

I S S N 0386-5878

土 研 資 料 第2481号

総合的な都市雨水処理計画に 関する調査

昭和62年3月

建設省土木研究所
河川部総合治水研究室

Copyright ©(1987) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor Translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第2481号1987年3月

総合的な都市雨水処理計画に 関する調査

総合治水研究室 室長 浜口 達男
研究員 井出 康郎
中島 輝雄

要 旨

都市域での浸水被害軽減を早急に図るために排水型と流出抑制型施設を有機的に組み合わせた総合的な雨水処理計画が必要である。本調査は都市域での浸水特性並びに雨水処理上の問題点を把握し、多様な治水施設整備の効果の評価手法について検討を行った。

キーワード：都市化流域，浸水特性，雨水処理，評価システム

は じ め に

わが国において、戦後の高度経済成長時代に人口・資産の都市への集中は目ざましいものがあった。そのため都市周辺では山間・平野を問わず開発が進んだ。従来は集水域であった丘陵、台地等へも開発の手が及び、排水施設の整備がなされ、非浸透域の増大や地表面貯留の減少と相俟って洪水到達時間の短縮と洪水流出量の増大を招いた。また、元々が浸水地帯であった低平地においても宅地化が進行しダメージポテンシャルが増大した。さらに都市的土地利用の進展により僅かな湛水も許容されない状況になってきた。

現在、都市河川流域の浸水区域は約 6,700km²であり、居住人口が約 2,360 万人にも達しているがその整備はまだ十分でない。特に最近では、治水施設の整備の遅れにより相対的に安全度の低下をきたし、僅かな雨でも浸水被害の発生が頻発している。今後とも都市域への人口・資産の集中に伴う既成市街地の稠密化、市街地の拡大は続くものと予想され、治水安全度の向上が早急に確保されなければならない。このような状況の中で、都市化流域の浸水被害軽減のために都市域での排水の根幹をなす河川と面的整備を受け持つ下水道とを結合し、排水型施設と流出抑制施設を有機的に組み合わせた総合的な雨水処理計画を策定すべきであろう。

本調査では総合的雨水処理計画の立案する上での基礎的検討として、都市化流域での浸水特性の把握ならびに都市域での多様な治水施設の効果についての評価手法の検討を行ったものである。

目 次

は じ め に

総合的な都市雨水処理計画に関する調査

1. 調 査 概 要	1
1-1 調 査 目 的	1
1-2 調 査 概 要	1
2. 雨水排水に関する計画論	3
2-1 下水道と河川の計画論の変遷	3
2-2 下水道と河川の施設計画の比較	12
3. 都市域における浸水特性・治水施設の実態把握	16
3-1 浸水特性の実態	16
3-2 治水施設の実態	24
3-3 浸水形態の類型化	41
4. 治水施設の定性的特性と総合的雨水処理計画の必要性	42
4-1 治水施設の定性的特性	42
4-2 総合的雨水処理計画の必要性	51
5. 降雨・地形特性からの治水施設の評価手法の検討	53
5-1 実態調査から得られた知見	53
5-2 評価の視点	54
5-3 各手法の概要	55
5-4 今後の検討方向	58
《参考資料》	
資料-1 下水道施設設計指針と解説 1984	65
資料-2 河川砂防技術基準(案) 一計画編一 (改訂)昭和61年	81
資料-3 河川と下水道との管理分担区分について	84
資料-4 都市計画中央審議会答申(昭和60年8月) 今後の下水道整備は、いかにあるべきかについて の答申	85
資料-5 流域分散型流出抑制施設の評価方法の検討(試算例)	94

総合的な都市雨水処理計画に関する調査

1. 調査概要

1-1 調査目的

下水道と河川は都市域の排水を担う両輪の輪である。前者は都市域での面的排水を受け持ち、後者は排水の根幹として流域全体からの広域的な排水を行っている。

最近の急速な都市化の進展により、下水道と河川との接点での問題が表面化してきている。即ち、近年、都市化の進展に伴い流域が有していた保水・遊水機能の減少に伴い、河川への流出量の増加、及び都市内の排水路、下水道等の整備により到達時間の減少に伴うピーク流量の増加等により、河川への負担が大きくなってきた。これに対処するために河川改修を実施しているが都市域での改修は難しく、また財政面での制約等により改修終了までに長期間要する。このため、都市域からの排水を処理できないといった問題（下水道吐口の縮小、排水機場の運転調整等）が生じ、新規に下水道の整備、あるいは既設施設のレベルアップ等が難しくなっている。

このような状況下において、都市化流域での浸水被害軽減を早急に図るためには、下流への負担を軽減させ、地形地質等の流域特性、降雨特性、下流排水条件等を勘案し、従来からの排水型施設、並びに流出抑制型施設を最適に組み合わせ、流域内の浸水危険度の分散化により超過洪水に対しても安全度の向上を期待できる総合的な雨水処理計画の策定が必要である。

本調査は昭和59年度から昭和61年度にかけて実施したもので、都市域で総合的な雨水処理計画を立案していく上での基礎的資料として、降雨、地形条件、排水条件等より都市域での治水施設の効果についての評価手法の検討を行ったものである。

1-2 調査概要

本調査の概要を以下に示す。

(I) 河川と下水道の計画論の変遷

都市域での雨水処理にあたっては排水域の各地点での安全度のバランスが取れたものであることが望ましいが、排水施設の能力不足、放流先河川の整備不足等によりこのバランスが崩れ、河川と下水道との接点での問題が表面化してきている（吐口の縮小、排水機場の運転調整等の問題、新規に下水道整備あるいは既設施設のレベルアップ等の困難性等）。これらの問題は排水能力のアンバランスに起因するものであり、河川と下水道では事業進捗面での相違が大きく、計画面での相違及び事業主体が異なっていることもその背景にあるものと考えられる。ここでは、河川と下水道の計画の基本的考え方について両計画の歴史的変遷を通して明らかにした。また、各々の計画手法を用いて仮想流域における施設規模等を算定し、両計画手法の整合性について検討した。

その結果両者の間には個々の施設計画においては計画手法には相違があるものの、基本的考え方は同じであり、計画上の不整合は生じていない。

(2) 都市域における浸水特性の分析

都市域における浸水形態は地形・排水条件、多様な治水施設、降雨特性等により様々な形態を呈している。とくに、流域の不浸透化面積の増大、排水施設の整備等による洪水到達時間の短縮、洪水波形の尖鋭化にともない、降雨波形によっては浸水形態、浸水箇所が特定される傾向が見受けられる。ここでは、地形特性や降雨特性、治水施設の整備状況等と浸水形態との関係についての検討を行った。

(3) 治水施設の特性検討

都市化流域には様々なタイプの治水施設が用いられている。都市域での雨水処理計画を立案する上で、これらの施設の特性を地形、土地利用、流域の排水条件等ならびに降雨・浸水特性面から評価することが必要である。ここでは、都市域における多様な治水施設についての実態把握を通じて、各治水施設の適用性についての定性的な検討を行った。

(4) 降雨・地形特性からみた治水施設の評価

都市域での雨水処理の問題点を明らかにした。また、浸水特性に対応し、土地利用状況等の都市化流域に応じた安全度を早急に確保し、超過洪水に対しても浸水危険度の分散化等を図りつつ安全度の向上が期待できる総合的な雨水処理計画の必要性とそれを立案する上で必要な地形、地質条件、降雨特性、浸水形態、排水条件等から治水施設の特性を評価する手法について検討し、今後の検討の方向性を明らかにした。

2. 雨水排水に関する計画論

2-1 下水道と河川の計画論の変遷

(1) 計画論の比較

下水道及び河川の計画論については各々「下水道施設設計指針と解説—昭和47,59年¹⁾」,「河川砂防技術基準(案)—昭和51年²⁾」に示されており,現況での流量規模,施設規模等の計画面について両者の基本的考え方を検討する(図-2-1-1に両計画手法の総括を示す)。

1) 計画規模

下水道と河川の計画規模の設定については,両者の目的の違いから異なった規模を設定している。下水道は「都市の健全な発達及び公衆衛生の向上に寄与し,あわせて公共用水域の水質の保全に資することを目的とする」と下水道法第1条に規定されている。即ち,下水道は基礎的な都市施設として,都市内の浸水防除,都市内環境整備,公共用水域の水質の保全が目的として位置付けられ,雨水処理の計画規模は安全度 $1/5 \sim 1/10$ となっている。

一方,河川においては「洪水,高潮等による災害の発生が防止され,及び流水の正常な機能が維持されるようにこれを総合的に管理することにより,国土の保全と開発に寄与し,もって公共の福祉を増進することを目的とする。」ものと河川法第1条に規定されている。計画規模は河川の重要度(河川・流域の規模,人口・資産,社会経済的重要性,damage potential等)に応じて,既往洪水による被害の実態,経済効果等を総合的に勘案して定めるものとし,一般にその規模は1級河川の主要区間では $1/100 \sim 1/200$,或は $1/200$ 以上,1級河川のその他の区間及び2級河川においては,都市河川では $1/50 \sim 1/100$,一般河川では重要度に応じて $1/10 \sim 1/50$ が採用されることが多い。

2) 雨水流出量算定式

下水道計画において,計画雨水量の算定には合理式と実験式(経験式)があるが,最近では合理式が多く用いられている。河川計画においては,通常,適当な洪水流出モデル(貯留関数法,流出関数法,等価粗度法等)が用いられるが,上流にダム等の洪水調節施設計画のない河川で,流域面積が比較的小さく,流域に貯留現象がなく,または貯留現象を考慮する必要がない河川(流域面積 200 km^2 未満または洪水到達時間が2時間程度までの河川)においては,合理式を用いている。尚,通常は流域面積 100 km^2 以下が望ましいとされている。

3) 合理式における各定数の設定

現在,下水道並びに都市内の小河川での計画に合理式が用いられているが,定数の設定に違いがある。

・洪水到達時間

洪水到達時間は流域の最遠点に降った雨が流域の出口に達する時間と定義され,雨水が流域から河道・下水管渠に至る流入時間と河道・下水管渠を流下する時間(流下時間)の和となっている。下水道では,流入時間については,Kerby式,末石の式があるが,これらは式中の係数が必ずしも解明されていないこと,厳密に計算しても結果に対して差が出ないことから,あまり使用されていない。通常,慣用的に流入時間の標準値が用いられている(表-2-1-1)。また,流下時間は排水区内の最大延長管渠を流下して

(*都市計画中央審議会答申によれば計画規模 $1/10$ とする)

表- 2-1-1 下水道計画・河川計画総括表

項 目	下 水 道 計 画	中 小 河 川 計 画																														
計 画 規 模	5 ～ 10 年を原則	都市河川で 50 ～ 100 年 一般河川では重要度に応じて10～50年もしくは 10 年以下																														
雨水流出量算定式	合理式（ただし、充分な実績に基づいて検討を加えた場合は実験式でもよい） $Q_p = 1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$ C：流出係数 I：流達時間内降雨強度（mm/時） A：流域面積（ha）	合理式 $Q_p = 1/3.6 \cdot f \cdot R \cdot A$ f：流出係数 R：洪水到達時間内降雨強度（mm/時） A：流域面積（km ² ）																														
諸係数流達時間	流達時間＝流入時間＋流下時間 ・流入時間 最小単位排水区の特徴を把握し、以下の算式によって求めることが原則 1）カーベイ式 $t_1 = (2/3 \times 3.28 \cdot L \cdot n / S^{0.5})^{0.467}$ 2）末石式 $t_1 = [n_e \cdot L / (S^{1/2} \cdot I^{2/3})]^{3/5}$ L：斜面距離(m)，S：斜面こう配 n：粗度係数に類似の遅滞係数 n _a ：最小単位排水区の等価粗度係数 I：設計降雨強度 従来、慣用されている流入時間の標準値 <table><tr><td>人口密度大きい区域</td><td>5 分</td></tr><tr><td>人口密度小さい区域</td><td>10 分</td></tr><tr><td>幹 線</td><td>5 分</td></tr><tr><td>枝 線</td><td>7～10 分</td></tr><tr><td>平 均</td><td>7 分</td></tr></table> ・流下時間 管きょ区間ごとの距離と計画流量に対する流速から求めた区間ごとの流下時間を合計する （平均流速は最大 3 m/秒、最少 0.8 m/秒の範囲にする）	人口密度大きい区域	5 分	人口密度小さい区域	10 分	幹 線	5 分	枝 線	7～10 分	平 均	7 分	到達時間＝流入時間＋流下時間 ・流入時間（上流 2 km） 下水道整備区域 30分 ・流下時間 一般には Kraven 式を使う $T = L/W$ L：流路長 W：洪水流出速度 <table><tr><th>I</th><th>W</th></tr><tr><td>1/100 以下</td><td>3.5m/秒</td></tr><tr><td>1/100 ～ 1/200</td><td>3.0m/秒</td></tr><tr><td>1/200 以上</td><td>2.1m/秒</td></tr></table>	I	W	1/100 以下	3.5m/秒	1/100 ～ 1/200	3.0m/秒	1/200 以上	2.1m/秒												
人口密度大きい区域	5 分																															
人口密度小さい区域	10 分																															
幹 線	5 分																															
枝 線	7～10 分																															
平 均	7 分																															
I	W																															
1/100 以下	3.5m/秒																															
1/100 ～ 1/200	3.0m/秒																															
1/200 以上	2.1m/秒																															
流 出 係 数	工種別基礎流出係数と工種構成から、総括流出係数を求める $C = \sum_{i=1}^m C_i \cdot A_i / \sum A_i$ C _i ：工種別流出係数 A _i ：種の総面積 m：工種の数 工種別基礎流出係数 <table><tr><th>工 種</th><th>流 出 係 数</th></tr><tr><td>屋 根</td><td>0.85～0.95</td></tr><tr><td>道 路</td><td>0.80～0.90</td></tr><tr><td>その他の不浸透面</td><td>0.75～0.85</td></tr><tr><td>水 面</td><td>1.0</td></tr><tr><td>間 地</td><td>0.10～0.30</td></tr><tr><td>芝樹木の多い公園</td><td>0.05～0.25</td></tr><tr><td>こう配のゆるい山地</td><td>0.20～0.40</td></tr><tr><td>こう配のきつい山地</td><td>0.40～0.60</td></tr></table>	工 種	流 出 係 数	屋 根	0.85～0.95	道 路	0.80～0.90	その他の不浸透面	0.75～0.85	水 面	1.0	間 地	0.10～0.30	芝樹木の多い公園	0.05～0.25	こう配のゆるい山地	0.20～0.40	こう配のきつい山地	0.40～0.60	標 準 値 <table><tr><th>土 地 利 用</th><th>流 出 係 数</th></tr><tr><td>密 集 市 街 地</td><td>0.9</td></tr><tr><td>一 般 市 街 地</td><td>0.8</td></tr><tr><td>畑 ・ 原 野</td><td>0.6</td></tr><tr><td>水 田</td><td>0.7</td></tr><tr><td>山 地</td><td>0.7</td></tr></table>	土 地 利 用	流 出 係 数	密 集 市 街 地	0.9	一 般 市 街 地	0.8	畑 ・ 原 野	0.6	水 田	0.7	山 地	0.7
工 種	流 出 係 数																															
屋 根	0.85～0.95																															
道 路	0.80～0.90																															
その他の不浸透面	0.75～0.85																															
水 面	1.0																															
間 地	0.10～0.30																															
芝樹木の多い公園	0.05～0.25																															
こう配のゆるい山地	0.20～0.40																															
こう配のきつい山地	0.40～0.60																															
土 地 利 用	流 出 係 数																															
密 集 市 街 地	0.9																															
一 般 市 街 地	0.8																															
畑 ・ 原 野	0.6																															
水 田	0.7																															
山 地	0.7																															

くるものとして算出している。通常、管渠内流速を1.0~1.2m/s程度としている。

一方、河川においては流入時間は将来の土地利用計画、類似区間の状況を勘案して設定するが、一般には次の値を標準としている。

山地流域	2kd	30 min
特に急傾斜面流域	2kd	20 min
下水道整備区間	2kd	30 min

流下時間は流路長と洪水到達速度より算定されるが、Rzihaの式、Kraven値等の実用式が用いられている。

・流出係数

流出係数は地質、植生、降雨強度、降雨継続時間、勾配、土地利用状況等により異なるが、流域の地被、植生、形状、開発状況等を勘案して設定する。

下水道計画においては、屋根、道路等の工種別の基礎流出係数をもとに対象地域全体を平均的に代表する値として総括流出係数を算定している。

$$C = \sum C_i \cdot A_i / \sum A_i \quad C : \text{総括流出係数}$$

$$C_i : i \text{ 工種の基礎流出係数}$$

$$A_i : i \text{ 工種の総面積}$$

河川では土地利用状況を勘案して設定している。一般には次の値を標準としている。

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

4) 施設設計

・粗度係数

下水道では管渠の場合、Manning式、Kutter式とも鉄筋コンクリート管渠等の場合0.013、塩化ビニール管等で0.010を基準としている。開渠の場合は表-2-1-2に示す値(Manning式)が用いられている。

表-2-1-2 開き1の場合の粗度係数

開き1の状況		Manning式のnの範囲
人工水路及び改修河川	コンクリート人工水路	0.014~0.020
	スパイラル半管水路	0.021~0.030
	両岩石張り小水路(泥土床)	0.025(平均値)
	岩盤掘放し	0.035~0.05
	岩盤整正	0.025~0.04
	粘土性河床(洗掘のない程度の流速)	0.016~0.022
自然河川	砂質ローム及び粘土質ローム	0.020(平均値)
	ドラグライン掘りしゅんせつ(浚渫)(雑草少)	0.025~0.033
	平野の小流路(雑草なし)	0.025~0.033
	平野の小流路(雑草及びかん(嚢)木あり)	0.030~0.040
	平野の小流路(雑草多、れき(礫)河床)	0.040~0.055
	山地流路(砂利及び玉石)	0.030~0.050
	山地流路(玉石及び大玉石)	0.040以上
	大流路(粘土、砂質床及び蛇行少)	0.018~0.035
	大流路(れき河床)	0.025~0.040

河川では、粗度係数（Manning 式）としては既往洪水の解析等との関係を重視して定めるものとしているが、既往洪水の資料が少ない場合や精度が悪い場合等では表－2-1-3 の値が用いられる。一般に、中小河川では改修前と後では河道条件が一変してしまう場合が多く、洪水資料が無い場合が多い。このような場合には、上述の表の値を用いるものとする。尚、この値は通常の河道の場合と比較すると若干大きい、改修後長期間経過した場合の河状の変動を考慮して計画値を設定したものであり、下水道の値に較べてかなり大きくなっている。

このような粗度係数の設定の違いにより、同一流量に対して設計される施設断面は河川の方が大きな断面となる。

表－2-1-3 河川で用いる粗度係数

一般河道	0.030～0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040～0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

・余裕高

下水道においては、施設の余裕量として、汚水については地域の実状に応じて計画汚水量に対して余裕を見込むこととなっているが、雨水に対しては計画上の余裕量を見込んでいない。断面設定の際、施設の設計上安全のために、管渠では、円形管は満流、長方形渠は9割水深、馬蹄渠では8割水深で断面の算定を行うものとなっている。また、開渠の場合は従来は適当な余裕高をとるものとしていたが、現在は余裕高として開渠深さの2割以上（Hを開渠深さとする、 $0.2H > 0.6\text{ m}$ の場合は0.6 mとする）見込むものとなっている。

一方、河川では堤防は土堤が原則であり、一般的に越水に対して極めて弱い構造であり、計画高水流量以下の流水を越水させないように設けるべきもので、洪水時の風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇に対して、然るべき余裕の高さが必要で、計画高水位に所定の余裕高を見込んで堤防の高さを定めている。余裕高は計画高水流量に応じて定められている（河川管理施設等構造令、20条に規定されている）。尚、この余裕高は堤防構造上必要とされる高さの余裕であり、計画上の余裕は含んではいない。

5) 事業実施例

現技術マニュアル等で上記のような差異が見られたが、古くから下水道整備が行われている。東京都、名古屋市、大阪市における下水道計画と河川計画の実施例を表－2-1-4 に示す。

雨水流出量の算定には大阪市および名古屋市の一部の下水道計画で実験式が用いられているが、その他は合理式が採用されている。流出係数は、下水道では0.5～0.6、河川では0.8～0.9（緑地で0.6）となっており、下水道の方が低い値を採用しており、設定方法の違いが表れている。

表-2-1-4 下水道計画・河川計画の実態

都市名 項 目	東京都(区部)		名古屋市		大阪市	
	下水道	河 川	下水道	河 川	下水道	河 川
雨水流出量 算定式	合 理 式	合 理 式	合 理 式 ブリックス式 ビルクリ 一式	合 理 式	ブリックス式	合 理 式
計画規模 計画降雨	1/3.2 50mm/時	1/3 50mm/時	1/5以下 50mm/時	1/5 50mm/時	1/12 60mm/時	既往最大降 雨時間最大 62.9mm/時
流 出 係 数	0.6	0.8	0.6	市街化区域 0.9 市街化調整 区域 0.8 緑地 0.6	低地 0.5 高地 0.6	0.8
流 入 時 間	5分	2km 30分	10~15分		—	外水区域 30分 内水区域 7分
そ の 他	合流管では 計画汚水量 の2割増し		実験式の場合 計画雨水量は 算定した 雨水量の3 ~5割増し	到達時間が 1時間未満 では降雨は 1時間雨量 を用いる		内水区域か らの河道へ の計画流出 量に下水ポン プ排水量

(2) 計画論の変遷

下水道と河川の現況での計画の基本的考え方については(1)で述べたが、両者の間には若干の相違があることが解った。それらの相違が生じてきた背景、並びに変遷について、主に教科書、論文等の文献を中心にその考え方、手法について検討する。調査対象とした資料は、下水道は対象以降、河川は明治以降とした。尚、河川については中小河川に関するものが少ないことから、大河川をも対象とした。

1) 目的

現計画における下水道・河川の計画目的は、前出の表-2-1-1に示したとおり、下水道が「浸水防除、水洗化、水質保全」、河川が「洪水防御、水資源開発」であるが、この目的は過去から変化せずに至ったものではない。

従来、我が国においては糞尿を農地の肥料として還元しており、下水道の必要性が少ないこともあり、明治の初期にはほとんど整備されることがなかった。下水道が最初に整備されたのは、明治17~18年に

かけての神田下水であり、その後、大都市においても整備され始めている。この理由としては、当時コレラ等の伝染病が多発していたことによることが多く、都市内における汚水、雨水の滞留による伝染病を予防する目的で進められた。これを受けて明治33年には旧下水道法が制定され、第1条に「土地の清潔ヲ保持スル為汚水雨水疎通ノ目的以テ布設スル……略……」ものと規定しており、衛生面から浸水を防除することが重要であるとしている。しかし、伝染病の予防としては、上水道が急務であるという当時の思想及び尿尿の農地還元方式が続いていたために、下水道事業は遅々として進まず、戦後まで下水道整備はそれほど進んでいない。

昭和30年代に入ると、尿尿に代って化学肥料等が農地に投入されるようになり、都市の尿尿処分が困難となったこと、又、大都市の膨張により、都市の衛生問題がクローズアップされたこと等により、昭和33年に下水道法が新たに制定された。同法では、その目的を「都市の健全な発達及び公衆衛生の向上に寄与する」こととしており、浸水防除と水洗化の二目的による下水道整備が進められてきた。それが、高度経済成長に伴って河川の汚濁が問題化してきたため、昭和45年に下水道法を一部改正し、目的中に「公共用水域の水質の保全に資する」という項目が加わり現在に至っている。現在、下水道に対する社会的要望は、三目的のうち、水洗化と水質保全が重点となっている。又、補助率をみると、昭和41年までは明治後期と同じく1/3であったが、戦後の産業発展と人口の都市集中による水質汚濁問題が生じ、下水道整備による公共用水域の水質保全を図るため、昭和42年には4/10に上げられた。さらに、昭和40年代後半には生活関連社会資本整備が重点施策となったこと等により、昭和49年に管き率は6/10に上げられた。

一方、河川についてみると、旧河川法が制定された明治29年の前後に計画の目的が異なっている。明治初期の河川改修は舟運等の低水工事が主であり、高水工事は府県の単独事業となっていた。³⁾ これは、明治8年の地方官会議に提案された堤防法案にその考えを見ることができる。同案によると、「河川ハ降雨ノ量ニ因テ活動スル者ナレバ、……中略……然リト雖モ事実地方ノ力ニ及ビ難キ者ハ、預防ノ工ヲ内務省ニ負荷シ、防禦ノ工ヲ各地方庁ニ任スヘシ。」とある。この法案は、制定されるに至らなかったが、旧河川法制定までは、同法案の考え方が踏襲されていた。又、他の要因としては、明治政府の財政基盤が確立していないこと、当時の物資輸送手段が舟を主力としていたこと等により、低水工事に重点が置かれていた。一方、府県工事として位置づけられていた高水工事は、地方財政事情の面からも実施されることが少なく、洪水防御に対しては脆弱な状態におかれていた。それが、明治18年、同22年の洪水を基に洪水防御の必要性がいわれ出し、又、舟運についても鉄道の発達による輸送手段の変化により、その地位が失われてきたこと、政府財政の基盤が確立したこと等により、旧河川法が制定され、洪水防御へと河川計画の目的が移り変っていった。

旧河川法をみると、第8条において直轄による高水工事の道が開かれ、第26条において地方の高水工事への国庫補助を定め、洪水防御に重点が置かれることになった。しかし、中小河川についてみると、旧河川法制定以降も舟運を重視した計画が立てられており、例えば、東京都における関東大震災後の帝都復興事業の河川改修計画⁴⁾では、各河川における船舶の数量によって断面を設定している事例がある。特に中小河川で洪水防御を目的に事業が実施されたのは、昭和5年以降であり、同年に補助事業制度が設立されたのが契機となっている。戦後は、大水害が続いたこともあって、大河川への治水投資が集中的になされたが、中小河川へは、財政事情等により十分な対応はなされなかった。昭和35年を初年度とした第1次治水五箇年計画から、現在までの第6次五箇年計画においては、中小河川の整備は、いずれも重点事項とな

っているが、特に、都市河川の整備が重視され始めたのは、大都市の急激な膨張が始まった昭和40年以降であるといえる。昭和44年に建設省に都市河川対策室を設け、同45年に都市小河川改修事業、同48年に都市河川治水緑地事業、防災調節池事業等が次々と創設されている。又、近年では都市域の河川に対し、従来とは異なった親水性を配慮した計画が策定されつつある。

2) 計画規模

下水道では、古くから確率の概念は導入されており、大正12年の教科書⁵⁾には「非常なる雨に対する容量を用意すべき否やは技師の判断にまつを可とするも、恐らく10中8、9まで10年または20年に1回起るが如き雨に対して用意することは愚案たるを免れざるべし」と述べている。又、昭和9年の教科書⁶⁾によれば、「5～10年間に一回起る程度の豪雨を標準にする例が多い」と述べられており、当時の計画規模が現在と同様な規模であることがわかる。

下水道において計画規模を明確に標示したのは、昭和39年の「下水道施設基準解説⁷⁾」であり、3～5年に1回の降雨強度を選ぶこととしていた。この計画規模は、従前に比べ低い値となっているが、これは、降雨量の観測データが整備され、従前の計画規模を見直した場合、同規模となるためであり、計画規模を下げたものではない。

現在、昭和61年度を初年度とする第6次五箇年計画が策定され、雨水排水についての基本方針として、「市街地における浸水常襲地域の改善及び大都市等における雨水排水能力等の機能改善を図るため、下水道の整備を推進する。」となっている。

尚、第6次五箇年計画は「国土建設の長期構想」（昭和60年8月）並びに都市計画中央審議会答申（昭和60年8月）を踏まえて策定され、同答申に下水道の整備目標として、次の考え方が示されている。

- ・長期整備目標として、下水道整備予定区域の全ての区域において、少なくとも10年に1回程度の大雨によって浸水する区域の解消を図る。
- ・当面の整備目標として、市街地の浸水常襲地帯については、5年に1回程度の大雨に対しても安全な地域とするための整備を推進する。

一方、河川における計画規模を大河川についてみると、明治以降昭和40年頃まで既往最大流量と財政事情を考慮して計画高水流量を決定していた。確率の概念が全国的に取入れられたのは、昭和40年の第2次治水五箇年計画においてであり、重要水系について年超過確率を1/50以上とすることとしている。この確率の概念のはしりとして、石原、岩井の水文統計学の導入、中安の「治水計画における洪水流量について¹⁰⁾」、米田の「淀川計画高水論¹¹⁾」の論文があり、全国的な基準として昭和32年の旧河川砂防技術基準¹²⁾（案）では、計画規模として既往最大を基準としてはいるが、既往最大を確率評価することとしており、表-2-1-5のような基準を設けている。

表-2-1-5 旧河川砂防技術基準にみる河川の安全度

等	級	確 率
A	級	1/80 ～ 1/100
B	級	1/50 ～ 1/80
C	級	1/10 ～ 1/50

中小河川についてみると、大河川と同様に既往洪水を計画規模としていたのが、第2次五箇年治水計画

で既往第2位を、昭和43年の第3次五箇年治水計画では確率1/50以上、昭和47年の第4次五箇年計画では、中小河川が1/50、都市河川で1/50～1/100の確率を計画規模としているが、都市河川については、財政事情により暫定的に50mm/時対応の河道を整備することを目標としていた。その後、昭和48年のオイルショックによる低成長時代に入り、財政事情が悪くなったこともあって昭和52年の第5次五箇年計画においては、大河川について戦後最大洪水対応、中小河川、都市河川を50mm/時対応と第4次五箇年計画よりトーン・ダウンした暫定的な整備規模となっており、この規模が第6次五箇年計画に引継がれてきている。

このように、下水道と河川では、計画規模において過去から大きな違いがある。これは、両施設による氾濫形態の相違並びに施設整備が面的、綫的整備の違いによるものであり、氾濫した場合の被害の深刻さ及び被害の大きさにより、計画規模の相違が生じたものである。

3) 流出量算定式

下水道においては、最初ブリックス式等の実験式が使用されており、「下水道施設基準解説」(昭和39年⁷⁾)では、合理式と実験式とを同等の扱いとし、どちらを用いてもよいとしている。合理式は、大正初期に文献により我が国に紹介され、大正後期から昭和初期にかけて種々の検討が加えられ、遅滞現象や降雨形態を考慮した式等が提案された。合理式を雨水流出量算定式としたのは、現マニュアルからである。

河川において流出量を算出するのに、合理式が用いられた時期は明確ではないが、昭和8年の物部長穂¹³⁾の水理学に合理式を見ることができ、昭和30年頃から多く始められた中小河川の事例では、合理式が用いられている。

当初、合理式における降雨強度は、物部式や伊藤曲線にみられるように、日雨量より洪水到達時間内の降雨強度を求める方式がとられており、既往日雨量を対象とした計画となっていた。現計画のように、洪水到達時間内の降雨強度を確率的に評価するようになったのは、昭和40年以降である。

4) 流出係数

下水道では当初より工種別、地区別(土地利用状況)の流出係数という概念があり、その値自体は殆んど変わっていない。例えば、昭和9年の『下水工学(北澤貞吉)』⁶⁾によれば、東京都での例(表-2-1-6参照)が挙げられており、現在の値とはほぼ同じである。しかし、実際に用いられたのは地区別の標準的な流出係数であり、昭和39年の下水道施設基準解説⁷⁾においても地区別の流出係数が採用されている。工種別による総括流出係数という概念は古くからあるものの、実際に用いられるようになったのは、昭和43年に施行された都市計画法による用途地域区分制が実施されるようになった後であり、下水道施設設計指針と解説においても総括流出係数が示されたのは、昭和47年の改訂からである。

表-2-1-6(1) 東京市で定めた雨水流下係数標準値

種 別	流下係数	種 別	流下係数
人 家 の 屋 上	0.85～0.95	密 集 市 街 地	0.60～0.90
水 密 舗 道	0.80～0.90	普 通 市 街 地	0.25～0.60
普 通 舗 道	0.35～0.70	公 園・牧 場・	0.05～0.25
砂 利 道	0.25～0.50	墓 地 等	
		森 林 地 帯	0～0.20

表-2-1-6(2) 東京市で用いられた流下係数

種 類	状 態	流 下 係 数
第 一 種	家屋最も密なる部分	0.75
第 二 種	家屋稍々密なる部分	0.60
第 三 種	屋敷町の部分	0.50
第 四 種	公園・墓地等の部分	0.20

下水道において、流出係数とは降雨量に対する雨水量の比、という捉え方をしており、換言すれば、即ち、合理式における洪水到達時間内の平均降雨強度に対するピーク流量の比を示している。これは下水道では面的に配置される個々の管渠の設計流量の算定が必要とされ、このため、このような考え方が採られたものといえる。

一方、河川においては、流出係数を総降雨量に対する総流出量の比として流出率と同じ概念で捉えており、例えば、昭和8年の物部の『水理学』¹⁸⁾に「ある期間の雨の総量に対し、同期間中に地表水として河川又は水路に依て流出する総水量の割合を流出係数と称する。」としており、流出係数には、年、月、洪水時の流出係数がある（表-2-1-7 参照）。これらは主に地形特性による流出形態の違いを示しており、流域の流末での流出量を算定することに主眼がおかれていたことに起因するものといえる。基本的にこの概念が現在まで引き継がれてきている。

表-2-1-7 物部による日本内地河川の流出係数

地形又は河川	急峻なる山地	三紀層山岳	起伏ある土地及び樹林	平坦なる耕地	灌漑中の水田	山地川	平地小河川	流域の半以上平地なる大河川
年流出係数	0.6 ~ 0.85	0.7 ~ 0.75	0.4 ~ 0.70	0.35 ~ 0.6	—	0.7 ~ 0.8	0.4 ~ 0.75	0.45 ~ 0.70
洪水時係数	0.75 ~ 0.90	0.7 ~ 0.8	0.5 ~ 0.75	0.46 ~ 0.6	0.7 ~ 0.8	0.75 ~ 0.85	0.45 ~ 0.75	0.50 ~ 0.75

下水道と河川の現行計画での値は前述の通り（表-2-1-1 参照）であり、実際の実施例、並びに現マニュアル等から比較すれば、河川の方が下水道よりも大きめの値を採用しているが、これらは流出係数の基本的な考え方、並びに河川は線の排水、下水道は面的排水という事業の特性を反映しているものといえる。

5) 粗度係数

下水道・河川とも、明治・大正時代には、粗度係数は欧米における実験結果を整理したものを用いており、下水道では現在も同じ値を使用している。それに対し、現在大河川では、洪水時の実測水位より逆算した粗度を求め、これを考慮し安全側に立った粗度係数を定めている。又、中小河川では表-2-1-1-3で述べたように標準値の粗度係数を用いている。

2-2 下水道と河川の施設計画の比較

前節で示したように、下水道と河川では計画方法に各々の特性を反映させており、個々の手法等には若干の相違があることが確認された。そこで、各計画手法について、具体的にどの程度の相違となっているかについて、全くの仮想流域を想定して、下水道及び河川の計画手法により、同一条件下で計画を行った場合の施設規模等について検討を行った。

(1) 施設計画条件

1) 流域条件

検討対象流域としては、図-2-2-1に示すような流域面積6km²の矩形流域を想定し、土地利用状況は流域一様に高度に都市化されたものとし、勾配は表-2-2-1に示すケースを設定した。

表-2-2-1 地形こう配

ケース	こう配	縦断こう配	横断こう配
1		1/300	1/100
2		1/1000	1/500
3		1/3000	1/1000

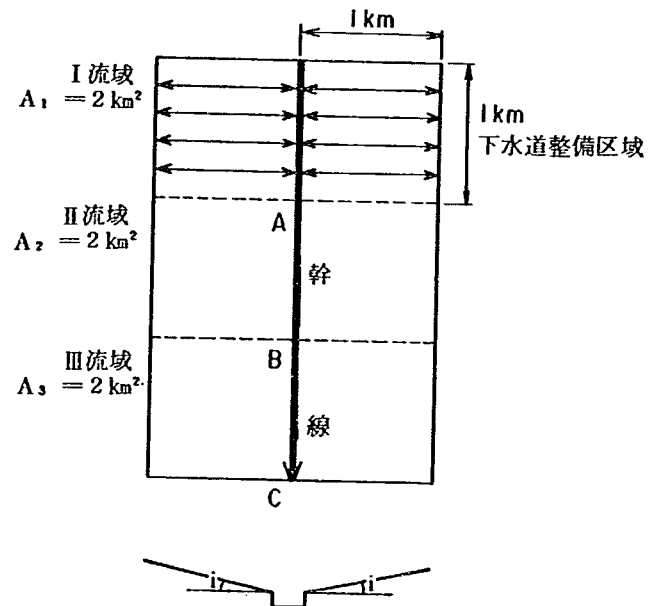


図-2-2-1 モデル流域図

2) 設計条件

計画規模を1/3として、計画降雨は東京都における河川計画、並びに下水道計画に用いられている降雨強度式より与えるものとする。

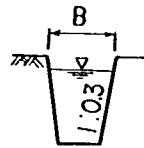
流出係数については、下水道では既往の大都市での実施例、並びに首都圏の都市化された一部の地域の土地利用状態より試算した総括流出係数をもとに0.6と設定した。また、河川については河川砂防技術基準（案）により0.8とした。

施設の整備計画は、下水道については、図中の上流部I流域では幹線並びに面的整備も実施するものとし、II及びIII流域は幹線整備だけとし、下水道施設は全て管渠で設計する。河川については、流域I, II, IIIとも幹線（河道）整備だけとし、堀込み河道方式とする。

以上の設計条件を表-2-2-2にまとめる。

表-2-2-2 両計画設計条件

下水道計画	河川計画
$Q = 1/3.6 \cdot C \cdot I \cdot A$ $C = 0.6$ $I = 5000 / (t + 40)$ $t = \text{流入時間 (7分)}$ $+ \text{流下時間 (L/V)}$ $V = 1.5 \text{ m/秒}$ 粗度係数 $n = 0.013$ (コンクリート管) 断面形状 円形管	$Q = 1/3.6 f \cdot R \cdot A$ $f = 0.8$ $R = 1100 / (t + 6.5)^{2/3}$ $t = \text{流入時間 (30分)}$ $+ \text{流下時間 (L/W)}$ $W = 2.1 \text{ m/秒}$ 粗度係数 $n = 0.025$ (コンクリート三面張) 断面形状 のりこう配 3分 川幅 $B = 0.5Q^{0.73}$



(2) 施設計画の比較

1) 流出量

雨水流出量の算定は合理式を用いているが、流出係数、並びに到達時間の違いにより各地点の流出量は約20%程度河川が大きくなっている。これらの違いは、主に流出係数の差が大きく影響している(表-2-2-3)。

表-2-2-3 流量算定結果比較

		下水道計画	河川計画	相違率 (河川/下水道)
算流 定計 画量 ($\text{m}^3/\text{秒}$)	A点	24.15	30.26	1.253
	B点	44.45	54.92	1.236
	C点	61.73	75.84	1.229
流出係数		0.6	0.8	1.333
降雨 強度 ($\text{mm}/\text{時}$)	A点	72.46	68.09	0.940
	B点	66.67	61.79	0.927
	C点	61.73	56.88	0.921
流達 時間 (分)	A点	29	30	—
	B点	35	38	—
	C点	41	46	—

2) 施設断面の比較

上記流出量を用いて、Manning式より施設断面を設定するが、流量規模の違い、並びに粗度係数の違いにより施設断面積は大きく異なり、河川の方が大きくなっている。(表-2-2-4、図-2-2-2)

表-2-2-4 施設断面算定比較

		下水道計画	河川計画			相違率 (河川/下水道)		
			ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 1	ケース 2	ケース 3
粗度係数		0.013	0.025			1.92		
断面積 (m^2)	A~B	16.6	18.8	28.1	41.8	1.13	1.62	2.52
	B~C	19.6	24.8	37.4	56.5	1.26	1.91	2.88

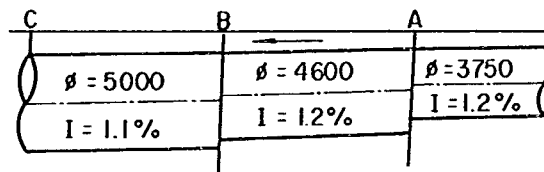


図-2-2-2 (a) 下水道施設図

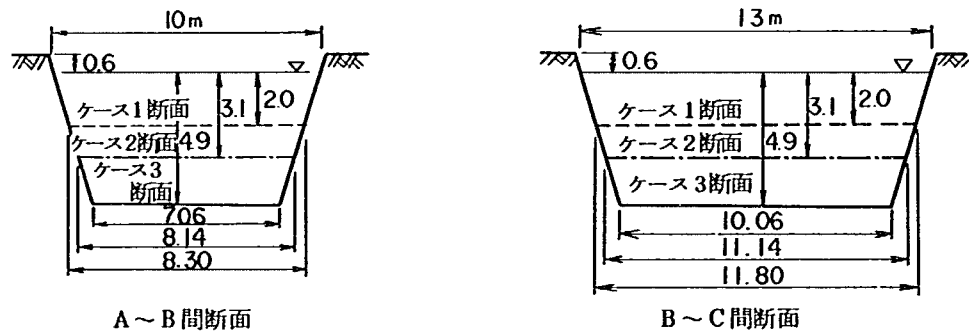


図-2-2-2 (b) 河川施設図

以上より、同一流域に対して、下水道と河川とが個別に計画した場合の施設計画についての比較を行ったが、概して河川側の方が安全側を設定している。同一条件での計画手法には差異があるが、下水道は面的整備、河川は線的整備という下水道と河川の事業の性格を考えれば計画上の不整合は生じない。むしろ、事業の進捗状況、計画年次等の相違が今後の調整課題である。

参考文献

- 1) 日本下水道協会：下水道設計指針と解説，1972，1984
- 2) 日本河川協会：河川砂防技術基準（案），1977
- 3) 西川喬：治水長期計画の歴史，1967
- 4) 復興事務局：帝都復興事業誌・土木編（下巻）
- 5) 森慶三郎：最近下水道，1923
- 6) 北澤貞吉：下水工学，1934
- 7) 日本下水道協会：下水道施設基準解説，1964
- 8) 建設省都市局下水道部：日本の下水道，昭和61年
- 9) 石原藤次郎，岩井重久：水文統計学上より見た本邦河川計画の合理化について，
土木学会誌34巻4号，1949
- 10) 中安米蔵：治水計画における洪水流量について一干代川を中心として一，1950
- 11) 米田正文：淀川計画高水論，1952
- 12) 建設省：河川砂防技術基準（案），1957
- 13) 物部長穂：水理学，1933
- 14) 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，土木研究所資料，
第366号，1968
- 15) 米田宗弘，和泉清：都市化と洪水到達時間，東京都土木技術研究所年報，1979

3. 都市域における浸水特性・治水施設の実態把握

3-1 浸水特性の実態把握

都市域での浸水特性を把握するため、降雨資料、浸水実態資料等の比較的揃っているA川流域内の一排水区であるB排水区について調査を行った。

(1) 流域概要

B排水区はA川左岸の流域面積2066㎩の排水区で、地形的には大半が低平な地域であり、洪水時には当流域からの雨水は幹線排水路を通じて排水機場よりA川本川に排水される（現在6排水機場：総排水能力109.1㎥/s）。

当流域は周囲を河川に囲まれ平坦な地形であり昔から農地（主に水田を主体として）に利用されてきたが、首都圏ということもあり高度成長に伴い、昭和30年～40年代にかけて激しく開発がされ、昭和50年代に入るとほぼ全域が市街化するに至り、現在では開発できる空間はほとんど無い状態となっている。

(2) 治水施設状況

B排水区域は古くから灌漑事業が盛んで農業用の用排水路が配置されていたが、下流部からの都市化の進展により排水路の撤去を求める声が上がったが、上流部の水田灌漑の必要から現在まで排水路が残ってきた。昭和40年代に農業用の用排水路を排水路として整備し、流末に排水機場が整備された。現在の排水路網は下水道整備にともない一部廃川された箇所はあるが、ほぼ昭和30年代の排水系統がそのまま残っている。地形的には北部がやや高く南部に向かって低くなっており、排水路の方向も地形勾配に沿っている。（図-3-1-1参照）。

下水道整備が本格的に実施されたのはC排水機場が稼働し始めた昭和52年頃からで、その後順次整備が進められているが、面的整備はまだそれほど進んでおらず、これから整備される状況である。昭和55年、59年度末の下水道の整備状況、並びに現行計画での排水系統を図-3-1-2並びに図-3-1-3に示す。用排水路と下水道幹線との関係は、現況では下水道幹線は用排水路に取り付けた角落しから一部集水している。将来的には用排水路は撤去し、下水道による排水だけに切り替えられる計画である。

(3) 浸水状況

B排水区における昭和30年代から昭和50年代までの浸水被害について、経年的な浸水被害の推移を図-3-1-4、表-3-1-1～3-1-2に示す。また、各年代の代表的な洪水の浸水実績*を図-3-1-5に示す。

これより、降雨量は時系列的な特性は特に認められない。被害状況は昭和30年代には総雨量の大きな降雨により大規模な災害が生じていたが、40年代後半には排水機場等の排水施設が徐々に整備されて浸水被害が緩和されてきていた。その後、50年代には短時間降雨による浸水が小規模ながら頻発するようになってきた。

各年代の浸水状況は、昭和30年代、40年代前半については、流域の下流部で市街化が進行してきたが上流部にはまだ水田が広がっており、当時の排水施設は主に灌漑用の用排水路であったため、浸水形態は、

* 昭和33年 9月18日出水（時間雨量50.5㎜，総雨量170.9㎜）
昭和46年 8月31日出水（時間雨量28.0㎜，総雨量181.0㎜）
昭和56年10月22日出水（時間雨量37.0㎜，総雨量157.0㎜）

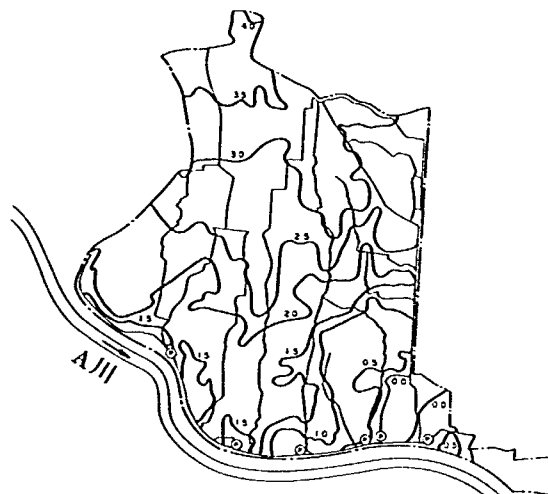


図-3-1-1 流域概要図(排水路網図)

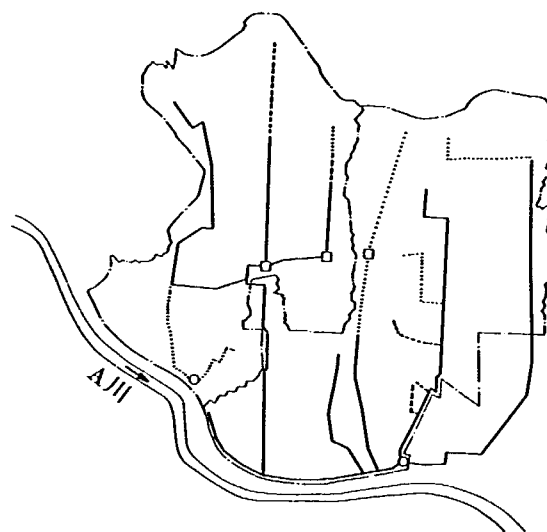


図-3-1-2 下水道雨水幹線整備状況

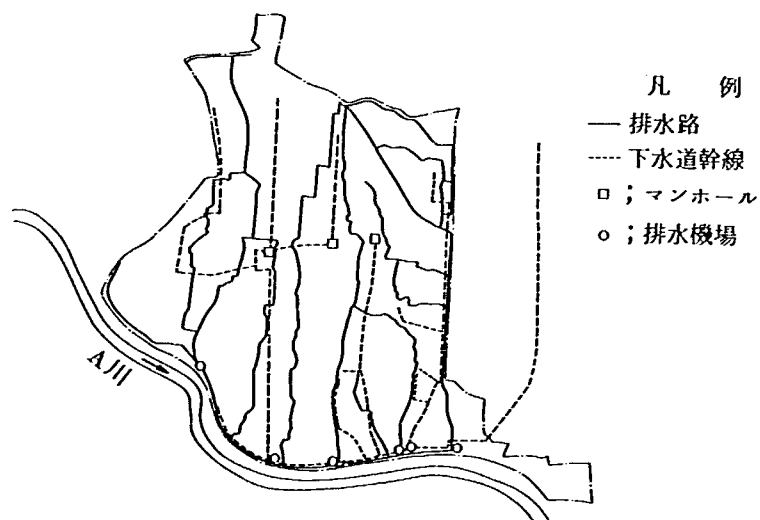


図-3-1-3 現況排水系統図(排水路及び下水道幹線)S59年時点

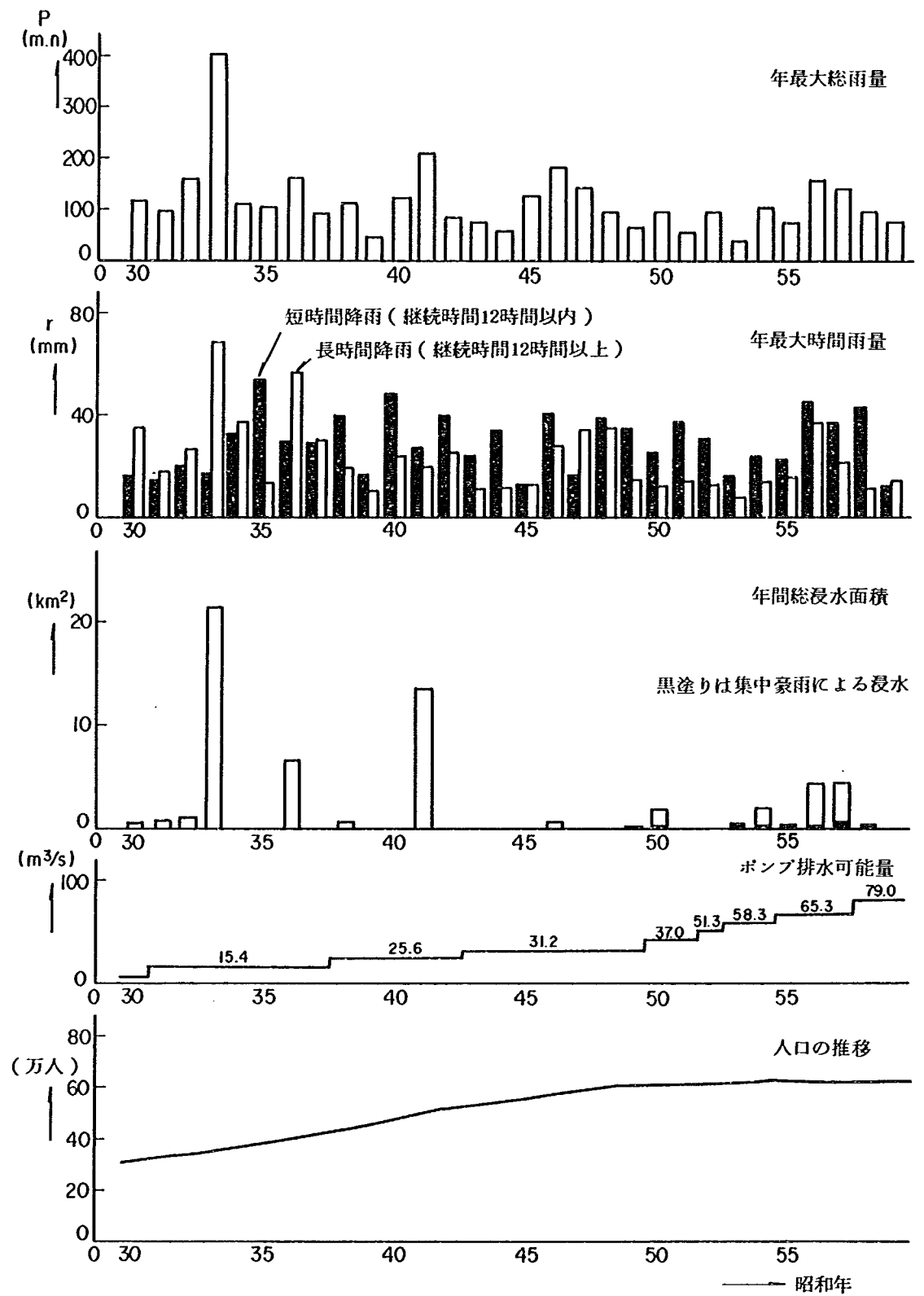


図-3-1-4 降雨・浸水・ポンプ施設・人口の推移

表-3-1-1 浸水実績記録

No	洪水年月日	雨 量 (mm)		B 排 水 区				気象要因
		時間雨量	総 雨 量	浸水面積 (ha)	浸水家屋数(軒数)			
					床 下	床 上	合 計	
1	S.30. 10. 11	21.5	117.3	(49.6)	資 料 無	資 料 無	資 料 無	台風 2号
2	S.31. 9. 27	18.2	94.7	(65.5)	〃	〃	〃	台風15号
3	S.32. 6. 27	26.2	161.0	(92.5)	〃	〃	〃	台風 5号
4	S.33. 7. 23	17.1	108.5	(228.4)	〃	〃	〃	台風11号
5	9. 18	50.5	170.9	(334.1)	〃	〃	〃	台風21号
6	9. 26	68.5	402.1	(1585.6)	〃	〃	〃	台風22号
7	S.34. 9. 26	9.8	109.4	(291.8)	〃	〃	〃	台風15号
8	S.36. 6. 28	11.8	90.8	(423.8)	〃	〃	〃	梅雨
9	10. 10	48.1	162.3	(231.6)	〃	〃	〃	台風24号
10	S.38. 8. 29	19.5	110.0	(59.6)	〃	〃	〃	台風11号
11	S.41. 6. 28	20.0	209.0	(1366.3)	〃	〃	〃	台風 4号
12	S.46. 9. 1	28.0	181.0	(43.7)	〃	〃	〃	台風23号
13	S.49. 8. 31	14.5	65.5	2.4	55	8	63	台風16号
14	S.50. 7. 4	12.5	94.0	15.2	178	0	178	集中豪雨
15	10. 5	25.0	79.0	18.5	443	2	445	台風13号
16	11. 7	25.5	30.0	139.8	2764	95	2859	集中豪雨
17	S.51. 9. 9	16.0	45.5	1.8	29	0	29	台風17号
18	S.52. 8. 18	12.5	51.0	2.5	112	4	116	集中豪雨
19	S.53. 4. 6	12.0	35.5	47.0	997	88	1085	集中豪雨
20	S.54. 3. 24	24.0	44.0	7.3	38	2	40	集中豪雨
21	5. 8	19.0	33.0	5.8	74	1	75	集中豪雨
22	5. 14	8.5	49.5	0	0	0	0	集中豪雨
23	10. 7	6.0	75.0	12.0	81	0	81	台風18号
24	10. 19	14.0	100.5	49.7	318	43	361	台風20号
25	S.55. 9. 10	23.0	36.5	9.7	58	2	60	台風13号
26	S.56. 7. 22	45.0	68.0	15.4	857	40	897	集中豪雨
27	10. 22	37.0	157.0	416.3	7569	1282	8851	台風24号
28	S.57. 6. 20	27.0	53.0	9.0	55	1	56	集中豪雨
29	9. 12	22.0	141.0	376.7	5464	738	7192	台風18号
30	11. 29	37.0	68.5	48.9	344	5	349	集中豪雨
31	S.58. 6. 10	*43.5	*45.5	44.7	327	3	330	集中豪雨
32	9. 1	10.0	12.0	0	0	0	0	集中豪雨

注1；浸水面積の括弧書きは、浸水区域図を計測して得た値。

表-3-1-2 浸水規模の経年変化

昭和年	年最大雨量(mm)			B 排 水 区							
	時 間 雨 量		総雨量	浸水面積(k㎡)			浸水回数		ポンプ排水能力(m³/s)		
	短時間型	長時間型		集中豪雨	台風梅雨	合 計	集中	台風	①	②	合 計
30	16.4	34.7	117.3		49.6	49.6		1	6.82		6.82
31	15.1	18.2	94.7		65.5	65.5		1	15.40		15.40
32	20.1	26.2	161.0		92.5	92.5		1	〃		〃
33	17.5	68.5	402.1		2148.1	2148.1		3	〃		〃
34	33.1	37.0	109.4		291.8	291.8		1	〃		〃
35	54.7	13.8	102.9						〃		〃
36	14.8	48.1	162.3		655.4	655.4		2	〃		〃
37	29.3	30.0	91.2						〃		〃
38	40.0	19.5	110.0		59.6	59.6		1	23.56		23.56
39	16.5	10.5	46.0						〃		〃
40	48.0	24.0	121.0						〃		〃
41	27.5	20.0	209.0		1366.3	1366.3		1	〃		〃
42	40.0	25.5	83.0						〃		〃
43	24.5	11.5	75.0						31.22		31.22
44	34.0	12.0	58.5						〃		〃
45	13.0	13.0	124.5					2	〃		〃
46	41.0	28.0	181.0		43.7	43.7		1	〃		〃
47	16.5	34.0	141.5						〃		〃
48	39.0	35.0	96.5						〃		〃
49	35.0	14.5	65.5		2.4	2.4		1	〃		〃
50	25.5	12.5	94.0	155.0	18.5	173.5	1	2	37.00		37.00
51	37.0	14.0	53.0		1.8	1.8		1	〃		〃
52	30.5	13.0	95.0	2.5		2.5	1		〃	14.25	51.25
53	16.5	8.0	37.0	47.0		47.0	1		〃	21.25	58.25
54	24.0	14.0	100.5	13.1	61.7	74.8	3	2	〃	〃	〃
55	23.0	16.0	75.0		9.7	9.7		1	〃	28.25	65.25
56	45.0	37.0	157.0	15.4	416.3	431.7	1	1	〃	〃	〃
57	37.0	22.0	141.0	57.9	376.7	434.6	2	1	〃	〃	〃
58	43.5	12.0	98.0	44.7		44.7		1	〃	42.00	79.00
59	13.0	14.0	76.0						〃	〃	〃

注) ポンプ排水量について

①, ②の区分は, 施設管理者による区分

①は排水路からの排水施設

②は下水道の排水施設

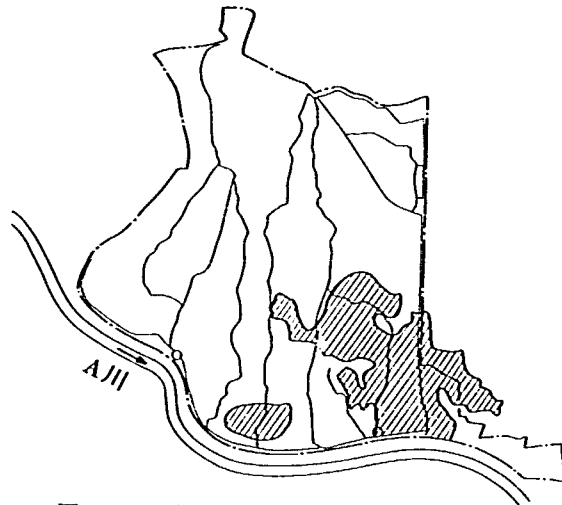


図-3-1-5(1) 浸水実績図 昭和30年代
(昭和33年9月18日出水)

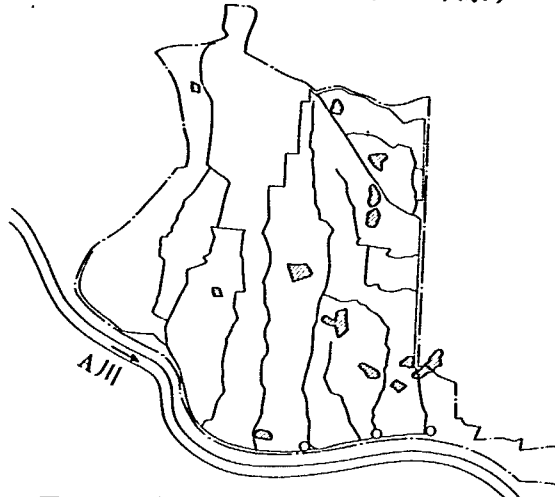


図-3-1-5(2) 浸水実績図 昭和40年代
(昭和46年8月31日出水)

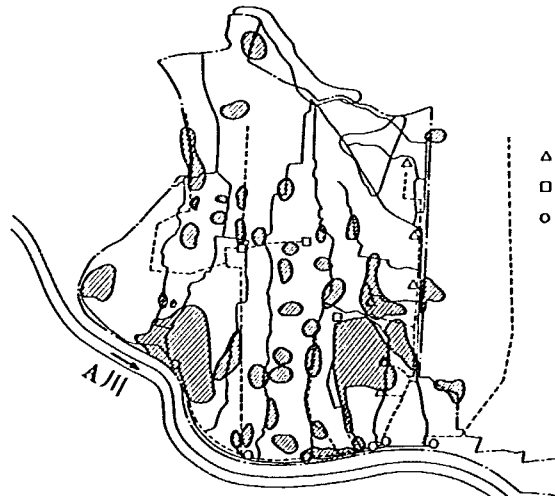


図-3-1-5(3) 浸水実績図 昭和50年代
(昭和56年10月22日出水)

凡 例

- △: 排水路から下水道への落とし口
- : マンホール
- : 排水機場

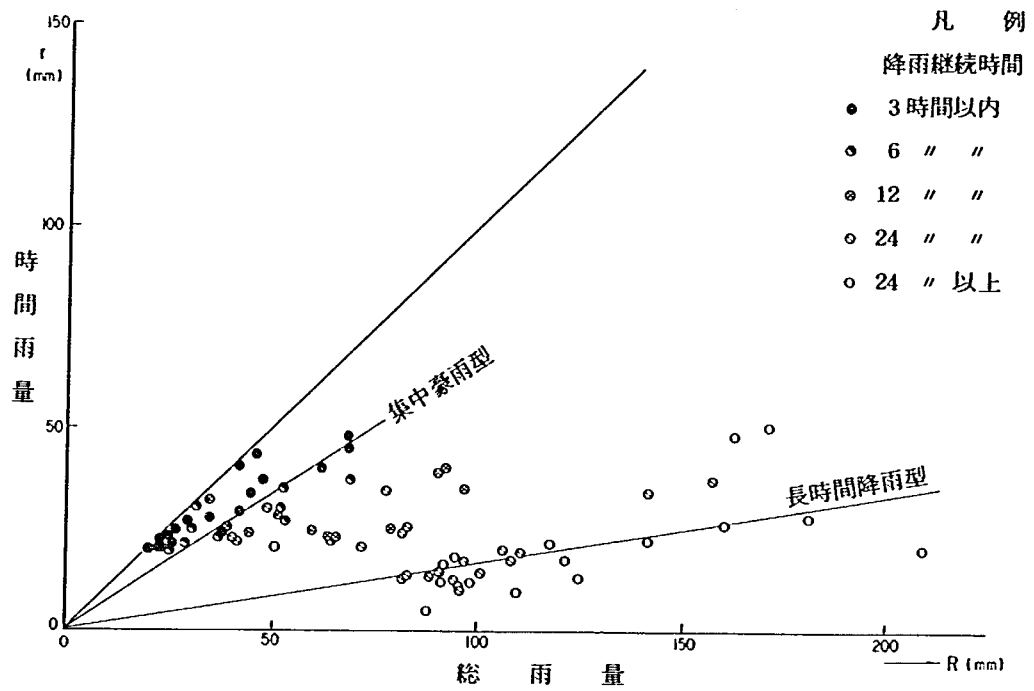


図-3-1-6 1時間雨量と総雨量の関係

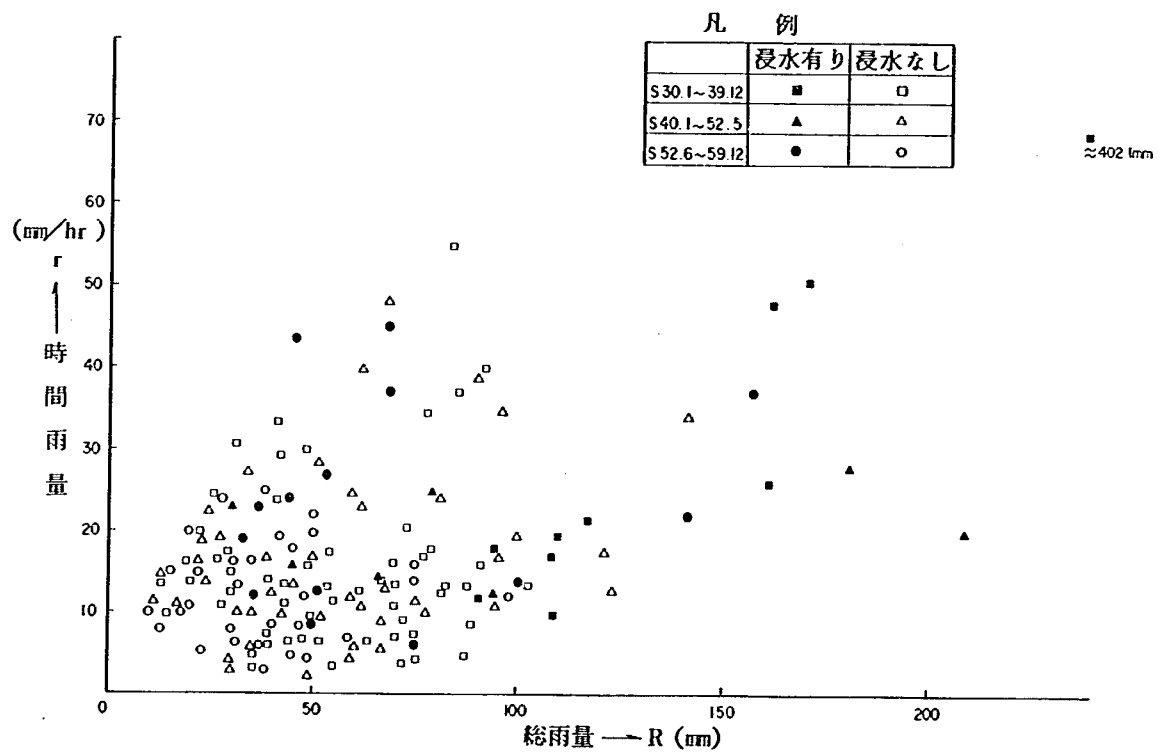


図-3-1-7 降雨と浸水被害の関係

主として排水路から本川への排水処理能力の不足により、流末の低平地に湛水していた内水型浸水であった。

昭和40年代後半からは流域全体が都市化してきているがまだ下水道整備がされておらず、雨水の排水に対しては従来からの農業用排水路を排水路として整備し、また流末に排水機場を設置し浸水被害の防止を図った。そのため内水型の浸水は減ってきたが、その代わり幹線排水路への流入する枝線周辺、或は流域内の微地形上の窪地等で浸水が生じる流域溢水型の浸水が生じてきた。その傾向は50年代になると顕著になり、52年頃より下水道幹線が整備されるようになったが、まだ面的には整備はそれほど進んでおらず、枝線等の末端排水路周辺、流域内の微地形上の窪地等での排水不良により浸水が生じている。特に、短時間に強い雨が降る集中豪雨等により浸水被害が度々起こっており、これらは従来見られなかった浸水形態である。

(4) 降雨特性

昭和30年代から降雨特性と浸水特性との関係を把握するために、降雨量、継続時間、浸水規模等について調査を行った。

浸水被害と降雨との関係は、総雨量は小さくても降雨強度の大きな降雨（シャープな降雨波形）で生じる浸水と雨量強度はそれほどでもないが長時間にわたり総雨量の大きな降雨（ダラダラ降雨）で生じる浸水がある。浸水被害の発生年代を見れば、30年代は主に長時間にわたり総雨量の大きな雨により浸水被害が発生していた。短時間に雨量強度の大きな集中豪雨型の降雨は30年代にもあったが浸水被害にはなっていない。40年代から50年代にかけて同規模の雨により浸水被害が生じるようになり、特に最近では頻繁に発生するようになった（図-3-1-6～7）。

3-2 治水施設の実態把握

都市域における雨水排除施設の効果を検討するにあたり、治水施設がどのように配置・計画されているか、実態把握を実施する。対象としたのは、都市化現象の著しい河川流域の中からモデル流域を選定し、それらについて治水施設の整備状況、規模、並びに流域特性等を調査し、治水施設の実態を把握した。

対象としたモデル流域は次の河川流域内より小流域を選定した。

・D川流域

都市部を流下する河川で、R台地を流下しているため勾配が急な河川である。流域は古くから都市化が進んでおり、下水道整備も行われている。

・E川流域

P県の新興都市部を流域に持ち、現在急激に都市化が進展している流域であり、流出抑制施設の建設が盛んである。

・F川上流域

Q県の平地部を流下する河川で、大河川の間に挟まれた低平地の典型的な内水河川である。

(1) 流域特性

1) D川流域（G幹川排水区）

・流域概要

当流域は古くからの市街地でほとんど全域が密集市街地となっている（市街化率約100%）流域面積101.63 haの排水区である。

地形的には流域の大半は台地が占めており、台地下を流れる本川のD川沿いは低平地となっている。流域からの雨水はD川に下水道幹線で排水される。

地質的には台地上は関東ロームに覆われ、低地部は沖積層である粘性土である。

・流出特性

流域のほとんどが密集市街地で、地形勾配もある程度急であり、下水道整備も進んでいることから、流出は早くピークも尖鋭化している。

2) E川流域（H川流域）

・流域概要

H川はE水系I川の支川で、流域面積13.88km²、流路延長7.18kmの小河川であり、その流域はO市の新興住宅地となっており、近年山地部が宅造され急激に市街化が進んでいる。現在市街化率は約70%となっており、山林が20%、残りは水田と畑地となっている。流域の大部分は丘陵地であり、そのほぼ中央部をH川が流れている。河川沿いにはほとんど平地部が無く、本川との合流部に僅かに平地がある。

丘陵部の地質は、粘性土の薄い層の下が中新世層の砂岩、シルト岩を主とした固結岩層となっている。

・流出特性

流域からのH川への流出は本来なら地形的に急な斜面流域であることから流出は早いですが、開発地域にはほとんど貯留施設が設置されており、ある程度調整されて流出している。

3) E川流域（J都市下水路）

・流域概要

当流域はK市の東端に位置する流域面積 657 ha のE川に流入するK市管理の都市下水路流域であり、首都圏のベッドタウンとして、従来は山林、畑地であった区域が急速に開発された地域である。

J都市下水路は、昭和43年より下水路の整備が実施され、現在改修が終了している。また、流域内の下水道整備も着実に進んでいる。

地形的にはK台地に位置し、全体的に平坦な地形である。関東ローム層が厚く分布しており、その下層は砂礫層となっている。

- ・流出特性

幹線であるJ都市下水路への流出は下水道管渠を通して速やかに排水される。但し、流域が平坦のため下水道未整備区間では局部的な浸水が生じる。

4) F流域(L堀幹線)

- ・流域概要

L堀流域はM市の南側に位置し、F川流域の低平地であり、流域面積 593 ha をもつ流域である。以前はほとんどが水田地帯であったが高度成長時代から開発が進み、さらにM市を中心に急速に市街化が進んでいる地域であり、現在46%が市街化し、将来的には流域の77%が市街化される計画である。そのためM市では、元々農業用の排水路であったL堀(F川支川N川に流入している)を昭和46年に都市下水路として事業認可し、同水路の整備を進めている。

流域全体が勾配 1/2000 ~ 1/3000 の低平地であり、沖積層の粘性土が厚く堆積している軟弱地盤地帯である。

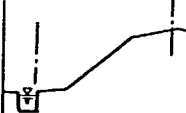
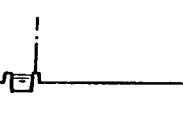
- ・流出特性

流域全体が低平地で現況ではまだ水田が多いこともあり(流域の約33%)、初期降雨は流域内である程度貯留され、その後緩やかに流出する。しかし、流域全体が低平地のため内水として長時間にわたって湛水する。

5) 流域特性のまとめ

以上のモデル流域の特性を表- 3-2-1にまとめる。

表- 3-2-1

流域項目		D 川流域 G 幹線	E 川流域 H 川	E 川流域 J 郡市下水	F 川上流域 L 堀幹線
流域	形態	古くからの市街地	新興市街地	新興市街地	今後市街化予想
	市街化率	100%	70%	90%	50%
	市街地内 土地利用	商業, 住居	住居, 工業	住居, 工業	住 居
	主市街地 土地利用	—	山 林	畑 地	水 田
地形		台 地 	丘陵地 	平坦な台地 	低平地 
地 質		関東ローム (低地部)粘性土	粘性土 固 結 岩	関東ローム	粘性土

(2) 浸水特性

1) D川流域G幹線

当流域の浸水形態は中上流域である台地部からの流出が下流部の低平地で本川への排水不良により、本川周辺の低平地に湛水する内水型の浸水である(図-3-2-1参照)。浸水実績を図-3-2-2に示す。

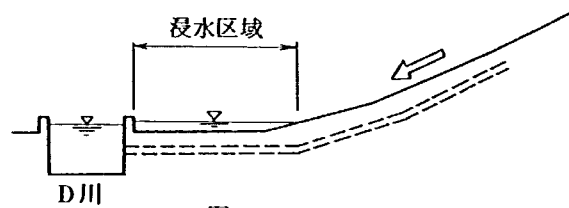


図-3-2-1

2) E川流域H川

当流域は流域の大部分が丘陵地であり、斜面から流出した雨水はH川へ流入し、本川へ合流する。浸水被害は昭和41年と49年に生じている。主にH川沿いの低平部が浸水し、専ら幹線より溢水氾濫したものと思われる。浸水実績を図-3-2-4に示す。

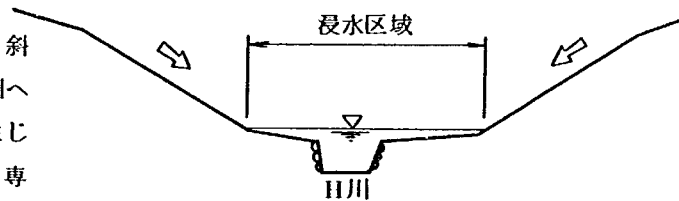


図-3-2-3

3) E川流域J都市下水路

当流域は台地上の平坦な地形であり、流域からの雨水の排水はJ都市下水路により、E川へ排水される。浸水被害はほとんど毎年のように発生し、上流部の下水道面の整備が未整備地域等で末端排水路の排水不良により、微地形形状の浸水し易いところで局所的に生じている(図-3-2-5参照)。浸水実績を図-3-2-6に示す。

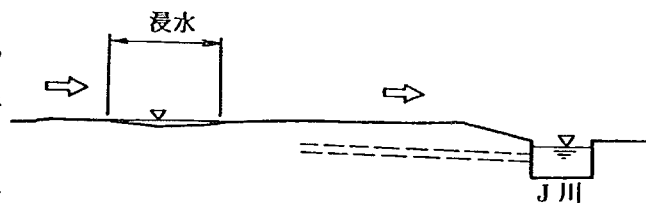


図-3-2-5

4) F川流域L堀幹線

L堀流域は低平地でしかもL堀の本川となるF川支川のN川が築堤河川であるため、典型的な内水域である。洪水時にはN川本川の水位が高いため、度々内水被害を生じている(図-3-2-7)。

図-3-2-8に浸水実績を示す。

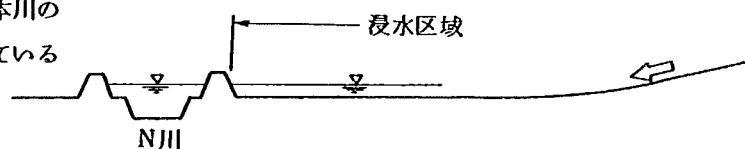


図-3-2-7

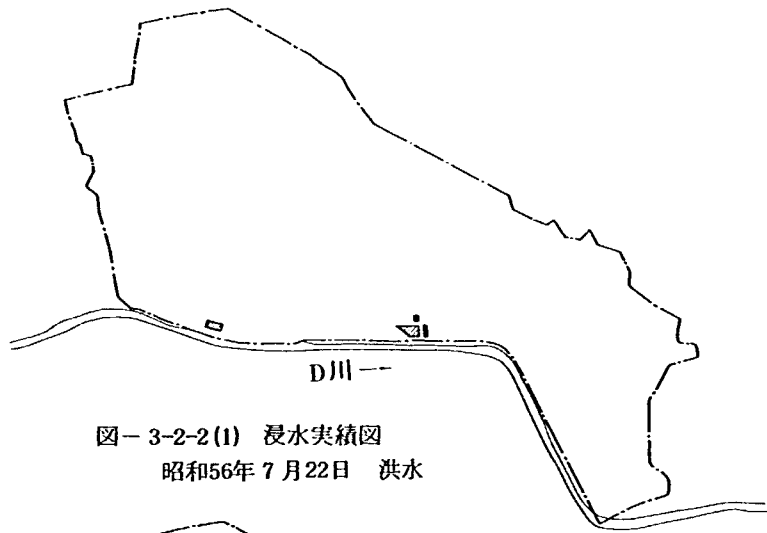


図-3-2-2(1) 浸水実績図
昭和56年7月22日 洪水

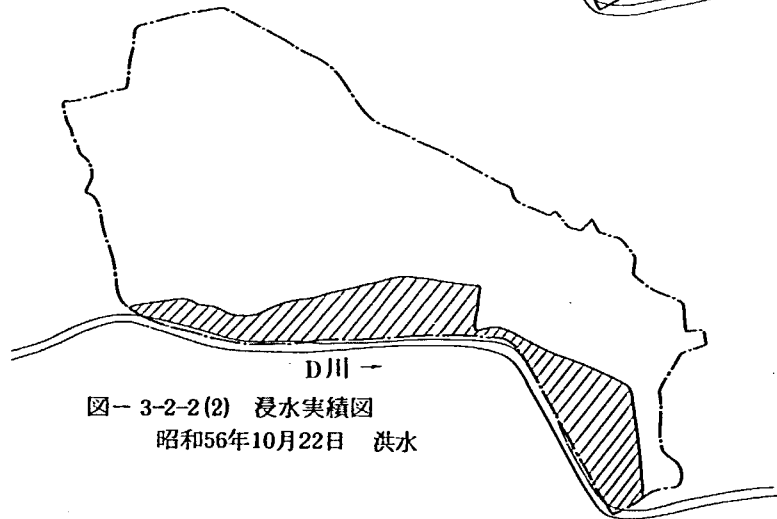


図-3-2-2(2) 浸水実績図
昭和56年10月22日 洪水

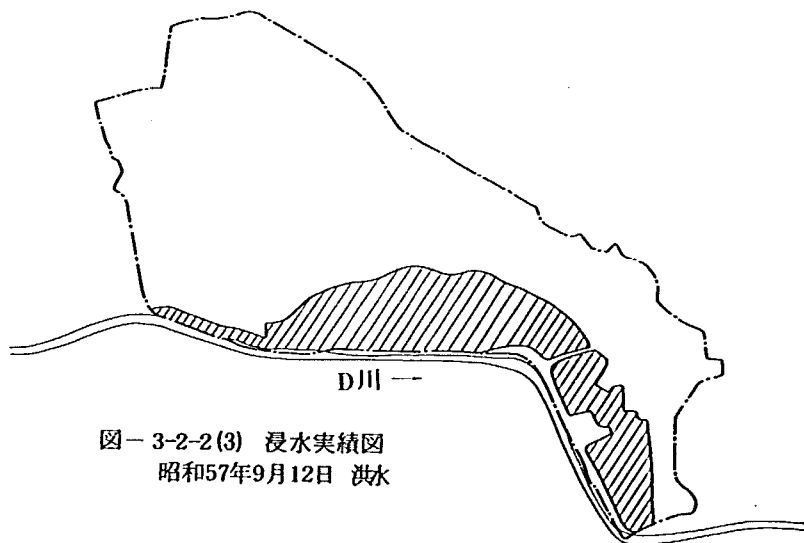


図-3-2-2(3) 浸水実績図
昭和57年9月12日 洪水

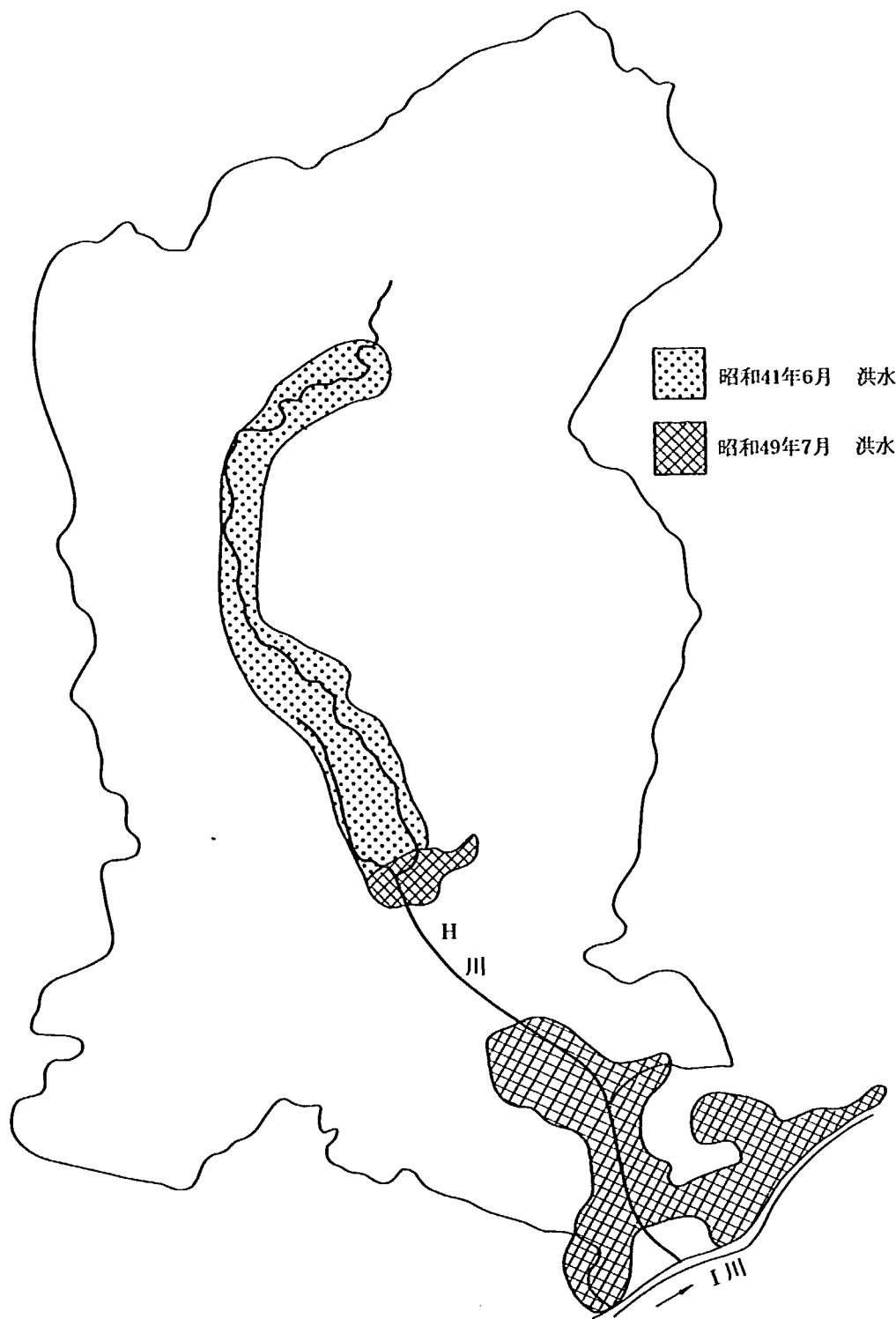


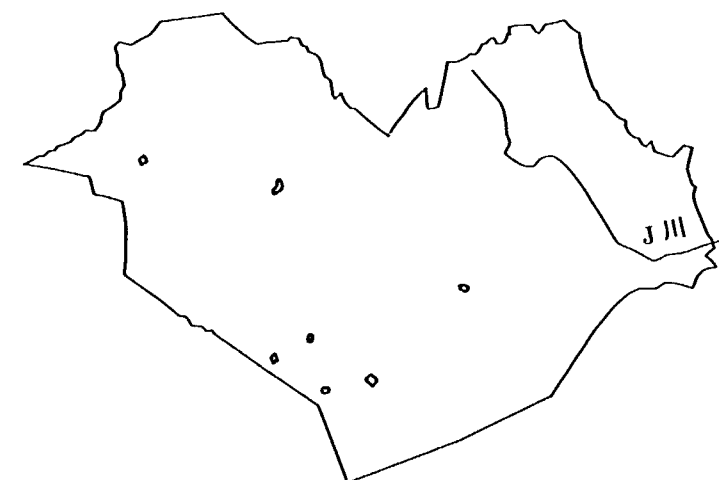
図-3-2-4 浸水実績図



S. 50.6.10



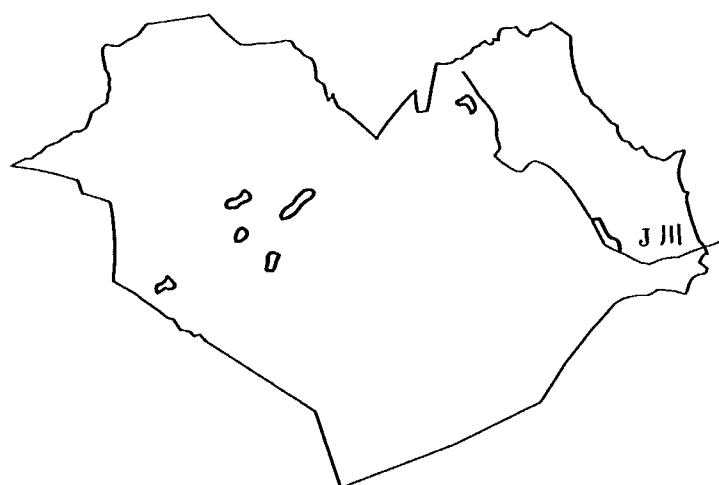
S. 52.3.1



S. 57.9.12



S. 51.9.9~13



S. 56.10.22



S. 60.6.30~7.1

□ 浸水区域

図-3-2-6 浸水実績図

2) E川流域H川

・幹線整備

当流域の幹線はH川で、河道の整備は昭和47年度より実施され、現在までに下流部は暫定計画（40mm/hr 対応）で改修が完了している。上流部は一部改修が実施されているが、今後上流に向かって改修が実施される計画となっている（図-3-2-9 参照）。

・下水道面整備

下水道整備は流域の開発にともない鋭意整備が行われ、現在整備率は7割程度となっている。整備の変遷を図-3-2-10に示す。下水道整備は昭和46年～50年にかけて大規模な宅地開発に伴い上流域の整備が行われ、昭和51年～55年までに上中流部、55年～60年には中下流部の整備が行われた。

・流域貯留施設

当流域には流域貯留施設として遊水池（O市宅開要綱による名称）が現在までに19箇所設置され、図-3-2-11にその位置を示す。既設施設の集水面積は約3.6kdで、流域の約26%を占めており、総貯留容量は32万 m^3 となっている。遊水池の設置はO市における宅地開発要綱に基づいて実施されている。

尚、当流域は地質的に丘陵部は固結岩層のため浸透には不適であり、浸透施設は配置されていない。また、幹線貯留施設も設置されていない。

・本川の状態

H川の本川となるE川水系I川は、現況で概ね30～40mm/hr に対応して整備されている。

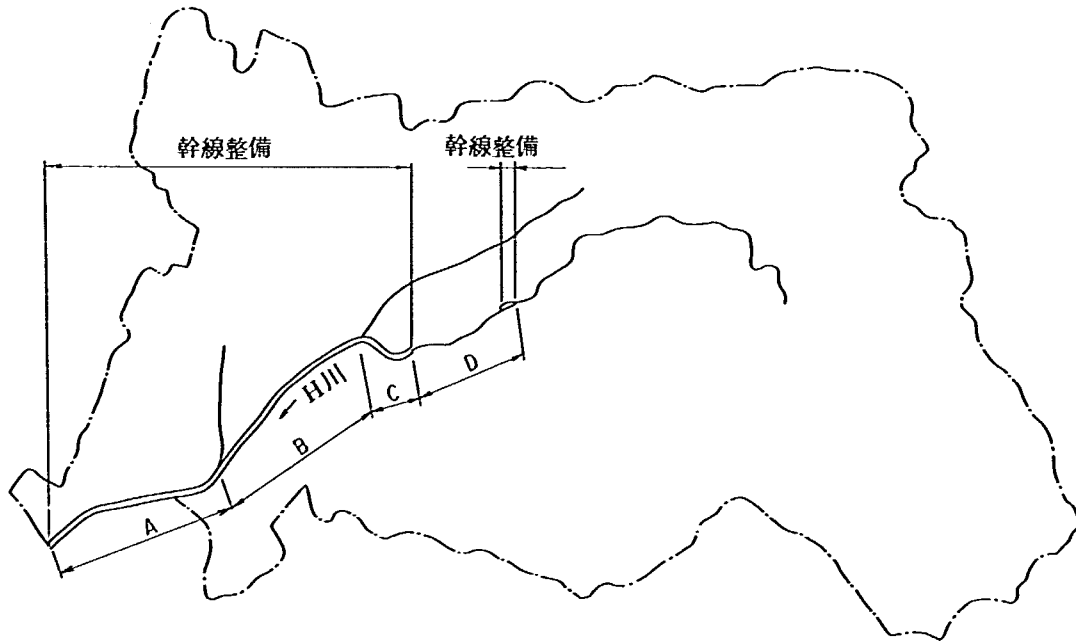


図3-2-9(1) 幹線整備区間



図－ 3-2-8 浸水実績図 昭和57年9月11日 洪水

(3) 治水施設の設置状況

1) D川流域G 幹線

・ 幹線整備

当流域は昔から市街化している地域であり、幹線排水施設としては下水道のG 幹線が整備されている。

・ 下水道面整備

当流域は昔から市街化している地域であり、下水道面整備も既に整備されている。

・ 排水機場

既に整備されているが、現在、排水機場の増強が実施されている。

・ 貯留施設

当流域は高度に都市化した既成市街地であることから、幹線貯留施設、流域貯留施設は設置されていない。

・ 浸透型施設

浸透型施設としては道路での浸透マスが一部実施されている。

・ 本川の整備状況

本川D川は現況で概ね40mm/hr 対応で整備されている。

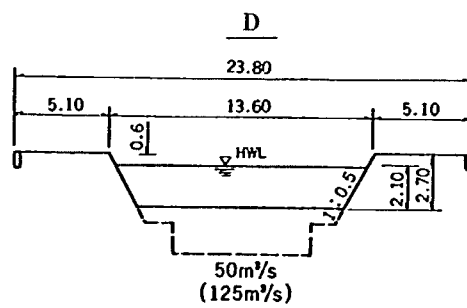
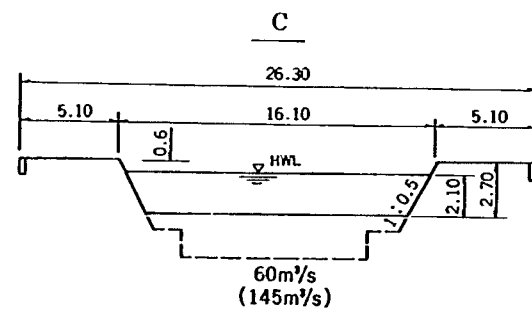
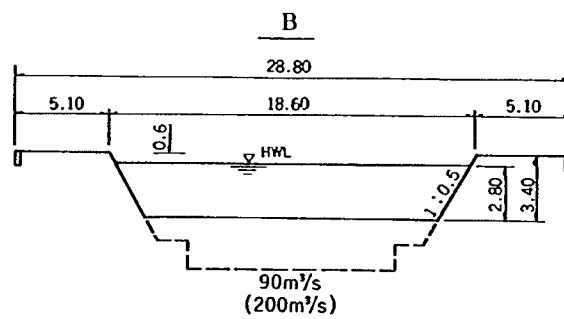
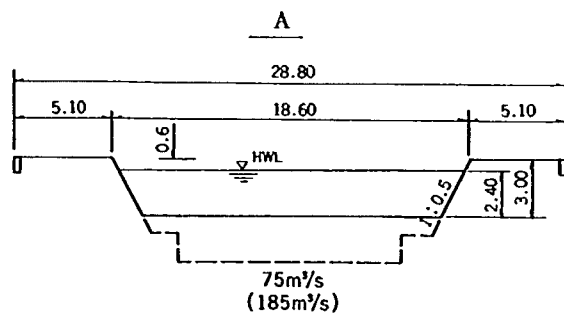


图-3-2-9(2) H川改修河道断面

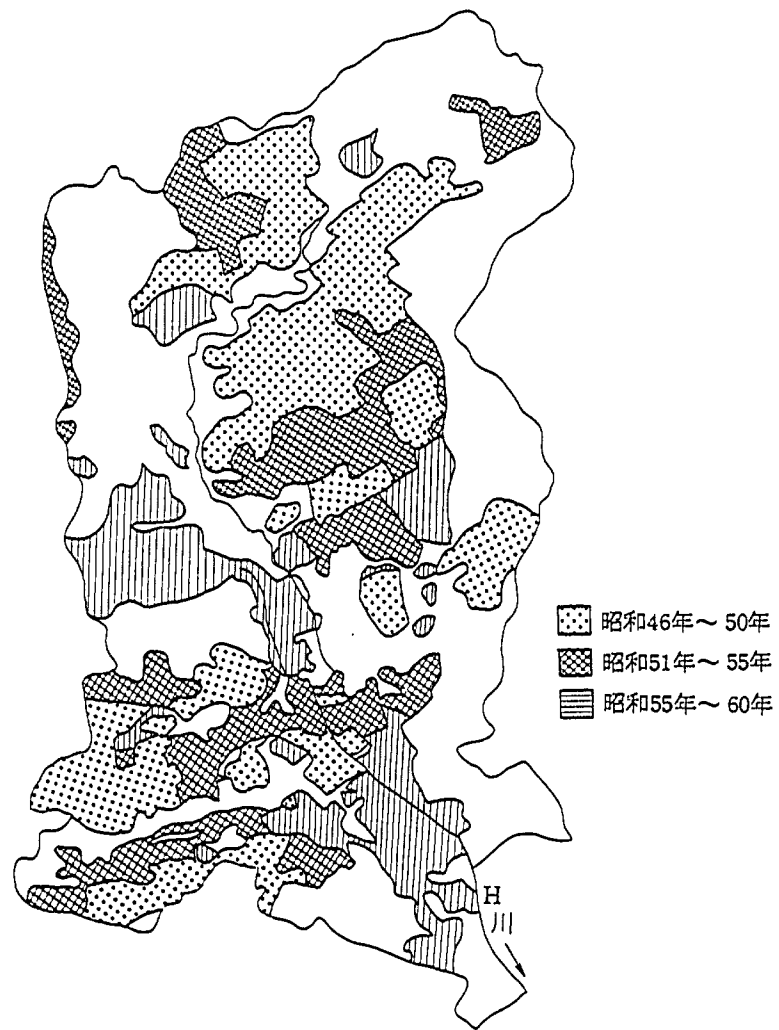


図-3-2-10 下水道整備変遷図

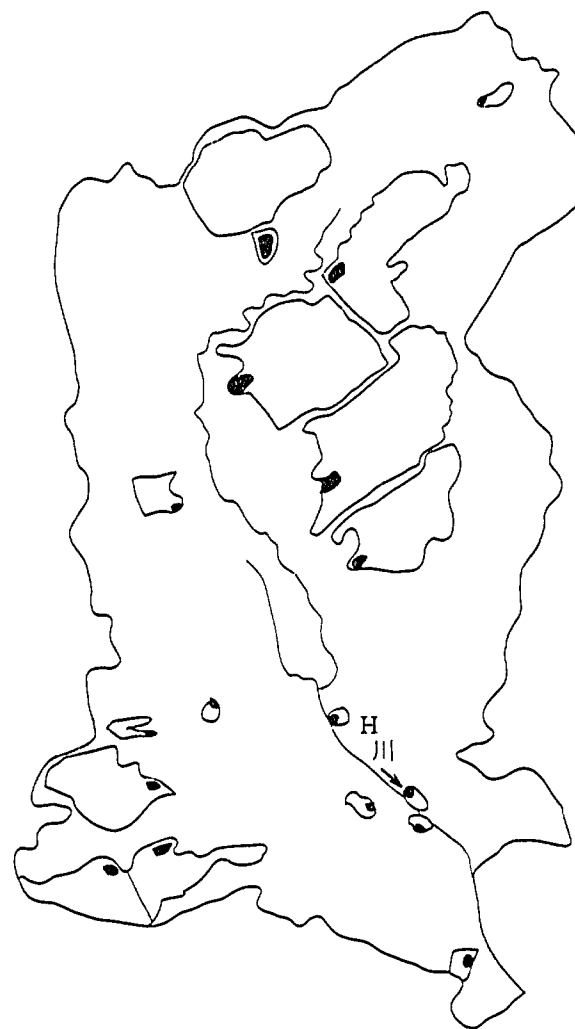
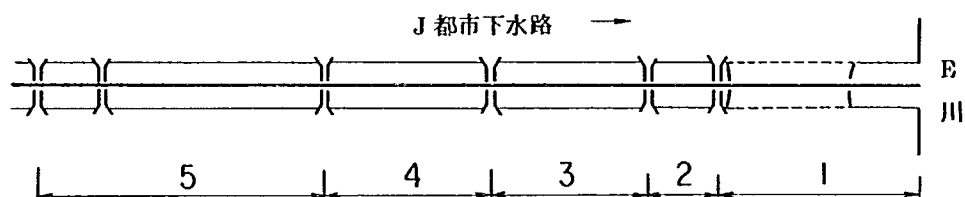


図-3-2-11 H川流域貯留施設（既設）

3) E川流域J都市下水路

・幹線整備

当流域の幹線排水路はJ都市下水路であり、幹線の改修は概ね30mm/hr 対応で整備されている。図－3-2-12，表－3-2-2に幹線整備状況を示す。



図－3-2-12

表－3-2-2

区間	追加距離 (m)	流下能力 (m ³ /s)	降雨強度 (mm/hr)
①	432	37.7	28.3
②	602	〃	29.2
③	956	26.9	26.2
④	1,319	〃	43.8
⑤	1,952	24.5	47.2

・下水道面整備

下水道整備は着実に進んでおり、現在、市街地のほとんどが整備済みである。整備率は80%程度である。下水道の整備状況を図－3-2-13に示す。

・流出抑制型施設

当流域には貯留型施設及び浸透施設が設置され、貯留型施設としては

幹線貯留型施設	J雨水調節池	1ヶ所	(V=27,000 m ³)
流域貯留施設	雨水調整池	4ヶ所	
	校庭貯留	4ヶ所	

が設置されている。

また、浸透施設としてはK市全域において各戸浸透マスが約12,000戸に設置されている。当流域内における設置数を性格に把握することは難しいが、流域面積比により推定すれば、約870戸程度に設置されているものといえる。

- 本川整備状況

E川は50mm/hr 対応で改修が進められており、現況で概ね30mm/hr 対応となっている。

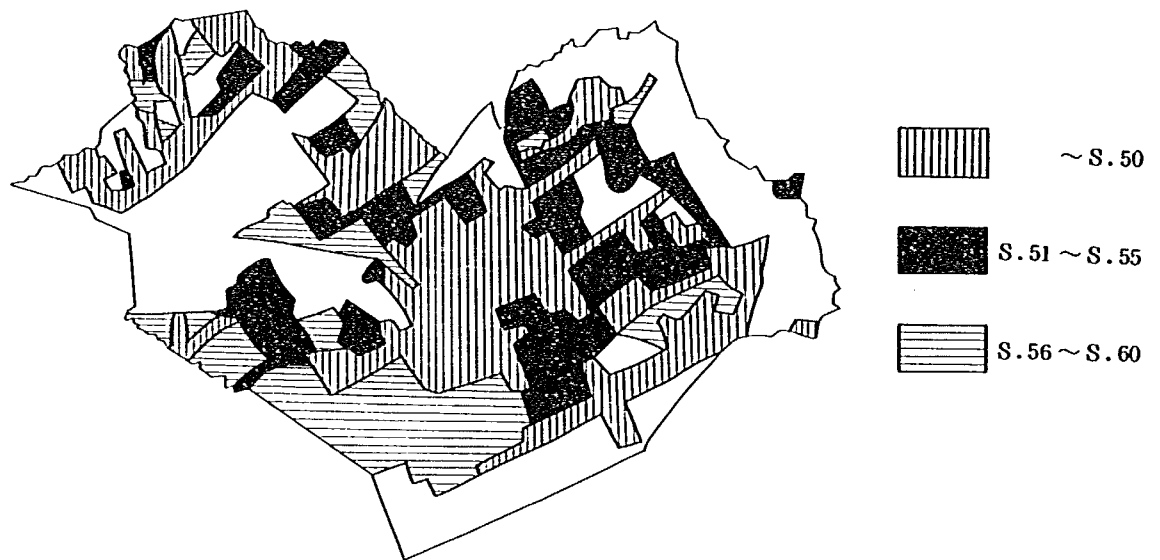


図- 3-2-13 下水道整備変遷図

4) F川流域L堀幹線

- 幹線整備

幹線としてはL堀幹線であり、整備状況は一部改修が行われているが(第1幹線上流部)、その他は未整備である。

- 下水道面整備

下水道整備はなされておらず、現況では用排水兼用の小水路によって幹線へ集水している。

- 流出抑制施設

当流域には現況では流出抑制施設(貯留施設、浸透施設)は設置されていない。

現況の排水系統を図- 3-2-14 に示す。

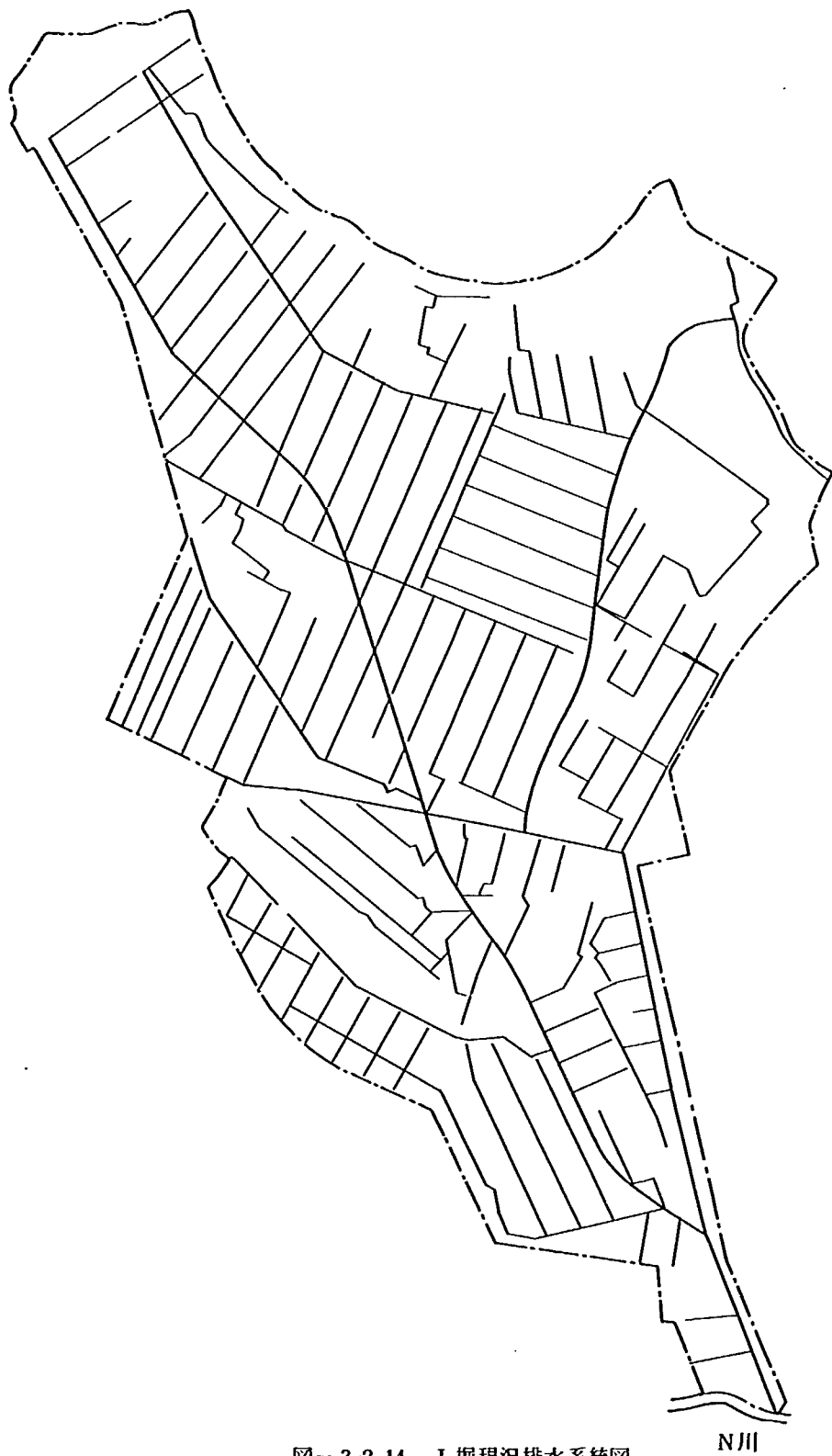


図-3-2-14 L堀現況排水系統図

5) 治水施設のまとめ

表一 3-2-3 治水施設のまとめ

項 目 \ 流 域		D 川 流 域 G 川 幹 線	E 川 流 域 H 川	E 川 流 域 J 都市下水路	F 川上流域 L 堀 幹 線
排水型施設	幹線整備	G 幹 線 整備 済	H 川 下流 40% 上流 未	J 都市下水路 r=30mm/hr 済	L 堀 幹 線 未 整備
	排水機場	整備済	な し	な し	なし(計画あり)
	下面水道整備	整備済	整備中 70 %	整備中 80 %	未整備
流出抑制型施設	幹線貯留施設	な し	な し	J 雨水調整池 1ヶ所	なし(計画あり)
	流域貯留施設	な し	遊水池 19ヶ所	調整池 4ヶ所 校庭貯留 4ヶ所	な し
	浸透施設	一部施工	な し	各戸浸透枳	な し

3-3 浸水特性の類型化

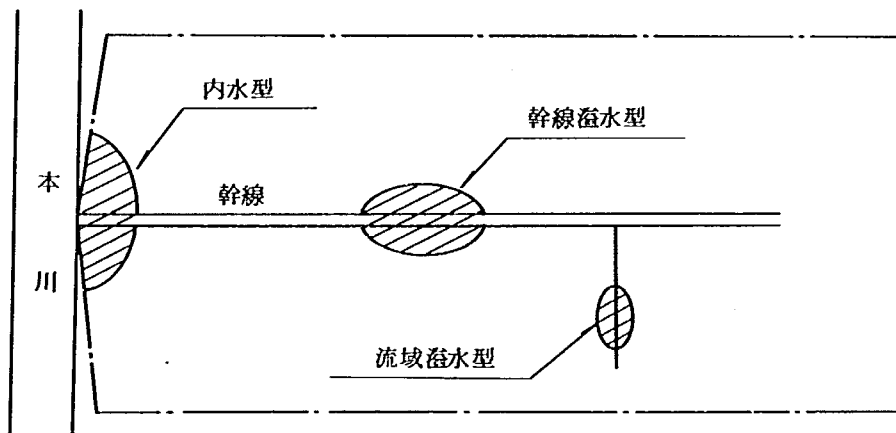
(1) 浸水形態の分類

実態調査の結果より、都市域における浸水形態を次のように分類する。

尚、本調査では都市域での比較的小規模な流域を念頭に置き、その流域からの排水を受け持つ骨格的な水路を幹線排水路（これは河川または下水道の幹線水路となる）、幹線排水路の合流先河川を本川と呼び、幹線水路流域の浸水現象を次のように類型化し、考察を加える。

- a) 内水型浸水：本川水位の影響で流域からの流量が本川へ排水されずに合流点付近の低平地に湛水する浸水形態である。主に、本川周辺の低平地域で生じる。
- b) 幹線溢水型浸水：幹線自体の流下能力不足により幹線から溢水、場合によっては破堤氾濫により幹線排水路周辺に生じる浸水形態である。
- c) 流域溢水型浸水：幹線までの集水区において、枝線の排水能力不足等により生じる浸水形態である。流域内の面的排水施設が未整備の地区や微地形上湛水し易いところで発生する。

尚、浸水形態としてこれ以外に、本川の破堤等により自己流域以外の水によって浸水するものもあるが、その対策は本川側で行われるためここでは対象から除くものとする。



2) 降雨特性との関係

浸水被害を生じさせる降雨としては短時間に雨量強度の強い降雨をもたらす集中豪雨型の降雨（シャープな降雨波形）と雨量強度は小さいが長時間にわたり総雨量の大きな長時間型降雨がある（大河川で大きな洪水被害を生じさせるような総雨量、時間雨量とも大きな雨は当然であるが）。

これらと浸水形態の関係は流域の特性（地形、地質、土地利用状況等）並びに治水施設整備状況等により、様々な形態を呈している。とくに都市域においては、流域の都市化による流出率の増加、洪水到達時間の短縮等による洪水波形の尖鋭化が著しく、浸水形態に変化が生じている。

最近では、従来までは浸水被害が生じなかった比較的小規模の雨でも排水施設末端或は枝線周辺で浸水被害の発生を見るようになった。

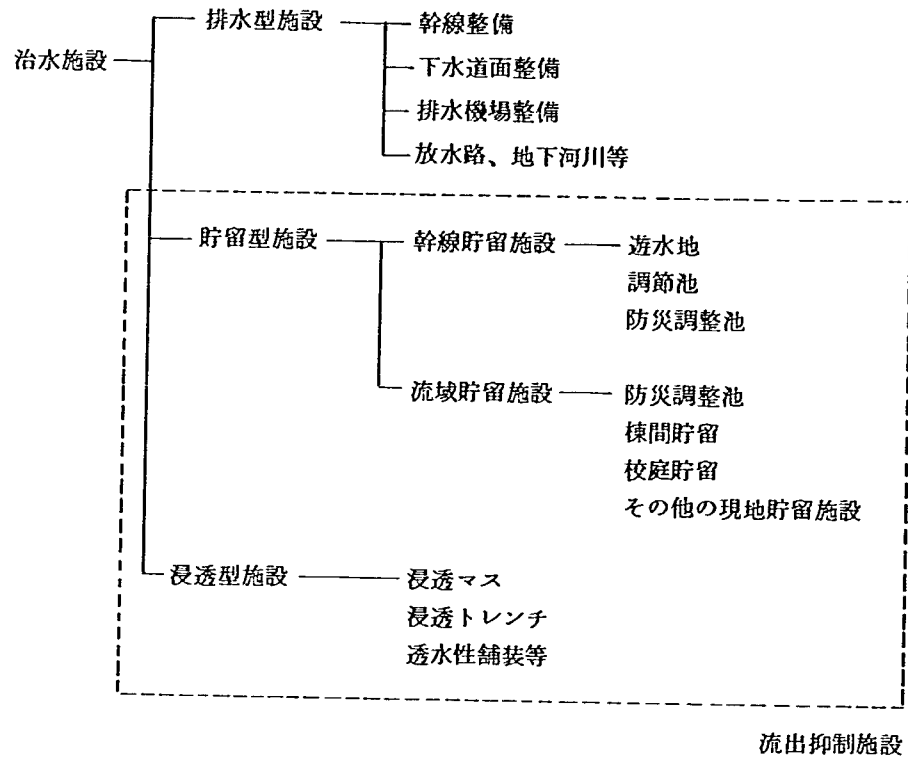
4. 治水施設の定性的特性と総合的雨水処理計画の必要性

4-1 治水施設の定性的特性

(1) 治水施設の分類

都市域で雨水排除を行うために設けられる治水施設を次のように分類し、それらの治水施設の概要を示す。

治水施設の分類



①排水型施設：降雨による流出を速やかに流域外へ排水する目的の治水施設

- ・幹線：流域からの雨水を本川へ排水するメインの排水路
河川，下水道幹線等の施設

- ・下水道面整備：流域からの降雨を幹線へ排水するための面的に配置された施設
下水道，都市排水路等

- ・排水機場：本川の背水等の影響により自流では排水できない雨水を本川へ強制的に排水する施設
- ・放水路等：系外へ排水する施設

*放水路，地下河川等の流域外へ直接排水する施設は上記排水型施設の一部であるが，ここでは取り扱わないものとする。

②流出抑制型施設：降雨による流出を流域内で一時貯留したり，浸透させたりして，流域からの流出を抑制させる施設

- ・幹線貯留施設：流域からの雨水を幹線により集水して貯留し、下流側への流量負担を軽減するもの
遊水地、調節池、幹線に設置された防災調整池等
- ・流域貯留施設：幹線に排水される前に流域の雨水を集水し、貯留して流出を抑制するための施設
防災調整池、棟間貯留、各戸貯留、公園、校庭貯留等
- ・浸透施設：雨水を地中に分散、浸透させることにより、流出を抑制するもの
浸透井戸、浸透マス、トレンチ、透水性舗装等

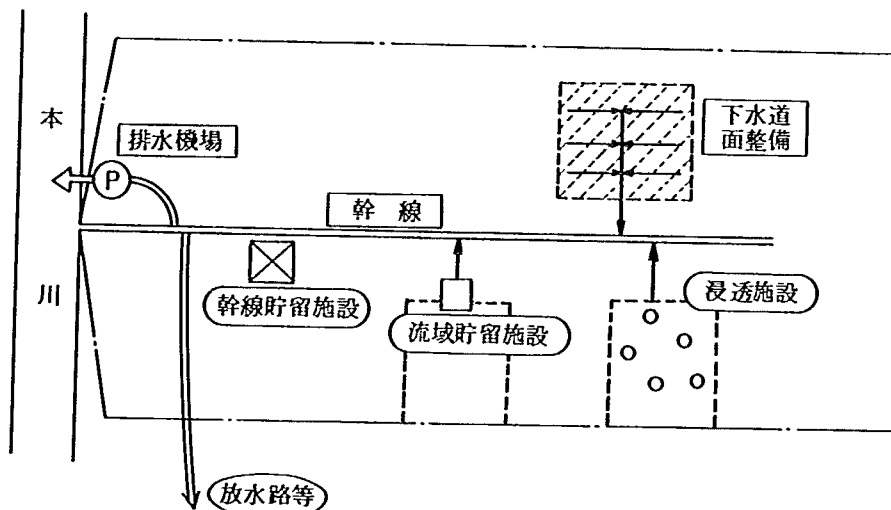


図-4-1-1 治水施設の概要

(2) 治水施設の定性的特性の検討

都市域における各治水施設の定性的特性を検討する。

1) 排水型施設

① 幹線整備

幹線整備は幹線溢水型の浸水に対して抜本的な対策であるが、本調査では土地利用が高度化した都市域を対象としていることから、以下の点で幹線整備単独による対策は困難なことが多い。

- ・都市流域においては、幹線排水路周辺は既に高度な土地利用がなされているため、幹線整備を行う上で新規に用地取得等が困難であり、また工費も掛かるため、短期間に整備を終了し安全度を上げることは難しい。しかも下流から順次整備しなければならず、上流部では低い安全度のままで置かれる期間が長くなる。

- ・都市流域においては幹線が合流する本川自体に既に流下能力に余裕がなく、しかも整備に長い時間を要する場合が多く、幹線整備を行うことにより排水量が増えれば、本川の安全度の低下を生じさせる恐れがあり、本川との安全度のバランスを考慮して改修を行わなければならず、難しい状況となっている。

② 下水道面整備

下水道面整備は流域溢水型の浸水に対しては抜本的対策となるが、幹線整備と本川との関係と同じ様に下水道面整備を行うことにより幹線に負担を懸けることになり、下水道面整備単独で対処するには難しい。

尚、下水道整備は幹線整備に較べ一排水処理単位区域が小規模であり比較的整備し易く、短期間に実

施されることが多い。

③排水機場

排水機場は内水型の浸水に対して実施される対策であるが、排水機場で排水した量だけ本川に負担を懸けることになり、本川の流下能力が無い場合本川での溢水破堤等の危険性も高まり、安全度の低下をもたらす。このため、本川ピーク時には内水域である程度湛水を許容するか、排水機場に隣接地に貯留池等の貯留施設を設置してピークをずらして排水することが必要とされる。

2) 流出抑制型施設

①幹線貯留型施設：遊水池、防災調節池、地下調節池等

幹線を通じて雨水を集水して貯留し、流出を抑制するために設けられる施設である。当該施設の下流側の幹線溢水型の浸水に有効であり、また本川への負荷を減少させることが出来る。尚、設置の条件としては当該施設上流側の排水施設整備が必要となる（幹線溢水無いこと）。

幹線貯留型施設は流出を抑制するため、幹線下流部及び本川への洪水調節効果も期待できるが、その効果は貯留容量、放流形式等に規定されるため、計画規模以上の超過洪水に対しては期待できない。尚、超過洪水対応ということを考えれば、洪水吐きの構造に留意して出来るだけ自然調節機能を活かせるようにすることが望ましい。

また、洪水調節効果を有効に発揮させるために施設規模が大規模になり、密集市街地、一般市街地等の市街化が進んだ地域では用地取得等の面で建設が難しい。尚、最近では地下空間を利用した地下調節池も建設、或は計画されるに至っている。また公園等との施設の多目的利用が可能であるが、洪水後の維持管理が必要である。

②流域貯留施設：防災調整池、公園貯留、校庭貯留、棟間貯留、各戸貯留等

幹線に排水される前に流域の雨水を集水し、貯留して流出を抑制するための施設である。開発地域下流側に設けられるオフサイト型の貯留施設として防災調整池、地先の雨水を貯留するオンサイト型の貯留施設として各戸貯留、棟間貯留、或は校庭、公園等での貯留等がある。

流域貯留施設は集水域に降った雨水を幹線へ排水する前に各集水区域の中で貯留するものであり、とくに枝線の排水能力不足等に起因する流域溢水型浸水に対して有効であり、また全体的に流出を抑制し、各集水域からの幹線へのピーク排水量を軽減させるため、幹線溢水型にも効果がある。ただし、流域貯留型施設は貯留規模が小さいため、個々の施設効果は小さく、また計画規模以上の降雨に対しては効果が発揮できない。しかし、小規模な施設を流域に分散して設置できるため、下流側の排水条件によらず配置でき、下流側の浸水に対処できる。また既成市街地でも設置可能である。

尚、排水型施設の規模が余りに小さいと組み合わせるべき貯留型施設の容量が非常に大きくなり、全体として非効率な計画となる可能性がある。

③浸透施設：浸透井（井戸法）、浸透マス、トレンチ、浸透性舗装等（拡水法）

浸透施設は雨水を地中に分散、浸透させることにより流出を抑制するものであり、雨水を直接地下の浸透層まで注入して浸透させる井戸法と地表面または地表浅所より分散、浸透させる拡水法（浸透マス、トレンチ等）がある。

浸透型施設は流域に降った降雨の一部を地中に浸透させ、流出量そのものが抑制されるため、流域溢水型、幹線溢水型浸水等に効果がある。浸透型施設は小規模なものであるため流域に分散して設置でき、市街

地でも適応可能である。しかし、浸透能力は地形、地質、地下水位等の条件に左右され、とくに岩質、粘性土質では適用できない。また、浸透能力は降雨規模に較べ多くを期待できない。

流出抑制の効果は、降雨をベースカット的に浸透させるため、超過洪水に対しても効果が期待できる。

尚、浸透施設の日詰まり等の問題、或は施設が地中にあること等から、維持管理面の問題、並びに浸透効果の継続性、信頼性等の問題がある。

以上、各治水施設の特性について定性的に検討したが、先に分類した浸水形態に対応した施設の適応性についてまとめると表－4-1-1及び図－4-1-2になる。

(3) 治水施設の定性的評価

都市域における総合的な雨水排水システムを立案していく上で、地形、地質、土地利用、治水施設整備状況等の流域特性、並びに、降雨特性等から各治水施設の特性を評価する必要がある。

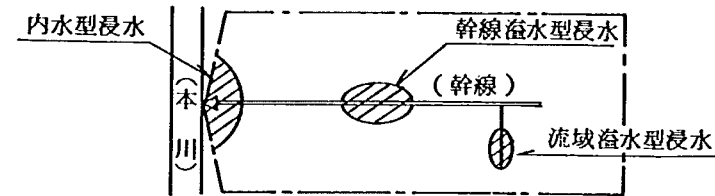
評価項目としては次のような項目が考えられる。

- ・流域特性：流域の地形・地質条件、土地利用状況等
- ・流出特性：降雨規模、降雨パターン、到達時間、流出波形等
- ・浸水特性：溢水型、内水型等
- ・施設特性：処理能力、施工性、経済性、実現可能性、維持管理、環境問題等
- ・処理方法：排出型施設、流出抑制型施設（貯留型、浸透型）

これらの評価項目は互いに関連するものもあり、また実流域では個々の条件の制約もあり簡単に評価することは難しいが、今後出来るだけ定量化の方向で検討が必要となる。

表一 4-1-1 浸水形態に対応した治水施設の適用

- 条件 1) 本川の能力は限界である。
 2) 本川と幹線のピーク時間差はない。
 3) 都市小流域を対象とするため、バック堤、
 流域カット、合流点付替等は考えない。



- 幹線整備
 下水道面整備
 排水機場
 単独に適用可
 幹線貯留施設
 流域貯留施設
 浸透施設
 併用が必要

治水施設 浸水形態	排水型施設			流出抑制型施設			対応治水施設
	幹線整備	下水道面整備	排水機場	幹線貯留施設	流域貯留施設	浸透施設	
幹線 溢水 型	 幹線貯留施設 ・所定の効果が期待できるが、本川への負担が増える。 ・本川の能力がないことから幹線貯留施設との併用が必要 	 ・幹線溢水型の対策とならない。 	 ・幹線溢水型の対策とならない。 (自流域の場合) 	 ・施設下流の浸水に効果 	 ・幹線への流出を抑制するため効果あり。 ・但し、他施設に比べ効果は少ない。 	 ・流域貯留施設と同様 	・幹線整備+幹線貯留施設 ・流域貯留施設 ・浸透施設 及び上記の組合せ
流域 溢水 型	 ・流域溢水型の対策とはならない。 ・但し、面整備に伴う流量増に対応した対策を要する。 	 ・溢水量を幹線に排水してし まうため効果あり。 ・但し、幹線整備・幹線貯留 等が必要 	 ・流域溢水型の対策とはなら ない。 (自流域の場合) 	 ・流域溢水型の対策とはなら ない。 ・但し、面整備に伴う流量増 に対応した対策を要する。 	 ・流域への溢水量を貯留する ため効果あり。 	 ・流域溢水部への流出量を抑 制するため効果あり。 ・但し、他施設に比べ効果は 少ない。 	・下水道面整備+幹線整備、 貯留施設 ・流域貯留施設 ・浸透施設 及び上記の組合せ
内 水 型	 ・内水型の対策とはならない 	 ・内水型の対策とはならない 	 ・内水流量をポンプで排水し てしまうため効果あり。 ・但し、本川への流量負担が 増える。 	 ・内水流量を抑制するため効 果はあるが、ポンプと併用 が必要。 	 ・同 左 	 ・同 左 	・排水機場と各流出抑制施設 の組合せ

浸水形態

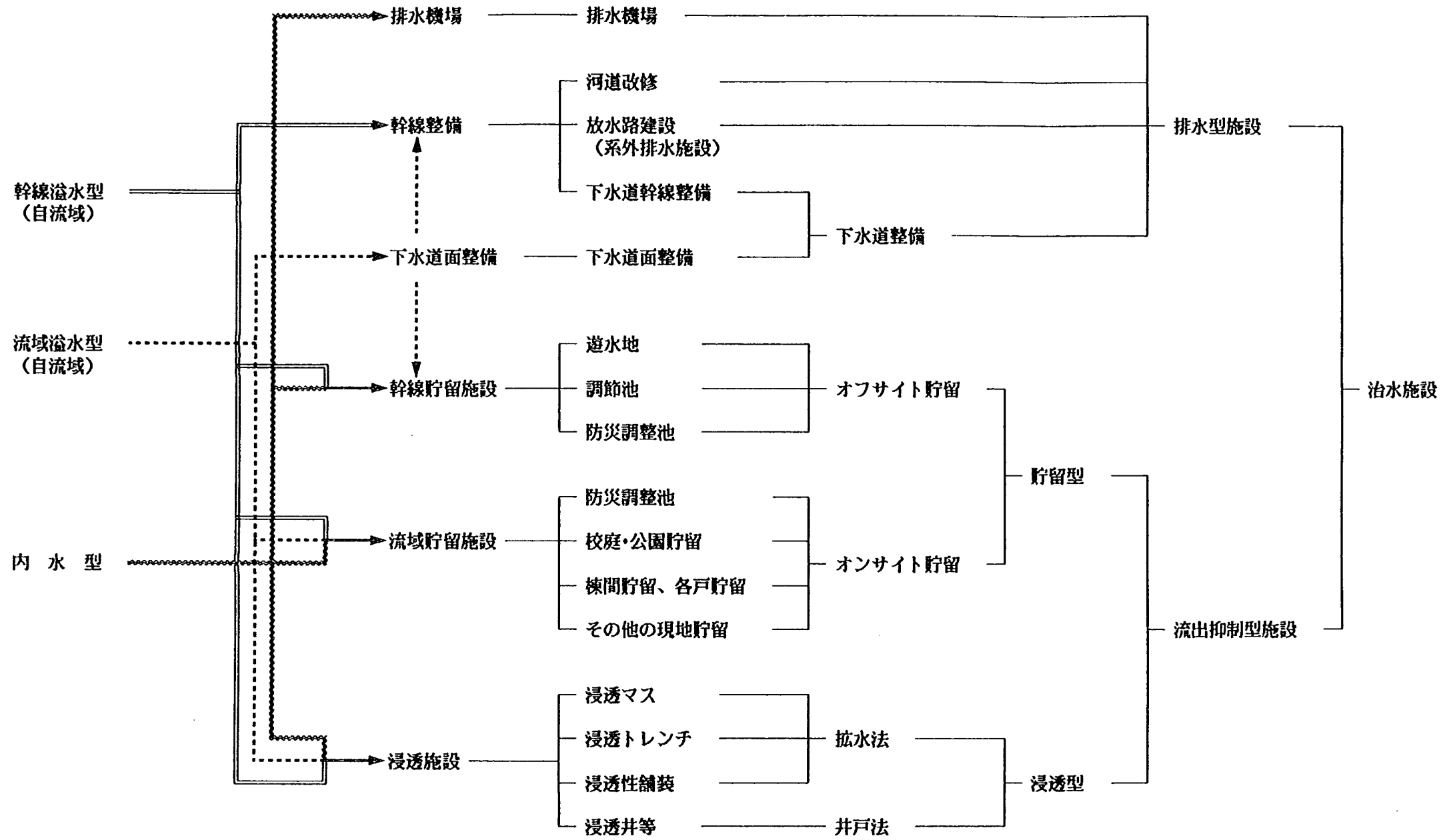


図-4-1-2 浸水形態と治水施設

4-2 総合的な雨水処理計画の必要性

(1) 現況での問題

都市域における雨水処理の問題点を整理すると次のようになる。

1) 防御対象地域の変化

従来の河川計画では、集水域（山地、丘陵、台地）から流出した雨水を河道から溢れさせずに洪水防御対象地域である沖積平野を安全に通過させること（線的安全度の確保）に計画の主眼がおかれ、集水域と防御対象地域が画然と区分されていた。計画策定上の流出解析手法も河道基準点を対象として、集水域をブラックボックス的に取り扱うものが大半であった。しかし、都市化流域では集水域まで開発が及び、集水域自体が防御対象域となり、面的な安全度の確保が必要となってきた。

2) 流出・流下・浸水形態の変化

都市化に伴い山林、畑地、水田等が開発され不浸透域が増加し、流域の保水・遊水機能が減少してきた。さらに排水施設の整備（下水道面整備、幹線並びに枝線排水路の整備等）も加わり、従来に較べ到達時間が顕著に短くなり、洪水のピークが尖鋭化するとともに短時間降雨に鋭敏に反応するようになった。このため、排水施設への負担が著しく大きくなった。また、土地利用、並びに排水施設の整備状況によっては、内水型や幹線溢水型の浸水に加えて、短時間降雨による流域溢水型の浸水が都市化流域で目立つようになり、従来まで余り見られなかった浸水形態の発生ならびに浸水位置の変化が見られる。

3) 氾濫許容限度の変化

土地利用形態の変化により従前と同様の湛水でも許容でき無くなった。即ち、従来は水田等の土地利用の場合、若干の湛水は許容できたが都市域では僅かの湛水でも許容されなくなった。また、資産等の集中により damage potential は著しく大きくなってきている。

4) 排水型施設での対応

排水型施設だけで対応するには以下のような問題が生じる。

土地利用の高度化により、施設用地の不足、地価の高騰による用地取得の困難さ、周辺環境への配慮、並びに建設費のコストの増大等により施設計画の立案、実施が困難になってきた。財政上の制約もあり、重点配分しても完成までに長時間を要す。しかも、下流側から順次改修を行わなければならない、上流側が安全度の低いまま置かれる期間が長くなる。また、計画規模が大きくなるほど施設が全能力を発揮するのは極短時間であり、施設の効率の点で不経済となる傾向にある。さらに、計画規模までの洪水は確実に処理できるが、超過洪水に対しては浸水被害の集中を招く恐れがある。

その他、排水施設の流末での受け皿の問題がある。即ち、下流の流下能力規模によって上流からの排水流量が規定され、一般に都市域の河川では現状では大幅な流下能力の向上が早期に望めない状況下にある河川が多く、新規に排水施設の設置、既設施設のレベルアップを行うことは難しく、排水機場においても本川との安全度を調整しながら排水しなければならない状況に至っているところもある。

5) 幹線貯留型施設での対応

これらのような問題を解決するため、従来から防災調節池、遊水地等の幹線貯留施設が計画されている。これらの施設は効率性、スケールメリットから大規模なものが望ましいが、都市域に於ては土地利用高度化から用地取得が難しく、各施設の規模の縮小、流域への分散化をせざるを得ない状況になっている（一

方では、大規模な地下貯留施設も実施、或は計画されている)。

6) 流域分散型施設

高度に都市化が進んだ流域においては、現在、流域対策等で各種流出抑制施設(暫定調整池、各戸貯留、浸透マス等)の実施、さらには流出抑制型下水道の試行的実施がなされているが、暫定対策として位置付けられて実施されているものが多い。これらは基本的に暫定対策であること、建設・管理面での法的担保等の解決すべき問題等もあり、またこのような分散配置型施設の効果の把握手法が確立されていないことなどから、その効果は下水道計画、工事実施基本計画レベルの治水計画には取り込まれていない。しかし、現在までの流域整備状況を鑑みれば、恒久化の方向に向かわざるを得ない。このような意味からも、大規模施設ばかりでなく流域分散型施設を有効に組み込んだ計画が必要である。

尚、組み合わせるべき排水型施設の規模が余りにも小さいと貯留型施設の容量が非常に大きくなってしまい、全体として非効率な計画となる可能性がある。従って、排水型施設の能力も一定水準確保した上で貯留施設と組み合わせることが重要である。

(2) 総合的な雨水処理計画

都市化が進んだ流域においては、洪水防御対象地域が拡大するとともに僅かな湛水も許容されなくなってきたおり、河川からの溢水・破堤氾濫を防ぐという従来の線的な洪水防御から、拡大した防御対象地域を相応の安全度で守る面的な洪水防御への転換が必要である。従来からも内水排除計画や下水道面の整備計画等が面的な安全度の確保を目的に実施されてきたが、これらと河川計画、さらには流出抑制施設の配置計画等を有機的に結合させることが重要である。

従って、都市域においては受け皿となる下流河川の流下能力の抜本的な向上が早期に期待できない現状をふまえれば、下流への負担を軽減させ、しかも早急に安全度の向上を図るために、地形地質等の流域特性、降雨特性、下流排水条件等を勘案し、排水型施設並びに流出抑制型施設を最適に組み合わせ、流域内の浸水危険度の分散化により超過洪水に対しても安全度の向上を期待できる総合的な雨水処理計画の策定が必要である。最適な施設配置計画策定のためには、面的に配置された各治水施設の効果を評価するシステムが望まれる。

尚、今までは小規模な一排水区を対象とした自己流域における排水計画上の課題について検討してきたが、その他に河川全流域を対象とした本支川間、上下流間の安全度のバランス或は、外水域と内水域の安全度のバランスといった問題もあるが、それらについては別の機会に譲るとする。

5. 降雨・地形特性等から見た治水施設の評価手法の検討

本章においては、都市排水域の実態調査から得られた知見をもとに、都市排水計画を構成する要素となる各種治水施設の特性を評価する手法について検討を行う。

そのため、(1)実態調査の要約を行い、(2)排水計画全体の評価の視点としてどのようなものが必要かを整理するとともに検討の対象を絞り、(3)そのための手法を概観し、(4)今後の検討方向について提案を行ったものである。

5-1 実態調査から得られた知見

都市排水域の実態調査から見ると、多様な治水施設の存在と、地形・排水条件によって異なる浸水形態という2点が浮かび上がってくる。

第一の多様な治水施設の存在について述べると、貯留型と排水型の二つを基本として、表-5-1-1に示されるように様々な規模・形態の治水施設が既に建設され、また今後建設されようとしている。なお、浸透型流出抑制施設は、地下水の涵養といった独特の機能があるが、治水計画上の取り扱いとしては、設計浸透能力の値に基づいて排水型の取り扱いをすることが可能である。

形態による分類

表-5-1-1 都市域における多様な治水施設

(位置)	(項目)	(事例)
流域外へ	系外への排水	放水路, トンネル放水路
流域内	貯留	防災調節池, 校庭貯留, 駐車場貯留 地下貯留, マンホール貯留, etc.
	浸透	浸透マス, トレンチ
	排水能力向上	下水道面整備
幹線	幹線貯留	防災調節池, 遊水地
	幹線整備	河道改修
	排水機	排水機増設

また、規模について見ると、排水型の施設で河道や幹線下水管渠は30-50 m^3/hr のオーダーの規模であり、排水機は一般にこれより小さい。透水性舗装を排水型として捉えれば、数 m^3/hr の能力である。

貯留型の施設は防災調整池などは50 m^3 程度の貯留能力を持つものが多いが、幹線貯留型のものはその計画規模に応じてさまざまな貯留能力を有している。

浸水形態については、大別すると、排水施設末端の能力不足や微地形によっておこる流域溢水型浸水、幹線水路・河川から溢れる幹線溢水型浸水、流域の内水を幹線または本川に十分排除することができないためにおきる内水型浸水の三パターンに分けられることがわかった。これらの浸水形態は治水施設の能力とともに浸水域及びその周辺の地形特性に大きく依存する。

なお、このほかに浸水形態としては本川の破堤等により自己流域以外の氾濫水によって浸水させられる

ものがあるが、本調査においてはその対策が自己流域よりは本川域の方が中心となるため検討の対象外としている。

また、浸水発生域の洪水到達時間の大小により、総雨量は小さくても降雨強度が大きければ（シャープな降雨波形）発生するような浸水と、降雨強度は低いが総雨量が大きければ（ダラダラ降雨）発生するような浸水とがあり、降雨波形によって浸水形態が異なることが明確になった。

さらにこのような浸水形態は治水施設の配置、進捗度合いなどによって変化するので、地形特性（浸透型施設を考慮すれば、地質特性も）、降雨特性に応じ、かつ各々の治水施設の特性を生かした計画をたてなければならない。

5-2 評価の視点

都市域の総合的な排水計画を策定する上で、地形特性、降雨特性、各種の治水施設の特性、さらには浸水特性と各種の治水施設の相互作用を考慮する必要性について述べてきたが、ある都市排水系がある場合にこれをどのような観点から評価すべきか、別の見方をすればどのような評価システムが必要かについて以下列挙することとする。

1. 流域の地形特性、土地利用により流出、浸水の特性が異なるので、これを反映できること。
2. 治水施設は排水型のみということではなく、排水型と貯留型の双方が存在するところから、この組み合わせによる治水の安全度の評価が可能であること。即ち、降雨波形の評価が可能であること。
3. 校庭貯留や団地の棟間貯留、雨水マスからの浸透など、小規模でかつ流域の中に分散して配置されている治水施設（分散配置型治水施設）が多いことから、これらの施設の集積により、下流の幹線水路や河川でどのような効果があるか評価ができること。また、流域の中における施設の分布（例えば、上流域に集中、など）がどのような影響を及ぼすかを評価する必要がある。
4. 防災調節池や各種のオンサイト貯留、浸透施設などのいわゆる流出抑制施設のみならず、面的排水施設、幹線水路・河川の整備自体が流出現象に大きい影響を及ぼすことから、これら排水施設も流出過程の一要素として取り扱えること。

（なお、筆者は一般に流出抑制施設と認識されている施設以外にも、例えば、雨水マス、道路側溝の規模、構造が流出に無視できない影響を有しており、その改良により流出抑制に資することができるのではないかと考えているが、この点については機会を改めて取り上げることとしたい。）

5. 治水施設の配置、進捗状況により浸水形態に影響を及ぼすことがありうるので、施設の建設過程、完成後の浸水形態の予測が可能であること。特に、計画規模を超過する降雨によりどのような浸水現象が生じるかを予測することが重要である。
6. 実用的であること。その意味は一つには全体の評価システムの作成にあまりに膨大な労力を要しないということであり、もう一つには従来から用いられてきた流出解析、計画手法との関係がうまくつけられるという点である。

以上、個別に必要と思われる点について述べてきたが、具体的な都市排水計画を策定する場合にこれらの点が明らかにできるような計画手法を組み立てることが今後の課題である。この場合、単一の手法で解決できるとは考えられず、いくつかの手法の組み合わせやレベルにわけて問題を解決してゆくことが必要

となろう。

ただ、今回行った調査の目的とするところは、個々の具体的な流域について詳細な計画を策定することではなく、これに先立って、種々のタイプの治水施設の特性を地形・降雨・他の治水施設との関係などからできる限り明らかにし、治水施設の組み合わせ、適正配置に関する基本的な知識を得ることであり、さらに、実際に都市域、特に高度に都市化の進んだ地域において排水計画を立案する立場に立てば、下流河川への排水量に制約がある場合が多いので、次のような形で問題を考えることとする。

『ある計画規模の降雨に対して下流河川への排水量に制約がある場合において、流域の中で治水施設をどのように組み合わせて配置すれば良いか。』

これを検討するために、各々の施設を一単位設置した場合、安全度がどのように変化するか、また、変化の度合いが地形条件等によってどう異なるか』を明らかにすることが必要である。

5-3 各種手法の概観

前節で提起した問題を解決するために基本的に重要な要素は流出現象をどのようなモデルで表現するかということである。

現在、都市域の排水計画において一般的に用いられている流出計算手法は次のようなものである。

- a. 合理式
- b. 等価粗度法
- c. 貯留関数法
- d. 準線形貯水池法
- e. 修正RRL法

これらの手法について、地形や土地利用、治水施設の影響を組み込むことができるかどうかという観点からみると、次のようである。

合理式：簡便なため、広く使われている。計画上の値として、地形や地目を f の値に反映させることは行われているが、 t_c については集水域の規模によって標準的な値を用いるのが一般的である。流域内の治水施設の効果を体系づけて f なり t_c に反映させるのは現状では困難。

等価粗度法：斜面長、勾配、等価粗度の値により、地形・土地利用を計算に組み込むことが可能。パラメーターの物理的意味はこれの中で一番ははっきりしている。治水施設の効果については、鮎川¹⁾が防災調整池の効果を等価粗度の形で表現する試みを行っているが、まだ実用の域には達していない。

貯留関数法：中規模以上の河川では広く河川計画、洪水予測に用いられている。 k の物理的意味が不明確という難点があげられていたが、全国的な資料に基づき都市化が k に及ぼす影響を流域面積に対する都市化率と流域面積で表す式²⁾も提案されている。また、Prasad型の貯留関数については、星ら³⁾が等価粗度法のパラメーターを総合化している。治水施設の効果の表現については未だである。

準線形貯水池法：唯一のパラメーターである洪水到達時間の中に地形、都市化の影響を反映させることが可能。治水施設の効果の表現については未だである。

修正RRL法：インフロー・ハイドログラフの算定はゾーン毎の洪水到達時間を考慮して有効降雨を重ね合わせる手法を用いているが、これを下水管渠の $S-Q$ 関係によって変形させているため、下水道の規模

の変化による影響を見ることが可能である。

以上述べた一般的な手法に加え、最近では都市域での流出現象をもっと細かく追跡しようとする試みもなされている。例えば、市川ら⁴⁾は流域をメッシュに細分化し、流出抑制施設、下水道網を組み込んだモデルにより洪水の挙動を追跡している。また、豊国ら⁵⁾は下水道管渠の流れまで厳密に解くことにより都市域の洪水流出・浸水現象の再現を行っている。

また、流出モデルの面だけでなく、貯留型と排水型の施設の組み合わせによる治水施設の安全度評価に関しては、江藤ら⁶⁾が等危険度線による評価を行い、寝屋川流域や神田川流域の総合的な治水計画の策定に際してその適用がなされている。^{7) 8)} この考え方を江藤らの論文⁹⁾より摘記すれば以下の通りである。

等危険度線

江藤・室田はピーク流量と洪水継続時間（総流量）の結合確率分布を考慮した理論解析により、所与の治水安全度を確保するために必要な、排水施設の容量と貯留施設の容量（以後排水容量、治水容量とよぶ）の関係を表わす方程式を導いた。これを等危険度線の方程式と呼んでいる。

等危険度線の式

等危険度線は一定の治水安全度を確保するために必要な排水容量 y_0 と貯留容量 Z_0 の関係を表わす曲線である。等危険度線の式は近似的に次のように表わされる。

$$\frac{Z_0}{Z_0^u} = \left(\frac{y_0^u - y_0}{y_0^u} \right)^s \quad (4.2)$$

この式は3個のパラメータ (y_0^u , Z_0^u , s) を含む。

y_0^u , Z_0^u は所与の治水安全度に対応する確率ピーク流量、総流量である。

s の値は対象とする地点・水文量を指定すれば、貯留施設の水利構造のみによって定まる。

すなわち

$$s = s_{\infty} + (s_0 - s_{\infty}) \exp(-\sqrt{p}) \quad (4.3)$$

ここに、 p は (4.1) 式 ($q = a Z^p$) で表わされる貯留関数の指数である。また s_0 は p が0のとき、すなわち一定量放流方式に対する s の値、 s_{∞} は p が ∞ のとき、すなわち全量カット方式に対する s の値である。現在のところ次の値が得られている

洪水継続時間とピーク流量が独立のとき、

$$s_0 = 3, \quad s_{\infty} = 0.7 \quad (4.4)$$

洪水継続時間とピーク流量が線形従属のとき、

$$s_0 = 2, \quad s_{\infty} = 0.4 \quad (4.5)$$

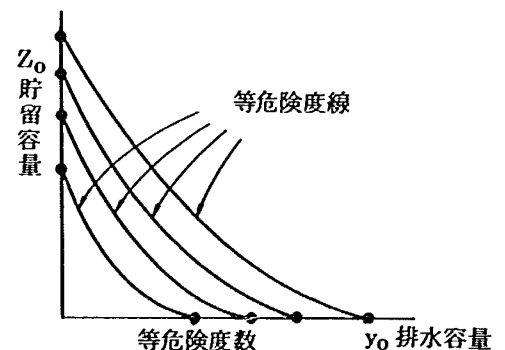


図-5-3-1

標準等危険度線

都市河川における洪水の到達時間は数10分ないし2～3時間である。また流出率は流出の全期間を通じて不浸透面積率にはほぼ等しい。よって時間単位で見れば、ハイエトグラフとハイドログラフの相似性は高い。したがって、式(4.2)の s の値は地点にかかわらずほぼ一定となり、時間雨量ハイエトグラフのそれにほぼ等しいと考えられる。以上が標準等危険度線を提案する根拠である。

一方、ハイエトグラフについては継続時間とピーク値の間の相関性は低い。相関係数で0～0.5程度である。よって標準等危険度線の s の値は、式(4.3)、(4.4)で計算される値に近いと予想される。よって以後は $s_0 = 3$, $s_{\infty} = 0.7$ を仮定することにする

標準等危険度線においては、排水容量 y_0 と貯留容量 Z_0 、およびその上限値 y_0^u , Z_0^u は雨量単位で表わされる。雨量換算施設容量には添字 r を付けることにする。雨量換算貯留容量 Z_{or} (mm単位), 排水容量 y_{or} (mm/hr単位)と、もとの容量 Z_0 (m³単位), y_0 (m³/sec単位)の関係は次式で表わされる。

$$y_0 = C_y y_{or}, C_y = \frac{1}{3.6} f_p A i_s \quad (4.6)$$

$$Z_0 = C_z Z_{or}, C_z = 1000 f A \quad (4.7)$$

式(4.6)は合理式である。式(4.7)は雨量に流出係数を乗じたものを、貯留量に換算したものである。ここに、 A は流域面積(km²), f は流出率, f_p はピーク流出係数, i_s はDD関係から決まる補正係数。たとえば洪水到達時間が短いほど設計降雨強度は大きく取る必要がある。この場合 i_s は1以上の値となる。

y_0^u , Z_0^u も、式(4.6), (4.7)で雨量単位に変換することができる。

標準等危険度線(雨の等危険度線)を作るには、一雨降雨について、ピーク雨量と総雨量の確率分布が個別に求められていればよい。これより所与の治水安全度(洪水の再現期間)に対する y_{or}^u , Z_{or}^u の値が求まる。このとき標準等危険度線の式は次式で表わされる。

$$\frac{Z_{or}}{Z_{or}^u} = \left(\frac{y_{or}^u - y_{or}}{y_{or}^u} \right)^s \quad (4.8)$$

あとは貯留施設の水利構造から p の値が、これを式(4.3)に入れると S の値が求まる。式(4.8)より雨量単位で表わされた施設容量 y_{or} , Z_{or} が求まり、これらを式(4.6), (4.7)に入れると排水容量 y_0 , 貯留容量 Z_0 が求まる。

標準等危険度線の考え方を簡単に図示したものが図-5-3-2である。降雨特性のうち、治水計画に強く影響する性質は、ピーク雨量、降雨継続時間、およびDD関係に集約されていると考えている。同様に流出特性は流域面積、流出率、ピーク流出係数、洪水到達時間に、貯留施設の水利構造は貯留関数の指数 p に集約されていると考えている。よって流域の人文条件から達成すべき安全度のレベルが与えられるとき、上記の諸条件をすべて考慮した上で、治水安全度と排水施設・貯留施設の規模の3者の関係を端的に表示したものが標準等危険度線ということになる。

〔貯留施設の水利構造〕

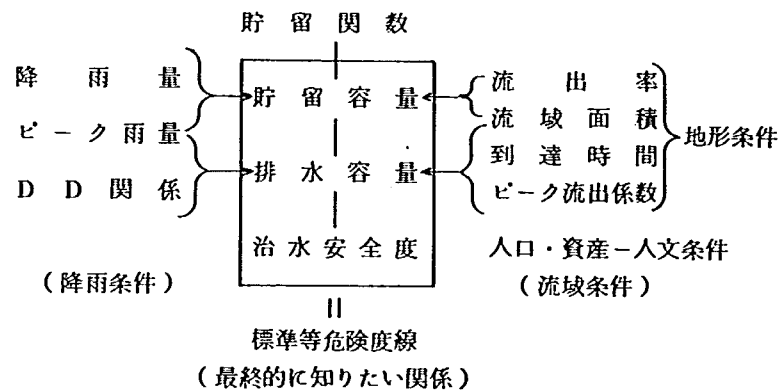


図-5-3-2 標準等危険度線の概念的説明図

5-4 今後の検討方向

5-2で掲げた評価の視点について、以下の基本的方向で今後の検討を進めることにより総合的な都市排水計画の確立に資することができると考える。

- a. 1 (地形、土地利用の反映) については、流出モデルを等価粗度法、または準線形貯水池法とすることにより可能である。また、貯留関数についても等価粗度法のパラメーターとの関係を付けることにより可能となると考える。また、これにより、6 (実用性) の要請を満たすことができる。
- b. 2 (排水・貯留型の組み合わせの評価) これについては江藤の等危険度線の考えを用いることにより、すっきりした処理をすることができる。ただ、現在の等危険度線理論においては降雨波形と流出波形の相似が前提となっており (即ち、合理式が適用されるような流域条件)、また排水型と貯留型は本稿でいう幹線整備と幹線貯留の間の組み合わせを表すもので、流域の中の施設の効果については次の点とあわせて考える必要がある。
- c. 3 及び 4 (分散配置型治水施設および排水施設の効果) についてはこれらの施設の効果を流出モデルのパラメーターに集約化して表現することを検討する必要がある。その過程においては、細かな流出現象を再現してマクロ的な計算と照合することが必要となろうが、最終的には流域の特性値の中に織り込む形で評価することが望ましい。また、その際留意すべき点としては、治水施設は計画の規模までは一定の効果を発揮するが、超過外力に対しては効果が大幅に落ちるのでこの点を含め評価するということである。また、計画上の観点からは治水施設の規模がどの程度以上なら単独に取り出して評価しなければならないかを明確にする必要がある。
- d. 5 (浸水形態の変化) については、まず、細かく現象をシミュレートするモデルによってその特性をつかみ、マクロ的な地形指標との関係を明らかにすることが必要である。また、超過外力時において極力浸水の集中をさけるための計画手法および施設設計について検討をおこなう必要がある。

上記の中でbおよびcについてももう少し詳しく述べると次のようになる。

まず、次の2点を行う必要がある。

(1)江藤の等危険度線理論を拡張して、非線形流出域における等危険度曲線を作成する。(流域の治水施設、排水施設の効果を合理式のパラメーターに集約化できればその必要はないが、恐らく困難であろう。)

(2)流域の施設、排水施設の効果を流出モデルのパラメーターに集約化する。これによって、流域内の各種施設の整備が等危険度曲線にどのような影響を与えるかを明らかにすることが出来る。

(1)と(2)を組み合わせることにより、図-5-4-1のような単純化された流域において幹線(排水路・河川)整備、幹線貯留、流域での貯留、浸透、流域外への排水の5個の要素が治水の安全度(ここでは幹線において流出量が排水容量を上回る確率で表される)にどのような影響を与えるかが判定できることになる。

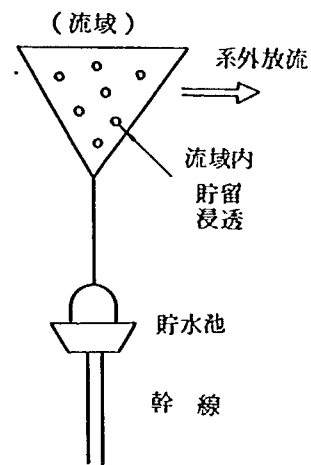


図-5-4-1

参 考 文 献

- 1) 鮎川, 北川: 線型貯水地モデルに基づく住宅団地の流出解析, 第29回水理講演会論文集, 1985
- 2) 建設省河川局治水課, 土木研究所: 流出・流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究, 第38回建設省技術研究会, 1984
- 3) 星, 山岡: 雨水流法と貯留関数法との相互関係, 第26回水理講演会論文集, 1982
- 4) 市川, 橋原, 大口: メッシュ法の都市河川流域への適用 — その手法と実際, 第29回水理講演会論文集, 1985
- 5) 豊国, 渡辺: 都市流出シミュレーションモデルとその応用, 第29回水理講演会論文集, 1985
- 6) 例えば江藤, 室田, 柳本: 貯留施設と排水施設を並用した高水計画の安全性, 第28回水理講演会論文集, 1984
- 7) 金井, 中坂, 福森: 治水施設の機能分担について — 流すか, 溜めるか — , 大阪府第12回建設技術発表会論文集, 1985
- 8) 吉川, 佐藤, 和泉: 都内中小河川の治水安全度と大規模調節池, 第31回水理講演会論文集, 1987
- 9) 江藤: 標準等危険度線による都市河川の治水安全度評価, 文部省科研費自然災害特別研究成果, 都市河川の治水トータルシステムの信頼性に関する研究, 1986

お わ り に

本調査は実態調査を通じて都市化流域での浸水特性ならびに流域が抱える雨水処理の課題を把握し、総合的な雨水処理計画を策定する上で必要な治水施設の効果の評価手法について、基本的考え方並びに今後の方向性について述べたものである。治水施設の効果把握手法については未だ十分な成果には至っていないが、今後とも継続して検討し、実用的な評価手法の確立に努める所存である。

《参 考 资 料》

- 資料－ 1 下水道施設設計指針と解説 1984（抜粋）
- 資料－ 2 河川砂防技術基準（案）－計画編－
（改訂）昭和61年（抜粋）
- 資料－ 3 河川と下水道との管理分担区分について
- 資料－ 4 都市計画中央審議会答申（昭和60年8月）
今後の下水道整備は、いかにあるべきかについての答申
- 資料－ 5 流域分散型流出抑制施設の評価方法の検討（試算例）

第7節 雨水排除計画

§ 30 計画雨水量

計画雨水量は、次の各項を考慮して定める最大計画雨水流出量を用いる。

(1) 算定式

最大計画雨水流出量の算定は、原則として合理式によるものとする。ただし、十分な実績に基づき検討を加えた場合には、実験式によってもよい。

(2) 流出係数

流出係数は、原則として工種別基礎流出係数及び工種構成とから総括流出係数を求める。

(3) 確率年

確率年は、原則として5～10年とする。

(4) 流達時間

流達時間は、流入時間と流下時間との和であり、原則として前者は最小単位排水区の斜面の特性を考慮して求め、後者は最上流管きょ端から懸案地点までの距離を計画流量に対応した流速で割って求める。

(5) 排水面積

排水面積は、地形図をもとに、道路、鉄道在来河川の配置等を踏査によって十分に調査し、将来の開発計画をも考慮して正確に求める。

【解説】

(1)について

1) 合理式の性格

合理式は、式(1・3)で表わされる。

$$Q = \frac{1}{360} C \cdot I \cdot A \cdots \cdots (1 \cdot 3)$$

ここに、

Q : 最大計画雨水流出量(m^3 /秒)

C : 流出係数

I : 流達時間(t)内の平均降雨強度($= \frac{a}{(t^m + b)^n}$ ただし、 a, b, m, n は定数)
(mm /時)

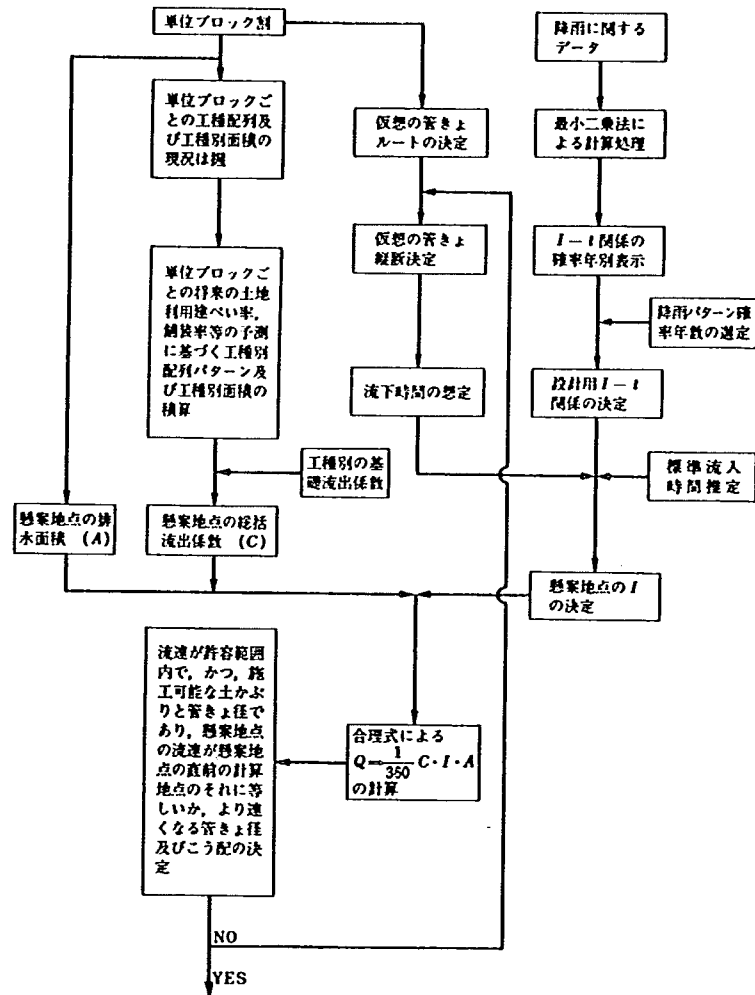
A : 排水面積(ha)

この式を適用する過程は、図1—4に示すとおりである。

この式は、図1—4からも明らかなように、計画対象地域の都市計画、降雨特性等を

確に計算過程のなかに組み込んでおり、絶対的ではないが、現時点では最大計画雨水流出量の算定に適している。

図1-4 計画雨水量の算定過程の概要



2) 実験式の性格

従来、最大計画雨水流出量の算定には、合理式及び実験式が一般的に用いられてきた。実験式は、式(1・4)で表わされる。

$$Q' = C' \cdot R \cdot A \cdot \sqrt[n]{S/A} \dots\dots\dots (1 \cdot 4)$$

ここに、

Q' : 最大計画雨水流出量 (m³/秒)

C' : 流出係数

R : 降雨強度 (m³/秒・ha)

A : 排水面積 (ha)

S : 地表平均こう配 (%)

n : 定数 (= 4 又は 6)

実験式は、外国の特定地域の雨水流出観測によってつくられたものであるが、降雨強度及び観測地域の地勢がわが国と似ているという理由と豊富な経験とを活用して、従来、多くの自治体で用いられてきた。

しかし、実験式の採用にあたっては、その性格上、詳細な観測又は実績に基づいて十分に検討を加えて、計画区域の条件に適合するかどうかを確認する必要がある。

3) 降雨強度公式

合理式における降雨強度公式の式型には、次のようなものがある。¹⁰⁾

- ① Talbot(タルボット)型 $I = \frac{a}{t + b}$
- ② Sherman(シャーマン)型 $I = \frac{a}{t^m}$
- ③ 久野・石黒型 $I = \frac{a}{\sqrt{t \pm b}}$

ここに、

I : 降雨強度(mm/時)

t : 降雨継続時間(分)

a, b, m : 定数

この3種について実測資料との適合度の検定を行うと、Talbot型は曲線の曲がりの少ない性質を持ち、Sherman型及び久野・石黒型は曲がりが激しい。Talbot型は継続時間が5～120分の間で、Sherman型及び久野・石黒型より若干安全側の値を与える。

そこで、通常の規模の計画においては、原則としてTalbot型を採用することが好ましい。

(2)について

総括流出係数の算定式は、式(1・6)のとおりである。

$$C = \frac{\sum_{i=1}^m C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^m A_i} \dots\dots\dots (1 \cdot 6)$$

ここに、

C : 総括流出係数

C_i : i 工種の基礎流出係数

A_i : i 工種の総面積

m : 工種の数

工種は大別すると、浸透域及び不浸透域の2種であるが、前者については土質、植生等により、後者については管きょなどとの接続の程度等によって、流出係数が異なる。このため工種は、さらに細分化される。細分化された基礎工種ごとの流出係数を基礎流出係数と呼ぶが、これは前記の色々な事実を実態的に考慮し、表1-6のように与えられる。

工種の構成は、都市計画、用途地域、将来の推定人口等を総合的に考慮し、用途地域別に建ぺい率、道路率、舗装率等を推定して定める。

式(1・6)は、このような工種の構成をもとにした、すべての基礎工種からの流出を加え合せて求まる流出係数であり、安全側のものである。(表1-7参照)

表1-6 工種別基礎流出係数の標準値

工 種 別	流出係数	工 種 別	流出係数
屋 根	0.85~0.95	間 地	0.10~0.30
道 路	0.80~0.90	芝、樹木の多い公園	0.05~0.25
その他の不透面	0.75~0.85	こう配の緩い山地	0.20~0.40
水 面	1.00	こう配の急な山地	0.40~0.60

表1-7 用途別総括流出係数の標準値

敷地内に間地が非常に少ない商業地域及び類似の住宅地域	0.80
浸透面の野外作業場等の間地を若干もつ工場地域及び庭が若干ある住宅地域	0.65
住宅公団団地等の中層住宅団地及び1戸建て住宅の多い地域	0.50
庭園を多くもつ高級住宅地域及び畑地等が割合残っている郊外地域	0.35

(4)について

雨水流出の流下現象は洪水移動の現象であるため、流達時間は、これを考慮して求める。

1) 流入時間

流入時間の標準値として、表1-9に示す値が慣用されているが、流入時間は最小単位排水区の斜面距離、こう配及び粗度係数によって変化する。

表1-9 流入時間の標準値¹¹⁾

わが国で一般的に用いられているもの				アメリカの土木学会	
人口密度が大きい地区	5分	幹 線	5分	全舗装及び下水道完備の密集地区	5分
人口密度が小さい地区	10分	枝 線	7~10分	比較的こう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

従来から比較的に理論的な算定式として、式(1・8)を用いている。¹¹⁾

$$t_1 = \left(\frac{2}{3} \times 3.28 \frac{l \cdot n}{\sqrt{S}} \right)^{0.417} \dots \dots \dots (1 \cdot 8)$$

ここに、

t_1 : 流入時間(分)

l : 斜面距離(m)

S : 斜面こう配

n : 粗度係数に類似の遅滞係数

3.28 : フィートをメートルに換算した値

この式(1・8)は、Kerby(カーベイ)式と呼ばれるものであり、計算例を示すと表1-10のとおりである。¹¹⁾

理論的な流入時間としては、特性曲線法によって近似的に求める、式(1・9)に示す末石式がある。

$$t_1 = \left(\frac{n \cdot l}{S^{\frac{1}{3}} \cdot I^{\frac{1}{3}}} \right)^{\frac{1}{4}} \dots \dots \dots (1 \cdot 9)$$

ここに,

n_s : 最小単位排水区の等価粗度係数

I : 設計降雨強度

流入時間は、最小単位排水区の特徴を把握し、原則として以上の算式によって求める。

2) 流下時間

流下時間は、管きょ区間ごとの距離と計画流量に対する流速とから求めた区間ごとの流下時間を、それぞれ合計して求める。このためには、仮想の管きょの配置と大きさとが必要である。

この配置と大きさは、平均流速が最大3 m/秒及び最小0.8 m/秒の範囲になるようにし、下流ほどころ配を緩く、流速を速くし、掃流力を大きくするように配慮しながら定め、何回か試算を繰り返して計画管きょを定める。

なお、管きょ内における流水を、一応、等流とし、原則として計画流量に対応した流速によって算定する。実際には、管きょ内における流水(流量、水位等)は時間的に変動するので理論的には計画流量に対応した流速によるよりも、ピーク流量の移動速度を用いることもある。すなわち、式(1・10)で表すことができる。

$$t_2 = \frac{L}{\alpha \cdot V} \dots \dots \dots (1 \cdot 10)$$

ここに,

t_2 : 流下時間(分)

L : 管きょ延長(m)

V : Manning(マニング)式による平均流速(m/秒)

α : 洪水の移動速度の補正係数(表1-11参照)

表1-11 補正係数一覧

断面形状	水深	補正係数	備考
正 方 形	8 割	1.25	Manning 式を用い、 Kleitz・Seddon (クラ イツ・セドソンの理論 式より横流入がないも のとして数値計算をし たもの (n = 一定)
	5 割	1.33	
	2 割	1.48	
円 形	8 割	1.03	
	5 割	1.33	
	2 割	1.42	

§ 31 雨水流出量の制御

雨水の排除計画の立案にあたっては、必要に応じて排水区域内で雨水調整池による貯留等の雨水流出量の制御について検討を行う。

【解説】

雨水の排除計画にあたっては、まず流出してきた雨水をできるだけ速やかに排除することが原則であるが、排水施設の現状等から、浸透、貯留等の雨水流出量の制御についても検討を行う必要がある場合がある。

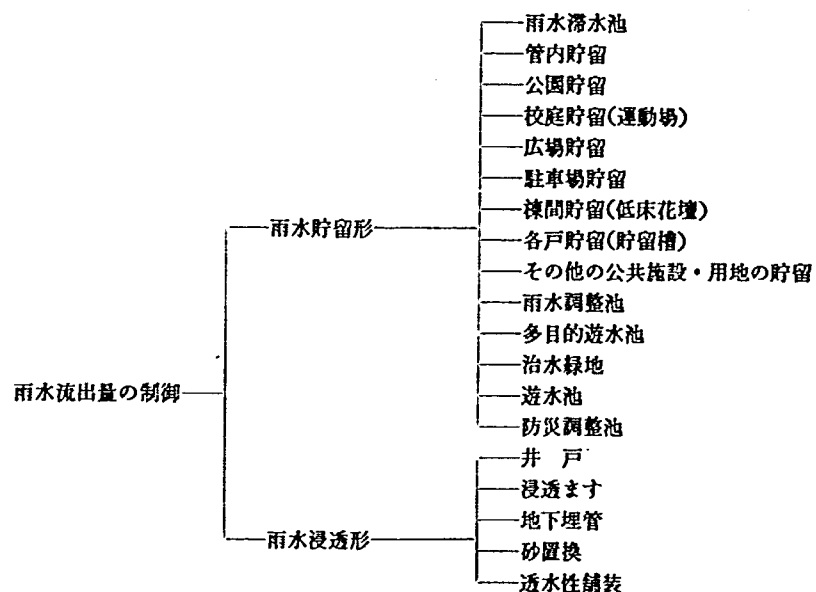
雨水流出量の制御は、施設による対応のみならず、流出水が管きょに流入する以前における雨水量を減少させる対策を含めた土地管理が必要であり、土地利用の規制及び河川、道路、公園施設等での対応、又、排水区域内の開発者が行う各種の流出制御対策等を十分に評価して、検討する。

雨水流出制御の施設は、雨水貯留形と雨水浸透形とに大別され、雨水貯留形には、雨水の発生地に雨水を貯留するオンサイト雨水貯留(公園貯留、校庭貯留、広場貯留、駐車場貯留、棟間貯留、各戸貯留等)と流出した雨水をある程度集めて貯留するオフサイト雨水貯留(多目的遊水池、治水緑地、雨水調整池等)とがある。雨水浸透形は、浸透地下トレンチ、浸透井、浸透池、浸透性舗装等の地下への雨水浸透を中心としたものである。

これらの施設のうち、下水道施設としては、雨水調整池、管内貯留、浸透性雨水管きょ、浸透性ますなどが考えられる。(図1-6 参照)

なお、詳細については、「合流式下水道越流水対策と暫定指針」を参照するとよい。

図1-6 雨水流出量の制御の分類



§ 34 雨水調整池計画

都市化の進展等によって雨水流出量が増大し、施設の能力が不足する場合等は、必要に応じて雨水調整池を計画する。

【解説】

都市化等による雨水量の増大に対して、下流の施設及び水路等の能力の増強が困難なときは、雨水調整池を計画する場合がある。特に、大規模な新市街地の開発による雨水流出量の増大への対策及び地形の急こう配の地域から平坦地域へ変わる地点における浸水対策には雨水調整池は有効な手段である。

その構造等については、公園、建物及び他の施設の地下に設置したり、既存の池を利用することのほか、ダム、掘込みなどによる場合も考えられることから、地域の実情に応じて十分に検討する。

- 1) 大規模な宅地や新市街地が開発される場合には、雨水調整池を設置することが多い。

これらの雨水調整池は恒久的な施設であり、最終的に下水道管理者が管理しなければならないような場合には、計画に含めて考え、施設も下水道管理者が引き継ぐ必要がある。

雨水調整池が、公園、運動場等の他の施設を兼ねる場合には、これらの施設の管理者と協議し、相互に管理区分を定めることとなるが、公園等の他の施設についても都市計画を決定しておくなどして、当初に計画した調整能力が将来も損われることのないようにしておく必要がある。

雨水調整池の技術的事項については、第2編、第8節によるほか、砂防法、都市計画法、宅地造成等規制法、その他の関係法令、条例、指導要綱等に合致したものでなければならない。

- 2) 下流の雨水幹線の流下能力や雨水ポンプ場の能力の増強が極めて困難なために、上流区域の雨水を排除するために雨水調整池を計画する必要がある場合がある。

又、下流の水路を長い区間にわたって都市下水路又は雨水幹線として改修するより、上流で雨水調整池を設けて、水路の能力に見合うように雨水流出量をカットするほうが経済的に有利な場合も考えられる。

これらの場合には、幾つかの比較案を作成し、特に雨水調整池については、その維持管理も含めて十分に検討する必要がある。

又、合流式下水道において雨水調整池を設置する場合には、臭気対策又は沈殿汚泥の対策についても考慮する。

§ 48 計画下水量

計画下水量は、次の各項を考慮して定める。

- (1) 汚水管きょにあっては、計画時間最大汚水量とする。
- (2) 雨水管きょにあっては、計画雨量とする。
- (3) 合流管きょにあっては、計画雨量と計画時間最大汚水量とを加えた量とする。
- (4) 遮集管きょにあっては、雨天時計画汚水量とする。
- (5) 地域の実情に応じ、計画下水量に対して施設に余裕を見込むことができる。

【解説】

(1)について

汚水管きょは、汚水量の時間的変化に十分に対応し、汚水を遅滞なく流下させなければならない。

計画時間最大汚水量は、§ 18, (6)に基づき、それぞれの地域の実情に即して定める。

(2)について

雨水管きょは、流集する雨水を速やかに排除しなければならない。

計画雨量は、他の下水量に比べて非常に多量で、採用する降雨強度、流出係数及び雨水流出量算定式によって結果に大きな差がある。したがって、§ 30に基づき、それぞれの地域の実情に即した算定方法をとる。

(3)について

合流管きょは、汚水と雨水とを円滑に、かつ、速やかに流下させなければならない。

計画雨量は、計画時間最大汚水量に比べて極めて大量であるため、合流管きょの決定に際しては、計画雨量が重要な要素になる。

(4)について

合流式下水道では、雨水時下水量の一部を雨天時計画汚水量として遮集管きょで遅滞なく流下させなければならない。

雨天時計画汚水量は、§ 18, (7)に基づき、それぞれの地域の実情、効果とそれに要する費用等を検討して定める。

(5)について

実例からみると、計画下水量と実流量との間にかなりの差異を生じる場合があるので、地域の実情によっては、計画下水量に対して余裕を見込むのがよい。

たとえば、一般に余裕としては、計画時間最大汚水量に対し、小径管きょ(200~600mm)では約100%、中径管きょ(700~1,500mm)では約50~100%及び大径管きょ(1,650~3,000mm)では約25~50%が見込まれている。

§ 49 流量の計算

流量の計算には、式(2・1, 2)のいずれかを用いる。

(1) Manning式

$$\left. \begin{aligned} Q &= A \cdot V \\ V &= \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 1)$$

ここに、

Q : 流 量 ($\text{m}^3/\text{秒}$)
 A : 流水の断面積 (m^2)
 V : 流 速 ($\text{m}/\text{秒}$)
 n : 粗度係数
 R : 径深 (m) ($= A/P$)
 P : 流水の潤辺長 (m)
 I : こう配 (分数又は小数)

(2) Kutter(クッタ)式

$$\left. \begin{aligned} Q &= A \cdot V \\ V &= \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot I} \\ &= \frac{N \cdot R}{\sqrt{R + D}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 2)$$

ここに、

$$N : \left(23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}\right) \sqrt{I}$$

$$D : \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) n$$

【解説】

下水は、普通の水に比較して浮遊物質が多く含まれているが、水理計算に支障のある程度ではないので普通の水と考えて水理計算をする。したがって、流量計算には、一般にManning式、又はKutter式を用いる。

こう配の値は、理論的には水面こう配をとらなければならないが、背水等の影響はないものとし、管きょ底のこう配を用いる。

粗度係数は、Manning式及びKutter式とも、陶管、鉄筋コンクリート管きょなどの工場製品及び現場打ち鉄筋コンクリート管きょの場合は0.013、硬質塩化ビニル管及び強化プラスチック複合管の場合は0.010を基準とする。

管きょの断面積は、流量及びこう配が定まると、さきの計算式から求められるが、この場合、円形管は満流、長方形きょは水深を内り(法)高さの9割、馬てい(蹄)きょでは、水深を内り高さの8割とし、所定の計画流量を流すのに十分な断面の大きさを定める。

この条件の場合が最大流量ではないが、設計に際しては安全のため、そのような考えで断面の大きさを定める。

開き γ の場合の流下能力の計算は、河道の状況に応じて、等流又は不等流の計算を行うものとする。

平均流速公式は、一般にManning式を用いる。粗度係数は、おおよそ表2-1のような範囲である。

表2-1 開き γ の場合の粗度係数¹⁾

開き γ の状況		Manning式の n の範囲
人工水路及び改修河川	コンクリート人工水路	0.014~0.020
	スパイラル半管水路	0.021~0.030
	両岩石張り小水路(泥土床)	0.025(平均値)
	岩盤掘放し	0.035~0.05
	岩盤整正	0.025~0.04
	粘土性河床(洗掘のない程度の流速)	0.016~0.022
	砂質ローム及び粘土質ローム	0.020(平均値)
	ドラグライン掘りしゅんせつ(浚渫)(雑草少)	0.025~0.033
自然河川	平野の小流路(雑草なし)	0.025~0.033
	平野の小流路(雑草及びかん(灌)木あり)	0.030~0.040
	平野の小流路(雑草多、れき(礫)河床)	0.040~0.055
	山地流路(砂利及び玉石)	0.030~0.050
	山地流路(玉石及び大玉石)	0.040以上
	大流路(粘土、砂質床及び蛇行少)	0.018~0.035
	大流路(れき河床)	0.025~0.040

なお、余裕高について「建設省河川砂防技術基準(案)」では、計画高水流量200 $\text{m}^3/\text{秒}$ 以下では0.6 m と定めているが、計画流量がこれを著しく下回る場合で、かつ、地盤が計画高水位より高い場合は、余裕高を0.2 H (H は開き γ の深さで、0.2 $H > 0.6\text{m}$ の場合は0.6 m とする。)以上とすることができる。

§ 50 流速及びこう配

流速は、一般に下流に行くに従い漸増させ、こう配は下流に行くに従い次第に緩くなるようにし、次の各項を考慮して定める。

(1) 汚水管き γ

汚水管き γ にあつては、計画下水量に対し、原則として、流速は最小0.6 $\text{m}/\text{秒}$ 、最大3.0 $\text{m}/\text{秒}$ とする。

(2) 雨水管き γ 及び合流管き γ

雨水管き γ 及び合流管き γ にあつては、計画下水量に対し、原則として、流速は最小0.8 $\text{m}/\text{秒}$ 、最大3.0 $\text{m}/\text{秒}$ とする。

【解説】

流速が小さければ管き γ の底部に沈殿物が堆積しやすくなり、常時、しゅんせつ作業の必要が生じ、維持管理費がかさむ。又、逆に流速が余りに大きいと管き γ を損傷し、管き γ の耐用年数を短くする。

一般に、管き γ のこう配は、地表のこう配に応じて定めれば経済的であるが、前記の事項を考慮して適当なこう配を定める。

すなわち、下水中の沈殿物が次第に管きょ内に堆積するのを防ぐため、下流ほど流速を漸増するように定める。

ただし、こう配は下流ほど緩やかにする。つまり、下流ほど下水量は増加し、管きょは大きくなるので、こう配が緩やかになっても流速を大きくすることができる。又、余り流速を大きくすると、こう配が急となり、掘削深さが次第に深くなって施工が困難となるばかりでなく、工事費もかさむ。

(2)について

雨水管きょ及び合流管きょにおいては、沈殿物の比重が土砂類の流入によって汚水管きょの場合より大きいので、最小流速は0.8m/秒とし、最大流速は3.0m/秒程度とする。

又、雨水管きょにおいて、急傾斜地等で、最大流速が3.0m/秒を超えるような結果となるときは、階段(§58参照)を設けて、こう配を緩くし、原則として最大流速を3.0m/秒以下にする。

なお、流速が大きいと、単に管きょの損傷ばかりでなく、流水の流速時間が短縮され、下流地点における流集量を大きくすることになるので注意を要する。

理想的な流速は、汚水管きょ、雨水管きょ及び合流管きょとも1.0～1.8m/秒程度である。

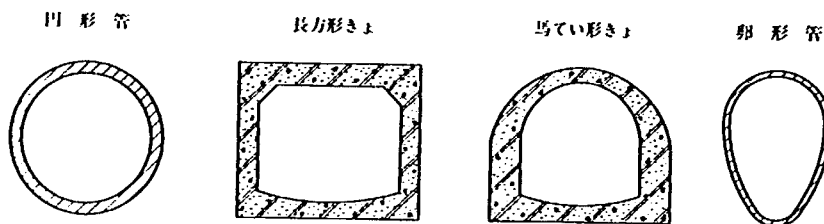
§ 52 管きょの断面

管きょの断面形は、円形又は長方形を標準とする。

【解説】

管きょの断面形は、暗きょの場合には円形、長方形(正方形も含む。)馬てい形、卵形等がある。このうち、最も一般的に使用されるものは円形である。(図2—16参照)

図2—16 管きょ断面の種類



しかし、いずれの形を採用するにしても、次の諸点を考慮して定める。

- 1) 水理学上、有利である。
- 2) 荷重に対して経済的である。
- 3) 築造費が低廉である。
- 4) 維持管理が容易である。
- 5) 築造場所の状況に適応している。

§ 53 最小管径

最小管径は、汚水管きょにあっては200mm、雨水管きょ及び合流管きょにあっては250mmとする。

【解説】

排水面積が小さくなると、計画下水量も少なくなり、必要な管きょの管きょ径も非常に小さいもので十分である。しかし、あまり小さいと排水設備の取付け及び維持作業に不便を生じるので経験上、最小管径に制限を与えている。したがって、計算上200mm又は250mm以下で十分であっても、200mm又は250mmの管径のものを使用する。

第8節 雨水調整池

§ 63 位 置

雨水調整池は、下流管きょの流下能力の不足している箇所、下流のポンプ場の能力が不足している箇所、放流先水路等の流下能力の不足している箇所等に設置し、雨水流出時に有効に機能するような容量、構造等とする。

【解説】

雨水調整池の設置については、§ 34 に記述したような検討を行う。

設置する場合は、新市街地及び既成市街地を問わず、表2—12示すような箇所に設置し、下水道及びその他の排水施設を補完する施設として、排水区域からの流出雨水を一時貯留し、適切に流量調節が行えるような位置、容量、構造等とする。

表2—12 雨水調整池の設置例

	分 流 式 下 水 道 の 場 合	合 流 式 下 水 道 の 場 合
既設管きょなどの能力不足		
ポンプ場の能力不足		
放流先水路等の能力不足		

§ 64 構造形式

雨水調整池の構造形式は、ダム式(堤高15m未満)、掘込み式及び地下式を標準とする。

【解説】

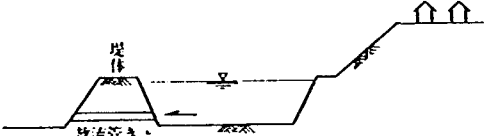
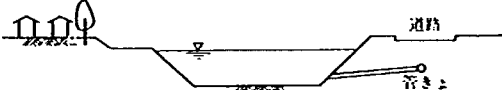
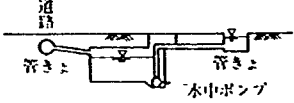
雨水調整池の構造形式には、表2—13に示すようなダム式、掘込み式、地下式等がある。

ダム式及び掘込み式の構造については、「下水道雨水調整池技術基準(案)解説と計算例」を参照。又、地下式は、水密なコンクリート造りとする。

沈砂や沈殿物の除去等の維持管理が容易に行えるよう、構造上、配慮する。合流式下水道の雨水調整池では、環境対策も考慮する必要がある。

なお、現地貯留式は、土地の有効利用の面から好ましいが、設置場所は校庭、公園等が一般的であるので、維持管理も含めて設置場所の管理者と十分に協議する必要がある。

表2—13 雨水調整池の構造形式の例

構造形式	内 容	放流(調節)方式
ダム式 (堤高15m未満)	アースフィルダム又はコンクリートダムによってせき止め、下水を貯留する形式である。 	自然放流式が一般的
掘込み式	平坦地を掘り込んで下水を貯留する形式である。 	自然放流式 ポンプ排水 ゲートの操作による排水
地下式	一時、地下の貯留タンク、管きょなどに下水を貯留し、雨水調整池としての機能をもたせるものである。 	貯留水深が大きくなるので、ポンプによる排水が一般的
〈参考〉 現地貯留式	公園、校庭、林間、屋根等を利用して雨水を貯留する施設で、通常、現地に降った雨のみを対象とするため、管きょの上流側に設ける。 	自然放流式となるのが一般的

§ 65 雨水の放流方式

雨水の放流方式は、原則として自然流下とする。

【解説】

雨水調整池からの雨水の放流方式は、人工操作によらない自然流下が好ましい。

掘込み式及び地下式では、放流先水路との水位関係から、自然流下によることが困難な場合があり、ポンプ又はゲートによる放流方式を採用することがある。

ポンプによる放流方式とする場合は、降雨流出時に確実にポンプが機能するよう、十分に維持管理面にも配慮する必要がある。

§ 66 計画降雨の確率年

雨水調整池の調節容量を定めるにあたっての計画降雨の確率年は、次の各項を考慮して定める。

- (1) その地域にかかわる下水道の雨水排除計画との調整
- (2) 雨水調整池の構造形式に対応する防災に必要な安全度

【解説】

計画における計画雨水量の確率年は、§30、(3)に記述したように、原則として5～10年としているが、ダム式の雨水調整池は、防災上、例外的に確率年を大きくとることが必要である。

したがって、ダム式の確率年は、下流が人家の連担した地域となることが多く、掘込み式に比べて高い安全度が要求されるため、その地域の状況に応じて、30～50年の範囲で適切な値をとるものとする。

又、掘込み式及び地下式の確率年は、5～10年とする。

なお、ここに示した値は、確率年を定める場合の目安であり、流域の地形による集水の難易、周辺の土地利用の状況、雨水調整池の計画水位と周辺の地盤高との関係等を考慮して、適切な確率年を定めるものとする。

§ 67 調節容量の算定

調節容量とは、計画降雨によって生じるピーク流量を雨水調整池から下流で許容される放流量まで調節するために必要な容量で、その算定は、原則として雨水調節計算によるものとする。

【解説】

雨水調節計算は、連続式によって行うこととし、その基本式は式(2・11)のとおりである。

雨水調整池への流入ハイドログラフ及びこの算定に用いる計画ハイドログラフの作成については、「下水道雨水調整池技術基準(案)解説と計算例」によるものとする。

又、貯留雨水は、雨水調整池に水平に貯留するものとし、数値計算は式(2・11)の中央差分式(2・12)によって行う。

$$\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o \dots\dots\dots (2 \cdot 11)$$

$$V(t + \Delta t) - V(t) = \left\{ \frac{Q_i(t + \Delta t) + Q_i(t)}{2} - \frac{Q_o(t + \Delta t) + Q_o(t)}{2} \right\} \cdot \Delta t \dots\dots (2 \cdot 12)$$

ここに,

Q_i : 雨水調整池への流入量(計画ハイドログラフ)(m^3 /秒)

Q_o : 雨水調整池からの放流量(m^3 /秒)

V : 雨水調整池の貯留量(= $f(H)$), 貯留雨水の水深 H の関数として与えられる。)(m^3)

Δt : 計算時間のピッチ(流達時間 t_c 又は $t_c/2$ 程度とする。)(秒)

$t, t + \Delta t$: 計算時刻を示す添字

又, Q_o はオリフィスの形状によって支配されるが, H の関数として式(2・13)によって与えられる。(図2—51参照)

$$\left. \begin{array}{ll} H \leq 1.2D & Q_o = 1.7 \sim 1.8 B \cdot H^{\frac{3}{2}} \\ H \geq 1.8D & Q_o = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g \left(H - \frac{D}{2} \right)} \\ 1.2D < H < 1.8D & \text{この間については, } H = 1.2D \text{ の } Q_o \text{ と } H = 1.8D \text{ の } Q_o \text{ とを用いた直線近似値とする。} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 13)$$

ここに,

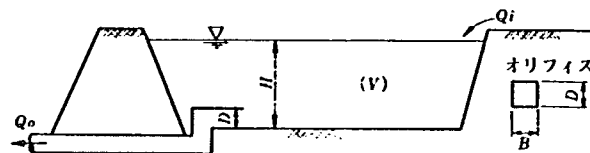
C : 流量係数でベルマウスを有するときは0.85~0.95, 又、ベルマウスを有しないときは0.6

B : 放流オリフィスの幅(m)

D : 放流オリフィスの高さ(m)

g : 重力の加速度(m /秒 ^{2})

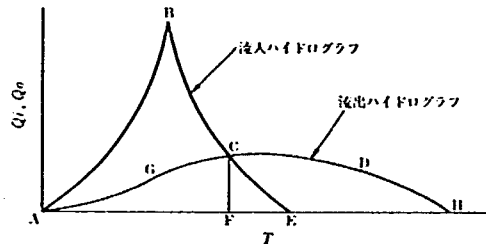
図2—51 水深とオリフィスとの関係



すなわち, 雨水調節計算は, $H-V$ 曲線(水位—貯留量曲線)と式(2・13)による $H-Q_o$ 曲線(水位—放流量曲線)とから作成した $V-Q_o$ 曲線(貯留量—放流量曲線)と, 式(2・12)とを連立させた繰り返し計算となる。

必要な調節容量は, 図2—52に示すように下流で許容される放流量が C_F であれば, 流入ハイドログラフの $ABCE$ が放流オリフィスからの流出ハイドログラフ $AGCDH$ を超える部分の面積, つまり $ABCGA$ の水量が貯留できる容量となる。

図2-52 流入及び流出ハイドログラフ



又、雨水調節計算において、連続式による数値計算を行わずに、概略の必要な調節容量を求める簡易式としては、式(2・14)がある。この式は、既設の下流水路の流下能力が比較的大きな場合には、調節容量が大きくなる傾向にあるので、調節容量及び放流オリフィスの大きさの概略検討に用いるにとどめる。

$$V_t = 60 \left(r_t - \frac{r_c}{2} \right) \cdot \frac{t_i \cdot f \cdot A}{360} \dots\dots\dots (2 \cdot 14)$$

ここに、

V_t ：必要な調節容量(m^3)

r_t ：降雨強度曲線上の t_i に対応する降雨強度(mm/時)

r_c ：下流で許容される放流量 Q_c に相当する降雨強度 $\left(= \frac{360Q_c}{f \cdot A} \right)$ (mm/時)

t_i ：任意の降雨継続時間(分)

A ：流域面積(ha)

f ：流出係数

i ：継続時間を示す添字

なお、ポンプによる排水の場合は、ポンプの排水能力が r_c であれば、式(2・14)の $r_c/2$ を r_c に置き換えて計算する。

このほか、横越流の雨水調整池の容量算定は、「下水道雨水調整池技術基準(案)解説と計算例」を参照。

§ 68 堆 砂 量

雨水調整池への堆砂量は、土地利用、地形、地質、維持管理の方法等を考慮して定める。

【解説】

雨水調整池における堆砂量は、排水区域の状況によって異なるが、新市街地における土地造成完了後の堆砂量は、現在までの実例等から、集水面積1ha当り1.5 m^3 /年を標準とする。設計堆積年数は、維持管理の方法によっても異なるが、ここでは10年程度を見込むものとして堆砂量を15 m^3 /haとする。

参考資料－ 2

「建設省河川砂防技術基準（案） 一計画編一」（抜粋）

2.4 計画規模の決定

2.4.1 計画の規模

計画の規模は一般には計画降雨の降雨量の年超過確率で評価するものとし、その決定に当たっては、河川の重要度を重視するとともに、既往洪水による被害の実態、経済効果等を総合的に考慮して定めるものとする。

解 説

計画降雨は降雨の量、時間分布及び地域分布の3個の要素によって決定されるが、計画降雨の規模は、一般には降雨量の年超過確率で評価することとする。

このようにして評価された計画降雨の規模は、計画降雨の降雨量について平均して何年に1度の割合でその値を超過するかということを示している。それゆえ、これはその降雨に起因する洪水のピーク流量の年超過確率とは必ずしも1:1の対応をしない。

しかし、洪水防御計画においては、基本高水のピーク流量の年超過確率が重要な意味を持つので、年超過確率において両者の間に著しい差異が生ずる恐れがある場合には、これらの関係を明確にし、他の手法によって計画の規模を定めることを検討する必要がある。

この計画の規模は計画対象地域の洪水に対する安全の度合いを表すものであり、それぞれの河川の重要度に応じて上下流、本支川でバランスが保持され、かつ全国的に均衡が保たれることが望ましい。

この河川の重要度は、総合河川計画における河川及びその流域の評価に基づき、洪水防御計画の目的に応じて河川の大きさ、その対象となる地域の社会的経済的重要性、想定される被害の量質及び過去の災害の履歴などの要素を考慮して定めるものである。おおよその基準として、河川をその重要度に応じてA級、B級、C級、D級及びE級の5段階に区分した場合の、その区分に応じた計画降雨の規模の標準を示すと表2-1のとおりである。

なお、想定被害額については、調査編17章経済調査を参照されたい。

一般に、河川の重要度は1級河川の主要区間においてはA級～B級、1級河川のその他の区間及び2級河川においては、都市河川はC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用されている例が多い。

なお、特に著しい被害を被った地域にあっては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは一般に好ましくない。したがってこのような場合においては、その被害の実態等に応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害が防止されるよう定めるのが通例である。

しかしながら、この場合においても上下流、本支川のバランスが保持されるよう配慮する必要がある。

また、暫定計画や部分的な改良計画などにおいては、このような河川の重要度にかかわらず、その計画の目的に応じて計画の規模が定められる場合がある。

表 2-1 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年）*
A 級	200 以上
B 級	100～200
C 級	50～100
D 級	10～ 50
E 級	10 以下

* 年超過確率の逆数

2.6.2 計画降雨の流量への変換

計画降雨の流量への変換は、その対象とする河川の特성에応じて、一般に単位図法、貯留関数法及び特性曲線法のいずれかによるものとし、洪水の貯留を考慮する必要がない河川においては合理式法によることができるものとする。

解 説

単位図法、貯留関数法及び特性曲線法は経験的にはほぼ同程度の適用性と精度とを有しているもので、一般の河川においてはこの三つの方法のいずれかを用いるのが通例である。ただし、河道及び流域において貯留現象がほとんど存在しないか、貯留現象を考慮する必要がない河川等においてダム、遊水池等の計画のない河川の河道を計画する場合には、合理式法を用いることが多い。

2.8 合理式が適当な河川等における計画高水流量の決定

2.8.1 計画高水流量の算定

上流にダム等の洪水調節施設計画のない河川で、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象がなく、又は貯留現象を考慮する必要がない河川においては、一般に以下に示す合理式法によって計画高水流量を計算する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q : 計画高水流量 (m^3/s)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

解 説

合理式を適用する河川においては基本高水と計画高水流量とは同一となる。本文で、流域面積が比較的小さい河川とは通常流域面積がおおむね 200 km^2 未満又は流域の最遠点からの到達時間がおおむね2時間程度までの河川とする。

なお、本文に示すような河川は一般に次のような特質があるので、通常の流出解析の手法による場合よりも合理式法により流量を算出する場合が多い。

1. 信頼できる実測の流量データがほとんど得られないため他の手法を採用することが困難である。
2. 河川改修によって流出機構が大きく変わることが多い。
3. 流域の開発等によって流出機構が著しく変化することが多い。

このため、これらの河川の計画高水流量の算定に当たっては、河道計画及び予見し得る将来における流域の土地利用状況等を推定して行うものとする。

2.8.2 流出係数

合理式法において用いる流出係数の値は、流域の地質、将来における流域の土地利用状況等を考慮して決定するものとする。

解 説

流出係数の値については調査編第5章に示すとおりであるが、一般には次の値を標準値として用いてもよい。なお、流出係数は流域の開発によって大きな変化を受けることが多いので、計画値として採用する値は流域の開発計画等を十分織り込んでおく必要がある。

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原 野	0.6
水 田	0.7
山 地	0.7

2.8.3 洪水到達時間

合理式法において用いる洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道に至る流入時間と河道内の洪水伝播時間（流下時間）の和とする。

流下時間は、一般的には Kraven の値又は適当な河道流速を仮定して計算し、河道計画策定後に河道平均流速の計算値との比較を行い、仮定値と計算値との差異が大きい場合には再計算を行う。

流入時間は、将来の土地利用計画、類似区域の状況等を参考にして定めるものとする。

解 説

洪水到達時間を求める式については調査編第5章を参照されたい。Rziha 式は、流下時間を求める式として計画策定に用いる場合、通常の流域では過小な値を与えることから一般には Kraven 式による場合が多い*。

なお、一般には、河道平均流速と洪水伝播速度は等しいものとして計算する。

流入時間（流域内での河道に到達するまでの平均流下時間をいう）は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めてもよい。

山 地 流 域	2 km ²	30 min
特に急傾斜面流域	2 km ²	20 min
下水道整備区域	2 km ²	30 min

2.8.4 平均雨量強度

合理式法において用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率別継続時間降雨強度曲線により求めるものとする。

解 説

確率別継続時間降雨強度曲線は時間雨量資料が多く、かつ、降雨の傾向が計画地域とはほぼ同様と考えられる雨量観測所のものを用いる。

なお、確率は計画規模に応じて定める。

参考資料- 3

「河川と下水道との管理分担区分について」

河川と下水道との管理分担区分に

ついて

昭和四十八年七月五日 建設省第一七号・建設省第一二二号
北海道開発局長、各地方建設局長、沖縄総合事務局局長あて
建設省都市局長、建設省河川局長

標記について、別紙のとおり「河川と下水道との管理分担区分基準」を定めたので通知する。

なお、都道府県知事には別紙により通知したので念のため申し添える。

別紙

河川と下水道との管理分担区分について

昭和四十八年七月五日 建設省第一七号・建設省第一二二号
河川法第一二条
都道府県知事あて 建設省都市局長、建設省河川局長

普通河川を法河川（準用河川を含む）又は下水道に指定する場合の管理分担区分基準を別紙のとおり定めたので通知する。

今後これらの指定に当つては下水道担当部局と河川担当部局とは相互に十分調整を図つてこの基準により進められたい。

なお、貴管下の関係市町村についてもこの旨徹底されたい。

河川と下水道との管理分担区分基準

1 適用範囲

本基準の適用範囲は、都市計画法第一条第一項の市街化区域、並びに市街化区域市街化調整区域の定められていない地域にあつては、即成市街地及び今後概ね一〇年以内に市街化が予想される区域でこれに準ずるものに係る普通河川（但し、砂防指定地内の普通河川を除く。）とする。

2 管理分担基準

(1) 流域面積二 km^2 以上は河川（法河川及び準用河川をいう、以下同じ）、流域面積二 km^2 未満は下水道として管理することを原則とする。

(2) 上記(1)にかかわらず下記については河川として管理するものと出来るものとする。

イ 治水（砂防を含む）上の影響の大きいもの

ロ 下流の河川改修と一体として整備することが適当なもの
ハ 利水機能を有するもの

ニ 都市環境の保全上清流と緑の空間として必要なもの

(3) 上記(1)にかかわらず下記については下水道として管理することが出来るものとする。

イ 下水道の面的整備と一体として整備することが適当なもの
ロ 著しく市街化が進み又は、市街化することが予想される区域にあつて空間としての河川機能を必要としないもの

(4) 上記にかかわらず河川又は下水道として指定（都市下水路にあつては、下水道法第二七条の指定、公共下水道及び流域下水道にあつては、それぞれ同法第四条及び第二五条の三の認可をいう。）することが適当でないものは、従前どおり普通河川として管理するものとする。

3 適用除外

現在、河川事業又は下水道事業を実施中の区間（計画が確定し事業着手を予定しているものを含む。）については、この基準を適用しないものとする。

参考資料－ 4

「都市計画中央審議会答申 ー1985・8ー」

Ⅶ 都市計画中央審議会答申

今後の下水道整備は、いかにあるべきかについての答申

(昭和60年8月)

ま え が き

今後の下水道整備は、いかにあるべきかについて検討を重ねた結果、次のとおり結論を得たので、ここに建設大臣に答申するものである。

なお、当審議会は政府がこの答申の趣旨に従って早急に具体的措置を講ずることを要望する。

本件に関し、審議に参加した当審議会の委員、臨時委員及び専門委員は次のとおりである。

委 員 前田光嘉，井上 孝，池田昭雄，宇野 勝，岡安 誠，川越 昭
工藤 正，細郷道一，塩野 宏，堤 義明，戸川昌子，信沢 清
林 忠雄，日笠 端，樋詰誠明，平井 龍，宮崎 仁，本吉庸浩
吉兼三郎，吉村勘兵衛

臨時委員 久保 赳，角田正経，成田頼明，蒔田 浩

専門委員 及川昭伍，大林勝臣，窪田 弘，黒川和美，佐藤昌之，竹中弘治
谷野 陽，肥後和夫，星野進保，松尾友矩，森下郁子

1. 下水道整備を進めるうえでの基本的課題

我が国の産業経済は先進国に追いつき，追いついたが，生活環境基盤の代表的な施設である下水道は，昭和59年度末の総人口普及率で34％に過ぎず，なお，追いつき途上にあると言わなければならない。物があふれ，経済的豊かさを謳歌するなかで「真の豊かさ」が何であるかを見直すとき，下水道整備の貧弱さは克服されなければならない我が国最大の国民的課題の一つであるといえよう。

公共投資がこのままの低い水準で推移すれば，後世の歴史家は次のような事項を指摘するかもしれない。一つは，20世紀の半ばまで山紫水明であった都市周辺の自然環境を変化させ，20世紀中についにその回復が完全には

できなかったことであり、もう一つは、都市生活を高度化させたにもかかわらず、大部分の都市において基盤的施設の整備の対応が遅れ、都市内の環境の悪化を招いたことである。

我々の居住するかけがえのない地球は、人類を含むあらゆる生物が、太陽エネルギー、水等の自然の循環のもとで共生することによって成り立っており、人類が、水の循環を水質の汚濁により乱すことはつづまなければならないものである。人類は、古来、自分の排泄物は自らの責任で始末してきた。人類が高度に文明を発達させた都市社会にあっても、この原則は守られなければならない。即ち、人間は、社会生活から生じる排水等により汚染させた水環境を、自らの手により清浄なものに回復し、自然に対する愛情を継続させていかなければならない。

この場合、下水道の整備を通じて、自然界における水循環を正常な姿に保つことが、何ものにも優先して行うべき施策の一つである。

また、20世紀はエネルギーと資源の開発の時代である。現代の高度文明は、安価なエネルギーの獲得によって、成立しているともいえる。そして、この高度文明を21世紀以降維持していくためには、エネルギーと資源の安定的供給が課題といわれているが、その供給については、楽観を許さないものがある。下水道は、人間社会から生じる汚水を排除し、処理し、また、降雨を市街地から速やかに排除する施設であるが、下水中には、人間社会で十分利用されなかった資源が多く含まれているとともに、処理された再生水は新しい水源としての利用価値があり、都市内の降雨も貯留する等によりその利用価値は高い。今後、下水道システムを通じて、資源の回収・再利用を図るとともに、下水道施設の省エネルギー化を促進する必要がある。下水を排除する技術をさらに発展させ、下水を利用する技術の開発を行い、社会に貢献するシステムをつくりだす必要がある。

21世紀まであと15年、来世紀には高齢化社会が到来し、これに伴って投資余力が減衰することが予想されているので、今後の15年間は、下水道整備の遅れを取り戻す最終の機会であると認識し、他の都市計画事業との均衡を図りつつ、積極的に下水道整備を推進していく必要がある。

下水道の整備は、現在、昭和56年度を初年度とする第5次下水道整備5箇年計画に基づいて実施されているが、当該計画の達成率は70%強にとどまる見込みである一方、下水道整備の必要性は、地方中小都市、農山漁村を含めた我が国全体で、一層、強まっていること等から、現行計画を改訂し、新たに昭和61年度を初年度とする第6次下水道整備5箇年計画を策定する

必要がある。

この計画の策定に当たっては、次のような課題に対応した施策を講ずべきである。

- (1) 下水道として整備すべき区域を長期的展望にたって明確にし、整備を推進するとともに、特に、地方中小都市及び農山漁村については、その財政に及ぼす影響を勘案しつつ、実情に沿った対応等をとる必要がある。
- (2) 市街地が拡大するなかで、全国的に浸水常襲地帯が拡大してきているが、これらに対応し、安全で清潔な都市づくりを実現するための下水道整備が必要である。
- (3) 第5次下水道整備5箇年計画の達成率が70%強にとどまる見込みであることから、本来一体的に整備されるべき施設の間に跛行性を生じる等の歪が下水道事業の各分野に生じてきており、これらに早急に対応する必要がある。
- (4) 水質保全の確保を図る必要性のある公共用水域、特に、湖沼を中心とする閉鎖性水域や重要な上水源となっている河川に係る下水道事業については、重点的な投資が必要である。
- (5) 下水道資産の着実な増加に伴い、それらを効率的に利用し、多様なニーズに応える必要がある。例えば、下水処理水の再利用、下水汚泥の有効利用、下水道施設空間の多目的利用等を検討すべきである。
- (6) 我が国の下水道普及率が向上し、維持管理段階に入る都市が増加しつつあるが、下水道の持つ機能を効果的に発揮させるためには、適切かつ効率的な維持管理体制を整える必要がある。
- (7) 下水道整備及び社会経済情勢の動向を踏まえた費用負担のあり方を再検討し、簡明かつ具体的な考え方を明らかにする必要がある。この場合において、下水道の基本的性格、下水道整備に対する社会的要請の高まり、地方中小都市及び農山漁村における下水道の整備の進展等に留意する必要がある。

2. 整備目標の考え方

(1) 長期整備目標

21世紀初頭に向けた、長期目標及び施策を次のとおり設定すべきである。

- ① 市街化区域については、全域に下水道を整備し、市街化区域以外の区域についても密居集落、集居集落について下水道を整備すること等によ

り、普及率を総人口に対して概ね 9 割程度まで引き上げる。

- ② 全国の公共用水域において、水質環境基準の達成・維持のために必要な下水道の整備を推進し、清流の復活を図る。
- ③ 下水道整備予定区域の全ての区域において、少なくとも 10 年に 1 回程度の大雨によって浸水する区域の解消を図る。
- ④ 下水処理水及び雨水の有効利用や下水汚泥の資源化等下水道における資源の開発に努めるとともに、下水道施設の省エネルギー化を図る。
- ⑤ 耐用年数を超過した老朽施設の改築等を行い、さらに都市化の進展による雨水流出量や汚水量の増大に対応するための下水道施設の機能改善を図る。

(2) 当面の整備目標

上記の長期整備目標を達成するため、当面の下水道整備の方向としては、昭和 60 年代中頃までに、次のような整備目標を設定し、施策を推進すべきである。

- ① 国民の概ね 2 人に 1 人の割合で、国民が下水道を使用することができるようにするとともに、小規模な集落においても下水道事業が円滑に実施できる制度を設ける。
- ② 閉鎖性水域や重要な上水源となっている河川及びすぐれた自然景観を有する水域にあっては、水質環境基準達成に向け、下水道整備の促進を図る。
- ③ 市街地の浸水常襲地域については、5 年に 1 回程度の大雨に対しても安全な地域とするための整備を推進する。
- ④ 水資源のひっ迫している地域や都市内の良好な水環境が望まれる地域にあっては、下水処理水等の有効利用を図る。
- ⑤ 下水汚泥の処分が著しく困難となることが予想されている大都市圏において、下水汚泥の安定的な処理・処分の推進を図る。

3. 早急に講ずべき施策

我が国における下水道の整備が、昭和 59 年度末の総人口普及率で 34 ％と低い水準にあることに鑑み、下水道の普及を国民の概ね 2 人に 1 人の割合までに向上させるために必要な事業費の確保と効率的な事業の執行に努めるとともに、以下の施策を早急に講じる必要がある。

(1) 小規模な公共下水道事業の実施

農山漁村等における小規模な下水道の整備を計画的かつ効率的に進める

ため、下水道のマスター・プランを策定し、あらかじめ、下水道を整備すべき区域を明確にしておく必要がある。

また、人口千人程度以下の小集落においても、簡易で、かつ、効率的に下水道整備が図れる事業を実施する必要がある。

さらに、合併浄化槽等下水道類似の集合処理方式による処理施設についても、将来、下水道として管理することが考えられる場合には、あらかじめ下水道の考え方に基づいて、これらの処理施設の計画を立案しておくことを考慮すべきである。

(2) 浸水対策の推進

市街地における浸水の解消を図るため、公共下水道事業、都市下水路事業等の促進を図る。また、効果的な浸水対策を行うため、河川事業と流量配分、実施時期、機能分担等について、一体的調整を図るべきである。

また、積雪地帯においては、積雪を速やかに排除するため、下水道施設の積極的な活用を図るべきである。

(3) 流域下水道事業等の遅延の解消

流域下水道事業の遅延により施設間に跛行性が生じる等の歪を解消するため、新たな財源対策等を含め、事業の促進方策について、総合的な対策を講じるべきである。

公共下水道事業については、先行的に処理場の整備が進んでいる地域における管渠の整備の促進を図るべきである。

(4) 清らかな水環境の復活

清らかな水環境の復活のため、湖沼等の閉鎖性水域や上水源となっている河川については、下水道整備を重点的に促進する必要がある。また、水資源価値の高い湖沼、内湾、内海、上水源となっている河川等の水質環境基準の達成のため、必要な地域について、高度処理の促進を図るべきである。

また、国立公園、国定公園、県立自然公園等内のすぐれた自然景観を有する湖沼、海域等において下水道整備の促進を図る必要がある。

なお、公共用水域の水質環境基準達成のための基本的な計画である流域別下水道整備総合計画の策定を促進する必要がある。

このほか、早期に下水道整備を行い難い地域において、生活雑排水対策に係る事業を行うべきである。

(5) 資源利用の促進

資源利用という観点から、下水処理水、下水汚泥等の有効利用を促進す

る必要がある。特に、汚泥の広域処分に係る事業を実施する等下水汚泥を集中的に処理することにより、処分に係る問題を抜本的に解決するとともに、資源の有効利用に資する必要がある。

(6) 維持管理体制の充実

下水道の目的、機能等を十分に発揮させるためには、適正かつ効率的な維持管理が必要不可欠であり、そのための体制の整備を図るべきである。この場合、民間業者への円滑な委託を必要に応じ図るため、民間業者の登録制度を創設するほか、維持管理委託基準を作成する必要がある。

4. 財政措置のあり方

下水道整備の推進と適切な維持管理を図るためには、下水道の基本的性格に対応した国、地方公共団体、使用者等の適切な負担が必要であり、そのため協調的分担関係の下で次のような対応を図るべきである。

(1) 建設段階における財源

① 国庫補助金

国庫補助対象範囲については、下水道の社会的要請、公共的役割の高まり等に応じて必要な見直しを検討すべきであるが、この場合において、特に、町村下水道や利水等の観点から水質保全が重要な一定の湖沼に係る下水道等については、補助対象範囲を検討すべきである。

また、高度処理施設に係る国費率については、その効果の広域性、公共性の高さ及び整備の緊急性に鑑み、通常の二次処理施設に係る国費率よりも優遇することを検討すべきである。

また、所要の補助対象事業費を十分に確保するとともに、現行の第5次五箇年計画の実施の過程では処理場の整備が先行したので、今後は、管渠及び処理場の整備の整合を図るべきである。

② 国庫補助金の分割交付制度等

国庫補助金の分割交付制度及び特別の地方債制度については、その特徴と限界に留意しつつ、事業効果を早期に発揮させる必要のある緊急の事業で、一定期間に投資が終了する見込みのあるものに適用するものとする。

③ 地方債

下水道に係る地方債制度について、良質資金の構成割合の向上、地方債の償還期間の延長等制度の改善について検討すべきである。

また、初期の資本費負担を軽減するための資本費負担平準化措置等を

拡充すべきである。

また、単独事業費に係る地方債が円滑に確保される必要がある。

④ 受益者負担金

受益者負担金制度については、引き続き、積極的な活用を図るべきである。その運用に当たっては、公共下水道が整備され、その受益が現実化する末端管渠の整備との関係に配慮しつつ、負担金の総額、単価、徴収時期、徴収方法等を明確にしたうえで、公平・妥当な負担を求めるべきであり、妥当な負担金額の水準を下回っている地方公共団体においては、その適正化に努めるべきである。

⑤ 都市計画税

都市計画税は、都市計画事業の特定財源であるので、その積極的な採用を図るとともに、他の都市計画事業との均衡を考慮しつつ、都市計画事業として行われる下水道の整備に関し、公費負担部分の財源として、積極的に活用すべきである。

⑥ 下水道事業費の拡大のための財源の確保

下水道整備のための財源の確保を図るため、

I) 下水道の特定財源を確保して下水道事業費の枠を拡大すること

II) 緊急的に下水道整備が必要な箇所について集中的に事業を行うための財源を調達すること

等について、財政投融资、地方債、民間投資の活用等を含め、幅広い観点から検討する必要がある。

(2) 維持管理段階における財源

① 地方費

汚水に係る費用のうち、一定の部分について公費負担部分を認めるとともに、当該費用については、交付税措置を検討すべきである。

② 使用料

使用料については、汚水に係る費用のうち当該公費負担とすべき費用を除いたものを、使用者の負担とすべきであり、使用料水準の低い地方公共団体にあっては、引き続き使用料の適正化に努めるべきである。

なお、下水道使用料の具体的な設定に際しては、使用者1人あたりの単価が、下水道事業の初期段階においては、極めて高く、事業の進展に伴い遞減する傾向にあるので、長期的に収支の均衡を図る必要がある。

5. 長期的展望をもって着実に推進すべき施策

下水道を全国に普及させるためには、まだ相当の建設期間が必要である。一方、建設された資産の管理は永久に続くものである。このため、下水道事業は前述の早急に講ずべき施策に加え、長期的展望をもって次のような施策を着実に推進していく必要がある。

(1) 下水道に関する住民意識の高揚

下水道事業を円滑に発展させていくためには、住民の理解と協力が必要不可欠である。そのため、従来の下水道に対するイメージを払拭させるとともに下水道への住民の関心を高めていく必要がある。従って、下水道の意義・必要性・効果についてのわかりやすい広報・啓蒙活動を通じて、下水道に対する住民の認識を深め、さらに、下水道を求める住民の声を集約して、下水道事業の発展に結びつけていく工夫が必要である。また、この際、下水道用語についても、社会的に必要な処理水や資源を供給する観点のものに改める等の工夫を行うよう検討すべきである。

また、受益者負担金、使用料の徴収等を含め、下水道の利用者としての住民の役割についてもその認識を深め、整備された下水道施設が適切に利用され、その効果が充分に発現されるよう努めるべきである。

(2) 下水道の維持管理の強化

① 下水道整備に伴う便所の水洗化の早期普及を図るため、住民に対して水洗化の必要性に関する啓蒙活動を行うとともに、行政的な誘導策についても検討すべきである。

② 下水道の有する機能を十分に発揮し、その課せられた役割を果たすため、工場排水については、流入下水に対する監視指導体制の充実、除害施設の設置促進等を図るべきである。なお、流域下水道の維持管理について、関連公共下水道に係る流入下水の規制が円滑に行われるよう検討すべきである。また、一般家庭等についても優良な排水設備機器の普及を図るべきである。

(3) 下水道施設の多目的で高度な利用の推進

市街地で平面的、立体的に貴重なスペースを有している終末処理場・ポンプ場等において、緑化を図り、都市のアメニティの向上を図るとともに、多目的で高度な利用を図るべきである。

この際、現行法令との調整、収益事業との組み合わせ等の可否についても検討すべきである。

(4) 水循環における下水道の役割の確立

下水道の整備が進捗するに従って、水循環サイクルにおける下水道の役割が一段と重要になってきていることから、上水源等の良質な水質確保を図ること等を含め、水循環における下水道の合理的かつ積極的な役割及びその実現方策を検討すべきである。

(5) 下水道施設の機能改善及び老朽化対策

都市化の進展等による雨水流出量あるいは汚水流出量の増大に対処するため、流出抑制型下水道の整備、下水道施設の機能改善及び合流式下水道の越流水対策等を推進すべきである。また、耐用年数を超過した老朽施設の改築を行うべきである。

(6) 国際協力の推進

我が国の下水道の技術開発や事業実施の効率化に資するため、下水道に関して高い技術力をもち、維持管理等で日本と同種の経験を有する先進諸国との間で、国際会議、人的交流、情報交換等の国際協力を推進すべきである。

一方、近年、下水道に関して開発途上国から日本への技術協力の要請が増大しており、日本下水道事業団等において、これらの技術協力を積極的に推進すべきである。

(7) その他

① 雨水対策、下水処理水の再利用、下水汚泥の広域処分、下水道施設空間の多目的利用等多様化する下水道事業の今後の進展に対処するため、国・地方公共団体の執行体制を整備するとともに、豊富な技術力と経験を有する日本下水道事業団のより一層の強化と積極的な活用を図る必要がある。

② 効率的に下水道整備の目標を達成するとともに、小規模な下水道に対する要請の高まり等下水道をとりまく諸問題に的確に対処していくため、新たな下水道技術の開発及び実用化に向け国が主体となってこれを推進する必要がある。そのため、技術開発体制の充実を図るとともに、技術開発のための十分な調査・研究費の確保に努めるべきである。

また、民間における技術開発意欲を有効に活用するため、民間で開発された優れた技術を積極的に事業に導入するために必要な制度を整えるべきである。

③ 下水道事業の適正な推進のために、優良な民間業者及び技術者を全国的に幅広く育成する必要がある、そのための施策を推進すべきである。

参考資料－ 5

流域分散型流出抑制施設の評価方法の検討（試算例）

1. 評価の視点

都市域での総合的な排水計画を策定する上で、地形特性、降雨特性、各種の治水施設の特性、浸水特性と各種治水施設の相互作用を考慮した評価手法が必要とされる。各治水施設を評価する手法としては次のことが要望される。

- ・流域の地形特性、土地利用による流出、浸水特性が反映できること
- ・各種施設の組合せ（排水型と貯留型の施設）が評価できること
- ・小規模な分散配置型施設が評価できる
- ・面的排水施設、幹線排水施設の整備による流出過程を評価できること
- ・超過洪水、建設過程での施設整備規模以上の外力に対して、浸水形態等を評価できるもの
- ・実用的であること（既存の流出解析法、計画手法との適用性）

以上のことを踏まえて各治水施設の効果を把握するためには、多様な治水施設の特性、流域特性を取り込める都市化流域に合った流出・流下モデルの構成、及び安全度の評価方法として、等危険度線理論の非線型流出域の拡大等の安全度評価手法の構成が必要である。

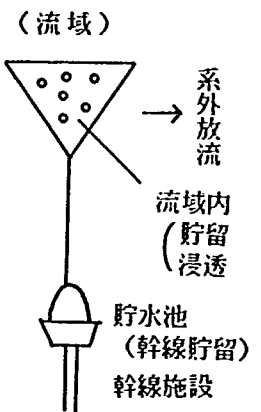
2. 各治水施設の安全度の検討

図－1 に示した単純化された流域における治水施設の効果を把握するための簡便法として、等危険度線理論を拡張して適用する場合の考え方を示す。

1) 幹線貯留施設と排水施設については等危険度線をそのまま適用により安全度の評価が可能である。

2) 系外放流施設：放水路、地下河川等

系外放流施設については幹線排水施設と同様に排水容量としてカウントすることができる。



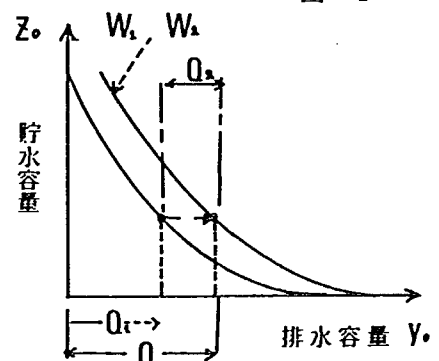
図－1

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Q : 排水容量

Q_1 : 河道等の流下能力

Q_2 : 系外放流施設能力



図－2

3) 浸透型施設

浸透型施設については設計浸透能力の値に基づき、図-3に示すように流出ハイドロをベースカットする効果があると見なして評価する。

$$Q = Q' + q$$

ここで

Q : 見かけ上の流下能力

q : 浸透によるベースカット量

Q' : 河道流下能力

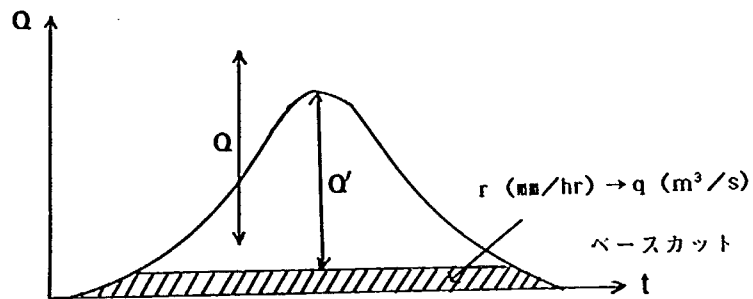


図-3

等危険度線上で示せば図-4のような関係となる。

$$Y_0 = Y_0' + r$$

ここに

Y : 見かけ上の排水容量

Y : 河道等の排水容量

r : 浸透能力

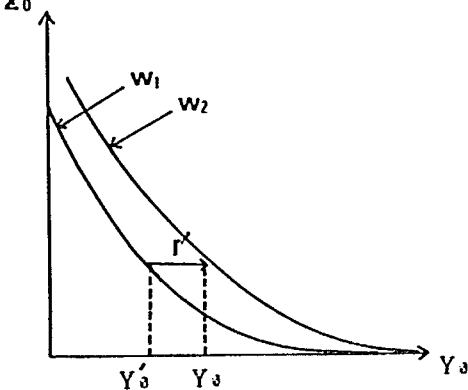


図-4

4) 流域貯留施設

流域貯留施設の効果を幹線貯留施設と同様に貯留容量として評価する方法と施設効果を比流量換算して排水容量として評価する方法が考えられる。

① 貯留容量として評価

流域貯留施設による対策量 V をそのまま幹線貯留施設容量 Z_2 に換算して等危険度線上で貯留容量として評価する。

$$V = \alpha Z_2$$

$$Z = Z_1 + Z_2$$

ここに

α : 換算係数

Z : 見かけ上の貯留容量

Z_1 : 幹線貯留容量

Z_2 : 流域貯留施設による貯留容量

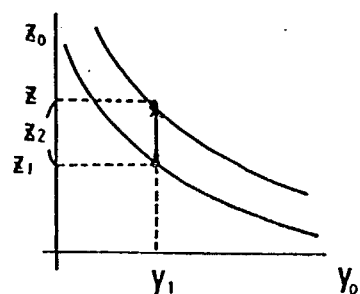


図-5

②排水容量として評価

ある流域において、幹線貯留施設（容量 Z_1 ）と排水型施設（容量 y_1 ）の組合せにより安全度 W_1 が確保されているものとする。ここで、流域貯留施設対応により安全度を W_2 に上げる場合を想定する。安全度 W_2 を確保するためには幹線貯留施設容量を変えないとすれば排水施設容量 Y_1 を Y_2 に上げなければならない。比流量でいえば q_1 から q_2 に上げることである。

また別の言い方をすれば、本来安全度 W_2 確保するためには排水容量 Y_2 、貯留容量 Z_2 が必要である。現況では施設の制約から安全度 W_1 しかない（排水容量 Y_1 、貯留容量 Z_1 ）場合に流域貯留施設で安全度確保とすれば、ピーク流量を比流量で q_2 から q_1 へ下げることが必要となる。比流量の差 Δq （ $= q_2 - q_1$ ）相当分だけ流域貯留施設で対応するものと考えれば、見かけ上流域貯留施設の効果は排水容量としてカウントできる。すなわちピーク流量の比流量と流域貯留施設の必要量との関係が把握できれば、流域での貯留量を比流量に換算して排水容量として扱うことができる（図-6参照）。

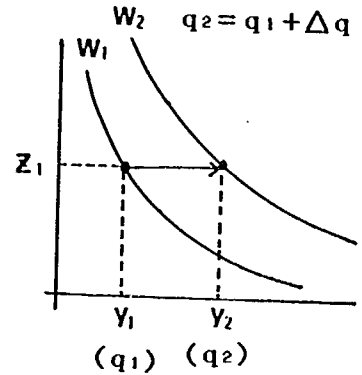


図-6

《試算例1》

流域貯留施設の効果を検討するために以下に示すような試算を行った。

・流域条件

図-1 に示すようなモデル流域を設定する。

$$A = 10.0 \text{ km}^2$$

$$L = 5.0 \text{ km}$$

$$I = 1/300 \text{ 及び } 1/3,000$$

$$T = 1 \text{ hr}$$

・降雨波形：中央集中型 50mm/hr、75mm/hr

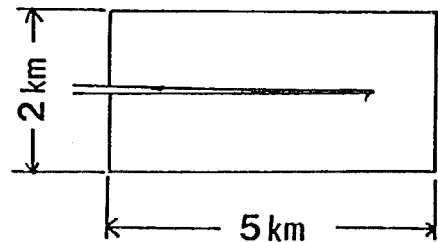


図-7 モデル流域

$$50\text{mm/hr} \quad r = 1100 / (t^{2/3} + 6.5)$$

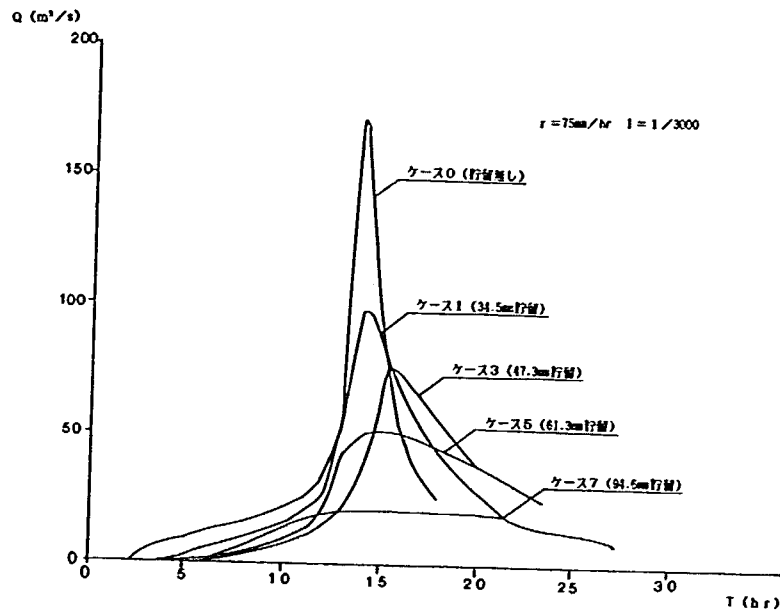
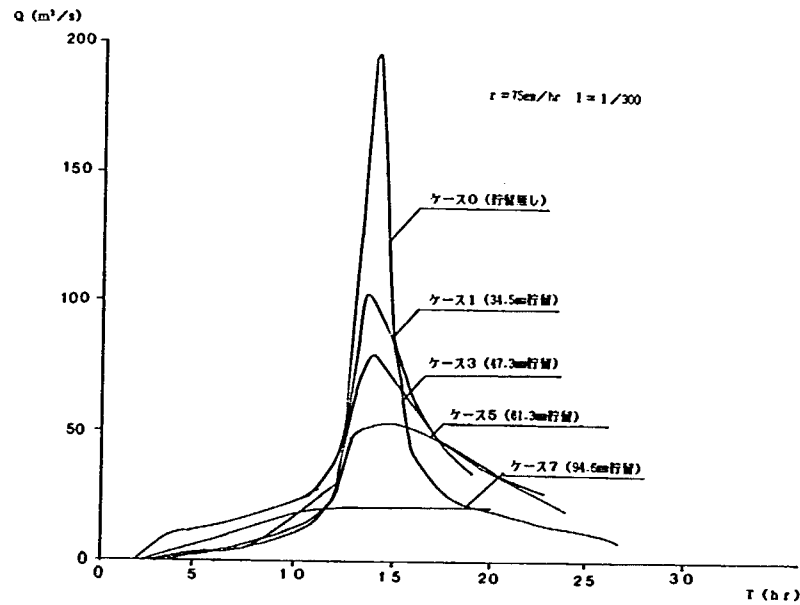
$$75\text{mm/hr} \quad r = 1500 / (t^{2/3} + 4.5)$$

検討方法

- ・流出モデルとしては一般に用いられている貯留関数法を用いる。
- ・流域状態としては、市街化が進み全域舗装、下水道整備完了状態を想定し、等価粗度 $N = 0.005$ とする。
- ・小規模の分散配置型貯留施設が流域全域に配置されているものとし、洪水調節方式はオリフィス型とする。
- ・合理式による洪水調節計算を行い、その結果を雨量換算し、その降雨を用いて貯留関数にて流出ハイドロを算出する。
- ・流域貯留量とピーク流量（比流量）との関係を整理する。

試算結果

流域貯留施設を流域一様に配置した場合の流出ハイドロの変化を図-8に、ピーク流量と貯留必要容量との関係を図-9に示す。また比流量 $1.0 \text{ (m}^3/\text{s/km}^2\text{)}$ 逓減させるのに必要な貯留容量を整理したものが図-10である。これより、本モデル試算の場合においては比流量 1.0 の変化に対して概ね 10mm 程度の流域貯留（全流域一様に貯留）が対応しているものといえる。なお、これらは流域特性、降雨波形、調節方法等により値そのものが変わることから一般的ではないが、流域貯留施設の効果を評価する方法の簡便法として試算したものであることを諒承されたい。今後、流域内の配置方法、調節方法、降雨波形等の面から検討することが必要である。参考までに総合治水対策等が行われている河川において、流域対策量と比流量の関係を図-11に示す。



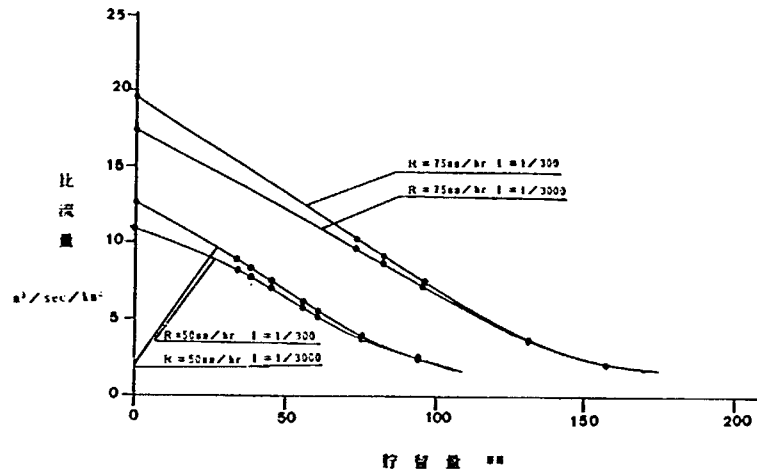


図-9

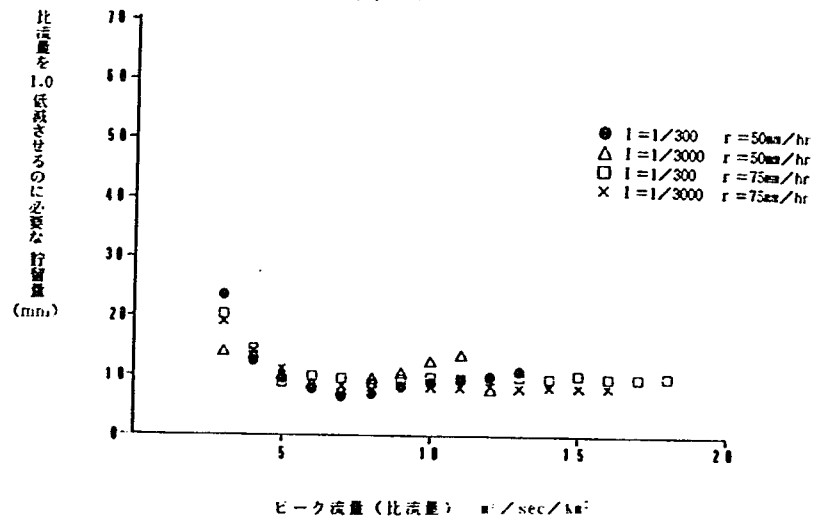


図-10

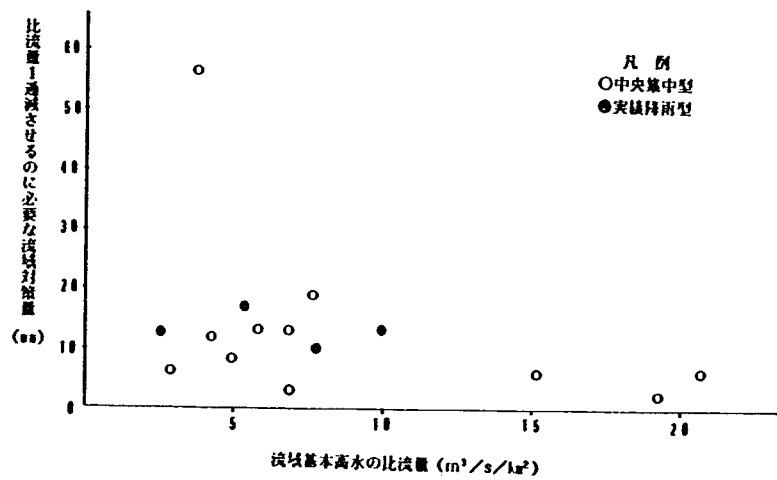


図-11

《試算例2》

次に試算例1で設定したモデル流域で、流域の開発状況、治水施設の整備状況等を適当に設定した場合の治水安全度について等危険度線上で評価する。

なお、試算に用いた標準等危険度線を図-12（大阪の雨を対象）に示す。標準等危険度線における関係式は次の通りである。

$$\begin{aligned} Y_0 &= C_y Y_{0r} & C_y &= 1/3.6 f_p A i_s \\ Z_0 &= C_z Z_{0r} & C_z &= 1000 f A \end{aligned}$$

ここに、 Y_0 : 排水容量 (m^3/s)
 Z_0 : 貯留容量 (m^3)
 Y_{0r} : 雨量換算排水容量 (mm/hr)
 Z_{0r} : 雨量換算貯留容量 (mm)
 A : 流域面積 (km^2)
 f : 流出率
 f_p : ピーク流出係数
 i_s : 基準化降雨強度曲線 $i_s = 5 / (4 t_p^{0.7} + 1)$

(1) 流域の状況が未開発の場合

$A = 10 \text{ km}^2$ 、 $f = f_p = 0.6$ 、 $t_p = 60 \text{ min}$

①治水施設を全て排水型で対応すると図-12（標準等危険度線）より安全度 $W = 1/10$ の排水施設容量を求めると

$$Y_{0r} = 48.3 \text{ mm/hr}, C_y = 1.67, Y_0 = Y_{0r} C_y = 81 \text{ m}^3/\text{s}$$

となり、幹線（河道）の能力として $81 \text{ m}^3/\text{s}$ 必要である（図中 A_0 点）。

②幹線（河道）の流下能力として $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 確保すれば、幹線貯留施設としては次の容量が必要である。排水施設容量を雨量換算すれば $Y_{0r} = 36.0 \text{ mm/hr}$ 、標準等危険度線より雨量換算貯留容量 $Z_{0r} = 10 \text{ mm}$ となり、貯留容量としては約 $Z_0 = 6 \text{ mm}$ 相当が必要である（ B_1 点）。

(2) 流域が開発された場合

流域の開発により流出係数が $f = f_p = 0.8$ 到達時間 $t_c = 30 \text{ min}$ に変化した場合を想定する。

①全て排水型施設で対応するとすれば、標準等危険度線（安全度 $1/10$ ）より $Y_{0r} = 48.3 \text{ mm/hr}$ となり、これより排水容量は $Y_0 = 155 \text{ m}^3/\text{s}$ である。従って河道として $155 \text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力が必要である（ C_1 点）。次にこの河道で幹線貯留によって安全度を上げるとすれば、 $1/30$ で約 8 mm （ $Z_{0r} = 10 \text{ mm}$ ）（ C_2 点）、 $1/50$ で約 16 mm （ $Z_{0r} = 20 \text{ mm}$ ）の貯留が必要となる（ C_3 点）。

②河道の流下能力が $130 \text{ m}^3/\text{s}$ （ $Y_{0r} = 40.0 \text{ mm/hr}$ ）の場合、河道だけでは $1/5$ の安全度しかない（ D_0 点）。幹線貯留により安全度を上げるとすれば $1/10$ で約 4 mm （ $Z_{0r} = 5 \text{ mm}$ ）（ D_1 点）、 $1/30$ で約 20 mm （ $Z_{0r} = 25 \text{ mm}$ ）（ D_2 点）、 $1/50$ で約 31 mm （ $Z_{0r} = 38 \text{ mm}$ ）（ D_3 点）の貯留が必要となる。

③河道の流下能力を $115\text{m}^3/\text{s}$ ($Y_{or}=28.9\text{mm}/\text{s}$)とすると河道だけで安全度 $1/2$ である (E_0 点)。幹線貯留によって安全度を上げる場合、 $1/10$ で約 21mm ($Z_{or}=26\text{mm}$) (E_1 点)、 $1/30$ で約 46mm ($Z_{or}=58\text{mm}$) (E_2 点)、 $1/50$ で約 60mm ($Z_{or}=75\text{mm}$) 程度貯留しなければならず (E_3 点)、排水容量(河道)が余りに小さいと貯留量が著しく大きくなって効率的な計画といえない。

(3) 流域貯留施設

(2)の流域において、今後更に都市化が進み流出率が上がる場合を考え、分散型流出抑制施設を流域内に設置することにより流出係数を抑えることが出来るものと想定する。流出係数については対策なしの場合 $f=f_0=0.9$ 、流域貯留施設を整備した場合、 $f=f_0=0.8$ とする。なお簡単のために洪水到達時間は変わらないものとする。安全度を $1/10$ とすると流域貯留施設を整備した場合排水型で対応の流量は $Y_{or}=48.3\text{mm}/\text{hr}$ より、 $155\text{m}^3/\text{s}$ で、流域貯留が無い場合 $174\text{m}^3/\text{s}$ となる。ピーク流量の比流量の差は約 $2(\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$ となり、流域内に流出抑制施設設置することでピーク比流量を約 $2(\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$ 減少したことになる。試算1で検討したように比流量1下げるのに必要な流域貯留量を予め算定しておけば(ここでは仮に 10mm とすると)必要流域貯留量は $10 \times 2 = 20(\text{mm})$ である。即ち、総ボリュームで $20(\text{mm}) \times 10(\text{km}^2) = 20\text{万m}^3$ 必要となる。尚、流出抑制施設整備による流出率、洪水到達時間の関係は今後検討すべき課題であり、ここで用いた値等は全くの仮想のものである。

4. 今後の課題

以上簡単な試算を行ったが今後検討すべき課題としては、都市域に分散配置された流出抑制施設の効果を把握するためには、各施設の特性を表現でき、またそれらを組み合わせた場合の流域内の雨水の流れを捉えられる流出・流下モデルの構築が必要であり、次に各施設の組合せによる安全度評価について流出過程での非線型性を反映出来るように等危険度線等の安全度評価モデルの検討が必要である。この場合、施設の配置方法、施設規模等の要素も反映できることが必要である。

標準等危險度線

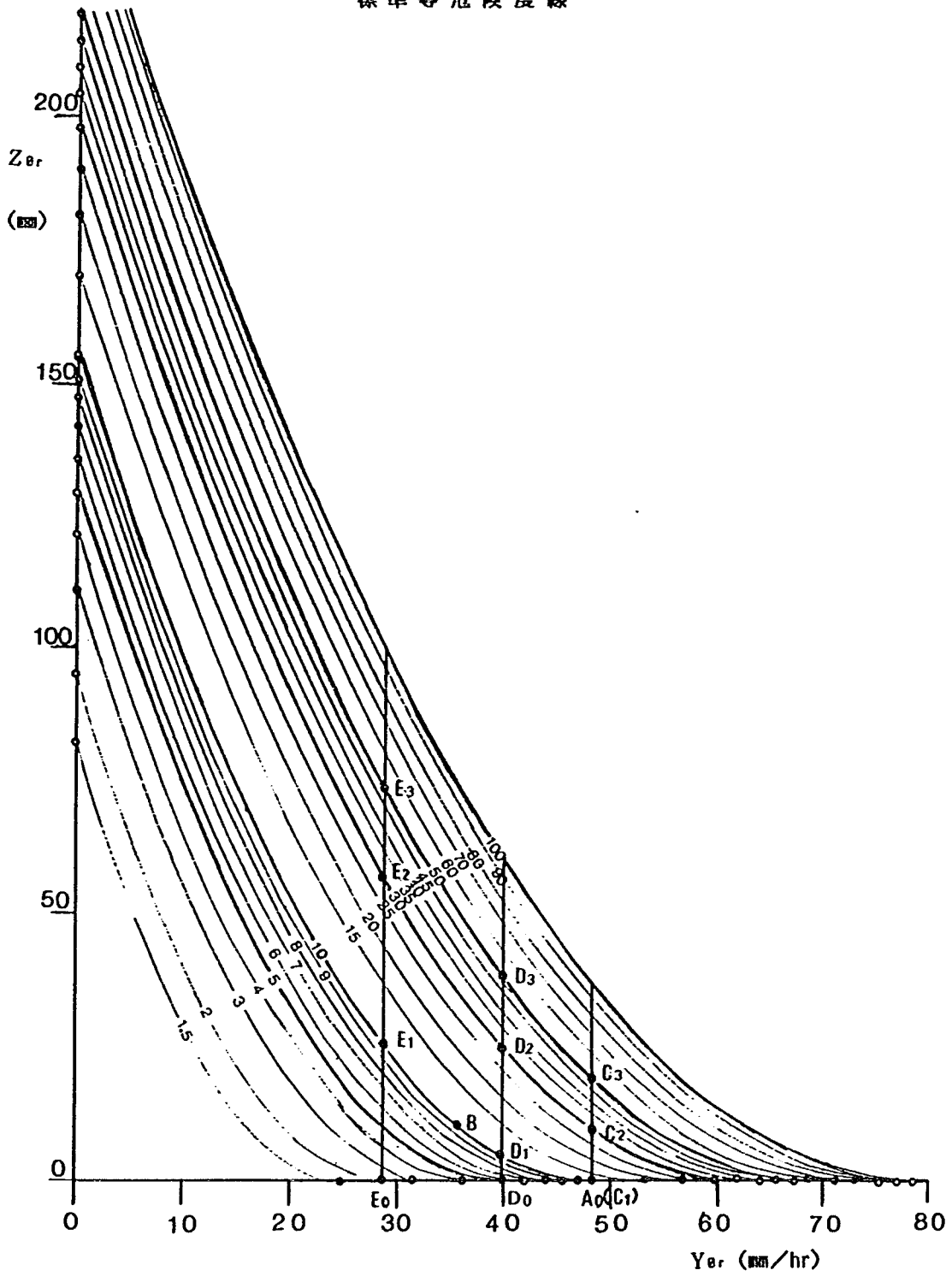


圖-12 標準等危險度線

総合的な都市雨水処理計画に
関する調査

土木研究所資料第 2481 号
昭和62年 3 月 (1 9 8 7)
総合治水研究室 浜口達男
研究員 井出康郎
中島輝雄

要旨

都市域での浸水被害軽減を草急に図るために排水型と流出抑制型施設を有機的に組み合わせた総合的な雨水処理計画が必要である。本調査は都市域での浸水特性並びに雨水処理上の問題点を把握し、多様な治水施設整備の効果の評価手法について検討を行った。

キーワード：都市化流域，浸水特性，雨水特性，評価システム

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

総合治水研究室

御中

No .

配布先氏名

配布先住所

No .

土木研究所資料第2481号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印