

土 木 研 究 所 報 告

第 175 号

都市化による流出変化と浸透による

その抑制法に関する研究.....吉野文雄

昭 和 62 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1987年 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、複写は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

都市化による流出変化と浸透による その抑制法に関する研究

吉野文雄

A study on runoff change due to urbanization of drainage area and its control using infiltration methods

by Fumio Yoshino

研究と目的と要旨：

流域の都市化による洪水流出量の増大とその治水対策が昭和40年代から社会的な関心を集めてきた。都市化の進行と治水対策の進捗が均衡を欠き、その結果都市域における洪水被害を増大させるという悪循環が生じてきたからである。

都市化の進行は河川流域の土地利用を大きく改変する。宅地の造成、道路の整備、下水道の敷設、といった人間の居住空間の創出により、河川をとりまく水循環の形態を大きく変化させる。その主要内容には屋根や道路舗装等による不浸透面の増大により、雨水の地中への浸透量が減少すること、および下水道や道路側溝の整備により、雨水が早急に降った場所から河川等へ排出されること、があげられる。

このため都市域からの洪水流出はその総量が増大するのみならず、ピーク流量の顕著な増大を示すことが多数の観測例で明らかにされ、治水対策の立案に大きな障害となっている。

このような状況に対し適切な治水対策を立案するには、都市化の程度に応じた洪水流出量の推定法を確立すること、および流出量の増大に対処する技術の開発、が必要とされる。

都市化に伴う洪水流出の変化に関する研究は昭和40年頃から多面的に進められており、現象を評価する流出モデルの提案も多数行われている。一方、治水対策の面からみると、都市流出の抑制法に関する研究は一時的な貯留による流出抑制法が中心であったが、現在では雨水の浸透工法に研究の中心が移りつつある。本研究の目的は、まず都市化による降雨流出系の変化の原因を明らかにし、次にこの原因の現象論的解釈を踏まえて、市街地小流域からの流出特性を評価するモデルとそのモデル定数の変化を都市化の程度との関係で明らかにすること、および、都市流出の増大に対処するための一方法として雨水の浸透工法とその流出モデル上の評価を行うこと、である。

論文の構成は4章より成る。

第1章「降雨流出実験による造成地と林地からの表面流出特性」では、都市流出の主体をなす表面流出現象について、造成地と林地を対比することから表面流出特性の分析を行い、都市流出と山林地流出の相違を対比するとともに、表層土壌の浸透能力の大小が流出現象に与える効果を分析した。

まず表面流出に関する従来の見解および実験的研究のレビューを行い、本研究における考えかたを整理した。実験は粗造成裸地と林地を対象としてスプリンクラー散水により行い、流出量や土壌水分の測定を実施した。対象地区の基盤土はともにローム土である。

表面流出現象は両地区で顕著な相違を示す。造成地では散水後直ちにみずみちが各所に形成され、それがつながって流出してくる。その量は林地に比較して4～6倍も多い。浸透量は少なく10mm/h程度で、林地の50mm/hに比べ1/5となっている。林地からの表面流出は30～80mmの

散水後、地表の腐食土層の飽和後に斜面下部で発生する。この表層腐食土およびその下のローム層の浸透能は大きい。散水終了後も表層土に貯えられた水が徐々に流出してくるため、林地の表層土は流出量を一時的に調節する大きな能力を有している。それに反して造成地ではこの効果は全くなくなる。

このように表層土壌の浸透能力の大小により流出現象に極端な差を生ずることは、都市化による不浸透域の拡大の効果と同一のものと考えられ、この一連の実験による研究が、都市流出現象を考えるための基本となった。

すなわち都市化に伴う流出変化の主要な部分が、直接流出成分のうちの表面流出成分の増大、中間流出成分の減少であること、都市流出は表面流を主とする流出モデルで近似することが妥当であること、などである。一方これらの結果に考察を加え、流出抑制を行うための適切な方法は、表層土壌の有する機能に近い雨水の浸透状況を都市内に回復させることであると考えた。この考えかたが第3章に生かされている。

第2章「都市化流域の洪水流出特性の評価」では、第1章で検討した実験的な流出特性の対比に基づき、まず市街地流出を特徴づけるため都市化の水文学的な定義について論じた。そして都市化の程度を示す指標として全流域面積に占める人為の加わった面積の割合で定義される都市化率を用いて分析を進めた。

第1章での造成地流出の特性を考慮して、表面流出を表現しやすい流出モデルである合理式、等価粗度法の流出定数、さらには貯留関数の定数等について、先に定義した都市化指標との関係を調べ、各定数の都市化による変化を明らかにした。

その結果によれば、洪水到達時間は山林流域に比べ1/5～1/10程度短くなること、これは同一の地形条件を対象にした時、等価粗度法の等価粗度係数 N 値が市街地流域では山林流域の数10分の1程度になることと対応していること、都市化の程度が進行するにつれ、管渠系の集水効果が卓越するため、斜面の N 値は更に小さくなり、山林流域の N 値の1/100程度にも小さくなること、貯留関数の定数 K 値は N 値程都市化により鋭敏な変化を示す定数ではないが、洪水到達時間と同様な傾向を示し、市街地流出では山林地流出の1/10程度に小さくなること、などの結果が得られた。更に貯留関数の定数 K 値および等価粗度係数 N 値について都市化率 U との関係を示す経験式を提案した。

これらの結果を総合的に判断して、市街地小流域の流出を評価するための流出モデルとその定数については、ある程度の結果が得られたと考えられる。しかしこれらのモデル定数は全て降雨流出系を記述する運動方程式に関連する定数であって、連続条件を満足するための流出率や損失雨量についての分析が充分には行われていない。市街地流出をより良く表現するには有効雨量の分析が一方で重要となることから、この分野の研究が今後の課題であるといえる。

都市流出の特徴としてあげられるピーク流量の増大と流出時間の短縮は、共に第2章で検討された運動方程式に関連する諸定数で表現される要素であるが、不浸透域の拡大による浸透能の減少と流出総量の増大に対しては、より精度の高い実測値が不可欠であること、第1章で論じたような表層土壌の役割の研究を深めて流出発生機構の研究を進める必要がある。

第3章「浸透による流出抑制法の研究」では、第1章、第2章で明らかにされた都市流出の諸性質に対して、治水対策の一手法として、雨水を浸透処理するための工法、および各種浸透工法の浸透特性の解析、これらの工法の流出抑制効果の評価モデルの構築、等を論じた。

まず現在採用されている流出抑制法の種類と特徴を系統的に分類整理した。

第2節では浸透工法のうち拡水法に関する実験を行い、現地実験による浸透特性の把握を行った。この結果は限られた場所での実験にすぎないことから、結果を一般化する手段として第3節に不飽和浸透現象による数値シミュレーションを行い、そのシミュレーションモデルの妥当性を検討した。浸透枘からの浸透現象を円筒座標系で表現し、実験結果を説明することが第3節の成果で可能となった。このシミュレーションモデルを用いて浸透に影響する諸因子の分析

を行い、かつ浸透実験等の結果を加えて、第4節で浸透工法の問題点を検討した。

第5節では浸透工法を試行した昭島市の住宅団地での調査結果を用いて、浸透工法採用地区からの流出を評価する「貯留浸透モデル」を提案した。このモデルの適合度は昭島地区の実測値と対比して比較的良好であると判断される。また浸透工法の流出抑制効果を評価するため、このモデルに住宅団地の平均的な土地利用と雨水処理用の施設の数を用いて、浸透処理による流出抑制効果を評価した。現地土壌の浸透能力が大きいところでは雨水浸透工法の効果は大きいことが判断される。

第4章「結論」には本論文の結論を研究の目的に対比させてとりまとめた。

その結果、都市化による流出変化はいくつかのモデル定数の変化として定量化できることが明らかにされ、その対策法として雨水浸透工法の適用性とその評価法についての研究が行われ一応の成果となっているが、本論文中にふれた未解明の諸課題の研究を今後進めていく必要がある。

キーワード：都市流出、洪水到達時間、流出定数、浸透工法

Synopsis:

The paper presents the runoff changes due to urbanization in drainage areas and its reduction measures by infiltration of storm water.

Urban runoff is mainly characterized by the surface runoff. Then the characteristics of surface runoff were studied by comparing the runoff hydrograph from bareland and forest plot using artificial rainfall simulator experiment. As the result, runoff phenomena from bareland differed from that of forest plot. On the forest plot, the infiltration rate of top soil layer is so large that no surface runoff occurs. However on the bareland, impermeability of the top soil layer generates the surface runoff such as rill flow and thin sheet flow over bare soil surface. The surface runoff can be simulated by the Manning formula as the equation of motion. But the runoff from forest plot can be mainly expressed by Darcy formula to the interflow. Therefore it was concluded that the overland flow from urban areas is simulated by the surface runoff using Manning formula.

Then data from experimental basins were analyzed in the terms of time of concentration, Manning's roughness coefficient of equivalent roughness method, and storage coefficient of storage function method. As the result of urbanization from forest basin, it was concluded that time of concentration became 1/5 to 1/10 of that from forest basins and that N value decreased to 1/10 to 1/100 of that of forest basins. Parameters such as N, Tc and K were evaluated in the urbanization factor U which was defined by the ratio of urban area to the total drainage area.

Urbanization causes high peak discharge and rapid runoff. Then flood control problems become severe in the urban area. The runoff reduction method is to be applied in the urban areas. The paper deals with the infiltration method using infiltration trench, infiltration pit, infiltration gutter and infiltration pavement. These infiltration methods were tested in the laboratory and field experiments and the results were analyzed. As the results, it was concluded that the characteristics from these infiltration methods were mainly assessed by the unsaturated infiltration theory of Richard equation. After the evaluation of runoff reduction effects, it was shown that the storage-infiltration model proposed in the report was applicable to assess the runoff from urban areas adopted with the infiltration measures.

Key Word. urban runoff, time of concentration, runoff parameter, infiltration method.

目 次

研究の目的と要旨	(1)	2.3.6 等価粗度係数N値の変化	(51)
1. 降雨流出実験による造成地と		2.4 総合評価	(63)
林地からの表面流出特性	(5)	2.4.1 評価の方法と基礎資料	(63)
1.1 表面流についての従来の実験的研究と		2.4.2 洪水到達時間 T_c と都市化率Uの関係	(63)
本研究の基本的考えかた	(5)	2.4.3 貯留関数の定数K値と都市化率Uの関係	(64)
1.2 降雨流出実験	(6)	2.4.4 等価粗度係数N値と都市化率Uの関係	(64)
1.2.1 粗造成地での実験 (実験A)	(6)	2.4.5 流出推算結果へ与えるモデル定数の	
1.2.2 林地斜面での実験 (実験B)	(6)	変動範囲の影響	(65)
1.2.3 散水量と流出量の測定	(7)	2.5 総 括	(66)
1.2.4 含水比・間隙率の測定	(8)	参考文献	(67)
1.3 実験結果	(8)	3. 浸透による流出抑制法の研究	(68)
1.3.1 散水量と流出量の関係	(8)	3.1 都市流出の抑制と本研究の考えかた	(68)
1.3.2 表面流出の発生状況	(10)	3.1.1 都市流出の抑制	(68)
1.3.3 土中水分の変化	(10)	3.1.2 本研究の考えかた	(70)
1.4 考 察	(11)	3.2 実験による浸透特性の評価	(70)
1.4.1 流出率, 流出係数	(11)	3.2.1 浸透実験	(71)
1.4.2 平均浸透度と最終浸透能	(11)	3.2.2 実験結果と考察	(73)
1.4.3 流出ハイドログラフの通減特性	(12)	3.3 浸透枺からの浸透特性の解析	(76)
1.4.4 貯留高と流出高の関係	(12)	3.3.1 土壌の浸透現象と浸透理論	(77)
1.4.5 流出ハイドログラフの計算	(13)	3.3.2 円筒型浸透枺からの浸透流の解析	(78)
1.5 総 括	(14)	3.3.3 浸透特性の考察	(78)
参考文献	(14)	3.4 浸透工法の問題点	(80)
2. 都市化流域の洪水流出特性の評価	(15)	3.4.1 対象地層の土質	(81)
2.1 都市流出の評価と本研究の考えかた	(15)	3.4.2 土壌の浸透能力調査法	(81)
2.1.1 都市化に伴う洪水流出の変化	(15)	3.4.3 測定値の変動特性	(81)
2.1.2 都市流出評価に対する本研究の		3.4.4 湛水深	(82)
考えかた	(16)	3.4.5 目詰りによる浸透流量の減少	(83)
2.2 市街地小流域の流出特性	(18)	3.4.6 流入水の水質	(83)
2.2.1 対象流域と評価法	(18)	3.4.7 その他の影響要素	(83)
2.2.2 合理式の特 性	(20)	3.5 浸透工法の流出抑制効果	(83)
2.2.3 洪水到達時間	(21)	3.5.1 浸透工法の機能調査実験	(83)
2.2.4 流出係数	(23)	3.5.2 浸透を考慮した流出モデル	(87)
2.2.5 市街地小流域からの流出ハイドロ		3.5.3 昭島つつじが丘ハイツへの適用	(88)
グラフの通減特性	(24)	3.5.4 モデル団地における流出抑制効果	(91)
2.3 流出モデル定数の都市化による変化	(25)	3.6 総 括	(92)
2.3.1 対象流域と評価法	(25)	参考文献	(94)
2.3.2 南大沢流域の降雨流出特性		4. 結 論	(95)
(流出ハイドログラフの比較)	(28)		
2.3.3 流出率の経年変化	(38)		
2.3.4 洪水到達時間の経年変化	(38)		
2.3.5 貯留関数法の定数K値の変化	(38)		

謝 辞

1. 降雨流出実験による造成地と林地からの表面流出特性

都市域からの流出は主に表面流出で構成される。これは浸透能が全くないか極端に小さい面からの流出が卓越することによる。したがって都市化に伴う流出変化を研究するには表面流出特性を研究する必要がある。山林地流域では表層の浸透能が大で、都市域でみられるような表面流出は卓越しないことが報告されている。本章では都市流出を評価する基礎となる表面流出の特性を、林地との対比で検討した。都市域を造成地で代表させ、林地と対比して、降雨流出実験を行なって、この両者の表面流出特性を比較分析することから、都市化に伴う流出変化の状況を把握したものである。従って本章では自然林地の表層土および落葉腐植層の有無による流出現象の相違が中心課題となるが、都市化の一局面を表現しているものとして、第2章で論じられる都市流出の評価モデルの研究、第3章でとりあげられる雨水浸透による流出抑制の研究の基礎をなすものである。特に林地の有する保水機能の都市化による減少（造成による浸透能の低下）の程度が明らかにされることから、雨水浸透法の必要性が明らかにされる。

流域の表層の土質や地被状態の相違が流出に与える影響についてはいろいろな機会に多数の研究発表が行われており、その定量的な評価手法も提案され、実用化されてきている¹²⁾。

ここでは、このような流出の変化を流域全体として評価する立場を離れ、流域斜面を小区画に分けたときの一区画を対象とした降雨流出実験の結果を中心に、表面工種の相違による流出現象の相違を評価した結果を述べる。

1.1 表面流についての従来の実験的研究と本研究の基本的考えかた

表面流についての研究は実用的な流出モデルの開発と密接に結びついて発展してきたといえる。洪水流出のハイドログラフを説明する手段として、表面流出、中間流出、地下水流出、の3成分に分けて、そのおのおのを合算する方式で構成される流出モデルが比較的良好な結果を収めてきたといってもよい。ところでこの流出成分のうち表面流出についてはいろいろな議論がなされてきた。特に指摘されていることの一つに、実

際の山腹斜面で豪雨時とはいえ、流出モデルで表現しているような形の表面流が発生しているのかどうか、あるいは表面流は非常に限定された区域においてのみ発生するのではないか、という点があった。

岡本はこの問題に対して、山林地流域では露岩地帯等の特別な地帯を除き表面流は発生しないとして、流出モデルを構成している³⁾。青木は流出試験地における表面流の観測の結果から、流域内の表層土の浸透能の違いに起因して、限定された場所で降雨がある強度以上のときのみ発生する、としている⁴⁾。貯留関数法を提案した木村は流出モデルを実用化する観点から、流出成分を表面流出と地下水流出に限り、積極的に中間流を否定する立場をとっている⁵⁾。中間流についての理論的研究を発展させた高樟は、表面流を中間流との関係でとらえ、山腹表土層をA層と総称し、A層内の水位上昇に伴い、A層が飽和された部分から表面流が発生するとし、その生起条件を明確化した⁶⁾。木下は小流域における流出試験地の成果をもとに、流出率の変動を調べ、斜面下部からの表面流出の発生を指摘している⁷⁾。

このような表面流（早い中間流も含めて）についての研究は、実験的な課題としては、表面流の発生特性についての研究、表面流の抵抗則に関する研究、早い中間流の運動機構についての研究、等として推進されてきた。

表面流について現地実験を実施した例として、松原・橋本による多摩ニュータウンでの成果⁸⁾、岡本による相模試験地の山腹での実験⁹⁾、岸井らによる実験¹⁰⁾がある。

斜面上に発生すると考えられる表面流については、その運動を記述するため抵抗則が重要な課題として研究されてきた。斜面上の薄層流的な流れの抵抗則は、古くはIzzard, Palmerに始まり、最近では端野、杉山に至る多くの研究がある。これらの研究を評価するため、いま抵抗則として等流形式の表現を仮定し、水深 h と流量 q の関係を

$$h = kq^p \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

とおく。ここに k , p は定数であって、流れの状態に応じて次のように分類される。

$$\begin{aligned} \text{層流形式} & \quad k = (3\nu/gs)^p \quad p = 1/3 \\ \text{Manning形式} & \quad k = (n/\sqrt{s})^p \quad p = 3/5 \\ \text{Chezy形式} & \quad k = (1/c\sqrt{s})^p \quad p = 2/3 \\ \text{Darcy形式} & \quad k = (\lambda/k_s)^p \quad p = 1 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに、 g ：重力の加速度、 s ：水路床勾配、 ν ：動粘性係数、 n ：マンニングの粗度係数、 c ：シエジーの流速係数、 λ ：表層の有効間隙率、 k_s ：透水係数、である。

Izzardが滑らかな地表や芝生面に人工降雨を与えた実験では、層流領域の $P=1/3$ の結果が得られている¹¹⁾。表面流の抵抗則に関する研究はPhelps¹²⁾、Chen¹³⁾、Palmer¹⁴⁾、高棹¹⁵⁾らによっても行われている。近年この方面の研究は水理学的な手法を取り入れて精密になってきているが、そのうちでも端野¹⁶⁾、神田¹⁷⁾による水路実験、杉山による研究¹⁸⁾が挙げられる。杉山は流出解析のための流出モデルを式(1・2)で表現したとき、芝生面上の流れは層流、粗面上の流れは層流・乱流両者の評価が可能、芝生内や砂礫層内の低水深流れはダルシー則、として表現し得ることを指摘している。

上述してきたように表面流についての実験的研究の中心は、表面流の特性把握、特に運動方程式の評価にあるといえる。一方、表面流は表層付近の土層中の水分移動と密接な関係があることから、高棹は、早い中間流と表面流の関係を解析的に取り扱い、表面流出の生起条件を明らかにした¹⁹⁾。本章は、上述のような洪水流出の主体をなすと考えられてきた表面流とその下の表土層中の早い中間流出とよばれているものについて、粗造成裸地、林地、の両者での特性を実験的に研究したものである。

著者は洪水流出を表面流、中間流、地下水流、と分離し研究することの重要性は認識しているが、流出現象の生起する山地斜面や水路網、水みち、といった、個別に取り上げて論ずるには非常に複雑な系を、各成分との関係で分析し追求することには多くの難点があると考えている。したがって本章では、できるだけ単純化された流域斜面の代表として2斜面を取り上げて、おもに表面流と早い中間流、に焦点を当てて実験結果を取りまとめたが、このように単純化された場であっても、流出現象は多様な変化を示し、統一的な結論を抽出することが困難な問題も少なくなかった。また実験結果を解釈するためのモデル構成は行わず、現象に重点を置いた考察にとどめてある。流域斜面で生じる流出現象について、モデル構成に基づく現象の把握および分析は第2章の研究課題である。本章では先述したように表面工種の相違が流出現象に与える影響の研究を行っているが、これは第2章で論じる都市流出の特徴を単純化された場で抽出し、第2章、第3章に研究を展開する基礎としてのものである。なお本論文で用いる「表面流」とは地表面上の流れを指し、いったん腐食土層に浸透しその後下流斜面上の水みち等に流出する成分をも含めて定義するものとする。「早い中間流」とは地表下の落葉腐食層中の流れを指し、地表下20cm程度までの腐食層中の流れである。

1.2 降雨流出実験

1.2.1 粗造成地での実験(実験A)

実験対象地は多摩ニュータウン内の粗造成地(以後実験Aとする)と、その近くにある未造成の林地斜面(実験B)である。粗造成地は、図-1・1に示す20m×20mの、傾斜が約3°の裸地で、雑草がまばらに生えており、盛土のため土質は関東ローム・粘土・砂・礫の混合土である。この区画に表流水の流下方向の2辺に集水渠を径50cmのコルゲートパイプで設置し、下流端に量水ぜきを設けた。散水はスプリンクラー16台を使用し、散水強度はノズル口径と水压を調節することにより、30~100mm/hまで変化させた。スプリンクラーの放水口の高さは地上1.4mにあり、回転角度は90°~360°に調節して、風の状態をみながら区画全域均一な降水強度になるように調整した。スプリンクラーでの水滴の状態は霧状で、約30°上空に向けて射出させた。

1.2.2 林地斜面での実験(実験B)

実験Bは図-1・2に示すように勾配が約18°の斜面で栗、タラの雑木や笹・蔦等の低木がかなり密に混生しており、雑木や笹の高さは2~3mでほぼ密生している区画に、28m×21.43mの矩形プロットを切り出して行われた。

オーガーボーリングによる土質調査の結果では、表面から数cmは落葉層であり、10cmほどの深さまでは笹

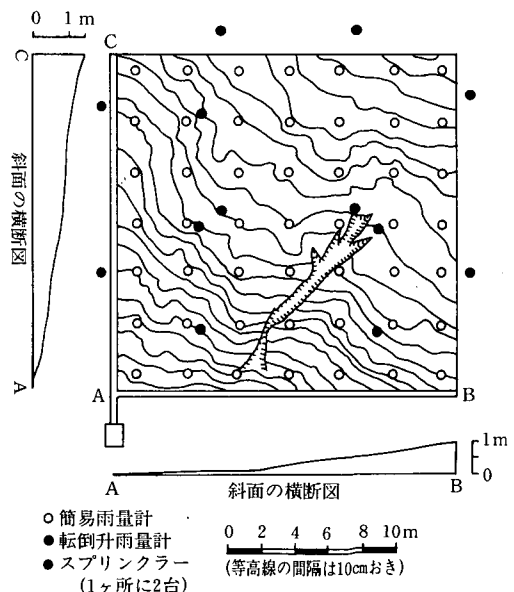


図-1・1 粗造成地(実験A)の地形と計器配置図

の根が縦横に張っていた。その下に腐食土層があるが、その厚さは10~90cmで場所により相当差があった。この層の下は関東ロームが数m以上堆積していた。オーガーボーリングによる土質柱状図が図-1・3である。図-1・3によれば表層20~30cmが落葉を含む腐食層で、その下に砂質ロームあるいは基盤ローム層が変質した粘土層を介在していることが判断される。

流出水は斜面方向に流れるものとして斜面の下端に深さ20cmほどの溝を掘り、底面をセメントモルタルで仕上げ集水渠とした。流出水は地表面を流下するものと想定していたが、地表面流は、計量作業のため実験プロット内に踏み固めた場所があり、そこからだけしか認められず、逆に落葉層と腐食層あるいは笹の根の入り込んでいる深さの層（地表下約10cm程度）からの流出水が、ところどころオリフィスからの流出のように流出してくるところが発生した。

この区画地に四周にレインガン足場パイプで組み上げたやぐら上に設置し、消火栓からホースでレインガンに給水した。各レインガンから90°~180°の範囲に散水した。

実験中は風の状態をみながら噴水脈の散乱状況や放水方向を調節して実験区画内に一様に散水できるように

に努めたが、レインガンが4台しかなく、かつレインガンが約30秒で90°回転するため、一地点をみた場合には時間的にとぎれた雨足の強い散水状態であったといえる。

1.2.3 散水量と流出量の測定

散水量は実験区画内に配置した貯水型雨量計（粗造成地で49個、林地で3個）と転倒升型雨量計（粗造成地、林地とも6台）で計測した。その配置は図-1・1、図-1・2に示されている。林地では雨量計を高さ2mの台の上に設けてある。散水時間は、ズプリングラー、レインガンのノズルから水を吐き出し始めたときと水を止めたときの間の時間である。散水は実験中一様に行われているものとみなして前記の雨量計で計測された散水量の単純平均値を、散水時間で除して、散水強度とした。

流出量は集水路の下流端に三角ぜきを設置し、触針型水位計で越流水深をラインプリンターに、粗造成地では10秒間隔、林地では30秒間隔で打ち出して記録した。粗造成地からの流出水は土砂を大量に含むため三角ぜきに入る前に沈砂池を設けて土砂を除去した。しかし若干の土砂は三角ぜき中にも入り、流出水にもシルト分が若干含まれていたが、その補正は行わなかった。林地からの流出水には土砂はまったく含まれていない。

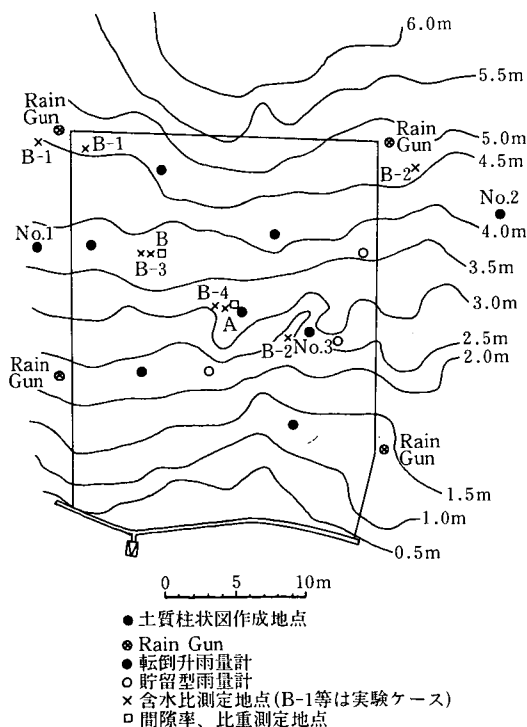


図-1・2 林地(実験B)の地形と計器配置図

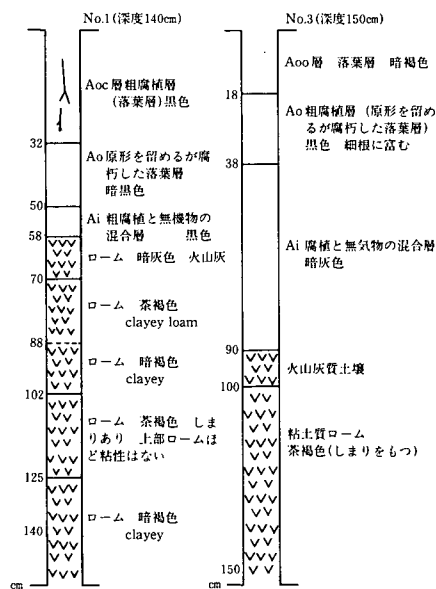


図-1・3 実験Bでの土質柱状図

1.2.4 含水比、間隙率の測定

散水による実験区画内の土の含水状況の変化をみるために、含水比の測定を行った。

粗造成地では、径6cmのオーガーを用い散水前後に、地表下2～5cmの地層を5か所から採取した。林地では径10cmのオーガーを用いて、試験土を50cmから130cmの深さまで10～20cmごとに採取し、含水比を測定した。測定法はJIS A 1203「土の含水量試験方法」によって行った。

土の間隙率の試験には乱さない土の試料が必要となる。このため林地の実験ではすべての実験の終了後に実験区域内の2か所で穴を掘り、試験土を切り出し、140cmまで20～30cmごとに試料を採取した。

1.3 実験結果

1.3.1 散水量と流出量の関係

表-1・1に散水実験の実験条件と結果の一覧表を示す。同表中、実験Aの各実験は実験区画内に散水し、その終了後1～3日間の間隔で行われており、表土の乾燥状況がほぼ同一状況になるように配慮した。実験Bでは途中で数回の自然降雨もあったため1週間から2週間程度の間隔で実施した。表-1・1は実験の結果を総括的に示すものであるが、このときに得られた各実験での流出ハイドログラフが図-1・4、図-1・5に示されている。以下各ケースごとにその特徴を列記しておく。

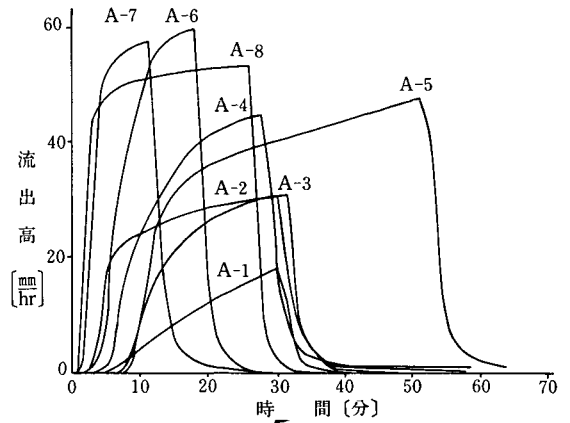


図-1・4 実験Aの時間一流出量曲線

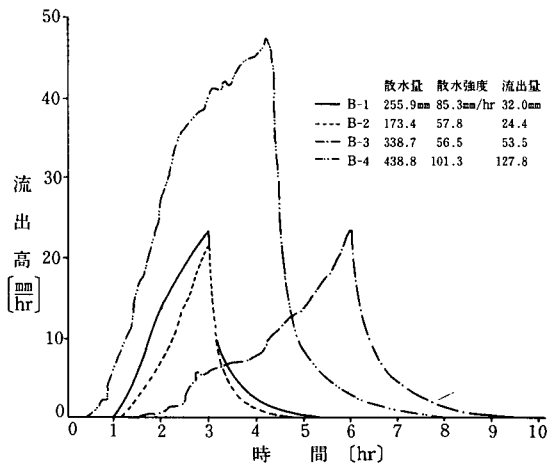


図-1・5 実験Bの時間一流出量曲線

表-1・1 散水一流水実験の一覧表

実験番号		実験日 月 日	散水強度 (mm/h)	散水時間 分 秒	総散水量 (mm)	総流出量 (mm)	ピーク 流出高 (mm/h)	ピーク 流出係数	流出率
粗 造 成 地	A-1	8.23	43.4	30'	21.7	4.35	17.7	0.408	0.201
	A-2	8.24	43.0	30'	21.5	12.8	29.9	0.695	0.595
	A-3	8.27	41.0	31'30"	21.5	10.1	31.4	0.766	0.467
	A-4	8.24	60.3	28'20"	28.5	14.4	45.0	0.746	0.505
	A-5	8.31	54.3	51'	45.3	28.7	48.8	0.899	0.633
	A-6	9.3	89.3	18'	26.8	11.8	63.0	0.705	0.441
	A-7	9.3	77.1	11'40"	15.0	9.12	57.8	0.750	0.608
	A-8	9.7	87.0	25'10"	36.5	21.6	54.2	0.623	0.591
林 地	B-1	9.21	85.3	180'	255.9	32.0	22.7	0.266	0.125
	B-2	9.27	57.8	180'	173.4	24.4	21.6	0.374	0.141
	B-3	10.11	56.8	360'	338.7	53.5	23.4	0.412	0.158
	B-4	10.16	101.3	260'	438.8	127.8	47.3	0.467	0.291

1) 実験 A-1

実験開始以前にかなりの無降雨日が続き、表土は土湿不足のためよく乾燥していたため浸透量が多かった。ハイドログラフはA-2～A-8までのものと異なっており、流出率も他のケースの1/2～1/3である。流出は散水後5分で始まり、流出量は直線的に増大している。最終流出高は17.7mm/hで流出量の増加傾向は鈍化しておらずまだ最終浸透能には達していなかったものと思われる。

2) 実験A-2, A-3

実験A-1, A-2, A-3は散水量, 散水強度, 散水時間の散水条件がほとんど同じ条件で実施されているが、結果には相当大きな相違がある。A-1は相当乾燥した状態の表土条件で実施されたものである。A-2はA-1の1日後, A-3はA-2の3日後に散水実験を行っており、この期間中の表土の乾燥および浸透能の回復の違いが流出に影響を与えたものとおもわれる。A-2では散水開始後2分で流出が始まり、急激な増加を示すが、A-3では6分後から流出が始まり、散水後30分して、A-2と同程度の流出量になっている。この両実験とも、散水打ち切り時にはほぼ最終浸透能の状況になっていたと考えられる。なお散水終了後の表土の含水比は両ケースとも約30%で散水前の24%の含水比から若干増大していた（試料数はおのおの5個で散水プロット内の位置による差が大きく、水みち付近では35%で峯部では25%といったばらつきがあり、系統だった分析には使用し得ないが、表土層の土湿増加の一例として示した）（表-1・2）

3) 実験A-4, A-5

散水強度を50～60mm/h（これは下水道や都市河川の設計降雨強度に相当する）にして散水時間の長短による影響をみることを考えた。A-4は散水後3分で流出を観測し始め、散水終了まで流出量の増加はそれほど鈍ることなく続いている。A-5では、散水後7分で流出が始まり、13分後までは急速に増加するが、20分以後では増加量はそれほど小さくなく、ほぼ直線的な流出増加を示している。A-4, A-5ともに流出量の増加速度の変曲点が12～15分程度にあり、かつ最終流出高も大きくは異なっていないことから、降雨強度が一定であれば、この程度の区画プロット（20×20m）の集中時間は、初期損失終了後の時間として7分程度で、このときの流出係数0.6～0.7程度が、宅地域

表-1・2 初期損失, 含水比, 浸透度

実験番号	流出開始時間 (分)	初期 損失量 (mm)	散水前 含水比 (%)	散水後* 含水比 (%)	平均 浸透度 (mm/h)	最終 浸透能 (mm/h)
粗 造 成 地	A-1	5	3.62	—	33	25.7
	A-2	2	1.43	—	30.3	16
	A-3	6	4.10	23.8	—	17
	A-4	3	3.02	31.4	41.2	31
	A-5	7	6.34	32.5	35.0	14
	A-6	2	2.98	28.4	35.9	45
	A-7	1	1.29	—	—	20
	A-8	1	1.45	31.7	36.7	34
林 地	B-1	58	82.5	30.2	41.5	70
	B-2	60	57.8	55.0	85.0	46
	B-3	74	69.7	60.5	71.3	45
	B-4	20	30.4	63.8	82.0	70

（注）流出開始時間：散水開始後流出が観測されるまでの時間

初期損失量：同上間の散水量

* 含水比は地表下2～5cm間の土の試料5～10個の平均値である。

平均浸透度＝ $\frac{\text{総散水量}-\text{表面流出終了までの総流出量}-\text{土湿不足}}{\text{土湿不足補充後の降雨時間}}$

の雨水排除計画における設計値の目安に用いられる数値と考えてよい。

4) 実験A-6, A-7, A-8

散水強度を80mm/h程度にしたものである。A-7はA-6の散水終了後43分おいただけの状態で再び散水したため流出開始が非常に早く初期損失量もA-6の約半分となっている。流出率もA-6の0.441に比べ0.608と大きく、A-6の散水で低下した表層の浸透能が回復しきらないうちに再散水した状況を表わしていると考えられる。

A-8では散水後1分で流出が観測され、すぐに急激な流出量の増加を示し7分後にはほぼ流出量の増加はなくなっている。これはこの実験前日に自然降雨があり（約40mm/日）表層が湿潤状態であったため初期損失が小さく（1.45mm）現われたものと考えられる。

5) 実験B-1, B-2, B-3, B-4

林地からの流出状況は粗造成地のものとは非常に異なっている。初期損失が大きく、地表流あるいは腐食層中の流れが生ずるのは散水開始後、図-1・5にみるように20分から74分後である。流出の増加は緩やかであり、流出量の減少も散水打ち切り直後は一時急な減少をするが、その後緩やかになり逓減が長く続く。4実験とも散水打ち切り時にもまだ流出量の増加量は大きく、最終浸透能には達していないものと思われる。B-3は散水中に強風が吹き区画内に一様な散水ができなかったことが、ハイドログラフの形に影響していると考えられる。B-4は散水強度が大きかったことと、前日に大雨（142mm/日）があり地層の土湿不足が解消されていたこと、散水強度が大きなことから、流出の始まりが20分後と早く、流出量の増大も他のものに比べて

急である。

1.3.2 表面流出の発生状況

実験Aケースでは、散水の初期には散水量のほとんど全部が表土の土湿不足を補うために、流出水が観測され始める5分前後までは地表流の発生は生じない。地表が湿潤状態になるにつれて、表土層が粘土質のところや凹地に水たまりが発生し、これが大きくなって数を増やすと互いにつながり、水みちを成長させて流れ出すようになる。各実験で前回発生した水みちはすべて埋め戻して散水開始したが、最終的な水みちは各実験にすべて共通したパターンとなっている。図1・3・3はこのようにして形成された水みちの分布図である。

散水開始から流出を観測するまでの時間は1～7分で、この間の降雨量が初期損失量と考えられる。散水の継続により斜面の全体にうすく水面がみられるようになり、流出は水みち流出と薄層流の流出との組合せとなる。

A実験では図1・6のA—Dが分水嶺となっており、区域ACDからの流出が水路ACに流れ込み、区域ADEBからの流出が水路ABに流れ込んでいる。

林地からの流出状況は粗造成地のものとはまったく異なっており、粗造成地でのような表面流は生じない。降雨は落葉層の中にすみやかに侵入してゆく。図1・2中のコンターで1.5m以上のところでは落葉層の上に水面を生じることにはなかった。しかしこの下側では作業のため踏み荒らした部分の落葉層の上面で表面流が発

生し、流出が生じた。またこの部分では落葉層下部の深さ10cm程度までの土層が多量の水分を含み、この層の水路側壁面上の数か所直径数cmの穴が生じ、そこから水脈となって流出する現象がみられた。

このような流出孔は後の実験例ほど数が増すが、前回流出していた孔から再び流出しているとは限らなかった。水路の深さが約20cmであるので、20cmの表土層からの流出水を測定したことになるが、水路の下部に測定槽を入れるために深さ80cmまで掘り込んだところでは、その側壁からの流出はみられなかった。

1.3.3 土中水分の変化

粗造成地は前述のごとく盛土地であって重機による転圧が施されているため、よく締め固められている。このため浸透水の鉛直方向の移動は遅く、今回の散水時間程度では10cm以下の土層まで浸透水が達している例はみられなかった。表面の土壌が完全に水中にあるところでも、5～6cmの深さの土はほとんど湿っておらず、オーガーの人力による押込みが不可能であった。散水前後で同一の地点から試料土を採取して含水比を測定するようにしたが、地点ごとの含水比の変化は比較することができず、散水前と散水後の平均値で比較することにする。

表1・2に散水前後での含水比の変化を示す。散水前より散水後の方が含水比は大であるが、その変化量と散水量・初期損失量等との関係は明らかにできなかった。なお試料は2～5cmの深さから採取したものである。

林地での散水実験によれば、散水による土中水分の増加が明瞭に計測されている。図1・7は各実験での散水前と散水後の含水比の変化を地表からの深さに対して描いたものである。これによれば、散水後の含水比は散水前に比べ10～30%増加していること、散水時間が3時間程度（B—1，B—2実験）で地表下50cm以上の深さまで水が浸透していること、B—4実験での結果を合わせて考えると、散水時間260分では地表下70cmくらいまで散水の影響が現われていること、が読み取れる。これとほぼ同様の結果を、多摩NewTown試験地内の自然降雨による浸透について得た結果もあることから²⁰⁾、林地でのローム層の浸透は非常に遅い（1mの深さまで達するのに5～10時間要する）ものと考えられてよい。

B—3，B—4の実験では、含水比を計測した地点に近いところで（図1・2のA，B点）、別途乱さない試料を採取し、間隙率と土粒子比重を計測して、土中水

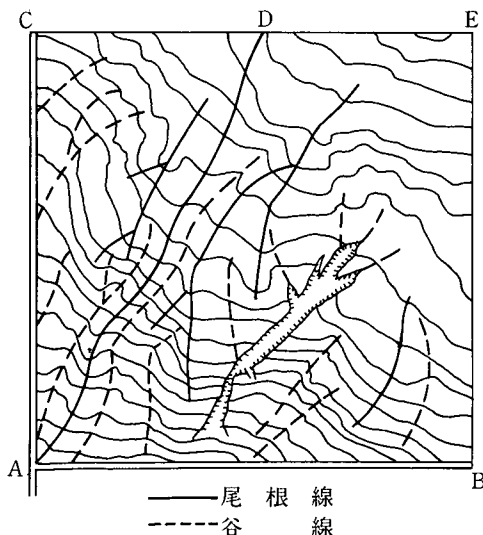


図1・6 実験Aでの水みち(谷線)の分布

分量の増加を調査した。その結果、A地点の間隙率は60%程度でほぼ一様であるが、B地点では66~82%と地表からの深さが増すにつれ大きくなる傾向にあり、土粒子の比重はA地点2.65~2.78、B地点2.76~2.94、と計測されている。

図-1・8はA地点での土中水分の散水による変化、および土層の三相分布を示したものである。図中のハッチした部分が散水により増加した水分量を示す。この結果では含水比の計測試料と比重・間隙率の計測試料が異なっているため、散水後の土中水分量が大きく計算され固相がないような結果を示す点もあるが、これを除けばほぼ次のようなことが推察される。

1. 散水による土中水分の増加は大きなところで20%前後あること。

2. 散水により地表から50cm程度の深さまでの土層はほぼ飽和状態にあること。

なお地表付近では若干不飽和の層があるが、この部分はその下層より浸透能の高い腐食土層である。50cm以深80cmまでの土層では不飽和浸透による流下があるものと考えられる。したがって、この結果から類推すれば、林地斜面での表面流の発生は、表層付近の土層が飽和し、かつその下の土層の不飽和浸透能以上の降雨強度にならなければ認められないものと考えられる。このことは先述した高棹による中間流モデルの妥当性を裏づけているものであろう。

1.4 考 察

1.4.1 流出率, 流出係数

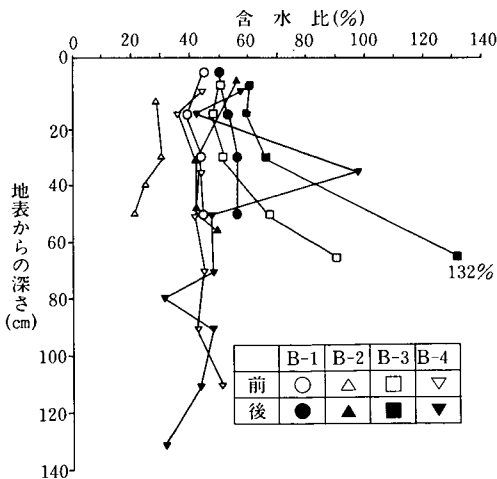


図-1・7 実験前後における含水比の変化

表-1・1にもみられるように、粗造成地と林地とでは直接流出量の総散水量に対する比で定義した流出率はかなり違っている。A実験ではA-1を除き（これは初期の土湿不足が大きい場合である）0.44~0.63となっているが、B実験では0.12~0.29とかなり小さい。これは林地の保水能の大きいことを端的に示すものと考えてよい。

図-1・9はA実験でのピーク流出高と散水強度の関係を示すものである。流出係数はほぼ0.74程度であって、降雨強度が40mm/h以上の強雨による流出係数として、下水道等の設計値に用い得るものとする。

1.4.2 平均浸透度と最終浸透能

土湿不足を補った後に試験区域のもつ平均的な浸透

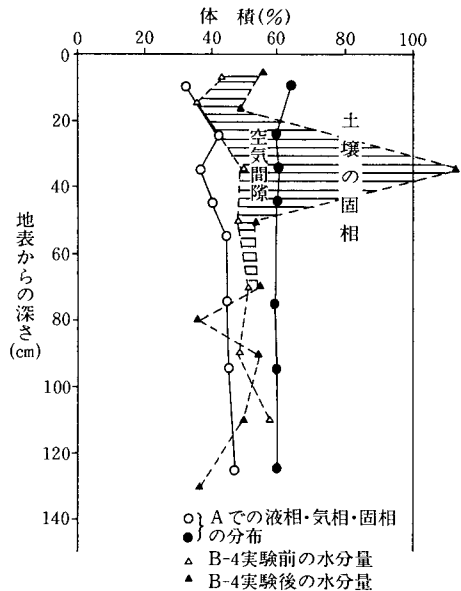


図-1・8 散水による水分増加と三相分布

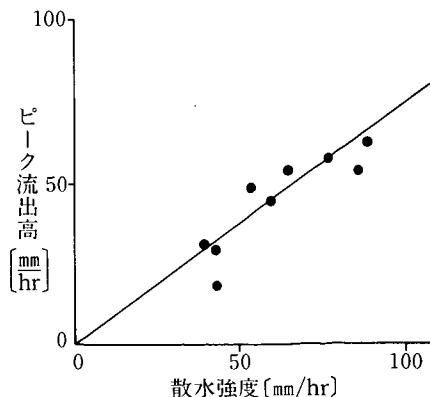


図-1・9 ピーク流出高～散水強度の関係

能を次式で定義し、その特性を調べた。表-1・2

$$\text{平均浸透度} = \frac{\text{総散水量} - \text{表面流出終了までの総流出量}}{\text{土湿不足補充後の降雨時間}} \dots (1.3)$$

によると粗造成地では14~45mm/h(平均26mm/h)、林地では45~70mm/h(平均58mm/h)となっており、林地での浸透能が粗造成地に比して約2.2倍強となっている。ただしこの平均浸透度は降雨時間中の平均的な値である。A実験では散水時間中に流出高の時間変化が少なくなるまでのデータが得られているので、最終浸透能に近い平衡状態が達成されているものと見なしてよい。したがって

$$\text{最終浸透能} = \text{散水強度} - \text{ピーク流出高} \quad (1.4)$$

と定義すると、粗造成地では5.5~32.8mm/h(平均18mm/h)となっている。これは松原らの結果と一致している。このことから、ローム台地の粗造成裸地面(盛土地)の浸透能としては10mm/h程度の保水能力を設計値として採用することが考えられる。なお林地斜面については総散水量、散水強度とも大きな実験であることから、50mm/h程度の浸透能力を有するものと考えてよいであろう。ただしこれらの数値は表面流出および早い中間流出のみを対象とした実験から得られているので、地下水流出や中間流出成分が支配的な流域には適用できない。

A実験での初期損失は2~6mmである。この結果は山口による都市域での初期損失2~8mmという流出試験地の結果と一致している²¹⁾。

1.4.3 流出ハイドログラフの通減特性

ここでは降雨-流出実験の結果として観測された表面流出について、その通減特性を指数関数で表現し、通減率の評価を試みる。

A実験のデータによると、ハイドログラフの通減部はいくつかの通減特性をもつ指数曲線となっているが、流出高が5mm/h以上の部分について指数通減を仮定し、 λ_1 (通減率、単位 min^{-1})を計算すると、 $\lambda_1 = 0.52 \sim 0.78$ (平均0.65)となった。林地流域からのものについては同様に $\lambda_1 = 0.061 \sim 0.116$ (平均0.093)であり、粗造成地からの流出通減が約7倍大きく現われている。この差は表面流出が生じている場の相違を反映するものと考えられ、粗造成裸地面の粗度が小さいことを端的に表わしている結果といえる。

なお粗造成地からの流出の通減特性は比較的単純な形であるが、林地流出では通減部に明瞭な変曲点が見られる(図-1・10)。このことは後に検討する貯留高~

流出高特性にも認められ、流出ピーク直後の流出高が大きな部分の通減率は、Manning型の表面流によるものとみなせる。そこでこのManning型にならない通減率をもつ流出成分を指数関数で表現したときの通減率 λ_2 (min^{-1})を、通減特性の変曲点に相当する流出高のときの流域貯留高 D_0 (通減部の変曲点での貯留高を採用すべきであるが、変曲点の決め方に任意性があり、ここでは便宜上 $q = 8 \text{ mm/h}$ のときの貯留高を採用した。このことによって、以下の記述に本質的な問題は生じない)との関係で表示すると、図-1・11となる。この図によれば、通減率がその時点での貯留高に対して単調減少する関係が認められる。すなわち、貯留高が大であれば通減率が小さく、通減が遅いことを示している。

1.4.4 貯留高と流出高の関係

ハイドログラフの通減部を利用して貯留高 D (mm)と流出高 q (mm/h)の関係を検討する。この関係は一般に

$$q = KD^m \dots (1.5)$$

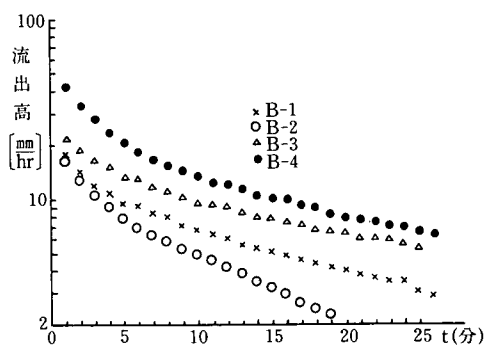


図-1・10 B実験の通減曲線

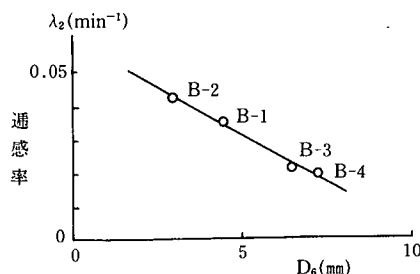


図-1・11 通減率 λ_2 と貯留高 D_0 の関係(B実験)

の式形で表現される。図-1・12はA実験のデータによる $q \sim D$ 関係を両対数グラフに表示したものである。上式の m 値は表面流出が層流であるか乱流であるかにより異なり、層流では $m=3$ が実験的に確かめられている。乱流の場合には実験結果によれば近似的に $m=5/3$ である。図-1・12中に傾斜が $5/3$ の直線を引くと、プロットした点はこの直線に近い傾斜をしていることがわかる。このことから粗造成裸地面からの表面流出は乱流の流出現象であるとみなせるであろう。ただし降雨による流出は一般に等速定流ではなく、場所によって変わる不定流であり、そのうえ流量が雨滴で増え浸透で減少することや、斜面上に一樣な水深の表面流の流出とはならないので、流域に貯留されている水量を平均水深の形で表現したとき、乱流の抵抗則でモデル化が可能な流出現象であるとみるべきであろう。

図-1・13はB実験のデータを同様に $q \sim D$ 関係で表現したものである。この結果によれば、流出高が大なとき、すなわち貯留高 D が約8mm以上のとき $m=5/3$ 、それ以下では $m=1$ に近い関係を示している。ただしこの場合もA実験の場合以上に、表面流出の発生域は限られた部分（斜面下流部に集中）のみで生じており、流域全体でみた貯留高と流出高の関係を表わすものと考えるべきで、斜面上に一樣な水深の表層流があることを示すものではないことに注意を要する。

裸地斜面での流出を乱流のManning型としたとき、 n 値は流出解析結果によれば $n=0.07 \sim 0.15$ 程度の値と

なっている。林地では同様に $n=0.5 \sim 1.0$ 程度の値を示す。これらの値は等価粗度の標準値として使用されている値に大略一致している¹⁾。

また林地での表層流出のうち $m=1$ で近似的な部分をDarcy流と仮定し、動水勾配を斜面勾配としたとき、透水係数は表層の間隙率が0.6程度であるので 10^{-3} cm/sのオーダーであると推定される。

1.4.5 流出ハイドログラフの計算

粗造成地における流出ハイドログラフは比較的単純な形をしているが、林地からの流出は先述したように表面流と早い中間流が加わって解析が難しい。ここでは粗造成地からの流出ハイドログラフを、Horton式と等価粗度法によって推算し、適合する定数を検討する。

運動方程式はManning式を用いる。

$$Q = \frac{1}{n} B \cdot h^{5/3} \cdot i^{1/2} \quad (1.6)$$

連続関係を表わす式は

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = I - f \quad (1.7)$$

ただし、 Q ：流量(m^3/s)、 n ：粗度係数、 i ：斜面または水路勾配、 h ：水深(m)、 B ：斜面または水路の幅(m)、 I ：横流入量($m^3/s/m$)、 f ：損失量($m^3/s/m$)である。損失量 $f(t, x)$ は場所的には一定とし、Horton式で与えた。

$$f = r \quad (0 \leq t < t_1)$$

$$f = f_c + (r - f_c) e^{-\alpha(t-t_1)} \quad (t_1 \leq t \leq t_2)$$

ただし、 r ：散水強度($m^3/s/m$)、 f_c ：最終浸透能($m^3/s/n$)、 α ：定数($1/s$)、 t_1 ：初期損失が終了する時間(s)、 t_2 ：散水終了時間(s)である。

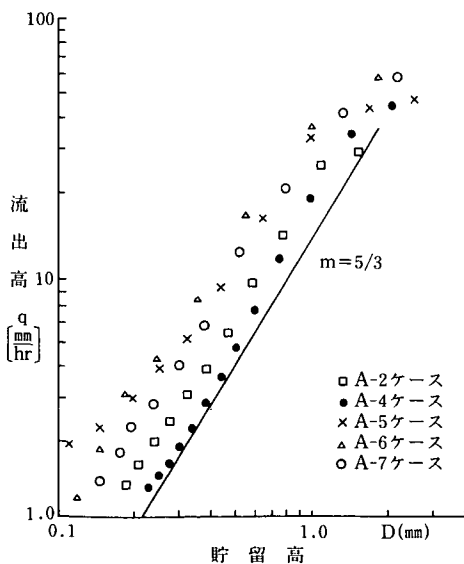


図-1・12 貯留高と流出高の関係(A実験)

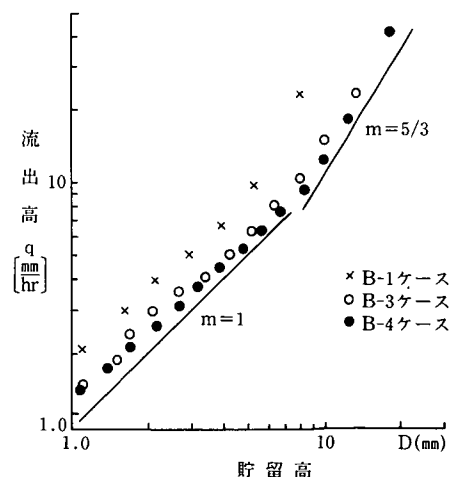


図-1・13 貯留高と流出高の関係(B実験)

結果の一例を図-1・14に示す。この程度の適合性を得た定数を表-1・3に示す。したがって、先述した粗造成裸地面での流出モデル定数として、 $n=0.1$ 、最終浸透能 10mm/h を代表的な定数としてもよいと考える。

1.5 総括

都市域からの流出は主に表面流出成分からなる。土地利用の変化が表面流出現象に与える影響を実験により検討し、第1.4節に示すような分析を加えた。その結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 粗造成裸地と林地からの表面深出（林地では早い中間流出も含む）の発生状況は大きな相違を示している。そのおもな原因は、表土層の浸透能力の差にあると推察される。
- 2) 粗造成地からの流出は、乱流としての表面流出現象として近似できる。ローム台地の粗造成地の流出係数は 0.75 、流出率は 0.60 、初期損失は $2\sim 6\text{mm}$ 、最終浸透能は 10mm/h 、粗度係数は 0.1 程度である。Horton式による損失の見積りが可能である。
- 3) 林地からの表面流出は、表層の腐食土層が飽和した後には生ずる。形式的に流出定数を求めると、

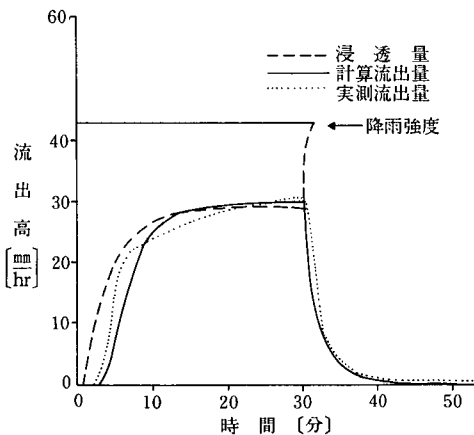


図-1・14 流出計算結果の一例

表-1・3 計算モデルの定数

実験	斜面粗度 n	初期損失 t_1 (秒)	最終浸透能 f_c (mm/h)	迎減係数 α (s^{-1})
A-2	0.08	60	14	0.0045
A-3	0.08	300	10	0.0025
A-4	0.15	10	13	0.0017
A-5	0.12	300	10	0.0020
A-6	0.10	30	23	0.0025
A-7	0.10	10	21	0.0150
A-8	0.07	5	36	0.0450

流出係数は $0.27\sim 0.47$ 、流出率は $0.13\sim 0.29$ 、初期損失は $30\sim 80\text{mm}$ 、最終浸透能は 50mm/h 程度である。従来の林地浸透能として $100\sim 300\text{mm/h}$ 程度の値が示されているが、この違いは表土層の違いにもよるが、散水区画の大きさ（浸透計によるものでは 1m^2 以下である）の違いが大きく影響しているものとする。

- 4) 林地からの早い中間流出はDarcy則で表現できる。その流出速度は 10^{-3}cm/s のオーダーである。平均的に貯留高が 8mm を越えると表面流出が卓越するようになる。表土層中の貯留高が大きくなるにつれて中間流出場が深き方向に拡大し、その結果中間流出の通減率は小さくなる傾向が認められる。
- 5) ローム層中への雨水の鉛直浸透は非常に遅い。
1mの深さまで浸透するのに数時間～10時間程度要する。

流域の表層の相違が流出現象に与える影響について、散水実験による検討を加えた。試験区画がわずか2例であること、散水が空間的に一様に行えなかったこと、土中水分の観測が十分に行えなかったこと、等に問題も多く残されているが、都市流出を代表する表面流出特性の解明の基礎にはなり得ると考えている。これらの結果を第2章での都市流出モデル定数の検討に反映させることとする。

参考文献

- 1) たとえば、橋本健・長谷川正：土地利用変化を評価する流出モデル，土木技術資料，19-5，1977；角屋睦：都市化と流出，水工学夏季研修，1974；角屋睦・岡太郎：市街地域の雨水流出特性，京大防災研年報，第14号B，1971；Yoshino, F.: Runoff Characteristics of Small Urbanized Areas, IAHS Tokyo Symposium, 1975など。
- 2) 建設省土木研究所：建設省における流出試験地，第1報 観測網，土木研究所資料，第781号，1972-11；建設省河川局・土木研究所：流出試験地調査成果報告書，1975-1；同：流出試験地調査成果報告書（その2），1976-6；同：流出試験地調査成果報告書（その3），1977-5；同：流出試験地調査成果報告書（その4），1979など。
- 3) 岡本芳美：流出計算法の総合化に関する研究，土木学会第22回水理講演会論文集，1978-2。
- 4) 青木佑久：山地流域における洪水流出の追跡，土木研究所報告，143号の2，1971-10。

- 5) 木村俊晃：貯留関数法の最近の進歩，土木学会第22回水理講演会論文集，1978—2.
- 6) 金丸昭治・高棹琢馬：水文学，朝倉土木工学講座4，1975—8.
- 7) 木下武雄：小流域からの表面流出，土木学会第26回水理講演会論文集，1982—2.
- 8) 松原重昭・橋本健：表面流についての現地実験とその解析，土木技術資料，Vol. 13, No 2，1971—2.
- 9) 岡本芳美：山腹における降雨の浸透と流下について，土木学会第16回水理講演会講演集，1972；同（続報），土木学会第17回水理講演会講演集，1973
- 10) 岸井徳雄・大倉博：実験斜面における表面流出の発生に関する研究，土木学会第25回水理講演会論文集，1981—2.
- 11) Izzard, C.F. : The surface Profile of Overland Flow, Trans. AGU, Part VI, pp.959~968, 1944.
- 12) Phelps, H.O. : The Friction Coefficient for Shallow Flows over a Simulated Turf Surface, WRR, Vol. 6, No 4, pp.1220~1226. 1970.
- 13) Chen, C.L. : Flow Resistance in Broad Shallow Grassed Channels, ASCE, Vol.102, No.HY 3, 1976.
- 14) Palmer, V.J. : Retardance Coefficient for Low Flow in Channels lined with Vegetation, Trans. AGU, 1946.
- 15) 高棹琢馬・岸本貞男：雨水流出の実験的研究，京大防災研究所年報，第4号，1961.
- 16) 端野道夫・猪熊秀之：急勾配粗面上の雨水流実験と抵抗則の推定，土木学会第23回水理講演会論文集，1979.
- 17) 神田徹・喜久里政宏：粗面上の薄層流の抵抗則に関する実験的研究，土木学会第23回水理講演会論文集，1979.
- 18) 杉山博信：斜面雨水流の抵抗則に関する実験的研究，農業土木学会論文集，第87号，1980—6.
- 19) 高棹琢馬：出水現象の生起場とその変化過程，京大防災研究所年報，第6号，1963.
- 20) 虫明功臣・岡泰道・小池雅洋：テンシオメータに基づく不飽和帯水分の挙動に関する解析，土木学会関東支部研究発表会講演集，1981.
- 21) 山口高志・松原重昭・山守降：都市域からの降雨流出調査（1～3），土木技術資料，Vol. 13, No10, 1971—10；同，Vol.14, No11, 1972—11；同，Vol. 15, No 7, 1973—7.

2. 都市化流域の洪水流出特性の評価

都市域からの降雨流出現象は主に表面流出現象として取扱いが可能である。このことはすでに第1章で林地と造成地の表面流出特性の違いとして究明したところである。その結果，表面流出を緩和するものとしての林地表土層の役割を浸透特性と貯留特性を中心として評価し，林地・造成地の流出特性の相違を明らかにした。すなわち林地表土層の欠落による浸透能の減少とそれに伴う表面流出量の増大，表土層の水分保持能力の欠落に伴う雨水貯留特性の変化（貯留能力の減少と逓減率の増大）この両者の相乗効果による流出時間の短縮（洪水到達時間の減少）とピーク流出量の増大，が第1章で明らかとなっている。

本章では都市流出の特性を市街地小流域の流出データにより明らかにするため，合理式の洪水到達時間と流出係数に着目し，第2節にとりまとめた。また都市化の進行による流出モデル定数の変化を，都市化率との関係で等価粗度係数，貯留関数の定数について明らかにした。この結果，実用的な精度で都市化に伴う流出変化の推定を可能とした。

2.1 都市流出の評価と本研究の考えかた

2.1.1 都市化に伴う洪水流出の変化

河川流域が開発され市街地が拡大するにつれて，洪水流出特性は著しく変化する。その結果，一般的に良く認められている結論は次の三点に要約される。

- 1) ピーク流量が増大する。
- 2) 洪水到達時間が短くなる。
- 3) 流出率が増大する。

これらの結果は，流域開発による排水施設（道路側溝や下水道，河川改修等）の整備，宅地や道路等の建設による不浸透域の拡大，に直接的な原因を求められる。これらの諸要因は降雨・流出過程において表面流出量の増大と粗度の減少につながっている。その結果2)，3)の効果が組合さって，1)の結果を生じているといつてよい。このため都市域からの流出は降雨波形に非常に近いものとなり，都市流域は山林地流域と比較して，降雨波形を平滑化する能力が減少することになる。

このように河川流域の都市化に伴う降雨流出特性の変化は著しい。流域の表土層の役割の違いが降雨流出現象に直接影響を与えている。この問題についてはすでに多数の研究結果が発表されており，その現象論的

な解釈はほぼ明らかにされたといつて良い。^{1)~3)}

都市化による流出変化あるいは都市域の水文現象の研究の起源は非常に古い。都市水文学の発展過程を膨大な研究論文を引用してとりまとめたDelleur⁴⁾は、都市水文学の起源をMulvaneyによる合理式の提案(1850)⁵⁾に求めている。しかし一般的には都市水文学の研究の開始は1960年頃からとみてよい。都市化に伴う流出特性の変化は我国では1950年代に人口の都市集中が始まって顕著に認められるようになり、1960年代に多数の研究が始められるようになった。都市化によるピーク流量の増大の研究を行った木下⁶⁾、山口⁷⁾⁸⁾等を始めとして、この分野の研究の進展は著しいものがある。例えばTholin⁹⁾らは1960年にシカゴハイドログラフ法を発表し、その後Eagleson¹⁰⁾らやViessman¹¹⁾による単位図法の都市流域への適用、米国の環境庁によるSWMMモデルの提案¹²⁾、我国における橋本¹³⁾の準線型貯留モデル、山口¹⁴⁾らによる修正RRL法の適用、最近では高橋・安藤による浸透能モデルの適用²⁶⁾、市川によるメッシュモデルの提案²⁷⁾といった流出モデルを中心とした冒大な研究が進められてきた。その結果、都市流出の特性はほぼ明らかにされているといえるであろう。本論文ではこのような都市水文学の研究を全て網らして紹介することは必ずしも適切とはいえないことからこれ以上の

論及は避けることとする。

流域が都市化するにつれて変化する水文要素とその降雨流出系への影響を従来の研究を総括して検討する。丘陵地における宅地開発を例にとると、表層の腐蝕土層の除去による浸透能や浸透域の減少、ならびに排水路網の整備や地表面の凹凸の平坦化による表面貯留の減少・表面粗度の減少、河道の整備による河道貯留の減少、河道粗度の減少、などが主な変化要因としてあげられる。これらの水文因子の変化は降雨流出現象のモデル化の観点からみると、損失雨量の減少による流出総量の増加、粗度減少による流出速度の増大、の二要素に大別される。

表-2・1はこの変化をハイドログラフのパラメータ毎に整理したものである。これらの水文因子の変化が流出ハイドログラフの変化に寄与する程度を定量化できれば、流出変化の実態が明らかになるが、これらの各因子の効果を個々独立に評価することは、都市流出の実測資料からみて困難な問題である。先述した各種流出モデルもこれらの水文要素の変化を大別してモデルパラメータに組み入れる形をとっている。

2.1.2 都市流出評価に対する本研究の考えかた

都市化に伴う洪水流出の変化を評価するには、先述

表-2・1 水文諸因子の変化がハイドログラフのパラメータに及ぼす影響

水文因子	流出総量	ピーク流量	lag time	Base length	逓減特性
浸透能の減少	損失減少による流出総量の増加がある。	有効雨量の増加によるピーク流量の増加がある。	有効雨量の増加による表面流出の増大はlag timeを小さくする効果をもつ。	有効雨量の増加による表面流出の増大はBase lengthを小さくする効果をもつ。	
浸透域の減少					
表面貯留の減少					
表面粗度の減少		流出速度が大きくなることによる集中効果でピーク値を大きくする。	流出速度が大になることによるlag timeの減少がある。	流出速度が大になることによるbase lengthの減少がある。	流出速度が大になることにより逓減速度が増加する効果をもつ。
地下水の減少	基底流の減少により流出量を減少させる。				基底流の減少により逓減速度が増加する効果をもつ。
河道貯留の減少		流出を速めるため、ピーク値を大きくする効果をもつ。	流出速度が大きくなることによるlag timeの減少がある。	流出速度が大になることによるBase lengthの減少がある。	洪水伝播速度の増大による波形の扁平化効果の減少は逓減を速くする。
河道粗度の減少					

したように流出モデルのパラメータの変化を用いることが多い。流出モデルは降雨から流出に至るプロセスを物理現象を考慮しながら簡略なモデルで表現したもの（統計モデル等の特理性をあまり考えないものもある）であって、都市化に伴う降雨流出系の変化をその主要な要素のみについてとりあげているものが多い。本章では市街地流出を表現する流出モデルとそのパラメータについて研究し、都市化に伴う流出特性の変化を評価することを目的とした。そのため、第1章で検討した表面流出特性の相違が認められることを確認する意味で、まず市街地小流域の流出特性を合理式に基づき評価し山林地流域との相違を明らかにすることを考えた。次に同一流域が森林地から徐々に宅地開発され流出変化を生じていく過程を流出モデルのパラメータの変化として研究した。

水文諸因子の変化は流出特性に影響し、流出ハイドログラフの変化を生じる。これまで開発され使用されてきた先述の各種のモデルは流域の物理状態の変化を詳細に反映する程、精密なものではない。このような現象を解析するには物理現象をより良く表現するモデルが必要であるが、現実には従来のモデルのパラメータの評価を適切に行い解析する方向も重要である。表-2・2は、上述の水文諸因子の変化が流出モデルにどのように関係しているかを示したものである。本章では、表-2・2に示したモデルのうち、合理式、貯留関数法、等価粗度法、について都市化に伴うパラメータの変化を検討した。検討に当っては建設省が全国に設置

した流出試験地のデータや、各都市の下水道排水区で測定されたデータ等を用いた。先述したように都市化による流出変化の研究は多数の論文で取扱われている。したがって本論文での主要な論点は、従来から多用されてきている流出モデルパラメータと都市化指標との相関関係を調べることで、および都市化に伴う流出変化を評価する手法とその方法に付随する定量化上の誤差評価、に重点を置いて論じた。この目的を達するには多量の良質な降雨・流出量観測資料が必要である。そのため、本論文では土木研究所が多摩ニュータウンに設置した試験地データ以外に筆者が入手した都市小流域の流出データ、および建設省の全国流出試験地で集められたデータが用いられている。この面でも従来の諸研究におとらない資料が活用されているといえよう。

都市化による流出変化を定量化するには、都市化という現象を水文学的な意味で定義し、その定義に沿って評価する必要がある。流出特性の変化という側面からみた都市化現象の水文学的な定義は、大別して不浸透面積が増大することと、排水路網の整備が進行すること、といってもよい。

都市化の水文学的指標として不浸透面積と排水路網を採用すると、これらの定量評価が必要となる。不浸透面積は量として求め易いが、排水路網の整備の程度を数量評価するのは容易でない。

そのひとつの考え方として都市化を示す指標を、①不浸透面積の全流域に占める割合、および②単位面積あたりの排水路長、で定量化することが考えられる。

表-2・2 水文因子の変化と流出モデルの対応

流出モデル 水文因子	合理式	単位図法	立神法	修正 RRL 法	貯留関数法	特性曲線法	タンクモデル法
浸透能	流出係数の変化	有効雨量の変化 単位図の peak 値の変化	有効雨量の変化	損失量の変化	Rsa の変化	有効雨量の変化	流出孔の高さ、 係数、浸透孔係 数
浸透域	流出係数の変化	有効雨量の変化 単位図の peak 値の変化	有効雨量の変化	損失量の変化	f_1 の変化	有効雨量の変化	流出孔の高さ、 係数、浸透孔係 数
表面貯留	流出係数の変化	有効雨量の変化 初期損失の変化	初期損失の変化 (S~Q 関係)	初期損失の変化	初期損失の変化 (S~Q 関係)	初期損失の変化	流出孔の高さ
表面粗度	集中時間の変化	lag time の変化 基底長の変化	集中時間・面積図 基長 lag time	集中時間・面積 図	TI の関係	N の変化	流出孔係数
地下水	対応なし	対応なし	対応なし	対応なし	対応なし	対応なし	多段タンクの流 出孔係数
河道貯留	集中時間の変化	lag time の変化	S~Q 関係	S~Q 曲線	S~Q 関係	S~Q 関係	河道モデルの流 出孔係数
河道粗度	集中時間の変化	lag time の変化 基底長の変化	集中時間・面積 図 基長・lag time	集中時間・面積 図	TI の変化	N の変化	河道モデルの流 出孔係数

本論文では都市化の指標として①に類似と考えられる都市化率（全流域面積に対して宅地、工場、公園、学校、造成地等の人為の加わった面積の割合で定義する。水田、畑は含めない。）を用いて、流出変化を見ることとした。②を採用しなかった理由は排水路のとりあげ方に任意性が強く影響すること、および水田等での水路密度と市街地のものとが同一の値となって評価されることが生じること等に配慮したからである。いずれにしろ、水文学的な都市化の指標の評価は従来の研究ではあまり行なわれておらず、本研究の成果が都市化指標の研究の端緒として有用であると考ええる。

なお都市化の進行は雨水排水のための下水道の整備が進められることに大きな特徴がある。下水道の整備は従来の雨水流下形態を大きく変化させるので、都市域の流出現象の研究にはその効果を評価する必要がある。本章でとりあげた試験地データは全て下水道が整備されつつあるかあるいは既に完成されている流域におけるものである。その整備状況はここで採用した都市化率 U の増大とともに整備率が上昇し、 U が80%以上のものは全て下水道網の完成した流域のものである。したがってデータの性格からみて本論文の結果は下水道のある流域に適用すべきものと考えるが、下水道が流出に与える効果を分析的には論じていない。この問題は今後の課題である。

2.2 市街地小流域の流出特性

2.2.1 対象流域と評価法

前章では土地利用の変化に起因する流出変化を山林地と造成地における表面流出特性の変化として解析したが、この結果はあくまでも小区画における散水実験規模のものであって下水道や河川等の排水区規模のものとは異なっていることが考えられる。したがって現実の市街地小流域の流出特性を表面流出を主体とした考え方で調査しておく必要がある。本節では市街地からの流出特性を流出試験地のデータを用いて分析し、第1章での結果と対比しつつ、市街地小流域の流出特性を明らかにすることを試みた。

対象とした流域とその排水系統の特性は表-2・3に示すとおりである。これらの対象流域は全て、下水道排水区となっており、その設計は時間50mmの雨を対象に行われている。

ここでは、市街地排水計画に採用される合理式の洪水到達時間、流出係数を用いて、表-2・4に示す自然流域からのデータとの対比で市街地流出の特性を評価した。またハイドログラフの逓減特性を分析し、第1章でみたように表面流出が卓越した流出であることを確認した。先述した様に市街地流出は表面流出が主となることから、合理式の成立する仮定に最も近い流域と

表-2・3 都市流域の lag time と流域特性

調 査 流 域	流域面積 (km^2)	河道長主管路長 (m)	河道勾配管路勾配 (%)	不透水面積率 (%)	lag time (min)
石神井川 上石神井	16.48	12,000	2	38	54
根 村 橋	47.98	34,400	2	52	90
千里NT No.1	0.2548	550	20.23	22	3
No.2	0.314	720	19.40	20	9
No.3	0.7156	1,350	21.22	24	12
谷 端 川 上流	0.72	920	2.5	47	10
下流	5.42	3,380	2.7	55	25
桃 園 川 上流	1.042	1,910	2.6	44	10
下流	5.106	3,940	3.6	49	20
千年南部	0.81	2,100	1.6	57	20
田 光	0.51	1,500	2.3	39	8
花 田	1.05	1,200	1.7	43	11
八 町	0.68	700	1.2	78	15
清 水 川	1.06	2,700	1.7	80	25
中部第一	1.53	2,650	2.52	76	30
山 崎 川	13.36	5,810	5		25

表-2・4 洪水到達時間についての資料

N：自然流域，P：開発途上の流域，U：都市化流域

No	水 系	河 川	観測所	流域面積(km ²)	河道長(km)	河道勾配	遅れ時間(hr)	流域の状態
1	十勝川	下音更上流		6.32	3.4	1/226	3	N
2		下流		10.74	4.6	1/230	4	N
3		中鹿追		9.80	5.2	1/98	4.7	N
4		北鹿追		2.88	3.9	1/57	2.5	N
5		ウオップ		33.20	12.0	1/25	3.7	N
6		シリクニ上流		10.20	6.3	1/8.6	1.5	N
7		下流		26.40	12.7	1/14.8	4.8	N
8		越中紋別		10.46	5.5	1/22.7	3.1	N
9		野 塚		2.96	3.0	1/14.2	1.5	N
10		土幌上流		4.92	4.9	1/35	2.3	N
11	多摩川	平瀬川	上ノ橋	10.57	8.5	1/300	2.0	U
12			長 沢	2.65	3.5	1/200	1.5	U
13			蔵 敷	1.61	1.61	1/200	1.0	U
14		大栗川	報恩橋	42.6	14.0	1/79	2.0	P
15			大栗川橋	14.67	7.0	1/100	1.7	N
16	相模川	釜板川	宮 前	1.84	3.5	1/100	2.0	N
17		永池川	中河内	5.83	6.5	1/700	3.0	P
18	荒 川	都幾川	唐子橋	161.4	32.8	1/110	5.2	N
19		中津川	中津川	151.1	14.3	1/30	5.8	N
20	利根川	芝 川	八丁橋	65.0	22.0	1/2500	13.5	P
21		巴波川	中 里	200.0	42.5	1/59	7.5	N
22		五行川	仙 在	279.0	54.5	1/336	18.9	N
23		田 川	大谷瀬	263.2	40.1	1/176	21.3	N
24		小野川	小野川	65.6	20.2	1/1000	16.0	N
25		園部川	小 川	74.5	19.0	1/53	9.1	N
26		巴 川	巴 川	108.4	19.6	1/720	10.0	N
27		黒部川	睦 橋	22.6	5.3	1/189	6.5	N
28		小野川	協力橋	14.2	5.0	1/500	10.7	N
29		清明川	埜	19.5	6.2	1/282	7.0	N
30	鶴見川	谷本川	千代川	65.1	20.5	1/154	4.8	P
31		鶴見川	落合川	99.2	22.1	1/139	5.8	P
32			網 島	177.6	30.5	1/198	7.2	P
33			末吉橋	223.2	34.5	1/208	8.3	P
34		早瀬川	峯ノ大橋	26.3	12.5	1/141	3.6	P
35		矢上川	一本橋	31.2	9.6	1/154	4.5	P
36		鳥山川	鳥 山	8.2	4.2	1/76	1.8	P
37		旭 川	砂 川	93.4	17.5	1/52	3	N
38		太田川	立岩ダム	130.0	16.5	1/19	3	N
39		滝山川	王泊ダム	124.0	17.5	1/24	3	N
40	石狩川		諸 木	1.24	1.5	1/15	0.7	N
41		輪厚川		23.96	11.0	1/40	3.7	N
42		音江別川		9.67	7.5	1/63	2.3	N
43		小鴨川	小鴨4号ダム	37.4	11.5	0.080	2.5	N
44		江の川	信門橋	3.5	2.6	1/52	1.0	N
45		大土川	平和橋	19.0	8.75	1/21	2.0	N
46		荒 川	新河岸川	18.1	9.4	1/120	1.3	P
47			昭和橋	6.9	7.2	1/170	1.6	U
48			柳原橋	23.5	13.1	1/110	1.2	U
49			新座大橋	29.1	14.9	1/230	10.3	U
50	大分川	一の瀬川	No.1	1.81	2.19	1/18	0.45	P
51		植田川		17.90	6.87	1/235	0.9	P
52		山崎川		13.36	5.81	1/190	0.4	U
53	平 城	香流川		26.44	11.10	1/153	0.8	P
54			山松 No1	1.92	2.0	1/81	1.1	N
55		New Town	渋谷 No2	2.56	2.7	1/82	1.3	N
56	荒 川		渋谷 No3	1.91	1.9	1/73	1.0	N
57			鉤取橋	6.37			1.5	N
58		中 川	綾瀬川	5.0	25.0	1/3000	20	N

No	水系	河川	観測所	流域面積(km ²)	河道長(km)	河道勾配	遅れ時間(hr)	流域の状態
59	中川	庄内古川	船渡橋	136.0	28.0	1/3000	24	P
60		元荒川	八幡橋	204.0	30.0	1/2500	24	P
61		中川本川	吉川	710.0	60.0	1/5000	28	N
62	荒川	石神井川	根村橋	47.98	34.4	1/500	1.5	U
63			上石神井	16.48	12.0	1/500	0.9	U
64	斐伊川	斐伊川	三成ダム	117.5	19.5	1/49	6.0	N
65		阿井川	阿井ダム	73.1	15.3	1/36	3.0	N
66		朝酌川	ガラガラ橋	21.5	5.8	0.0121	4.0	N
67	小瀬川	小瀬川	小瀬川ダム	135.0	25.7	1/48	2.0	N
68		波田川	上流	7.2	5.0	1/100	1.0	P
69			下流	44.6	15.0	1/800	6.0	P
70	吉井川	小野田川	小瀬木	34.0	7.0	1/25	3.0	N
71		倉見川	黒木ダム	49.2	13.0	1/22	3.0	N
72	高梁川	未政川	有井	6.5	5.0	0.0040	2.5	N

考えられる。

2.2.2 合理式の特性

本節では合理式に用いられる洪水到達時間と流出係数を市街地流域と山林地流域で比較することに力点がある。そのため合理式の特性を要約して示し本節の解析の参考とする。

合理式はつぎの形で表現される。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f \cdot R \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで、 Q_p は最大洪水流量(m^3/s)、 f は無次元流出係数、 R は洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)、 A は流域面積(km^2)である。

合理式はあまりにも簡単であるので軽視されがちであるが、流出現象の基本的な要素を定性的に取り入れている点で注目に値すると思う。式中には、降雨の損失や、降雨波形を単一の矩形波におきかえることによる式自体のあいまいさで生ずるばらつきも含めたものとしての実用的な係数である流出係数しか表されていないが、流域上での雨水の運動の概念が定性的に組み込まれている。すなわち、流域上での雨水の流下速度 v を近似的に一定であると仮定し、最上流点から流量を求めようとする地点までの距離 L をこの流下速度で除したものを洪水の到達時間 T_c とする。そして、雨がこの洪水到達時間以上降り続けば、最上流に降った雨も下流に達し、ピーク流量を生ずるという考え方である。この式のもつ諸性質はいろいろな論文に解説されているので、ここでは合理式の成立しているいくつかの仮説をとりあげて、実際の雨水の流出現象との関連なら

びにその適用限度について考えてみることにする。

合理式はKrimgoldによると、つぎの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、その強度の降雨が到達時間かそれ以上継続するとき最大になる。
- 2) 降雨の継続時間が到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 Q_{max} 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 は、与えられた到達時間に対する降雨強度の降雨の生起確率 P に等しい。
- 4) 最大流出量と流域面積の大きさとの関係は、降雨の継続時間と降雨強度との関係と同じである。
- 5) 流出係数はどの確率の降雨に対しても同じである。
- 6) 流出係数は与えられた流域に降る全ての降雨に対して同じである。

上述の諸仮定は降雨流出現象を合理式のような要約した形で表現したことによる必然的な帰結である。このような流出現象のモデル化は現実の現象を抽象化する一試みであっても一般には成立しないものと考えられる。このため合理式についてはつぎのような点が主要な欠陥として指摘されている。

- 1) 降雨波形を単一の矩形波としていること
 - 2) 流域内での雨水の貯留による遅滞効果を無視していること
 - 3) 雨水流が一定の速度で地表上を流下すると仮定していること
 - 4) 流出係数を降雨強度によらず一定としていること
- これらの批判は合理式のもつ根本的な欠陥を指摘し

たものであって、この欠陥の克服は非常に困難な問題である。これらのうち3)の欠陥は合理式に用いられる洪水到達時間に関するものであるので、この到達時間の推定を実測資料をもととして決定することにより若干の補償は行えるがそれも根本的な解決とはならない。また2)項で問題にしているような貯留効果は合理式では含みえないものである。したがって合理式のこのような欠点は、前記の6仮定を考えに入れて、これらの仮定にできるだけ近い流出条件の流域に合理式を適用することによって、その欠陥を少なくするように考えるべきであろう。なお前述の欠点のいくつかはそれらを消去しようような形での経験式などが提案されているが、式そのものの欠陥であるので完全には解決されていない。

一般に、すでに述べた6仮定は、一定の寸法の側溝や雨水管が敷設された舗装区間で、それらの水理特性が一定であるような排水区に対して近似的に成立すると考えられている。したがって合理式は都市域の雨水排水施設の設計に用いる方が山地流域からの流出量を求めるのに用いるよりも良いと考えられる。また貯留効果が大きい非常に平坦な流域、たとえば内水氾濫地区、には適用すべきではないであろう。合理式の適用限界は、前述の6仮定と4欠点から自ずと判断できる。従来ともすればこれらの条件を考慮せずに全ての河川流域に使用可能であるとする考えがとらえてきたように思われる。一般に流域面積が大となると降雨の空間分布の均一性が欠け、また洪水到達時間が大となるため降雨の時間分布が単一の矩形波で近似しえなくなるので、合理式の諸前提が成立しにくくなる。また流域が大となると流域や河道の貯留効果が大となり、流出の線型性が成立しなくなり、流出係数が1を越える場合が多くなる。たとえば青木の調査によると¹⁹⁾神流川流域(流域面積373.6km²)では、流出係数が一定値をとらずピーク以前の降雨継続時間の関数として与えられることがわかっており、この原因の大部分は雨水の貯留効果にあると推定される。このようなことから合理式の適用にあたってはその適用限界を明らかにしておく必要がある。

合理式の適用限界を拘束する条件として考えられる因子は、流域の物理的な特性、すなわち流域形状、大きさ、傾斜の割合、地被条件など、と気象的な条件たとえば降雨強度、継続時間、降雨の規模などであろう。前述したように流域面積が大になると合理式成立の前提がくずれると思われるがこの限界はどの程度のものであろうか。川上は本邦河川に適用できるように合理

式を修正しているが²⁸⁾、それによると流域面積が1,000km²以上の大河川では大部分の流域で流出係数が1以上になり、とくに連日降雨による大洪水の場合はほとんど適合せず、ことに河川下流部に対してはなほだしく過少流量を与えている例が多いとしている。また前述の神流川流域においても同様な結論が得られているのでほぼ300km²以上の流域では合理式の適用はできないであろうと思われる。諸外国の例を調べてもこのような大流域にはあまり用いられてはいないようであって、Williamsは合理式の適用限界として5平方マイル(約12km²)以下の流域に限ることが望ましいとしている²⁹⁾。その根拠についてなにもふれていないが、前述したいろいろな条件を考慮に入れた上でのものであろうと想像する。Linsleyも数エーカーまでの流域面積の流域に対してはそれ程誤差を生じないとしている³⁰⁾。また洪水到達時間が数時間を越えるような流域では適合度が良くないことが指摘されており、このことから合理式は数平方km程度の流域に限定して用いることが望ましいと思われる。流域の形状については、合理式成立の構想から見て矩形に近い流域が望ましい。また貯留効果の大な平坦な流域には適用し得ないと考えられる。

本章ではこの合理式をベースとして市街地小流域の流出特性を研究したが、対比の意味で山林地の流域からのデータをも用いている。これはあくまでも市街地小流域との対比をみるためであって流出現象の本質を論ずるものではない。

市街地小流域の特性を示す表-2・3中には不浸透面積(屋根、道路舗装面など)が流域内で占める比率を%にして示してあるが、これによって都市化の割合がある程度推定されるであろう。

2.2.3 洪水到達時間

合理式に用いられる洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨が懸案地点まで流出してくるに要する時間として定義される。ところで現実はこの定義に従って到達時間を決定することは不可能である。このため現実には洪水到達時間を決定するのに、その流域の降雨流出の記録を用い降雨波形と流出波形の特徴から到達時間を決定する方法がとられている。それらのうち代表的なものとしては①降雨波形のピーク(あるいは有効降雨の重心)から流出波形のピークまでの時間差(lag time)を用いる方法、②降雨開始の時間と流出量の増加し始める時間との差を用いる方法、③流出量の増加し始める時間からピーク流出量になるまでの時間差を用いる方法、④洪水速度を仮定して到達時間を決定する方法、などが用いられているが、どれも定義どうり

の洪水到達時間を示すものとはいえない。しかし現実には、上に述べたいくつかの方法で洪水到達時間を決定する以外に良い方法はみあたらないので、ここでは①の方法を用いることとした¹⁵⁾。

洪水到達時間 (T_c) あるいは洪水遅れ時間 (T_l) についてはこれまでにいくつかの経験式が提案されている。それらの各式に共通してみられることは T_c (あるいは T_l) を流域の特性をあらわす要素、たとえば流域面積 (A)、流域最遠点から観測地点までの主流路に沿ってはかった距離 (L)、流域の重心に最も近い河道上の点からの観測地点までの距離 (L_c)、観測地点の標高と流域の最遠点の標高との差を L で割った勾配 (s)、などの関数として表現することを試みていることである。

Kirpich式¹⁶⁾はRamseyが0.5haから45haまでの農耕地の流出の実測から得たデータをもとに作成されたものであって

$$T_c = 0.00032 (L/\sqrt{S})^{0.77} \dots\dots\dots (2.2)$$

で表される。 T_c は流出波形の上昇開始からピーク流量までの時間をとったものである。またChow式は24km²以下の流域面積の農耕地で得られた資料から作成されたもの¹⁷⁾であって、

$$T_l = 0.005 (L/\sqrt{S})^{0.64} \dots\dots\dots (2.3)$$

で表される。 T_l は有効降雨の重心から流出ピークまでの時間差を表すlag timeである。Anderson式は

$$T_l = 0.0345 (L/\sqrt{S})^{0.42} \text{自然流域} \dots\dots (2.4)$$

$$T_l = 0.0013 (L/\sqrt{S})^{0.52} \text{都市流域} \dots\dots (2.5)$$

で表される¹⁸⁾。これは都市化に伴う洪水到達時間の変化を調査するため、9 haから20km²までの流域面積の都市流域の資料20個、1km²から1,400km²までの自然流域の資料35個をもとに作成されている。

本研究で対象とした洪水到達時間のデータは、流域面積や流路長その勾配等が各々異なっているので、同列に扱うのは困難である。そこで、遅れ時間を支配するいくつかの要素をとりあげ、それとの相関を調べた。洪水流出のピーク付近の流れは表面流出により生ずるとし、Manning型の平均流速式に従って水流が運動すると仮定すると、遅れ時間は $T_l = f(L/\sqrt{S})$ の形で表現される。この仮定は第1章でも論じたように都市域について近似的に成立する条件と考えられる。(2.2) ~ (2.5) 式は全てこのような前提で評価したものである。

Manning式を直接あてはめると $L/\sqrt{S}$ のべき乗の指数は $n/H^{2/3}$ (n は粗度係数、 H は平均的な流れの水深) を定数として1になることが予想されるが、上述の式

では全て0.5~0.7前後の値となっている。これは $n/H^{2/3}$ の値が必ずしも定数とはならないことや、 T_l をこのような単純な式形で表現していることによる問題点を含むものと考えられる。従ってこの式形の問題は今後より精度の高い実測値を分析し評価する必要性を示すと思われるが、本研究では多少のデータのチラバリを無視して従来からの研究で用いられた式形をそのまま採用することとした。

そこで以上の考え方に立脚して資料を整理した結果を図-2.1に示す。各資料は数洪水から十数洪水の値の平均値として得られたものである。よく知られているように、合理式の適用対象は主に中小河川であるので、図-2.1中では流域面積が50km²以下のものとそれ以上のものに大別し、面積が50km²以上の河川のデータに、カッコをつけて表示した。その結果、 T_l と $L/\sqrt{S}$ との相関は流域面積が50km²以下のものと50km²から200km²までのものとは相違がないことがわかった。図-2.1から明らかに認められることは、前述の16個の都市流域で得られたものが、自然域のものと相当離れた T_l の小さなところにプロットされているということである。このことは流域が都市化するにつれて、洪水遅れ時間が短くなり、流出速度が早くなることを示している。また図-2.1中では都市化が進行中であると考えられる鶴見川や新河岸川、渋谷川などで得られた資料を区別して表示してあるが、これらのデータから流域が自然域から開発域に移行する様相がうかがわれると思う。

遅れ時間と合理式の洪水到達時間とは中央集中型の降雨波形に対し一般に $T_c = 2T_l$ の関係で関連づけられる(米国では $T_c = 1.7T_l$ の関係が用いられるようである¹⁷⁾。そこで図-2.1の結果を合理式に使用できるように

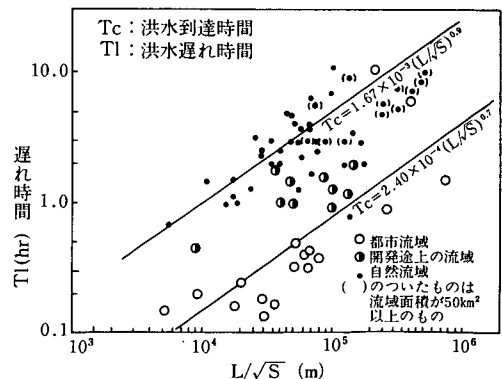


図-2.1 洪水遅れ時間 T_l と $L/\sqrt{S}$ の関係

形で表現するため、洪水到達時間を $L/\sqrt{S}$ の関係として表現した式を求めるとつぎの二式となる。

$$\text{都市流域} \quad T_c = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \dots (2.6)$$

$$\text{自然流域} \quad T_c = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \dots (2.7)$$

T_c は洪水到達時間(hr), L は流域最遠点から主流路に沿って懸案地点まで測った距離(m), S は L の平均勾配で、自然流域では最遠点と懸案地点の標高差を L で割ったものであり、都市流域では管路の敷設勾配である。

図-2.1にプロットされた点は相当ばらつきが大きい。このような場合、これらの実測値を最もよく表現する式形を考えるには、各実測値の偏差の二乗和を最小にするという方法がとられる。しかしながらここで提案した二式は、都市流域、自然流域のそれぞれについて、図-2.1にプロットされた点の下限値を包絡する線を考え、その T_l を2倍して求めたものであって最小自乗法で決定したものではない。下限値を用いていることから上述の2式は洪水到達時間について当該流域の最短の到達時間を表現していることになる。しかし各実測値のちらばりが大きいことからこれらの式の適用限界を明確にしておく必要がある。(2.6)式は完全に市街地である小流域(表-2.3のデータからみて 15km^2 以下と考える)で下水道の完備した流域に適用できる。特にデータからみて丘陵地の開発による市街地よりも傾斜の少ない台地や平地の市街地に適合すると考えられる。一方(2.7)式は各対象流域の洪水データも2~3個と少なく、かつ T_l の決めかたの問題(降雨と流出が同一自記紙上に記録されていないための時間ずれの存在と計測時間単位の問題)も考えられること、傾斜の決めかたが山地流域の河川の勾配とは相当異なるものであること、都市域以上に T_l が降雨規模とその時間・空間分布に支配されること、等から判断して、都市域との比較の意味でのものであると考える必要がある。

2.2.4 流出係数

実測値から流出係数を決定するには、平均降雨強度を求めるための到達時間が問題となる。到達時間の取り方によっては平均降雨強度が変化し、このため流出係数も変化することになる。したがって到達時間と一体として流出係数が求められるわけである。流出係数には多くの因子が総合されて含まれているので同一の流域においても洪水ごとの変動が大である¹⁹⁾²⁰⁾。そのため流出係数の値を決定するのは難しい問題であるが、いくつかの流域で得られた値を勘案して、都市流域、自然流域での流出係数の実態を検討した。ここでは流

出係数を求めるための到達時間として、(2.6), (2.7)式を採用した。諸流域で得られている実測値をピーク流出高と到達時間内平均降雨強度の関係として図示すると、図-2.2, 図-2.3となる。したがってこれらの図の各実測値と原点を結ぶ直線の勾配が流出係数を表すことになる。図-2.2は都市流域のものであり、図-2.3は自然流域のものである。

図-2.2の関係を見ると到達時間内平均雨量強度が 25mm/h 程度以下では、各流域全体に流出係数が大きく、 25mm/h 以上では小さくなっていることがわかる。そこでこれらの各流域で得られた流出係数をいろいろな等級に分類したものの平均値を検討してみた。表-2.5がその結果を示すものであって、表中のカッコ内の数字はその等級内の実測値の個数をあらわす。この表中では到達時間内平均降雨強度、ピーク流出高、最大降雨強度の三者についてそれぞれ等級わけを行った。この結果と図-2.2とから、

- 1) 流出係数が1を越える場合があること、

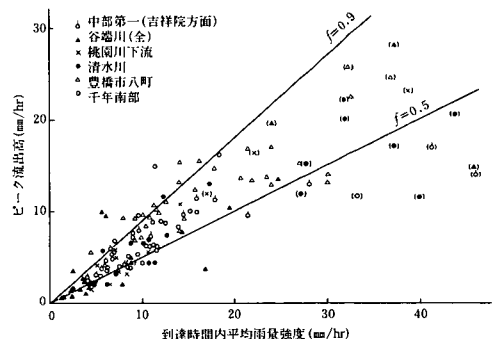


図-2.2 ピーク流出高と到達時間内平均雨量強度の関係(市街地流域)

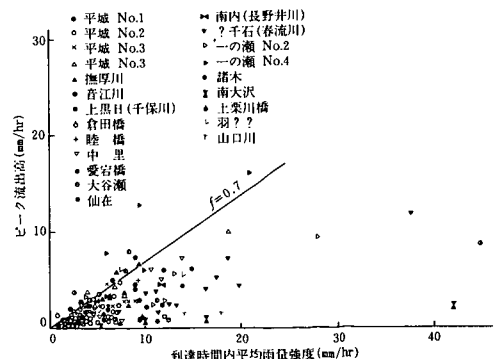


図-2.3 ピーク流出高と到達時間内平均雨量強度の関係(山林流域)

表-2・5 都市小流域からの流出係数

調査流域	平均流出係数	$i > 25\text{mm/h}$ の流出係数	$i < 25\text{mm/h}$ の流出係数	$q_p > 10\text{mm/h}$ の流出係数	$q_p < 10\text{mm/h}$ の流出係数	$r_p > 50\text{mm/h}$ の流出係数	$r_p < 50\text{mm/h}$ の流出係数
大阪府・千里NTNa 1	0.724(8)	0.495(2)	0.800(6)	0.732(7)	0.665(1)	0.577(7)	0.744(7)
Na 2	1.362(10)	0.853(1)	1.419(9)	1.327(9)	1.683(1)	0.853(9)	1.419(9)
Na 3	0.879(6)	0.776(1)	0.900(5)	0.879(6)	(0)	0.776(5)	0.900(5)
名古屋市・千年南部	0.607(25)	(0)	0.607(25)	0.770(2)	0.593(23)	(0)	0.607(25)
岐阜市・清水川	0.557(24)	0.490(8)	0.591(16)	0.560(10)	0.555(14)	0.479(9)	0.604(15)
京都市・中部第一	0.690(24)	0.385(4)	0.751(20)	0.599(7)	0.727(17)	0.359(3)	0.737(21)
豊橋市・八町	0.809(31)	0.568(6)	0.867(25)	0.730(20)	0.953(11)	0.622(2)	0.822(29)
東京都・谷端川(全)	0.628(28)	0.582(3)	0.634(25)	0.698(8)	0.600(20)	0.615(5)	0.631(23)
東京都・桃園川下	0.578(18)	0.739(3)	0.546(15)	0.731(6)	0.502(12)	0.729(5)	0.520(13)
上	0.807(20)	1.004(5)	0.741(15)	0.955(6)	0.744(14)	1.004(5)	0.741(15)

i: 到達時間内平均雨量強度

q_p : ピーク流出高

r_p : 最大雨量強度

2) 到達時間内平均雨量強度あるいは最大雨量強度が大きくなると流出係数が小さくなる傾向があること,

3) 都市流域の流出係数は0.5~0.9くらいのものであること,

などが推察される。

1) の原因として考えられることは、降雨流出現象を線型近似していることによる不合理さと、実測値の観測上の問題とが考えられる。2) については、降雨波形の影響と同時に、対象とした流域にはすでに下水道や側溝が敷設されているためその設計条件によって降雨流出のメカニズムが支配され、雨量強度が大になると雨水ますに雨水が入らず表面貯留の形で雨水が貯えられるか、あるいは下水管内の貯留の効果があらわれてピーク流出高がおさえられるためであろう、と推察する。ちなみにこれらの各流域の雨水排除施設の設計降雨強度は到達時間を1時間として50mm/h程度であるので、最大雨量強度がこの値をこえるものを図-2・2中でカッコをつけて表示してみた。もちろん下水管の設計にあたっては基準地点から末端にいくにしたがって設計降雨強度は大となるよう考えられているので、最大降雨強度が50mm/hをこえると下水管や側溝があふれると一概に結論づけることは誤りでであろう。しかし図-2・2において、八町と清水川、中部第一などの流域ではピーク流出高が20~25mm/h程度で頭打ちになっていることから、雨水の流出が排水施設の設計条件に拘束されていると推察される。

図-2・3は山林流域から得られた資料をプロットしたものである。これらの各実測値は平均雨量強度が小さいものがほとんどであるので、合理式の線型仮定が成立しない範囲であると考えられる。したがって今後さらに到達時間内雨量強度が大きいものの実測を行っていく必要がある。図-2・2と図-2・3を比較すると、都市流域でのが一般に自然流域でのもより大きくなっている。このことは、第一章にも述べたとおり、流域が都市化するにつれてピーク流出高が大きくなることを示しているものといつてよい。

2.2.5 市街地小流域からの流出ハイドログラフの 通減特性

市街地小流域の流出特性は既にみてきたように降雨の時間分布に良く追従し、降雨が終了すると急速に減衰する。この特性をみるため、降雨終了後のハイドログラフの通減部を線型貯留モデルの貯留定数 K_1 を用いて検討した。

線型貯留モデルでは流出量 Q と貯留量 S の間に

$$S = K_1 Q \quad \text{..... (2・8)}$$

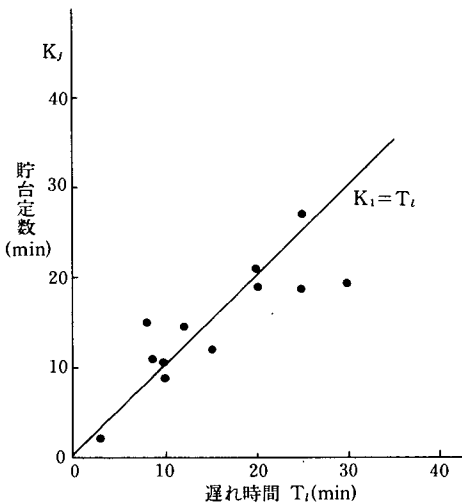
の関係があり、 K_1 は時間の単位をもつ貯留定数である。

表-2・6はすでに表-2・3で検討した市街地小流域における流出ハイドログラフの通減特性を求めた結果である。 K_1 は通減係数の逆数となるが、この K_1 値は図-2・4に示すように洪水の遅れ時間（降雨のピークとハイドログラフのピークの時間差） T_l と強い相関を示す。このことは市街地小流域の流出が線型モデルで評価でき

表-2・6 都市小流域の流出ハイドログラフの通減係数と貯留定数

調査流域	平均通減係数	通減係数の範囲	平均貯留定数 K_1
1 谷端川 上流	0.113(21)	0.087—0.157	8.8min
2 下流	0.053(9)	0.033—0.067	18.9
3 桃園川 上流	0.097(3)	0.091—0.109	10.3
4 下流	0.053(14)	0.016—0.088	18.9
5 千里NT No 1	0.503(2)	0.445—0.561	2.0
6 No 2	0.092(9)	0.069—0.130	10.9
7 No 3	0.070(8)	0.034—0.096	14.3
8 千年南部	0.048(4)	0.037—0.070	20.8
9 中部第一	0.053(5)	0.041—0.062	18.9
10 田 光	0.067(3)	0.054—0.085	14.9
11 八 町	0.085(3)	0.049—0.110	11.8
12 清水川	0.037(1)		27.0

() 内数字はデータ数

図-2・4 洪水遅れ時間 T_d と貯留定数 K_1 の関係

ることを意味しており、市街地流出モデルとして活用されている準線型貯留モデルの根拠となっている¹³⁾。この結果はすでに第1章で明らかにした粗造成地の流出ハイドログラフの通減特性とも一致している。

2.3 流出モデル定数の都市化による変化

2.3.1 対象流域と評価法

前節では市街地小流域の流出特性を合理式の洪水到達時間、流出係数の面から山林主体流域と対比して論じた。その結果、市街地小流域からの流出は、洪水到達時間が数分の1程度に短縮されること、流出係数が約5割程度増大すること、等が山林主体流域との対比で明らかにされた。

これらの結論は市街地小流域と山林流域との対比で得られたものである。本節では、同一流域が山林地から造成され宅地化していく過程を流出変化として解析する方針で研究した。従来の都市化に伴う流出変化の研究では、一般に対比流域法で都市化の影響の研究が

行われている。したがって本節の研究手法とその結果は、これらの多数の研究の結論に重要な一成果を加えるものとする。

対象とした流域は建設省が住宅都市整備公団、東京都、と協同で設置した多摩ニュータウン試験地である。

1) 多摩ニュータウン試験地

多摩ニュータウンは東京都の西南部にあたる多摩丘陵地帯に位置し、八王寺、町田、多摩、稲城の4市にまたがっている。この地域は主要な尾根が南端を走り、多摩川水系の大栗川や乞田川が小さな谷（谷戸と呼ばれる）からの流出水を集めて貫流している。

多摩ニュータウン試験地は流域面積42.3km²である。多摩ニュータウンの開発計画ではこの流域内に総面積約30km²、計画人口約31万人の都市が建設されることとなる。昭和58年現在すでに約7万人が居住し、全流域の約7割の地域において都市化が進行してきている。

この地域において、建設省土木研究所、建設省関東地方建設局、東京都建設局、住宅都市整備公団の四機関が、多摩ニュータウンの建設に伴い変化するであろう水文特性を調査する目的で、昭和43年より水文観測所を設置し、降雨・流出データを収集してきた。この試験地には雨量観測所が12ヶ所、水位および流量観測所が9ヶ所設置されている。

本論文ではこれらの各観測所のうち、建設省土木研究所がこの試験地内の大栗川右支川南大沢（流域面積0.967km²）において昭和43年から昭和59年まで継続観測してきたデータをもとに、流域の宅地造成に伴う流出変化の経年的な傾向をみることにする。

南大沢地域は図-2・5に示すように多摩地区に良くみられるローム台地を削ってつくられた谷戸からなる小流域であって、流域面積は昭和43年当時0.967km²あったが、宅地開発の進行に伴い流域変更の影響もあって0.784km²に縮小している。

この南大沢流域には水位流量観測所として四角せきからなる流量観測施設と転倒ます型雨量計が設置され、良好な維持のもとに観測が継続されてきた。そのデータは全て10分単位の時間々隔で整理されており、今回はこのデータを用いた解析を行っている。

土地利用の経年変化は1/2,500～1/10,000の地形図をもとに、表-2・7の土地利用工種別に調査した。その結果を表-2・7に一覧して示す。図-2・6はこの結果を表現したものである。昭和45年から昭和52年頃まではあまり大きな土地利用上の変化は見られないが、昭和58年には昭和45年当時の宅地造成地が4.5%から50%にまで増大し、宅地化の進行が著しく進んだことが判断さ

れる。

土地利用の経年変化を大別すると、昭和43年～昭和52年の間のあまり変化のなかった時期、昭和53年～昭和

55年にかけての粗造成の行われた時期、昭和56年～現在までの建物や道路等の整備が進められつつある時期、に大別される。

2) 流出変化の評価法

本節では南大沢流域が昭和43年から昭和59年にかけて土地利用の変化に伴い流出変化を生じている状況を以下のパラメータの経年変化として検討することとした。

- ① 流出率
- ② 洪水到達時間
- ③ 貯留関数のK値



図-2・5 南大沢流域図

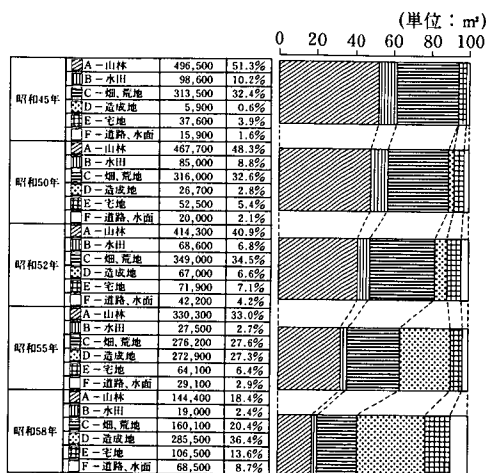


図-2・6 南大沢流域土地利用変遷図

表-2・7 南大沢土地利用状況一覧表：上段 面積 (km²) 下段 百分率 (%)

項 目	流域面積	山 林	水 田	畑・荒地等		造成地	宅 地 等			道路・水面
				畑・荒地	公園・緑地		独立住宅	中高層住宅	学 校	
昭和45年	0.968	0.496	0.099	0.313	0.000	0.006	0.038	0.000	0.000	0.016
	100	51.3	10.2	32.4	0.0	0.6	3.9	0.0	0.0	1.6
昭和50年	0.968	0.468	0.085	0.316	0.000	0.027	0.052	0.000	0.000	0.020
	100	48.3	8.8	32.6	0.0	2.8	5.4	0.0	0.0	2.1
昭和52年	1.013	0.414	0.069	0.324	0.025	0.067	0.059	0.013	0.000	0.042
	100	40.9	6.8	32.0	2.4	6.6	5.8	1.3	0.0	4.2
昭和55年	1.000	0.330	0.028	0.255	0.021	0.273	0.046	0.018	0.000	0.029
	100	33.0	2.8	25.5	2.1	27.3	4.6	1.8	0.0	2.9
昭和58年	0.784	0.144	0.019	0.138	0.022	0.285	0.043	0.036	0.028	0.069
	100	18.4	2.4	17.7	2.7	36.4	5.5	4.5	3.6	8.8

表-2・8(a) 南大沢流域の流出パラメーター一覧表

No	洪水発生日月	総降雨量	ピーク雨量	総流出高	ピーク流量	流出率	流出係数	到達時間	K値	N値
		mm	mm/10分	mm	m ³ /s			min		
1	S44年 8月23日 2時	40.0	8.0	2.65	0.204	0.066	0.049	50	2.0	0.15
2	S44年 9月 2日14時	16.5	6.5	0.54	0.095	0.033	0.020	50	0.6	0.02
3	S44年10月25日 1時	94.5	3.0	61.81	0.995	0.654	0.426	190	15.0	3.00
4	S45年 7月 1日 0時	122.5	5.5	32.48	0.633	0.265	0.131	90	8.0	0.80
5	S45年11月18日21時	119.0	3.5	18.67	0.321	0.157	0.163	90	11.0	0.30
7	S47年 5月 5日 0時	33.5	1.5	0.83	0.034	0.025	0.018	50	0.9	0.02
8	S47年 6月 7日18時	23.5	4.0	1.30	0.141	0.055	0.058	90	1.5	0.03
9	S47年 6月19日12時	29.5	2.0	0.30	0.034	0.010	0.023	70	0.3	0.01
10	S47年 7月14日18時	153.5	8.5	53.21	0.990	0.347	0.220	70	9.0	1.00
11	S47年 7月22日 6時	63.0	6.0	9.25	0.176	0.147	0.018	10	3.0	0.15
12	S47年 8月22日 0時	35.5	1.5	2.13	0.048	0.060	0.036	30	3.5	0.30
13	S47年 9月15日 5時	191.5	12.5	87.86	1.457	0.459	0.181	30	12.0	2.00
14	S48年 4月15日12時	40.5	2.0	6.79	0.104	0.168	0.180	70	7.0	1.50
15	S48年 5月 2日18時	42.5	3.5	4.53	0.133	0.107	0.071	130	4.0	0.60
16	S48年 5月 8日12時	30.5	3.5	2.12	0.034	0.070	0.042	70	2.5	0.08
17	S48年 5月29日 0時	34.0	1.5	1.76	0.055	0.052	0.043	70	2.5	0.20
18	S48年 7月20日12時	28.0	9.0	1.75	0.120	0.063	0.033	90	2.0	0.08
19	S49年 4月21日 0時	53.5	3.0	8.23	0.155	0.154	0.087	50	6.0	1.00
20	S49年 8月25日 0時	98.5	17.0	36.78	1.448	0.373	0.273	70	8.0	0.90
23	S49年10月22日12時	39.5	2.0	8.95	0.191	0.227	0.107	90	5.0	0.60
24	S49年11月17日12時	15.0	1.5	1.07	0.044	0.071	0.030	120	3.0	0.20
25	S50年 2月 7日 6時	45.5	3.0	6.93	0.318	0.152	0.118	170	4.0	0.40
26	S50年 3月20日12時	60.5	5.0	8.79	0.505	0.145	0.115	70	3.5	0.30
28	S50年 6月10日12時	75.5	15.5	19.12	0.789	0.253	0.133	90	4.0	0.25
29	S50年 7月 3日18時	47.5	4.0	10.01	0.583	0.211	0.346	110	1.5	0.03
38	S51年 7月19日 6時	45.0	4.5	6.25	0.158	0.139	0.082	50	5.0	0.50
39	S51年 8月30日12時	31.5	1.5	1.71	0.041	0.054	0.076	90	2.5	0.20
40	S51年 9月 8日18時	36.5	8.5	6.00	0.439	0.164	0.127	110	3.0	0.25
41	S51年10月20日 6時	31.0	4.0	2.45	0.092	0.079	0.031	30	3.0	0.20
42	S51年11月14日 0時	30.0	3.0	2.46	0.092	0.082	0.081	50	3.0	0.25
43	S51年12月24日18時	40.5	1.5	3.20	0.110	0.079	0.076	50	3.0	0.20
45	S52年 3月30日 0時	72.0	2.0	14.93	0.756	0.207	0.244	30	4.0	0.35
46	S52年 4月 9日 0時	40.0	1.0	5.65	0.153	0.141	0.136	30	4.5	0.50
47	S52年 5月15日 6時	72.0	4.0	8.67	0.421	0.120	0.102	110	3.0	0.30

表-2・8(b) 南大沢流域の流出パラメーター一覧表

No	洪水発生日月	総降雨量	ピーク雨量	総流出高	ピーク流量	流出率	流出係数	到達時間	K値	N値
		mm	mm/10分	mm	m ³ /s			min		
54	S53年 7月11日 0時	117.0	20.0	26.57	3.677	0.227	0.147	50	4.0	0.25
57	S53年10月10日 0時	37.5	3.0	1.60	0.096	0.043	0.054	110	0.6	0.01
58	S53年10月28日12時	30.5	3.0	0.96	0.055	0.031	0.027	50	0.6	0.02
60	S56年 4月19日16時	76.0	5.5	42.55	3.099	0.560	0.443	50	2.0	0.20
61	S56年5月 7日13時	33.5	2.5	13.21	0.867	0.394	0.284	30	3.0	0.15
62	S56年 5月17日 8時	47.0	3.0	19.06	0.895	0.406	0.358	50	3.5	0.40
63	S56年 7月 3日 0時	40.5	3.0	16.90	0.858	0.417	0.172	10	2.5	0.25
64	S56年 7月22日18時	35.0	7.5	10.23	0.937	0.292	0.422	90	2.0	0.05
65	S56年 7月30日14時	73.0	11.0	24.27	2.148	0.332	0.446	90	1.5	0.06
66	S56年 8月22日 2時	82.0	3.0	21.49	0.772	0.262	0.309	50	1.5	0.03
67	S56年 9月19日22時	38.5	2.5	6.94	0.482	0.180	0.174	30	0.6	0.03
68	S56年10月 1日 0時	53.0	5.0	12.57	0.259	0.237	0.280	90	1.0	0.10
69	S56年10月 8日 9時	22.0	5.5	8.00	1.702	0.364	0.236	30	1.5	0.07
70	S56年10月22日 7時	198.0	6.0	79.87	3.228	0.403	0.401	30	2.0	0.08
71	S56年11月 2日 8時	56.5	2.0	18.60	0.695	0.329	0.313	30	2.0	0.10
72	S57年 4月15日10時	55.5	4.0	6.25	0.461	0.113	0.138	50	2.0	0.20
73	S57年 6月14日 0時	29.5	2.5	7.27	0.288	0.246	0.173	30	3.5	0.30
74	S57年 7月 7日 5時	30.0	2.5	3.93	0.318	0.131	0.127	30	0.6	0.03
76	S57年10月19日15時	50.5	5.5	5.91	0.232	0.117	0.101	130	4.0	0.35
77	S57年11月10日 0時	30.0	2.0	9.76	0.303	0.325	0.136	30	1.5	0.10
78	S57年11月30日 0時	103.5	17.0	28.53	5.043	0.276	0.356	30	1.5	0.02
81	S58年 4月16日17時	32.0	2.0	20.38	0.508	0.637	0.324	50	4.5	0.50
82	S58年 5月16日 0時	97.0	2.5	53.94	1.064	0.556	0.444	30	3.0	0.15

(註) 総流出高：流出ハイドログラフの洪水上昇時の流量を初期流量として水平に分離して求めた。

流出率：総流出高/総降雨量

流出係数： $T_c=2T_I$ の仮定で、平均降雨強度を求めピーク流量との比で定義した。

④ 等価粗度係数N値

これらの各パラメータの計算方法は以下の各項で示してあるとおりである。使用データは昭和44年～昭和58年間の観測洪水57個のデータで、その一覧表を表-2・8に示す。

2.3.2 南大沢流域の降雨流出特性(流出ハイドログラフの比較)

流域の降雨流出特性をパラメータで評価するには、本来その流域の有する降雨に対する応答特性を分析し、その結果のうえに行なわれなければならない。そこで本節ではまず南大沢流域の降雨に対する応答特性をハイドログラフの比較を通して評価することとした。その比較の原点は降雨量の時間分布とその強度及び継続時間であって、以下のケースに別けて前述の57洪水のうちの代表例を分析することとした。

- 1) 弱い雨が一樣に時間分布するケース
- 2) 集中的な降雨があるケース
- 3) 類似の降雨例による都市化前後の比較

1) 弱い雨が一樣な時間分布で降る場合

10分間雨量が平均1mm程度で降り続くケースを57洪水の中から抽出し、その特性を分析する。

弱雨が一樣に降り続く場合、一般に南大沢のような流域（都市化以前の状態）では、まず降雨初期にある程度の損失があり、その後、沢沿いの低地や水田等の湿潤な地域からの流出が始まる。そして降雨の継続時間が短い場合には流出は定常状態には達せず、ハイドログラフ上で単純な指数通減特性を示して流出が終了する。降雨が更に継続されると第1章の散水実験でも明らかにしたように、ピーク流出量が徐々に増大し、ある程度の流出高で頭打ちの流出となる。

南大沢流域には表-2・7にも示したように昭和50年以前で10%程度の水田と宅地・道路等が存在した。図-2・7(a)～(e)に昭和44年から昭和51年までの都市化以前の南大沢流域の流出ハイドログラフの代表例を示す。先述したように降雨の継続時間が長くなるにつれて、ハイドログラフのピーク流量が徐々に増大する傾向と、流出率が增大する傾向が認められる。

図-2・8は代表7洪水について流出率、ピーク流量と総雨量との関係を示すものである。この図から認められることは、降雨量が多くなるにつれて、徐々にではあるが流出率が增大し、総雨量119mmで36時間にわたり継続した場合には最終的には $f=0.157$ にまで増大している。これはこの当該流域の不浸透面積率16.3%には

近い値である。したがってこのような弱雨では36時間以上の継続時間で初めて不浸透域の全域からの流出がピーク値の形成に寄与するものと考えられるが、この流域の都市化がまだそれ程進行していない状況であるので、流出率及びピーク流量の増大には流出域の拡大に寄与するものの影響も含まれていると判断される。同じ図にピーク流量も同時に併記してあるが、図示のように降雨規模が大になるにつれてピーク流量がほぼ線型的に増大する傾向を読みとることができる。これは一様強度の弱雨が継続するに伴い、徐々に流出ピークを構成する流出域が拡大し、流出量の増大につながっている効果を示すものと考えてよい。

以上の様な状況が都市化の進行と共にどのように変

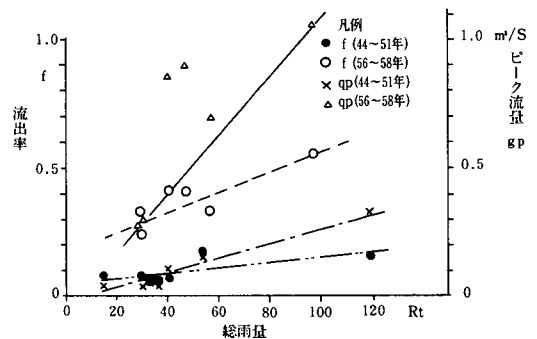


図-2・8 弱雨による流出率・ピーク流量と総雨量の関係

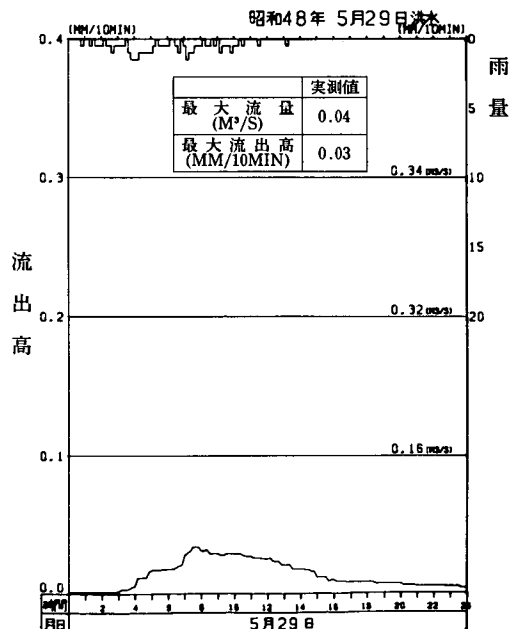


図-2・7(a) 南大沢ハイドログラフ

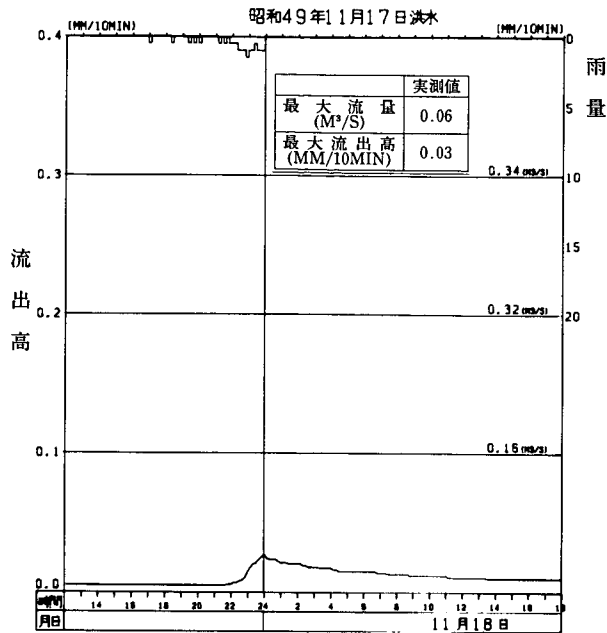


図-2・7(b) 南大沢ハイドログラフ

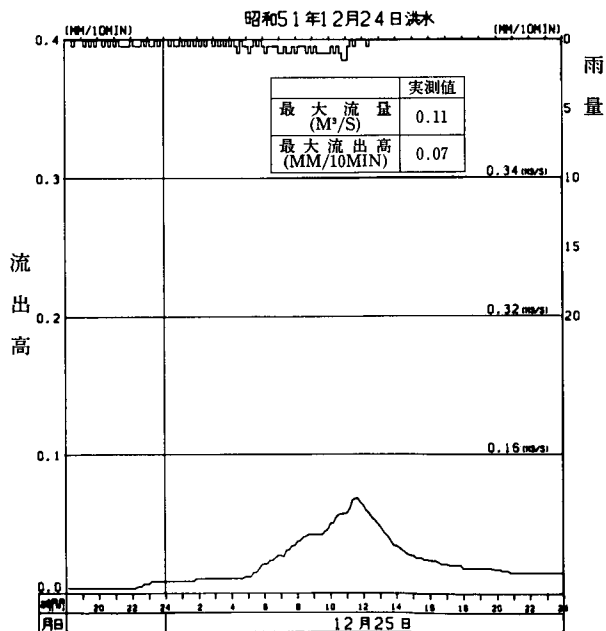


図-2・7(c) 南大沢ハイドログラフ

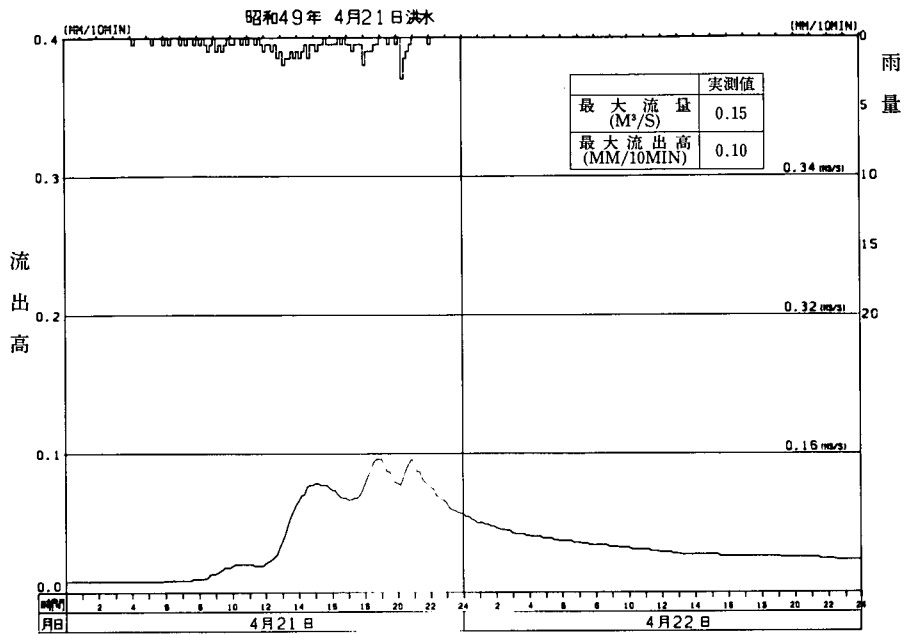


図-2・7(d) 南大沢ハイドログラフ

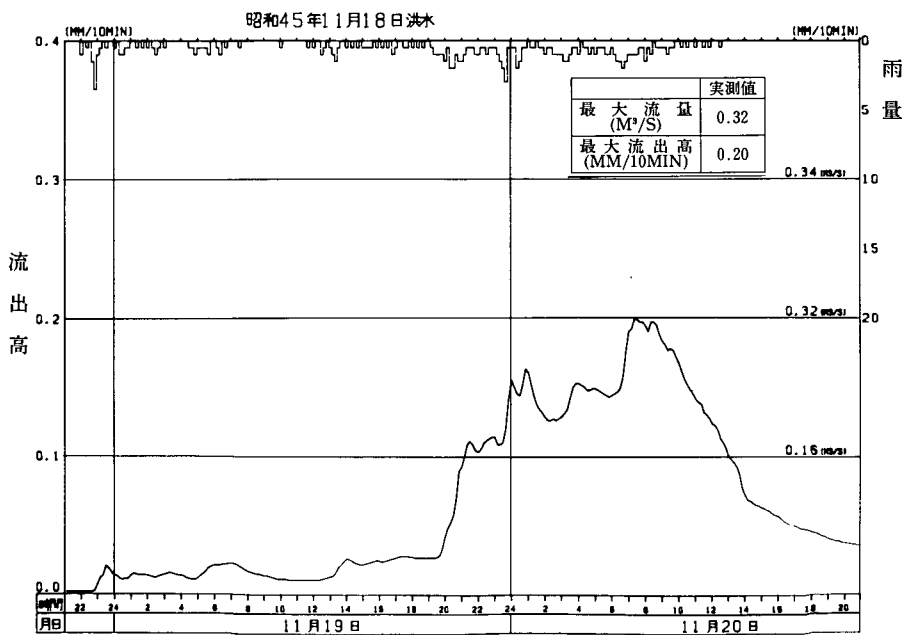


図-2・7(e) 南大沢ハイドログラフ

化するかを以下に検討する。

図-2・9(a)～(e)は昭和56年から昭和58年にかけて南大沢流域で得られた流出ハイドログラフである。これらの図も前と同様な傾向を有していることは図-2・8から明らかである。この図では流出率が総雨量と共に増大すること、ピーク流量も増大するが、その増大の仕方は都市化以前のものと異なり、降雨の時間分布（一様な降雨強度とはいえ若干の時間変動を示しているケースがあり、都市化の効果により流出量が降雨強度に直接的に影響されていると考えられる）に強く依存する結果、直線関係では表現しきれないことが判断される。

2) 短時間に集中した降雨がある場合

1時間から3時間程度にわたり時間的に変動する集中的な降雨があった場合、降雨に対する流出の応答は前に述べた一様な降雨のものとは異なった様相を呈する。一般には降雨強度が大であることから一時的な山腹斜面での表面流の発生が考えられること、洪水到達時間内で降雨が終了することからピーク流出量に寄与する面積が限られること、が考えられる。

図-2・10(a)～(c)は南大沢流域の都市化以前の流出ハイドログラフの例である。これらの図では6.5～9mm/10分程度の集中的な降雨のハイドログラフが用いられて

いるが、ピーク降雨強度が大になるとピーク流量もシャープに大きくなる傾向を示しており、前項でのハイドログラフとは大きく異なっている。これらの例では総雨量が最大のもので40mmであることから、流出率も小さく0.03～0.07程度となっている。したがって流出は沢沿いの湿潤地や水田、道路、等の局限された場で発生しているものと考えられるが降雨強度が大であるため、前項の一様な降雨の例に比べ流出率はほぼ同程度であるのにピーク流出量が大きい。

図-2・11(a)～(c)は南大沢が開発された昭和56年以降の、集中的な強雨による流出ハイドログラフの例である。図-2・10と同程度の降雨であるが、ピーク流量は約5～10倍となっており、都市化に伴う流出増を端的に示しているといえる。

3) 類似の降雨例による都市化前後のハイドログラフの比較

先述の59例中類似の降雨波形の場合のハイドログラフを都市化前後で対比する。

図-2・12(a)と図-2・12(b)は総雨量42.5mm, 55.5mm, ピーク降雨強度3.5mm/10分, 4.0mm/10分, と若干の差はあるが、ほぼ類似の降雨パターンのケースである。この両者では流出率がほぼ同程度(0.107と0.113)であるがピーク流量が都市化以前で0.133m³/s, 都市化の進

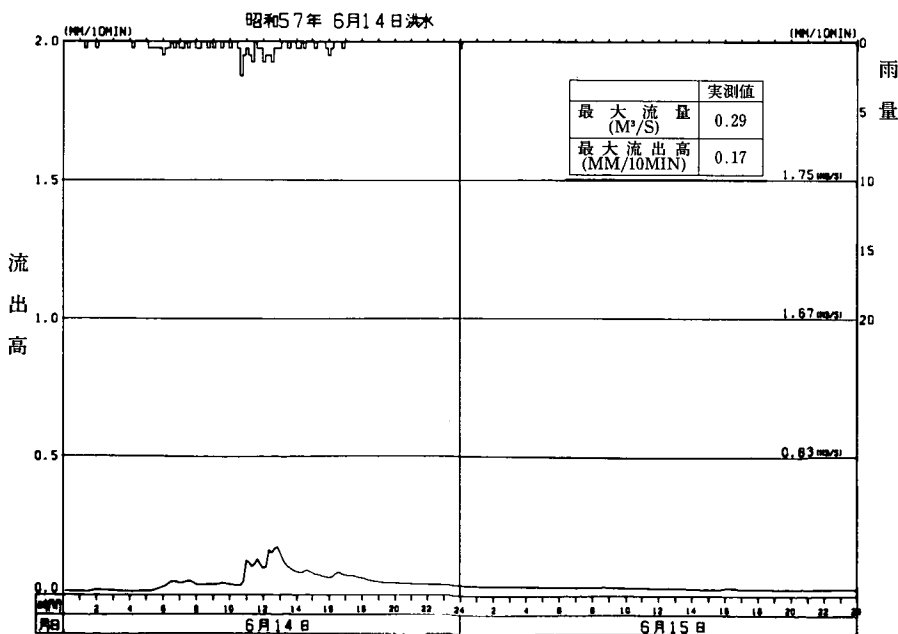


図-2・9(a) 南大沢ハイドログラフ

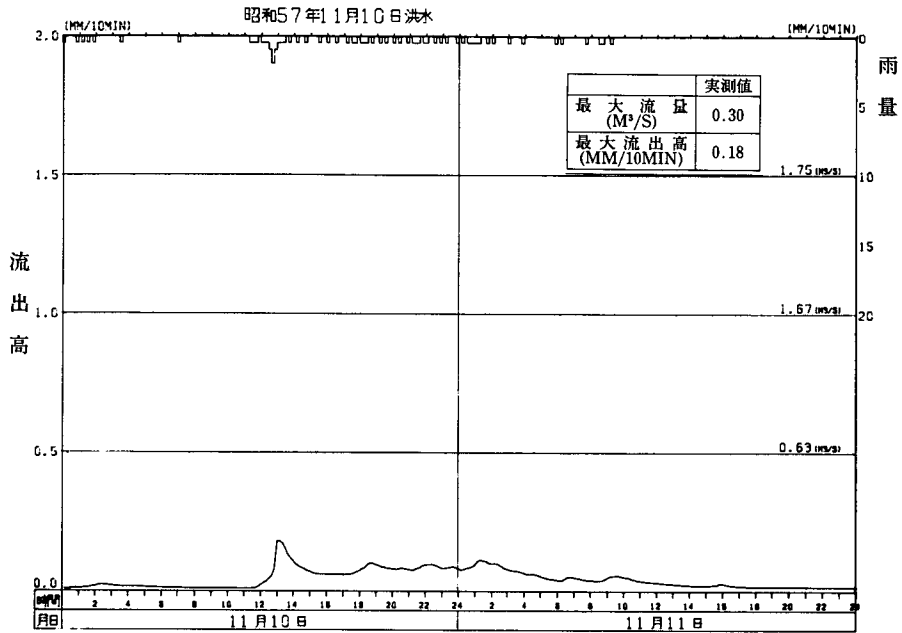


図-2・9(b) 南大沢ハイドログラフ

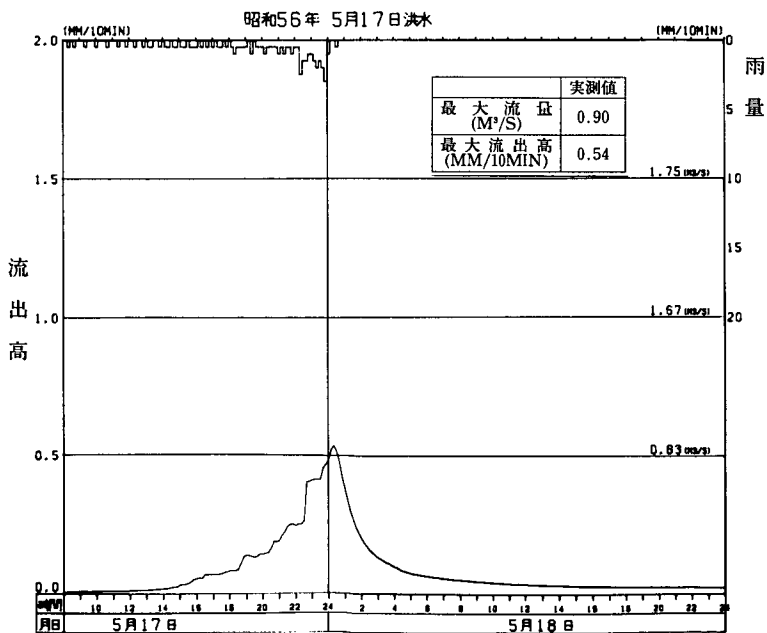


図-2・9(c) 南大沢ハイドログラフ

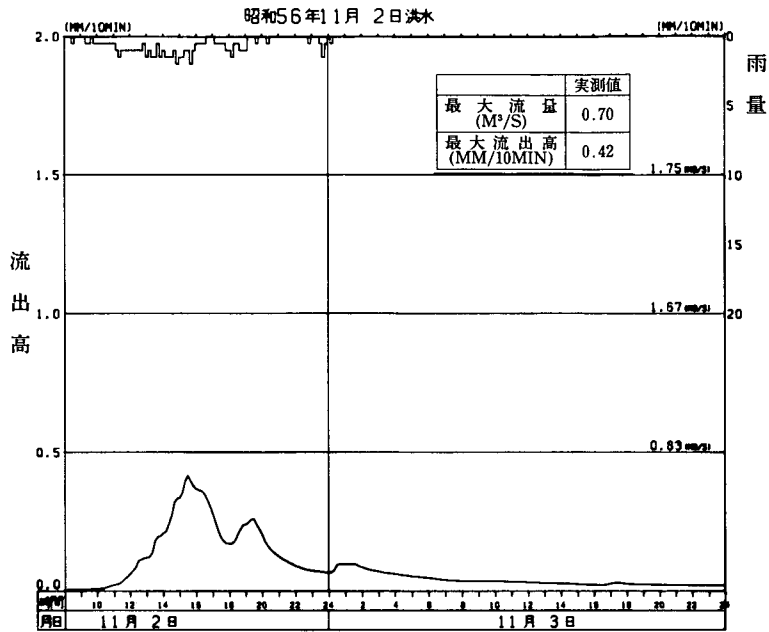


図-2・9(d) 南大沢ハイドログラフ

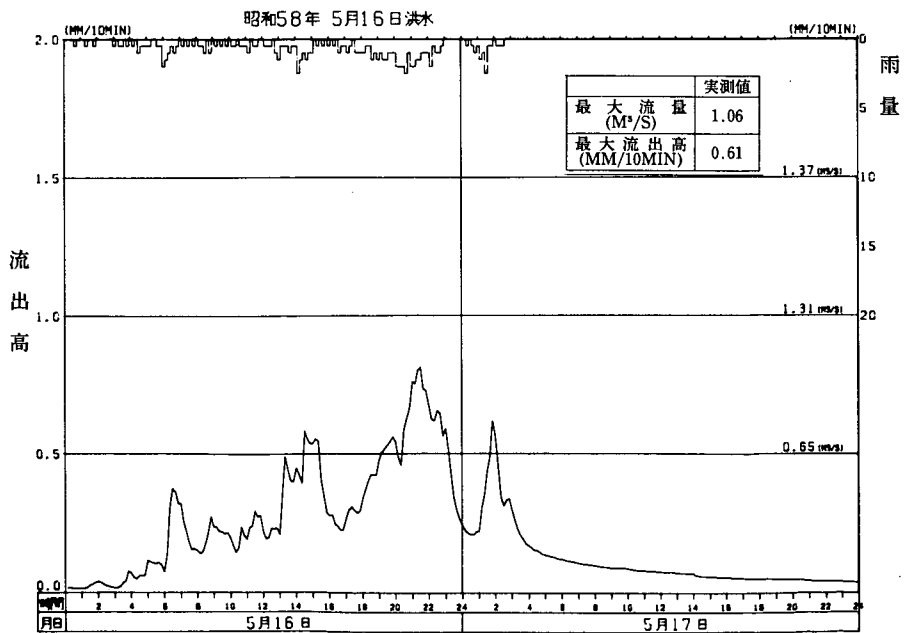


図-2・9(e) 南大沢ハイドログラフ

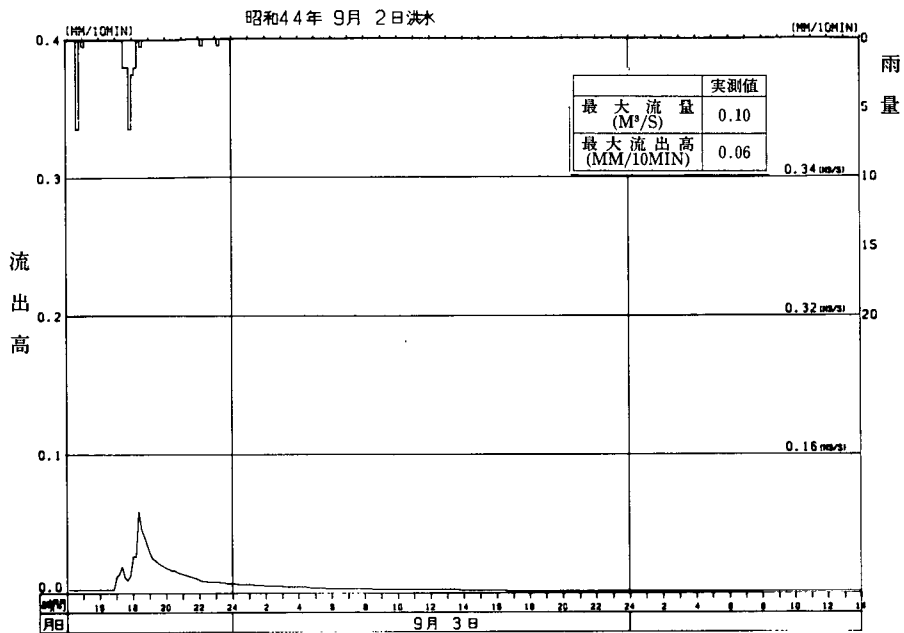


図-2・10(a) 南大沢ハイドログラフ

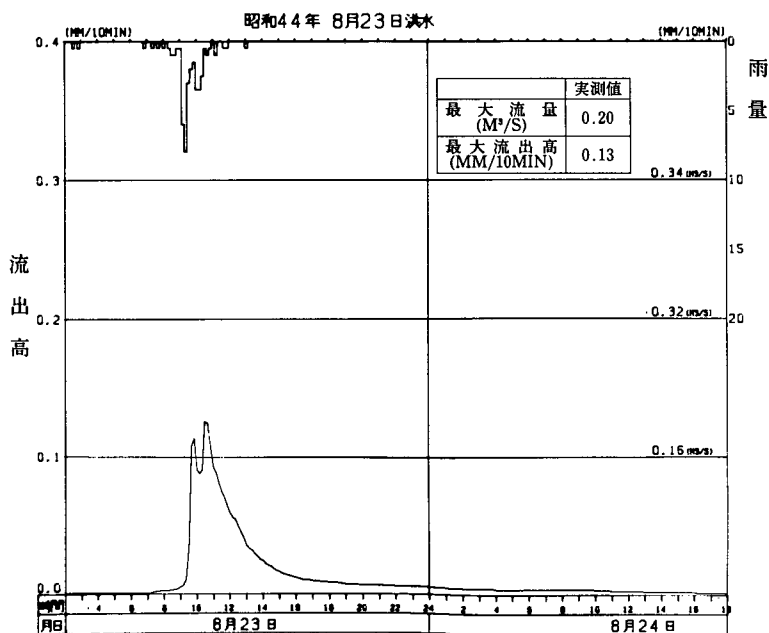


図-2・10(b) 南大沢ハイドログラフ

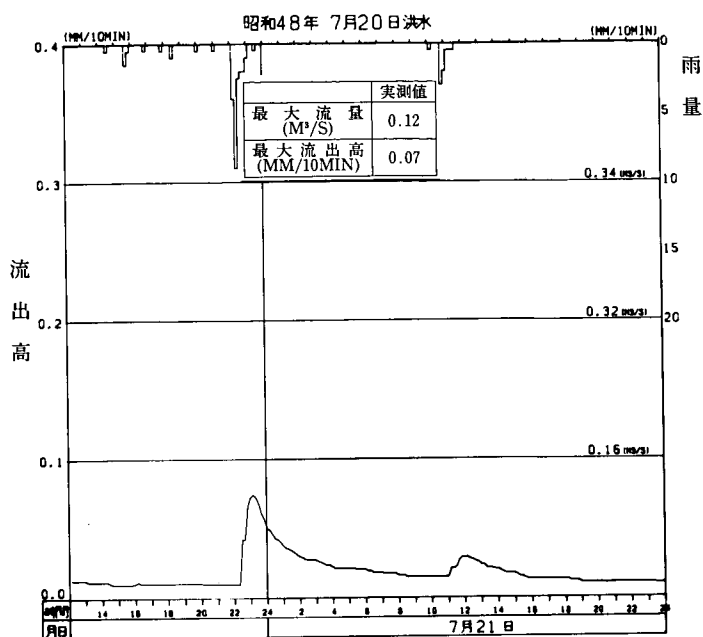


図-2・10(c) 南大沢ハイドログラフ

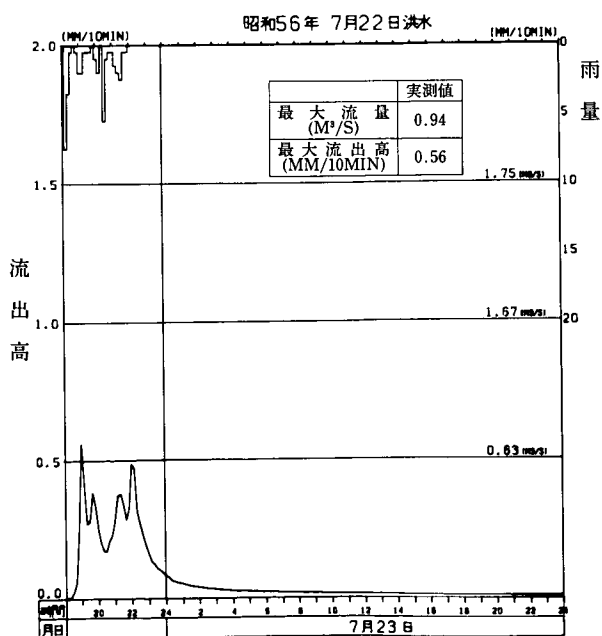


図-2・11(a) 南大沢ハイドログラフ

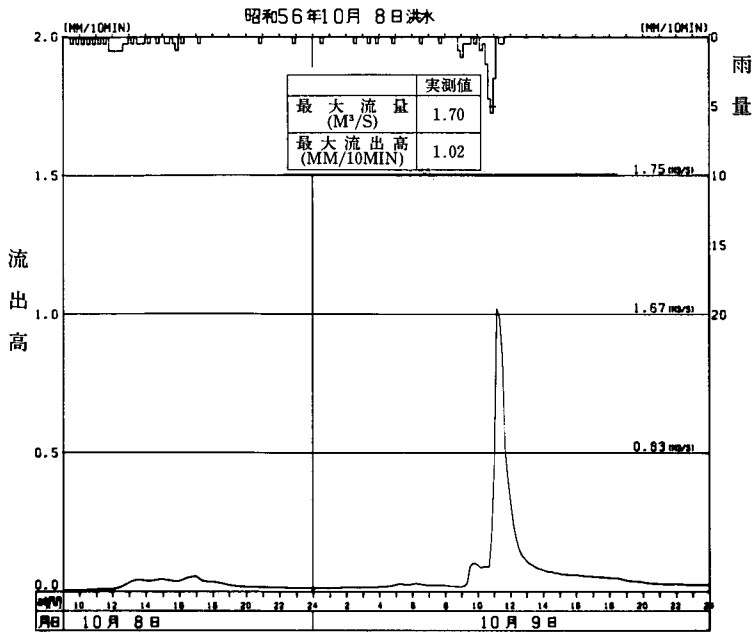


図-2・11(b) 南大沢ハイドログラフ

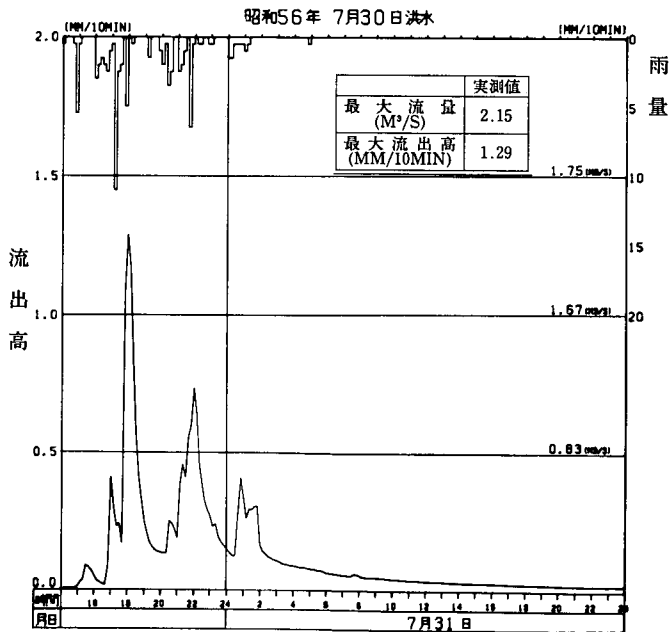


図-2・11(c) 南大沢ハイドログラフ

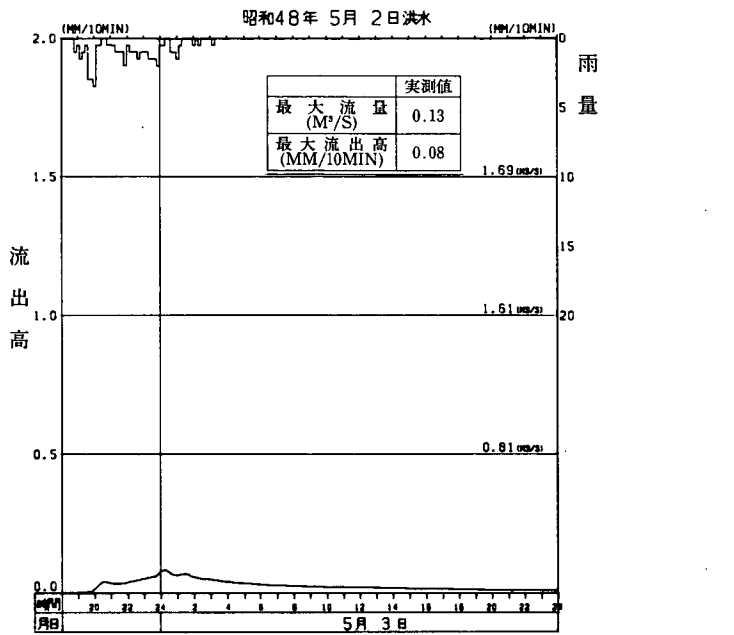


図-2・12(a) 南大沢ハイドログラフ

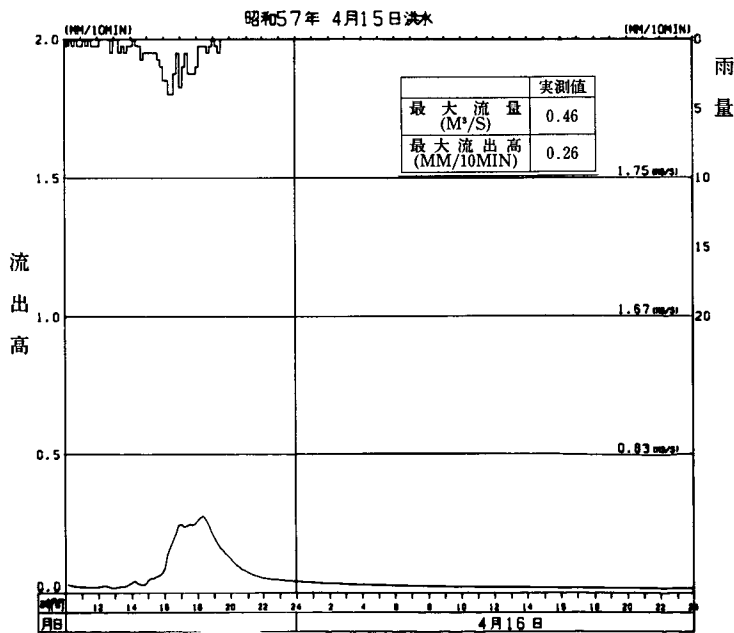


図-2・12(b) 南大沢ハイドログラフ

行が進んだ段階で $0.461\text{m}^3/\text{s}$ となっている。またハイドログラフの通減も(a)が遅く(b)は非常に早い。図-2・13(a)と図-2・13(b)は上述の例と同様なケースであるが、降雨波形が後方集中型の特徴を示している。この両者では流出率に大きな違い(0.145と0.560)があること、ピーク流量も都市化に伴い約6倍程度に増大していること、が認められる。

図-2・14(a)と図-2・14(b)も同様なケースの対比であるが、10分間雨量強度が 15.5mm と 17mm 、という非常に強い降雨の例である。流出率は共に $0.25\sim 0.28$ と大差はないがピーク流量が都市化が進行した段階で約6倍強になっていることに特徴がみられる。

一方図-2・15(a)と図-2・15(b)にはあまり降雨強度は大きくないが長時間継続するケースで、総雨量が 100mm 程度の時のハイドログラフを対比してある。この両者の比較から、流出率は 0.654 と 0.556 で若干都市化以前のデータが大きくなっているが、ピーク流量の差はあまり認められない。しかし図-2・15(b)のハイドログラフでも明らかのように、都市化したことに伴いハイドログラフが先鋭になって降雨波形に良く対応する形を示しているが図-2・15(a)ではなめらかなハイドログラフとなっていることに大きな相違がある。

したがってこの対比の結果からみて、都市化による流出変化は、集中的な強雨の場合に顕著にあらわれること、弱雨が長時間継続する場合にはピーク流量の差はあまり生じないことが判断される。

2.3.3 流出率の経年変化

流出率 f は総直接流出高 (Q_t) と総降雨量 (R_t) の比で表される。

$$f = \frac{Q_t}{R_t}$$

総直接流出高 (Q_t) は、洪水期間中各時刻の観測流量から基底流量を差し引いて、これを流域面積で除したものの総和である。この場合、観測流量値から基底流量を分離する方法により総直接流出高が変化する。ここでは水平分離法により流出率の算定を行った。水平分離法は洪水立ち上がり点より水平に直線を引きハイドログラフと交差する点で分離する方法である。実際のデータでは交点が現れる前にデータが終わるため、本解析では洪水データ終了点よりそれ以前の通減曲線で補完した。表-2・8中にはこのようにして求められた各洪水の Q_t および f 値が記載されている。

図-2・16はこの結果を各年毎に図示したものであって、 f 値が都市開発に伴って増大しつつある傾向を読みとることができる。

f 値は一般に総降雨量 R_t が大な程、大となることが知られており、図-2・16中の点のばらつきは R_t による分析を加えて評価する必要もあるが、先述した大略の土地利用毎にみて昭和44～51年の間の $0.03\sim 0.46$ に比べ昭和56～58年には $0.11\sim 0.64$ に増大していることが判断される。表-2・9には57個のデータを昭和44～51年、52～53年、56～58年に大別して、各パラメータの平均、分散、変動係数を示してある。これによれば山林流域であった昭和44～51年の f の平均値は 0.159 であり、56～58年には 0.329 と約2倍に増大していることがわかる。

図-2・17はこの大別した年代毎に総雨量 R_t と総流出量 Q_t の関係を図示したものであるが、この結果によっても流出率が都市化にともなって増大していることが明らかとなっている。 f 値に影響する要因は R_t 以外に洪水初期の流域の湿潤度を表す指標である初期洪水流量や降雨の時間分布等があるが、図-2・17の結果は林地から宅地に流域が変化した効果を実証しているものとみてよいであろう。

2.3.4 洪水到達時間の経年変化

洪水到達時間は第2節でもみたように都市化により顕著に変化する要素である。図-2・18は第2.2節でのような考え方で定義した洪水到達時間の経年変化を示すものである。この図から洪水到達時間が洪水規模等により差異はあるものの、全体的な傾向として開発前の60～100分から宅造後の30～50分程度に短縮していることが読みとれる。

2.3.5 貯留関数法の定数K値の変化

1) 貯留関数法

貯留関数法は流出現象の非線型特性を表すために、貯留量と流出量との間に一義的な関数関係を仮定して、貯留量を媒介関数として降雨量から流出量を求めようとするものである。

この方法では流域又は河道の貯留量 S と、それからの流出量 Q の間に

$$S_t = KQ_t^p \quad (K, p: \text{定数}) \quad \dots\dots\dots (2\cdot9)$$

なる関係を設定し、これを運動方程式の解として代用する。すなわち、流出量が貯留量のべき乗に比例するとしているわけで、これは降雨・流出の現象を容器に貯えられた水の切欠きからの流出に類似した現象と考えていることに相当する。この運動方程式と次の連続方程式を組み合わせる流出計算を行う。

流域についての連続方程式は、

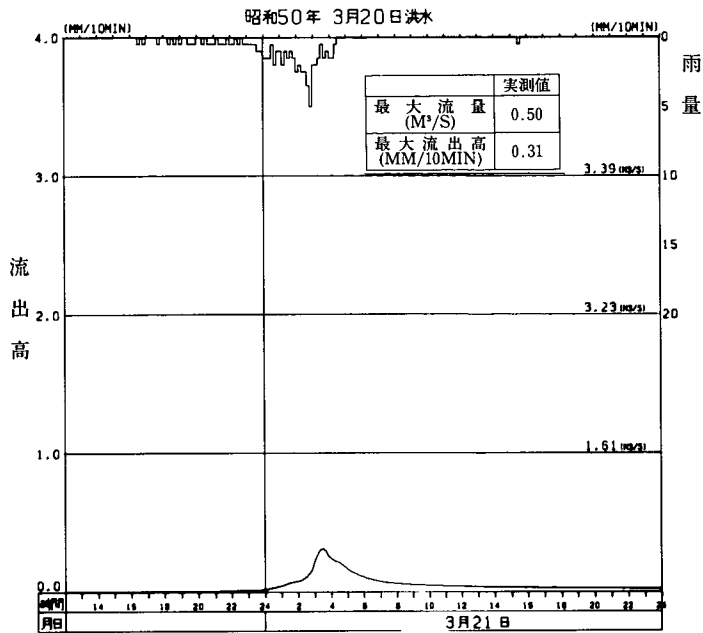


図-2・13(a) 南大沢ハイドログラフ

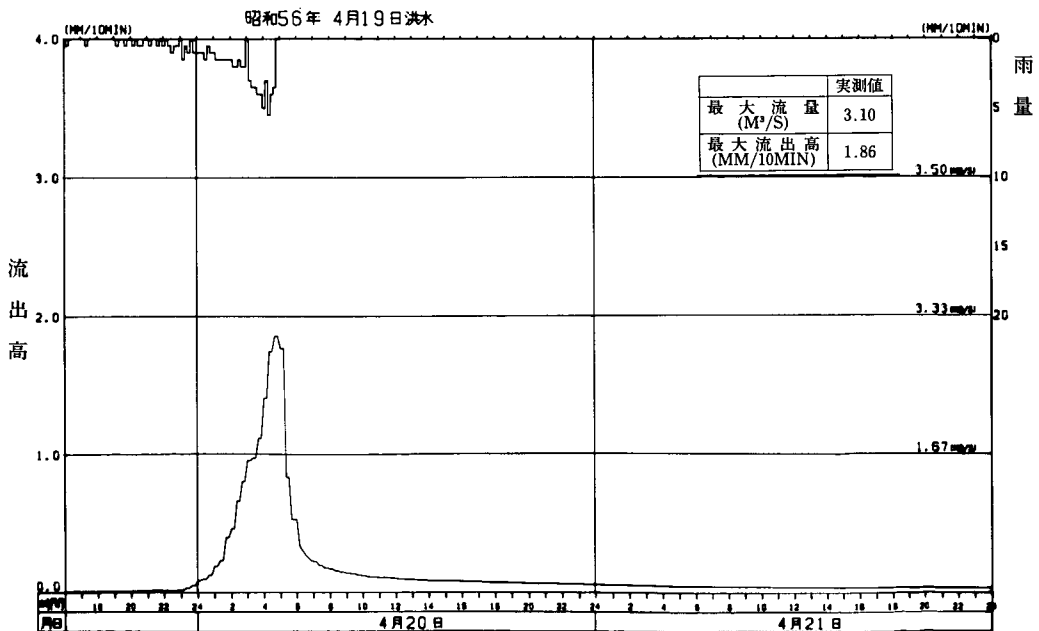


図-2・13(b) 南大沢ハイドログラフ

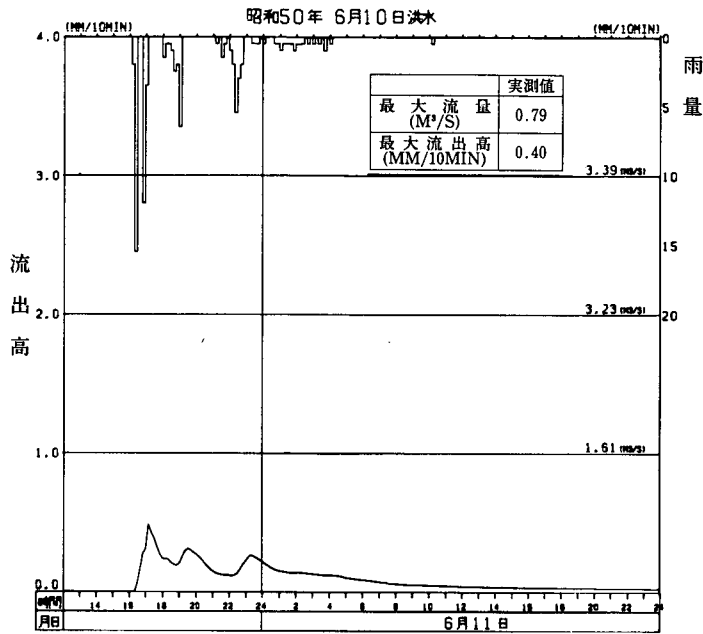


図-2・14(a) 南大沢ハイドログラフ

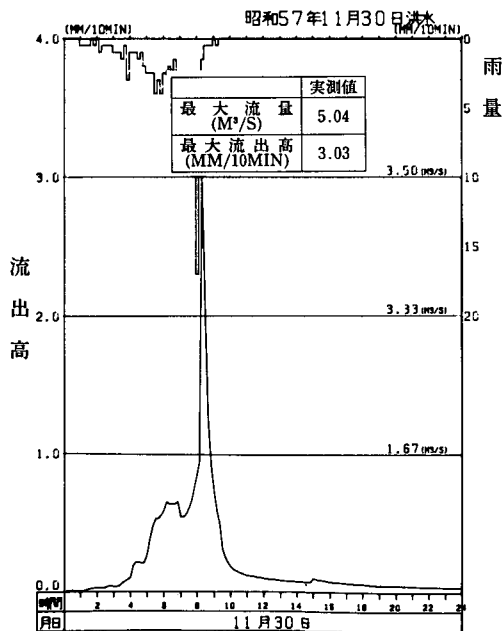


図-2・14(b) 南大沢ハイドログラフ

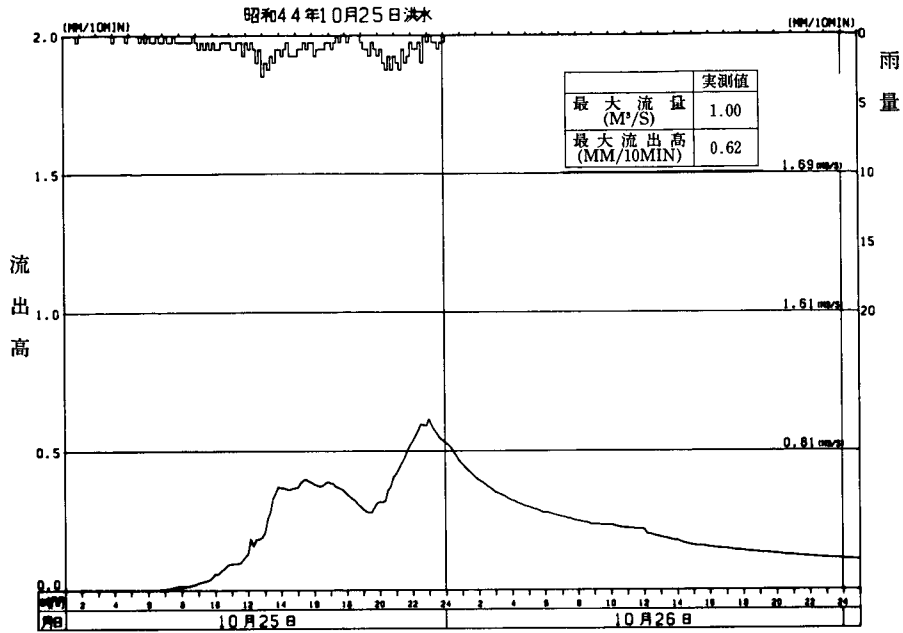


図-2・15(a) 南大沢ハイドログラフ

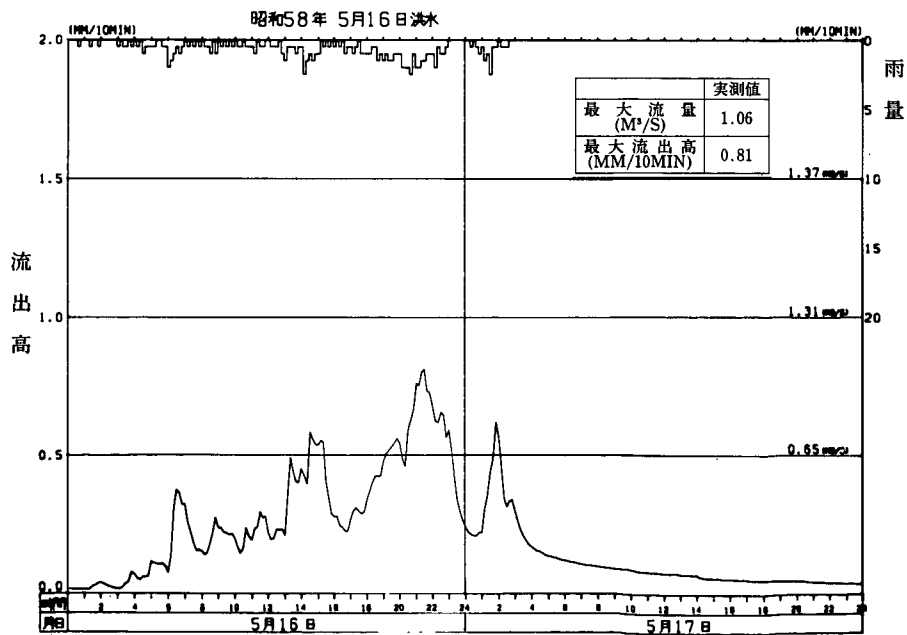


図-2・15(b) 南大沢ハイドログラフ

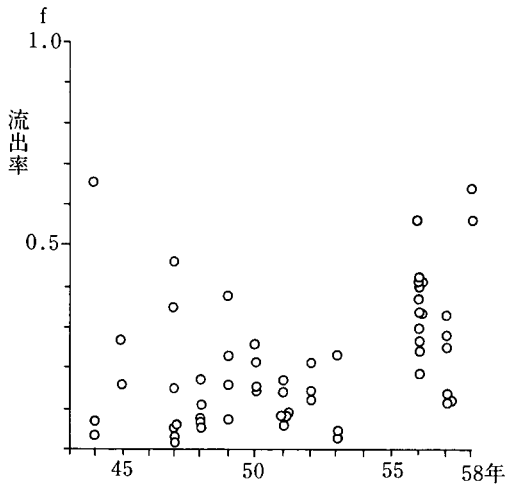


図-2-16 f 値の経年変化

表-2-9 流出パラメータの平均値と分散・変動係数

期 間	項 目	流出率 f	K 値 (P=0.6)	N 値
44 年～51 年	平均値	0.159	4.49	0.501
	分 散	0.019	11.84	0.412
	変動係数	0.876	0.77	1.282
	データ数	31	31	31
52 年～54 年	平均値	0.128	2.78	0.238
	分 散	0.005	2.58	0.031
	変動係数	0.577	0.58	0.736
	データ数	6	6	6
56 年～58 年	平均値	0.329	2.19	0.159
	分 散	0.020	1.12	0.018
	変動係数	0.431	0.49	0.844
	データ数	20	20	20

$$\frac{dS_t}{dt} = \frac{1}{3.6} f \cdot r_{ave} A - Q_t \dots (2.10)$$

ここで、

f : 流入係数

r_{ave} : 流域平均雨量 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

$Q_t(t) = Q(t + T_t)$: 遅滞時間を考慮した流域からの直接流出量

(基底流量を除いたもの, m³/s)

S_t : みかけの流域貯留量 (m³・s/h)

T_t : 遅滞時間 (h)

を表す。

河道区間についての連続方程式は、

$$\frac{dS_t}{dt} = \sum_{j=1}^n f_j I_j - Q_t \dots (2.11)$$

ここで、

I_j : 流域、支川又は河道上流端から対象河道に流

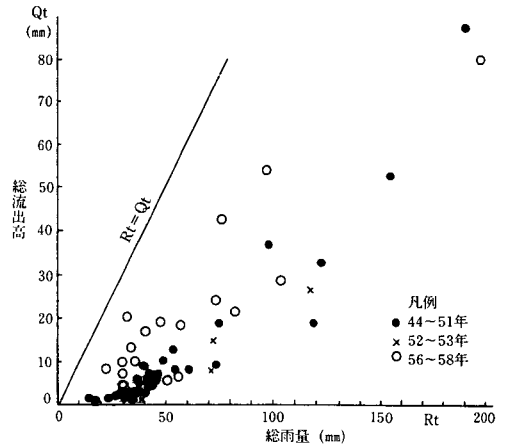


図-2-17 総雨量と総流出高の関係

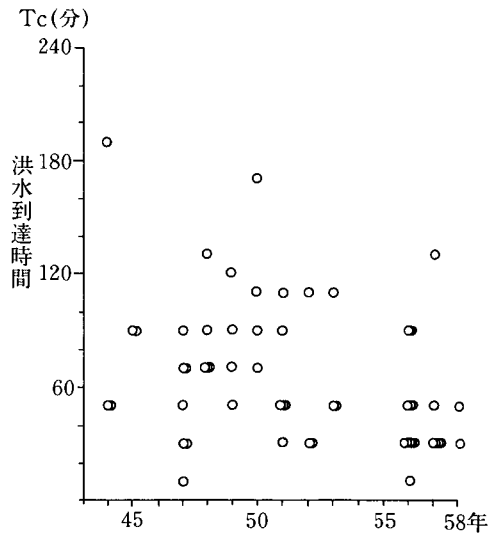


図-2-18 洪水到達時間Tcの経年変化

入する流入量群 (m³/s)

f_j : その流入係数

$Q_t(t) = Q(t + T_t)$: 遅滞時間を考慮した河道下流端流量 (m³/s)

S_t : みかけの河道貯留量

T_t : 遅滞時間

を表す。

式 (2.9) の貯留量 S と流出量 Q との関係は既往の洪水流出資料を用いて容易に求められる。一般に流出ハイドログラフの増水部と減水部では、 S と Q の関係は異なるが、遅滞時間 T_t を導入してこれを一価関数に近似できるように修正してしまふところに貯留関数法の

特色がある。

流域の流出計算は、式(2・9)、(2・10)の流域貯留量、流出量とともに流域面積で除し、貯留高 s (mm) 及び流出高 q (mm/h) に表現して行うことが多い。

すなわち、

$$s_t = K q_t^p \cdots \cdots (2 \cdot 12)$$

$$\frac{ds_t}{dt} = f r_{ave} - q_t \cdots \cdots (2 \cdot 13)$$

を基本式とする。

流域の流出計算においては、有効雨量の算定計算が必要である。貯留関数法では、 f は降雨量 r_{ave} にかかる係数ではなく、流域面積 A にかかる係数であると考えられる。すなわち、降雨初期には $f = f_1$ (1次流出率という) として $f_1 A$ の面積 (流出域という) だけで流出が発生するとし、累加雨量が R_{sa} (飽和雨量) を越えると $f = 1$ (飽和流出率) となって残りの $(1 - f_1) A$ の部分 (浸透域) からも R_{sa} 以降の降雨によって流出が発生すると考える。ただし、流出域と浸透域とは洪水の終わりまで別個に流出計算を行うものとし、両域からの流出量の和に基底流出量を加えた値をもって流域流出量とする。流域からの流出量 (m^3/s) は基底流出を含めて次の式で与えられる。

$$Q = \frac{1}{3.6} f_1 A \cdot q_t + \frac{1}{3.6} (1 - f_1) A \cdot q_{sat} + Q_i \cdots (2 \cdot 14)$$

ここで、

f_1 : 1次流出率

q_t : 全降雨による流出高 (mm/h)

q_{sat} : 飽和点以後の降雨による流出高 (mm/h)

Q_i : 基底流量 (m^3/s)

である。 q_t 、 q_{sat} は共に流出域及び浸透域について式(2・12)、(2・13) で計算される。

この流出モデルの要点は次のとおりである。

1. 降雨流出は洪水流出と基底流量の2成分から成り、洪水流出計算では基底流量は洪水初期の流量に等しい一定値とする。
2. 洪水流出はManningの平均流速公式を運動方程式とする表面流である。
3. 流域内の各地点は、降雨量が増加すると雨水がすべて浸透する状態から、一部の地域で浸透し、他の地域で流出する状態になり、更にすべての流域で流出する状態に変化する。
4. 流出が発生する面積は降雨初期にはほとんどゼロであるが、非常に少量の雨によって1次流出面積 $f_1 A$ (これを流出域といい、その他の流域を浸透域という) に変化し、これが一定値で暫く継続す

るが、降雨量が更に増加すると、ついに全流域面積に等しくなる。これらの流出面積の変化はほとんど瞬間的であり、前者に対応する変化点を流出点、後者に対応する変化点を飽和点、飽和点に達するまでの雨量 R_{sa} を飽和雨量という。

5. 流出点までの雨量は無視できるほど小さく、1次流出面積と全流域面積の比 f_1 を1次流出率、飽和点に達した後の流出面積と全流域面積の比を飽和流出率といい、飽和流出率は1と仮定する。

南大沢の降雨、流出データを用いて貯留関数法の定数 K 、 P 値を求め、これらのパラメータが都市化により変化する様相を研究する。この場合降雨データと流出データにより決められるべき定数は f_1 、 R_{sa} 、 T_l 、 K 、 P の5個である。

南大沢流域は先述したように非常に浸透性の高い流域であって R_{sa} は相当規模の降雨がないと (第1章の散水実験の結果でも500mm程度の総雨量で流出率が0.3程度である) 飽和に達しないこと、及び一次流出率 f_1 が図-2・17からも明らかなように非常に小さいこと (都市化が進行した昭和56年以降のデータでも0.3~0.5程度である) から、本解析では各降雨・流出例毎にそれぞれ表-2・8に示す流出率を用いることとした。

なお遅滞時間 T_l については流域面積が 1 km^2 以下で小さいことから0として扱った。

南大沢流域のデータは全て時間間隔10分で整理されている。流域面積が小さいことから計算の時間ステップはこのデータにあわせ10分とすることにした。この流域の都市化がもっと進行し、流出時間が短縮されるような事態が将来発生すると、5分間隔程度のデータを必要とするが、現況では10分で充分の精度で分析可能である。なお単位時間が短くなるにつれて、降雨強度の把握が困難になる側面を有しており、現実的には10分データによる解析の結果を変更することにはならないものと推察する。

式(2・12)と式(2・13)を用いて貯留関数の定数 K を決めるため、この両式を変形して ($T_l = 0$ と仮定する)

$$\left. \begin{aligned} \frac{S(t+dt) - S(t)}{dt} &= f r(t+dt) - \frac{q(t+dt) + q(t)}{2} \\ S(t+dt) &= K q^p(t+dt) \\ S(t) &= K q^p(t) \end{aligned} \right\} \cdots (2 \cdot 15)$$

を使用する。この式を用いると

$$K q^p(t+dt) + \frac{1}{2} q(t+dt) = f \cdot r(t+dt) \cdot dt + K q^p(t) - \frac{1}{2} q(t) \cdot dt \cdots (2 \cdot 16)$$

この式で右辺は既知項である。左辺の $q(t+dt)$ を求

めることになるが、ニュートン法の収束計算を行って $q(t+dt)$ を逐次求める方法を取る。

具体的にはK値を $r(t)$, $q(t)$ の観測値から求めるわけであるが、ここではK値を0.1~10まで0.1キザミで変化させ、次式で示すカイ2乗誤差が最小になる時のK値を算出した。

$$E = \frac{1}{n} \sum \frac{(Q_0 - Q_c)^2}{Q_0} \dots \dots \dots (2-17)$$

ここに Q_0 は実測値, Q_c は計算値, n はデータの個数, である。このようにして求めたK値では必ずしも流出波形が最も良く適合するという保証がない (例えば時間差があるだけで波形が非常に近い推算値もありうる) ので、更に各波形を実測値と対比させ、最も良く実測波形を表現しているK値を採用することとした。この結果が表-2・8に掲載されている。

2) K値の経年変化

前項で述べた流出モデルにより, $p=0.6$ と固定して貯留関数のK値の同定を行った。先述したように貯留関数法は主に洪水流出成分のうち表面流出を対象とした計算法であることから、豪雨時の流出に適用することが妥当と考えられるが、弱雨に対しても適合性の良いモデルであるので本研究では先述の57例について最も適合性の良いK値を求めた。

一方, K値については豪雨時と弱雨時では異なることが知られていることから、ここではいくつかのタイプに別けてK値の特性を分析した。なお、計算上K値は10分データで求められているが、利用の便宜を考えて、1時間単位の値になおして以下に述べられている。

①弱雨が長く続く場合

図-2・19(a)~(d)は1~2mm/10分程度の弱雨が継続しているケースでの同定結果の例を示している。計算値と実測値は良い対応を示しているが、流出率が小さく、河道沿いの湿潤な場所からの流出に依存しているものと考えられ、K値は全体に小さい。(a)~(c)は都市化以前のものでK値も3.0~4.5となっているが(d)では都市化の進行につれてK値も若干小さくなり1.5程度で良い適合度がみられる。

②短時間に集中した降雨の場合

図-2・20(a)~(c)は短時間に集中した降雨 (6~14mm/10分) がある場合の計算結果である。短時間に集中した降雨のケースでは前例よりも一層、河道沿いの直接流出域の効果が卓越するため、K値も都市化以前のもの ((a)で2.0, (b)で4.0) に比べ都市化した場合のK値 ((c)で1.5) が小さくなっていること、ピーク流量の差も大であることが判断される。

③総雨量が大で時間的に集中した降雨の場合

図-2・21(a)~(f)は総降雨量が大で時間的にもかなりの

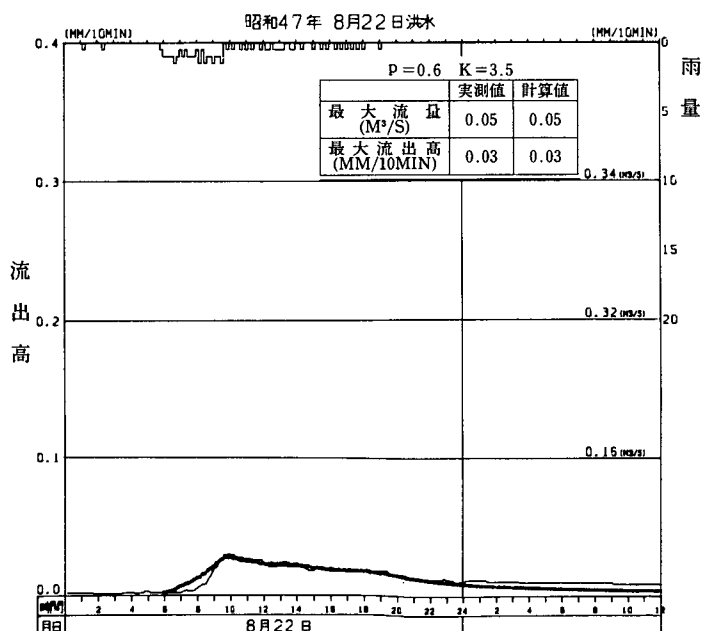


図-2・19(a) 貯留関数法による流出計算結果

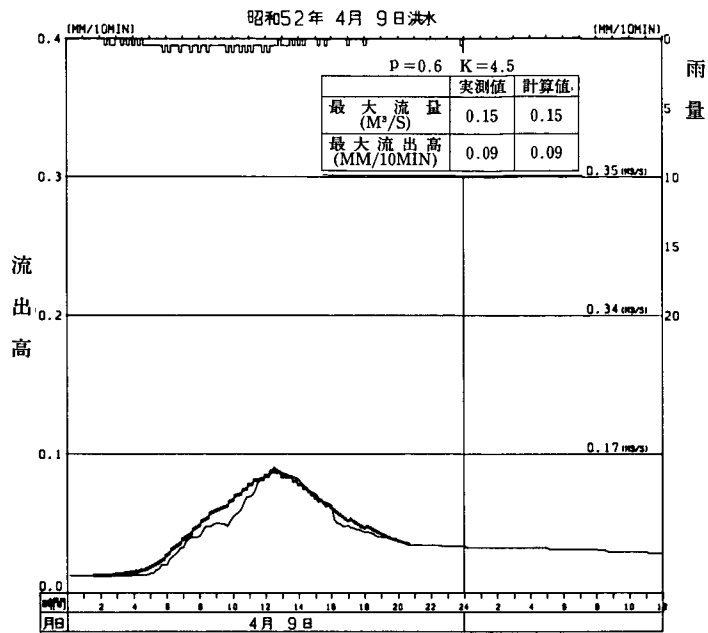


図-2・19(b) 貯留関数法による流出計算結果

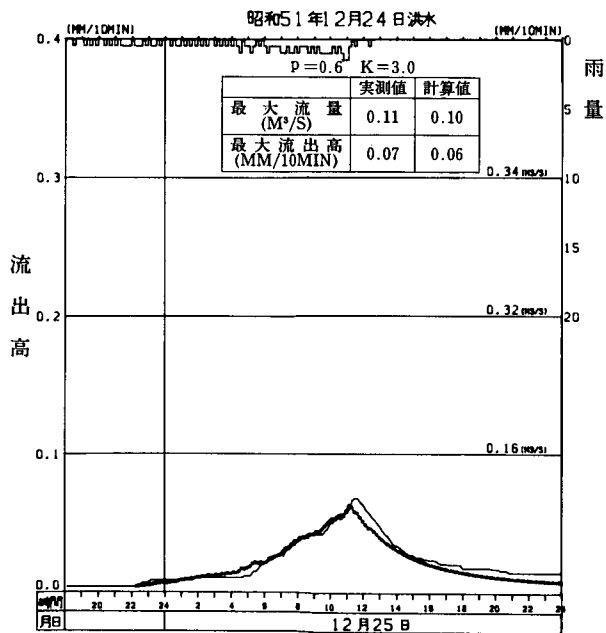


図-2・19(c) 貯留関数法による流出計算結果

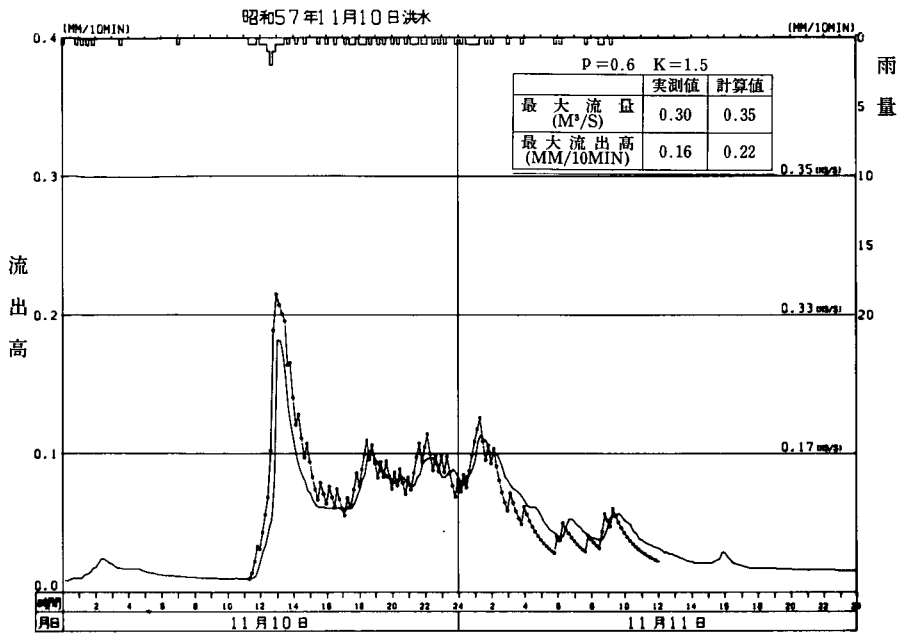


図-2・19(d) 貯留関数法による流出計算結果

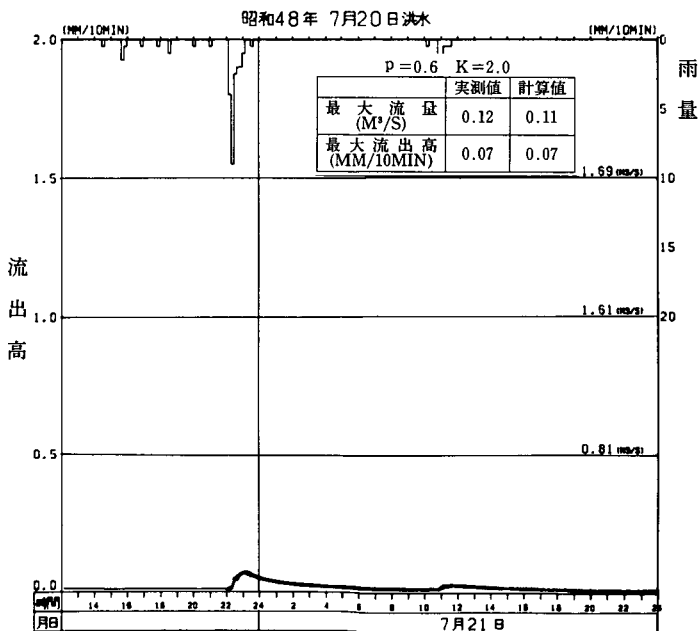


図-2・20(a) 貯留関数法による流出計算結果

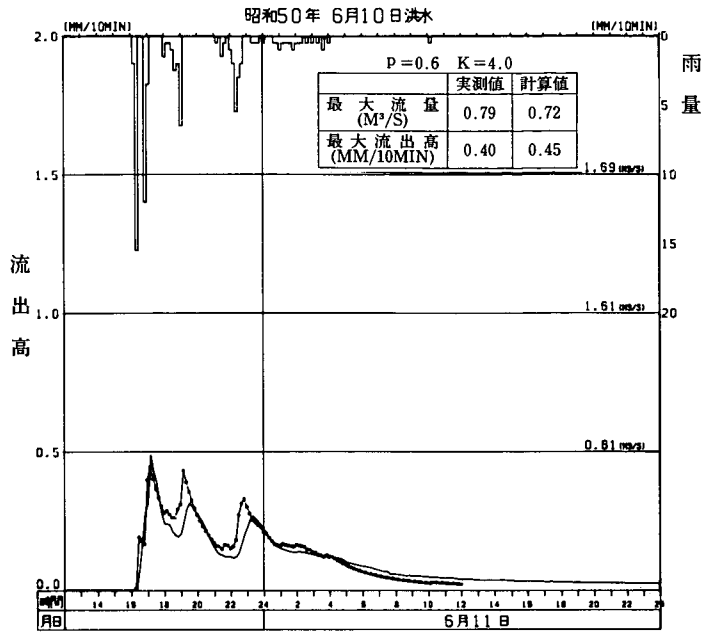


図-2・20(b) 貯留関数法による流出計算結果

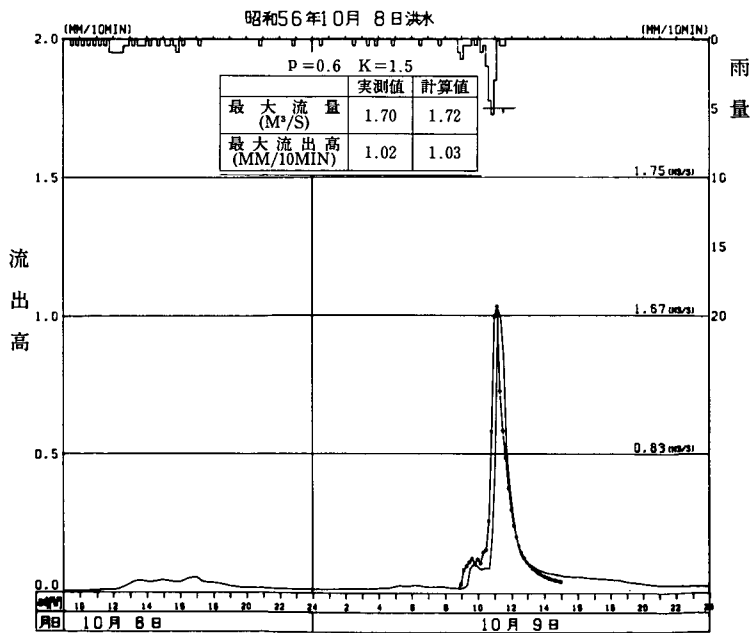


図-2・20(c) 貯留関数法による流出計算結果

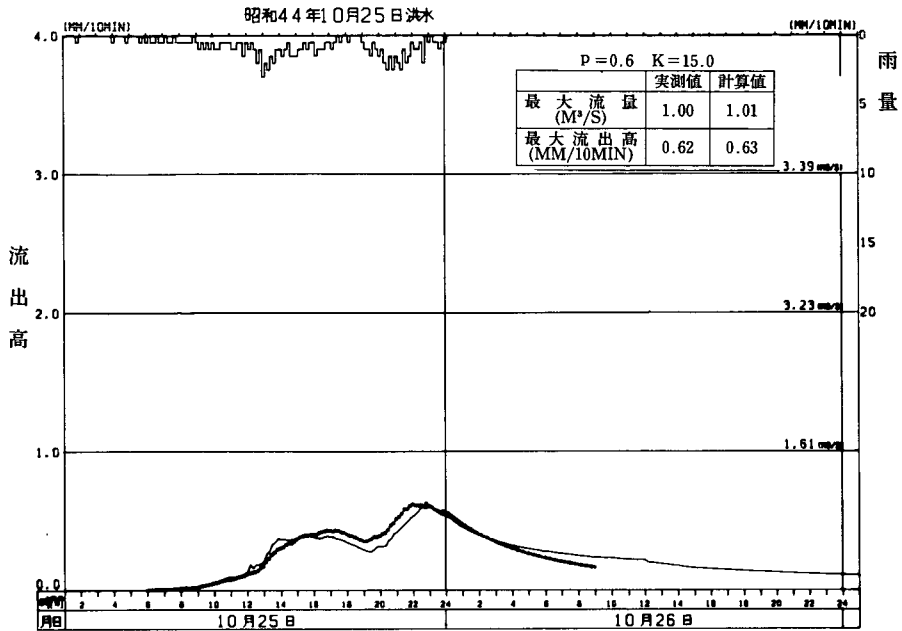


図-2・21(a) 貯留関数法による流出計算結果

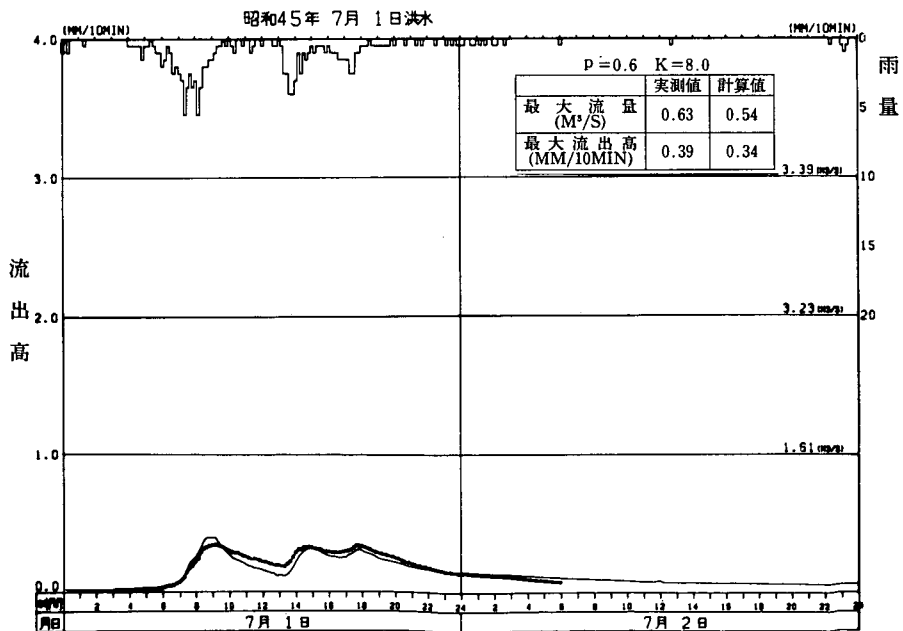


図-2・21(b) 貯留関数法による流出計算結果

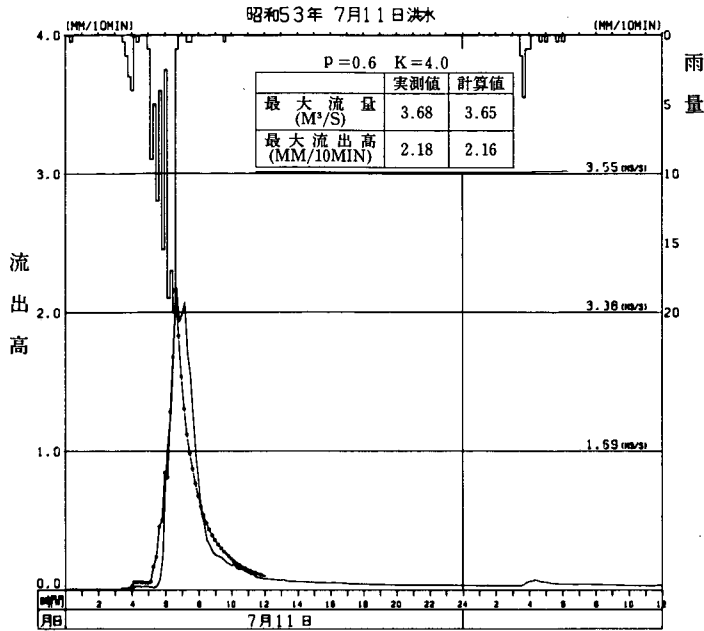


図-2・21(c) 貯留関数法による流出計算結果

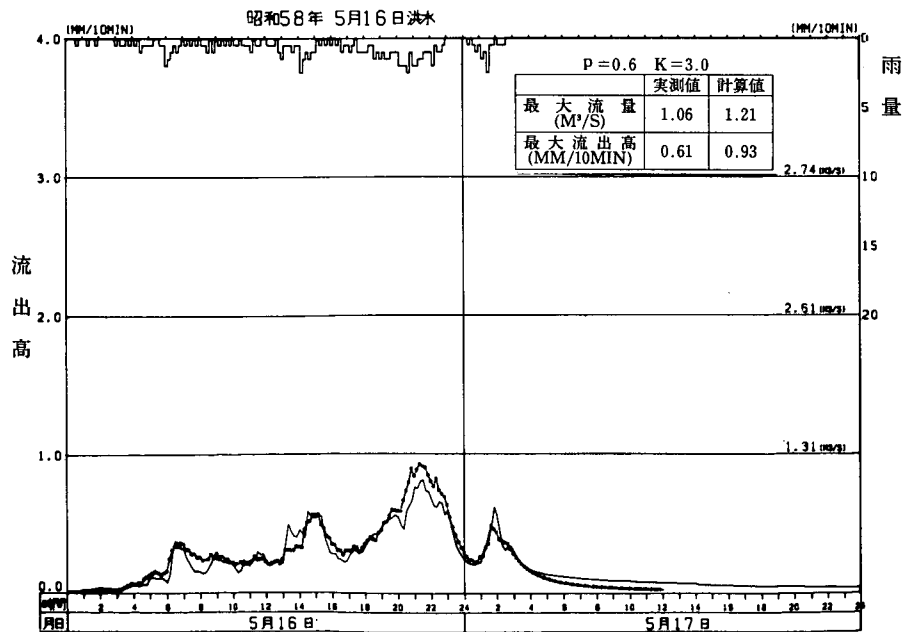


図-2・21(d) 貯留関数法による流出計算結果

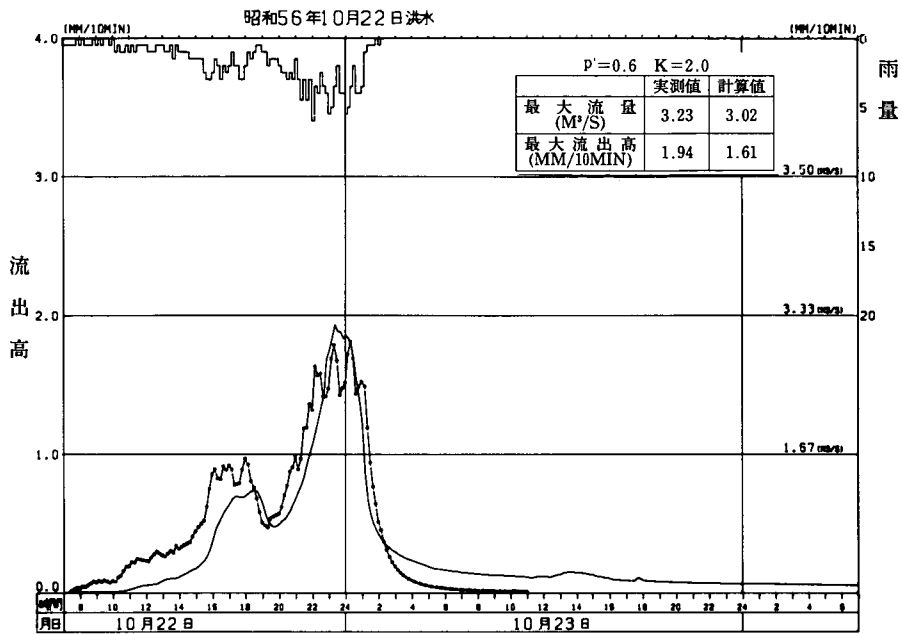


図-2・21(e) 貯留関数法による流出計算結果

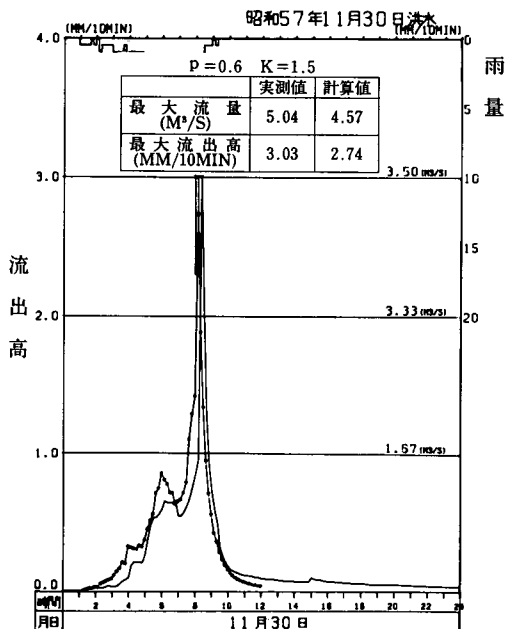


図-2・21(f) 貯留関数法による流出計算結果

集中度をもっている降雨の例であり、ピーク流量も $1 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えるケースのものである。したがって貯留関数法を適用するのに適した事例のものであると判断される。(a), (b)は総雨量が 100 mm を越えるケースでこの時の K 値は非常に大きく $K=8.0 \sim 15.0$ となっている。このケースに対比しうる都市化後のものは(d)のケースであって、この例では K 値が 3.0 と非常に小さい。一方時間的な集中度の強い降雨の例では(c)に示すように $K=4.0$ となっているが、これは都市化が進行しつつある時の観測例であり、(e), (f)に示すように都市化が更に進行すると $K=1.5 \sim 2.0$ に減少する結果となっている。

④ K 値の経年変化

図-2・22はこれらの結果を57洪水について経年的に図示したものであって、宅地造成に伴い K 値が減少していく傾向を判断できる。

この図の結果では K 値の変動が非常に大きい、先述したように、この計算法は本来かなりの豪雨に適用すべきものと考えられることから前述の③項の事例が K 値変化の状況を反映しているとみてよい。

一方、形式的に全ての降雨例について K 値の平均値、分散、変動係数を見ると表-2・9に示されているように、林地流域であった昭和44～51年の K 値の平均値 4.49 に対し、昭和56～58年ではその約半分の 2.19 に減少している結果となっている。

2.3.6 等価粗度係数 N 値の変化

1) 等価粗度法

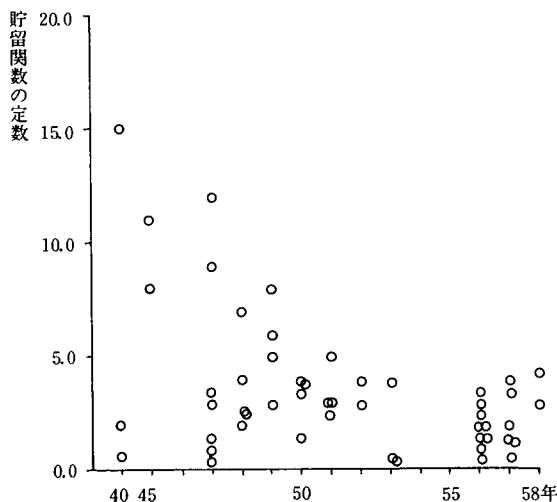


図-2・22 K 値の経年変化

等価粗度法とは別名Kinematic Wave法と呼ばれ流域を幾つかの矩形斜面と流路が組み合わされたものと見なし、これらの斜面や流路における雨水流下現象を、水流の運動法則と連続の関係をを用いて水理学的に追跡するものである。このときに用いられる解法に特性曲線法がある。

山腹斜面に降った雨は一部は浸透し、一部は地表を流れて小さな水路からやがては大きな水路へと集められていく。この過程を模式的に図示したものが図-2・23である。

流出計算は図-2・23にも示されているように有効降雨による斜面からの流出量 q を求め、この流出量を横流入量とする河道内の流量 Q を計算することにより行われる。

考えている流域外から水路上流端へ供給される水量 Q_{in} 、あるいは降雨の始まる前から河道に既に流れていた流量などがある場合には、それぞれ境界条件及び初期条件として考慮に入れる。

いま、図-2・23のように一般的な断面形を持つ河道へ時間的に変動する横からの流入量 $q(t)$ がある場合、流れが定常に近いものと仮定すれば、運動方程式と連続式はそれぞれ次のように表現される。

$$i - i_f = 0 \quad (2.18)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad (2.19)$$

ここでは i は水面勾配、 i_f は摩擦勾配、 A は流水断面積である。運動方程式の解として定常等流における抵抗法則、例えばManningの式を代用すれば(2.18)から、

$$Q = A \cdot V = AR^{2/3}i^{1/2}/n \quad (2.20)$$

が得られる。

流路における径深 R と断面積 A の関係が K_1 及び Z を常数として

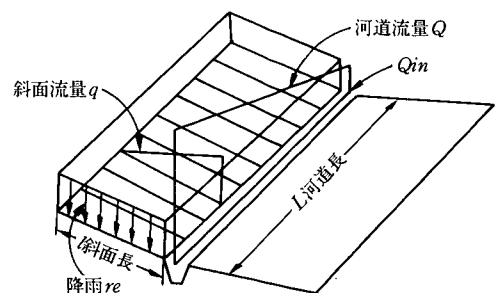


図-2・23 等価粗度法の流域モデル

$$R = K_1 A^2 \dots\dots\dots (2\cdot21)$$

と表されると仮定すれば、式 (2・21) は次のように書き換えられる。

$$A = KQ^p \dots\dots\dots (2\cdot22)$$

ここに、

$$p = 3 / (2Z + 3), K = (n / i^{1/2} K_1^{2/3})^p \dots\dots\dots (2\cdot23)$$

である。

このように河道内の流れをモデル化すれば、式 (2・22) と式 (2・19) を適当な境界条件、初期条件のもとに解くとよいことになる。

これと同様な考えをモデル化された流域斜面においてもとれば、その流れは次式で表現できることになる。

$$h = Kq^p \dots\dots\dots (2\cdot24)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha r_e(t) \dots\dots\dots (2\cdot25)$$

ここに、 h は水深、 q は単位幅流量、 r_e は有効降雨強度、 α は単位変換定数で r_e を mm/h 、 q を m^3/s とすると $\alpha = (1/3.6) \times 10^{-6}$ 、 p と K は定数である。流れに対して Manning 則が成立するときは、

$$k = (N / \sqrt{\sin \theta})^p, p = 3/5 \dots\dots (2\cdot26)$$

ここに、 N は等価粗度、 θ は斜面傾斜角である。

式 (2・24)、式 (2・25) は式 (2・22)、式 (2・19) と同じ形の式形であって、これをこのままの形で差分化して数値計算するか、特性方程式上で数値積分すれば解が得られる。

以上のようにして、複雑な流域斜面からの流出現象はモデル化して取り扱えるが、この方法を実河川に適用するには、対象とする河川が比較的急勾配で、かつ、降雨強度が大きく流出現象が表面流出により生じていることが必要である。中間流や地下水流出が支配的な洪水では、逓減特性を近似することが難しく、妥当な結果を得られない場合がある。また、支川の合流点その他で河道をある区間ごとに分割したとき、その区間内では横断面、勾配、粗度、横からの流入量などが流路に沿って一様に近いものと仮定できなければならない。

この方法を用いて南大沢流域の都市化による流出パラメータの変化を以下に分析する。解法は特性曲線法による。計算に用いた有効雨量は流出率を一定として各洪水毎の流出率をそのまま用いている。評価するパラメータは流域斜面の等価粗度係数 N 値で、都市化するにつれて N 値が小さくなると推定されている。

式 (2・24) と (2・25) から

$$kpq^{p-1} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha r_e(t) \dots\dots\dots (2\cdot27)$$

が得られる。したがって特性方程式は、

$$\frac{dt}{pkq^{p-1}} = \frac{dx}{1} = \frac{dq}{\alpha r_e(t)} = \frac{dt}{dh/dq} \dots\dots\dots (2\cdot28)$$

となる。これより $r_e(t) \neq 0$ のとき

$$\frac{dq}{dx} = \alpha r_e(t) \dots\dots\dots (2\cdot29)$$

$$\frac{dq}{dt} = \alpha r_e(t) / dh/dq \dots\dots\dots (2\cdot30)$$

が得られる。

したがって式 (2・30) から次式が成立する。

$$h(t_2) - h(t_1) = \int_{t_1}^{t_2} \alpha r_e(t) dt \dots\dots (2\cdot31)$$

ここで $(t_2 - t_1) = dt$ 間の $r_e(t)$ の平均値を $\bar{r}_e$ とすれば、

$$h(t_2) = h(t_1) + \alpha \bar{r}_e (t_2 - t_1) \dots\dots\dots (2\cdot32)$$

となる。また式 (2・29) を積分すれば、

$$\begin{aligned} x(t_2) - x(t_1) &= \frac{1}{\alpha r_e} \{q(t_2) - q(t_1)\} \\ &= \frac{1}{\alpha r_e} \cdot \left(\frac{1}{k}\right)^{1/p} \{h^{1/p}(t_2) - h^{1/p}(t_1)\} \dots\dots\dots (2\cdot33) \end{aligned}$$

が得られる。

$r_e(t) = 0$ のときには

$$dq = 0$$

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q^{1-p}}{pk}$$

の関係から

$$h(t_2) = h(t_1) \dots\dots\dots (2\cdot34)$$

$$\begin{aligned} x(t_2) - x(t_1) &= \frac{q^{1-p}(t)}{pk} (t_2 - t_1) \\ &= \frac{1}{p} \cdot \left(\frac{1}{k}\right)^{1/p} \cdot h(t) \dots\dots (2\cdot35) \end{aligned}$$

が得られる。

したがって時刻 t_1 における流量 $q(t_1)$ 及び $(t_2 - t_1)$ 間における降雨量 r_e 、特性曲線の位置 $x(t_1)$ が与えられれば、次の時刻 t_2 における特性曲線の位置 $x(t_2)$ とその流量 $q(t_2)$ が求められることになる。

数値計算は次の手順で行われる。いま図-2・24に示す $(x-t)$ 平面上において、 Δt 時間ごとの流水断面積、流下距離を求めるために、 x 軸上 ($t=0$) に等間隔に $x(1, J)$ をとり、そのときの初期条件を与えて特性曲線を出発させる、また t 軸を Δt 間隔に分割し、各時間ステップごとに斜面あるいは河道上流端 ($x=0$) よりそのときの境界条件を持った特性曲線が出発するよ

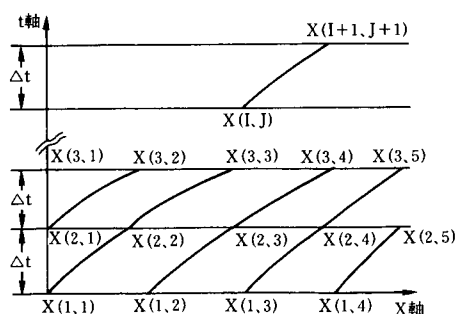


図-2・24 特性曲線法による差分スキーム

うにする。X (I, J) より出発した特性曲線は次の時間ステップにおいてはX (I + 1, J + 1) に達していることにする。このX (I + 1, J + 1) に関して式 (2・32) と式 (2・33) を用いて、流水断面積とその位置を計算する。そして各特性曲線のステップごとのその位置と、そこでの流水断面積や流量を計算し、特性曲線が斜面あるいは河道最下流端に達したときに、その時間ステップでの流出量が計算される。以上の過程をフローチャートに示すと図-2・25となる。

フローチャートの説明

Main Programは一分割流域に関するプログラムであり、これらのOUTPUTが下流域河道へのINPUTとなり最終的には流域最下流端の流量が求められる。

Main Program

1. 斜面の要素を読み込む。
2. 単位変換した有効雨量を計算する。斜面であるので横流入高 = 0、初期条件として $S(I) = 0$ とする。
3. Subroutine Characで斜面からの流出量を計算する。
4. 河道の要素を読み込む。
5. 斜面からの流出量が河道に対するINPUTとなる。そして $S(I)$ は片側斜面からの流出量であるので2倍する。 $R_y(I)$ は上流流域よりの流入量であるので、当該河道の流入高（初期条件）に変換する。
6. 斜面と同様にSubroutine Characで河道からの、すなわち流域からの流出量を計算する。

Subroutine Character

1. 最初の時間ステップにおける計算

- (1) 上流端の特性曲線から計算を行う。

雨がある場合とない場合とでは別の式を用いる。

M本の特性曲線の計算が終わったら、上流側の

特性曲線が下流側のものを追いつけているかどうかをcheckして、追いついていたならばSubroutine Crossで計算し、2本の特性曲線を合成して1本として、追いついているものがなくなるまで計算を行う。

- (2) 次に下流端の特性曲線から順次下流端を出ているかどうかのCheckを行い、出ていたら下流端を出た時間流量の計算を雨の有無別に行い流出量とする。
- (3) その時間ステップにおいて雨がな場合は、最上流端から特性曲線を出発させる必要がないので、上流端からの順番を表す番地を一つずつ減らす。
- (4) 以上の計算が終わったら、次の時間ステップの計算に移り、この場合は119ステップ（約33時間）の計算を逐次行う。

2. すべての時間ステップにおける計算が終わり、斜面あるいは流路からの流出量とその時間が計算されたら、その時間間隔がランダムであるので10分間隔の流出に配列し直す、配列し直した流量は $S(I)$ と表す（1時間ステップ）

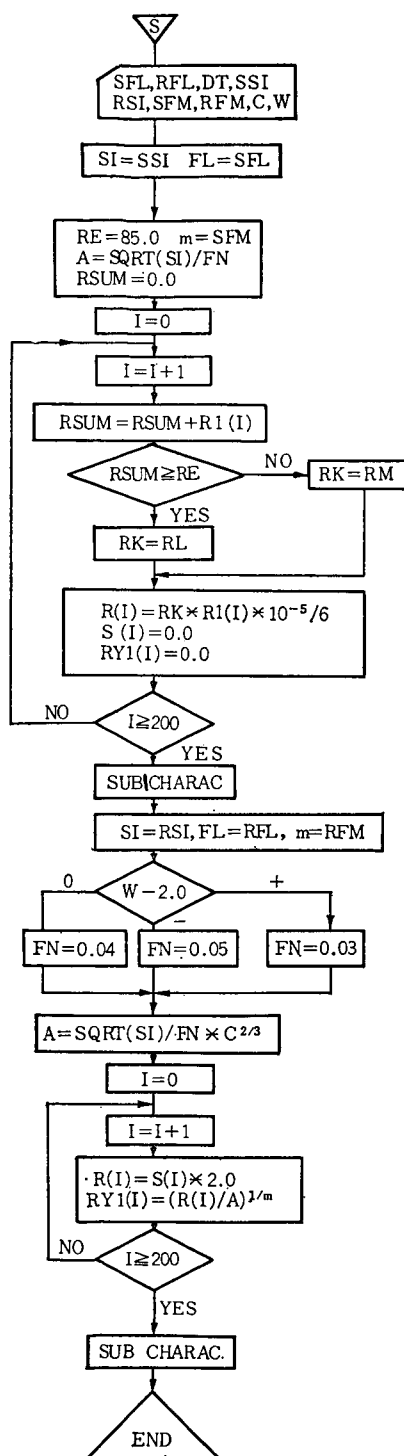
これでこのSubroutineは終わる。

2) N値の経年変化

等価粗度法では流域を短冊形の斜面と河道の組み合わせとして計算を実施する。本研究では南大沢流域を左・右両岸の斜面と河道の組み合わせとし、右岸斜面勾配は0.032、斜面長は350m、左岸斜面勾配は0.06、斜面長は350m、河道は長さ1383mで河床幅3.5m、河床勾配0.03、粗度係数 $n = 0.03$ の条件を用いて計算を実施した。N値の同定条件は貯留関数法と同様にカイ2乗誤差で評価し、最終的には目視によるハイドログラフの適合度を確認したうえで、最適N値を求めて、表-2・8に一覧表にして示した。

N値は通常、流域斜面の抵抗の状態を表すものと考えられており、流域の形状や面積の要素が基本式中に組入れられることから、降雨の時間分布や降雨強度等の影響はうけるものの、形状等の影響はうけないものとみてよい。したがってN値の経年変化は直接、土地利用の変化と関係づけられる。

等価粗度法は基本式の性格からみて表面流が主体をなす流出現象に成立するものと考えられる。先述したように都市化以前の南大沢流域は保水性が非常に大で流出率も小さく、このような解析法には適しないものと考えられるが、都市化に伴うN値の変化を総括的に

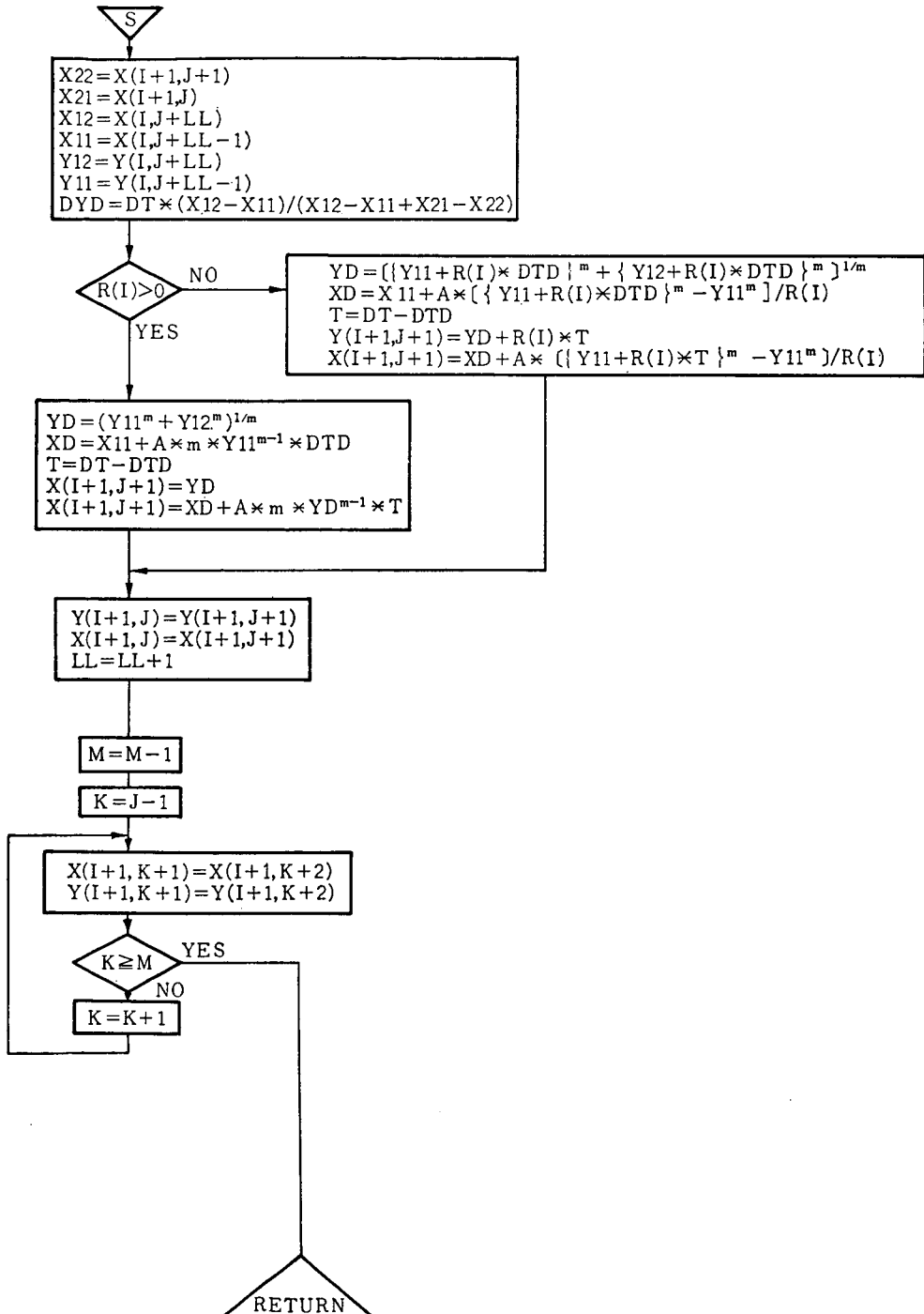


フローチャート語句の説明

SSI	斜面の勾配
RSI	河道の勾配
SFL	斜面長(m)
RFL	河道長(m)
DT	時間間隔(S)
SFM	斜面の m (式(2.24)より $q = \left(\frac{h}{k}\right)^{1/P}$, $m=1/P$)
RFM	河道の m (式(2.22)より $Q = \left(\frac{A}{k}\right)^{1/P}$, $m=1/P$)
A	$\alpha (m^{2-m} \cdot S^{-1})$
FN	等価粗度 ($m^{-1/3} \cdot S$)
RM	1次流出率
RL	2次流出率
RE	飽和雨量(mm)
RSUM	累加雨量(mm)
R1(I)	I番目の雨量(mm/10分)
R(I)	I番目の雨量($m \cdot S^{-1}$) or 横流入高
S(I)	I番目の流出量($m^3 \cdot S^{-1}$)
RY1(I)	I番目の上流端流入量($m^3 \cdot S^{-1}$)
C	河道で $R=K_1 A^Z$ としたときの K_1
X(I,J)	(I-1)θT における上流端から数えて J番目の特性曲線の流下距離
Y(I,J)	上の場合の流水断面積
M	(I-1)θT における特性曲線の数
W	流れなどのパラメータ (流れの特性によりこの例では1,2,3,の値をとる)



Subroutine Cross



考察する立場から、以下に若干の考察を加えてみる。

①弱雨が長時間継続する場合

図-2・26(a)～(e)は1～2mm/10分程度の弱い雨が長時間継続する場合の計算結果を示す。降雨強度が小さく流出は河道沿いの局限された場でしか生じていないと考えられるが、流域斜面に様な表面流があると仮想した計算結果では、(a)～(c)に示す都市化前のN値が0.2～0.3であるのに対し、(d)～(e)の都市化が進行した事例ではN値が0.1～0.15と約半分程度になっている。ただしこれらの事例は降雨強度が小さいので、N値の変化は認められるが定量化には難点がある。

②降雨強度が大で時間的に集中した場合

等価粗度法は表面流の運動を主体とするものであるから、降雨強度が大きな場合に適合度が良いモデルである。ここでは6～15mm/10分程度の降雨強度の事例を検討する。

図-2・27(a)～(g)に計算結果を示す。これによれば、山林流域が主な(a)では $N=0.25$ 、開発着手時の(b)でも同様に $N=0.25$ 、の値であるのに対し(c)～(g)で開発が進行した事例では $N=0.02\sim0.08$ 程度と $1/4\sim1/10$ 程度に減少していることが判断される。特に(b)、(f)は洪水ピーク流量も大で表面流出が卓越した事例と考えられるが、この例によるとN値が都市化に伴い約 $1/10$ にも低下していることが伺われる。

③N値の経年変化

全57例中、等価粗度法の適用が不適切なケースもあると判断されるが、全てのケースを経年变化的に図示

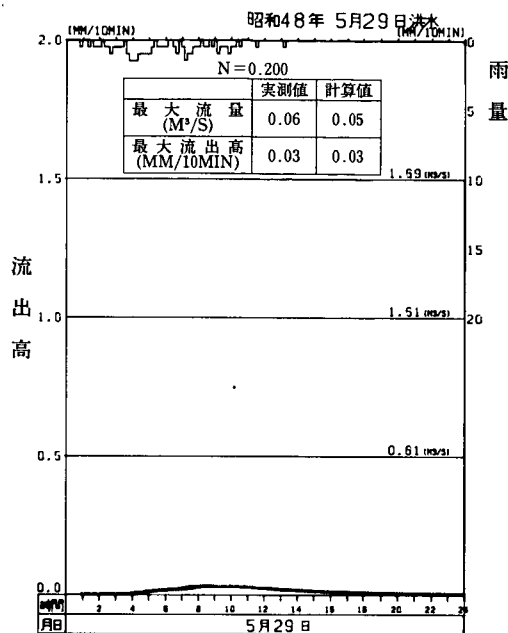


図-2・26(a) 等価粗度法による流出計算結果

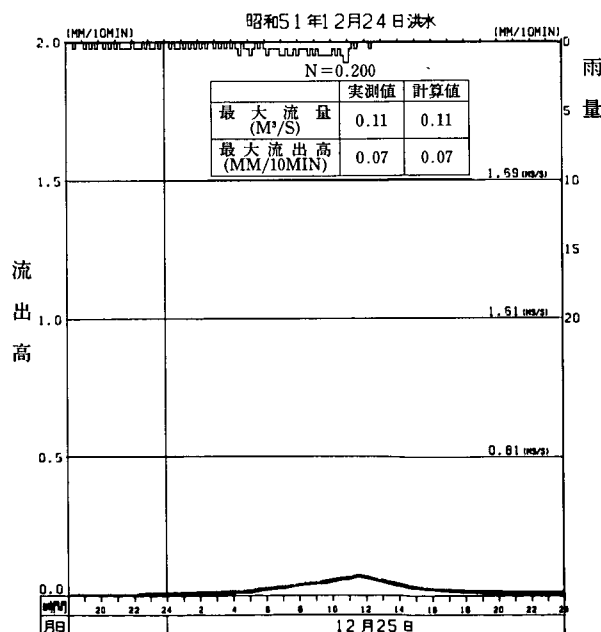


図-2・26(b) 等価粗度法による流出計算結果

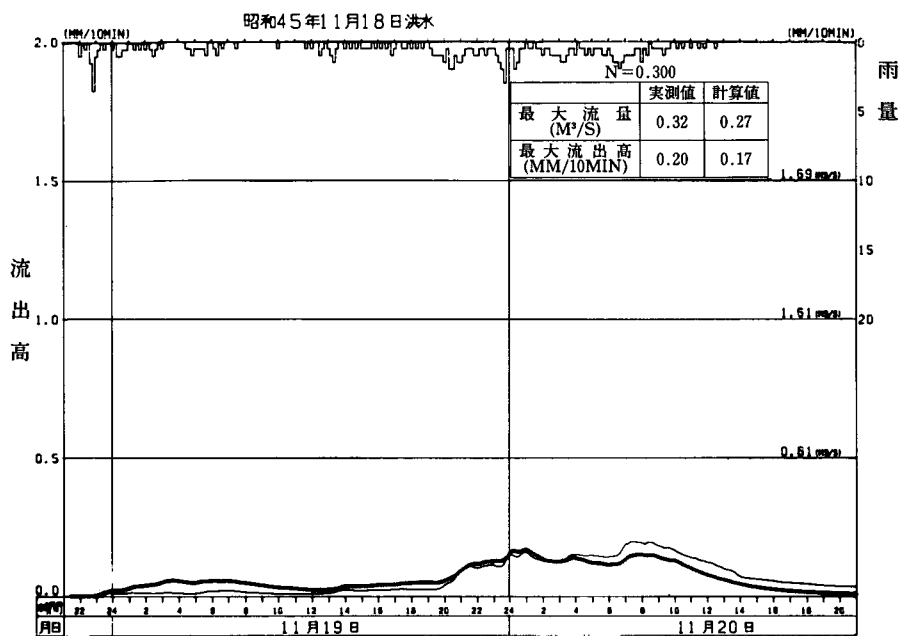


図-2・26(c) 等価粗度法による流出計算結果

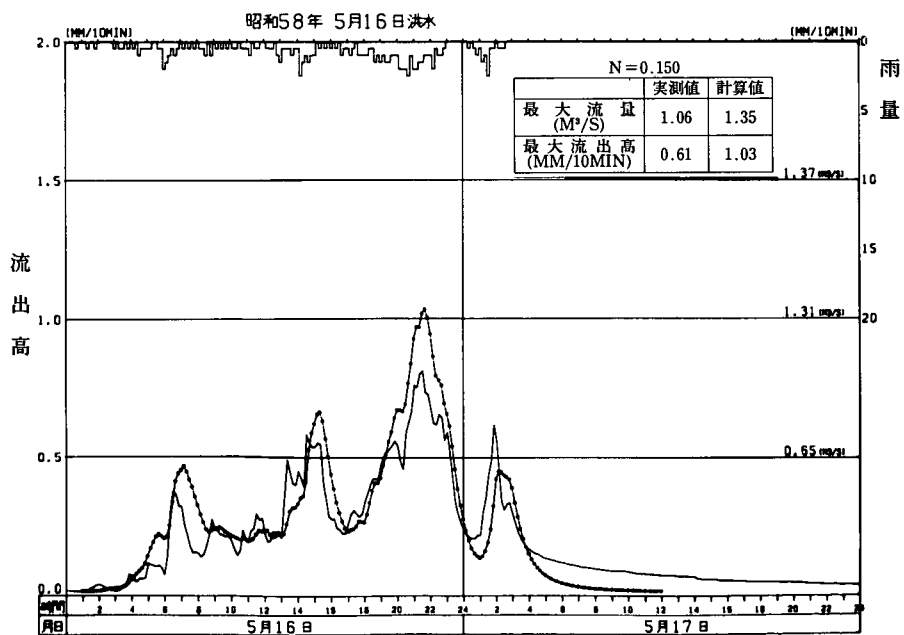


図-2・26(d) 等価粗度法による流出計算結果

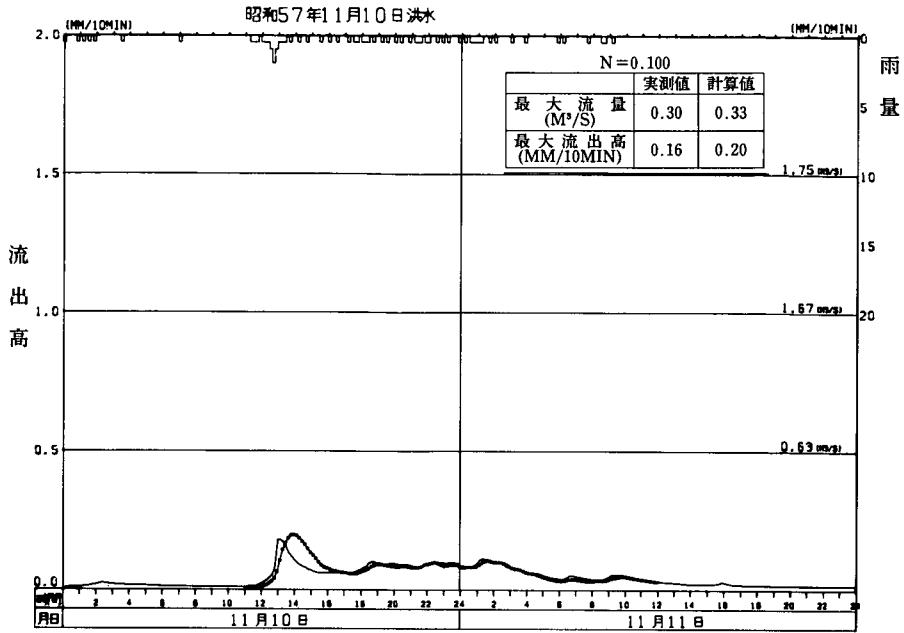


図-2・26(e) 等価粗度法による流出計算結果

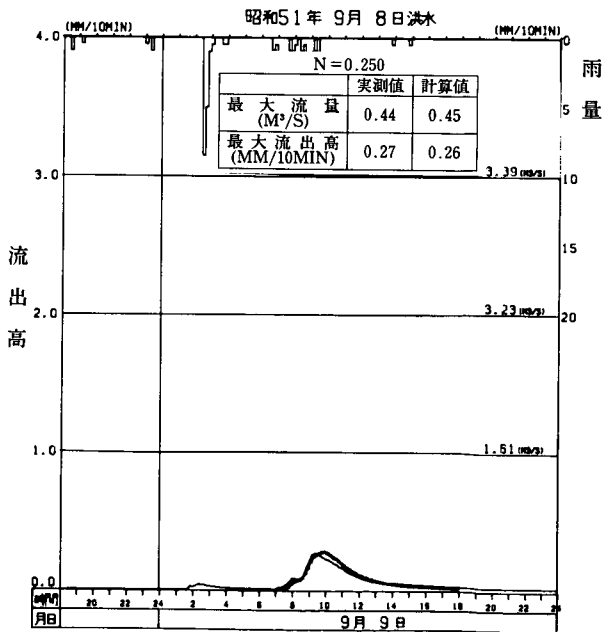


図-2・27(a) 等価粗度法による流出計算結果

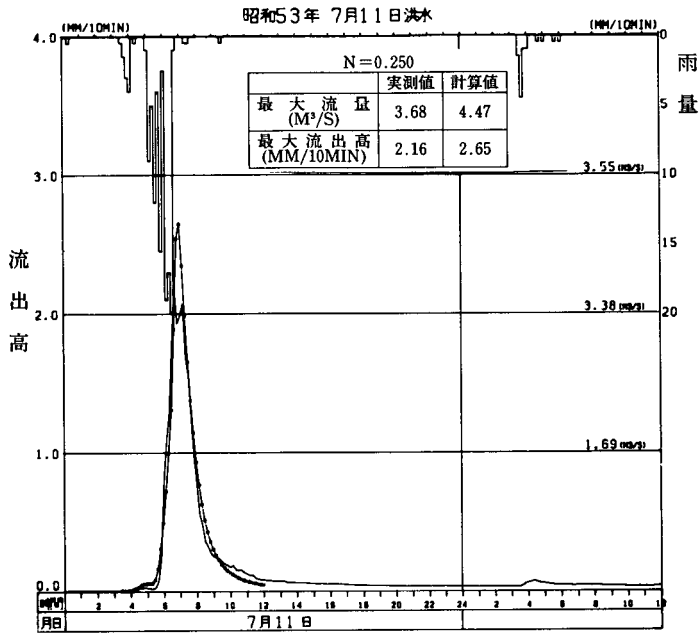


図-2・27(b) 等価粗度法による流出計算結果

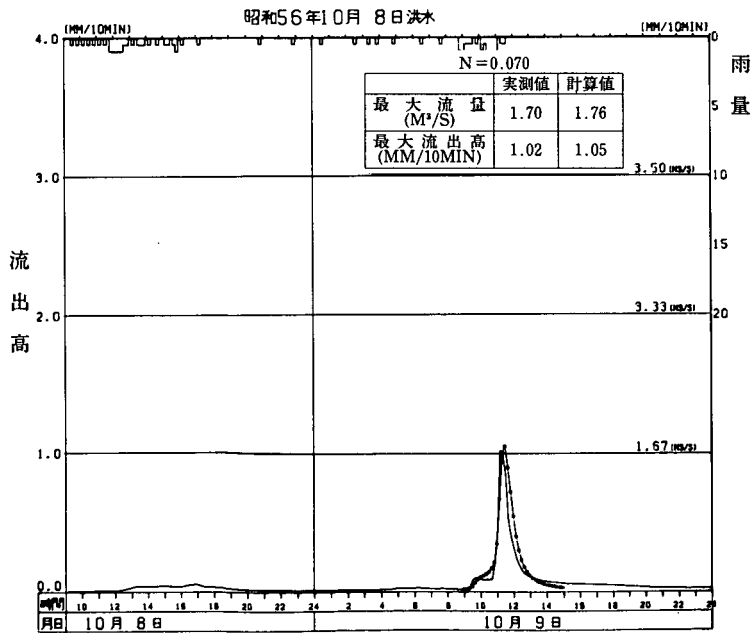


図-2・27(c) 等価粗度法による流出計算結果

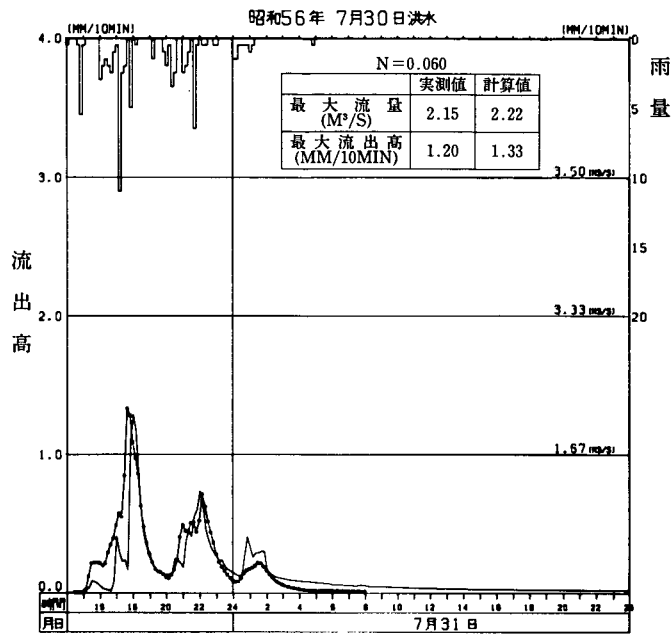


図-2・27(d) 等価粗度法による流出計算結果

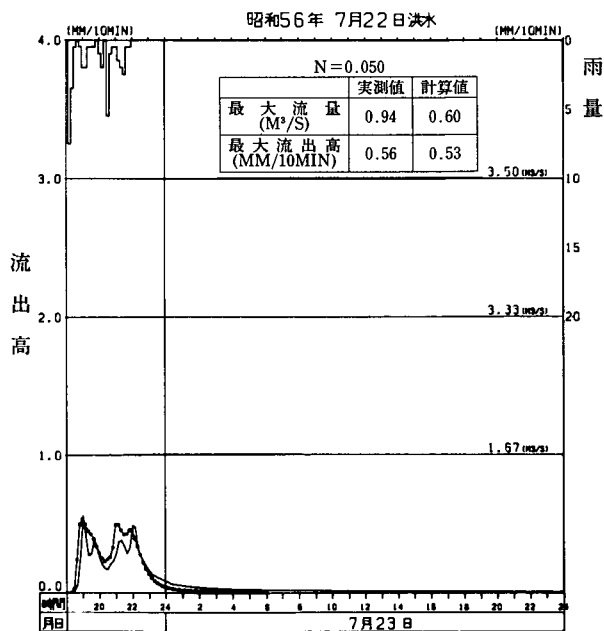


図-2・27(e) 等価粗度法による流出計算結果

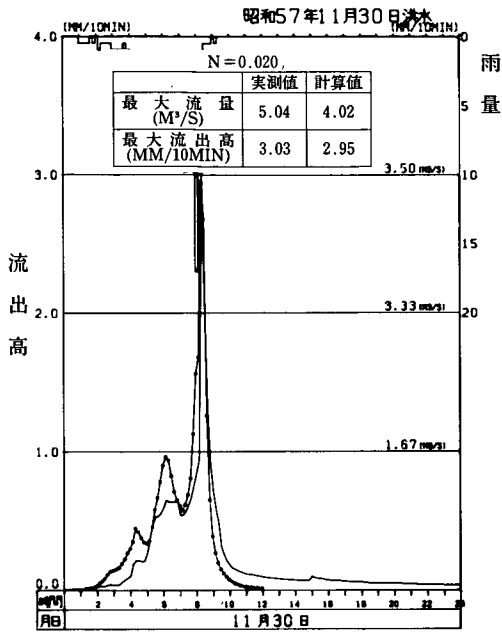


図-2・27(f) 等価粗度法による流出計算結果

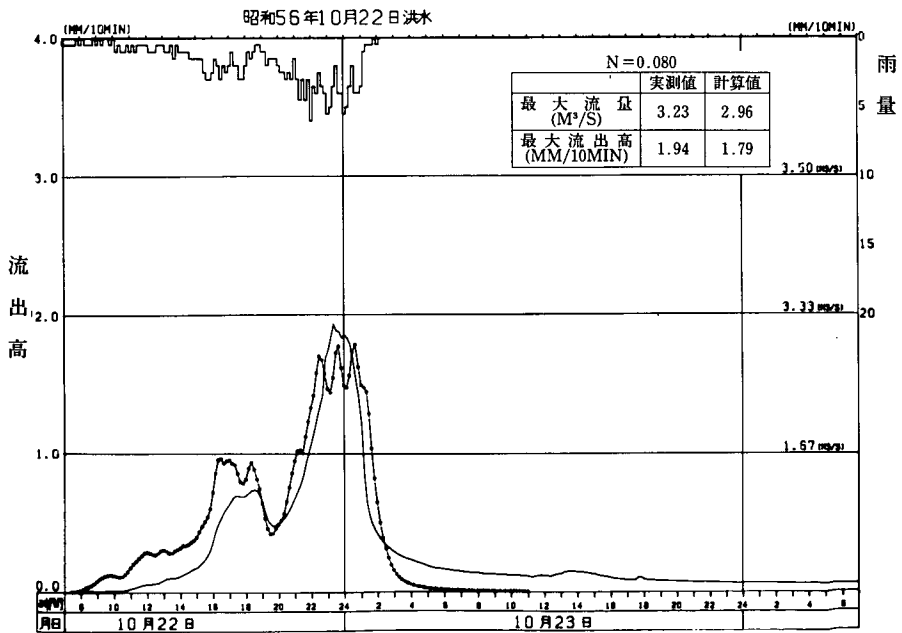


図-2・27(g) 等価粗度法による流出計算結果

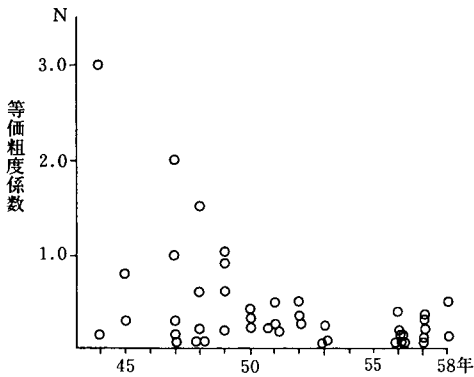


図-2-28 等価粗度係数N値の経年変化

すると図-2-28となる。これによれば宅地造成に伴うN値の減少が認められ、都市化による流出変化を実証するものといえる。なお表-2-9によれば山林流域であった昭和44～51年のN値の平均は0.501、都市化が進行した昭和56～58年のN値の平均は0.159となっており、約1/3に減少している結果となっている。

2.4 総合評価

2.4.1 評価の方法と基礎資料

前節で明らかにした流出変化特性について、本節では都市化率と各パラメータの関係を解析した。

前節での結論を要約すると

1) 市街化するにつれて、洪水到達時間Tcは短くなる。

2) 同様に貯留関係のK値、等価粗度係数N値も減少する。

ということである。この結果は南大沢という単一流域が林地から宅地に変化する過程を経年的に調査して得られたものである。この結論が都市化率の異なる他の流域でも成立していることを仮定し、建設省全国流出試験地のデータでこの仮説を検証した。

評価の方法は都市化率の異なる流出試験地データを用いて、Tc、K、Nと都市化率Uの関係を分析することによった。ここで用いる都市化率の定義は次式による。

$$\text{都市化率} = \frac{\text{人為の加わった面積(水田, 畑を除く)}}{\text{全流域面積}}$$

対象とした試験地の特性を表-2-10に示す。これらの試験地では雨量・流量データが10分間隔で整理されると共に経年的な土地利用変化の調査も行われている(21), (22), (23)。表-2-10に示した都市化率は昭和59年現在のもの、土地利用区分は前節の方法と同様にして求めたものである。

表-2-10 試験地一覧

試験地名	河川	観測所	流域面積 (km ²)	都市化率 (%)	解析 洪水数
北広島	輪原川	輪厚川	23.96	33.5	6
	香江別川	香江別川	9.67	57.6	7
筑川	筑川	鈎取橋	6.37	23.4	4
	筑川	ひより台	0.32	100.0	6
庄内川	香流川	猪子石	26.99	56.7	5
	"	岩作	10.42	31.2	5
	山崎川	山崎	13.48	91.7	5
平城 New Town	山松川	No. 1	0.69	8.4	4
	渋谷川	No. 5	0.37	100.0	4
落合川	諸木川	諸木	1.24	81.0	6
奥野川	奥野井谷川	大内	8.0	0.0	5
多摩N.T.	大栗川	南大沢	0.97	61.5	7

注) 都市化率は昭和59年10月現在

流出モデルのパラメータとしては合理式の洪水到達時間、貯留関数法のK値、等価粗度法のN値でこれらの算出法は前節で示した手法を用いている。

2.4.2 洪水到達時間Tcと都市化率Uの関係

第2節でみたように洪水到達時間Tcは自然流域と市街地小流域について次の二式で表現されるような関係がみられる。

$$Tc = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \text{ (hr)} \text{ (都市域)}$$

$$\dots\dots\dots (2.6)$$

$$Tc = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \text{ (hr)} \text{ (自然域)}$$

$$\dots\dots\dots (2.7)$$

この結果は洪水到達時間Tcが下水道排水区では山林地流域に比べ約1/7程度に短縮されること、およびTcは流域の大きさを代表する流路長L、とその傾斜を表す勾配S、に依存することを表している。これらの要素以外にも流域の形状や流路の大きさ、降雨の時間分布、地域分布の要素がTcに影響を与えるが、ここでは前述の形の式形でTcが評価しえることを前提に、流域の大きさや勾配等による効果を取り除き、都市化率Uとの関係だけで評価するためTc/(L/√S)^{0.7}の形で洪水到達時間を基準化することとした。この結果を示したものが図-2-29である。各流域で同一の都市化率のデータがいくつかある場合、その平均値をプロットし、その分布の範囲を縦線で示してある。流域毎のTc/(L/√S)^{0.7}の値の変動は大きい、この図から都市化率が大きくなるにつれてTcが短くなることが明らかに判断される。

図中には式(2.6)、(2.7)による洪水到達時間を矢印で示してあり、都市域、自然域の下限値を示していることが判断される。これらの式は各流域に固有の最短の洪水到達時間のデータを用いて作成した式である。したがってこの二点を結ぶ線上にほぼ各流域の代表値

があることが指摘できるが、庄内川の猪子石のデータはこの線より相当離れたところにある。この理由は、猪子石では流域が都市化されている地域が下流部に集中しており、ピーク流量は下流部からの流出で形成されるためと推察できる。猪子石地点のように都市域と自然域が明瞭に分離されている場合、河道長とその勾配だけで洪水到達時間を評価することは適切ではないといえる。このような場合には流域を分割して対処する必要がある。なおこの図上での実測値はかなり広い範囲に分布している。この理由として考えられることは、 T_c の評価が $L/\sqrt{S}$ および都市化率 U の二要素だけで行えないことの他に、先に述べた T_c の実測値の問題も考えられる。一般に合理式では T_c は流域に固有の値であると考えることが必要であるが、この節では各流域での実測値から求めたいいくつかのデータをそのままプロットしてある。このため流域固有の T_c としては不適切な、降雨量の少ない時のデータや降雨強度の小さいデータも含まれている。このことによるデータのちらばりも考えておく必要がある。このことは流域固有の洪水到達時間の決めかたについてさらに詳細な研究を必要とするが、一応非常に単純な式(2.6)、(2.7)で T_c を表現したことの意義は大きい。しかしこれらの洪水到達時間を表す式は先述した適用限界において成立するものと指摘しておく必要がある。

2.4.3 貯留関数の定数 K 値と都市化率 U の関係

貯留関数 $S = KQ^p$ の p を0.6とした時の K 値を用いて以下の分析を進める。 K 値は関数形にも見られるとおり、ハイドログラフの逓減特性に関係し、 $p = 1$ の時には K の次元は時間 $[T]$ となる。このことは降雨・

流出現象において洪水到達時間のような時間に関する特性量であることを意味している。したがって K 値は流域の大きさや流路長、斜面勾配等の要素に依存する値であるといえる。流域間で相互比較を行うにはこれらの要素に依存しない基準量に変換する必要がある。ここでは K 値を基準化するため流域の大きさを代表する流域面積で前項と同様に基準化をはかることとした。なお、 K 値の時間単位は1時間である。このため $K = a \cdot A^b \cdot 10^c$ の関数形を仮定し重回帰分析を行った結果次式を得た。

$$K = 8.6 \times A^{0.10} \times 10^{-0.8U} \dots\dots (2.36)$$

図-2.30はこの結果を $A = 10\text{km}^2$ に相当する K_{10} の値で示したものであって、都市化率 U が大になる程 K 値は減少することが判断される。この結果から、 K は $U = 0$ で $K = 4 \sim 20$ 、 $U = 1.0$ で $K = 0.5 \sim 5.0$ 程度の変動幅を有していることがわかる。

2.4.4 等価粗度係数 N 値と都市化率 U の関係

等価粗度法では流域流出と河道流下を同一のモデルで表現している。ここでいう等価粗度係数 N は流域斜面上に表面流を仮想し、マニング則を適用した時の斜面上の流れの N 値であって、一般に流域表面の土地の状態だけに左右され、流域の大・小や傾斜等には依存しない量と考えられる。

等価粗度係数は流域の土地利用によって異なり $10^0 \sim 10^{-2}$ の値($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)をとるものが多い。流域の特性に

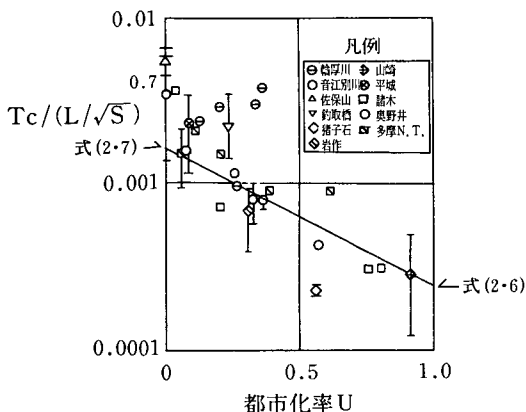


図-2.29 都市化率と洪水到達時間の関係

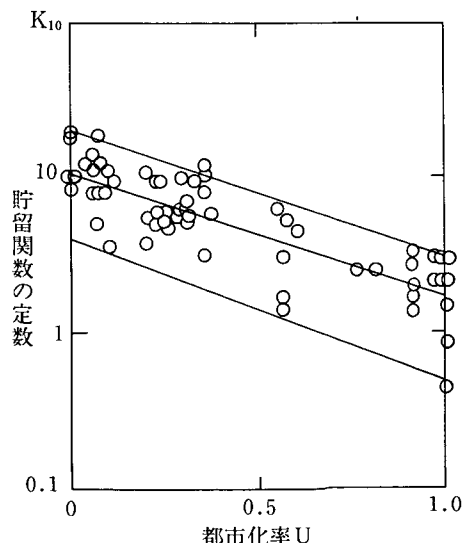


図-2.30 都市化率と貯留関数の定数 K_{10} の関係

よる等価粗度の値としては表-2・11の値が挙げられている²⁴⁾。なお、山地流域を対象として流路長10km、河道勾配1/100、斜面勾配1/10程度に流域を分割したとき、 $N = 1.5$ ぐらいになるという報告がある²⁵⁾。第1章での裸地流域のN値はほぼ0.1のオーダーの値を示している。

表-2・11からも判断されるように、等価粗度N値は都市化の進行に伴って減少し、山林流域のN値に比べ1/100程度となることがわかる。この関係をより明確にするため、先述の表-2・10に示す試験地での観測成果を用いて検討した。

土地利用毎にN値を定めることが望まれるが、現在のデータでは個々の土地利用工種毎にN値を定めうる程の分析は行い得ないので、以下の検討では先述した都市化率なる指標でこれを定量的に表現した。

今回利用したデータは各試験地の主要4～7洪水で、雨量・流量とも10分ごとに整理されたデータである。

また、洪水流出成分は、水平分離法により算出し、有効降雨を求めた。なお有効雨量については土地利用別の浸透実測値を用いる方法も提案されているが²⁶⁾ここではマクロな指標である流出率を用いている。

図-2・31は等価粗度係数Nと都市化率の関係を示すものであり、都市化が進むにつれてNの値は小さくなる明確な傾向がみられる。この結果から $U = 0$ で $N = 0.3 \sim 4.0$ 、 $U = 0.5$ で $N = 0.035 \sim 0.64$ 、 $U = 1.0$ で $N = 0.004 \sim 0.1$ 程度の変動幅を有していることがわかる。

都市化率Uを用いると経験式として

$$N = 1.3 \times 10^{-2.1U} \dots\dots\dots (2 \cdot 37)$$

なる関係が得られる。

2.4.5 流出推算結果へ与えるモデル定数の変動範囲の影響

以上に述べたように都市化率Uによる流出モデル定

数の変化傾向は明らかになった。Uが大になるとともにN値、K値は減少する。しかし、図-2・30、図-2・31、から判断しても明らかな様にこれらの値の変動範囲は非常に大きい。N値でみると同一のUに対して上限・下限値の比はほぼ 10^2 オーダーであり、K値では 10^4 オーダーである。すなわち、Uの増大によるK値やN値の減少傾向は判断されるが、この結果を都市化による流出推定法に一般化するには、これらの値の変動範囲の有する意味を明確にしておかなければならない。

そのためモデル計算による評価を行った。流域面積10km²の流域が都市化率 $U = 0$ から0.5、1.0になった時にK値、N値の変動範囲が洪水ピーク流量の推算結果に与える影響を評価した。

表-2・12にモデルの計算条件を一覧にして示した。入力降雨は時間雨量50mmの中央集中波形で有効雨量は南大沢で得られた流出率と都市化率との関係から決定した。

図-2・32はモデル計算により得られた都市化率Uとピーク流量の関係をK値、N値の変動範囲の上下限值及び中央値に対して示したものである。

この結果によれば、都市化率が大になるにつれて流出量の推算値に与えるパラメータの不確定さの影響は小さくなることがわかる。例えば、 $U = 1.0$ の時N値が0.004（下限値）を用いる時と0.10（上限値）の時では、Qpの変動範囲は6～8mm/10分程度にしかない。こ

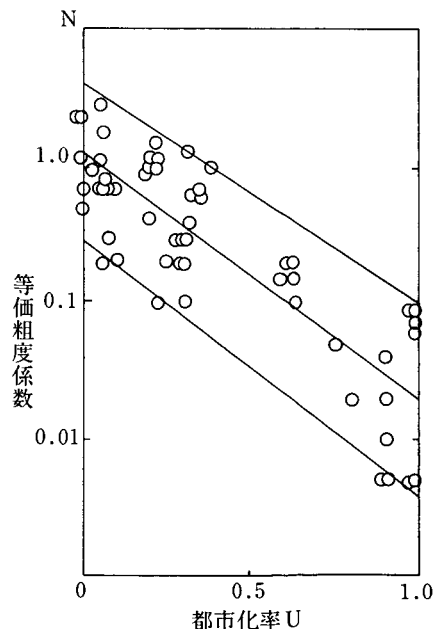


図-2・31 都市化率と等価粗度係数Nの関係

表-2・11 流域特性と等価粗度係数

流域の状態	等価粗度 $N (m^{-1.3} \cdot s)$
階段状に宅地造成を行った丘陵地	0.05
流域の一部(15%)に宅地造成が行われた丘陵地帯	0.1～0.2
階段状田畑主体流域	0.2～0.4
上流山地、中下流に市街地を含む階段状階段状田畑主体流域	0.3～0.5
林相のかなりより山地流域	0.4～0.8
上流丘陵地 50%、中流市街地 20%、下流低平水田 30%の流域	0.6～1.1
排水改良の行われていない水田地帯	1～3

のことは都市化による流出変化を評価するうえで、都市化率 U が0.5以上の流域では N 値や K 値の値の採用方法以上に、入力条件（有効雨量の定め方といってもよい）が大きな影響を及ぼすことを意味している。

2.5 総括

第1章で散水実験規模での表面流出現象の特性分析を行い、流域表土層の役割が降雨流出現象に直接的な影響を与えることを明らかにした。本章では数平方kmから100平方km程度の流域で、都市流出を特徴づける、流出量の増大、流出時間の短縮、等の都市化による流出変化を評価する方法を提案した。

まず市街地小流域の流出特性を評価するため合理的な洪水到達時間と流出係数について、いろいろな規模の流域からのデータを利用して分析した。その結果、

- 1) 洪水到達時間は市街地では山林地の1/5～1/10に短縮されること
- 2) 都市域では表面流出が卓越するため、洪水到達時間も流域の地形勾配や流路長をパラメータとして評価可能であること
- 3) その結果洪水到達時間は次の二式で推定しうること

$$\text{都市流域} \quad T_c = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7}$$

$$\text{山林地流域} \quad T_c = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7}$$

- 4) 流出係数は都市域で0.7～0.9、山林地流域で0.5～0.7程度と判断されること

等が明らかにされた。また2)項とも関連するが、表面流出現象での評価が可能であることは流出ハイドログラフの逓減特性からも裏づけられており、

- 5) 貯留定数 K_1 と洪水遅れ時間 T_1 の間に強い相関関係があること
- 6) その結果市街地小流域の流出現象は線形貯水池モデルで評価が可能であること

表-2.12 モデル計算条件

土地利用	山林	田	畑	市街地 (浸透域)	市街地 (不浸透域)	単位
$U=0.0$	55	10	35	—	—	%
0.5	25	5	20	25	25	%
1.0	—	—	—	50	50	%
凹地貯留量	6	50	10	6	2	mm
浸透量	10	—	6	6	0	mm/hr
降雨	総雨量 300mm 最大降雨強度 50 mm/hr					
中央集中型	流域面積 10 km ² 斜面勾配 1/20					
流路長 4km	流路勾配 1/200					

が明らかにされた。これらの結果は第一章で検討した粗造成地流出がマニング則の運動方程式で記述しうることと対応している結果である。

このように山林地と対比して市街地流域の洪水流出は顕著な変化を示すが、このことをある小流域が徐々に開発され、林地から造成地さらには市街地に変化する過程を通して明らかにするため、第3節で多摩ニュータウン流出試験地の南大沢流域（0.97km²）のデータで分析した。都市化による流出変化を流出パラメータの変化として評価するため、流出率、洪水到達時間、流出係数、貯留関数の定数、等価粗度係数、について南大沢流域のデータの経年変化を研究した。

その結果、全てのパラメータについて量の大小の相違はあるが、経年的には

- 1) 流出率は宅造に伴い増大傾向を呈していること
- 2) 洪水到達時間は短縮され、流出係数は増大する傾向を有していること
- 3) 貯留関数の定数 K 値は減少する傾向を示すこと
- 4) 等価粗度係数 N 値は減少する傾向を示すこと

等が明らかにされ、先述した流域の都市化の影響を裏づける結論を得た。

これらの結果は第1章での結論や従来の多数の研究の結果を明確化したものであるが、都市化による流出変化の影響を定量評価したものではない。そこで、この流出変化量を定量的に評価するため、先述したいくつかのパラメータを都市化率 U との関係で研究した。

その結果

- 1) 貯留関係の定数 K 値（ $P=0.6$ とした時）は山林流域で4～20、都市流域で0.5～1.0程度となる

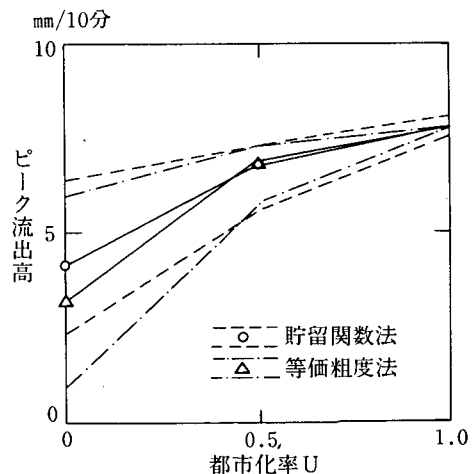


図-2.32 都市化率～ピーク流出高の関係

こと

- 2) 貯留関数の定数Kは都市化率と次の関係で評価しうること

$$K = 8.6 \times A^{0.10} \times 10^{-0.8U}$$

- 3) 等価粗度係数Nは山林地流域で0.3~4.0, 都市流域で0.004~0.1程度になること

- 4) 等価粗度係数Nは都市化率Uと次の関係で評価されること

$$N = 1.3 \times 10^{-2.1U}$$

- 5) 都市域でのN値の変動範囲の上下限值(0.004~0.10)及びK値の上下限值(0.5~5.0)を用いた流量推定によれば、ピーク流量の差はあまり大きくないこと、従って洪水到達時間が短いため有効雨量の推定が重要であること

等が明らかにされた。

土地利用の変化による流出現象の変化を分析する場合、観測値の含む誤差を考慮にいと、洪水の流出形態の変化を表現する運動方程式による評価のほうが、明確な答えを得やすい。例えば到達時間やN値、K値の変化は、都市化による洪水流出変化(ピーク流量の増大、流出速度の短縮)を反映しやすいパラメータである。一方、連続条件を記述するパラメータ(例えば流出率、流出係数、浸透量等の)は、観測精度とも合わせてみると評価が困難な要素である。今後の研究にはこれらの点を解決する観測値の取得と分析が重要となろう。

参 考 文 献

- 1) UNESCO: Report of the Sub-group on the Effects of Urbanization on the Hydrological Environment, of the Co-ordinating Council of the International Hydrological Decade, Hydrological effects of urbanization, The Unesco Press, Paris, 1974.
- 2) UNESCO: Research on Urban Hydrology, Technical papers in hydrology 15, Volume I, 16 Volume II, 1977.
- 3) FAO: Man's influence on the hydrological cycle, Irrigation and Drainage Paper, Special issue 17, 1973.
- 4) Delleur, J.W.: Introducing to urban hydrology and stormwater management, in Urban Stormwater Management (David F. Kibler, ed., American Geophysical Union, Washington, D. C.), 1982.
- 5) Mulvaney, T.J.: On the use of self-registering rain and flood gauges in making observations of rainfall and flood discharges in a given catchment. Proc. ICE, Ireland, Vol. 4, 1850.
- 6) 木下武雄: 都市化による流出の変化, 土木技術資料 Vol. 9, No. 9, 1967.
- 7) 山口高志・松原重昭・山守隆: 都市流出調査, 土木技術資料 Vol. 13, No. 10, 1971, 都市における降雨流出調査 第2報, 土木技術資料 Vol. 14, No. 11, 1972.
- 8) 建設省河川局, 土木研究所: 流出試験地調査成果報告書, 1975
- 9) Tholin, A.L., and Keifer, C.J.: Hydrology of urban runoff, Trans. ASCE Vol. 125, pp1308-1379, 1960.
- 10) Eagleson, P.S. and March, F.: Approaches to the linear synthesis of urban runoff systems Rep. 85, Hydrodyn. Laboratory, MIT, Cambridge, 1965.
- 11) Viessman, W., Jr.: The hydrology of small impervious areas, Water Resources Research, Vol. 2, No. 3, 1966, Runoff estimation for very small drainage areas, Water Resources Research, Vol. 4, No. 1, 1968.
- 12) Metcalf and Eddy, Inc, University of Florida and Water Resources Engineers, Inc.: Stormwater Management Model, 4 Vols, E P A, Washington, D.C. 1971.
- 13) 橋本健・長谷川正: 土地利用変化を評価する流出モデル, 土木技術資料 Vol. 19, No. 5, 1977.
- 14) 山口高志・松原重昭: 実測資料からみた都市流出特性とその問題点, 第17回水理講演会講演集, 1973
- 15) 吉野文雄: 合理式による洪水流量の算定についての提案, 第27回建設省技術研究会報告, 1973.
- 16) Kirpich: Time of Concentration of small agricultural watersheds. Civil Eng. Vol. 10, No. 6, 1940.
- 17) Ven Te Chow: Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company, 1964.
- 18) D.G. Anderson: Effects of Urban development on floods in Northern Virginia. USGS water Supply Paper 2001-C, 1970.
- 19) 青木佑久: 洪水の流出率とラショナル式の流出係数, 土木技術資料, Vol. 13, No. 2, 1971.
- 20) 高橋裕・和泉清・安藤義久・金尾健司: 丘陵地の

中小河川流域の都市化に伴う洪水流出の変化, 第26回水理講演会論文集, 1982.

- 21) 建設省河川局・土木研究所: 流出試験地調査成果報告書(その2), 1976
- 22) 建設省河川局・土木研究所: 流出試験地調査成果報告書(その3), 1977
- 23) 建設省河川局・土木研究所: 流出試験地調査成果報告書(その4), 1979
- 24) 田岡稜・日野峻守: 特性曲線法による山科川内水調査について, 第19回建設省技術研究会, 1965
- 25) 竹内俊雄・吉川秀夫: 特性曲線法を利用した流出解析についての考察, 流出機構モデルの総合化に関する研究, 1970.
- 26) 安藤義久・高橋裕・金尾健司・管明芳: 土地利用別の浸透実測値を用いた都市流域の洪水流出解析第27回水理講演会論文集, 1983.
- 27) 市川新・榎原隆・藤田壮: 都市域における新しい雨水流出シミュレーションモデルの提案, 水利科学, No156, Vol. 28, No. 1, 1984.
- 28) 川上謙太郎: 河川洪水のピーク流量に関する研究, 土木学会論文集第79号, 1962.
- 29) H.Rouse: Engineering Hydraulics, John Wiley & Sons. Inc., New York, London, 1950
- 30) R. K. Linsley: Hydrology for engineers, McGraw-Hill Book Company, Inc., New YORK, Toronto, London, 1958

3. 浸透による流出抑制法の研究

第2章では河川流域が山林地から市街地へ変化すると洪水流出特性が顕著に変化することを明らかにした。都市化による洪水流出の変化は洪水ピーク流量の増大を生じ, 都市河川の治水問題を惹起する。この問題に対処する手段には河川改修以外にも多数の代替案が考えられており, 総合治水対策として都市河川の治水事業に活用されてきている。本章では, 河川流域が都市開発されることにより増大すると推定される洪水流出量の増加を抑制するため, 雨水の浸透を促進させる方式(雨水浸透工法)の開発, 浸透特性の実験および数値解析による評価, 浸透工法の流出抑制効果の評価, を行なった結果を述べる。

3.1 都市流出の抑制と本研究の考えかた

3.1.1 都市流出の抑制

本章でとりあげる流出抑制法は雨水浸透工法であるが, この方式以外にも多種類の流出抑制法が使用されてきている。現在用いられている流出抑制法の体系を表-3・1に示す。都市域あるいは宅地造成域からの雨水流出を抑制する手法として, 昭和40年代には防災調整池に代表される貯留施設が一般的であった。しかし開発地区の1~5%程度の用地を必要とすること, 景観上の問題などの面から, 各種の公共用地や駐車場等が貯留施設と併用される多目的利用が50年代に活用されはじめた。この形式の貯留施設については治水機能, 施設の有効利用等について, 十分研究されたといつてよいであろう¹⁾⁻⁵⁾。雨水浸透工法は立川幸町団地で住宅都市整備公団が井戸法を用いた例に始まる。その後, 地下埋管法による流出抑制の効果が大きいことが認められてきた。現在試行中の浸透工法は, 地下埋管を用いた浸透トレンチによるものが多い。

雨水をできるだけ降った位置に近いところで浸透させ, 流出抑制のみならず都市環境の保全をはかろうとする方法は, 都市化に伴う水文環境の変化を最小にし環境保全に役立つ方式として, 1970年代中頃から世界各国で採用されるに至っている。この方法そのものは小規模な施設について古くからみられてきたものであるが, 近年のように大規模な宅地開発に応用されたり, 下水道の一部として試行されるようになって, 各種の新工法も研究開発されるようになってきたことから, 新方式の雨水処理工法であるといつてよい側面を有している。

スウェーデンでは1976年に建築研究会議の提唱によりブラットハンマー地区(約1.75ha)の高層住宅街に浸透工法を採用し, 良好な成績を修めている⁶⁾⁸⁾。なお西ドイツ⁷⁾, オランダその他西欧諸国でも同様な試みがなされつつあり, 我国での研究と同様なレベルにあるとみて良い。これらの研究事例は1984年に開催された第3回都市排水国際シンポジウムに報告されている⁹⁾。

雨水浸透工法は, 注入井による井戸法と地表面から浸透させる拡水法とに大別される。それらの方法の概要を図-3・1に示す¹⁰⁾。

井戸法は, 地盤沈下対策, 地下水への塩水侵入防止対策, 冷却水の地下還流等の目的のもとに, 我が国において以前より用いられていた方法である。この方法の欠点は目詰まり現象の発生にある。帯水層内の目詰まりは地下深部で発生するため, 処理が困難である。このため注入水を沈澱, ろ過, 滅菌等目詰まりの原因となる物質を除去する前処理を行ったのち, 注入する方法がとられている場合が多い。

地下埋管法による浸透能力の実測例はまだ少ないが、参考までにこれまで実測された地下埋管の浸透能力を表-3・2に示す^{11)~15)}。いずれも関東ローム層が対象となっているが、浸透能力にかなりの差がみられる。浸透能力は土質条件、地下水位、土の湿潤度などによってかなり変化することが明らかにされている。

3.1.2 本研究の考え方

第1章、第2章で明らかにしたように、土地利用の変化に伴い流出特性に変化が生じる。この変化は都市域における水文環境の変化を生じる。洪水流出特性の変化は治水上の問題となるが、これに対処するための一手段である流出抑制法については前項に述べたような技術水準にある。

都市化による水文環境の変化は、治水上の問題だけではなく都市域における雨水の浸透量の減少と地下水・土壤水への影響も含む。これは基本的には山林地が保有していた保水機能の変化に起因する。林地の表層土は第1章で明らかにしたように、浸透能が大で保水性に富んでいる。都市化による不浸透域の拡大はこの保水機能を減少させる。したがって都市化による水文環境への影響を減じ、都市化以前の状況に近づけるためには、保水機能を増強させる手段を採用する必要がある。本章で論じる浸透工法はこのような背景を考えたうえで開発・実用化のための基礎研究を行ったものである。雨水をその降った場所に近いところで地中に浸透させ流出を抑制することは、都市化以前にその流域が持っていた保水機能にできるだけ近い状況を再現するために、有効な一手段として位置づけられる。

本章では雨水の地下浸透工法の浸透特性を実験により評価し、浸透現象に影響する要素の研究を行った。検討した浸透工法は地下埋管を用いた浸透トレンチと浸透樹の組み合わせであり、一般に不飽和浸透現象で評価される。そこで浸透特性に影響する因子の影響度を評価するため、数値モデルを適用し不飽和浸透現象を解析した。本論文では都市化に伴う流出変化とその対策が主な課題である。したがって地下浸透工法の洪水抑制効果を明らかにする必要がある。第3.5節では浸透工法を採用し実地試験を行った、住宅都市整備公団昭島つゝじが丘ハイイツでの観測例を用いて、流出抑制効果を評価するモデルの開発と、効果の評価を実施した。

本章で検討した結果によれば現段階で浸透による流出抑制法の実用化のための基本的な研究はほぼ完成に近いと評価しうる。

3.2 実験による浸透特性の評価

浸透工法には先述したように各種のタイプのものがある。したがってこれら全てについてその浸透能力を把握することは困難であるから、これらのうち代表的なものについて、その浸透特性を把握する現位置試験を実施した。

浸透工法のうち井戸法は拡水法に比べて浸透させる原理が異なる。井戸法は雨水を直接、帯水層に導き注入させるものであるが拡水法(浸透樹、浸透トレンチ、浸透側溝、浸透池、透水性舗装)は、地表から1m前後の浅層に浸透底面をもち、地下水面までの間に不飽和と土壤層を介在させて浸透させるものである。したが

表-3・2 各地浸透実験結果の比較

地区名	西 地 区 (科学博, 谷田部)	深 谷 (水文研究室観測所)	昭 島 地 区 (住宅公団)	水文観測所 (総合治水研究室)
浸 透 量	600 ($l/m \cdot hr$)	150 ($l/m \cdot hr$)	83.4 ($l/hr \cdot m$)	350 ($l/hr \cdot m$)
浸 透 法	定水頭	定水頭	実績降雨 (最大)	定水頭
透 水 係 数	2.26×10^{-5} (cm/sec)	5×10^{-4} (cm/sec)	1.7×10^{-5} (cm/sec)	4.74×10^{-5} (cm/sec)
摘 要	有孔パイプ $\phi 150mm$ うめもどし幅 $0.50m \times 0.50m$ たて よこ	陶管 $\phi 105mm$ (からつぎ) うめもどし幅 $0.3m \times 0.8m$ たて よこ	有孔パイプ $\phi 150mm$ うめもどし幅 $0.35m \times 0.3m$ たて よこ	ポーラス管 $\phi 150mm$ うめもどし幅 $0.30m \times 0.30m$ たて よこ

って井戸法では古くから研究されてきた地下水の水利特性の解析手法でほぼ対応が可能であること、注入試験も多数実施され、その特性の解明も行われてきたことから、ここでは拡水法に関する浸透特性の実験及びその解析を行うこととする。

拡水法には前述の如くいろいろなタイプのものが挙げられるが、基本的には円筒型をした浸透柵タイプのもの（三次元的な浸透現象をする）と、トレンチタイプのもの（二次元的な浸透特性を有する）及び透水性舗装や浸透池のような平面的広がりを持つもの（一次元的な浸透特性を有する）、の三者に大別される。ここでは現在多用されている浸透柵、浸透トレンチの二者について、その浸透能力の現位置での実験結果を述べ、浸透特性ならびに流出抑制効果の有無の判断に役立てることとする。

3.2.1 浸透実験

実験は、土木研究所構内にある水文観測場の一部に図-3・2～3・5に示す構造の浸透施設を設置して実施した。図-3・2の施設は、側壁に透水管を用い、鉛直・水平方向へ浸透する構造である（円筒透水型…記号A）。図-3・3は鉛直方向のみに浸透する構造である（円筒型…記号B）。

図-3・4は地中に浸透地下埋管を付設した構造で全方向に浸透する（地下埋管…記号D、E）。図-3・5は浸透柵と地下埋管とを組み合わせた構造のものである（蛸足型…記号C）。各施設には、注水による浸透面の乱れの防止、および流入浮遊物質のろ過の目的をもって、円筒タイプは30cm厚、地下埋管は管の周囲30cm四方に充てん材を入れた。なお、ヘーゼンの式を用いて、充てん材と実験対象地盤との透水係数を求めた結果、地盤は 10^{-5} cm/secのオーダーであるのに対して充てん材の中で一番細かい材料である砂は 10^{-2} cm/secのオーダーであり、充てん材の種類が浸透施設からの浸透に直接影響を与えることはないとは推定される。

以上の浸透施設を設置した地盤は、関東地方の台地部に広く分布している関東ローム層である。その設置場所は、ほぼ自然の状態であり人工的に乱された形跡がない地点である。土質試験の結果を表-3・3に示すが、その透水係数から判断すると透水性はあまり期待できそうもない。また、土の含水比も相当に高く、さらに地下水は地表下約2mの浅い地点にあり、凝灰質粘土の難透水層上（地表下約2.5～3.0mにあらわれる）に不圧地下水状態で存在している。単純にこれらの結果から判断する限りでは、施設からの浸透に対してあま

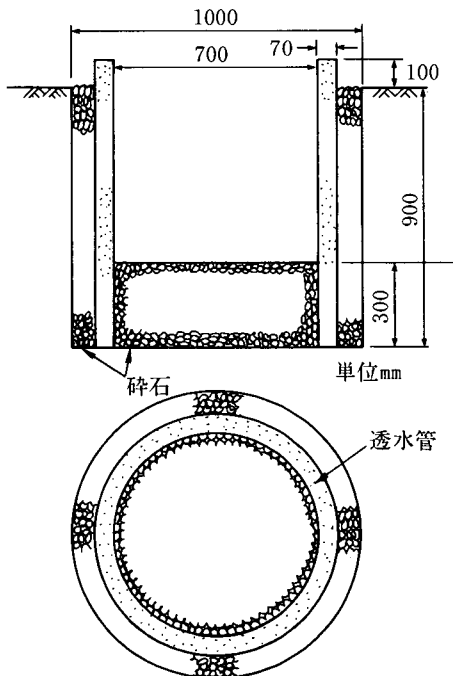


図-3・2 円筒透水型浸透柵の構造 (A型)

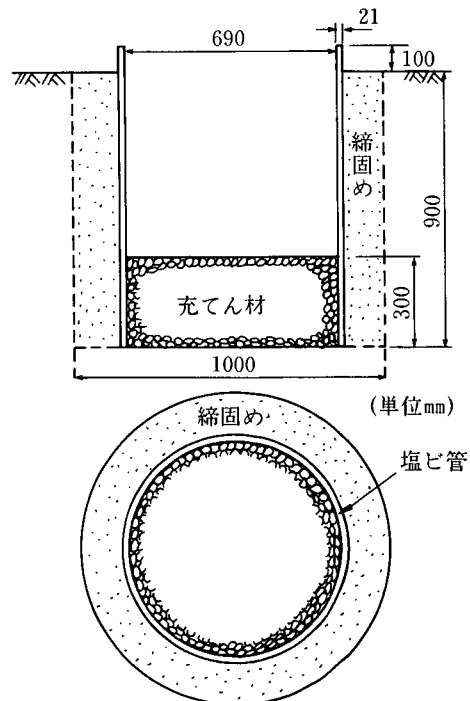


図-3・3 円筒型浸透柵の構造 (B型)

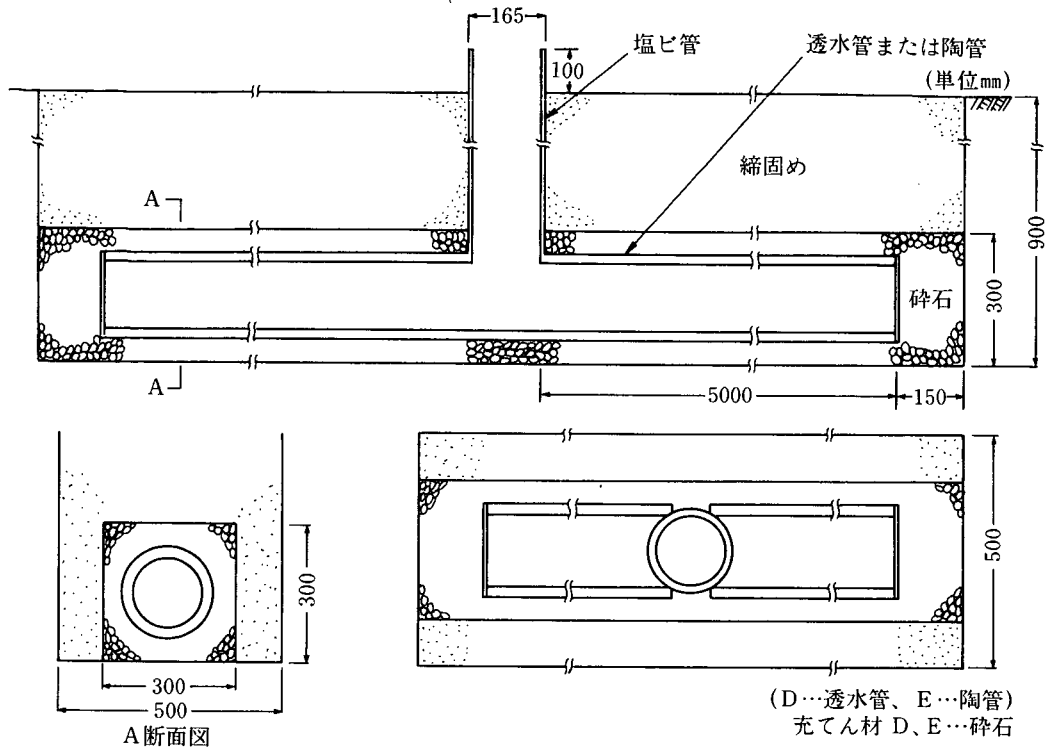


図-3・4 地下埋管を用いた浸透トレンチの構造 (D、E型)

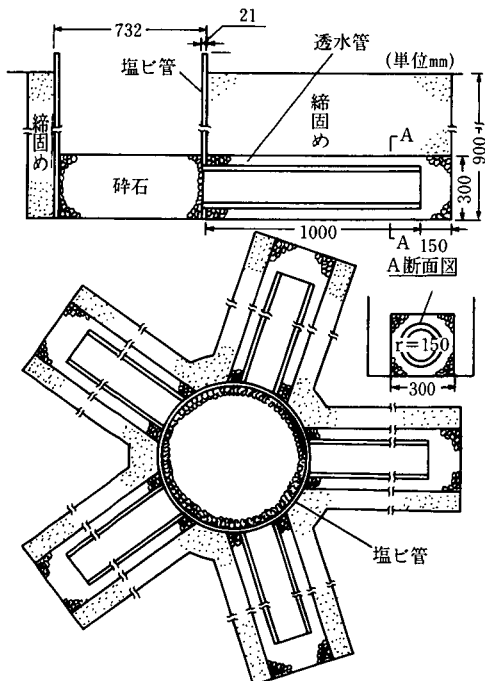


図-3・5 蛸足型浸透枺の構造 (C型)

表-3・3 土質試験結果

試 料	No 1	No 2	No 3
レキ分 (%)	2	2	0
砂 分 (%)	42	37	27
シルト分 (%)	51	49	43
粘土分 (%)	5	12	30
最大粒径 (mm)	4.76	4.76	2.0
三角座標分類	シルト質ローム	ローム	シルト質ローム
比 重	2.49	2.491	2.598
含水比 (%)	122.9	111.7	104.1
間 隙 比	2.456	1.732	1.704
透水係数 (cm/s)	8.31×10^{-5}	2.88×10^{-5}	3.04×10^{-5}

り期待が持てないと思われる地盤である。

実験は充てん材上30cm（地下埋管は管底から50cm）の位置に常時水面があるように注水を行い、浸透量の測定、中性子水分計、テンシオメーターによる土中水分の測定および地下水位の測定を約6時間行い（定水頭実験）、その後湛水深をさらに30cm高くして注水をやめ、湛水深の時間変化を求めた（変水頭実験）。中性子水分計の測定点は、施設から40, 70, 100cmとし、地表からの深度40cmから20cm間隔で実験した。テンシオメーターの測定は、浸透施設から20, 40, 70, 100cm離れた地点で、深度は、30, 60, 90, 120, 150, 180cmの深さの地点を適宜選んで実施した。地下水位の測定は、径100mmのハンドオーガーを用いてあけたボーリング孔（深さ2.5～3.0m）を用いて行った。以上の実験を1組の実験として各施設ごとに2日ないし3日の間隔で2～3回実験した。

3.2.2 実験結果と考察

1) 長時間注水による浸透量の変化

定水頭実験より求めた浸透量を図-3・6に示す。浸透量は時間の経過とともに減少する傾向を示す。図中の

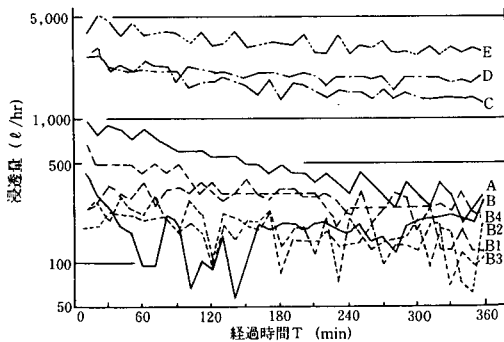


図-3・6 浸透量の時間変化図

直線が時間的に変動しているのは積算流量計の測定精度によるものである。浸透量は、測定結果をマクロ的に見ると、一般に言われるように実験初期に大きく時間の経過とともに少なくなり、実験終了時には一部の結果を除いてほぼ一定値となる。表-3・4はこの浸透量の時間変化を、実験初期1時間の浸透量の平均値に対する、実験終了前の1時間の浸透量の平均値との比で表わしたものであって、その値は各施設で0.30～1.09（平均0.67）と広範囲に分散しているが、施設の浸透面積が大きくなるにつれて値のバラツキが少なくなる傾向が見られる（C, D, Eの場合）。この浸透量の値のバラツキは土質の相違や土壌特性によるものと考えられる。この点については第3.4節で考察する。

2) 湛水深と浸透量の関係

土中水の流れが層流域であればダルシーの法則より、湛水深と浸透量は比例することが予想される。しかし今回の実験では、不飽和浸透現象が生じていることから、この点について確認する必要がある。そこでこの関係をB型浸透槽の変水頭実験の結果より検討してみた。湛水深Hと経過時間tの関係を図-3・7に片対数紙上に示す。この結果より $\ln H$ とTの関係はほぼ直線近

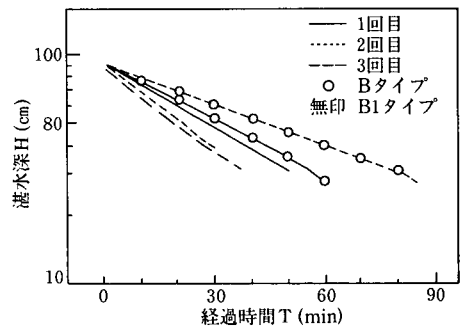


図-3・7 湛水深の時間変化(変水頭実験)

表-3・4 浸透量の減少率

貯留槽 測定回数	A	B	B1	B2	B3	B4	C	D	E	平均
1	0.32	0.91	0.30	0.80	0.63	0.53	0.57	0.73	0.68	0.61
2	0.85	1.03	0.63	0.89	1.09	0.49	0.48	0.71	0.67	0.76
3	0.85	—	0.57	—	—	0.38	0.61	—	0.64	0.61

似することができ、以下の関係式が与えられる。

$$\ln H = -aT + b \quad \dots\dots\dots (3\cdot1)$$

ここに、 a 、 b は定数、 H は湛水深(充てん材厚含む)、 T は経過時間、である。

一方、浸透量は単位時間当りの水位変化と浸透面積との積の形で表わされる。

$$Q = -\frac{dH}{dT} \cdot A \quad \dots\dots\dots (3\cdot2)$$

ここに A は浸透面積である。(3・1)、(3・2)式より浸透量は

$$Q = a \cdot H \cdot A \quad \dots\dots\dots (3\cdot3)$$

という式で表わされ、浸透量 Q は湛水深 H と浸透面積 A の積に比例するという関係が得られる。なお、式中の比例定数 a は、地盤の浸透能力を表わす指標である。

上記の関係については当然のことであるが成立する範囲がある。上限については、実験の最高値である90 cmの水深(充てん材厚30 cmを含む)まで比例関係が成り立っている。一方、下限についてはB 3 浸透枮の結果より湛水深が約20 cm以下になると浸透量は湛水深の影響を受けずにほぼ一定の値(13~17 cm/hr)となることから、(4・3) 式の関係は水深1 m以下20 cmまでを適用限界と考える。なお、1 m以上の水深の場合の浸透能力については、第3.4節にて実験結果を述べる。

3) 浸透施設の形状別浸透効果

定水頭実験より求められた施設からの浸透量は、浸透トレンチ型が、1,800~3,000 l/hr(地下埋管1 m当り176~271 l/hr, 平均227 l/hr)で一番多く、次に蛸足型の840~1,340 l/hr(平均1,097 l/hr), 次に側壁に透水性のある円筒浸透枮の270~440 l/hr(平均383 l/hr), 最小は鉛直方向のみ浸透する円筒型の20~365 l/hr(平均174 l/hr)である。円筒型では各種のフィルターを用いて、その結果をも調べたが顕著な相違はみられていない。しかし、一般にローム地盤そのものを水脈で乱すとアクが浮き難浸透な膜を形成することが知られており、ローム面との間には碎石等のフィルター材でなじみを良くしておく配慮が必要であると考えている。

これらの検討結果より浸透施設からの浸透量をより多くするには、①浸透面積を広くする、②水圧(湛水深)を大きくする、という条件があげられ、さらに構造的には、③あらゆる方向に浸透可能な構造とする、ということも重要であることが判断される。

4) 土壌水分および地下水位の変化

中性子水分計で測定した実験前の土壌水分は、約0.6 g/cm³(飽和度約80%)の含水量である。鉛直方向については、地下水が地表下約2 mと比較的浅い所にある影響もあり、上層から下層に向って含水量が多くなる傾向を示している。注水による土中水分の増加状況を図-3・8に示す。この図よりわかるように、施設周囲での土壌水分の増加量は、0.02~0.03 g/cm³であり、浸透する水量に対して少ないことがわかる。

次にテンシオメーターを用いた土壌水分測定について説明する。まず実験前の状況は、吸引圧がほぼPF2.0(含水量0.65~0.70 g/cm³)である。浸透による土壌水分の変化は、浸透施設への注水とほぼ同時に吸引圧が低下し始め、1~2時間後にはほぼ一定値となる。吸引圧は浸透水に敏感に反応する。当然なことながら施設に近い地点の反応が早くまた吸引圧の変動も大きい。一方、土壌水分の増加量は施設の近く(40 cm位まで)では約0.1/cm³で、ほぼ飽和状態まで水分量が増加する。

次に浸透枮からの水分の広がりについて検討してみる。浸透枮のごく近くでは浸透枮内の水位の高さの点まで含水量が増加するが、浸透枮から離れるにしたがってその位置は深くなる。そして浸透枮から70~100 cm位離れると浸透枮内水位の影響はほとんどなくなる。このことは浸透枮からの浸透現象が枮の周囲近傍を除き不飽和浸透現象であって、鉛直方向への水分の移動が卓越していることを示すものと判断される。

次に地下水位変化の測定結果を図-3・9に示す。この図より地下水の変化が相当に敏感であることがわかる。浸透施設近くの地下水位は注水後すぐに上昇し、4 m離れた地点においても10分後には上昇し始め、約2時

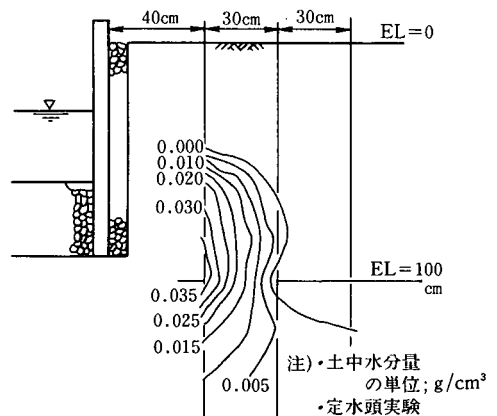


図-3・8 土壌水分の増加量(6時間後)

間後には各地点ともほぼ一定水位となった。また注水終了後の反応も敏感で、約1時間後には各地点とも上昇の約半分まで低下している。

以上の実験結果より、施設から浸透した水の大部分が地下水に補給され土中水分を増加させる水はほんのわずかであるということが判断される。その水量を円筒型浸透槽の周囲1m、深さ2mの範囲で土中水分が 0.03 g/cm^2 だけ増加したという条件で求めると約200 lであり、浸透槽からの浸透量(時間200 l程度)に比べ

て相当に少ない。同様な結果は筑波研究学園都市の谷田部地区において行った現地実験でも得られている。実験は、表層約2mが関東ローム層でおおわれ、地下水位がGL-2.6mである場所に、2mの地下埋管を設置して行った。注入実験中周辺の土壌水分の変化を図-3・10のような位置に設置したテンシオメーターによって計測するとともに、周辺地下水位の変化を6本の井戸で観測した。

図-3・11は、地表からの深さ10, 30, 50, 80cmにおける吸引圧の時間変化を、埋管からの距離をたて軸にとって整理したものである。これによれば、埋管から1m離れた地点では注入開始6時間後にも吸引圧の変化は小さいのがわかる。

一方地下水位の上昇は比較的短時間のうちに生じし、20m離れた観測井でも注入開始60分後には水位上昇が観測された。

これらの結果から、少なくとも実験を行った場所においては、埋管からの浸透水は鉛直下方に移動し、浅層地下水帯に到達したのち周囲に拡がっていくというメカニズムになっていると推定された。

6) 土壌水分量と浸透量の関係

浸透施設からの浸透量に影響を与えると思われる地盤条件の一つに土壌水分量があげられ今回の実験結果を用いてその点について図-3・12に整理した。図中の土中水分量は、施設から40cm離れた地点で中性子水分計にて測定した値である。この結果、土壌水分量の変化幅は約 0.06 g/cm^2 と少なく、土壌水分量が増加したことによる浸透量への影響は顕著に認められなかったが、

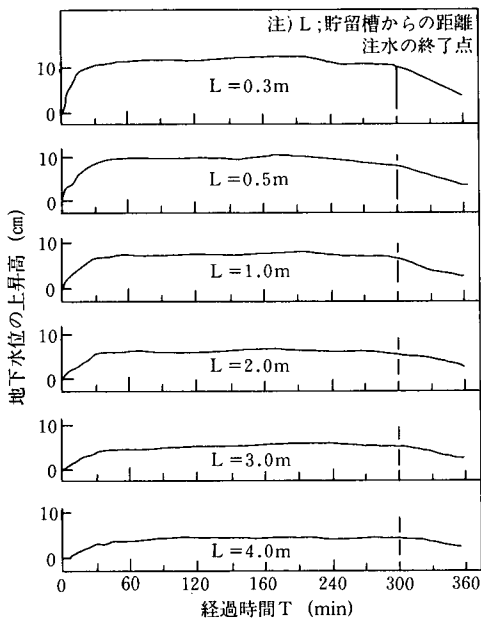


図-3-9 地下水位の時間変化

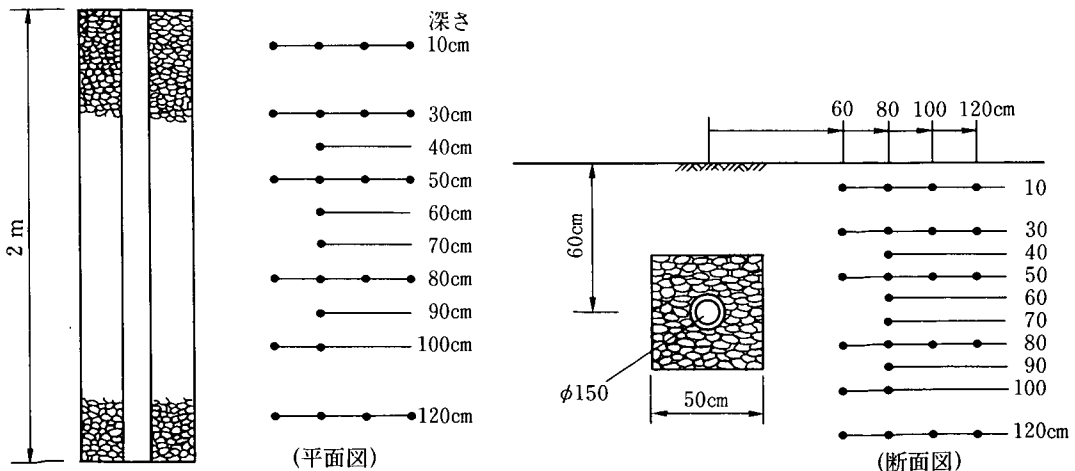


図-3-10 テンシオメータ埋設位置図

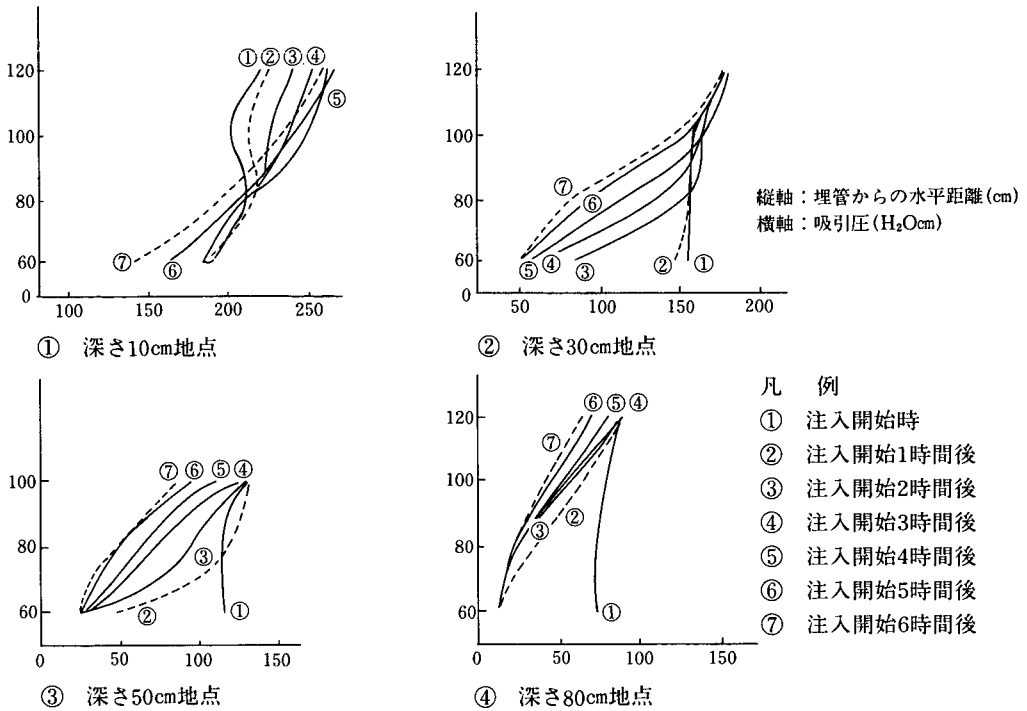


図-3・11 吸引圧の時間変化

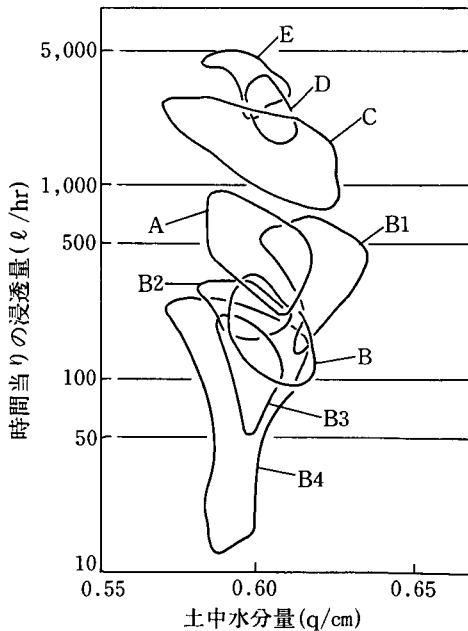


図-3・12 浸透量と土壌水分の関係

土中水分量が増大すると浸透量が減少する傾向がC, D, E, タイプのもので類推される。ただしB1, B3, B4の各浸透樹のように土中水分量以外の影響によって浸透量が変化すること考えられ、必ずしも明確には結論づけられない。

3.3 浸透樹からの浸透特性の解析

雨水を浸透処理するため、地下埋管や浸透樹による流出抑制法が研究され、試験施工された結果、その効果の大なることが第3.2節の実験結果も含めて判明してきた。

しかし地層の浸透能力は、地質、土壌水分、地下水位、等により影響されるため、標準的な浸透能力の評価が困難である。雨水の浸透処理工法を広範に採用するには、その浸透能力の適切な把握とそれに影響する各種要因についての分析、研究が必要である。そのためには各種地層特性下での実験と共に、それらの結果を適切に表現しうる数理的手段が必要となる。地下埋管による浸透実験とその数値解についてはすでに発表されているが¹¹⁾¹⁶⁾¹⁷⁾、その時に用いられた手法も本研究でのものと同様である。なお、透水性舗装等の平面的

広がりをもつ面からの鉛直一次元不飽和浸透現象については、すでに玉井らによる研究が行われており²⁶⁾²⁷⁾、本論文での手法と同様な方法で数値解と実測値の良好な一致が得られている。

本節では浸透耕による浸透特性を、実験および数値解析により評価した結果について述べる。

3.3.1 土壌の浸透現象と浸透理論

1) 浸透の機構

地下水面上にある土壌層は空隙中に水分を含み、固相・液相・気相の三者が共存している。このため水文循環の面からみると水分が常に増減している活性な層として特徴づけられる。地下水帯では土粒子の空隙は全て水で満たされているが、その上部の土壌水帯では空隙は水と空気が共存する場所となっている。この土壌水帯は、水分が土粒子間の毛管力で保持される毛管水帯と、毛管作用や蒸発散の作用で液相のまま移動しうる懸垂水帯よりなる。このような状態での水の重力による移動は複雑であるが、本論文で取扱う浸透耕、地下埋管、からの浸透現象は地表面に湛水した条件下での浸潤現象と同様、湛水に接した部分はほぼ飽和の状態にあり、それ以下の地下水面までには不飽和の部分が含まれ、時間経過と共に飽和部分が下方へ降下する形をとる。

2) 浸透に影響する要素

雨水あるいは湛水した水が地中に浸透する現象は多種類の要素に影響を受ける。ここでは雨水が浸透する場合を例にとって略述してみる。地表に達した水はまず地表面をぬらし、ついでそこに開口しているさまざまな孔隙を経て浸透する。この浸透の速さを浸透能(あるいは浸透強度)というが、これは地表面の状態に左右される。孔隙が大きくその分布が多いところで浸透能は大きく、逆に孔隙が小さくて少ない区域では小さい。初期の雨水の浸透はほぼ地表面付近だけの特性に左右されるが、降雨が長く続くと、地表面が全体的に飽和に近い状況になる場合も生じ、このような状況下では地表面付近の土質特性のみならず、地表下のある深さの地層までの土質特性に浸透能が支配されるようになると考えてよい。

ところで地表面からの雨水の浸透を左右する最大の要素は、第一章での実験結果からも明らかなように地表面付近の表土層の土質特性であって、これは多様な状況にあり分類も容易ではない。しかし基本的な要素としては、土壌層の三相分布と土壌の透水性があげられ

る。これらの要素は個々に詳細な研究が行われているが、土壌の種類が多様であることから、最近では不飽和浸透理論による統一的解釈の方向に研究が進展してきているといえる。

3) 浸透能を評価する簡易式

浸透能は時間と共に減少し、ある最終値に近づくことが多数の計測例で明らかにされている。これは初期の不飽和土層に降雨あるいは注水が加えられると、土層の不飽和部分に水が毛管作用により吸引される結果大きな浸透能を呈することと、土粒子間の空隙がまだ目づまり等で閉塞されていないことによる効果であると類推されている。したがって浸透能(あるいは累積浸透量)の評価は一般に時間の関数で表現する形式がとられている。それらの評価式の代表例には以下のものがあげられる。

$$\text{I) Hortonの式} \quad f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-K_f t}$$

$$\text{II) Kostiakovの式} \quad f = n c t^{c-1}$$

$$\text{III) Philipの式}^{18)} \quad F = S t^{1/2} + A t$$

ここに、 f は浸透能(あるいは浸透強度)、 f_0 は初期浸透能、 f_c は最終浸透能、 F は累積浸透量、 t は時間、 K_f 、 n 、 c 、 S 、 A は定数、である。

上述の式以外にもAlexceievの浸潤運動理論等がある。Hortonの式では f_0 が非常に大きくなること、 K_f の物理的意味が不明であること、 $\lim_{t \rightarrow \infty} f = f_c \neq 0$ であるが、小さい t の値について f の急激な変化を表現するのに難点があること、が欠点としてあげられる。しかし多数の実測例で比較的良好に適合していることが確かめられており実用的価値は高い。一方Kostiakovの式では n 、 c が一定でなければならないので、適用範囲がやや限定される。 $n < 1$ の時 $\lim_{t \rightarrow \infty} f = 0$ となるので、 t が増大すると不正確になることが予想される。

これらの簡易式は浸透能の時間変化を記述しているが、浸透能が時間的に減少することの原因、あるいはそれに影響を与える要素の分析が、土壌層毎の実験による諸係数の相違として把握されるにすぎない。しかし取扱いの容易さもあり、現地実験の結果を表現するためには有用であるといえる。

次に述べる不飽和浸透理論による解析では土中水分の移動を土の諸物理特性との関係で記述しており、浸透現象の解明には有効な手段といえよう。

4) 不飽和浸透理論

一様な土壌層中にある水が水頭ポテンシャル ϕ の差で土壌間隙内を移動する場合について、Richardは毛管が

テンシアル理論を提案した¹⁹⁾。

Richardは飽和浸透流の場合のDarcyの法則の透水係数 K を土壌の含水量 (θ) 、もしくは毛管ポテンシアル (ψ) の関数とした上で、水分の移動速度を次式で与えられるとした。

$$q = -K(\psi) \nabla \psi \quad \cdots \cdots (3.4)$$

ここに $\nabla \psi$ は水頭ポテンシアルの差、 q は浸透水の速度ベクトルである。 K は不飽和透水係数あるいは毛管伝導度と呼ばれる。

土壌中の水分の連続方程式は

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla q \quad \cdots \cdots (3.5)$$

で表される。

3.3.2 円筒型浸透枠からの浸透流の解析

1) 基礎方程式

円筒型浸透枠からの浸透流は軸対称となるので円筒座標系により基本方程式を記述する。不飽和浸透流理論による前述の式(3.5)を円筒座標系で表示すると、浸透流の連続方程式は、軸対称の性質を利用して、

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial v_r}{\partial r} - \frac{v_r}{r} - \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad \cdots \cdots (3.6)$$

となる。ここに θ は体積含水率、 v_r 、 v_z は浸透流の半径方向、鉛直方向の速度成分、である。

運動方程式は(3.4)式より

$$v_r = -K_r(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial r} \quad \cdots \cdots (3.7)$$

$$v_z = -K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \quad \cdots \cdots (3.8)$$

となる。この(3.7)、(3.8)式を(3.6)式に代入して

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \frac{\partial \psi}{\partial \psi} = \frac{\partial}{\partial r} \left\{ K_r(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial r} \right\} + \frac{K_r(\psi)}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad \cdots \cdots (3.9)$$

これが不飽和浸透流の基礎方程式となる。(3.9)式を解いて ψ を求めるには、 ψ と θ の関係式および K_r 、 K_z の ψ の関数表示が必要となる。

2) 数値解法

基礎方程式(3.9)を差分法して数値計算を行う。計算時間を節約するために、ADI法により差分化し、数値解を求めることを試みた。ADI法では、時刻 $t = m\Delta t$ から $t = (m+1)\Delta t$ への計算では r に関する微分をimplicit法で、 z に関する微分をexplicit法で差分化し、時刻 $t = (m+1)\Delta t$ から $t = (m+2)\Delta t$ への計算では z に関する微分をimplicit法で、 r に関する

微分をexplicit法で差分化する。このようにすると ψ に関する連立方程式が構成され、次の差分式が得られる²⁰⁾。

$$-A_j \psi_{i,j-1,m+1} + B_j \psi_{i,j,m+1} - C_j \psi_{i,j+1,m+1} = D_j \quad \cdots \cdots (3.10)$$

ここに

$$A_j = \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} K_{z,i,j-1/2,m} \quad \cdots \cdots (3.11)$$

$$B_j = \left(\frac{\partial \theta}{\partial \psi} \right)_{i,j,m} + \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} (K_{z,i,j+1/2,m} + K_{z,i,j-1/2,m}) \quad \cdots \cdots (3.12)$$

$$C_j = \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} K_{z,i,j+1/2,m} \quad \cdots \cdots (3.13)$$

$$D_j = \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \left(K_{r,i+1/2,j,m} + \frac{K_{r,i,j,m}}{2i} \right) \psi_{i+1,j,m} +$$

$$\left\{ \left(\frac{\partial \theta}{\partial \psi} \right)_{i,j,m} - \frac{\Delta t}{(\Delta r)^2} (K_{r,i+1/2,j,m} + K_{r,i-1/2,j,m}) \right\}$$

$$\psi_{i,j,m} + \frac{\Delta t}{(\Delta r)^2} \left(K_{r,i-1/2,j,m} - \frac{K_{r,i,j,m}}{2i} \right) \psi_{i-1,j,m} -$$

$$\frac{\Delta t}{\Delta z} (K_{z,i,j+1/2,m} - K_{z,i,j-1/2,m}) \quad \cdots \cdots (3.14)$$

である。

Gauss-Seidelの反復法では、反復回数を k とすると $k+1$ 回目の値を次式で与える。

$$\psi_{i,j,m+1}^{(k+1)} = \frac{1}{B_j} (A_j \psi_{i,j-1,m+1}^{(k+1)} + C_j -$$

$$\psi_{i,j+1,m+1}^{(k)} + D_j) \quad \cdots \cdots (3.15)$$

許容誤差を ϵ とすると、すべての格子点で

$$|\psi_{i,j,m+1}^{(k+1)} - \psi_{i,j,m+1}^{(k)}| < \epsilon \quad \cdots \cdots (3.16)$$

を満足するときの $\psi_{i,j,m+1}^{(k+1)}$ の値を解とする。

3.3.3 浸透特性の考察

1) $\theta \sim \psi$ 、 $K \sim \psi$ 関係

浸透流の数値解を得るには(3.9)式でもわかるとおり、透水係数 K と毛管ポテンシアル ψ の関係および土中水分量 θ と ψ の関係が必要となる。このうち $\theta \sim \psi$ 関係は実験による結果を用いることができた。図-3.13は $\theta \sim \psi$ 関係を示すものであるが、実験場での間隙率は平均0.73程度あり、図中のPF値(毛管ポテンシアル ψ_{cm} の常用対数値)が1.0以下ではほぼ飽和に近い特性を示すものと考えられる。なお図-3.13は深さ30, 60, 90cmでの数サンプルによる結果を測定範囲で示してあり、一般に $\theta \sim \psi$ 関係はヒステリシス曲線となる。同一PF値でも θ が異なることから、不飽和透水現象を解明するための厳密な論理構成には若干の問題を含むといえよう。

$K \sim \psi$ の関係は不飽和透水係数の実測により得られるが、実測しなかったため、一般に多様されているGardnerの関数形

$$\frac{K}{K_0} = \frac{a}{|\phi|^{n+b}} \cdot \frac{b}{a} = \frac{b}{|\phi|^{n+b}} \dots (3 \cdot 17)$$

をあてはめた。ここで、 K_0 は飽和透水係数、 a 、 b 、 n は定数である。Bouwerは a 、 b 、 n の値の目安として表-3・5のような値を与えている²¹⁾。

実験による K_0 値は0.01cm/s程度と推定されたので表中のMedium Sandsの値を用い、 $b=10^7$ 、 $n=5$ と仮定した。 K_0 値は浸透流量の測定値と計算値が一致するように決めた。 $K_{z0}=0.008$ および0.013cm/s、 $K_{r0}=0.001$ cm/sとした場合の浸透流量の計算値と実測値の比較を図-3・14に示す。この飽和透水係数は表-3・3のものより非常に大きくなっている。このことは室内実験での透水係数の測定のための試料作成に問題を含むものと考えられる。第3.2節でも示したように関東ローム層での透水係数は現位置試験で決めることが望ましいといえよう。なお第3.2節の実験結果からみて $K_r/K_z=0.1$ と推定して用いた。

浸透枳からの浸透は土壤の透水係数、水分特性曲線といった土質特性、初期含水状態、水深、降雨の有無、地下水位等に影響されると考えられ、これらの影響程度を分析するため以下に、 $K_{z0}=0.01$ cm/s、 $K_{r0}=0.001$ cm/sとした時の数値解の結果を述べる。

2) $K \sim \phi$ 関係の影響

(3・17) 式中の a 、 b 、 n の影響をみるために $n=2 \sim 5$ 、 a 、 $b=10^3 \sim 10^7$ について検討したが、最終的には $K/K_0=1$ となるため、浸透流量にはほとんど差はみられなかった。地下水位の高い(GL-1.5m)場合に

は浸透流量は K_0 の値に直接左右される結果となる。このことは不飽和状態での浸透流の継続時間が短い(計算では湛水開始後約3分で浸潤面が地下水面に達している)ことを示すものといえる。

3) 降雨の影響

降雨強度10, 30, 50mm/hrの降雨がある場合のA型浸透枳(初期土壤水分状態を ϕ の分布で表現することにして図-3・15の③の条件で計算した。水深60cm, 地下水位 $Z_{gt}=150$ cm)からの浸透流量を計算した結果によると、降雨強度50mm/hの場合でも3時間後の浸透流量が約5

表-3・5 Bouwer による a, b, n 値

	a	b	n	K_0
Medium sands	5×10^9	10^7	5	500cm day
Fine sands, sandy loams	5×10^6	10^5	3	50cm day
Loams and clays	5×10^3	5×10^3	2	1cm day

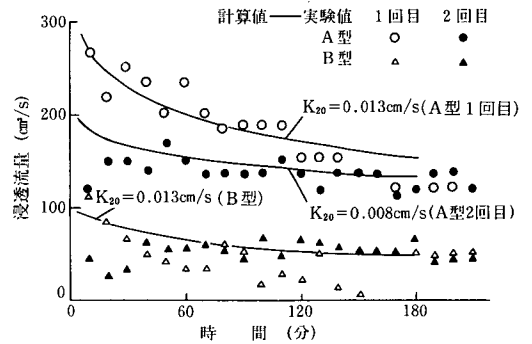


図-3・14 浸透流量の実験値と計算値の比較

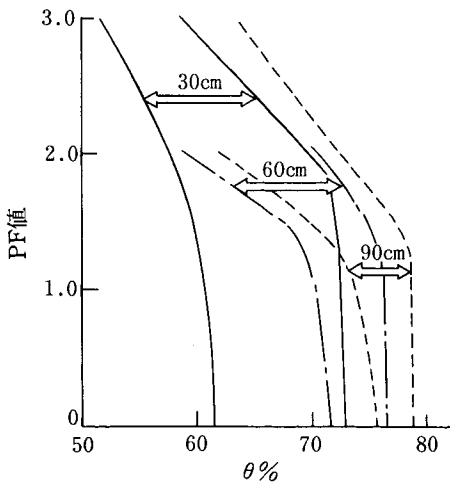


図-3・13 深度別PF- θ 曲線

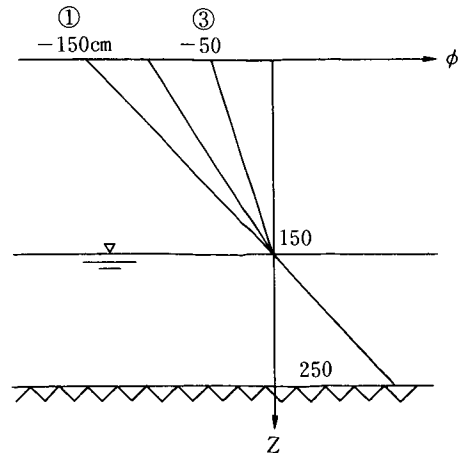


図-3・15 初期条件 ϕ の鉛直分布

%減少する程度で浸透流量は降雨の影響をあまりうけないことが示された。

地下埋管による浸透流量が降雨下でうける影響については、すでに石崎、寺川¹⁵⁾¹⁶⁾が報告しているが、この場合には、降雨強度5mm/hr時の約10%強程度の浸透流量の減少を示している。この両結果の相違は、初期条件、土質特性、地下水位条件等の差によると考えられるが、降雨による浸透能力の低下はあまり顕著なものではないといえそうである。

4) 湛水深の影響

A型およびB型(初期条件①、内径100cm、地下水位 $Z_{gt}=150$ cm)について湛水深を変えて浸透流量を計算した結果を図-3・16に示す。A型、B型とも浸透樹内の水深が増加するにつれて浸透流量が増加するが、B型は増加のしかたが小さいことがわかる。

同様の結果は地下埋管に関する実験、数値解析でも得られるが、次節で述べる東久留米市の実験においても浸透流量は水深150cm程度までほぼ水深に比例して増加する傾向のあることが明らかにされている。

5) 浸透断面積の影響

A型およびB型(初期条件①、水深60cm、地下水位 $Z_{gt}=150$ cm)について内径を変えて浸透流量を計算した結果を図-3・17に示す。A型、B型とも断面積が大きくなると浸透流量が増加することがわかる。

6) 地下水位の影響

A型浸透樹(初期条件①、内径100cm、水深60cm)について地下水位を変えて浸透流量を計算した結果を図-3・18に示す。地下水位が高くなると浸透流量が減少し、

この場合では水位が60cm上昇すると浸透流量は約3割程度減少する結果となっている。

本節では浸透型施設からの浸透流の特性を解析し、浸透流量に及ぼす各要素の影響程度を調べてみた。これ以外にもSS成分その他による目づまりの進行により、浸透流量が減少することも明らかにされているが、解析的には説明が困難であり、実験による研究が必要と考えられる。

3.4 浸透工法の問題点

第3.2節では浸透工法の代表的な方式である浸透樹、浸透地下埋管による現地実験の結果を述べた。ローム層を対象とした実験によれば、浸透量もかなり大きく、流出抑制効果を期待できることが明らかになっている。しかしこれらの結果は、水道水を注入水源にしていること、ローム層のみでの結果であること、浸透現象の特性の解明も実験的手法では限界があること、等から

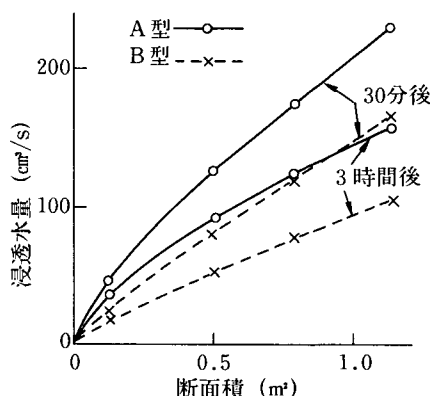


図-3・17 浸透流量と浸透樹断面積の関係

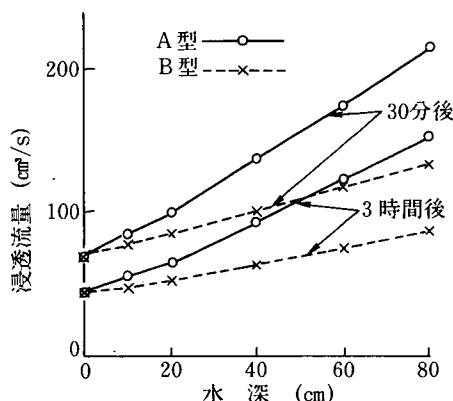


図-3・16 浸透流量と湛水深の関係

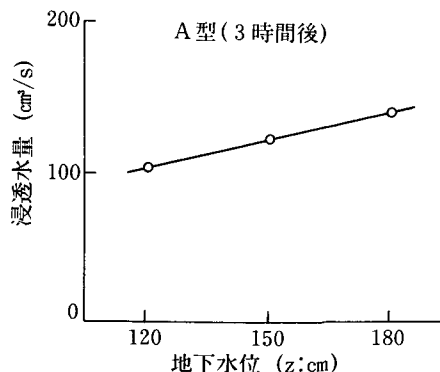


図-3・18 浸透流量と地下水位の関係

第3.3節で不飽和浸透としての数値解析を実施し、浸透施設からの浸透特性を研究した。このような成果を実用化するにはさらに浸透工法の有する問題点を明らかにし、その限界について考察を加える必要がある。本節では注入水の水質の問題のみならず、浸透能の土質による相違やそのチラバリについての検討、目づまりに対する考え方等を整理して示すこととする。

3.4.1 対象地層の土質

浸透現象に直接影響を与える要素である。土質は一般に工学的な分類が行われているが、浸透現象をとり扱うには土の透水性が重要な要素となるので、この面からの土の分類が必要となる。一般には土の粒度組成と三相分布により評価可能であるが、細粒土では土壤の団粒構造の発達の有無が透水性に大きく作用する。団粒構造の発達が良好な関東ローム土では第3.2節の実験でも明らかにように高い透水性を有している。このような団粒の形成は自然状態での土壤層にみられるものであって、機械的な圧力や造成に伴う攪はんなどによって変化する性質のものである。したがって、ローム質土壤の場合にはその透水性を室内試験で把握することはむずかしく、現地試験の実施が不可欠である。なお細粒土の透水性は土壤水分により変化することが知られている。不飽和浸透を浸透原理とする場合には、この関係を把握しておく必要がある。

3.4.2 土壤の浸透能力調査法

浸透処理を行う現場サイトの流出抑制効果を評価するうえで最も重要な項目のひとつは、土壤の浸透能力である。浸透能力をトレンチ型のもので現地実験することが望ましいが、必要な水の確保や大がかりな試験

装置を必要とすることから簡易な測定法が必要とされる。そこで現地土壤の浸透能力を測定するための簡易かつ省力的な試験機器を試作した。その概要を図-3・19に示す。径10cmのオーガー孔に電極を設置し、孔内の水位が一定値に保たれるように電磁弁で自動給水を行い、給水回数を電接計で記録紙上に自記記録するというしかけになっている。又、1カウントで給水される水の量及びオーガー孔内の水深は任意に設定できるようになっている。

予備的な試験として、桑名市、沼津市、牛久町において、2 mの地下埋管を設置し、清水を注入して測定した浸透能力と、同一の場所で、上記試験器で測定した浸透能力とを比較したのが図-3・20である。ただし、たて軸は上記機器による浸透能力（オーガー孔内水位＝10cm）をオーガー孔底面積で除した値、横軸は地下埋管からの浸透量（定水位＝碎石上面）を（底面積＋側面積×1/2）で除した値として整理している。これを見ると両者はほぼ直線的な関係を示しており、データを蓄積していけば、上記簡易試験器による測定値を、土壤浸透能力の指標として用いることができると考えられる。

3.4.3 測定値の変動特性

浸透施設の問題の1つとして機能の安定性があげられる。機能の安定性とは、設置地点別に浸透量にバラツキがないことおよび、同一地点において時期的にバラツキがないことが要求される。前者のバラツキは、自然地盤では 10^1 オーダー程度であるが盛土地盤におい

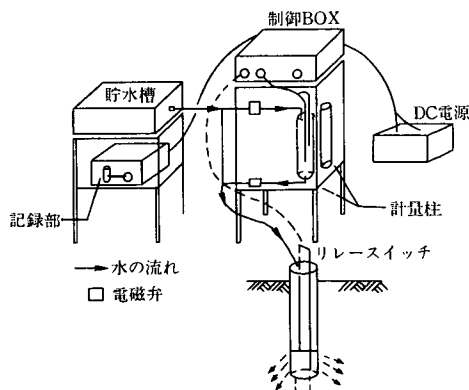


図-3・19 土壤浸透能力測定装置

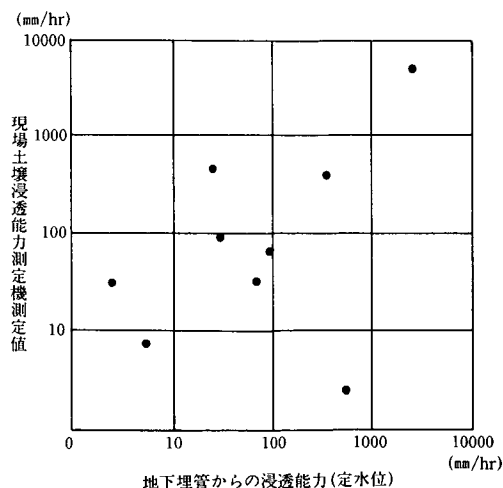


図-3・20 簡易試験による測定値と地下埋管からの浸透量の比較

ては 10^3 オーダーものひらきが発生することがある^{8),9)}。後者については、 10^1 オーダー以下の値である。バラツキの原因としては多くの点が考えられるが、地盤の土質条件が最も大きく影響しているとみてよいようである。なお、バラツキ量は、小規模な施設ほど激しくなる傾向が見られる¹⁰⁾。浸透能の場所的なバラツキについてはSharmaらが草地流域を対象に二重リング試験で明らかにしたところによれば 10^1 オーダー程度である²³⁾。

ここで、現地における局所的な浸透能力の分布について調査した結果について述べる。調査は、筑波研究学園都市谷田部地区において、1984年8月1日から18日にかけて、図-3・19で示すような浸透能力測定器を用いて行ったものである。測定箇所は土質は、ほぼ均一な自然状態のローム層である。測定はオーガー孔を図-3・21に示すように、 $10\text{m} \times 30\text{m}$ の区域内で、全部で25点掘削して行った。オーガー孔の掘削深は50cm、孔内水深は10cmとした。浸透量が定常状態に達した時点での測定値を、1時間あたりの給水量という形で整理したのが、表-3・6である。ここで、A、B、Cは、図-3・21に示す $10\text{m} \times 10\text{m}$ のブロック3つに対応し、A、B、Cは、各ブロックの結合による $10\text{m} \times 20\text{m}$ の区域、A B Cは、 $10\text{m} \times 30\text{m}$ の全区域を示す。表-3・6に各区域での測定値の平均値、標準偏差、変動係数が示されている。これで見ると、3つの $10\text{m} \times 10\text{m}$ の区域での変動係数の平均値、2つの $10\text{m} \times 20\text{m}$ の区域での変動係数の平均値、 $10\text{m} \times 30\text{m}$ の区域（全体）での変動係数はそれぞれ0.32、0.31、0.31であり、ほとんど差がないことがわかる。ひとつの地域での測定結果ではあるが、自然状態のロームでは土壌の浸透能力のばらつ

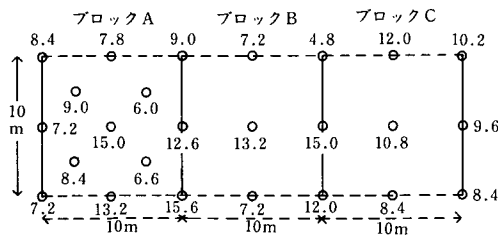


図-3・21 浸透量測定ポイント位置図
(○外の数字が最終浸透量 l/hr)

表-3・6 同一地区での場所の違いによる浸透量の相違についての測定結果

	A	B	C	AB	BC	ABC
平均	9.69	10.73	10.13	9.76	10.40	9.76
標準偏差	3.13	3.81	2.70	3.32	2.93	3.01
変動係数	0.32	0.36	0.27	0.34	0.28	0.31

きはかなり小さいスケールで生じていることおよび標準偏差からみて浸透能の測定値はほぼ平均値の2倍内におさまることが期待される。先述した表-3・4の結果はこの表-3・6の結果と同程度のちらばりであると判断してよい。

3.4.4 湛水深

埼玉県の深谷市内^{11),16)}及び土木研究所構内で行った実験結果^{10),13)}より、湛水深Hが $20 \sim 90\text{cm}$ の範囲では、湛水深Hと浸透量Qとの間にはほぼ比例関係が成立することが判っている。第3.2節でこの点については詳細な検討を行っている。

この関係がそれ以上の水頭のときにも成立するのかどうか確認する意味で、定水頭実験により上述の比例関係を検討するとともに、円筒型浸透槽について変水頭実験を行い同様の関係を検証した。

対象地盤は、関東ローム層で層厚は約7mであり、この下には、砂レキ層・粘土混じりの砂レキ層が推積している。この区域における地下水は不圧状態にあり、地下水は地表面下約5mの位置にある。

地下埋管を用いた浸透トレンチ及び円筒型浸透槽について、長時間注水（4～6時間程度）による浸透量の時間変化を各々の湛水深について把握し、貯留槽ごとに整理した結果を図-3・22に示す。

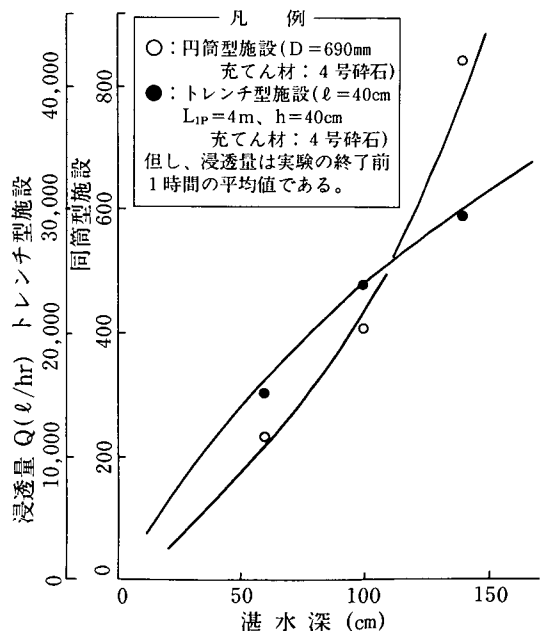


図-3・22 湛水深と浸透量の関係

浸透トレンチおよび浸透枵とも、単位時間当たり浸透量は実験初期に多いが、時間経過とともに減少し実験開始から3～4時間後にほぼ安定した。この浸透量が一定になった時の値を図-3・22に示してある。したがってこの結果は定水頭実験での湛水深と浸透量の関係を示すものである。

図-3・22から、湛水深Hと浸透量Qの間には $H=60\sim 140\text{cm}$ の範囲において、おおむね比例関係が成り立つという結果が得られた。

したがって湛水深が20cm以上あれば実用的には、浸透流量は湛水深と比例すると考えて良い。

3.4.5 目詰まりによる浸透流量の減少

浸透工法における難点の一つは、流出水の含有SS成分による施設および土層の目詰りの発生である。この問題については現在実験的研究²²⁾が進められつつあるが、負荷SS量をどう決めるかにより結果が異なること、施設の設置位置、設置方法により差を生ずることがあり、未解明の問題となっている。

現在までの結果を要約すると、供用開始直後の浸透流量に対し、3年後には、ほぼ1/3～1/5程度に減少し、その後の低下は少ないこと（指数関数的な減少傾向を示す）が認められている。

3.4.6 流入水の水質

雨水浸透工法の問題には、長期間使用したさいの目詰まりによる浸透能力の低下、地下水の水質に与える影響等が考えられる。

拡水法は井戸法に比較し、地表付近の不飽和帯をとおして間接的に地下水化することから、土壤中の浄化も期待され、地下水質に与える影響も少ない。

しかし、井戸法は砂礫層へ直接注入するものであり、流入中の懸濁物・汚染物質が地下水へ混入するおそれがある。

雨水流入水の水質は、流域の土地利用状況に依存し、無降雨日数、降雨強度、降雨開始後の時間経過などによって大きく変化するため、明確にはとらえにくい。

住宅団地からの雨水排水では、重金属等の有害物質が水道水の水質基準値をこえる事例はほとんどないが、道路排水などでは鉛、亜鉛等の重金属類に注意する必要がある。

このため、井戸法の場合は砂ろ過を主体とした前処理を行ってから注入し、有害物質は水道水質基準以下とすることが必要である。拡水法では、地表付近の表土層を一旦通して地下水に転換されることから土壌層

中のろ過等により汚染物質の除去が期待される。目詰まり防止のため浸透枵で沈殿を促進させ、浸透トレンチ内での目詰まりを防止することを考える必要がある。

3.4.7 その他の影響要素

第3節でも明らかにしたように、浸透施設からの浸透量は、降雨量や地下水位にも影響される。これらの影響は各々の設置位置や土質特性に左右される。前節の結果によれば10%前後の浸透量の減少となる場合があることから、浸透量の設計値の決め方に反映させて処理すれば良いと考えられる。

3.5 浸透工法の流出抑制効果

前節までに各種の浸透工法からの浸透特性を実験ならびに数値解析をとおして解明してきた。その結果地下埋管と浸透枵からの不飽和浸透現象へ影響を与える因子について、その影響評価を行い、個々の浸透施設の機能評価を可能とした。本節ではこれらの施設が複合して広範囲の地域に敷設された場合にもつであろう流出抑制効果を、現地実験の結果を通して明らかにし、評価モデルの構築を行った結果について述べる。

3.5.1 浸透工法の機能調査実験

1) 対象流域

住宅都市整備公団は昭島つつじが丘ハイツにおいて、降雨水の団地内処理を目的とした浸透工法の試験を昭和56年度に開始した。この試験施工及び調査解析は、降雨水団地内処理委員会の指導のもとに行われ、多数の研究報告¹²⁾¹⁴⁾¹⁵⁾が発表されている。

図-3・23は対象とした流域の平面図と雨量・流量観測地点を示している。当地区では浸透工法の機能を調べるため図に示すように浸透工法実施地区と従来型の下水道地区の両地区で各種の調査が実施された。その詳細は前記文献に譲ることとして、以下にその成果のうち降雨流出に関係する事項のみ抽出・再整理しておく。

図-3・24は浸透工法採用区域の排水系統図であり、表-3・7にその浸透施設の数量が掲げられている。この対象流域は図-3・25に示す4ブロックに大別され、その土地利用は表-3・7に示すようになっている。まず第1ブロックは主に盛土地区において地下埋管を用いた浸透トレンチ、浸透側溝、浸透枵が表-3・7に示す数量だけ設置されている。第2ブロックは上記の浸透工法以外に透水性舗装が採用されていることと、一部に遊水池が設けられている。第3、第4ブロックは従来工法で施工されている。なお各ブロック内の主要な管路には最高水位を記録する水位計が計12か所と浸透トレンチ、

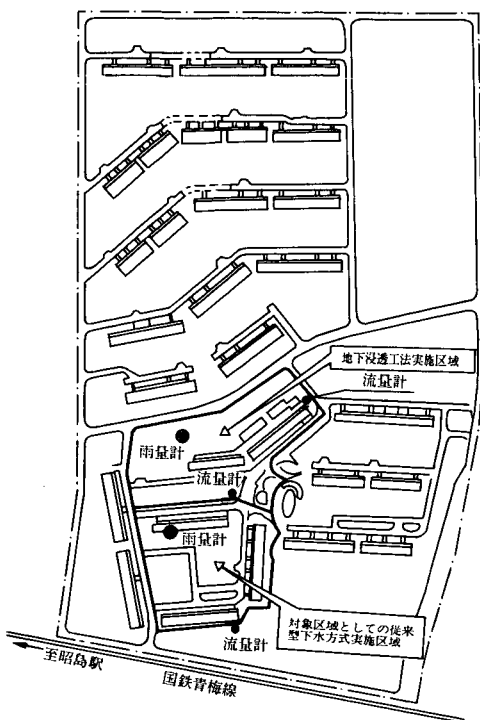
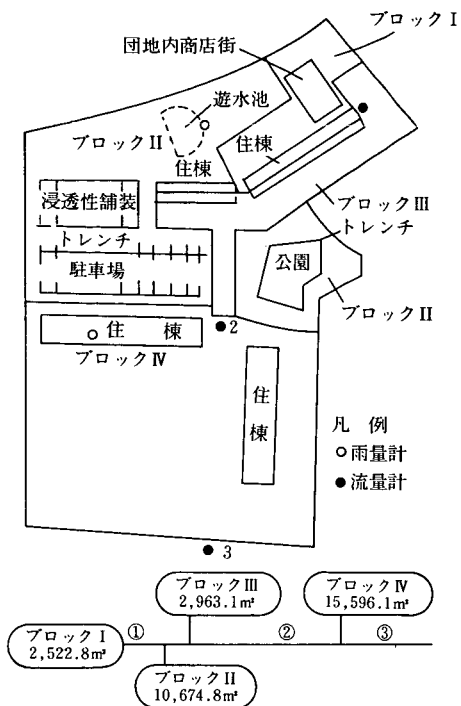


図-3・23 昭島つつじが丘ハイツ平面図



注) ①=7、②=15、③=22、人孔で
越流量測定点を示す。

図-3・25 観測区域ブロック概念図

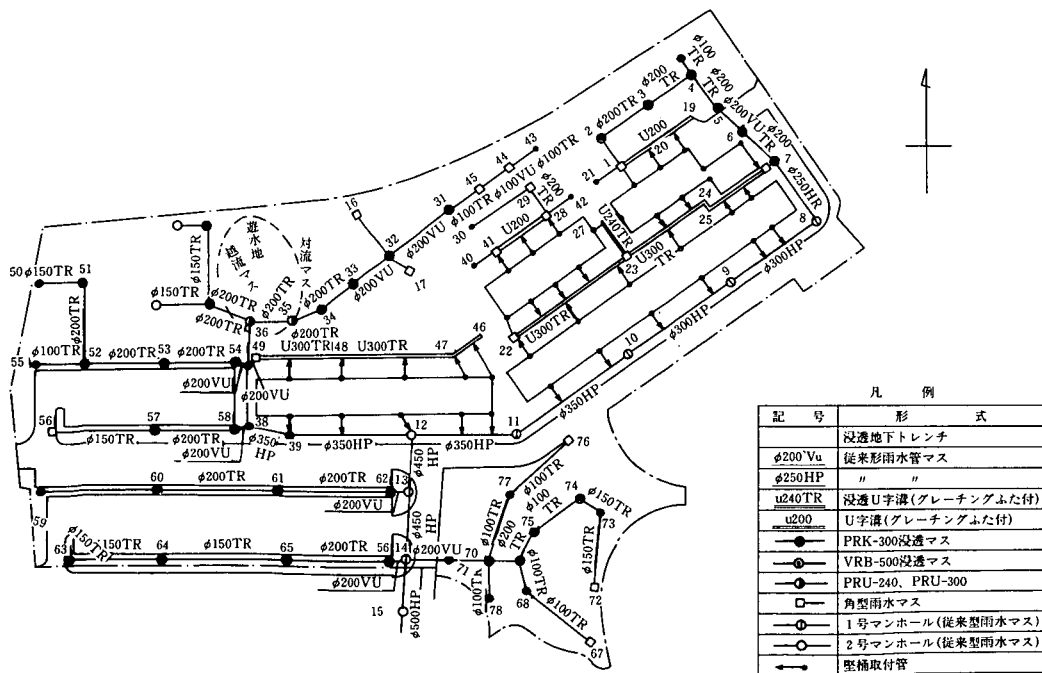


図-3・24 浸透工法採用区域の排水系統平面図

表-3・7 工種別面積と浸透施設数量

工種	流出係数	ブロック 1	ブロック 2	ブロック 3	ブロック 4	合計
建物	0.95	1635.0	803.8	749.2	2711.9	5899.9
道路	0.90	—	368.7	1145.9	4151.6	5666.2
駐車場	0.90	—	2404.5	—	—	2404.5
コンクリートタイル	0.85	401.4	1642.5	371.9	1266.9	3502.7
平板舗装	0.70	38.0	1173.9	393.0	1159.0	11082.6
緑地	0.10	448.4	4352.6	303.1	5978.5	11082.6
広場	0.20	—	32.2	—	328.2	360.4
砂場	0.10	—	76.7	—	—	76.7
計		2522.8	10674.9	2963.1	15596.1	31756.9
浸透枿		10個	39個			49個
浸透トレンチ		50.5m	443.5m			494m
浸透側溝		87m	56m			143m
透水性舗装		0	2404.5m ²			2404.5m ²
貯留容量		18.71m ³	79.37m ³			98.08m ³

浸透枿、浸透側溝の各々の機能を把握する目的で計6か所に自記水位計が設けられ、各ブロック毎の流出状況を詳細に把握することができるようにしてある。

2) 土質特性

昭島地区は、地表下2.5～3.0m以深に粗粒径の立川段丘礫層があり、その上を立川ローム層が覆っている。地下水は地表下10m前後にある。地下埋管の埋設深さ30cmと60cmについて土質調査を行った結果を表-3・8に示す。これによると、深さ30cmの所が60cmに比べて粒径が若干大きく、含水比が小さい。また粒度組成はシルト～粘土であり、透水係数(室内試験)は 10^{-5} ～ 10^{-6} cm/secである。自然状態における体積含水率は55～60% (含水比59～84%)であり、これらの特性からつつじが丘ハイツの自然地盤の表土は、一般的な関東ローム層の特徴を有すると考えられる。

3) 浸透施設の能力測定

施設の浸透能力を把握するため、現地に敷設された地下埋管、浸透枿、浸透側溝を利用して水道水を用い

た注入実験が行われた。表-3・9は浸透枿の実験結果による最終浸透量(1/分)を表わす。その一例を図-3・26に示すが、良く認められているように初期の浸透量が2時間程度後には約1/2に減少しほぼ一定値となる。図-3・27は浸透トレンチの実験の結果であって同様な傾向を示している。浸透量は浸透面上の水位に比例する傾向が明らかにされており、図-3・28に示すようにほぼ直線的な関係で近似できる。浸透側溝でも同様な結果が得られているが、ブロック1とブロック2では浸透側溝の浸透能力に大きな差がある。ブロック1地区は盛土をした地区であり、水頭が小さかった(10cm)こともあって、浸透量が非常に少なかった。これまでに実施してきた地下埋管・浸透枿の現位置試験ではローム層の盛土地ではほとんど浸透が期待されないことが明らかになっている。

4) 実降雨を用いた浸透能力の評価

注入試験の浸透量は定水位法および変水位法で求められたが、この浸透量が実降雨中も確保されるかどうかを、遊水池内のトレンチ(ブロック2に位置する)

表-3・8 土質試験結果

実験番号		昭島つつじが丘(1)				昭島つつじが丘(2)			
浸透施設		M-b		M-c		T-30		T-60	
試料番号		14の1 (30cm)	14の2 (60cm)	15の1 (30cm)	15の2 (60cm)	16の1 (30cm)	16の2 (60cm)	17の1 (30cm)	17の2 (60cm)
深さ m		0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6
	レキ分 2000 μ 以上 %	8.0	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0	9.0	0.0
	砂分 74~2000 μ 以上%	26.0	17.0	28.0	18.0	23.0	27.0	37.0	26.0
	シルト分 5~74 μ %	35.0	36.0	42.0	52.0	32.0	45.0	23.0	52.0
	粘土分 5 μ 以下%	31.0	47.0	30.0	30.0	35.0	28.0	31.0	22.0
土粒子の比重 G_s		2.542	2.594	2.586	2.507	2.621	2.569	2.556	2.507
	含水比 ω %	69.2	83.9	67.6	76.1	63.2	75.1	58.9	72.7
	湿潤単位体積重量 g	1.457	1.292	1.350	1.357	1.465	1.380	1.423	1.342
	間隔比 e	1.952	2.687	2.212	2.298	1.919	2.260	1.853	2.227
	飽和度 S_r %	90.1	80.9	79.0	93.5	86.3	85.4	81.2	81.8
	含水当量(%)	80.0	98.7	77.1	82.7	73.5	87.7	84.8	87.2
(室内試験) 透水係数 (cm/sec)		1.29×10^{-6}	1.74×10^{-5}	4.41×10^{-5}	4.50×10^{-6}	4.80×10^{-7}	4.45×10^{-6}	2.35×10^{-6}	1.01×10^{-5}

表-3・9 浸透槽の最終浸透量 (単位: l/分)

樹No	ブロック	1981年	1982年	1983年
4	1	11.8	13.6	13.0
6	1	—	—	5.6
18	1	8.2	9.0	12.0
34	2	4.0	3.4	4.7
82	2	10.7	14.6	14.0
53	2	12.1	13.4	12.1
57	2	11.0	10.6	7.0
60	2	15.6	18.4	12.8
64	2	18.2	21.8	6.4
74	2	7.6	8.8	7.1

と浸透側溝（ブロック 1 に位置する）に水位計を設置して調査した。浸透量はトレンチと側溝内の水位が下流へ流出しなくなる水位以下の時に、流入する降雨水とトレンチや側溝の貯留量の増減を計測して求めた。その結果を水位との関係で示したものが図-3・29、図-3・30である。図-3・30にはトレンチの注入試験の結果も記入してあるが、ほぼ同様な浸透量を有していることが判断される。図中には次項で用いる浸透量と水位の

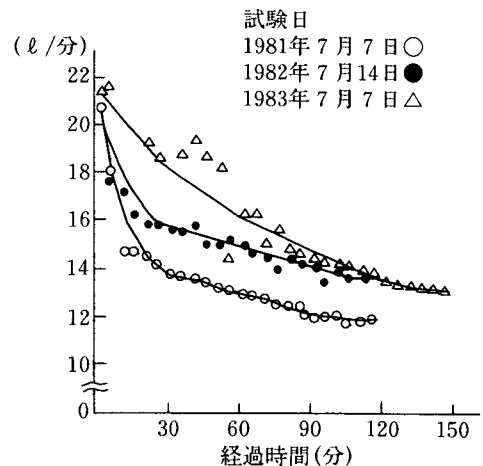


図-3・26 樹の浸透量の時間変化

関係を示す直線を記入してあるが、実測値のちらばりが大きい。図中の直線関係は流出計算のためにブロック 1 と 2 を代表する水位—浸透量関係として、便宜的におきかえたものにすぎないが、次項でも述べるように、盛土地区（ブロック 1）では自然地盤地区（ブロック 2）に比べ約1/5の浸透量としなければ計測された

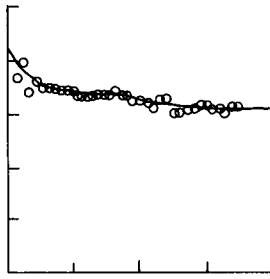


図-3-27 6m地下埋管の浸透量の時間変化

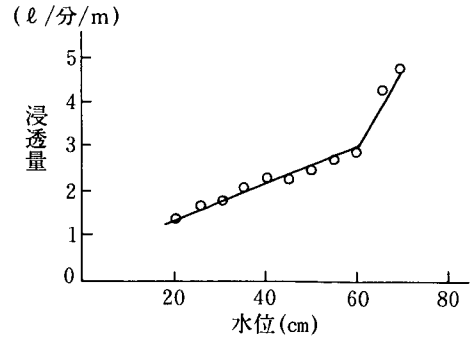


図-3-28 地下埋管の浸透量と水位の関係

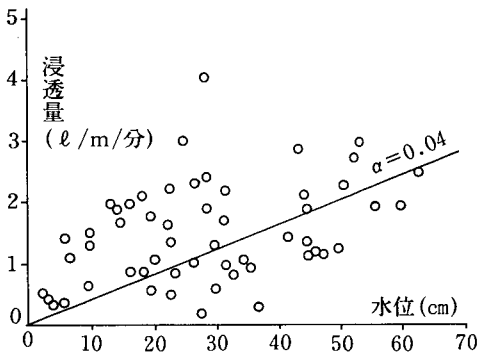


図-3-29 浸透トレンチの浸透量と水位の関係
(ブロック2)

流出量は説明できない。この浸透量の相違は注入実験でも確かめられているが、次項での検討はこのように大きなちがいを示すものを直線式で評価していること、およびブロック毎の浸透量の違いを組み入れていることを考慮にいれておく必要がある。

3.5.2 浸透を考慮した流出モデル

住宅団地からの流出量の計算は通常、合理式により行なわれる。これ以外に修正RRL法や準線型貯留法といった方法も稀に用いられる。しかし第2章で明らかにしたように、市街地からの流出は降雨に対する応答が非常に早く、線型関係でもほぼ満足する結果が得られることから、ここでは流出係数を下水道施設基準の値とした合理式で流出量を評価することとした。

浸透処理による流出抑制効果のみならず、都市流出を評価するモデルとして、市川らの提案²⁴⁾²⁵⁾になるメッシュ法がある。この方法では透水性舗装は流出率に組込まれ、浸透トレンチは単位長さ当たりの浸透量を基

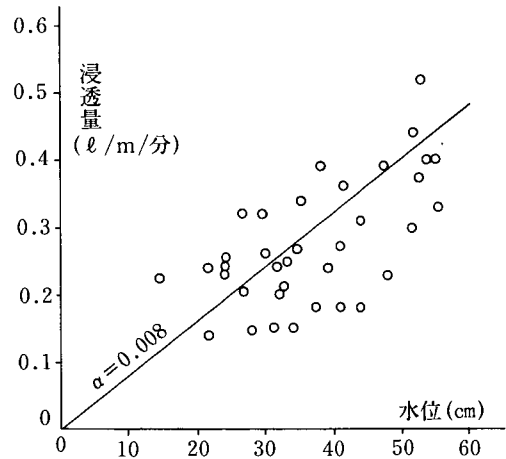


図-3-30 浸透側溝の浸透量と水位の関係
(ブロック1)

準にして浸透量を算出する方法となっている。本論文ではできるだけ実験結果の浸透特性を反映させるため、浸透量を浸透施設内の水位の関数として与える方法を採用した。

対象とする流域は昭島つつじが丘ハイツである。この流域に設置された浸透工法の効果を物理的に決定された定数を用いて表現することを考えて、以下のようにモデル化することとした。

まず当該地区からの全流出量を合理式で求め、その全量をいったん浸透施設に入ることとした。これはブロック1、2ともほぼ現実の状況を反映していると考えてよい。次に流入量は浸透施設の貯留量分だけ貯留されるとともに、この間の浸透量を差し引き、なお貯留しきれない流入量を下流への流出量とする。浸透量は浸透施設の貯留空間内の水位を計算し、この水位に比例した量として評価することとした。

浸透施設には地下埋管を用いた浸透トレンチ、浸透枡、浸透側溝、透水性舗装、が採用されている。実測の結果では透水性舗装部の流出は全く認められていないことから、この部分からの流出は除外することとした。

浸透施設の貯留量は、各施設の空隙容量（碎石充填部の空隙容量と管路等の容量）の総和とし、表-3・7に示す値を採用した。流出モデルの概要を図-3・31に示す。

浸透施設の浸透能力は、施設の構造や設置されている場所の土質、施設内の水位、等により異なることが第3.2節・第3.3節において明らかにされている。このうち構造による浸透能力の違いは浸透枡と浸透トレンチ（浸透側溝はトレンチと類似の構造である）で認められるが、この両者では浸透する状況も異なる（浸透枡タイプでは円筒形の枡から三次元的な広がりをみせて浸透するが、トレンチではトレンチ横断面内の二次元的浸透を生ずる）ことから同列の比較は容易ではない。ここでは枡1個（径50cmのもの）の浸透量がトレンチ1m当りの浸透量の2～3倍であるという実験結果を用いて、枡1個を1mのトレンチに相当するものと考えた。昭島では浸透施設は約1.3haの地区に設置されているが、この区画内の浸透枡やトレンチ、側溝、で計測した浸透能力は場所毎に異なっている。しかしその相違は、盛土を施した第1ブロックと在来地層の第2ブロックでの試験値に分類して整理すると、あまり大きな差を示さなくなる。そこでこの二ブロックを代表する浸透量－水位の関係を図-3・29、図-3・30に示す関係として採用することとした。

浸透量は全ての施設を単位当りの浸透量に置換し、 $Ql = \alpha HL$ の形で評価することにした。ここに Ql は浸透流量（ l/min ）、 H はトレンチ内水位（ cm ）、 L はトレンチ長（ m ）、 α は係数、である。このモデルを「貯留浸透モデル」と名づける。

3.5.3 昭島つつじが丘ハイツへの適用

昭島つつじが丘ハイツでは図-3・25に示すようなブロック単位からの流出がNo.7、15、22人孔で観測されている。57年、58年の主要な観測結果を整理して表-3・10に示す。この表から浸透工法採用地区が従来工法地区に比べ流出抑制効果を有していることが明確に判る。浸透工法実施地区の流出率はブロック2では0.02、ブロック1では0.25で、従来工法地区の0.49～0.55に比べ極端に小さくなっている。

前項で提案した貯留・浸透モデルを降雨規模の大きな14降雨に適用した結果、図-3・32～図-3・35に示すよ

うな良好な適合性が得られた。No.7人孔ではブロック1の流出量が、No.15ではブロック1、2、3からの合計流出量が、No.22人孔ではこれ以外にブロック4からの流出量に加わった実測値である。この図の結果によれば、No.22人孔での流出量の実測値と計算値が最もよい対応を示している。しかし図-3・33でのNo.7人孔の実測値と計算値も比較的良く対応していること、図-3・34

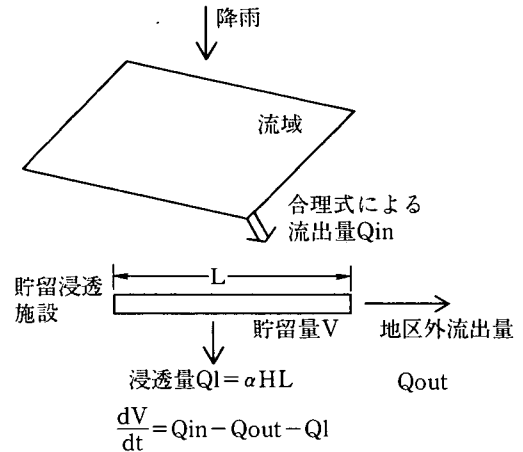


図-3・31 貯留浸透モデルの概要図

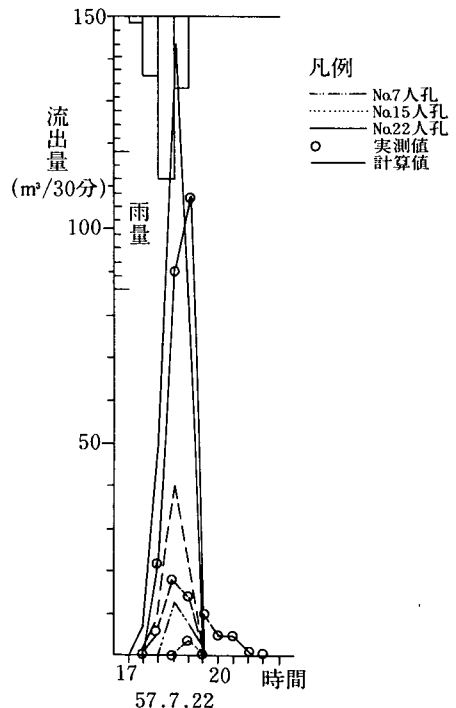


図-3・32 貯留浸透モデルによる流出計算結果(1)

表-3・10 主要降雨による観測結果

降雨 No	洪水年月日	ブロックNo	浸透工法実施地区				従来型雨水排水方式地区			
			1 (f=0.78)		2 (f=0.54)		3 (f=0.80)		4 (f=0.57)	
			流出量	流出率	流出量	流出率	流出量	流出率	流出量	流出率
1	57. 7. 3	39.8	2.0	0.05	0	0	17.64	0.44	16.54	0.42
2	57. 7. 22	22.8	1.4	0.06	0	0	12.05	0.53	12.39	0.54
3	57. 7. 30	57.0	14.1	0.24	0	0	27.17	0.48	24.67	0.43
4	57. 8. 22~23	87.5	11.5	0.13	0	0	49.98	0.57	31.39	0.36
5	57. 9. 19~20	32.5	0.75	0.02	0	0	14.79	0.46	11.96	0.37
6	57. 10. 8~9	43.3	8.80	0.18	0	0	21.89	0.51	7.59	0.18
7	57. 10. 22~23	88.0	51.32	0.58	—	—	41.5	0.47	42.9	0.49
8	57. 11. 2~3	51.0	16.51	0.32	0	0	23.06	0.45	23.76	0.47
9	57. 4. 14~15	63.8	4.81	0.075	0	0	21.89	0.34	(12.84)	(0.20)
10	57. 8. 1~2	116.0	91.9	0.55	4.4	0.03	—	—	—	—
11	58. 7. 9	19.0	2.2	0.11	0	0	11.5	0.61	13.8	0.73
12	58. 8. 15~16	138.0	44.7	0.31	7.1	0.05	94.2	0.68	99.5	0.72
13	58. 8. 17	101.5	40.7	0.40	14.8	0.15	83.8	0.83	66.1	0.65
14	58. 9. 27~29	90.5	47.3	0.52	0	0	69.8	0.77	49.1	0.54
				0.25		0.02		0.55		0.49

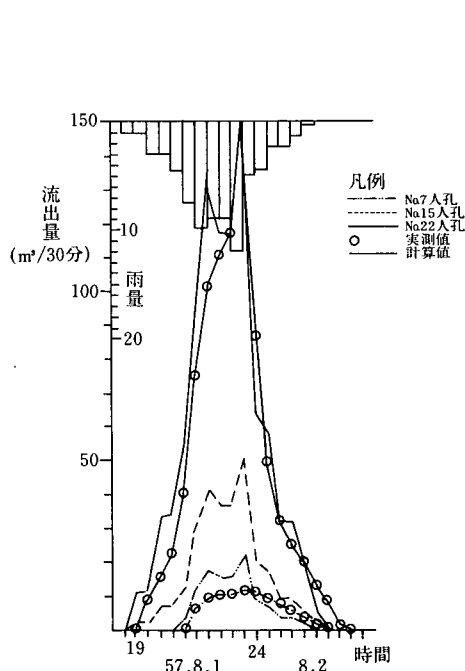


図-3・33 貯留浸透モデルによる流出計算結果(2)

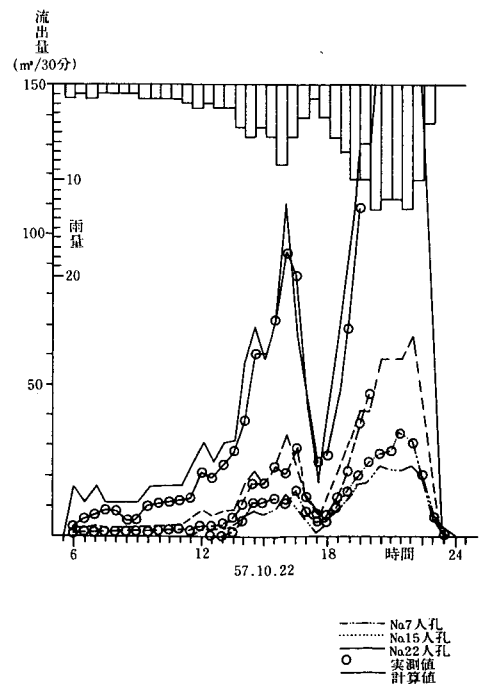


図-3・34 貯留浸透モデルによる流出計算結果(3)

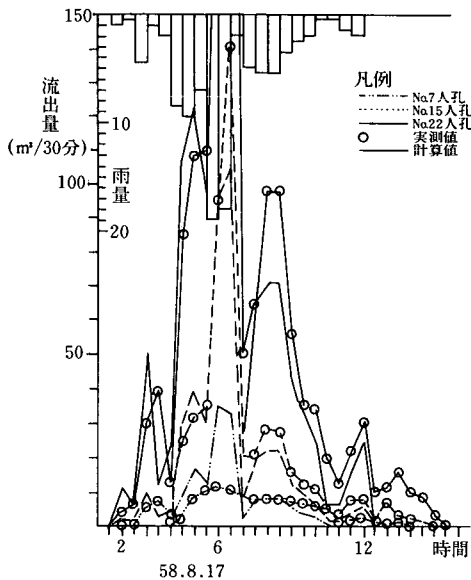


図-3-35 貯留浸透モデルによる流出計算結果(4)

はブロック 2 からの流出量も多かった事例であるが、No. 7, No.15 人孔での計算値が実測値と良く対応していること、等から判断して、ここで用いた貯留浸透モデルの妥当性が裏づけられたと考えてよい。

図-3-36 はこれらの結果を実測流出量と計算流出量の関係で図示したものである。降雨総量の小さい場合に、計算流出量が若干大きくなる傾向を有する。この原因は、①降雨総量の小さい時の流出係数の値が推算に用いた値よりも小さいこと、および②浸透工法の浸透量は初期の浸透量が大きく、2～3 時間経過すると一定値になる傾向をもつが、ここで提案した「貯留浸透モデル」ではこのような取扱いがなされていないこと、に主因があるものと推察される。

図-3-37 はピーク流出量（単位 mm/30 分）を実測値と計算値について示したものである。総流出量の関係（図-3-36）に比べて点のちらばりが大きく、計算値が実測値より大きく評価される傾向があるが、ほぼ妥当な計算法であるといつてよい。

ピーク流出量の値は主に降雨強度により決まるが、図-3-37 中の括弧をつけた二点は特に降雨強度が 19, 25 mm/30 分と大きく、この観測値の妥当性（雨量観測がビルの屋上で行われたこと）およびこのような小区画での 30 分間隔での観測値の問題（洪水到達時間が第 2 章での結果でも明かなように約 10 分程度と考えられる）によるものと推察される。ピーク流出量についても総流出量の関係と同様に、降雨強度の小さいところで大

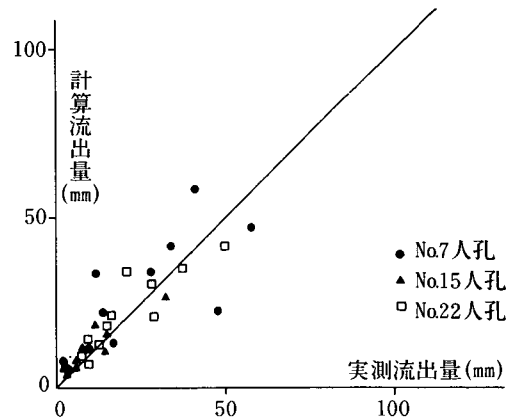


図-3-36 貯留浸透モデルによる計算値と実測値の比較（総流出量）

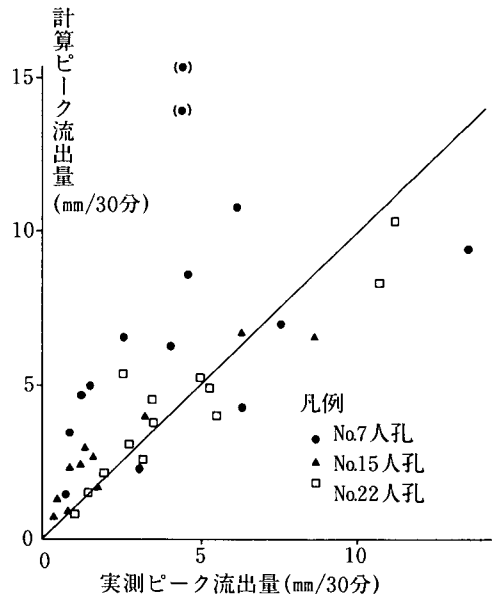


図-3-37 貯留浸透モデルによる計算値と実測値の比較（ピーク流出量）

きなピーク流出量を与える計算モデルと考えられるが、先述の①、②の考察がそのまま適用しうるのであろう。

計算に用いられた貯留量、浸透量はそれぞれ表-3-7、および図-3-29、図-3-30 に示す関係から得られたものである。先述したように、ブロック 1 の浸透能力は盛土地区で小さいこと（ブロック 2 に比べ約 1/5）、および浸透工法の採用数量が少ないこと（ブロック 2 に比べ約 1/4）により、ブロック 1 からかなりの流出量が観測されている（表-3-10 に示めた降雨例以外にも弱雨での観測結果があり、5 mm 程度の降雨量で流出が認め

られる)。一方ブロック2からは、No.7, No.10, No.12, No.13, の4例の豪雨時しか流出が観測されていない。このためこの地区からの流出量の計算には図-3・30に示す関係から $\alpha=0.04$ の値を用いて、貯留浸透モデルによる計算を実施してある。この α 値では、ブロック2からの流出量が表-3・10の観測結果と同様に計算により再現できる。(その他のケースではモデル計算上では流出しない結果となっている)。しかし貯留浸透モデルによる計算は、このような施設の貯留容量が一般に少ないこと(降雨量に換算して6~9mm相当)により、降雨強度の大きさに直接的に影響されるので、実測されている降雨強度値(30分間隔降雨強度であること)の検討が必要な例もある。

以上に示したように貯留浸透モデルでほぼ妥当な結果が得られているとみてよい。

表-3・11 集合住宅団地における土地利用率和平均流出率

種 別		土地利用率%		流出係数 f
住 宅	建 物	50.9	20	0.9
	緑 地		30.9	0.1
生活施設		2.5		0.9
公 園		8.2		0.2
緑 地		3.2		0.1
歩道・アプローチ		6.5		0.85
道 路		11.7		0.85
駐 車 場		11.6		0.85
供給処理施設		2.7		0.9
そ の 他		2.7		0.85
		100.0		0.55

3.5.4 モデル団地における流出抑制効果

1) モデル団地の土地利用および浸透工法の設置数量

住宅都市整備公団が昭和48~53年度にかけて建設した中層住宅団地(29団地)の平均的な土地利用率和平均流出係数を表-3・11に示す。この表によれば、1ha当たりの不透水面積率は57.7%となる。これに対し在来工法で必要となる雨水排水管等は、表-3・12に示すように総計で1haに対し1081mに相当する。この在来工法で必要となる雨水排水管等を全て浸透工法で置換するものとする。なおこれ以外に駐車場、歩道等には1810m²の透水性舗装が行われるものとする。各施設内の貯留量は、トレンチについては幅60cmのトレンチに水位50cmまで貯留することを考え、空隙率を0.3として算出した。浸透柵の貯留量はその容積($\phi=0.5$ mマスとする)×個数とした。浸透側溝は碎石部の構造からみてトレンチと同じ扱いとした。この貯留容量の考えかたは、碎石部の空隙率が実際にはほぼ0.4あるのにたいし0.3を採用していること、および各施設の設計水位は60cm以上あるのにこれを50cmとして少なく見積っていること、浸透柵では碎石部の貯留空間を無視していること、等により現実のものより約2割前後少なめにしていることに相当する。

なお透水性舗装についてはその貯留容量相当分(ここでは46mmあるが計算上50mmとした)だけの流出抑制がある(浸透は考えない)として、降雨量が50mmに達すると流出する(流出係数0.9)ものとした。

2) 貯留浸透モデルによる流出抑制効果

上述の前提のもとに1haの団地を対象として流出抑制

表-3・12 在来工法の雨水排水管等の数量

施 設		単位	ha 当たり数量 (L)		浸透施設	施設内貯留量 (m ³)	
雨水排水施設	雨水管	m	556	1,081m	浸透地下トレンチ	50.94	97.66
	雨水ます	ヶ所	45		浸透ます	4.42	
	側 溝	m	470		浸透側溝	42.3	
駐 車 場		m ²	1,160	1,810m ²	透水性舗装	53.3	
歩 道 アプローチ		m ²	650			29.9	

効果を貯留浸透モデルで計算した。計算の時間間隔は5分（合理式の洪水到達時間と仮定）で行い、東京都で採用されている降雨強度式を用いて中央集中降雨波形を各確率規模について求め入力とした。図-3・38はピーク流出量の削減効果を横軸に浸透能力を表わす指数 α （これは毎分の単位水頭・単位長さあたりの浸透能力を表わす。 $Ql = \alpha HL$, Ql : 浸透量(l/分), H : 水頭(cm), α : 係数(l/cm/分/m))をとって表現したものであるが、各確率規模毎にピークの削減効果が図-3・38に示した形で評価できる。ここで $\alpha = 0$ は浸透がない時のものであるから、 α が大になるとピーク減少の程度が大きくなり、降雨規模が大になるにつれてほぼ直線関係で表現しうることがわかる。

図-3・39は同様の結果を総流出量について対比したものであって、浸透工法が1haの団地で計画通りに設置されたとした時、地層の浸透能力 α に応じて図示のような流出総量の削減効果が期待されることとなる。この結果を在来工法のものとは対比して示したものが表-3・13である。表には $\alpha = 0.008$ （これは50cm水頭で0.4 l/分/mの浸透量、表中の上段数値）と $\alpha = 0.04$ （下段数値）についての計算結果が示されている。 $\alpha = 0.008$ の場合流

出量の比で0.24~0.53, ピーク流量の比で0.69~0.75, $\alpha = 0.04$ の場合流出量比で0.00~0.17, ピーク流量比で0.08~0.63程度となっており、浸透工法による流出削減効果が大きいと判断される。

この1haのモデル計算では浸透工法の数量が最大限のとりうる値として仮定されているので、地層の浸透能力(α)の大きなところでは非常に大きな流出抑制効果を示すことが判断される。この試算で採用された α の最大値($\alpha = 0.08$)は、トレンチ1m当り4 l/分、従って240 l/時の能力のものであるが、この程度の浸透能力は風積ローム層での注入実験で得られる値（先述の表-3・2）であり、これに安全率等を考えると、相当量の流出抑制効果を期待できるものといえる。

3.6 総括

流出抑制のための浸透工法について、実験、数値解析、現地への摘要とその評価、を行い、浸透工法の有効性が確認された。

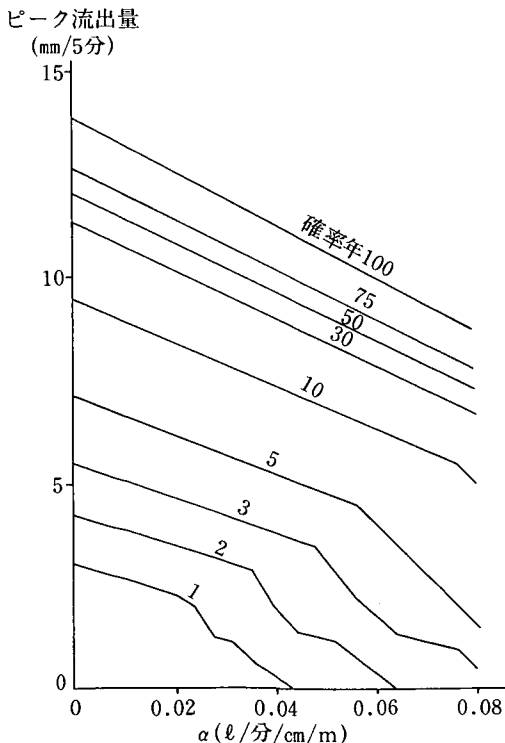


図-3・38 浸透能力の指数 α によるピーク流出量の削減効果

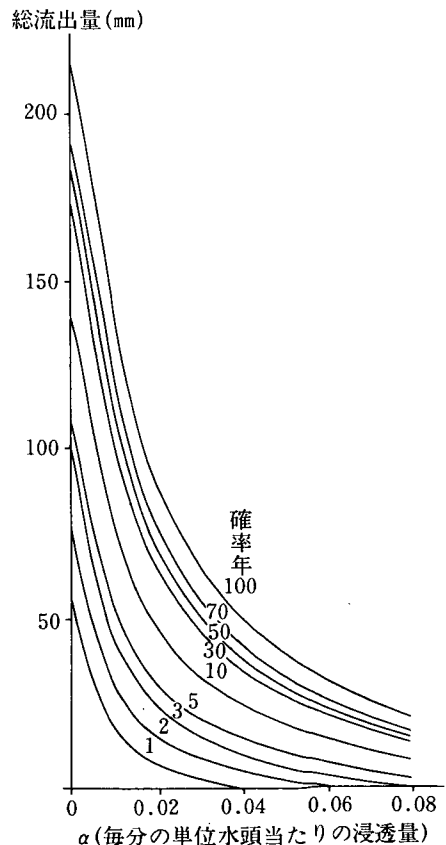


図-3・39 浸透能力の指数 α による総流出量の削減効果

まず浸透特性の把握のための実験では、ローム層中に浸透柵、浸透トレンチを設置し、各種の実験を行った。その結果

- 1) ローム層では浸透量が大きく流出抑制法として充分活用しうること
- 2) 水頭と浸透量の関係はほぼ比例関係にあること
- 3) 浅層地下水の応答が早いことから、浸透底面から地下水面までの距離が近ければ、浸透流量は直ちに地下水面に達し、横方向への移動につながる
- 4) 土壌中の不飽和浸透の地点間変動は、10m×30mの区域内ではあまり大でないこと

等が明らかにされ、雨水浸透工法の現地適用が可能であると判断された。

以上の結果は限られた実験条件でのものであることから、このような浸透施設の機能を評価するため、数値モデルを用いた分析を行い、実験結果の普遍化を考えた。モデルはリチャードの不飽和浸透理論に基づくもので、浸透柵への応用である。その結果

- 1) 不飽和浸透理論による表現が可能であること
- 2) 降雨による影響および地下水位の位置影響等に

ついてある程度の評価がなされたこと

- 3) 湛水深と浸透量の関係はほぼ実験結果どおりであること

等が明らかにされた。

一方、雨水浸透工法を実際に適用した住宅都市整備公団昭島つつじが丘ハイツでの実測値を分析した。評価法は貯留浸透モデルによるものである。その結果

- 1) 雨水浸透工法による流出抑制効果は本論文で提案した「貯留浸透モデル」で評価しうること
- 2) その考え方には、浸透実験や不飽和浸透理論による解析結果である、湛水位と浸透量の関係が反映されていること
- 3) 総流出量についての計算値はかなり精度が良いがピーク流出量の計算精度にまだ問題が残されていること

等が明らかにされた。

雨水浸透工法の研究は緒についたばかりであり、未解明の問題も多いが、本研究の成果により、一応の用途はついたものとする。

表-3・13 流出量の削減効果

上段 $\alpha=0.008$, 下段 $\alpha=0.04$

確率年	降 雨 量		在来工法地区 (A)		浸透工法地区 (B)		(B/A)	
	総雨量	5分雨量	総流出量	ピーク流出量	総流出量	ピーク流出量	流出量比	ピーク流量比
1	124mm	64mm/hr	90mm	3.9mm/hr	21.6mm 0.3	2.7mm/hr 0.3	0.24 0.00	0.69 0.08
2	161	91	116	5.5	35.4 4.9	3.9 2.1	0.31 0.04	0.71 0.38
3	197	117	143	7.1	50.6 10.1	5.1 3.8	0.35 0.07	0.72 0.53
5	217	151	158	9.2	60.0 14.7	6.7 5.2	0.38 0.09	0.73 0.57
10	272	202	198	12.2	86.2 24.7	9.0 7.3	0.44 0.12	0.74 0.60
30	327	242	237	14.7	114.1 35.2	10.9 9.0	0.48 0.15	0.74 0.61
50	345	256	250	15.5	123.7 38.9	11.5 9.6	0.49 0.16	0.74 0.62
70	364	269	264	16.3	125.0 42.7	12.1 10.1	0.50 0.16	0.74 0.62
100	400	290	290	17.9	152.7 50.7	13.4 11.3	0.53 0.17	0.74 0.63

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：雨水貯留施設の最近の動向，土木研究所資料，第1579号，1980.
- 2) 建設省土木研究所：アメリカにおける都市域での雨水貯留の実態，土木研究所資料，第1068号，1975.
- 3) 建設省土木研究所：わが国の都市域での雨水貯留の実態とその改善，土木研究所資料，第1174号，1977.
- 4) 建設省土木研究所：雨水貯留施設に関する第3報，土木研究所資料，第1382号，1978.
- 5) 安藤義久：宅地開発に伴う雨水貯留施設に関する計画学的研究，(I) 水利科学，No. 145, Vol. 26, No. 2, 1982. (II) No. 146, Vol. 26, No. 3, 1982. (III) No. 147, Vol. 26, No. 4, 1982.
- 6) F. Sieker: Stormwater Infiltration in Urban Areas, Proc. of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, 1984.
- 7) R. W. Harms: Infiltration of Stormwater-A project Perspective, Proc. of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, 1984.
- 8) Research at Chalmers University of Technology: Infiltration of Stormwater, Results and Examples of Application, Proc. of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, 1984.
- 9) S. A. Jonasson: Dimensioning Methods for Stormwater Infiltration, Proc. of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, 1984.
- 10) 建設省土木研究所：地下浸透を考慮した流出抑制法の開発実験に関する報告書，土木研究所資料，第1767号，1982.
- 11) 建設省土木研究所：地下埋管の原理と効果，土木研究所資料，第1590号，1980.
- 12) 住宅都市整備公団：降雨水の団地内処理システムに関する開発実験委員会資料，1980.
- 13) 吉野文雄・小川良一：ローム層における浸透型雨水貯留施設（各戸貯留）の一実験，第35回土木学会年次学術講演会概要，1981.
- 14) 石原旭・柳原和憲：雨水処理システム，防災，No.63, 1981.
- 15) 長沢靖之：雨水の地下浸透技術，地下水技術協会講習会テキスト，1981.
- 16) 石崎勝義・北川明：地下埋管による地下水かん養と流出抑制に関する研究，第25回水理講演会論文集，1981.
- 17) 虫明功臣・桑原衛：トレンチ型雨水処理施設の浸透特性に関する研究，第27回水理講演会論文集，1983.
- 18) J. R. Philip: An infiltration equation with physical significance, Soil Sci, Vol. 77, 1954.
- 19) 浸透理論体系化グループ：土壌水運動理論の諸系列，(1)土壌の物理性，Vol.13, 1965.
- 20) M. J. Kirkby, ed: Hillslope Hydrology, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons. 1978.
- 21) H. Bouwer: Ground water Hydrology, McGraw Hill, 1978.
- 22) 石崎勝義・寺川陽：地下水かん養技術とその応用，土木技術資料，Vol. 23, No. 10, 1981.
- 23) Sharma, M. L, G.A. Gander, and C. G. Hunt: Spatial Variability of Infiltration in a Watershed, Journal of Hydrology, Vol. 45, No. 1/2, 1980.
- 24) 市川新・榊原隆・藤田壮：都市域における新しい雨水流出シミュレーションモデルの提案，水利科学，No. 156, Vol. 28, No. 1, 1984.
- 25) 市川新・榊原隆・大口豊：メッシュ法の都市河川流域への適用—その手法と実際，水利科学，No. 161, Vol. 28, No. 6, 1985.
- 26) 玉川信行・浅枝隆・Jeevaraj, C. G., 田中靖治：不飽和浸透への応用からみた毛管流れの機構について，土木学会第40回年次学術講演会概要集，1985.
- 27) 日本下水道協会，昭和59年度雨水浸透実験調査報告書，1985. 3.

4. 結 論

本論文の主目的は、河川流域が都市化されることに伴う水循環系への影響を特に洪水流出特性に限定して評価し、その対策法を提供することにあった。

そのためまず第1章において都市流出の特徴である表面流出現象を実験的手法で検討した。そして流域の表土層の有する保水特性を明らかにし、第2章での都市流出の評価の基礎とした。第2章では都市流出の評価を流出試験地データにより行い、都市化に伴う流出パラメータの変化傾向を明らかにした。第3章では都市化による流出増を削減するため、都市化以前に流域が保有していた保水機能をできるだけ保全する方式として雨水浸透工法の開発実験とその評価を行い、流出抑制法を確立した。

以下に本論文の結論を述べる。

第1章「降雨流出実験による造成地と林地からの表面流出特性」では都市流出の主体をなす表面流出の特性を分析した。粗造成地と林地に小区画を設定し、スプリンクラー散水による流出実験を行うことにより、表土層の役割を明らかにした。対象地区の基盤土はともにローム層である。

表面流出現象はこの両地区で顕著な相違を示す。造成地では散水直後にみずみちが各所に形成され、かつ薄層流的な流れが観察されるが、林地ではほとんどの水が一たん浸透し、斜面下部の飽和域で表面流として流出する。この両者の対比から以下の結論が抽出される。

- 1) 粗造成裸地と林地からの表面流出（林地では早い中間流出も含む）の発生状況は大きな相違を示している。そのおもな原因は表土層の浸透能力の差にあると推察される。
- 2) 粗造成地からの表面流出は乱流現象として運動をモデル近似できる。ローム台地の粗造成地の流出係数は0.75、流出率は0.60、初期損失は2～6mm、最終浸透能は10mm/h、粗度係数は0.1程度である。Horton式による損失の見積りが可能である。
- 3) 林地からの表面流出は表層の腐食土層が飽和した後を生ずる。形式的に流出定数を求めると、流出係数は0.27～0.47、流出率は0.13～0.29、初期損失は30～80mm、最終浸透能は50mm/h程度である。従来、林地浸透能として100～300mm/h程度の値が示されているが、この違いは表土層の違いにもよるが、散水区画の大きさ（浸透計によるものでは

1m²以下である）の違いが大きく影響しているものとする。

- 4) 林地からの早い中間流はDarcy則で表現できる。その流出速度は10⁻³cm/sのオーダーである。平均的に貯留高が8mmを越えると表面流出が卓越するようになる。表土層中の貯留高が大きくなるにつれて中間流出場が深き方向に拡大し、その結果中間流出の通減率は小さくなる傾向が認められる。
- 5) ローム層中への雨水の鉛直浸透は非常に遅い。1mの深さまで浸透するのに数時間～10時間程度要する。

このように表層土壌の浸透能力の大小による流出現象に極端な差を生ずることは、都市化による不浸透域の拡大の効果と同一のものと考えられ、この一連の実験による研究が都市流出現象を考えるための基本となった。

すなわち都市化に伴う流出変化の主要な部分が、直接流出成分のうちの表面流出成分の増大、中間流出成分の減少であること、都市流出は表面流を主とする流出モデルで近似することが妥当であること、などである。このことは貯留高～流出高の関係からも裏づけられ、林地では10mm/hrの流出高となるのに10mm程度の貯留高が必要であるが、粗造成地では約1/10の貯留高でよい結果となっている。一方これらの結果に考察を加え、流出抑制を行うための適切な方法は表層土壌の有する機能に近い雨水の浸透状況を都市内に回復させることであると考えた。この考え方が第3章に生かされている。

第2章「都市化流域の洪水流出特性の評価」では、まず市街地流出を特徴づけるため都市化の水文学的な定義について論じた。その結果本論文では全流域に占める人為の加わった面積の比率を中心として評価する方法を採用した。そして第1章で明らかにした表層土の有無による表面流出特性の変化についての研究結果をもとに、都市流出の主体をなす表面流出を流出モデルのパラメータとの関係で分析し、都市化指標との関係を明らかにした。

まず第3.2節で市街地小流域の洪水流出を解明し、都市域と山林流域の比較を行った結果

- 1) 洪水到達時間は市街化の程度にもよるが、山林地流域に比べ1/5～1/10程度に短縮されること
 - 2) 流出率、流出係数も増大すること
 - 3) 市街地流出が表面流出モデルで表現しうること
- は、市街地流出ハイドログラフの通減特性からも明らかであって、線型貯水池モデルで評価可能で

あること

- 4) この線形貯水池モデルの貯留定数の逆数は洪水遅れ時間と良い一致を示すこと、このことは第1章の粗造成裸地流出の評価結果とも一致していること

などが明らかにされた。これらの結果は対比流域法による都市化の影響評価であることから、第3.3節では同一流域が山林地流域から徐々に開発され宅地化していく過程を流出モデルパラメータの変化として経年的に調査し、都市化の水文学的效果を解明した。その結果

- 1) 流域が都市化するにつれ流出率の増加が推定されること
- 2) 洪水到達時間も短縮され流出係数は増大すること
- 3) K値もN値も市街化につれ減少するが、N値の変化の方が明瞭であること
- 4) 流出形態を記述する運動方程式のパラメータの方が鋭敏に都市化の効果を反映するが、連続方程式に関与する流出係数や流出率は試験地観測データの観測精度とも関係するため、明確に評価するのは困難であること

等が明らかにされた。4) については洪水の大小との関係（有効降雨に関連する非線型性の効果と考えてよい）もあり、今後の検討が行われなければならない事項といえる。

第3.4節では流出モデルパラメータを都市化率との関係で分析した。 T_e やKというパラメータは流域の大小といった諸元の効果も含めて表現されていることから、これらの効果を除去した無次元化を試み以下のような結果を得た。

$$K = 8.6 \times A^{0.10} \times 10^{-0.8U}$$

$$N = 1.3 \times 10^{-2.1U}$$

ただし、必ずしも全ての要素について無次元化が行われたということではなく、都市流出を表面流出現象と考え、マクロにみてManning則が成立すると仮定したうえでの結論であることに留意する必要がある。またK値、N値とも相当大きな変動幅を持つため、この変動範囲が流出推算結果に及ぼす影響を評価した。その結果、都市化率が大きくなり1に近づくにつれて、ピーク流量の推定値の差は小さくなること、このことは都市流出の推定における有効雨量の役割の重要性を示すこと、が明らかにされた。

これらの結果を総合的に判断して、市街地小流域の流出を評価するための流出モデルとその定数については、ある程度の結果が得られたと考える。しかしこれ

らのモデル定数は全て降雨流出系を記述する運動方程式に関連する定数であって、連続条件を満足するための流出率や損失雨量についての分析が充分には行われていない。市街地流出をより良く表現するには有効雨量の分析が一方で重要となることから、この分野の研究が今後の課題であるといえる。このためには不浸透域の拡大による浸透能の減少と流出総量の増大を分析しうる、より精度の高い実測値が不可欠であること、第1章で論じたような表層土壌の役割の研究を深めて流出発生機構の研究を進める必要がある。

第3章「浸透による流出抑制法の研究」では、第1章、第2章で明らかにされた流域表層土の浸透特性・保水特性、都市流出の諸性質を考慮にいれて、治水対策の一手法として雨水を浸透処理するための工法、および各種浸透工法の浸透特性の解析、これらの工法の流出抑制効果の評価モデルの構築、等を論じた。

まず浸透特性の把握のための実験では、ローム層中に浸透枥・浸透トレンチを設置し、各種の実験を行った。その結果

- 1) ローム層では浸透量が大きく流出抑制法として充分活用しうること
- 2) 水頭と浸透量の関係はほぼ比例関係にあること
- 3) 浅層地下水の応答が早いことから、浸透底面から地下水面までの距離が近ければ浸透流量は直ちに地下水面に達し、横方向への移動につながること
- 4) 土壌中の不飽和浸透の地点間変動は、10m×30mの区域内ではあまり大でないこと

が明らかにされ、雨水浸透工法の現地適用が可能であると判断された。

以上の結果は限られた実験条件でのものであることから、このような浸透施設の機能を評価するため数値モデルを用いた分析を行い、実験結果の普遍化を考えた。モデルはリチャードの不飽和浸透理論に基づくもので、浸透枥への応用である。その基本式は円筒座標系を用いると

$$\frac{\partial \theta}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial r} \left\{ K_r(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial r} \right\} + \frac{K_r(\psi)}{r} \frac{\partial \theta}{\partial \psi} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \right\}$$

と表現できる。この式を差分式になおし、実験結果を表現しうるパラメータ K_z 、 K_r 、および $\theta \sim \psi$ 関係を用いて数値計算した結果

- 1) 不飽和浸透理論による表現が可能であること
- 2) 降雨による影響および地下水位の影響等についてある程度の評価がなされたこと

3) 湛水深と浸透量の関係はほぼ実験結果どおりであること

等が明らかにされた。

一方、雨水浸透工法を実際に適用した住宅都市整備公団昭島つつじが丘ハイツでの実測値を分析した。評価法は貯留浸透モデルによるものである。このモデルは浸透施設の貯留量を考慮にいて、浸透施設内の水位を計算し、水位に比例した浸透量があると仮定するもので、流入量は合理式で計算する。その結果

1) 雨水浸透工法による流出抑制効果は本論文で提案した「貯留浸透モデル」で評価しうること

2) その考え方には、浸透実験や不飽和浸透理論による解析結果である、湛水位と浸透量の関係が反映されていること

3) 総流出量についての計算値はかなり精度が良いが、ピーク流出量の計算精度にまだ問題がのこされていること

等が明らかにされた。

雨水浸透工法の研究は緒についたばかりであり、未解明の問題も多いが、これらの結果より判断して都市流出の抑制のための浸透工法の開発には一応の目途はついたものと考ええる。

謝 辞

この論文は昭和40年頃から顕著に見られるようになった都市化による洪水流出の増大を水文学的な面から総合的に研究し、それに対する対策法を工学的に評価したものである。とりまとめにあたっては、東京大学高橋裕教授、虫明功臣教授、五井信行教授に多大なご指導を頂いた。また研究の実施や論文の執筆にあたり、早稲田大学鮭川登、科学技術庁木下武雄、建設省石崎勝義、外務省佐合純三、沖縄開発庁寺川陽、土木研究所吉谷純一、東北地方建設局田子秀徳、関東地方建設局小川良一、の各氏の助言と協力を得た。ここに記して感謝の意を表したい。なお本論文で使用した多数のデータは建設省、住宅都市整備公団、土木研究所の方々の長年にわたる観測の結果から得られたものである。これらの観測に携わられた方々に深く敬意を表すとともに、快くデータ提供の労をとられた関連部局の方々に厚くお礼申し上げたい。

昭和61年 4 月

吉 野 文 雄

**都市化による流出変化と浸透による
その抑制法に関する研究**

土木研究所報告
第175号 1987年3月

吉野文雄

要 旨：

河川流域が都市化すると降雨の流出形態は変化する。降雨流出量は大きくなり流出速度が早くなる。本研究はこの現象を実証し、その特性を定量評価した上で、この様な変化を抑制する手段を研究したものである。

第1章では都市流出の主体である表面流出を造成地と林地からの流出比較により研究した。その結果表層土壌の持つ保水機能を明らかにした。第2章では都市流出の特性を抽出するため山林流域との比較を行い、洪水到達時間、等価粗度係数、貯留関数の係数の都市化による変化を明らかにした。都市化の程度を都市化率で表現し各係数値の変化とその変動範囲を提示した。第3章では表面流出が卓越する都市流出を抑制するため、雨水浸透工法の研究を行いその効果を定量評価した。不飽和浸透理論による現象の解析と貯留浸透モデルによる評価を行った。第4章に結論を取りまとめた。

キーワード：都市流出，洪水到達時間，流出定数，浸透工法

**A study on runoff change due to urbanization of
drainage area and its control using infiltration methods**

Report of PWRI
Vol. 175 March 1987

by **Fumio Yoshino**

Synopsis :

The paper deals with the runoff changes due to urbanization in drainage areas and its reduction measures by infiltration of storm water.

Urban runoff is mainly characterized by the surface runoff. Then the characteristics of surface runoff were studied by comparing the runoff hydrograph from bareland and forest plot. Then data from experimental basins were analyzed in the terms of time of concentration, Manning's roughness coefficient of equivalent roughness method, and storage coefficient of storage function method.

Then the paper deals with the infiltration method using infiltration trench, pit, gutter and pavement.

Key Words : urban runoff, time of concentration, change of runoff parameters, infiltration method.

土木研究所報告第175号

昭和62年3月30日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 東 神 堂
東京都千代田区神田司町2-14
電話 03 (252) 7611

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Vol. 175 March 1987

CONTENTS

A study on runoff change due to urbanization of drainage area
and its control using infiltration methods.....Fumio Yoshino
