

土木研究所報告

第 130 号

河川の分流に関する研究 (10)

——豊川分流模型実験——……………吉川秀夫, 神谷隆太郎, 馬場 享, 中原保夫…(1)

越流型余水吐の水理機能に関する研究 (2)

——標準型越流頂の流量係数ならびにそれに及ぼす

橋脚および橋台の影響について——……………石井文雄, 藤本 成…(35)

雨量・水位などの測定時間間隔のきめ方……………木下武雄…(61)

山地崩壊に関する 2, 3 の考察 ……………村野義郎…(77)

昭和 42 年 8 月

建設省土木研究所

河川の分流に関する研究 (10)

—豊川分流模型実験—

(昭和 39 年 3 月)

吉 川 秀 夫*

馬 場 享***

神 谷 隆 太 郎**

中 原 保 夫****

目 次

I 概 要..... (1)	2. 流速分布..... (25)
II 水理計算による検討..... (2)	3. 水叩き長..... (25)
III 実 験..... (7)	4. せき下流における跳水..... (25)
[1] 模型について..... (7)	5. せき上流の河床保護..... (27)
[2] 検証実験..... (7)	6. 假堤の締切り法線..... (28)
[3] 本実験..... (7)	7. せき上流側の土砂堆積..... (28)
(A) 原案に対する実験…実験 [I] (7)	8. 分流点付近の流速..... (30)
(B) 改良案に対する実験..... (11)	IV 河床変動計算..... (30)
i) 改良 1 案…実験 [II] (11)	[1] 掃流砂による河床変動..... (30)
ii) 改良 2 案…実験 [III] (15)	(A) 計算式..... (30)
iii) 改良 3 案…実験 [IV] (16)	(B) 計算条件..... (30)
iv) 改良 4 案…実験 [IV]—(1)..... (16)	(C) 計算結果..... (30)
v) 改良 5 案…実験 [IV]—(2)..... (17)	[2] 浮遊砂による河床変動..... (32)
vi) 改良 6 案…実験 [IV]—(3)..... (18)	(A) 計算式..... (32)
vii) 改良 6 案…[実験 IV—(3)]に対する諸実験..... (23)	(B) 計算条件..... (33)
1. 流向..... (23)	(C) 計算結果..... (33)
	V 結 論..... (33)

I 概 要

豊川は、愛知県東部の長野県境を源流とした流域で蛇行や假堤による氾濫区域が多く、その下流には豊橋、豊川の両市を有して温美湾に注いでいる。

豊川総体計画は、基本高水流量 $Q=4,700\text{m}^3/\text{s}$ のうち $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ をダム調節によってカットし、従来あった假堤を締切るために放水路を開さくして $Q_0=1,800\text{m}^3/\text{s}$ を分流させ、河道での計画高水流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ を流下せようとするものである。

本報告は、この放水路の分流せき、分流点の形状、分流点より上流の本川低水路位置、分流せき水叩き長、等を、水理計算、模型実験、によって検討を行ったものである。

当初の計画高水流量は $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ であったが、S

表—1 豊川確率洪水流量

	明治26年 ～昭和34年	昭和元年 ～昭和34年	昭和20年 ～昭和34年
	m^3/s	m^3/s	m^3/s
1/2	1,741	1,552	1,524
1/5	2,076	2,344	2,254
1/10	3,404	2,877	2,769
1/20	4,114	3,427	3,283
1/30	4,551	3,761	3,594
1/40	4,848	3,987	3,805
1/50	5,092	4,172	3,976
1/60	5,326	4,349	4,140
1/80	5,629	4,567	4,331
1/100	6,006	4,648	4,517
1/120	6,086	4,917	4,666
1/150	6,587	5,291	5,010
1/200	6,685	5,363	5,077
1/500	7,827	6,203	5,848

*前河川部長 **前河川部河川研究室研究員

河川部河川研究室研究員 *豊橋精工工事務所

36年石田地点で検討を行った結果100年洪水は $Q=4,700 \text{ m}^3/\text{s}$ となったためS38年以降は、河道の計画高水流量は $Q_0=4,100 \text{ m}^3/\text{s}$ としている。

なお、S33、S34、S37年には $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を突破する出水をみている。

Ⅱ 水理計算による検討

模型実験を行うにあたって、まず水理計算によって河道の疎通能力、分流ぜきを全幅固定せきとした場合のせきの検討を行った。

河道での問題としては、本川の5.0k~5.8kに狭窄部と6.4k~8.0kの区間で大きな湾曲部があって、流下能力を阻害している要素と考えられるので、狭窄部の右岸引堤（引堤案=10m, 20m, 30m）、湾曲部のショートカットによる影響を調べた。放水路は、3.0kから分流点までの区間を、単断面とした場合、または1.0m, 0.6m, 当初案より掘さくした場合、等について検討をした。

改修計画、計算断面は、図-2のようにした。また引堤、ショートカットの部分は、図-3のようである。

計算の対象とした流量は、本川—現状で $Q_1=500$, 1,800, 2,300 m^3/s , 本川—引堤、ショートカットで $Q_1=2,300 \text{ m}^3/\text{s}$, 放水路計画河床（A案）、0.6m掘削河床

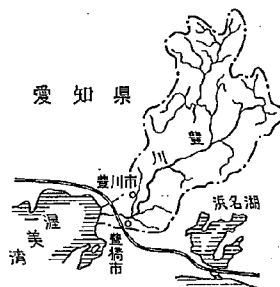
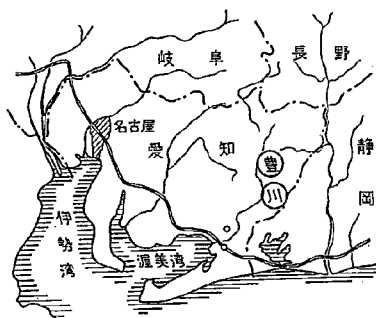


図-1 流域図

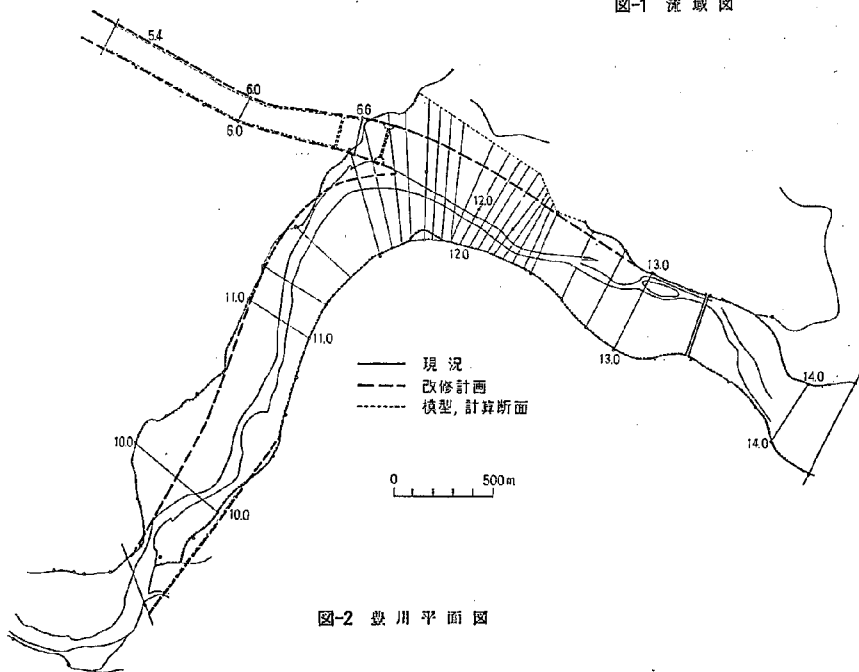


図-2 豊川平面図

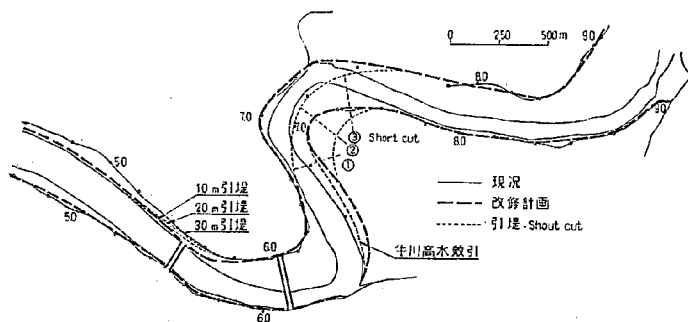


図-3 平面図

(B案)では $Q_2=500, 1,000, 1,500, 1,800\text{m}^3/\text{s}$, 単断面, 1.0m 掘削河床(C案)は $Q_2=2,000\text{m}^3/\text{s}$ とした。水位計算の結果は、図-4、図-5のようである。

i) 図-4から、本川の計画高水流量 $Q_1=2,300\text{m}^3/\text{s}$ で、現状断面の場合、 $5.8\text{k}\sim 10.4\text{k}$ の間でH.W.L.を越えて、特に 9.0k ではH.W.L.より約 0.7m も高くなっている。この区間には、狭窄部(5.6k 付近)、と彎曲部(7.0k 付近)とが在って、計画高水位にも疑問があるが、水位上昇の原因となっているようである。

そこでまず、狭窄部の引堤のみを行うものとすれば、それぞれ 10m , 20m , 30m , 引堤した計算水位は、引堤区間で水位低下はあまりみられず、いずれもH.W.L.より高く 30m 引堤しても 6.4k では約 0.14m 高くなっている。したがって狭窄部を 30m 程度拡張しただけでは、水位はH.W.L.以下におさまらない、次に 30m の引堤と、彎曲部のショートカット(断面は仮定)をしたとすると、水位は $7.2\sim 8.4\text{k}$ の間でH.W.L.以下となるが、その上流ではH.W.L.を越えている。しかし、 9.0k で現状の場合、約 0.7m も高かったのが、約 0.35m に減少し、H.W.L.を越える区間も約半分になった。その他、牛川付近の高水敷を掘削し断面を拡大した場合についても計算を行ったが、部分的には約 0.2m 水位低下の効果もみられるが、H.W.L.より低下はしなかった。

したがって、狭窄部、彎曲部、を共に処理しなければ水位低下の効果は期待できないし、断面も本計算での仮定断面では不十分である。

9.0k においてH.W.L.が流下しうる流量を、(1)現状、(2) 30m 引堤、(3) 30m 引堤+ショートカット、の場合について、それぞれの水位～流量曲線によって調べてみると、(1)は $1,830\text{m}^3/\text{s}$ 、(2)は $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 、(3)は $2,070\text{m}^3/\text{s}$ となり、いずれもH.W.L.に対して流量 $Q_1=2,300\text{m}^3/\text{s}$ の流下能力はない。

ii) 図-5から、放水路は計画高水流量 $Q_0=4,100(3,800)\text{m}^3/\text{s}$ に対して $Q_2=1,800(1,500)\text{m}^3/\text{s}$ を分流させる計画で、A案、B案、C案について計算を行った。

(A)案は、流量 $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ を充分流下できるが、 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ は、 3.0k より下流において流下可能であるが、 3.0k より上流ではH.W.L.を約 0.5m も越えるので流下能力はない。

(B)案は、流量 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ の水位が、 3.0k 付近で $0.1\sim 0.15\text{m}$ H.W.L.より高くなっているが、概ね、H.W.L.に一致している。(C)案は、(B)案の場合より $0.1\sim 0.2\text{m}$ の水位低下であり効果はみられなかった。

iii) 分流せきについては、本川、放水路の検討の結果から、せきの位置を 6.5k 、せき型をクリーガー型として、せき幅、せき高、の検討をした。図-6、7、8、表-2のようである。

図-6は、せき幅、せき高、流量、分流開始流量の関係を示したもので、流量、本川一放水路の河状組合せ、別になっている。

本川流量 $Q_1=2,300\text{m}^3/\text{s}$ を確保しうるとすれば、放水路が(A)案で、本川総流量 $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ 、分流量 $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ 、せき幅 $B=100\text{m}$ の場合、せき高は $H_d=T.P.+4.480\text{m}$ 、

(B)案で、本川総流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ 、分流量 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ 、せき幅 $B=110\text{m}$ の場合、せき高は $H_d=T.P.+4.285\text{m}$ 、または、同流量で、せき幅 $B=100\text{m}$ の場合には、せき高は $H_d=T.P.+4.065\text{m}$ 、となる。

図-7、8は①せき幅 $B=100\text{m}$ 、せき高 $H_d=T.P.+4.48\text{m}$ 、②せき幅 $B=110\text{m}$ 、せき高 $H_d=T.P.+4.285\text{m}$ のそれぞれのせきについて越流量を算出して、本川流量 Q_1 と放水路流量 Q_2 との関係を示した。

各流量に対する流量配分は、表-2のようになる。

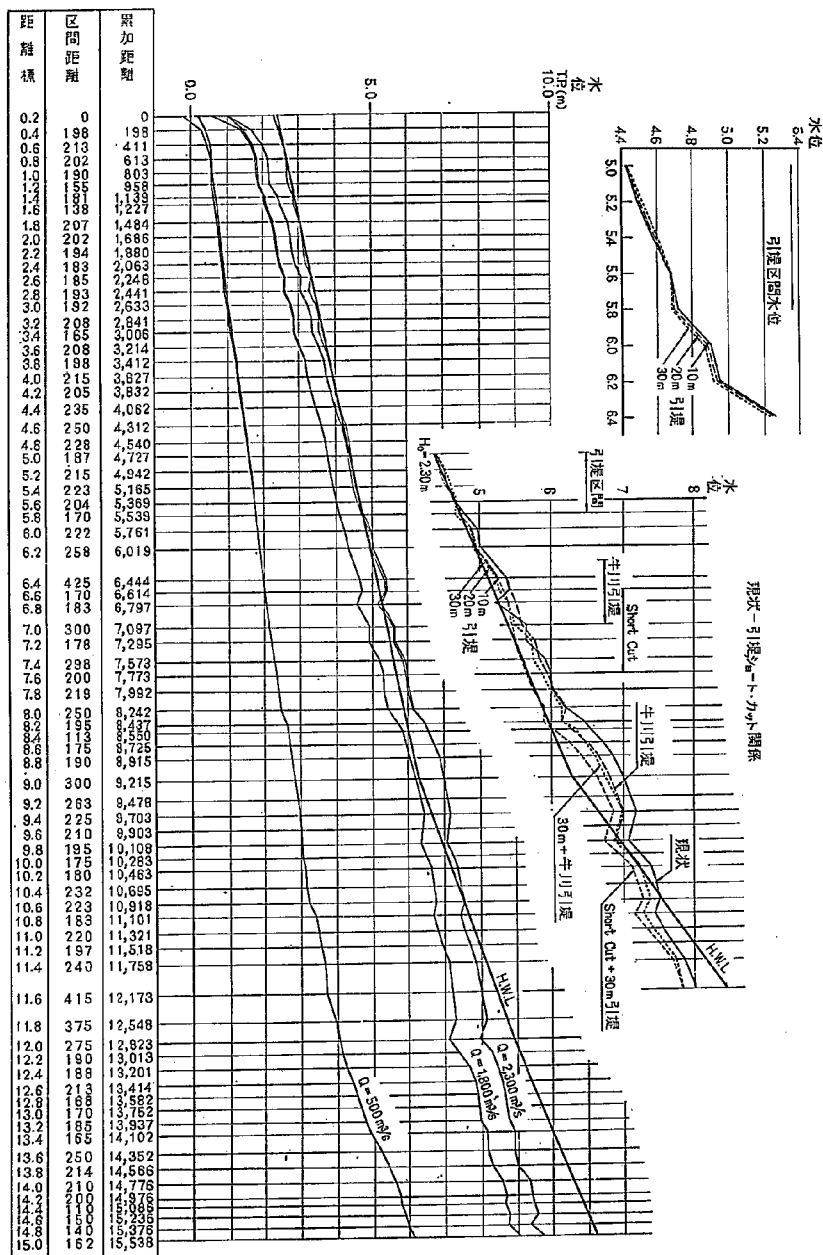


圖-4 本川水位縦断

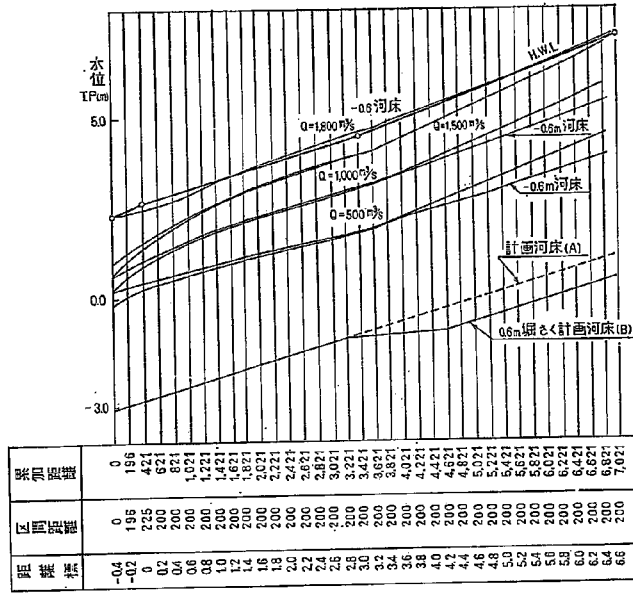


図-5 放水路水位縦断

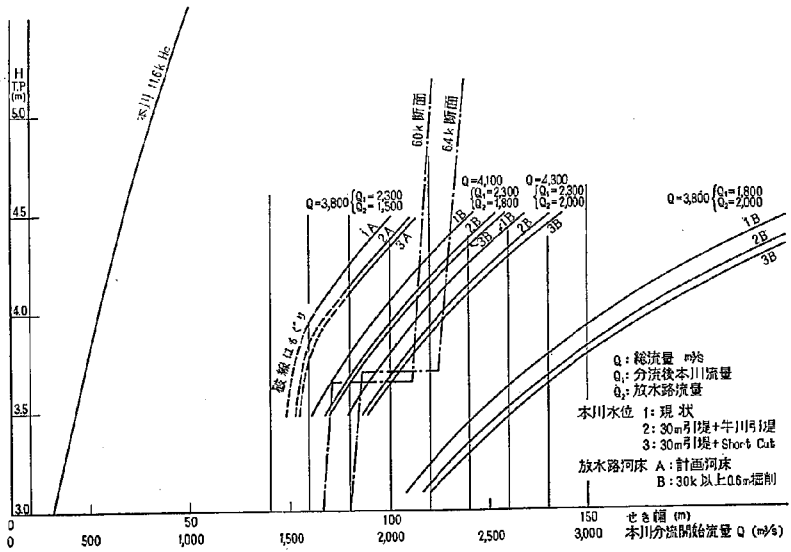


図-6 放水路分流せき, 高さ, せき幅, 関係図

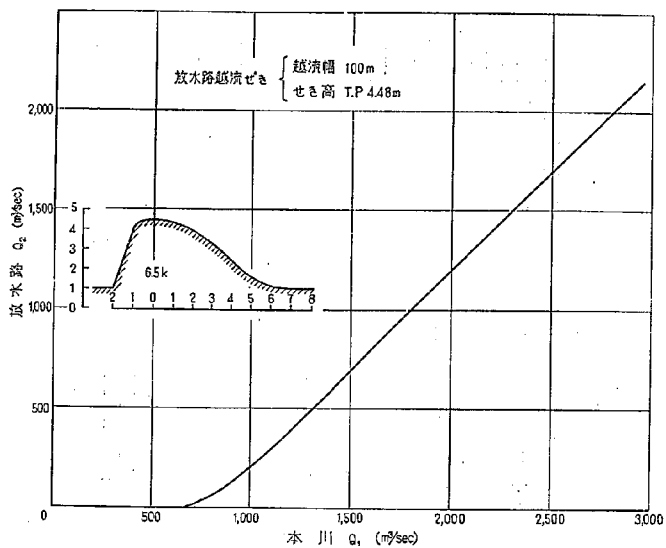


図-7 本川流量—分流量関係図

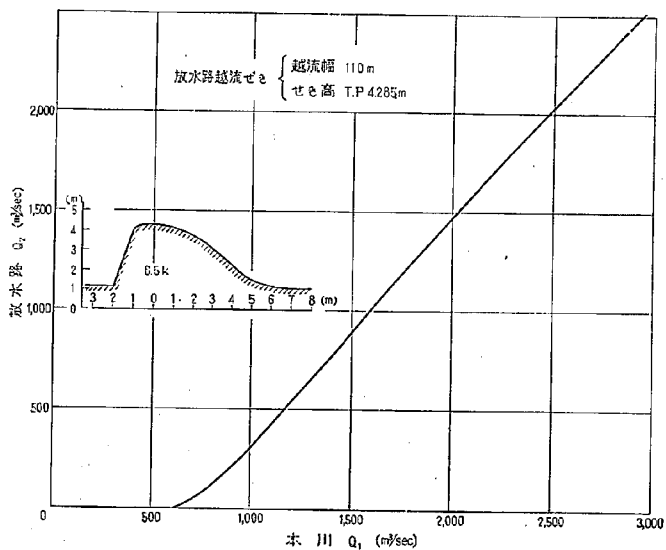


図-8 本川流量—分流量関係図

表-2

① せきの場合

総流量 Q_0	1,800	2,800	3,800	5,000
本川流量 Q_1	1,300	1,800	2,300	2,910
分流量 Q_2	500	1,000	1,500	2,090

② せきの場合

総流量 Q_0	1,800	2,800	4,100	5,000
本川流量 Q_1	1,235	1,695	2,800	2,730
分流量 Q_2	565	1,105	1,800	2,270

以上のことを要約すると次のようになる。

- ① 本川現状断面(5.8k~10.6k)では $Q_1=2,300\text{m}^3/\text{s}$ の流下能力は期待できない。流下させるためには、かさ上げ(0.5~0.7m)が必要である。
- ② 狭窄部引堤、牛川付近高水敷掘削、ショートカット等を単独に行っても効果はない。
- ③ 30m引堤+ショートカット、を行っても約0.35m計画高水位を越える。この場合の流下能力は $Q_1=2,070\text{m}^3/\text{s}$ である。引堤、ショートカットの検討は、充分でなかった。
- ④ 放水路の流下能力は、(A)案で $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ となり、充分である。(B)案では $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ である。
- ⑤ 放水路3.0kより上流を1.0m掘削しても効果は少い。
- ⑥ 改修計画は、放水路6.0~6.4k間の断面を、下流側の断面より大きくしているが、特にその必要はないようである。
- ⑦ 分流ぜきは、① $B=100\text{m}$, $H_d=T.P.+4.48\text{m}$, $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$, $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ を、② $B=110\text{m}$, $H_d=T.P.+4.285\text{m}$, $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$, $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ をそれぞれ分流する。
- ⑧ 分流開始流量は $Q_0=610\sim650\text{m}^3/\text{s}$ となる。

Ⅲ 実 験

実験は、水理計算によって大略設計された本川、放水路、分流ぜき、について、せきの位置、分流点の形状、水叩きの長さ、分流量、の検討と、放水路の河床変動の検討によって河床低下が明らかにされ、その対策として分流ぜきの一部に可動ぜきを設け、上流からの土砂補給をすることになったための、可動部の高さ、幅、また、土砂が有効に流入できるように上流側の低水路法線、等の諸検討を行った。

〔1〕 模型について

(1) 模 型

模型は、実験施設等の関係から、その縮尺を水平鉛直、方向共に1/60とし範囲としては、上流端14.2k、本川下流端9.4k、放水路下流端5.4kをとり入れた。霞堤の部分(11.8k~12.4k右岸、9.4k~10.2k左岸)は、実験上、支障がないと考えられる範囲をとった。河状はモルタル仕上げの固定床とし、昭和35年測量の断面を使用した。

模型流量の測定は、本川流頭部と放水路末端部に設けた量水ぜきで測定し、本川、放水路の流末部には水位調節装置を設け模型下流端条件を与えるようにした。

(2) 実験条件

- a) 計画高水流量は $Q_0=4,100$ (3,800) m^3/s で $Q_2=1,800$ (1,500) m^3/s を分流する。
- b) 粗度係数は、本川、放水路共全川一様な粗度 $n=0.030$ とする。
- c) 模型下流端水位は、河口より背水計算を行って、本川は10.8k放水路は5.8kで水位~流量曲線を作りこの水位に合せ実験を行うこととした。
- d) 放水路流頭部には、分流ぜきを設け、その高さは分流点付近(行明)で高水敷が冠水し始めた時に分流が開始するような高さとする。
- e) 霞堤は、実験上、特に考慮はしない。

〔2〕 検証実験

検証実験は本川、放水路、を分割して、模型粗度の調整を行った。粗度は、モルタル河床に3~4mmの小砂利をなるべく均等にセメントペーストで固定し、必要粗度係数 $n=0.030$ を得た。図-9、10、は本川、放水路の実験結果である。

小流量の場合、粗度係数はやや大きくなっているが、計画高水流量や、それに近い大流量のときは、ほぼ計算値と一致している。本川、放水路ともに若干粗度の大きくなっている部分があるが、実験上、困難を与えるような値ではないので、このまま本実験を行うこととした。なお改造の後の粗度調整は改造前の状態に近い粗度付けを行い、とくに検証はやらなかった。

〔3〕 本 実 験

本実験は、計算によって検討した本川総流量 $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ に対する分流ぜき、放水路を原案として、本川総流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ に対する分流ぜき、放水路で、6種類の改良案について実験を行った。

(A) 原案に対する実験—実験〔1〕

原案は図-11に示すような幅 $B=100\text{m}$ 、高さ $H_d=4.48\text{m}$ の分流ぜきとし、霞堤の締切り堤のない場合(実験1—(1))と締切り堤のある場合(実験1—(2))、との2ケースについて実験を行った。実験〔1—(1)〕では流量

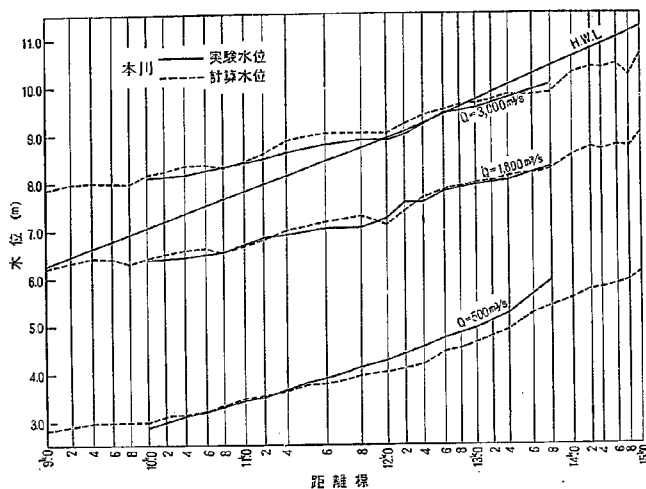


図-9 検証実験水位図

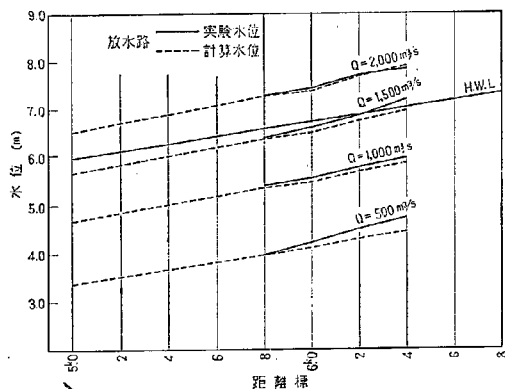


図-10 検証実験水位図

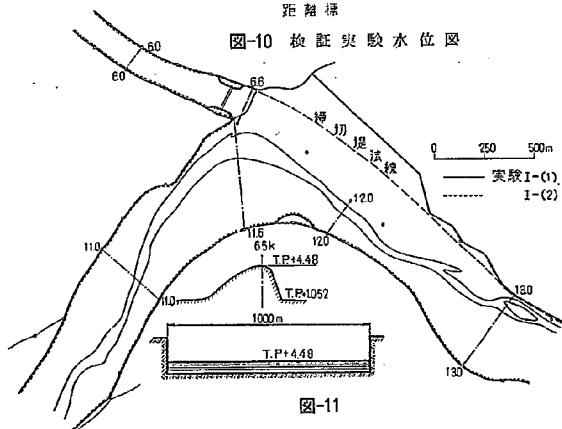


図-11

$Q_0 = 3,800, 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$, 実験 [I-(2)] では流量 $Q_2 = 5,000, 3,800, 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ について測定した。

締切り堤は、計画法線とし放水路河床は(A)案、本川は現状としたものである。

a) 流況

分流点上流の左岸側高水敷上の流水は、現状ではほとんど流れていなかったが、放水路へ流入することによって、小流速であるが流れを生じ、死水域を狭めている。

分流点での流れは、本川から放水路に落ち込むような流れのために左岸沿いに高流速を生じ、またそのために分れぎきへの接近流速は、左右岸で $2.0 \sim 3.0 \text{ m/s}$ の流速差を生じているので、分流点の形状、分流点上流の高水敷等を改良しなければならない。

現状の場合に生じていた 11.6 k 左岸側の小さな死水域が、 $11.4 \sim 11.8 \text{ k}$ 間の本川左岸側高水敷上に拡大され、流心寄りとなった。実験 [I-(1)] と実験 [I-(2)] との差はみられなかった。

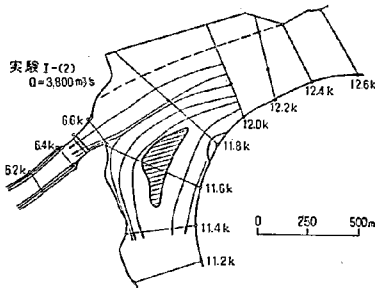


図-12 流向

断面11.6, 11.8kで流速分布を測定したが、締切り堤による影響はほとんどみられず、実験〔I-(2)〕の場合、放水路流入口の分布を若干変化させている。

b) 水位

水位の測定結果は、図-14、(実験I-(1))、図-15(実験I-(2))のよう、水位は各断面内5点測定した平均値をとった。

本川水位については、分流点(11.6k)より下流では、実験〔I-(1)〕と〔I-(2)〕とはほとんど同じで、11.6kより上流では、実験〔I-(2)〕の方が0.05~0.20m高く、締切り堤の影響が幾分あらわれている。12.6k

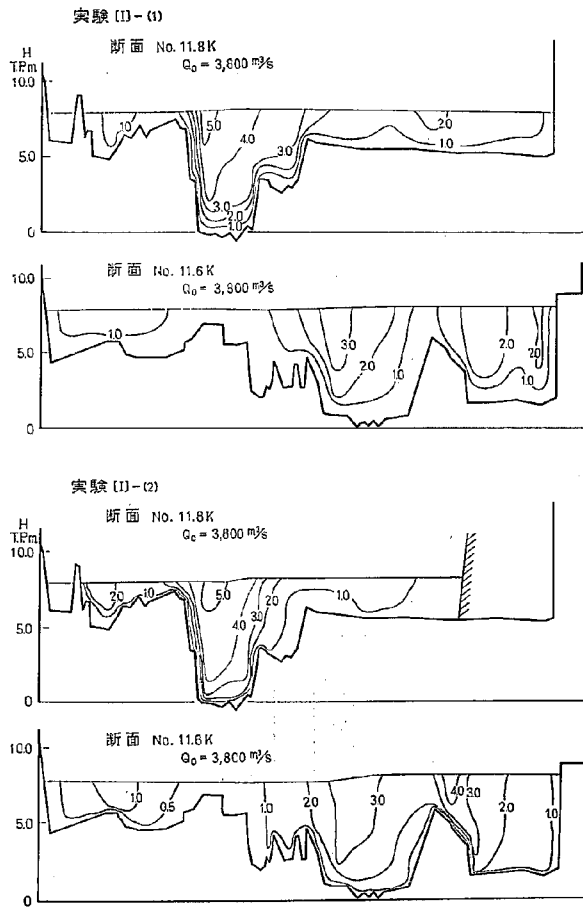


図-13 流速分布

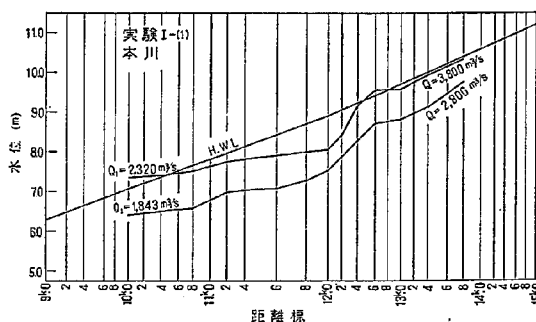


図-14 (1)

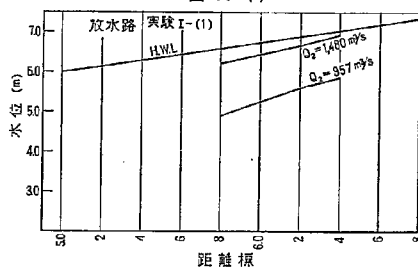


図-14 (2)

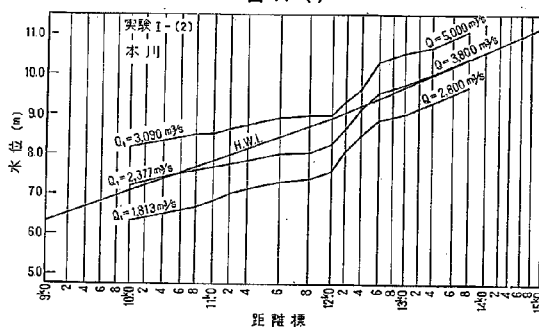


図-15 (1)

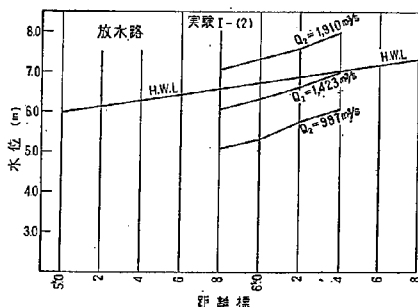


図-15 (2)

では、両者とも H.W.L. より約0.15m高く、実験 I-(2)の場合13.4kまで高くなっているが、この程度であれば影響はないと考えられる。

12.0k～12.6k間で水面こう配が急変しているのは、この区間は流積が小さく狭窄部のような現象を起すためである。

放水路については、いずれの場合にも、H.W.L. より、水位は高くならず、流入量の差が若干あらわれているようであるが、ほとんど同一とみられる。

c) 分流量

分流量は、表-3のようになった。実験値は、いつも計算値より小さな値を示した。これは計算上、死水域の仮定が不充分であったこと、せきの損失を、完全越流としていること。(せき上では限界水深となっているが完全越流ではない)、接近流速の影響、10.8k～11.6k間の粗度調整が不完全であったこと。などの原因が考えられる。それらの要因をなるべくとり除いて、計算値をチェックする意味で、11.6k(分流量)で計算水位に合せて分流量を再測定したところ計算値にほとんど一致していた。

表-3

実験 I-(1)		
本川総流量	本川流量	分流量
5,000	—	—
3,800	2,320	1,480
2,800	1,843	957

実験 I-(2)		
本川総流量	本川流量	分流量
5,000	3,090	1,910
3,800	2,377	1,423
2,800	1,813	987

d) 分流量き水叩き長

水叩き長は、せき下流での流速分布を測定し、その長さを決定することとした。測定は放水路中心線に沿って流量 $Q=1,500, 1,000\text{m}^3/\text{s}$ の場合について行った。その結果は図-16のようである。

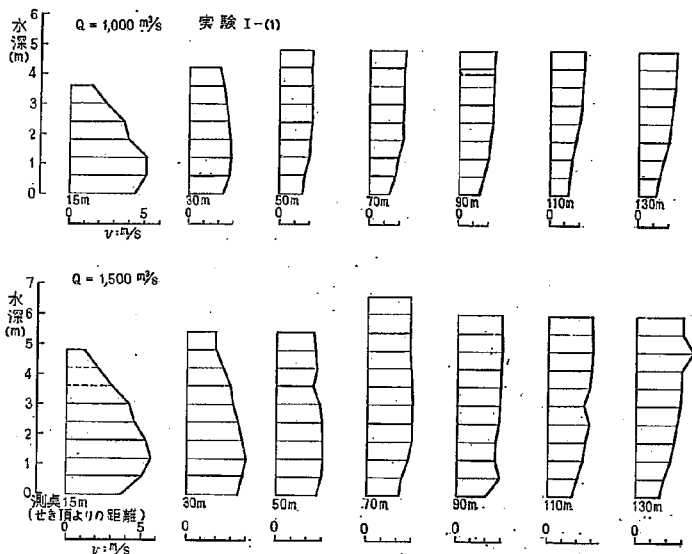


図-16 せき下流流速分布

せきでの流れは、下流水位が比較的高く、潜り越流にはならないが、射流の部分がほとんどみられない。このための、流速分布はせきから短かい距離の間(約50m)で正常分布に復し、せきの影響がなくなっている。

流量 $Q=1,500\text{m}^3/\text{s}$ の場合、河床付近流速は、せき頂より15m点で約 $4.0\text{m}/\text{s}$ 、30m点で約 $3.0\text{m}/\text{s}$ 、50m点で約 $2.5\text{m}/\text{s}$ 、70m点より下流では約 $2.0\text{m}/\text{s}$ 以下となっている。

したがって、50m点までは $2.5\text{m}/\text{s}$ 以上の流速があり、分布も表面より河床の流速の方が大きくなっているので水叩きとしては30~40mが必要で、70m地点までは水叩きに準ずる河床保護が必要と考えられる。

(B) 改良案に対する実験

前記の水理計算、および実験によって、現地との打合せの結果、さらに次のような検討を行うことになった。

① 計画高水流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ 、分流量 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ とし分流せきは、幅 $B=100\text{m}$ 、高さ $H_d=T.P.+4.00\text{m}$ 、本川は現状、放水路は、 3.0km より上流を 0.6m 掘削する河床(B案)。

② 放水路河床の上層部は深さ $1.0\text{m}\sim 3.0\text{m}$ の砂質層に覆れているので河床変動が予想される(河床変動についてはこの実験結果から別途計算によって検討する)したがって、分流せきに可動部を設けて土砂の補給が可能な構造にした場合についてである。

i) 改良1案—実験 [I]

実験 [I] は、図-17に示すように、せき幅 $B=100\text{m}$ 、せき高 $H_d=T.P.+4.00\text{m}$ の固定せきで、実験 [I] で知られた分流点から左岸沿いに生じている高流速や分流量が計画より少なかったことから、点線の部分を掘削し、縮切り堤は、水位、分流量に大きな影響を与えていないので、実験 [I-(2)] と同様に破線のようにした。分流せきの詳細は図-23のようである。

実験は流量 $Q_0=5,000, 4,100, 3,800, 2,800, 1,800\text{m}^3/\text{s}$ について、水位、分流量、流向、流砂流入率、水叩き長等の測定を行った。

a. 水位

水位は計画高水流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ に対して、 12.6m で約 0.3m 、H.W.L.より高くなっているが、その他の断面ではH.W.L.以下となっている。実験 [I] では $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ に対応するもので水位も水位縦断面形も酷似している。

実験 [I] の場合には、 $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ ではH.W.L.を越えていたのが、せき高を 0.48m 下げ、放水路河床高を 0.6m 下げたことによって、水位は低下した。

b. 分流量

分流量は図-34に示すように総流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ では計画分流量より $46\text{m}^3/\text{s}$ (約 2.5%)小さかったが、誤差範囲内の値と考えられるので、流入口、せき幅、等の拡幅はやらなかった。流入を容易にするため分流点上流の低水路を掘削したが、効果はみられなかった。

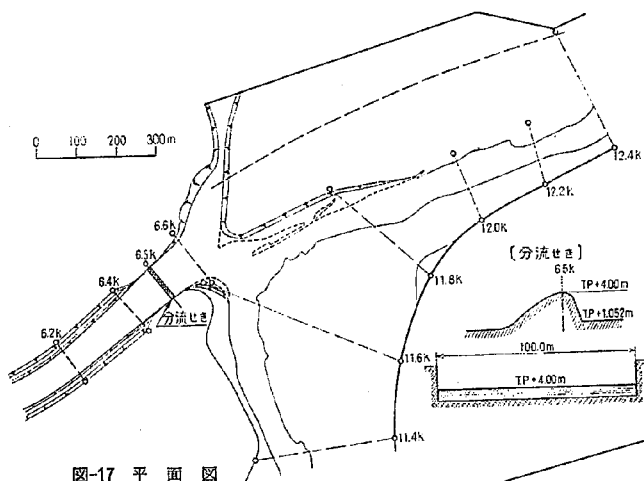


図-17 平面図

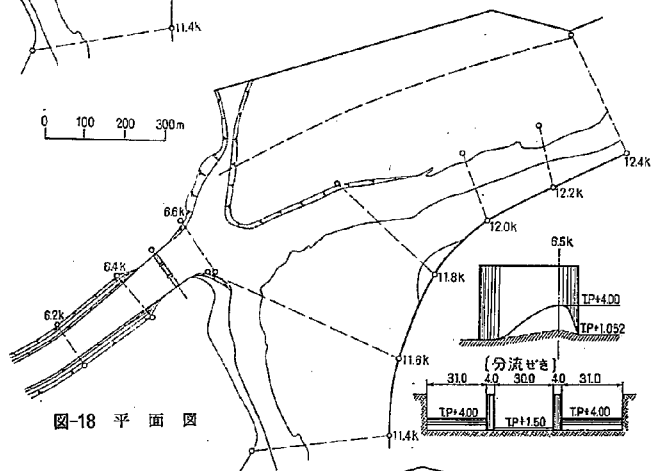


図-18 平面図

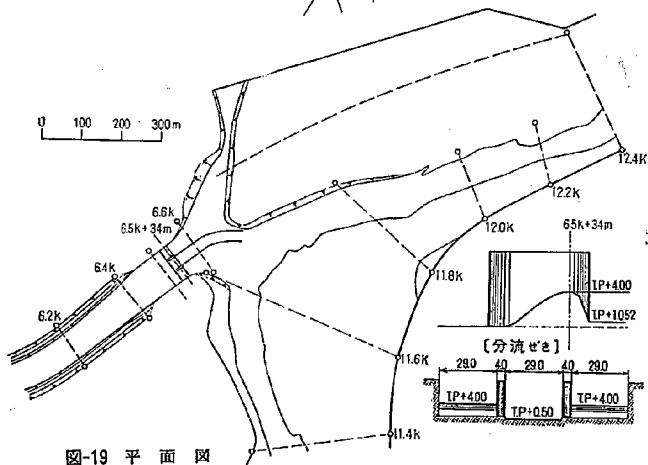


図-19 平面図

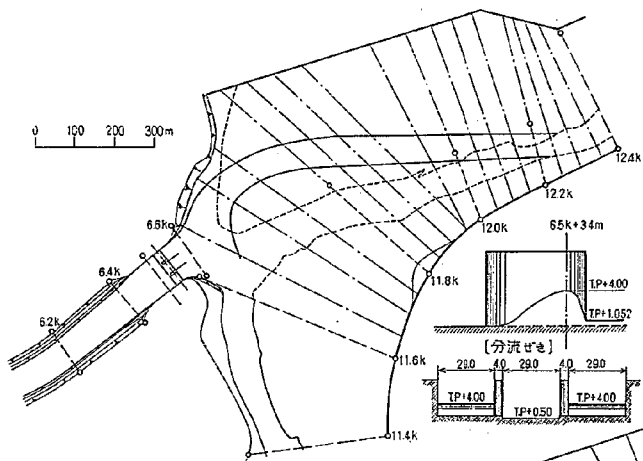


図-20 平面図

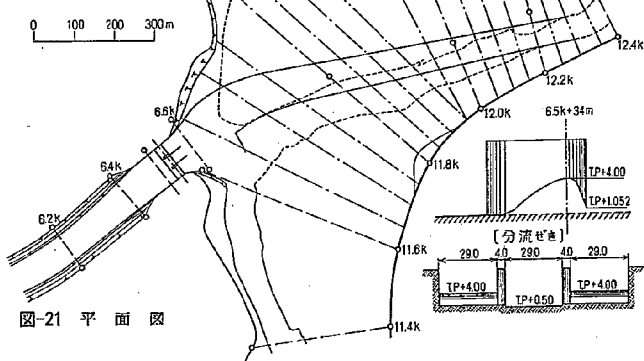


図-21 平面図

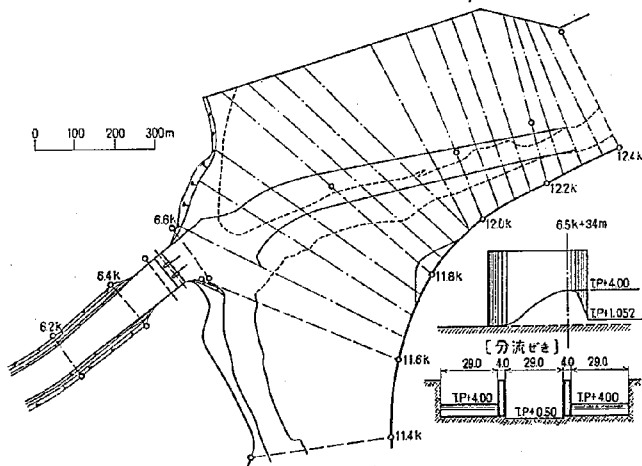


図-22 平面図

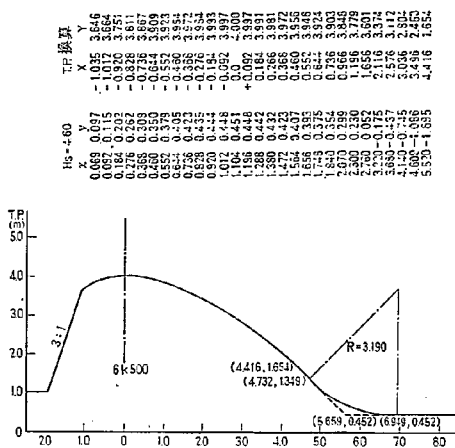


図-23 せき構造

道路橋との関係があって、堤体上に橋脚（幅 $b = 2.0 \text{ m}$ ）2基を設け、分流量の測定を行ったが、ほとんど影響なかった。

分流量開始流量は $Q_0 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。

c. 流砂流入率

上流からの棉流砂が放水路に流入する率を調べるために固定床の上に河床材料（砂 $d_m = 0.02 \text{ cm}$ ）を 12.0 k の地点で 500 g 投入し、4時間の通水によって測定した。

投入方法は、開始時に全断面一様に投入したが、高水敷上はほとんど流下しなかったで、主として低水路にあまり堆積を起さないように留意しながら投入した。

測定結果は、放水路流入口の位置の悪さや固定せ

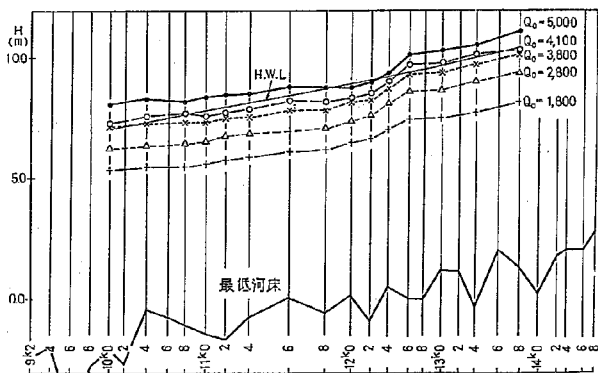


図-24—(1) [実験Ⅱ] 水位

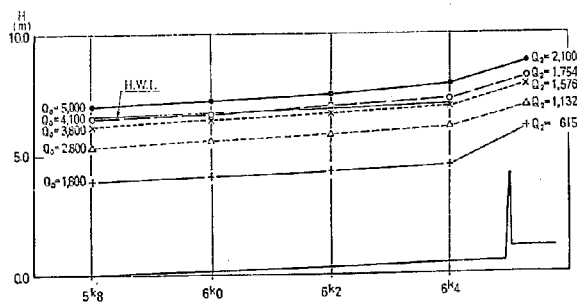


図-24—(2) [実験Ⅱ] 水位

きによって、流砂流入がしにくい状態のために、流入率は3.6%で非常に低率であった。

砂の粒度分布を調べてみたが、流入した砂は $d_m = 0.196\text{mm}$ から $d_m = 0.182\text{mm}$ に変化した程度で、細粒砂が少量ではあるが多くせきを越しているようにみられるがせきによる、ふるい分け、現象は明瞭ではなかった。

せき上流の土砂を現状のままにしておくとしたら、その土砂は、一時に大量に、放水路へ流入するため、悪影響をおよぼす可能性が大きいので、一定の高さまで掘削しておく必要がある。

d. 水叩き長

図-25 のように放水路中心線に沿って堤頂より、130 m地点まで流速分布を測定した。その結果、 $Q_2 = 1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、河床流速は堤頂より 50 m 地点までは $Q = 2.5 \text{ m/s}$ 以上で、70 m 地点より下流では約 2.0 m/s であった。

e. 分流点から放水路に落ち込むような流れは、改善されず $3.0 \sim 5.0 \text{ m/s}$ の高流速を生じて左岸沿いに分流せきまでたっているが、分流点を鈍端にしたため、その区間が短縮された。

f. 流向は、測定範囲が狭く判然としなが、実験〔I〕に比較して、分流境界はほとんど変化していないが、放水路へ流入し易いような流線を示している。

ii) 改良2案—実験〔II〕

実験〔II〕は、図-18 のように、実験〔I〕では土砂の補給が期待できないので、せき中央に可動部を設けた。

可動せきの断面は計算により $2.5 \text{ m} \times 30.0 \text{ m}$ とし、せき柱 (幅 $b = 4.0 \text{ m}$) 2本を取付け、両側固定せきは $B_1 = B_3 = 31.0 \text{ m}$ とした。可動せきの門扉は、洪水がせきを越流開始するときに開放するので、門扉の操作は行わなかった。

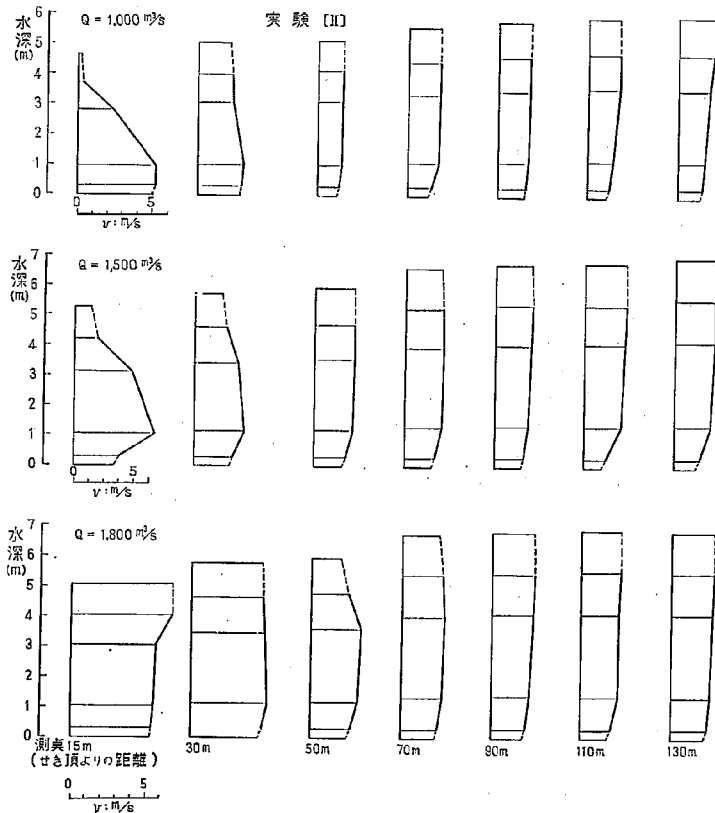


図-25 せき下流流速分布

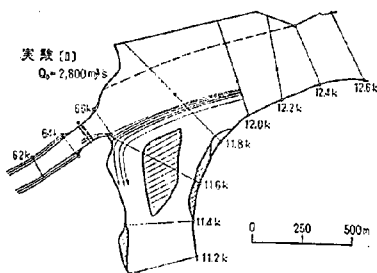


図-26-(1) 流向

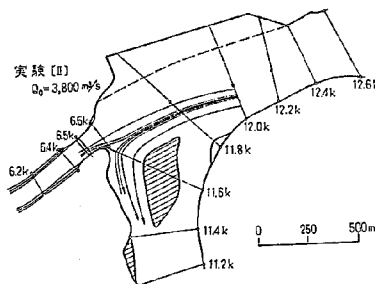


図-26-(2) 流向

測定は、流砂流入率、水位、分流量、等で、図-33、27、34、はそれぞれの結果である。

a. 流砂流入率

流砂流入率は、 $Q_0=4,100, 2,800\text{m}^3/\text{s}$ の2流量について、6時間通水して測定した。流砂は、分流点付近に集中し分流点から放水路へ落ち込むような流れによって流入流砂の大部分は運搬され、固定せきを越して流下するのは少量で、主に可動せきから流下している。

$Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 14.2\%$ 、 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 36.4\%$ で計画流量の流入率(43.9%)より小さく、 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ の場合には流入率が低く過ぎ、有効に流入しないことを示している。図-33

b. 水位

水位は $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ で、実験〔Ⅱ〕の場合より全般的に低下し、ほとんど H.W.L. 以下となって可動せきを設けた効果があらわれ、ことに小さい流量の場合には顕著のようである。図-27

c. 分流量

分流量は、 $Q_2=1,803\text{m}^3/\text{s}$ で計画の通り分流し、可動せき門扉を全閉した状態でも $Q_2=1,600\text{m}^3/\text{s}$ を分流する。

分流開始流量は $Q_0=510\text{m}^3/\text{s}$ であった。図-34。表-5。

iii) 改良3案—実験〔Ⅳ〕

実験〔Ⅳ〕は、図-19のように、分流せきの位置を道路との関係で、6.5kより34m上流へ移動し、可動せきの敷高を実験〔Ⅲ〕の場合より1.0m下げて、T.P.+0.50mとし、本川低水路との間に、可動せきの幅、高さに等しくした導水路を設けて流砂流入率の増加を計った。

測定は、流砂流入率、水位、分流量で図-33、28、34、のようになった。

a. 流砂流入率

流砂流入率はいずれも少く、 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 18.9\%$ は実験〔Ⅲ〕の場合よりも増加しているが、 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 26.7\%$ は実験〔Ⅲ〕より減少した。減少したのは、分流せきの幅が狭くなったこと、せき上流の導水路に堆積するために流砂が放水路に入り難い状態になったこと、などによるものと考えられ、効果はあまり認められなかった。

その他に11.8k、12.0kの低水路左岸に、長さ15.0m高さ5.0mの不透過水制を3本づつ設置して流砂を調べたが、 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ では17.8%で殆ど変らないが、 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s}$ では38.5%で、実験〔Ⅲ〕の場合と同程度となった。

これによって、分流せきだけ改良しても流砂流入率は増加しないことがわかった。

b. 水位は、 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ では12.6k断面を除き、本川、放水路ともH.W.L.以下におさまっている。

c. 分流量は $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ に対して、 $Q_2=1,765\text{m}^3/\text{s}$ となり計画より $35\text{m}^3/\text{s}$ の不足であった。可動せきを全閉にした場合は $Q_2=1,515\text{m}^3/\text{s}$ である。

流況は実験〔Ⅱ〕と殆どかわらなかった。

iv) 改良4案—実験〔Ⅳ-(1)〕

上記の実験では、可動せきのみを改良しても効果がないうことがわかったので、分流点より上流側の低水路を付替えることによって所定の分流量と流砂流入率を得ようとしたもので、この実験の場合は、分流せきは、実験〔Ⅳ〕に同じくし、低水路を12.2kを起点として従来の低水路より右岸へ方向を変えて、本川の流心を放水路流入口より右岸側にう回させ、分流点がせきに近くなるような形状にしたがって現状の低水路より強い蛇行をさせるような低水路とした。図-20のようである。

河床高は12.2kで現状の高さとし、分流点まで直線変化をなすような河床とした。底幅は60~80mとし、両側の法面は1:2のこう配で切った。廃止した低水路は隣接する高水敷の高さまで埋填した。

実験は流砂流入率、分流量、水位、の測定をし、その結果、図-33、34、29のようであった。

a. 流砂流入率

流砂は12.0kから流し始めると低水路左岸法面から高水敷上流れ出て、現状の低水路と変向低水路との中間

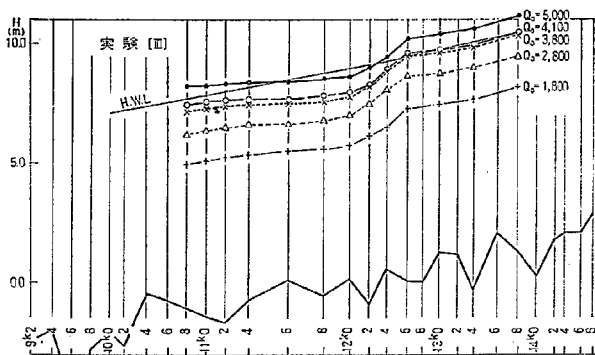


図-27 (1) 水位

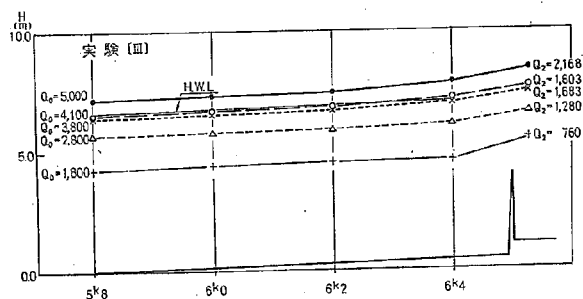


図-27 (2) 水位

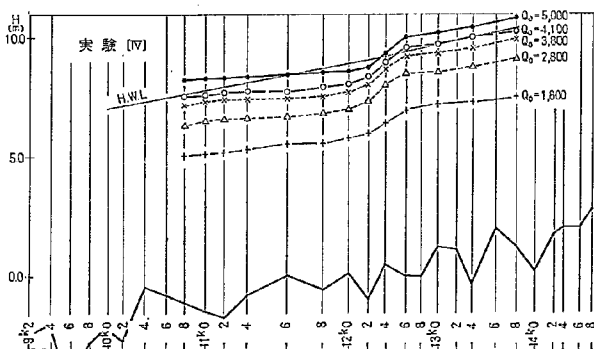


図-28 (1) 水位

を流下堆積する量がかなりあり、また、流砂の移動が先の実験より遅く、非常に長時間の通水を必要とするので、投入場所を11.8kとし、12時間の通水によって調べた。

流水は現状の低水路筋を流れようとする傾向が強く。また弯曲部特有の流れを示すため11.8k～11.7k低水路右岸側と、11.75k～11.6k低水路左岸側には堆積を生じ、特に左岸側の変向低水路が現状低水路と接続する付近の高水敷（分流点の対岸）上には、低水路から流れ出た流砂も加って、大部分がこの付近に集中し、（砂堆のように）堆積した後に流下している。

流入率は $Q_0=4,100\text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 30.5\%$ 、 $Q_0=2,800\text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 45.3\%$ で実験〔IV〕より、それぞれ11.5%、18.6%増となり、その効果は認められたが、 $Q_0=4,100\text{ m}^3/\text{s}$ では、流量配分率（43.9%）に比して不足であった。

b. 水位、本川ではH.W.L.より高くなるところは全くないが、放水路は、分流量が多くなったことから0.2～0.4m、H.W.L.より高くなっている。

c. 分流量 $Q_0=1,800 \sim 5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の各流量とも、流入しやすくなったことを示し、 $Q_0=4,100\text{ m}^3/\text{s}$ では $Q_2=1,900\text{ m}^3/\text{s}$ と計画より $100\text{ m}^3/\text{s}$ も多く、可動せきを全閉しても $Q_2=1,630\text{ m}^3/\text{s}$ を分流している。

v) 改良5案—実験〔IV—(2)〕

実験〔IV—(1)〕では、低水路を移動したことによる効果が認められたが、流砂流入率が若干不足であること、分流量が計画より $100\text{ m}^3/\text{s}$ も多くなることなどの点から、低水路の位置をさらに変向して測定をした。河床高、高水敷の取付けは前実験と同様な方法で行った。図-21

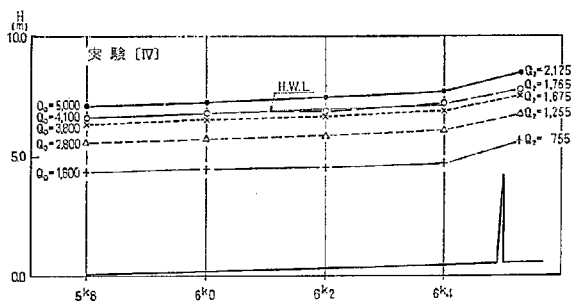


図-28-(2) 水位

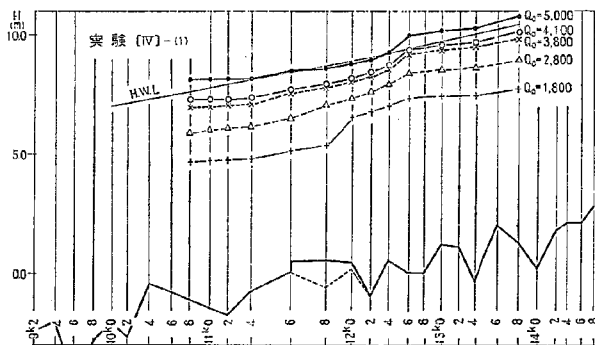


図-29-(1) 水位

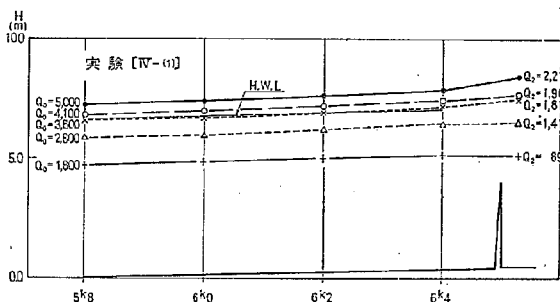


図-29-(2) 水位

実験は、流砂流入率、分流量、水位の測定をし、図-33, 34, 30を得た。

a. 流砂流入率、流砂は、実験〔Ⅳ-1〕の場合より低水路の規制度を緩にしたために、比較的多く低水路に沿って流れるが11.7k付近の低水路左側側法面から砂澱などの影響もあって高水敷上に流れ出し、分流量前面付近に広く分布堆積し、低水路を流れたものと合流して砂堆状となり実験〔Ⅳ-1〕とあまり変わらない状態で流下している。

流入率は $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 36.1\%$ 、 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 45.5\%$ で実験〔Ⅳ-1〕に比べて、それぞれ5.6%、0.2%増であった。

b. 水位

本川は $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ の場合、H.W.L.以下におさまっている。 $Q_0=1,800\text{m}^3/\text{s}$ では低水路河床の影響によって水位縦断形が変わった。放水路は、せきに近い断面ほどH.W.L.より高く、6.4kでは約0.2m高となっている。

c. 分流量

$Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ では $Q_2=1,825\text{m}^3/\text{s}$ を分流量し、 $25\text{m}^3/\text{s}$ が計画より多くなっているが、精度の点から計画通りの分流量と考えられる。各流量とも前実験の場合より流入量が少くなっている。

vi) 改良6案—実験〔Ⅳ-3〕

実験〔Ⅳ-2〕は実験〔Ⅳ-1〕に比して、水位、分流量については好結果を得たが、流砂流入率は同程度であって、 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ に対する流入率は、基準としている流量の配分率には約8.0%減となっているので、流砂の流況から低水路の線形を11.8k~12.2k間は実験〔Ⅳ-2〕と同一にし、11.6k~11.8k間は現状の低水路に近づけるような法線図-22のようにして実験を行った。

測定は、流砂流入率、分流量、

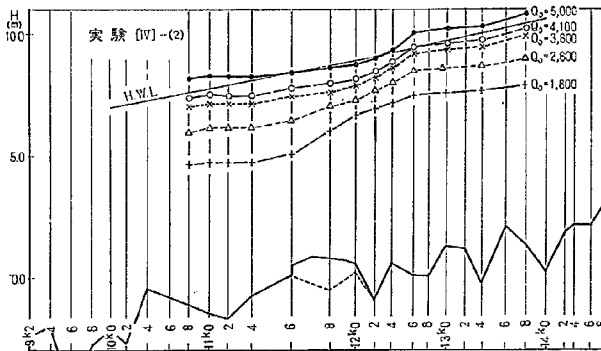


図-30-(1) 水位

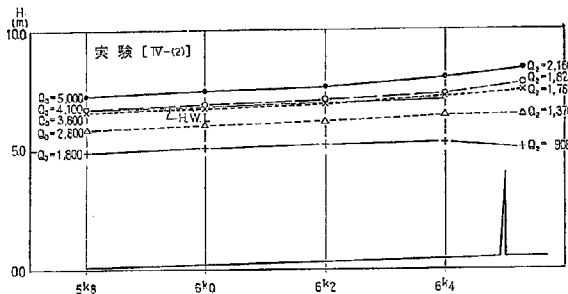


図-30-(2) 水位

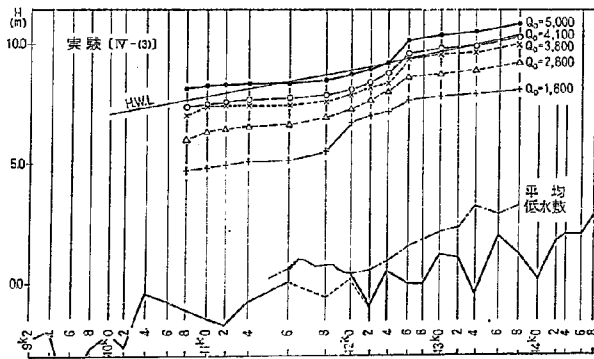


図-31-(1) 水位

水位で、その結果は図-33, 34, 31のようである。

a. 流砂流入率

$Q_0 = 4,100 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 44.0\%$, $Q_0 = 2,800 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 43.5\%$ となった。

先に行った実験の低水路における流砂は、分流点付近で、低水路路面から左岸高水敷上に流れ出て流入率に影響をおよぼしていたのがこの実験の場合には、その影響が軽減し、大洪水においても中洪水においても、同程度で、流量の配分率に近い流入率が期待できる。

また、砂の代りとして、石炭粉 ($d = 0.6 \sim 1.4 \text{ mm}$) を使用し、同様な実験を行ってみた。砂の場合には、低流速の部分では殆ど移動せず、砂溜や砂堆等によって、実験時間内に完全に本川と放水路とへ分離できず、上流側に残される砂があるが、比重の小さい石炭粉は低流速でもよく運搬され、流下速度も早く、完全に近い分離がみられ、砂の場合に残されたのが、本川、放水路、のいずれに流入するかを、確かめることができた。

この実験での流入率は $Q_0 = 4,100 \text{ m}^3/\text{s}$ では多くなり、 $Q_0 = 2,800 \text{ m}^3/\text{s}$ では少くなる傾向であった。

b. 水位

本川は、放水路との関連もあって、全体に水位が上昇し、実験 [IV-(2)] に比して分流点より下流は特にその傾向が強く、上流側へも影響している。

$Q_0 = 4,100 \text{ m}^3/\text{s}$ では、 $12.6 \text{ k} \sim 13.0 \text{ k}$ が H.W.L. より高く、その他の地点では H.W.L. 以下におさまっている。

放水路も本川のように水位が高く、実験 [IV-(1)] と同位となって H.W.L. + $0.2 \sim 0.4 \text{ m}$ である。

このことは放水路下流端水位と分流量とが充分に対応していないため、水位測定と分流量測定が

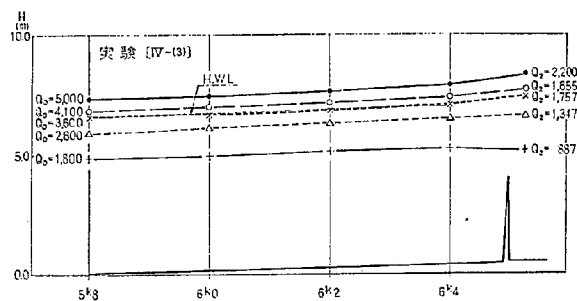


図-31-(2) 水位

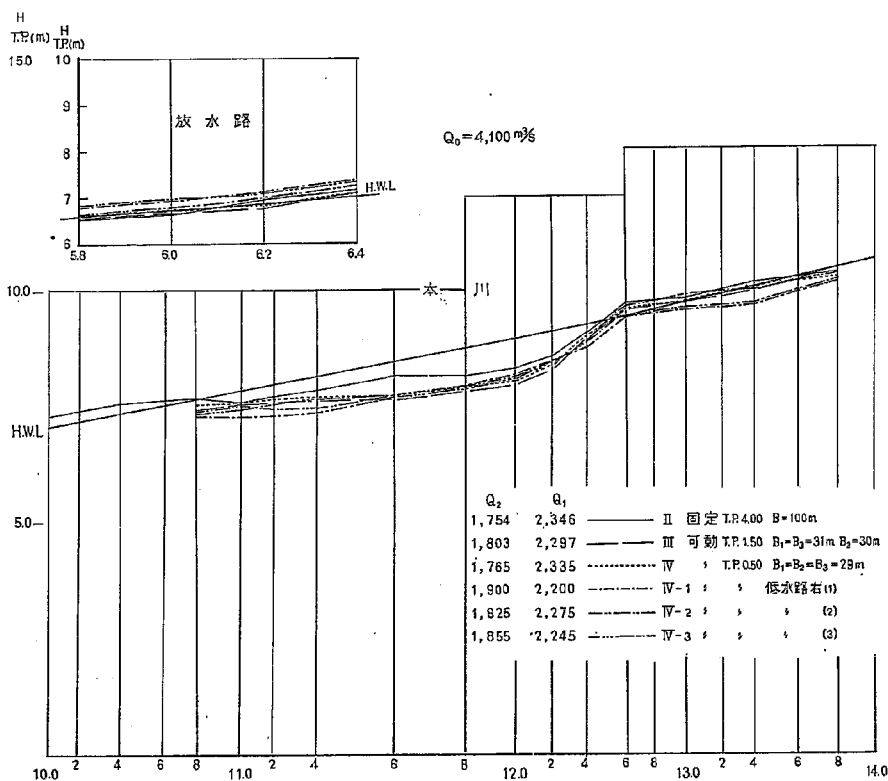


図-32 水位

表-4 実験水位

〔I〕-(1)

本 川	2,800	3,800
14.8 ^k	9,529	10,344
6		
4	9,153	9,932
2		
13.0	8,844	9,580
8		
6	8,742	9,561
4	8,280	9,158
2	7,874	8,418
12.0	7,527	8,064
8	7,238	8,004
6	7,202	7,902
4	7,046	7,824
2	6,782	7,750
11.0	6,594	7,638
8		7,508
6		
4	6,516	7,406
2		
10.0	6,403	7,356
放水路		
6.4	5,868	6,940
2	5,622	6,654
6.0	5,246	6,620
8	4,916	6,216

〔II〕

本川	5,000	4,100	ゲート全閉 (4,100)	3,800	2,800	1,800
10.0 ^k	8,090	7,293		7,156	6,260	5,324
2						
4	8,292	7,550		7,296	6,356	5,471
6						
8	8,170	7,667		7,320	6,432	5,470
11.0	8,358	7,573		7,314	6,532	5,592
2	8,428	7,713		7,532	6,746	5,736
4	8,498	7,837		7,592	6,850	5,866
6	8,794	8,157		7,828		6,094
8	8,740	8,144		7,838	7,062	6,146
12.0	8,752	8,312		8,204	7,338	6,480
2	8,974	8,530		8,264	7,616	6,658
4	9,392	9,020		8,746	8,104	7,018
6	10,141	9,697		9,322	8,610	7,448
8						
13.0	10,312	9,787		9,414	8,694	7,504
2						
4	10,488	10,133		9,762	9,044	7,730
6						
8	11,122	10,330		10,204	9,432	8,186
放水路						
5.8 ^k	6,980	6,504		6,190	5,324	3,900
6.0	7,216	6,652		6,416	5,540	4,056
2	7,470	6,974		6,646	5,766	4,243
4	7,860	7,202			6,054	4,468

〔I〕-(2)

本 川	2,800	3,800	5,000
14.8 ^k		10,428	11,111
6			
4	9,302	10,017	10,677
2			
13.0	9,024	9,766	10,557
8			
6	8,887	9,564	10,333
4	8,503	9,168	9,655
2	8,080	8,675	9,360
12.0	7,562	8,256	8,992
8	7,386	8,062	8,982
6	7,300	8,030	8,920
4	7,130	7,832	8,712
2	7,044	7,756	8,646
11.0	6,843	7,658	8,526
8	6,670	7,563	8,494
6			
4	6,504	7,430	8,340
2			
10.0	6,338	7,224	8,162
放水路			
6.4	6,099	7,014	8,002
2	5,772	6,646	7,619
6.0	5,326	6,330	7,340
8	5,100	6,086	7,092

〔II〕

本川	5,000	4,100	(4,100)	3,800	2,800	1,800
10.0 ^k						
2						
4						
6						
8	8,178	7,412	7,690	7,148	6,166	4,965
11.0	8,212	7,532	7,814	7,276	6,333	5,068
2	8,282	7,574	7,874	7,374	6,448	5,210
4	8,340	7,618	7,880	7,408	6,574	5,330
6	8,373	7,622	7,944	7,492	6,611	5,483
8	8,481	7,800	8,131	7,544	6,755	5,574
12.0	8,567	7,939	8,210	7,769	6,962	5,708
2	8,945	8,251	8,443	8,171	7,440	6,098
4	9,391	8,894	8,914	8,831	8,051	6,480
6	10,127	9,650	9,573	9,439	8,614	7,265
8						
13.0	10,371	9,705	9,746	9,602	8,736	7,448
2						
4	10,562	9,941	9,978	9,869	8,997	7,620
6						
8	11,106	10,475	10,550	10,350	9,464	8,187
放水路						
5.8 ^k	7,134	6,552	6,240	6,428	5,697	4,242
6.0	7,284	6,670	6,376	6,522	5,792	4,380
2	7,374	6,783	6,552	6,680	5,876	4,496
4	7,790	7,150	6,770	6,974	6,078	4,573

表-4 つづき

[N]

本川	5,000	4,100	(4,100)	3,800	2,800	1,800
k						
10.0						
2						
4						
6						
8	8,218	7,530	7,806	7,242	6,372	5,086
11.0	8,294	7,572	7,868	7,380	6,544	5,140
2	8,306	7,670	7,944	7,428	6,606	5,196
4	8,344	7,718	7,972	7,468	6,654	5,330
6	8,454	7,728	8,048	7,492	6,698	5,576
8	8,540	7,901	8,178	7,596	6,841	5,594
12.0	8,581	8,044	8,268	7,760	7,000	5,806
2	8,758	8,347	8,454	8,071	7,370	6,008
4	9,299	8,953	8,929	8,714	8,044	6,478
6	10,037	9,571	9,578	9,274	8,519	6,996
8						
13.0	10,191	9,744	9,675	9,390	8,583	7,271
2						
4	10,421	10,016	9,878	9,618	8,801	7,332
6						
8	10,844	10,272	10,301	9,981	6,146	7,575
放水路						
k						
5.8	7,092	6,592	6,054	6,382	5,566	4,308
6.0	7,186	6,754	6,126	6,508	5,700	4,400
2	7,380	6,838	6,274	6,624	5,818	4,476
4	7,644	7,132	6,602	6,866	6,046	4,652

[N-(2)]

本川	5,000	4,100	(4,100)	3,800	2,800	1,800
k						
10.0						
2						
4						
6						
8	8,190	7,380		7,080	6,000	4,680
11.0	8,298	7,526		7,162	6,158	4,732
2	8,238	7,442		7,142	6,136	4,710
4	8,228	7,462		7,156	6,184	4,736
6	8,378	7,758		7,460	6,442	5,032
8	8,576	7,907		7,613	7,023	5,976
12.0	8,701	8,124		7,871	7,225	6,658
2	8,951	8,414		8,209	7,643	6,933
4	9,275	8,806		8,597	7,967	7,162
6	10,020	9,402		9,197	8,447	7,450
8						
13.0	10,158	9,561		9,323	8,535	7,526
2						
4	10,265	9,705		9,422	8,628	7,634
6						
8	10,767	10,161		9,855	8,963	7,860
放水路						
k						
5.8	7,170	6,642		6,552	5,796	4,728
6.0	7,370	6,800		6,666	5,970	4,996
2	7,554	7,012		6,858	6,112	5,140
4	7,986	7,286		7,204	6,420	5,264

表-4 つづき

[N-(1)]

本川	5,000	4,100	(4,100)	3,800	2,800	1,800
k						
10.0						
2						
4						
6						
8	8,118	7,290	7,680	6,990	5,910	4,710
11.0	8,124	7,290	7,700	7,002	6,028	4,738
2	8,128	7,294	7,748	7,068	6,098	4,764
4	8,148	7,358	7,776	7,100	6,152	4,798
6	8,490	7,714	8,150	7,534	6,520	5,126
8	8,588	7,930	8,243	7,759	7,045	6,350
12.0	8,791	8,184	8,380	8,000	7,336	6,540
2	8,953	8,438	8,644	8,242	7,597	6,764
4	9,222	8,707	8,890	8,528	7,930	7,006
6	9,949	9,382	9,448	9,188	8,395	7,328
8						
13.0	10,163	9,557	9,624	9,381	8,553	7,438
2						
4	10,262	9,674	9,756	9,506	8,633	7,464
6						
8	10,748	10,148	10,146	6,878	8,934	7,769
放水路						
k						
5.8	7,236	6,794	6,318	6,618	5,858	4,698
6.0	7,364	6,936	6,416	6,654	5,958	4,816
2	7,588	7,156	6,638	6,882	6,206	4,994
4	7,846	7,418	6,910	7,170	6,440	5,128

[N-(3)]

本川	5,000	4,100	(4,100)	3,800	2,800	1,800
k						
10.0						
2						
4						
6						
8	8,130	7,338		7,062	6,018	4,722
11.0	8,238	7,444		7,409	6,322	4,818
2	8,278	7,542		7,434	6,430	4,950
4	8,342	7,650		7,436	6,560	5,076
6	8,368	7,736		7,476	6,638	5,142
8	8,480	7,854		7,620	6,929	5,542
12.0	8,726	8,079		7,904	7,296	6,742
2	8,935	8,411		8,233	7,685	7,029
4	9,254	8,810		8,400	8,028	7,211
6	10,193	9,637		9,437	8,664	7,697
8						
13.0	10,388	9,861		9,635	8,811	7,857
2						
4	10,551	9,974		9,732	8,972	7,992
6						
8	10,910	10,312		10,060	9,287	8,184
放水路						
k						
5.8	7,350	6,828		6,654	5,892	4,884
6.0	7,446	6,966		6,674	6,118	4,936
2	7,632	7,140		6,882	6,312	5,106
4	7,908	7,400		7,130	6,530	5,232

同時に行われなかったことに起因していると考えられる。

下流端水位は、本川では一致しているが、放水路では約0.2m高くなっている。

c. 分流値

総流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ に対して $Q_2=1,855\text{m}^3/\text{s}$ を分流し、可動せきを全閉した場合 $Q_2=1,570\text{m}^3/\text{s}$ を分流する。計画分流量より $55\text{m}^3/\text{s}$ 流入が多くなっているが、約1.0%の誤差は免れないので、 $20\sim 30\text{m}^3/\text{s}$ の過多となる。

測定方法は2通りあって、第1は総流量と分流量を直接測定し、本川、放水路、下流端条件の $H\sim Q_2$ 曲線によって、それぞれ下流水位を変えながら模型上で収斂させる方法、第2は、一つの総流量に対して、本川側の水位調節はせきより過ぎない程度に一定に保ち、放水路側の水位調節によって、放水路の下流端条件の $H\sim Q_2$ 曲線をはさむ、4～5点の水位と分流量を任意に測定し、4～5点を結ぶ線と $H\sim Q_2$ 曲線との交点で分流量を決定する方法がある。初期の実験では、第1の方法を用いたが、その後は第2の方法とした。

第2法の利点は、実験が短時間でよいこと、仮に計画の変更があって、 $H\sim Q_2$ 曲線が若干変っても、実験を行わずに分流量が求められることである。図-35は実験 [IV-(3)] である。

以上の実験結果を要約すれば次のようになる。

Ⅰ 原案に対する実験

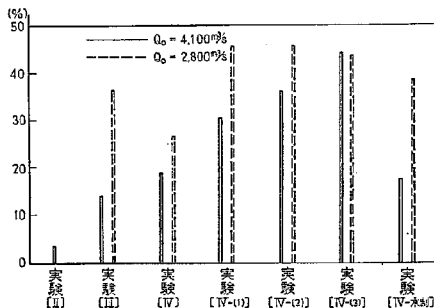


図-33 流砂流入率

① 計画高水流量 $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ 、せき幅 $B=100\text{m}$ 、せき高 $H_d=T.P.+4.48\text{m}$ 、計画分流量 $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ とした。

② 水位は $H.W.L.$ をほとんど越さない。

③ 水叩長は $30\sim 40\text{m}$ 必要である。

④ 分流量は、計画を満足しているとみられる。

⑤ 假堤の計画締切り堤は、悪影響はない。

Ⅱ 改良案に対する実験

① 計画高水流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ 、せき幅 $B=100\text{m}$ 、せき高 $H_d=T.P.+4.00\text{m}$ 、計画分流量 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ を基本として可動せきを設けた場合、低水路を付替えた場合について。

② 流砂流入率は、固定床模型で $d_m=0.2\text{mm}$ 、砂を用い $6\sim 12$ 時間通水により測定、流量の分流率 (約44%) を基準とした。

③ 固定せきだけの構造の場合、流砂流入率は約3.5%でほとんど流入しない。可動せきを設けると、流入率は増加するが基準より少ない。

④ 分流点より上流の低水路を付替えることによって流砂流入率は好結果を示し、実験 [IV-(3)] では $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 44\%$ 、 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow 43.5\%$ となり、最良であった。

⑤ 実験では低水路を 12.0k から規制しているが、もっと上流からの規制が望ましい。

⑥ 分流量は計画 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ に対して、実験 [IV-(1)] を除き、 $-3.0\sim +3.5\%$ の差となっているが、計画を満足していると考えられる。また、可動せきを閉鎖した場合には $Q_2=1,500\sim 1,600\text{m}^3/\text{s}$ を分流する。

⑦ 分流開始流量は $Q_0=510\text{m}^3/\text{s}$ であった。

⑧ 水位は 12.0k の断面が小さいために $12.0\sim 12.6\text{k}$ の区間で、こり配急変の特徴ある水位縦断形を示し、流速もかなり大きくなるので河床変動が考えられる。小流量の場合も、河床こり配の影響で縦断形は異なるが、同様な現象をおこしている。

⑨ 本川水位は、大概 $H.W.L.$ の範囲内におさまると考えられる。 12.6k 断面では、せきが固定せきの場合、 $H.W.L.+0.3\text{m}$ 、可動せきを設けた場合、 $H.W.L.+0.1\sim 0.2\text{m}$ となっているが、現在の左岸堤防高と比較すれば余裕高は充分ある。

⑩ 分流せきを全幅固定せきとする構造より、可動せきを含む構造の方が、上流水位は低下する。可動せき、
(1) $B_2=30\text{m}$ 、 $H_d=T.P.+1.50\text{m}$ 、
(2) $B_2=29\text{m}$ 、 $H_d=T.P.+0.50\text{m}$ の差はあらわれなかった。また、上流が低水路を変向することによって、水位低下の傾向はあるが、分流量との関連もあって、一定の傾向は示さない。

⑪ 放水路水位は、一様こり配の水位縦断形を示し、実験 [IV-(1)]、実験 [IV-(3)] を除き、 $H.W.L.$ 以下となっている。

実験 [IV-(3)] の場合は、実験上の不手際で下流水位が約 0.2m 高すぎているので水位は高目となった。

⑫ 流砂流入率、水位、分流量から実験 [IV-(3)] の形状が妥当であると判断した。

vii) 改良6案—実験 [IV-(3)] に対する諸実験

1. 流向

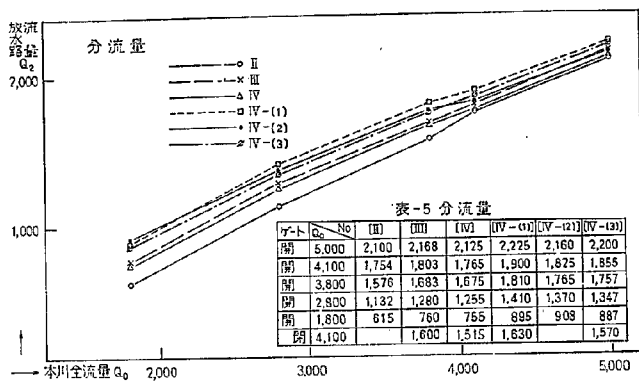


図-34

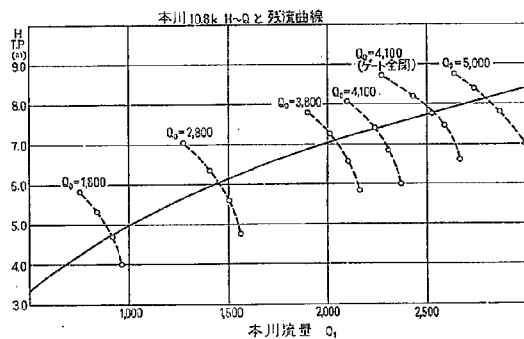


図-35 H~Q

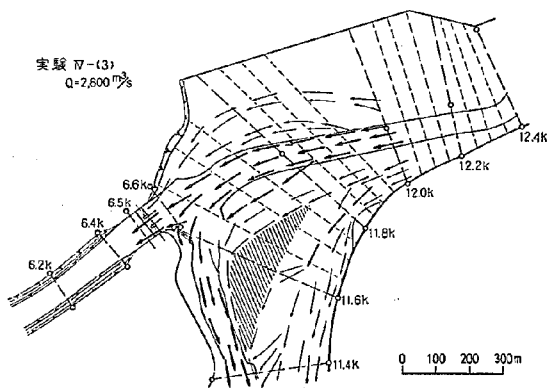


図-36 (1) 流向

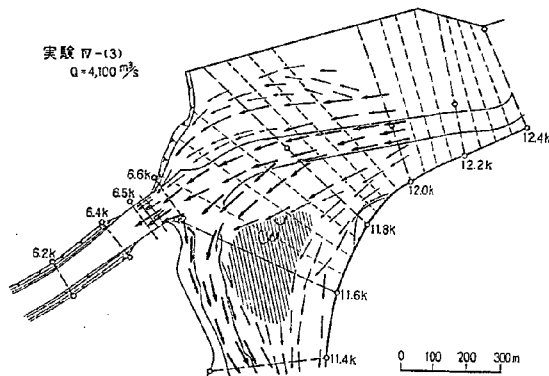


図-36 (2) 流向

図-36に示すように、主流は規制された低水路に沿って流れるが、一部は、現状低水路にもどそうとするような左岸側高水敷上を流下し、 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s}$ より $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ の方が顕著にあらわれている。

右岸側高水敷上の流速は左岸側より小さく、死水域とはならないという状態で流れている。

分流点付近本川の死水域は、地盤高が比較的高い、大きな砂洲のために生じ、死水域の上流端では渦流となっているので土砂の堆積が生じ易くなっている。

分流点での低水路右岸法線が不自然な形状で実験を行っているが、もっと円滑な接続とした方がよい。

2. 流速分布

図-37のように流量 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s}$, $4,100\text{m}^3/\text{s}$ について 11.6k, 11.8k, 6.6k の 3 断面の流速分布を測定した図中 11.6k の右岸, 6.6k の左岸が記入されていないのは、平面図から知られるように 11.6k 断面は放水路と 6.6k 断面は本川と交叉するが、その部分は測定を行わなかったので除いた。破線は現状または実験 I の場合の河床である。

全体に異状な流速分布はみられない。断面 11.8k では流向にも示されているように、低水路左岸寄りに $3.0\sim 5.0\text{m}^3/\text{s}$ の高流速があらわれているので、この付近の低水路法面の維持には充分な配慮が必要である。断面 11.6k では、11.8k 断面のような状態はない。断面 6.6k は放水路流入口で、本川からの流れの影響があらわれている。分流点からの局部的に生じている高流速は別途測定をした。

3. 水叩き長

流速分布から決定するために縦断方向に、せき頂より約 200m 地点まで流速測定を行った。

図-38 のようである。測定は流れに沿って 3 径間の中から、それぞれ測線をだし、その線上にせき頂からの距離で表示した 10 測点を設けて行った。

A, C 測線は、30m 地点までせきの影響のために河床付近流速が大きく、分布は変則的であるが、54m 地点では正規分布に復している。B 測線は、河床高の変化がないのでせきの直下流から正規分布をなしている。

A, C 測線の 30m 地点までの河床流速（河床上 0.06m）は、 $2.5\sim 5.0\text{m}^3/\text{s}$, 54m 地点までは $2.5\sim 1.5\text{m}^3/\text{s}$ と流速は急激に低下し、実験 [I], [II] の固定せきの場合に類似している。B 測線は、可動せきからの流入が大きくなるために流速はかなり速く、しかも下流まで影響をおよぼし、54m 地点までは 3.5m/s 以上の流速を示し、その下流は漸減し 198m 地点では約 2.0m/s となっている。

したがって、水叩き長は、最小限 30m できうれば、50m 程度が望ましい。さらに B 測線上では 102m 地点まで約 3.0m/s を示しているので、この区間は水叩きに準ずる河床保護の必要がある。また 102m～198m 区間でも $2.5\sim 2.0\text{m/s}$ で表面は 4.0m/s となっているので充分な配慮を必要とする。

4. せき下流における跳水

一つの越流量に対して見合った下流水位、またはそれ以上の下流水位がある場合には、堤体に近い位置（水叩き上）で跳水を起すが、可動せきの門扉を洪水が越流を開始した時に全開にする場合、放水路には、最悪の状態として、下流水位が全くないことが予想され、越流の初期においては越流した流れによって下流水位が上昇するまでの時間内で露出距離の長い射流を生ずる。

実験は、洪水波形成を与えるのが困難であったため、比較的短時間で最大値に達するようにし、その後は定流

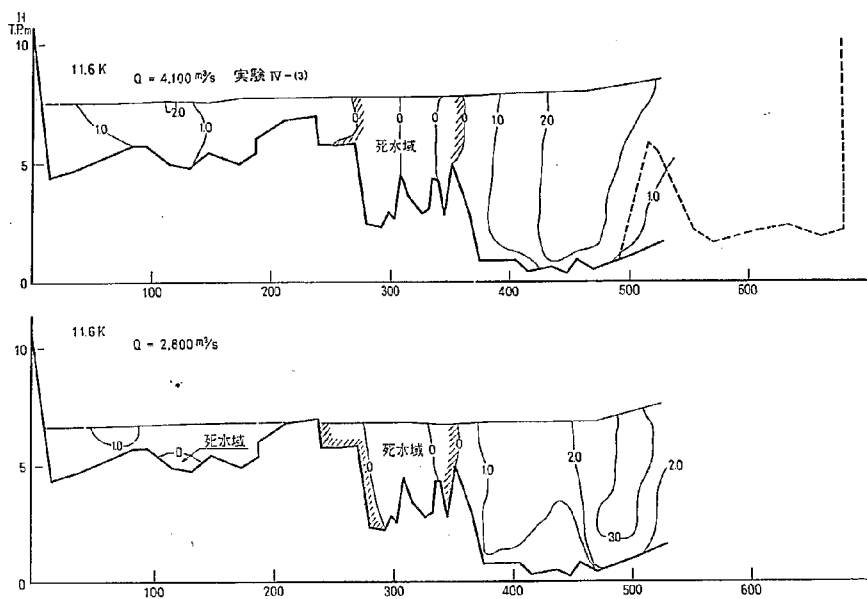


図-37 (1)

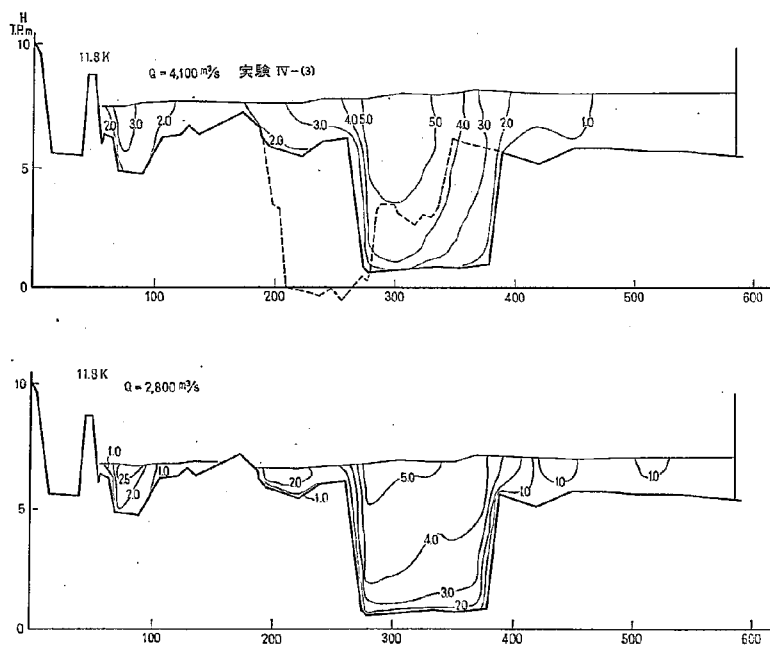


図-37 (2)

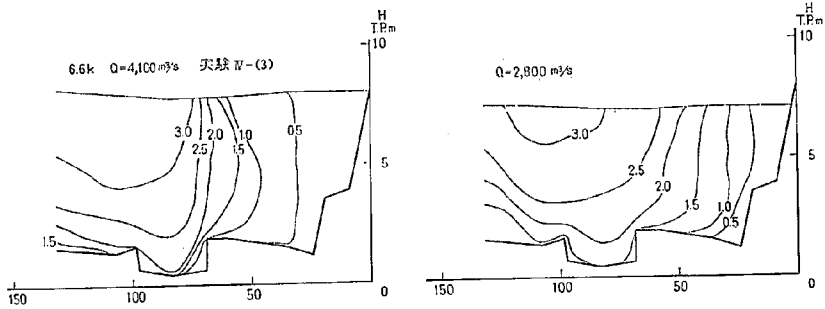


図-37 (3)

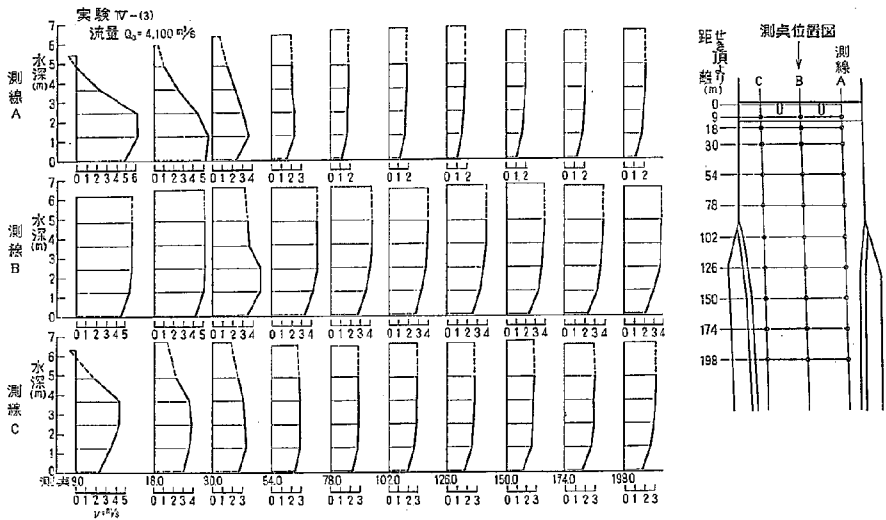


図-38 せき下流流速分布図

$(Q_0 = 4,100, 2,800 \text{ m}^3/\text{s})$ として流し、水位調節装置は定流になった時に、下流端水位が $H_2 \sim Q_2$ 曲線に合うようなせき上げの状態にした。測定は越流と同時に門扉を全開にして、可動せきからの流れによって生じた射流が跳水する位置と、流量の増加に伴って跳水位置は上流に移動するので、それが水叩き下流端 (30m) まで移動する時間と距離を測定した (表-6) 流速は流量、下流水位が刻刻変化するため測定できなかった。時間は模型でのものである。

可動せきから流入した流れが最初に跳水を起す位置は堤頂から約 100m の地点で流量の増加、下流水位の上昇で 10 秒後には 60~70m、20 秒後には約 50m となって短時

表-6

時間 (Sec)	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70
4,100 (m)	99	78	57	54	45	42	36	30		
2,800 (m)	90	81	69	60	51	36	34	34	34	31

間で跳水の位置は上流に移動し、50~70 秒後には水叩きまで達する。それ以降になると、下流のせき上げの影響で跳水は波状跳水となる。

5. せき上流の河床保護

分泄せきの上流側、ことに可動せきの上流側では流れが可動部に集中し縮流となるために高流速を生じ、可動せき柱の周囲では深堀れが考えられるので図-39に示すように、せき柱の先端から放射状に4測線を設けて流速分布を調べた。

全般的に左側は右側より1.0~2.0m/s、流速が大きく、分流量からの接近流速の差があらわれている。せき柱の周囲6.0mの範囲内では河床流速が各点で3.0~5.0m/sを示し、3.0mの点では河床付近の流速が大きい不規則分布をしている。また可動せき中央部でも測線30°、60°—測点(3)から推定すれば、せき柱先端より8.0m上流の点で3.0m/s以上の流速と考えられるので、上流側の河床保護は、せき柱の周囲6.0m、中央部でも同程度の範囲を最少限考慮する必要がある。

6. 霞堤の締切り法線

分流量のすぐ上流には霞堤があって比較的大きな氾濫区域となっているが、総体計画によれば、この地区も締

切ることになるので締切り堤の位置を決定しなければならない。計画では一応法線を決めているが、実験により確かめることにした。

実験は、ブロックを連ねて締切り堤とし、水位、分流量に変化を起さない位置まで流心に向って法線を移動させた。その結果は図-40のようで、計画線より平均50m流心に近づけることが可能であった。

7. せき上流側の土砂堆積

特に移動床として実験せず、固定床上(主に低水路)に2.0cm厚に石炭粉($d=1.6\sim 3.0\text{mm}$)を敷きつめ、流量 $Q_0=2,800\text{m}^3/\text{s}$ で河床変動を調べようとしたが、移動層厚の不足から大部分の河床は固定床が露出し、結果を得るには至らなかった。しかし、流況からみると、可動せきの近傍では土砂は激しく運搬され堆積はなく、放水路流入口(6.6k)付近でもほとんど堆積はみられなかった。模型の河床高は、導水路で $T.P.+0.50\text{m}$ その他は $T.P.+1.50\text{m}$ としているが、この高さが維持されて

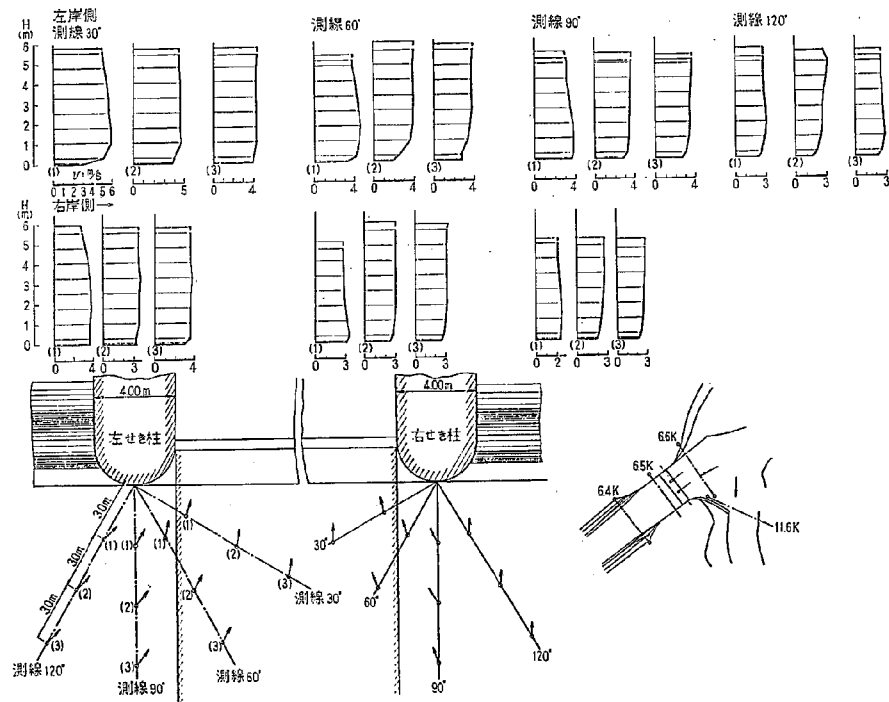


図-39

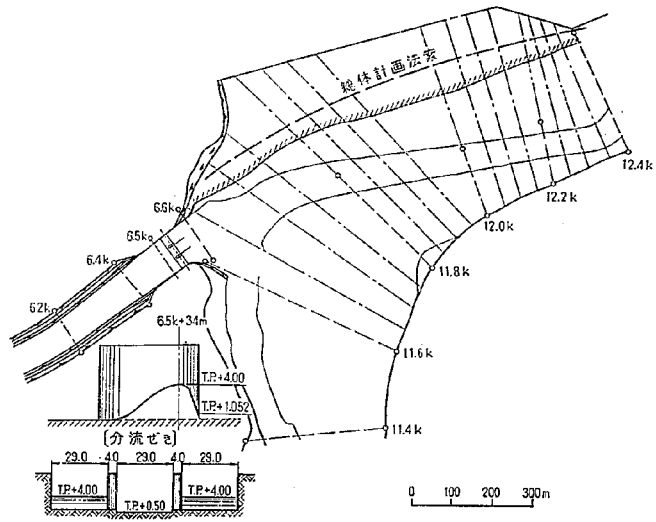


図-40

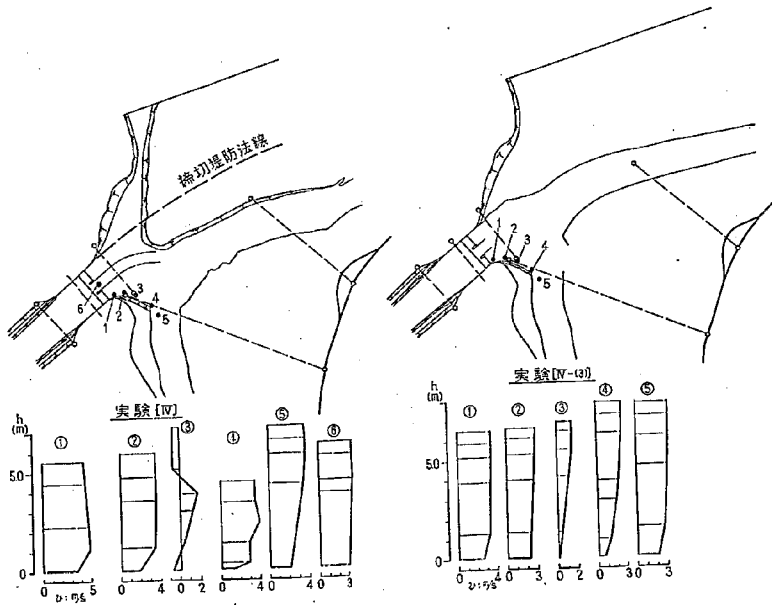


図-41

いる部分は、右側固定せぎの上流側だけであった。分流量から落ち込む流れによって左岸では深堀れを生ずる状態がみられた。

8. 分流量点付近の流速

分流量点から放水路へ流入する流水は、左岸堤に沿って高流速を生じ、せきまで達している。その大きさは図-41のように2.5~3.5m/s(測点1, 2)となっている。この程度の流速では護岸、根固め、等は特別な構造とする必要はないと考えられるが、水衝部に近いので設計には十分な考慮が必要である。

実験〔Ⅳ〕においてもほぼ同一地点で測定を行っているので比較すると、実験〔Ⅳ〕は締切り堤防を水位、分流量が変化しない法線とし、流量 $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ について測定した。

測点(1), (2)では流速が2.0~5.0m/sとなり、実験〔Ⅳ-(3)〕の場合より平均1.0m/s 大きくなっている。本川側は、測点(3)が、分流量境界に最も近い点で分布が複雑になっているので比較できない。測点(4), (5)では実験〔Ⅳ〕の場合の方が若干大きくなっている。

Ⅳ 河床変動計算

放水路は、従来の田面地帯を掘削して水路とするため、地盤の構成材料が極めて細かい。図-42に分流量より河口までの河床材料の粒度分布を示すが、これによれば、2.5km~4.0km 区間で多量のシルトを含んでいる。このため、通水後に流水による洗掘を生ずる恐れが多分にあり、この点について検討するため掃流および浮遊についての河床変動計算を行った。

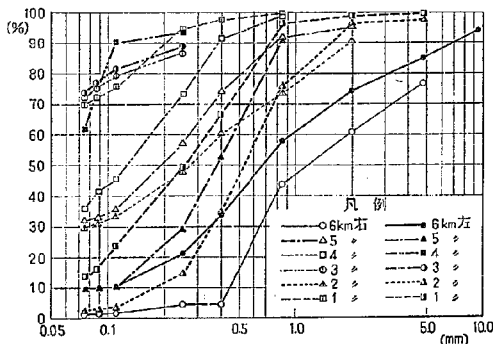


図-42

〔1〕 掃流砂による河床変動

(A) 計算式

水位計算は不等流の一般式を用い、掃流砂量は佐藤・吉川・芦田公式を用いた。すなわち、

$$q_B = \frac{0.623}{(\rho_s/\rho - 1)g} (\tau_o/\rho)^{3/2} E (\tau_o/\tau_c) \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ただし } n \geq 0.025, \tau_o/\rho = g R I_c, I_c = n^2 v^2 / R^{4/3}$$

$$\tau_o/\rho = 134.6 d^{2/22} \quad (0.118\text{cm} \leq d \leq 0.303\text{cm})$$

$$Q_B = q_B \cdot B \dots\dots\dots (2)$$

による。また河床高の変化として次式を用いた。

$$dZ = \frac{Q_B' - Q_B}{B \cdot dx(1-\lambda)} \cdot dt$$

$$Z_{t+1} = Z_t + dZ \dots\dots\dots (3)$$

ここに

dZ : dt 時間内の河床変動量 (m)

Q_B' : 1 断面の上流の掃流砂量 (m^3/s)

Q_B : 掃流砂量 (m^3/s)

λ : 空隙率 (≈ 0.4)

Z : 河床高 (T.P.m)

計算は、初期の河床状態について初期流量の不等流計算を行い各断面における掃流砂量 Q_B を(1)式により求める。この Q_B を用いて、 dt 時間後の河床変化を(2)式により計算して、 dt 時間後の河床状態とする。この河床条件と dt 時間後の流量を用いて上記の計算を繰返して逐次断面変化を求める。

(B) 計算条件

区間距離、初期河床高、移動幅については表-7に示す。平均粒径としては、 $d_m=0.146\text{cm}$ 、粗度係数は $n=0.030$ を用いた。

流入ハイドログラフは、表-9に示すものを用い、①上流から流入砂量のある場合については、このハイドログラフを3回連続して流下させ、②上流から流入砂量のない場合については1回のみとした。このハイドログラフは、継続時間がかなり長い、($dt=50$ 時間)これは年数回の洪水を含めて1波形のなかに入れて考えたためである。河口水位、および流入砂量はそれぞれ図-43, 44に示す通りである。

(C) 計算結果

上流端より流入砂量のある場合の計算結果を図-45に、流入砂量のない場合を図-46に示す。図中、掃流砂量は破線で、河床高は実線で示してある。太い実線は最初の河床線でこれからの変動を見ると

0.4km~0.3km	堆積
0.3km~1.0km	堆積および洗掘
1.0km~2.0km	洗掘
2.0km~4.4km	堆積
4.0km~5.5km	変動なし
5.5km~6.0km	堆積

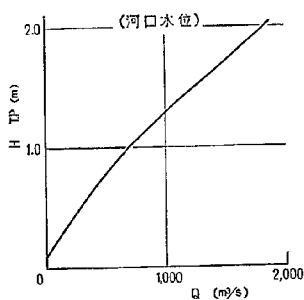


図-43 -0.4km H—Q Curve

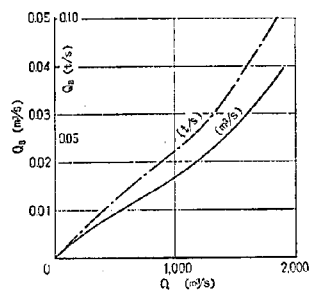
図-44 上流端からの流入砂量
Q_s—流量Q関係図

表-7

区間距離, 初期河床高, 移動床幅

距離標 (km)	区間距離 Δx (m)	初期河床 高2(T.P. m)	移動 床幅 B (m)
-0.4	400	-3.258	130
0.0	500	-3.258	130
0.5	500	-2.593	130
1.0	500	-2.594	130
1.5	500	-2.055	127
2.0	500	-2.314	124
2.5	500	-2.035	124
3.0	500	-1.430	119
3.5	500	-1.513	89
4.0	500	-1.360	85
4.5	500	-0.794	81
5.0	500	-0.504	77
5.5	500	-0.181	76
6.0	500	+0.096	75

表-9 流入ハイドログラフ

ステップ 番	継 続 時 間	流 量 (m³/s)
1	50	400
2	50	800
3	50	1,500
4	50	1,200
5	50	900
6	50	600
7	50	300

表-8 初期河床からの深さ (D) とシルト率 (dF)

D (m)	dF	D (m)	dF	D (m)	dF
[-0.4, 0.0k]		0.6~1.1	0.296	2.0~3.0	0.059
0 ~0.4	0.807	1.1~1.6	0.877	[4.5k]	
0.4~1.4	0.092	1.6~2.4	0.181	0 ~0.6	0.050
1.4~2.0	0.039	2.4~3.0	0.463	0.6~1.2	0.040
2.0~2.5	0.052	[2.5k]		1.2~1.8	0.034
2.5~3.0	0.086	0.0~0.6	0.967	1.8~2.4	0.036
[0.5k]		0.6~1.2	0.979	2.4~3.0	0.029
0 ~0.6	0.061	1.2~1.7	0.049	[5.0k]	
0.6~1.2	0.033	1.7~2.2	0.072	0 ~0.8	0.051
1.2~1.8	0.040	2.2~3.0	0.062	0.8~1.2	0.067
1.8~2.4	0.041	[3.0k]		1.2~1.8	0.084
2.4~3.0	0.038	0 ~0.3	0.811	1.8~2.4	0.328
[1.0k]		0.3~1.0	0.046	2.4~3.0	0.358
0 ~1.0	0.088	1.0~2.2	0.087	[5.5k]	
1.0~1.4	0.751	2.2~3.0	0.712	0 ~0.6	0.041
1.4~2.0	0.095	[3.5k]		0.6~1.2	0.038
2.0~2.7	0.080	0 ~0.4	0.613	1.2~1.8	0.017
2.7~3.0	0.077	0.4~0.7	0.079	1.8~2.4	0.025
[1.5k]		0.7~1.5	0.259	2.4~3.0	0.031
0 ~0.6	0.148	1.5~2.5	0.275	[6.0k]	
0.6~1.2	0.046	2.5~3.0	0.670	0 ~0.7	0.055
1.2~1.8	0.039	[4.0k]		0.7~1.4	0.051
1.8~2.4	0.033	0 ~0.3	0.642	1.4~1.8	0.057
2.4~3.0	0.042	0.3~1.0	0.247	1.8~2.4	0.034
[2.0k]		1.0~1.6	0.087	2.4~3.0	0.046
0 ~0.6	0.118	1.6~2.0	0.069		

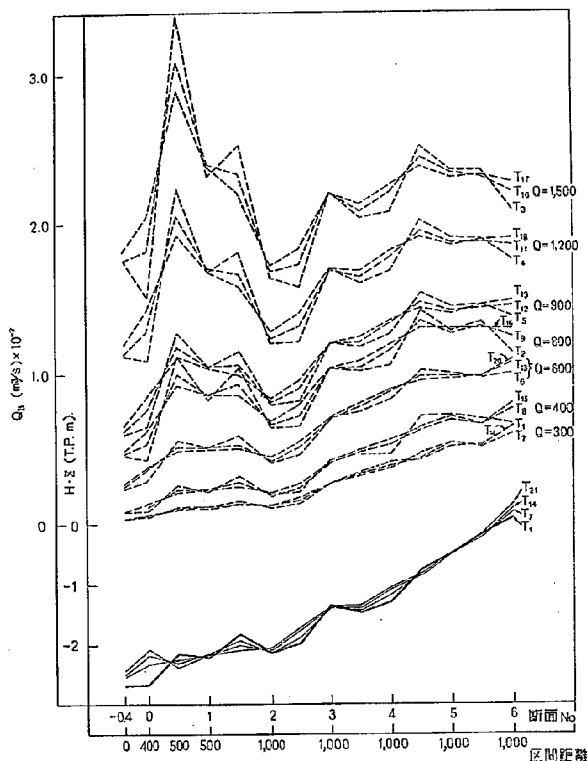


図-45

ようになっており、流入砂量の無い場合には、上流端の5.0km~6.0kmの間で洗掘になる他は、同様の傾向を示す。この結果から見ると、洗掘による河床低下を懸念される区間は1.0km~2.0kmの間であって、上下流の河床高から見ると、この区間はもともと河床が高かったために洗掘されており、あまり問題とならない。

[2] 浮遊砂による河床変動

(A) 計算式

水位計算には同じく不等流の一般式を用い、浮遊砂量公式としては斐伊川の観測値による Lane-Kalinske 型公式を用いた。すなわち、

$$Q_s = Q C_B P \times 10^{-6} \\ C_B = 0.0143 \left(\frac{1}{2} \frac{u_*}{w_0} \right)^{2.30} \cdot \Delta F \} \dots \dots \dots (4)$$

ここに Q_s : 浮遊砂量, Q : 流量, $P = \frac{w_0}{u_*}$, および

$n/h^{1/6}$ の函数,

C_B : 流路床における濃度 (P.P.m),

ΔF : 沈降速度 w_0 の粒子が移動層の中で占める割合である。

河床高の変化は

$$\Delta Z = 0 \quad (Q_s < Q_{s \max} \text{ のとき})$$

$$\Delta Z = \frac{(Q_s - Q_{s \max})}{B \cdot \Delta x (1 - \lambda)} \cdot \Delta t \quad (Q_s > Q_{s \max} \text{ のとき}) \} \dots (5)$$

$$Z_{t+1} = Z_t - \Delta Z$$

ここに, ΔZ : 河床低下量 (m), Z : 河床高 (T.P.m)

$Q_{s \max}$: その断面より上流断面での Q_s の最大値

B : 河床幅 (m), λ : 粒子の空隙率 (≈ 0.4)

による。沈降による堆積は考えていない。また, ΔF の変化としては, ΔZ の河床低下が生ずると、それだけシルト (粒径 0.011cm 以下の粒子) が失われ移動層中の粒度が粗くなると考え次式により求めることとした。

$$\Delta F_{t+1} = \Delta F_t - \frac{\Delta Z}{\delta} \left\{ 1 - dF(Z) \right\} \dots \dots \dots (6)$$

ここに, $dF(Z)$: 厚さ δ の移動層のすぐ下層 ΔZ 内におけるシルト率 (シルトの占める割合で、深さにより

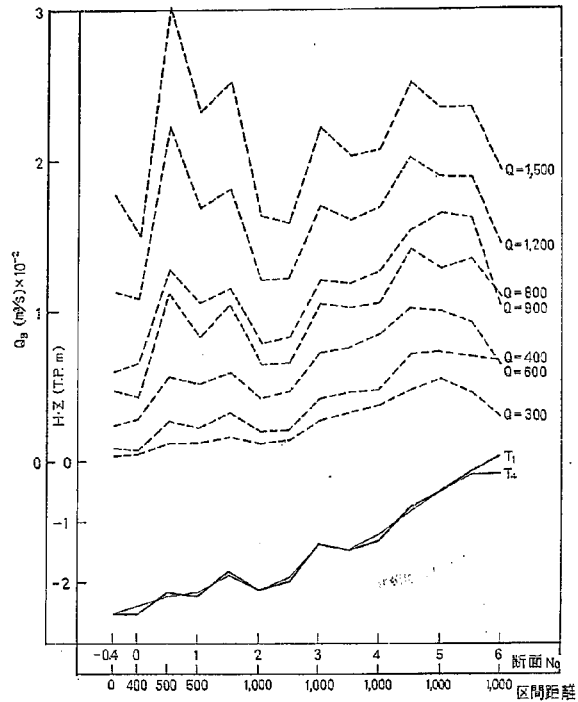


図-46

階段的に変化する)。

δ : 移動層の厚さで常に一定と考える。

(B) 計算条件

区間距離, 初期河床高, 移動床幅を表-7に, 移動層のソルト率を表-8に示す。

計算ケースとしては

- ① $\delta = 0.5\text{m}$ の場合, 上流からの流入砂量なし
 - ② $\delta = 0.10\text{m}$ の場合, 上流からの流入砂量なし
- の2ケースを考え, またハイドログラフは標準出水を考えて表-9に示すような形とした。各流量の継続時間は3時間で, 計算時間も $\Delta t = 3$ 時間である。

河口水位は図-43のものを用い, 粗度係数は0.030である。粒子の沈降速度は, 代表粒径 $d = 0.0055\text{cm}$ に対して $W_0 = 0.272\text{cm/s}$ を用いた。

(C) 計算結果

ケース①の場合は, 浮流砂による河床洗掘はほとんどみられず4.0km地点で7mm, 4.5km地点で8mmの低下量であり, その他の地点では全く変動していない。これは, 全区間を通じて4.5km地点の浮流砂量が最大であり, それより下流では掃流力以上の土砂が浮遊されてい

るために河床洗掘が生じないためである。

ケース②の場合も全く同様の結果となり, 移動層厚を変化させてもこの程度の洗掘ではその影響は表われない。

V 結 論

以上の検討の結果を要約すれば次の如くである。

[1] 水理計算による検討

- (1) 本川現状断面では $Q_1 = 2,300\text{m}^3/\text{s}$ の流下能力はない。
- (2) 狭窄部30m引堤+ショートカットを行っても, 9.0k付近で水位は, 約0.35m計画高水位を越える。この場合の流下能力は $Q_1 = 2,070\text{m}^3/\text{s}$ である。
- (3) 8.0~9.4k区間の堤防を0.5~0.7mかさ上げが可能であれば, 計画高流量は流下する。
- (4) 狭窄部引堤, ショートカット, 高水敷カット等を単独に行っても効果はない。30m引堤+ショートカットが効果を認められた。
- (5) 放水路はA案で, $Q_2 = 1,500\text{m}^3/\text{s}$, B案で $Q_2 = 1,800\text{m}^3/\text{s}$ の流下能力がある。
- (6) 放水路3.0kより上流を1.0m掘削しても効果は少

い。

(7) 分流せきは、① $B=100\text{m}$, $H_d=T.P.+4.48\text{m}$, $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$ で、 $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ を、② $B=110\text{m}$, $H_d=T.P.+4.285\text{m}$, $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ で、 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ を分流する。

(8) 分流開始流量は $Q_0=610\sim 650\text{m}^3/\text{s}$ で、行明地先の条件を満足している。

〔Ⅱ〕実験による検討

i) 原案に対して ($B=100\text{m}$, $H_d=T.P.+4.48\text{m}$, $Q_0=3,800\text{m}^3/\text{s}$)

(1) 水位はH.W.L.を越さない。

(2) 分流量は若干不足であるが、おおよそ計画 $Q_2=1,500\text{m}^3/\text{s}$ を満足している。

(3) 水叩き長は30~40m必要と考えられる。

(4) 分流点すぐ上流の霞堤の計画締切り法線の影響はなかった。

(5) $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$ で、 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ は分流しない。

ii) 改良案に対して

- ① $B=100\text{m}$, $H_d=T.P.+4.60$, $Q_0=4,100\text{m}^3/\text{s}$
- ② $B_1=B_2=31\text{m}$, $B_3=30\text{m}$, $H_{d1}=T.P.+4.60\text{m}$
 $H_{d2}=T.P.+150\text{m}$
- ③ $B_1=B_2=B_3=29\text{m}$, $H_{d1}=T.P.+4.60\text{m}$, $H_{d2}=T.P.+0.50\text{m}$

(1) 流砂流入率は実験〔Ⅳ—(3)〕の場合最もよい結果を得た。固定せきの場合は殆ど流砂は流入しない。

流入率は約44%である。

(2) 分流量は、計画高水流量 $Q_2=1,800\text{m}^3/\text{s}$ に対して±3.0%の差があるが、殆ど計画を満足していると考えられる。

可動せきを全閉した場合、 $Q_2=1,500\sim 1,600\text{m}^3/\text{s}$ を分流する。

(3) 本川下流端条件は現状断面の水位を採っているのに、引堤、ショートカット等を考慮した場合には、分流量は変化する。

(4) 分流開始流量は $Q_0=510\text{m}^3/\text{s}$ であった。

(5) 水位は分流したために12.0~12.6k間の水面こう配が大きくなった。12.0k断面は、流積が小さく狭窄部

のような作用をし、流速もかなり大きくなるので、河床変動を起しやすくなっている。

(6) 本川水位は、大体H.W.L.の範囲内におさまっているとみられる。

(7) 放水路水位は、分流量の大きい実験〔Ⅳ—(1)〕を除き、ほぼH.W.L.に一致していると考えられる。

(8) 改良案は、総合的には実験〔Ⅳ—(3)〕の場合が適当であると思われる。

(9) 水叩き長は、最少30m、できれば50m位が望ましい。その下流でも100m地点までは流速も大きく、射流も生ずるので、水叩きに準ずる河床保護を要する。

(10) せき上流側においても最少6.0mの河床保護工を必要とする。

(11) 11.8k付近では規制された低水路に沿って流れずに、現状の低水路を流れようとする流況があり、また低水路法面の付近では3.0~5.0m/sの流速があらわれるので、低水路維持のための法面維持には充分な考慮が必要である。低水路法線についても、実験では12.4kから強制しているが、もっと上流からの方が望ましい。

(12) 分流点から放水路への局所的な高流速は2.5~3.5m/sとなり、実験〔Ⅳ〕の場合に比して約1.0m/s、小さくなった。

(13) 霞堤の締切り法線は、総体計画線より約50m、流心に近づけてもよい。

〔Ⅲ〕計算による検討

(1) 掃流砂による放水路の河床変動を計算により求めたところ1.0km~2.0kmの間では洗掘を生じ、3回連続の出水後(約40日間)では25cm低下する。しかしこの区間は、もともと河床が高かった所で、全体を通して見ると河床の凹凸がなくなって平滑化され、特に危険な区間は見られない。

(2) 浮流砂による放水路の河床変動は、浮流砂量が少なく、ほとんど河床に変動を生じない。しかし、浮流砂量にLane-Kalinske公式を用いれば2km~4km間でかなりの河床洗掘が生ずると予想される。現在のところ流砂量公式に問題があり、定量的に結論を下すことは困難である。

越流型余水吐の水理機能に関する研究 (2)

—標準型越流頂の流量係数ならびにそれに
及ぼす橋脚および橋台の影響について—

(昭和41年7月)

石 井 文 雄*
藤 本 成**

要 旨

本文は、さきに研究(1)で示したように越流頂の水理機能が理論的に取扱えることから、この理論に基づいた実用流量公式について考えたものであって、ここでは越流頂の実用的な流量係数の一般形を導くとともに標準型越流頂の流量係数の表示式に検討を加えたものである。

さらに、このような一般水路中に設置された越流頂の流量係数を実際のダム越流型余水吐に適用する場合には橋脚および橋台の影響を考慮しなければならないことから、この影響を加味した補正の方法について考察を加えたものであって、ここでは橋脚、橋台の影響の度合いを実際の標準型越流頂の水理模型実験資料より求め、これらと余水吐形状ならびに水理条件との関係について検討し、この結果を簡単な実験式にまとめて実際の標準型越流頂の流量推定法を求めている。

目 次

1. 序 論	(1)
2. 流量係数の一般式の誘導	(3)
3. 標準型越流頂の流量係数	(8)
4. 流量係数に及ぼす橋脚、橋台の影響について	(11)
5. 推定式の適用性について	(20)
6. 結 論	(23)

1. 序 論

著者らはさきに発表した研究(1)** において越流頂付近の流れの理論的解析の方法を示し、この理論の適用性について標準型越流頂の実験結果を用いて検討を加えた。

著者らがそこで用いた解析の方法は従来より数多くの人人によって検討されてきた曲率ある底面上の流れの解析に用いられたものと同様であり、これに解析過程を考慮したある程度の補正の方法について検討を加えたにすぎない。

いま、この越流頂付近の流れの理論的解析の結果得られた越流水頭 H_0 と単位幅当りの越流量 q の関係は支配断面(堤頂)における流れの水深に対応した量である h_{*0} と底面曲率半径 R_0 の関数としてそれぞれ次のように表わされた。

$$q = (R+h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)$$

$$\times \sqrt{\frac{g(R+h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}{1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}} \quad \cdots \cdots (1)$$

および

$$H_0 = \frac{(R+h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}{2 \left\{ 1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right) \right\}} + h \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、越流水頭 H_0 は支配断面(堤頂)を基準面とする全水頭であり、 g は重力加速度である。なお、(1)および(2)式においては研究(1)で示した h_{*0} を h に R_0 を R にそれぞれ添字を省いて示してある。また、これ以下も同様な表現を用いている。

すなわち、越流水頭 H_0 と越流量 q とは(1)および(2)式に示すようにそれぞれ h および R の関数として表わされる。

しかし、(1)および(2)式からは q と H_0 の関係を直接導くことができない。

さらに、一般に越流頂では堤頂で底面曲率半径が不連

* ダム部長

** ダム部ダム水理研究室研究員

*** 研究(1)—越流型余水吐の水理機能に関する研究(1) 土研報告 第127号 (昭和41年3月)

線に変化する例が多く、特に標準型越流頂の場合には堤頂上流側は複合円弧で形成され下流面は1.80次あるいは1.85次の曲線で形成されているため堤頂においては底面曲率半径は確定しない。よって実際には(1)および(2)式は数値計算によっても解くことができないわけである。

そこで著者らはまず(1)および(2)式の適用性について Randolph の標準型越流頂に関する水理模型実験結果を用いて検討してみた。この場合、解析においては越流頂の底面を2次放物線に近似できうるものとして取扱ひ、堤頂の底面曲率半径は水理実験結果より推定することにした。この結果、下流面の縦断形状が1.80次の曲線である Randolph の越流頂の流速分布測定資料より推定された底面曲率半径は越流水頭に関係なくある一定した値を示しており、推定曲率半径は設計水頭 H_d に対して $0.9173H_d$ と表わされた。また、この底面曲率半径を用いば標準型越流頂付近の流れを理論的に取扱うことができ、かつ越流水頭 H_0 と越流量 q の関係も(1)および(2)式を用いてほぼ完全に表わしうることが明らかになった。さらに、ここに求められた底面曲率半径を与えたる2次放物線は、Randolph の下流面曲線と非常に類似した曲線であることも明らかになり、これよりいかなる越流面曲線であってもそれを適切な方法を用いて2次放物線に近似できれば、それより得られる堤頂の底面曲率半径を用いてその水理機能を理論的に取扱えるのではないかと考えられた。

そこで、研究(2)においては越流頂の実用的な流量公式の表示方法についてとりあげ、これについて検討を加えるとともに理論的關係に立脚した流量公式について考えてみた。

まず、越流頂の流量公式としては研究(1)でも示したように次式を基本式とする。

$$q = CH_0^{3/2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、流量係数 C は理論的には(1)および(2)式より次の2式で表わされる。

$$2(H_0 - h) \left\{ 1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right) \right\} \\ = (R + h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right) \quad \dots\dots\dots (4)$$

の条件において、流量係数 C は

$$C = \sqrt{2g} \left(1 - \frac{h}{H_0} \right)^{3/2} \left(\frac{R + h}{H_0} \right) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

と表わされる。いま、この(4)および(5)式より所定の越流水頭 H_0 に対して流量係数 C を求めようとする場合、実際には h の項が消去でき R さえ既知であれば数

値計算より求めることができる。ここに、標準型越流頂の場合には底面曲率半径が設計水頭 H_d に対して $R = mH_d$ (ここに、 m :一定)と表わされることから、流量係数 C は越流水頭 H_0 と設計水頭 H_d の関数となって表わされることがわかる。

研究(1)では、標準型越流頂の場合について(4)および(5)式を $R = 0.9173H_d$ として数値計算し、従来の実験結果と比較したところ H_0/H_d の小さいところおよび $H_0/H_d > 1$ の範囲を除き非常に一致を示し、(4)および(5)式ならびに実験推定値 R によって表わされる理論曲線は、従来の実験曲線を代表する曲線と考えられることが明らかになった。よって、流量係数の理論式は(4)および(5)式によって表わされるものと考えられるが、実際上これらの式から h を消去して流量係数 C と R および H_0 の関数が得られないため実用的な流量公式としては非常に不便であり、(4)および(5)式を満たす簡単な実用公式が必要であろうと思われる。

このような考え方を基本とした流量公式としては、わが国の水理公式集に採用されている岩崎公式¹⁾がある。この公式は(1)および(2)式あるいは(4)および(5)式を基本式として大胆な仮定のもとに流量係数 C の式に含まれる H_0/H_d の項に対する関数形を求め従来の実験曲線と一致するようにその係数を定めたものであり、現在かなり有利に用いられている。しかし、著者は(4)および(5)式において式に含まれる底面曲率半径に適切な値を用いば実験値と理論値とがほぼ完全に一致すること、および岩崎の流量公式あるいは従来の実験結果においてもみられるように、 H_0/H_d の小さい範囲での流量係数の不確かさをなくすため、(4)および(5)式によって示される流量係数の関数形について検討し、これらの式を適切な近似方法を用いて数学的に変形し、実用的な流量公式にまとめることにした。

なお、研究(1)ならびにここで論議していることは、すべて橋脚および橋台のない越流頂の水理機能であって、このような一様水路中に設置された越流頂の流量係数を実際のダムの越流型余水吐にそのまま適用できるものではない。実際の越流型余水吐に適用するにあたっては、橋脚あるいは橋台の流量係数に及ぼす効果を算定できるようにすることが流量係数に対する論議と同様に重要になってくる。現在、これらの橋脚、橋台の流量係数に及ぼす効果については、ダムの場合には理論的にはまったく検討されておらず、さらに、これに関する実験的な検討も断片的にしかなされていない。これは、橋脚あるいは橋台の影響については、その機構が非常に複雑であるために、それらの流量係数に及ぼす効果を橋脚あるいは橋台の形状要素と容易に結びつけることができないために他ならない。

よって、現状では流量係数に及ぼす橋脚あるいは橋台の効果に対する正確な論議は種類の形状の余水吐の水理模型実験あるいは実測資料に基づいて行なうことが必要である。

堤頂に橋脚あるいは橋台があり、越流幅がそれらによって限定される場合には、従来より次のような流量公式が用いられてきた。

すなわち、

$$Q = C L_{sr} H_0^{3/2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$L_{sr} = n L_s - K N H_0 \quad \dots\dots\dots (7)$$

であり、ここに、 Q は全流量、 C は橋脚、橋台のない状態での流量係数、 L_s は1径間幅、 n は径間数、 K はFrancisの与えた収縮係数であって、 N は側収縮の数(1径間について $N=2$ と定義されている)である。また、 L_{sr} は有効越流幅と定義されたものであって、考え方として橋脚橋台のある場合の流量に及ぼす影響は流量係数に見込まず、越流幅が縮流の影響により減少するものとしているわけである。

そして、橋脚あるいは橋台の及ぼす効果は主として収縮係数 K の形で論議され、この性状と余水吐の形状との関連性について種種検討されてきた。

しかし、この収縮係数について再検討してみると、この値を求める基礎となった越流頂の流量係数に支配される度合いが大きく、この両者を統一して論じることが必要であろうと思われる。

そこで、著者は従来の多くの収縮係数に関する研究成果を考慮するとともに、ダム水理研究室が行なった数多くの越流頂の水理模型実験結果ならびに他の同様な実験結果を収集し、それをここで検討した流量公式によって処理して、橋脚、橋台の効果を算定し、余水吐の形状との関連性について検討することにした。

以下、ここでは、まず橋脚、橋台のない場合の流量係数について、理論的關係に立脚した実用公式を示すとともに、橋脚、橋台の流量係数に及ぼす効果について若干の検討を行ない、流量係数の一推定法について示すつもりである。

2. 流量係数の一般式の誘導

流量公式の理論解は(3)、(4)および(5)式に示される関数関係で表わされる。いま、これらの諸式を基にして数学的に近似を行なって実用的な流量公式の一般形を求めるにあたり、まず、現在わが国の水理公式集に採用されている岩崎の流量公式についてその誘導の過程を考えてみる。

この場合、岩崎の用いた基本式は(1)および(2)式に示される理論式とは異なり、さらに一般的な場合を想定したものであって、著者の考えるような支配断面を堤頂

に固定したものと多少その意図は異なるけれども、実際の誘導過程にみられる諸式の変形は、(1)および(2)式から直接変形していくのとまったく同様であるので、ここでは(1)および(2)式を基本式として、岩崎の誘導過程を示してみる。

岩崎はまず(2)式を次のように変形した。

$$\frac{H_0}{R} = \frac{1 + \frac{1}{2} \left(3 + \frac{R}{h} \right) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}{1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)} \cdot \frac{h}{R} \quad \dots\dots\dots (8)$$

いま、この(8)式中の右辺の h/R 以外の項を $f(h/R)$ とおけば、(8)式は

$$\frac{H_0}{R} = f \left(\frac{h}{R} \right) \cdot \frac{h}{R} \quad \dots\dots\dots (9)$$

と表わされ、ここに $f(h/R)$ は、

$$f \left(\frac{h}{R} \right) = \frac{1 + \frac{1}{2} \left(3 + \frac{R}{h} \right) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}{1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)} \quad \dots\dots\dots (10)$$

である。いま、実際に(10)式に示される $f(h/R)$ について、実用上 h/R が取りえる範囲である0より1.0までの間で、その値を数値計算により求めてみると、 $f(h/R)$ の値は表-1に示すように1.5から1.4程度まで変化するにすぎない。

表-1 h/R と $f(h/R)$ の関係

h/R	H_0/R	$f(h/R)$
0	0	1.5000
0.1	0.1478	1.4786
0.2	0.2925	1.4627
0.3	0.4351	1.4502
0.4	0.5762	1.4406
0.5	0.7164	1.4327
0.6	0.8558	1.4263
0.7	0.9947	1.4210
0.8	1.1332	1.4164
0.9	1.2714	1.4127
1.0	1.4094	1.4094

そこで、岩崎は表-1に示されるように、 $f(h/R)$ が h/R の実用上考えられる範囲でその変動量が非常に小さくほぼ一定値に近いことに着目して、次のような仮定を行なっている。すなわち、 $f(h/R)$ の項は一定値とみなしえとの仮定であって、その値は岩崎によれば $0 \leq h/R \leq 1.0$ の範囲で誤差が最小になるような条件より求めたところ

$$f \left(\frac{h}{R} \right) = p = 1.440 \quad \dots\dots\dots (11)$$

と近似された。そこで、(8)式に代入すれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{H_0}{R} &= p \frac{h}{R} \\ \text{すなわち} \quad \frac{h}{R} &= \frac{H_0}{pR} = A \frac{H_0}{H_d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

と変形できるわけである。ここに、 H_d は設計水頭であって、ここでは $A = H_d/pR$ と置換している。

また、(10)式が一定値 p に近似できることより、 $\log(1+h/R)$ は逆算すれば次のように近似していることがわかる。

$$\log\left(1 + \frac{h}{R}\right) = \frac{2 \frac{h}{R} (p-1)}{1 + 3 \frac{h}{R} - 2p \frac{h}{R}} \dots\dots\dots (13)$$

そこで、(12)および(13)式の関係を(5)式に代入して整理すれば、流量係数 C として次式が得られるであろう。

$$C = \sqrt{2g} \left(\frac{p-1}{p} \right)^{3/2} \frac{1 + A \frac{H_0}{H_d}}{1 + (3-2p) A \frac{H_0}{H_d}} \dots\dots\dots (14)$$

(14)式に対して岩崎はこの式が理論的關係をかなり忠実に近似しているものと考えたとともに、さらに流量係数に対する H_0/H_d 影響の仕方、すなわち流量係数式における H_0/H_d の関数形は(14)式と同等な関数により表示しうるものと仮定して、(14)式の常数項を整理し次のような一般化した関数形を与えている。

すなわち、

$$C = a \frac{1 + A \frac{H_0}{H_d}}{1 + B \frac{H_0}{H_d}} \dots\dots\dots (15)$$

であって、係数 a 、 A および B は(14)式と比較すればいずれも常数項であることがわかる。

岩崎は、この係数 a 、 A および B について従来の実験結果が(15)式に表わされるような関数形を有しているものと考えて検討したところ、まず、 B と A との比率がほぼ0.5になることが認められた。そこで、さらに $B = 0.5A$ において(15)式を簡略化し、再び係数 a および A について検討を加えた結果、 $a = 1.60$ としておけば十分な精度が保てるとの結論を与えている。

すなわち、岩崎の越流頂の流量公式は

$$C = 1.60 \frac{1 + A \frac{H_0}{H_d}}{1 + 0.5A \frac{H_0}{H_d}} \dots\dots\dots (16)$$

と表わされる。ここに、常数 A は $H_0 = H_d$ のときの流量係数 C_d を与えて求めるものとした。

なお、岩崎が係数 a 、 A および B を検討するにあたり用いた資料は著者が研究(1)で理論曲線の適用性の検討に用いた Davis, Creager および WES の資料と岩崎自身の実験値であり、とくに WES の実験資料とよく

一致するようである。また、この流量公式は(16)式に示されるように設計水頭を考慮した形であって、標準型越流頂に対する公式であると考えられる。

以上が岩崎の越流頂の流量公式の誘導過程であり、彼の論文²⁾により抜粋したものである。

なお、この(16)式に示される流量係数の表示式は、その係数が従来の実験結果とよく一致するように定められていることから、理論的關係に立脚しているけれども、むしろ実験公式としての性格が強いように考えられる。

実際に(16)式に示される流量係数は実験的傾向をそのまま反映しており、とくに $H_0/H_d \rightarrow 0$ 付近では模型上の流れに粘性の影響が現われてきて、その原型への適用性が著しく低下する性質があることから、この範囲での資料は十分であるとは考えられず、この点に問題があるものと思われる。すなわち、(16)式では $H_0/H_d \rightarrow 0$ になれば流量係数は1.60に収束するが、理論的には平行流の条件で計算できるように流量係数は1.704であって1.60は明らかに過小であろうと思われ、流量公式では当然理論値の下限を満たすべきものと思われるからである。

そこで、著者は標準型越流頂の場合において、実験的に求めた堤頂底面曲率半径を用いて計算した理論曲線が実際に従来の実験曲線とかなり良好な一致を示したこと、およびここで推定された堤頂底面曲率半径が標準型越流頂の形状より類推することが可能な値であって、堤頂底面そのものの曲率半径と考えることが可能である点より越流頂の流量公式はさきの理論式(1)および(2)式で表わされるものと考え、この理論式を忠実に近似変形して、実験係数を含まない実用流量公式の一般形を誘導してみた。

そのために、まず(1)および(2)式に示される関数関係について再検討してみる。

いま、越流量 q と h および R との関係を示す(1)式と越流水頭 H_0 と h および R との関係を示す(2)式との間の関係式を得るために、両式をそれぞれ H_0 について微分してみた。

すなわち、(1)式を H_0 について微分し変形すれば次式が得られるであろう。

$$\begin{aligned} \frac{1}{q} \frac{dq}{dH_0} &= \frac{3\left\{1 + \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)\right\}^2 - \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)}{2(R+h)\log\left(1 + \frac{h}{R}\right)\left\{1 + \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)\right\}} \\ &\times \frac{dh}{dH_0} \dots\dots\dots (17) \end{aligned}$$

同様に、(2)式を H_0 について微分し変形すれば、

$$\frac{dh}{dH_0} = \frac{2\left(1 + \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)\right)^2}{3\left(1 + \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)\right)^2 - \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)} \quad (18)$$

となる。この(17)および(18)式から dh/dH_0 の項を消去すれば

$$\frac{1}{q} \frac{dq}{dH_0} = \frac{1 + \log\left(1 + \frac{h}{R}\right)}{(R+h)\log\left(1 + \frac{h}{R}\right)} \quad (19)$$

が得られるであろう。この(19)式をさきの(2)式と比較すれば、(19)式は次のような簡単な形に変形できることがわかる。

$$\frac{1}{q} \frac{dq}{dH_0} = \frac{1}{2(H_0-h)} \quad (20)$$

一方、(3)式より dq/dH_0 は

$$\frac{1}{q} \frac{dq}{dH_0} = \frac{3}{2H_0} + \frac{1}{C} \frac{dC}{dH_0} \quad (21)$$

と表わされるから、この(20)および(21)式より、 dq/dH_0 の項を消去し整理すれば流量係数 C に対して次式が得られるであろう。

$$\begin{aligned} \frac{1}{C} \frac{dC}{dH_0} &= \frac{1}{2(H_0-h)} - \frac{3}{2H_0} \\ &= \frac{3h-2H_0}{2H_0(H_0-h)} \quad (22) \end{aligned}$$

すなわち、(4)および(5)式によって示される流量係数の理論値は(22)式を積分することにより得られるわけである。しかし、(22)式の右辺は H_0 と h の関数であって、このままでは積分することができない。

いま、(22)式について直接積分しようとする場合には h と H_0 の関係が必要になる。しかるに、 h/H_0 は岩崎の検討した(10)式に示す $f(h/R)$ の逆数に他ならないから、岩崎と同様な近似が許されるものとするれば(11)式に示されるように $h/H_0 = 1/p$ (一定) とおくことができる。よって、このような仮定が許されるものとするとき、(22)式の右辺は H_0 のみの関数となり、容易に積分できることになる。

すなわち、

$$\frac{1}{C} \frac{dC}{dH_0} = \frac{3-2p}{2(p-1)H_0} \quad (23)$$

と変形できるから、設計水頭時の流量係数が C_a となるように積分して積分定数を定めれば次式が得られるであろう。

$$C = C_a \left(\frac{H_0}{H_a} \right)^{\frac{3-2p}{2(p-1)}} \quad (24)$$

すなわち、(24)式に示される指数関数型の流量係数も岩崎の仮定を用いることにより理論式から直接導くことができるわけである。実際に(24)式の H_0/H_a の指数につ

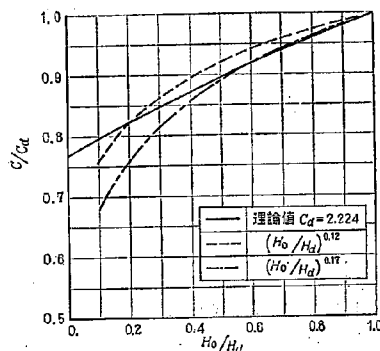


図-1 指数関数型流量係数と理論曲線との比較

いて理論上とりえる範囲を求めてみると0.12~0.17程度の値となり、この範囲の値であれば図-1に示すように H_0/H_a の小さいところを除き理論値を十分近似させることがわかる。

このような指数関数型の流量係数は、従来より実験公式としてかなり提案されているものであって、Brudenell²⁾あるいは村、荒木の流量係数式⁴⁾などがこの分野にはいるものである。

たとえば、Brudenellの式を m-sec 単位に換算すれば

$$C = 2.192 \left(\frac{H_0}{H_a} \right)^{0.12}$$

であり、村、荒木の実験式は

$$C = 2.244 \left(\frac{H_0}{H_a} \right)^{0.1379}$$

と表わされている。これより(24)式に示される p の値を求めてみると Brudenell では $p=1.446$ としていることであり、村、荒木では $p=1.439$ としていることであって、岩崎が $0 \leq h/R \leq 1.0$ の範囲で最小2乗法により求めた p の値 $p=1.440$ とほぼ一致し、(24)式の指数関数型の流量係数も同様に成立することを示すものと考えられる。

しかし、このような指数関数型の流量係数は $H_0=0$ において $C_0=0$ となってしまう、 $H_0/H_a \rightarrow 0$ 付近の急激な誤差の増大が避けたいばかりでなく、式形そのものは非常に簡単な関数であるが指数計算の複雑さがあり、実用的な公式としてはかなり不利な面が多い。

そこで著者は理論式を処理する場合、取扱い上の複雑さが $\log(1+h/R)$ の項に帰因する点が多いことに着目し、まずこの項を有理関数に置換してみた。

いま、 $\log(1+h/R)$ は、

$$\log\left(1 + \frac{h}{R}\right) = \log\left(1 + \frac{h}{2R+h}\right)$$

$$-\log\left(1-\frac{h}{2R+h}\right) \cdots \cdots (25)$$

と変形できるから、この変形した形に対して Taylor 展開を行えば次式が得られるであろう。

$$\log\left(1+\frac{h}{R}\right)=2\left\{\frac{h}{2R+h}+\frac{1}{3}\left(\frac{h}{2R+h}\right)^3+\cdots\right. \\ \left.+\frac{1}{2r+1}\left(\frac{h}{2R+h}\right)^{2r+1}+\cdots\right\} \cdots \cdots (26)$$

いま、(26)式において h/R の適用範囲を $0 \leq h/R \leq 1.0$ に限定すれば、この範囲では $h/2R+h$ は $0 \leq h/2R+h \leq 1/3$ であるから $h/2R+h$ の 3 乗以上の各項の値は第 1 項に比して非常に小さくなることがわかる。

よって、 $\log(1+h/R)$ はこの適用範囲に対して次式で近似できるであろう。

$$\log\left(1+\frac{h}{R}\right)=\frac{2h}{2R+h}+\epsilon_1 \cdots \cdots (27)$$

ここに、 $\epsilon_1 (r=1, 2, \cdots)$ は理論値に対する残差を表わしている。

いま、 $\log(1+h/R)$ を (27) 式に示すような有理関数で近似することにして、理論式 (2) の中に含まれる $\log(1+h/R)$ の項を置換してみると (2) 式は次のような関数に変形できる。

$$\frac{H_0}{R}=\frac{3R+4h}{2R+3h} \cdot \frac{h}{R}+\epsilon_2 \cdots \cdots (28)$$

この (28) 式を h/R について解けば、

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{R} &= \frac{3}{8} \left\{ \frac{H_0}{R} - 1 + \left(\frac{H_0}{R} + 1 \right) \right. \\ &\quad \times \sqrt{1 - \frac{4}{9} \frac{H_0 R}{(H_0 + R)^2}} \left. \right\} + \epsilon_3 \\ &= \frac{9H_0 + 8R}{12(H_0 + R)} \cdot \frac{H_0}{R} + \epsilon_4 \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (29)$$

となるであろう。すなわち、(29) 式の第 2 式に示すように h/R は H_0/R のみの有理関数として近似的に導くことができた。そこで (29) 式を h/H_0 の形に変換すれば、 h/H_0 は H_0 の関数としてさきの岩崎の用いた (10) 式に示す $f(h/R)$ の逆数に対応する次式を導くことができる。

$$\frac{h}{H_0} = \frac{9H_0 + 8R}{12(H_0 + R)} + \epsilon_5 \cdots \cdots (30)$$

この (30) 式をさきに理論式 (1) および (2) 式より導いた流量係数 C に関する微分方程式 (22) 式に代入すると、

$$\frac{1}{C} \frac{dC}{dH_0} = \frac{3h-2H_0}{2H_0(H_0-h)} \\ = \frac{3}{2(3H_0+4R)} + \epsilon_6 \cdots \cdots (31)$$

となり、さらに (31) 式を積分して積分定数を C_1 とおけば流量係数 C は次のように求めることができる。

$$C = C_1 e^{\int \epsilon_6 dH_0} \left(2H_0 + \frac{8}{3}R \right)^{1/2} \cdots \cdots (32)$$

ここで、 ϵ_6 について考えてみると、 ϵ_6 は積分の形すなわち残差の累加した形で導入されるから、この大きさについて検討してみる必要がある。いま、 ϵ_6 の次元を考慮して、 $\epsilon_6 = h/R$ と表わせば $0 < H_0/R \leq 1.4$ の範囲でこの h の値は $H_0/R=0$ の近傍を除き表-2に示すように $k = -0.035 \sim -0.025$ の値を示しており、その変動範囲は非常に狭いことがわかる。

表-2 H_0/R と残差 ϵ_6 の関係

H_0/R	理論値	$Eq(31)$	$-k = -\epsilon_6 \cdot R$
	$\frac{R}{C} \frac{dC}{dH_0}$	$\frac{R}{C} \frac{dC}{dH_0}$	
0		0.3750	
0.1478	0.3025	0.3376	0.035
0.2925	0.2756	0.3075	0.031
0.4351	0.2542	0.2827	0.028
0.5762	0.2340	0.2618	0.027
0.7164	0.2171	0.2439	0.026
0.8558	0.2020	0.2284	0.026
0.9947	0.1886	0.2148	0.026
1.1332	0.1772	0.2027	0.025
1.2714	0.1664	0.1920	0.025
1.4094	0.1570	0.1823	0.025

そこで、いま ϵ_6 を k_c/R (ここに添字 c は一定値であることを示す) と近似できるものと仮定すれば、(32) 式中の ϵ_6 の含まれた項は次のように展開できるであろう。

$$e^{\int \epsilon_6 dH_0} = e^{\int \frac{k_c}{R} dH_0} \\ = e^{C_2} e^{\frac{k_c H_0}{R}} \\ = e^{C_2} \left(1 + k_c \frac{H_0}{R} + \cdots \right) \cdots \cdots (33)$$

ここに、 C_2 は積分定数を示している。この (33) 式を (32) 式に代入すれば、(32) 式は

$$C = C_1 e^{C_2} \left(1 + k_c \frac{H_0}{R} + \cdots \right) \left(2H_0 + \frac{8}{3}R \right)^{1/2} \cdots \cdots (34)$$

と求められる。いま、越流水頭 $H_0 \rightarrow 0$ において流量係数 C が C_0 となるように積分定数を求めれば、積分定数 $C_1 e^{C_2}$ は、

$$C_1 e^{C_2} = C_0 / \left(\frac{8}{3}R \right)^{1/2}$$

と求められるから、流量係数 C は、

$$C = C_0 \left(1 + k_c \frac{H_0}{R} + \cdots \right) \left(1 + \frac{3}{4} \frac{H_0}{R} \right)^{1/2}$$

$$= C_0 \left\{ 1 + \left(\frac{3}{4} + 2k_c + \frac{3}{2} k_c \frac{H_0}{R} + \dots \right) \frac{H_0}{R} \right\}^{1/2} \dots (35)$$

と表わすことができる。この(35)式は k を一定値であると仮定して導いたもので、実際には k の変動範囲は非常に狭まなければならない一定値ではなく、 H_0/R の関数として与えられるわけであって、(35)式を正確に計算したとしても、ある程度の誤差の発生は避けがたい。

そこで、(35)式の第2式の()中の H_0/R の係数を一定値で置換して表示式をさらに簡略化することにして、そうした場合の誤差について検討してみる。この場合、()中の H_0/R 係数の選定方法はいろいろ考えられるが、ここでは $H_0=R$ のときの k_{en} を用いて係数を一定化するものとするれば、流量係数は C は

$$C = C_0 \left\{ 1 + \left(\frac{3}{4} + \frac{7}{2} k_{en} \right) \frac{H_0}{R} \right\}^{1/2} \dots (36)$$

と表わされる。

いま、このように流量係数を表した場合の誤差 E_1 は、

$$E_1 = \frac{C_{F1} - C_{F2}}{C_{F1}} \dots (37)$$

と表わされる。ここに、 C_{F1} は(35)式に示される流量係数であり、 k_c としては(36)式に用いたと同様な k_{en} を用いることとし、 C_{F2} は(36)式に示す流量係数である。いま(37)式に(35)式の近似式および(36)式を代入すれば、 E_1 は

$$E_1 = 1 - \frac{\left\{ 1 + \left(\frac{3}{4} + \frac{7}{2} k_{en} \right) \frac{H_0}{R} \right\}^{1/2}}{\left(1 + k_{en} \frac{H_0}{R} \right) \left(1 + \frac{3}{4} \frac{H_0}{R} \right)^{1/2}} \dots (38)$$

と表わされるから、誤差 E_1 の変化率は

$$\begin{aligned} (1-E_1) \frac{dE}{d(H_0/R)} &= \left[\left\{ \frac{3}{2} \left(\frac{3}{4} + \frac{7}{2} k_{en} \right) \left(\frac{H_0}{R} \right)^2 \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \left(3 + \frac{7}{2} k_{en} \right) \frac{H_0}{R} - \frac{3}{2} \right\} k_{en} \right] \\ &\quad / \left[2 \left(1 + k_{en} \frac{H_0}{R} \right)^3 \left(1 + \frac{3}{4} \frac{H_0}{R} \right)^2 \right] \dots (39) \end{aligned}$$

となる。ここに k_{en} は表-2に示すように $k_{en} = -0.026$ であるから、誤差 E_1 の最大値は次のようになる。

$$\begin{aligned} \left[\frac{H_0}{R} \right] E_1 = E_{1\max} &= \frac{1}{3 \left(\frac{3}{4} + \frac{7}{2} k_{en} \right)} \\ &\times \left\{ \sqrt{\left(3 + \frac{7}{2} k_{en} \right)^2 + 9 \left(\frac{3}{4} + \frac{7}{2} k_{en} \right)} \right. \\ &\quad \left. - \left(3 + \frac{7}{2} k_{en} \right) \right\} = 0.448 \end{aligned} \dots (40)$$

および

$$E_{1\max} = 0.0038 \quad (0.38\%)$$

すなわち、(35)式を(36)式のように近似してもその誤差は非常に小さく無視できることがわかる。

いま、実際に $H_0=R$ のときの流量係数 C_R を理論式(4)および(5)式より直接数値計算により求めると $C_R = 2.188$ となり、これを(36)式に代入して k_{en} を逆算すれば $k_{en} = -0.029$ と求められ、さきの一定値と仮定した場合の k_{en} 値とはほぼ一致した結果が得られる。

また、 $H_0=R$ において $C=C_R$ となるような条件で求めた流量係数の表示式は

$$C = C_0 \left(1 + 0.648 \frac{H_0}{R} \right)^{1/2} \dots (41)$$

と表わされ、この式が流量係数 C のもっとも一般的な基本式となるものと考えられる。ここに C_0 は $H_0=0$ における流量係数の理論値であって、 $C_0 = 1.704$ (m-sec 単位)である。

この(41)式に示した流量係数の一般式を理論式と比較してみると表-3に示すような結果が得られた。

表-3 流量係数の理論値と(41)式による計算値との比較

H_0/R	流量係数 C (m-sec 単位)	
	理 論 値	Eq(41)
	C_{TH}	C_{PR}
0	1.704	1.704
0.1478	1.788	1.784
0.2925	1.864	1.858
0.4351	1.932	1.929
0.5762	2.003	1.997
0.7164	2.074	2.062
0.8558	2.125	2.125
0.9947	2.186	2.185
1.1332	2.239	2.244
1.2714	2.297	2.301
1.4094	2.345	2.357

表中、 C_{TH} は理論式(4)および(5)式より直接求めたものであり、 C_{PR} は(41)式に理論値と対応した H_0/R の値を代入して求めたものであって、ともに m-sec 単位で表わしてある。

この表-3に示される C_{TH} と C_{PR} を比較すれば明らかなようにその差は非常に小さく、(37)式に定義されるような誤差 E も $0 \leq H/R \leq 1.0$ ($0 \leq H_0/R \leq 1.4$) の範囲ではいずれも1%以下に収まるようである。(実際に誤差 E を求めてみるとその最大値は上記の範囲内で $\pm 0.6\%$ 程度である)

なお、(41)式に示す実用流量係数の一般式の特徴として $H_0=R$ のときに $C=C_R$ となるように H_0/R の係数を定めた場合、(41)式に示される流量係数 C_{RH} は $0 < H_0 < R$ の範囲で理論値より小さく求まり、 $H_0 > R$ では逆に大きくなる傾向をみせている。しかし、このような傾向も前述のように誤差が1%以下に収まることから実用上なら支障をきたすものではなく、(41)式に示される流量係数の一般式は理論式と同等な値ならびに性状を示す関数であると考えることができるであろう。

よって、理論式に基づいた実用流量公式としては、(41)式に示される関数を用いれば十分であることがわかる。

なお、最終的に求められた流量係数の近似式(41)式を逆に(22)式に再び代入して H_0/h の近似形を求めてみると、 H_0/h は、

$$\frac{H_0}{h} = \frac{3R + 4K_R H_0}{2R + 3K_R H_0} \quad (42)$$

と表わされることがわかる。ここに $K_R=0.648$ である。これを(2)式で示される理論値と比較してみると、表-4に示すような結果が得られた。

表-4 H_0/h の理論値と(42)式による
計算値との比較

H_0/R	理論値	Eq(42)
	H_0/h	H_0/h
0	1.5000	1.5000
0.1478	1.4786	1.4790
0.2925	1.4627	1.4631
0.4351	1.4502	1.4505
0.5762	1.4406	1.4402
0.7164	1.4327	1.4316
0.8558	1.4263	1.4243
0.9947	1.4210	1.4181
1.1332	1.4164	1.4126
1.2714	1.4127	1.4079
1.4094	1.4094	1.4037

いま、この表-4に示す計算結果をみると、 H_0/R の増大にともない多少の誤差が生じているが、その誤差も $0 \leq H_0/R \leq 1.4$ の範囲ではいずれも1%以下であり、近似度は十分であることがわかる。

よってこれより、(1)および(2)式に示される理論式の近似式は(3)式ならびに(41)および(42)式で表わされるわけである。

このように、ここでは越流頂の流量公式が(1)および(2)式で示される理論式で表わされることから、これらの理論式を忠実に近似し変形して実用的な流量公式の関

数形について検討を加えたわけである。

3. 標準型越流頂の流量係数

流量公式の基本形は(41)式に示したように堤頂における底面曲率半径を考慮した形で理論式より導くことができた。いま、この流量係数の一般式を標準型越流頂の場合に適用してみる。

この場合、標準型越流頂では堤頂底面曲率半径 R の値はすでに研究(1)あるいは本論文においてもふれたように明確な値として求めることができない。しかし、標準型越流頂においてはこの堤頂底面曲率半径 R にかわる形状要素として設計水頭 H_d が考えられるであろう。

研究(1)に述べた著者らが行った実験においても標準型越流頂の堤頂底面曲率半径 R が実際に確定していることが認められ、 R は H_d に対して $R=mH_d$ (ここに、 m は一定値である)と表示できることが明らかになっている。

よって、標準型越流頂の場合の流量係数は(41)式の R に対して mH_d を代入した次の形で表わすのが妥当であろう。

$$\left. \begin{aligned} C &= C_0 \left(1 + \frac{0.648}{m} \frac{H_0}{H_d} \right)^{1/2} \\ \text{あるいは} \\ C &= C_0 \left(1 + K_R \frac{H_0}{H_d} \right)^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (43)$$

ここに、 K_R は $0.648/m$ に対応した値である。

すなわち、標準型越流頂の流量係数の問題は(43)式に示されるように、ここでは m あるいは K_R の値に集約される。

換言すれば、流れが越流底面から剝離しない状態では流量係数は越流頂の形状そのものによって左右されるわけであるから、標準型越流頂の場合についてもその形状を明確にしておく必要がある。そこで、再び標準型越流頂の形状について考えてみると、わが国の水理公式集の解説¹⁾によれば標準型(水理公式集では標準形としている)というのは鉛直刃形せきのナップに一致させた越流頂であるとされており、ある一定した形状を示しているものではないことがわかる。

そこで、鉛直刃形せきのナップの変形に影響を及ぼす因子について米国開拓局の実験資料²⁾より検討してみると、主たる因子は接近水路の流速水頭 h_a と鉛直刃形せき頂点を基準面とした全水頭 H_a との比 h_a/H_a であり、この値の増加にともなう、ナップが平坦化することが示されており、同時に流量係数も低下する傾向があることが認められている。

いま、この実験資料を調べてみると、当然のことではあるが全幅せきに関する資料であり、(米国開拓局の実

験では接近水路幅 2.019 ft, 越流幅 2.007 ft である) この資料に対しては接近流速水頭 h_a とせき頂を基準面とする全水頭 H_0 との比 h_a/H_0 はせき高 P とナップ下面最高点とせき頂との高さの差 E との和 $P+E$ とナップ下面最高点を基準面とした全水頭 H_0 との比 $P+E/H_0$ と対応しており, ナップの変形は $P+E/H_0$ によるものと考えられることができる。

よって, このような場合には米国開拓局の実験資料にもみられるように流量係数が $P+E/H_0$ の関数として表わされるわけである。

一方, 標準型越流頂の場合においても設計水頭時の流量係数 C_d が設計水頭 H_d とダム高 W の比 H_d/W の関数として表わされるが, この場合は次の2つのケースが考えられる。

すなわち, 標準型越流頂としてある一定した形状を用いて H_d/W を変化させたときに流量係数 C_d が H_d/W の関数となる場合と標準型越流頂の形状が H_d/W によって変化することから, これにともなって流量係数 C_d が変化する場合とが考えられるわけであって, 前者では H_d/W が変化するにより流線が越流面から剥離するために生じた現象であり, 後者では形状そのもの, すなわち (43) 式の m あるいは K_N が H_d/W の関数となるために生じた現象であろうと考えられる。よって, 前者に対してはたとえ H_d/W が一定であっても m あるいは K_N が一定ではなくなり, 接近流速水頭, すなわち H_0/W によって変化するものと思われる。

従来, 実験結果として C_d を H_d/W の関数として表わしたものは前者に属するものがほとんどであって, たとえば, WES の実験⁹⁾ は標準型越流頂として $h_a/H_0 = 0.002$ の鉛直刃形せき下面ナップに一致する Harrold の形状 (WES 型越流頂) を用いて H_d/W を変化させた場合に流量係数 C_d と H_d/W の関係を調べたものであり, その結果は $H_d/W > 0.75$ になれば接近流速の影響が流量係数に現われてきて C_d の値がこれに応じて減少することを示している。

すなわち, WES の実験によれば Harrold の形状では $H_d/W > 0.75$ になると $H_0 = H_d$ において流線の剥離が生じていることがわかる。

また, 水理公式集には岩崎が導いた C_d と H_d/W の関係を示す次のような実験式¹⁾ が記載されている。

$$C_d = 2.200 - 0.0416 \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0.9900} \dots\dots\dots (44)$$

であり, これをみると流量係数 C_d が H_d/W により連続的に減少することがわかる。しかし, この (44) 式の適用条件については不明な点が多い。

いま, WES の図表などを用いる場合には次の点に留

意しなければならない。

すなわち, C_d が H_d/W のみの関数となることは, 接近流速水頭の影響が H_d/W の項のみで表示できるということであり, このような表示が可能な場合は鉛直刃形せきの場合と同様に一般水路中に設置された越流頂以外に考えられず, 断面変化のある場合についてもこれらの図表がそのまま適用できるかどうかは非常に疑わしいからである。

たとえば, 実際の橋脚橋台のある越流頂の場合には余水吐の総越流長と貯水池の断面との差が非常に大きく, H_d/W がたとえかなり大きな値を示したとしても, 接近流速が必ずしも大きくなるとは限定できず, 接近流速水頭を H_0/W のみの関数としては表示できない場合が多いからである。

よって, 橋脚橋台のある越流頂の場合において接近流速の影響を流量係数 C_d の推定の段階で算定することは適切でなく, 後に述べる橋脚, 橋台のあることによる流量係数の補正量を算定する場合になんらかの形で挿入すべきであろうと考えられ, C_d と H_d/W の関係が直接適用しうる場合は一般水路 (たとえば, シュート式余水吐など) 中に設置された標準型越流頂に限定すべきものと考えられる。

よって, 一般に広く用いられている接近流速水頭が非常に小さく, その影響を無視しえる範囲での鉛直刃形せきのナップ下面に一致させた形状である Harrold あるいは Randolph 型の標準型越流頂を使用し, かつ流線が底面から剥離しない状態では, 流量係数 C_d は H_d/W に関係なく一定値となるものと考えられる。

そこで, Harrold あるいは Randolph 型として表わされる標準型越流頂の流量係数について検討してみる。

Harrold 型越流頂については, WES の実験⁹⁾ があり, これによれば設計水頭時の流量係数 C_d は $C_d = 2.225$ である。一方, Randolph 型越流頂については, 研究 (1) で報告した著者らの実験により, さきの (43) 式に示す m 値として $m = 0.9173$ と得られており, これを理論式に代入して数値計算を行なった結果, 流量係数 C_d として $C_d = 2.224$ と計算された。

いま, これら2つの実験結果より (43) 式の K_N を求めてみると, WES の実験の Harrold 型越流頂に対しては $K_N = 0.7050$, 著者らの Randolph 型越流頂に対しては $K_N = 0.7035$ と求められる。よって, これらの越流頂に対しては K_N として, 両者の平均値である $K_N = 0.704$ としておけば実用的見地から十分であろうと考えられる。すなわち, Harrold あるいは Randolph 型の標準型越流頂の流量係数は (43) 式に $K_N = 0.704$ を代入した

表-5 流量係数の理論値, WES の実験値と
(45)式による計算値との比較

H_0/H_d	流量係数 C (m-sec 単位)		
	理論値	WES ($H_d/W=0$)	Eq (45)
	Randolph 型	Harrold 型	
0	1.704		1.704
0.1	1.765		1.763
0.2	1.824	1.747	1.820
0.3	1.879	1.844	1.875
0.4	1.935	1.925	1.929
0.5	1.986	1.997	1.981
0.6	2.038	2.064	2.032
0.7	2.087	2.115	2.082
0.8	2.134	2.159	2.130
0.9	2.179	2.196	2.178
1.0	2.224	2.225	2.224
1.1	2.267	2.250	2.270
1.2	2.309	2.264	2.314

$$C = C_0 \left(1 + 0.704 \frac{H_0}{H_d} \right)^{1/2} \quad (45)$$

と表わすことができる。ここに、 C_0 は越流水頭 H_0 が 0 の場合の流量係数の理論値であって $C_0=1.704$ (m-sec 単位) あるいは 3.086 (ft-sec 単位) であり、(45)式により求められる設計水頭時の流量係数は $C_d=2.224$ (m-sec 単位) あるいは 4.028 (ft-sec 単位) である。

いま、この(45)式に示される流量係数をさきの理論値 (Randolph 型越流頂) および WES の実験 ($H_d/W=0$ の場合, Harrold 型越流頂) と比較してみると表-5 に示すような結果が得られた。

なお、ここに WES の実験資料としては研究 (1) で用いた岩崎の資料を原典⁹⁾ によって補充している。また、WES では実験曲線の適用下限を $H_0/H_d=0.2$ としている。

表-5をみると、(45)式に示される流量係数は理論値とは非常に一致をみせているが、WES の実験資料に対しては $H_0/H_d < 0.4$ において誤差が漸次増大することおよび多少ふくらみに欠けた曲線となっていることがわかる。

いま、さらに研究 (1) で理論曲線の適用性を検証するために用いた設計水頭時の流量係数がともに $C_d=2.200$ となっている Creager および Davis の示した流量係数についてこの(43)式に示される関数形を適用してみる。

この場合、 K_H としては設計水頭時の流量係数 C_d を与えて次式により求めればよい。

表-6 Creager および Davis の実験値と
(43)式による計算値との比較

H_0/H_d	流量係数 C (m-sec 単位)		
	Creager	Davis	Eq (43) $K_H=0.567$
0.1	1.679	1.767	1.760
0.2	1.772	1.826	1.814
0.3	1.848	1.884	1.867
0.4	1.917	1.938	1.918
0.5	1.974	1.989	1.968
0.6	2.028	2.038	2.016
0.7	2.078	2.082	2.064
0.8	2.120	2.124	2.110
0.9	2.159	2.164	2.155
1.0	2.200	2.200	2.200
1.1	2.229	2.232	2.243
1.2	2.260	2.269	2.286

$$K_H = \left(\frac{C_d}{C_0} \right)^3 - 1 \quad (46)$$

いま、このように K_H を与えて比較した結果は表-6 に示すとおりである。

これを見ると、Creager および Davis の示す流量係数に対しては(43)式に示す関数により十分表わしえることがわかる。

よって、表-5および6に示す比較検討の結果を総合的に判断すれば、標準型越流頂の流量係数は(43)式に示す関数で表わされるものと考えてよく、Harrold あるいは Randolph 型越流頂に対しては(45)式を、またこれ以外の標準型越流頂に対しては(46)式により K_H を求めて(43)式を用いれば十分であろうと考えられる。

なお、すでに述べたように標準型越流頂であっても設計対象となった H_d/W の値が実際に適用した場合の H_d/W 値と大きく異なり、流線の剥離が生じる場合に

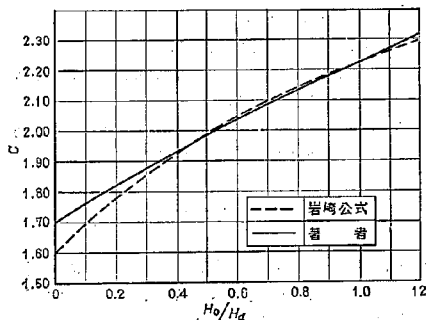


図-2 岩崎公式と著者の流量係数表示式との比較

表-7 岩崎公式と著者の流量係数表示式との比較

H_0/H_d	流量係数 C (m-sec 単位)	
	岩崎公式 Eq(16)	著者 Eq(45)
	$C=1.60 \times \frac{1+A(H_0/H_d)}{1+0.5A(H_0/H_d)}$ $A=1.2787$	$C=1.704[1+K_H(H_0/H_d)]^{1/2}$ $K_H=0.704$
0	1.600	1.704
0.1	1.696	1.763
0.2	1.781	1.820
0.3	1.857	1.875
0.4	1.926	1.929
0.5	1.988	1.981
0.6	2.044	2.032
0.7	2.095	2.082
0.8	2.141	2.130
0.9	2.184	2.178
1.0	2.224	2.224
1.1	2.261	2.270
1.2	2.295	2.314

は、これらの流量係数の表示式は、このままでは適用できず、この補正の方法についてはさらに詳細な検討が必要である。

なお、最後に、ここで導いた新しい流量係数の表示式(45)式と現在用いられている(16)式に示す岩崎公式との関係について比較検討してみると、図-2および表-7に示すような結果が得られた。

ここに、岩崎公式としては、設計水頭時の流量係数 C_d が(45)式と等しくなるように(16)式の係数 A を定めたものを用いている。

いま、この結果をみると、新しい流量係数推定式と岩崎公式との関係がさきの表-5に示す理論値と WES の実験結果との関係に非常によく似ており、さきの比較検討結果と同様な傾向をみることができ、 $H_0/H_d > 0.4$ になると両者の差が少なくなり、ほぼ同じ値を示すようになることがわかる。

4. 流量係数に及ぼす橋脚、橋台の影響について

いままですべて検討してきた流量係数は、幅広い一般水路中に設置された越流頂に関するものであり、二次元流れに対応したものであったが、実際の越流型余水吐では越流幅が橋台あるいは橋脚により限定され流れに三次元的成分が導入されるから、さきに求めた流量係数もこれを考慮して補正することが必要になる。これは刃形せぎの場合の全幅せぎと四角せぎとの関係に対応するものであって、この補正は幅方向の流量分布が二次元流れでは一様

な分布であったものが、三次元的成分が導入されたために一様な分布とならないための補正であると考えられることができる。

これらの影響を考慮した従来の補正の方法は、すでに述べた(6)および(7)式に示されるような方法であって、越流総長 $n \times L_s$ が実際に作用する場合には幅が減少して有効越流幅 $L_{sr'}$ になるものとし、この幅の減少分は Francis の収縮係数として定義される K 値をもって KH_0 の形に表わされるものとしている。

これは次のような考え方により説明できる。

すなわち、橋脚、橋台の影響を受けない状態での単位幅当りの流量を q_r 、橋脚、橋台のある実際の余水吐の流量を q とし、橋脚、橋台の影響範囲がこれらに接したある幅 δ に限定されるものとするれば、1 径間からの全流量 Q は次のように表わされるであろう。

$$Q = \int_0^{L_s} q dL \\ = q_r \left\{ L_s - \int_0^{\delta_1} \left(1 - \frac{q}{q_r}\right) dL - \int_{L_s-\delta_2}^{L_s} \left(1 - \frac{q}{q_r}\right) dL \right\} \dots\dots\dots (47)$$

ここに、 q_r は(3)式に示される値であり、 δ の添字 1, 2 はそれぞれ橋脚あるいは橋台沿いの値であることを示している。いま、(47)式右辺の第 2 項および第 3 項の積分がそれぞれ排除厚と定義できる δ_1^* および δ_2^* なる量で代表できるものとするれば、(47)式は次のように変形できる。

すなわち、

$$\delta^* = \int_0^L \left(1 - \frac{q}{q_F}\right) dL$$

と表わせば

$$Q = \int_0^L q dL = q_F \{Ls - (\delta_1^* + \delta_2^*)\} \dots\dots\dots (48)$$

と変形でき、この(48)式に示される $\{Ls - (\delta_1^* + \delta_2^*)\}$ がさきの(7)式に示される有効幅 Ls' に相当するわけであって、この δ^* が Francis の収縮係数と定義される K によって KNH_0 と表わされているわけである。さらに(7)式では n 径間の余水吐を考慮しており、 KNH_0 は同様に排除厚の総和を表わすから $\sum \delta^*$ と考えられる。よって、 KNH_0 の表示は各排除厚 δ^* がすべて等しいものと仮定した場合であり、これらが異なる場合には区別して示すことが必要になる。

すなわち、従来の実験結果にも示されるように橋脚と橋台とはその作用が区別できる性質のものであるから、これを考慮して両者を分離して示せば、 n 径間の総有効幅 Ls' は橋脚沿いを δ_P^* 、橋台沿いを δ_A^* として、

$$Ls' = nLs - \{\sum \delta_A^* + \sum \delta_P^*\} \dots\dots\dots (49)$$

と表わされ、さらに実際には n 径間により構成された 1 ブロックの余水吐に対しては

$$\sum \delta_A^* = 2\delta_A^*, \quad \sum \delta_P^* = 2(n-1)\delta_P^*$$

と表わされる。いま、これらを収縮係数 K を用いて表わせば、総有効幅 Ls' は

$$Ls' = nLs - \{2KA + 2(n-1)K_P\}H_0 \dots\dots\dots (50)$$

となる。ここに添字 A は橋台 (Abutment) を P は橋脚 (Pier) を示している。

この(7)式あるいは(50)式に示される収縮係数 K については、従来より数多くの検討がなされてきたが、それらは実験的に論議したにすぎず解析的な研究はまったくない。

また、実際に橋脚、橋台の影響について(50)式に示されるような形で考慮するのが妥当であるかどうかについても問題があり、むしろ次のような形で考慮するのが実験的ではないかと考えられる面もある。すなわち、かなり幅広い越流頂であって橋脚あるいは橋台の影響が対向橋脚面にまで達していない場合においては(50)式に示されるようにおのおのの橋脚あるいは橋台面について考慮すればよいが、越流水頭比に比して径間幅が小さくなると、橋脚、橋台の上流端から発生する攪乱波が越流頂上流で干渉しあうことになり、これが当然流量分布に影響を及ぼすものと考えられるから、これらを分離して取扱うことができず、むしろ $K_{AA}(2K_A)$ 、 $K_{AP}(K_A + K_P)$ あるいは $K_{PP}(2K_P)$ のような 1 径間当りの値に換算したものを取扱う方が適切であるとも考えられる。なお、ここに () 中の表示は個々に分離して取扱った場合の収縮係数 K との対応を示したものであって、両者が等

しくなることを示したのではない。

しかし、実際にはこれらの表示法 (K_A 、 K_P と K_{AA} 、 K_{AP} 、 K_{PP}) の適用性については経験的に検討せざるをえないため、多くの実験資料が必要になること、および K_A 、 K_P についてもまだ十分な検討がなされていないことなどを考慮して、ここでは基本式として(49)式に示す形を考え、これを用いれば橋脚、橋台の影響を表示するものと仮定して、これに基づいて実験資料を解析し、その特性を検討することにした。

まず、実際に実験資料を解析するまえに従来の検討結果についてまとめてみる。

まず、(7)式あるいは(50)式に定義される Francis の収縮係数 K あるいは流量に及ぼす橋脚、橋台の影響について実験的に検討したものあるいはこれを実験式の形に導いたものには、WES⁹⁾、佐藤—山本⁷⁾および岩崎の実験⁹⁾、佐藤⁹⁾、山本⁷⁾および村、中村¹⁰⁾らの実験式がある。

これらの実験的検討の結果を要約すれば次のようにまとめることができる。

- (1) 上流端が半円形の橋脚でその先端をダム前面に一致させた場合、 $H_a/W < 0.75$ の範囲では K の値は H_a/W の影響をうけないが、 $H_a/W > 0.75$ になると K の値は H_a/W の関数となり、一般に K の値は小さくなる。(WES の実験)
- (2) 橋脚先端のダム前面からの突出し長 S と設計水頭 H_a との比 $S/H_a = 0.123$ で $H_a/W = 0.372$ の場合、橋脚幅 b と径間幅 Ls との比 b/Ls が 0.5 以下の範囲では K の値は絞り度 $Ls/Ls+b$ に影響されない。(佐藤、山本の実験)
- (3) 絞り度 $Ls/Ls+b = 0.775$ のとき橋脚先端の形状が半円形と尖頭形とでは K の値はほとんど変わらない。ただし、角形であれば K の値は異なってくる。(佐藤、山本の実験)
- (4) 絞り度 $Ls/Ls+b = 0.775$ 、 $H_a/W = 0.372$ の場合、先端形状が半円形の橋脚を用いて S/H_a をかえて実験したところ、 S/H_a を大きくすれば H_0/H_a が小さいところで有利であるが、 H_0/H_a が大きくなるにしたがって悪くなる傾向がある (佐藤、山本の実験)。
- (5) 橋台の隅角の形状については、円弧の場合は円半径が大きいほど、楕円の場合は長径と短径の比が大きいほど K の値は小さくなる。ただし、その差はわずかである (岩崎の実験)。
- (6) K の値は H_0/H_a が小さいときには橋台、橋脚の型式に大きく影響されるが、 H_0/H_a が 1 に近づくほど支配される度合いは比較的小さくなる (岩崎の実験)。

このような Francis の収縮係数 K に関する実験結果をまとめてみると、 K の値が非常に多くの形状要素に影響され複雑な変化を示すことがわかる。しかし、 K の値そのものについては、これを求める基本となった橋脚、橋台のない場合の流量係数に問題があり、これを同一の基準で比較検討することは困難なようである。しかし、これらの実験的検討の結果から、流量に及ぼす橋台、橋脚の影響がどのような形状要素に関連しているかについて知ることができる。

つぎに、このような収縮係数 K について総合的な検討を行なったものについて、それらがどのような形状要素に着目しているかを検討してみる。

まず、土木研究所でさきに筆者と同様な問題を取扱った村、中村、伊集院および加藤¹⁰⁾は、標準型越流頂 (Randolph および Harrold 型越流頂) の設計水頭時の収縮係数 K_a (村、中村らは端収縮係数と表わしている) に影響を及ぼす要素としては横 (幅) 方向の境界形状、すなわち橋脚、橋台の形状と接近水路の状態だけであると考へ、実際に考慮すべき因子としては径間幅 L_s 、橋脚幅 b 、橋脚先端の堤頂に対する位置、橋脚上流端の曲面形状およびダム高 W を挙げている。

一方、WES の Brown⁹⁾によれば、収縮係数に影響を及ぼす因子としては、越流水頭以外に村、中村らと同様に橋脚の上流端の形状と位置、接近流速および径間幅を挙げている。

すなわち、ここに列挙された収縮係数 K に影響を及ぼす因子は越流水頭のほかには越流頂上流にある部分の橋脚、橋台の形状寸法であり、これに径間幅、およびダム高を加えたものである。いま、さらにこれらが実際の収縮係数 K の推定に対してどのような形で考慮されているかについて検討してみる。

まず、越流水頭 H_0 は設計水頭 H_a との比 H_0/H_a で表わされ、接近流速の影響は WES においても用いられているように H_a とダム高 W の比 H_a/W で表わされている。さらに、橋脚先端の位置はダム前面鉛直壁からの突出し長 S を用いて突出し度 S/H_a の形で表わされ、橋脚幅 b は径間幅 L_s を用いて絞り度 L_s/L_s+b の形で考慮されている。

なお、山本の実験式はこの絞り度に着目したものであり、橋脚のある場合の流量係数 C' が

$$C' = \frac{Q}{n L_s H_0^{3/2}}$$

と定義されるものとすれば、この場合の流量係数 C' は絞り度に対して次のように表わしうとしている。

$$C' = \frac{Q}{n L_s H_0^{3/2}} = 1.64 + \{0.056 + 0.416 \left(\frac{L_s}{L_s+b} \right)\} \frac{H_0}{H_a} \quad \dots (51)$$

なお、この山本の実験式の適用範囲は $5/4 > H_0/H_a > 1/6$ および $L_s/L_s+b > 2/3$ である。

一方、土木研究所の村、中村らは数多くの水理模型実験資料を収集して設計水頭時の収縮係数 K_a の実験式を求めるにあたり考慮した因子は、さきに示した H_a/W 、 S/H_a および L_s/L_s+b のほかに L_s/H_a 、 b/H_a 、径間数 n および橋脚の形状を表わす因子 P_f を加えた 7 因子である。

すなわち、

$$K_a = F \{ H_a/W, S/H_a, L_s/L_s+b, L_s/H_a, b/H_a, n, P_f \} \quad \dots (52)$$

と考えていることであつて、ここに、 L_s/H_a 、 b/H_a および n を影響因子として採用した理由を次のように説明している。

まず、 L_s/H_a については、鉛直四角ぜきから噴出する自由流線を見ると、その隅角の部分ではベベリングと呼ばれる水脈の変形が現われるが、この隅角部のつぶれは噴出部の縦横比に大きく影響される性質のものであるから、越流水脈の場合も同様に考えられ、 L_s/H_a が小さくなるほど橋脚面沿いの水面のつぶれがその径間の対向橋脚面における水脈収縮の影響を受け、結果的に K_a が減少するものと予想されたためであると説明している。

つぎに、橋脚幅 b について b/H_a と L_s/L_s+b という 2 因子を採用した理由を次のように説明している。

すなわち、橋脚幅 b の流量係数に及ぼす影響として、まず b が大なるほど越流径間流入する流れは横方向の収縮量が增大し K_a が大きくなるであろうという予想と、上流端形状が半円形あるいは尖頭形の橋脚では b が大なるほど橋脚上流端部の曲面の変化がゆるやかになり、それだけ K_a が減少するであろうという予想との相反する予想が考えられたために、この二つの影響が分離できるように絞り度 L_s/L_s+b と単純に橋脚幅を表わす b/H_a を考慮したとしている。

また、径間数 n を影響因子の中に加えているのは、資料を解析するあたりその数に限りがあり K_a と K_F とが区別できず $K_a = 2.5 K_F$ と仮定しているため、この仮定の不正確さがどの程度の影響として現われてくるかを検討するための手段として考慮しているようである。

そして、これらの因子に対する収縮係数 K_a の構造式として線型回帰模型を考え、これら 7 因子を用いて重回帰分析を行ない偏相関係数を検討した結果、7 因子中 S/H_a および橋脚上流端形状 P_f の 2 因子は K_a にほとんど影響を及ぼしていないと判断され、これを除外した残りの 5 因子について重回帰分析の結果、残差分散を最小にしかつ高度に有意な重相関関係を与えしかも因子数が少なく計算に便利な K_a の推定式として次式を示して

表-8 余水吐形状寸法, 実験値

No.	ダム名	余水吐 ブロック 数 N_s	径間数 n	設計水頭 H_d (m)	径間幅 L_s (m)	橋 先 端 位 置 $S+L$ (m)	橋脚幅 b (m)	模型縮尺 $1:M_s$	流量係数 C_d'
1	浜田	1	1	7,524	8,000	3,300	1,500	40	2,055
2	壺瀬	1	1	5,465	7,000	4,074	1,500	50	2,100
3	美和	1	1	7,000	5,000	3,000	2,500	30	2,025
4	目屋	1	1	10,653	7,000	4,057	3,150	30	2,022
5	四十四田(原)	3	1	12,300	9,000	4,657	3,000	40	2,025
6	布都	1	1	7,915	8,000	3,150	3,000	40	2,060
7	上市川	2	1	5,600	6,000	3,056	3,000	50	2,035
8	燈畑	3	1	9,052	7,000	2,970	2,000	60	2,025
9	品木	1	2	7,029	5,000	2,723	2,000	40	2,044
10	鶴田(原)	1	2	14,500	12,000	4,673	3,000	50	2,000
11	我谷	1	2	9,500	7,250	5,777	2,300	40	2,110
12	二瀬	1	2	4,400	10,000	2,263	2,000		2,120
13	棕梨川	1	2	9,500	7,500	4,054	2,500	40	2,055
14	日野川	1	3	7,000	5,000	2,000	1,500	40	2,025
15	五名	1	3	2,500	4,500	1,642	1,500	25	2,050
16	鹿野川(改)	1	4	9,770	12,000	3,760	3,000	55	2,056
17	杉田(改)	1	4	13,400	12,000	5,400	2,500	40	2,120
18	秋葉	1	6	16,500	14,000	5,410	4,000	50	2,080

(注) 原: 原案, 改: 改進黨

いる。

$$K_d = -0.1509 - 0.00275 \frac{L_s}{H_d} + 0.08873 \frac{b}{H_d} + 0.19638 \frac{L_s}{L_s + b} \quad \dots\dots\dots (53)$$

ここに, K_d は

$$C_d' = \frac{Q}{n L_s H_d^{3/2}} = C_d \left(1 - K_d \frac{n' H_d}{n L_s} \right) \quad \dots\dots\dots (54)$$

と定義される値であって, 橋脚, 橋台のない場合の設計水頭時の流量係数 C_d としては $C_d = 2.225$ を用いている。また, n' は収縮の数であって, $K_{da} = 2.5 K_{Pa}$ の仮定より径間数 n に対して $n' = 2n + 3$ と表わされる。

この(53)および(54)式に示される標準型越流頂の設計水頭時の流量係数推定式は, 土木研究所ダム水理研究室が余水吐の設計において常に用いてきた公式であって, この設計水頭時の流量係数 C_d' を算出するとともにほかに実験資料より直接導かれた $C'/C_d' \sim H_0/H_d$ の曲線を利用して任意越流水頭 H_0 における流量係数 C' を求めることにしている。しかし, その後の多くの実験資料を用いて(53)および(54)式ならびにそれより推定される C' について検討を加えてみるとかなり異なった値を示すことがわかり, 精度の点で問題を生じた。そこで, (53)式の係数を改訂することがまず考えられるが, (53)式そのものに問題があるため再検討することにしたわけである。

なお, その後の多くの資料に対して精度があまりよくないのは, (53)式を推定するにあたり用いた実験資料の数が少ないばかりでなく, K_d の構造式としての線型回帰模型の適用性にも問題があるものと思われる。実際に(53)式を推定するに用いた資料が余水吐の形状としてあらゆる形状を網羅したものではないから, これらとある要素で異なった形状の余水吐に対しては(53)式により外挿することになるものと思われ, その精度が急激に低下するものと考えられよう。これは線型回帰模型を用いた場合の物理的意義に関連するものと思われ, 実験式の因子の組合せに十分な配慮が必要であることを示すものと考えられる。

なお, ここで示した山本の実験式あるいは村, 中村らの流量推定法のはかに佐藤は次のような実験式を示している。

佐藤は橋脚, 橋台の流量係数に及ぼす影響の度合いと越流水頭 H_0 との関係について次のような仮定をした。すなわち, 橋脚, 橋台のあることによる縮流の度合いは越流深が大きくなるにつれて増加すべきものであり, 越流深が零のときは縮流の影響はまったくなくなるのではないかという仮定であって, 橋脚, 橋台のある場合の流量係数 C' はこれらのない場合の流量係数 C に対して $C' = C f(H_0/L_s)$ と表わされるものと仮定して実験結果をまとめて次のような実験式を導いている。

ならびに文献名一覧

報告書ならびに文献名	発行年月	発行所	備考
浜田ダム水利模型実験報告書	昭. 36. 9	建設技術研究所	
宣瀬ダムの水理模型実験	35. 9	長崎県	
ダム水利模型実験資料要約 [1]	33. 4	ダム水利研究室	未発表, 保管資料
ダム越流部完全非調節越流量の推定方法	35. 8	ダム水利研究室	土木技術資料 Vol. 3, No. 2 (昭36. 2)
四十四田ダム水利模型実験報告書	40. 3	土木研究所	一部発表
布部ダム水利模型実験報告書	40. 11	島根県企業局	
上市川ダム水利模型実験報告書	37. 7	建設技術研究所	
ダム水利模型実験資料要約 [1]	33. 4	ダム水利研究室	3. と同じ
品木ダム水利模型実験報告	38. 10	土木研究所	
鶴田ダム水利模型実験報告書	37. 3	土木研究所	土研報告第 119 号 (昭 39. 8)
北谷ダム水利模型実験報告書	36. 3	建設技術研究所	
ダム越流部完全非調節越流量の推定方法	35. 8	ダム水利研究室	4. と同じ
棕梨川ダム水利模型実験報告	41. 3	土木研究所	土木研究所資料第 158 号 (昭 41. 3)
日野川ダム水利模型実験報告	37. 3	土木研究所	
ダム水利模型実験資料要約 [1]	33. 4	ダム水利研究室	3. と同じ
ダム水利模型実験資料要約 [1]	33. 4	ダム水利研究室	3. と同じ
ダム水利模型実験資料要約 [1]	33. 4	ダム水利研究室	3. と同じ
ダム水利模型実験資料要約 [1]	33. 4	ダム水利研究室	3. と同じ

$$C' = \frac{Q}{Ls H_0^{3/2}} = C \left\{ 1 - 0.075 \left(\frac{H_0}{Ls} \right)^{0.822} \right\} \quad \dots\dots\dots (55)$$

著者はこのような多くの断片的な実験結果ならびに実験式について考慮するとともに、実際にダム水利研究室が行なった標準型越流頂の水理模型実験結果ならびに他の同様な越流頂に関する実験結果を収集し解析して実験公式の形にまとめることにした。

ここで収集した水理模型実験資料はすべて Randolph あるいは Harrold 型越流頂に関するものであって、その他のいわゆる標準型越流頂に関する資料は含まれていない。よって、これらの越流頂では橋脚、橋台の影響を受けない場合の流量係数はすでに示したように (45) 式で表わされるものと考えられる。

いま、著者が収集したこれら余水吐の形状寸法および設計水頭時の流量係数 $C_d' (= Q/Ns \cdot n Ls H_0^{3/2})$ ならびに引用文献は表-8 に示すとおりである。

なお、表-8 中余水吐ブロック数 Ns とは余水吐両端の構造が橋台として特徴づけられる場合を 1 ブロックを見なすものと考えて求めたものであって、実際の径間数と区別して示したものである。たとえば、四十四田ダム余水吐⁽¹⁾を例にとれば、図-3 に示すように四十四田ダムでは越流型余水吐が中央にオリフィスを挟んで 1 門ごとに独立して配置されており、3 門より構成されているけれど

も、橋脚はまったくない構造であって 3 径間の余水吐と考えるよりも、それぞれ独立した 3 ブロックの余水吐と考える方が実際上妥当であろうと思われたからである。

また、表中、橋脚先端位置として $S+L$ の項で表示しているが、ここに、 S は越流曲線始端 (ダム上流面) から橋脚先端までの水平距離であり、 L は堤頂からダム上流面までの水平距離であって、Randolph 型では $L=0.287H_d$ 、Harrold 型では $L=0.282H_d$ である。

なお、橋脚幅のうち余水吐が 1 径間により構成されている場合には、橋脚幅として橋脚上流端形状が四分円弧で構成されたものが多いことから、この円弧半径の 2 倍の値を示すようにしているが、実際上明確でないものも

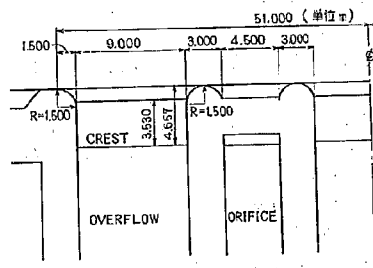


図-3 四十四田ダム余水吐 (原案)

含まれており、橋台の場合には実際の橋脚幅とはかなり性質の異なった値である。

まず、これらの資料を解析するにあたり、橋脚あるいは橋台の流量に及ぼす影響はさきに示した(49)式により表示できるものと仮定すれば、流量公式としては次式が得られる。(1ブロックの余水吐に対して)

$$Q = CL_s r' H_0^{3/2} \\ = n CL_s H_0^{3/2} \left\{ 1 - 2 \frac{\delta_A^*}{L_s} \left(\frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \frac{\delta_F^*}{\delta_A^*} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (56)$$

あるいは、橋脚、橋台の影響を受けた流量係数 C' を

$$C' = C \left\{ 1 - 2 \frac{\delta_A^*}{L_s} \left(\frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \frac{\delta_F^*}{\delta_A^*} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (57)$$

と表わすことにする。

この(56)あるいは(57)式に示される δ_A^* および δ_F^* について、実験資料を解析して実験式の形にまとめて流量係数 C' の推定法について考えるわけであるが、実際には δ_A^* および δ_F^* がともに越流水頭 H_0 の関数となることから任意越流水頭に対するこれらの推定式は非常に複雑になってしまう。そこで、さきに村、中村らが任意越流水頭時の流量係数 C' の推定に用いたと同様な推定の方法が、このような排除厚 δ^* の場合についても成立するかどうかをまず検討してみる。これは、(56)あるいは(57)式の右辺の $\{ \}$ 中の第2項について次のような変形を行なうことである。

$$2 \frac{\delta_A^*}{L_s} \left(\frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \frac{\delta_F^*}{\delta_A^*} \right) \\ = 2 \frac{\delta_{Ad}^*}{L_s} \left(\frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \frac{\delta_{Fd}^*}{\delta_{Ad}^*} \right) G \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \quad \dots\dots\dots (58)$$

ここに、添字 d は設計水頭時の値であることを示し、 $G(H_0/H_d)$ は H_0/H_d のみの関数を示している。

すなわち、 $G(H_0/H_d)$ が余水吐の形状の相違に影響されない関数と考えるばかりでなく、 δ_A^* および δ_F^* についても共通した関数で表わしうと仮定しているわけであって、換言すれば δ_A^* あるいは δ_F^* についてそれらのある一定した条件に対する値 δ_{Ad}^* あるいは δ_{Fd}^* に対する比率はその値の大小あるいは δ^* の相違にかかわらず一定した関数関係を有するものと考えているわけである。

さらに、 $G(H_0/H_d)$ は(58)式を満足させるための条件すなわち $G(1)=1$ の条件を満たすばかりでなく、 $H_0=0$ においてはさきに佐藤も考えているような状態すなわち縮流の影響がまったくなくなった状態を想定し、 $G(0)=0$ を満足するような関数形を考えることにする。

いま、(58)式に示される $G(H_0/H_d)$ について、(57)式の C' の表示方法を用いて C および C' で表わすと、

$$G \left(\frac{H_0}{H_d} \right) = \frac{C_d}{C} \frac{C - C'}{C_d - C'} \quad \dots\dots\dots (59)$$

と表わすことができる。ここに、 C_d および C は橋脚、橋台の影響を受けない流量係数であって(45)式に示される値であり、 $C_d=2.224$ である。

実際に水理模型実験資料を用いて(59)式を計算してみると、図-4に示すような結果が得られた。

これを見ると、かなりバラツキが激しく異なった変化を示すものとみられるが、バラツキの中心付近にはかなり一様な変化を示す領域が確認できる。また、 H_0/H_d の小さい範囲では極端にバラツキの範囲が増大しているが、これは実験における流量の測定精度が低下してくることに起因するもののほかに、模型上の流れに表面張力の影響あるいは粘性、境界抵抗などが顕著になってくるために生じたバラツキも含まれているものと考えられる。

これは、米国開拓局の資料²⁾あるいは村、荒木らの実験³⁾においても指摘されているように、越流水脈が非常に薄くなっていくと慣性力の効果が減少してくるため、これらの影響が顕著になってくることが示されており、前者では越流水深として3cm、後者では2cm程度がその限界であるとしている。いま、これらを考慮して実験資料を再検討してみると、資料としては H_0/H_d が0.3程度以下のものについてはあまり信頼できないことがわ

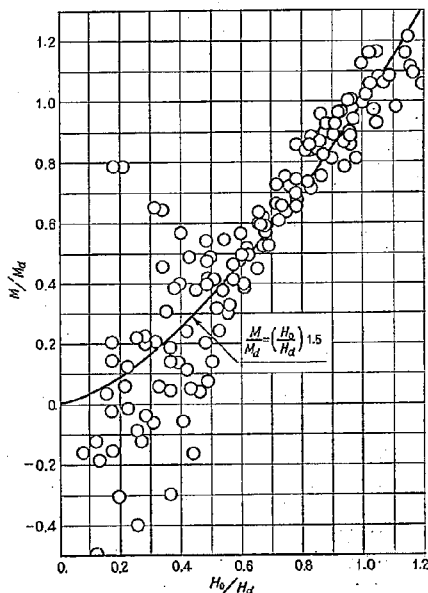


図-4 M/M_d と H_0/H_d の関係

かる。

つぎに、このようになりバラツキの激しい資料に対してある関数形をあてはめた場合の意義について考えるために、この場合の残差が終局の目的である流量係数にどの程度の影響を与えるかについて考えてみた。

いま、流量係数 C' を (57) 式に (58) 式を考慮して示せば、次のように表わすことができる。

$$C' = C \left\{ 1 - Ma C \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \right\} \quad (60)$$

ここに

$$Ma = 2 \frac{\partial_{Ad}^*}{L_s} \left(\frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \frac{\partial_{Pd}^*}{\partial_{Ad}^*} \right) \quad (61)$$

であって、 M および ∂ の添字 d はいずれも設計水頭時の値であることを示している。

いま、この (60) 式に示される $G(H_0/H_d)$ の残差を ΔG とすれば流量係数 C' の誤差 $\Delta C'/C'$ は次のように表わすことができる。

$$\frac{\Delta C'}{C'} = \frac{Ma}{1 - Ma C \left(\frac{H_0}{H_d} \right)} \cdot \Delta G \quad (62)$$

ここで、図-4 をみてもわかるように、 $H_0/H_d \leq 1.0$ の実用上の適用範囲では $G(H_0/H_d)$ は当然 1.0 以下であるから、(62) 式は

$$\frac{\Delta C'}{C'} \leq Ma \cdot \Delta G \quad (63)$$

と変形できる。この (63) 式に示される Ma の最大値 Ma_{max} について実験資料より検討してみると、 C_d' の最小値が 2.0 程度であることから (60) 式より $Ma_{max} = 0.1$ 程度の値であることがわかる。よって

$$\frac{\Delta C'}{C'} \leq 0.1 \Delta G \quad (64)$$

と見なすことができる。このように $G(H_0/H_d)$ の最大残差を考えたとしても実際に流量係数の誤差としてはその 1/10 の影響となって現われることがわかる。さらに、 $G(H_0/H_d)$ の最大残差としては図-4 より $H_0/H_d > 0.3$ の範囲では 0.2 程度と考えられ、実用上この程度の誤差は十分許容しうるものと思われる。

そこで、(58) 式に示すような仮定が成立するものと考えて、 $G(H_0/H_d)$ に関数形をあてはめてみた。この場合の関数の形としては、 $G(1) = 1.0$ および $G(0) = 0$ を満足する最も一般的な形として $G(H_0/H_d) = (H_0/H_d)^r$ なる指数関数を考えることにして、この指数 r について検討してみる。いま、この r の算定の方法としては最小 2 乗法などの処理方法を用いることが妥当であろうと思われるが、実際にある程度の残差を生じていても十分許容できることおよび実用上計算が容易であることが望ましいことを考慮して、バラツキの中心付近のはば一様な変化を示す領域を満たす指数として $r = 1.5$ を選定した。

すなわち、 $G(H_0/H_d) = (H_0/H_d)^{1.5}$ とした場合の曲線はさきの図-4 に示される曲線であって、これをみてもわかるように、この指数を用いれば十分な精度が保てるものと思われる。

よって、さきの (60) 式に示される流量係数 C' は次のように表わすことができる。

$$C' = C \left\{ 1 - Ma \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{1.5} \right\} \quad (65)$$

ここで、 $G(H_0/H_d)$ が実験資料よりほぼ $(H_0/H_d)^{1.5}$ と近似できたことについて、この物理的意義を逆に考えてみる。いま、(58) 式左辺に示される項を M と表わせば、 M/M_d が $(H_0/H_d)^{1.5}$ で近似できるということは、 M が $H_0^{3/2}$ に比例することに他ならない。一方、 $H_0^{3/2}$ はすでに (3) 式に示した流量公式にみられるように、流量 q にほぼ比例する値であるから、結果として M が流量 q に比例して増大するということである。すなわち、橋脚あるいは橋合の流量に及ぼす影響は流量に比例して増大するということであって、この点よりみれば $r = 1.5$ と近似できることはかなり妥当な結果であると見なすことができる。

このように、(60) 式の $G(H_0/H_d)$ の項が余水吐の形状の相違に影響されない、ある一定した関数 $(H_0/H_d)^{1.5}$ と表示できたから、 Ma について実験式等にまとめることができるれば流量係数 C' の推定が可能となる。

Ma は (61) 式に示されるように ∂_{Ad}^* 、 ∂_{Pd}^* 、 n および L_s の関数として表わされており、当然余水吐の形状に影響される値である。いま、この ∂_{Ad}^* および ∂_{Pd}^* を含めた Ma について従来の実験的検討の結果より影響因子を検討してみると、 Ma は次のような要素の関数として表わされることが推察できる。

$$Ma = f_0(H_d, n, L_s, b, W, S, P_f) \quad (66)$$

ここに、これらの記号について再記すれば、 H_d は設計水頭、 n は径間数、 L_s は径間幅、 b は橋脚幅、 W はダム高、 S は橋脚あるいは橋合のダム前面からの突出し長さ、 P_f は橋脚、橋合の先端形状を表わす因子であり、 f_0 は関数記号である。

これらの要素のうち、ダム高 W の影響は WES においても示されているように接近流速の効果と同一視されており、この点よりみればダム高 W としては実験施設そのものを考慮する必要のあることになる。しかし、実験施設については、資料として完全に記録されている例がほとんどなく、その詳細が明らかでない場合が多いことおよびダム高 W が設計水頭 H_d に比してかなり大きい場合がほとんどであることを考慮して、ダム高の影響すなわち接近流速の効果はまったく現われなかったものと考えることとする。また、橋脚、橋合の先端形状を表わす因子 P_f については、さきに示した佐藤、山本ある

いは岩崎の実験によれば半円形と尖頭形とはその差はわずかであることが示されており、また村、中村らは結果をみても、この因子は削除できることを示している。また、ここで収集した実験資料の中には先端形状として半円形のもの大部分を占めており、特殊な形状の例は含まれていないことから、この因子 P_f もダム高 W と同様にまず影響要素から除外することにした。

一方、径間数 n については(61)式に示される関数を考慮すればよいから、 δ_{ad}^* および δ_{fad}^* については、 H_d , L_s , b および S の4要素についてのみ考慮すればよいことになる。

すなわち、

$$Ma = J_1(H_d, L_s, b, S)$$

$$\times \left\{ \frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} J_2(H_d, L_s, b, S) \right\} \quad \cdots \cdots (67)$$

と表わされるわけであって、ここに、 J_1 および J_2 は関数を示し、 $J_1(\)$ は(61)式の $2\delta_{ad}^*/L_s$ の項を、 $J_2(\)$ は $\delta_{fad}^*/\delta_{ad}^*$ の項を示している。

ここで、これら、 $J_1(\)$ および $J_2(\)$ について実験式の形に導くわけであるが、この両者の関数形も明らかでないために、これらを同時に考慮して処理することは計算そのものを繁雑にするばかりでなく、好結果をも期待できないことから、ここでは、まず1径間で構成された余水吐の資料より関数 $J_1(\)$ を求め、 $J_2(\)$ についてはまったく別個に取扱うことにした。なお、実際の資料処理計算はいずれも Deming の方法による最小2乗法にしたがっている。

まず、(67)式に示す関数 $J_1(\)$ に含まれる因子について検討してみた。

この場合、関数 $J_1(\)$ に含まれる可能性のある要素としては、 H_d , L_s , b および S の4要素であるが、これら4要素より考えられる無次元量のうち物理的意義が認められる因子としては、径間の縦横比 H_d/L_s 、絞り度 $L_s/L_s + b$ 、橋台の突き出し度に相当する S'/H_d あるいは S'/L_s , b/S' などであろう。ここに、 S' は橋脚先端の位置を示す要素であり、越流頂を基準として測られた橋脚先端までの水平距離 $S+L$ であって、ダム上流面からの突き出し長 S に堤頂からダム前面までの距離 L (Harrold の形状では $L=0.282H_d$, Randolph の形状では $L=0.287H_d$ である) を加えたものである。

これらの無次元量のうち S'/L_s は越流頂上流の平面形状を表わす因子であり、 b/S' はさきの絞り度と類似した効果を表わす因子であって、ともに越流頂に対する橋台先端位置の効果を表わす無次元量である。また、 H_d/L_s および S'/H_d は越流頂の形状と水理量との相対的な関係を示す因子であり、他の無次元量は越流頂の形状要素のみに依存した因子である。

いま、関数 $J_1(\)$ すなわち、 $2\delta_{ad}^*/L_s$ は実際に越流頂の形状要素にのみ支配されるとは考えられず、むしろ H_d/L_s あるいは S'/H_d が関数 $J_1(\)$ の支配的な因子となり、越流頂の形状要素による因子は補助的な役割をはたすものと考えられる。

このような考慮をして、実際に1径間のみにより構成された標準型越流頂に関する実験資料を用いて検討してみた。

その結果、図-5に示すように $2\delta_{ad}^*/L_s$ にもっとも支配的な因子は設計水頭 H_d と径間幅 L_s との比 H_d/L_s であり、 $J_1(\)$ はこの因子を用いて $J_1 = A_1(H_d/L_s)^{A_2}$ の形に表わすことが明らかになった。そこで、この A_1 および A_2 について実験値を処理して曲線をあてはめたところ $A_1=0.0756$, $A_2=0.50$ と求めることができた。

すなわち、 $2\delta_{ad}^*/L_s$ は次のように表わされたわけである。

$$\begin{aligned} \frac{2\delta_{ad}^*}{L_s} &= J_1(H_d, L_s, b, S') \\ &= 0.0756 \left(\frac{H_d}{L_s} \right)^{0.50} \quad \cdots \cdots (68) \end{aligned}$$

この(68)式に示す曲線はさきの $2\delta_{ad}^*/L_s \sim H_d/L_s$ の関係図に表わされる曲線であって、これをみると実験値に十分対応した曲線であることがわかる。

なお、 $2\delta_{ad}^*/L_s$ が(68)式に示すように表わすことができたことから、従来の検討の対象となった $\delta_{ad}^* = K_A H_0$ と定義した場合の Francis の収縮係数 K_A について求めてみると、(68)式は K_A を次のように表わした場合の式であることがわかる。

$$K_A = 0.0378 \left(\frac{L_s}{H_d} \right)^{0.50} \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{0.50} \quad \cdots \cdots (69)$$

いま、この(69)式に示される K_A を従来の実験結果と比較してみると、 $H_0=H_d$ における K_{Ad} については従来

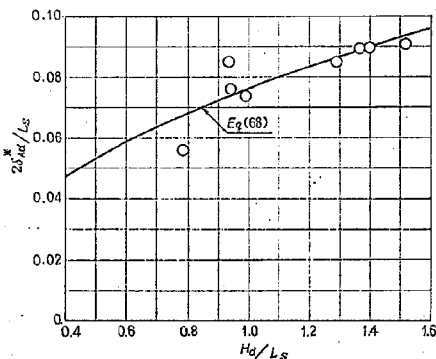


図-5 $2\delta_{ad}^*/L_s$ と H_d/L_s の関係

の実験値 $K_{Ad} \approx 0.04$ とほぼ一致した値を示すことがわかるが、その H_0/H_d に対する変化については大きく異なっていることがわかる。すなわち、従来の実験結果では K_A は H_0/H_d の減少にともない徐除に増大するものとしてきたが、(69)式では逆の変化を与える点であって、これはすでに述べたように、橋台のない二次元流れの流量係数 C の値に起因するものと考えられ、両者を同一の基準で比較することは困難であろうと思われる。

なお、 K_A の変化については従来の実験結果とかなり異なっているけれども、実際に算出される流量(あるいは流量係数 C')についてはほぼ同一の値を示し、このような大きな誤差は生じないものと思われる。

このように $J_1(\cdot)$ すなわち $2\delta_{Ad}^*/L_s$ については実験式の形に表すことができたから、つぎに $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ について検討した。

まず、 $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ の実験値については n 径間 ($n \geq 2$) により構成された余水吐の実験資料より次式を用いて推定することにした。

$$\frac{\partial_{Pd}^*}{\partial_{Ad}^*} = \frac{n}{n-1} \left\{ \frac{Ma}{0.0756(H_d/L_s)^{0.50}} - \frac{1}{n} \right\} \quad \dots\dots\dots (70)$$

この $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ について実験式にまとめる場合考慮すべき要素は、さきの関数 J_1 の場合と同様に H_d , L_s , b および S (ここでは S') の4要素であるが、ここでは橋脚と橋台の流れに及ぼす影響の度合いを考えるのであるから、橋脚としての特性を示す値、すなわち橋脚幅 b が支配的な因子となるべきであろう。

そこで、この橋脚幅 b を含む三つの因子 (b/H_d , b/L_s および b/S') と $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ の関係をそれぞれ検討したところ、 $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ が b/S' に対してかなり一様な変化をしていることが明らかになった。すなわち、図-6に示すように $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ は b/S' の増大にともない一様に増

大していることがわかる。

いま、この $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ と b/S' との関係を実験式にまとめる場合、 $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ の変動領域あるいは b/S' の適用範囲に十分な考慮をほらう必要がある。

これは、ここで収集した資料からは b/S' の増大にともない ∂_{Pd}^* が ∂_{Ad}^* より大きくなる場合が考えられるが、実際に b/S' が十分大きくなれば ∂_{Pd}^* は逆に ∂_{Ad}^* に漸近するものと考えることができ、 $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ が b/S' に対して単調に増大するものとは考えられないからである。そこで、 b/S' と $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ の関係がある b/S' 値に対して $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ が最大値を示すような関係にあることも考えられるが、これだけの資料からはこれらの性状を明らかにすることができない。

そこで、ここでは ∂_{Pd}^* が常に $\partial_{Pd}^* \leq \partial_{Ad}^*$ の条件を満たすものと仮定することにした。

実際にこの仮定は図-6に示すようにかなり疑問もあるが、従来の他の多くの実験結果において $K_{Pd} > K_{Ad}$ (すなわち $\partial_{Pd}^* > \partial_{Ad}^*$) となるような例がまったくないことから、このような仮定も十分成立するのではないかと考えられる。

いま、このような仮定のもとにこの関係を実験式にまとめる場合、関数形としてはさきの仮定にしたがい b/S' の増大に対して $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ が1.0に漸近するようなものが望ましいが、実際にこの領域については不明確なため、ここではむしろ $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ が1.0以下の b/S' との関係がかなり明確な領域に主眼をおき、この領域に対して $J_2 = A_3(b/S')^{A_4}$ で表わされる指数曲線をあてはめることにした。また、実験資料についても $\partial_{Pd}^* < \partial_{Ad}^*$ が十分明確でありかつ b/S' に対して単調に増大していると思われる b/S' が0.8以下の範囲の資料を選び、この資料を用いて A_3 および A_4 を推定している。

その結果、

$$\frac{\partial_{Pd}^*}{\partial_{Ad}^*} = J_2(H_d, L_s, b, S') \\ = 1.465(b/S')^{1.7} \quad \dots\dots\dots (71)$$

と表わすことができた。この(71)式に表わされる推定曲線はさきの図-6に示す曲線であって、 $\partial_{Pd}^* < \partial_{Ad}^*$ の資料に対しては十分満足しうる曲線である。この(71)式より $\partial_{Pd}^* = \partial_{Ad}^*$ となる b/S' を求めてみると、 $b/S' = 0.80$ となり、さきの仮定にしたがえば(71)式の適用は $b/S' < 0.80$ の範囲に限定されるわけであって、 $b/S' \geq 0.80$ の範囲に対しては橋脚は橋台と同一の作用をするものと考えられるわけである。

いま、さきの K_A の場合と同様に橋脚の収縮係数 K_P について求めてみると、
 $b/S' < 0.80$ に対して

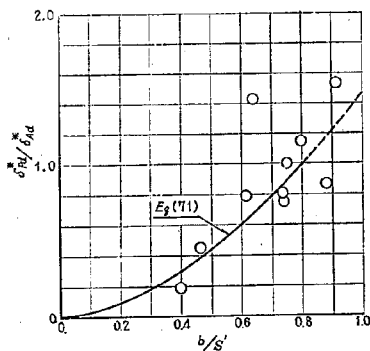


図-6 $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ と b/S' の関係

$$K_R = 0.0554 \left(\frac{L_s}{H_d} \right)^{0.50} \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{0.50} \left(\frac{b}{S'} \right)^{1.7} \quad \left. \begin{array}{l} b/S' \geq 0.80 \text{ に対して} \\ K_P = K_A \end{array} \right\} \quad (72)$$

と表わすことができる。

この(72)式に示される K_R を従来の実験結果と比較してみると、(72)式に示される K_R は b が一定な状態では S' の増大ともない減少するが、従来の実験結果（佐藤、山本あるいは岩崎の実験）では S/H_d の増大ともない K_R も逆に増大しており、この点まず大きく異なった結果であることがわかる。しかし、図-6に示されるようにこの資料においては、 b/S' の増大に対して K_R も増大することが明らかであるので、この両者に相違を生じた原因を考えればまず実験値の処理上の問題（すなわち K_A と K_R の分離）が考えられるが、この点明らかではない。

つぎに、 K_{Pd} の値については、従来の実験結果では $K_{Pd} = 0.02$ 程度とされているが、(72)式では $b/S' = 0.40 \sim 0.65$ の範囲で $K_{Pd} = 0.015 \sim 0.025$ の値となり、(72)式は従来の実験結果とはほぼ一致した値を与えるものと考えられる。

また、 K_P と H_0/H_d の関係についてはさきの K_A の場合と同様であるので、(72)式に示される K_R は従来の実験結果と S ならびに H_0 に対する変化において非常に異なった結果を与えることがわかる。

しかし、これらに対する厳密な論議は、さきの K_A の場合と同様にこのままでは困難であって、さらに両者を同一の基準で処理した資料を用いて比較検討することが必要であろうと思われる。

また、(71)式に示すように $\partial_{Pd}^*/\partial_{Ad}^*$ が水理量とまったく関係のない b/S' という形状要素のみに起因した因子の関係となり、この値に対して大きく変動すること、ならびに、従来の実験結果を考慮して $\partial_{Pd}^* \leq \partial_{Ad}^*$ と仮定したことについては、今後さらに多くの資料を用いて検討する必要があるものと思われる。

5. 推定式の適用性について

ここで導いた Randolph あるいは Harrold 型の標準型越流頂の橋脚、橋台の影響を考慮した流量推定式の適用性について、実験値と推定曲線とを比較し検討してみる。

まず、ここに導かれた流量推定式をまとめれば次のようになる。

$$Q = N_s \cdot n C' L_s H_0^{5/2} \quad (73)$$

$$C' = C \left\{ 1 - M_d \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{1.5} \right\} \quad (73.a)$$

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \right\}^{1/2} \quad (\text{m-sec 単位}) \quad (73.b)$$

$n=1$ あるいは $n \geq 2$ かつ $b/S' \geq 0.80$ に対して

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{L_s} \right)^{0.50}$$

$n \geq 2$ かつ $b/S' < 0.80$ に対して

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{L_s} \right)^{0.50}$$

$$\times \left\{ \frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \times 1.465 \left(\frac{b}{S'} \right)^{1.7} \right\}$$

..... (73.c)

ここに、 Q : 余水吐の全流量 (m^3/sec)、 N_s : 余水吐のブロック数、 n : 1ブロック当りの径間数、 C' : 橋脚、橋台の影響を考慮した流量係数、 L_s : 1径間当りの径間幅 (m)、 H_0 : 堤頂を基準面とする全水頭 (m)、 C : 橋脚、橋台の影響を受けない二次元流れに対する標準型越流頂の流量係数、 M_d : 設計水頭時の流量係数における橋脚、橋台の影響を考慮した補正量、 H_d : 越流頂の設計水頭 (m)、 b : 橋脚幅 (m)、 S' : 越流頂から橋脚先端までの水平距離 (m) = $S+L$ 、 S : ダム前面から橋脚先端までの突き出し長 (m)、 L : 越流頂とダム前面との水平距離 (m) = $0.287H_d$ (Randolph 型) あるいは $= 0.282H_d$ (Harrold 型) である。

まず、(73.c)式に示される M_d の推定値ならびにこれらを考慮して(73.b)および(73.a)式により求められる設計水頭時の流量係数 C_d' について実験値と推定値とを比較すれば、表-9および図-7に示すような結果が得られた。

これをみると、 $\partial_{Pd}^* \leq \partial_{Ad}^*$ の仮定に基づき、 $\partial_{Pd}^* > \partial_{Ad}^*$ ならびに $b/S' > 0.8$ の資料を除外して実験式を求めたにもかかわらず、実験値と推定値とは良好な一致をみせており、流量係数 C_d' においてここに収集した資料に対しては誤差は4%以下に収まっていることから、この程度の誤差は実用上許容しうるものと考えられ、 C_d' の推定に対してこの式を用いれば十分な精度で推定できることがわかる。

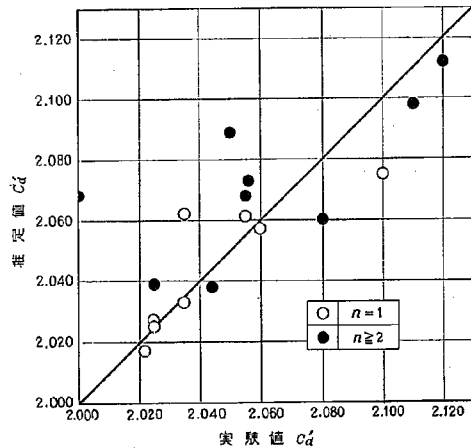
つぎに、この M_d の推定値を(73.a)式に代入して流量係数 C' を推定し、これを実験値と比較してみた。

この場合、ここでは、18の余水吐の実験値を径間数の相違 ($n=1$ と $n \geq 2$) および C_d' の推定値の大小にしたがって表-10に示すような第I群～第V群に分類し、この群ごとにこれを代表する推定曲線を求めて実験値と比較している。

このようにして実験値と推定曲線とを比較したものが、図-8.a, b, c, d および e であって、図中の実験値の記号はさきの表-10に示したものをを用いている。なお、図

表-9 C_d' および M_d について実験値と推定値の比較

No.	ダム名	実験値		因 子			推 定 値			
		C_d'	M_d	n	Ha/L_s	b/S'	$2\partial_{Ad}^*/L_s$	$\partial_{Pd}/\partial_{Ad}^*$	M_d	C_d'
							$Eq(68)$	$Fq(71)$		
1	浜田	2.055	0.07599	1	0.9418		0.07337		0.07337	2.061
2	萱瀬	2.100	0.05576	1	0.7836		0.06692		0.06692	2.075
3	美和	2.025	0.08948	1	1.4000		0.08945		0.08945	2.025
4	目屋	2.022	0.09083	1	1.5219		0.09326		0.09326	2.017
5	四十四田(原)	2.025	0.08948	1	1.3667		0.08833		0.08833	2.027
6	布部	2.060	0.07374	1	0.9694		0.07520		0.07520	2.057
7	上市川	2.035	0.08498	1	0.9333		0.07304		0.07304	2.062
8	鎧畑	2.035	0.08498	1	1.2931		0.08597		0.08597	2.033
9	品木	2.044	0.08094	2	1.4058	0.7345	0.08964	0.8670	0.08368	2.038
10	鶴田(原)	2.000	0.10072	2	1.2083	0.6420	0.08310	0.6397	0.07021	2.068
11	我谷	2.110	0.05126	2	1.3103	0.3981	0.08654	0.3060	0.05651	2.098
12	二瀬	2.120	0.04676	2	0.4400	0.8838	0.05015	1.0000	0.05015	2.112
13	掠梨川	2.055	0.07599	2	1.2667	0.6167	0.08509	0.6440	0.06994	2.068
14	日野川	2.025	0.08948	3	1.4000	0.7500	0.08945	0.8983	0.08339	2.039
15	五名	2.050	0.07824	3	0.5556	0.9135	0.05635	1.000	0.05635	2.099
16	鹿野川(改)	2.056	0.07554	4	0.8142	0.7979	0.06822	0.9981	0.06812	2.073
17	杉田(改)	2.120	0.04676	4	1.1167	0.4630	0.07989	0.3956	0.04368	2.127
18	秋葉	2.080	0.06475	6	1.1786	0.7394	0.08207	0.8768	0.07364	2.060

図-7 C_d' について実験値と推定値の比較

中二瀬ダムの実験値は数多くの実験資料の1例であって、実験値 C_d' は、これらの実験値の平均値を用いている。

いま、これを見ると、まず実験値のパラツキが非常に激しく、実験の精度にかなり問題があるものと思われる

が、全体的にみて実験値が $H_0/H_a < 0.3 \sim 0.4$ で推定曲線より急激に小さくなる傾向があり、ちょうど著者の流量係数(45)式と岩崎の公式(16)式とを比較した図-2とよく似た変化を示すものが多いことがわかる。しかし、これはさきに指摘したように模型実験の影響が顕著にな

表-10 n および推定値 C_d' による余水吐の分類

群 (径 間)	図 番	ダム名	記 号	実 験 値		推 定 値	
				C_d'	Ma	Ma	C_d'
I ($n=1$)	8a	浜田 置瀬 布部 上市 代表する推定曲線 $E_q(73)$	○	2.055	0.07599	0.07337	2.061
			●	2.100	0.05576	0.06692	2.075
			◎	2.060	0.07374	0.07520	2.057
			①	2.035	0.08498	0.07304	2.062
			②			0.07149	2.065
II ($n=1$)	8b	美和 目屋 四十四 畑 端 代表する推定曲線 $E_q(73)$	○	2.025	0.08948	0.08945	2.025
			●	2.022	0.09083	0.09326	2.017
			◎	2.025	0.08948	0.08838	2.027
			①	2.035	0.08498	0.08597	2.033
			②			0.08948	2.025
III ($n \geq 2$)	8c	我谷 五名 杉田 二瀬 代表する推定曲線 $E_q(73)$	○	2.110	0.05126	0.05651	2.098
			●	2.050	0.07824	0.05635	2.099
			◎	2.120	0.04676	0.04368	2.127
			①	2.120	0.04676	0.05015	2.112
			②			0.05126	2.110
IV ($n \geq 2$)	8d	鶴田 鹿野 秋葉 稜梨 代表する推定曲線 $E_q(73)$	○	2.000	0.10072	0.07021	2.068
			●	2.056	0.07554	0.06812	2.073
			◎	2.080	0.06475	0.07364	2.060
			①	2.055	0.07599	0.06994	2.068
			②			0.07149	2.065
V ($n \geq 2$)	8e	日野 品川 木 代表する推定曲線 $E_q(73)$	○	2.025	0.08948	0.08339	2.039
			●	2.044	0.08094	0.08368	2.038
			◎			0.08273	2.040

るものと考えられることから、この範囲を除外して H_0/H_d $H_a > 0.3 \sim 0.4$ の範囲に対して両者を比較してみると、推定曲線が実験値に比して相対的に異なった値を示すものあるいはまったく異なった変化を示すものがあることがわかる。

しかし、この推定曲線を用いた場合の誤差について検討してみると、この最大誤差が5%前後に収まっていることから、この程度の誤差は実用上十分許容できるもの

と考えられる。

このようにここで収集した18の余水吐の実験資料に対して、逆に(73)式に示すように導かれた流量推定式を適用してみると、その最大推定誤差を5%程度に収められることから、ここに導いた Randolph あるいは Harrold 型の標準型越流頂の流量推定式(73)式は実用上の精度を十分に満足させる流量推定法であると思ふことができる。

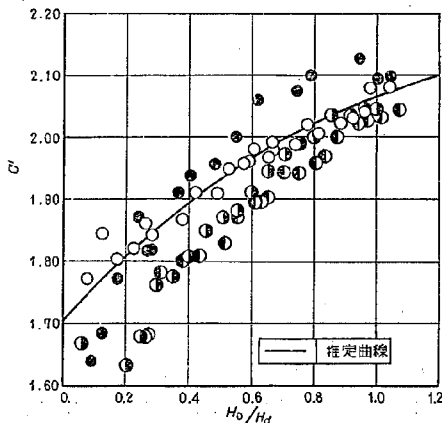


図-8. a 実験値と推定曲線の比較 (第I群)

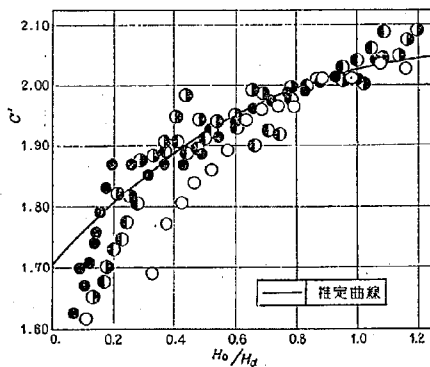


図-8. b 実験値と推定曲線の比較 (第II群)

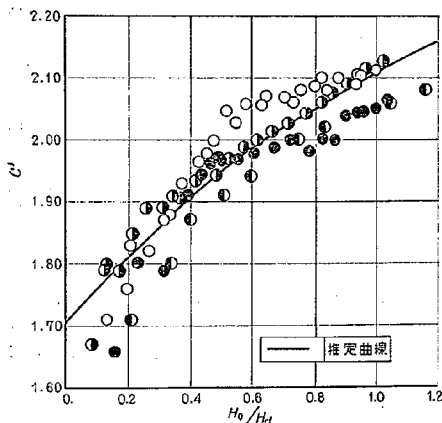


図-8. c 実験値と推定曲線の比較 (第Ⅲ群)

6. 結 論

ここでは、越流頂の水理機能が研究(1)で明らかになったように理論的に取扱えることから、この理論に基づいた実用流量公式について考えてみた。

まず、越流頂の流量公式の理論値は研究(1)で導いたように次の2式で表わされる。

すなわち、

$$q = (R+h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right) \\ \times \sqrt{\frac{g(R+h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}{1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}} \\ H_0 = \frac{(R+h) \log \left(1 + \frac{h}{R} \right)}{2 \left\{ 1 + \log \left(1 + \frac{h}{R} \right) \right\}} + h$$

であって、ここに、 q : 単位幅当りの流量 (m^3/sec)、 H_0 : 支配断面 (ここでは堤頂) を基準面とする全水頭 (m)、 R : 堤頂底面の曲率半径 R_0 (m)、 h : 研究(1)で用いた堤頂の水深に対応した値 h_{*e} (m)、 g : 重力加速度 $= 9.8$ (m/sec^2) である。

この場合、まず理論式から同様な考え方のもとに導かれた岩崎公式の誘導過程について考慮するとともに、理論式に示される関数関係について検討を加えたところ、岩崎公式と同程度の近似により指数関数型の流量公式も同様成立することが明らかになった。また、さらに近似度を高めて展開変形したところ理論式との誤差が1%以下に収まる実用的な流量係数の一般形を直接導くことができた。

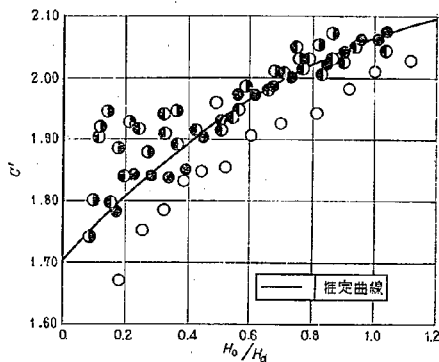


図-8. d 実験値と推定曲線の比較 (第Ⅵ群)

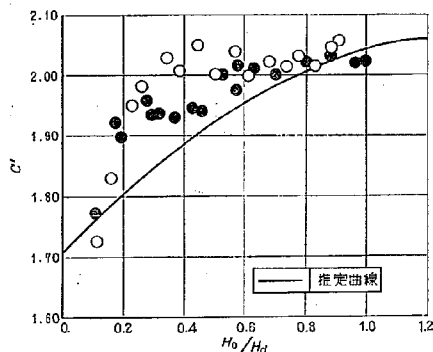


図-8. e 実験値と推定曲線の比較 (第Ⅴ群)

ここでは、さらにこの実用流量係数の一般形を標準型越流頂に適用した場合について考え、標準型越流頂の流量係数の一般形ならびに Randolph あるいは Harrold 型越流頂の流量公式について新しい提案を行なった。

また、このような二次元流れに対する越流頂の流量公式を実際のダムの越流型余水吐に適用する場合には三次元的要素 (橋脚、橋台など) の影響を考慮しなければならないことから、まず従来の実験的検討結果をまとめて流量係数に影響を及ぼす因子について整理するとともに、実際の標準型越流頂の水理模型実験資料を収集してそれらの資料にみられる三次元的要素の影響の度合いならびに性状について検討を加えたところ、この影響と余水吐の形状ならびに水理条件とを関連づける簡単な実験式を導くことができた。

なお、ここで求めた一連の流量推定法による推定値を実験値と比較したところ、最大推定誤差は5%程度に収まることから、この流量公式を用いれば実用上十分満足

できることが明らかになった。

いま、ここで得られた結果について要約すれば次のとおりである。

1. 越流頂の水位一流量関係が理論式によって表わすことができることから、岩崎が行なったと同様な $H_0/h = p$ (一定) の近似が成立するものとして流量係数 C を直接導いたところ、次のような指数関数型の流量係数も同様成立することが明らかになった。

すなわち、

$$C = \frac{q}{H_0^{3/2}} = C_a \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{\frac{3-2p}{2(p-1)}}$$

であって、ここに C_a : 設計水頭時の流量係数, H_d : 設計水頭であり、 p はさきに述べたように H_0 と越流頂における水深 h との比 H_0/h であって岩崎によれば $p=1.440$ 程度の値である。

なお、この指数関数型の流量係数は従来実験式として数多く提案されているものであるが、この関数形が理論式から直接導くことができることから、これらの式の妥当性について証明できたわけである。

ただし、指数関数型の流量係数は H_0/H_d の小さいところで誤差が急激に増大する欠点がある。

2. いま、 $H_0/h = p$ を一定とせず、さらに近似度を高めて理論式を変形したところ、越流頂の流量係数の実用的な一般形として次式が成立することが明らかになった。すなわち

$$C = \frac{q}{H_0^{3/2}} = C_0 \left(1 + 0.648 \frac{H_0}{R} \right)^{1/2}$$

であって、ここに R : 越流頂の底面曲率半径, C_0 : $H_0=0$ における流量係数であり、 C_0 は m-sec 単位では $C_0=1.704$, ft-sec 単位では $C_0=3.086$ である。

なお、この流量係数は理論式と非常によい一致を示す近似式であって、その最大誤差は $0 \leq H_0/R \leq 1.4$ の範囲で 0.6% 程度であり、工学的見地からすれば上式を用いれば十分満足できるものと思われた。

3. 越流頂の流量係数の一般形を標準型越流頂に適用すれば、標準型越流頂の流量係数 C は次式で表わすことができる。

$$C = \frac{q}{H_0^{3/2}} = C_0 \left(1 + K_N \frac{H_0}{H_d} \right)^{1/2}$$

ここに、 K_N は $K_N = 0.648 H_d/R$ と表わされる値である。この K_N は流線が底面から剝離しない範囲においては標準型越流頂の縦断形状によって決定される値であり、Randolph あるいは Harrold の形状として与えられるいわゆる標準型越流頂に対して

は K_N として、 $K_N=0.704$ を用いれば、その流量係数を表わし得ることができる。

なお、上記の標準型越流頂の流量係数の一般形を従来の実験結果に適用したところ、 H_0/H_d の小さいところを除けば良好な一致をみせ、上式を用いれば十分であることが明らかになった。

4. 橋脚および橋台が流量に及ぼす影響について、従来の実験結果を整理するとともに、Randolph あるいは Harrold の縦断曲線を使用している実際の越流型余水吐の水利模型実験資料を収集し、この影響の度合いと余水吐形状要素との関係ならびに越流水頭によるこの影響の変動について検討を加えたところ、橋脚、橋台の影響は次のような実験式によって表わしえることがわかった。

すなわち、橋脚、橋台の影響を加味した流量係数 C' は次式によって求めることができる。

$$\begin{aligned} C' &= \frac{Q}{N_s \cdot n L_s H_0^{3/2}} \\ &= C \left\{ 1 - Ma G \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \right\} \\ C &= 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \right\}^{1/2} \\ G \left(\frac{H_0}{H_d} \right) &= \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{1.5} \end{aligned}$$

$n=1$ あるいは $n \geq 2$ かつ $b/S' \geq 0.80$ に対して

$$Ma = 0.0756 \left(\frac{H_d}{L_s} \right)^{0.60}$$

$n \geq 2$ かつ $b/S' < 0.80$ に対して

$$\begin{aligned} Ma &= 0.0756 \left(\frac{H_d}{L_s} \right)^{0.60} \\ &\times \left\{ \frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \times 1.465 \left(\frac{b}{S'} \right)^{1.7} \right\} \end{aligned}$$

である。ここに、 Q : 越流型余水吐の全流量 (m^3/sec), N_s : 余水吐のブロック数, n : 1 ブロック当りの径間数, L_s : 1 径間当りの越流幅 (m), C : Randolph あるいは Harrold 型越流頂の二次元の場合の流量係数, Ma : 橋脚、橋台の影響を流量係数の減少率で示した値, $G(H_0/H_d)$: 越流水頭 H_0 における流量係数の減少率 M と設計水頭時における Ma との比 M/Ma を示す関数, b : 橋脚幅 (m), S' : 越流頂から橋脚先端までの水平距離 $S+L$ (m), S : ダム前面から橋脚先端までの突き出し長 (m), L : 越流頂からダム前面までの水平距離 (m) である。

なお、 $G(H_0/H_d)$ および Ma を示す実験式は、 $H_0=0$ において橋脚、橋台の影響はまったくなくなるもの ($H_0=0$ において $M=0$) ならびに橋脚の影響は常に橋台のそれよりも小さいものと仮定して導

いたものである。

また、この実験式より、これらの影響が流量にほぼ比例して変化すること ($M/M_0 = (H_0/H_d)^{1.5}$)、橋台の影響が H_d/L_s によって変化することおよび橋脚と橋台の影響の割合が b/S' という形状要素のみによる因子によって変化することがわかる。なお、ここでは上記の仮定により、 $b/S' \geq 0.80$ になれば橋脚は橋台と同一の作用をするものと考えているわけである。

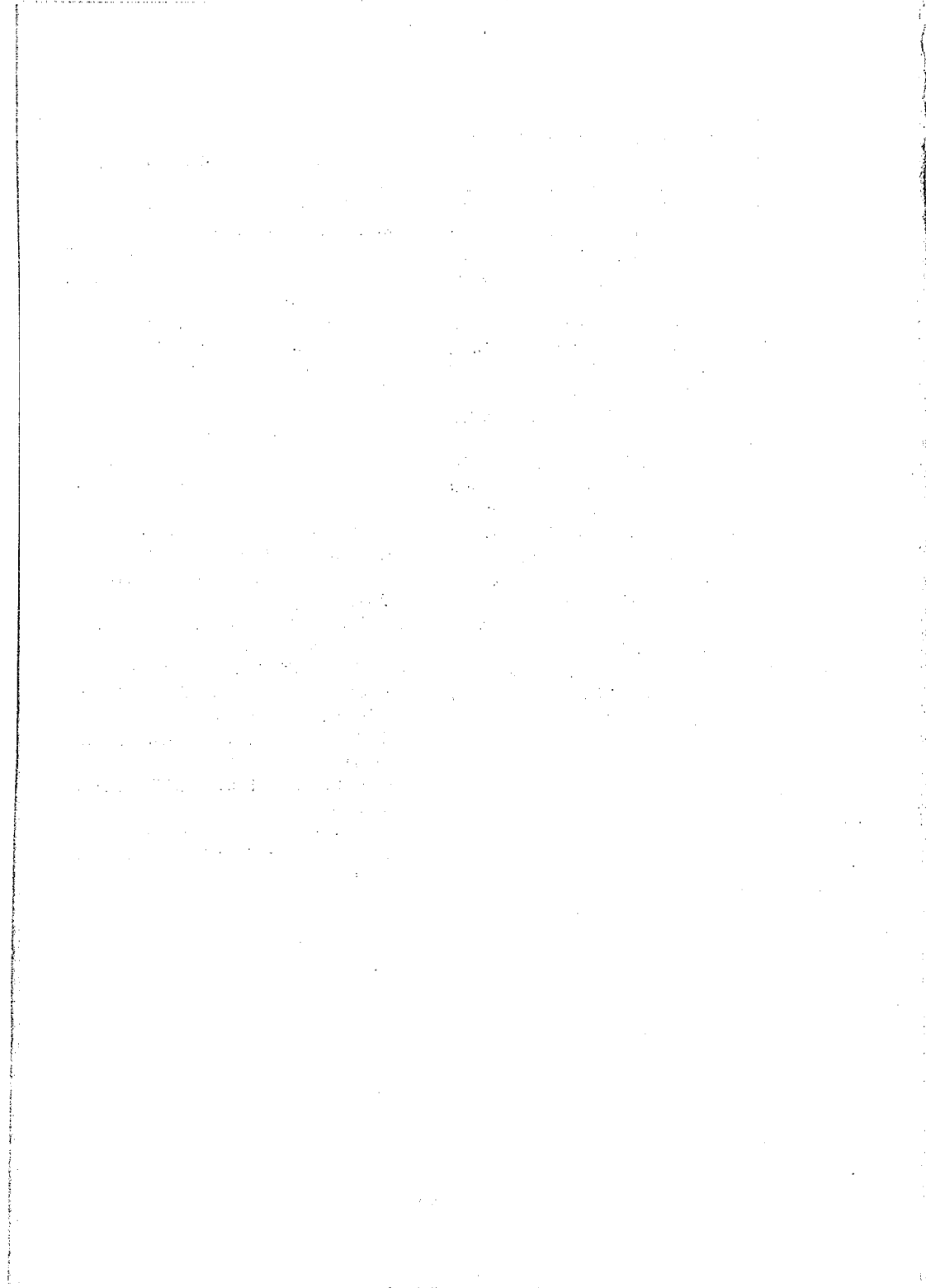
5. 4. で述べた Randolph あるいは Harrold 型の標準型越流頂における橋脚、橋台の影響を考慮した流量係数の推定式を実際に適用して、逆に計算値と実験値とを比較したところ、最大推定誤差が5%程度であったことから、この推定式を用いれば実用上十分満足できるものと考えられた。

以上、ここでは越流型余水吐の水理機能に関する研究の第2報として理論式に基づく実用的な流量係数の表示式ならびにそれに及ぼす橋脚、橋台の影響について検討を加えたが、橋脚、橋台の影響を示す実験式の誘導については実験資料数が不十分なことおよび実験値の精度の点でかなり問題もあるものと思われるので、今後さらに実験資料を収集してこの適用性について検討するとともに、さらに橋脚、橋台のある越流頂の流れの機構についてより根本的な論議が必要であるものと思われる。

最後に、本研究の実施には、ダム水理研究室の多くの職員の協力を得た。ここに厚く謝意を表するものである。

参 考 文 献

- (1) 「水理公式集 (昭和38年増補改訂版)」土木学会 (昭38, 8) P170
- (2) 岩崎: 「越流頂余水吐きの流量係数について」土木学会論文集 第43号 (1957)
- (3) Chow, V. T.: "Open Channel Hydraulics" Mc Graw-Hill New York (1959) 石原藤次郎訳「開水路の水理学Ⅰ」丸善 (1961) P340
- (4) 村, 荒木: 「ダム溢流部形状に関する実験的研究」土研報告 第93号 (昭31)
- (5) "Studies of Crests for Overfall Dams" Boulder Canyon Project, Final Reports, Part VI Bull 3 (1948)
- (6) Brown, F.R.: "Hydraulic models as an aid to the development of design criteria", Waterways Experiment Station, Bull. No. 37 (1951)
- (7) 山本: 「堰堤の越流係数に関する模型実験」内務省土試報告 第66号 (昭17, 11) P75
佐藤, 山本: 「同上 (追報)」内務省土試報告 第66号 (昭17, 11) P113
- (8) 岩崎: 「花山ダム水理模型実験報告書」東北大学工学部土木教室 (1955, 3) P47
- (9) 佐藤: 「水理学」森北出版 (昭35, 9) P76
- (10) 村, 中村, 伊集院, 加藤: 「ダム越流部完全非調節越流量の推定方法」未発表
村, 伊集院: 「標準型越流セキの自由越流量」土木技術資料Vol3, No.2 (昭36, 2) p8
- (11) 土木研究所: 「四十四田ダム水理模型実験報告」 (昭40, 3)
- (12) U.S. Bureau of Reclamation: "Hydraulic Laboratory Practise" Engineering Monograph No. 18



雨量・水位などの測定時間間隔のきめ方

(昭和 41 年 10 月)

木 下 武 雄*

Some Criteria on Hydrological Measurements

(October 1966)

Takeo Kinoshita

Abstract:

It is generally said that hydrological phenomenon has an essential difficulty to be researched because of its variabilities in time and space. We cannot control it in the natural situation as a laboratory experiment. We have to observe it accurately in order to make a good conclusion. But we cannot get rid of a trouble about accuracy related with the data sampling interval. We always measure numerical data on the discrete time, especially to process them by a digital computer. As sampling exerts an influence upon accuracy of results, careful consideration should be given to the determination of sampling interval.

It is the rainfall-runoff relation that we are going to discuss here. Runoff is taken for a linear response of rainfall on a drainage basin. An impulse response function of rainfall is known as an instantaneous unit hydrograph $h(\tau)$ in (1). Its Fourier transform provides a useful frequency domain representation (2). $F(\omega)$, $G(\omega)$ and $H(\omega)$ are in general complex, and described by $R_F(\omega) + jI_F(\omega)$ and so on. An amplitude density spectrum $A_F(\omega)$ and a phase density spectrum $\theta_F(\omega)$ are written by (4) and (5) respectively.

As the procedure of solving $h(t)$ is rather complicated, $H(\omega)$ is here computed by a simple relation (6).

It is expected that the reasonable sampling interval will be decided by mean of significant cutoff frequencies in the ω domain.

The preliminary computation was carried out in order to determine the relation between the number of division of the solitary wave and the error of numerical integration. Two typical waves are taken up (cf. Figs. 1 and 2). They are transformed analytically to (7) and (9). Numerical integration is carried out by means of simple summation (11). The comparisons of numerical and analytical integrations are shown in Tables 1 and 2. The summary (how long period we can discuss within a certain amount of error) is described in Table 3.

The actual data of rainfall and streamflow to which this method is applied were observed at Hubbard Brook Experimental Forest in New Hampshire, U. S. A. It is managed by the Northeastern Forest Experiment Station, Forest Service, U. S. Department of Agriculture. The big storm came up there November 26 th, 1964. Total rainfall was measured about 1.5 inches. (See Fig. 8) The areas of drainage basins are 29 and 89 acres. The sampling intervals of rainfall and streamflow are 5 min. and 15 min. respectively.

The rainfall raw spectrum is shown in Fig. 10. It is in general decreasing with increase of frequency. But there are several undulations. A remarkable depression is at 135 min. In order to confirm the existence of these undulations we applied three kinds of the sampling interval, 3 min., 5 min. and 7.5 min. The comparison is shown in Table 4. These undulations may be dependent upon the structure

* 河川部 水文研究室長

of rainclouds. The cutoff period of rainfall measurement is found 2 hr. 30 min. (cf. (21)), if the amplitude spectrum has to contain more than 10% of the amplitude of the infinite period. In this case the sampling interval is decided to be 40 min. within 10% error or 8 min. within 1% error according to Table 3.

The runoff raw spectrum is shown in Fig. 11. It is rapidly decreasing with increase of frequency. The cutoff period of runoff measurement is found 6 hr. (cf. (24)), if the amplitude spectrum has to contain more than 10% of the amplitude of the infinite period. Although this criterion is available to analyze a whole solitary wave, it is not available to investigate the particular part. We have to use the more precise sampling interval to find out the peak discharge.

The unithydrograph spectra are shown in Figs. 12 and 13.

Table 5 is the final table, in which the cutoff periods T_c of rainfall, runoff and unithydrograph are described.

This practice was executed under the supervision of Dr. Peter S. Eagleson, professor of Massachusetts Institute of Technology, when the author was in Boston, U. S. A. The author is thankful to him for his kind guidance.

概 要

雨量・水位などの測定は他の自然現象の測定と同様に、やり直しができないから慎重でなければいけない。計器の精度の向上はもちろんであるが、それとは別に測定時間間隔が適当であることが必要である。フーリエ変換によってスペクトルを求め、それによって適当な時間間隔をきめるのがこの論文の概要である。

なおこれは著者が科学技術庁長期派遣在外研究員としてマサチューセッツ工科大学に留学し、Peter S. Eagleson 教授の下で行なった研究の一部である。

目	次
1. はじめに.....(2)	4. 結果とその解釈.....(12)
2. 予備計算.....(3)	[1] 雨量のスペクトル.....(12)
3. 具体的手順.....(8)	[2] 流出高のスペクトル.....(13)
[1] 転倒ます雨量計の各転倒によって 生じたパルスの記録から等時間間 隔の雨量に変換する手順.....(9)	[3] ユニットハイドログラフの スペクトル.....(13)
[2] 水位から流量への変換.....(10)	[4] この項のまとめ.....(15)
[3] フーリエ変換の手順.....(10)	5. おわりに.....(15)

1. は じ め に

雨量・水位などは時間的・空間的の変動が大きく、しかもその実体がつまみにくくて、測定は大へんむづかしいといわれている。一般に自然現象は人工的に制御できないし、くり返しておこることもないので、その測定に関してはよほど慎重でなければならない。

最近の技術革新によって、電気的・機械的測定技術は進歩し、1回1回の測定精度は著しく向上した。また測定の確実さも著しく増した。しかし測定を時間的・空間的にどのように分布させれば、望んでいる精度で対象とする現象を把握できるかというようなことは一向に解決していない。この論文では時間分布に関する問題を扱う。すなわち測定の適切な時間間隔は現象の時間的な変動と関連して定めようとするものである。同様の研究は空間的な分布にも有効であると思われる。

自記記録計を用いる場合、記録するだけなら連続記録を書けば時間間隔の問題はおこらないが、それを集計し、解析する時には、ある一定時間間隔で読み取らねばならない。デジタル測定ならもちろん、ある時間間隔で測定するわけである。

一般的に言えば、時間間隔が短いほどよい結果がえられるであろう。しかしあまり間隔が短いと、不経済であるばかりでなく、解析等に邪魔なノイズを拾うことにもなり、好ましいとは言えない。ではどのくらいの時間間隔がその測定に適切か？ これをきめるのがこの論文の目的である。

ここでは流域に雨が降って流域末端の河道への流出がおこったという現象をとり上げよう。雨を流域に対する入力と考えれば、流出してくる流量は流域の出力と考えることができる。ここで雨から流量への関係に線型関係を仮定しよう。必ずしもこの仮定は合わないが、この場

合のインパルス応答関数が水文学でよく言われるユニットハイドログラフである。

この関係は数学的には次のような「たたみこみ積分」(Convolution Integral) で表現される。

$$g(t) = \int_0^{\infty} h(\tau) f(t-\tau) d\tau \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで $g(t)$ は表面流出で単位は L/T 。 $f(t)$ は有効雨量で単位は L/T 。 $h(\tau)$ はユニットハイドログラフで単位は $1/\text{時間}$ 。 t, τ は時間で単位は T である。 L は単位の長さ、 T は単位の時間を示す。

(1) 式のフーリエ変換は角周波数領域において (2) 式のように表わされる。

$$G(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで } F(\omega) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-j\omega t} dt \\ G(\omega) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} g(t) e^{-j\omega t} dt \\ H(\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} h(t) e^{-j\omega t} dt \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

これらは一般に複素数であるので実数部を R 、虚数部を I とおくと、

$$F(\omega) = R_F(\omega) + jI_F(\omega)$$

振幅密度スペクトル (amplitude density spectrum) を A 、位相密度スペクトル (phase density spectrum) を θ とおくと

$$A_F(\omega) = [R_F^2(\omega) + I_F^2(\omega)]^{1/2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\theta_F(\omega) = \arctan[I_F(\omega)/R_F(\omega)] \quad \dots\dots\dots (5)$$

となる。同様の関係は $G(\omega)$ 、 $H(\omega)$ についても成立する。

ここで $h(t) \sim H(\omega)$ について少し記そう。雨から流量を与える流域は一種の低周波濾波器とみなすことができるから、その ω 領域における表現 $H(\omega)$ は流域の濾波特性をあらわすものと考えられる。しかし、 $f(t)$ や $g(t)$ が実測可能なのに引きかえて、 $h(t)$ は実測できない。したがって、 $F(\omega)$ 、 $G(\omega)$ を求めるのが比較的容易なのに比べて、 $H(\omega)$ を求めるためには (i) 積分方程式 (1) を $h(\tau)$ について解いてから (3) のフーリエ変換によるか、(ii) ω 領域における (2) 式の割算から求めるかの方法によらなければならない。(i) の手順はやや面倒なので (ii) の手順によって以下の議論をすすめたい。すなわち、

$$H(\omega) = G(\omega)/F(\omega)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{振幅については } A_H(\omega) &= A_G(\omega)/A_F(\omega) \\ \text{位相については } \theta_H(\omega) &= \theta_G(\omega) - \theta_F(\omega) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

こうして雨量・流量・ユニットハイドログラフ3者のフーリエ変換 $F(\omega)$ 、 $G(\omega)$ 、 $H(\omega)$ が既知となる。これらのグラフは ω_1 と $\omega_1 + d\omega$ の間に、それぞれがどの程度の振幅 (これを二乗してパワーと呼ぶ) を含むか (F

(ω)、 $G(\omega)$ について)、何%の振幅成分を通過させるか ($H(\omega)$ について) を示している。

2. 予 備 計 算

実際の数値をいれてフーリエ変換をするときには誤差を減らすように努め、そして生ずる誤差の限界を知っていなければならない。フーリエ積分は解析的な場合の数学的な基礎については確実であるが、任意の孤立波形について数値計算をするときには若干の予備計算をしなくてはならない。

誤差は (i) 読取の不正確なことと (ii) 有限間隔で読むためとの2つの原因に由来する。(i) は深い注意によって、または機械化によって避けられるであろうが、(ii) については数値計算の本質に関するもので、簡単ではない。ことにそれは高い周波数に対して影響が強くあらわれる。定常時系列なら、議論できる最短周期は読取間隔の2倍であると言われている。いま、ここで扱っている雨量等は孤立波に近い形をしているので、孤立波についてはどうだろうか。そのためには形状が単純な孤立波について理論的なフーリエ変換と、その各点を数値にして読取った波形について数値積分によるフーリエ変換とを比べてみるとよい。

ここでは2つの例を用いた。二等辺三角形と指数関数減小曲線とである。(以下それぞれ三角形と指数曲線と呼ぶ。) 三角形は図-1に示すようなものである。このフーリエ変換は理論的に得られる。

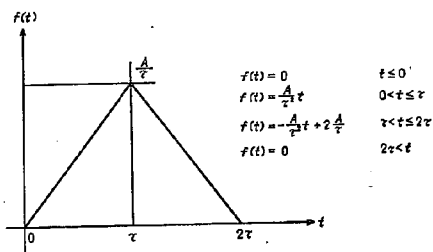


図-1 An isosceles triangle

$$F(\omega) = -\frac{A}{\omega^2 \tau^2} (1 - e^{-j\omega \tau})^2 \quad \dots\dots\dots (7)$$

つまり

$$\left. \begin{aligned} A_F(\omega) &= \frac{2A}{\omega^2 \tau^2} (1 - \cos \omega \tau) \\ \theta_F(\omega) &= -\omega \tau \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 $\omega \tau = \pm 2\pi n$ $n=1, 2, 3, \dots$ を除く。

指数曲線は図-2に示すようなものである。このフーリエ変換も理論的に得られる。

$$F(\omega) = A \cdot \frac{1 - j\omega \tau}{1 + \omega^2 \tau^2} \quad \dots\dots\dots (9)$$

表-1 FOURIER TRANSFORM

NUMBER OF DIVISION=10, $H(0)=100.0$

NUMBER	PERIOD	OMEGA	NUM AMPL	THR AMPL	NUM ANG	THR ANG
0.5	1.00	6.2832	100.000000	0.0	0.0000	0.0
1.0	2.00	3.1416	100.000000	0.0	0.0000	0.0000
1.5	3.00	2.0944	4.000032	0.683913	-2.0944	-2.0944
2.0	4.00	1.5708	4.000000	1.621140	-3.1416	-3.1416
2.5	5.00	1.2566	0.000066	0.0	-2.5213	0.0000
3.0	6.00	1.0472	4.000011	2.735676	2.0944	2.0944
3.5	7.00	0.8976	6.219848	4.718904	-2.6928	-2.6928
4.0	8.00	0.7854	3.999994	3.242272	-1.5708	-1.5708
4.5	9.00	0.6981	1.132474	0.960035	-0.6981	-0.6981
5.0	10.00	0.6283	0.000004	0.0	-1.2679	0.0000
5.5	11.00	0.5712	1.086225	0.973112	0.5712	0.5712
6.0	12.00	0.5236	4.000008	3.647571	1.0472	1.0472
6.5	13.00	0.4833	8.144403	7.529657	1.4500	1.4500
7.0	14.00	0.4488	12.987932	12.189005	1.7952	1.7952
7.5	15.00	0.4189	18.134018	17.097946	2.0944	2.0944
8.0	16.00	0.3927	23.313675	22.139548	2.3562	2.3562
8.5	17.00	0.3696	28.356735	27.088867	2.5872	2.5872
9.0	18.00	0.3491	33.163406	31.838181	2.7925	2.7925
9.5	19.00	0.3307	37.681168	36.327530	2.9762	2.9762
10.0	20.00	0.3142	41.888474	40.528488	-3.1416	-3.1416
15.0	30.00	0.2094	69.400543	68.391739	-2.0944	-2.0944
20.0	40.00	0.1571	81.726822	81.056885	-1.5708	-1.5708
25.0	50.00	0.1257	87.976044	87.513947	-1.2566	-1.2566
30.0	60.00	0.1047	91.522980	91.189011	-1.0472	-1.0472
35.0	70.00	0.0898	93.714996	93.463730	-0.8976	-0.8976
40.0	80.00	0.0785	95.159485	94.964142	-0.7854	-0.7854
45.0	90.00	0.0698	96.159836	96.003830	-0.6981	-0.6981
50.0	100.00	0.0628	96.880402	96.753143	-0.6283	-0.6283
55.0	110.00	0.0571	97.416290	97.310455	-0.5712	-0.5712
60.0	120.00	0.0524	97.825394	97.736130	-0.5236	-0.5236
65.0	130.00	0.0483	98.144714	98.068375	-0.4833	-0.4833
70.0	140.00	0.0449	98.398636	98.332672	-0.4488	-0.4488
75.0	150.00	0.0419	98.603897	98.546295	-0.4189	-0.4189
80.0	160.00	0.0393	98.772125	98.721436	-0.3927	-0.3927
85.0	170.00	0.0370	98.911713	98.866699	-0.3696	-0.3696
90.0	180.00	0.0349	99.028839	98.988556	-0.3491	-0.3491
95.0	190.00	0.0331	99.127945	99.091843	-0.3307	-0.3307
100.0	200.00	0.0314	99.212738	99.180054	-0.3142	-0.3142
150.0	300.00	0.0209	99.649414	99.634674	-0.2094	-0.2094
200.0	400.00	0.0157	99.802658	99.793945	-0.1571	-0.1571
250.0	500.00	0.0126	99.873642	99.867462	-0.1257	-0.1257
300.0	600.00	0.0105	99.912125	99.907211	-0.1047	-0.1047
350.0	700.00	0.0090	99.935425	99.931290	-0.0898	-0.0898
400.0	800.00	0.0079	99.950546	99.947540	-0.0785	-0.0785
450.0	900.00	0.0070	99.960922	99.958389	-0.0698	-0.0698
500.0	1000.00	0.0063	99.968292	99.964188	-0.0628	-0.0628

OF AN ISOSCELES TRIANGLE

NUMBER OF DIVISION=100, $H(0)=99.9989624$

PERIOD	OMEGA	NUM AMPL	THR AMPL	NUM ANG	THR ANG
0.10	.62.8318	99.998947	0.0	0.0001	0.0
0.20	31.4159	99.998947	0.0	0.0001	0.0
0.30	20.9439	0.039872	0.006839	-2.0921	-2.0943
0.40	15.7080	0.000020	0.0	-1.5673	0.0000
0.50	12.5664	0.000004	0.0	-3.0708	0.0000
0.60	10.4720	0.039995	0.027357	2.0943	2.0944
0.70	8.9760	0.039997	0.030347	-1.7952	-1.7952
0.80	7.8540	0.079951	0.064846	-3.1410	-3.1416
0.90	6.9813	0.011324	0.009600	-0.6981	-0.6981
1.00	6.2832	0.000020	0.0	1.8890	0.0000
1.10	5.7120	0.010855	0.009730	-0.5713	-0.5712
1.20	5.2360	0.120001	0.109426	-2.0944	-2.0944
1.30	4.8332	0.125446	0.115977	1.9330	1.9333
1.40	4.4880	0.040007	0.037385	-0.8954	-0.8976
1.50	4.1888	0.181361	0.170980	2.0946	2.0944
1.60	3.9270	0.136589	0.129690	-1.5708	-1.5708
1.70	3.6960	0.040004	0.038213	0.7394	0.7392
1.80	3.4907	0.331653	0.318383	2.7926	2.7925
1.90	3.3069	0.205365	0.197985	-1.6535	-1.6535
2.00	3.1416	0.000007	0.0	2.9494	0.0000
3.00	2.0944	0.693998	0.683913	-2.0944	-2.0944
4.00	1.5708	1.634559	1.621140	-3.1416	-3.1416
5.00	1.2566	0.000047	0.0	-3.0777	0.0000
6.00	1.0472	2.745690	2.735676	2.0944	2.0944
7.00	0.8976	4.731544	4.718905	-2.6928	-2.6928
8.00	0.7854	3.248909	3.242268	-1.5708	-1.5708
9.00	0.6981	0.961602	0.960035	-0.6981	-0.6981
10.00	0.6283	0.000014	0.0	1.2742	0.0000
11.00	0.5712	0.974169	0.973112	0.5712	0.5712
12.00	0.5236	3.650897	3.647584	1.0472	1.0472
13.00	0.4833	7.535506	7.529668	1.4500	1.4500
14.00	0.4488	12.147122	12.139018	1.7952	1.7952
15.00	0.4189	17.107941	17.097992	2.0944	2.0944
16.00	0.3927	22.151001	22.139679	2.3562	2.3562
17.00	0.3696	27.101181	27.088913	2.5872	2.5872
18.00	0.3491	31.851089	31.838226	2.7925	2.7925
19.00	0.3307	36.340744	36.327576	2.9762	2.9762
20.00	0.3142	40.541763	40.528519	3.1416	-3.1416
30.00	0.2094	68.400803	68.391739	-2.0944	-2.0944
40.00	0.1571	81.062378	81.056885	-1.5708	-1.5708
50.00	0.1257	87.517578	87.513947	-1.2566	-1.2566
60.00	0.1047	91.191544	91.189011	-1.0472	-1.0472
70.00	0.0898	93.464752	93.463730	-0.8976	-0.8976
80.00	0.0785	94.964706	94.964142	-0.7854	-0.7854
90.00	0.0698	96.004272	96.003830	-0.6981	-0.6981
100.00	0.0628	96.752991	96.753143	-0.6283	-0.6283

表-2 FOURIER TRANSFORM

NUMBER OF DIVISION=10, $H(0)=9.5947332$

NUMBER	PERIOD	OMEGA	NUM AMPL	THR AMPL	NUM ANG	THR ANG
0.5	0.50	12.5664	9.594733	0.793267	0.0000	-1.4914
1.0	1.00	6.2832	9.594733	1.571767	-3.1416	-1.4130
1.5	1.50	4.1888	4.947109	2.322071	-1.8316	-1.3364
2.0	2.00	3.1416	4.433889	3.033145	-1.5708	-1.2626
2.5	2.50	2.5133	4.610386	3.696980	-1.4218	-1.1921
3.0	3.00	2.0944	4.947109	4.308708	-1.3100	-1.1253
3.5	3.50	1.7952	5.321399	4.866353	-1.2177	-1.0626
4.0	4.00	1.5708	5.692591	5.370296	-1.1379	-1.0039
4.5	4.50	1.3963	6.042418	5.822669	-1.0673	-0.9493
5.0	5.00	1.2566	6.364966	6.226771	-1.0043	-0.8986
5.5	5.50	1.1424	6.658648	6.586549	-0.9474	-0.8518
6.0	6.00	1.0472	6.923656	6.906214	-0.8958	-0.8084
6.5	6.50	0.9666	7.161399	7.189970	-0.8489	-0.7684
7.0	7.00	0.8976	7.374034	7.441829	-0.8060	-0.7315
7.5	7.50	0.8378	7.563993	7.665511	-0.7667	-0.6973
8.0	8.00	0.7854	7.733718	7.864392	-0.7307	-0.6658
8.5	8.50	0.7392	7.885485	8.041504	-0.6976	-0.6356
9.0	9.00	0.6981	8.021375	8.199513	-0.6671	-0.6095
9.5	9.50	0.6614	8.143247	8.340772	-0.6389	-0.5813
10.0	10.00	0.6283	8.252740	8.467334	-0.6128	-0.5610
15.0	15.00	0.4189	8.912191	9.223513	-0.4311	-0.3967
20.0	20.00	0.3142	9.190408	9.540288	-0.3302	-0.3044
25.0	25.00	0.2513	9.329462	9.696396	-0.2668	-0.2462
30.0	30.00	0.2094	9.407974	9.787646	-0.2236	-0.2065
35.0	35.00	0.1795	9.456372	9.842660	-0.1923	-0.1776
40.0	40.00	0.1571	9.488222	9.878871	-0.1686	-0.1558
45.0	45.00	0.1396	9.510258	9.903934	-0.1501	-0.1387
50.0	50.00	0.1257	9.526123	9.921973	-0.1353	-0.1250
55.0	55.00	0.1142	9.537917	9.935389	-0.1231	-0.1137
60.0	60.00	0.1047	9.546921	9.945622	-0.1129	-0.1043
65.0	65.00	0.0967	9.553914	9.953609	-0.1043	-0.0964
70.0	70.00	0.0898	9.559532	9.959963	-0.0968	-0.0895
75.0	75.00	0.0838	9.564046	9.965094	-0.0904	-0.0836
80.0	80.00	0.0785	9.567745	9.969300	-0.0848	-0.0784
85.0	85.00	0.0739	9.570813	9.972798	-0.0798	-0.0738
90.0	90.00	0.0698	9.573388	9.975730	-0.0754	-0.0697
95.0	95.00	0.0661	9.575569	9.978208	-0.0714	-0.0660
100.0	100.00	0.0628	9.577433	9.980326	-0.0679	-0.0627
150.0	150.00	0.0419	9.587029	9.991243	-0.0453	-0.0419
200.0	200.00	0.0314	9.590398	9.995081	-0.0340	-0.0314
250.0	250.00	0.0251	9.591960	9.996854	-0.0272	-0.0251
300.0	300.00	0.0209	9.592805	9.997816	-0.0226	-0.0209
350.0	350.00	0.0180	9.593317	9.998398	-0.0194	-0.0180
400.0	400.00	0.0157	9.593651	9.998770	-0.0170	-0.0157
450.0	450.00	0.0140	9.593875	9.999027	-0.0151	-0.0140
500.0	500.00	0.0126	9.594040	9.999218	-0.0136	-0.0126

OF AN EXPONENTIAL FUNCTION

NUMBER OF DIVISION=100, $H(0)=9.9953051$

PERIOD	OMEGA	NUM AMPL	THR AMPL	NUM ANG	THR ANG
0.05	125.6637	9.995305	0.079575	0.0000	-1.5628
0.10	62.8319	9.995305	0.159135	-3.1416	-1.5549
0.15	41.8879	0.576397	0.238664	-1.5997	-1.5469
0.20	31.4159	0.499349	0.318149	-1.5708	-1.5390
0.25	25.1327	0.524982	0.397573	-1.5546	-1.5310
0.30	20.9439	0.576398	0.476922	-1.5419	-1.5231
0.35	17.9520	0.638240	0.556181	-1.5310	-1.5151
0.40	15.7080	0.705311	0.635334	-1.5209	-1.5072
0.45	13.9626	0.775508	0.714367	-1.5113	-1.4993
0.50	12.5664	0.847543	0.793267	-1.5021	-1.4914
0.55	11.4240	0.920874	0.872018	-1.4932	-1.4835
0.60	10.4720	0.995050	0.950605	-1.4845	-1.4756
0.65	9.6664	1.069758	1.029015	-1.4759	-1.4677
0.70	8.9760	1.144804	1.107234	-1.4674	-1.4598
0.75	8.3776	1.220124	1.185247	-1.4590	-1.4520
0.80	7.8540	1.295596	1.263042	-1.4508	-1.4442
0.85	7.3920	1.371017	1.340605	-1.4426	-1.4363
0.90	6.9813	1.446453	1.417922	-1.4344	-1.4285
0.95	6.6139	1.521989	1.494980	-1.4263	-1.4207
1.00	6.2832	1.597154	1.571767	-1.4182	-1.4130
1.50	4.1888	2.338137	2.322070	-1.3400	-1.3364
2.00	3.1416	3.044175	3.033144	-1.2652	-1.2626
2.50	2.5133	3.704941	3.696979	-1.1942	-1.1921
3.00	2.0944	4.314804	4.308708	-1.1271	-1.1253
3.50	1.7952	4.870624	4.866353	-1.0641	-1.0626
4.00	1.5708	5.373717	5.370296	-1.0052	-1.0039
4.50	1.3963	5.824829	5.822669	-0.9504	-0.9493
5.00	1.2566	6.227897	6.226771	-0.8997	-0.8986
5.50	1.1424	6.587160	6.586549	-0.8528	-0.8518
6.00	1.0472	6.906553	6.906214	-0.8094	-0.8084
6.50	0.9666	7.189988	7.189955	-0.7693	-0.7684
7.00	0.8976	7.441431	7.441829	-0.7322	-0.7315
7.50	0.8378	7.664631	7.665511	-0.6980	-0.6973
8.00	0.7854	7.863038	7.864392	-0.6664	-0.6658
8.50	0.7392	8.039721	8.041504	-0.6371	-0.6366
9.00	0.6981	8.197380	8.199513	-0.6100	-0.6095
9.50	0.6614	8.338364	8.340772	-0.5849	-0.5843
10.00	0.6283	8.464720	8.467334	-0.5615	-0.5610
15.00	0.4189	9.220459	9.223513	-0.3971	-0.3967
20.00	0.3142	9.537044	9.540288	-0.3047	-0.3044
25.00	0.2513	9.694875	9.698396	-0.2464	-0.2462
30.00	0.2094	9.783889	9.787646	-0.2066	-0.2065
35.00	0.1795	9.838704	9.842660	-0.1777	-0.1776
40.00	0.1571	9.874779	9.878871	-0.1559	-0.1558
45.00	0.1396	9.899726	9.903934	-0.1388	-0.1387
50.00	0.1257	9.917679	9.921973	-0.1251	-0.1250

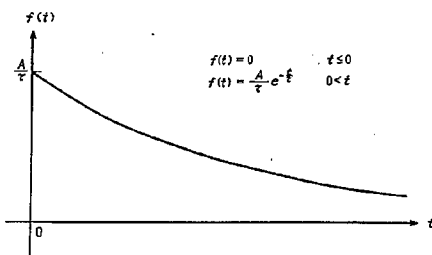


図-2 An exponential function

つまり

$$\left. \begin{aligned} A_F(\omega) &= \frac{A}{\sqrt{1+\omega^2\tau^2}} \\ \theta_F(\omega) &= \arctan(-\omega\tau) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここで f , F はそれぞれ一般的に関数とそれのフーリエ変換を示す。

単純のため、次のような諸定数を与えた。三角形に対しては $\tau=10\text{min}$, $A/\tau=10(1/\text{min})$, 指数関数に対しては, $A=10$, $\tau=1\text{min}$ である。 $f(t)$ は実数であるから数値積分には次のような和の形を用いた。

$$F(\omega) = \sum_0^{T_1} f(t) \cos \omega t \cdot \Delta t - j \sum_0^{T_1} f(t) \sin \omega t \cdot \Delta t \dots\dots\dots (11)$$

三角波に対しては $T_1=2\tau$ とわかりよいが、指数関数に対しては $T_1=\infty$ である。しかし実質的には $T_1=10\text{min}$ ととった。この打切による相対誤差は $e^{-10}=5 \times 10^{-5}$ であって十分で小さい。

T_1 を10分割した場合と100分割した場合を計算した。雨量および水位の測定個数が数十から数百という程度であるから、このような分割数をえらんだ。

表-1, 表-2には三角形・指数関数の数値積分値(NUMと記してある)と理論積分値(THRと記してある)の両者を各分割数について振幅スペクトル(AMPLと記してある)と位相スペクトル(ANGと記してある)とを掲げる。

この両表のうち NUMBER とはその行において対象としている波の周期が読取間隔の何倍に当たるかを示し, PERIOD とはその周期 min を示し, OMEGA とは角周波数 rad/min を示す。式で書けば

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{n\Delta t} \dots\dots\dots (12)$$

となって、ここで Δt は読取間隔つまり分割1つの長さ、 n が NUMBER, T が PERIOD, ω が OMEGA である。

分割を細かくするほど理論積分値と数値積分値との合致はよい。つまり高周波領域までよく一致する。

三角形でみると、誤差1%の範囲は、10分割の場合に、

ω は 0.15rad/min 以下、100分割の場合には 1.5rad/min 以下である。それが誤差10%の範囲とすると10分割の場合に ω は 0.63rad/min 以下、100分割の場合には 6.3rad/min 以下となる。換言すれば、1%の誤差の範囲は読取間隔の20倍以上の周期である。10%まで誤差をゆるめればその範囲は読取間隔の5倍以上の周期である。

次に同様の結果を指数関数についてみよう。この場合は $\sum f(t) \Delta t = H(0)$ が理論値10.0より若干ずれるのでその分だけ補正して見なければならぬ。誤差1%の範囲は、10分割の場合に ω は 0.4rad/min 以下、100分割の場合には 4rad/min 以下である。それが誤差10%の範囲とすると10分割の場合に ω は 1.6rad/min 以下、100分割の場合には 16rad/min 以下となる。換言すれば、1%の誤差の範囲は読取間隔の20倍以上の周期である。10%まで誤差をゆるめれば、その範囲は読取間隔の4倍以上の周期である。

これらを要約すると表-3のようになるが、指数関数の方が少少誤差が少ないのはフーリエ変換に不連続点がないことに起因するのであろう。

表-3 波形および誤差を与えると、読取間隔の何倍の周期まで驗じることができるか

wave form	error	1 %	10 %
isosceles triangle		20倍	5倍
exponential function		20倍	4倍

もし、データ数が適当に多く、定常時系列とみなせるときにはデータの自己相関係数を求めて、それにフーリエのコサイン変換をほどこして直接パワースペクトル $A_F^2(\omega)$ を求める方法がある。これは自己相関係数を求めるという操作のうちで誤差をできる限り消去するという方法をとっているので巧みな方法であるが、ここで取扱うデータ数は200程度であり多くなく、孤立波であるので、自己相関係数による方法は行わず、直接数値積分を行なった。

3. 具体的手順

ここで用いられた計算の具体的手順を以下に述べる。データはアメリカ合衆国ニューハンプシャー州のハバード・ブルック (HUBBARD BROOK) 実験林で得られたものである。ここはアメリカ農務省、林野庁の東北森林実験所(NORTHEASTERN FOREST EXPERIMENT STATION)によって維持管理されている。(図-3参照) ここには幾つかの小実験流域が設けられていて本文観測がなされている。

この付近は平均年雨量は1,200mm, 年流出率0.58。冬は雪に覆われるが、春になるとそれがとけて水源を養

う。春夏秋に降った雨はすぐ表面流出となる。と言うのはここは氷河によって形成された地形で、滲透による初期損失は日本における値よりずっと少ない。つまり、氷河によって削られた岩盤（花崗岩等）には割れ目等が少なくその上に氷河によって運ばれた粘土がのり、その上部が植物により土壌となっている。

この地方としては大きな降雨が1964年11月26日におこった。これより前にも大きな降雨が記録されているが、後に述べるように、雨量測定時間の精度が週巻きの自記記録計では十分でないで、この降雨をとり上げた。一雨雨量は1.5インチ（38mm）程度である。

〔1〕 転倒する雨量計の各転倒によって生じたパルスの記録から等時間間隔の雨量に変換する手順

パルスの生起時刻を図-4のように I. B. M. カードに穿孔した。この場合最初の3ケタは時刻、それにつづく4ケタが小数点を含めて分を表わす。例えば図-4は3時25分24秒をあらわす。

このようなデータカードは今後のデジタル計測の開発を見込んで考えられたものである。

これらを処理するためには次の3つのケースとそれらの混ったケースを考えればよい。

まず読取の時間間隔を DT とおき、10分雨量を求めらるのであれば $DT=10$ である。考えている時間間隔内に転倒升の信号のない場合は、その前の転倒時刻 $TIP(I-1)$ と、それ以後の転倒時刻 $TIP(I)$ とを用いて、比例配分により、 DT 時間内の雨量 PPT を求められる。

$$PPT = \frac{DT * BUCKET}{TIP(I) - TIP(I-1)} \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに $BUCKET$ は転倒升の容量でこの場合は0.01インチ=0.25mmである。

次のケースは多くの転倒升の信号を記録した場合であ

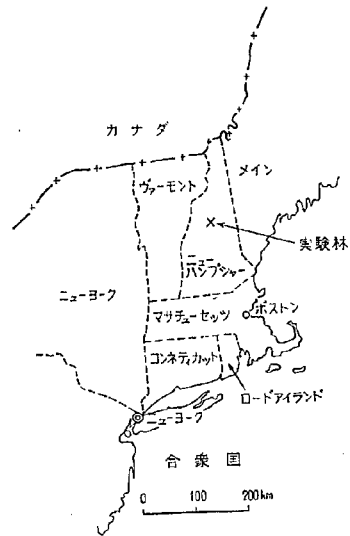


図-3 ニューハンプシャー実験林の位置

る。この時は信号の数から直ちに雨量 PPT がわかる。

第3は、考えている時間間隔に1つだけ信号がはいったケースである。その信号の時刻を $TIP(B)$ とし、その前・後の信号の時刻をそれぞれ $TIP(A)$ 、 $TIP(C)$ とする。(図-5参照) この場合の雨量 PPT は、

$$PPT = \frac{TIP(B) - (TIME - DT)}{TIP(B) - TIP(A)} * BUCKET + \frac{TIME - TIP(B)}{TIP(C) - TIP(B)} * BUCKET \quad \dots\dots\dots (14)$$

となる。

これらの混ったケースも以上の組合わせで適切に表現

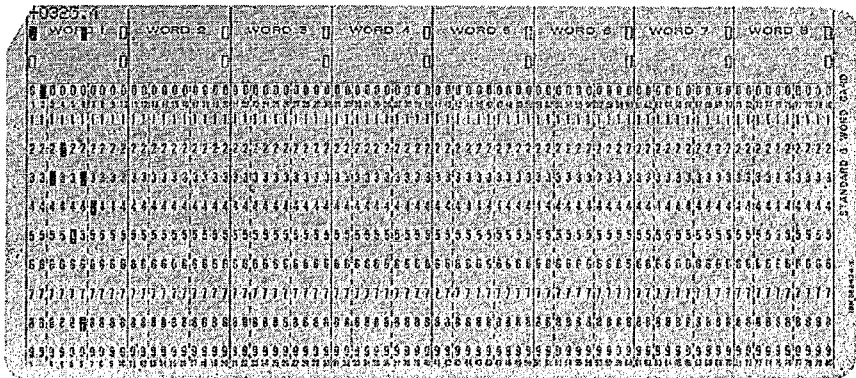


図-4 I. B. M. カ - F

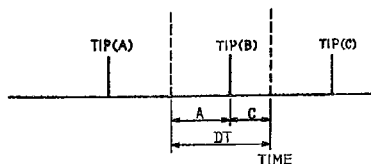


図-5 転倒パルスと測定時間との関係

できであろう。以上を総合して電子計算機で処理するためのフローチャートを図-6に示す。

30分ごとの雨量は図-7の最下段に示す。同図の他の雨量グラフは隣接の雨量計によって得られたものである。これによってみると全体の傾向は4つの雨量ともよく似ているが、転倒弁によるものが最も少ない値を示している。そして細かい点になると若干のちがいも見うけられるようである。

〔2〕 水位から流量への変換

流域からの流出流量は三角ぜきによって測定されている。第1流域の三角ぜきの水位流量関係は $ft-cfs$ 単位で $Q = 2.52H^{2.47}$ (15)

第4流域では

$$Q = 4.43H^{2.440} \dots\dots\dots(16)$$

流域面積は両者それぞれ29エーカー（約0.12km²）89エーカー（約0.36km²）であるので、上式でえられた流量を流域面積で割り、流出高で表わした。水位の値は自記記録から15分ごとに読み取って上式で計算し、 $Q_1 - Q_4$ を作った。ここで Q_0 は基底流量で、出水のおこる直前の流量である。

第1流域、第4流域でそれぞれ基底流量 Q_0 は0.0006017インチ/時、0.0007206インチ/時であった。流出量曲線は図-8に示されてある。

〔3〕 フーリエ変換の手順

この場合の $f(t)$ は実関数であるから、これのフーリエ変換は前述(11)式のような単純な計算で済ませることができる。つまり

$$\begin{aligned} F(\omega) &= \sum_0^{T_1} f(t) \cos \omega t \cdot \Delta t - j \sum_0^{T_1} f(t) \sin \omega t \cdot \Delta t \\ &= \sum_{n=0}^{N_1} f(n\Delta t) \cos(\omega n\Delta t) \cdot \Delta t \\ &\quad - j \sum_{n=0}^{N_1} f(n\Delta t) \sin(\omega n\Delta t) \cdot \Delta t \end{aligned}$$

ここで $N_1 = T_1/\Delta t$ である。

数値積分の時間間隔 Δt は、雨量に対して5分、水位（流量）に対しては15分である。雨量および流量は図-8のとおりである。もし、2.で述べた読取間隔と精度との関係がここにも当てはまるとすると、10%の誤差で雨量は20分、流量は60分よりも長い周期の波について議論することができるというわけである。

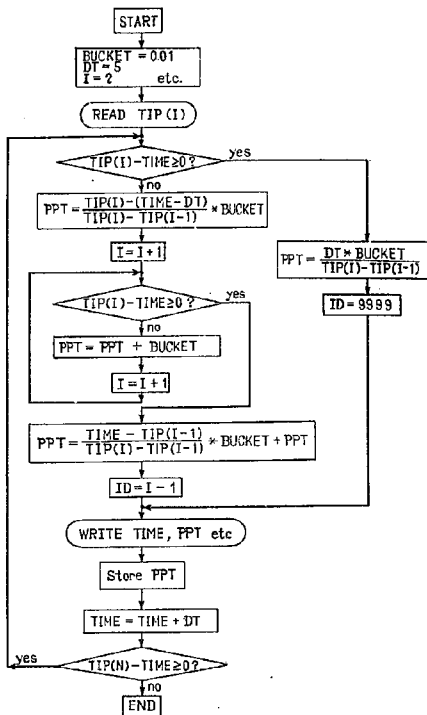


図-6 DATA ARRANGEMENT OF RAIN FALL

流出は徐々に減りながら無限に続くわけであるが、数値計算としては11月28日9時で打ち切った。現地から送られた記録がそこまでだったからである。それで、それ以後は流出波形が

$$g(t) = g_0 e^{-kt} \quad T' \leq t \dots\dots\dots(17)$$

と仮定して計算を行なった。(図-9参照) この k は同日0時より9時までの流出の減少から算出した。全流出量 $G(0)$ 、フーリエ変換 $G(\omega)$ は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} G(0) &= \int_0^\infty g(t) dt \\ &= \int_0^{T'} g(t) dt + \int_{T'}^\infty g_0 e^{-kt} dt \\ &= \int_0^{T'} g(t) dt + \frac{g'}{k} \dots\dots\dots(18) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G(\omega) &= \int_0^\infty g(t) e^{-j\omega t} dt \\ &= \int_0^{T'} g(t) e^{-j\omega t} dt + \int_{T'}^\infty g_0 e^{-kt} e^{-j\omega t} dt \\ &= \int_0^{T'} g(t) e^{-j\omega t} dt + \frac{g'}{k^2 + \omega^2} [(k \cos \omega T' \\ &\quad - \omega \sin \omega T') - j(k \sin \omega T' \\ &\quad + \omega \cos \omega T')] \dots\dots\dots(19) \end{aligned}$$

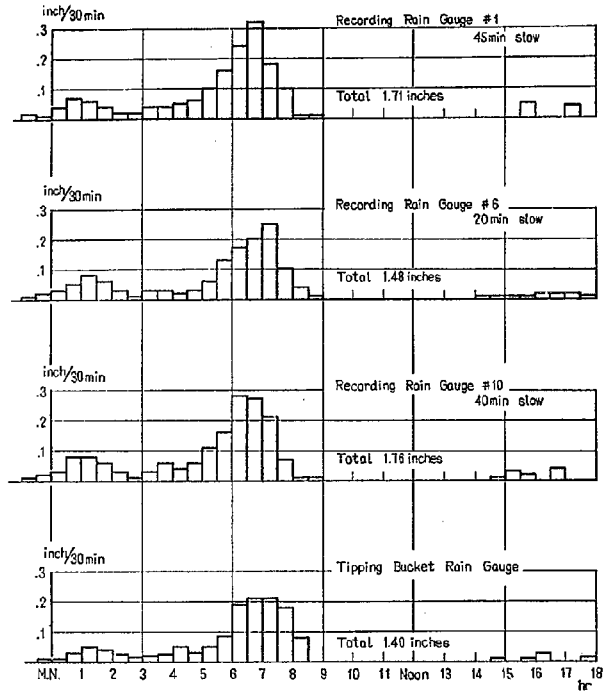


図-7 Rainfall Intensity at Hubbard Brook, Nov. 26, 1964

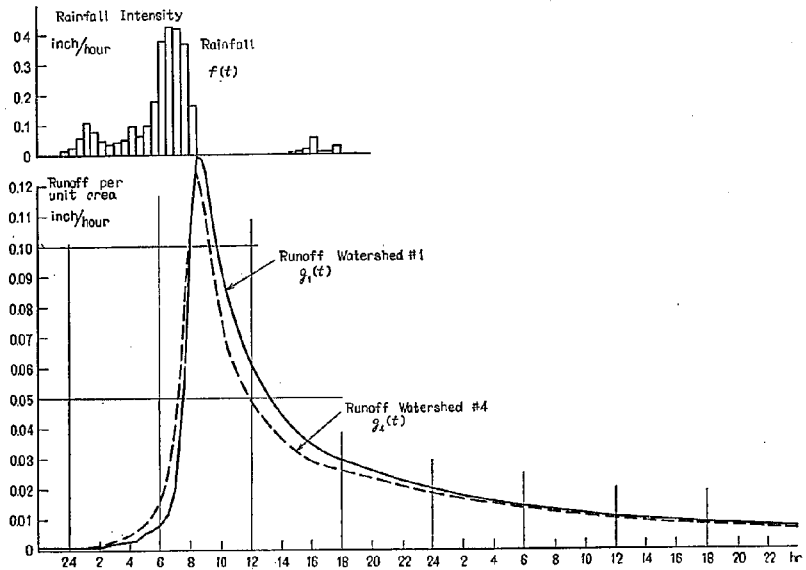


図-8 In Hubbard Brook Experimental Forest, Nov. 26~27, 1964

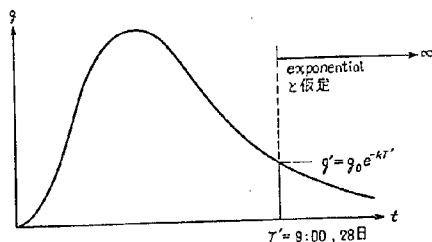


図-9 流出波形末尾の仮定

ここで $\int_0^{T'} g(t) dt$, $\int_0^{T'} g(t) e^{-j\omega t} dt$ は数値積分でえられる値である。

全雨量 $F(0)$ は

$$F(0) = 1.383 \text{ インチ}$$

上のようにして求めた全表面流出は

$$G_1(0) = 1.302 \text{ インチ}$$

$$G_4(0) = 1.167 \text{ インチ}$$

サフィックス 1 と 4 とは試験流域の番号を示す。

流出率 $H(0)$ は

$$H(0) = G(0)/F(0) \dots\dots\dots (20)$$

で与えられるから、

$$H_1(0) = 0.940$$

$$H_4(0) = 0.843$$

となる。

なお減衰係数 k_1 は

$$k_1 = -0.0004932 \text{ 1/分}$$

$$k_1 = -0.0005779 \text{ 1/分}$$

と求まった。

結果は図-10, 11, 12, 13に示す。

4. 結果とその解釈

(1) 雨量のスペクトル

入力雨量スペクトルを図-10に示す。 $F(\omega)$ の定義は(3)式で示したが、図-10は $A_F(\omega)$ で、ここでは $1/2\pi$ を掛けてはいない。

これからいえる結果は(1)角周波数が高いほど $A_F(\omega)$ は減って行くこと。(2)高周波部分は目で概略の平均化すると ω と反比例して減少していること。(3)幾つかの凹凸があることである。その中でも 135分 = 2時間15分の凹凸は著しい。 $A_F(135分)$ はその近隣の値の $1/100$ にもなってしまう。

このような凹凸の存在をたしかめるために、読取間隔を3分、5分、7.5分にした場合 $A_F(\omega)$ がどのように変わるかを調べた。グラフに書くとそれらは全く重なってしまうので、ちがいをわかりやすくするために、表にまとめた。それが表-4である。転倒弁の容量が0.01インチであるため、あまり細かい点までは論じられないが、このような凹凸は単に計算方法によって生じたものではないと思われる。

凸部があらわれるのは5時間45分、3時間15分、1時間40分、1時間25分、1時間12分、54分、45分、28.5分、21分である。これは雨雲の構造によるのかも知れない。

次に見られる結果は、振幅スペクトルが ω に対して $1/10$ となるのは $T = 2$ 時30分のところである。

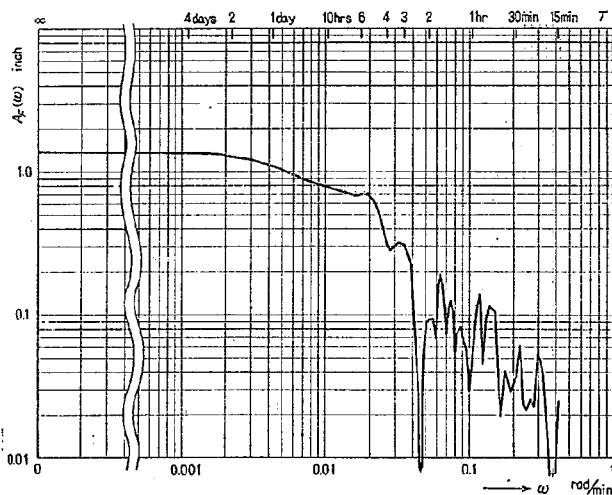


図-10 Rainfall Raw Spectrum (5min interval)

表-4

PERIOD	OMEGA	$A_F(\omega)$		
		$dt=3\text{min}$	$dt=5\text{min}$	$dt=7.5\text{min}$
	rad/min	inch	inch	inch
84	0.07800	0.11990	0.12285	0.11433
87	0.07222	0.10013	0.10410	0.09342
90	0.06981	0.07369	0.07307	0.07613
93	0.06756	0.10930	0.10737	0.11409
96	0.06545	0.16482	0.15703	0.16285
99	0.06347	0.17909	0.18289	0.17263
102	0.06160	0.14619	0.14793	0.14128
105	0.05984	0.09514	0.09267	0.09669
108	0.05818	0.07192	0.06834	0.07558
111	0.05661	0.08214	0.08235	0.08024
114	0.05512	0.08945	0.09223	0.08464
117	0.05370	0.08829	0.09223	0.08384
120	0.05236	0.08559	0.08963	0.08219
123	0.05108	0.08163	0.08458	0.07892
126	0.04987	0.07132	0.07239	0.06973
129	0.04871	0.05251	0.05145	0.05295
132	0.04760	0.02798	0.02515	0.03077
135	0.04654	0.00309	0.00136	0.00743
138	0.04553	0.01723	0.02044	0.01311
141	0.04456	0.03050	0.03165	0.02892
144	0.04363	0.03898	0.03702	0.04129
147	0.04274	0.04983	0.04602	0.05451
150	0.04189	0.06959	0.06682	0.07297
165	0.03808	0.22888	0.23094	0.22242
180	0.03491	0.31353	0.30927	0.31635
195	0.03222	0.31746	0.31693	0.31710
210	0.02992	0.29087	0.29481	0.28554

$$A_F(2h30\text{min})/A_F(\infty h)=0.1 \dots\dots\dots(21)$$

換言すれば、振幅スペクトルが直流分 $A_F(\infty h)$ の1/10になるようにという基準を立てればカットオフ周期は150分である。150分の周期の波まで表現するためには、表-3の関係を準用すると仮定すれば、10%の誤差で約40分、1%の誤差で約8分間隔で読取らねばならぬことがわかる。

また同様にして図-10から

$$A_F(15\text{min})/A_F(\infty h)=0.01 \dots\dots\dots(22)$$

という関係がえられる。振幅スペクトルが直流分 $A_F(\infty h)$ の1/100になるようにという基準を立てればカットオフ周期は15分であることを示している。

〔2〕流出高のスペクトル

出力である流出高のスペクトルを図-11に示す。 $G(\omega)$ の定義は(3)式の通りであるが、 $1/2\pi$ は掛けないで示

してある。第1流域の流出高振幅スペクトル $A_{G1}(\omega)$ と第4流域のそれ $A_{G4}(\omega)$ とはほとんど同じ形をしている。これらは角周波数が高いほどきれいに減っている。この減り方は高周波ほど急激に減っている。もし、指数関数形の波形であったら、(10)式にみられるように、大きい ω に対しては反比例的に減らねばならない。よって、この流出高波形は指数関数形ではないと思われる。周期が1時間半より短い波に対しては凹凸がみられる。このような周期の現象については不明な点が多いが、これらの凹凸の絶対値は大へん小さい。

はっきり言えることは両流域とも、振幅スペクトルが ∞h に対して1/100となるのは $T=2$ 時間のところである。

$$A_G(2\text{hr})/A_G(\infty)=0.01 \dots\dots\dots(23)$$

換言すれば、振幅スペクトルが直流分 $A_G(\infty h)$ の1/100になるようにという基準を立てればカットオフ周期は2時間である。120分の周期の波まで表現するためには、表-3の関係を準用すると仮定すれば、10%の誤差で約30分、1%の誤差で約6分間隔で読取らねばならないことがわかる。

また同様にして図-11から

$$A_G(6h)/A_G(\infty h)=0.1 \dots\dots\dots(24)$$

という関係がえられる。振幅スペクトルが直流分 $A_G(\infty h)$ の1/10になるという基準を立てればカットオフ周期は6時間であることを示している。

これらの検討は波形全体を見渡した時の話で、もし特殊な部分に着目した時にはこのようにはならない。たとえばピーク値を観測しようと計画する場合である。

〔3〕ユニットハイドログラフのスペクトル

インパルス応答関数であるユニットハイドログラフのスペクトルは図-12、図-13に示す。流域の線形特性のトランスファー関数である。

一般に右下りのグラフとなるが、幾つかの凹凸があらわれる。これらはおおそ雨量のスペクトル $A_F(\omega)$ の凹凸と逆位相であらわれ、中でも $T=2$ 時間15分のピークは著しい。つまり、この凹凸は雨量スペクトルから由来するもので、そのためにこのように $A_H(\omega)$ が1を突破するという事は、このシステムが明らかに非線形の周波数応答を持つことを示すものである。

しかし、ここで論じたいのは全体の傾向を把握して測定の間隔をきめようとするもので、振幅スペクトルが ∞h に対して1/10になるのは $T=2$ 時間のところであることが、適当に移動平均してみればわかる。

$$A_H(2\text{hr})/A_H(\infty h)=0.1 \dots\dots\dots(25)$$

換言すれば、振幅スペクトルが直流分 $A_H(\infty h)$ の1/10になるようにという基準を立てればカットオフ周期は

* ここでいう直流分とは全体値のこと、すなわち $A_F(\infty h)=\int_0^{\infty} f(t)dt$ のことである。

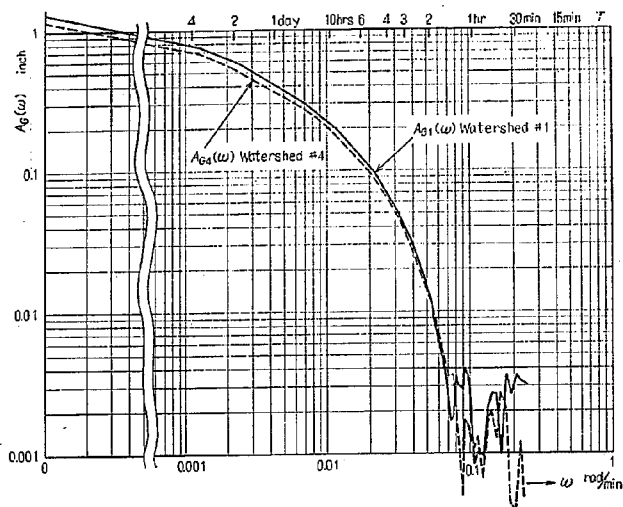


圖-11 Runoff Raw Spectra (15min interval)

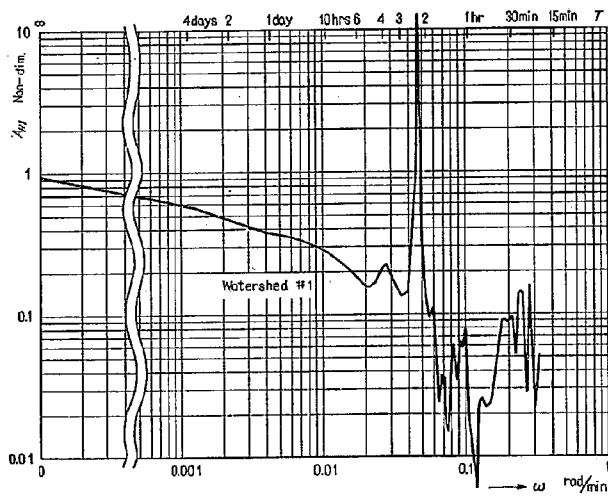


圖-12 Unithydrograph Raw Spectrum

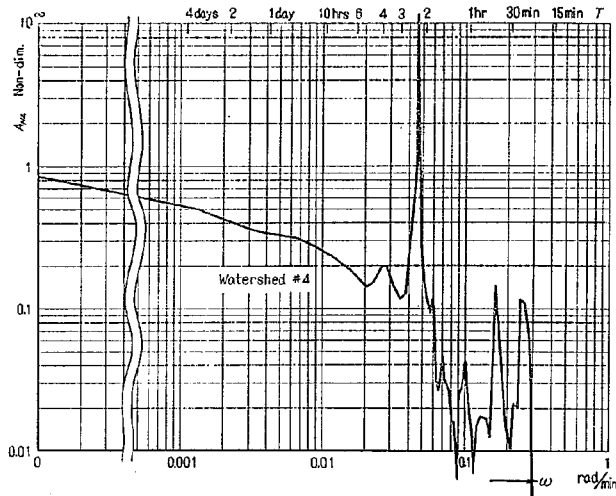


図-13 Unithydrograph Raw Spectrum

120分である。

〔4〕 この項のまとめ

T_c をカットオフ周期として表にすると

表-5 Cutoff Periods

$A(T_c)/A(\infty h)$	1/10	1/100
rainfall	150min	15min
runoff	360min	120min
unithydrograph	120min	

5. おわりに

水文観測、特に雨量、流量を測定するときの妥当な時間間隔をきめる基準を論じた。それには雨量、流量等にフーリエ変換をほどこして、角周波数の領域で、それぞれの角周波数のもつ振幅成分をしらべることにより、合理的に角周波数をきめることができた。こうして有意義

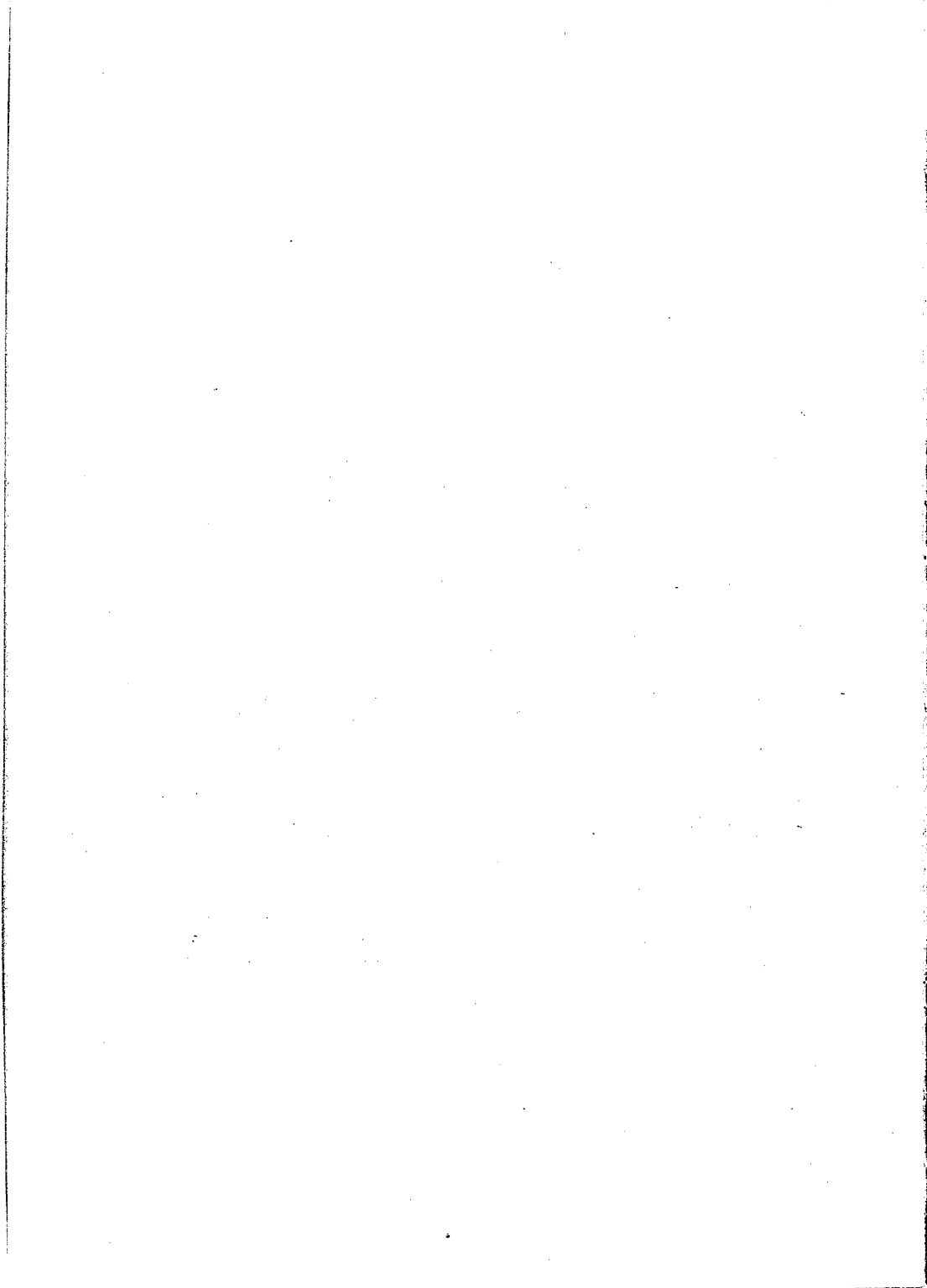
なカットオフ角周波数（したがって周期）が決った場合、具体的な聴取に関してはさらに表-3のような関係を考慮に入れて誤差とのかね合いにおいて、読取間隔をきめなければならない。

ここで示した例はただ1河川（しかも小さな流域での例）についての1出水に対して適用したものであるため、さらに多くの出水について検討をしてみる必要がある。しかし、この方法は雨量・流量等の水文観測のみならず一般的に自然現象の測定にも有効な方法であると思われるので、ここに発表し、各位のご批判を仰ぐとするものである。

この研究をご指導下さったマサチューセッツ工科大学の Peter S. Eagleson 教授に厚く感謝の意を表する。

参考文献

Eagleson, P. S. and W. J. Shack: Some Criteria for the measurement of Rainfall and Runoff



山地崩壊に関する2, 3の考察

(昭和41年12月)

村 野 義 郎*

要 旨

山地の崩壊、土砂の生産、流出の予測に関する研究はあまり進展していないようである。その理由として、現象が非常に複雑であることが上げられているが、そのほか山地崩壊に関する研究方法にも種々の問題があるように思われる。現象が複雑であることから、山地災害には免疫性があるとする意見と、山地河川は活動性、非活動性の2種に大別することができるとの意見が発表されているが、この二つの意見は土砂の生産、流出の予測という問題の根本に関係する意見である。これについて検討を加え、また山地崩壊に関する研究方法について反省すると共に、以上二つの検討を行なう際の基礎になった天竜川上流流域の山地崩壊についての調査結果を報告する。

目 次

1. はじめに	(1)	[2] 流域区分	(10)
2. 山地災害について	(1)	[3] 崩壊の測定	(12)
[1] 山地災害の特性	(1)	[4] 流域雨量の決定	(13)
[2] 山地災害の特性についての考察	(3)	[5] 流域特性の測定	(13)
3. 山地崩壊に関する研究の反省	(5)	[6] 分散分析	(15)
[1] 山地崩壊の研究手法	(5)	[7] 降雨量と崩壊との関係	(16)
[2] 崩壊量の表現	(6)	[8] 崩壊の平均規模	(16)
[3] 流域区分	(6)	[9] 斜面傾斜角と崩壊数との関係	(18)
[4] 降雨量の影響	(7)	[10] 単位面積当りの崩壊数の分布	(19)
[5] 斜面特性の流域内における分布	(7)	5. 結 論	(20)
4. 天竜川上流流域の山地崩壊	(7)	6. む す び	(22)
[1] 調査地域と資料の概要	(7)		

1. はじめに

土砂の生産、流出に関する問題は砂防の最も基本的な問題であり、また河川、ダム等の工学分野においてはこれによってしばしば重大な障害が発生している。さらに地質学や地形学の方野でも重要な、かつ興味ある問題なのであって、これら各方面の関係者が多方面から研究を行なっているが、それにもかかわらず、定量的な取扱いはおろか、定性的な性質ですらまだ明らかにされていないとは言いたい現状である。

土砂の生産流出に関する研究の発展が遅れている理由は、(1)現象そのものが非常に複雑であること。(2)従来とられていた研究方法に多くの問題があること。の2つに帰せられるように思われる。この二つについて、以下において検討してみることにする。

2. 山地災害について

[1] 山地災害の特性

山地の荒廃、土砂の生産を支配する因子は素因と誘因の二つに大別されている。素因は山地が本来もっている性質、たとえば地質、地形など斜面、あるいは流域の条件であり、誘因はこのような素因をもつ山地に外部から作用する力、たとえば、降雨、地震、人為などである。これら関係因子の数が多いので、山地における土砂の生産流出現象は著しく複雑であり、したがってその解明が遅れているのだと言われているのであるが、さらに詳しく考えてみれば、

- i) 素因としてはすでに多くの因子が数えられているが、それだけですべてを尽しているかどうか明らかでないこと。
- ii) しかも、素因の中には地質条件のように定量的な表現が困難な因子が含まれていること。
- iii) 素因のあるものが永久に不変であるとは考えがた

* 前砂防研究室長 農林
現信州大学教授

い。すなわち時間的に変化すると考えられること。

iv) 一度豪雨、地震などが発生すると流域あるいは斜面の性質(素因)が著しく変化してしまうこと。すなわち、原因と結果が相互に関連しあっていること。

v) たとえば、降雨量と頻高、起伏量と傾斜角などのように素因、誘因を問わず因子相互が関連し合っている場合が多い。すなわち、因子が交絡しているのて特定の因子の影響を独立に抽出するのが困難な場合が少なくないこと。

vi) 誘因が確率的な事象であると考えられること。したがって、調査、測定のための準備がどうしても不十分になること。

vii) 土砂の生産は山地地形変化の重要な一部であり、また広大な地域に発生する現象であるから、時間的にも、地域的にも規模が大きい。したがって、研究のための正確な資料を得るのに多くの困難が伴うこと。

などの理由を数えることができる。

すべての条件(素因)が等しい山地にまったく等しい原因(誘因)が作用すれば必ず等しい結果が生ずるはずである。しかし、以上の理由によって、われわれは流域山地がもっている条件や作用力を完全に知ることができず、また原因と結果が明確に把握できないので、同様な条件をもつ山地に同様な力が作用したにもかかわらず、その結果は異なっているように思われる場合が少なくないものである。すなわち、一定の結果が生じなかったとしても、それはわれわれが素因や誘因のうちのほんの一部のみに注目したからであり、あるいは、その因子の測定値や測定方法に誤りがあったからであると考えるべきであろう。

したがって、山地災害の現象を特に厳密、正確に調査測定しなければならないことは言うまでもないが、さらに、このような調査測定によって得られた各地の資料を同一尺度で比較対照して、全国の山地災害を通ずる一般的な、定量的な法則性を見いだすことがこの問題の解決に最も必要なことなのである。

前述のように、原因と結果が定常的に対応していないように見えることから、山地災害には免疫性があるという意見、および河川には活動性と非活動性の区別があるとする二つの意見がとなえられている。この両意見は山地災害の根本に関する重要な概念であって、土砂の生産流出に関する研究は必ずどこかでこの両意見と接触するはずである。

以下において、この二つの意見を検討してみることにする。

(1) 山地災害の免疫性⁽¹⁾

小出は、山くずれ、土石流、その他山地におこる災害には一般に免疫性とでもいうべき現象があると言いつまり、一度山くずれや土石流がおこると、その山地には再び同じような災害現象はおこらないということを、山地災害の免疫性と呼んでいる。そして、この概念は今日までの経験を経験してみると原則として明らかになりたつことであるが、しかし、まだまだ多くの問題が未解決のまま残された概念であって、その未解決な問題点としては、

i) どの程度の期間にわたって山地は災害現象から免疫となるか、ということはまだはっきりしない。今日わかっている限りでは、少なくとも200年ぐらいは明らかに有効であると考えられる場合が知られている。それ以上古い記録がほとんどないから、いまのところ、この程度のことしかわかっていないが、山地災害には免疫性があると考えて実用上さしつかえないと信じている。

ii) 豪雨型山くずれや土石流に対しては非常にはっきりと免疫性があらわれるが、他の山地災害、たとえば地下水型山くずれや地すべりでは免疫性の概念が必ずしもそれほどはっきりしない場合がある。このように免疫性は山地災害の型によって違ったあらわれ方をする。この点の研究がまだ充分すすんでいるというわけにはゆかない。

iii) 免疫性が無効になるのはどのような過程を通じてであるか、ということが明らかでない。

と言っている。

(2) 活動性河川、非活動性河川⁽²⁾

柿は、一つの砂防河川がその川のもつ流砂量曲線において、二つの最大洪水流砂量、すなわち最高ピークの間期間における流砂量が年間を通じて活発に生産流送されるか、あるいはその間に休眠期をへさんだような状態にあるかによって、前者を活動性河川、後者を非活動性河川と呼んでいる。

活動性河川では、大洪水は無論のことであるが、平年で数回起る程度の中小洪水でも、その流量に応じて泥流、土砂流、あるいは土石流が出現するもので、直轄砂防河川に実例をとるならば、常願寺川水系湯川筋立山の大崩壊、信濃川水系梓川筋焼岳堀沢、鬼怒川水系稻荷川筋、および最上川水系立谷沢川筋月山の崩壊をあげている。これに対して非活動性河川における土石の生産流送は、いわゆる流砂量曲線における最大洪水流砂量、すなわち最高のピーク出現と一致し、その中間にはほとんど土石の生産流送を見ないのが普通であって、このような例は全国いたるところの水源地に見られるのであって、直轄砂防工事の行なわれている代表的な例としては、六甲山系諸河川、天竜川水系三峯川、富士川水系の

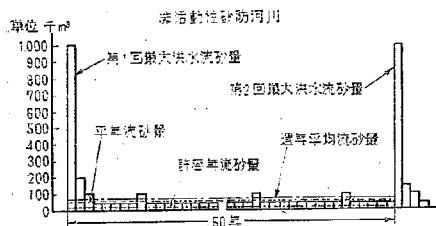
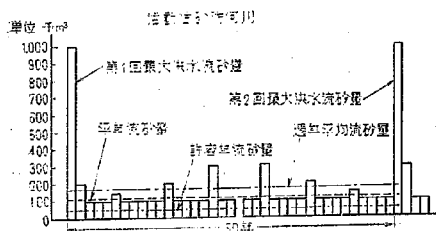


図-1 サイタル流砂量曲線図(柿)

釜無川、安部川水系大谷崩、鈴鹿川水系安楽川、利根川水系の諸河川をあげている。

要するに、免疫性の概念では同じ山地に同じ降雨量があっても同じ規模の災害が発生するとは限らない、と考えているのであり、活動性、非活動性の区別は同じ降雨量でも地域によって土砂の生産、流出の仕方が全然異なっていると言っているのである。すなわち、前者は同じ原因が与えられても山地災害の規模は時期によって相異なる、後者は地域によって相異なると言うのである。この二つの意見は、別個にとえられたものであるにもかかわらず関連しており、片方は地域を固定して時間の面から山地災害を考察した意見であり、他方は時間を固定して地域の面からこれを考察した意見であると考えることができる。

まったく等しい条件(素因)をもつ山地に、まったく等しい力(誘因)が作用したにもかかわらず結果が相異なるのは、等しいと考えていた素因が誘因のいずれか一方、あるいは両方の測定に誤りがあったか、あるいは変化したからだと考えざるを得ない。免疫性の概念では、同じ山地でもその性質、すなわち素因は時間的に変化するから、等しい力が作用しても時期によってその結果が異なると考えているのであって、このために山地は免疫性を獲得したり、免疫の有効期間が切れたりすることになるのである。また、流域の性質によって作用力に対する反応の仕方が異なるから、河川は活動性、非活動性の2種に大別することができると言うのである。

山腹斜面における風化物質の生成、あるいは溪床堆積物の集積などは時間と共に進行するものであり、流域の

条件によって侵蝕の様式は著しく異なるから、免疫性、および活動性、非活動性の二つの概念は合理的であるように思われる。

さらに両意見を総合すれば、免疫性のはっきりしている災害の型が卓越する山地を流れる河川は非活動性河川であり、はっきりしない災害の型をもつ山地から流出する河川が活動性河川であると考えられることもできよう。また、このような意見が別個に提出されるだけ、山地における土砂の生産、流出という現象は複雑なのだと考えることもできる。

〔2〕 山地災害の特性についての考察

山地災害研究の終極目標の1は、地質、地形などある一定の流域条件(素因)をもつ山地に、ある一定の雨量(誘因)が降ったら、どのくらいの量の土砂が生産、流出するかを定量的に予測することであるが、もし素因の変化とか、測定の誤りなどとは無関係に、山地は本質的に免疫性をもっているのだとすれば、素因や誘因と土砂の生産、流出量との関係をいくら調査研究しても予測の方法を見いだすことはできないはずである。また、逆に河川を活動性、非活動性の二つに明確に区分することができれば、山地災害の予測はある面ではかなり単純化されることになる。したがって、この両意見の意味するところを明確に把握することは土砂の生産、流出に関する研究方向を定めるために重要な課題である。

免疫性の概念は、既往の山地災害を調査してみると、同じ地域で同程度の降雨量があったと考えられるのに、土砂害の規模は著しく相異している例が多数あったので、とえられようになつたものと思われる。しかし、局地豪雨、あるいは集中豪雨の名が示すように、豪雨は地域の一部に集中する傾向が強い。この傾向は特に最近顕くなったわけではなく、昔から同じであったと考えられる。したがって、前後2回の豪雨においてある地点の降雨量が等しかったとしても、これだけをもって流域全体の降雨量分布が等しかったと考えるわけにはゆかない。特に山地では雨量計の数が少なく、かつ下流平坦部に偏している場合が多いので、流域山地内の降雨量分布はほとんど不明であるといつてよからう。しかも、後に天竜川流域の調査結果で示すように、7日間の継続降雨量でわずかに25~50 mmの差によって崩壊の発生量には著しい相異が生じている例もあるから、正確な等雨量線図を作しない限り、降雨量と土砂の生産量との関係を知ることはできないはずである。

さらに、降雨の全量のみならず、豪雨前の降雨量や短時間内の雨量強度、あるいは日雨量など、いわゆる降雨の型も山地の崩壊に関連があるようだとする意見もあるから、流域内の降雨量分布のみならず降雨の型についても比較することが必要である。

すなわち、ある地点の前後2回の降雨量が同じであったとしても、これだけで流域山地に同じ原因が与えられたとすることはできないのである。現在のところ、降雨量、あるいは降雨の型と土砂生産量との定量的関係がまだはっきりわかっていないから、一地点の降雨量が同じでありながら流出土砂量に著しい相異があったとすれば、これを免疫性という概念(素因の変化)で説明することもできようが、また降雨の型、ならびに降雨量分布の相異(誘因の測定不十分)だとして説明することもできるのである。

次に素因について考えてみる。免疫性の概念では、以上に述べた降雨の型や降雨量分布の相異はまったくないものとして、同じ誘因が与えられながら結果が相異するというのであるから、素因の変化がその原因であると考えていることになる。すなわち、山地災害の前後で誘因に対する山地の抵抗力は変化するというのを免疫性という言葉で表現しているのだとしてよからう。

山地災害の前後でその山地の素因が相当変化するであろうとは考えられるが、しかし、各地の調査結果によれば、面積が5~10 km²以上の流域では豪雨によって発生した崩壊地の面積は流域面積の10%に満たない場合が多い。すなわち、1回の豪雨で斜面上の風化土砂が全部くずれ落ちてしまったわけではなく、まだ多量の土砂が山腹斜面に残存しているのが普通であって、再び充分な風化土砂が蓄積されるまでは、たとえ豪雨があっても土砂は流出しないのだと考えることはできないのである。

後述するように、天竜川支流小波川流域では、平常の状態で崩壊地の多い流域(この崩壊地は前面の豪雨のなごりである場合が多い)は豪雨時にも多量の崩壊を発生する傾向が認められる。このことは、小波川流域山地の一部には崩壊に対する先天性があるといつてよからう。この地域には豪雨型山くずれが著しく多数発生しているので、免疫性が顕著でなければならないはずである。もしそうだとすれば、豪雨前後の崩壊発生量には関連がないはずであるから、免疫性の概念とこの調査結果とは相反することになる。

小出は、「免疫性という表現はあくまで実用的な立場にたつてのことであって、厳密に言えば、災害の輪廻とか、あるいは周期性という方がいっそう正しいかもしれない」と言っているが、以上の考察を総合してみれば、免疫の期間にしても、災害の周期にしても、結局は大豪雨の襲来する時間間隔に一致するのではなからうか。このように考えれば、直接降雨量の影響を受けやすい「豪雨型山くずれや、土石流には非常にはっきり免疫性が表われる」という観察結果をよく説明できるように思われる。

次に、活動性河川、非活動性河川の区別について検討

してみよう。

まず第1に、一つの流域の中でも場所によって活動的な部分と非活動的な部分があるのではない。したがって、どちらの性格をもつ部分が大きいかによって、より活動的な河川、あるいはより非活動的な河川ということではできても、明確に活動性河川か非活動性河川かに区別することは困難なのではなからうか。すなわち、理想的な状態を想定すれば活動性、非活動性の2種類が考えられても、現実の河川では、地すべりと山くずれの区別と同様に、中間的な性格をもつものが大部分を占めているのではないかと考えられる。

第2は、活動性、非活動性の説明に述べられているように、活動性河川では流量に応じて種種の形で土砂が流出するが、非活動性河川では降雨量と流量とは、まったく関係なしに最大洪水流量が出現すると考えられている。しかし、ある豪雨によってある規模の最大洪水流量が出現したとしても、降雨量の確率を考えればこれよりさらに多量の雨が降る可能性はあるわけで、その場合の流砂量は前の最大洪水流砂量に等しいであろうか、あるいはこれより大きいであろうか、という疑問が生ずる。

後述するように、非活動河川の例としてあげられた三峯川に隣接する小波川流域では降雨量と崩壊量との間に密接な関係が認められるので、非活動性河川においても流出土砂量は降雨量に応じて変化すると考えざるを得ない。このことは活動性河川と非活動性河川との間には本質的な差異がないのだということを示すものである。

次に、前述の活動性河川、非活動性河川の定義の中に例として上げられている河川を見ればわかるように、活動性と考えられている河川はその土砂の生産原因が主として表面侵蝕、ならびに溪流侵蝕であり、非活動性河川では主として豪雨に伴う山くずれであるように思われる。すなわち、土砂の生産原因、あるいは侵蝕様式の相異によって河川に活動性か非活動性かという性格の相異が生じるのではなからうか。

表面侵蝕量や溪流侵蝕量は降雨量、あるいは流量とその継続時間に支配されると考えられるし、これに後述する降雨量と山くずれ量との関係を組み合わせれば、流域内における土砂の生産量と流量、あるいは降雨量との関係は図-2のように考えることができる¹⁰⁾。そして、いわゆる非活動性河川では、降雨がある量以上になると山くずれ、土石流(mass movementと総称する)によって多量の土砂が生産流送されるので、曲線は急に立ち上がることになる。しかも、わずかな降雨量の差によってmass movementによる土砂量は著しく相異するが、この雨量が正確に測定されていないので、豪雨の場合には土砂の生産流出量と降雨量との間になんの関係も

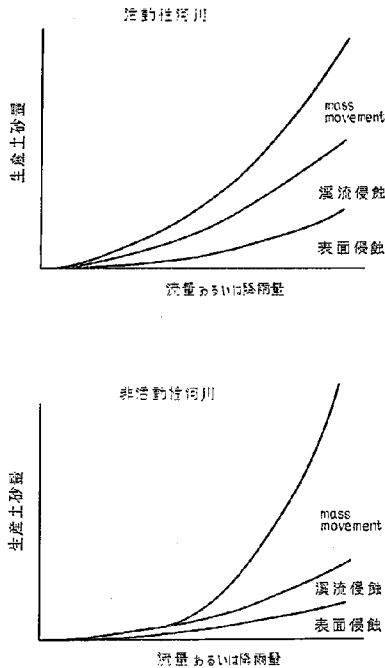


図-2 土砂生産様式の相異

ないように見えるのではあるまいか。一方、活動性河川では、前述のとおり、溪流侵蝕と表面侵蝕による土砂が多いので曲線の形はなめらかであり、したがって降雨量と土砂の生産流出量との関係が認識されやすいのだと考えられる。

このように、土砂をその生産原因別に区別して考察すれば、河川の性格を曲線形の相異としてはっきり把握できる。そして、理想的な形を想定して、mass movementの卓越する河川を非活動性河川と呼び、表面侵蝕と溪流侵蝕の卓越する河川を活動性河川と呼ぶ、としてよからう。

以上、免疫性、および活動性河川、非活動性河川の二つの意見について検討したが、流域の条件によって豪雨の際にのみ土砂を生産する河川もあるとする後者の考え方は有意義であるように思われる。これら二つの意見がとえられ、またこれが一応合理的であると考えられているのも、結局は、降雨量、あるいは流量と生産土砂量との関係、ならびに素因の差による侵蝕様式の差に関しわれわれが現在もっている知識があまりに少ないからではあるまいか。

免疫性の概念、および活動性、非活動性の区別が山地

災害に対する関係者の認識を促進したことは事実であり、その功績は著しく大きい。そして、山地災害に関する今後の研究も最終的にはこれら二つの意見が真であるかないかを確かめ、あるいは、これを発展させることであり、その方法は降雨量ならびに流域の諸条件と土砂の生産流出量との間の定量的な関係把握に帰するものと思われる。

3. 山地崩壊に関する研究の反省

〔1〕山地崩壊の研究手法

山地崩壊、あるいは山くずれに関する調査研究は、従来主として斜面の安定という微視的な面からなされており、山地侵蝕の主要な一因として巨視的な立場から考察することは比較的少なかったようである。

筆者は、山くずれが山地地形発達的主要因であり、また地質条件の支配のもとに長年にわたる侵蝕の結果現在の姿を呈するにいたった山地地形が、現在、および将来の山くずれ発生量、したがって侵蝕の進行速度を支配しているはずである、という立場から、秩父山地および富士川流域における山くずれ発生状況について研究したが⁽⁴⁾、この立場を山地崩壊の研究と呼び、斜面の安定という面からの取扱いを山くずれの研究と呼ぶことにしたい。この二つの研究系統は別個のものでなく、互に相補いつつこの複雑な現象を解明してゆかなければならないものであることは明らかである。

地すべりは特殊な地形条件を有する斜面に起りやすいと言われていたが、狭い意味での山くずれは、多くの場合、数百年、あるいは数千年の間にわたって安定していた山腹斜面がなんらかの原因で安定を失って崩落するのであって、斜面の表面形状からその発生を予測することはほとんど不可能であり、極端な言い方をすれば、すべての斜面がくずれ落ちる可能性をもっているとすら考えたくなるのである。

従来の山くずれの研究では、模型実験によって斜面がくずれ落ちる条件を求め、あるいは崩落した後の山腹斜面を調査してその原因を推定する場合が多い。しかし、たとえその原因が明確になったとしても、同様な条件を有する斜面が広大な流域のどこに存在しているかを調査することは非常に困難である。さらに、豪雨型山くずれのように一般に小規模な崩壊では、流域斜面のどこか、いつ、崩落するに十分な条件を具備するにいたるかということはまったく確率的な事象ではないかとすら考えられるので、斜面安定に関する知識のみをもって山くずれの発生を予測することはほとんど不可能であらう。

このように考えれば、ある素因を有する流域では、ある与えられた誘因のもとで、全体としてどの程度の崩壊が発生し、あるいは土砂を生産するかを知ることが非常

に重要な問題になってくる。

〔2〕 崩壊量の表現

植生で被われた斜面であればその上に発生している崩壊地の位置、形状ははっきりわかるが、はげ地や森林限界以上の山腹など植生を欠く斜面では崩壊地の存在を知ることが困難な場合が多い。したがって、このような地域の調査や、調査結果の解析には充分な注意を必要とするが、従来はこの点についてあまり考慮が払われていなかったようである。

次に、流域内の崩壊地発生状況を表現するには単位面積当りの崩壊数、崩壊面積、および崩壊土量の3種が用いられている。このうち崩壊土量を測定するには崩壊以前の斜面形がわかっていなければならないはずであるが、これは不明である場合が多く、したがって測定が不正確になりがちである。崩壊土量にくらべれば崩壊面積は測定が比較的容易であり、また適確に流域内の崩壊地発生状況を表現するものと思われる。ただし、現地調査の際には崩壊面積を傾斜方向に沿って斜面積で測定し、これを水平投影面積に換算していない場合が多い。したがって傾斜角の異なる斜面相互を比較することはできないし、また水平投影面積に比して30~40%過大な値になっている。崩壊数については、崩壊地の形は不規則であり、またその規模は大小さまざまであるから、崩壊数で流域の崩壊地発生状況を表わすことはあまり適当ではない。さらに調査者、あるいは研究者によって崩壊数の数え方が異なる場合が多く、特に樹枝状崩壊地の全体を1個に数える場合と、枝先きにある個個の崩壊地を数える場合とでは著しい相異を生ずるおそれがある。

以上のように、崩壊地の位置、形状、数量などの測定そのものに種種の問題があるから、各地の調査結果を総合して、同一尺度で比較するにはかなりの困難がともなうのである。

斜面が安定を失って崩壊する過程はさまざまであるから、崩壊地は種種の形式に分類されている。したがって、厳密に流域相互の崩壊発生状況を比較するには、それぞれの崩壊形式ごとに行なわなければならないはずである。しかし、すでに崩壊してしまった崩壊地をその形式にしたがって正確に何種類にも分類することは困難なので、一般に岸欠壊と山腹崩壊との2種類に分類している場合が多い。岸欠壊とは流水の縦横侵蝕によって河岸が崩壊することと定義すれば、山腹崩壊との区別は比較的容易であるように思われる。しかし実際には、谷壁と上部の山腹斜面との間に著しい変換点がなく連続している所では、そこに発生している崩壊地を岸欠壊か山腹崩壊かに区別することが困難である。もっと簡単に溪岸に発生しているものを岸欠壊と呼ぶことにしても、崩壊は斜面の凹部に発生することが多く、また谷頭付近では溪

岸と山腹の区別が明瞭でないから、この部分に発生している崩壊地の分類はあいまいにならざるを得ない。

山地崩壊の規模と特定因子との関係を見いだすために、流域の崩壊量として単位面積当りの崩壊土量や崩壊面積を用いるのが普通である。いま流域面積を A 、流域内の崩壊数を c_n 、崩壊面積合計を c_a 、崩壊土量合計を c_v とすれば、流域単位面積当りの崩壊土量は、

$$c_v/A = (c_n/A) \times (c_a/c_n) \times (c_v/c_a) \dots\dots\dots (1)$$

である。このうち、 c_n/A は流域単位面積当りの崩壊数であり、 c_a/c_n は1個所当りの平均崩壊面積、 $(c_n/A) \times (c_a/c_n)$ は流域単位面積当りの崩壊面積、 c_v/c_a は平均崩壊深である。これら(1)式の右辺にある3者はいずれも異なる因子の支配を受けるものと考えられるから、これらの積で表わされる流域単位面積当りの崩壊土量や崩壊面積のように莫然とした量を用いたのでは、山地崩壊に影響を及ぼしている因子や、その影響の仕方を見いだすことは困難であろう。

〔3〕 流域区分

単位面積当りの崩壊土量や崩壊面積を計算する場合に、計算の対象にする地域があまりに小さければその地域が崩壊地の中に含まれてしまうことになり、またあまりに大きければ地域全体として均一性に欠けるので、その単位面積当りの崩壊量は適確に崩壊発生状況を示さないことになる。したがって、対象にする地域は適正な大きさをなければならないわけである。このことは対象にする地域の大きさが異なれば単位面積当りの崩壊量が異なることを意味するのであって、流域相互の崩壊量を比較する場合でも同様にそれらの流域の規模がほぼ等しくなければならないのである。

崩壊量のみならず流域の諸特性も流域面積の大小によって相異なるのであって、たとえば、上流水源部の小流域について測定した流域平均傾斜にくらべて、これより下流部を含むより広い流域の平均傾斜は一般に緩になっていることは明らかである。また谷密度の例でこれを説明しよう。

後述するように、Hortonの法則⁽⁵⁾によれば、第 S orderの流域内にある多数の第 i order流域の平均流域面積 A_i は、第1 orderの平均流域面積を A_1 とし、 γ_a を係数とすれば、

$$A_i = A_1 \gamma_a^{(i-1)} \dots\dots\dots (2)$$

である。同様に、第 i order流域の平均水路延長 L_i は第1 orderの平均水路延長を L_1 、 γ_e を係数として、

$$L_i = L_1 \gamma_e^{(i-1)} \dots\dots\dots (3)$$

である。したがって、第 i order流域の平均的な谷密度 Dd_i は、

$$Dd_i = \frac{L_i}{A_i} = \frac{L_1}{A_1} \left(\frac{\gamma_e}{\gamma_a} \right)^{(i-1)} \dots\dots\dots (4)$$

で示される。そして、その差は少ないにしても、一般に $f_a \neq f_e$ であるから Dat は i によって異なるのである。このように、流域の特性は order 番号、したがって流域面積によって異なるから、流域相互の特性を比較する場合にはそれらの流域の order が等しくなければならないのである。

従来はこの流域の規模を任意に定めているので、ある山地において得られた結果を他地域の調査結果と比較するのが厳密な意味では不可能なのである。

[4] 降雨量の影響

豪雨によって発生した崩壊について研究する場合でも、降雨量と崩壊量との関係を調べることはあまり行なわれておらず、雨量が多ければ崩壊量も多いであろうと推定されているにすぎない。

雨が降ったから崩壊が発生したのであるから降雨量は最も重要な因子なのであるが、この重要な両者の関係についての研究が少ないのは、結局、流域山地内の降雨量観測資料が著しく少ないからである。特に豪雨は局部的に集中する傾向が強いから、多数の雨量計によって流域内の雨量分布を正確に測定することが必要である。洪水流出の場合は降雨量と流域下流におけるある程度平均化された流量との関係を調べるのであるが、それですら雨量計の配置数が充分とは言えないのが現状である。まして降雨量の多少が直接影響する崩壊の問題では、洪水流量の場合よりいっそう密な雨量計の配置が必要であることは言うまでもない。

ある因子と崩壊量との関係を調べる場合には、それ以外の因子の影響が資料全体を通じて平均化されているものとするのであるが、しかし、降雨量の影響は非常に大きいからこれを無視して他の因子の影響を独立に抽出するのはかなり困難なはずであり、また、たとえ崩壊量とある因子との関係がわかったとしても、降雨量は無視してこれを他の地域の調査結果と比較しても大した意味はないように思われる。

[5] 斜面特性の流域内における分布

崩壊に関する研究においては、多数の崩壊地についての規模を測定すると共に、その発生している斜面の各種特性を調査し、これらの斜面特性と崩壊との関係を検定する方法がとられている。しかし、多くの場合崩壊の発生している斜面の条件のみを調査しており、その条件をもつ斜面が地域全般、あるいは流域全体の中でどのくらいの割合を占めているかについてはほとんど調査していないので、その結論は一般性に乏しく、あるいは誤っている場合が少なくない。

たとえば、斜面傾斜角や斜面方向と崩壊量との関係を調査し、特定の傾斜角、あるいは方向の斜面に崩壊が多発しているという結論が得られたとしても、その地域全般

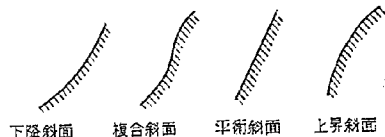


図-3 山腹斜面の縦断形

として特定の傾斜角、あるいは方向をもつ斜面が多ければ上の結論はなんの意味ももたないことになる。

斜面形と崩壊との関係も同様である。たとえば、崩壊は下降斜面と複合斜面上に起りやすいとか、S字状斜面に多発するとか言われている。しかしこの意見も、流域全部の斜面形を分類し、そのうちで上記の斜面形がどのくらいの割合を占めているかを調べたわけではないから、前記と同じ誤りをおかしているのである。ただ、斜面形の場合は傾斜角や方位とは異なり、連続的に変化している斜面形を、上昇か、下降か、複合かというふうに分類して、それぞれの割合を調べることが非常に困難なのではないかと思われるので、その調査には特別な工夫が必要であろう。

斜面の特性と崩壊との関係について上記のような資料がいかに多数収集されようとも、それらは真の姿を示すものではなく、それぞれの資料が示す傾向はまちまちのはずである。したがって、これらを総合して一般的な、定量的な傾向を見いだすことは不可能であり、また総合するためには非常に多くの時間と手数を要するのである。

山地崩壊に関する研究では、その発生を定量的に予測することはおろか、定性的な傾向ですら明らかになったとは言えない段階にある。その理由として、現象が非常に複雑であることとか、多数の因子が関連していることなどがあげられているが、以上に述べた定義の不統一、定量的表現の不充分などのために、個々の調査研究がその対象地域の上に局限されていることも大きな原因になっていると思われる。そのために、ある地域の調査研究結果を他地域の結果と定量的に比較対照することが困難であり、したがって、これらを総合して一般的な法則性を導き出すことができないのである。

4. 天竜川上流流域の山地崩壊

[1] 調査地域と資料の概要

昭和36年6月の豪雨によって天竜川上流流域山地には多数の崩壊が発生し、甚大な災害をこうむった。中部地方建設局は災害直後に地域一帯の空中写真を撮影し、崩壊や災害の実状を示す貴重な記録を残した。空中写真は昭和36年7月から同11月にかけて撮影され、縮尺は約1/20,000である。

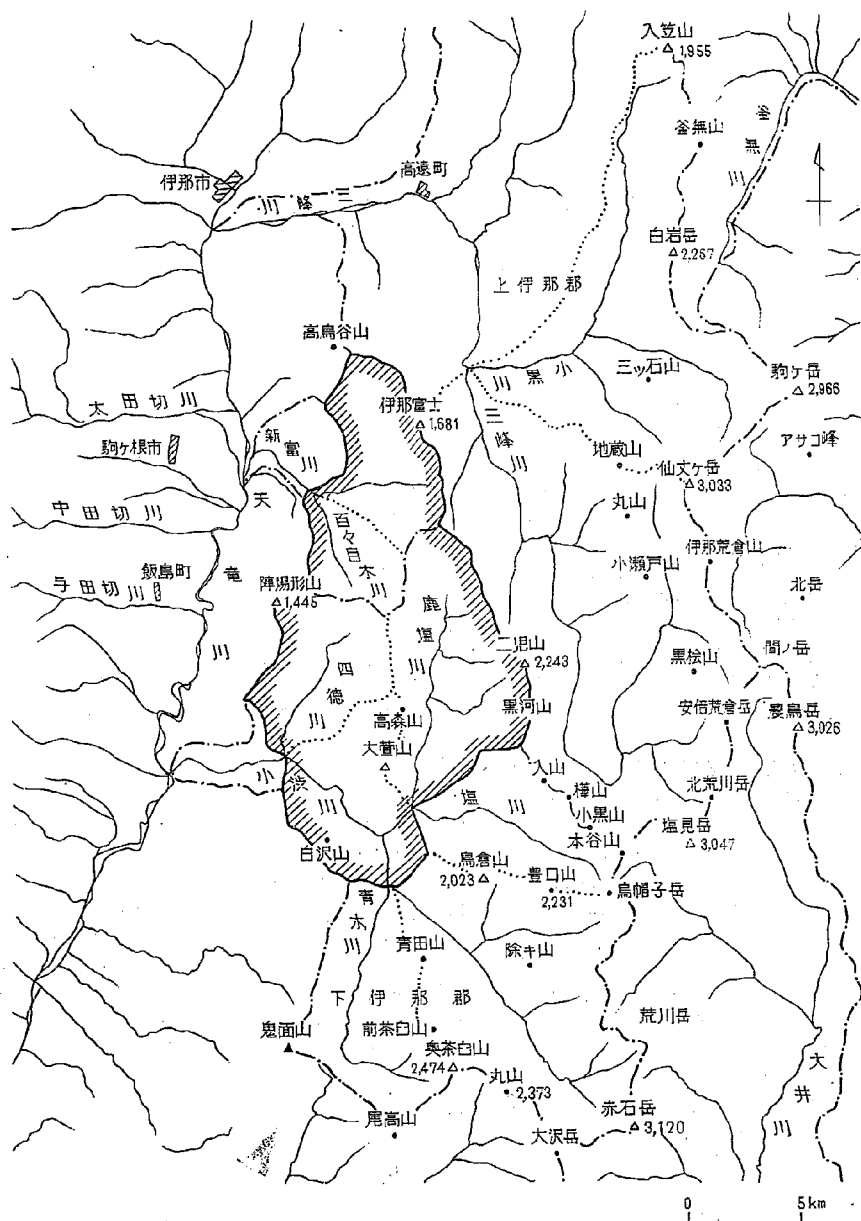


図-4 天竜川上流域平面図

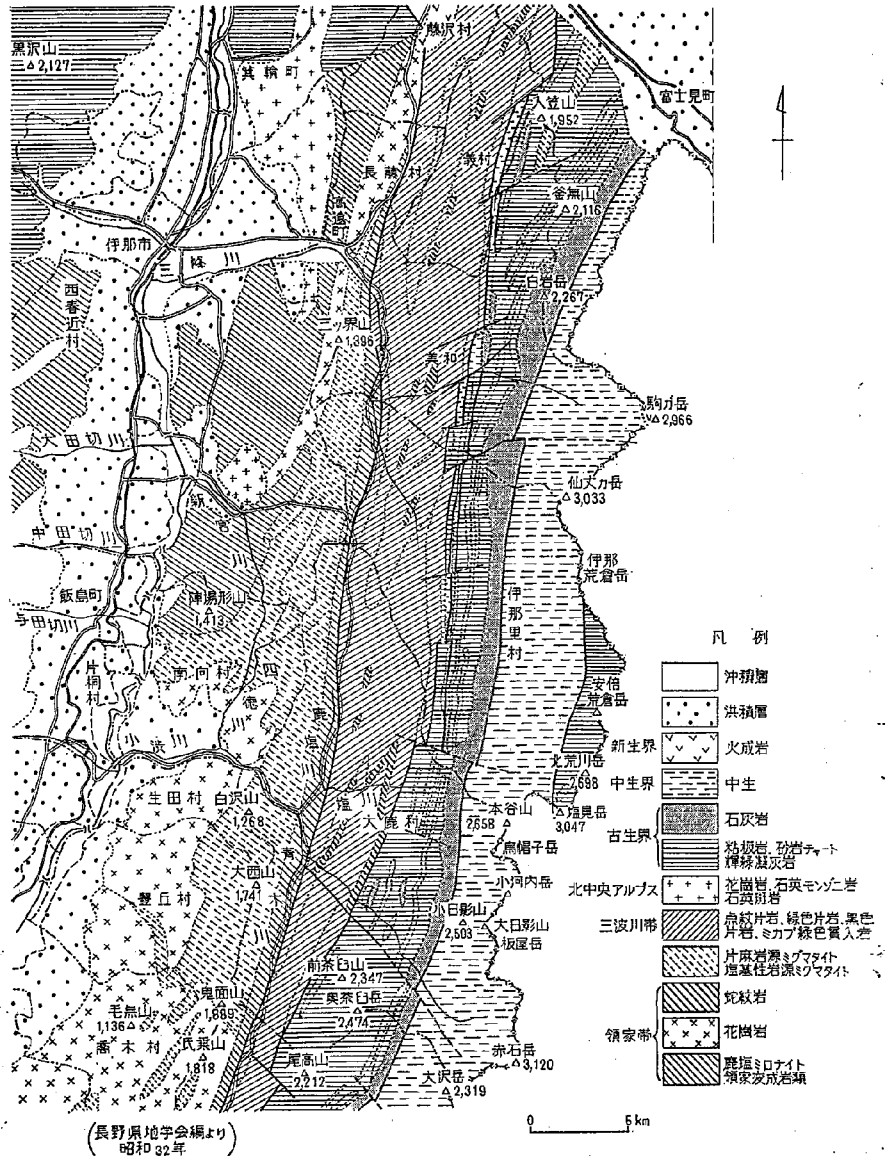


図-5 天竜川上流地質図

この研究は、中部地建の空中写真をステレオプロッターで図化した縮尺1/10,000、等高線間隔20mの地形図を主として用いたもので、現地の概略の踏査は行なったが、個々の崩壊地については実測を行なわなかった。図

化と主要な地形要素の測定は国際航業が実施した。図化地域には森林限界以上の高地は含まれておらず、全般的に地被で覆われているから写真上で地表のはく離している部分を崩壊地として判定し図化することにさしたる困

類はなかったはずである。

流域区分、崩壊地の測定、地形計測などには上記の地形図を用い、また林相は空中写真から判読した。さらに36年の豪雨前における崩壊地の分布状況を米軍撮影の空中写真を用いて調査し、地質図は、昭和32年、長野県地学会編のものを用いた。

研究の対象にした地域は天竜川の左支川の新宮川流域と小波川流域の一部で、面積は約180 km²である。このうち、新宮川は左支川百々目川を含むこの合流点より上流部とし、また小波川は右支川四徳川を含み、この合流点より上流部を対象とし、そのうち左支川青木川流域と、右支川鹿塩川合流点より上流の本川流域を除いた。

この地域の地質は図-5に示すとおりで、鹿塩川の左岸側の大部分に三波川と御荷鉾系が、右岸側山腹に中央構造線に沿ってミロナイトが分布しており、構造線の西側は傾家花崗岩、およびこれに伴うミグマタイトから成っている。傾家花崗岩は特に四徳川の downstream 域に多く分布している。新宮川流域は上流部にミグマタイトがあり、下流部は傾家花崗岩、およびミロナイトになっている。

〔2〕流域区分

前述のとおり、流域相互の崩壊地発生状況や流域特性を比較するには比較すべき流域の規模がほぼ等しくなければならない。

この流域の規模を規定するために支川の分岐に基づいて水系を階級付けすることが行なわれている。ヨーロッパでは主流を第1次とし、これから分岐する支川に順次、第2次、第3次と番号をつけている(Gravelius)。したがって、支川をもたない最上流の谷が最高次になるわけであるが、この方法では流域面積やその他の流域特性が似ている谷でも異なった次数で呼ばれることになる。

これに対して、Horton⁽⁵⁾は上流水源部から下流に向かって水系の階級付けを行なうことにした。すなわち最上流部の谷が第1 order であって、第2 order の谷は第1 order の谷のみをもち、第3 order の谷は第2 order と第1 order の谷をもっている。第4、第5 order も同様であって、これらの order 番号は支谷分岐点の上下流を通じて同じであるとしているのである。この Horton の方法では最上流部まで主流の延長を追跡しなければならないことになるが、実際には数多く分岐している水系の中からどれが主流であるかを決定するのが困難な場合が少なくないし、また、同じ条件を有する支谷を主流の延長であるという理由から異なる order で呼ばなければならないこともある。

このため、Strahler は Horton の方法を改良し、支

流をもたない最上流部の谷をすべて第1 order とし、二つの第1 order の谷が合流したときにその合流点から下流を第2 order の谷と呼ぶことにした。第2 order の谷が二つ合流すればその合流点より下流は第3 order の谷となり、以下同様にして、第4、第5 order の谷を定義するのである。そして第1 order の流域とは他の第1 order、あるいはこれより高次の谷との合流点より上流部分をし、第2 order の流域とは他の第2 order、あるいはこれより高次の谷との合流点より上流部分で、この谷に流入する第1 order の流域を含む全体を示すものと定めている⁽⁶⁾。

この Strahler の方法は谷の order の決定が容易であり、また同じ条件をもつ流域にはすべて同じ番号が付けられるので合理的である。ただし、Strahler の方法に限らないが、問題になる点は等高線描画の精粗が地形図の縮尺によって異なることである。したがって、同一地域であっても地形図の縮尺が異なれば order 区分の結果が異なるのである。このため、ある地域の調査結果を他の地域の結果と厳密に比較するには同一縮尺の地形図を使用しなければならないことになる。

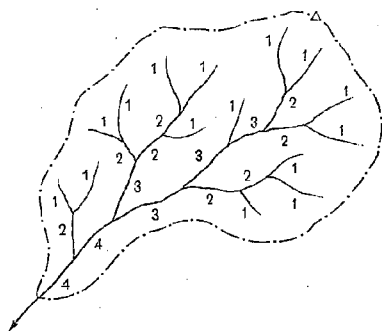


図-6 谷の order 区分 (Strahler 法)

流域の order 区分を行なう場合には、最上流部の谷を決定することが必要である。谷の定義には種種の方法が用いられているが、この研究では地形図上で谷を示す等高線のわん入が等高の幅と等しいところまでとし、これより上流、すなわち幅より奥行の短い部分は谷と見なさないことにした。

以上の方法にしたがって、縮尺 1/10,000 地形図上で谷の上流端を定め、また Strahler の方法で流域区分を行ない、order ごとに谷数、谷延長、流域面積を測定した。

Horton は谷数、平均谷延長、平均流域面積、ならびに平均こう配のそれぞれと order 番号との間には等比級数で表わされる関係のあることを見いだしている。こ

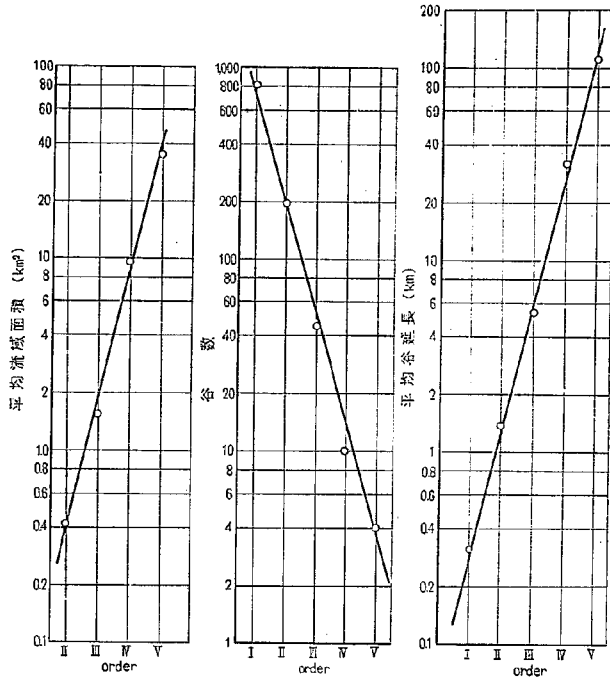


図-7 order 番号と流域面積, 谷数, 谷延長の関係 (全域)

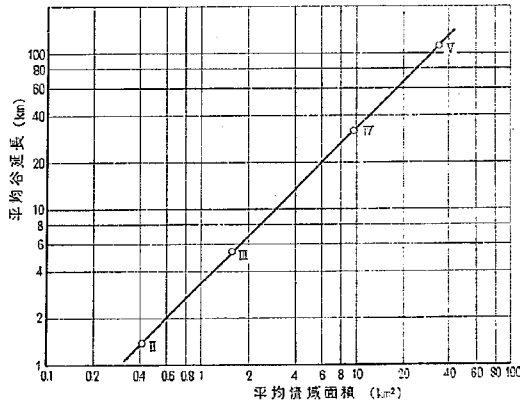


図-8 流域面積と谷延長の関係 (全域)

これらの関係は多数の地域において成立することが確かめられており、それぞれ水路数の法則、水路延長の法則、流域面積の法則、水路こう配の法則と呼ばれ、さらにこれらを一括して Horton の法則と呼んでいる。

新宮川、百々目木川、鹿塩川、四徳川、滝沢のそれぞれについて、前記の方法で測定した谷数(N)、平均谷延

長(L)、流域面積(A)の3者と order 番号との関係を調査したが、すべて Horton の法則に合致しており、したがって、この調査地域は正常に発達した山地であることがわかる。図-7, 8 には上記5河川の全体について作成した図面のみを掲げた。

研究に用いる単位流域としては第2 order を用いるこ

とにした。データの量をふやすためには単位流域の面積を小さくすればよいわけであるが、order 区分によって定められた第1orderの流域は面積が非常に小さいので、その中に含まれる崩壊数が著しく少なくなり、また局部的な影響が強く表われると思われたので第2orderを単位として扱うことにしたのである。第2orderの流域数は215であって、その流域面積の最大は2.32 km²、最小は0.04 km²、平均0.438 km²である。

〔3〕崩壊の測定

調査地域内の崩壊地分布状況は別図-1, 2, 3に示すとおりである。崩壊地の測定としては縮尺1/10,000地形図から崩壊数と崩壊面積を測定することにし、この際、山腹崩壊と岸欠壊の区別は行なわないことにした。

別図で明らかなように、この地域には樹枝状崩壊地が

著しく多い。崩壊数の測定にあたっては、斜面上部に発生した個々の崩壊地の下部、あるいはこれからの流出土砂がたまたま斜面下部の凹所で合流したために全体として樹枝状を示すことになったと考え、それぞれの枝先の数を数えることにした。

また、この地域の崩壊地は比較的規模が小さいので、地形図に記載された個々の崩壊地の面積をプランメータで測定するのは困難であり、また誤差も大きいと考えられたので、秤量法を用いることにした。すなわち、地形図に記載された崩壊地をはさみで切り抜き、第2orderの区分流域ごとにシャーレに納めて電気恒温乾燥器に入れ、70°Cで2時間乾燥する。これを30~60分間デシケータに保管した後、感度0.1mgの化学天秤で秤量した。地形図は5枚あるので、上と同じ方法でそれぞれの

表-1 崩壊地測定結果総括表

幹 川 別	新 宮 川	百々目木川	鹿 塩 川	滝 沢	四 徳 川	そ の 他	計
谷 の 最 高 order	V	IV	V	V	V	—	—
流 域 面 積 A (km ²)	30.36	14.96	54.50	9.26	30.28	10.90	150.26
崩 壊 数 C_N	629	770	1,556	549	2,118	512	6,134
崩 壊 面 積 C_A (m ²)	1,022,230	1,158,490	3,101,320	1,058,890	3,360,360	999,440	10,700,730

第II order 流域

流 域 数	42	26	53	14	62	18	215
流域面積合計 Σa (km ²)	20.05	9.74	27.28	4.65	20.38	8.27	90.37
崩壊数合計 Σc_n	485	590	958	248	1,504	410	4,195
崩壊面積合計 Σc_a (m ²)	777,530	835,920	1,882,050	482,940	2,479,080	818,430	7,275,950

崩 壊 率

C_A/A (%)	3.37	7.74	5.69	11.44	11.10	9.17	7.12
$\Sigma c_a/\Sigma a$ (%)	3.88	8.58	6.90	10.39	12.16	9.90	8.05
c_a/a max (%)	13.96	25.29	22.71	30.56	30.07	34.44	—

1 km² 当り崩壊数

C_N/A	20.72	51.47	28.55	59.29	69.95	46.97	40.82
$\Sigma c_n/\Sigma a$	24.19	60.57	35.12	53.33	73.80	49.58	46.42
c_n/a max	72.7	155.6	127.8	127.8	163.2	195.0	—

1 個所当り平均崩壊面積

C_A/C_N (m ²)	1,625	1,505	1,993	1,929	1,587	1,952	1,744
$\Sigma c_a/\Sigma c_n$ (m ²)	1,603	1,417	1,965	1,947	1,648	1,996	1,734
c_a/c_n max (m ²)	4,920	3,540	6,337	3,625	3,073	3,184	—

地形図の単位面積当りの重量を測定し、これを用いて区分流域ごとの重量を崩壊面積に換算することにした。この方法による面積測定の見誤は $\pm 100 \text{ m}^2$ 程度と推定される。以上によって測定した結果を河川別に取りまとめれば表-1のとおりである。

豪雨前の崩壊地分布状況を調べるために、縮尺 1/10,000 地形図から流域界と崩壊地のみを記載した平面図を作成し、この上に昭和22年11月ないし23年9月に米軍が撮影した空中写真(縮尺約1/40,000)に写っている崩壊地(旧崩壊)を重ねて図化した。この米軍の空中写真は撮影高度が高く、またあまり鮮明ではないから崩壊地描画の精度は高くない。このため旧崩壊の測定は崩壊数(O_n)のみとした。

[4] 流域雨量の決定

崩壊の発生に最大の影響を及ぼすのは、豪雨前の雨量か、最大時雨量か、最大日雨量か、継続雨量か、あるいはその他の形のものであるかは明らかでない。このように種類の形の降雨量と崩壊量との関係を探るには流域内の雨量分布が正確に測定されている必要がある。調査地域には比較的多数の雨量計が配置されているが、それでも上記のように精度の高い研究を行なうには不充分であるから、この研究では6月23日から6月30日9時までの継続雨量と崩壊量との関係についてのみ調べることとした。

資料は中部地建天竜川上流工事事務所が収集したもので、気象庁、建設省、長野県等の観測所のほかに、国鉄、中部電力、中小学校などの観測値を合わせて61である。これらの資料を用いて50 mm 間隔で継続雨量の等雨量線図を作成し、等雨量線と第2 order 流域との相対的な位置によって、25 mm 間隔でそれぞれの流域の降雨量(R)を定めた。

残念なことに、地域のほぼ中央にある四徳観測所は土砂に埋没したために測定値が得られておらず、また鹿塩川上流部の北川観測所が欠測しているため、等雨量線が何種類も画き得ることになった。観測所の数が少なければ降雨量と崩壊とが任意の関係にあるように等雨量線を描くことができるように思われるが、しかし等雨量線の傾向は調査区域を含めたさらに広い地域の全体にわたって作成された等雨量線の傾向とおおむね一致していなければならないから、それほど任意に画き得るわけのものでもない。

図-9と図-10は、これらのうち2種類の等雨量線について、継続降雨量と崩壊率(崩壊面積の流域面積に対する%)との関係を示したものである。この場合、崩壊率はそれぞれの降雨量の階級に属する第2 order 流域の崩壊面積の合計を流域面積の合計で割った平均値である。図-9では崩壊率が階段状をなしており、これと図-10と

を比較すれば図-10の方が合理的だと考えることができる。したがって以後は図-10の等雨量線図を用いることにする。

[5] 流域特性の測定

- (1) 谷密度(D_d) 流域の order 区分の際に決定した谷の上流端を基準として、地形図上でおおの第2 order 流域内の谷の総延長(km)を測定し、これを流域面積(km^2)で割って求めた。
- (2) 起伏量(R_e) 流域最高点と最低点との標高差(m)である。ただし、最高点が水源部付近より離れた位置にある場合には、この点の標高を用いずに、これより低くても水源部付近にある山頂の標高を用いることにした。
- (3) 起伏量比(R_r) 流域の最低点(流域下流端の河床面)から起伏量を測定したときの最高点に至る水平距離(m)を谷に沿って測定し、これで起伏量(m)を割った値である。
- (4) hypsometric integral (H_s) 流域内のある標高の等高線とこれより上流側の分水界との間の面積(a)を測定し、これと全流域面積(A)との比を計算する。また、その等高線と流域最低点との標高差(h)の流域の全標高差(H , 必ずしも起伏量とは一致しない)に対する比 h/H を計算する。そして縦軸に h/H , 横軸に a/A を取って画いた右下がりの曲線(hypsometric curve)と縦横軸とはさまれた面積を測定し、この面積の縦横座標軸がつくる長方形との面積に対するパーセントを hypsometric integral と呼ぶ。これは相対的な山体の体積を表わす dimensionless な地形要素である⁷⁾。
- (5) 流域重心点位置(H_1) 流域の重心点位置の流域下流端からの水平距離を主流に沿って測定し、この主流に沿う流域全長(起伏量比の測定に用いた)に対する比を計算したもの。 $H_1=0.5$ ならば流域の平面形が流域の中央を通る横断線に対して上下対称であることを示し、 $H_1>0.5$ ならば上流部の面積が大、 $H_1<0.5$ ならば下流部の面積が大であることを表わしている⁸⁾。
- (6) 林相係数(F_e) 流域内の地被状態を総合的に表現するために林相係数を考案した。豪雨後の空中写真から、第II order 流域内の地被状況を、i) 伏採跡地、草生地、無立木地、ii) 幼齡林、iii) 壮齡林、の3種に分類し、それぞれの面積の流域面積に対する比を計算する。そして無立木地には1点、幼齡林には2点、壮齡林には3点を与え、これにそれぞれの面積比を乗じて合計したものである。したがって流域全部が無立木地であれば $F_e=1.0$ であり全部が壮齡林であれば $F_e=3.0$ である。

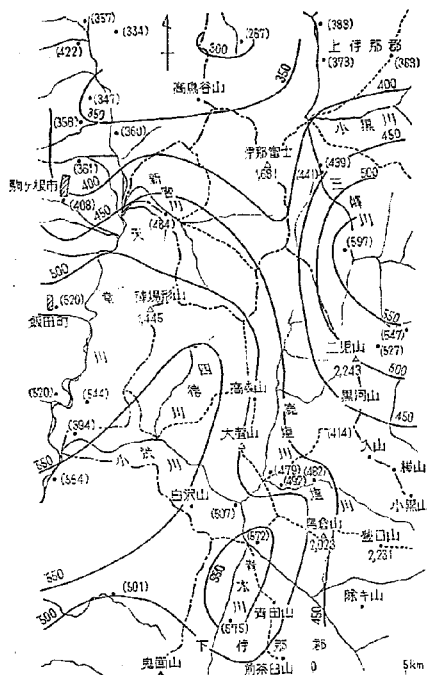


図-9 (1) 等降雨量線 (A)

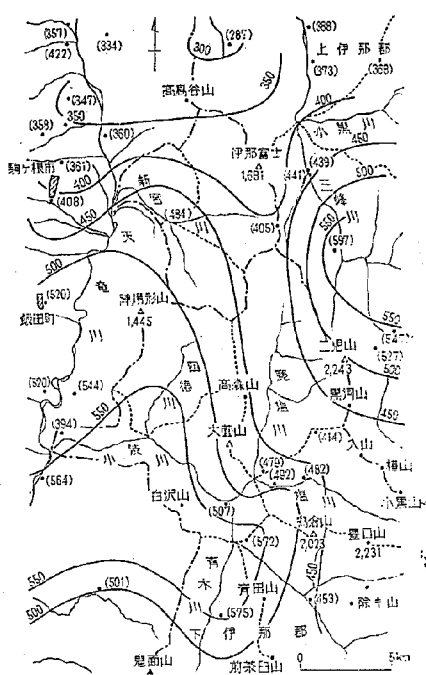
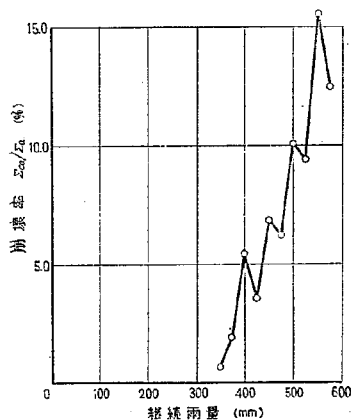
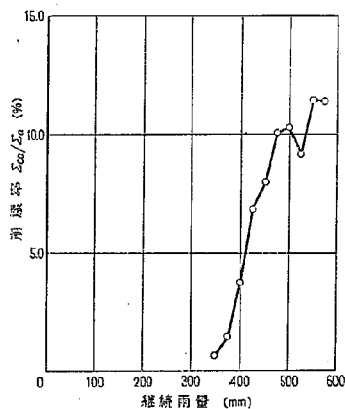


図-10 (1) 等降雨量線 (B)

図-9 (2) 降雨量と崩壊率の関係
(等降雨量線図A)図-10 (2) 降雨量と崩壊率の関係
(等降雨量線図B)

- (7) 地質(G) 流域の地質条件は定量的に表わすことができないので、流域の中で最も分布面積の広い地質をもってその流域の地質と定めた。地質は、
1. 洪積層, 2. 花崗岩, 石英斑岩, 3. 三波川帯,

- 点紋片岩, 緑色片岩, 黒色片岩, 4. ミグマタイト, 5. 傾家花崗岩, 6. ミロナイト, 傾家変成岩類の6種類に区別し, それぞれの頭書の番号で地質を表わすことにした。このうち, 1. と2. に属する流域は

二つしかないで、これらは次の分散分析にはばくことにした。

第2 order の全流域の崩壊地、降雨量、ならびに流域条件の測定結果を別表-1に示した。

〔6〕分散分析

流域面積を a 、流域内の崩壊数を c_n 、崩壊面積合計を c_a とすれば、流域単位面積当りの崩壊面積は、

$$c_a/a = (c_a/c_n) \times (c_n/a)$$

である。右辺第1項は1個所当りの年均崩壊面積であり、第2項は流域単位面積当りの崩壊数であるが、これら3者のそれぞれと流域条件との関係を探ることにした。

この種の現地測定資料は、ある特性にしたがってその観測値を分類した場合、実験データとは異なって、作成された分割表の全部の欄に測定値がはい入ることは稀であって、多数の空欄ができるからこれを欠測値として埋めることが不可能である。したがってこの場合の分散分析は平均値均一性の検定を用いることになる。すなわち、多数の観測値を二つの特性にしたがって表-2のように2重に分類したとすれば、

$$F = \frac{\sum_{i=1}^k n_i (\bar{x}_i - \bar{x})^2}{k-1} \bigg/ \frac{\sum_{i,j} (x_{ij} - \bar{x}_i)^2}{N-k} \quad (5)$$

は自由度 $(k-1)$ 、 $(N-k)$ のF分布をなすから、これに

よって級間の変動の有意性を検定するのである。

前節の方法で求めた降雨量、ならびに流域特性と c_a/a 、 c_a/c_n 、 c_n/a のそれぞれとを組み合わせ、合計37組について(5)式を電子計算機で計算した結果は別表-2に—

表-2 分割表

組		計	平均
1	$x_{11}, x_{12}, \dots, x_{1j}, \dots, x_{1n1}$	T_1	$\bar{x}_1$
2	$x_{21}, x_{22}, \dots, x_{2j}, \dots, x_{2n2}$	T_2	$\bar{x}_2$
...	...	...	...
i	$x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{ij}, \dots, x_{in_i}$	T_i	$\bar{x}_i$
...	...	...	...
k	$x_{k1}, x_{k2}, \dots, x_{kj}, \dots, x_{knk}$	T_k	$\bar{x}_k$

$$n_1 + n_2 + \dots + n_i + \dots + n_k = N$$

$$\frac{T_1 + T_2 + \dots + T_i + \dots + T_k}{N} = \bar{x}$$

括して掲げてある。また、危険率5%以下で有意性ありと判定された特性と崩壊の関係を表示すれば表-3～表-7のとおりである。

ただし、これらの表は、第2 order 流域を特性の階級にしたがって分類し、それぞれの階級に属する流域の崩壊に関する測定値の平均値を示したものである。

表-3 降雨量と崩壊の関係

R(mm)	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	合計
a (km ²)	2.50	6.26	4.66	13.21	23.22	11.82	7.84	8.58	7.67	4.57	89.83
c _n	5	50	69	525	1,068	746	469	461	519	266	4,178
c _a (m ²)	13,990	90,650	123,020	917,590	1,869,840	1,259,350	803,760	790,330	879,230	489,250	7,239,070
c _n /a	2.00	7.99	14.81	39.74	46.00	63.11	59.79	53.73	67.66	58.21	46.51
c _a /a (m ²)	5,596	14,471	26,399	69,462	80,523	106,544	102,776	92,113	114,640	107,057	80,586
c _a /c _n (m ²)	2,798	1,813	1,783	1,748	1,751	1,688	1,718	1,714	1,694	1,839	1,733

表-4 地質と崩壊の関係

G	3	4	5	6	合計
a (km ²)	19.04	45.32	12.87	12.60	89.83
c _n	570	2,797	665	146	4,178
c _a (m ²)	1,229,930	4,569,570	1,125,980	313,590	7,239,070
c _n /a	29.94	61.72	51.67	11.59	46.51
c _a /a (m ²)	64,597	100,829	87,489	24,888	80,586
c _a /c _n (m ²)	2,158	1,634	1,693	2,148	1,733

表-5 谷密度と崩壊規模の関係

Dd	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	合計
c _n	0	116	949	1,522	896	463	133	61	13	18	8	4,178
c _a (m ²)	0	436,280	1,743,530	2,484,080	1,531,050	722,510	205,610	71,140	11,260	18,610	15,000	7,239,070
c _a /c _n (m ²)	0	3,794	1,837	1,632	1,709	1,561	1,546	1,166	866	1,034	1,875	1,733

表-6 新旧崩壊数の関係

O_n/a	0	20	40	60	80	合計
a (km ²)	58.24	27.59	3.62	0.2	0.18	89.83
c_n	2,035	1,872	251	3	12	4,178
c_n/a	34.94	68.03	69.34	15.00	66.67	46.51

表-7 hypsometric integral と崩壊規模の関係

H_s (%)	30	40	50	60	70	合計
c_n	9	489	2,792	840	48	4,178
c_a (m ²)	11,830	771,400	4,830,510	1,560,820	64,510	7,239,070
c_a/c_n (m ²)	1,314	1,578	1,730	1,858	1,344	1,733

これらの結果を見れば明らかのように、

- i) 流域単位面積当りの崩壊面積 (ca/a) は降雨量と地質に支配されている。
- ii) 流域単位面積当りの崩壊数も降雨量と地質の支配を強く受けており、また豪雨前からの崩壊の多い流域は豪雨によって多数の崩壊を発生する傾向がある。
- iii) 以上にくらべて、1個所当りの平均崩壊面積は地質と降雨量に関係なくほとんど一定であるが、谷密度の強い支配を受け、また hypsometric integral ともいふ関係があるようである。
- iv) 林相係数、起伏量、起伏量比、流域重心点位置はいずれも崩壊と関係がないようである。

[7] 降雨量と崩壊との関係

ca/a , c_n/a , ca/c_n のそれぞれと継続降雨量 (R) との関係を図示すれば図-11 のようになる。図で ca/a の単位は流域面積に対する % (崩壊率) で示した。すなわち崩

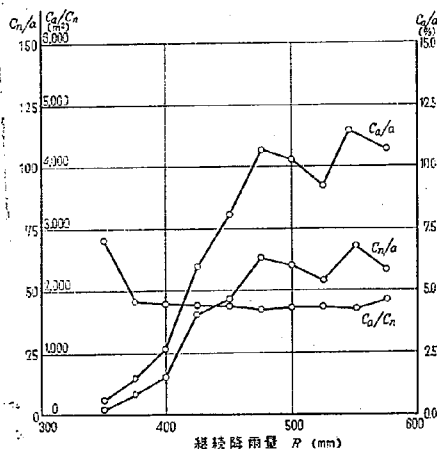


図-11 降雨量と崩壊量との関係

壊率 1% とは流域 1 km² 当り 10,000 m² の崩壊面積であることを表わしている。ここに用いた雨量は継続雨量であるから、図-11 は単に降雨量と崩壊との関係を平均的に示すだけではなく、流域内において降雨量が増加するにつれて、崩壊がつぎつぎと増加してゆく状況を平均的に示すものである。この図では雨量が 350 mm に達すると崩壊が発生しはじめ、継続雨量の増加に伴って ca/a も cn/a も急激に増加している。しかし、500 mm を越えるとその増加の割合が遅くなり、その結果、曲線の形は全体として S 字状をなしている。その理由として、雨量が 500 mm を越すと崩壊すべき土砂のほとんどが崩壊してしまうので、それ以上に降雨が続いても崩壊面積はあまり増加しないのだと考えることもできるが、しかしまた、等雨量線の精度が低かったために、実際には雨量の少なかった地域を雨量が多かったとして整理しているおそれもある。したがって、この曲線の傾向について早急な結論を出すことは危険であろう。

ただ、図の ca/a と cn/a が類似した傾向を示しているのに対して、 ca/cn が雨量とまったく関係がないということから、この地域の崩壊は次の形で発生したと考えることはできよう。すなわち、雨量が約 350 mm に達すると山腹斜面のある部分は安定を失って崩壊するが、崩壊は一度で完了してしまい、その後継続して降雨があってもこの崩壊の周囲がさらにくずれて拡大することはなかった。降雨が続けばこれとは異なる部分がつぎつぎと崩壊したのであって降雨量の増加に伴う崩壊面積の増加は崩壊数の増加によって行なわれたものと推定される。

[8] 崩壊の平均規模

分散分析の結果、 ca/cn は谷密度 (Dd) と高度に関係のあることがわかった。図-12 は表-5 の値をプロットしたものであるが、谷密度が高くなると ca/cn は小さくなっている。ただし、図の $Dd=10$ の点はこの階級に属する流域が 1 個しかないので信頼できない値である。流域の表面はそこに発達している谷によって個個の斜面に分

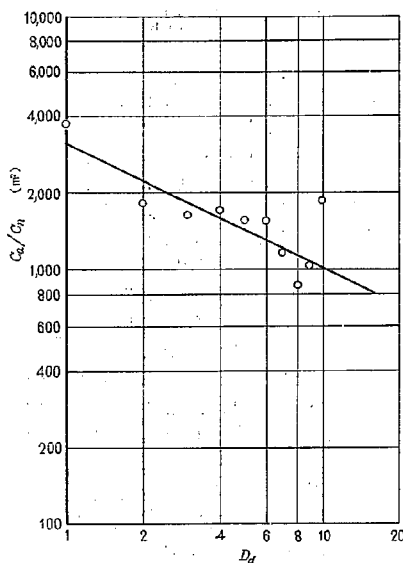


図-12 平均崩壊面積と谷密度の関係

割されているのであるから、谷密度が高ければ、それだけ個々の斜面は小さくなるわけであり、したがって、そのような流域に発生する崩壊地の規模も小さくならざるを得ないのであろう。

いま、流域斜面は N_s 本の谷によって平均面積 a の小斜面に分割されているものとし、1個所当りの平均崩壊面積 ca/c_n は a に比例するものと仮定しよう。崩壊地の大きさを規定している谷を地形図から定めることはできないが、order 番号を変更してこれを第1 order とし、1/10,000 地形図を用いて定めた第2 order を第 S order と呼ぶことにする。そして、 $n_1, n_2, n_3, \dots, n_s$ をそれぞれ第 S order の流域内にある第1, 第2, 第3, ……第 S order の流域数とすれば、斜面を分割している谷の総数 N_s は、

$$N_s = n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_s$$

でしめされる。したがって、第 S order の流域面積を A_s とすれば、

$$a = \frac{A_s}{N_s} \quad \dots\dots\dots (6)$$

である。

ある order の流域の中では谷数が多ければ谷の総延長も多いであろう。図-13は、地形図から測定した第3, 第4, 第5 order のそれぞれの流域内にある第1 order 以上の谷の総数 (N) と谷の総延長 (L) との関係を示したもので、この三つの order を通じて一般に、

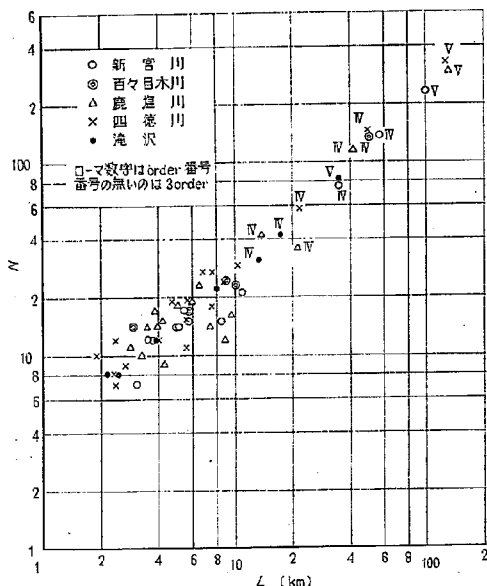


図-13 流域内の谷数と谷延長の関係

$$N = \alpha L^\beta \quad \dots\dots\dots (7)$$

の関係が見られる。この関係は変換した第 S order 流域内における N_s と L_s についても成立すると考えてもよからう。また第 S order の流域の谷密度を Dds とすれば、

$$Dds = \frac{L_s}{A_s} \quad \dots\dots\dots (8)$$

であるから、(6)、(7)、(8)式から

$$a = \frac{A_s}{\alpha L_s^\beta} = \frac{A_s^{(1-\beta)}}{\alpha Dds^\beta} \quad \dots\dots\dots (9)$$

になり、 a は Dds の $-\beta$ 乗に比例することになる。

ただし、図-12の谷密度 Dd は地形図ではかった第2 order の谷密度であって、 Dds とは異なるものである。この Dd と Dds の関係を確認するために、地形図からの測定値を用いて図-14を作成した。図-14は、調査地域全体について作成したもので、第5 order 流域内における第1 order の谷の総延長を L_1 、第2 order 以下の谷の延長合計を L_2 、第3 order 以下の谷の延長合計を L_3 、以下同様とし、

$$l_5 = L_5 - L_4$$

$$l_4 = L_4 - L_3$$

$$l_3 = L_3 - L_2$$

$$l_2 = L_2 - L_1$$

$$l_1 = L_5$$

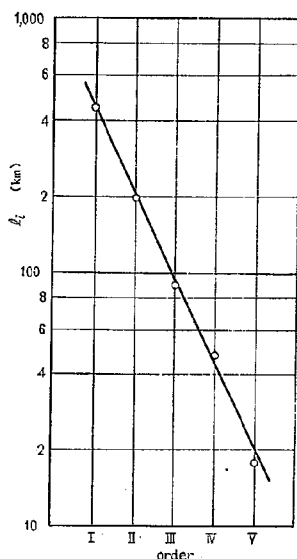


図-14 i order 以上の谷延長(l_i)と order(i)の関係

の値と order 番号との関係を示したものである。結局、 l_i は i order 以上の谷の延長合計を表わしており、図から、Horton の法則と同様に、

$$l_i = l_j r^{(i-j)} \quad (10)$$

である。式中 r は係数である。

したがって、 l_i を第5 orderの全流域面積(A_s)で割った値は、 $(i-1)$ order 以下の谷を無視したときの第5 orderの谷密度を示すわけで、これを Dd_i で表わせば、

$$Dd_i = Dd_j r^{(i-j)} \quad (11)$$

になるはずである。(11) 式の関係は変換された第5 orderの谷にも成り立つとすれば、

$$Dd = Dd_j r^{(5-j)} \quad (12)$$

であり、したがって(9)式と(12)式から

$$a = \frac{A_s r^{(5-j)}}{a_j r^{(2-j)} Dd_j}$$

であって、したがって

$$ca/cn = \frac{A_s}{m Dd} \quad (13)$$

である。すなわち崩壊の平均規模は谷密度の $-p$ 乗に比例することになる。しかし、 Dd は A_s の関数であるか

ら p の値を計算して図-12の係数と比較することはできない。

〔9〕 斜面傾斜角と崩壊数との関係

従来の調査によれば、一般に崩壊は傾斜角 $35^\circ \sim 45^\circ$ の斜面に発生しやすいと言われているが、前述のように、これは崩壊をそれが発生している斜面の傾斜角にしたがって分類した結果のみからとなえられたものであって、それぞれの傾斜角をもつ斜面が流域全体に対して占める割合を考慮に入れた上での結論ではない。

これに対して川口武雄は、赤城山周辺の崩壊について、各傾斜角の階級に属する崩壊面積がその傾斜角を有する斜面の占有面積に対する割合を測定している⁽⁹⁾。

これによれば、急な斜面ほど崩壊しやすいということになっている。ただし 50° 以上の傾斜については詳しいことはわからないし、これらの傾斜は目測によったらしく、したがって実際よりもかなり急に見られているらしいという⁽⁹⁾。

流域内における斜面の傾斜角別分布を測定するのは非常に手数がかかるので、この研究では四徳川の第2 order流域(流域数62)のみについて実施した。斜面の傾斜角別分布を測定するには種種の簡便法が考案されているが⁽⁹⁾、今回は最も正確と考えられる等傾斜線図を作成し、これから傾斜角別占有面積を測定することにした。すなわち、1/10,000地形図上で、斜面の傾斜方向に、間隔がほぼ等しいと思われる2ないし数本の等高線の間隔を測定し、これを等高線間の標高差で割って測定区間の中央に記入した。測定点の密度は等高線の粗密によって異なるが、点の平均間隔は図上約5 mmである。記入された傾斜角(tangent)は測定区間の中央の傾斜を示すものと考え、等高線を画くのと同一要領で、尾根、および谷の位置、あるいは等高線の配列を考慮しながら、等しい傾斜を有する点を結んで等傾斜線図を作成した。

前述のように、この地域の崩壊地の規模は地質や降雨量と関係なくほとんど一定なので、崩壊量としては崩壊数を用いることにした。崩壊地の傾斜角は等傾斜線図から崩壊主要部の平均傾斜角を読みとることにし、また62個の流域のそれぞれについて傾斜角別の斜面面積を測定した。

測定結果を総括すれば表-9のとおりであり、これをヒストグラムで示せば図-15である。図の崩壊数(cs)は傾斜角の各階級に含まれる崩壊数を、傾斜角別面積百分率(as)は各傾斜角別斜面面積(A_s)の全第2 order

表-8 斜面傾斜角と崩壊率の関係 (川口)

斜面傾斜角	<15°	<20°	<25°	<30°	<35°	<40°	<45°	<50°	>50°
崩 壊 率	0.03%	0.07	0.24	0.25	0.29	0.67	0.78	1.07	1.14

表-9 傾斜角別, 斜面占有面積と崩壊数

傾斜階級 (tan)	<0.10	0.10~0.25	0.25~0.50	0.50~0.75	0.75~1.00
平均傾斜 (tan)	0.050	0.174	0.370	0.618	0.867
平均傾斜角 (度)	2° 50'	9° 50'	20° 20'	31° 40'	41° 00'
斜面占有面積 (A km ²)	0.3476	3.0162	5.2809	5.4725	4.1410
" (a %)	1.67	14.46	25.33	26.24	19.86
崩壊数 (n)	2	83	201	399	463
n/A	5.75	27.52	38.06	72.91	111.81

傾斜階級 (tan)	1.00~1.25	1.25~1.50	1.50~2.00	2.00~3.00	>3.00	合計
平均傾斜 (tan)	1.117	1.368	1.723	2.414		
平均傾斜角 (度)	48° 10'	53° 50'	59° 50'	67° 30'	>71° 30'	
斜面占有面積 (A km ²)	1.7150	0.3836	0.4175	0.0678	0.0100	20.8521
" (a %)	8.22	1.84	2.00	0.33	0.05	100.00
崩壊数 (n)	227	68	56	4	1	1,504
n/A	132.36	177.25	134.14	59.01	100.30	72.12

流域面積の合計に対する%, 1km²当り崩壊数は各傾斜角別斜面面積1km²当りの崩壊数 cs/A_s を示している。この測定結果のうち, tan が2.00以上の斜面は占

有面積が著しく少ないので, この範囲の測定値の信頼度は低いものと思われる。

図-15において, cs の傾斜角別分布は前記の定説と一致して 0.75~1.00 ($\approx 37^\circ \sim 45^\circ$) が最大であるが, 1km²当りの崩壊数 (cs/A_s) はこれより急な 1.25~1.50 ($\approx 51^\circ \sim 56^\circ$) の範囲が最大であって, 部分的な川口のデータと傾向が似ている。すなわち, この調査地域では 35°~45°の傾斜角をもつ崩壊地が多いが, これはこの付近の傾斜角をもつ斜面が多いからであって, 最も崩壊しやすいのはこれより急な50°~55°の斜面である, という事になった。

[10] 単位面積当りの崩壊数の分布

前述のように, 四徳川流域の1個所当りの平均崩壊面積は地質や降雨量に関係なくほとんど一定で, 平均1648m²である。いま流域斜面を1648m²の大きさの部分斜面に区別して考えれば, それらの斜面は崩壊に対する特定の要因をもっており, これに誘因である降雨が作用して次第に安定を失い, そのうちのあるものはついに崩壊したのである。斜面傾斜角は重要な要因であるから, すべての第2 order 流域について, 流域斜面を傾斜角の階級にしたがって層化し, 特定の傾斜角階級に属する斜面のみを取り上げれば, その中ではすべての条件がほぼ平均化されていると考えられる。したがって, ある傾斜角の階級に属する部分斜面が崩壊する平均的な確率 (ρ) は

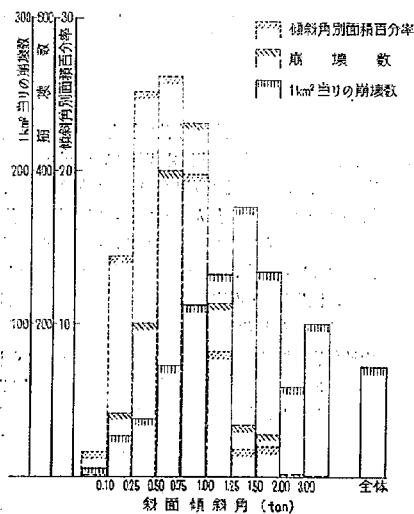


図-15 斜面傾斜角別崩壊数のヒストグラム (四徳川)

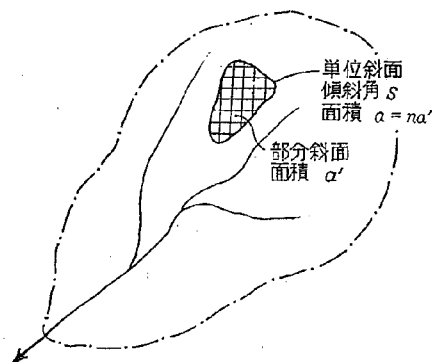


図-16 単位斜面と部分斜面

傾斜角によって定まっているはずである。しかし、 p が一定であっても偶然、あるいは未知の理由によって傾斜角 S の斜面上に発生する単位面積当たりの崩壊数は流域によって異なるであろう。そのバラツキについて検討してみる。

まず、この部分斜面が崩壊するかどうかという試みを考え、その試みを表わす確率変数を X 、一つの部分斜面が崩壊するという事象を $X=1$ 、崩壊しないという事象を $X=0$ で表わすことにする。

ある第2order流域の、傾斜角 S を有する単位斜面(面積 a) が n 個の部分斜面(面積 a') から成っているとすれば $a=na'$ であって、それぞれの部分斜面が崩壊するかしないかを調べることは、上記の試みを n 回繰り返すことにはかならない。したがって、この面積 a の斜面に k 個の崩壊が発生するということは、 $X_1+X_2+X_3+\dots+X_n$ 、という確率変数が実現値 k をとることと考えることができる。いま、一つの部分斜面が崩壊する確率を p とすれば、上記の理由によって、面積 a の斜面に k 個の崩壊が発生する確率は二項分布 $b(k; n, p)$ で与えられ、全部で N 個ある第2order流域の中で、傾斜角 S の斜面上に k 個の崩壊地が発生している流域の数 N_k は、

$$N_k = N \times b(k; n, p) \quad \dots\dots(14)$$

で表されるはずである。

p は比較的小さく、 n は比較的大きいとすれば、二項分布はポアソン分布で近似させることができる。すなわち、 N 個の第2order流域の中で、傾斜角 S の斜面上に k 個の崩壊地が発生している流域の数は、

$$N_k = \frac{N \times e^{-np} (np)^k}{k!} \quad \dots\dots(15)$$

で与えられる。ここで np は $X_1+X_2+\dots+X_n$ の平均値であり、 k の値の全流域についての算術平均で近似

することができる。

前節で用いた四徳川流域の資料から、傾斜角の階級ごとに、単位面積の斜面内に発生している崩壊数がそれぞれ、0, 1, 2, 3, ...である第2orderの流域数を数え、全流域数(62)に対する割合を計算して図-17(実線)を作成した。ただし、単位面積の大きさは計算に便利のように 2 ha としたもので、したがって単位斜面内にある部分斜面の数 n は

$$n = \frac{a}{a'} = \frac{20,000}{1,648} = 12.14$$

である。

次に、実測値から傾斜角の階級ごとに

$$\lambda = np = \frac{\sum (k \cdot N_k)}{N} \quad \dots\dots(16)$$

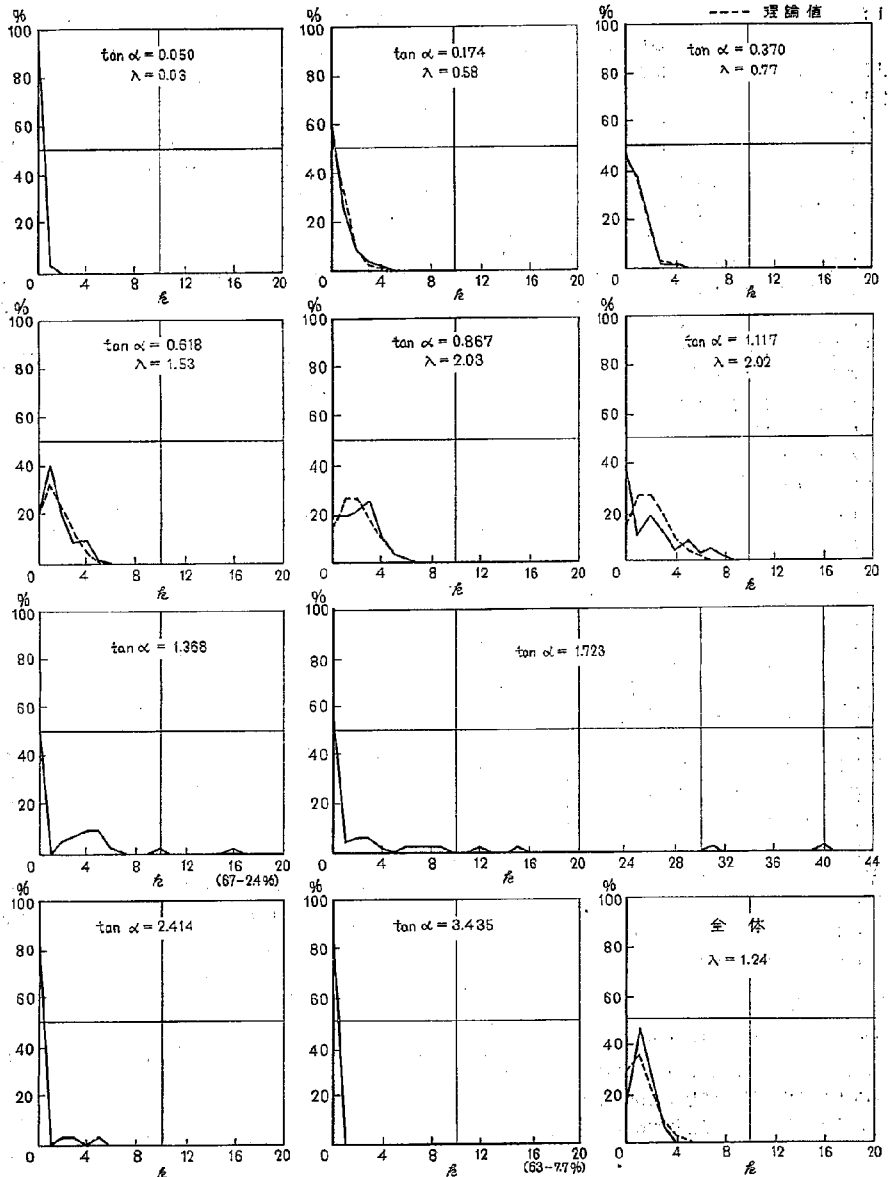
を計算し、これを用いて(15)式から N_k の理論値を求めた結果を図-17に点線で示した。図で明らかなように、 $\tan \alpha = 1.117$ までの間では実測値と理論値とはよく合っており、単位面積当たりの崩壊数はポアソン分布をなすと言うことができる。このことは、前記した部分斜面の崩壊に関する確率的な考え方が妥当であることを示すものである。

$\tan \alpha = 1.368$ より急な斜面では崩壊数はポアソン分布からはずれているが、図で明らかなように、急な斜面では傾斜角の増加に伴って崩壊数0の流域が増加している。このことは、急な斜面ほど崩壊すべき土砂量が少なくなるから、崩壊の発生していない流域の数が多くなるのであり、したがって急な斜面では崩壊数の分布がポアソン分布からはずれてくるのであろうと推察することができる。

5. 結 論

(1) 山地災害に関する最も基本的な概念である免疫性と、活動性河川、非活動性河川の区別の二つの意見について考察し、前者は山地災害を時間の面から見た意見であり、後者は場所の面から見た意見であって、表裏一体をなすものであることを示した。そして、これらの意見がとなえられているのも、結局は、われわれに降雨量と土砂の生産、流出量との関係についての定量的な認識が不足しているからだと考えた。

(2) 山地災害に関する研究があまり進展していない理由として、一般に、現象が著しく複雑であることが上げられている。しかし、他の理由として研究方法にも問題があるように思われるので、山地崩壊を例にとりて検討した。そして、数多くの調査研究結果が報告されているが、その多くは定義の不統一、定量的表現の不充分などのために、これらを総合して一般的傾向を見いだすのが困難であること、が重大な障害になっていることを示

図-17 2 ha 当り k 個の崩壊をもつ流域数 (四徳川)

した。

(3) 従来の研究方法に関する反省に基づいて、天竜川上流流域の昭和36年6月豪雨による山地崩壊について研究し、その結果、

- i) 流域単位面積当りの崩壊面積は、単位面積当りの崩壊数と1個所当りの平均崩壊面積との積で表わされるものである。この崩壊数は降雨量と地質の支配を受けているが、平均崩壊面積はこれと異なり、谷密度と密接な関係をもっている。このように異なる因子の影響を受けているので、両者の積で表わされる単位面積当りの崩壊面積を対象としたのでは山地崩壊の性格を把握することは困難であろう。
- ii) 崩壊面積、崩壊数、ならびに平均崩壊面積のそれぞれと降雨量との関係を調べた結果、この山地災害では、降雨量の増加に伴う流域内の崩壊面積の増加は崩壊数の増加によって行なわれたのであって、個々の崩壊地の拡大によるものではないと推定した。
- iii) あまり明瞭ではないが、平常の状態で崩壊地の多い流域は豪雨によって多数の崩壊を発生する傾向がある。また森林は崩壊の発生にほとんど関係がないようである。
- iv) 四徳川流域について等傾斜線図を作成し、斜面の傾斜角別占有面積を測定して、これと崩壊数との関係を調べた結果、 $35^{\circ}\sim 45^{\circ}$ の傾斜角をもつ崩壊地が最も多かったが、これはその付近の傾斜角をもつ斜面が多いからであって、最もくずれやすいのは $50^{\circ}\sim 55^{\circ}$ の斜面であることがわかった。
- v) 理論的には、一定の傾斜角をもつ斜面上では、単位面積当りの崩壊数はポアソン分布をなすはずであるが、実測値を整理してこの考え方の正しいことが確かめられた。
- vi) また急斜面では崩壊数はポアソン分布からはずれているが、その形から、あまり急な斜面ではくずれ落ちる土砂が少ないので、崩壊の発生が少なくなるのであろうと推定した。

6. むすび

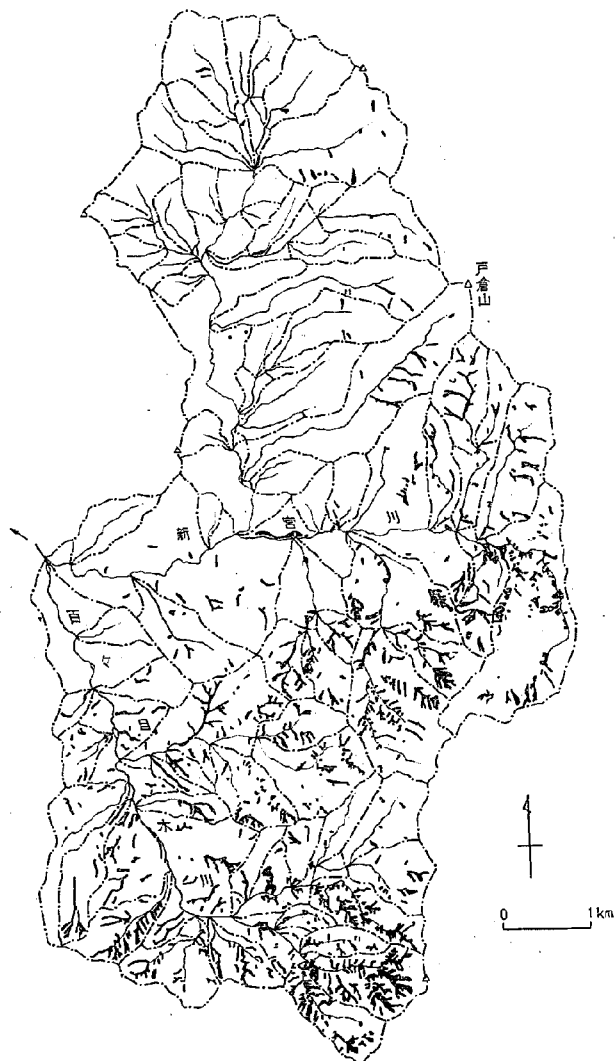
免疫性とか活動性、非活動性河川などの意見は有意義な考え方ではあるが、このように定性的な考え方のみをもってしては山地災害の問題を解決することは困難であろう。より分析的な定量的な観察に基づいて、この現象

の中にかくされている法則性を見いだすことが必要である。ただ、山地災害は地域性の強い現象であるから、一地域の調査研究結果のみをもって全般を推定することは危険である。この研究の対象にした天竜川上流地域の崩壊はいわゆる豪雨型山くずれに属するものであるから、この地域で得られた結果が他の地域、および他の型の山地崩壊においても成立するかどうかは明らかでない。今後、この地域の山地崩壊についてさらに深く調べるつもりであるが、また他の地域、および他の型の崩壊についても同様な研究を行ない、相互に比較したいと考えているので、一応現在までの結果を報告して御批判を仰ぐ次第である。

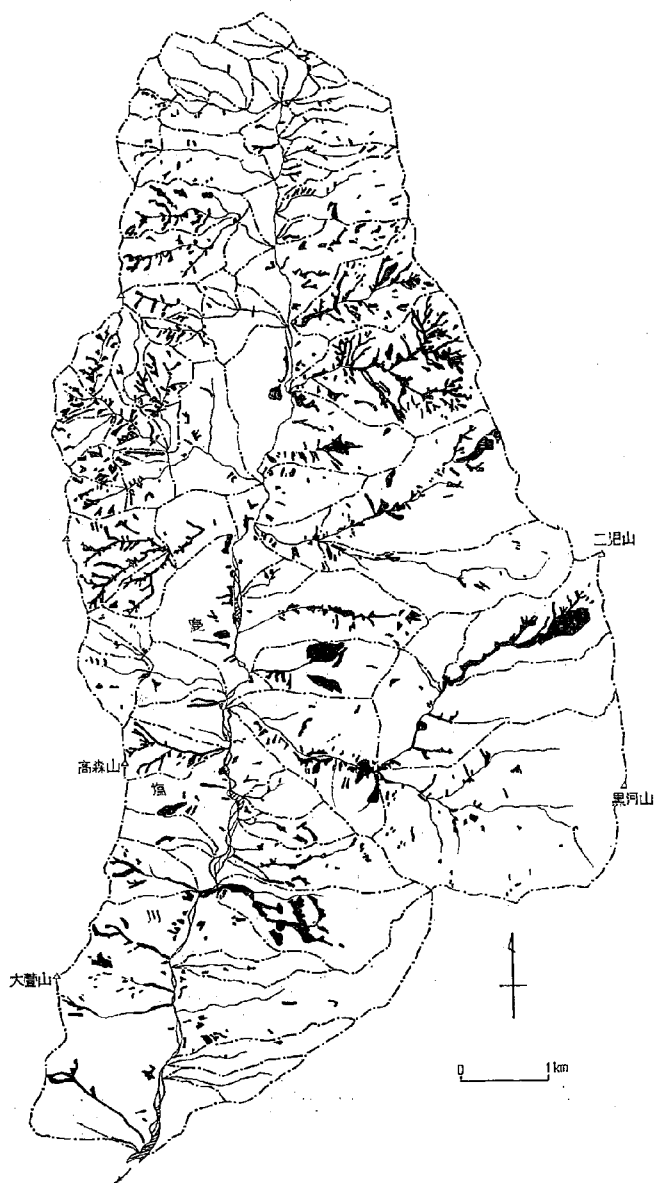
この研究は、資料の収集、測定、解析などに科学技術防災センター、天竜川上流工事事務所、国際航業株式会社、ならびに河川部砂防研究室員各位の御援助によるところが多い。ここに感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

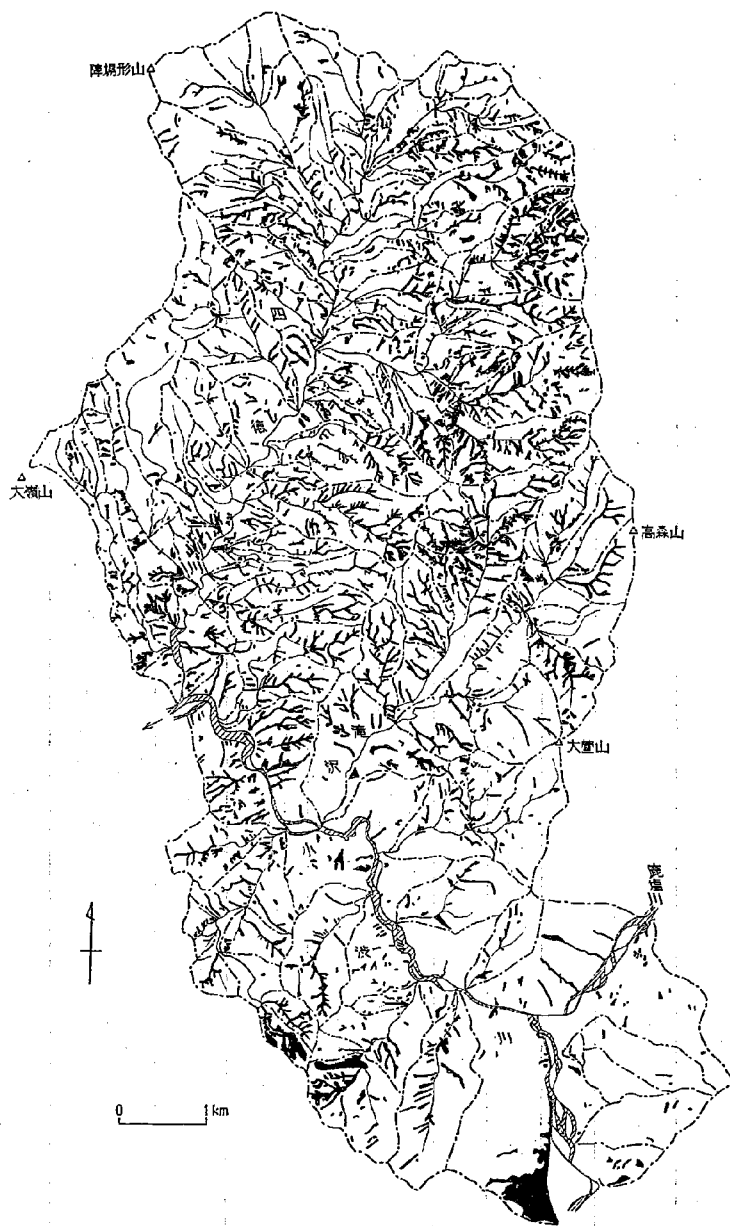
- (1) 小山 博:「山崩れ」古今書院,(昭和30年8月)
- (2) 柿 徳市:「流砂量と砂防計画,新砂防, No. 31, (昭和33年11月)
- (3) 矢野義男, 村野義郎:「討論「土砂の流出について」,新砂防 No. 62, (昭和41年9月)
- (4) 村野義郎:「山地における砂石の生産に関する研究」土木研究所報告, No. 114, (昭和37年2月)
- (5) R. E. Horton: Erosional Development of Streams and their Drainage Basins, Hydrophysical Approach to Quantitative morphology, Geol. Soc. America Bull., Vol. 56, (1945)
- (6) S. A. Schumm: Evolution of Drainage systems and Slopes in Badland at Perth Amboy, New Jersey, Geol. Soc. America Bull., vol. 67, (1956)
- (7) A. N. Strahler: Hypsometric (Area-Altitude) Analysis of Erosional Topography, Geol. Soc. America Bull., vol. 63, (1952)
- (8) 中村慶三郎:「崩壊と国土」古今書院, (昭和30年7月)
- (9) A. N. Strahler: Quantitative Slope Analysis, Geol. Soc. America Bull., vol. 67, (1956)



別図-1 新宮川, 百々目川崩壊地分布 (流域界は2 order 以上を示す)



別図-2 鹿塩川崩壊地分布 (流域界は2 order 以上を示す)



別図-3 四徳川, 滝沢崩壊地分布 (流域界は2 order 以上を示す)

別表-1 天竜川流域測定結果總括表

新 宮 川

流域 番号 No.	流 面 a (km ²)	域 積 c_e (m ²)	崩 壊 数 c_n	旧 壊 数 o_n	地 区 G	質 分 降 雨 量 R (mm)	谷 密 度 Dd	起 伏 比 R_r	重 心 点 位 H_1	hypso metric integral H_3 (%)	林 係 相 数 F_c	起 伏 量 R_e (m)
101	0.60	4920	1	2	6	350	3.600	0.2260	0.534	45.2	1.81	330.0
102	0.30	2200	2	2	6	350	3.666	0.1956	0.434	49.4	1.90	270.0
103	0.28	0	0	0	6	350	3.928	0.2556	0.476	48.0	1.94	271.0
104	0.60	6870	2	2	6	350	3.466	0.2042	0.586	53.6	1.90	286.0
105	0.22	0	0	0	6	350	3.636	0.2934	0.572	47.0	2.00	270.0
106	0.52	0	0	0	6	375	3.924	0.2060	0.568	43.6	1.85	346.0
107	1.30	24840	11	6	5	375	3.816	0.1858	0.524	43.0	1.94	390.0
108	0.10	0	0	1	6	375	7.200	0.2800	0.510	48.0	1.75	140.0
109	0.24	0	0	0	6	375	4.584	0.2244	0.490	55.6	1.76	220.0
110	0.66	5760	7	12	4	375	2.516	0.2922	0.460	40.2	2.03	520.0
111	0.10	0	0	1	5	375	3.000	0.4000	0.476	46.2	1.87	240.0
112	0.32	1800	1	2	5	375	4.188	0.2916	0.514	40.6	1.59	420.0
113	0.18	2400	1	2	6	375	4.666	0.1876	0.500	36.6	1.74	210.0
114	0.36	0	0	2	6	375	2.556	0.2308	0.462	43.6	1.73	240.0
115	0.20	0	0	0	6	375	4.000	0.2270	0.538	42.8	1.39	178.0
116	0.18	0	0	0	6	375	5.334	0.2352	0.588	46.6	1.83	160.0
117	0.22	0	0	0	6	375	5.728	0.1810	0.552	38.8	1.64	190.0
118	0.12	0	0	0	6	400	5.166	0.2356	0.598	39.4	1.84	740.0
119	1.06	14760	5	0	5	375	3.792	0.2356	0.598	39.4	1.67	740.0
120	0.64	8760	4	2	6	400	4.718	0.2778	0.545	37.4	2.03	550.0
121	0.10	0	0	0	6	400	6.000	0.3140	0.442	32.0	1.60	270.0
122	0.18	0	0	1	5	400	4.556	0.1538	0.550	54.6	1.55	140.0
123	0.70	1000	1	0	6	400	4.028	0.2728	0.466	37.4	1.64	480.0
124	0.18	1220	1	2	5	425	3.000	0.3352	0.526	39.2	1.85	254.7
125	1.68	39200	20	9	4	400	2.738	0.2258	0.558	47.6	1.61	830.6
126	0.28	0	0	0	6	425	2.642	0.3592	0.500	45.4	1.80	350.0
127	1.94	181790	145	34	4	425	3.142	0.1510	0.394	52.4	1.14	574.0
128	0.44	48220	27	7	4	425	2.728	0.4270	0.538	43.0	1.28	555.0
129	0.88	53890	33	3	4	400	2.818	0.2128	0.516	51.6	1.95	430.0
130	0.26	5100	4	0	4	375	2.924	0.3174	0.556	53.4	1.85	400.0
131	0.56	35990	21	3	4	375	2.108	0.3278	0.460	47.0	1.67	485.0
132	0.36	20170	11	6	4	400	3.888	0.3118	0.529	37.0	1.51	530.0
133	0.44	48830	35	12	4	425	2.818	0.4344	0.584	53.0	1.61	530.0
134	1.29	129520	89	9	4	425	3.178	0.2216	0.408	51.8	1.63	554.0
135	0.30	3400	3	1	4	425	2.666	0.3808	0.618	41.6	1.87	358.0
136	0.20	0	0	0	6	425	2.700	0.3478	0.456	45.2	1.81	320.0
137	0.32	20440	20	0	4	450	2.125	0.3910	0.484	54.0	2.52	430.0
138	0.40	38060	18	0	4	450	2.200	0.3126	0.416	58.0	1.86	300.0
139	0.20	27920	13	1	4	425	3.100	0.4428	0.428	48.8	2.59	310.0
140	0.12	0	0	2	6	450	3.334	0.4354	0.566	52.4	2.00	270.0
141	0.66	9240	10	2	6	475	2.364	0.2968	0.520	43.0	1.75	540.0
142	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

百々目木川

No.	a (km^2)	c_a (m^2)	c_n	o_n	G	R (mm)	Dd	R_r	H_1	$H_3(\%)$	F_c	R_c (m)
201	0.52	94920	62	17	4	475	2.500	0.2636	0.581	45.0	2.36	480.0
202	0.72	182120	95	21	4	450	2.306	0.3734	0.534	49.0	1.91	560.0
203	0.26	20760	25	2	4	450	3.076	0.3566	0.434	40.0	1.36	410.0
204	0.14	12810	12	4	4	475	4.858	0.3250	0.500	45.8	2.68	260.0
205	0.54	102520	91	8	4	450	3.038	0.2868	0.506	46.0	1.48	545.0
206	0.50	30010	19	16	4	450	2.960	0.3578	0.666	50.6	2.53	440.0
207	0.52	8110	6	8	4	450	2.346	0.2858	0.500	53.0	2.20	400.0
208	0.32	2320	4	8	4	450	4.062	0.2712	0.492	48.0	2.98	385.0
209	0.20	11220	6	0	4	475	4.900	0.2980	0.532	59.0	2.77	280.0
210	0.20	7080	2	4	4	475	3.900	0.2884	0.404	53.0	1.71	320.0
211	0.38	60630	38	3	4	475	4.578	0.2820	0.492	43.8	1.71	340.0
212	0.36	18790	14	2	4	475	4.166	0.2500	0.546	50.0	1.93	220.0
213	0.20	14400	15	0	4	475	5.400	0.2684	0.614	55.0	1.99	260.0
214	0.50	59290	38	0	4	500	2.200	0.2616	0.446	50.0	1.85	492.0
215	0.28	25130	10	0	4	475	3.858	0.3056	0.528	55.6	1.70	330.0
216	0.50	33430	14	0	6	500	3.360	0.2842	0.576	52.4	1.79	540.0
217	0.66	11830	9	0	6	500	2.910	0.2620	0.384	33.2	1.81	592.0
218	0.82	31250	42	21	4	450	2.488	0.4028	0.524	51.0	2.71	435.0
219	0.38	27690	19	3	4	450	2.474	0.4028	0.520	45.0	2.06	435.0
220	0.56	42090	42	9	4	475	3.464	0.3014	0.572	47.6	2.10	432.0
221	0.12	11100	7	0	4	475	5.166	0.4166	0.528	45.0	1.89	300.0
222	0.12	9150	5	0	4	475	5.000	0.3500	0.600	42.0	1.61	280.0
223	0.28	13050	10	0	6	475	4.000	0.3626	0.512	49.8	1.95	290.0
224	0.14	2440	2	0	6	475	3.572	0.4072	0.458	51.4	1.90	285.0
225	0.30	3780	3	0	6	475	2.266	0.3380	0.594	52.0	1.84	398.8
226	0.22	0	0	0	6	475	3.272	0.2888	0.470	42.0	1.69	260.0

滝 沢

No.	a (km^2)	c_a (m^2)	c_n	o_n	G	R (mm)	Dd	R_r	H_1	$H_3(\%)$	F_c	R_c (m)
301	0.56	63560	35	13	4	475	5.072	0.2876	0.506	51.2	2.10	460.0
302	0.06	2250	1	2	4	475	7.666	0.3388	0.484	64.6	3.00	210.0
303	0.43	26800	11	6	4	475	4.000	0.3242	0.458	58.0	2.62	454.0
304	0.40	2450	7	8	4	475	4.450	0.2858	0.576	55.0	2.28	420.0
305	0.54	79870	37	7	4	475	2.888	0.1934	0.472	55.4	2.32	378.4
306	0.04	13500	5	0	4	475	4.000	0.3750	0.562	53.0	3.00	120.0
307	0.76	37610	24	23	4	500	2.974	0.4726	0.592	52.2	1.58	568.4
308	0.34	52510	18	12	4	475	3.942	0.3356	0.508	44.0	2.92	376.0
309	0.08	6750	4	7	4	500	5.608	0.4616	0.576	50.3	2.86	240.0
310	0.22	23880	18	8	4	525	3.524	0.3182	0.568	62.0	2.56	280.0
311	0.18	55000	23	2	4	525	4.666	0.3400	0.602	60.5	1.12	272.0
312	0.32	50750	15	1	4	525	4.250	0.3982	0.450	57.4	1.24	440.0
313	0.22	18500	8	5	5	525	6.454	0.3456	0.500	54.2	2.20	470.0
314	0.50	83630	42	0	5	525	4.320	0.3130	0.570	56.4	1.47	532.0

鹿 塩 川

No.	a (km^2)	c_a (m^2)	c_n	σ_n	G	R (mm)	Dd	R_r	H_1	$H_2(\%)$	F_c	R_c (m)
401	0.10	4900	7	0	4	425	3.000	0.3400	0.600	54.4	3.00	170.0
402	0.12	0	0	0	4	425	4.166	0.3480	0.600	56.4	3.00	174.0
403	0.08	0	0	0	4	425	5.250	0.3400	0.400	52.0	3.00	170.0
404	0.48	2740	2	0	4	425	5.000	0.2262	0.462	54.0	3.00	294.0
405	0.18	0	0	0	6	425	3.112	0.2662	0.500	53.0	1.00	213.0
406	0.10	0	0	0	3	425	5.000	0.2500	0.500	49.0	1.00	150.0
407	0.12	0	0	2	3	425	3.666	0.3264	0.502	45.2	1.00	222.0
408	0.10	0	0	0	3	450	4.600	0.4040	0.400	51.0	3.00	202.0
409	0.22	1860	3	0	3	450	4.636	0.3576	0.440	44.2	2.28	422.0
410	0.44	2980	9	2	3	450	4.228	0.3178	0.530	46.2	2.62	480.0
411	0.22	5290	7	2	3	450	5.000	0.3692	0.538	36.2	2.32	480.0
412	0.76	25710	20	4	3	450	2.252	0.3666	0.618	50.0	2.77	594.0
413	0.10	9470	3	0	3	425	4.600	0.4028	0.584	36.0	2.10	290.0
414	0.14	5780	2	0	4	425	3.571	0.3600	0.580	51.4	3.00	180.0
415	0.12	1230	1	0	4	425	3.834	0.3334	0.666	51.0	3.00	200.0
416	0.68	37520	43	1	4	425	3.824	0.2598	0.460	54.8	2.92	395.0
417	0.72	49200	36	2	4	425	3.750	0.2664	0.518	56.4	3.00	437.0
418	0.28	23250	15	0	4	425	3.500	0.3500	0.598	56.0	3.00	350.0
419	0.14	21530	12	2	4	425	4.000	0.5340	0.500	54.8	3.00	320.0
420	0.10	2710	3	0	6	425	2.800	0.4912	0.570	55.0	3.00	167.0
421	0.16	3440	3	0	3	425	3.126	0.5116	0.566	63.8	2.76	307.0
422	1.00	168140	86	9	3	450	1.700	0.3442	0.554	51.0	1.76	709.0
423	2.00	454240	211	34	3	450	1.630	0.3352	0.536	54.0	1.64	838.0
424	0.30	38870	26	10	4	450	4.000	0.3100	0.500	45.2	3.00	310.0
425	0.18	16610	15	4	4	475	5.778	0.4160	0.480	45.4	2.00	208.0
426	0.28	6690	6	3	4	450	4.358	0.3564	0.526	60.0	2.00	278.0
427	0.38	28780	19	9	4	425	5.316	0.2098	0.444	56.5	3.00	377.7
428	0.28	37520	16	8	6	450	2.500	0.3948	0.400	52.6	3.00	300.0
429	0.18	39110	24	8	4	450	4.000	0.4458	0.560	54.0	2.22	312.0
430	0.26	30260	22	8	4	450	3.846	0.5030	0.442	52.0	2.75	342.0
431	2.32	162850	66	12	3	450	1.398	0.3938	0.536	57.6	1.41	901.0
432	1.82	37520	25	0	3	450	2.622	0.3340	0.486	57.2	1.22	1102.0
433	0.76	139970	58	13	4	450	2.974	0.5470	0.480	57.8	2.28	702.0
434	0.34	48220	24	0	4	450	3.236	0.3500	0.548	55.2	1.29	420.0
435	0.20	2340	3	11	3	425	3.500	0.3404	0.532	43.2	2.00	320.0
436	0.84	121890	12	10	3	425	0.952	0.4212	0.524	46.0	1.78	724.3
437	0.34	1480	2	0	3	450	1.706	0.4778	0.562	50.0	2.00	430.0
438	1.56	36160	40	14	3	450	1.538	0.3398	0.556	59.0	1.82	842.7
439	1.28	21110	14	7	3	450	1.640	0.3422	0.552	57.0	1.94	869.3
440	1.30	6400	7	7	3	450	2.216	0.3916	0.556	62.0	1.83	830.0
441	0.74	8170	11	0	3	425	2.540	0.4694	0.512	57.8	2.01	826.0
442	0.20	2970	6	0	4	450	4.100	0.3178	0.522	52.4	1.57	286.0
443	0.14	2690	3	3	4	450	4.142	0.3488	0.500	50.0	2.00	286.0
444	0.44	12320	11	10	4	450	3.818	0.3600	0.420	61.2	2.00	360.0
445	0.50	85850	24	8	6	450	3.200	0.5468	0.610	59.4	2.00	700.0
446	0.32	2200	3	0	3	425	1.938	0.4800	0.570	43.0	2.06	480.0
447	0.36	18450	9	10	3	425	1.278	0.5000	0.568	48.2	1.80	660.0
448	0.36	3420	2	4	6	450	2.388	0.5604	0.496	51.2	2.11	706.0
449	0.50	30620	11	5	6	450	1.760	0.6206	0.552	55.0	2.10	720.0
450	1.48	133090	28	5	3	425	1.216	0.3722	0.500	54.6	2.16	938.0
451	0.42	4310	6	4	3	450	2.714	0.3790	0.584	48.5	2.08	720.0
452	0.50	2830	2	4	3	475	2.000	0.3378	0.542	53.8	1.57	770.0
453	0.34	0	0	0	3	475	4.764	0.3392	0.506	51.0	1.58	570.0

四 徳 川

No.	a (km ²)	c_a (m ²)	c_n	o_n	G	R (mm)	Dd	R_r	H_1	$H_3(\%)$	F_c	R_e (m)
501	0.46	7740	3	1	6	525	2.130	0.2590	0.596	60.0	2.86	329.0
502	0.24	4280	2	0	6	525	3.250	0.3044	0.543	52.8	2.84	280.0
503	0.32	3810	3	0	6	525	2.626	0.2786	0.562	55.4	1.24	312.0
504	0.74	37720	23	3	6	525	1.864	0.2384	0.556	49.7	2.71	429.0
505	0.34	10230	5	1	4	525	5.764	0.1842	0.448	46.2	2.29	280.0
506	0.50	11660	7	2	4	500	4.204	0.2126	0.512	48.6	2.34	340.0
507	0.24	6900	7	2	4	500	4.584	0.1770	0.520	54.2	1.92	177.0
508	0.06	2260	1	0	4	525	5.334	0.3334	0.626	52.4	3.00	160.0
509	0.09	0	0	0	4	475	5.556	0.2096	0.452	66.7	2.00	130.0
510	0.30	12260	10	0	4	475	4.666	0.2666	0.470	48.7	2.49	240.0
511	0.15	15950	9	2	4	475	4.800	0.4118	0.556	52.9	2.62	280.0
512	0.23	21540	13	1	4	475	3.217	0.3400	0.522	50.5	2.21	340.0
513	0.04	1070	2	1	4	475	7.750	0.2855	0.476	54.8	1.75	120.0
514	0.06	17490	8	0	4	475	5.666	0.3000	0.470	48.7	2.17	150.0
515	0.26	43790	28	0	4	475	3.308	0.2910	0.500	41.6	2.38	320.0
516	0.10	14040	5	1	4	525	6.000	0.3000	0.550	43.1	2.71	240.0
517	0.24	11900	12	6	4	525	4.167	0.3680	0.536	48.0	2.38	346.0
518	0.22	31420	26	0	4	525	4.092	0.2830	0.482	43.1	2.42	300.0
519	0.18	20110	11	1	4	500	7.112	0.2298	0.550	48.6	1.92	200.0
520	0.96	154680	98	6	4	500	3.980	0.2608	0.548	45.3	2.28	612.0
521	0.32	24160	23	4	4	500	5.376	0.2712	0.508	53.4	2.23	320.0
522	0.22	21660	18	1	4	525	7.090	0.2632	0.438	59.9	1.74	300.0
523	0.40	53910	38	3	4	525	5.850	0.2056	0.586	52.8	2.01	370.0
524	0.35	35110	18	0	4	500	4.914	0.2808	0.512	42.7	1.91	334.0
525	0.16	11900	12	1	4	525	4.500	0.2660	0.512	41.7	1.75	250.0
526	0.12	15590	13	1	4	525	6.666	0.2222	0.488	48.1	2.13	190.0
527	0.34	27850	16	4	4	525	4.470	0.2648	0.474	49.2	2.07	360.0
528	0.34	88320	54	7	4	475	3.058	0.3524	0.462	42.3	2.05	458.0
529	0.68	175520	113	13	4	475	2.794	0.3702	0.530	59.3	2.10	488.6
530	0.06	2860	2	0	4	475	5.666	0.2916	0.416	54.7	1.86	140.0
531	0.40	82190	27	0	4	475	3.950	0.3572	0.568	51.1	2.26	578.6
532	0.05	3690	5	0	4	500	8.000	0.4043	0.452	55.8	2.00	190.0
533	0.26	22970	15	9	4	500	4.924	0.3834	0.584	53.8	2.64	460.0
534	1.14	202150	111	10	4	475	2.036	0.3404	0.456	52.3	1.78	606.0
535	0.98	270310	147	25	4	500	2.598	0.2670	0.428	47.8	1.61	560.0
536	0.22	39630	22	7	4	500	4.136	0.4566	0.434	41.6	1.59	420.0
537	0.38	93850	44	8	5	525	3.894	0.3266	0.492	51.6	1.91	490.0
538	0.16	11780	15	0	4	525	6.934	0.3158	0.532	46.2	1.72	300.0
539	0.20	19590	15	0	4	525	6.000	0.3018	0.466	41.0	2.17	350.0
540	0.16	41250	26	4	4	525	5.625	0.3270	0.478	40.4	2.16	340.0
541	0.62	46530	34	8	4	525	5.194	0.2078	0.434	41.1	2.90	320.0
542	0.12	6780	2	1	5	525	4.834	0.2992	0.442	48.1	1.64	203.4
543	0.26	13690	5	4	5	525	4.076	0.2872	0.468	48.9	2.61	270.0
544	0.92	141130	81	14	5	550	3.876	0.3300	0.490	46.1	2.09	330.0
545	0.14	34000	17	2	5	550	5.144	0.3333	0.500	44.0	2.00	280.0
546	0.46	33520	25	1	5	550	4.218	0.2626	0.550	56.8	1.91	420.0
547	0.16	18000	10	2	5	575	3.876	0.3300	0.490	56.5	1.80	330.0
548	1.17	211000	127	8	5	550	3.026	0.2700	0.540	52.5	1.68	740.0
549	1.26	51980	32	5	5	575	3.984	0.1632	0.644	55.3	1.95	583.4
550	0.32	33500	23	0	5	550	3.500	0.3164	0.532	49.9	2.55	500.0
551	0.12	4600	6	1	5	575	9.166	0.2026	0.580	58.1	2.47	320.0
552	0.06	6630	4	0	5	575	8.667	0.4333	0.500	69.9	2.00	260.0
553	0.10	15000	8	7	5	575	10.000	0.3857	0.500	62.8	2.00	270.0
554	0.10	11530	8	0	5	525	4.200	0.3400	0.578	48.8	2.00	170.0
555	0.04	2880	1	0	5	525	5.000	0.3376	0.500	47.8	1.91	136.0
556	0.12	7380	8	1	5	575	8.750	0.2704	0.530	68.6	1.89	190.0
557	0.64	64130	41	6	5	550	4.656	0.3156	0.616	52.5	1.54	707.0
558	0.52	47000	39	7	5	550	4.616	0.3336	0.496	48.5	1.77	667.0
559	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
560	0.16	2000	4	3	5	525	6.500	0.1660	0.416	41.5	1.81	200.0
561	0.18	0	0	0	5	525	5.500	0.1590	0.546	45.8	1.78	140.0
562	0.06	4250	5	1	5	525	8.000	0.2500	0.578	44.5	1.90	130.0

その他

No.	a (km^2)	c_a (m^2)	c_n	σ_n	G	R (mm)	Dd	R_r	H_1	$H_s(\%)$	F_c	R_e (m)
601	0.44	36880	12	0	4	500	3.636	0.4994	0.534	54.2	2.56	749.0
602	1.26	80380	39	24	4	550	1.920	0.4178	0.540	46.4	2.98	985.0
603	0.88	159630	54	25	4	575	1.864	0.5940	0.450	53.8	2.67	796.0
604	0.12	3130	4	0	4	575	3.166	0.7226	0.612	57.4	2.97	448.0
605	0.09	4380	7	1	4	575	5.556	0.7352	0.500	49.2	2.96	500.0
606	0.74	50130	19	2	4	525	1.756	0.4334	0.500	57.6	2.88	780.0
607	0.86	77000	34	2	4	550	2.558	0.3464	0.556	49.0	1.86	686.0
608	0.84	30750	15	0	4	500	2.930	0.2992	0.392	58.2	2.65	538.4
609	0.42	37500	30	1	4	550	2.440	0.4700	0.500	49.0	1.65	470.0
610	0.20	68880	39	2	4	575	4.300	0.3524	0.476	44.0	2.13	370.0
611	0.20	36130	24	0	4	575	5.000	0.3130	0.434	51.0	2.23	288.0
612	0.18	20130	7	0	4	575	3.334	0.3100	0.500	53.0	1.86	186.0
613	0.06	0	0	0	5	575	4.000	0.5000	0.500	62.2	1.86	200.0
614	0.10	7750	8	0	5	575	5.200	0.5000	0.488	57.2	1.95	210.0
615	0.32	35130	19	0	4	575	2.812	0.4388	0.666	55.0	2.00	395.0
616	0.60	50500	36	0	5	575	3.320	0.3110	0.602	66.0	1.95	454.0
617	0.64	71500	41	10	5	550	3.126	0.2842	0.564	46.4	1.62	540.0
618	0.32	48630	22	0	5	550	4.562	0.3500	0.490	51.0	2.00	420.0

註 No. 142 と No. 539 は G が特殊なので除外した。

別表-2 分散分析結果

変 量	要 因	自 由 度	F	F ₀		摘 要
				0.01	0.05	
c_a/a	$G-R$	3, 22	5.367	4.82	3.05	1 %
	$R-R_r$	9, 24	2.624	3.25	2.30	5 %
	$R-G$	9, 16	1.803	3.78	2.54	
	F_c-R	4, 30	1.091	4.02	2.69	
	H_s-R	4, 26	1.169	4.14	2.74	
	$Dd-R$	5, 29	0.401	3.73	2.54	
	R_r-R	5, 28	0.977	3.76	2.56	
c_n/a	$G-R$	3, 22	5.844	4.82	3.05	1 %
	$G-R_r$	9, 14	6.638	5.56	3.34	"
	$R-R_r$	9, 24	4.115	3.25	2.30	"
	$R-Dd$	9, 25	6.108	3.21	2.28	"
	$O_n/a-R_r$	4, 12	7.745	5.41	3.26	"
	$R-F_c$	9, 25	2.749	3.21	2.28	5 %
	$O_n/a-R$	4, 21	2.822	4.37	2.84	
	$R-G$	9, 16	1.623	3.78	2.54	
	H_s-R	4, 26	1.284	4.14	2.74	
	$O_n/a-G$	4, 7	2.079	7.85	4.12	
	$Dd-R$	5, 29	0.373	3.73	2.54	
	$Dd-G$	5, 10	0.370	5.64	3.33	
	R_r-R	5, 28	0.541	3.76	2.56	
	R_r-G	5, 12	0.421	5.06	3.11	
	F_c-R	4, 30	0.899	4.02	2.69	
	F_c-G	4, 13	0.209	5.20	3.18	
	H_s-G	4, 10	0.477	5.99	3.48	
	$O_n/a-Dd$	4, 11	0.759	5.67	3.36	
c_a/c_n	$Dd-R$	5, 29	57.384	3.73	2.54	1 %
	$Dd-R_r$	5, 15	60.973	4.56	2.90	"
	$Dd-G$	5, 10	36.019	5.64	3.33	"
	H_s-R	4, 26	3.609	4.14	2.74	5 %
	H_s-R_r	4, 15	1.009	4.89	3.06	
	H_s-G	4, 10	2.569	5.99	3.48	
	$a-R_r$	5, 15	1.691	4.56	2.90	
	$a-G$	5, 11	1.663	5.32	3.20	
	$G-R$	3, 22	1.521	4.82	3.05	
	R_r-R	5, 28	2.086	3.76	2.56	
	$R-G$	9, 16	0.464	3.78	2.54	
	F_c-R	4, 30	0.354	4.02	2.69	

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 130, August 1967

CONTENTS

1. Hideo Kikkawa, Ryutaro Kamiya, Toru Baba and Yasuo Nakahara
Researches on the Diversion of (10)
—Model Study on the Diversion of Toyo River—(1)
2. Fumio Ishii and Sei Fujimoto
Studies on Hydraulic Performances of Overflow Spillways (2)
—On the Discharge Coefficients for Standard Crests and
the Effects of Crest Piers and Abutments—.....(35)
3. Takeo Kinosita
Some Criteria on Hydrological Measurements(61)
4. Yoshiro Murano
Some Considerations on Debris production within a Drainage Basin(77)