

由良川の出水特性に関する研究

石原藤次郎・石原安雄・高棹琢馬・頼 千元

A STUDY ON THE RUNOFF CHARACTERISTICS OF YURA RIVER BASIN

*by Dr. Eng. Tojiro ISHIHARA, Dr. Eng. Yasuo ISHIHARA,
Takuma TAKASAO and Chimoto RAI*

Synopsis

Many studies on the rainfall and runoff relation have been hitherto made in the field of applied and engineering hydrology. However, these studies which mainly depended on much hydrologic data and neglected the consideration of inter-mechanism in runoff process were insufficient to plan the reasonable river projects, because there are a few hydrologic data for most of rivers in Japan.

In this paper, firstly it is pointed out that three different regions appear in rainfall-runoff process, both in time and area. The runoff mechanism of those regions and their transition are disclosed systematically from the stand point of universal concept.

On the basis of these fundamental results, the following items are developed and presented. (1) A new method of runoff analysis in which only a few data are needed. (2) An approach of evaluation of runoff characteristics of an uninvestigated river basin from that of the adjacent one. (3) An engineering technique of quick forecasting of the peak discharge at several downstream points from the observed or estimated hydrograph at an upstream point during a flood.

These methods are applied to the analysis of flood runoff in the Yura River basin with good agreement.

1. は し が き

降雨と流出との関係を考えるとき、まずある降雨の部分と流出流量との間のあざやかな対応に気づくであろう。これは、降雨の変動が拡散され平滑化されるためであつて、出水現象のような規模の大きい非可逆的現象の特質ともいえよう。

しかし、こうした外見上の対応のために、極度に複雑な出水過程の追求を放てきして、降雨と流出流量との間に固定した相互関係を設定しようとする発展性のない方法論をとるにいたらせる危険が大きいのであつて、事実、従来の出水現象把握のあり方には、ほとんど機械的思惟にもとづくと思われるものも少なくない。本研究では、出水現象を普遍的に記述するには、出水過程の水理学的追求以外にはないとする立場から出水過程の体系化を試みたものであり、それを由良川の出水特性の解析に適用して、今後の行き方にかなりはつきりした見通しを与えることができたと思う。

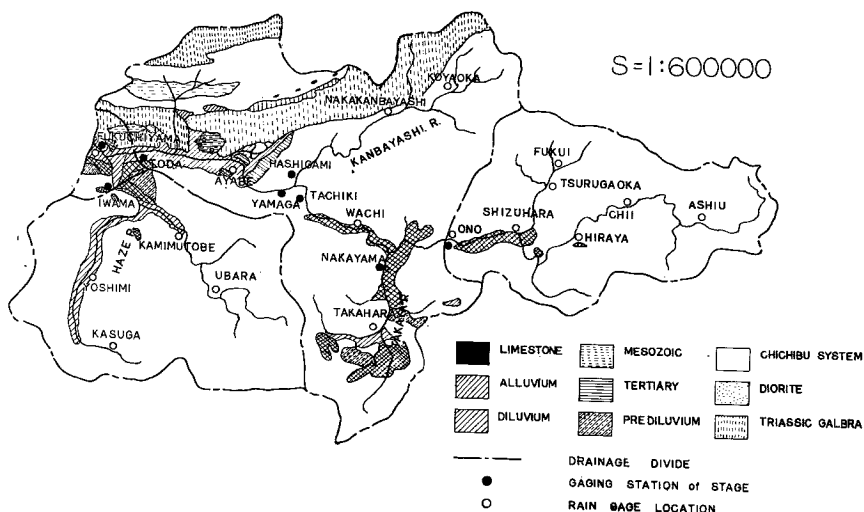


Fig. 1 Map of the Yura River basin

2. 流域概況

(1) 地勢 由良川は三国岳 (標高 959 m) にその源を発し、西流して丹波高原を東西に貫き、福知山付近で北折し、由良において日本海に注ぐ流域面積 1,882 km², 流路延長約 140 km の中河川であつて、そのうち山地は 1,674 km² (89%), 平地は 208 km² (11%) である。

本研究の対象となる福知山地点までの流域概況図は Fig. 1 のとおりであり、Fig. 2 は模型化した支川配置図である。

(2) 林相 由良川流域上流部の林相は良好であつて、潤葉樹林が過半を占めている。中下流部は上流部に比して相当乱伐されているが、わが国河川流域の一般的な状態からみれば、その林相は良好と認めて差し支えない。

(3) 地質 上流部の大半は秩父古生層に属し、綾部市上流本川および左支高屋川沿いに新洪積層および沖積層が介在する。流域北部の東西にかけて三疊化の斑瀉岩が秩父古生層をはさんで二条の帯状に連なり、その間に中生層石灰岩層が点在している。平野の地層は、綾部市より河口にいたる間は主として沖積層であり、土師川の本川への合流点付近には旧洪積層の台地がみられる。北部より西部の山地は主として花崗岩地帯であり、河口付近の丘陵性地帯に

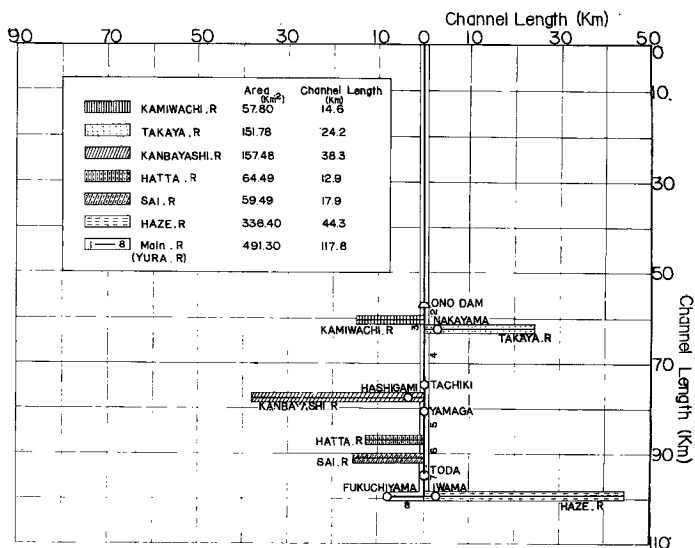


Fig. 2 Schematic diagram representing the Yura River basin

は、閃緑岩の層および三疊紀志高層を含んでいる。また北部の山地には蛇紋岩、西部の山地には玄武岩、流紋岩、玢岩第三紀層が連なっている。福知山地点までの地質分布の大略を Fig. 1 に示した。

(5) 気象 流域は丹波、丹後の山系に囲まれ、わずかに北西が日本海に面していて、多分に裏日本型気候の特色を示している。冬季は日本海岸に沿って北上する対島暖流の上を北西の風が吹送してくるため、河口付近ではかえって暖湿となつている。中流および上流地域は寒冷で、1月の平均気温は 3°C 以下となる。夏季7月の平均気温は大部分 27°C 以上であり、上流部山間では幾分低くなつている。すなわち、上

Table 1 Records of rainfall and discharge used in the analysis

Data No.	Date	Amount of rainfall (mm)	Duration (hr)	Maximum rainfall intensity (mm/hr)	Maximum discharge (m^3/s)	Initial discharge (m^3/s)
O-1	1952-6-23	120	34	9.8	305	—
O-2	1952-7-7	154	100	22.7	737	20
O-3	1953-6-8	183	94	14.8	365	24
O-4	1953-7-5	211	145	12.3	363	24
O-5	1953-9-25	189	41	22.7	2395	—
O-6	1954-6-23	90	40	11.1	294	41
O-7	1954-6-30	96	44	18.0	562	49
O-8	1954-7-5	73	30	15.4	213	45
O-9	1954-7-30	99	45	16.2	156	20
O-10	1954-9-18	150	33	18.9	290	11
O-11	1956-7-1	105	52	10.6	254	28
O-12	1956-7-24	118	21	30.2	365	36
O-13	1956-9-27	125	50	9.8	343	15
O-14	1957-6-26	110	60	13.8	248	12
O-15	1957-7-4	108	58	18.3	243	28
O-16	1957-7-17	229	142	41.1	340	28
O-17	1957-9-12	125	66	5.6	173	20
O-18	1958-9-27	99	53	9.1	228	16
O-19	1959-8-9	118	38	14.2	114	—
O-20	1959-8-13	316	44	17.6	206	—
O-21	1959-8-14			30.7	1168	—
O-22	1959-9-26	285	55	32.5	1790	36
T-13	1956-9-27	118	51	7.7	819	—
T-14	1957-6-26	114	47	15.3	604	—
T-19	1959-8-9	96	40	10.3	—	—
T-20	1959-8-13	254	45	12.8	1180	—
T-21	1959-8-14			13.7	2100	—
T-22	1959-9-26	252	58	29.1	2890	—
I-13	1956-9-27	120	50	9.1	350	—
I-14	1957-6-26	123	47	15.5	359	—
I-19	1959-8-9	126	39	15.3	241	—
I-20	1959-8-13	218	41	17.8	258	—
I-21	1959-8-14			27.3	840	—
I-22	1959-9-26	252	42	36.8	2000	—

流, 下流山間地域は夏季には暑さがそれほど厳しくないが, 冬季には厳寒となる。また中流盆地地帯は寒暑の差が甚だしく, いわゆる盆地気候の特色を示している。風向は一般に南北の風であつて, 特に北ないし北西の風が大部分を占める。降水量は一般的にいつて上流水源山地および下流部に多く, 全年を通じて上流水源地帯で 2,000~2,400mm, ついで下流河口付近で 1,800~2,000mm, その他の盆地地帯では 1,500~1,800mm の範囲にある。6月頃に降水量の増加するのは梅雨のためであるが, 9月頃の増加はほとんど台風によるものであり, 裏日本型の特徴として12月, 1月, 2月にも降水量が増大するが, そのほとんどは降雪によるものである。

3. 水 文 資 料

雨量および水位の観測所は **Fig. 1** に示したとおりであるが, 過去の水位資料は大野ダム地点を除いては比較的少ない。また, 水位—流量関係の定まつているのは, 大野, 戸田, 岩間および福知山の4地点だけである。**Table 1** は, 本研究において使用した水文資料とその主要な特性を示したものである。資料 No. の始めのアルファベットは地点名を意味し, 後の数字は出水生起別を表わしたもので, たとえば O-19, T-19 および I-19 はそれぞれ1959年8月9日に生じた大野, 戸田および岩間の各地点の水文資料を意味する。以下の解析に当つては, 資料 No. をすべてこの表記に従つて示すことにする。

4. 降 雨 特 性

(1) 流域平均年雨量¹⁾ 前章で述べた雨量観測点のうち, 資料の比較的まとまつているのは **Table 2** に挙げた個所で, これらの観測点の雨量を算術平均して各流域別の平均雨量の統計値を求めると, **Table 3** のようになる。統計年は明治41年(1908)から昭和29年(1954)までである。これによれば, 平均年雨量は由良川本川の方が土師川よりも大きくなつてゐるが, 大きな相違はない。

(2) 流域平均最大月雨量¹⁾ 年雨量と同様の資料を用い, 由良川本川と土師川流域の流域平均最大月雨量の年変化を示したものが **Fig. 3** である。

これによれば, 流域平均最大月雨量は6月の梅雨期と9月の台風期に山が現われているが, 9月の方が大きい。また, 冬期は降雪があるために, 表日本に現われるような冬の渇水期はなく, 11月から4月まではほぼ同様な雨量を示している。流域別では由良川本川も土師川もほぼ同様であるが, 土師川の方が6月にやや多

Table 2 Main rain gage stations in the Yura River basin

Names of basin	Names of rain gage stations
YURA RIVER	ASHU, CHII, HIRAYA, TSURUGAOKA, FUKUI, SHIZUHARA, ONO, TAKAHARA, YAMAGA, WACHI, NAKAKANBAYASHI, KOYAOKA, AYABE, FUKUCHIYAMA, MONOBE.
HAZE RIVER	YOSHIMI, KASUGA, UBARA, KAMIMUTOBE, HOSOMI.

Table 3 Amount of yearly precipitation over the basin areas

Names of basin	Mean yearly precipitation (mm)	Maximum yearly precipitation (mm)	Minimum yearly precipitation (mm)	Statistical year
YURA RIVER	1747.4	2882.3 (at CHII, 1921)	1027.2 (at FUKUCHIYAMA, 1939)	1908~1954
HAZE RIVER	1612.0	2324.4 (at HOSOMI, 1922)	1062.3 (at HOSOMI, 1939)	1908~1954

く、8月にやや少なくなっている。

(3) 流域内月雨量分布¹⁾ 年雨量と同様の資料を用い、流域内各雨量観測点の累年平均月雨量の月変化曲線をつくれば Fig. 4 のようである。これによれば、各観測点とも全体として大きな相違はみられない。

累年平均月雨量の流域内分布から判断すると、月平均としては、福知山、綾部盆地を中心として上流部に非常に多く、また下流河口部に向かうにつれてやや多くなるが、土師川流域はやや少なくなっている。一般的に言えば、東、北に多く、南、西に少ない。

雨量の大きい6月から9月まで雨量の月別特性を考えるとつぎのようである。

6月；中旬より入梅するため、連日曇天が続いて短時間雨量は少ないが、長時間降りつづくから、総体として雨量は多くなる。河川も小出水の水位が継続する。

7月；梅雨は中旬まで続き、梅雨末期には連日大雨が降り続いて出水し、河川が氾濫することがある。

8月；前月に比してやや雨量は少ない。7月から8月にかけて台風の“はしり”が通過することもあり、また雷雨により局地的豪雨をもたらすこともあるが、降雨域が比較的小範囲な上に、炎暑が続いて旱魃気味でもあり、雨も長つづきしないので、洪水となることは比較的少ない。

9月；9月から10月初旬にかけては台風シーズンであるから、全域とも年間最大の雨量を示し、本川最上流域がわずかに多いほかは、全域とも平均した値を示している。

(4) 既往の豪雨¹⁾ 大正12年から昭和36年までの32年間の流域内連続雨量 100 mm 以上のものについて、月別、原因別に頻度を示すと、Table 4 のとおりである。これによると、台風による豪雨と、梅雨、低気圧、不連続線等による豪雨との比率は、ほぼ同一となつている。しかし、一般的にいつて台風以外の豪雨は降雨時間が比較的長く、総雨量に比して出水程度は低く、大洪水といわれているものは、ほとんど台風による豪雨のもたらしたものであるが、梅雨末期の豪雨あるいは気流の収束による局地的な集中豪雨も無視で

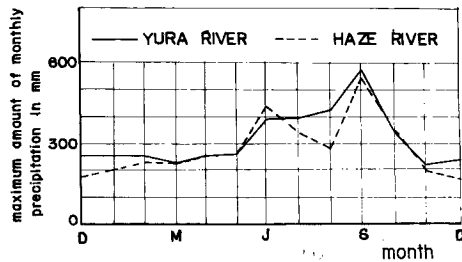


Fig. 3 Maximum amount of monthly precipitation over the basin areas

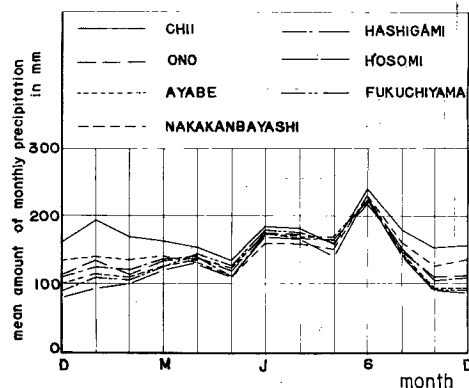


Fig. 4 Mean amount of monthly precipitation at several rain gage stations in the Yura River basin

Table 4 Frequency of the rainfalls heavier than 100 mm (1922~1961)

Month	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Precipitation caused by typhoon						2	4	10	15	5	1		37
Precipitation caused by front and low	1					10	10	3	6	1			31
Total	1					12	14	13	21	6	1		68

きない。台風による豪雨のうちでも、いわゆる雨台風とよばれるものの雨量はとくに多く、流域各地に大被害をもたらしている。

(5) 豪雨の流域内時間雨量分布 前述のように、洪水をもたらす豪雨には前線性のものと台風性のものがあるが、その流域内分布特性については石原、志賀が詳しく述べている²⁾。ここでは、代表的な豪雨をあげて、その時間雨量の地域分布について概略的な考察を行なつておく。Fig. 5 (a)~Fig. 5 (c) は、梅雨前線による局地豪雨および台風による豪雨について、雨量強度の時間分布をそれぞれ大野上流部、高屋川、上林川および土師川の各流域について比較したものであり、その算定に当つては Thiessen 法を用いた。これからいえることは、①時間雨量の地域的分布の差異は、梅雨(a)、台風(c)による豪雨、局地的豪雨(b)の順で甚だしくなる。②とくに局地的豪雨の場合には、地域分布の差異は大きく、たとえば、図に示した4地域の値を平均して流域平均雨量を算定することは、流出解析の精度を著るしく悪くする。③梅雨あるいは台風性の豪雨

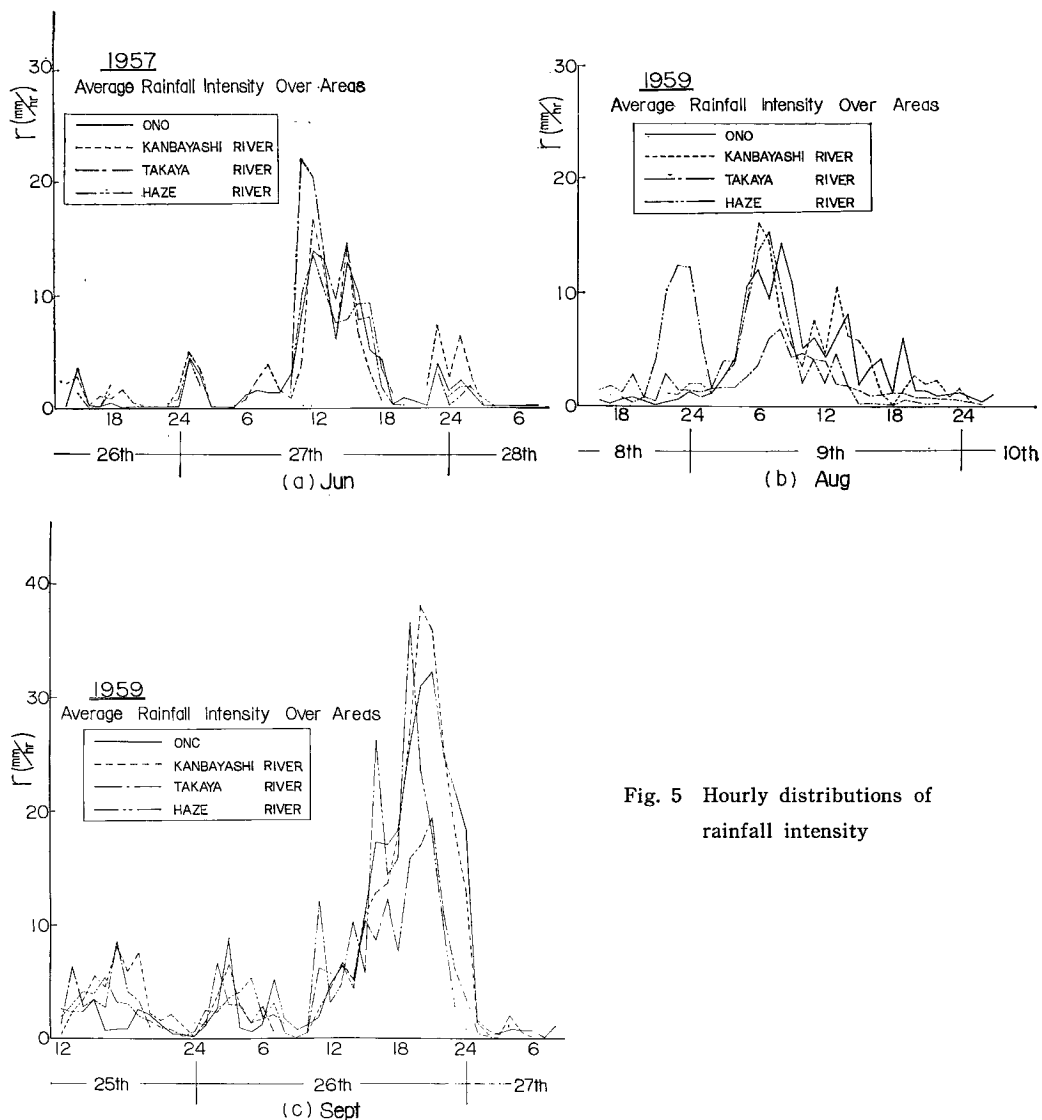


Fig. 5 Hourly distributions of rainfall intensity

はそれほど地域的分布が甚だしくないが、流出解析と関連した流域平均雨量の算定に当つてはなお慎重を要する。④局地豪雨および台風性の豪雨は高屋川流域では一般に小さいが、これは地形起伏あるいは台風の経路にもとづくのであろう。⑤以上の傾向は、ここで挙げた例だけによるものではなく、さきに述べた降雨の月別特性や多数の降雨資料からも推察できる。⑥しかし、時間雨量の地域分布は一般に極めて動的であつて、実際の短期間流出問題に当つては、各場合に依じて検討すべきである。⑦以上の時間雨量の地域分布特性は、流出解析に当つて選定すべき単位の流域の大きさと密接な関連をもっている。由良川では、到達時間と Fig. 5 の降雨地域分布例および対象とすべき流出問題の特性から、単位の流域面積としては一応数百 km^2 が妥当と考えられるが、こうした単位流域面積の選定問題は今後に残された重要課題であらう。

5. 流量てい減部の特性

流量てい減曲線には降雨の時間的あるいは地域的分布があまり影響しないために、地域個有の特性をもつということは、従来から指摘されてきたところである。しかし、流量てい減曲線には表面流出、中間流出および地下水流出の三つの成分が含まれているが、このうち表面流出に対応するてい減部特性は降雨の影響を多分にうけて出水ごとの変動が大きいから、その特性によつて流域個有の出水特性を判断することはかなり困難である。また、地下水流出のてい減部は流域個有の特性を示し、利水あるいは渇水災害の問題と関連しては重要であるが、洪水のような大出水を対象とする場合にはそれほど重要ではない。出水問題と関連して最も重要なてい減特性は、中間流出期のものであつて、後に述べるように出水の形態を左右する流域表面付近の特性を総合的に表現する。

中間流出の発生する主要な原因は、流域被覆表層の存在である。被覆表層とは、流域表面を覆つていて、その下層に比較すれば有効空隙率あるいは透水性の大きい土壌層を意味する。その代表的なものとしては、森林地帯の地表に存在する厚さ数十 cm 程度の団粒構造をした有機物の腐敗層があげられる。わが国の山地流域は一般にこうした腐敗層で覆われている。禿山流域あるいは伐採地帯には被覆表層が存在しないのが普通であるから、中間流出現象は生起しないか、生起しても微弱である。また火山地帯には、地表にかなり多孔質の火山層があるから、こうした地帯にも中間流出が生じるが、下層の浸透能が著しく大きいために、森林地帯に比すれば一般に中間流出は微弱である。

つぎに、山地流域を代表すると考えられる表層被覆流域について、中間流出期の流量てい減部特性について考察しよう。雨量が少ない場合には、雨水はほとんど表層内に貯留されて、表層表面を流れる表面流出は生じない。また大雨によつて表面流出が生じるような場合にも、ある時間を経過すれば表面流は終り、地表付近の流出分は表層内に貯留された雨水にもとづく中間流出分だけとなる。表層被覆地帯は全面が均一な厚さの表層で覆われているわけではなく、表面には凹凸が存在する。その凹部の深いものは表層底にまで達し、ガリ状の一時的水みちを形づくっている。中間流出は一旦表層に貯留された雨水がこうした表層表面の凹部、とくに一時的水みちに浸出する現象といえる。したがつて、中間流出は表層内と一時的水みちとで、機構の

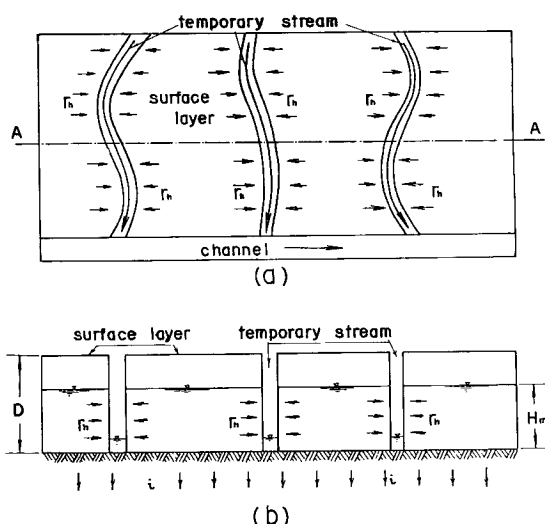


Fig. 6 Schematic diagram showing the mechanism of sub-surface runoff

異なつた二段階の貯留作用をうけるという特徴をもつことになる。

このように考えてくれば、表層被覆地帯の模型は **Fig. 8** のようなものとしてよいであろう。(a) 図は山腹斜面を平面的にみたもの、(b) 図は (a) 図を A-A 線できつた山腹斜面の横断面を示したものである。なお、水みちの深さは多様であろうが、簡単のために表層底まで達しているものとする。図において、 D は表層厚さ、 H_m はある時刻の流域全体にわたつての平均的な表層貯留水深、 r_h は表層からの水みち側面単位面積当りの浸出強度あるいは中間流出強度、 i は表層から下層への浸透能である。

ある時刻における中間流出発生場の総面積を F とすれば、 F は表層内貯留水深 H_m あるいは表層内貯留量 $S = \gamma A(1-\delta)H_m$ に比例するものと考えて差し支えないであろう。ここに、 δ は水みち面積比 A_d/A であつて、 A_d は水みち面積、 γ は表層の有効空隙率である。したがつて、

$$F = \alpha H_m = \beta S \quad \dots\dots\dots (1)$$

であつて、 α および β は流域個有の定数である。流域全体の表層から水みちへの浸出強度は $r_h F$ であり、また雨水は浸透能 i で表層底から浸透するから、 S に関する連続条件は、

$$dS/dt = -r_h F - A(1-\delta)i \quad \dots\dots\dots (2)$$

で与えられる。

r_h は表層の透水性によつて決まり、また、 β 、 δ も流域個有の値と考えてよい。したがつて (1) および (2) 式から、 S は、

$$S = \left\{ S(t_0) - A(1-\delta) \int_{t_0}^t i e^{\beta r_h (s-t_0)} ds \right\} e^{-\beta r_h (t-t_0)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

で表わされる。ここに、 t_0 は中間流出期間中の任意時刻である。流量でい減部付近における浸透能 i は、一般に一定値である最終浸透能 i_c に等しいと考えてよく、そうすれば (3) 式はつぎのようになる。

$$S = \{ S(t_0) + A(1-\delta)i_c/\beta r_h \} e^{-\beta r_h (t-t_0)} - A(1-\delta)i_c/\beta r_h \quad \dots\dots\dots (4)$$

つぎに、観測点における流量でい減部の中間流出流量 Q_2 は、

$$Q_2 = r_h F_m - A\delta i_c \quad \dots\dots\dots (5)$$

で表わされ、 F_m は水みち流下時間内における F の平均である。 F_m は (1) 式から

$$F_m = \beta S_m \quad \dots\dots\dots (6)$$

で表わされ、 S_m は水みち流下時間内における平均表層貯留量である。すなわち、

$$S_m = \int_{\tau}^t S ds / (t-\tau) \quad \dots\dots\dots (7)$$

であり、ここに、 $t-\tau$ は水みち流下時間の流域代表値であつて、 τ は水みち上流端で擾乱が始まる出発時刻である。(4) および (7) 式から、

$$S_m = \frac{1}{\beta r_h} \{ S(t_1) + A(1-\delta)i_c/\beta r_h \} \left(\frac{e^{\beta r_h (t-\tau)} - 1}{t-\tau} \right) e^{-\beta r_h (t-t_1)} - A(1-\delta)i_c/\beta r_h \quad \dots\dots\dots (8)$$

となる。ここに、 t_1 は表面流出が終つて中間流出が卓越し始める時刻で、表面流出が生起しないような中小出水の場合は降雨終了時刻 t_d であり、 $S(t_1)$ は時刻 t_1 における表層内貯留量である。(5)、(6) および (8) 式から、 Q_2 は結局、

$$Q_2 = \{ S(t_1) + A(1-\delta)i_c/\beta r_h \} \left(\frac{e^{\beta r_h (t-\tau)} - 1}{t-\tau} \right) e^{-\beta r_h (t-t_1)} - (1-\delta + \beta r_h \delta) A i_c \quad \dots\dots\dots (9)$$

で表わされることになる。水みち流下時間 $t-\tau$ は、水みちにおける雨水の流れが Manning の抵抗則に従うとすると、

$$t-\tau = K L_d^p / \{ r_h F_m / A\delta - i_c \}^{1-p} = K L_d^p (A\delta)^{1-p} / Q_2^{1-p} \quad \dots\dots\dots (10)$$

で表わされる³⁾。ここに、 $K=(n/\sqrt{\sin \theta})^p$ で、 n は Manning の粗度係数、 $\sin \theta$ は勾配、 p は 0.6 であり、 L_d は流域平均水みち流下長である。以上の考察では、表層内の貯留水深 H の地域的分布を無視している。 H の地域的分布は表層内雨水の擾乱の伝播状態によつて非擾乱部と擾乱部とにわけられ、非擾乱部では降雨の地域的分布を一樣としたとき H を一定と考えて差し支えないが、擾乱部における H は降雨の時間的分布に影響されるし、また擾乱部の大きさは時間の経過によつて刻々変化する⁴⁾。

したがつて、厳密には F_m のなかにその効果を入れる必要があるが、中間流出期の現象はかなり緩慢であるから、近似的には H の地域的分布を無視しても、それほど大きな誤りはきたさないものと考えられる。

さて、(10) 式からわかるように、 $t-\tau$ は Q_2 の 0.4 乗に逆比例的な関係にあるが、その変化は小さい。また、(9) 式中の $\{e^{\beta r_h(t-\tau)}-1\}/(t-\tau)$ の項は、分子と分母はともに $t-\tau$ の増加関数であり、また βr_h は後に述べるように 0.05(1/hr) 程度の値であるから、分子は $t-\tau$ に比例して増加すると考えて差し支えない。これと $t-\tau$ の変化が小さいということから、 $\{e^{\beta r_h(t-\tau)}-1\}/(t-\tau)$ は一流域においてはほぼ一定値とみることができる。このことから、中間流出のてい減部曲線は指数関数的な減少過程をたどると考えることができ、 βr_h を一流域において一定値と考えれば、そのてい減特性は一流域においては降雨条件にかかわらず一定となることになる。

つぎに、てい減指数 βr_h の意義について考えよう。まず、 β は (1) 式から、

$$\beta = F/A\gamma(1-\delta)H_m \quad \cdots \cdots \cdots (11)$$

となる。 F は水みちの平均流下長 L_d に水みちの数 N をかけた水みち総延長の 2 倍に H_m を乗じたものとしてよいであろう。このように考えると、 β は

$$\beta = 2L_dN/A\gamma(1-\delta) \quad \cdots \cdots \cdots (12)$$

で表わされるから、水みちの平均流下長 L_d 、水みちの数密度 N/A 、有効空隙率 γ および水みち面積比 δ といった、山腹斜面内の水みちの分布特性を表わすものといえる。つぎに、流域全体の平面的な平均中間流出強度 $\bar{r}_h$ は、

$$\bar{r}_h = Fr_h/A \quad \cdots \cdots \cdots (13)$$

で表わされるから、上式と (11) 式とから、

$$\beta r_h = \bar{r}_h/(1-\delta)\gamma H_m \quad \cdots \cdots \cdots (14)$$

となる。 r_h は表層の透水性によつて決まる値であつて、ほぼ一定と考えてよいから、(14) 式から $\bar{r}_h/H_m$ = 一定の関係が得られる。これから、 H_m が最大値 D のときには $\bar{r}_h$ は最大値 r_a となり、

$$\bar{r}_h/H_m = r_a/D \quad \cdots \cdots \cdots (15)$$

となる。(14) 式と (15) 式から、中間流出期のてい減指数 λ_2 は、結局、

$$\lambda_2 = \beta r_h = r_a/(1-\delta)\gamma D \quad \cdots \cdots \cdots (16)$$

で表わされることになる。これは、 λ_2 が水みち分布特性の β と表層の透水性の指標 r_h 、いいかえれば、水みち面積比 δ 、みかけの表層厚 γD および単位面積当りの中間流出の最大強度 r_a を総合的に表現することを意味し、後に述べるように、流出解析上基本的な役割を果たすものである。

流量てい減記録があれば、 λ_2 は容易に算定できるが、 δ 、 r_a 、 γD を決めるにはなお二つの関係が必要である。そこでこうした量の決定には、つぎのような近似的取り扱いをどことにする。すなわち、中間流出が終り地下水流出が卓越し始める時刻 t_2 では、表層内貯留量 S は 0 と考えてよい。また、大出水のてい減部の記録があれば、表面流出が終る時刻で折曲点が現われるが、この時刻では表層は近似的に飽和されていると仮定する。

この仮定は厳密には正しくないが、 S の指数関数的な減少の仕方の特徴から、 S が減少し始めるところでは、その減少の割合が急激であつて、 γD を推定する際には上述の仮定による誤差はあまり大きくないと考

えてよいであろう。このように考えると、(4) 式で $t_0=t_1$, $t=t_2$ とおけば $S(t_2)=0$, $S(t_1)/A \approx \gamma D$, $\delta \approx 0$ であるから、近似的に、

$$\gamma D \approx \{e^{\lambda_2(t_2-t_1)} - 1\} i_c / \lambda_2 \dots\dots\dots (17)$$

となり、最終浸透能 i_c と流量てい減記録があれば、 γD の値が算定できることになる。しかし、この関係を用いるときには、降雨の終了部分ができるだけ急激で明確な記録を用いた方がよい。こうして、 γD が求められると、(16) 式から、

$$r_a = (1-\delta)\lambda_2\gamma D \dots\dots\dots (18)$$

として r_a が求められるが、 δ は普通の山地流域では 0.1 より小さいから⁵⁾、 $\delta=0$ として r_a を算定してもそれほど大きな誤りはない。

以上の考察にもとづいて、大野ダム地点の流量てい減部特性を解析しよう。**Fig. 7** は流量のてい減部曲線を示したものであるが、最大流量が $500 \sim 600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度より大きいときには、ピークからある時刻までのてい減割合が大きくて表面流出の卓越することを示し、また表面流出のてい減部では降雨の時間的分布の影響をうけて、その減少の仕方がさまざまである。

Fig. 8 は地下水流出のてい減曲線であつて、従来いわれている指数関数的な減少特性をよく示

しており、そのてい減指数 λ_3 は一定値 0.0013 (1/hr) としてよい。**Fig. 9** は **Fig. 7** の流量てい減曲線から **Fig. 8** の地下水流出のてい減部を差し引いた数例を示したものであるが、これからわかるように、中間流出のてい減部は片対数紙上でいずれも直線になる。流量が小さくなるにつれてバラツキがでてくるが、これは地下水分離の誤差その他にもとづくものであろう。

中間流出期のてい減部が片対数紙上で直線的に減少するということは、てい減特性に関する上述の考察を裏付けていることになり、それぞれの λ_2 の値は **Table 5** に示すとおりである。また (9) 式によると、中間流出のてい減流量は Ai_c の付近で急減するが、**Fig. 9** から類推されるように、だいたい $10 \sim$

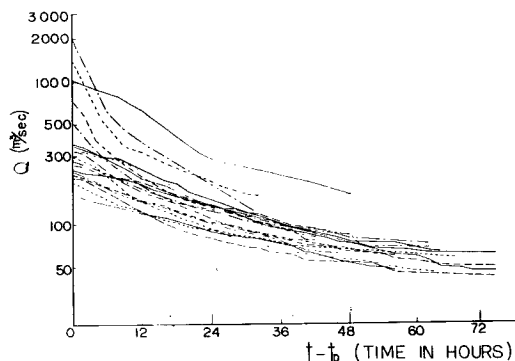


Fig. 7 Recession curves of the total runoff at ONO dam

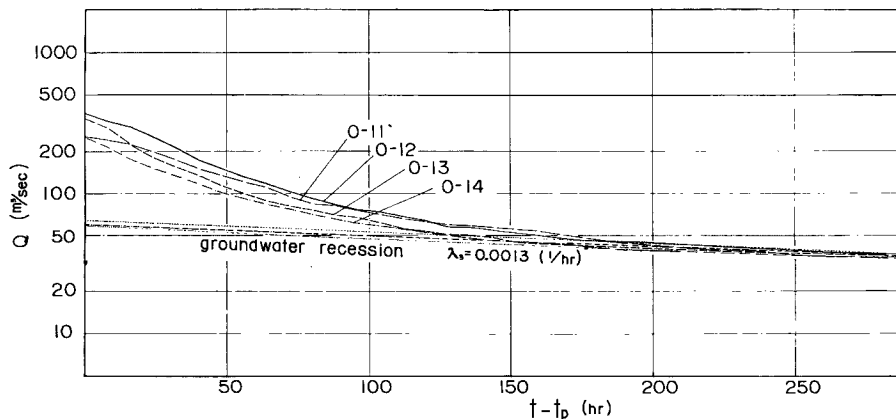


Fig. 8 Recession curves of the groundwater runoff at ONO dam

Table 5 Characteristic values of the discharge recessions and the basins near surface

Data No.	λ_3 (1/hr)	λ_2 (1/hr)	r_a (1/hr)	γD (mm)
O-11	0.0013	0.047	6	120
O-12		0.050		
O-13		0.052		
O-14		0.049		
O-21		0.054		
O-22		0.049		
O-mean		0.050		
T-12	0.0013	0.053	6	120
T-13		0.052		
T-14		0.050		
T-21		0.046		
T-22		0.047		
T-mean		0.050		
I-13	0.0019	0.061	6	120
I-14		0.053		
I-19		0.064		
I-21		0.060		
I-22		0.063		
I-mean		0.060		
HASHIGAMI	0.0013	0.050	6	120

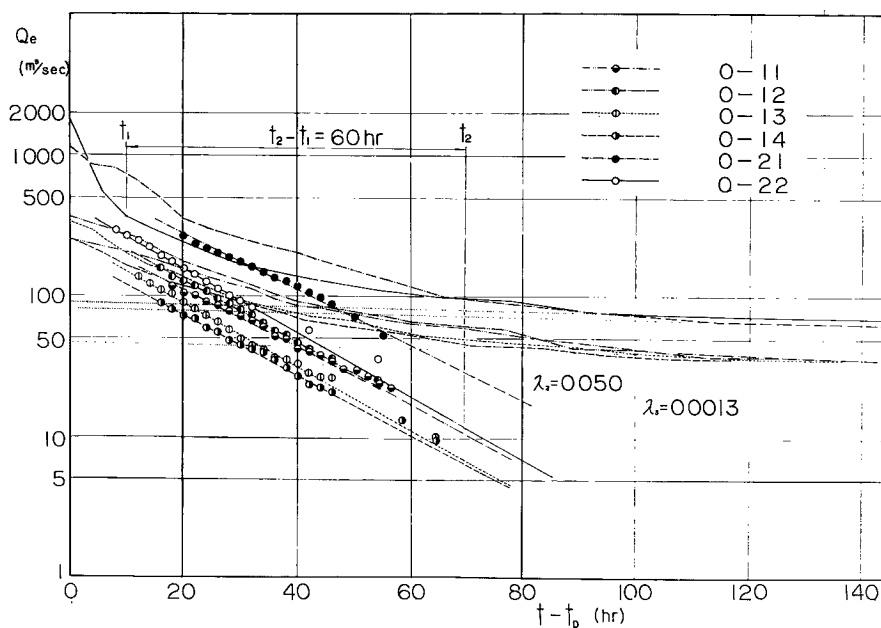


Fig. 9 Recession curves of the sub-surface runoff at QNO dam

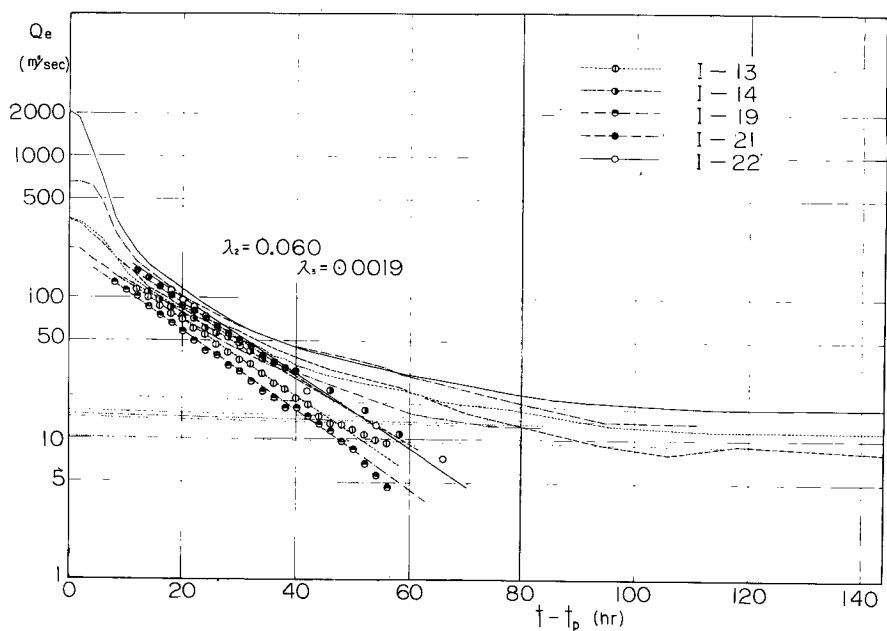


Fig. 10 Recession curves of the sub-surface runoff at IWAMA

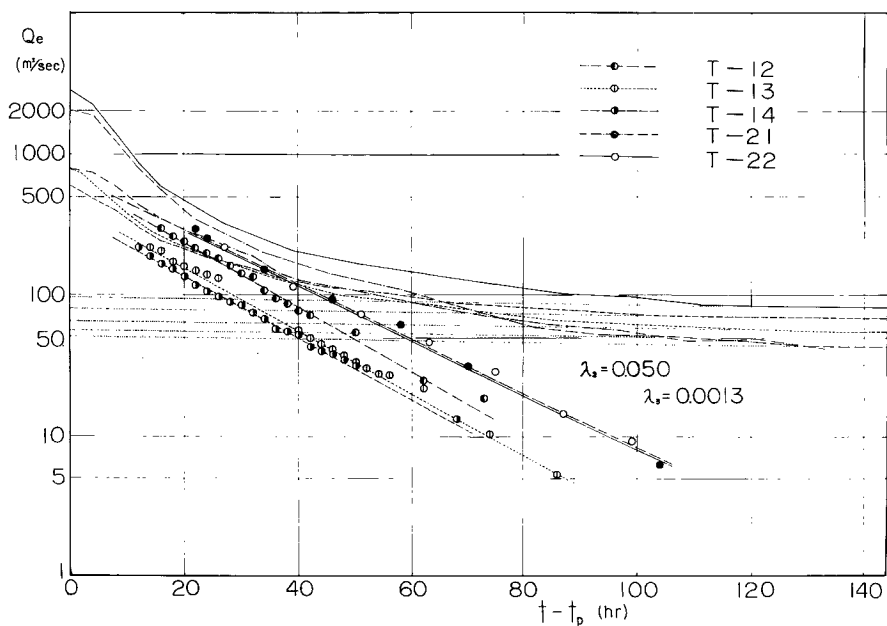


Fig. 11 Recession curves of the sub-surface runoff at TODA

20 m³/sec 付近で流量が急減する。この時刻が t_2 である。こうして得られた λ_2 と Fig. 9 に示した $t_2 - t_1 \approx 60$ 時間および過去に求められている i_c の値を用いて、(17) および (18) 式から γD と r_a を算定した結果を Table 5 に示している。

Fig. 10 および Fig. 11 は、土師川の岩間地点および幹川沿いの戸田地点のてい減曲線を示したものであり、それぞれの λ_2 の値が Table 5 に記入してあるが、これらも上述の考察を裏付けている。なお、この二地点の γD と r_a の値は、大野地点のそれとほとんど変わらないものとして Table 5 に記入されている。

由良川の主要支川の一つである上林川については、橋上地点で一つの水位記録があるだけである。そこで、流れが Manning の抵抗則に従うと考え、上述の考察からこの地点でも中間流出のてい減部が指数関数的に減少するとして、簡単に得られる次式を用いて λ_2 の値を推定した。

$$\lambda_2 = \frac{2.303}{t_i - t_j} \{ \log(h_i^{3/2} - h_c^{3/2}) - \log(h_j^{3/2} - h_c^{3/2}) \}$$

ここに、 h_c は中間流出が終る時刻の水位であり、 h_i, h_j はそれぞれ任意時刻 $t_i, t_j (t_i < t_j)$ に対応する水位である。この場合、 h_c を種々に変化し、 h_i, h_j を水位記録から読んで上式の計算を行ない、 h_i, h_j に対応してもつとも変動の少ない右辺の値を λ_2 とした。その結果を Table 5 に記入してあるが、大野ダム地点の値とほとんど変わらない。

6. 機構別の出水特性

(1) 機構の分類 山地流域における出水過程は、流域の性格によつて非常にちがった様相を示す。出水特性の相違によつて流域を分類すれば、(a) 火山灰被覆型流域、(b) 裸地流域(禿山流域)、(c) 表層被覆型流域の三つに分類できよう⁶⁾。前述したように、わが国の山地流域は一般に表層被覆型の流域に属し、本研究の対象である由良川流域も林相が良好であるところから、同型の流域と考えられる。

被覆表層の存在は出水過程に大きく影響し、降雨条件に応じて(a)水みち流出、(b)中間流出、(c)表面流出の三つの機構的に異なつた領域を生みだす。水みち流出領域は、山腹斜面に存在する透水性の小さな林道、踏地、裸地あるいはガリ等のいわゆる水みちからだけ雨水が流出する領域であつて、出水量が小さいために洪水と関連しては直接問題とするに当たらないが、水みち面積あるいは降雨の初期損失といった流域特性の推定に当つては重要な場合が多い。中間流出領域は、雨量がある大きさになつて、一旦表層に浸透した雨水が水みちに流入するような機構の領域を意味し、その特徴は雨水が表層と水みちとで二段階の貯留作用をうける点にある。表面流出領域は、雨量がさらに大きくなつて表層が飽和状態になると、降雨が表層に浸透しない場が現われ、そこに表面流が発生するような機構の領域を意味する。この領域は表面流発生場の変化によつて特徴づけられ、大出水はこの領域に含まれる。

以上のように、出水過程は三つの領域に分類することができ、降雨条件に応じてこうした三つの機構的に異なつた領域が交互に現われるものと考えられるが、どの領域にも上述した三つの流出分が存在するから、厳密には単一の流出分の特性によつて機構を分類することはできない。しかし、一連の出水過程においては、三つの流出分のいずれかが卓越する領域が存在するはずであるから、その意味では上述の機構別分類の名称は正しいといえよう。ただ、三つの領域の境界では、それぞれの領域の特性が等価に近い部分、すなわち遷移的な領域が現われることに注意する必要がある。以下では由良川の水文資料を用いて、洪水と関係の深い中間流出領域と表面流出領域における出水の機構および特性について説明しよう。

(2) 浸透能と初期損失 浸透能とは、流域下層に浸透して土壌保湿を満たし、さらに地下水の供給源となる雨水浸透の時間的割合のことである。Horton は浸透能 i を表わす式として、

$$i = i_c + (i_0 - i_c)e^{-mt} \dots\dots\dots (19)$$

を与えている。ここに、 i_0 および i_c は初期および最終の浸透能、 m はてい減指数である。

この関係は、実際の山地では一般によく適合するようであるが、表層被覆部では表層底から下層への浸透の割合を示すものとして考えなければならない。また、 i の地域的分布、とくに水みちのような裸地部と表層被覆部とにおける i の相違は重要であつて、今後さらに検討を要するが、石原、金丸は大野ダム上流部の流域平均的な i として、多数の資料から Table 6 に示すような数値を得ている⁷⁾。以下の解析では、福知山上流部の浸透能が大野ダム上流部のそれと変わらないものとして、この結果を利用するが、その適否については7. でふれるであろう。 i の値がわかれば、中間流出と表面流出とを合わせた直接流出分に対応する降雨分、すなわち過剰降雨 r_e は、観測降雨 r と i の差として、

$$r_e = r - i \dots\dots\dots (20)$$

で与えられることになる。

ところで、Horton 型の浸透能方程式

は、石原らが指摘しているように、浸透能以下の強度をもつ降雨に対しても適合するかどうかは疑問である。とくに、降雨初期においては一般に i が r より大きくなるが、この部分では浸透能方程式を用いずに初期損失として損失雨量を処理する必要がある。わが国の初期損失量は 20~30 mm 程度といわれているが、初期損失の意義あるいはその算定方法についての検討は未だ十分といえない。今後、降雨初期付近の損失現象についての研究が強く望まれるわけであるが、以下の流出解析では降雨初期の流出状況から初期損失量を、一応岩間では 20 mm その他の地点では 30 mm とし、初期損失の終期から上述の浸透能方程式を適用することにした。

(3) 中間流出領域の出水特性 地表に雨が降り、それが初期損失を満たし、さらに浸透能を越えると、まず水みち流出が始まる。やがて、表層内貯留量がある大きさに達すると、中間流出が卓越するようになるが、その様相のモデルは Fig. 6 に示したものと同様である。

中間流出の発生場 F は、(1) 式と同様に

$$F = \alpha H_m = \beta S \dots\dots\dots (21)$$

で表わされる。 α および β は水みち分布特性によつて決まる値であるから、降雨期間中も流域個々の定数としてよい。表層内貯留量 S に関する連続の条件は、(2) 式に過剰降雨 r_e を入れて、

$$dS/dt = -r_e F + A(1-\delta)r_e \dots\dots\dots (22)$$

となる。つぎに、(21) および (22) 式から、

$$S = \left\{ S(t_0) + A(1-\delta) \int_{t_0}^t r_e e^{\beta h(S-t_0)} ds \right\} e^{-\beta r_h(t-t_0)} \dots\dots\dots (23)$$

として S が与えられる。ここに、 t_0 は任意時刻、 $S(t_0)$ は時刻 t_0 の表層内貯留量である。また、てい減部特性の項で述べたように、 βr_h は中間流出のてい減指数 λ_2 である。したがつて、てい減部特性の解析によつて追隨して (23) 式を計算していくことができ、任意時刻の表層内貯留量が容易に求められることになる。

(23) 式の基礎となつた (21) 式の妥当性については、てい減部特性の項ですでに明らかにしているが、降雨期間中においても成り立つものかどうか検証してみよう。ある時刻の流域内総貯留量 S_e は、表層内貯留量 S と水みちおよび河道貯留量 S_c との和に等しく、

$$S_e = S + S_c = R_e(t) - \int_0^t Q_e dt \dots\dots\dots (24)$$

で与えられる。ここに、 $R_e(t) = \int_0^t r_e dt$ で、 Q_e は地下水流出を除いた直接流出流量である。 S は当然 S_e より小さいが、流出流量が小さい中間流出領域では、 S は S_e に比して十分大きいから、 S_e が S とほぼ一致

すれば (21) 式の妥当性が検証されたことになる。大野ダム地点の流量記録とダム地点上流部の Thiessen 平均の降雨記録とから S_e を算出し、ダム地点におけるてい減指数 $\lambda_2=0.05(1/\text{hr})$ を用いて (23) 式から算出した S の値と比較したのが Fig. 12 である。これからわかるように、大出水の二例を除いては S_e と S はよく一致している、(23) 式の妥当性を裏付けている。貯留量のてい減部では S が S_e より若干小さくなっているが、これは S_e の算出の際に地下水流出流量として初期流量を単純に差し引いて Q_e としたためであり、その誤差がとくにてい減部において顕著になるためであろう。したがって、中間流出領域においては、(23) 式が表層貯留量の変化過程を示すものとして十分であり、この領域では S_e が S に比して非常に小さいと考えられるし、事実 S と S_e がよく一致することから、(23) 式を流域総貯留量の変化過程を表すものとして差し支えない。

Fig. 12 の O-21 と O-22 は大出水であつて、 $S/A=120\text{ mm}$ より上部は後に述べるように、表面流出領域の出水特性をもつから、(23) 式は成立しないようになる。上昇部では形式的に適合しているように見えるが、それは S_e に含まれている S_e の影響のためである。表面流出領域では、 S_e とくに河道貯留量が相当大きくなって、推算によると、由良川の場合大野ダム上流流域で約 $5\sim 10\times 10^6\text{ m}^3$ 程度である。これを S_e から差し引いたものが実際の表層内貯留量であつて、それは (23) 式から計算した S の値よりかなり小さくなる。その理由は、表層内の貯留深が表層厚さを越えると、超過貯留分が表面流の特性から急激に流出して、山腹貯留量はそれほど大きくならないという事情による。(23) 式が表面流出領域で成立しないことは、てい減部で S_e と S の差が地下水分離の誤差によるとは考えられないほど大きくなることから推察できる。

中間流出領域の S の最大値 S_p は、(21) および (22) 式と (16) 式とから、

$$S_p = A(1-\delta)r_{es}/\lambda_2 \quad \dots\dots\dots (25)$$

で表わされる。ここに、 r_{es} は S_p の生起時刻の過剰降雨強度である。Fig. 13 はこの関係を大野ダム上流流域について検討したものであつて、実線は $\lambda_2=0.05(1/\text{hr})$ 、 $\delta=0$ とした (25) 式を示し、 S_p の算出値と r_{es} の実測値との関係が示されている。

これからわかるように、中間流出領域では (25) 式と実測とがよく一致しているが、 $S/A=120\text{ mm}$ 以上では表面流出領域に入つて (25) 式はもはや成りたたなくなる事情がよく

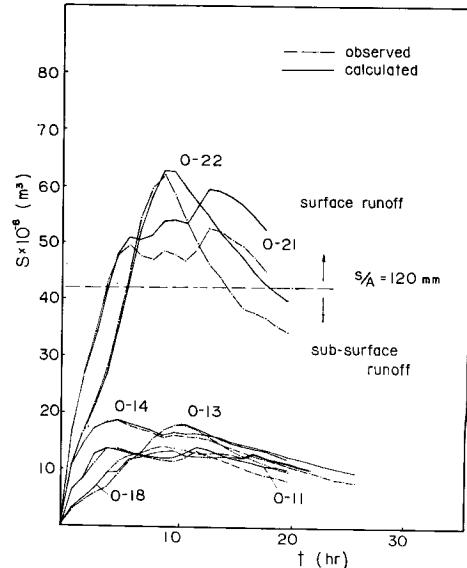


Fig. 12 Curves showing the relation between the storage in surface layer and that over entire basin

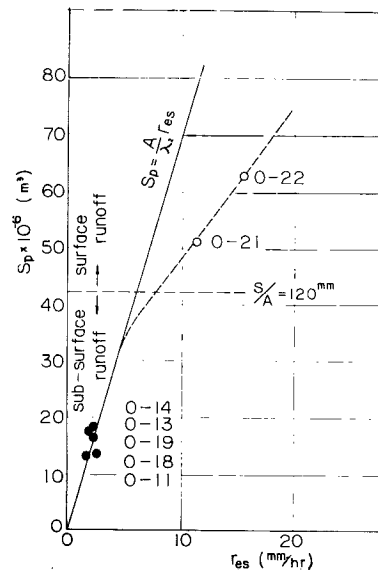


Fig. 13 Relation between the maximum storage in surface layer and the excess rainfall intensity

示されている。

また、中間流出領域の最大流量 Q_{ep} は、表層からの浸出量と水みちへの過剰降雨量の到達時間平均の和であるから、(5)式と同様に考えて、次式で与えられる。

$$Q_{ep} = \lambda_2(S_m)_p + A\delta(r_{em})_p \quad \dots\dots\dots(26)$$

ここに、 $(S_m)_p$ と $(r_{em})_p$ はそれぞれ最大流量到達時間内の表層貯留量および過剰降雨強度の平均値を表わす。右辺第1項は第2項に比してかなり大きく、 $(S_m)_p$ は S_p を中心とした到達時間内平均と考えてよい。ところで S のピーク付近の変化はそれほど大きくないから、 $(S_m)_p$ は S_p に比してあまり小さくならないし、またその差が第2項ではば満たされると考えれば、近似的に

$$Q_{ep} \approx \lambda_2 S_p \quad \dots\dots\dots(27)$$

とおいてよいと考えられる。この関係を大野ダム地点の λ_2 と S_p を用いて検証したものが Fig. 14 であつて、中間流出領域では(27)式は実測値によくあつている。したがつて、(23)式を用いて S_p を算定すれば、(27)式によつて中間流出期の Q_{ep} が容易に求められることになる。また、 S_p の生起時刻さえ予想できれば、その時刻の降雨強度 r_{es} から(25)式の関係を用いて、速かに Q_{ep} を予知できるであろう。

つぎに、(16)、(21) および (22) 式から

$$dS/dt = A(1-\delta)dR_e/dt - \lambda_2 S < A(1-\delta)dR_e/dt \quad \dots\dots\dots(28)$$

の関係が得られるが、流量上昇部では(26)式の意義から考えて明らかに $\lambda_2 S < Q_e$ であり、また中間流出領域においては、 $Q_e < A(1-\delta)dR_e/dt$ の関係が成立する場合が多い。これから近似的に、

$$dS/dt \approx A(1-\delta)dR_e/dt \quad \dots\dots\dots(29)$$

となるが、この関係は多数の資料について検討したところでは成立するようである。この結果を利用して、

流量上昇部の流量 Q_e と有効雨量 R_e との関係を考察してみよう。 Q_e は(26)式と同様にして表わされ、これを R_e で微分すると、

$$dQ_e/dR_e = \lambda_2(dS_m/dt)/(dR_e/dt) + A\delta(dr_{em}/dR_e) \quad \dots\dots\dots(30)$$

となる。ここに、 S_m と r_{em} はそれぞれ到達時間内平均の表層貯留量と有効降雨強度である。右辺第1項は流量上昇部では常に正、第2項は降雨の時間的分布に応じて正あるいは負になるが、その絶対値は表層被覆型の流域では第1項に比して十分小さい。第1項の dS_m/dt には水みち流下の非線型効果が含まれているから、 S 曲線の形状にもよるが、 dS/dt より一般に少し大きくなる。しかし、その差は十分小さいから近似的に等しいとおけば、(29)および(30)式と上述の考察から、流量上昇部における Q_e と R_e の関係は、近似的につぎのようになる。

$$dQ_e/dR_e \approx \lambda_2 A(1-\delta) \quad \dots\dots\dots(31)$$

Q_e と R_e の関係を示したものが Fig. 15 であつて、図中の直線は $\delta=0$ とおいた(31)式の関係を表わす。図から $50 \text{ m}^3/\text{sec} < Q_e < 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の間では(31)式は実測の $Q_e \sim R_e$ 曲線の勾配とはほぼ合つてい

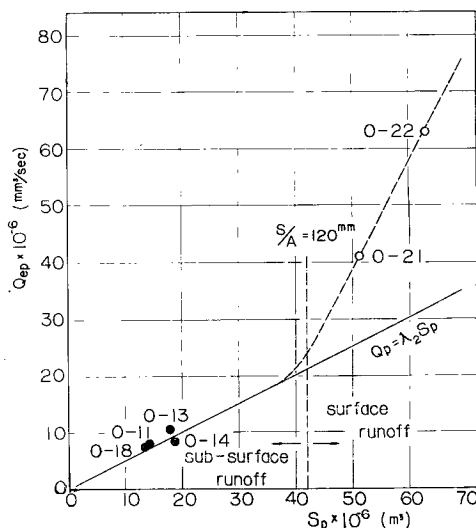


Fig. 14 Relation between the maximum discharge of direct runoff and the maximum storage in surface layer

る。この範囲における一つ一つの $R_e \sim Q_e$ 曲線のふれは、(30) 式の右辺第 2 項の降雨の時間的分布の影響であつて、これは前述したように降雨分布に応じて正負の値をとるからである。また、 $Q_e < 50 \text{ m}^3/\text{sec}$ では水みち流出領域に入つて (30) 式右辺第 2 項が第 1 項よりむしろ大きくなり、降雨の時間的分布の性状が出水に直接反映するために (31) 式はもはや成り立たない。さらに、 $Q_e > 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ では O-13 を除いた実測例の降雨継続時間が短かくて、 $200 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量の生起時刻が S の下降側にくるために、 $dS_m/dt = dS/dt$ の前提をおいた (31) 式の関係は実測と合わなくなる。もし、雨が長期にわたつて降り続けば、つぎに述べる境界流量まで (31) 式の関係を満たすであろう。図の O-13 はその事情を説明している。

なお、各 $Q_e \sim R_e$ 曲線のずれは、中間流出領域が卓越するば $Q_e = 50 \text{ m}^3/\text{sec}$ までの降雨の時間的分布、とくに平均強度に支配され、それが大きくなるにしたがつて、出水機構は速かに水みち流出領域から中間流出領域に移行するから、 $Q_e \sim R_e$ 曲線は左方によることになる。以上は、中間流出領域における流量が有効降雨量から直接推定できるかどうかを示したものであつて、上述の諸考察を吟味し、また資料を整理していけば、その可能性は大きいといえよう。

(4) 表面流出領域の出水特性 雨が降り続き、降雨量が増加するにつれて、被覆表層に飽和される部分が現われてくる。表層内の雨水の運動機構からみて、この表層飽和部は山腹下部においてまず生じ、それが降雨継続に応じて山腹上部に発達していくものと考えられる⁸⁾。山腹の被覆表層厚さや勾配の不均一性を考慮に入れば、表層飽和部の分布密度が山腹下部から上部に向かつて発達するものと考えてもよい。表層飽和部では、地表に降つた雨はもはや表層内に浸透せず、直接表層表面を流下して表面流出分となるから、その意味で表層飽和部は表面流の発生場と同じ意味をもつことになる。こうした様相を模型的に示せば Fig. 16 のようであろう。Fig. 16 の (b) は山腹の平面、(a) は山腹の縦断面を表わしたものであつて、表面流発生場では全面にわたつて表面流出現象が生じている。表面流発生場より上部は中間流出だけの発生場であり、表面流発生場でも中間流出が生起しているから、機構的にいつてこうした出水過程は極めて複雑である。しかし、現象論的にいつて、中間流出機構が卓越する領域から、表面流出機構の卓越する領域への移行はかなり速に行われるものと考えてよく、表面流が現われてからは表面流出の性状が全体の出水過程を支配するものとして差し支えないであろう。こうした意味で、この領域を表面流出領域と名づけたのである。

表面流出領域では、表面流の機構と降雨条件にもとづく表面流発生

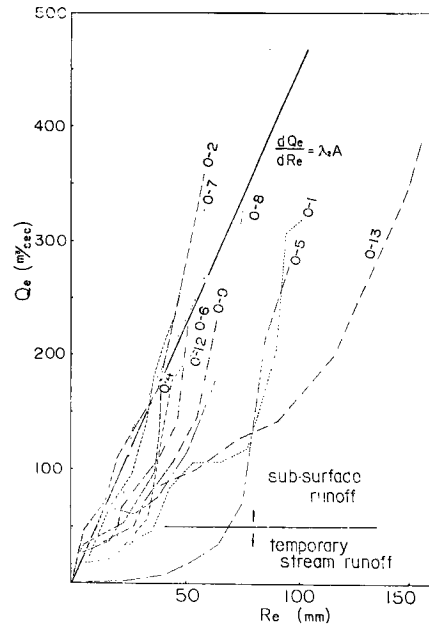


Fig. 15 Relation between the discharge of direct runoff and the amount of rainfall, in rising limb

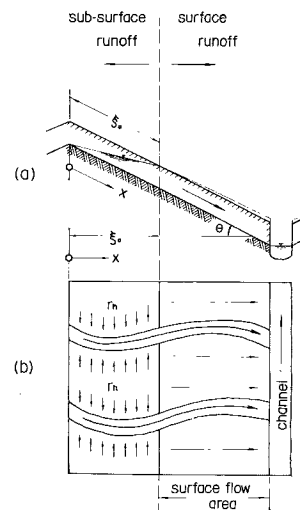


Fig. 16 Schematic diagram showing the mechanism of surface runoff

場の変化が重要である。まず、表面流発生場の指標として、山腹上端から表面流発生場までの距離 ξ_0 を山腹斜面長 L で除して L_r とすれば、

$$L_r = \left(\int_{\xi_0}^t b e^{\int_{\xi_0}^s a dz} ds + 1 \right) e^{-\int_{\xi_0}^t a dt} \dots\dots\dots (32)$$

で表わされる⁸⁾。ここに、 $a=2(1/\gamma D)(r+r_a)$ 、 $b=2(1/\gamma D)(r_a+i)$ であつて、 t_s は表面流出の生起時刻である。つぎに、表面流の基礎的な関係として、特性曲線

$$x - \xi_0 = \frac{1}{pK} \int_{\tau}^t ds \left[\left\{ (r+r_a) \frac{dz}{K} \right\} + q(\xi_0, \tau)^p \right]^{(1-p)/p} \dots\dots\dots (33)$$

の上で、単位巾当りの流量 q が

$$\left. \begin{aligned} q &= \left\{ \int_{\tau}^t (r+r_a) \frac{dt}{K} + q(\xi_0, \tau)^p \right\}^{1/p} \\ q &= \int_{\xi_0}^x (r+r_a) dx + q(\xi_0, \tau) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (34)$$

または、

で表わされる⁹⁾。ここに、 x は山腹上端からの距離 ($x \geq \xi_0$)、 τ は特性曲線が ξ_0 から出発するときの時刻であり、 $q(\xi_0, \tau)$ は (ξ_0, τ) における流量である。また、 K は山腹斜面の摩擦効果と勾配の関数であつて、われわれの実験結果によれば⁹⁾、表面流が Manning の抵抗則に従うと考えるとよいから、

$$K = (n/\sqrt{\sin \theta})^p, \quad p=3/5$$

で与えられ、ここに、 n は山腹斜面の粗度係数、 $\sin \theta$ は山腹勾配である。

このように、表面流出領域では表面流の発生場が変動することと、表面流出の非線型効果が大いいため、中間流出領域で得られた諸関係は成立しなくなる。**Fig. 12, Fig. 13** および **Fig. 14** はそれをよく示している。

表面流出の出水過程は (32)、(33) および (34) 式によつて決まるわけであるが、出水解析に表面流発生場の変化を直接組み入れることは煩雑であるし、また出水特性を一元的に記述することも不便である。そこで、表面流発生場を不変として、一流域においては一定量と考えられる中間流出の最大強度 r_a を可変量 r_v に変換して出水過程を取り扱うことにする。その変換は変動場と一定場のそれぞれの観測点において同一時刻に同一流量を生起するような関係を満足すればよい。このように考えると、(33) と (34) 式から、 r_v は近似的に、

$$r_v = r_a - L_r(r+r_a) \dots\dots\dots (35)$$

で表わされる。この関係は厳密には正しくないが、出水現象の性格あるいは降雨や流量の記録の方法からすれば、出水解析においては十分な精度をもつていてと考えてよい。

したがつて、表面流発生場を不変とした場合には、降雨強度 r とみかけの中間流出強度 r_v の和、すなわち有効降雨強度

$$r_e^* = r + r_v \dots\dots\dots (36)$$

を用いれば、表面流出領域の出水過程を追跡できることになる。てい減部特性の解析によつて r_v および γD を求めておけば、降雨条件に応じて r_e^* を刻々追算していけるはずである。

由良川大野ダム地点での r_e^* の計算例を三つの大出水について示したものが **Fig. 17** であつて、 r に比して r_e^* はかなり偏平化されることがわかるが、Horton 分離による過剰降雨 r_e に比べても r_e^* は一般にかなり偏平化されるといえる¹⁰⁾。これは、被覆表層の貯留効果を示すものであつて、被覆表層の効果が主体をなすと考えられる森林の保水あるいは治水機能の問題に重要な示唆を与えるものといつてよからう。 δ が小さくなり、 γD が大きくなるにつれて、表層の貯留効果が増加し、 r_e^* はますます偏平化されるが、その

効果は総合的に中間流出のてい減指数 λ_2 で表わされ、 λ_2 が小さいということは、その流域の保水機能が大きいことを意味する。しかし、森林の保水機能は、表層厚さや水みちの分布特性といった流域個有の特性のほかに、降雨の種々の条件によつても変わるから、一義的に評価することはできない。こうした点については、別の機会に説明したいと考えている。

さて、 r_e^* が計算できれば、観測点の流量は水理学的な立場にもとづく単位図法的扱いによつて算出できるが、その方法については末尾の文献を参照されたい¹¹⁾。

(5) 遷移領域と境界水文学量

水みち流出、中間流出および表面流出の三つの出水領域の間には、それぞれの領域の特性が等価に近い遷移的な領域が存在する。とくに、中間流出領域と表面流出領域との間の遷移領域は、洪水と関連して重要であり、両者の出水特性が著るしく異なるから、その間の境界を明らかにすることが出水解析上重要となつてくる。境界を指定する水文学量としては、流量、表層内貯留量あるいは降雨量が考えられるから、それぞれを Q_{eb} 、 S_b および R_{eb} としておく。

Q_{eb} は中間流出領域から遷移領域に移る際の中間流出量であるから、近似的に、

$$Q_{eb} \cong r_a A \cdots \cdots (37)$$

と考えられる。これは被覆表層が飽和される限界を示しているわけであるが、実際には表層全体が飽和されるまでに表面流出領域が卓越するようになるから、 Q_{eb} は上式よりやや小さくなるであろう。

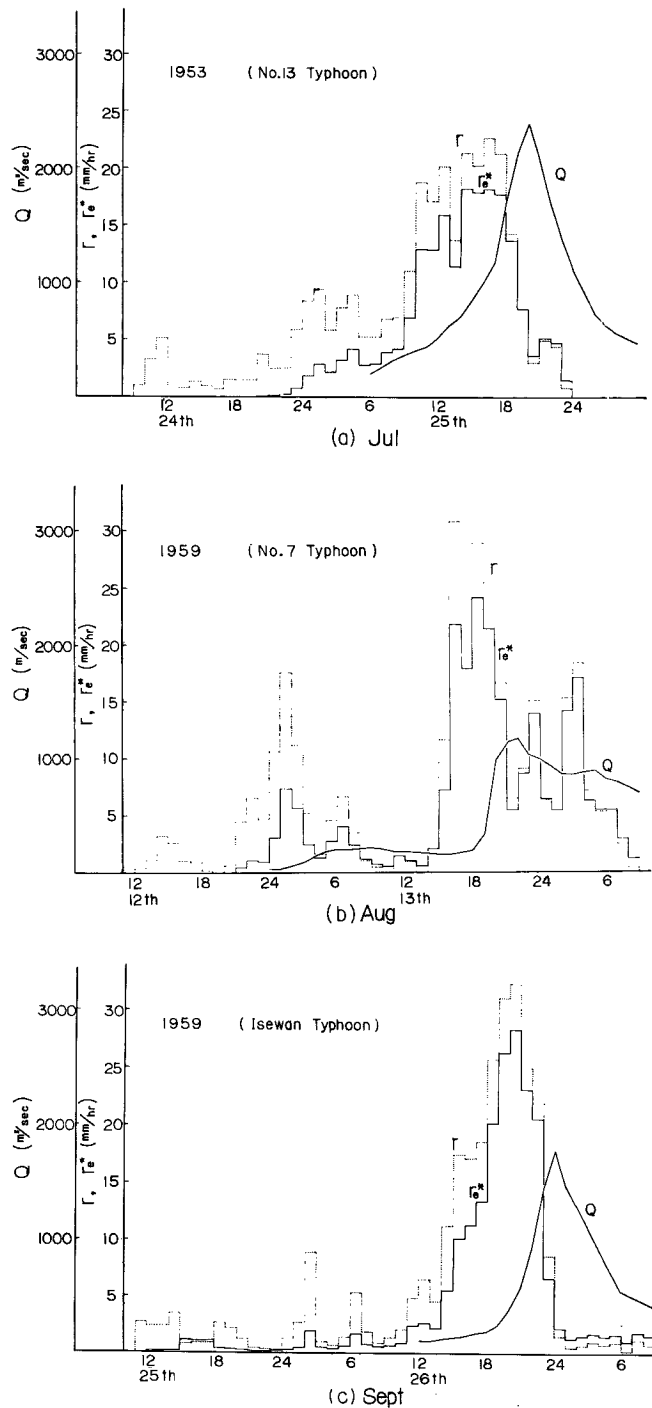


Fig. 17 Some examples showing the effective rainfall to be flattened

大野ダム地点の Q_{eb} を、てい減部特性の項で得られた $r_a=6 \text{ mm/hr}$ を用いて算出すると、 $Q_{eb}=580 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度となる。この値はてい減部曲線の Fig. 7 あるいは Fig. 9 からみてもわかるように、最大流量が $500 \sim 600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度以上になると、てい減部が表面流出的な特性を示すことから妥当といえる。

つぎに、境界表層貯留量 S_b については、(26) 式から近似的に、

$$S_b \doteq Q_{eb}/\lambda_2 \dots\dots\dots(38)$$

が成り立つから、大野ダム地点の S_b は、 $S_b=42 \times 10^6 \text{ m}^3$ となり、この値は Fig. 12, Fig. 13 および Fig. 14 に示した中間流出領域と表面流出領域の境界を指定する際に用いられている。したがって、 $\delta=0$ とすれば、境界の表層貯留深は $S_b/A=120 \text{ mm}$ となり、これはてい減部特性の項で求めた流域表層厚さ $\gamma D=120 \text{ mm}$ と一致しているから、境界を指定する (37) および (38) 式は妥当なものと考えてよい。

また、どの程度の降雨量があると、中間流出領域から表面流出領域に入るかを指定できれば、実際上もつとも都合がよいが、それは降雨分布によつてかなり変動するから、境界有効降雨量 R_{eb} を一義的に定めることはできない。しかし、(31) 式から近似的に、

$$R_{eb}=(Q_{eb}+C)/\lambda_2 A(1-\delta) \dots\dots\dots(39)$$

の関係が得られるから、水みち流出領域から中間流出領域に移行する間の降雨分布の特性を表わす C を定めることができれば、だいたいの R_{eb} を指定することができる。Fig. 15 をみてもわかるように、 C は一般に 0 または正の値であるから、大野ダム地点では、 $R_{eb} \geq 120 \text{ mm}$ であり、初期の降雨強度が小さいほど R_{eb} は大きくなる。

(6) 到達時間と最大流量 到達時間は雨水の流出過程に及ぼす降雨あるいは流域の諸特性を総合的に表現するから、出水解析上極めて重要な意義をもっている。従来から雨水の到達時間の定義ないしはその推定方法について、多くの提案がなされているが、いずれもその物理的な意義が明確でなく、またこうした方法によれば、到達時間の決定に際して一流域においても多数の資料が必要であるために、実用性についても難点がある。たとえば、到達時間として広く用いられている降雨の最大強度 r_p と最大流量 Q_p との間の時間 ($t_p - t_{r,p}$) をとり、これと r_p , Q_p との関係を大野ダム地点の資料から求めたものが Fig. 18 および Fig. 19 であるが、その相関は著るしくわらく、実用に供しがたい。そこで、ここでは水理学的に意味の明確な到達時間について説明することにする。

表面流出領域においては、(4) で述べたように表面流発生場を不変とし、不変量 r_a を可変量 r_p とした

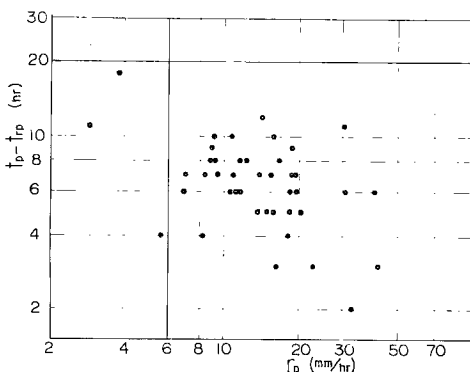


Fig. 18 Relation of the time lag between maximum rainfall intensity and discharge to the maximum rainfall intensity

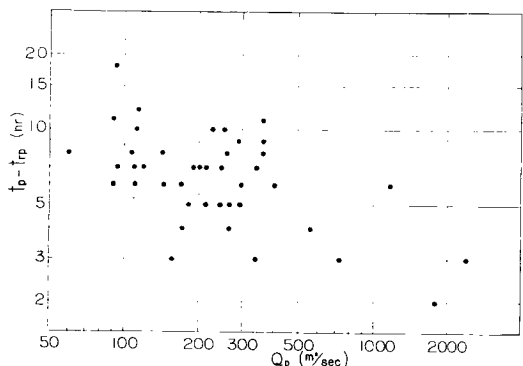


Fig. 19 Relation of the time lag between maximum rainfall intensity and discharge to the maximum discharge

仮想的な一定場において、雨水擾乱の伝播時間、すなわち到達時間 t_c は次式で表わされる³⁾。

$$t_c = KL_0^p / r_m^{1-p} \quad \dots\dots\dots(40)$$

ここに、 L_0 は流域の代表的な流下距離であつて、山腹斜面の平均的な流下長ではほぼ決まる量であり、 r_m は到達時間内平均の有効降雨強度である。これから雨水の到達時間は、粗度と勾配の関数 K および有効降雨の強度 r_m の関数であることがわかる。もし表面流の挙動が線型であれば指数 p は 1 となり、 t_c は降雨分布の影響を受けないが、表面流は Manning の抵抗則に従うから $p=0.6$ となつて、降雨分布の影響が入ってくるとともに、 r_m に含まれる表面流発生場の変動効果が加わることになる。

つぎに、流出解析上もつとも重要な最大流量の到達時間について検討してみよう。(33) および (35) 式から、最大流量の発生条件として、

$$(dt_c/dt)_t = 0 \quad \dots\dots\dots(41)$$

すなわち、最大流量の生起時刻 t_p で到達時間が極小値をとるという条件が得られる。この関係を (34) 式に入れると、

$$r_e^*(\tau_p) = r_e^*(t_p) \quad \dots\dots\dots(42)$$

すなわち、最大流量に対応する雨水擾乱の出發時刻 τ_p と到達時間 t_p との有効降雨強度 r_e^* が等しいという条件が得られ、この関係を用いれば、 r_e^* 曲線から簡単に最大流量の到達時間 $t_{pc} = t_p - \tau_p$ が求められる。その操作は Fig. 20 に示したようであつて、最大流量あるいは最大水位の生起時刻の r_e^* から時間と逆方向に水平線をひいて、 r_e^* 曲線と交わるまでの時間を求めれば、これが t_{pc} である。実際には、 r_e^*

が降雨時間単位で表わされているから、2 点ないしは 3 点平均をとつて r_e^* を滑らかにしてから、上の操作を行なう方が個人誤差が入らない。

t_{pc} は (40) 式と同様にして、

$$t_{pc} = KL_0^p / r_{mp}^{1-p} \quad \dots\dots\dots(43)$$

で与えられるが、 t_{pc} 間の平均有効降雨強度 r_{mp} は、上述の操作で t_{pc} を求めれば簡単に決まるし、また一流域においては K および L_0 は原理的に不変量である。したがつて、 $p=0.6$ とすれば、ただ一つの t_p とそれに対応する降雨記録があれば、 t_{pc} と r_{mp} の関係は定まつてしまうことになる。

以上は表面流出領域についての考察であるが、これは中間流出領域にも拡張できる。その理由の詳細については省略するが、表面流出発生場の変化と中間流出領域での表層内保留量の変化が物理的には同等に対応するという点だけを指摘しておく。ともかく中間流出領域においても、(36) 式と同様にして r_e^* を計算し、それに最大流量の発生条件を適用すれば $t_{pc} \sim r_{mp}$ 関係が得られる。ただ、両者の機構の相違によつて、中間流出領域から表面流出領域に移るところで不連続となることが予想される。

Fig. 21 は大野ダム地点で求めた $t_{pc} \sim r_{mp}$ 関係であつて、(43) 式の理論曲線とよく一致している。また、 r_{mp} が 6 mm/hr 付近で不連続となつており、これは $r_a = 6$ mm/hr にほぼ等しい。このことは、二つの領域の機構的な相違、境界水文量、さらには到達時間に関するわれわれの一連の考察の妥当性を示しているといえよう。最大流量 Q_{ep} は

$$Q_{ep} = r_{mp} A \quad \dots\dots\dots(44)$$

が表わされるが、Fig. 22 に示したように実測と上式とはよく一致している。

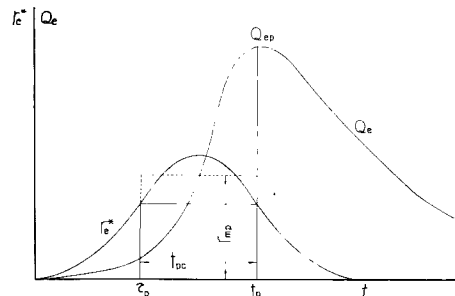


Fig. 20 Schematic diagram illustrating the relation between the effective rainfall, the occurring time of maximum discharge and the propagation time of peak flow

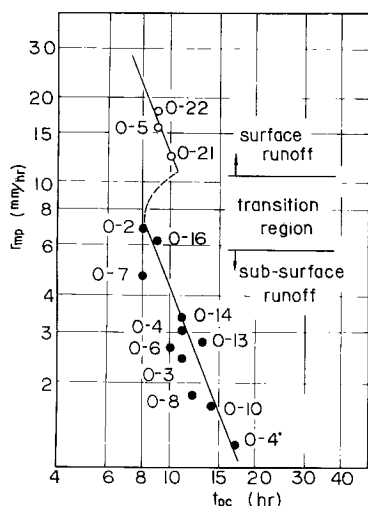


Fig. 21 Relation between the propagation time of peak flow and the mean intensity of effective rainfall, at ONO dam

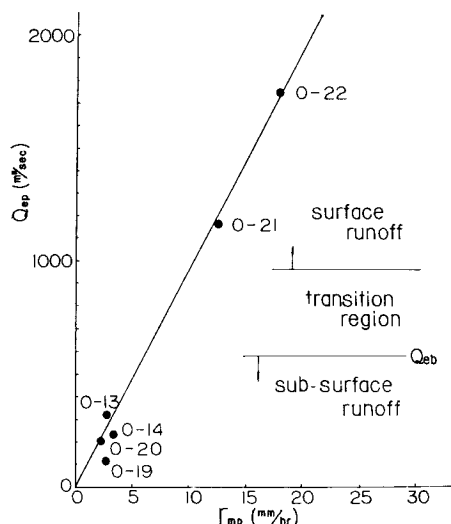


Fig. 22 Relation between the maximum discharge of direct runoff and the mean intensity of effective rainfall, at ONO dam

7. 地点別出水特性

4. でも述べたように、対象流域の面積があまり大きくなりすぎると、降雨や流域特性の地域的な分布にもとづく誤差が大きくなって、出水解析の精度がわるくなる。そこで、本章では福知山上流部流域の主要な支川流域の出水特性を検討するとともに、大野ダムによる主要洪水防禦地点である福知山の出水予報との関連上、由良川本川沿いの数地点を選んで、それぞれの地点の出水特性を解析することにする。主要支川としては高屋川、上林川および土師川の三支川、本川沿いの地点としては大野ダム、立木および戸田の三地点を対象とする。各地点とも大野ダム上流部に比して流量資料が非常に少なく、ことに岩間および戸田地点を除いては、降雨記録のほかにならずに数ヶの水位記録があるだけである。しかしながら、前章まで述べてきたような水理学的立場にもとづけば、特定地点の出水特性を基準としてかなりの程度まで他の地点の出水特性を把握できるはずである。

まず、任意の二つの地点における中間流出で減指数 λ_2 の比は、表層の透水性を同一とすれば、(16) 式から次式で表わされる。

$$(\lambda_2)_{ij} = \beta_{ij} \dots\dots\dots (45)$$

ここに、添字 i, j は地点別を示し、 ij は地点 i に対する地点 j の比を表わす。 β_{ij} は二つの地点の水みち分布特性の関係を示すもので、(12) 式から

$$\beta_{ij} = A_{ji} N_{ij} (L_d)_{ij} (1 - \delta)_{ji} \gamma_{ji} \dots\dots\dots (46)$$

で与えられる。水みち分布特性を示す上式の各指標のうち、流域においてもつとも大きく変わるの、水みち面積比 δ と考えられるから、水みち数密度 N/A および水みち平均流下長 L_d が各地点で変わらないものとして解析を進めることにする。こうした仮定をおけば、

$$\beta_{ij} \propto (1 - \delta)_{ji} \dots\dots\dots (47)$$

となる。一方、単位面積の中間流出最大強度 r_a の比は、(18) 式から

$$(r_a)_{ij} = (\lambda_2)_{ij}(\gamma D)_{ij}(1-\delta)_{ij} \doteq (\lambda_2)_{ij}(1-\delta)_{ij} \dots\dots\dots(48)$$

で表わされるが、上式の最右辺の近似は表層厚さが各地点で変わらないとしたものであり、山地流域被覆表層の成因からして、この仮定は一応妥当であろう。(46) および (47) 式を (48) 式に入れば、結局つぎのようになる。

$$(r_a)_{ij} = 1 \dots\dots\dots(49)$$

また、中間流出領域から表面流出領域に移行する際の境界流量 Q_{eb} の比は、(37) 式と (49) 式とから、

$$(Q_{eb})_{ij} = A_{ij}(r_a)_{ij} \doteq A_{ij} \dots\dots\dots(50)$$

で与えられる。つぎに、最終浸透能 i_c の各地点の比は、(17) 式から次式で表わされる。

$$(i_c)_{ij} = (\lambda_2)_{ij}(\gamma D)_{ij}(e^{\lambda_2(t_2-t_1)} - 1)_{ji} \dots\dots\dots(51) \\ \doteq (\lambda_2)_{ij}(e^{\lambda_2(t_2-t_1)} - 1)_{ji}$$

以上の諸関係を用いて、前章までの解析によつて明らかにされた大野ダム地点の特性を基準として、他の各地点の出水特性を説明してみよう。まず、最終浸透能については、てい減部特性のわかっている大野、岩間、戸田の各地点に (51) 式を適用すると右辺はほとんど1に等しい。これから福知山上流部流域全体にわたつて、 i_c が大野地点の値に等しいと考えて大きな誤りはないであろう。さらに、初期浸透能 i_0 、てい減指数 m も大差ないと考えて、浸透能 i については、大野地点に対して得られた **Table 6** の関係を福知山上流部の各地点に拡張して適用することにする。

中間流出の最大強度 r_a は、各地点における水みち数密度と水みち平均流下長を等しいとおけば、(49) 式からすべての地点で等しいことになり、大野ダム地点で求められた値 $r_a = 6 \text{ mm/hr}$ を各地点で採用してよいことになる。ま

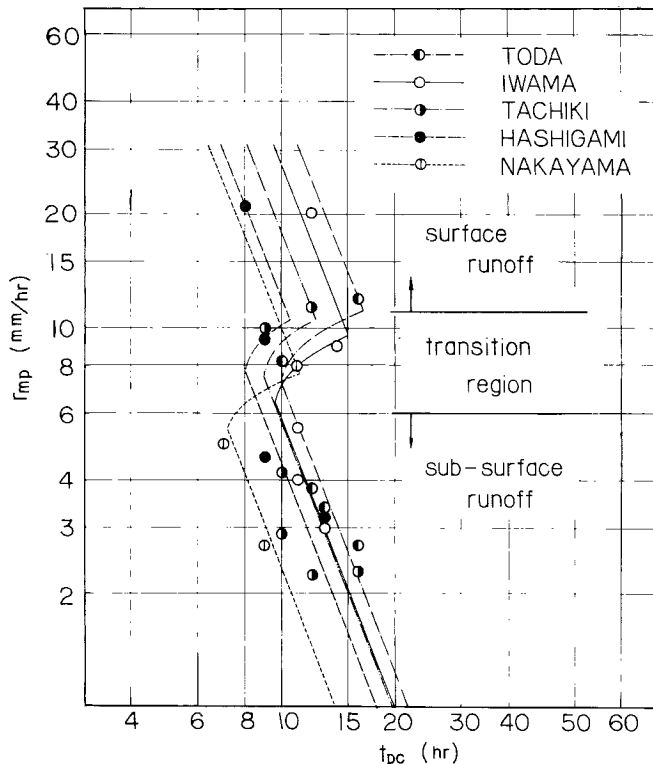


Fig. 23 Relation between the propagation time of peak flow and the mean intensity of effective rainfall, at several stations in the Yura River basin

Table 7 Boundary discharges at the critical stage, from the region of sub-surface runoff to the transition region

	ONO	IWAMA	TODA	HASHIGAMI	TACHIKI	NAKAYAMA	YAMAGA
$Q_{eb}(\text{m}^3/\text{sec})$	580	563	1568	264	1055	254	1318

た、大野ダム地点の $Q_{eb}=580 \text{ m}^3/\text{sec}$ を基準として、各地点の境界流量 Q_{eb} は (50) 式から Table 7 のように与えられる。

以上の結果を利用すれば、出水特性は前章で述べたと同様に解析していくことができる。

Fig. 23 は各地点の最大流量の到達時間 t_{pc} と到達時間内平均有効降雨強度 r_{mp} との関係を示したものである。いずれも (43) 式の関係能满足するとともに、中間流出領域から表面流出領域に移るところで不連続部が現われていることがわかる。また、さきに r_a を 6 mm/hr としたが、図をみればいずれの地点でも r_{mp} が 6 mm/hr となる付近で遷移領域に移っているものとみてよい。Fig. 24 は岩間と戸田の両地点における最大流量 Q_{eb} と r_{mp} との関係を示したもので、いずれも理論値とよく適合していることがわかる。

8. 各地点出水特性の相関と出水予報

山良川福知山上流部の各地点の出水の実態は、降雨記録さえ入手できれば、前章までに述べた諸関係を利用して把握することができ、とくに最大流量とそのおくれは、 $t_{pc} \sim r_{mp}$ 関係と $Q_{eb} = r_{mp} A$ とから簡単に求めることができる。しかし、たとえば福知山地点の出水を対象として大野ダムの操作を行なう場合のように、出水の予知に緊急を要するときは、各地点の出水をそれぞれ算出してその結果によつてダム操作を行なうといった余裕はないであろう。そこで、本章では各地点の出水特性を考慮しつつ、ダム地点の出水を基準として、下流各地点の出水を迅速に予知する方法を検討することにする。最近、大野ダム操作と関連して、ダム上流部にテレメーターが設置されたということであるから、ダム地点の出水が推定できたとき、下流各地点の出水を少々精度が悪くても予知できれば、實際上非常に好都合と考えられる。

大野ダム地点に対する他地点の到達時間 t_{pc} および最大流量 Q_{eb} の比は、(43) および (44) 式からつぎのように表わされる。

$$(t_{pc})_{0j} = B_{0j} (r_{mp})_{j0}^{\epsilon} \dots\dots\dots (52)$$

Table 8 Basin characteristics

	ONO	IWAMA	TODA	HASHI-GAMI	TACHIKI	NAKA-YAMA	YAMAGA
$A(\text{km}^2)$	346.0	336.4	938.4	157.5	626.0	151.8	783.4
A_{0j}	1.00	1.03	0.37	2.20	0.55	2.28	0.44
$\bar{B}$	28	36	42	27	32	25	31
$\bar{B}_{0j}$	1.00	0.78	0.67	1.04	0.88	1.12	0.90
$\underline{B}$	19	20	22	18	20	14	—
B_{0j}	1.00	0.95	0.86	1.06	0.95	1.38	—

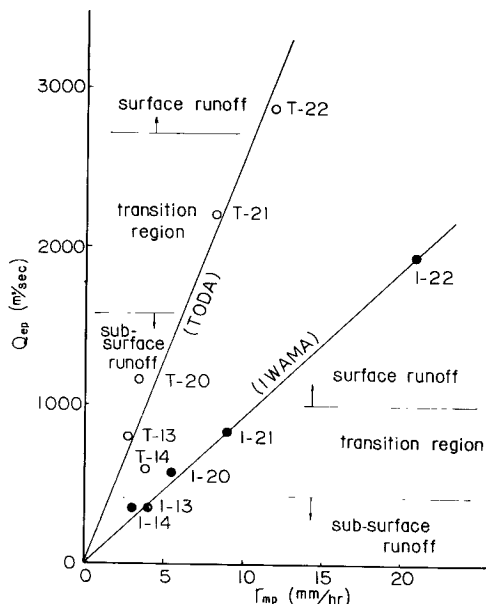


Fig. 24 Relation between the maximum discharge of direct runoff and the mean intensity of effective rainfall, at IWAMA and TODA

$$(Q_{ep})_{0j} = A_{0j} (r_{mp})_{0j} \dots\dots\dots (53)$$

ここに、添字 $0j$ はダム地点 O に対する他地点 j の水文量の比を表わし、 $\varepsilon = 1 - p$ であつて、 $B = KL_0^p$ は総合的な流域特性値である。Table 8 は各地点の B および A の値、ならびにダム地点の値に対するこれらの比を示したもので、 B_{0j} が小さければ小さいほど j 地点の出水が速かであることを意味する。また、表の B および $\bar{B}$ は、それぞれ中間流出領域と表面流出領域とに対する B の値を示したものである。

さて、 r_{mp} はその意義からして t_{pc} と密接な関係がある。その関係はピーク付近の降雨の強度と時間的分布形状に影響されて複雑であるが、 r_{mp} は一般に t_{pc} に逆比例的な関係にあるものとしてよい。そこで、

$$r_{mp} = \phi \cdot t_{pc}^k \dots\dots\dots (54)$$

とおくことにするが、ここに、 ϕ および k はそれぞれ有効降雨の強度と時間的分布形状の特性を表わす値である。 r_{mp} は有効降雨 r_e^* にもとづく値であつて、6. で述べたように r_e^* は被覆表層の貯留効果によつて観測降雨より平滑化されるから、降雨の地域的分布の影響もある程度緩和されることになり、一連降雨に対する各地点の ϕ および k の値の変動はかなり小さいものとみてよいであろう。ただし、 ϕ および k の値は被覆表層の効果を示す λ_2 によつて変わり、とくにその影響は ϕ の値に対して大きい。そこで、一連降雨に対する各地点の k の値を一定とすれば、

$$(r_{mp})_{0j} = \phi_{0j} (t_{pc})_{j0}^k \dots\dots\dots (55)$$

となり、これを (53) および (54) 式に入れると、

$$(t_{pc})_{0j} = \phi_{j0}^{\varepsilon/(1-k\varepsilon)} \cdot B_{j0}^{1/(1-k\varepsilon)} \dots\dots\dots (56)$$

$$(Q_{ep})_{0j} = \phi_{j0}^{(1-2k\varepsilon)/(1-k\varepsilon)} \cdot B_{j0}^{k/(1-k\varepsilon)} \cdot A_{0j} \dots\dots\dots (57)$$

となる。 ϕ_{0j} は $(\lambda_2)_{0j} = 1$ のときにはほぼ 1 の値であり、また k の値は山良川の降雨資料から算定すると、中間流出領域に対しては 0、表面流出領域に対しては 0.8 にほぼ等しい値である。この関係を用いれば、福知山上流部の λ_2 は、岩間地点を除いてはほとんど等しいと考えられるから、大野ダム地点の t_{pc} 、 Q_{ep} から各地点の t_{pc} 、 Q_{ep} が直ちに求められることになる。Fig. 25 および Fig. 26 は ϕ_{0j} を 1 とし、 k の値としては前述のような値を用いたときの (56) および (57) 式の関係を示したものである。

Fig. 25 で対象地点の t_{pc} を求めるには、出水が中間流出領域の場合には図の下側から、表面流出領域の場合には図の上側から鉛直線をひいてそれぞれ破線、実線に交わる点の $(t_{pc})_{0j}$ 値を読めばよい。こうしてダム地点の到達時間 $(t_{pc})_0$ から対象地点 j の到達時間 $(t_{pc})_j$ が求められるから、ダム地点と j 地点の最大流量の生起時刻の差 $(t_p)_0 - (t_p)_j$ は、 r_e^* がピークを中心としてほぼ対称と考えると、近似的に、

$$(t_p)_0 - (t_p)_j = \frac{1}{2} \{ (t_{pc})_0 - (t_{pc})_j \} \dots\dots (58)$$

で求められることになる。

また、Fig. 26 で対象地点の Q_{ep} を推定するには、出水が中間流出領域の場合には図の上側から、

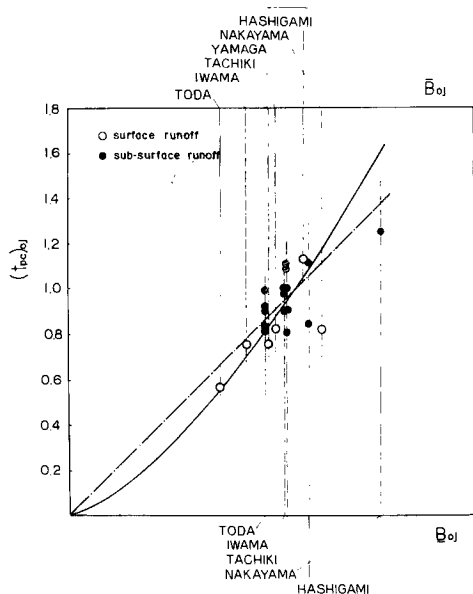


Fig. 25 Forecasting chart of the propagation time from the record of ONO dam

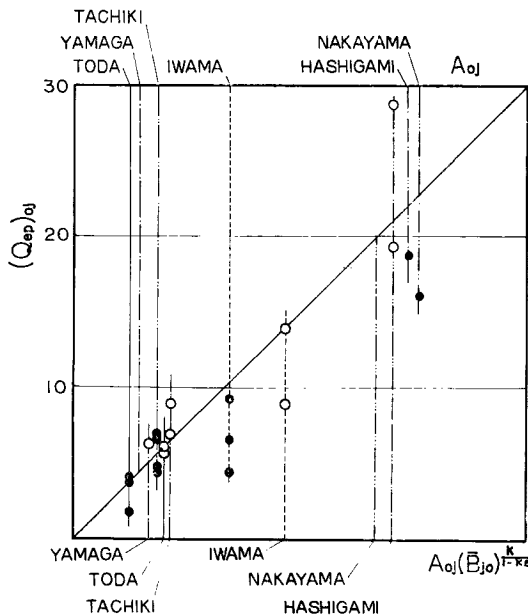


Fig. 26 Forecasting chart of the maximum discharge from the record at ONO dam

以上のような点はよく注意しておく必要があるが、ダム地点上流部の流域面積がある程度大きく、その流域平均降雨が防禦地点上流全体の平均降雨をほぼ代表するものと考えられるような場合には、木川下流部の各地点の Q_{ep} は理論値に近くなるはずである。図の立木、山家、戸田の各地点の実測例はそれを示している。

以上述べたような出水予報の方法は、地点別の出水特性が考慮されており、また降雨の時間的分布形状の効果もある程度含まれているから、出水の予知に緊急を要する場合の一つの方法として興味がある。今後、降雨の時間的分布形状について詳細な統計的検討を加え、また λ_2 の相違の効果あるいは降雨の地域的分布の影響等をも加味していけば、こうした方法の精度は著るしく向上し、出水予報あるいはダム操作に極めて有効であろう。

9. あ と が き

由良川の出水現象を対象として、一貫した立場から出水特性の把握と出水予報の方法について述べたが、要約すればつぎのようである。(1) まず、統計的無秩序性と力学的な因果関係とを合わせもつた山地流域における出水過程の基本量は、中間流出の流量で減部特性であることを明らかにして、その特性には流域表面付近の性格が総合的に包含されることを説明した。(2) ついで、出水過程には、機構的に異なつた領域が降雨条件に応じて交互に現われることを指摘して、各領域の出水特性、領域間の遷移等について考察した。(3) この結果にもとづいて、最大流量とその到達時間とに明確な定義を与えるとともに、それらの実際的に簡便な決定方法を提案した。(4) さらに、流域内のある地点の出水特性から他の地点の出水特性を評価する方法を明らかにするとともに、(5) 特定地点の出水から他の地点の出水を迅速に予知予報する方法を提案した。

以上の出水解析の方法は、経験からの脱脚を目指したものであつて、原理的には一つのてい減部曲線と最大流量あるいは水位の生起時刻さえ入手できれば、いかなる降雨条件の出水も記述できるという大きな特徴

表面流出領域の場合には図の下側から鉛直線をひいて、実線に交わる点での $(Q_{ep})_{0j}$ の値を読みればよい。

Fig. 25 と Fig. 26 には実測値が記入してあるが、これからわかるように、 t_{pe} は約 1 割程度の誤差範囲で理論値にかなりよく合っている。 Q_{ep} は理論値と実測値がかなりの相違を示すが、その理由としては、つぎの二つが考えられる。(1) 対象地点の流域面積が小さくなるほど、降雨の地域的分布を一樣とした誤差が大きくなるためであり、中山と橋上地点の実測例はそれを如実に示している。(2) λ_2 が他の地点と異なる場合には、降雨の地域分布が一樣の場合でも ϕ_{0j} は 1 ではない。岩間地点の $\lambda_2 = 0.06 \text{ hr}^{-1}$ は他地点の値 (0.05 hr^{-1}) より大きいから、ダム地点の ϕ に対する岩間の ϕ の比 $(\phi)_{0I}$ は一般に 1 よりかなり小さく、したがって岩間地点の Q_{ep} は図に示した実線の値より大きくなるわけである。

をもっている。ただ、その基礎となつた出水機構に関するモデルや仮説には、十分といえない点もある。今後さらに検討を進めて一層完全なモデルを設定し、流出理論の進展を計つていきたいと考えている。

最後に、本研究で用いた水文資料は、過去10年間土木工学教室を中心として行なわれてきた由良川の水文観測あるいは解析の成果の一端であることを付記するとともに、その間援助を惜しまれなかつた建設省、京都府関係方面の方々に心から謝意を表す次第である。また、計算、図面の作製に当つては当研究所の米村正巳助手、工学部土木教室学生の中川雅夫、藤田和仁の両君に負うところが多いことを記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 近畿地方建設局；由良川計画高水流量の検討，昭30.12.
- 2) 志賀是文；降雨特性に関する二、三の考察，土木学会論文集，第59号，昭33.11.
- 3) 石原藤次郎，高棹琢馬；単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，第60号(3-3)，昭34.3.
- 4) 石原藤次郎，高棹琢馬，岸本貞男；流域表層近傍における雨水流の水利機構，土木学会第16回年次学術講演会概要，昭36.5.
- 5) 金子良，五十嵐正次，上村春美；小流域における流出機構の研究，農業技術研究所報告F（農業土木）第12号，昭35.3，pp. 227-228.
- 6) 高棹琢馬，頼千元；洪水時出水機構の不連続性，関西支部学術講演会概要，昭36.11.
- 7) 石原藤次郎，田中要三，金丸昭治；わが国における単位図の特性について，土木学会誌，第14巻，第3号，昭31.3.
- 8) 石原藤次郎，高棹琢馬；中間流出現象とそれが流出過程に及ぼす影響について，土木学会論文集，第79号，昭37.3.
- 9) 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，昭36.3.
- 10) 石原藤次郎，高棹琢馬；雨水流出現象における損失機構について，土木学会第13回年次学術講演会概要，昭33.5.
- 11) 石原藤次郎，高棹琢馬，梅田貞夫；単位図法の新らしい計算法，第5回水理研究会前刷，昭35.5，または，川畑幸夫編；水文気象学，地人書館，昭36.3，pp. 262-264.