

土地利用変化を評価する流出モデル

橋本 健* 長谷川 正**

はじめに

全面的あるいは部分的に都市化が進行しつつある流域、山地の一部を開拓して、放牧地やゴルフ場を造成する計画がある流域などにおいて、土地利用の変化が流出にどのような変化をもたらすかということは、過去10年間に於ける応用水文学上最大の関心事であったばかりでなく、近年における河川計画上の諸問題の中でも大きな部分を占めている。

土木研究所では、従来から「都市化による流出の変化」に関する調査・研究を種々の角度から採りあげ実施してきたが、50年度より「土地利用の変化に伴う流出機構に関する調査」として課題を設け、研究の推進を行なっている。その目的は、①この分野における基礎知識を現段階でひとまず整理し、②その知見において最もバランスが取れかつ精度よい評価手法を作成すること、にある。もちろん、基礎研究の分野は日進月歩なのであるから、近い将来の可能な発展を吸収できるような考慮も必要である。ここでは、土地利用の変化が流出に及ぼす影響を評価するための条件として次の5項目を設け、モデルにくみ込んでいく方法をとった。

I. 斜面上の流れの非線形性が表現できること。

日本のように、強雨を計画対象としている河川流域では、特に流域斜面上の流れの非線形性は無視できない。貯留関数法、タンクモデル法、kinematic wave 法等、すべてこの条件を満足している。

II. 河道の洪水伝播機能が表現できること。

流域のスケールがある大きさを超えれば、河道は流域の流出機構の中で無視できない役割を果たすようになってくる。また、大部分の河川計画では、区間的であれ、必ずといってよいほど河道改修計画を盛りこんでいる。

III. 土地利用形態の差異による流出の差異を表現できること。

IV. 総合化の程度が高いこと。

複数の土地利用形態の一つ一つに複数のパラメータが取り付く。「パラメータがいっぱい」のこのモデルでは、下手をすると、何をやっているかわからない「パラメータいじり」に終始してしまう可能性がある。この条件は、後述するように、実証的資料の蓄積の乏しさということもあって現状ではかなり厳しいものである。しか

しながら、無観測流域の多さなども考え併せると、使っ

ていながら総合化も進められるモデル、もしくは、何らかの新しい実証データが得られたら直ちにパーツの交換が可能なモデルが望ましいわけである。

さらに、計画論的に有効なモデルであるためには、次のことが重要である。

V. 当該河川流域内の他の排水計画(下水道・中小河川 etc.)に使われるモデルと共通性が高い。

従来から、下水道と都市河川、またそれらと一般河川等々の間の計画ギャップが大きな問題になっている。計画の思想の違いも重要な原因だが、使われているモデルの差異が大きすぎたことも否めない。特に土地利用の変化が問題になるような流域では、多くの場合、排水計画も入ってくるのであるから、河川を対象とした流出モデルもこれを取り込んでいく必要がある。

1 モデルの概要

ここに提案されたモデルは、有効降雨モデル、斜面モデル、河道モデルの三要素を主体として構成されている。

1.1 有効降雨モデル

有効降雨モデルは、本モデルの作成過程で最も困難なものである。山林、市街地に比し水田、畑地、丘陵、ゴルフ場、放牧地等については、ほとんど観測が行なわれておらず、実証的な資料に乏しい。山林については岡本によってまとめられた全国ダム流域の「総雨量—総流出量図」が代表的な資料となっている¹⁾。市街地については、流出試験地調査の成果²⁾等を通じて資料の蓄積が進んできている。ここでは、土地利用形態ごとに、最も適すると考えられる有効降雨モデルを採用し、そのパラメータを試算によって最適化する方法をとった。斜面モデル、河道モデルに含まれるパラメータは、後述するように、あらかじめ物理的に固定しておくので、本モデルでは、有効降雨モデルのみが試算パラメータを持つことになる。

1.2 斜面モデル

下水道・中小河川の排水計画においては、合理式が使用されることが圧倒的に多い。条件 V. を満たすには合理式からスタートするのが最も合理的なようである。合理式は周知のように

$$Q_p = \frac{A}{3.6} r_c \dots \dots \dots (1)$$

で、 Q_p : ピーク流量 (m^3/s)、 A : 流域面積 (km^2)、 r_c :

*元建設省土木研究所河川部水文研究室研究員(現近畿地建第名川工事事務所調査課長)

**建設省土木研究所河川部水文研究室

洪水到達時間 t_c 内の最大平均有効降雨強度 (mm/hr) である。流出の単位を r_c と同じにとれば

$$q_b = r_c \dots\dots\dots(1)'$$

となる。合理式をさらに一般化すれば

$$U(\tau) = \begin{cases} 0 & (\tau < 0, t_c \leq \tau) \\ \frac{1}{t_c} & (0 \leq \tau < t_c) \end{cases} \dots\dots\dots(2)$$

という単位図 (矩形単位図), または

$$q(t) = \frac{1}{t_c} \int_{t-t_c}^t r_c(\tau) d\tau \dots\dots\dots(3)$$

なる移動平均過程である。 t_c を「河川砂防技術基準(案)」では「流入時間」と呼んでいる。

t_c が斜面について定まる定数であると仮定すれば, 合理式は流れに関して線形なモデルであり, 条件 I. を満足しない。一方, kinematic wave 法によれば t_c は有効降雨強度 r_c などの関数で

$$t_c = \left(\frac{L r_c^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m} \dots\dots\dots(4)$$

で与えられる³⁾。ここに, L は力学的斜面長, α, m は斜面上の水深 h と単位幅流量 q との関係を

$$q = \alpha y^m \dots\dots\dots(5)$$

とした場合の定数である。層流では $m=3$, Manning 型の流れでは $m=5/3$, Chézy 型の流れでは $m=3/2$ である。さらに Manning 型の流れでは, 斜面の力学的平均勾配を S , 等価粗度を N とすれば

$$\alpha \propto \sqrt{S}/N \dots\dots\dots(6)$$

なので

$$t_c = L^{1/m} \cdot N^{1/m} \cdot S^{-1/2m} \cdot r_c^{(1/m)-1} \dots\dots\dots(7)$$

を得る。

角屋他は,

$$t_c = C \cdot A^a \cdot r_c^{-a} \dots\dots\dots(8)$$

として, $A=0.13 \sim 143.6 \text{ km}^2$ の丘陵山林流域 18 河川について次の実験式を求めた^{4), 5)}。

$$t_c = 290 A^{0.22} \cdot r_c^{-0.35} (\text{min}) \dots\dots\dots(8)'$$

(8)式で用いられた流域面積 A は, 計量地形学的に, 主河道長や流域幅と従属関係にあることがわかっているのので, 力学的斜面長 L に替わるものと見てよい。

ある単流域について流域平均最大有効降雨 $r_c(t)$ が与えられれば, 図-1のように, ある継続時間とその時間内の最大平均有効降雨強度との関係を示す曲線 (有効降雨強度曲線) を引くことができる。この曲線と(8)式の交点に対応する継続時間が, その単流域からの最大流出量 q_b を与える到達時間 t_c である。さらに(2)式によって, 流出ハイドログラフを得ることもできる。しかし, この矩形単位図によって計算された流出は, t_c を経過すると流出量がゼロになるという著しい特徴を持つ。洪水の低減部に関しては, 現象を良く simulating できない。そこで, ここでは比較的滑らかな流出ハイドログラフが得られるように, 次の指数単位図を用いる。

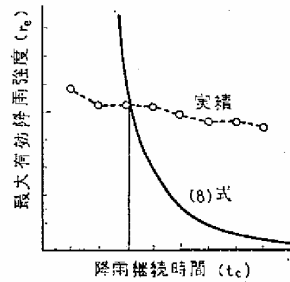


図-1 t_c の決定法

$$U(\tau) = \begin{cases} 0 & (\tau < 0) \\ \frac{1}{K} e^{-\tau/K} & (\tau \geq 0) \end{cases} \dots\dots\dots(9)$$

ここに $K=t_c/2$(9)'

(2)式と(9)式の2つの単位図を結びつける t_c から K への換算(9)'式は, 吉野⁶⁾による図-2を根拠にしている。

(9)式の単位図は線形貯留型モデル (線形貯水池) とも呼ばれる。ここでは図-1の関係をを用いて t_c (すなわち K) を求め, これを洪水期間中一定として扱うものとする。 t_c が与えられた時の, 矩形単位図, 指数単位図, および kinematic wave による流出の比較を図-3にあげる。

(8)式により有効降雨強度の影響が取り入れられて非線形的な効果が表現できるが, 最終的には(9)式によるので, このようなモデルを「準線形貯留型モデル*」と呼ぶことにする。

この斜面モデルでは, ある土地利用形態に固有な斜面上の流れは, (8)式の C によって集約的に表現される。 C

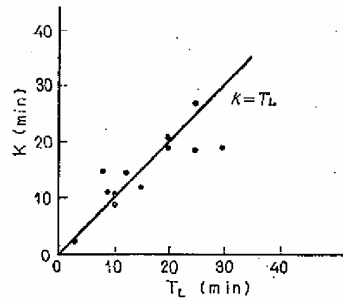


図-2 $t_c \dots K$ の相関 ($T_L = t_c/2$)

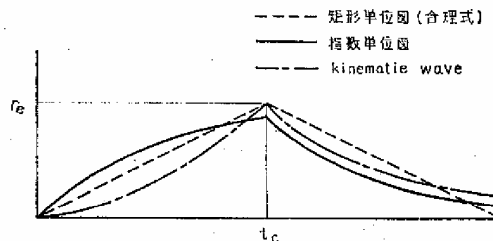


図-3 流出波形の比較

* quasi-linear storage type model

表-1 土地利用形態と等価粗度 N の標準値

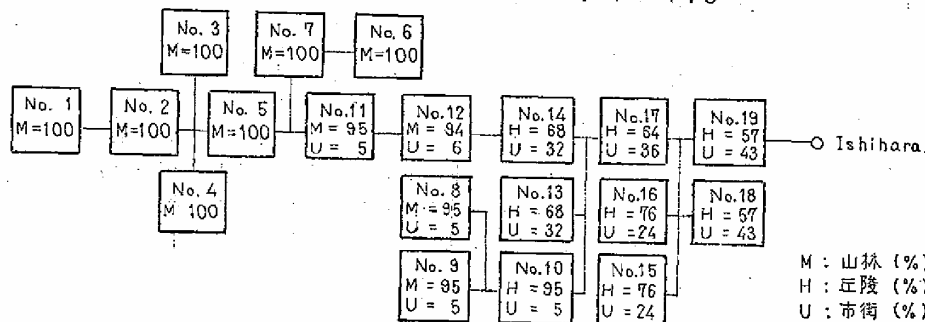
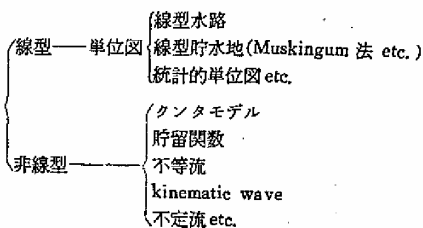
土地利用形態	等価粗度 N の標準値	
水田	2	
山林	0.7	
丘陵, 放牧地, 公園, ゴルフ場, 畑地	0.3	
市街地	0.03	
市街化区による細分類	区画割, 道路整備ができるが, 相当裸地面積が残る。排水路整備済。(1°)	0.1
	道路舗装がかなり進む。下水路整備不十分。(2°)	0.05
	舗装されるべき面積の50%以上が舗装され, 下水路整備もほぼ十分。(3°)	0.01
	舗装されるべき面積の舗装。下水路整備完了。(4°)	0.005

に影響を与える因子は, (7)式に見られるように, 等価粗度 N と斜面勾配 S である。このうち, S は地形図等から簡単に求められる。また, N については, 最近になって, ようやく等価粗度法による流出解析例が充実してきたこともあって, 表-1のような標準値が得られている⁷⁻¹¹⁾。

1.3 河道モデル

河道の流出モデルとして現在採用可能であると考えられるものを表-2にあげる。同表で下になるほど計算等に手間がかかるだろう。河川改修が洪水流出に及ぼす影響については本調査の準備段階で, 治水課による文献調査が行なわれている¹²⁾。河道の洪水伝播機能は, 大別して, ①輸送速度と②てい減効果が特性付けられる。大陸系の河川では, 何十 km という区間を支川流入も受けずに洪水波が流下する例がまれではない。このような場合は, ②のてい減効果が顕著であり, 線形貯水池 (Muskingum 法, convex 法等), 貯留関数, natural reservoir のようなモデルが適している。一方, 日本の大部分の河川

表-2 河道の流出モデル



では, 短い区間ごとに次々と支川が合流するので, むしろ①の輸送速度で規定される「合流時差」が第一義的な重要性を帯びてくる。さらに, 場合によっては, 河道はらん効果や改修によるはらんの減少効果が無視できない河川も多い。

古典的な Muskingum 法や現在広く行なわれている貯留関数法などでは, 貯留係数 K や遅滞時間 T_1 のようなブラックボックス・パラメータを含んでおり, 条件 IV に照らしてみると将来性はあまりないといえる。そこで, 本モデルでは kinematic channel を採用した。kinematic channel は, 河道の河積 A と流量 Q の関係が

$$Q=f(A) \dots\dots\dots(10)$$

で表わされるとき, kinematic waveの波速 C を $Q=const.$ 上において

$$C=\frac{dQ}{dA} \dots\dots\dots(11)$$

で表わすものである。

2 適用例

2.1 多摩川 (モデル作成の経緯)¹³⁾

モデルの第一次同定として, 多摩川 (石原地点, $A=1,040 \text{ km}^2$) における昭和49年9月1日出水を取り上げた。流域分割は, 各種土地利用形態の上下流分布による差異も評価できるように図-4に示すごとく19流域とした。各流域の土地利用形態も記入してある。単流域の中に複数の土地利用形態がある場合には, 計算を独立に実施して, 面積率で加重平均を行なった。山林流域については, 岡本の関東地域の調査結果をもとに $f_1=0.25, R_{ss}=150 \text{ mm}$ とした。また, 丘陵, 市街地等については, 根拠のある資料は得られなかったが, 丘陵では $f_1=0.5, R_{ss}=150 \text{ mm}$, 市街地においては $f_1=0.7, R_{ss}=\infty$ とした。まず, 斜面モデルでは矩形単位関, 河道においては最も簡単な線形水路を採用してみた。線形水路は, 良く知られているように

$$O(t)=I(t-T_1) \dots\dots\dots(12)$$

で流入 $I(t)$ を流出 $O(t)$ に変換するもので, T_1 は線形水路の輸送時間と呼ばれる。 T_1 をどのように評価するかが問題であるが, ここで簡単に

$$T_1 \propto l/V \propto l/\sqrt{S} \dots\dots\dots(13)$$

図-4 流域分割と土地利用形態の分布

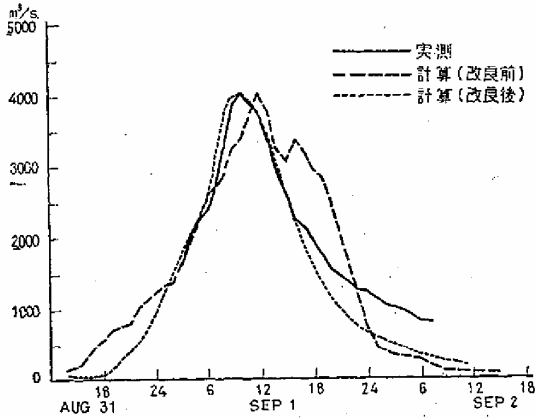


図-5 昭和49年9月洪水

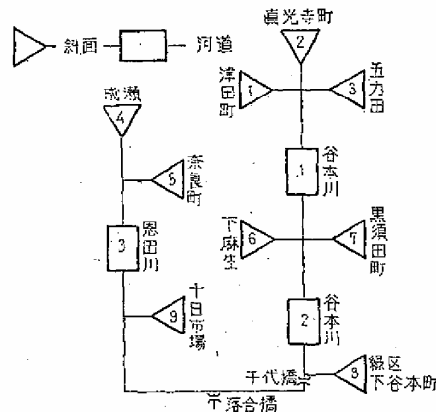


図-6 流域の分割図

とした。 l は河道長、 V は洪水波の速さ、 S は河床勾配である。計算結果を図-5に示す。斜面に矩形単位図を用いたため、各部分流域からの流出は、降雨の終了後急速に減少する。そのため、下流端の波形に、①細かい凹凸が現われ、②流出のてい減が急勾配である、といった特徴がある。

次いで、斜面モデルを前述の準線形貯留型モデルに、また、河道モデルを広矩形断面の kinematic channel に改良した。有効降雨はそのままにした。結果を図-5に示す。波形の凹凸は解消したが、てい減の急速さはそれほど改良されていない。特にピーク以後の流出ボリュームの適合度に問題が残るが、有効降雨モデルの変更はあえて行なわなかった。

2.2 鶴見川

対象地点は、上流部落合橋 ($A=109\text{km}^2$) である。この流域はいわゆる多摩丘陵地帯で、地質的には関東ロームが上部土壌層となっている。近年、首都圏のスプロール化現象を受け、都市化が進行しつつある。流域分割を図-6に示す。土地利用面積率は昭和33年で水田 5.6、畑地 25.3、山地 61.1、市街地 8.0、昭和41年で水田5.0、畑地 18.5、山地 52.4、市街地 24.1、昭和50年では水田 4.9、畑地 13.3、山地 38.9、市街地 42.9 (単位は%) である。最近の顕著な出水である昭和51年9月8日の出水を用いた。斜面は準線形貯留型モデルである。河道は井田法により、実測断面図から $H-Q$ 、 $H-A$ を作成し、さらに $Q-dQ/dA$ 関係を求めた。試算結果を図-7に示す。

次に過去に遡って、土地利用の変化が流出にどのような変化をもたらしたかを検討してみる。表-3の面積率をもとにする。有効降雨パラメータは動かさない。結果を図-8に示す。

2.3 石神井川¹⁴⁾

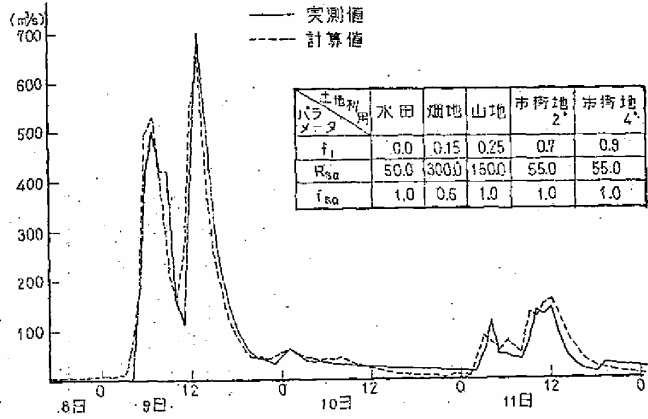


図-7 昭和51年9月8日出水

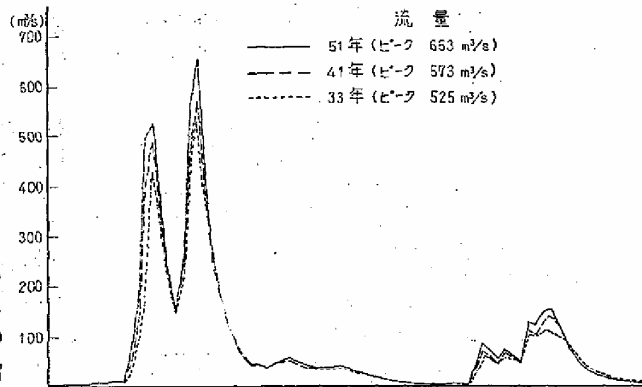


図-8 土地利用の変化による流出変化

石神井川は荒川水系隅田川の右支川で、武蔵野ローム、立川ロームで被覆された台地を主体とした流域(根村橋地点、 $A=62\text{km}^2$)である。流域分割を図-9に示す。土地利用面積率は昭和33年で畑地 80.46、市街地 19.54、昭和41年で畑地 50.47、市街地 49.53、昭和50年では畑地 41.28、市街地 58.72 (単位は%) である。

この流域の流出機構を変化させてきた要素としては以下にあげる3つが考えられる。まず①戦後、特に昭和30

年代から急激に都市化が進行し、前述のように畑地(若干の水田、雑種地を含む)が大幅に市街地に変換されていった。また②昭和40年代中頃からは、河道改修がスタートした。現在、西武新宿線から下流部は、いわゆる30mm/hr 暫定の改修がなされており、さらに根村橋上流約500m地点から隅田川合流点までの区間は、50mm/hrの改修が完了している。最後に③下水道の整備があげられる。現在、田柄川筋の練馬幹線が完成して30mm/hrまでの流出は流域外に排除されている。また、将来は北多摩1号幹線流域下水道により最上流端の雨水が流域外排水となる予定である。

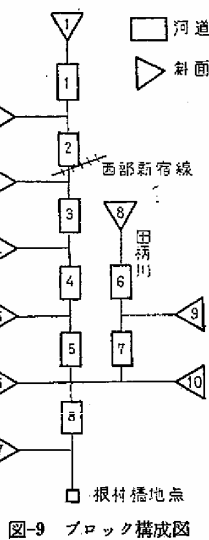


図-9 ブロック構成図

試算に使用した出水は、昭和33年9月26日、昭和41年6月28日のものを用いた。有効降雨モデルでは、市街地、畑地ともに「一次流出率(f_1)—飽和雨量(R_{sa})—飽和流出率(f_{sa})モデル」を採用した。河道については図-10に示すような断面で、河道部とはらん部を別々に追跡計算を行ない各河道ブロックの出口で合成する手法をとった。試算結果及び使用した有効降雨パラメータを図-11、表-3に示す。有効降雨パラメータのみを試算で

求めたが、その値は昭和33年、41年の両出水で共通である。

次に調整の済んだモデルを用いて、前述した3つの要素について流出の変化を予測してみる。入力としては昭和33年の狩野川台風による降雨を用い、表-4(a), (b), (c)の検討を行なった。結果をそれぞれ図-12(a), (b), (c)に示す。

以上の図より、①昭和33年~41年の約10年間に土地利用が大きく変化した影響をうけ、この期間に特に顕著に流出ボリュームとピークの増加が起こった。②河道改修によって、図中②の段階では、拡幅による河道貯留の増加が、③で粗度の減少による減少が見られる。③下水道の整備では、練馬幹線によって田柄川流域(ブロック

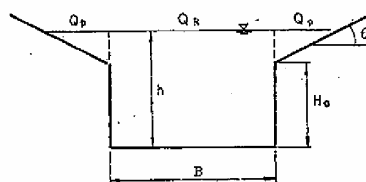


図-10 河道横断モデル

表-3 有効降雨パラメータ

	f_1	R_{sa}	f_{sa}
畑地	0.15	300.0	0.6
市街地	0.6	∞	—

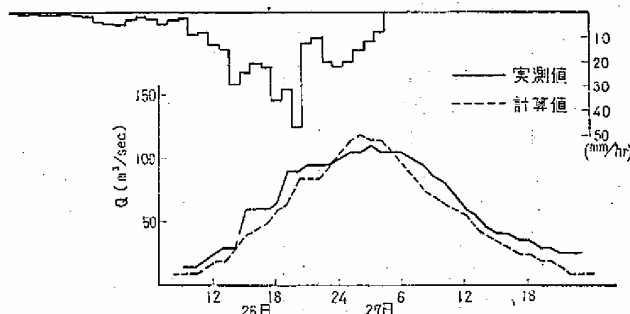


図-11(a) 昭和33年9月26日出水

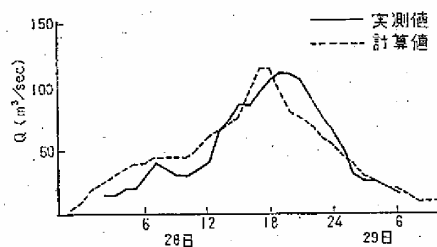


図-11(b) 昭和41年6月28日出水

表-4 検討内容

検討内容 要素	モデルへの影響	(a)土地利用の変化による流出の変化	(b)河道改修による流出の変化	(c)下水道の整備による流出の変化
土地利用状況	・(7)式のKの変化 ・有効降雨の変化	①昭和33年 ②昭和41年 ③昭和51年	・昭和33年	・昭和50年
河道改修状況	・断面の変化	・改修前の状態	①改修前の状態 ②現状 ③50mm/hr完了	・現状
下水道整備状況	・流域面積の変化(幹線) ・Kの変化(その他)	なし	なし	①なし ②練馬幹線 ③②+多摩1号幹線 ④③+その他の下水道

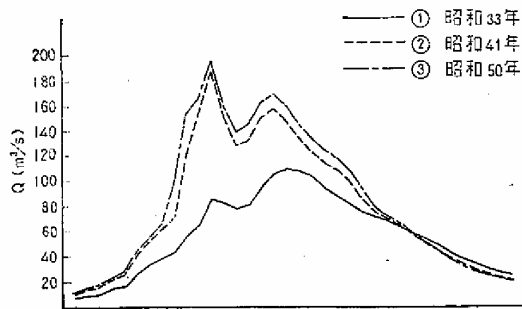


図-12(a) 土地利用の変化による流出の変化

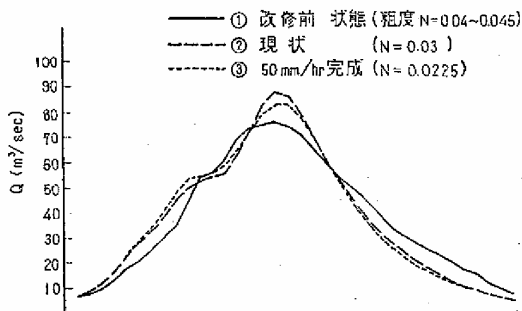


図-12(b) 田柄川合流前(河道ブロック No.5の出口地点)における河道改修による流出の変化

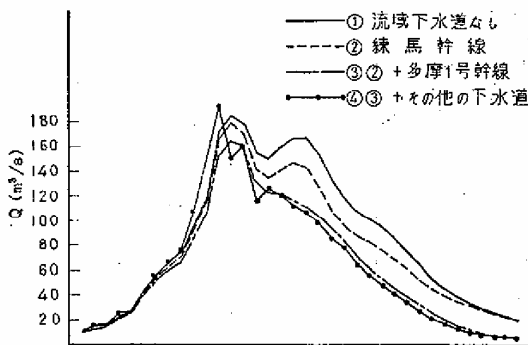


図-12(c) 下水道の整備による流出の変化

No.8,9)がなくなり、さらに多摩1号幹線により上流域(ブロック No.1)がなくなるにつれてピークの減少を見るが、さらに将来、残された流域の全体にわたって下水道が整備されると、再びピークの増加及び前進がみられる、などが言える。

あとがき

多摩川、鶴見川、石神井川と三つの流域に対して、こ

の準線形貯留型モデルの適用を試みた。本モデルでは、できる限り物理的要素を取り込んで斜面、河道の兩者について、いわゆる「試算パラメータ」を少なくすることをねらった。斜面、河道ともに流れの機構の解明が比較的進んでいる現在、降雨の損失機構が再び重要な課題として登場してきつつある。この問題は、流出試験地調査等による息の長い努力が必要とすることはいうまでもない。

本報をまとめるにあたっては、京都大学防災研究所の角屋教授に多くの示唆をいただいた。また関東地方建設局・京浜工事事務所長谷川勉係長、秋常秀明技官、東京都建設局河川部計画課佐藤武夫氏には、貴重な資料を提出して頂いた。記して謝する次第である。

参考文献

- 1) 岡本正美：山地河川の洪水流出高について、第18回水講、1974
- 2) 河川局、土研：流出試験地調査成果報告書、1975
- 3) Eagleson：Dynamic Hydrology
- 4) 角屋、福島：洪水到達時間と実用推定式、土木学会第30回年講、1975
- 5) 角屋、福島：洪水到達時間推定式について、土木学会第31回年講、1976
- 6) Yosino：Runoff Characteristics of Small Urbanized Areas, IAHS Tokyo Symposium, 1975
- 7) 角屋：都市化と流出、水工研修、1974
- 8) 角屋、岡、豊国、福島：横大路低平地の内水の現状、防災研年報 No.14
- 9) 角屋、豊国、大橋：入江干拓地区の内水問題、防災研年報 No.7
- 10) 角屋、岡、早瀬、北山、宮崎：丘陵地の宅地開発に伴う流出量変化の予測(2)、第9回災害シンポジウム
- 11) 岩手工事：北上川水系流出解析報告書、1974
- 12) 治水課：河川改修が洪水流出に及ぼす影響に関する資料集、1975
- 13) 石崎、橋本：土地利用の変化に伴う流山機構に関する調査、土研昭和50年度河川事業調査報告書
- 14) 長谷川：都市化による流出機構の変化、土研発表会資料、1976
- 15) 宮田正：石神井川流域の都市化による流出変化と水害の傾向に関する考察、地理学評論42-10、1969