

貯留関数モデルによる開発農地の洪水流出解析

奥谷順彦^{a)}・永井明博・四方田穆

(農業水利学研究室)

Received November 1, 1988

Analysis of Flood Runoff in Reclaimed Field by Storage Function Model

Masahiko OKUTANI^{a)}, Akihiro NAGAI and Atsushi YOMOTA

(Laboratory of Irrigation and Drainage)

Flood runoff models are examined using rainfall and discharge observed in an experimental basin. The basin is reclaimed field of 4.55 hectares in the hilly area of Hiroshima prefecture, and consists of 4 blocks of upland field.

The storage function model is applied to flood analysis in this basin. At the same time, to ascertain its suitability, the kinematic wave model is also applied.

First, optimum parameters of storage function model P , K and T_i are identified, together with those of kinematic wave model p , k and N , for 13 floods by applying optimization technique. It is shown that P can be set as 0.6, average value of K is 0.45 (with longitudinal ridge) or 0.66 (without ridge) and T_i is negligible. The storage function model with adequate values of parameters simulates well the observed hydrographs, comparing with the kinematic wave model.

Because parameters of storage function model K , P and T_i are not interred experimentally, theoretical estimation of those from parameters of kinematic wave model is investigated. And at the same time, another estimation from the parameter of concentration time formula is also examined. It is shown that estimated parameters of storage function model are close to the optimum values obtained.

緒 言

近年、全国各地において農業の生産性向上、農業の構造改善を目的とした農地開発事業がさかんに行われている。それに伴い、農地造成によってもたらされる水循環など周辺環境への影響は無視できず、農地造成前後の水文条件の変化を明確に把握することが必要となる。

筆者らは、とくに洪水流出に及ぼす影響を重視し、既に開発農地における流出解析手法として表面流モデルが有用であることを報告するとともに⁷⁾、縦畦の有無による畑面の等価粗度の相違、および洪水到達時間やピーク流出係数の相違を明らかにしてきた⁸⁾。

表面流モデルは準物理的モデルであり、土地利用形態が変化してもそれに伴う流出変化を容易に予測できるという長所がある反面、計算プログラムが複雑であるとともに、流域をできるだけ正確にモデル化しようとすれば、一層繁雑になるところが問題である。

これに対して山地流域の洪水流出解析によく用いられている貯留関数モデルは、流域の形状や地表の状態を問わないので、小面積の開発農地に適用可能であれば、計算上の簡便さに加え、流域面積が小さい故に問題となる水位・雨量観測における自記紙のわずかな時間ズレ

a) 元岡山大学大学院自然科学研究科・クラウンエンジニアリング株式会社(Crown Engineering Corporation)

が解析の精度に及ばず問題も解消されると思われる。そこで本報では、放牧草地流域で検討を行ったのと同様に⁴⁾、貯留関数モデルを開発農地に適用し、その適応性や問題点を表面流モデルと対比しつつ検討を行った。

また、貯留関数モデルが開発農地にも適用可能であれば、次にそのモデル定数の決定法が問題となる。そこで、実測流量と計算流量との差を最小とする貯留関数モデルの最適定数を算定するとともに、貯留関数モデルの定数を表面流モデルの定数、および洪水到達時間式との関係から検討を行った。

研 究 方 法

1. 流域の概要

研究対象流域は、広島県の中山間に位置する国営事業によって施工された開畑地の一部である。この流域は Fig. 1.(a) に示す 4 圃場から構成され、全面積は 4.55 ha である。土壌はやや赤味がかった鉾質土壌であり、畑面の傾斜は小排水路方向にほぼ一様である。各圃場はそれぞれ独立した小排水路を有し、下流端で合流して調整池に流入する。

この流域からの流出量は、調整池直上流地点の静水池（幅 2.0 m、長さ 3.6 m）に設けられた四角堰（幅 0.7 m、高さ 0.5 m）の越流水深をフロート式水位計（紙送り速度 18 mm/h、記録縮率 1 : 1）によって観測されている。雨量は同地点に設置された転倒ます型雨量計（紙送り速度 12 mm/h、1 パルス 0.5 mm）によって観測されている。これらの圃場では 1985 年には畦のない状態で野菜、牧草が栽培されていたが、1986 年には傾斜方向に沿って畦（縦畦）が設けられ、タバコが栽培されていた。

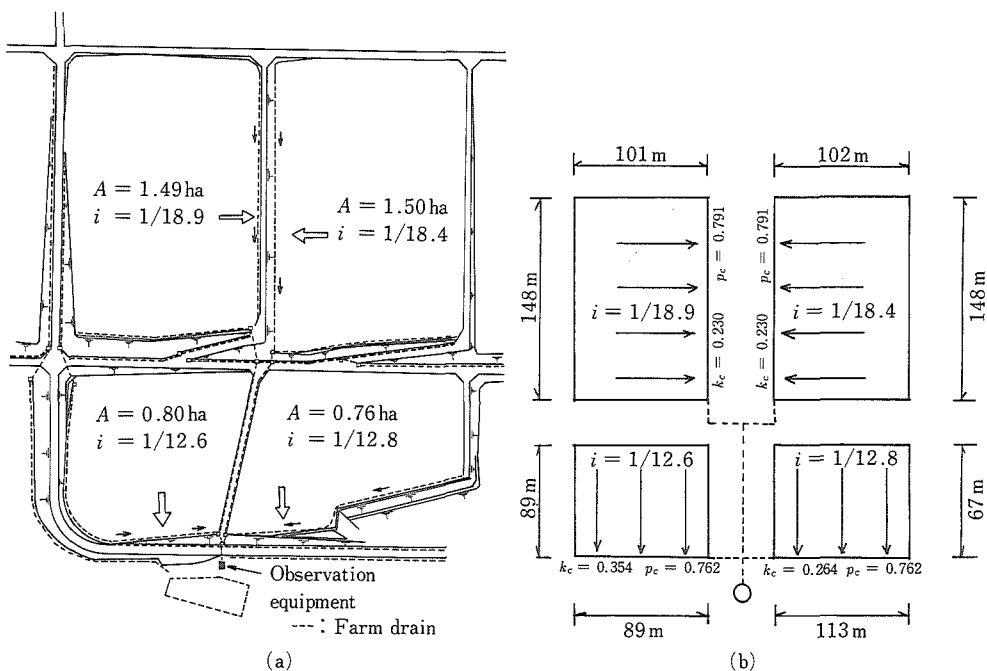


Fig. 1. Plan of reclaimed field and watershed model.

2. 洪水流出モデル

(1) 貯留関数モデル

貯留関数モデルの基礎式は次式で表される。

$$S_t = KQ^P, \quad S_t = \int_0^{t-T_t} r_E dt - \int_0^t Q dt \quad \cdots(1)$$

ここに、 S_t : 遅れ時間 T_t を考慮した見かけの流域貯留高、 Q : 流量、 K, P, T_t : 定数、 r_E : 有効降雨強度。

流出計算は、(1) 式を一つにまとめた(2) 式を基礎にして、ルンゲ・クッタ法を用いて行う。

$$\frac{dQ_t}{dt} = \frac{1}{KP} (r_E - Q_t) Q_t^{1-P} \quad \cdots(2)$$

ここに、 Q_t : 遅れ時間 T_t を考慮した流量であり、 $Q(t) = Q(t + T_t)$ 。

(2) 表面流モデル

表面流モデルの基礎式は次式で表される。

$$\text{斜面流: } h = kq^p, \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_E \quad \cdots(3)$$

$$\text{河道流: } W = k_c Q^{p_c}, \quad \frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q_w \quad \cdots(4)$$

ここに、 h : 斜面流水深、 q : 斜面単位幅流量、 r_E : 有効降雨強度、 W : 河道流積、 Q : 河道流量、 q_w : 河道単位幅当たりの横流入量、 t : 時間、 x, X : 距離、 k, p, k_c, p_c : 定数。斜面流定数 k, p について、実験斜面を用いた薄層流の実験結果では、斜面上の流れは層流あるいは Darcy 流であるという結果⁶⁾ が得られているが、実流域においては乱流則の適用が良い再現性を与えている⁵⁾。

いま MANNING の抵抗則を用いると、定数 k, p は(5) 式で表される。

$$k = (N/\sqrt{i})^p, \quad p = 3/5 \quad \cdots(5)$$

ここに、 N : 斜面の等価粗度、 i : 斜面勾配。

他方、河道流定数 k_c, p_c は河道の勾配、断面形状、粗度等に基づいて、流量と流積の関係から決定される。

3. 解析対象出水と有効雨量

解析には、排水計画の対象となるようなピーク流量の大きい出水として、Table 1. の 1985 年、1986 年におけるピーク比流量 $q_p \geq 7.2 \text{ mm/h}$ ($2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) の代表的な 13 出水を対象とする。

各出水ごとの有効降雨強度は、累加有効雨量 R_E と累加雨量 R との関係を次式で表すことによって推定した。なお、降雨データの単位時間は 10 分である。

$$R_E = a(R-b)^c \quad \cdots(6)$$

ここに、 a, b, c : 定数。

最適モデル定数と再現性

1. 貯留関数モデル

貯留関数モデルでは流域を 1 ブロックとして扱い、(1) 式のモデル定数の最適値 $[K, P, T_t]_{opt}$ を求めた。最適値を得るために、(7) 式の χ^2 誤差が最小となる K, P, T_t を $\Delta K = 0.01 \text{ (mm-h)}$, $\Delta P = 0.01$, $\Delta T_t = 0.01 \text{ (h)}$ のメッシュ幅で求めた。また、得られた最適解に対して(8) 式の

Table 1. Outline of floods for runoff analysis

No. [*]	Occurrence	Total rainfall (mm)	Effective rainfall (mm)	Peak runoff depth (mm/h)
A	Apr. 19, 1985	42.0	20.2	18.1
B	July 3, 1985	46.0	36.5	7.7
C	July 5, 1985	82.0	68.3	31.3
D	July 12, 1985	29.5	15.6	44.1
E	July 19, 1985	16.0	7.7	26.3
F	Apr. 21, 1986	61.0	42.6	15.1
G	June 15, 1986	90.5	30.1	15.9
H	June 22, 1986	62.0	30.9	7.7
I	June 24, 1986	25.5	17.4	40.1
J	June 25, 1986	21.5	15.8	12.8
K	June 28, 1986	33.0	18.9	13.8
L	July 11, 1986	52.5	40.5	43.6
M	July 12, 1986	39.5	31.5	49.3

* Floods A~E: non ridge, Floods F~M: longitudinal ridge.

相対誤差を計算した。なお、流出計算の時間間隔は 10 分とした。

$$J_{XS} = \frac{1}{M} \sum \frac{(Q_o - Q_c)^2}{Q_o}, \quad Q_o \geq Q^* \quad \dots\dots(7)$$

$$J_{RE} = \frac{1}{M} \sum \frac{|Q_o - Q_c|}{Q_o} \times 100, \quad Q_o \geq Q^* \quad \dots\dots(8)$$

ここに、 J_{XS} : χ^2 誤差 (mm/h), J_{RE} : 相対誤差 (%), Q_o : 実測流量, Q_c : 計算流量, M : $Q_o \geq Q^*$ をみたすデータ数, Q^* : 誤差評価の対象とする最低流量で、ここでは $Q^* = 3.6 \text{ mm/h}$ ($1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)。

Fig. 2. は、定数 P の最適値を整理したものである。多少のパラツキはあるにしても、 P の最適値はすでに指摘されているように²⁾、この流域においても 0.6 付近に集中している。

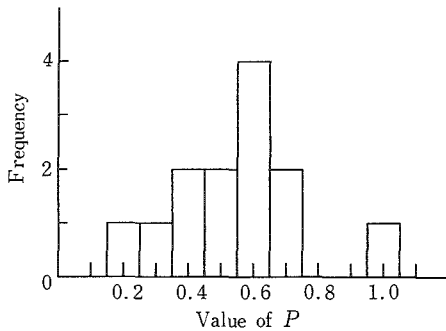


Fig. 2. Distribution of optimum parameter P .

そこで、まず P を 0.6 に固定することの適否を調べた。Fig. 3. は P の最適値が 0.6 から最も離れている場合の $[K, P, T_i]_{opt}$ による計算結果と、 $P = 0.6$ とした場合の $[K, T_i]_{opt}$ による計算結果を対比して示したものである。この図から、 P を 0.6 に固定しても十分な精度で流量ハイドログラフが再現ができることが分かる。

次に、 $P = 0.6$ に固定して各出水毎に求めた K , T_i の最適値を Table 2. に示す。

1985 年の最適値は $K = 0.37 \sim 0.89$, 平均 0.66 (mm-h), $T_i = 0.00 \sim 0.10$, 平均 0.05 (h) であり、1986 年の最適値は $K = 0.10 \sim 0.84$, 平均 0.45 (mm-h), $T_i = 0.00 \sim 0.09$, 平均 0.05 (h) であった。前述のように 1986 年には縦畦が設けられていたため、1985 年の場合よりも流出が促進されており⁸⁾、このことが K_{opt} の値に反応しているものと考えられる。

またこのときの遅れ時間 T_i は 0 ~ 6 分で、いずれも降雨データの単位時間 $\Delta t = 10$ 分よりも小さい値となっている。本流域のように流域面積が小さい場合、遅れ時間 T_i の詳細な検討は、観測精度の上からも無理で、実用上これを無視しても差し支えない。

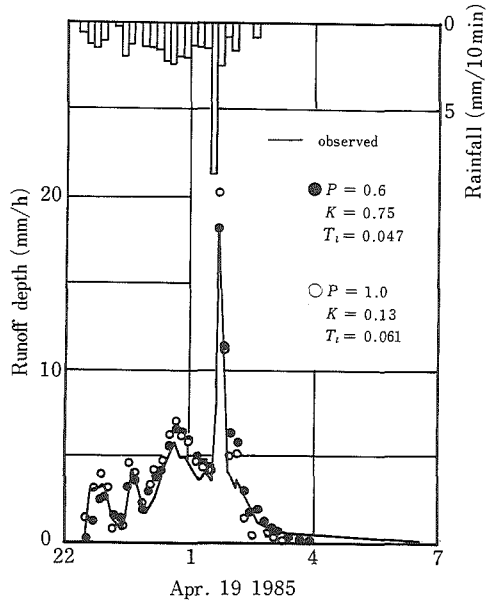


Fig. 3. An example of simulated hydrographs obtained by different values of P (flood A).

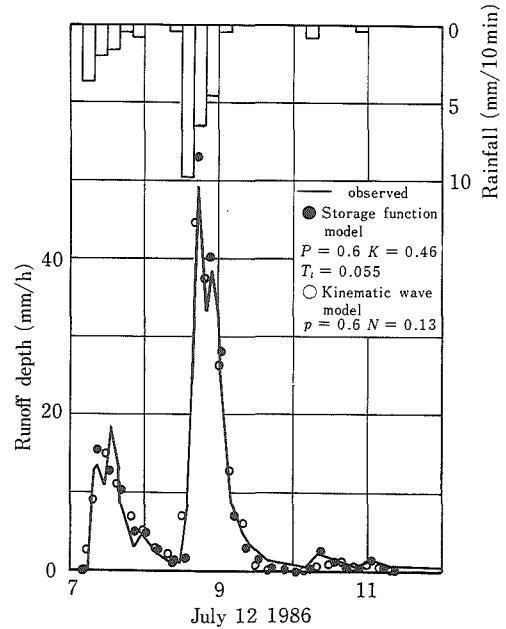


Fig. 4. An example of simulated hydrographs (flood M).

Table 2. Optimum parameters and errors in the storage function model and kinematic wave model

No.	Storage function model				Kinematic wave model		
	K_{opt} (mm/h)	T_{lopt} (h)	J_{XS} (mm/h)	J_{RE} (%)	N_{opt} ($m^{-1/3}s$)	J_{XS} (mm/h)	J_{RE} (%)
A	0.75	0.05	0.6	27.5	0.173	0.5	21.9
B	0.75	0.00	0.1	12.6	0.144	0.2	13.1
C	0.52	0.02	0.2	12.1	0.073	0.3	18.0
D	0.89	0.10	1.2	23.0	0.120	2.1	32.3
E	0.37	0.07	1.2	42.4	0.038	0.1	4.2
F	0.21	0.05	0.2	14.6	0.032	0.3	16.7
G	0.37	0.09	0.1	10.8	0.025	0.1	9.7
H	0.41	0.08	0.1	9.1	0.029	0.1	9.6
I	0.10	0.06	1.6	26.5	0.047	1.4	31.7
J	0.79	0.00	0.1	13.7	0.044	0.2	15.6
K	0.84	0.00	0.2	14.1	0.020	0.3	17.1
L	0.42	0.06	0.5	15.9	0.045	0.8	22.6
M	0.46	0.06	0.7	20.0	0.113	1.6	35.8

2. 表面流モデル

Fig. 1.(b)の4ブロック構成の表面流モデルを想定し、各斜面とも同一の等価粗度をもつものとして、その最適値 N_{opt} を推定した。なお、 N_{opt} には、 N を $\Delta N = 0.001$ ごとに变えて、(7)式の χ^2 誤差が最小となるような N を採用した。

流出計算の時間間隔は、斜面流については10分、小排水路の流れについては2分とした。なお記録紙の時間のズレを考慮するため、計算流量を時間軸に対して移動させて最適解を求めた。

等価粗度 N の最適値を誤差の大きさとともに Table 2. に併示した。これらのうち極端な

値のものを除くと、1985 年については $N = 0.073 \sim 0.173$, 平均 0.13, 1986 年は $N = 0.020 \sim 0.047$, 平均 0.03 となる。

3. 再現性の比較

Fig. 4. に貯留関数モデルと表面流モデルの再現例を対比して示す。

同図の結果および Table 2. の J_{XS} , J_{RE} の値からみて、 P を 0.6 に固定した場合の貯留関数モデルによっても、表面流モデルと同じ程度の解析結果が得られていることが分かる。

すなわち、モデルの簡易性、計算手間等の点で勝る貯留関数モデルが、本研究流域の流出解析手法としても十分有効なものであると思われる。

なお、表面流モデルにおいて、目視による再現性の良い等価粗度の検討結果では、1985 年に 0.10~0.15 程度、1986 年に 0.03~0.07 程度であった⁸⁾。今回は貯留関数モデルの精度と対比するため(7)式の誤差基準を用いて等価粗度を評価したが、本流域の場合にはハイドログラフの変動が著しいためか、この誤差が最小の場合の解は目視による解に一致していない場合もある。

また、貯留関数モデルを対象として誤差評価基準を変えて最適モデル定数を推定し、最適定数がどの程度変化するか検討を行った結果、誤差評価の対象とする最低流量 Q_* が同一ならば、評価基準式を変えても最適定数は大幅には変わらないこと、評価基準式が同一ならば Q_* を変えても最適定数はあまり変化しないことが分かった。

モデル定数の相互関係

1. 貯留関数モデルと表面流モデル

本流域では、貯留関数モデルと表面流モデルの定数が得られたので、両者間の相互関係を実証的に検討してみることにする。

大中出水に対する表面流モデルと貯留関数モデルの相互関係式として、永井らは次式を提案している³⁾。

$$P = p = 0.6 \quad \cdots \cdots (9)$$

$$K = \alpha k A^{0.24}, \quad \alpha = 0.25 \quad \cdots \cdots (10)$$

$$T_t = \beta k A^{0.24} Q_p^{-0.4}, \quad \beta = 0.45 \quad \cdots \cdots (11)$$

ここに、 A : 流域面積 (km^2), k , p : 斜面流定数 (m-s 単位), K , P , T_t : 貯留関数モデル定数 (mm-h 単位), Q_p : ピーク流出高 (mm/h), α , β : 定数。

この流域においては、 $p = 0.6$ とした表面流モデルおよび $P = 0.6$ とした貯留関数モデルがともに実測ハイドログラフを良く再現していることから判断すると、(9) 式は成立しているとみてよさそうである。そこで Table 2. の K_{opt} および N_{opt} に対応する k を用いて (10) 式から α を求めると、 $\alpha = 0.6 \sim 8.4$ (平均 2.8) となる。 α の変動範囲は大きい、平均値は (10) 式の $\alpha = 2.5$ に近く、(10) 式はほぼ使えるとみてよさそうである。

つぎに、(11) 式から T_t を求めると、1~3 分である。この差は、自記記録紙 (紙送り速度 18 mm/h) 上では 2 mm 以下であり、この差を議論するのは、観測機器の精度上無理なように思われる。

(10), (11) 式は、斜面流定数 k がほぼ一様とみなせる場合の式であるが、本研究では等価粗度 N が流域一様と考えているので、 k の値はブロック毎に異なる。このように、斜面流定数 k が流域一様でない場合について、貯留関数モデルの定数 K の推定式を検討する。ただし、河道の貯留量は斜面のそれと比べて小さいとして無視することにする。

いま、第 j 番目ブロックの貯留高を s_j 、その面積を a_j とすると、流域全体の平均貯留高 S は、次式で表せる。

$$S = \sum_{j=1}^n s_j \cdot a_j / A \quad \cdots \cdots (12)$$

ただし、 $A = a_1 + a_2 + \cdots + a_n$ 。

また、第 j 番目ブロックが斜面長 B_j (m) の矩形流域で表せるものとし、ここに一定の有効降雨強度 r_E (mm/h) が継続する場合のブロック平均貯留高 s_j (mm) は、MANNING 型表面流モデルを用いると、ピーク時には次式となる²⁾。

$$s_j = 0.073 k_j B_j^{0.6} r_E^{0.6} \quad \cdots \cdots (13)$$

ここに、 k_j は第 j 番目ブロックの斜面流定数 ($m^{-1/5} s^{3/5}$) であり、等価粗度 N およびそのブロックの斜面勾配 i_j を用いて、次式で表される。

$$k_j = (N / \sqrt{i_j})^{0.6} \quad \cdots \cdots (14)$$

(13) 式を (12) 式に代入すると、次式が得られる。

$$S = 0.073 \sum_{j=1}^n k_j B_j^{0.6} r_E^{0.6} a_j / A \quad \cdots \cdots (15)$$

いま、流域を一つの貯留関数 $S_t = KQ^P$ で表して、 S_t と S を mm 単位、 Q と r_E を mm/h の同一単位にとると、貯留関数の定数 P は $P = 0.6$ となり、定数 K は次のように表せる。

$$K = 0.073 \sum_{j=1}^n k_j B_j^{0.6} a_j / A, \quad P = 0.6 \quad \cdots \cdots (16)$$

Table 2. の最適等価粗度を (14) 式に代入して得られた、ブロックごとの斜面流定数 k_j を (16) 式に用いて、定数 K を推定した。

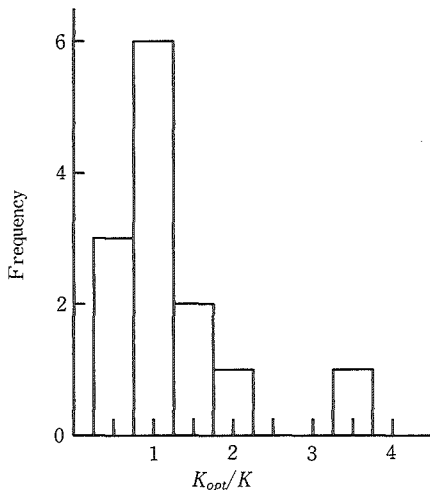


Fig. 5. Distribution of K_{opt}/K .

この K の値と実際の解析で得た Table 2. の最適定数 K_{opt} との比の度数分布を Fig. 5. に示す。変動幅はかなり大きいものの、 K_{opt}/K の値は 1.0 近傍に集中していることが分かる。すなわち、斜面流定数 k が流域一様でない場合には、貯留関数モデルの定数 K の概略値は (16) 式によって推定できると思われる。

2. 洪水到達時間式と貯留関数モデル

角屋らは洪水到達時間式として、次式を提案している¹⁾。

$$t_p = CA^{0.22} r_E^{-0.35} \quad \cdots \cdots (17)$$

ここに、 C ：土地利用条件に応じて異なる係数。

筆者らは、洪水到達時間式と貯留関数モデル定数との関係式として (18), (19) 式を提案し、放

牧草地流域において実証した⁴⁾。

$$K = \frac{1}{90} CA^{0.22}, P = 0.6 \quad \cdots \cdots (18)$$

$$T_i = \frac{1}{550} CA^{0.22} r_E^{-0.35} \quad \cdots \cdots (19)$$

本流域では、以前行った解析⁸⁾において1985年は $C = 100$ 、1986年は $C = 90$ が得られているが、これらを(18)式に代入すると1985年には $K = 0.56$ 、1986年には $K = 0.51$ が得られる。これらの値は、Table 2. の K_{opt} の平均値、0.66(1985年)、および0.45(1986年)のほぼ中間の値となっている。また、(19)式より T_i を計算すると、0.02~0.04(1985年)、および0.02~0.05(1986年)となり、この流域で得られた T_i の最適値 $T_{i,opt} \doteq 0.05$ にほぼ近い値となっている。

摘 要

本報では、開発農地に貯留関数モデルの適用を試みた結果、次のような知見を得た。

- 1) 貯留関数モデルは流出計算が簡単であり、表面流モデルと同様に実測ハイドログラフを良く再現できるので、実用上開発農地の流出解析に十分利用できる。
- 2) 貯留関数モデルの定数 P は、実用上0.6とおくことができる。モデル定数 K は、畦のない場合に $K = 0.66$ 、縦畦がある場合に $K = 0.45$ (いずれもmm-h単位)となっている。他方、遅れ時間 T_i は雨量データの単位時間 $\Delta t = 10$ 分より小さく、実用上 $T_i = 0$ とみなせる。
- 3) 表面流モデルの等価粗度 N の値、または洪水到達時間式の定数 C の値から、貯留関数モデルの定数 K の概略値を求めることができた。したがって、新たな流域に貯留関数モデルを用いる場合にこのような考え方を適用すれば、定数 K の概略値の推定が可能である。ただし、本研究流域のような小面積の開発農地流域においては、 N や C の値は土地改良事業計画設計基準排水編に示された基準値よりも小さい値をとることが報告されているので注意を要する。

謝 辞

本研究の遂行に当たり、中国四国農政局広島中部台地開拓建設事業所の職員各位の協力を受けた。また、計算のために、岡山大学農学部データ集録処理装置 NEC MS50、岡山大学総合情報処理センターの計算機 ACOS1000、およびクラウンエンジニアリング株式会社の計算機 MX2000 を利用した。ここに付記して謝意を表する。

文 献

- 1) 角屋 睦・福島 晟：京大防災研年報 **19B-2**, 143—152 (1976)
- 2) 永井明博・角屋 睦：京大防災研年報 **24B-2**, 183—196 (1981)
- 3) 永井明博・角屋 睦・杉山博信・鈴木克英：京大防災研年報 **25B-2**, 207—220 (1982)
- 4) 永井明博・四方田穆・奥谷順彦：農土論集 **129**, 69—76 (1987)
- 5) 奥谷順彦・小林繁俊・四方田穆：41回農土中四支部講, 29—31 (1986)
- 6) 奥谷順彦・四方田穆・畑 武志：農土論集 **131**, 25—31 (1987)
- 7) 四方田穆：農土誌 **53** (10), 25—30 (1985)
- 8) 四方田穆・奥谷順彦：農土誌 **56** (4), 39—44 (1988)