

土地利用変化による流況の変化とその対策

Effects of the Change of Land Use on Long-term Runoff
and Some Proposals for Their Recover Methods

株式会社 ケーエーケー技術研究所	正 員 ○重光 世洋
建設省 近畿地方建設局 猪名川工事事務所	正 員 橋本 健
建設省 近畿地方建設局 企画部	正 員 山口 省三
株式会社 ケーエーケー技術研究所	正 員 西村 克己

1. 概説

一昨年・昨年と続いた渇水により各地に給水制限等がとられたことは、周知のとおりである。近畿地方においても、琵琶湖の放流制限がとられた。その中で、淀川からの直接取水を行っていない猪名川流域の池田市にあっては、給水制限がしばしば実施された。当該流域は、山地地域の大規模宅地造成、谷底平野の宅地化等、典型的な土地利用の変化を被りつつあり、このことが洪水流出の増大の裏返しとしての低水流況の悪化を生ずることは十分予想される。本論文は、このような土地利用変化による流況の変化を予測する手法ならびに、長期流出を対象とした低水の回復手法について考察を行ったものである。

本研究では、流出機構の変化を雨水分離-地下水補給過程の変化と表面流出過程の変化との複合現象としてとらえる接近法をとった。前者には、流出試験地等の資料によって総合化された補給能モデルを、また後者には Kinematic Wave に基礎を置く非線形貯留型モデルを適用し、低水流況の変化を定量化しようとしたものである。ケース・スタディとして猪名川流域をとりあげ、その低水流況の変化の予測ならびに一般のダムによる以外の低水回復手法の検討を行った。

以下に、猪名川流域についてその概要を述べる。

猪名川は、大阪府と兵庫県の府県境を流れる河川であり、流域形状は山地部、溪谷部に沿って形成する谷底平野と大阪平野の一部をなす平地部の三者より成り立っている。山地部の林相は良好とは言えず、伐採された山も多い。前述のように当該流域上流部（川西市を中心とする海拔200～250m）は、比較的造成しやすい山林丘陵地で、100haを超える大規模宅地が続々と造成されてきた。さらに、近年来のゴルフ・ブームを反映して、流域各地に多数のゴルフ場が散在している。また今後、住宅地・ゴルフ場の建設も数多く計画されている。

以上のごとく、急激な開発が行われているので、開発による河川流況への影響は大きい。流況の変化は、河川の利水、水質、生態系等の環境にも大きく影響する。昭和53年には、都市化が進行することによって起る高水時のピーク流量の増加、低水時の流量の減少がともに顕著に現われた。

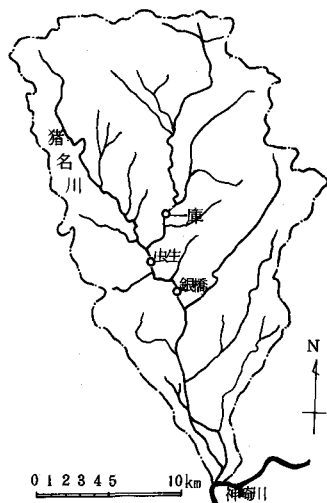


図 - 1 猪 名 川 流 域 図

2. 流出機構のモデル化

流出機構をモデル化して流出解析を行うには、モデルをいくらかでも複雑にすることは可能である。しかし、そのために推定すべきパラメータの数が増し、手法が繁雑もしくは解析精度が低下しては逆効果である。それよりも、できる限り簡単なモデルを用いた方が取り扱いも容易であろう。よって、本報では次に示すような3つの流出過程よりなるモデルについて検討を行った。

- i) 雨水分離過程
- ii) 地下水流出過程
- iii) 表面流出過程

なお、河道効果についても考慮すべきであるが、低水を中心とした長期流出が対象であり、各諸量を日単位として取り扱うこと、および河道の遅れ時間が比較的短いことを考え、ここでは流出機構のモデルより一応無視できると仮定した。

以下、各流出過程におけるモデルについて述べる。

(1) 雨水分離過程

一般に、自然流域よりの流出成分は大きく直接流出（表面流出と中間流出）と間接流出（地下水流出）の2成分に分けられる。この場合、雨量を直接流出成分である有効雨量と地下水流出成分である地下浸透量に分離する必要がある。この分離法としては、補給能理論が有効である。一般の自然流域においては土中に浸入した雨水の大部分は横浸透の形で浸透し、一部は中間流出成分となり流出し、また、ある一部は地下に浸透し地下水をかん養して地下水流出となって現れる。残りが土湿量の増加となり、土壌水分は蒸発散により失われる。ここでは、中間流出成分の検討は除外し、土湿量と地下浸透について考えると、有効雨量は降雨量を i 、浸透能を f とすると $i - f$ で表わせる。

浸透能 f と土壌容量量には、一般に図-2に示すような直線比例関係がある。³⁾

降雨時の容量量の変化は、以下のごとくである。

$$F = F_0 + \min(i, f) \Delta t \quad (1)$$

ここで、 F ：容量量（mm）、 F_0 ：初期容量量（mm）

f ：浸透能（mm/hr）、 Δt ：時間（hr）

そこで、地下水浸透は容量量が、図-2に示す圃場容量量 FC に達すれば、地下水への水供給強度 f_g で開始する。容量量の回復は蒸発散によって起る。蒸発散を容量量との関係として示せば図-3のようになる。最適補給能定数は、土壌の容量量と補給能の双方を変化させることによって比較的簡単に求められる。

(2) 地下水流出過程

前述の補給能理論により分離された地下水への水供給強度 f_g を用いて、地下水流出量の算定方法について記述する。

一般に地下水流出現象は非線形であり、モデルとして非線形多段のタンクモデル等が考えられるが、長期流出から見た地下水流出のハイドログラフが片対数紙上でほぼ直線と見なせることも事実である。また、地下水を基底流出として見なせばほぼ

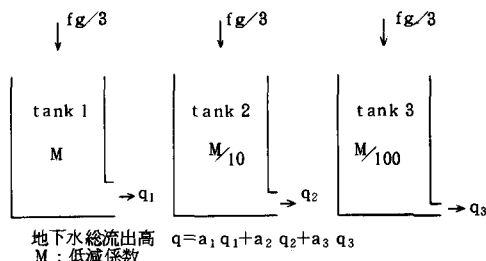


図-4 地下水流出モデル

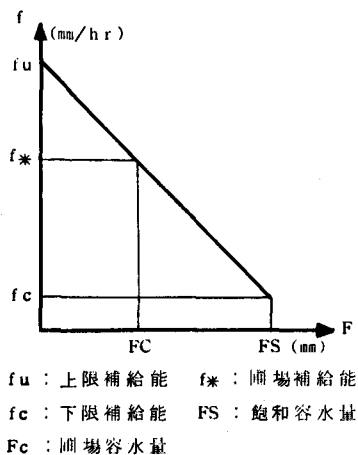


図-2 補給能と容量量の関係

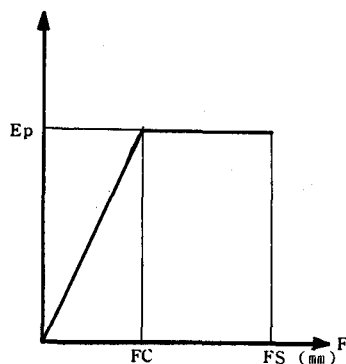


図-3 蒸発散

線形として取り扱っても大きな差異はないと考えられるので、ここではこれを次式に示すような線形貯留型モデル（線形貯水池モデル）を採用することとした。よって、基礎方程式は次の2式である。

$$\begin{cases} \frac{dS}{dt} = fg - q & (2) \\ S = Kq & (3) \end{cases}$$

ここで、 S ：貯留高（mm）， q ：地下水流出高（mm/hr）， fg ：地下水への水供給強度（補給能モデルにより分離されたもの；mm/hr）， K ：時定数（hr）， t ：時間

なお、時定数 K については、実測ハイドログラフの地下水流出成分より求まる低減係数 M の逆数として取り扱った。用いたタンクモデルは、図-4に示すような3つの並列タンクモデルとし、各タンクの時定数を変えることによって、流出に含まれる比較的時間単位の長いもの（たとえば基底流出の考え）も考慮できるようにした。係数 a_1, a_2, a_3 は、カルマン・フィルタ⁴⁾により同定した。 M の値は諸試験地のデータを用いて、面積の一価関数として後述の(9)式で与えた。

(3) 表面流出過程

表面流出は、地下水流出過程と同様に補給能理論により分離された有効雨量に対応した直接流出量である。直接流出量の算定方法には、特性曲線法、単位図法等種々提案されているが、本研究ではその流出過程に洪水の到達時間を考慮した非線形貯留型のモデル（非線形貯水池モデル）を採用した。

角屋により提案された洪水到達時間の实用推定式は次式である。

$$t_c = C \cdot A^{0.22} r_e^{-0.35} \quad (4)$$

ここで、 t_c ：洪水到達時間（min）， A ：流域面積（km²）， r_e ：有効雨量（mm/hr）

C ：土地利用形態により定まる定数（角屋等の検討によれば、山地； $C = 290$ ，放牧・ゴルフ場； $C = 190 \sim 210$ ，市街地； $C = 60 \sim 90$ ）

一方、吉野は降雨一流出の遅れ時間 t_L （ $= \frac{t_c}{2}$ ）と線形貯水池モデルの時定数 K との間に次の関係があることを示している。

$$t_L = K \quad (5)$$

また、(4)式の r_e を斜面貯留高 S とみなせるとすると

$$S = \left(\frac{C}{120} \cdot A^{0.22} \cdot \bar{t}_c^{0.35} \right)^{0.741} \cdot q^{0.741} \quad (6)$$

ここで、 S ：貯留高（mm）， q ：流出高（mm/hr）， $\bar{t}_c$ ：平均到達時間（hr），よって、基礎方程式は次の2式である。

$$\begin{cases} \frac{dS}{dt} = r_e - q & (7) \\ S = \left(\frac{C}{120} \cdot A^{0.22} \cdot \bar{t}_c^{0.35} \right)^{0.741} \cdot q^{0.741} & (8) \end{cases}$$

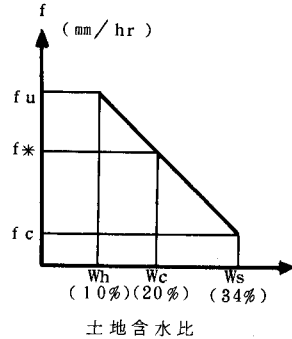


図-5 補給能と土壌含水比との関係

3. 各流出モデル諸定数

以上に示した各流出過程モデルには、決定すべき定数をいくつか含んでいる。ここでは、各種地目構成よりなる流出試験地を数箇所選定し、その観測値を用いて各土地利用形態での標準定数を決定すべく検討を行った。

検討項目は、以下のとおりである。

- i) 雨水分離過程における補給能諸定数
- ii) 地下水流出過程における地下水低減係数 M
- iii) 表面流出過程における土地利用形態により定まる定数 C

なお、¹⁾雨水分離過程において、 $(f_u - f_*) / (f_* - f_c)$ および $FC / (FS - FC)$ の比の値は、図-5に示す角屋による補給能数に対応する飽和含水比(W_s) 34%、圃場含水比(W_c) 20%、吸着含水比(W_h) 10%であることを仮定して1/1.4とした。

検討方法を以下に述べる。

- (1) f_c の第一近似値を求め、FSを仮定して f_u を試算により求める。(図-6参照)
- (2) 地下水流出成分が観測流量に比して流出しすぎている場合には、 f_c を修正後(1)により f_u を修正する。
- (3) つぎに、ピーク流量の遅れ時間およびハイドログラフの波形を考慮してCを修正する。
- (4) 以上までの最適定数の組み合わせを用いてFSを修正する。
- (5) (4)までにおいて修正が完了しない場合には、蒸発散量(E_p)を修正する。

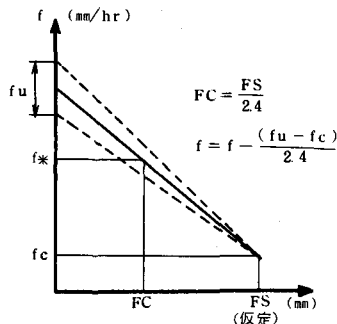


図-6 検討(1)の説明図

以上、(1)~(5)を観測値との誤差率、流出ハイドログラフおよび流出係数について検討した。修正した定数を用いて計算した結果の一例を図-7に示す。

各流出試験地資料によって求めた標準定数を表-1に、この標準を用いて逆算し直した値と各試験地に最適な値との対比を図-8に示す。なお、検討に用いた各流出試験地の規模、地目構成、低減係数を表-2に示す。以上により求めた低減係数と流域面積と関係よりほぼ次式を得た。

(図-9)

$$M = 5.832A^{-0.632} \quad (9)$$

ここで、M:低減係数(day^{-1})、A:流域面積(km^2)

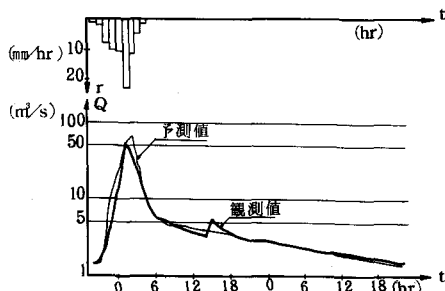


図-7 流出試験地(山崎川)計算結果

4. 低水状況とその変化の予測

予測システムは、低水・高水に共通して使用できることを目的としているので、計算時間間隔は1時間としてその中でパラメータを調整した。

表-2 各流出試験地地目構成および低減係数

表-1 標準定数表

地目別	規定数	FS (mm)	FC (mm)	f_u (mm/hr)	f_* (mm/hr)	f_c (mm/hr)	C
山地	100	41.67	6.0	892	1.0	290	
水田	80	33.33	7.6	617	5.0	210	
市街地	60	25.00	4.5	283	0.5	95	
ゴルフ場	80	33.33	5.25	338	0.75	193	

流域	猪名川	猪名川	猪名川	猪名川	猪名川	猪名川	猪名川
項目	一	虫	生	初谷川	植田川	香流川	山崎川
流域面積 (km^2)	1151	23512	571	1890	2699	1348	312
低減係数 (day^{-1})	0.270	0.180	1.489	0.783	0.801	1.722	0.074
山地 (ha)	山地	山地	山地	山地	山地	山地	山地
水田 (ha)	-	-	-	200	371	05	-
市街地 (ha)	-	-	-	522	309	914	-

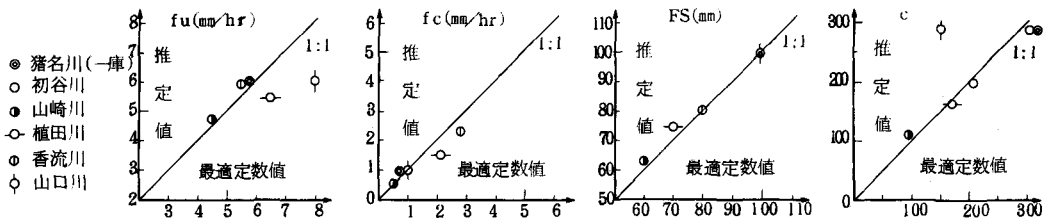


図-8 各流出試験地最適定数と推定値の比較

図-10は、検討対象地点銀橋上流の流域モデル分割図である。分割は、3地点（一庫・虫生・銀橋）の各流量観測所を対象としたものであるが、ここでは銀橋地点について述べることにする。なお、当該地点は、山地から平地に移り変わる地点であるとともに、典型的な狭窄部を形成しており、水収支の把握に適している。

地下水流出モデル（図-4）における定数 a_1 、 a_2 、 a_3 は、それぞれ0.460、1.289、0.594であった。（ day^{-1} ）

観測値と予測値のハイドログラフの比較を図-11に示す。

つぎに、本研究の主たる目的である土地利用変化にともなう流況変化の予測を行った。将来の土地利用形態としては、昭和65年を想定した。表-3には、昭和48年と昭和65年の土地利用面積率の変化を示す。また、表-4には、昭和48年から昭和65年へかけての流況変化予測の計算結果を示す。ただし、豊平低湯の各流量は計算対象年一年間のみの値である。

なお、参考として、現在建設中の一庫ダムの新規開発水量は $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ であるので、平水流量の変化は48年型の流況に対しては、おおむねその3%程度に相当することがわかる。

5. 対策工法

高水に関しては、開発にともない開発面積に対する防災調節池等の義務付けの措置がとられているところもあるが、

低水に対してはほとんど対策がとられていないのが現状である。そこで、ここでは流況調節池（小ダム）および斜面保水工と仮に名付けたものについて検討を行った。

(1) 流況調節池

利水ダムの小型のものであるが、人為的操作は行わない。機構としては、表面流出のみ

を調節池に流入させる。流出は、Darcy型的方式を想定しているので、計算上は線形貯留型モデルを採用した。流出モデルについて、時定数と調節池容量（市街化される単位面積あたりの調節池容量； m^3/ha ）を種々変えて検討した。その計算結果を表-5に示す。効果としては容量よりも、むしろ時定数の方が支配的である。容量は、比較的小さいものでも十分であるといえよう。

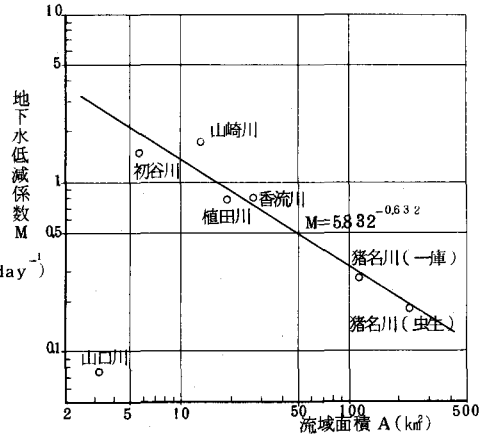


図-9 地下水低減係数と流域面積との関係

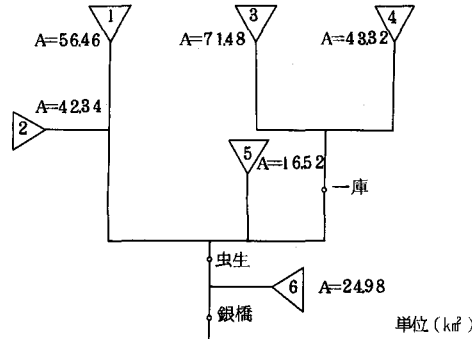


図-10 流域モデル分割（銀橋上流域）

表-3 土地利用変遷表（単位％）

年 地目別 流域	S. 48				S. 65			
	山地	水田	ゴルフ場	市街地	山地	水田	ゴルフ場	市街地
1	81	12	3	4	49	1	5	45
2	76	13	4	7	61	4	6	29
3	80	14	0	6	76	3	0	21
4	76	18	1	5	68	4	5	23
5	57	17	2	24	49	1	3	47
6	59	11	6	24	37	1	8	54

表-4 流況の変化（単位： m^3/s ）

流況	S. 48	S. 65	変化量
豊水流量	5.55	5.52	$\Delta 0.03$
平水流量	3.22	3.19	$\Delta 0.03$
低水流量	2.01	1.94	$\Delta 0.07$
濁水流量	0.89	0.82	$\Delta 0.07$

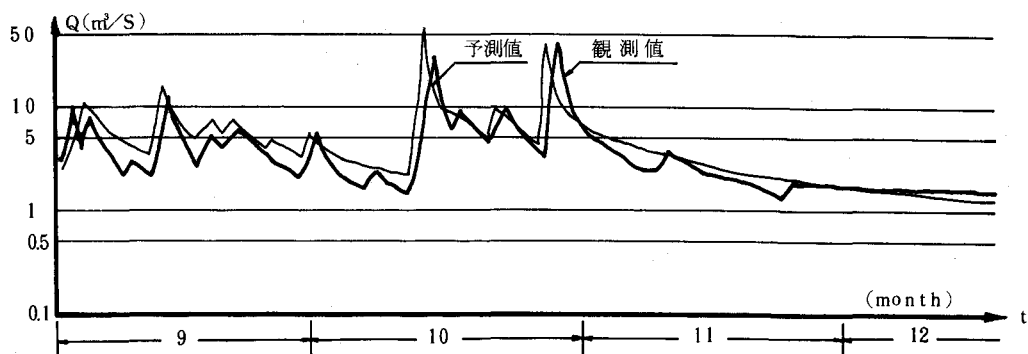


図-11 予測値と観測値の比較 (S.48)

表-5 流況調節池による流況の変化

(単位: $\frac{m^3}{s}$)

時定数 容 積	10日			20日			50日		
	100($\frac{m^3}{ha}$)	500	1000	100	500	1000	100	500	1000
豊水流量	5.67	5.84	5.84	5.63	5.89	5.89	5.54	5.84	5.84
平水流量	3.19	3.20	3.20	3.19	3.26	3.26	3.22	3.35	3.36
低水流量	1.94	1.94	1.94	1.96	2.00	2.00	2.01	2.11	2.12
濁水流量	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.83	0.83	0.84

(2) 斜面保水工

この対策は、雨水を山腹に一時貯留し、地下水補給を加速しようとするものである。そのモデルの概要を図-12に示す。すなわち、雨水の貯留がある間は山地部における地下水の補給 f_g が起こる。また、損失は蒸発により起こる。なお、対策率は市街化される面積 X に対して $X \text{ ha} / \text{ha}$ として設けた。結果を表-6に示す。この表より、この工法がかなり有効であることがわかる。さらに、この工法と前述の調節池を用いた場合のそれぞれの流況の変化を図-13に示した。

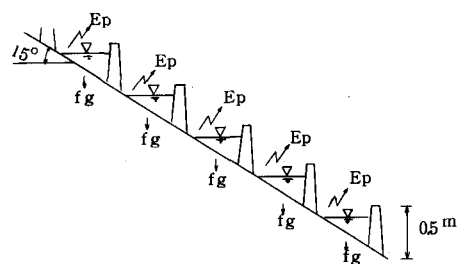


図-12 斜面保水工のモデル

6. 結論および課題

土地利用変化による長期流況変化の予測が可能となった。また、その計算システムに用いる定数も比較的簡単に見つけることができた。さらに、低水回復の工法について2, 3の検討ができた。

今後、上記の回復手法のほかに、公園等緑地を利用した斜面浸透保水工、高水制御と共用した流況調節池について検討するとともに、総合的な予測精度の向上に対する地下水流出モデルの定数 a_1 , a_2 , a_3 の季節変化を考慮した検討についても行っていく予定である。

なお、猪名川における検討例では48年型の流況のみを対象としているが、本来、利水の安全度についても評価を

表-6 斜面保水工による流況の変化

(単位: $\frac{m^3}{s}$)

対策率	$1 \text{ ha} / \text{ha}$	$1/2 \text{ ha} / \text{ha}$	$1/3 \text{ ha} / \text{ha}$
豊水流量	6.32	5.94	5.75
平水流量	3.84	3.45	3.36
低水流量	2.50	2.25	2.13
濁水流量	1.02	0.93	0.90

行うべきであり、10～20年程度の予測計算を行う必要があることを付記する。

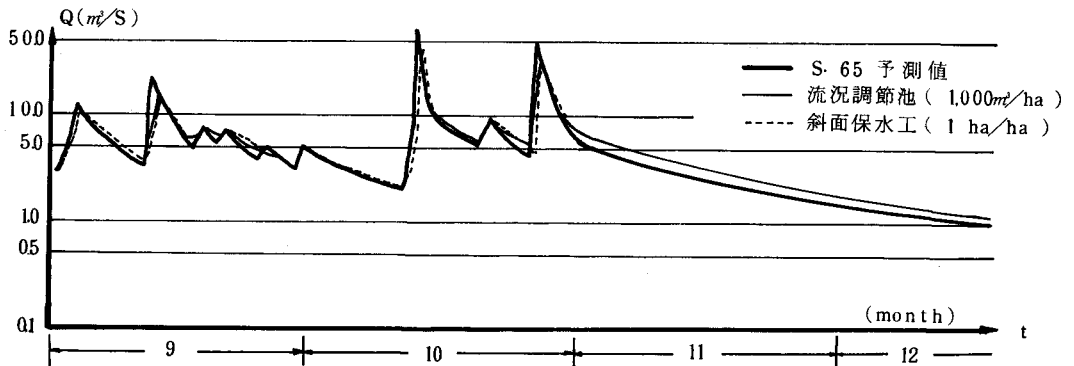


図-13 各対策工法による流況の変化

〔謝辞〕

本研究を行うにあたり、終始適切な御助言を頂いた京都大学防災研究所 角屋睦教授に謝意を表するとともに、流出試験地資料収集に御協力頂いた猪名川工事事務所 平林貞之氏、琵琶湖工事事務所 山根哲朗氏ならびに関係各位に深甚の謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 角屋睦・豊国永次・丈達俊夫：山地小流域河川の低水解析(2)，京都大学防災研究所年報第10号B
- 2) 重光世洋・田口雅弘・山口省二：都市化に伴う長期流出量の変化について 土木学会 第32回年講 1977年
- 3) Sten Bergström：THE APPLICATION OF A SIMPLE RAINFALL-RUNOFF MODEL TO A CATCHMENT WITH INCOMPLETE DATA COVERAGE, Notiser och prelimihära rapporter, Serie HYDROLOGI, Nr. 26
- 4) 日野幹雄：水文流出系予測へのカルマン・フィルター理論の適用，土木学会論文報告集、第221号 1974年1月
- 5) 角屋睦・福島晟：洪水到達時間の実用推定式、土木学会 第30回年講 1975年
- 6) Yoshino：RUNOFF CHARACTERISTICS OF SMALL URBANIZED AREA IAHS, TOKYO SYMPOSIUM, 1975
- 7) 西村克己・重光世洋・山根哲朗：日雨量による流況の推定に関する一考察、土木学会 第33回年講 1978年
- 8) 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
- 9) 角屋睦：都市化と流出、1974年度水工学に関する夏期研修会講義集