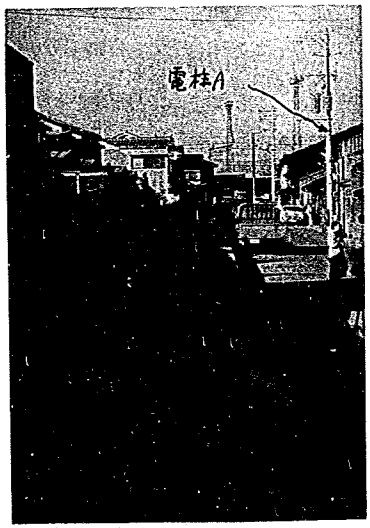
雨量計の内部



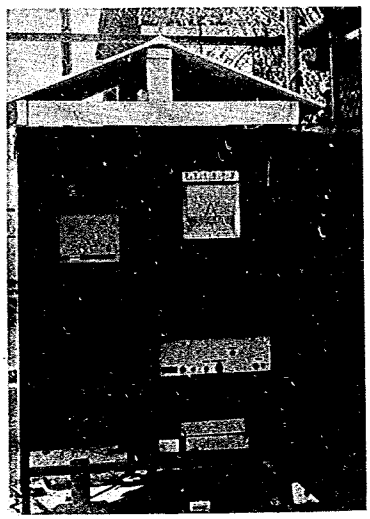


観測地の全景

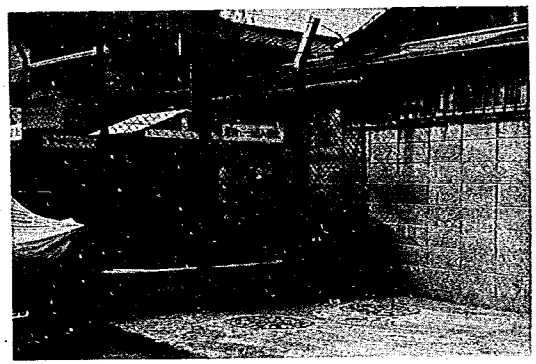




水位計の内部



水位計の外観



雨天時における流速観測は一度も成功出来なかつた。

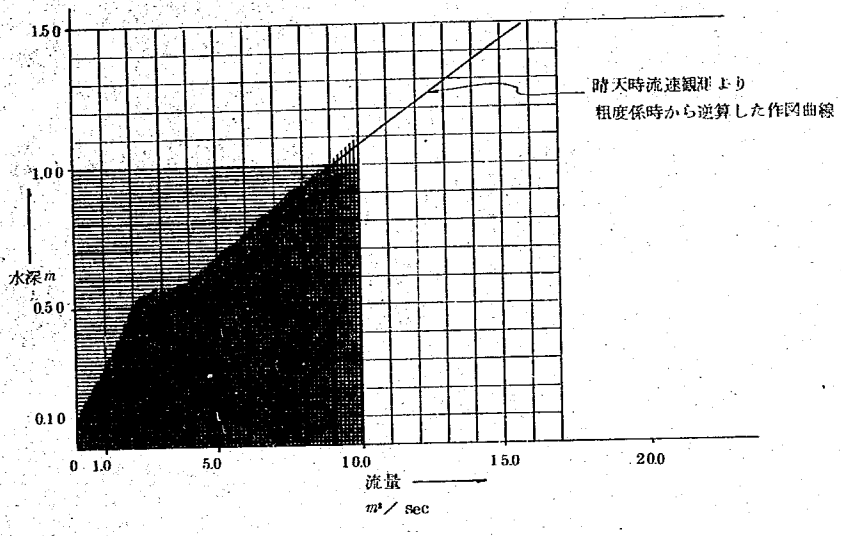
晴天時（２４時間）流速観測は成功した。

浮子は平板組合せて，蛍光塗料を塗ったものを使用した為補正値として建設省流速規定0.85値を使用した。

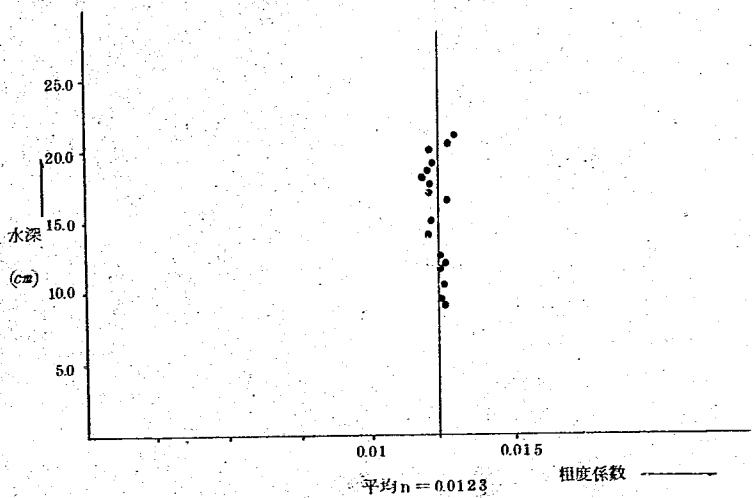
２－８－４　Ｈ－Ｑ曲線及びＨ－ｎ曲線（下記の内容に示す如く粗度係数より逆算した。）

観測地点の管渠構造は暗渠図３の通りで底面には若干の粗度係数には影響する様に思われるが，側面にはほとんど影響がないため雨天時観測にも使用出来る。

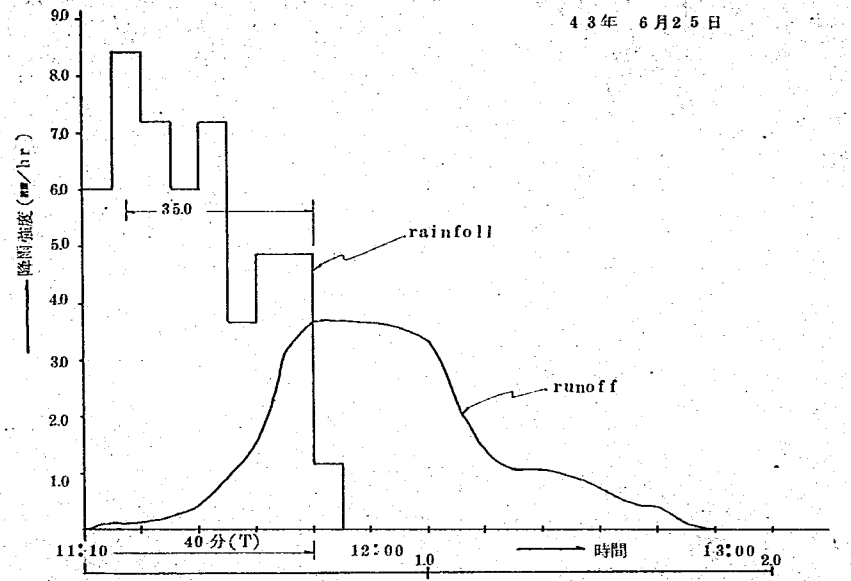
水位流量曲線H－Q曲線

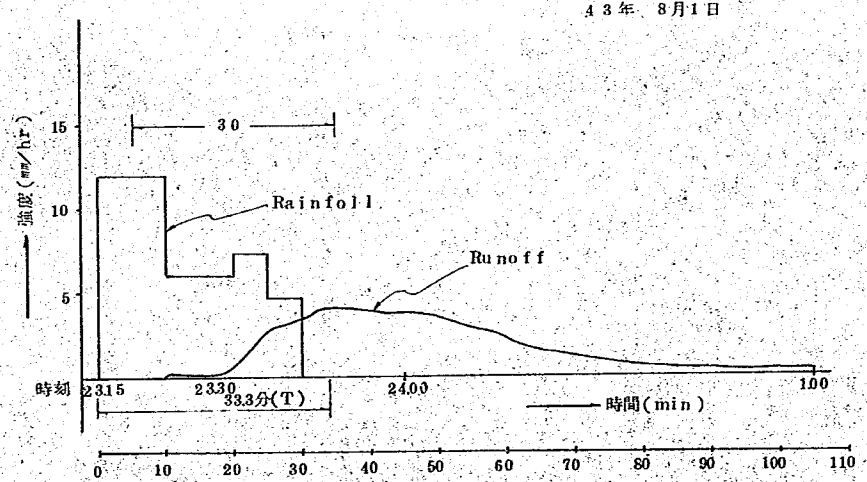


H－N曲線

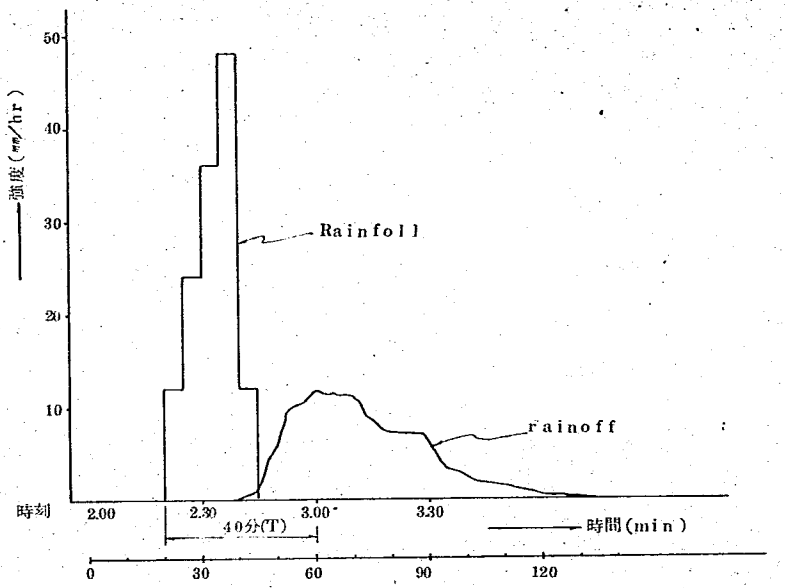


2－8－5　雨水流出量調査結果

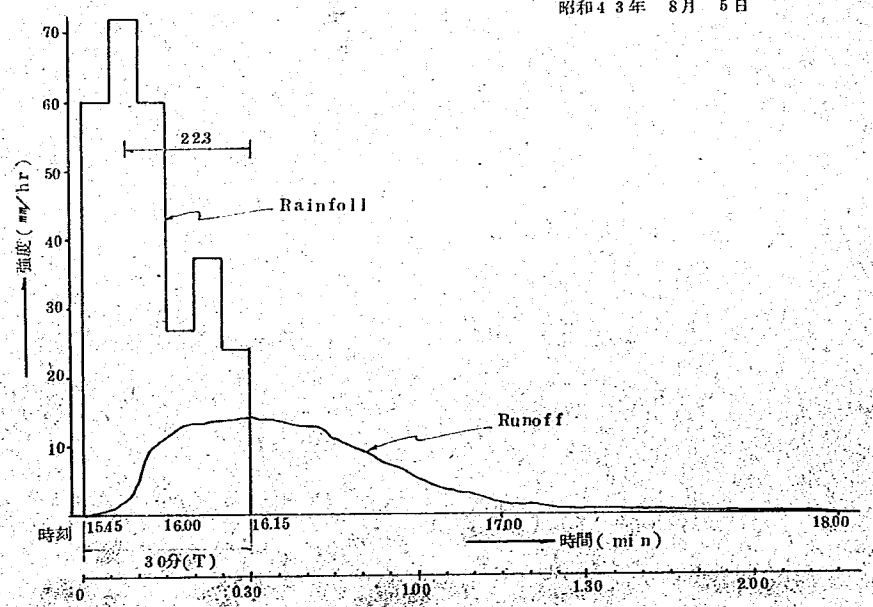




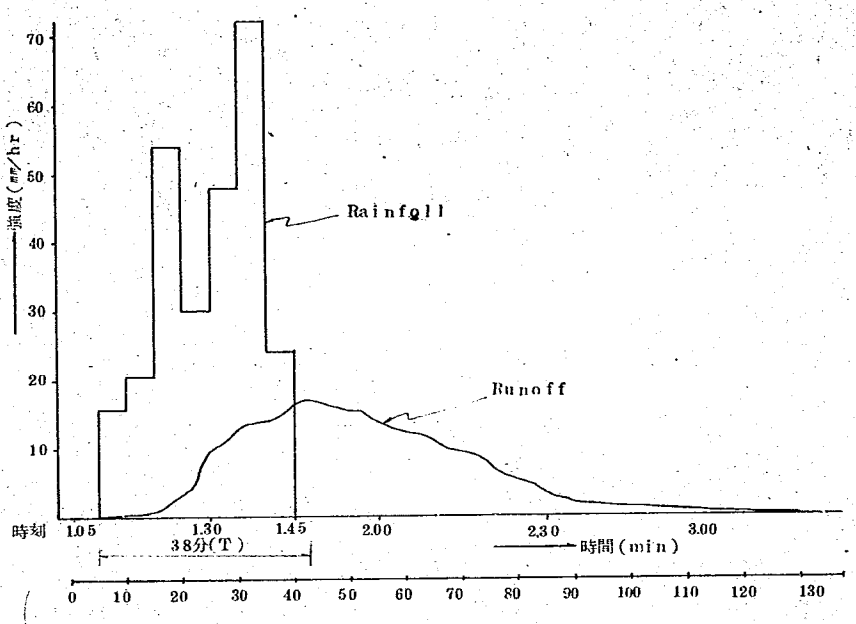
43年 8月 2日



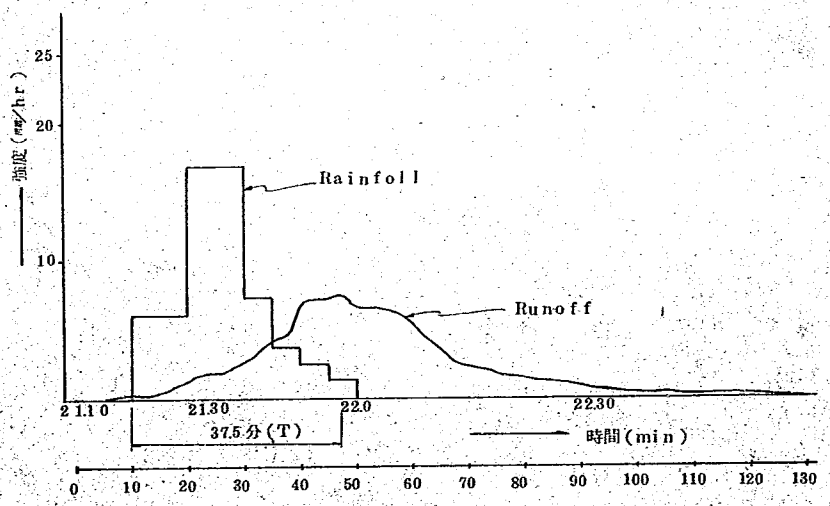
昭和43年 8月 5日

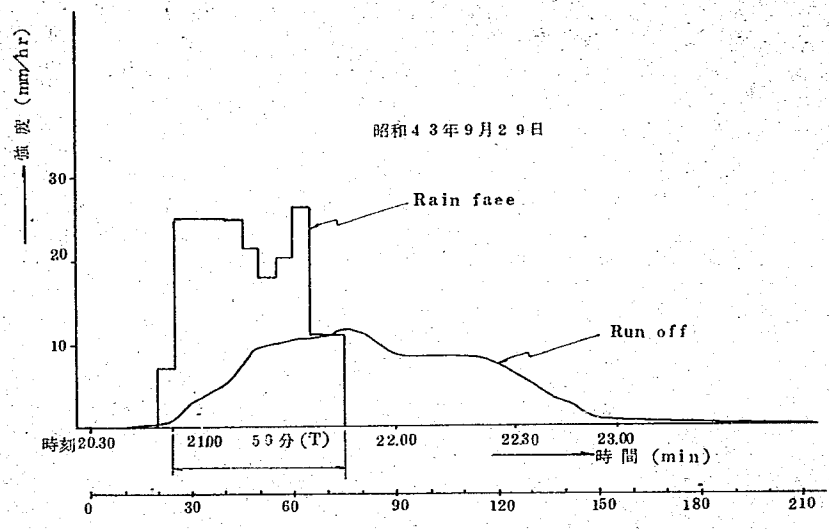


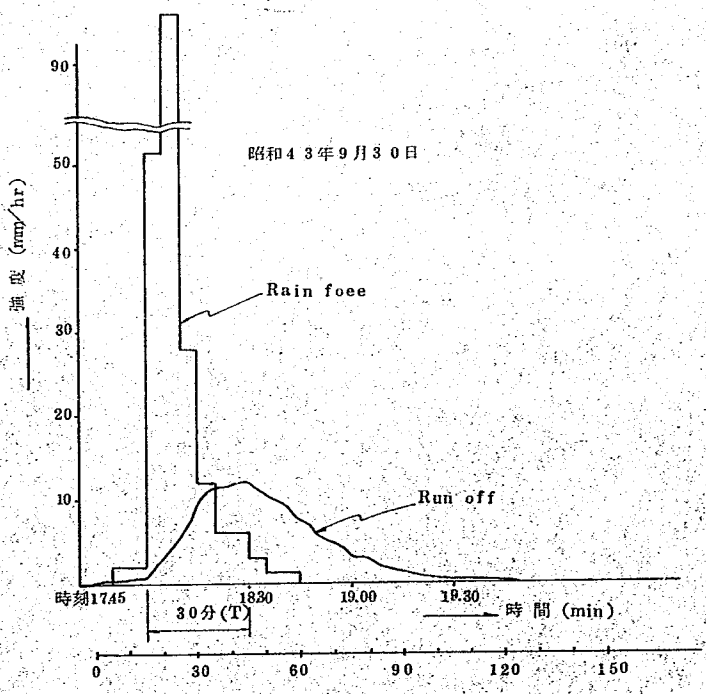
43年 8月26日

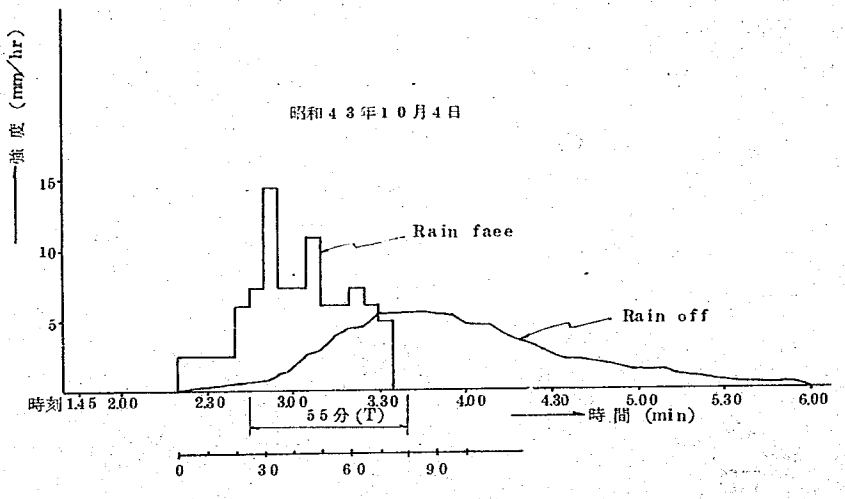


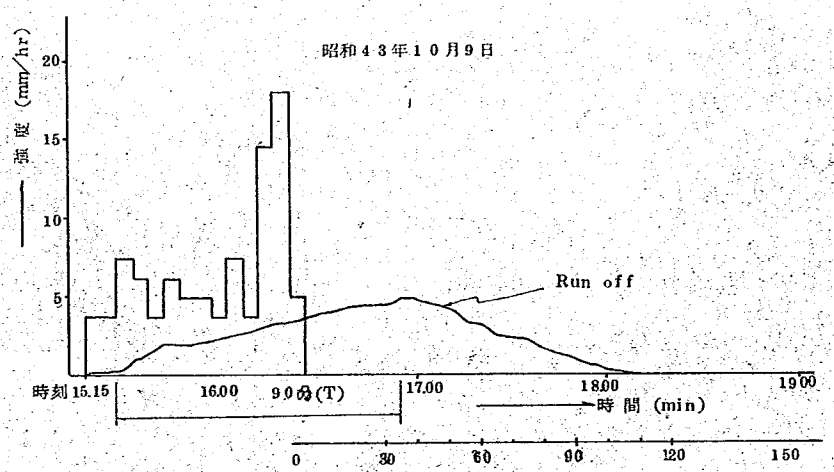
43年 9月22日



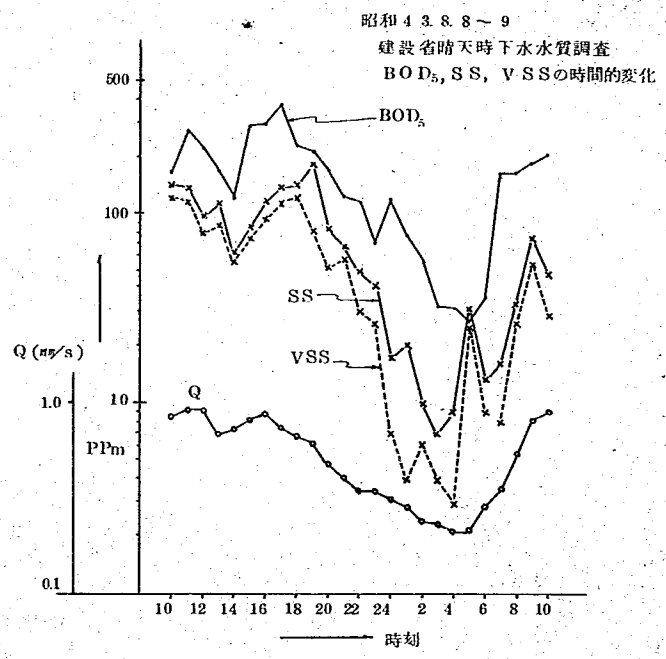

昭和43年9月29日
強度 (mm/hr)
30
20
10
Rain faee
Run off
時刻20.30
2100
53分 (T)
22.00
22.30
23.00
時 間 (min)
0
30
60
90
120
150
180
210


昭和43年9月30日
強度 (mm/hr)
90
50
40
30
20
10
Rain foee
Run off
時刻17.45
18.30
19.00
19.30
30分 (T)
時 間 (min)
0
30
60
90
120
150


昭和４３年１０月４日
強度（mm/hr）
15
10
5
Rain faee
Rain off
時刻 1.45 2.00 2.30 3.00 3.30 4.00 4.30 5.00 5.30 6.00
55分(T)
時間 (min)
0 30 60 90

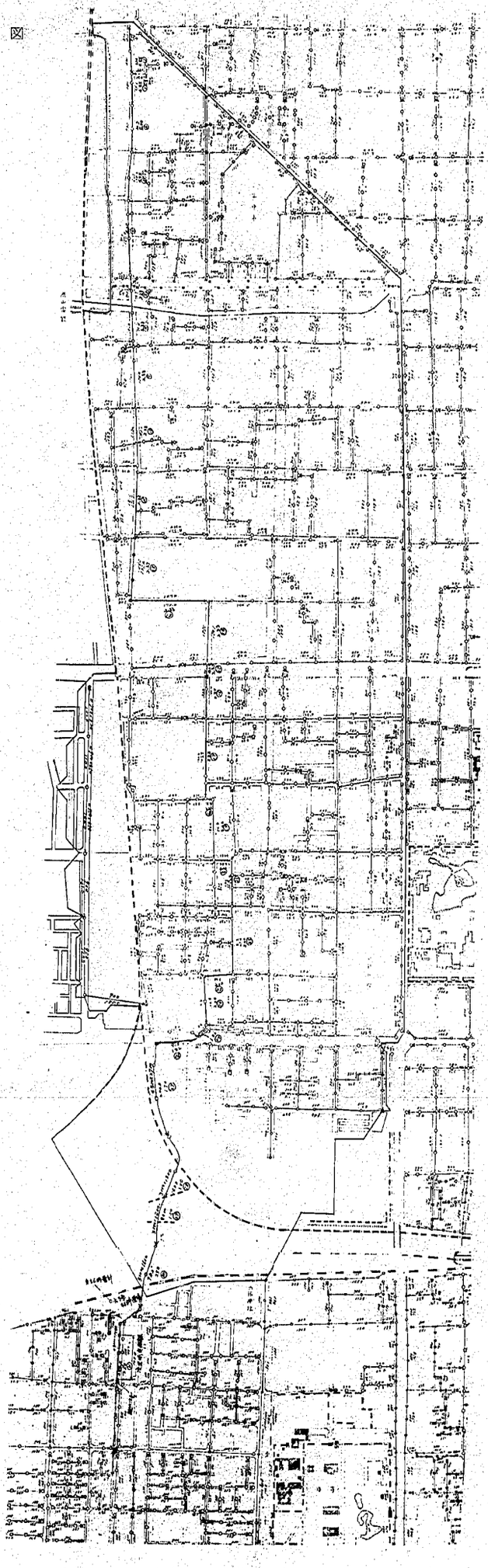

昭和４３年１０月９日
強度（mm/hr）
20
15
10
5
Run off
時刻 15.15 16.00 90分(T) 17.00 18.00 19.00
時間 (min)
0 30 60 90 120 150

2－8－6　晴天時下水水質調査結果



管渠系統図

2－8－7　調査区域図



縮尺　$\frac{1}{3000}$ ×写真縮尺

附　録

調査協力者氏名一覧表

本調査は，多くの人々の努力と協力によって実施されたものでありこゝに深い感謝の意を表するものである。

東京都下水道局

岩崎保久　管理第1課長，　松下健二　設計第4係長

田中良治　雑ヶ谷出張所長　　はじめ多くの方々

豊橋市下水課

彦坂近人　課長，　清水　　明　課長補佐

鈴木　伸，天野秀之，渡辺清和，細井　輝，大場芳光　の各技師はじめ多くの方々

名古市企業局下水課

米田啓一　部長，　尾関　　基　計画課長

松原和好，浜口昌一，中野年弘，岩塚　茂　の各技師はじめ多くの方々

岐阜市企業局下水課

高橋三郎　課長

向井　寛，森　　茂　の各技師はじめ多くの方々

京都市下水部

安田靖一　部長，　米田　　孝　設計課長

吉田堅一　維持課長（昭和42年）　清水吉郎兵衛　維持課長(昭和43年)

大田黒明弘，堀　丈夫，竹村伸雄，岡本喜宣　の各技師はじめ多くの方々