

昭和28年6月筑後川水害における夜明ダム門扉不完全開放および兩岸流失の下流流量に及ぼした影響について

上田, 年比古

<https://doi.org/10.15017/4743417>

出版情報：應用力學研究所所報. 25, pp.1-50, 1965. 九州大学応用力学研究所
バージョン：
権利関係：



昭和28年6月筑後川水害における夜明ダム 門扉不完全開放および兩岸流失の下流流量 に及ぼした影響について

上 田 年 比 古

目 次

I. ま え が き

II. 計算に用いた資料

- (A) 水門不完全開放度
- (B) ダム上下流水位
- (C) ダム兩岸の流失状況
- (D) 発電所放水路水位記録及びダムからの流出曲線
- (E) 河川横断面図

III. 水害時における夜明けダムによる流量曲線
変形の計算

- (A) 計算の概要
- (B) 痕跡に一致させた計算
 - (1) $H_0 \sim q$ 曲線
 - (2) $H \sim Q$ 曲線
 - (3) ダム地点断面の流量計算
 - (a) 水門部流量計算
 - (b) 左岸流量計算
 - (c) 右岸流量計算
 - (4) $H_0, h \sim S$ 曲線
 - (5) 痕跡に一致させた第1次計算
 - (6) 痕跡に一致させた第2次計算
- (C) 係数などを変えた計算
 - (1) $\sqrt{I}/n$ を変えた場合
 - (2) C を変えた場合
 - (a) C を一様に変えた場合
 - (b) 左岸流失部の C を相対的に大にした場合
 - (3) 流入曲線を変えた場合
 - (4) 本章の結果

IV. 左岸流失面について

V. む す び

附 夜明ダム兩岸流失状況聴取書及び堀由太郎
氏申告書

— 表 —

- 表—1 ダム上流側水位
- 表—2 発電所放水路水位記録及び算定流量
- 表—3 ダムからの流出曲線
- 表—4 痕跡に一致させた計算 $H_0 \sim q$ 曲線の表
- 表—5 a 各上下流水位に対するダム地点断面の流量 (11 時 50 分以前)
- 表—5 b 各上下流水位に対するダム地点断面の流量 (12 時以後)
- 表—6 痕跡に一致させた第1次計算の $H \sim Q$ 曲線の表
- 表—7 ダム接近流速水頭
- 表—8 水門部流量計算例
- 表—9 左岸流量計算例
- 表—10 左岸流失部接近流速水頭
- 表—11 右岸流量計算例
- 表—12 ダムのない場合の水位曲線
- 表—13 堰上げ高さ 2.70 m に対する背水曲線
- 表—14 2.70m 堰上げの貯留量 (1)
- 表—15 " (2)
- 表—16 " (3)
- 表—17 " (4)
- 表—18 " (5)
- 表—19 " (6)
- 表—20 $H_0, h \sim S$ 曲線の表
- 表—21 流出曲線から流入曲線を求める計算過程の表

表—22 痕跡に一致させた第 1 次計算

表—23 痕跡に一致させた第 2 次計算の $H \sim Q$

曲線の表 (1)

表—24 痕跡に一致させた第 2 次計算 (1)

表—25 痕跡に一致させた第 2 次計算の $H \sim Q$

曲線の表 (2)

表—26 痕跡に一致させた第 2 次計算 (2)

表—27 仮定流入曲線

表—28 係数などを変えた計算の $H_0 \sim q$ 曲線の表

表—29 係数などを変えた計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (1)

表—30 " (2)

表—31 " (3)

表—32 " (4)

表—33 " (5)

表—34 係数を変えた計算 (1)

表—35 " (2)

表—36 " (3)

表—37 " (4)

表—38 " (5)

表—39 流入曲線及び係数を変えた計算

— 地 図 —

地図—1 一般図

地図—2 夜明ダム及び発電所付近の垂直航空写真

— 写 真 —

写真—1 洪水時の夜明ダムの全景

写真—2 洪水直後の夜明ダム

写真—3 洪水時の夜明ダムの側面

写真—4 夜明ダムの航空写真

写真—5 ダム左岸流失の状況

写真—6 ダム右岸流失の状況

— 図 —

図—1 夜明ダム平面図及び立面図

図—2 発電所放水路水位記録及び算定流量曲線

図—3 計算概要説明図 (1)

図—4 " (2)

図—5 " (3)

図—6 $H_0 \sim q$ 曲線

図—7 左岸平面図

図—8 右岸平面図

図—9 a $H \sim Q$ 曲線算定図 (11時30分以前)

図—9 b $H \sim Q$ 曲線算定図 (12時以後)

図—10 $H \sim Q$ 曲線

図—11 左岸流量計算

図—12 右岸流量計算例

図—13 $H_0, h \sim S$ 曲線作成説明図

図—14 $H_0, h \sim S$ 曲線

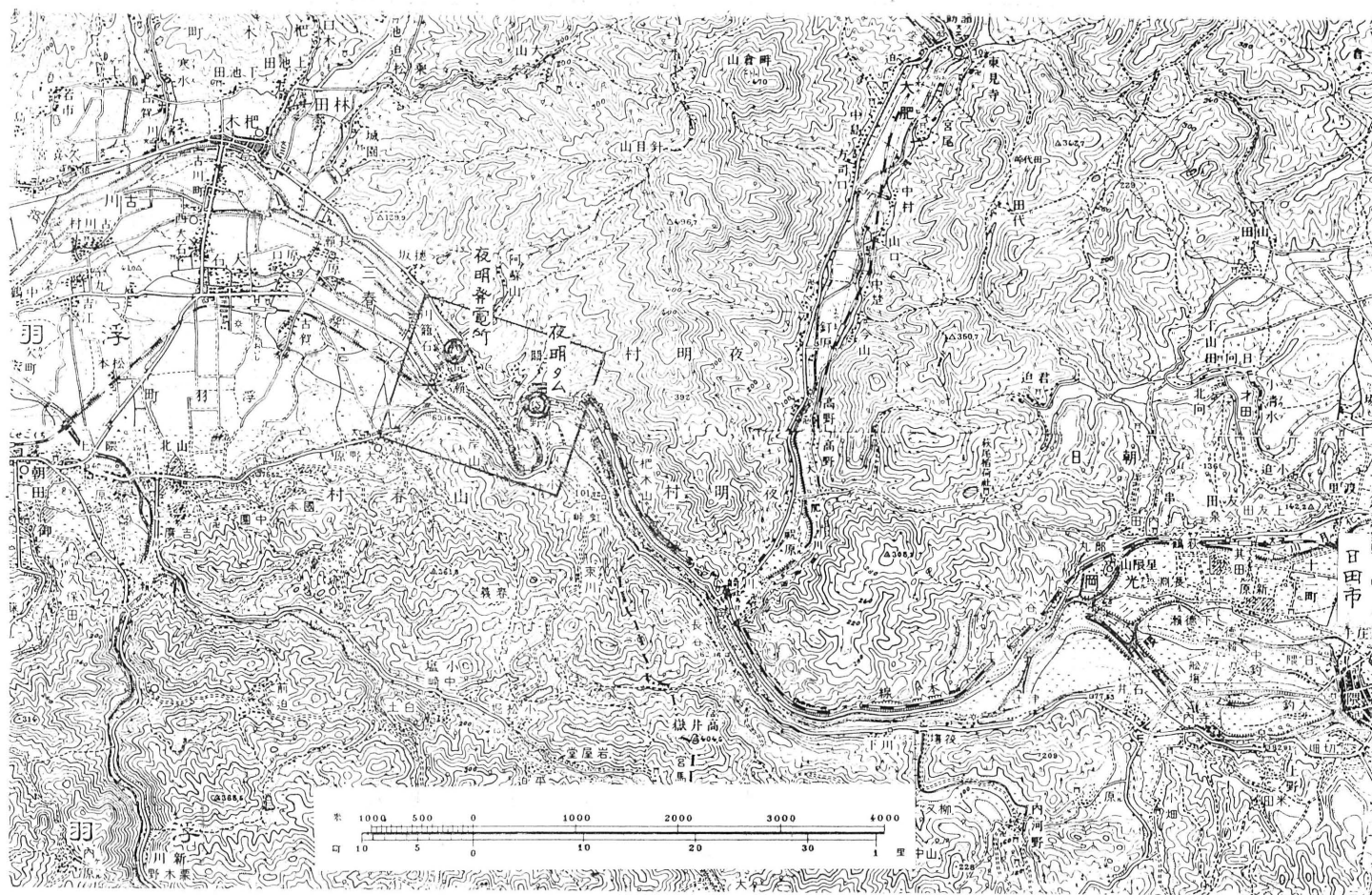
図—15 痕跡に一致させた計算結果の図

図—16 係数などを変えた計算結果の図(流量)

図—17 係数などを変えた計算結果の図(水位)

図—18 係数などを変えた計算結果の図(貯溜量)

昭和28年6月筑後川水害における夜明ダム門扉不完全開放および
両岸流失の下流流量に及ぼした影響について



地図—1 一般図5万分の1吉井図幅および日田図幅から複写
図中の矩形は地図—2の位置を示す



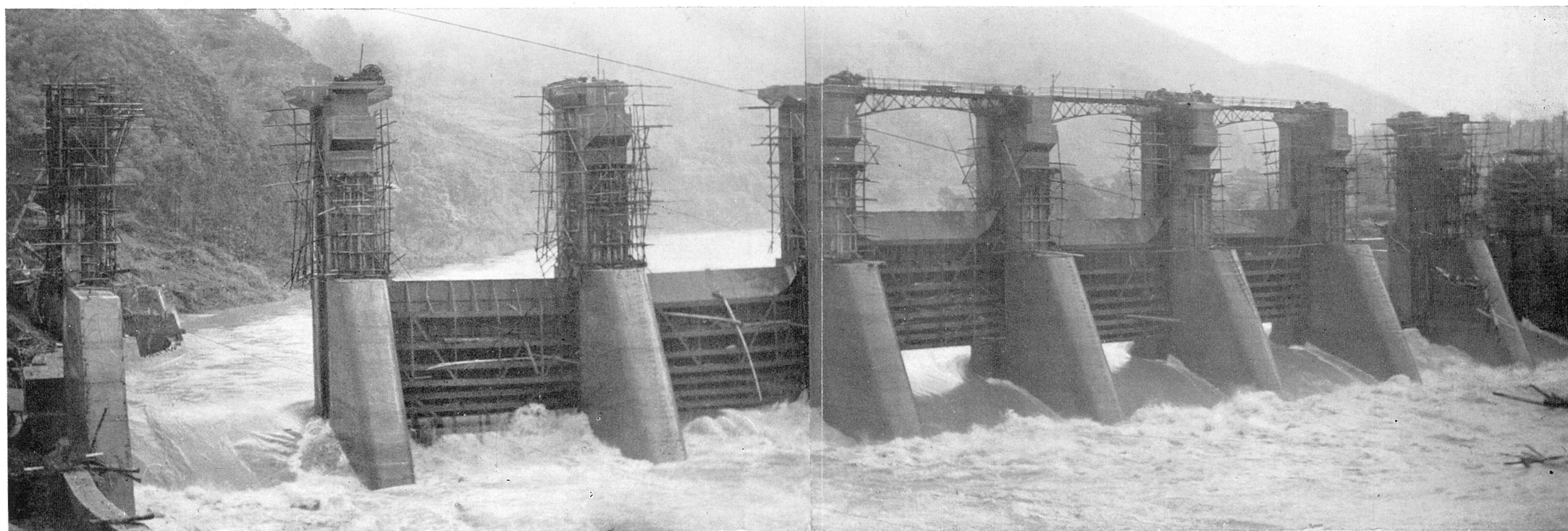
地図—2 夜明ダムおよび発電所付近垂直航空写真

D：夜明ダム P：夜明発電所 昭和29年3月17日 大和航空撮影（福岡県提供）



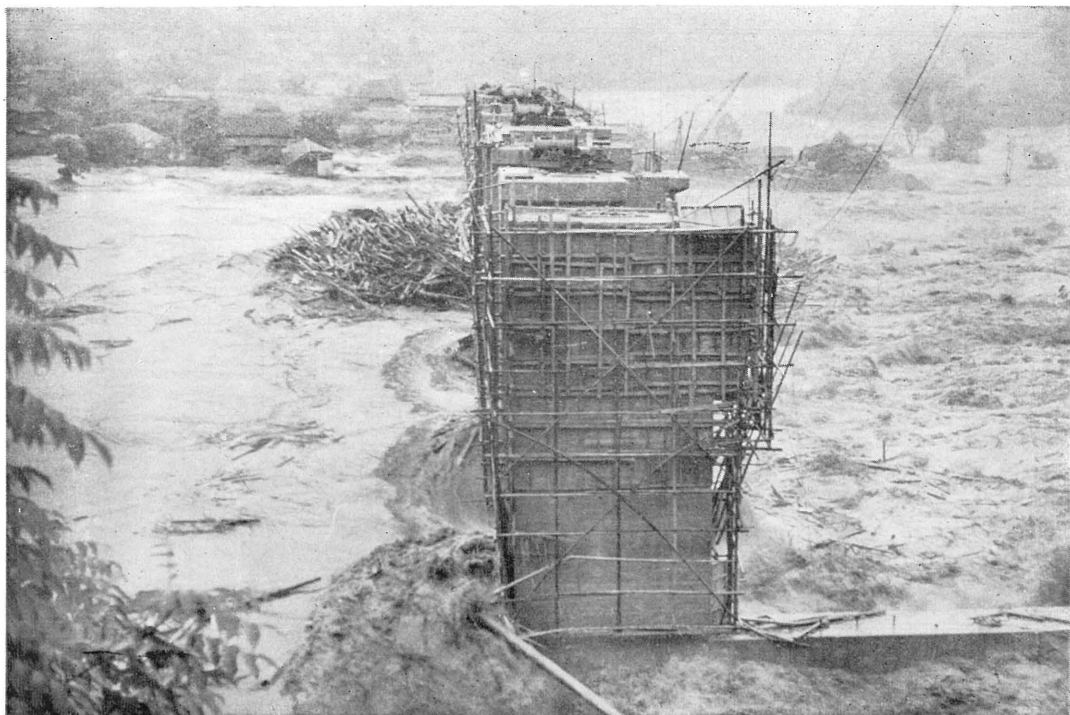
写真一 洪水時の夜明ダムの全景

昭和28年6月26日 13.00~13.30 略最高水位時の写真 点線Lは最終流失線(写真一5参照)
(九州電力株式会社提供)

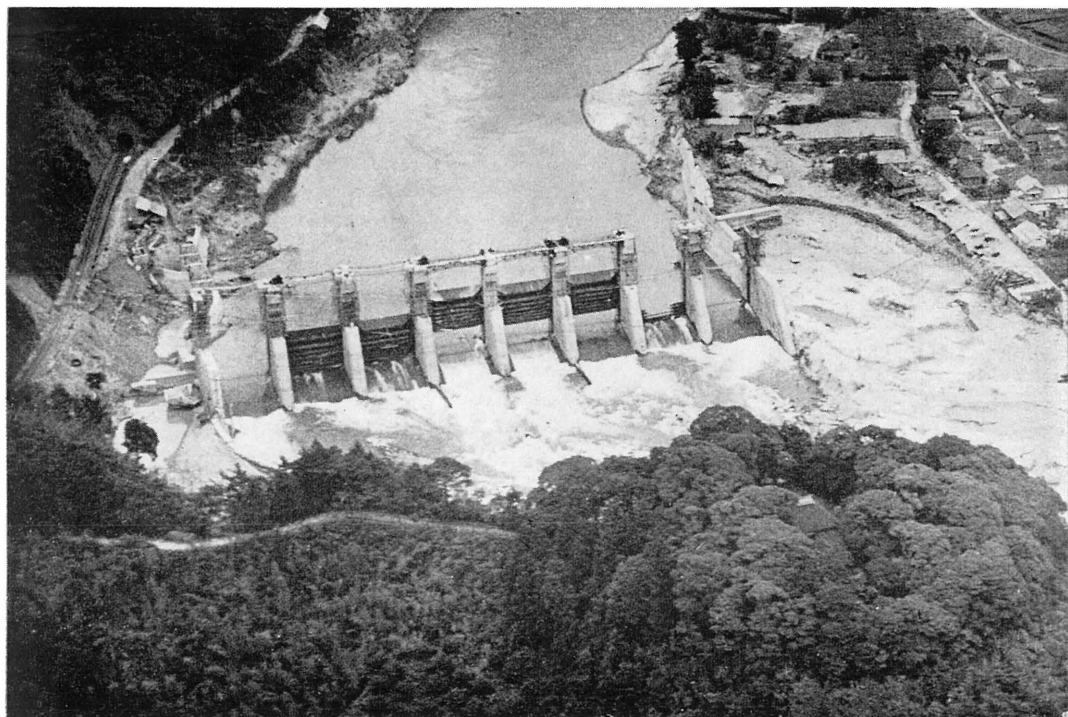


写真二 洪水直後の夜明ダム

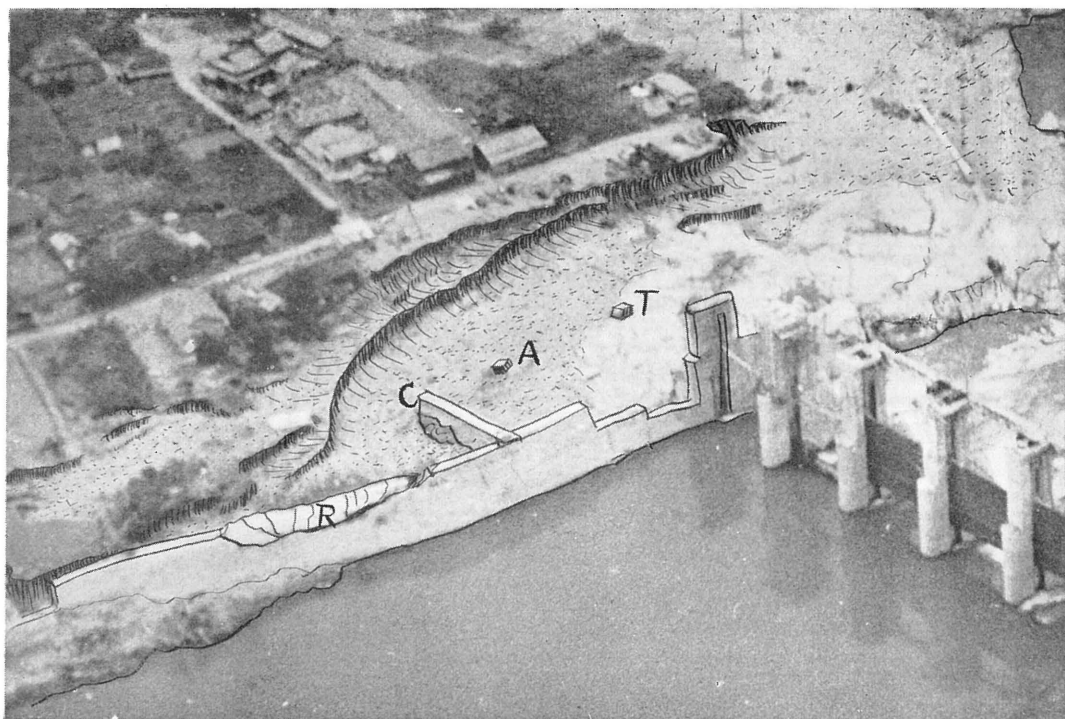
昭和28年6月27日 16時の写真 (日田市提供)



写真一3 洪水時の夜明ダムの側面 昭和28年6月26日 13.00~13.30 略最高水位時の写真
(九州電力株式会社提供)

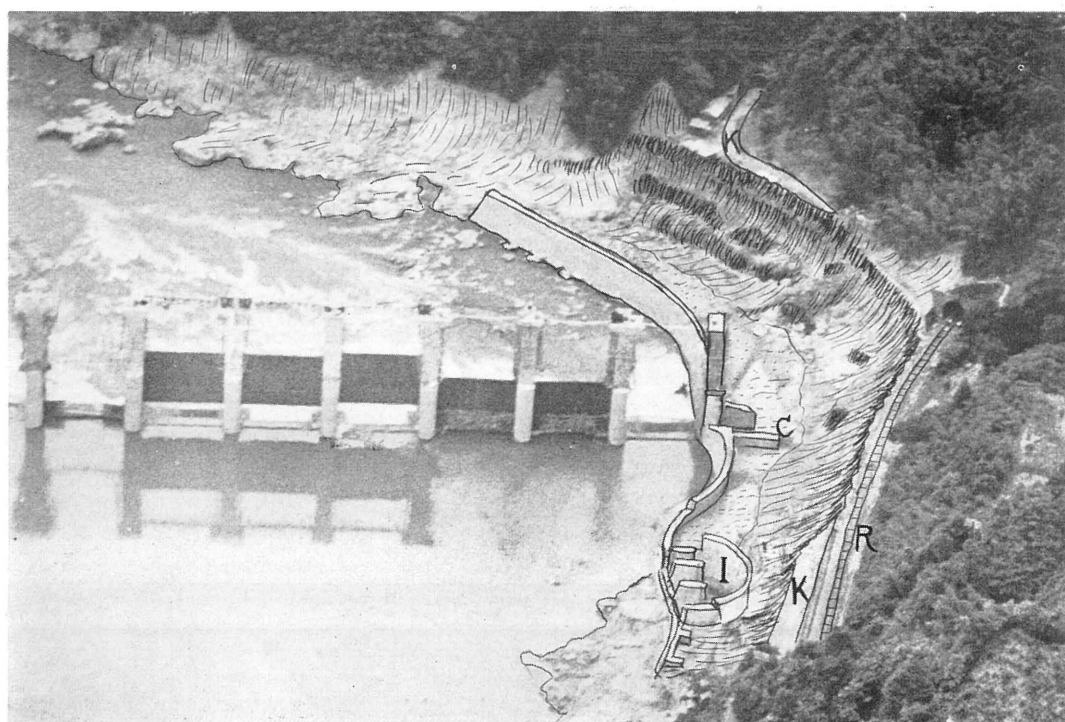


写真一4 夜明ダムの航空写真 昭和28年7月13日13時 洪水後17日目の写真
(夜明ダム調査委員 田中吉郎氏 撮影)
板付基地米国空軍の好意による航空写真 司令官 BIRD 大佐及び KEES 中尉操縦



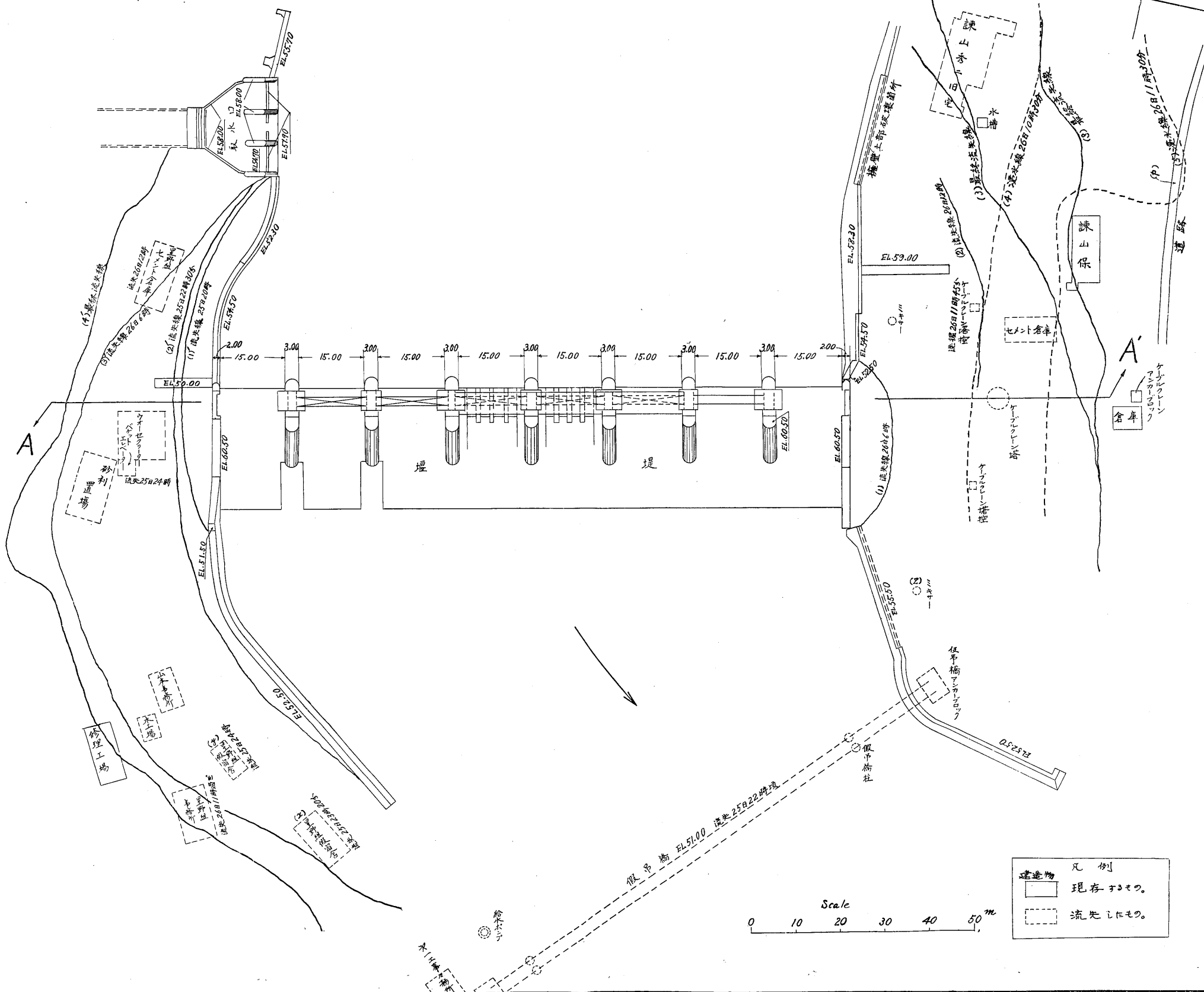
写真一5 ダム左岸流失の状況 昭和28年7月13日撮影の航空写真の一部に墨入れを施したもの
(夜明ダム調査委員 田中吉郎氏 撮影)

R : 擁壁破損部 C : コア T : ケーブルクレーン塔の基礎
A : 控えケーブルのアンカーブロック (傾倒している)



写真一6 ダム右岸流失の状況 昭和28年7月13日撮影の航空写真の一部に墨入れを施したもの
(夜明ダム調査委員 田中吉郎氏 撮影)

C : コア I : 取水口 K : 県道 (途中流失している) R : 国鉄久大線



I. ま え が き

昭和28年6月25、26両日の豪雨により、筑後川は稀なる大洪水を生じた。当時建設中の夜明ダムの門扉の開放が不十分であつたことが主なる原因となつて、ダム上流に予想以上の背水を生じ、また洪水はダム兩岸取付部分の工事未完成の箇所を溢流して、ダムの兩岸を削りとり、夜明ダム地点およびその上下流域にかなり大きな被害を生ぜしめた。このため災害直後夜明ダム調査委員会（以下調査委員会と略記する。）が組織され、夜明ダムが洪水災害に及ぼした影響の程度が調査された。本報はその調査課題のうちの一つであつて、洪水の最盛期にダムの左岸側がかなり早い速度で削りとられ、このためダム上流側に貯留されていた水が流下して一つの人工洪水を惹起し、これが下流の被害を増大させたのではないかという問題に対する算定結果をのべたものである。

地図1及び2は夜明ダムの位置を示し、写真—1及び3はその洪水最盛時頃の実況である。写真—2はその翌日の写真で門扉の不完全な開放状況を示す。写真—4～6は洪水後17日目に撮影した航空写真で、写真—4は現場の全景、写真—5及び6はそれぞれ左右の岸の流失状況であり、当時の洪水のはげしさを如実にものがたつている。

この問題を解くには、当時の状況の推移を数量的かつ時間的に明らかにすることがまず必要である。しかし、非常の災害に際し、各種の記録も十分でなく、また人々の記憶も必ずしも正確でなく、従つて現象を解析的に取扱うことは始めの間は困難のように思われた。幸いにして関係官庁、会社、地元の人々の協力によつて、相当の資料が得られたので、これらの記録、写真、聴取りなどを実地に対照して、正確妥当なるものを採用することにより、また調査委員会の他の部門の算出した各種数値を取り入れることなどにより、所要の資料を揃えることができた。

次に以上の資料に基いて、兩岸流失の流量に及ぼした影響を求めるため、今回の洪水に対して現実に生じたダムからの流出曲線と、仮りに、これが、ダムがなく、兩岸流失も起らなかったとした場合に、ダム地点に生じたであろうところの流量曲線との比較を行つた。この問題はダムへの流入流量、ダムからの流出流量、上流における背水、ダム地点兩岸の流失など、いずれも時々刻々変化する状況のもとに行なわねばならず、面倒な問題であつたが、調節池流出量計算法の考えを応用して、これを近似的に解決し、判定に数量的基礎を与えることができた。

この計算における各種の係数などは、実測の資料からえられた値、および一般に妥当と考えられる値を用いたが、これらの係数のとり方によつて結果に大きな変動がないかどうかについては、あらためて計算を行なつてこれを確かめた。

II. 計算に用いた資料

資料は調査委員会による現地調査、洪水時及びその前後における写真、地元民からの聴取り、九州電力株式会社（以下九電と略称する）提出のダム設計図、河川横断図、水位記録などを利用した。その主なるものを挙げると次のようである。

(A) 水門不完全開放度

洪水時の水門の開放度は洪水時の写真 4 枚（写真—2 はその 1 例）及び聴取りなどから図—1 のように定めた。

(B) ダム上下流水位

ダム上流最高水位については、昭和 28 年 9 月 2 日左岸ダム附近上流部の人家の洪水痕跡を測量し、平均として EL 61.45 m をえた。右岸は痕跡はなかつたが別項「夜明ダム両岸流失状況聴取書」の星野組角南氏談及び堀由太郎氏申告書によると、右岸最高水位は久大線鉄道線路の枕木附近と考えられる。後日測量の結果、ダム中心線上の枕木上端は EL 61.43 m であつたので、両岸最高水位を同じとみなし、ダム地点上流側最高水位を EL 61.45 m とした。ダム中央部はかなり盛り上つていたと考えられ、地元の言を参照して図—1 の水門 4 の天端 EL 63.34 m を以て最高水位としダム中央と両岸との間は曲線で結んだ。最高

水位前では、この中央における盛り上りを漸減してゆき、水門 4 の下端 EL 52.49 m の水位で水平とした。計算に用いた両岸各水位に於ける水門部の水位は表—1 に示す。

ダム地点下流側痕跡は明瞭なものを発見できなかったもので、ほぼ下流最高水位の時刻と思われる 26 日 13 時～13 時 30 分撮影の写真—1 からえられた EL 58.79 m をダム下流側最高水位と

表—1 ダム上流側水位（標高）
m—単位

(1) 両 岸	(2) 両 岸 擁 壁	(3) 水 門 1, 8	(4) 水 門 2, 7	(5) 水 門 3, 6	(6) 水 門 4, 5
55.45	55.67	55.76	55.93	56.05	56.13
56.45	56.73	56.85	57.08	57.23	57.34
57.45	57.78	57.94	58.23	58.42	58.55
58.45	58.84	59.03	59.37	59.60	59.75
59.45	59.89	60.12	60.52	60.79	60.96
60.45	60.95	61.21	61.67	61.97	62.15
*61.45	62.00	62.30	62.81	63.15	63.34
62.45	63.05	63.39	63.95	64.33	64.53

(註) * の欄は実地調査に報く今回洪水のダム上流側最高水位。

し、下流側水位は水平とした。

(C) ダム両岸の流失状況

昭和 28 年 9 月 2 日現地において地元民参集のもとに両岸流失状況を聴取し、別項「夜明ダム両岸流失状況聴取書」及び図—1 のごとき両岸流失図をえた。これらによると、右岸は 26 日 6 時には既にかなり流失して、その後徐々に進行し 12 時頃にはほとんど流失を終了している（「両岸流失状況聴取書」星野組角南氏談参照）。左岸は右岸に比して流失は遅れて起り、徐々に進行したが、26 日 11 時 45 分（九電係員の時計による時刻）ケーブルクレーン塔が、その上流側控えケーブルのアンカーブロックの洗掘（写真—5 参照）のため倒かいした頃から流失速度が増加した。図—1 の 12 時流失線はこのアンカーブロッ

クの洗掘されたことから入れた推定線である。これから最終流失線までの流失状況は不明であるが、航空写真(写真—5)をみるに、コア上流の擁壁上部破かい箇所からはほぼ最終流失線が形成されている。このことから、この上部破かいが左岸流失にある程度の意味をもつものと考えられ、このときに左岸流失の最盛期が現出したものと推定される。この時刻は不明であるが破かいは流水がコアの陸側端を廻り擁壁の裏込土砂がある程度消失してからのこと、すなわち12時以後であるといえる。今この最盛期の流失状況を考えるに現地地形並びに地質(調査報告書¹⁾)の田町委員及び松隈両氏による夜明ダム附近の地質参照)からみて、流失箇所は流れの方向に長く、かつ洪積層のやや固まつた地層であるから順次に削り取られて流失したものと考えられ、最盛期といえども瞬間的に一挙に崩かいたとは考えられず、「流失速度が急激であつた」という語が適切であると思う。また最終流失線の時刻も不明であるが、写真—1(撮影時刻13時~13時30分)における左岸流失線は後日撮影した写真—5の最終流失線(写真—1の点線L)の約5m程手前の模様である。以上を総合して、左岸の流失状況として、次の如く2種を想定した。まず最も妥当と考えられる状況(これをAと名づける)では、図—7の断面ABにおいて、12時から12時30分の間で流失速度が大であつたと考える。詳しくいえば、11時30分までは0の位置まで、12時にⅠ(12時流失線から定めたもの)まで、12時10分にⅡまで、12時30分にⅢまで、13時30分に最終流失断面Ⅳまで流失したものとした。また別に、より不利なる溢流状態を生ぜしめるとの考えのもとに次の想定をも行つた(これをBと名づける)。これでは13時から13時30分の間、すなわち洪水の最盛時において流失速度が大であつたと考える。詳しくいえば11時30分までは0の位置まで流失しており、12時にⅠまで、13時にⅡまで、13時20分にⅢまで、13時30分にⅣまで流失したものとした。

(D) 発電所放水路 水位 記録及び ダムからの流出曲線

ダムからの流出曲線の形状を定める
基礎として利用した発電所放水路水位
記録は表—2の列—3並びに図—2に
示す。

この記録をみるに、12時より後は欠
測している。また最高水位時刻及び最

表—2 発電所放水路水位記録及び算定流量
算定流量は最大流量を9,500 m³/s
にとつて求めたもの m—秒単位

(1) 月 日	(2) 時 分	(3) 水位記録 (標高)	(4) 算定流量
6月25日 26日	24.00	44.60	3,550
	1.00	46.00	4,860
	2.00	46.00	4,860
	3.00	47.30	6,090
	4.00	46.30	5,150
	5.00	46.00	4,860
	6.00	45.50	4,390
	7.00	45.50	4,390
	8.00	46.00	4,860
	9.00	46.30	5,150
	10.00	47.00	5,790
	10.30	48.00	6,760
	11.00	49.00	7,780
	12.00	50.10	9,140
	24.00	44.30	3,260

(註) 12時~24時の中間は欠測。
洪水痕跡はE L 50.20mで、その推定時刻は12時~14時の中間。

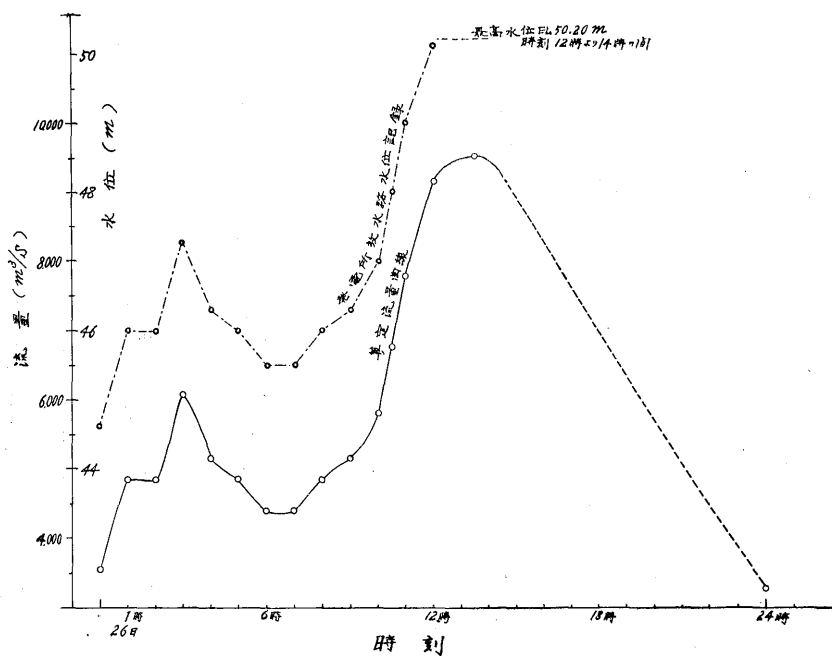
大流量も直接の記録はない。よつて最高水位時刻は九電、地元の言その他を参照して13時30分とし、最大流量は、調査報告書中にある松尾委員及び篠原委員の算出された値を参照して、 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ と仮定して流量曲線を求めた。まず放水路附近河川横断面図において、最高水位を記録により EL 50.20 m とし、 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量に対してマンニング式における

表—3 ダムからの流出曲線
(6月26日の計算に用いた部分)
m—秒単位

時 分	流 出 量
6.30	4,370
7.00	4,390
7.30	4,620
8.00	4,860
8.30	5,010
9.00	5,150
9.30	5,390
10.00	5,790
10.30	6,760
11.00	7,780
11.30	8,400
12.00	9,140
12.10	9,210
12.30	9,370
13.00	9,450
13.20	9,480
13.30	9,500
14.00	9,450
14.30	9,200

$\sqrt{I/n}$ の値を 1.536 に定め、この値を用いて、各水位に対する流量をマンニング式より求めた。ここに放水路附近右岸は 11 時頃より流失を始めたから、最高水位の時刻 13 時 30 分には最終流失断面をとり、12 時における水位 EL 50.10 m に対しては流失断面を想定し、11 時以前は流失前の断面によつて、流量算定を行つた。水位記録に対し、このようにして求めた流量は表—2 の列—4 並びに図—2 に示す。しかし、ダムから発電所までは約 2,000 m 程度の短い距離であるから、これをダムからの流出曲線とした。計算に用いたのは、この曲線の 26 日 6 時 30 分から 14 時 30 分の間である。これを表—3 に示す。この表は表—2 の算定流量を曲線で結んで求めたものである。

図—2 発電所放水路水位記録及び算定流量曲線
算定流量曲線は最大流量を $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ として求めたもの



(E) 河川横断面図

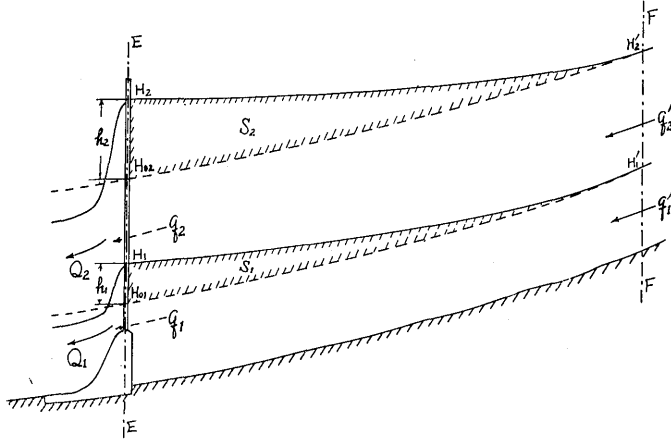
上述の発電所放水路附近の河川横断面図の外に、ダム地点の水位と流量との関係、ダム上流の背水曲線の計算などに九電測量の三隈川横断面図を利用した。

III. 水害時における夜明ダムによる流量変形曲線の計算

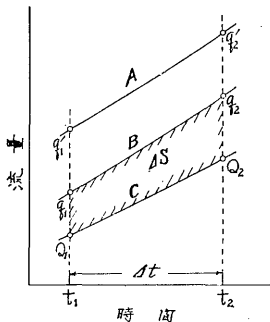
(A) 計算の概要

この問題をとくには、今回の洪水に対して、現実が生じたダムからの流出曲線と、仮りにダムが存在せず、兩岸流失も起らなかったとした場合のダム地点の流量曲線とを比較すればよい。以下説明において、ダムのない場合とはダムが存在せずまたダム地点兩岸の流失も起らなかったとした場合を意味し、現実の場合とは今回の夜明ダムの場合、すなわち

図—3 計算概要説明図(1)
 実線は現実の場合の水位曲線、点線はダムのない場合の水位曲線



図—4 計算概要説明図(2)



図—1の門扉不完全開放の状態のもとに、ダム兩岸が流失により変化している場合を意味する。

図—3においてE-Eをダム地点断面、F-Fをダムによる背水の影響が及ばない上流における一つの断面とする。まず時刻 t_1 において、断面F-Fの流量を q_1' 、ダムのない場合の断面E-Eの流量を q_1 、このときの水位曲線を $H_{01}H_{1}'$ とする。また現実の場合の断面E-Eの流量すなわちダムからの流出量を Q_1 、このときの水位曲線を H_1H_1' とする。次に時刻 t_2 においては、同様にSuffix 2を附けたようになるも

のとする。図—4は t_1 から t_2 の間の流量～時間曲線であり、 A 曲線は断面 FF に対するもの、 B 曲線はダムのない場合の断面 EE に対するもの、 C 曲線は現実の場合の断面 EE に対するものとする。今回の問題は結局 B 曲線と C 曲線とを比較することに帰する。今 t_1 から t_2 の Δt 時間における断面 EE 、 FF 間の貯溜量の変化を考えると、図—4における q_1, q_1', q_2, q_2' の4点で囲まれる面積で表わされる水量及び Q_1, q_1', q_2', Q_2 で表わされる水量はそれぞれ図—3の $H_{01}, H_{02}, H_2', H_1'$ の4点で囲まれる水量及び H_1, H_2, H_2', H_1' で囲まれる水量に等しい。従つて前2者の差をとれば図—4の水量 $[Q_1 q_1 q_2 Q_2]$ (これを ΔS とする) は図—3における水量 $[H_{02} H_2 H_2']$ (これを S_2 とする) と水量 $[H_{01} H_1 H_1']$ (これを S_1 とする) との差に等しい。今 t_1 から t_2 までの Δt 時間において流量の変化を直線的と考えれば、

$$\Delta S = \frac{1}{2} \{ (q_1 - Q_1) + (q_2 - Q_2) \} \Delta t \text{ or } \frac{1}{2} \{ (q_1 - Q_1) + (q_2 - Q_2) \} \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots (1)$$

となる。この式は q を流入量、 Q を流出量、 S を貯溜量とした場合の連続式に相当するものである。

以下図—4の B 曲線 (ダムのない場合のダム地点の流量曲線) を流入曲線、 C 曲線 (現実のダムからの流出曲線) を流出曲線、ダム地点上流におけるダムのない場合と現実の場合とにおける両水位曲線の間の水量を貯溜量とし S で表わす。ダムのない場合のダム地点水位を H_0 で表わす。また現実の場合のダム上流側水位は表—1に示すように中央に盛り上つた形をなすから、上流両岸水位を以て代表せしめて、これを H で表わす。 H と H_0 との差を堰上げ高さとなづけ h で表わす。

以上のように定義して、(1) 式を解くために次の3曲線を準備する。

(a) $H_0 \sim q$ 曲線

これはダムのない場合のダム地点断面に対する水位 H_0 と流量 q との関係を示す。図—6にこの曲線の1例を示す。この曲線により図—3の q_1 が与えられれば H_{01} が定まる。Suffix 2 に対しても同様である。

(b) $H \sim Q$ 曲線

これは、ダム流出量はダム上流水位とダムの通水断面 (この断面は流失により変化する) との函数と考え、各通水断面ごとのダム上流両岸水位 H とダム流出量 Q との関係を示したものである。たとえば図—5, (a) のようにダムの通水断面が ab から ab' に変化する場合、各断面に対する $H \sim Q$ 曲線を求めて、図—5, (b) のようになる。図—10にこの曲線の1例を示す。この曲線を作つておけば、図—3の Q_1 及びこの時刻のダムの通水断面が与えられれば、この断面に対する $H \sim Q$ 曲線により、 H_1 が定まる。Suffix 2 に対しても同様である。

(c) $H_0, h \sim S$ 曲線

図-3において時刻 t_1 (時刻 t_2 の場合も同様)の貯溜量 H_1, H_{01}, H_1' は H_{01}, H_1' 及び H_1, H_1' の両水位曲線により定まる。いまこの両水位曲線を近似的にそれぞれ H_{01}, H_1 を起点とする流入量 q_1 の等流状態の水位曲線にとれば、貯溜量 S_1 は H_1 及び H_{01} または H_{01} 及び h_1 の函数となる。このように貯溜量の変数を取り、その関係曲線 $H_0, h \sim S$ 曲線(図-14)を求める。但し貯溜量を求める場合上流水位の中央における盛り上りは考慮しなかつた。この曲線により図-3の H_{01}, h_1 が定まれば S_1 が定まる。

結局以上3種の曲線により、図-3の q_1, Q_1 及びこの時刻のダムの通水断面を与え

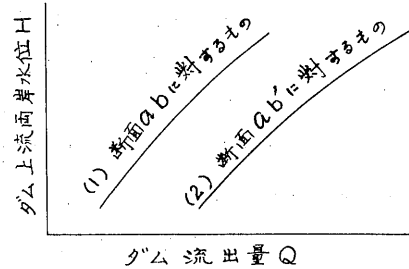
れば、 H_{01}, H_1, h_1 従つて S_1 が定まる。Suffix 2 に対しても同様である。

さて前記の3種の関係曲線で定まる流量、水位及び貯溜量の関係を満足しつゝ、(1)式を解いてゆくことにより(調節池流出量計算法の考えと同じ)、与えられた流入曲線(ダムのない場合のダム地点の流量曲線)に対する流出曲線(現実のダムからの流出曲線)を、また与えられた流出曲線に対する流入曲線を求めてゆくことができる。

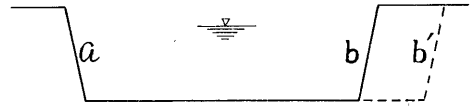
いま、流入曲線を与えて、これに対する流出曲線を求める方法を述べる。図-5、(a)に示すようにダムの通水断面が時刻 t_1 に断面 ab であり、これが時刻 t_2 に断面 ab' と変化し、時刻 t_1 の流入量 q_1 、流出量 Q_1 及び時刻 t_2 の流入量 q_2 が既知で、時刻 t_2 の流出量 Q_2 を求める場合を考えるに、 q_1, Q_1 及びこの時刻の通水断面、図-5、(a)の断面 ab が既知であるから、上記3種の関係曲線により、図-3における H_{01}, H_1, h_1 従つて S_1 が既知となる(この場合 Q_1 に対する H_1 は図-5、(a)の断面 ab に対する $H \sim Q$ 曲線である図-5、(b)の(1)線により求める)。

(i) まず Q_2 を仮定すれば、図-4の ΔS すなわち(1)式の左辺が定まる。(ii) また図-3において q_2 及びこの時刻の通水断面、図-5、(a)における断面 ab' が与えられているから、 Q_2 を仮定すれば H_{02}, H_2, h_2 従つて S_2 が定まる(この場合 Q_2 に対する H_2 は図-5、(b)の(2)線により求める)。ゆえに(1)式の右边 $S_2 - S_1$ の値が定まる。以上(i), (ii)で求めた貯溜量の変化を等しくするように、すなわち(1)式を満足するように Q_2 を求めることができる。

図-5 計算概要説明図(3)



(b) $H \sim Q$ 曲線



(a) ダムの通水断面

この方法によれば、流入量、流出量共に既知の時刻から出発して、与えられた通水断面の変化及び与えられた流入曲線に対して、順次流出量を求めてゆける。流出曲線から流入曲線を求める場合も同様にして行うことができる。

(B) 痕跡に一致させた計算

まず今回の洪水の場合の妥当と思われる流入、流出両曲線の相対的变化を求めるため、発電所放水路水位記録からえられたダムからの流出曲線（表—3）に対する流入曲線を求めた。流入曲線を求めるに当つては、計算の結果えられる上下流の最高水位の値が、それらの痕跡に一致するようにして求めた。痕跡は上流両岸で EL 61.45 m, 下流では写真判定による EL 58.79 m を採つた。

表—4 痕跡に一致させた計算の $H_0 \sim q$ 曲線の表
水位 EL 58.79 m に対し流量 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ とし
た場合、すなわち $\sqrt{I}/n=0.932$ に対するもの
m—秒単位

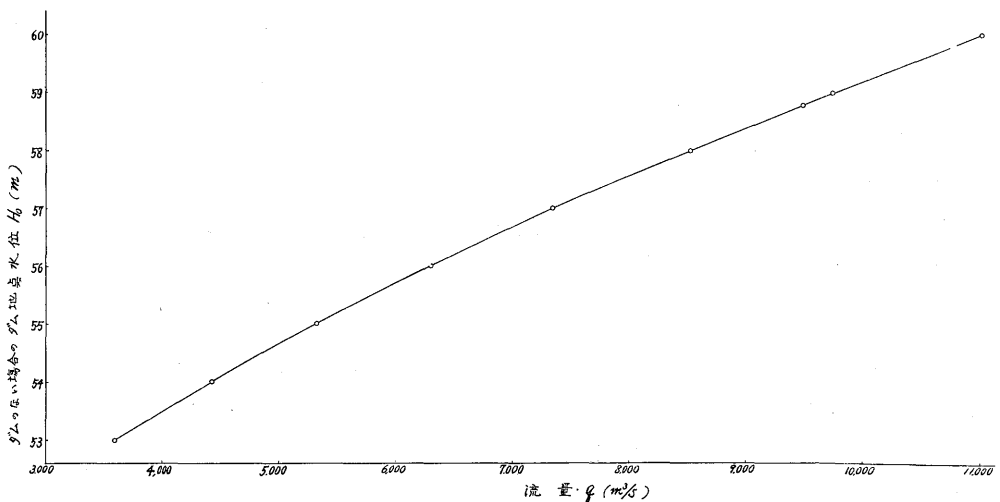
(1) 水 位 (標高) H_0	(2) 断 面 積 A	(3) 径 深 R	(4) 流 量 $q = \left(\frac{\sqrt{I}}{n}\right) A R^{\frac{2}{3}}$
53.00	1,070	6.85	3,597
54.00	1,222	7.66	4,427
55.00	1,377	8.45	5,326
56.00	1,534	9.25	6,302
57.00	1,692	10.06	7,350
58.00	1,866	10.96	8,530
58.79	2,010	11.42	9,500
59.00	2,050	11.59	9,757
60.00	2,239	12.18	11,028

(1) $H_0 \sim q$ 曲 線

ダム地点の河川横断面図は九電の測量による三隈川横断面図 No. 0 を用いた。

水位に対する断面積、径深は表—4 の列 2, 3 に示す。ダム下流側最高水位は写真判定による EL 58.79 m にとり、このときの流量は与えられた流出曲線（表—3）からえられる最大流出量 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ をとれば、マンニング式における $\sqrt{I}/n$ の値として 0.932 をうる。この値を用いて各水位に対する流

図—6 $H_0 \sim q$ 曲 線 $\sqrt{I}/n=0.92$

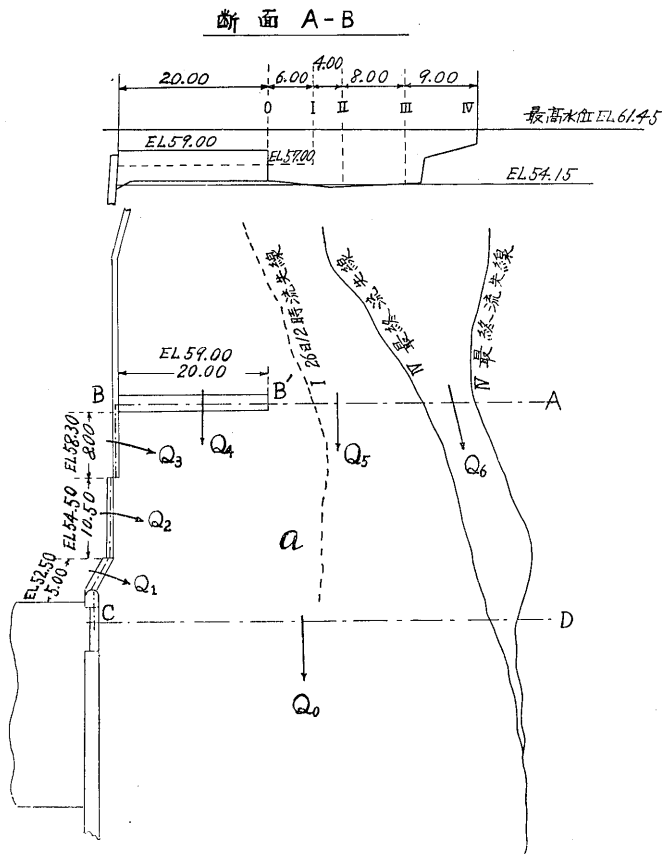


量をマンニング式より求めれば、ダム地点の水位～流量曲線として表一4の列一4、並びに図一6をうる。

(2) $H \sim Q$ 曲線

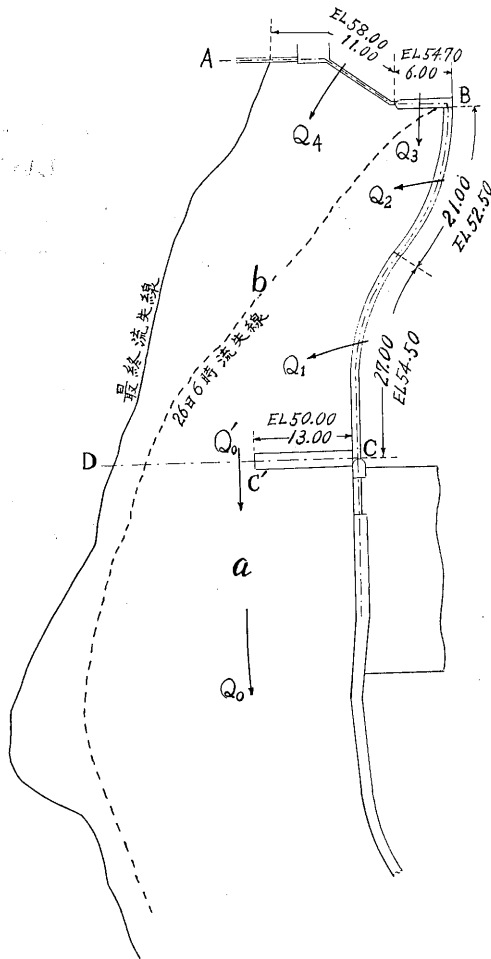
左岸流量は図一7のa部水位を仮定して、断面ABCの溢流量計算により求め、右岸流量は図一8のa部水位を仮定して、断面ABCの溢流量と断面CDの溢流量とが等しい条件から求めた。図一7、8の各流失線は図一1と同じものであり図一7の断面ABのIは12時流失線から入れた推定断面、II、IIIは流失状況を想定して入れた断面、IVは最終流失断面である。

図一7 左岸平面図(単位:m)



表一3に示すように、計算の対象は26日6時30分より14時30分の間であるから、 $H \sim Q$ 曲線も、この間に対して求めればよい。まず「12時より14時30分迄の間」(以下「」を12時以後と略称する。)に対しては、右岸は流失をほとんど終了しているから、図一8

図—8 右岸平面図 (単位: m)



の断面CDは最終流失断面をとり、左岸は図—7の断面ABにおけるⅠまで、Ⅱまで、Ⅲまで及びⅣまでの各断面をとりそれぞれのダム通水断面に対して $H \sim Q$ 曲線を求めた。また「6時30分より11時30分迄の間」(以下「」を11時30分以前と略称する。)水位上昇は急で、両岸流失は除々であつたから、各上流兩岸水位に対し、それぞれ流失断面を推定し1本の曲線として求めた。11時30分以前における通水断面は、左岸は図—7の断面CBB'までをとり、右岸は図—8の断面ABC及び断面CDをとつた。断面CDは6時流失線と最終流失線との間を分割し、各上流兩岸水位に対する流失断面を定めた。

次にダムの各通水断面に対する $H \sim Q$ 曲線の求め方をのべる。ダムからの流出は、ダム地点断面の流量、すなわち水門部及び両岸流失部の合計流量とダム下流の流量とが等しい状態で行われるものとする。この状態を求める

ために表—5 a, 5 b のように各上流兩岸水位に対し、それぞれ下流水位を種々に変えた場合(この場合3通り変えた)のダム地点断面の流量を求め、各上流兩岸水位に対し下流水位とダム地点断面の流量との関係曲線を描くこと 図—9 a, 9 b の平行曲線群の如くする。これらの曲線に、下流水位と流量との関係として、図—6の $H_0 \sim q$ 曲線を変わらしめれば各上流兩岸水位に対するダム流出量が定まり、 $H \sim Q$ 曲線として表—6並びに図—10をうる。ここに0線は11時30分以前に対するもので、図—9aからえられたもの。Ⅰ～Ⅳの各線は12時以後に対するものである。Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ及びⅣの各線は図—9bからえられたもので、これらは通水断面を右岸は最終流失断面に、左岸はそれぞれ 図—7の断面ABのⅠまで、Ⅱまで、Ⅲまで及びⅣまでにとつた $H \sim Q$ 曲線である。たとえば左岸断面ABのⅡまで流失した場合の流出量と上流兩岸水位との関係はⅡ線で示される。なおⅠ'及びⅢ'線は

図-9 a $H \sim Q$ 曲線算定図 (11時30分以前)

$$C_1=0.70 \quad C_2=0.63 \quad C_3=0.40 \quad \sqrt{I}/n=0.932$$

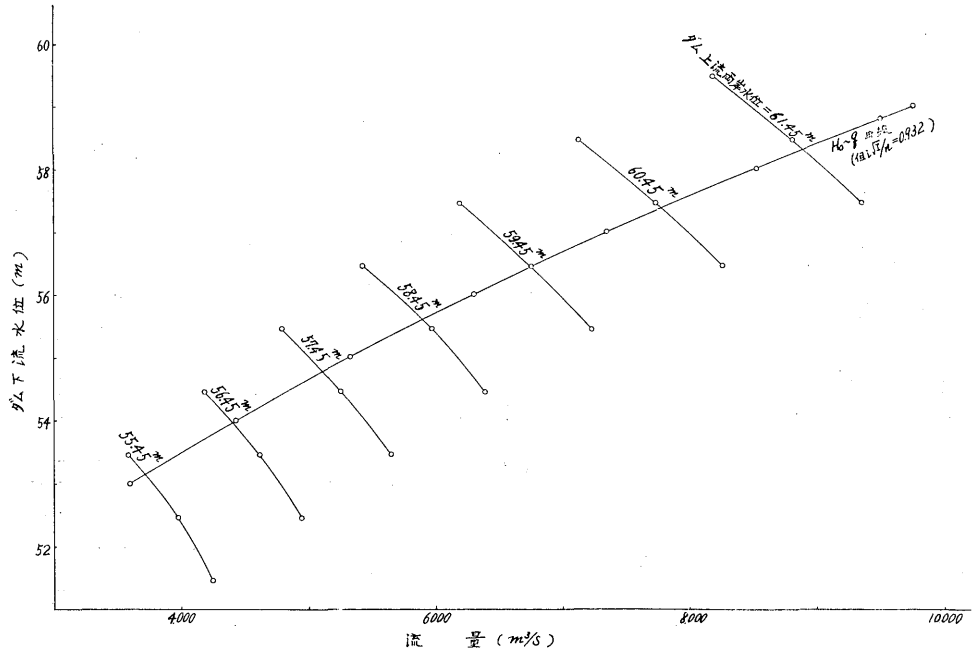
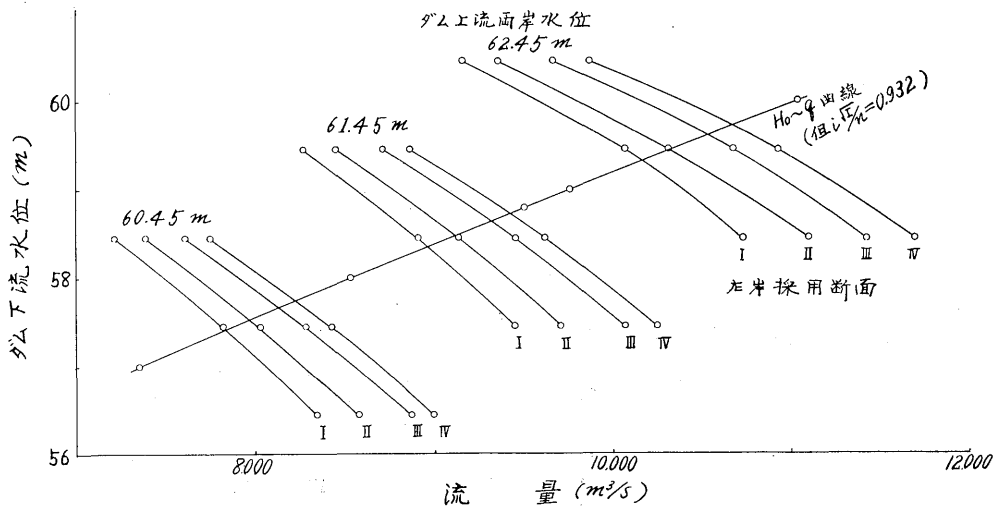


図-9 b $H \sim Q$ 曲線積定図 (12時以後)

$$C_1=0.70 \quad C_2=0.63 \quad C_3=0.40 \quad \sqrt{I}/n=0.932$$



それぞれ I, II 線及び III, IV 線の中央にとつたもので、計算上の必要からとつた線である。これはそれぞれ左岸断面を図-7 の断面 AB の I と II との中間の断面、及び III と IV と

の中間の断面にとつた場合の $H \sim Q$ 曲線を意味する。

(3) ダム地点断面の流量計算

次に表-5 a, 5 b に示した各流量の求め方を説明する。

表-5 a 各上下流水位に対するダム地点断面の流量 (11 時 30 分以前)

$C_1=0.70$, $C_2=0.63$, $C_3=0.40$ に対するもの。

m^3/s 単位

(1)	(2)	(3)	(4)										(5)	(6)
上流両岸水位 (標高m)	下流水位 (標高m)	左岸	水門 1	水門 2	水門 3	水門 4	水門 5	水門 6	水門 7	水門 8	排水孔	右岸	ダム地点断面 の流量	
55.45	51.45	77	630	481	509	451	532	214	212	630	224	285	4,245	
55.45	52.45	77	593	461	483	412	493	194	190	593	203	278	3,977	
55.45	53.45	73	537	436	417	365	441	172	170	537	176	257	3,581	
56.45	52.45	146	746	587	536	470	563	220	217	746	231	480	4,942	
56.45	53.45	143	704	567	490	427	517	200	196	704	208	460	4,616	
56.45	54.45	134	647	530	436	381	461	178	174	647	184	410	4,182	
57.45	53.45	225	868	709	552	480	531	226	222	868	237	675	5,643	
57.45	54.45	218	818	678	504	437	531	205	201	818	216	630	5,256	
57.45	55.45	199	754	634	453	397	479	185	181	754	192	560	4,788	
58.45	54.45	322	991	833	565	494	597	245	226	991	242	885	6,391	
58.45	55.45	306	936	794	518	453	550	225	208	936	224	828	5,978	
58.45	56.45	274	863	730	470	413	498	203	187	863	200	720	5,421	
59.45	55.45	452	1,121	959	577	505	611	272	254	1,121	248	1,112	7,232	
59.45	56.45	424	1,057	916	535	468	565	254	239	1,057	232	1,005	6,752	
59.45	57.45	378	980	859	486	427	516	240	219	980	208	900	6,193	
60.45	56.45	654	1,260	1,092	589	516	624	347	323	1,260	256	1,345	8,266	
60.45	57.45	616	1,182	1,039	546	478	579	335	308	1,182	238	1,235	7,738	
60.45	58.45	554	1,094	979	503	441	534	323	293	1,094	218	1,088	7,121	
61.45	57.45	891	1,389	1,227	603	527	638	443	410	1,389	259	1,567	9,343	
61.45	58.45	842	1,312	1,173	560	490	593	436	398	1,312	243	1,460	8,809	
61.45	59.45	758	1,227	1,110	517	454	551	429	391	1,227	224	1,298	8,186	

表-5 b 各上下流水位に対する

$C_4=0.70$, $C_2=0.63$,

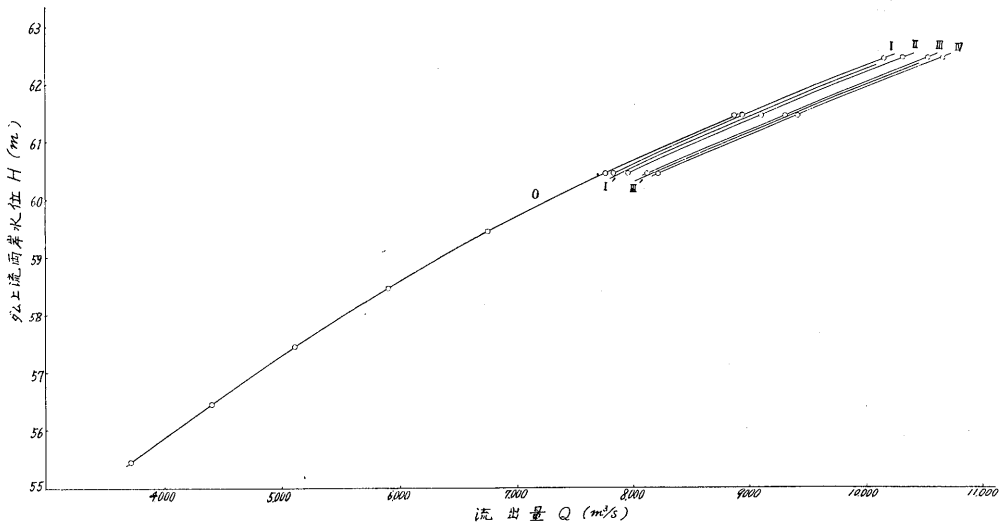
(1)	(2)	(3)							
上流両岸水位 (標高m)	下流水位 (標高m)	左岸流量				水門 1	水門 2	水門 3	水門 4
		断面 I まで	断面 II まで	断面 III まで	断面 IV まで				
60.45	56.45	725	960	1,248	1,373	1,260	1,092	589	516
60.45	57.45	687	891	1,147	1,272	1,182	1,039	546	478
60.45	58.45	614	782	1,001	1,107	1,094	979	503	441
61.45	57.45	992	1,251	1,615	1,794	1,389	1,227	603	527
61.45	58.45	934	1,161	1,477	1,648	1,312	1,173	560	490
61.45	59.45	836	1,015	1,277	1,430	1,227	1,110	517	454
62.45	58.45	1,298	1,576	1,991	2,262	1,513	1,367	643	594
62.45	59.45	1,204	1,450	1,814	2,060	1,450	1,310	603	563
62.45	60.45	1,057	1,255	1,564	1,766	1,354	1,239	558	531

(a) 水門部流量計算

それぞれの上流両岸水位に対する各水門の上流水位は表—1 を用いる。ダム接近流速はダムに近い上流の流量をダム下流流量に等しいとして、この流量をダム上流側流積で除して求めた。このようにしてダム接近流速水頭を求めれば表—7 をうる。表—7 の列—3 は $H_0 \sim q$ 曲線と列—2 とにより求めた流量、列—4 は三隈川横断図 No. 0 から求めた列—1 に対する断面積である。

流量計算公式としては

図—10 $H \sim Q$ 曲 線
 $C_1=0.70$ $C_2=0.63$ $C_3=0.40$ $\sqrt{I}/n=0.932$



ダム地点断面の流量 (12時以後)

$C_3=0.40$ に対するもの。

m^3/s 単位

(4)					(5)	(6)			
水門5	水門6	水門7	水門8	排水孔	右岸 最終流失 断面	ダム地点断面の流量			
						左岸断面 I まで	左岸断面 II まで	左岸断面 III まで	左岸断面 IV まで
624	347	323	1,260	256	1,350	8,342	8,577	8,865	8,995
579	335	308	1,182	238	1,250	7,824	8,028	8,284	8,424
534	323	293	1,094	218	1,125	7,218	7,386	7,605	7,748
638	443	410	1,389	259	1,567	9,442	9,703	10,067	10,246
593	436	398	1,312	243	1,460	8,901	9,138	9,454	9,615
551	429	391	1,227	224	1,298	8,262	8,441	8,704	8,859
644	556	514	1,513	265	1,820	10,727	11,095	11,420	11,691
607	442	509	1,450	250	1,675	10,063	10,309	10,673	10,919
566	302	502	1,354	230	1,460	9,153	9,351	9,660	9,862

表—6 痕跡に一致させた第1次計算の $H\sim Q$ 曲線の表
 $C_1=0.70, C_2=0.63, C_3=0.40 : \frac{\sqrt{I}}{n}=0.932$ に対するもの.

m—秒単位

11 時 30 分以前(図 10 の O 線)		12 時 以後 (図 10 の I~IV 線)		
上流両岸水位 H (標高)	ダム流出量 Q	採用断面	上流両岸水位 H (標高)	ダム流出量 Q
55.45	3,714	右岸:最終流失 断面 左岸:断面 I	60.45 61.45 62.45	7,840 8,958 10,166
56.45	4,400	右岸:最終流失 断面 左岸:断面 II	60.45 61.45 62.45	7,970 9,120 10,322
57.45	5,110	右岸:最終流失 断面 左岸:断面 III	60.45 61.45 62.45	8,135 9,320 10,540
58.45	5,903	右岸:最終流失 断面 左岸:断面 IV	60.45 61.45 62.45	8,225 9,425 10,670
59.45	6,758			
60.45	7,778			
61.45	8,890			

表—7 ダム接近流速水頭

 $\sqrt{I}/n=0.932$ に対するもの.

m—秒単位

(1) 上流両岸水位 (標 高)	(2) 下 流 水 位 (標 高)	(3) (2)に対する流量	(4) (1)に対する流積	(5) 接 近 流 速 (3)÷(4)	(6) 接近流速水頭 h_a
55.45	51.45	2,550	1,445	1.76	0.16
55.45	52.45	3,200	1,445	2.22	0.25
55.45	53.45	3,970	1,445	2.75	0.38
56.45	52.45	3,200	1,610	1.99	0.20
56.45	53.45	3,970	1,610	2.47	0.31
56.45	54.45	4,815	1,610	2.99	0.46
57.45	53.45	3,970	1,775	2.23	0.25
57.45	54.45	4,815	1,775	2.71	0.37
57.45	55.45	5,760	1,775	3.25	0.54
58.45	54.45	4,815	1,940	2.48	0.31
58.45	55.45	5,760	1,940	2.97	0.45
58.45	56.45	6,770	1,940	3.50	0.62
59.45	55.45	5,760	2,130	2.70	0.37
59.45	56.45	6,770	2,130	3.18	0.52
59.45	57.45	7,865	2,130	3.69	0.70
60.45	56.45	6,770	2,320	2.93	0.44
60.45	57.45	7,865	2,320	3.40	0.59
60.45	58.45	9,080	2,320	3.91	0.78
61.45	57.45	7,865	2,500	3.15	0.51
61.45	58.45	9,080	2,500	3.64	0.68
61.45	59.45	10,340	2,500	4.14	0.88
62.45	58.45	9,080	2,690	3.38	0.58
62.45	59.45	10,340	2,690	3.85	0.76
62.45	60.45	11,670	2,690	4.34	0.96

潜 堰 公 式

$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2gb} \left\{ (H_d + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \right\} + C \sqrt{2gb} H_l' \sqrt{H_d + h_a} \dots\dots\dots (2)$$

潜 孔 公 式

$$Q = C \sqrt{2gb} H_l' \sqrt{H_d + h_a} \dots\dots\dots (3)$$

完全溢流公式

$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2gb} \left\{ (H_u + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

を用いた。

ここに C は流量係数, b は溢流巾, または潜孔の中, h_a は接近流速水頭, H_d は上下流
水位差, H_l' は潜孔の高さ, H_l' は堰天端より下流水位迄の高さ, H_u は堰天端より上流水位
迄の高さである。

流量係数 C は水位の変化に対して一定とし, 周壁の粗滑の状態から一応次の値を採用
する. この値は後に上流両岸最高水位の計算値が洪水痕跡に一致するように修正した.

- 潜 堰 $C_1 = 0.70$ (水門 1, 8)
- 潜 孔 $C_1 = 0.70$ (水門 2~7)
- $C_2 = 0.63$ (排水孔)
- $C_3 = 0.40$ (水門 2, 6, 7 の格子部)

完全溢流堰 $C_2 = 0.63$ (水門 6, 7)

水門部流量計算例を表一8に示す. このようにして各上流両岸水位に対しそれぞれ下流
水位を3通り変えて求めた水門部流量を表一5a又は表一5bの列一4に示す.

(b) 左岸流量計算 (図一7 参照)

左岸流量は図一7における断面ABCについて求めた. コーアBB'より岸側流失断面
AB'は, 上流より流入してきた流水がコーアのため一応堰きとめられると考え, 潜堰とし
て取扱つた. 断面ABに対しては上流水位は表一1の列一1, 接近流速は断面ABの流量
を断面ABの上流側流積で除した値とした. 断面BCに対しては上流水位は表一1の列一
2, 接近流速は0とした. またa部の水位は後述の理由によりダム下流水位に35cm加算
した値とした. 流量計算公式は(2), (4)式を用い, 流量係数は水位の変化に対して一定
とし, 一応次の値を採用する. この値は前に述べたように洪水痕跡に一致するように後に
修正した.

- 潜 堰 $C_1 = 0.70$ (図一7の断面AB')
- $C_2 = 0.63$ (図一7の断面B'BC)

完全溢流堰 $C_2 = 0.63$ (図一7の断面B'BC)

計算例を表一9に示す. このようにして各上流両岸水位に対し夫々下流水位を3通り変

表一8 水 門 部 流
上流兩岸水位 E L 61.45 m,

水 門 部	上流水位 (標高)	下流水位 (標高)	使 用 公 式
水門 1. 潜 堰	62.30	59.45	$Q=\frac{2}{3} C \sqrt{2 g} b\left\{\left(H_d+h_a\right)^{\frac{3}{2}}-h_a^{\frac{3}{2}}\right\}+C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
潜 堰 部	62.81	59.45	上 に 同 じ
水門 2. 格 子 部	62.81	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
潜 孔 部	62.81	59.45	〃
水門 3. 潜 孔	63.15	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
水門 4. 潜 孔	63.34	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
水門 5. 潜 孔	63.34	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
完全溢流部	63.15	59.45	$Q=\frac{2}{3} C \sqrt{2 g} b\left\{\left(H_u+h_a\right)^{\frac{3}{2}}-h_a^{\frac{3}{2}}\right\}$
水門 6. 案 子 部	63.15	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
潜 孔 部	63.15	59.45	〃
完全溢流部	62.81	59.45	$Q=\frac{2}{3} C \sqrt{2 g} b\left\{\left(H_u+h_a\right)^{\frac{3}{2}}-h_a^{\frac{3}{2}}\right\}$
水門 7. 格 子 部	62.81	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$
潜 孔 部	62.81	59.45	〃
水門 8. 潜 孔	62.30	59.45	水 門 1 に 同 じ
排 水 孔・潜 孔	63.34	59.45	$Q=C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$

表一9 左 岸 流 量

(i) 図一7の断面BCの流量計算 (a 部水位はダム下流水位に 35 cm 加算した値とする) m—秒単位

	上流水位 (標高)	a部水位 (標高)	使 用 公 式	C	b	h ^a	H ^d	H ^l	流量
Q ₁	62.00	59.80	$Q=\frac{2}{3} C \sqrt{2 g} b\left\{\left(H_d+h_a\right)^{\frac{3}{2}}-h_a^{\frac{3}{2}}\right\}+C \sqrt{2 g b} H_l \sqrt{H_d+h_a}$	0.63	5.00	0	2.20	7.30	183
Q ₂	62.00	59.80		0.63	10.50	0	2.20	5.30	295
Q ₃	62.00	59.80		0.63	8.00	0	2.20	1.50	98

上流兩岸水位 E L 61.45 m, 下流水位 E L 59.45 mで,
断面は図一7の断面ABのIVまでとつた場合

量 計 算 例

下流水位 E L 59.45 m に対するもの。

m—秒 単位

C	b	h^a	H^a	H'	H''	H^u	各部流量	各水門部 流 量
0.70	15.00	0.88	2.85	—	11.45	—	1,227	1,227
0.63	15.00	0.88	3.36	—	7.85	—	901	1,110
0.40	15.00	0.88	3.36	3.30	—	—	180	
0.70	15.00	0.88	0.30	0.30	—	—	29	
0.70	15.00	0.88	3.70	5.21	—	—	517	517
0.70	15.00	0.88	3.89	4.49	—	—	454	454
0.70	15.00	0.88	3.89	5.43	—	—	551	551
0.63	15.00	0.88	—	—	—	3.30	216	429
0.40	9.00	0.88	3.70	3.30	—	—	113	
0.70	15.00	0.88	3.70	1.00	—	—	100	
0.63	15.00	0.88	—	—	—	2.96	188	391
0.40	9.00	0.88	3.36	3.30	—	—	108	
0.70	15.00	0.88	3.36	1.00	—	—	95	
							1,227	1,227
0.62	2.00	0.88	3.89	2.30	—	—	28×8門	224

計 算 例 (図—7 参照)

(ii) 図—7 の断面 A B の流量計算 (a 部水位はダム下流水位に 35 cm 加算した値とする) m—秒単位

	上流水位 (標高)	a部水位 (標高)	使 用 公 式	C	b	假定 h^a	H_d	H'	流量
Q_4	61.45	59.80	$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} b \{ (H_d + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \}$ $+ C \sqrt{2g} b H' \sqrt{H_d + h_a}$	0.70	20.00	0.39	1.65	0.80	163
Q_5	61.45	59.80		0.70	20.00	0.39	1.65	5.65	611
Q_6	61.45	59.80		0.70	7.00	0.39	1.65	1.35	80
Q_{4-6}									854

図—7 の断面 A B の上流測流積 313 m² をうるから、 $h_a = (854/313)^{2/3} = 0.38$ m、これは仮定 $h_a = 0.39$ m とほぼ等しい。よつて断面 A B の流量 $Q_{4-6} = 854$ m³/s。ゆゑに左岸流量 $Q_{1-6} = 1,430$ m³/s。

表—10 左岸流失部接近流速水頭
(図—7 の断面 A B に対するもの)
 $C_1=0.70$, $C_2=0.63$ m—秒単位

流失断面	上流両岸 水 位 (標高)	下減水位 (標高)	接近流速 水 頭
断 面 0 ま で	59.45	55.45	0.13
		56.45	0.13
		57.45	0.13
	60.45	56.45	0.45
		57.45	0.45
		58.45	0.45
断 面 I ま で	60.45	56.45	0.16
		57.45	0.15
		58.45	0.13
	61.45	57.45	0.33
		58.45	0.30
		59.45	0.27
断 面 II ま で	60.45	56.45	0.21
		57.45	0.18
		58.45	0.14
	61.45	58.45	0.31
		59.45	0.27
		57.45	0.20
断 面 III ま で	60.45	56.45	0.41
		57.45	0.33
		58.45	0.27
	61.45	57.45	0.54
		58.45	0.45
		59.45	0.32
断 面 IV ま で	60.45	58.45	0.68
		59.45	0.55
		60.45	0.42
	61.45	56.45	0.49
		57.45	0.39
		58.45	0.31
断 面 IV ま で	61.45	57.45	0.62
		58.45	0.50
		59.45	0.39
	62.45	58.45	0.77
		59.45	0.64
		60.45	0.46

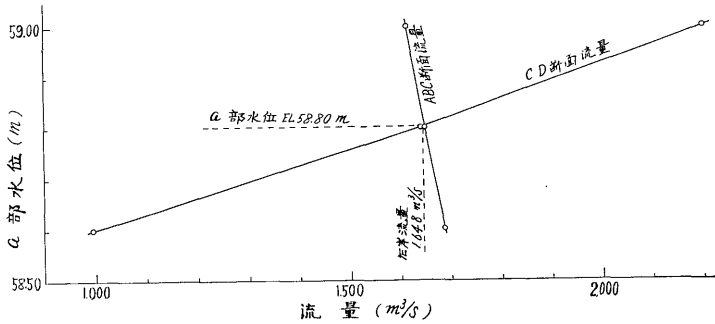
えて求めた左岸流量は表—5 a 及び表—5 b の列—3 に示す。表—5 a の列—3 は 11 時 30 分以前に対するもので断面 B'BC の溢流量計算よりえられたもの、表—5 b の列—3 は 12 時以後に対するもので、断面 B'BC の溢流量に断面 AB' の各流失断面までの流量を加算したものである。また断面 AB の流量算定のときえられる断面 AB に対する接近流速水頭は表—10 に示す、なお a 部の水位をダム下流水位に 35 cm 加算した理由は次のごとし、今断面 ABC の流量と断面 CD の流量とが等しい条件から上流両岸水位 EL 61.45 m, 下流水位 EL 58.45 m, 流失断面 IV に対し左岸流量を求めてみる。

これには図—11 のように、a 部の水位に対する、断面 ABC の流量の関係曲線と、a 部の水位に対する、断面 CD の流量の関係曲線との交点をとればよい。この結果 a 部の水位は EL 58.80 m となり、これはダム下流水位より 35 cm 上昇した水位である。ここに断面 CD の流量は断面 CD より下流 40 m でダム下流水位に一致する開水路とみなし $n=0.035$ としてマンニング式により求めた。図—11 によると a 部の水位の変化は断面 CD の流量に対しては影響が大きく断面 ABC の流量に対しては影響が小さい。ゆえに a 部の水位を常に図—11 よりえられたダム下流水位に 35 cm 加算した値にと

り断面 ABC の流量を求め、これを左岸流量としても誤差は少ないものと考えた。

図—11 左 岸 流 量 計 算

上流両岸水位 E L 61.45 m, 下流水位 E L 58.45 m 及び流失面Ⅳに対し,
図—7 の A B C断面の流量と C D断面の流量とが等しい条件から求めたもの



(c) 右岸流量計算 (図—8 参照)

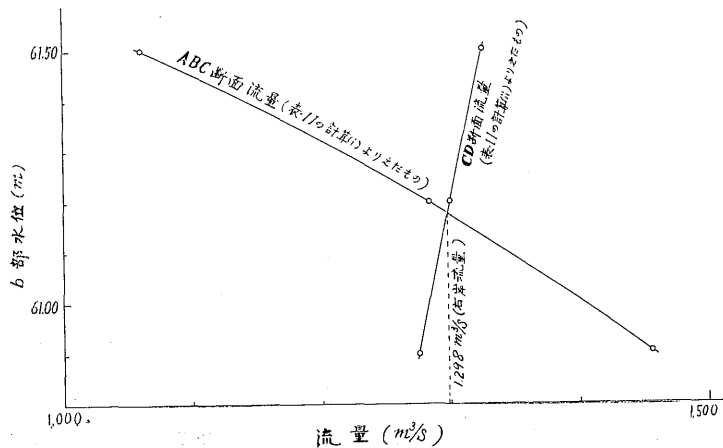
右岸流量は図—8において断面ABCの流量と断面CDの流量とが等しい条件から求めた。断面BCに対しては上流水位は表—1の列—2, 接近流速は0とし, 断面ABに対しては上流水位は表—1の列—1, 接近流速水頭は表—7とした。また断面CDのC'Dの部分にはコアCC'とほとんど同高であるからCDはすべてコアとして溢流計算により流量を求めた。a部の水位は後述の理由によりダム下流水位に30 cm加算した値とした。流量計算公式は(2), (4)式を用い, 流量係数は水位の変化に対して一定とし, 一応次の値を採用する。この値は前に述べたように洪水痕跡に一致するように後に修正した。

潜 堰 $C_2=0.63$ (図—8の断面ABC及び断面CD)

完全溢流堰 $C_2=0.63$ (図—8の断面ABC及び断面CD)

図—12 右 岸 流 量 計 算 例

上流両岸水位 E L 61.45 m, 下流水位 E L 59.45 m, 最終流失断面に対するもの



表—11 右岸流量計算例(図—8参照)

上流兩岸水位 E L 61.45 m, 下流水位 E L 59.45 m, 最終流失断面に対するもの

(i) 上流兩岸水位 E L 61.45m に対し, *b* 部水位を変えた場合の断面 A B C の流量計算 m—秒単位

	上流 水位 (標高)	<i>b</i> 部 水位 (標高)	使 用 公 式	<i>C</i>	<i>b</i>	<i>h_a</i>	<i>H_c</i>	<i>H_l'</i>	流量	断 面 A B C の流量
<i>Q</i> ₁	62.00	61.50	$Q = \frac{3}{2} C \sqrt{2g} b \{ (H_d + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \} + C \sqrt{2g} b H_l' \sqrt{H_d + h_a}$	0.63	27.00	0	0.50	7.00	390	1,061
<i>Q</i> ₂	62.00	61.50		0.63	21.00	0	0.50	9.00	385	
<i>Q</i> ₃	62.00	61.50		0.63	6.00	0.88	0.50	6.80	144	
<i>Q</i> ₄	62.00	61.50		0.63	11.00	0.88	0.50	3.50	142	
<i>Q</i> ₁	62.00	61.20	$Q = \frac{3}{2} C \sqrt{2g} b \{ (H_d + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \} + C \sqrt{2g} b H_l' \sqrt{H_d + h_a}$	0.63	27.00	0	0.88	6.70	487	1,284
<i>Q</i> ₂	62.00	61.20		0.63	21.00	0	0.88	8.70	483	
<i>Q</i> ₃	62.00	61.20		0.63	6.00	0.88	0.88	6.50	157	
<i>Q</i> ₄	62.00	61.20		0.63	11.00	0.88	0.88	3.20	157	
<i>Q</i> ₁	62.00	60.90	$Q = \frac{3}{2} C \sqrt{2g} b \{ (H_d + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \} + C \sqrt{2g} b H_l' \sqrt{H_d + h_a}$	0.63	27.00	0	1.10	6.40	562	1,456
<i>Q</i> ₂	62.00	60.90		0.63	21.00	0	1.10	8.40	461	
<i>Q</i> ₃	62.00	60.90		0.63	6.00	0.88	1.10	6.20	168	
<i>Q</i> ₄	62.00	60.90		0.63	11.00	0.88	1.10	2.90	165	

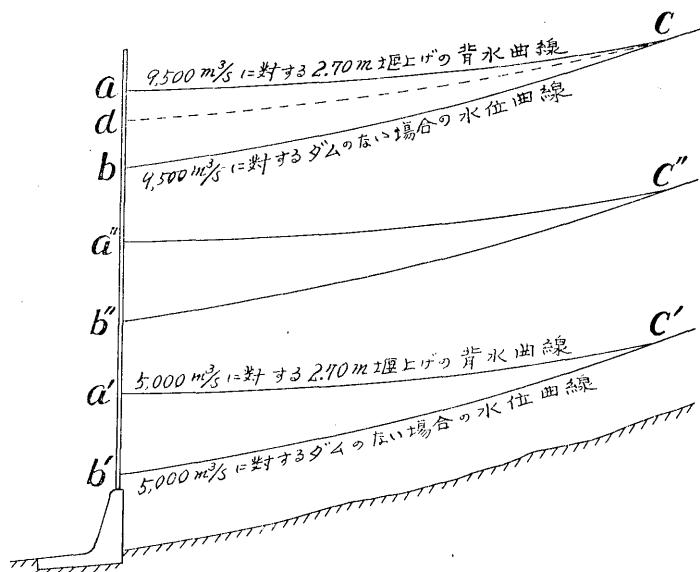
(ii) *a* 部水位をダム下流水位に 30cm 加算した値とし, *b* 部水位を変えた場合の断面 C D の流量計算 m—秒単位

	<i>b</i> 部 水位 (標高)	<i>a</i> 部 水位 (標高)	使 用 公 式	<i>C</i>	<i>b</i>	<i>h_a*</i>	<i>H_d</i>	<i>H_l'</i>	断 面 C D の 流 量
<i>Q</i> '	61.50	59.75	$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} b \{ (H_d + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \} + C \sqrt{2g} b H_l' \sqrt{H_d + h_a}$	0.63	28.1	0.57	1.75	9.75	1,325
	61.20	59.75		0.63	27.9	0.89	1.45	9.75	1,300
	60.90	59.75		0.63	27.7	1.23	1.15	9.75	1,275

(註) * は (i) に求めた断面 A B C の流量を断面 C D の上流側流積で除して接近流速 *V_a* を求め $V_a^2/2g$ としてえられた値.

計算例は表—11, 図—12 に示す. このようにして各上流兩岸水位に対し夫々下流水位を 3 通り変えて求めた右岸流量は表—5 a 及び表—5 b の列—5 に示す. 表—5 a の列—5 は 11 時 30 分以前に対するもので, この間の上流水位は, ほぼ時間に比例して急激に上昇したから断面 C D の 6 時流失線から最終流失線迄の間は上流水位に比例して流失したものと考え, 両流失線間を分割し, それぞれの流失断面に対する上流兩岸水位を推定した. このようにして, 各上流兩岸水位に対し, 断面 C D の流失断面を定め右岸流量算定を行つた. 表—5 b の列—5 は 12 時以後に対するもので断面 C D は最終流失断面をとつた. なお *a* 部

図-13 $H_0, h \sim S$ 曲線作成説明図



の水位を、ダム下流水位に 30 cm 加算したのは次の理由による。断面 ABC の流量、断面 CD の流量及び開水路計算による a 部流量との三者が等しい条件から右岸流量を求めたとき、ダム下流水位より a 部の水位の上昇 30 cm をえた。よつて左岸と同様な考えのもとに常に a 部の水位を、ダム下流水位に 30 cm 加算した値とした。

(4) $H_0, h \sim S$ 曲線

図-13 において 9,500 m^3/s に対するダムのない場合の水位曲線 bc は $H_0 \sim q$ 曲線よりえられるダム地点水位を起点とし、 $n=0.038$ としてマンニング式を用い背水計算を行つて求めた。これを表-12 の列-2 に示す。背水計算に用いたダム上流の各断面は九電測量の三隈川横断図によつた。同様に、5,000 m^3/s に対するダムのない場合の水位曲線 $b'c'$ を求めると、表-12 の列-3 をうる。この両水位曲線は列-4 から判るようにほとんど平行する。ゆえにダムのない場合のその他の曲線水位 $b''c''$ は以上求めた $bc, b'c'$ の両曲線間隔を $b b' : b'' b'$ の比に分割して求めた。各ダム地点水位に対するダムのない場合の水位曲線は表-12 の列-5 である。

次に 9,500 m^3/s に対する 2.70 m 堰上げの背水曲線 ac を、 $n=0.038$ としてマンニング式を用い背水計算により求め、表-13 の列-2 をうる。同様に 5,000 m^3/s に対する 2.70 m 堰上げの背水曲線 $a'c'$ は、表-13 の列-3 である。2.70 m 堰上げのその他の背水曲線 $a''c''$ は、ダムのない場合と同じ理由により、 $ac, a'c'$ の両曲線間隔を $a a' : a'' a'$ の比に分割して求めた。表-12 の列-5 の各ダム地点水位に対する 2.70 m 堰上げの背水曲線は

表-12 ダムのない場合の水位曲線

m—秒単位

(1) 断面 No.	(2) 9,500m ³ /s に対するダムのない 場合の算定水位 曲線 (標高)	(3) 5,000m ³ /s に対するダムのない 場合の算定水位 曲線 (標高)	(4) 標高差 (2)―(3)	(5) 各ダム地点水位に対するダムの ない場合の水位曲線 (標高)			
0	58.79	54.65	4.14	58.00	57.00	56.00	53.50
1	59.17	54.98	4.19	58.37	57.36	56.35	53.82
2	59.62	55.32	4.30	58.80	57.76	56.72	54.13
3	60.12	55.73	4.39	59.28	58.22	57.16	54.51
4	60.69	56.22	4.47	59.84	58.76	57.68	54.98
5	61.15	56.65	4.50	60.29	59.20	58.12	55.40
6	61.62	57.14	4.48	60.77	59.68	58.60	55.90
7	62.34	57.84	4.50	61.48	60.39	59.31	56.59
8	63.39	58.96	4.43	62.54	61.47	60.40	57.73
9	64.13	59.70	4.43	63.28	62.21	61.14	58.47
10	64.90	60.41	4.49	64.04	62.96	61.87	59.18
11	65.57	61.00	4.57	64.70	63.59	62.49	59.73
12	66.14	61.49	4.65	65.25	64.13	63.00	60.20
13	66.70	61.98	4.72	65.80	64.66	63.52	60.67
14	67.15	62.42	4.73	66.25	65.11	63.96	61.11
15	67.59	62.86	4.73	66.69	65.55	64.40	61.55
16	68.09	63.34	4.75	67.18	66.04	64.89	62.02
17	68.60	63.90	4.70	67.70	66.57	65.43	62.59
18	69.06	64.42	4.64	68.17	67.05	65.93	63.13
19	69.51	64.84	4.67	68.62	67.49	66.36	63.54
20	69.98	65.27	4.71	69.08	67.94	66.81	63.96
21	70.46	65.69	4.77	69.55	68.40	67.25	64.37
22	70.96	66.13	4.83	70.04	68.87	67.71	64.79
23	71.58	66.77	4.81	70.66	69.50	68.34	65.43
24	72.16	67.41	4.75	71.25	70.10	68.96	66.09
25	72.84	68.12	4.72	71.94	70.80	69.66	66.81

表-13 堰上げ高さ 2.70 m に対する背水曲線

m—秒単位

(1) 断面 No.	(2) 9,500m ³ /s に対する 2.70m 堰 上げの算定背水曲 線 (標高)	(3) 5,000m ³ /s に対する 2.70m 堰 上げの算定背水曲 線 (標高)	(4) 標高差 (2)―(3)	(5) ダムない場合の各ダム地点水位に対する 2.70 m 堰上げの背水曲線 (標高)			
0	61.49	57.35	4.14	60.70	59.70	58.70	56.20
1	61.70	57.50	4.20	60.90	59.88	58.87	56.33
2	61.94	57.69	4.25	61.13	60.10	59.08	56.51
3	62.22	57.93	4.29	61.40	60.37	59.33	56.74
4	62.58	58.20	4.38	61.74	60.69	59.63	56.98
5	62.90	58.45	4.45	62.05	60.98	59.90	57.21
6	63.22	58.73	4.49	62.36	61.28	60.20	57.48
7	63.71	59.16	4.55	62.84	61.75	60.64	57.89
8	64.48	59.96	4.52	63.62	62.53	61.43	58.70
9	65.04	60.55	4.49	64.18	63.10	62.02	59.30
10	65.61	61.10	4.51	64.75	63.66	62.57	59.85
11	66.14	61.59	4.55	65.27	64.18	63.08	60.32
12	66.63	62.02	4.61	65.75	64.64	63.52	60.74
13	67.13	62.47	4.66	66.24	65.12	63.99	61.17
14	67.53	62.88	4.65	66.64	65.52	64.39	61.59
15	67.93	63.23	4.70	67.04	65.90	64.76	61.93
16	68.39	63.66	4.73	67.49	66.35	65.20	62.35
17	68.87	64.17	4.70	67.98	66.84	65.70	62.86
18	69.30	64.65	4.65	68.41	67.29	66.16	63.36
19	69.73	65.04	4.69	68.84	67.71	66.57	63.74
20	70.17	65.44	4.73	69.27	68.13	66.98	64.13
21	70.63	65.84	4.79	69.72	68.56	67.40	64.51
22	71.11	66.26	4.85	70.19	69.01	67.84	64.91
23	71.71	66.88	4.83	70.79	69.62	68.45	65.54
24	72.28	67.49	4.79	71.37	70.21	69.05	66.16
25	72.94	68.18	4.76	72.03	70.88	69.73	66.86

表—14 2.70 m 堰 上 げ の 貯 溜 量 (1)
但しダムのない場合のダム地点水位 E L 53.50 m

m—秒単位

(1) 断面 No.	(2) 区間距離 l	(3) ダムの ない場合の水 位曲線(標高)	(4) 2.70 m 堰上げ背水曲 線(標高)	(5) 標 高 差 (4)―(3)	(6) 平 均 標 高 差	(7) 河 巾	(8) 平均河巾	(9) 区間貯溜量 (2)×(6)×(8)
0	—	53.50	56.20	2.70	—	155.0	—	×10 ³
1	200.0	53.82	56.33	2.51	2.60	110.0	132.5	688
2	200.0	54.13	56.51	2.38	2.44	118.0	114.0	556
3	200.0	54.51	56.74	2.23	2.30	101.5	109.7	504
4	200.0	54.98	56.98	2.00	2.11	98.5	100.0	422
5	177.8	55.40	57.21	1.81	1.90	117.0	107.7	364
6	195.5	55.90	57.48	1.58	1.69	119.0	118.0	390
7	206.9	56.59	57.89	1.30	1.44	86.5	102.7	306
8	216.4	57.73	58.70	0.97	1.13	98.0	92.2	226
9	213.3	58.47	59.30	0.83	0.90	99.0	98.5	189
10	202.3	59.18	59.85	0.67	0.75	92.0	95.5	145
11	200.5	59.73	60.32	0.59	0.63	104.0	98.0	124
12	192.1	60.20	60.74	0.54	0.56	82.0	93.0	100
13	189.4	60.67	61.17	0.50	0.52	90.5	86.2	85
14	165.0	61.11	61.59	0.48	0.49	104.0	97.2	78
15	180.0	61.55	61.93	0.38	0.43	96.0	100.0	77
16	200.0	62.02	62.35	0.33	0.35	99.0	97.5	68
17	206.0	62.59	62.86	0.27	0.30	113.0	106.0	65
18	201.0	63.13	63.36	0.23	0.25	103.5	108.2	54
19	198.0	63.54	63.74	0.20	0.21	101.0	102.2	42
20	198.0	63.96	64.13	0.17	0.18	100.0	100.5	36
21	203.0	64.37	64.51	0.14	0.15	83.0	91.5	28
22	187.0	64.79	64.91	0.12	0.13	90.0	86.5	21
23	199.0	65.43	65.54	0.11	0.11	91.5	90.7	20
24	197.0	66.09	66.16	0.07	0.09	93.0	92.3	16
25	201.0	66.81	66.86	0.05	0.06	84.5	88.7	11
計								×10 ³ 4,615

表—15 2.70 m 堰 上 げ の 貯 溜 量 (2)
但しダムのない場合のダム地点水位 E L 54.65 m

m—秒単位

(1) 断面 No.	(2) 区間距離 l	(3) ダムの ない場合の水 位曲線(標高)	(4) 2.70 m 堰上げ背水曲 線(標高)	(5) 標 高 差 (4)―(3)	(6) 平 均 標 高 差	(7) 河 巾	(8) 平均河巾	(9) 区間貯溜量 (2)×(6)×(8)
0	—	54.65	57.35	2.70	—	158.0	—	×10 ³
1	200.0	54.98	57.50	2.52	2.61	112.5	135.2	705
2	200.0	55.32	57.69	2.37	2.44	123.0	117.7	573
3	200.0	55.73	57.93	2.20	2.28	105.0	114.0	520
4	200.0	56.22	58.20	1.98	2.09	101.0	103.0	430
5	177.8	56.65	58.45	1.80	1.89	122.0	111.5	374
6	195.5	57.14	58.73	1.59	1.69	123.0	122.5	404
7	206.9	57.84	59.16	1.32	1.45	90.0	106.5	320
8	216.4	58.96	59.96	1.00	1.16	102.0	97.0	244
9	213.3	59.70	60.55	0.85	0.92	103.0	102.5	200
10	202.3	60.41	61.10	0.69	0.77	95.0	99.0	154
11	200.5	61.00	61.59	0.59	0.64	112.0	103.5	133
12	192.1	61.49	62.02	0.53	0.56	91.0	101.5	109
13	189.4	61.93	62.47	0.49	0.51	120.0	105.5	102
14	165.0	62.42	62.88	0.46	0.47	124.0	122.0	94
15	180.0	62.86	63.23	0.37	0.42	111.0	117.5	89
16	200.0	63.34	63.66	0.32	0.35	106.0	108.5	76
17	206.0	63.90	64.17	0.27	0.30	127.0	116.5	72
18	201.0	64.42	64.65	0.23	0.25	113.0	120.0	60
19	198.0	64.84	65.04	0.20	0.21	103.0	108.0	43
20	198.0	65.27	65.44	0.17	0.19	108.5	105.8	40
21	203.0	65.69	65.84	0.15	0.16	89.5	99.0	32
22	187.0	66.13	66.26	0.13	0.14	96.5	93.0	24
23	199.0	66.77	66.88	0.11	0.12	98.5	97.5	23
24	197.0	67.41	67.49	0.08	0.10	102.0	100.3	20
25	201.0	68.12	68.18	0.06	0.07	91.0	96.5	14
計								×10 ³ 4,855

表-16 2.70 m 堰 上 げ の 貯 溜 量 (3)
但しダムのない場合のダム地点水位 E L 56.00 m

m—秒単位

(1) 断面 No.	(2) 区間距離 l	(3) ダムの ない場合の水 位曲線(標高)	(4) 2.70 m 堰上げ背水曲 線 (標高)	(5) 標 高 差 (4)-(3)	(6) 平 均 標 高 差	(7) 河 市	(8) 平均河市	(9) 区間貯溜量 (2)×(6)×(8)
0	—	56.00	58.70	2.70	—	170.0	—	×10 ²
1	200.0	56.35	58.87	2.52	2.61	123.0	146.5	765
2	200.0	56.72	59.08	2.36	2.44	142.0	132.5	646
3	200.0	57.16	59.33	2.17	2.27	114.0	128.0	581
4	200.0	57.68	59.63	1.95	2.06	106.0	110.0	453
5	177.8	58.12	59.90	1.78	1.87	126.0	116.0	385
6	195.5	58.60	60.20	1.60	1.69	128.0	127.0	420
7	206.9	59.31	60.64	1.33	1.47	94.0	111.0	338
8	216.4	60.40	61.43	1.03	1.18	117.0	105.5	270
9	213.3	61.14	62.02	0.88	0.96	120.0	118.5	243
10	202.3	61.87	62.57	0.70	0.79	109.0	114.5	183
11	200.5	62.49	63.08	0.59	0.65	120.0	114.5	150
12	192.1	63.00	63.52	0.52	0.56	111.0	115.5	125
13	189.4	63.52	63.99	0.47	0.49	125.0	118.0	110
14	165.0	63.96	64.39	0.43	0.45	155.0	140.0	104
15	180.0	64.40	64.76	0.36	0.40	112.0	135.0	97
16	200.0	64.89	65.20	0.31	0.34	119.0	115.5	79
17	206.0	65.43	65.70	0.27	0.29	139.0	129.0	77
18	201.0	65.93	66.16	0.23	0.25	121.0	130.0	66
19	198.0	66.36	66.57	0.21	0.22	114.0	117.5	51
20	198.0	66.81	66.98	0.17	0.19	121.0	117.5	44
21	203.0	67.25	67.40	0.15	0.16	106.0	113.5	37
22	187.0	67.71	67.84	0.13	0.14	102.5	104.2	27
23	199.0	68.34	68.45	0.11	0.12	107.5	105.0	25
24	197.0	68.96	69.05	0.09	0.10	115.5	111.5	22
25	201.0	69.66	69.73	0.07	0.08	99.0	107.3	17
計								×10 ² 5,315

表-17 2.70 m 堰 上 げ の 貯 溜 量 (4)
但しダムのない場合のダム地点水位 E L 57.00 m

m—秒単位

(1) 断面 No.	(2) 区間距離 l	(3) ダムの ない場合の水 位曲線(標高)	(4) 2.70 m 堰上げ背水曲 線 (標高)	(5) 標 高 差 (4)-(3)	(6) 平 均 標 高 差	(7) 河 市	(8) 平均河市	(9) 区間貯溜量 (2)×(6)×(8)
0	—	57.00	59.70	2.70	—	182.0	—	×10 ²
1	200.0	57.36	59.88	2.52	2.61	134.0	153.0	825
2	200.0	57.76	60.10	2.34	2.43	158.0	146.0	710
3	200.0	58.22	60.37	2.15	2.24	120.0	139.0	623
4	200.0	58.76	60.69	1.93	2.04	109.0	114.5	467
5	177.8	59.20	60.98	1.78	1.85	128.0	118.5	390
6	195.5	59.68	61.28	1.60	1.69	133.0	130.5	432
7	206.9	60.39	61.75	1.36	1.48	99.0	116.0	356
8	216.4	61.47	62.53	1.06	1.21	120.0	109.5	287
9	213.3	62.21	63.10	0.89	0.97	125.0	122.5	253
10	202.3	62.96	63.66	0.70	0.80	123.0	124.0	201
11	200.5	63.59	64.18	0.59	0.65	128.0	125.5	164
12	192.1	64.13	64.64	0.51	0.55	114.0	121.0	128
13	189.4	64.66	65.12	0.46	0.49	128.0	121.0	112
14	165.0	65.11	65.52	0.41	0.44	173.0	150.5	109
15	180.0	65.55	65.90	0.35	0.38	123.0	148.0	101
16	200.0	66.04	66.35	0.31	0.33	122.0	122.5	81
17	206.0	66.57	66.84	0.27	0.29	143.0	132.5	79
18	201.0	67.05	67.29	0.24	0.26	122.0	132.5	69
19	198.0	67.49	67.71	0.22	0.23	124.0	123.0	56
20	198.0	67.94	68.13	0.19	0.21	123.0	123.5	51
21	203.0	68.40	68.56	0.16	0.18	111.5	127.3	47
22	187.0	68.87	69.01	0.14	0.15	106.0	108.8	31
23	199.0	69.50	69.62	0.12	0.13	108.5	107.3	28
24	197.0	70.10	70.21	0.11	0.12	123.5	116.0	27
25	201.0	70.80	70.88	0.08	0.09	109.0	116.3	21
計								×10 ² 5,648

(1) 断面 No.	(2) 区間距離 l	(3) ダムの ない場合の水 位曲線(標高)	(4) 2.70 m 堰上げ背水曲 線(標高)	(5) 標 高 差 (4)－(3)	(6) 平 均 標 高 差	(7) 河 市	(8) 平均河市	(9) 区間貯溜量 (2)×(6)×(8)
0	—	58.00	60.70	2.70	—	187.0	—	×10 ²
1	200.0	58.37	60.90	2.53	2.61	141.0	164.0	855
2	209.0	58.80	61.13	2.33	2.43	164.0	152.5	740
3	200.0	59.28	61.40	2.12	2.23	126.0	145.0	647
4	200.0	59.84	61.74	1.90	2.01	118.0	122.8	491
5	177.8	60.29	62.05	1.76	1.83	133.0	125.5	409
6	195.5	60.77	62.36	1.59	1.68	139.0	136.0	447
7	206.9	61.48	62.84	1.36	1.48	113.0	126.0	387
8	216.4	62.54	63.62	1.08	1.22	124.0	118.0	314
9	213.3	63.28	64.18	0.90	0.99	129.0	126.5	267
10	202.3	64.04	64.75	0.71	0.80	133.0	131.0	213
11	200.5	64.70	65.27	0.57	0.64	131.0	132.0	170
12	192.1	65.25	65.75	0.50	0.54	117.0	124.0	129
13	189.4	65.80	66.24	0.44	0.47	130.0	123.5	110
14	165.0	66.25	66.64	0.39	0.42	174.0	152.0	106
15	180.0	66.69	67.04	0.35	0.37	131.0	152.5	102
16	200.0	67.18	67.49	0.31	0.33	142.0	136.5	91
17	206.0	67.70	67.98	0.28	0.30	145.0	143.5	89
18	201.0	68.17	68.41	0.24	0.26	126.5	135.8	71
19	198.0	68.62	68.84	0.22	0.23	127.0	126.8	58
20	198.0	69.08	69.27	0.19	0.21	130.5	128.8	54
21	203.0	69.55	69.72	0.17	0.18	114.5	122.5	45
22	187.0	70.04	70.19	0.15	0.16	113.0	113.8	34
23	199.0	70.66	70.79	0.13	0.14	109.0	111.0	31
24	197.0	71.25	71.37	0.12	0.13	126.0	117.5	30
25	201.0	71.94	72.03	0.09	0.11	112.0	119.0	26
計								×10 ² 5,916

(1) 断面 No.	(2) 区間距離 <i>l</i>	(3) ダムの ない場合の水 位曲線(標高)	(4) 2.70 m 堰上げ背水曲 線(標高)	(5) 標 高 差 (4)-(3)	(6) 平 均 高 差	(7) 河 巾	(8) 平均河巾	(9) 区間貯溜量 (2)×(6)×(8)
0	—		58.79	2.70	—	191.0	—	×
1	200.0	59.17	61.70	2.53	2.62	148.0	169.5	890
2	200.0	59.62	61.94	2.32	2.44	170.0	159.0	779
3	200.0	60.12	62.22	2.10	2.21	134.0	152.5	675
4	200.0	60.69	62.58	1.89	2.00	123.0	128.5	515
5	177.8	61.15	62.90	1.75	1.82	142.0	132.5	429
6	195.5	61.62	63.22	1.60	1.68	141.0	141.5	466
7	206.9	62.34	63.71	1.37	1.49	117.0	129.0	398
8	216.4	63.39	64.48	1.09	1.23	134.0	125.5	335
9	213.3	64.13	65.04	0.91	1.00	130.0	132.0	282
10	202.3	64.90	65.61	0.71	0.81	151.0	140.5	231
11	200.5	65.57	66.14	0.57	0.64	133.0	142.0	182
12	192.1	66.14	66.63	0.49	0.53	122.0	127.5	130
13	189.4	66.70	67.13	0.43	0.46	134.0	128.0	112
14	165.0	67.15	67.53	0.38	0.41	177.0	155.5	105
15	180.0	67.59	67.93	0.34	0.36	134.0	155.5	101
16	200.0	68.09	68.39	0.30	0.32	143.0	138.5	89
17	206.0	68.60	68.87	0.27	0.28	146.0	144.5	83
18	201.0	69.06	69.30	0.24	0.26	127.0	136.5	71
19	198.0	69.51	69.73	0.22	0.23	127.5	127.3	58
20	198.0	69.98	70.17	0.19	0.21	137.0	132.8	55
21	203.0	70.46	70.63	0.17	0.18	117.0	127.0	46
22	187.0	70.96	71.11	0.15	0.16	122.0	119.5	36
23	199.0	71.53	71.71	0.13	0.14	109.5	115.8	32
24	197.0	72.16	72.28	0.12	0.12	132.0	120.8	29
25	201.0	72.84	72.94	0.10	0.11	113.0	122.5	27

計 ×¹⁰₂
6,156

表—20 $H_0, h \sim S$ 曲 線 の 表

$$\frac{\sqrt{I}}{n}=0.932, \quad n=0.038$$

m³—単位

ダムのない場合 のダム地点水 位(標高) 堰上げ 高さ(m)	58.79 m	58.00 m	57.00 m	56.00 m	54.65 m	53.50 m
3.80	866,400	832,600	794,900	748,000	683,300	649,600
3.75	855,000	821,600	784,400	738,200	674,300	641,000
3.70	843,600	810,700	773,900	728,300	665,300	632,500
3.65	832,200	799,700	763,500	718,500	656,300	623,900
3.60	820,800	788,800	753,000	708,600	647,300	615,400
3.55	809,400	777,800	742,500	698,800	638,300	606,800
3.50	798,000	766,900	732,100	688,900	629,300	598,300
3.45	786,600	755,900	721,600	679,100	620,300	589,700
3.40	775,200	745,000	711,200	669,300	611,400	581,200
3.35	763,800	734,000	700,700	659,400	602,400	592,600
3.30	752,400	723,100	690,300	649,600	593,400	564,100
3.25	741,000	712,100	679,800	639,700	584,400	555,500
3.20	729,600	701,100	669,300	629,900	575,500	547,000
3.15	718,200	690,200	658,900	620,100	566,400	538,500
3.10	706,800	679,200	648,400	610,200	557,400	529,900
3.05	795,400	668,300	638,000	600,400	548,400	521,400
3.00	684,000	657,300	627,500	590,500	539,400	512,800
2.95	672,600	646,400	617,100	580,700	530,400	504,300
2.90	661,200	635,400	606,600	570,800	521,500	495,700
2.85	639,800	624,400	596,100	561,000	512,500	487,200
2.80	638,400	613,500	585,700	551,200	503,500	478,600
2.75	627,000	602,500	575,200	541,300	494,500	470,100
2.70	615,600	591,600	564,800	531,500	485,500	461,500
2.65	604,200	580,600	554,300	521,600	476,500	453,000
2.60	592,800	569,200	543,800	511,800	467,500	444,400
2.55	581,400	558,700	533,400	501,900	458,500	435,900
2.50	570,000	547,700	522,900	492,100	449,500	427,300
2.45	558,600	536,800	512,500	482,300	440,500	418,800
2.40	547,200	525,900	502,000	472,400	431,500	410,200
2.35	535,800	514,900	491,600	462,600	422,600	401,700
2.30	524,400	503,900	481,100	452,700	413,600	393,200
2.25	513,000	493,000	470,600	442,900	404,600	384,600
2.20	501,600	482,000	460,200	433,100	395,600	376,000
2.15	490,200	471,100	449,700	423,200	386,600	367,500
2.10	478,800	460,100	439,300	413,400	377,600	359,000
2.05	467,400	449,200	428,800	403,500	368,600	350,400
2.00	456,000	438,200	418,300	393,700	359,600	341,900
1.95	444,600	427,300	407,900	383,800	350,600	333,300
1.90	433,200	416,300	397,400	374,000	341,600	324,800
1.85	421,800	405,300	386,900	364,200	332,600	316,200
1.80	410,400	394,400	376,500	354,300	323,700	307,700
1.75	399,000	383,400	366,100	344,500	314,700	299,400
1.70	387,600	372,500	355,600	334,600	305,700	290,600

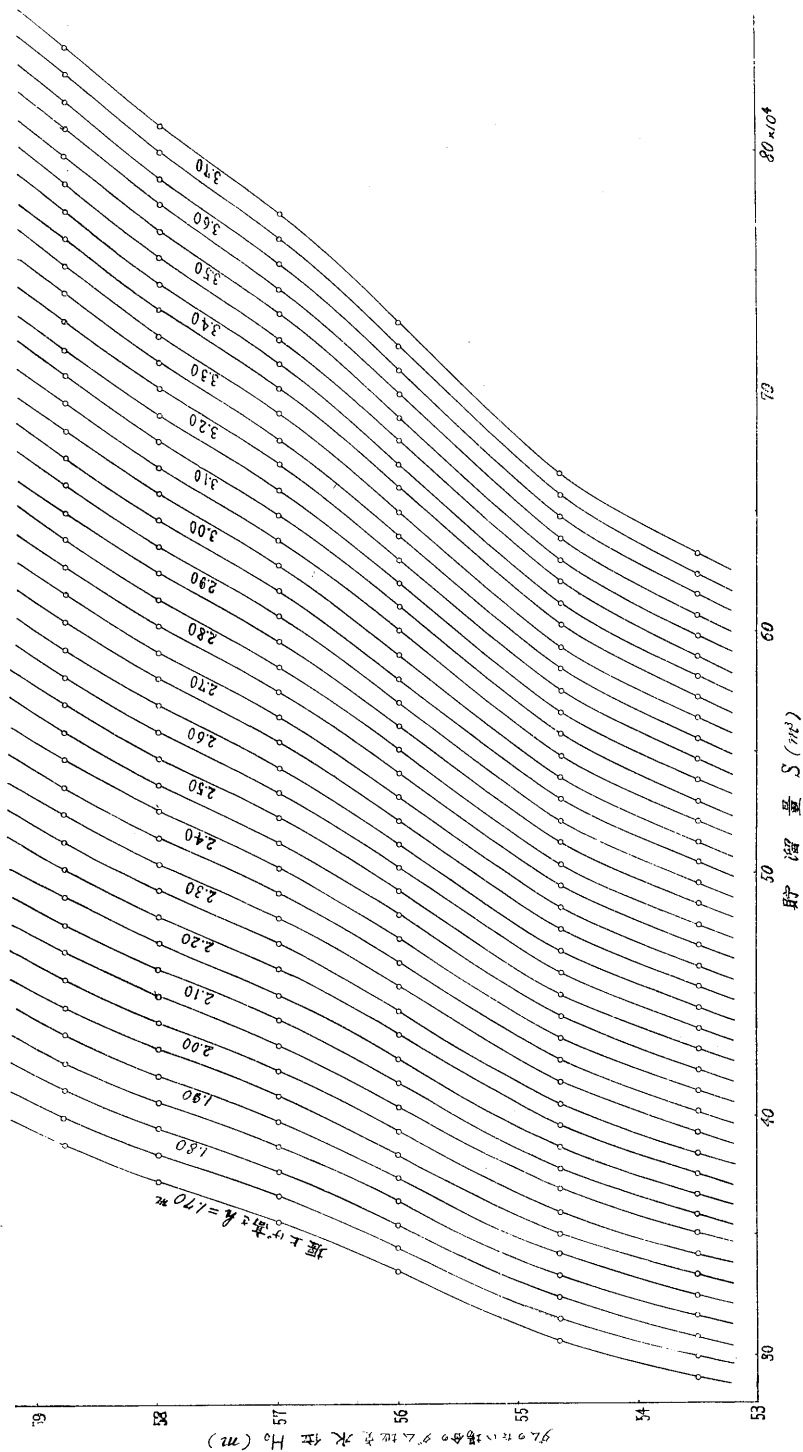
表—13 列—5 である。

各ダム地点水位に対する 2.70 m 堰上げの場合の貯溜量計算は表—14~19 である。これらの表の列—3 及び列—4 はそれぞれ表—12 及び表—13 から採つた値であり、また列—7 は列—3 と列—4 の中央の水位における、ダム上流各断面の河巾である。

次に 2.70 m 以外の堰上げ高さに対する貯溜量を次のようにして求めた。図—13 においてダムのない場合のダム地点水位 b に対するものを例にとつて考えるに、ある堰上げ高さ

図 14 $H_0, h \sim S$ 曲 線

$$\sqrt{T}/n=0.932 \quad n=0.038$$



表—21 流出曲線から流入曲線を求める計算過程の表
(痕跡に一致させた第1次計算)

$H_0 \sim q$ 曲線は表—4 (図—6), $H \sim Q$ 曲線は表—6 (図—10),
 $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	備 考
流失 状況	時刻 時分	与えら れた流 出量 Q_2	算 定 流入量 q_2	Q_2 に 対する 上流両 岸水位 (標高)	q_2 に対する ダムのない 場合のダム 地点水位 (標高)	(5)–(6) 堰上げ 高さ h	貯溜量 の変化 ΔS	貯溜量 $S_2 = S_1$ + ΔS	堰上げ 高さ h	列—3 より列—5 を求 める場合の $H \sim Q$ 曲線
	6.30	* a 4,370	* b 4,370	* c 56.40	* d 53.93	* e 2.47		* f 429,400		図—10の 0 線を用いる
	7.00	* g 4,390	* h 4,391	* i 56.43	* j 53.96	* k 2.47	* l 900	* m 430,300	* n 2.47	"
	7.30	4,620	4,636	56.77	54.24	2.53	15,300	445,600	2.53	"
	8.00	4,860	4,864	57.10	54.50	2.60	18,000	463,600	2.60	"
	8.30	5,010	5,018	57.30	54.67	2.63	10,800	474,400	2.63	"
	9.00	5,150	5,154	57.49	54.82	2.67	10,800	485,200	2.67	"
	9.30	5,390	5,404	57.80	55.09	2.71	16,200	501,400	2.71	"
	10.00	5,790	5,809	58.30	55.50	2.80	29,700	531,100	2.80	"
	10.30	6,760	6,818	59.45	56.50	2.95	69,300	600,400	2.96	"
	11.00	7,780	7,782	60.45	57.38	3.07	54,000	654,400	3.07	"
	11.30	8,400	8,422	61.01	57.91	3.10	21,600	676,000	3.10	"
	12.00	9,140	9,142	61.61	58.50	3.11	21,600	697,600	3.11	図—10の I 線を用いる
左流 岸失 状況	12.10	9,210	9,144	61.52	58.50	3.02	—19,200	678,400	3.02	図—10の II 線を用いる
	12.30	9,370	9,369	61.50	58.68	2.82	—40,200	638,200	2.82	図—10の III 線を用いる
	13.00	9,450	9,445	61.52	58.74	2.78	— 5,400	632,800	2.78	図—10の III' 線を用いる
	13.30	9,500	9,492	61.51	58.78	2.73	—11,700	621,100	2.73	図—10の IV 線を用いる
	14.00	9,450	9,455	61.48	58.76	2.72	— 2,700	618,400	2.72	"
A	14.30	9,200	9,188	61.26	58.54	2.72	— 6,300	612,100	2.72	"
右流 岸失 状況	12.30	9,370	9,360	61.73	58.68	3.05	— 7,200	690,400	3.05	図—10の I' 線を用いる
	13.00	9,450	9,446	61.73	58.75	2.98	—12,600	677,800	2.98	図—10の II 線を用いる
	13.20	9,480	9,433	61.59	58.74	2.85	—30,600	647,200	2.85	図—10の III 線を用いる
	13.30	9,500	9,473	61.51	58.77	2.74	—22,200	625,000	2.74	図—10の IV 線を用いる
	14.00	9,450	9,469	61.48	58.77	2.71	— 7,200	617,800	2.71	"
B	14.30	9,200	9,177	61.26	58.53	2.73	— 3,600	614,200	2.73	"

- (註) 1. 列—5 は $H \sim Q$ 曲線より, 列—6 は $H_0 \sim q$ 曲線より求める. 列—8 は $\Delta S = \frac{\Delta t}{2} \{(q_1 - Q_1) + (q_2 - Q_2)\}$ より求める. 列—10 は列—9 とから $H_0, h \sim S$ 曲線より求める.
2. 列—7 と列—10 との h が等しくなる様に列—4 を定めてゆく.

h の背水曲線 dc は ac, bc の両曲線間隔を $ab : bd$ の比に分割して求め, この貯溜量計算における河巾を 2.70 m 堰上げの場合の河巾表—19 の列—7 と同じにとれば, 堰上げ高さ h に対する貯溜量 $dc b$ は堰上げ高さ 2.70 m に対する貯溜量 $ac b$ の $h/2.70$ 倍となる. $H_0, h \sim S$ 曲線表—20 は, このようにして求めたものである. 表中のダムのない場合の各ダム地点水位に対する堰上げ高さ 2.70 m の貯溜量は表—14—19 によりえられたもので, その他の堰上げ高さ h に対する貯溜量は 2.70 m 堰上げの貯溜量を $h/2.70$ 倍して求めた. この表を図表にして図—14 をうる.

(5) 痕跡に一致させた第1次計算

以上求めた $H_0 \sim q$ 曲線, $H \sim Q$ 曲線及び $H_0, h \sim S$ 曲線と (1) 式とを用い, 表—3 の流出曲線に対する流入曲線を求めた過程は表—21 に示す. この計算の出発点においては流入

表—22 痕跡に一致させた第1次計算

$H_0 \sim q$ 曲線は表—4 (図—6), $H \sim Q$ 曲線は表—6 (図—10),
 $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

(1) 流出状況	(2) 時刻 (時分)	(3) 与えられ た流出量 Q	(4) 算入 流量 q	(5) 流量差 $q-Q$	(6) 上流両岸 水位 H (標高)	(7) 下流水位 H_0' (標高)	(8) 上下流 水位差 $H-H_0'$	(9) 貯溜量 S ($\times 10^3$)
	6.30	4,370	4,370	0	56.40	53.93	2.47	4,294
	7.00	4,390	4,391	1	56.43	53.96	2.47	4,303
	7.30	4,620	4,636	16	56.77	54.22	2.55	4,456
	8.00	4,860	4,864	4	57.10	54.50	2.60	4,636
	8.30	5,010	5,018	8	57.30	54.66	2.64	4,744
	9.00	5,150	5,154	4	57.49	54.82	2.67	4,852
	9.30	5,390	5,404	14	57.80	55.08	2.72	5,014
	10.00	5,790	5,809	19	58.30	55.48	2.82	5,311
	10.30	6,760	6,818	58	59.45	56.44	3.01	6,004
	11.00	7,780	7,782	2	60.45	57.38	3.07	6,544
	11.30	8,400	8,422	22	61.01	57.89	3.12	6,760
	12.00	9,140	9,142	2	61.61	58.50	3.11	6,976
左 流 岸 失 況 A	12.10	9,210	9,144	-66	61.52	58.56	2.96	6,784
	12.30	9,370	9,369	-1	61.50	58.68	2.82	6,382
	13.00	9,450	9,445	-5	61.52	58.75	2.77	6,328
	13.30	9,500	9,492	-8	61.51	58.79	2.72	6,211
	14.00	9,450	9,455	5	61.48	58.75	2.73	6,184
	14.30	9,200	9,188	-12	61.26	58.55	2.71	6,121
右 流 岸 失 況 B	12.30	9,370	9,360	-10	61.73	58.69	3.04	6,904
	13.00	9,450	9,446	-4	61.73	58.75	2.98	6,778
	13.20	9,480	9,433	-47	61.59	58.78	2.81	6,472
	13.30	9,500	9,473	-27	61.51	58.79	2.72	6,250
	14.00	9,450	9,469	19	61.48	58.75	2.73	6,178
	14.30	9,200	9,177	-23	61.26	58.55	2.71	6,142

量, 流出量共に既知でなければならない. この表の $*a$ 及び $*b$ がそれである. これらは次のようにして求めた. 放水路水位記録をみるに今回の出水は大出水の前に幸いにも小出水があり, 流量曲線は下降から上昇に移っている. 従つて両出水の中間で流入曲線と流出曲線とは交叉する. 計算の結果今回の場合流出曲線と流入曲線とはきわめて接近するから, この交叉点を両出水の中間最低部とみて, これを計算の出発点にとつた. すなわち $*a$ は放水路水位記録から求めたダム流出曲線における最低部6時30分における流出量で, このときの流入量 $*b$ は $*a$ に等しくおいた. 次に流出量 $*a$ に対する上流両岸水位 $*c$ を $H \sim Q$ 曲線から, 流入量 $*b$ に対するダムのない場合のダム地点水位 $*d$ を $H_0 \sim q$ 曲線から求め, これらの差としてえられる堰上げ高さ $*e$ と $*d$ とから $H_0, h \sim S$ 曲線より6時30分における貯溜量 $*f$ を求める. このようにしてえられた流入量, 流出量及び貯溜量は次の時刻7時に対する Δt (この場合30分) だけ前の状態 q_1, Q_1 及び S_1 となる. 次に7時における流出量 $*g$ (与えられた流出曲線からえたもの) に対する流入量を求めるには, 二通りの方法からえられる堰上げ高さが一致するように流入量を求めた. これは計算の概要に述べた方法と原理において同じである. まず流入量 $*h$ を仮定し, これに対するダムのない場合のダム地点水位 $*j$ 及び流出量 $*g$ に対する上流両岸水位 $*i$ を6時30分における

表—23 痕跡に一致させた第2次計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (1)

C は表—6 の 3.00 % 増, すなわち $C_1=0.721$, $C_2=0.649$, $C_3=0.412$ $\frac{\sqrt{T}}{n}=0.932$ に対するもの
m—秒単位

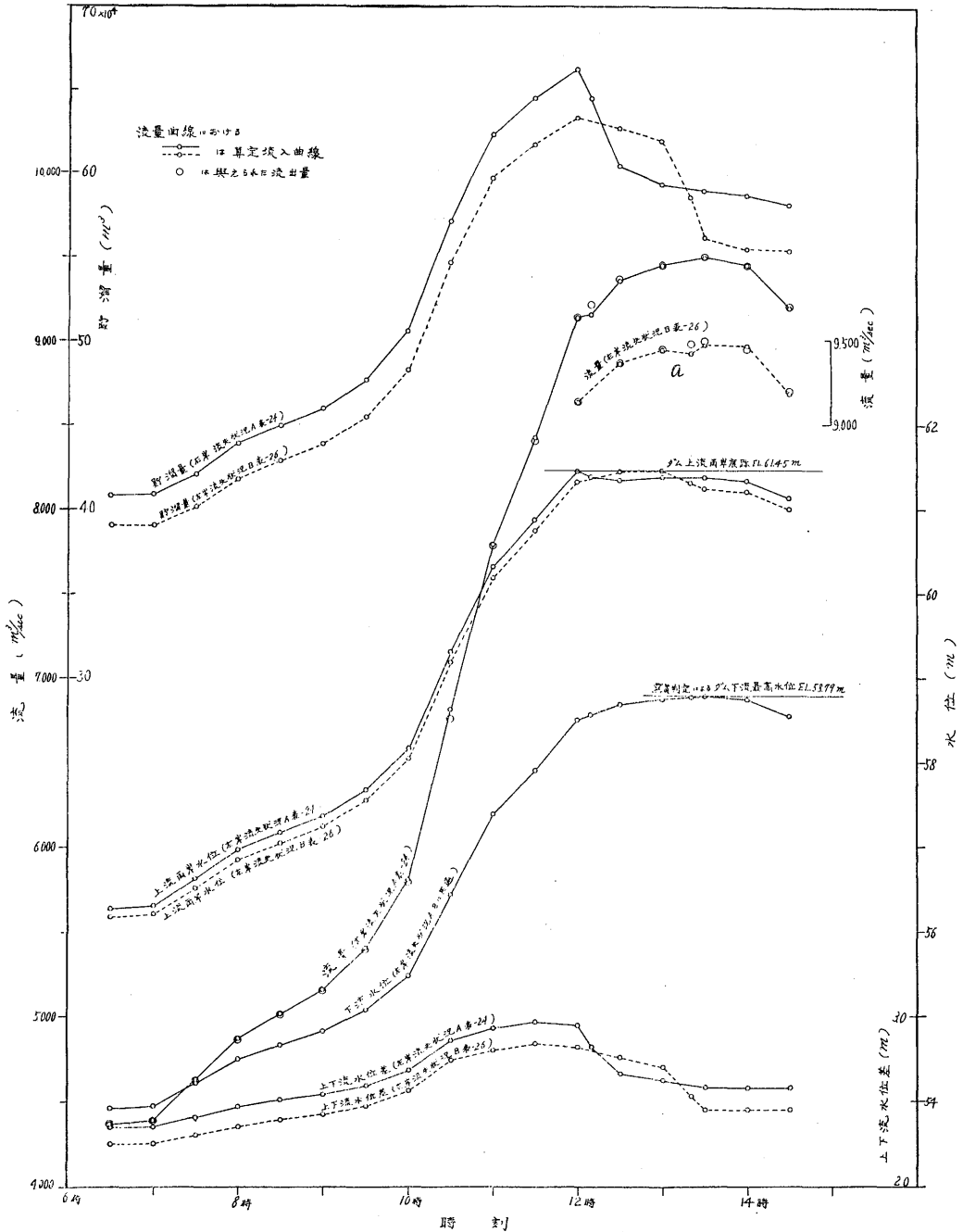
11 時 30 分 以 前		12 時 以 後		
上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q	採 用 断 面	上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q
55.45	3,789	右岸:最終流失 断 面	60.45	7,995
56.45	4,492	左岸:断 面 I	61.45	9,140
57.45	5,220		62.45	10,360
58.45	6,025	右岸:最終流失 断 面	60.45	8,130
59.45	6,895	左岸:断 面 II	61.45	9,300
60.45	7,933		62.45	10,505
61.45	9,072	右岸:最終流失 断 面	60.45	8,290
		左岸:断 面 III	61.45	9,500
			61.45	10,723
		右岸:最終流失 断 面	60.45	8,390
		左岸:断 面 IV	61.45	9,605
			61.45	10,865

と同様に求めれば, これらの差として堰上げ高さ $*k$ がえられる. また7時における Q_1 ($*a$), $q_1(*b)$, $Q_2(*g)$ 及び仮定の $q_2(*h)$ より (1) 式の左辺すなわち貯溜量の変化 $*l$ が求まり, これと7時における $S_1(*f)$ との和として貯溜量 $*m$ が求められる. ゆえにこれと $*j$ とから H_0 , $h \sim S$ 曲線より堰上げ高さ $*n$ がえられる. 以上求めた2種の堰上げ高さ $*k$, $*n$ が一致するように流入量 $*h$ を定める. このとき同時に貯溜量 $*m$ も定まる. このようにして求められた7時における流入量 q_2 及び貯溜量 S_2 は次の時刻の q_1 及び S_1 となり, 順次与えられた流出量に対する流入量を求めてゆける. この場合用いる $H \sim Q$ 曲線は表の備考に示すように 11 時 30 分以前に対しては 図—10 の 0 線を用い, 12 時以後に対しては I ~ IV の各線を左岸流失状況に 応じて用いる. たとえば左岸流失状況 A の場合は 12 時に I 線, 12 時 10 分に II 線というように使つてゆく. 表—22 は表—21 の要約であり, 列—7 の下流水位は列—3 の流出量に対し $H_0 \sim q$ 曲線よりえられた水位である.

(6) 痕跡に一致させた第2次計算

前節の計算結果, 表—22 をみるに下流最高水位は写真判定による最高水位 EL 58.79 m に一致する. これは与えられた流出曲線の最大流量 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ における水位を EL 58.79 m として $\sqrt{T}/n$ を定めたことから考えて当然のことである. しかし上流両岸最高水位が流失状況 A に対しては EL 61.61 m, 流失状況 B に対しては EL 61.73 m となり, これらは痕跡水位 EL 61.45 m と一致しない. この計算は流量係数 C の値を仮定して行つた結果であつて, 一般に C を大にすると貯溜量は減じて上流水位は低くなり, C を小にすると

図—15 痕跡に一致させた計積結果の図
流出曲線は発電所放水路水位記録からえられた流量曲線。
a 線は流量軸のみを下方にずらしたもので、この12時以
前は左岸流失状況Aにほとんど一致するから省略した



表—24 痕跡に一致させた第2次計算 (1)

但し左岸流失状況Aで、上下流最高水位の計算値を痕跡に一致させたもの。

$H_0 \sim q$ 曲線は表—4 (図—6), $H \sim Q$ 曲線は表—23,

$H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14)。

時 刻 時 分	与えられ た流出量 Q	算 入 量 流 入 量 q	流量差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流 水位差 $H-H_0'$	貯 溜 量 S ($\times 10^3$)
6.30	4,370	4,370	0	56.28	53.93	2.35	4,081
7.00	4,390	4,391	1	56.31	53.96	2.35	4,090
7.30	4,620	4,632	12	56.63	54.22	2.41	4,207
8.00	4,860	4,868	8	56.97	54.50	2.47	4,387
8.30	5,010	5,014	4	57.17	54.66	2.51	4,495
9.00	5,150	5,157	7	57.36	54.82	2.54	4,594
9.30	5,390	5,402	12	57.67	55.08	2.59	4,765
10.00	5,790	5,810	20	58.16	55.48	2.68	5,053
10.30	6,760	6,813	53	59.30	56.44	2.86	5,710
11.00	7,780	7,785	5	60.31	57.38	2.93	6,232
11.30	8,400	8,420	20	60.87	57.89	2.98	6,457
12.00	9,140	9,139	-1	61.45	58.50	2.95	6,628
12.10	9,210	9,153	-57	61.38	58.56	2.82	6,454
12.30	9,370	9,358	-12	61.34	58.68	2.66	6,040
13.00	9,450	9,450	0	61.36	58.75	2.61	5,932
13.30	9,500	9,496	-4	61.37	58.79	2.58	5,896
14.00	9,450	9,451	1	61.33	58.75	2.58	5,869
14.30	9,200	9,192	-8	61.12	58.55	2.57	5,806

表—25 痕跡に一致させた第2次計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (2)

C は表—6 の 5.71 % 増, すなわち $C_1=0.740$, $C_2=0.666$, $C_3=0.423$ $\frac{\sqrt{I}}{n}=0.932$ に対するもの。
m—秒単位

11 時 30 分 以 前		12 時 以 後		
上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q	採 用 断 面	上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q
55.45	3,854	右岸:最終流失 断 面	60.45	8,135
56.45	4,566	左岸:断面 I	61.45	9,300
57.45	5,310		62.45	10,520
58.45	6,125	右岸:最終流失 断 面	60.45	8,265
59.45	7,014	左岸:断面 II	61.45	9,450
60.45	8,070		62.45	10,660
61.45	9,230	右岸:最終流失 断 面	60.45	8,430
		左岸:断面 III	61.45	0,657
			62.45	10,890
		右岸:最終流失 断 面	60.45	8,530
		左岸:断面 IV	61.45	9,765
			62.45	11,015

貯溜量は増加して上流水位は高くなる。従つて C を適当に変えることにより上流両岸最高水位を痕跡に一致させることができる。

いま流失状況Aに対して、痕跡に一致する様に $C_1 \sim C_3$ を一様に 3.00 % 増加させ、図—9a, 9b のようにして $H \sim Q$ 曲線 (表—23) を求め、表—21 と同様にして流入曲線を計算

表—26 痕跡に一致させた第2次計算 (2)

但し左岸流失状況Bで、上下流最高水位の計算値を痕跡に一致させたもの。

$H_0 \sim q$ 曲線は表—4 (図—6), $H \sim Q$ 曲線は表—25,

$H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

時刻 時 分	与えられ た流出量 Q	算 定 量 流 入 量 q	流量差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流水 位差 $H-H_0'$	貯 溜 量 S ($\times 10^2$)
6.30	4,370	4,370	0	56.18	53.93	2.25	3,908
7.00	4,390	4,390	0	56.21	53.96	2.25	3,908
7.30	4,620	4,632	12	56.52	54.22	2.30	4,016
8.00	4,860	4,866	6	56.85	54.50	2.35	4,178
8.30	5,010	5,016	6	57.05	54.66	2.39	4,286
9.00	5,150	5,155	5	57.24	54.82	2.42	4,385
9.30	5,390	5,403	13	57.55	55.08	2.47	4,547
10.00	5,790	5,808	18	58.04	55.48	2.56	4,826
10.30	6,760	6,813	53	59.18	56.44	2.74	5,465
11.00	7,780	7,783	3	60.13	57.38	2.80	5,969
11.30	8,400	8,420	20	60.74	57.89	2.85	6,176
12.00	9,140	9,138	-2	61.32	58.50	2.82	6,338
12.30	9,370	9,365	-5	61.44	58.69	2.75	6,275
13.00	9,450	9,446	-4	61.45	58.75	2.70	6,194
13.20	9,480	9,427	-53	61.31	58.78	2.53	5,852
13.30	9,500	9,475	-25	61.24	58.79	2.45	5,618
14.00	9,450	9,467	17	61.20	58.75	2.45	5,546
14.30	9,200	9,182	-18	61.00	58.55	2.45	5,537

すれば表—24並びに図—15となる。流失状況Bに対しても同様にして、 $C_1 \sim C_3$ を5.71%増加させ、 $H \sim Q$ 曲線(表—25)を求め流入曲線を計算すれば表—26並びに図—15となる。以上により、上下流最高水位の計算値を、それらの痕跡に一致させることができた。

この結果よりみるに、今回の夜明ダムの場合、流出曲線と流入曲線とはきわめて接近して上昇及び下降をし、左岸の流失の影響も $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以内となる。以上の計算に用いた流出曲線は発電所放水路水位記録からえられたもので12時から最大流出量の時刻13時30分迄の間を滑らかな曲線で結んでいる。しかし、流出曲線が滑らかであれば流失の影響は流入曲線にあらわれ、これが不規則な形状となつて算出される。従つて、いまの場合流出流入両曲線の相対的变化をみて流失の影響を判定するのであるから、流出曲線を滑らかにしたことが、流失の影響判定の障害とはならないものと考えらる。

(C) 係数などを変えた計算

計算(B)においては、 $H_0 \sim q$ 曲線、 $H \sim Q$ 曲線及び $H_0, h \sim S$ 曲線に含まれるマン・イング式における $\sqrt{I}/n$ はダム下流側の最高水位と最大流出量とから求め、 $H \sim Q$ 曲線に含まれる流量係数 C は計算の結果えられる上流両岸水位が痕跡に一致するように定めた。従つてダム上下流最高水位の実測値及び最大流出量の推定値に誤差があれば、 $\sqrt{I}/n, C$ の値は異つてくるから計算結果も異つてくるであらう。ゆえにこれら係数が変化した場合でも(B)の結論に影響がないかどうかを調べてみる必要がある。このために上記資料にとらわれずに、係数を一応考えられる範囲に変えて、今度は流入曲線から流出曲線を求めてみ

表—27 仮定流入曲線
m—秒単位

(1) 月 日	(2) 時 分	(3) 仮定流入 曲 線 a	(4) 仮定流入 曲 線 b
6.26	6.30	4,370	4,370
	7.00	4,390	4,390
	7.30	4,630	4,630
	8.00	4,870	4,870
	8.30	5,020	5,020
	9.00	5,160	5,160
	9.30	5,400	5,400
	10.00	5,810	5,810
	10.30	6,810	6,810
	11.00	7,780	7,780
	11.30	8,420	8,420
	12.00	9,140	10,000
	12.10	9,220	10,000
	12.30	9,370	10,000
	13.00	9,450	10,000
	13.20	9,480	9,500
	13.30	9,500	9,200
	14.00	9,470	8,500
	14.30	9,180	8,000

表—28 係数などを変えた計算の $H_0 \sim q$ 曲線の表

列—(4)は水位 E L 58.79 m で
流量 10,000 m³/s とした場合

すなわち $\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.981$ に対するもの。

列—(5)は水位 E L 58.79 m で
流量 9,000 m³/s とした場合

すなわち $\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.883$ に対するもの。

m—秒単位

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
水位 (標高) H_0	断面積 A	径深 R	流 量 $q = \left(\frac{\sqrt{I}}{n}\right) AR^{\frac{2}{3}}$	流 量 $q = \left(\frac{\sqrt{I}}{n}\right) AR^{\frac{2}{3}}$
53.00	1,070	6.85	3,786	3,408
54.00	1,222	7.66	4,660	4,194
55.00	1,377	8.45	5,606	5,042
56.00	1,534	9.25	6,634	5,970
57.00	1,692	10.06	7,737	6,963
58.00	1,866	10.96	8,979	8,081
58.79	2,010	11.42	10,000	9,000
59.00	2,050	11.59	10,271	9,243
60.00	2,239	12.18	11,608	10,448
61.00	2,420	12.99	13,120	11,808

表—29 係数などを変えた計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (1)

Cは表—25の10%減, $\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.981$ に対するもの。

m—秒単位

11 時 30 分 以 前		12 時 以 後		
上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q	採 用 断 面	上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q
55.45	3,652	右岸:最終流失 断 面 左岸:断 面 I	60.45	7,700
56.45	4,329		61.45	8,787
57.45	5,021		62.45	10,000
58.45	5,800	右岸:最終流失 断 面 左岸:断 面 II	60.45	7,840
59.45	6,633		61.45	9,958
60.45	7,639		62.45	10,197
61.45	8,715	右岸:最終流失 断 面 左岸:断 面 III	60.45	8,015
			61.45	9,176
			62.45	10,413
		右岸:最終流失 断 面 左岸:断 面 IV	60.45	8,105
			61.45	9,278
			62.45	10,566

る。前と逆に流入曲線から流出曲線を求めた理由は、計算(B)は滑らかな流出曲線に対し不規則な流入曲線を求めたもので、相対的比較をすれば、流失の影響判定には支障はないといえ、不自然な感を与えるから、今度は滑らかな流入曲線に対して左岸流失の影響

表—30 係数などを変えた計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (2)

C は表—25 の 10 % 減, $\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.883$ に対するもの.

m—秒単位

11 時 30 分 以 前		12 時 以 後		
上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q	採 用 断 面	上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q
55.45	3,531	右岸：最終流失 断 面	60.45	7,450
56.45	4,183	左岸：断 面 I	61.45	8,510
57.45	4,854		62.45	9,650
58.45	5,612	右岸：最終流失 断 面	60.45	7,580
59.45	6,421	左岸：断 面 II	61.45	8,662
60.45	7,391		62.45	9,803
61.45	8,447	右岸：最終流失 断 面	60.45	7,730
		左岸：断 面 III	61.45	8,854
			62.45	10,010
		右岸：最終流失 断 面	60.45	7,820
		左岸：断 面 IV	61.45	8,951
			62.45	10,141

表—31 係数などを変えた計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (3)

C は表—25 の 10 % 増, $\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.981$ に対するもの.

m—秒単位

11 時 30 分 以 前		12 時 以 後		
上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q	採 用 断 面	上流両岸水位 H (標 高)	ダ ム 流 出 量 Q
55.45	4,109	右岸：最終流失 断 面	60.45	8,810
56.45	4,943	左岸：断 面 I	61.45	10,070
57.45	5,746		62.45	11,359
58.45	6,624	右岸：最終流失 断 面	60.45	8,945
59.45	7,593	左岸：断 面 II	61.45	10,229
60.45	8,743		62.45	11,499
61.45	10,011	右岸：最終流失 断 面	60.45	9,120
		左岸：断 面 III	61.45	10,432
			62.45	11,723
		右岸：最終流失 断 面	60.45	9,220
		左岸：断 面 IV	61.45	10,555
			62.45	11,861

による不規則な流出曲線をめようと考えたからである.

流入曲線は計算 (B) で算出した流入曲線 (表—24, 表—26) を参考としてえられた表—27の列—3 (仮定流入曲線 a) によつたが, 更にまた発電所放水路水位記録に誤差があるか, または水位記録からダム流出曲線を求めたとき仮定した最大流出量 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ が異つているかして, 今回の洪水曲線が表—3 と相違していたとした場合の影響も考えてみるた

表—32 係数などを変えた計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (4)

C は表—25 の 10% 増, $\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.883$ に対するもの.

m—秒単位

11 時 30 分 以 前		12 時 以 後		
上流兩岸水位 H (標 高)	ダム 流 出 量 Q	採 用 断 面	上流兩岸水位 H (標 高)	ダム 流 内 量 Q
55.45	3,997	右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 I	60.45	8,470
56.45	4,742		61.45	9,680
			62.45	10,825
57.45	4,527	右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 II	60.45	8,590
58.45	6,351		61.45	9,811
			62.45	10,950
59.45	7,299	右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 III	60.45	8,740
60.45	8,405		61.45	9,985
			62.45	11,134
61.45	9,634	右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 IV	60.45	8,840
			61.45	10,115
			62.45	11,241

表—33 係数などを変えた計算の $H \sim Q$ 曲線の表 (5)

C は左岸のコアより岸側流失部を 1.0,
その他の部分を表—25 の 10% 減.

$\frac{\sqrt{I}}{n} = 0.981$ に対するもの.

ここに 11 時 30 分以前の $H \sim Q$ 曲線は
表—29 と同様である.

m—秒単位

12 時 以 後		
採 用 断 面	上流兩岸水位 H (標 高)	ダム 流 出 量 Q
右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 I	60.45	7,720
	61.45	8,825
	62.45	10,050
右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 II	60.45	7,930
	61.45	9,080
	62.45	10,333
右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 III	60.45	8,185
	61.45	9,390
	62.45	10,654
右岸：最終流失 断 面 左岸：断面 IV	60.45	8,310
	61.45	9,535
	62.45	10,816

めに, 流入曲線を, 最大流入量 10,000 m^3/s とし, 形状も 12 時以後を任意に変えた 表—27 の列—4 (假定流入曲線 b) にとつてこれに対しても計算した.

$\frac{\sqrt{I}}{n}$ を定めるために, ダム下流側最高水位は (B) と同じく EL 58.79 m にとり, 最大流量は 10,000 m^3/s 及び 9,000 m^3/s の 2 種を採用した.

$\frac{\sqrt{I}}{n}$ の値は前者に対しては 0.981, 後者に対しては 0.883 となる. これにより $H_0 \sim q$ 曲線として表—28 をうる.

流量係数 C は表—25 の C を一様に 10% 増した値及び減じた値を用いた.

以上 2 種の C と 2 種の $\frac{\sqrt{I}}{n}$ との組合せ 4 組により $H \sim Q$ 曲線 (表—29 ~ 32) をうる. 又 C を上記のように一様

に増減させず, 左岸流失部流量を相対的に大にして左岸流失の影響を大に見積るために, 左岸コアより岸側の流失部の C を大きく 1.0 とし, その他の部分の C を小さく表—25

表—34 係数を変えた計算(1)

C を小, $\sqrt{T/n}$ を大にした場合, すなわち

流入曲線は表—27の列—3, $H_0 \sim q$ 曲線は表—28の列—4,

$H \sim Q$ 曲線は表—29, $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

流失状況	時刻 (時分)	仮 流入 量 q	算 流出 量 Q	流量差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流水 位 差 $H-H_0'$	貯溜量 S ($\times 10^2$)
	6.30	4,370	4,370	0	56.51	53.68	2.83	4,875
	7.00	4,390	4,389	1	56.54	53.70	2.84	4,884
	7.30	4,630	4,613	17	56.87	53.95	2.92	5,046
	8.00	4,870	4,862	8	57.23	54.22	3.01	5,271
	8.30	5,020	5,014	6	57.44	54.38	3.06	5,397
	9.00	5,160	5,153	7	57.63	54.53	3.10	5,514
	9.30	5,400	5,387	13	57.93	54.77	3.16	5,694
	10.00	5,810	5,788	22	58.43	55.18	3.25	6,009
	10.30	6,810	6,746	46	59.56	56.10	3.46	6,783
	11.00	7,780	7,773	7	60.58	57.02	3.56	7,422
	11.30	8,420	8,394	26	61.16	57.54	3.62	7,719
	12.00	9,140	9,137	3	61.75	58.12	3.63	7,980
左流 岸失 状況 A	12.10	9,220	9,280	-60	61.72	58.24	3.48	7,803
	12.30	9,370	9,380	-10	61.62	58.31	3.31	7,380
	13.00	9,450	9,449	1	61.64	58.37	3.27	7,290
	13.30	9,500	9,508	-8	61.64	58.41	3.23	7,227
	14.00	9,470	9,466	4	61.60	58.38	3.22	7,191
	14.30	9,180	9,192	-12	61.38	58.17	3.21	7,119
左流 岸失 状況 B	12.30	9,370	9,380	-10	61.86	58.31	3.55	7,917
	13.00	9,450	9,454	-4	61.86	58.37	3.49	7,781
	13.20	9,480	9,527	-47	61.74	58.43	3.31	7,475
	13.30	9,500	9,527	-27	61.65	58.43	3.22	7,253
	14.00	9,470	9,452	18	61.59	58.37	3.22	7,172
	14.30	9,180	9,203	-23	61.39	58.18	3.21	7,127

の10%減の値とした. なお $\sqrt{T/n}$ は 0.981 とした. かくして求めた $H \sim Q$ 曲線は表—33である. $H \sim Q$ 曲線を求める場合の接近流速水頭は表—7及び表—10を用いた.

次に $H_0, h \sim S$ 曲線を考える. この曲線に含まれる係数は $\sqrt{T/n}$ 及び粗度係数 n であつて, これらが変化すれば, 同一のダム地点水位に対してダム上流の水位曲線の勾配が変化し, $H_0, h \sim S$ 曲線は変化する. しかし, この変化は図—14の各線が平行に左右に移動する傾向のものであるから水位の変化に対する貯溜量の変化をとつた場合, あまり変らない結果となる. 従つて貯溜量の変化が問題となる本計算に対しては $\sqrt{T/n}$ 及び n による $H_0, h \sim S$ 曲線の変化の影響は小さいものと思われるので, $H_0, h \sim S$ 曲線は前章と同じく図—14を用いた.

以上求められた仮定流入曲線, $H_0 \sim q$ 曲線, $H \sim Q$ 曲線及び $H_0, h \sim S$ 曲線を用いて, 左岸流失状況A, Bの2通りに対し, 流出曲線を求める. 流入曲線から流出曲線を求める計算は表—21の列—(4)が与えられて, 列—(3)を定めてゆくのであつて, 計算過程は表—21と同様である. このようにして流出曲線を求めた結果は表—34~39である.

これらの表から, 比較のため流量のみをとり出して図示したのが図—16である. 同様に

表—35 係 数 を 変 え た 計 算 (2)

 C を小, $\sqrt{I}/n$ を小にした場合, すなわち流入曲線は表—27 の列—3, $H_0 \sim q$ 曲線は表—28 の列—5, $H \sim Q$ 曲線は表—30, $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

流失状況	時 刻 (時分)	仮 定 量 流 入 量 q	算 定 量 流 出 量 Q	流 量 差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流水 位 差 $H-H_0'$	貯 溜 量 S ($\times 10^3$)
	6.30	4,370	4,370	0	56.74	54.21	2.53	4,454
	7.00	4,390	4,389	1	56.77	54.24	2.53	4,463
	7.30	4,630	4,616	14	57.10	54.51	2.59	4,598
	8.00	4,870	4,860	10	57.46	54.79	2.67	4,814
	8.30	5,020	5,015	5	57.67	54.97	2.70	4,949
	9.00	5,160	5,152	8	57.86	55.12	2.74	5,066
	9.30	5,400	5,388	12	58.17	55.37	2.80	5,246
	10.00	5,810	5,790	20	58.68	55.81	2.87	5,534
	10.30	6,810	6,759	51	59.82	56.79	3.03	6,173
	11.00	7,780	7,776	5	60.82	57.74	3.08	6,677
	11.30	8,420	8,398	22	61.41	58.28	3.13	6,920
	12.00	9,140	9,139	1	62.01	58.91	3.10	7,127
左流 岸失 状 況 A	12.10	9,220	9,278	-58	62.00	59.03	2.97	6,956
	12.30	9,370	9,382	-12	61.92	59.11	2.81	6,536
	13.00	9,450	9,452	-2	61.93	59.17	2.76	6,428
	13.30	9,500	9,509	-9	61.93	59.22	2.71	6,329
	14.00	9,470	9,465	5	61.89	59.18	2.71	6,293
	14.30	9,180	9,191	-13	61.66	58.95	2.71	6,293
左流 岸失 状 況 B	12.30	9,370	9,378	-8	62.15	59.11	3.04	7,064
	13.00	9,450	9,456	-6	62.15	59.17	2.98	6,928
	13.20	9,480	9,525	-45	62.04	59.23	2.81	6,622
	13.30	9,500	9,535	-35	61.95	59.24	2.71	6,382
	14.00	9,470	9,446	24	61.88	59.16	2.72	6,283
	14.30	9,180	9,207	-27	61.67	58.97	2.70	6,256

上下流の水位及び水位差に対しては図—17, 貯溜量に対しては図—18 である. 図示にあたって接近した曲線に対しては, 何れか一本を描き, 他を省略した.

これらの表及び図から, 各変数の変化が流出流入両曲線の相対的变化に及ぼす影響を考察すれば次のようになる.

(1) $\sqrt{I}/n$ を変えた場合

表—34 と表—35, すなわち図—16~18 の 1 線と 2 線及び表—36 と表—37 すなわち図—16~18 の 3 線と 4 線を対照するに, $\sqrt{I}/n$ は上下流の水位, 水位差, 貯溜量には影響するが, 貯溜量の変化, 流入流出両曲線の相対的变化に及ぼす影響はほとんどない.

(2) C を変えた場合(a) C を一様に変えた場合

表—34 と表—36 すなわち図—16~18 の 1 線と 3 線及び表—35 と表—37 すなわち図—16~18 の 2 線と 4 線を対照するに, C は上流水位, 水位差, 貯溜量に大きな影響を及ぼす. しかし下流水位, 貯溜量の変化, 流出流入両曲線の相対的变化には C が小になれば大になる傾向にはあるがそれはわずかであつて, 影響は軽少とみてよい.

表—36 係数を変えた計算(3)

C を大, $\sqrt{I}/n$ を大にした場合, すなわち

流入曲線は表—27の列—3, $H_0 \sim q$ 曲線は表—28の列—4,

$H \sim Q$ 曲線は表—31, $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

流失状況	時刻 (時分)	仮流入量 q	算出量 Q	流量差 $q-Q$	上流両岸水位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流 水位差 $H-H_0'$	貯溜量 S ($\times 10^3$)
	6.30	4,370	4,370	0	55.70	53.68	2.02	3,482
	7.00	4,390	4,389	1	55.73	53.70	2.03	3,491
	7.30	4,630	4,619	11	56.03	53.96	2.07	3,599
	8.00	4,870	4,867	3	56.34	54.23	2.11	3,725
	8.30	5,020	5,014	6	56.54	54.38	2.16	3,806
	9.00	5,160	5,156	4	56.72	54.53	2.19	3,896
	9.30	5,400	5,389	11	57.01	54.77	2.24	4,031
	10.00	5,810	5,791	19	57.51	55.18	2.33	4,301
	10.30	6,810	6,767	43	58.60	56.11	2.49	4,859
	11.00	7,780	7,763	17	59.61	57.01	2.60	5,399
	11.30	8,420	8,413	7	60.17	57.56	2.61	5,615
	12.00	9,140	9,137	3	60.72	58.12	2.60	5,705
左岸流失 状況 A	12.10	9,220	9,274	-54	60.70	58.23	2.47	5,552
	12.30	9,370	9,373	-3	60.65	58.30	2.35	5,210
	13.00	9,450	9,455	-5	60.67	58.37	2.30	5,138
	13.30	9,500	9,505	-5	60.66	58.41	2.25	5,048
	14.00	9,470	9,466	4	60.64	58.38	2.26	5,039
	14.30	9,180	9,189	-7	60.42	58.16	2.26	4,994
左岸流失 状況 B	12.30	9,370	9,378	-8	60.84	58.31	2.53	5,660
	13.00	9,450	9,457	-7	60.84	58.37	2.47	5,525
	13.20	9,480	9,518	-33	60.76	58.42	2.34	5,285
	13.30	9,500	9,530	-30	60.68	58.43	2.25	5,096
	14.00	9,470	9,451	19	60.62	58.37	2.25	4,997
	14.30	9,180	9,198	-18	60.43	58.17	2.26	5,006

(b) 左岸流失部の C を相対的に大にした場合

表—34と表—38すなわち図—16~18の1線と5線とを対照するに、左岸コアより岸側流失部の C を相対的に大にすれば左岸流失による貯溜量の変化は大となり流出量が流入量を超過する量も大となる。しかし表—38の C 以上に左岸コアより岸側流失部の C を相対的に大にすることはできず従つて流出量が流入量を超過する量もこの程度をこえないものと考えられる。

(3) 流入曲線を変えた場合

表—34と表—39すなわち図—16~18の1線と6線とを対照するに流入曲線が変化すれば、流入流出両曲線の相対的变化にある程度の影響を及ぼすが、それ程顕著なものではない。

(4) 本章の結果

以上の結果からみるに、流入曲線と流出曲線との相対的变化に対する $\sqrt{I}/n$, C 及び流入曲線の影響は小であることがわかる。すなわち上下流の最高水位の実測値、水位記録、推定最大流量などに多小の誤差があつた場合でも、このために流入曲線と流出曲線との相

表—37 係 数 を 変 え た 計 算 (4)

C を大, $\sqrt{T/n}$ を小にした場合, すなわち

流入曲線は表—27 の列—3, $H_0 \sim q$ 曲線は表—28 の列—5,

$H \sim Q$ 曲線は表—32, $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

流失状況	時 刻 (時分)	仮 流 入 量 q	算 流 出 量 Q	流 量 差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上 下 流 水 位 差 $H-H_0'$	貯 溜 量 S ($\times 10^2$)
	6. 30	4,370	4,370	0	55.95	54.21	1.74	3,066
	7. 00	4,390	4,380	1	55.98	54.24	1.74	3,075
	7. 30	4,630	4,623	7	56.29	54.52	1.77	3,147
	8. 00	4,870	4,863	7	56.61	54.79	1.82	3,273
	8. 30	5,020	5,018	2	56.81	54.97	1.84	3,354
	9. 00	5,160	5,154	6	56.98	55.12	1.86	3,426
	9. 30	5,400	5,391	9	57.28	55.38	1.90	3,561
	10. 00	5,810	5,793	17	57.78	55.81	1.97	3,795
	10. 30	6,810	6,772	38	58.91	56.80	2.11	4,290
	11. 00	7,780	7,774	6	59.90	57.74	2.16	4,686
	11. 30	8,420	8,413	7	60.46	58.30	2.16	4,803
	12. 00	9,140	9,143	- 3	61.01	58.91	2.10	4,839
左岸流失 状況 A	12. 10	9,220	9,274	-54	61.01	59.02	1.99	4,668
	12. 30	9,370	9,374	- 4	60.96	59.10	1.86	4,320
	13. 00	9,450	9,460	-10	60.97	59.18	1.79	4,194
	13. 30	9,500	9,501	- 1	60.96	59.21	1.75	4,095
	14. 00	9,470	9,470	0	60.94	59.19	1.75	4,086
	14. 30	9,180	9,178	2	60.72	58.94	1.78	4,104
左岸流失 状況 B	12. 30	9,370	9,378	- 8	61.15	59.11	2.04	4,749
	13. 00	9,450	9,457	- 7	61.16	59.17	1.99	4,614
	13. 20	9,480	9,511	-31	61.07	59.22	1.85	4,386
	13. 30	9,500	9,541	-41	60.99	59.24	1.75	4,170
	14. 00	9,470	9,442	28	60.92	59.16	1.76	4,086
	14. 30	9,180	9,201	-21	60.73	58.96	1.77	4,116

対的变化の量が大きく変動するということはないといえる。

IV. 左岸流失断面について

左岸流失断面積を全通水断面積と比較してみるに, 上流両岸水位 EL 61.45 m において, 全通水断面積は $1,851 \text{ m}^2$ である. 但しこの値は, 左岸は図—7 の断面 ABC, 右岸は図—8 の断面 ABC をとつたものであり, 水門の格子部の断面積は加算していない. 次に 12 時以後の左岸流失断面積, すなわち図—7 の断面 AB の I より IV までの断面積は 140 m^2 である. 従つて全通水断面積に対する 12 時以後の左岸流失断面積の比は 7.6 % 程度である.

V. む す び

この問題を解くにあつての資料蒐集は困難をきわめたが, 各方面の協力, 数回にわたる実地踏査及び調査委員会による討議で, 以上の如くかなり正確な基礎資料を求めた. これらの資料にもとづいて, まず発電所放水路水位記録からえられたダム流出曲線に対し流入曲線を求めた. この場合上下流最高水位の計算値が, それらの痕跡に一致するよう

表—38 係数を変えた計算(5)

左岸コアより岸側流失部の C を相対的に大にした場合、すなわち

流入曲線は表—27の列—3, $H_0 \sim q$ 曲線は表—28の列—4,

$H \sim Q$ 曲線は表—33, $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

流失状況	時刻 (時分)	仮 流入 量 q	算 流出 量 Q	流 量 差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流 水位差 $H-H_0'$	貯溜量 S ($\times 10^3$)
左岸 流失 状況 A	11.30	8,420	8,394	26	61.16	57.54	3.62	7,719
	12.00	9,140	9,146	-6	61.71	58.13	3.58	7,899
	12.10	9,220	9,310	-90	61.63	58.26	3.37	7,611
	12.30	9,370	9,385	-15	61.44	58.32	3.12	6,981
	13.00	9,450	9,450	0	61.44	58.37	3.07	6,846
	13.30	9,500	9,510	-10	61.43	58.42	3.01	6,756
	14.00	9,470	9,464	6	61.39	58.38	3.01	6,720
	14.30	9,180	9,194	-14	61.17	58.17	3.00	6,648

(註) 時刻11時30分以前は表—34と同じ。

表—39 流入曲線及び係数を変えた計算

流入曲線は表—27の列—4, $H_0 \sim q$ 曲線は表—28の列—4,

$H \sim Q$ は表—29, $H_0, h \sim S$ 曲線は表—20 (図—14).

m—秒単位

流失状況	時刻 (時分)	仮 流入 量 q	算 流出 量 Q	流 量 差 $q-Q$	上流両岸 水 位 H (標高)	下流水位 H_0' (標高)	上下流 水位差 $H-H_0'$	貯溜量 S ($\times 10^3$)
左岸 流失 状況 A	11.30	8,420	8,394	26	61.16	57.54	3.62	7,719
	12.00	10,000	9,964	36	62.42	58.76	3.66	8,277
	12.10	10,000	10,082	-82	62.36	58.86	3.50	8,139
	12.30	10,000	10,006	-6	62.13	58.80	3.33	7,611
	13.00	10,000	10,008	-8	62.07	58.80	3.27	7,485
	13.30	9,200	9,228	-28	61.41	58.20	3.21	7,161
	14.00	8,500	8,509	-9	60.80	57.64	3.16	6,828
	14.30	8,000	8,009	-9	60.37	57.23	3.14	6,666

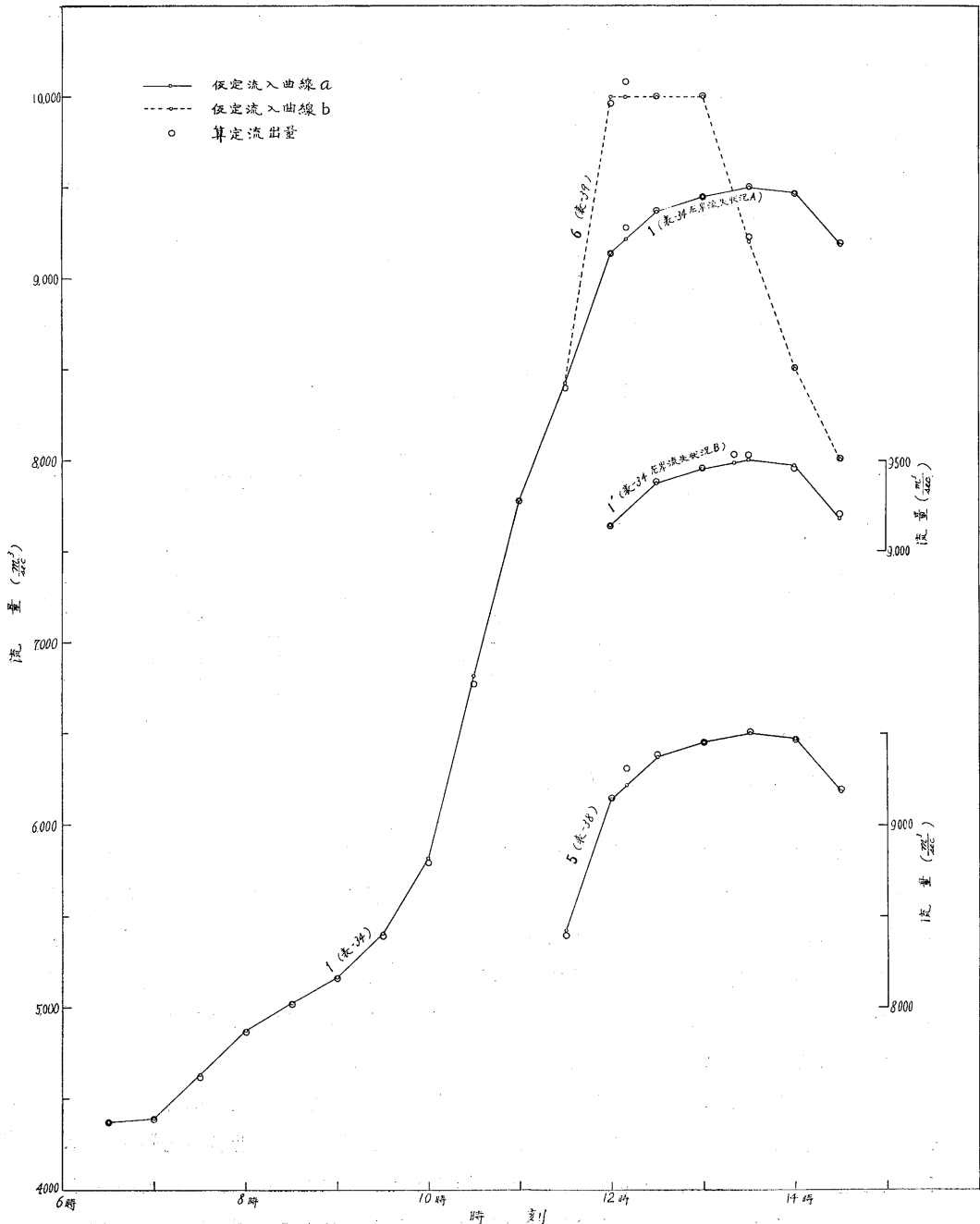
(註) 時刻11時30分以前は表—34と同じ。

に計算した。この計算により、今回の洪水の場合の知りうるデータを、一応満足させた流出曲線及び流入曲線をえた。次に以上の計算における各種のデータは当然にいくつかの誤差を含む。この場合、データの変化が結果に如何ほどの影響を与えるかを検討するため各係数や流入曲線を一応考えられる範囲に変えて、今度は流入曲線から流出曲線を求める計算を行つた。これにより、係数などを考えられる範囲内で変動させても結論には影響を及ぼさないことを確かめた。更にまた左岸流失断面積を考察した。

以上の結果からみるに、今回の夜明ダムの場合貯溜作用が少なく、流出曲線と流入曲線とはきわめて接近する。しかして、左岸流失状況Aに対しては、流入曲線の上昇期において、流出量が流入量を超過する量が $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度となり、従つて流出曲線の上昇が流入曲線の上昇より急になる現象も、その程度はわずかとなる。またこの場合時間的のズレに

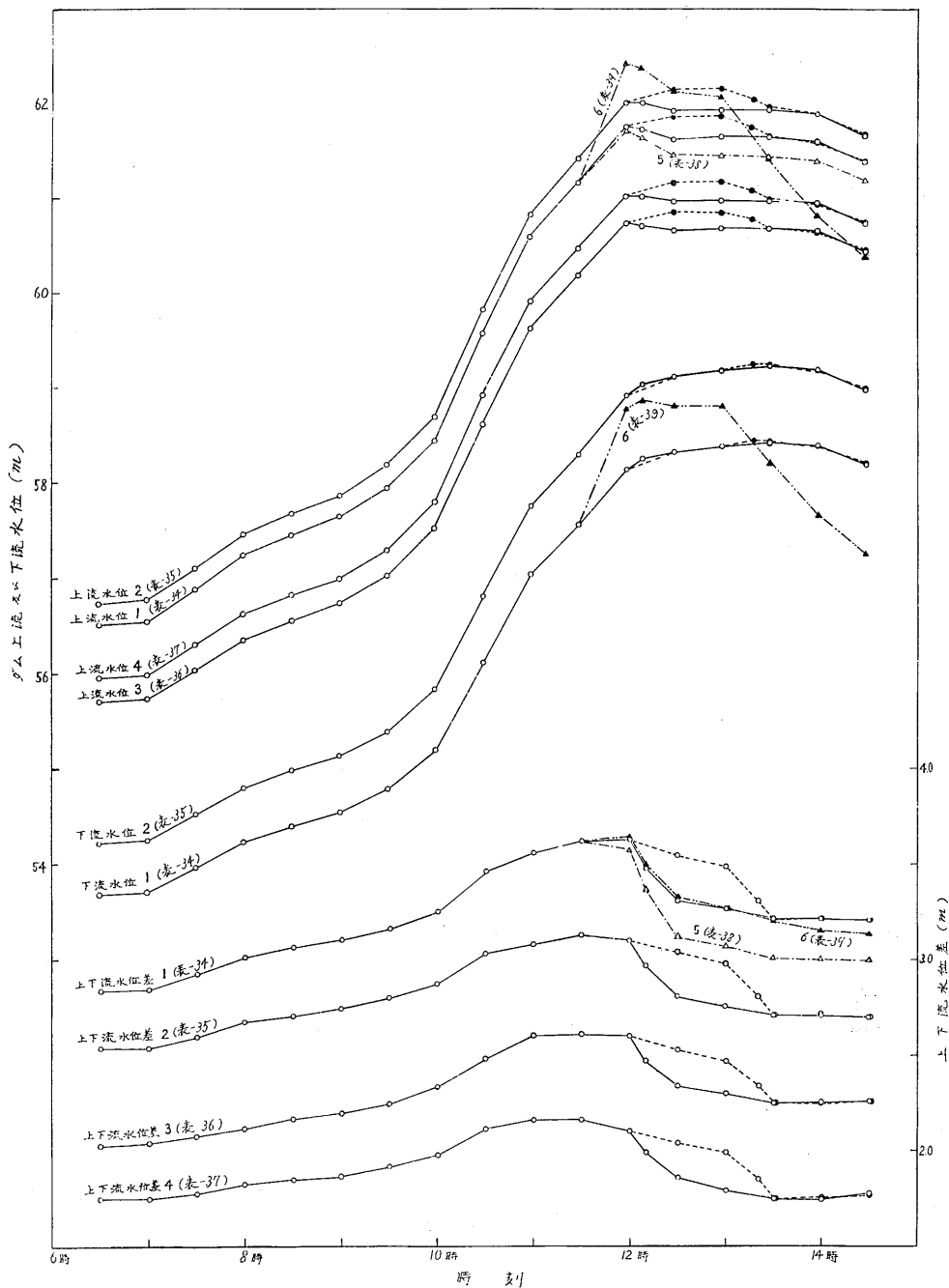
図—16 係数などを変えた計算結果の図(流量)

1' 及び 5 線は流量軸のみを下方にずらしたもので、1' 線の 12 時以前及び 5 線の 11 時 30 分以前は 1 線に同じ。2 (表—35), 3 (表—36), 4 (表—37) の各線はほとんど 1 及び 1' 線に一致するから省略した。

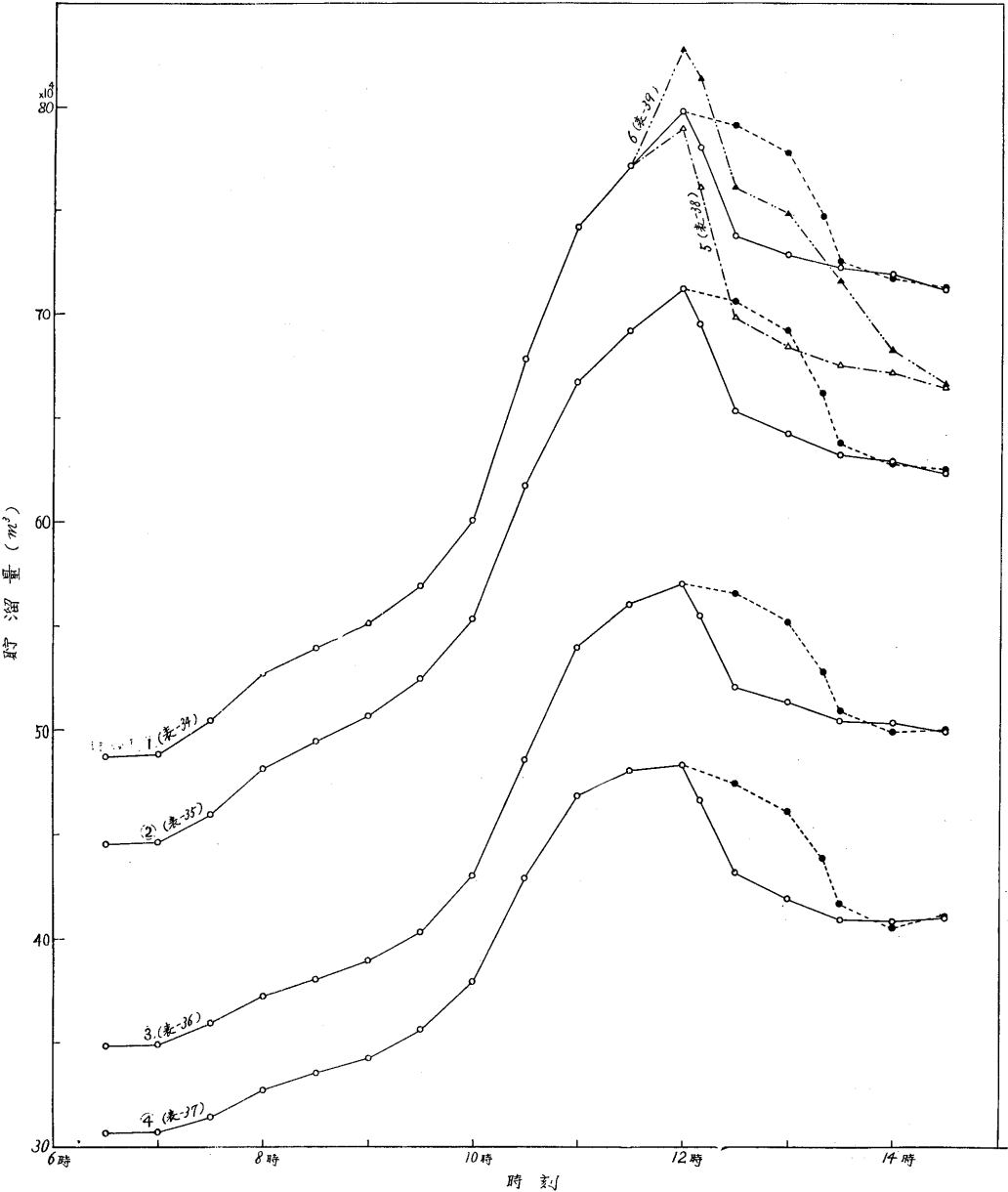


図—17 係数などを変えた計算結果の図(水位)

1～4線の12時以後の実線は左岸流失状況A, 点線は左岸流失状況B. 下流水位3(表—36), 5(表—38)は下流水位1に, 下流水位4(表—37)は下流水位2にそれぞれほとんど一致するから省略した。



図—18 係数などを変えた計算結果の図 (貯溜量)
1 ~ 4 線の 12 時以後の実線は左岸流失状況 A, 点線は左岸流失状況 B.



より、最大流量に及ぼす影響はほとんど認められなくなる。また、かりに最大流入量の時刻と左岸流失の最盛期とが一致したと考えた場合、すなわち左岸流失状況Bに対しても最大流量の増加は $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度で、これは最大洪水量 $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては、わずかに1%内外の値にすぎない。ここにいう流入曲線とは、ダムが存在せず、両岸流失もなかつたとした場合のダム地点の流量曲線と同じものであるから、以上考察したところにより今回の夜明ダム門扉不完全開放及び両岸流失が下流流量に及ぼした影響の程度を検討しえたものと思う。

最後に本報告書作成にあたって終始御指導御鞭撻を与えられた田中吉郎名誉教授および計算に御協力頂いた建設技官遠山啓氏（当時助手）、大庭範秋（当時助手）、工学部助教授小坪清真氏（当時大学院研究奨学生）に深謝申し上げる。

附 夜明ダム両岸流失状況聴取書及び堀由太郎氏申告書

昭和28年9月2日下名等は現地において次の聴取を行つた。（図—1及び写真—5～6参照）

九州大学 田中吉郎 上田年比古 小坪清真
福岡県庁 白石慶祐

主として右岸についての聴取

1. 星野組角南氏談

昭和28年6月25日20時右岸コンクリート護岸壁標高 52.50 m [52.30 m ?] を水は越え、河流に直角に出ているコア壁標高 50.00 m （写真—6のC）を越えて流れ始めた。

25日22時頃ダム下流の工事用吊橋（下弦中央の標高 51.00 m ）が流失。

25日22時30分頃右岸下流岸壁標高 52.50 m の部分も溢流し始めた。

25日23時20分星野組仮宿舍（x）* 流失。

25日23時50分バケットエレベーター倉庫流失。そのコンクリート基礎は標高 50.00 m

25日24時バケットエレベーター流失。星野組仮宿舍（y）流失。

26日6時セメント倉庫の一部及び星野組事務所の一部が洗掘された。県道が半分流失。この時左岸の標高 58.00 m のミキサー（z）のある地盤が見えていたので、水位は 57.00 m と推定する。（3'）線が流失線。

26日11時過ぎ星野組事務所流失。

26日12時セメント倉庫流失

26日13時30分久大線トンネルに水が浸入する恐れがあるから防水作業を行つた。こ

の時線路天端から0.2~0.3 m 下まで水位があり、側溝の肩を越えて水が入り、側溝の中の水がチョロチョロとトンネル内に流入した。

26 日 14 時減水を始めたので引揚げた。減水の速度が特に速いとは感じなかった。

26 日 12 時以後は右岸の欠かいはなかった。

26 日 14 時の水位を右岸第 1 のピアの目地を尺度として読み取った結果、標高上流側 62.90 m, 下流側 59.50 m であった。

2. 九州電力株式会社松阪益男氏談

26 日 16 時右岸より第 3 及び第 4 のピアの間で上流側水位は標高 58.00 m あつた。これはピアの目地から推読した。また木材の引掛り状態から、最高水位は 62.00m と推定した。

主として左岸についての聴取

3. 諫山勘平氏談

25 日午後徐々に雨が降つた。夕刻から徐々に増水、24 時に一時最高水位を見せた。

26 日 5~6 時水位が少し減水したが、7 時頃から増水。

26 日 6 時右岸を見ると星野組事務所と修理工場が残っていた。

4. 榊哲三氏談

26 日 6 時ちよつと前〔浮羽〕町長と共に来て見た時は、左岸のピアから約 10 m の間欠かいしていた。(1)の線。畑の上に盛土した所が約 10 m 欠かい。

26 日 8 時から増水を始めた。

5. 諫山秀二氏談

26 日 9 時 30 分頃は護岸コンクリート壁上を溢流していた。河流に直角のコア壁(写真-5のC)の方は気付かなかつた。

6. 諫山政太氏談

26 日 10 時 30 分頃(ケーブル鉄柱倒かい前 1 時間)は(4)線まで水が上つていた。諫山秀二氏の旧宅の地盤標高は 59.927m であるが、その下流側の一部は幅約 1 尺浸水していた。また旧宅の陸側のやや低地は深さ 1 尺ぐらい水が流れていた。

7. 近藤近次氏談

ケーブル鉄柱の倒れたのは 26 日 12 時過ぎと思う。この時鉄柱附近の地盤から 0.6 m 上まで水が来ていた。

8. 星野組水ノ江茂氏談

26 日 11 時 30 分頃ケーブル鉄柱のステイのアンカーブロック(写真-5のA)の基礎が流

註 * (x), (y), (z), (p)及び (1), (2), (3) は図-1 の符号。

失したため、鉄柱が倒れた。アンカーブロックの基礎地盤標高は 58.00m である。このとき鉄柱から 10 m 陸側まで〔鉄柱と最終流失線との約中央まで〕水が達していた。(5)の線。

9. 諫山政太氏談

ケーブル鉄柱倒かいの頃には部落の中の道路の低い所に水が来ていた。(図—1 の(p))

10. 諫山秀二氏談

26 日 12 時頃標高 59.927 m から上 5 尺の高さの水位で同氏旧宅が流失した。

11. 諫山弁二氏談

最高水位は 26 日 12 時 30 分～13 時頃まで、或は 13 時前後であろう。13 時～13 時 30 分に最高で(時計を見たわけではないが)同氏宅地内の物置の敷居をサッと水が越えた。これは大変と慌てているうちに、左様 10 分間も経つたであろうかふと気がつくと、この敷居から 1 尺ぐらい低い隣接の畑まで水は引いていた。かように減水は特に早かった。その後さらに 1 時間～1 時間半もたつたろうか、河岸欠かい線上の標高 60.70 m の地盤の肩が出ており、部落内の比較的低い道路の路面も露出した。減水が非常に早く感じたことからみて、最後に大きく欠かいしたものと想像する。

12. 諫山秀二氏子息談

欠かい状況は、今にこわれるぞと思いながら見ていると、またゴソッとこわれてゆくというふうであつた。

13. 諫山弁二氏外数人の談

木材が左岸側に寄つて溜つてはいなかつた。木材の流失は徐々に行われたと思う。

附 堀 由 太 郎 氏 申 告 書 (抜 萃)
洪水時鉄道線路水害状況申告書

夜明村々会議員 堀 由 太 郎

昭和 28 年 6 月 26 日洪水時の夜明ダム右岸鉄道線路の水害の状況を申告します。〔中略〕12 時頃〔26 日〕自宅に帰る途中堀亀市氏が隧道の傍にいまして、私に流水が隧道を越し始めたことを話されましたので、私は急いで自宅に帰り家族のものに昼食の用意を催促し隧道西口(赤坂側)〔下流側〕に行きました処、流水は鉄道線路両側の溝を流れていましたので大変驚いて急ぎ九電会社の事務所に行つて〔中略〕隧道の西口に引返しました処流水は線路の枕木を埋めている砂利の高さ一ぱいになつてレールの間までゴウゴウと流れて、立つては居れない位にありました。〔中略〕隧道の中は流水で交通は危険でありましたから道路を迂回し途中自宅に立寄り鋸と鉋とを携帯して東口〔上流側〕に行きましたが東口は枕木を埋めている砂利の高さの半分位の高さまで水が流れていました。〔中略〕此

上継続することは危険であると言いますので土俵 20 余俵を積込ん〔ただけ〕で作業を中止
しまして上げました。その時刻は正確には言えませんが午後の 1 時から 2 時の間であつ
たと思います。

右の通り状況を申告いたします。（終り）

参 考 文 献

- 1) 福岡県・大分県；昭和 28 年 6 月下旬水害に関する夜明ダム調査報告書，昭 29.12.

（昭和 40 年 7 月 30 日 受理）