

土 木 研 究 所 資 料

尾添砂防ダム水理模型実験報告書

昭和61年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1985) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor Translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

尾添砂防ダム水理模型実験報告書

砂防研究室 矢 澤 昭 夫
阿 部 宗 平
大 場 章
福 本 晃 久

要 旨

建設省金沢工事事務所管内の手取川流域の尾添川に平常時は多量な土砂流入に備えて空容量を確保し、計画対象流量時により土砂調節を発揮する目的の大暗渠を有する砂防ダムが計画されている。

本実験は、このような機能を有する砂防ダムの暗渠の大きさと基数について検討したもので、尾添砂防ダムは最大粒径の 2 倍の暗渠の大きさで、3 基の暗渠を設置した場合により期待する暗渠の効果が得られることがわかった。また、ダム上流の堆砂は、ダムによる流水の堰き上げの影響が大きく、流水の堰き上げが大きくなる増水期に土砂堆積が生じ、減水期においては流量の減少にともなって流水の堰き上げの影響が弱まり、排砂量が多くなることなどがわかった。

キーワード：砂防ダム，大暗渠，土砂調節効果

は じ め に

本報告書は、昭和60年度に建設省北陸地方建設局金沢工事事務所の依頼により、建設省土木研究所が尾添砂防ダムの設計諸元を水理模型実験によって検討した結果を取りまとめたものである。

金沢工事事務所管内の手取川は、名峰白山にその源を発し、尾添川、大目川、その他の支川を合流して石川郡鶴来町地先に至り加賀平野を西流して、日本海に注ぐ流域面積 809.9 km²、幹川流路延長72kmの一級河川である。

手取川の上流流域は、本川沿いの牛首川流域に甚之助谷、別当谷、湯の谷など、尾添川流域には蛇谷、仙人谷、地獄谷、中の川などの重荒廃地が存在している。

一方、下流の手取川扇状地内の河道では、昭和9年から44年まで約790万m³の多量な砂利採取も行われ、また、上流の砂防工事の効果が表われたのと相まって、下流部の河床は昭和40年頃より全般的に河床低下が著しくなった。さらに、本川沿いの牛首川には治水、上水及び工業用水の供給、発電を目的とする手取川ダムが建設されたため、下流への土砂供給は大半を尾添川が占めることとなった。

このため、金沢工事事務所では、平常時の無害土砂は下流に流下し、計画対象流量時に土砂調節を発揮する大暗渠を有する砂防ダムを尾添川に計画した。

本実験は、暗渠の大きさや、暗渠の設置基数が砂防ダムの堆砂機能に与える影響と前庭保護工の諸元の検討を行ったものである。

建設省土木研究所砂防部砂防研究室

室 長 矢 澤 昭 夫

主任研究員 阿 部 宗 平

建設技官 大 場 章

建設技官 福 本 晃 久

目 次

はじめに

1. 尾添砂防ダム計画の概要	1
1.1 尾添砂防ダムの施設計画の考え方と設計条件	1
1.2 大暗渠の基本諸元	1
2. 砂防ダムの構造に関する水理的検討	4
2.1 大暗渠の形状の水理的検討	4
2.2 前庭保護工の検討	6
3. 水理模型実験	9
3.1 実験の概要	9
3.1.1 実験目的	9
3.1.2 模型の概要	9
3.1.3 相 似 則	10
3.2 実験条件	10
3.2.1 実験ケース	10
3.2.2 河床材料	11
3.2.3 流量及び実験時間	11
3.2.4 給砂量及び給砂方法	13
3.2.5 初期河床形状	14
3.2.6 測定項目と測定方法	16
3.3 実験結果と考察	17
3.3.1 土砂調節効果の検討実験	17
3.3.2 前庭保護工の検討実験	34
ま と め	39

1. 尾添砂防ダム計画の概要

1.1 尾添砂防ダムの施設計画の考え方と設計条件

尾添川は、平常、中小規模の洪水による土砂流出は比較的小さいが、水源地部には大規模な崩壊地（主として中の川及び蛇谷流域）を有している（崩壊地面積率4.5%）ため、異常洪水時には、大量の土砂流出が予想される。

一方で、前述したように手取川では河床低下が進み、河道構造物の安全性に問題が生じている。

このことから尾添川に計画された砂防ダムは、平常時の無害土砂を下流に流下させ、多量な土砂の流出に備えた空容量を確保し、計画対象流量時に土砂調節機能を発揮させるための大暗渠を設けている。

尾添砂防ダムの設計条件を以下に示す。

① 流域面積	104.4 km ²
② 計画対象流量	1240 m ³ /s（1/100年確率流量）
③ 比流量	11.9 m ³ /s/km ²
④ ダムサイトの地質	砂 礫
⑤ ダム高	13.0 m

1.2 大暗渠の基本諸元

大暗渠の基本諸元は、以下の検討結果から決定した。

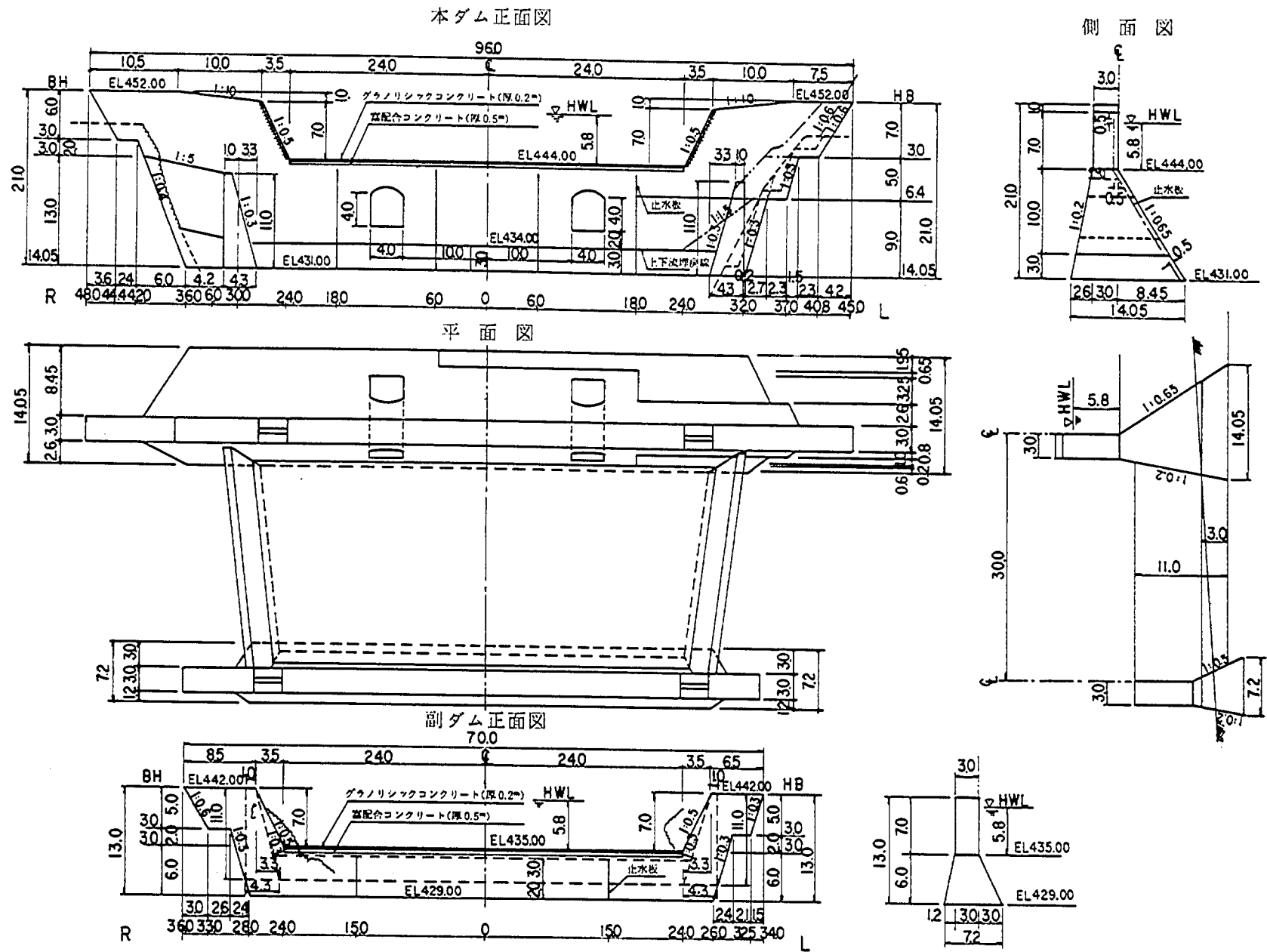
(1) 暗渠の設置位置及び基数

暗渠の設置位置は、図-1、2に示すように平常時の土砂を流下させるため、極力現河床に近い3, 5ブロックとする。

暗渠の基数は、設計対象流量及び調節土砂粒径を考慮して、2基を同じ高さに配置する。

(2) 暗渠の断面寸法

暗渠の断面寸法は、暗渠の形状の水理的検討結果から4 m × 4 mとした。



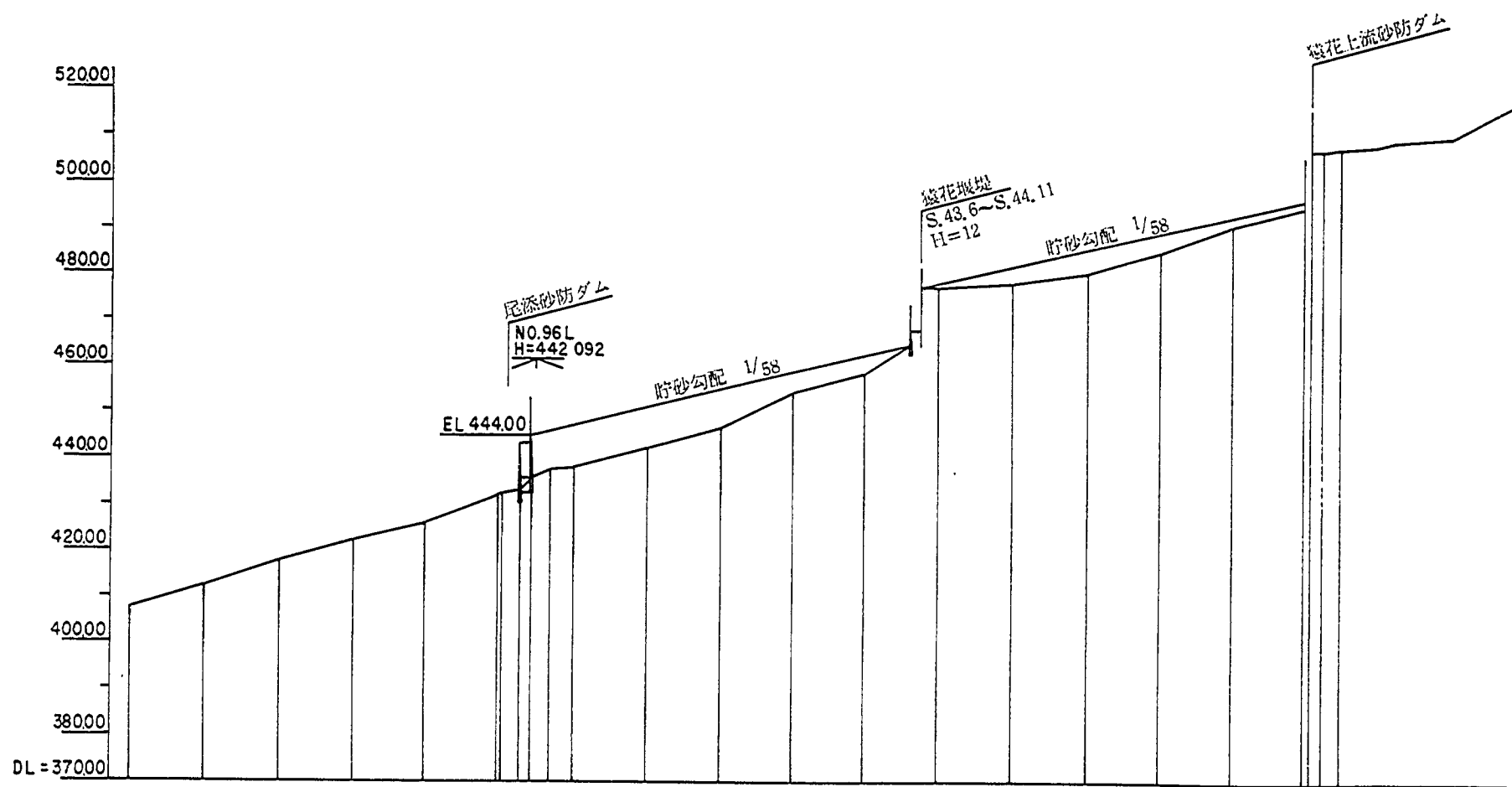


図 - 2 河床縦断面図

2. 砂防ダムの構造に関する水理的検討

2.1 大暗渠の形状の水理的検討

1) 暗渠の断面寸法

暗渠の断面寸法は、平常時の洪水がスムーズに流過でき、異常洪水による土砂を調節し得るよう、次のような検討を行って決定した。

① 暗渠の設計対象流量の検討

暗渠の設計対象流量は、暗渠から全流量が流出する場合にダムによる堰き上げの影響が弱まって暗渠から流出する土砂量が多くなるという実験結果¹⁾にもとづき、ここでは、1/1年確率流量を設計対象流量 Q_p として検討を進める。

洪水到達時間 T は、Rziha式(1)より求められる。

$$T = L / (72 (H / L)) = 1.08 h_r \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 L ：河川の最上流点より尾添砂防ダム地点までの水平距離で15 kmである。 H ：河川の最上流点と尾添砂防ダム地点との落差で $H = 1400 - 440 = 960$ mである。

また、雨量強度 r_l は飯塚式(2)から求められる。

$$r_l = C_t / 100 \cdot R_{24} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 R_{24} ：日雨量で70 mm/日（1/1年確率雨量）， C_t ：雨量強度係数で、 $C_t = 34710 / (60 \cdot T)^{1.35} + 1502$ ）で与えられる。

$$r_l = 19.49 / 100 \times R_{24} = 13.6 \text{ mm} / h_r$$

流出量 Q は、求められた雨量強度 r_l をラショナル式(3)に与えて求められる。

流出係数 $f = 0.7$ ，流域面積 $A = 100 \text{ km}^2$ を与えて

$$\begin{aligned} Q &= 1 / 3.6 \cdot f \cdot r_l \cdot A \quad \dots\dots\dots (3) \\ &= 1 / 3.6 \times 0.7 \times 13.6 \times 100 \\ &= 260 \text{ m}^3 / \text{s} \end{aligned}$$

以上より設計対象流量は、

$$Q_p = 260 \text{ m}^3 / \text{s}$$

とする。

② 流出土砂の粒径の検討

計画対象流量時に移動する最大粒径が暗渠を閉塞しないような暗渠の形状を検討する。掃流力と岩垣の限界掃流力とが釣り合うときの粒径は式(4)によって求めることができる。

$$\begin{aligned} U_{*c}^2 &= gh_c l = 80.9 \cdot d \\ d &= gh_c l / 80.9 \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

ここで h_c は等流水深で、式(5)に、流量 $Q = 1240 \text{ m}^3 / \text{s}$ ，粗度係数 $n = 0.04$ ，川幅 $B = 30$ m，河床勾配 $l = 1 / 20$ を与えて求められる。

$$h_c = (n \cdot Q / B \cdot I^{\frac{1}{2}})^{\frac{3}{5}} \\ = 3.321 \text{ m} \dots\dots\dots (5)$$

これを式(4)に代入する。

$$d = 201 \text{ cm}$$

を得る。

③ 暗渠断面寸法の設定

芦田ら¹⁾の、格子枠ダムに関する実験や池谷ら²⁾のスリットダムの実験によると、格子間隔やスリット間隔が流下最大粒径の1.5倍以下では閉塞している。また、水山ら³⁾の実験によると、水抜き暗渠が多少大きくても堰き上げの発生により、通常と同様な堆積過程を示すことがわかっている。

これらのことから、暗渠の断面寸法は、 $b = 2 d_{\max}$ 程度とし、

$$4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$$

を考える。

④ 暗渠の流過能力の検討

設計した断面 ($4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ 2基) の水通し天端水位における流過能力 Q は、式(6)より求められる。

$$Q = A \cdot V \dots\dots\dots (6)$$

ここで、流速は、急縮による損失係数 $f_{sc} = 0.5$ を与えて、

$$V = \{ 2 g H / (1 + f_{sc}) \}^{\frac{1}{2}} \text{ で求められる。}$$

これより、流下能力 Q は

$$Q = (4 \times 4 \times 2) \times 8.6 = 275.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

となり設計対象流量を満足するものである。

また、副ダム、水叩きなどの前庭保護工の諸元は、経験式を用いて求められた。以上の検討より得られた尾添砂防ダムの諸元を図1、2に示す。

2.2 前庭保護工の検討

尾添砂防ダムの前庭保護工の諸元は、経験式を用いて設計されている。しかし、尾添砂防ダムは、計画対象流量が1240m³/s、水通しの越流水深が5.8mと大きいのに対して、水褥池の水深は1.0mと小さいために、砂防ダムを越流する流水や大暗渠から噴出する流水が減勢されないまま流下して、副ダムの下流部が大きな局所洗掘を受けることが予想される。そこで、流水が減勢させるためにはどのような前庭保護工が必要になるかを半理論式を用いて検討した。

(1) 経験式による前庭保護工の諸元

① 本副間の長さ

本副間の長さは、式(7)で与えられる。

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 L ：本副間の長さ（本ダム天端下流端から副ダム天端下流端までの長さ）

H_1 ：水叩き天端、または基礎岩盤面からの本ダムの高さ（m）

h_3 ：本ダムの越流水深（5.8m）

である。

尾添砂防ダムの高さ（ H_1 ）は、10.0mであるので、本副ダム間の長さは、式(7)より、

$$\begin{aligned} L &= (1.5 \sim 2.0) \cdot (10.0 + 5.8) \\ &= 23.7 \sim 31.6 \text{ m} \end{aligned}$$

となる。

② 重複高

重複高 H_2 は式(8)によって求めることができる。

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 H_2 ：本副ダムの重複高、 H ：本ダムのダム高である。

尾添砂防ダムの水通し天端から水叩き底面までの高さ（ H ）は、13mであり、式(8)より重複高 H_2 は、3.25m～4.33mとなる。

建設省金沢工事事務所は、上述の経験式による検討結果に基づいて尾添砂防ダムの前庭保護工を次のように計画している。

本副間の長さ	30 m
重複高	4 m
水叩き天端から副ダム天端までの高さ	1 m

(2) 暗渠からの水脈の飛距離の検討

暗渠からの水脈の飛距離と本ダムからの水脈の飛距離の、実験値および計算値を図-3に示した。暗渠からの水脈の飛距離（流速は、トリチェリーの定理を用いて計算した）と、本ダムからの水脈の飛距離の計算値を比べると、暗渠からの水脈の飛距離

が本ダムからの水脈の飛距離より大きく、実験値においても同様な傾向を示し、本実験条件においては、暗渠からの水脈の飛距離は、落下水の影響をあまり受けないようである。

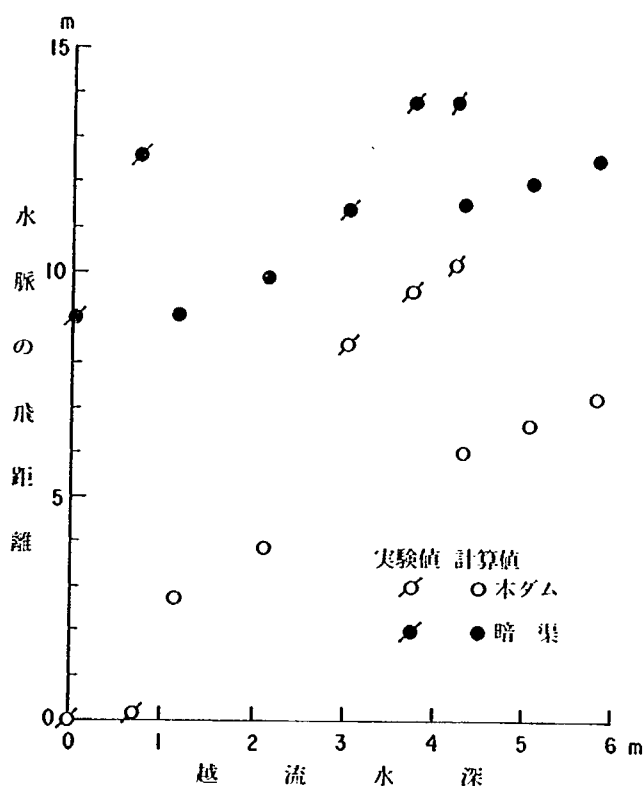


図-3 越流水深 — 水脈の飛距離の関係 (暗渠 4 m × 4 m 2 基)

(3) 半理論式による前庭保護工の諸元の検討

半理論式による本副ダム間の長さは、図-4 に示す記号を用いて式(9)で求められる。尾添砂防ダムの設計条件である、 $Q = 1240 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $B = 48 \text{ m}$ 、 $H = 13.0 \text{ m}$ 、 $h_3 = 5.8 \text{ m}$ を与えて式(9)より、本副間の長さを求める。ここに、 Q ：計画対象流量、 B ：水通し幅、 h_3 ：越流水深である。

副ダムの高さは、跳水対応水深 h_j と副ダムの越流水深との差によって求められる。

暗渠が閉塞した場合の本ダム水通しの越流水の飛距離は、次式によって求める。

$$l_w = v_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{..... (9)}$$

v_0 は本ダム越流流速 (m/sec) で次式で求めた。

$$v_0 = q_0 / h_3 \quad \text{..... (10)}$$

ここで、 q_0 ：単位幅流量 (m^3/sec) である。

跳水の距離は次式によって求める。

$$X = \beta \cdot h_j \quad \text{..... (11)}$$

ここで、 β ：係数 ($\beta = 4.5 \sim 5.0$) であるが、ここでは、 $\beta = 4.5$ として計算する。 h_j は、式(12)で求まる跳水対応水深である。

$$h_j = \frac{h_1}{2} / (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \dots\dots\dots (12)$$

$$h_1 = q_1 / v_1 \dots\dots\dots (13)$$

$$v_1 = \sqrt{2 g (H + h_3)} \dots\dots\dots (14)$$

$$F_1 = v_1 / \sqrt{g \cdot h_1} \dots\dots\dots (15)$$

ここで、 h_1 ：水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)、 F_1 ：水脈落下地点の跳水前の射流フルード数、 q_1 ：水脈落下地点の単位幅流量 (m^3/sec)、 v_0 ：水脈落下地点の流速 (m/sec) である。

式(9)と式(12)より $l_w = 6.81 \text{ m}$ 、 $h_j = 8.9 \text{ m}$ となり、 $\beta = 4.5$ を用いると、 $L = 49.86 \text{ m}$ となる。ただし、暗渠からの水脈の飛距離は、図-3に示すように水通し部を越流する水脈の飛距離より大きく、この場合の水叩きの長さ L は、 55.57 m となる。

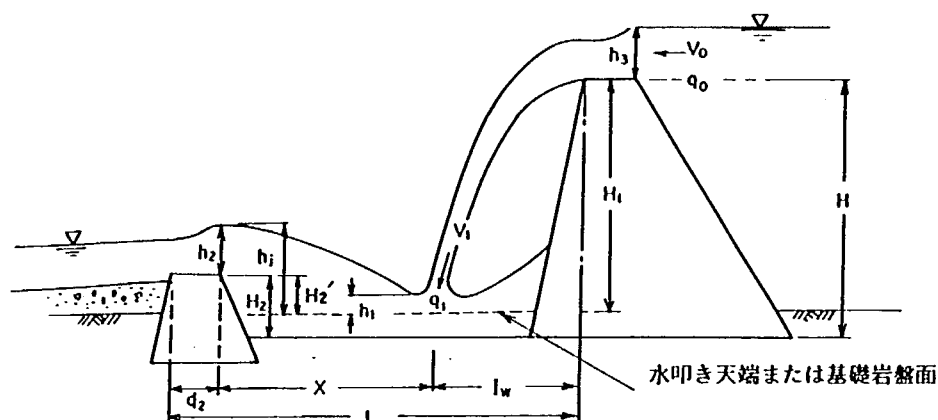


図-4 副ダムの位置及び高さ

3. 水理模型実験

3.1 実験の概要

3.1.1 実験目的

尾添砂防ダムは、大暗渠を設けて多量の土砂の流入に備える空容量を確保しておく計画としている。本実験は、

- ① 暗渠の形状及び基数の違いが、どのように砂防ダムの土砂調節量に影響を与えるか。
- ② 水叩き上に土砂が堆積して暗渠からの排砂に影響を与えないか。
- ③ 副ダムの形状が副ダム下流の局所洗掘深にどのような影響を与えるか。
- ④ 砂防ダム堆砂域での河床変動がダム下流の既設構造物にどのような影響を与えるか。

などについて把握し、砂防ダムの機能をより大きく発揮させる暗渠の形状と配置及び、副ダムの前庭保護工対策を検討する資料を得ることを目的として実施する。

3.1.2 模型の概要

模型の取り入れ範囲を図-5に示す。砂防ダムより上流については、実験目的及び、地形的条件を考慮し、ダム堆砂域の計画堆砂幅を砂防ダムの袖部を含む幅に一致させ、幅1.6mの直線水路を

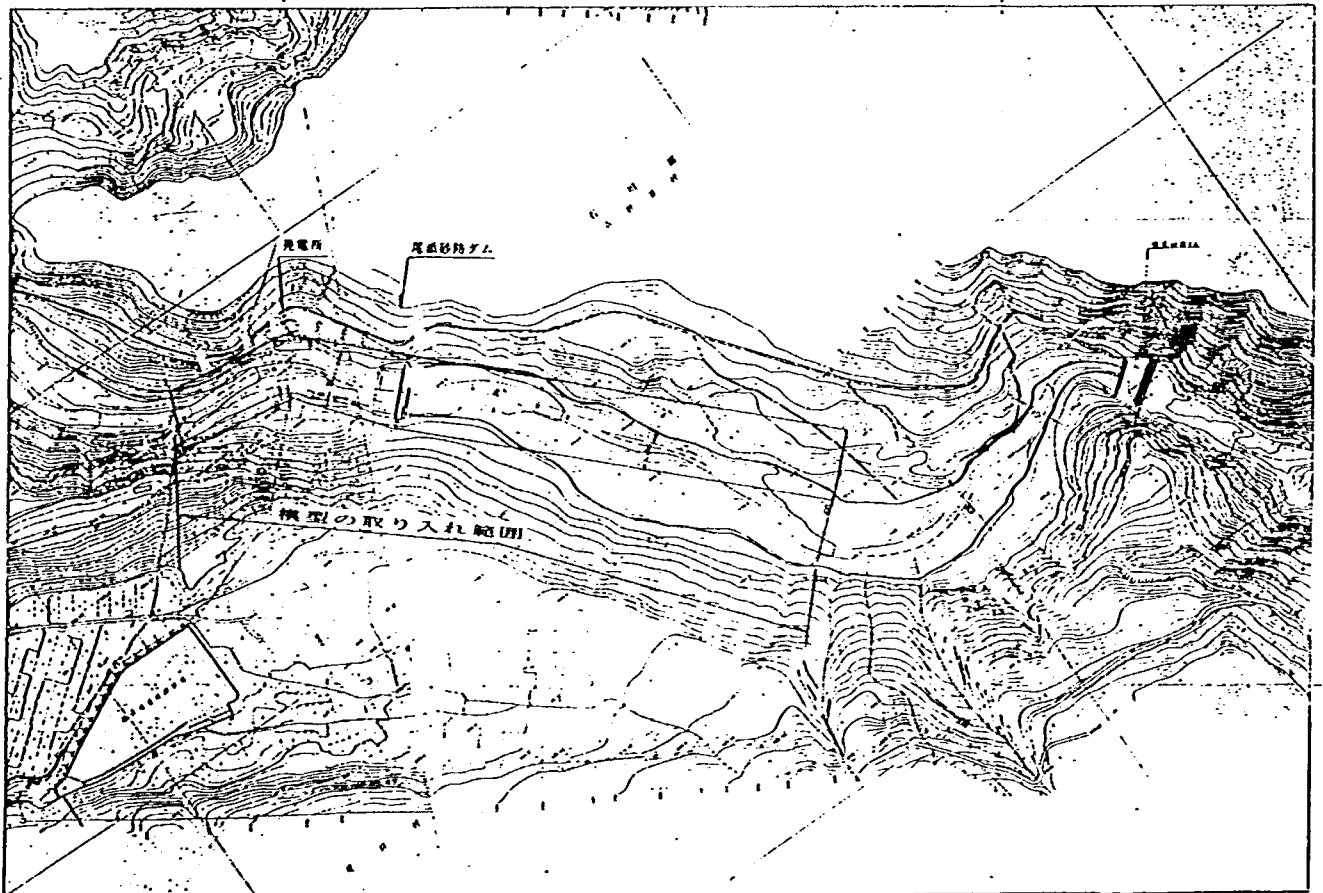


図-5 模型の取り入れ範囲

用いて実験を行った。水路長は、一洪水で堆砂地の河床変動の傾向を把握するのに必要な長さの8.5mとした。砂防ダムから下流については、砂防ダムから流出する土砂が、既設の河道構造物に与える影響を検討するために、現在の河道地形の模型を製作した。また、模型の末端は河床に岩が露出しているNo 92地点とした。

3.1.3 相似則

模型の縮尺は鉛直、水平ともに1/60として、フルード相似則を用いて実験を行った。表-1に模型諸量の実物値に対する縮率を示す。

表-1 諸量の縮率

諸 量		次 元 ($L - F - T$)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 平 (x)	L	x_r	1 : 60
	鉛直(h) (水深, 標高)	L	h_r	1 : 60
	勾 配 (h / x)	—	$h_r \cdot x_r^{-1}$	1 : 1
	面 積 (A)	L^2	$h_r \cdot x_r$	1 : 3600
	体 積 (V_m)	L^3	$h_r \cdot x_r^2$	1 : 216000
流 水 に 関 する 量	フルード数 (F_r)	—	1	1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$h_r^{1/2}$	1 : 7.746
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$x_r \cdot h_r^{2/3}$	1 : 27885.5
	時 間 (T)	T	$x_r \cdot h_r^{-1/2}$	1 : 7.746
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	h_r	1 : 60
	粗 度 係 数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/3}$	1 : 1.979
	流 量 係 数 (C)	—	1	1
	掃 流 力 (r)	$F \cdot L^{-2}$	h_r	1 : 60
	エ ネ ル ギ ー (E)	$F \cdot L$	h_r^4	1 : 12960000
	運 動 量 (mV)	$F \cdot T_1$	$h^{1/3}$	1 : 1673129

3.2 実験条件

3.2.1 実験ケース

実験は、全部で14ケース行った。各ケースの実験条件と内容を表-2 (模型形態, 検討内容欄

参照)に示した。

各実験ごとの条件は、次のような考えをもとに決めた。

実験ケース 1～ケース 3

実験ケース 1～3 では、砂堆の肩の位置及び高さ、堆砂勾配などの砂防ダム堆砂域での土砂堆積形状を検討した。

実験ケース 4～ケース 9

実験ケース 4～ケース 9 では、暗渠の形状を $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ 、 $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ 、 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ の三種類、設置基数を 0～3 基と変化させて土砂調節効果の大きい暗渠の形状を検討した。その結果、暗渠の形状が $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ で、暗渠を 3 基設置した場合に最も砂防ダムの空容量を確保でき効果的であることがわかった。

実験ケース 10～13

副ダム下流では、暗渠から土砂流出が始まるまでにダム基礎高以下まで局所洗掘を受けて、副ダムが被災する恐れがあるので、副ダム下流の局所洗掘防止対策工の検討が必要になった。前述のように副ダムに水褥池を設けて流水を減勢させようとする、水褥池水深は砂防ダムの高さと同程度となり、暗渠からの排砂に悪影響を与えることが予想され、また、暗渠から排砂がある場合は前庭部の河床は上昇することなどを考えると、副ダム下流の局所洗掘に対しては洗掘の状況を見て護床工で対応することが望ましいと考えた。前庭部の局所洗掘を護床工で対応するには、前庭部の洗掘深が小さく、洗掘長の短い方が、護床工の規模を小さくする上で有利である。そこで、実験ケース 10～13 では、護床工の規模を検討する資料を得るために副ダム天端から水叩き天端までの高さを 0～3 m と変化させて、副ダム下流の局所洗掘の変化を調べた。なお、流砂の不連続による河床低下の対応策は別に検討する必要がある、本実験では局所洗掘深だけを対象としたので、副ダムより下流の河床は、水叩き天端高に合わせて水平に河床を整形して実験を行った。

実験ケース 14

実験ケース 14 では、 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ の暗渠を 3 基設置し、高さ 2 m の水褥池をもつ前庭保護工の形状で、一洪水波形に加えて流量 $100\text{ m}^3/\text{s}$ を長時間 (3.25 時間) 継続して流下させた場合の排砂状況を調べた。

3.2.2 河床材料

河床材料は、昭和 59 年度に建設省金沢工事事務所が調査した図-6 に示す粒度分布をもとに、図-6 に併記した実験使用砂を選定した。実験使用砂の平均粒径 (dm) は、 1.474 mm (実物値で 88.4 mm)、最大粒径は、 9.52 mm (実物値で 571.2 mm) である。

3.2.3 流量及び実験時間

建設省金沢工事事務所から提示された 30 年確率流量規模の実績洪水波形をもとに、その波形を 100 年確率規模に引き伸ばしてピーク流量を $1240\text{ m}^3/\text{s}$ とする洪水波形流量を条件として与え

表-2 実験ケース一覧表

case No	流 量 (1/1 年確率流量)	給 砂 (%)	実験時 間(h _r)	模 型 形 態		前庭保護工 形 状	検 討 内 容
				初期河床形状	暗渠の形状 及び 基数		
1	1 / 1 1 / 10	0.71 1.22	4	ダム上流 I = 1/29 ダム下流現況	4 m × 4 m 2 基	計 画 案 副ダム高 1 m	砂防ダム上流の土砂 堆積形状の検討 ・堆砂勾配の検討 ・砂堆の肩の位置 及び高さ
2	1 / 10	1.22	5	ダム上流 1/1 通水後30分の 時の河床形状 ダム下流整形 なし			
3	洪水波形	0.44 ~ 1.53	3.25	ダム上流 1/1 通水後30分の 時の河床形状 ダム下流現況			
4	洪水波形 100m ³ /s ~ 1/100	0.44 ~ 1.53	3.25	ダム上流 I = 1/29 ダム上流 現況	4 m × 4 m 3 基		土砂調節効果の大き い暗渠の形状の検討 ・暗渠の断面形状 2 m × 2 m, 3 m × 3 m, 4 m × 4 m の 3 種類 ・暗渠の設置基数 0 ~ 3 基
5					4 m × 4 m 1 基		
6					2 m × 2 m 3 基		
7					3 m × 3 m 3 基		
8					暗渠なし		
9							
10	1/100	0	0.5	ダム上流 I = 1/29 ダム下流 平担	4 m × 4 m 3 基	副ダム高 1 m	前庭保護工の形状の 検討 ・水叩き天端から 副ダム天端まで の高さを 0 ~ 3 m まで変化させ、 副ダム下流の局 所洗掘深の変化 を検討した。
11						副ダム高 3 m	
12						副ダム高 2 m	
13						副ダム高 0 m	
14	洪水波形 + 100 m ³ /s	0.44 ~ 1.53 0	3.25 3.25	ダム上流 I = 1/29 ダム下流 現況		副ダム高 2 m	最良案の検討 ・出水後の排砂状況 の確認

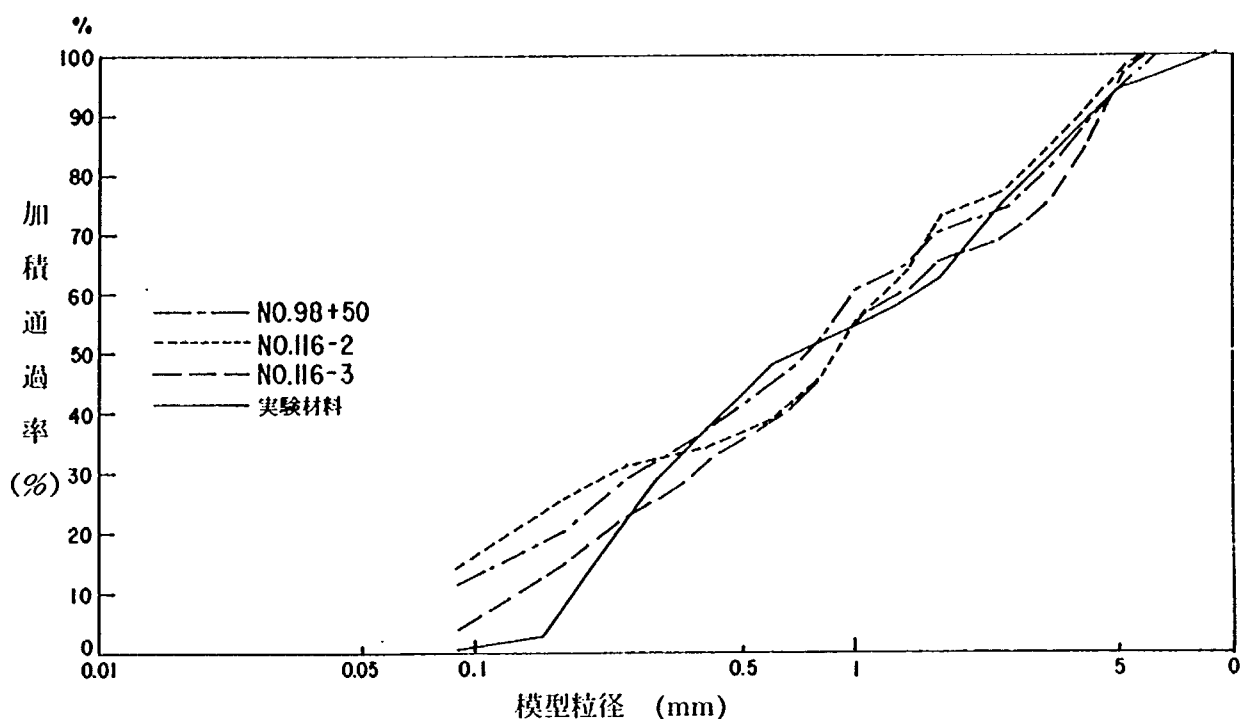


図-6 実験に使用した河床材料の粒径加積曲線

た。(図-7) 各確率年ごとの流量は、30年確率流量 = $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、10年確率流量 = $785 \text{ m}^3/\text{s}$ 、1年確率流量 = $260 \text{ m}^3/\text{s}$ である。さらに、全流量が暗渠から流出する状態での排砂状況を把握するための実験では、1年確率流量の1/2程度の流量 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた。実験時間は、砂防ダム上流の土砂堆積状況を調べる場合には、砂堆の肩の位置が固定され河床勾配が一定となる時間とした。洪水波形流量を用いた実験の場合は図-7に示す流量～時間曲線図より195分、前庭保護工の形状を検討する場合は、30分とした。また、最終の実験ケースでは、洪水波形流量を通水した後に引き続き、さらに出水後の排砂状況を把握するために $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流量を195分間流した。

3.2.4 給砂量及び給砂方法

尾添砂防ダム地点に流入する土砂は、上流にある猿花堰堤から流出する流砂のみであるので、給砂量は猿花堰堤を流下する流砂量を与えることとした。猿花堰堤を流過する流砂量は、各確率年流量ごとに流砂量式を用いて求めた。

流砂量の計算は、Brownの式、Meyere - peter -Mullerの式、芦田・高橋・水山の式を用いて行った。計算結果及びその条件を表-3に示す。

本実験では、他の式に比べて流砂量の多いBrownの式によって計算される量を給砂した。

なお、本実験結果より、この給砂量を与えて形成する砂防ダムの堆砂勾配は、現河床勾配及び、猿花堰堤の堆砂勾配にほぼ等しい、1/29が得られており、実験条件として妥当であると考察した。

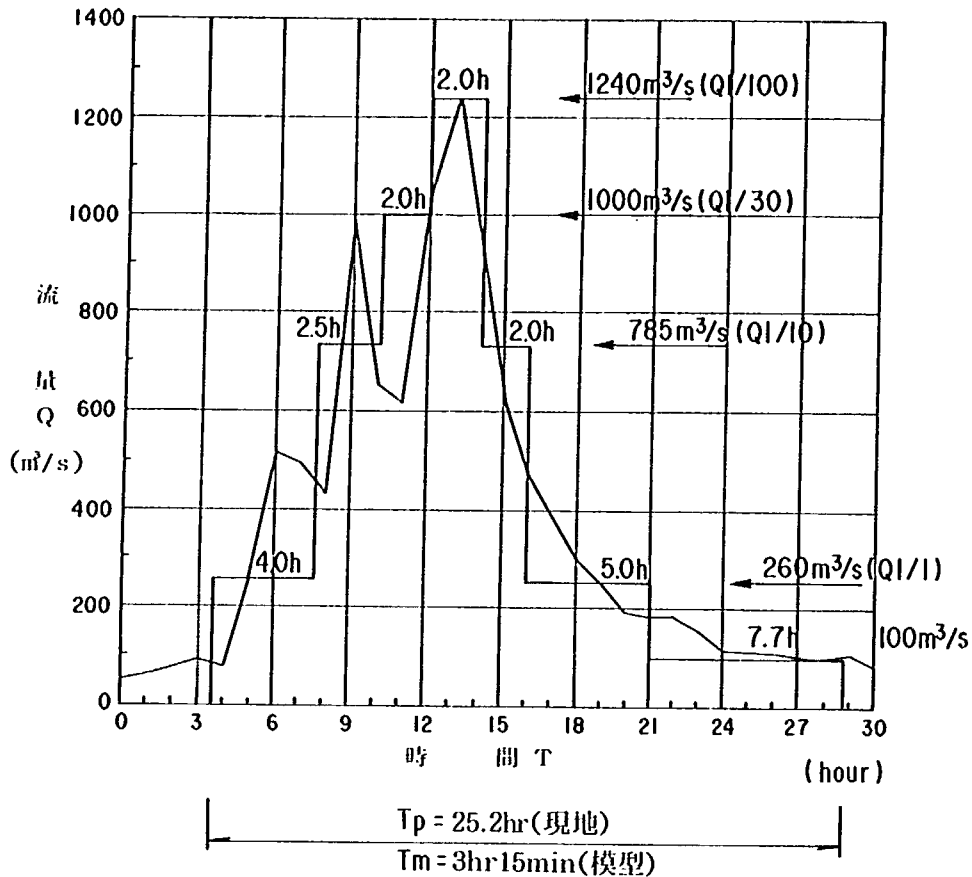


図-7 実験洪水波形

3.2.5 初期河床形状

初期河床は、各ケースごとの実験条件、実験目的に合わせて、次のような考えをもとに決めた。

実験ケース1，実験ケース4～ケース9及びケース14

実験ケース1，実験ケース4～ケース9及びケース14での、ダムの堆砂域の土砂堆積形状、土砂調節量の大きい暗渠の諸元を検討する実験では、暗渠の底面の高さを基準高として現河道の河床勾配に等しい1/29の勾配に河床を整形した。

ダム下流は、副ダム下流の局所洗掘や湾曲部での土砂堆積などを観察するために現況の河床形状に合わせて整形した。

実験ケース2

実験ケース2での、堆砂の動的平衡勾配とダムの土砂調節量を検討する実験では、ダム上流の河床を1/1年確率流量時に固定した砂堆の肩の形状を作り、肩から上流の河床は現河道の河床勾配に等しい1/29の勾配に整形した。また、ダム下流の河床は、この実験の目的がダムの堆砂の動的平衡勾配及び、土砂調節量を求めることにあるので、整形は行わなかった。

実験ケース3

実験ケース3では、各流量規模ごとの堆砂形状及び土砂調節量を検討するために、1/1年確率

表-3 各掃流砂量公式による各流量階別土砂量及び土砂濃度

確率年	流 量 Q	勾 配 I	粗度係数 n	流路幅 B	粒 径		Brown の式		芦田・高橋・水山の式		Mayer・Peter・Mullen の式	
					平均粒径	90%粒径	流 砂 量	土砂濃度	流 砂 量	土砂濃度	流 砂 量	土砂濃度
1/1 以下	m ³ /s 100	1/29	0.04	35	0.097	2.58	m ³ /s 0.44	% 0.44	m ³ /s 1.19	% 1.19	m ³ /s 0.93	% 0.93
1/1	260						1.85	0.71	3.49	1.32	2.33	0.89
1/10	785						9.70	1.22	10.30	1.30	7.64	0.96
1/30	1000						13.90	1.37	12.85	1.27	9.72	0.97
1/100	1240						19.27	1.53	15.68	1.25	12.07	0.96

① Brown式

$$\frac{q_B}{U_* d} = 10 \left\{ \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g d} \right\}^2$$

$$q_B = 10 \left\{ \frac{U_*^5}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d} \right\}$$

$$= 10 \left\{ \frac{g^{1/2} \cdot (mq)^{1.5} \cdot I^{1.75}}{(\sigma/\rho - 1)^2 d} \right\}$$

② 芦田・高橋・水山の式

$$q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3} = \frac{12 - 24 \sqrt{\tan \theta}}{\cos \theta} \tau_* (1.5 - \sqrt{\tan \theta})$$

$$\times (1 - \alpha^2 \frac{\tau_* c}{\tau_*}) (1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}})$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{2 (\mu f - \frac{s}{s-1} \tan \theta)}{1 - \frac{s}{s-1} \tan \theta}}$$

$$\mu f = 0.425, \quad s = \sigma/\rho,$$

$$q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3} = 6.64 \tau_*^{1.24} (1 - 0.37 \frac{\tau_* c}{\tau_*})$$

$$\times (1 - 0.75 \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}})$$

③ Mayer・Peter・Mullenの式

$$nb = 0.0192 \times d_{90}^{1/8}$$

$$\tau_* c = \tau_* (nb/n)^{3/2}$$

$$q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}$$

$$Q_B = q_B \cdot B$$

$$= (q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3})$$

$$\cdot \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3} \cdot B$$

流量を30分通水した時の砂堆の肩の形状を作り、肩から上流の河床は現河床勾配に等しい1/29の勾配に河床を整形した。またダム下流は、副ダム下流の局所洗掘や湾曲部での土砂堆積などを観察するために現況の河床形状に合わせて整形した。

実験ケース10～ケース13

実験ケース10～ケース13では、副ダム天端高の変化に伴う副ダム下流の局所洗掘の変化を検討するために、副ダム下流の河床を水叩き天端高に合わせて水平に整形した。

ダム上流は、暗渠の底面の高さを基準高として現在の河床勾配に等しい1/29勾配に河床を整形した。

3.2.6 測定項目と測定方法

(1) 流況観察測定

実験中にあらわれるダム堆砂域での堆砂過程、堰き上げ水深、砂堆の肩の位置と勾配、暗渠からの排砂状況、落下水の到達距離、水叩き上の土砂堆積が暗渠からの排砂に与える影響、副ダム下流の洗掘深、発電所の護岸沿いで局所洗掘深などについて観察、測定し、特徴的な現象をカメラで撮影した。

(2) 水位及び河床変動高測定

各測線ごとに横断測量を行い、通水中の水位及び河床高を測定した。

(3) 流出土砂量測定

砂防ダム暗渠の土砂調節効果を調べるために、実験終了後に沈砂池に流出した土砂の全量を測定した。

(4) 流向測定

模型の上流より水性ペイントを流下させ、流水の流向や河床の平面変動の状況を写真撮影した。

(5) 流速測定

プロペラ流速計を用いて、水叩き上の流速、暗渠出口の流速を測定した。

(6) 河床高測定

通水終了後に、各測線ごとに横断測量を行い河床の変化を測定した。

3.3 実験結果と考察

3.3.1 土砂調節効果の検討実験

暗渠の断面形状及び設置基数を変化させて、土砂調節効果の大きい暗渠の形状を検討した。暗渠の断面形状は、砂防ダムの構造及び、河床の土砂の粒径を考慮して $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ 、 $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ 、 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ の三種類、設置基数を 0 ～ 3 基として検討を行った。ここでは、暗渠の断面形状及び設置基数の違いを表-4 に示すように、タイプ 1 ～ 6 と呼ぶことにする。

(1) 暗渠の形状と設置基数の違いによるダム堆砂域の河床の縦断的变化

各実験ケースごとに土砂堆積の縦断形状の時間的变化を図-8 に、ピーク流量時と通水後の平均

表-4 暗渠の断面形状及び設置基数

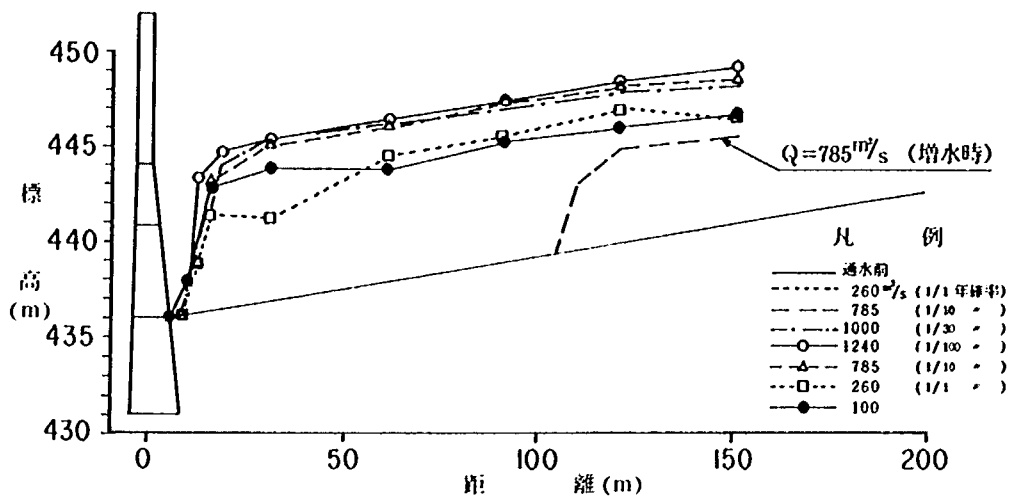
タイプ名	暗渠の断面寸法	暗渠の設置基数
タイプ 1	$4\text{ m} \times 4\text{ m}$	1 基
タイプ 2	$4\text{ m} \times 4\text{ m}$	2 基
タイプ 3	$4\text{ m} \times 4\text{ m}$	3 基
タイプ 4	$3\text{ m} \times 3\text{ m}$	3 基
タイプ 5	$2\text{ m} \times 2\text{ m}$	3 基
タイプ 6	————	0 基

河床高の縦断变化を各実験ケースごとに比較して図-9 に示した。また、堤体付近の水位と河床の変化を図-10 に示した。

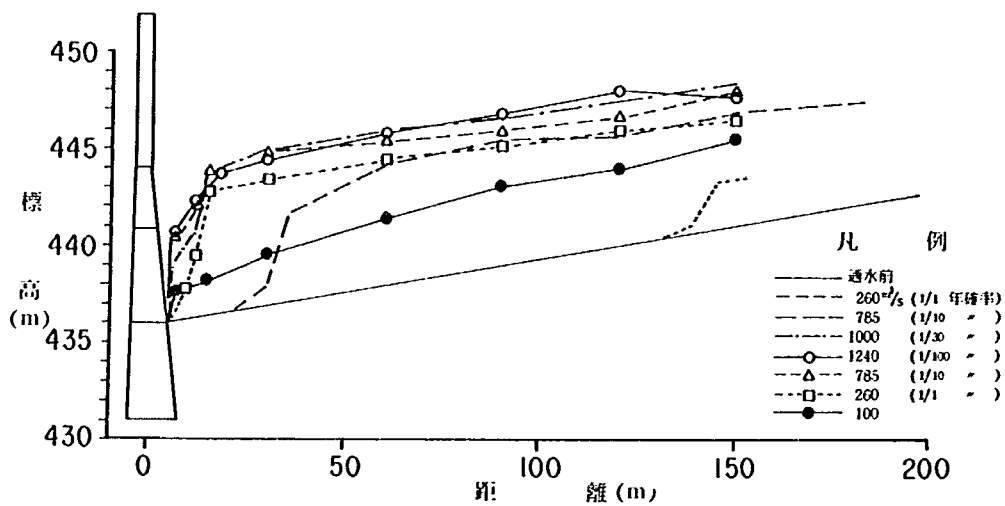
図-8 から砂堆の肩の位置の時間的な変化をみると、暗渠が大きく設置基数が多いほど砂堆の移動速度が速く、肩の高さが低いことがわかる。これは、図-10 に示すように暗渠が大きく設置基数が多いと、ダムによる流水の堰き上げの影響が弱まるために、砂堆の移動速度が速くなったものと考えられる。

(2) ダム堆砂域の流路の変動

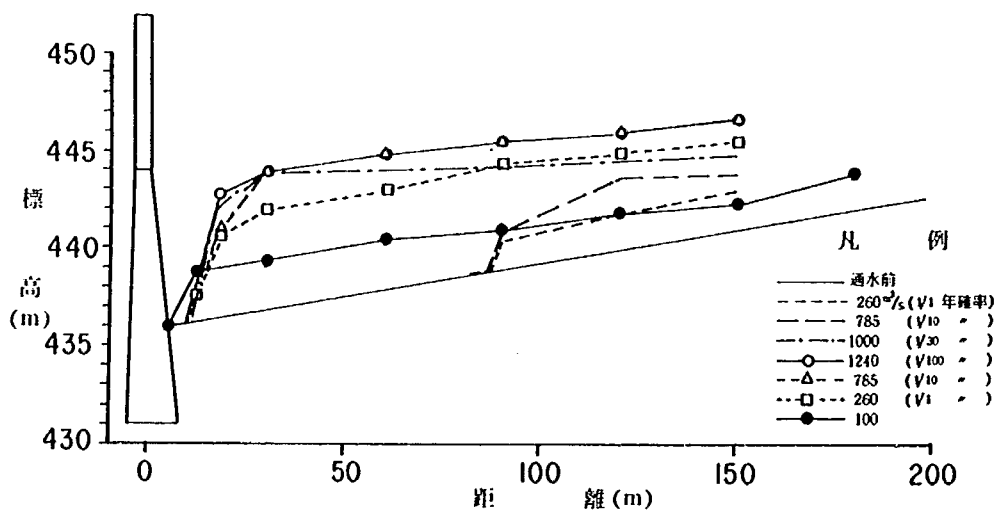
写真-1 ～ 5 に流向の時間的な変化を示す。ダム上流の流路の変動を見ると、いずれのケースの場合も減水期の流量 $260\text{ m}^3/\text{s}$ までは、比較的流水は流路幅一様に流れるが、暗渠がダム水通しの中央部でない場合では、減水期の流量が $100\text{ m}^3/\text{s}$ になると流れに片寄りが生じている。これに対して、暗渠をダム水通しの中央部に設置した場合（タイプ 1, 3, 4, 5）は、 $100\text{ m}^3/\text{s}$ の流量でも、比較的流れに片寄りはなく、流水は河道中央部を流れている様子がわかる。



タイプ 1 (暗渠 $4\text{m} \times 4\text{m}$ 1 基)

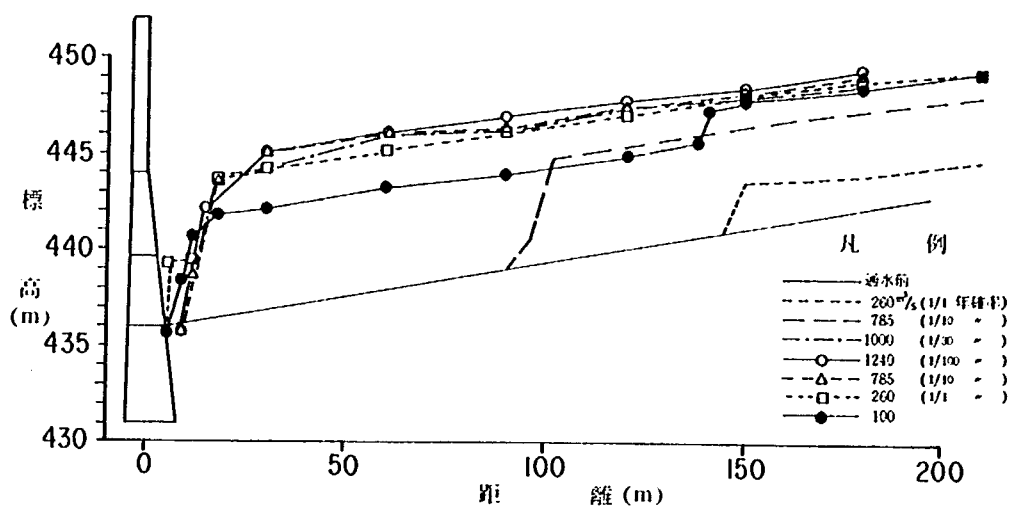


タイプ 2 (暗渠 $4\text{m} \times 4\text{m}$ 2 基)

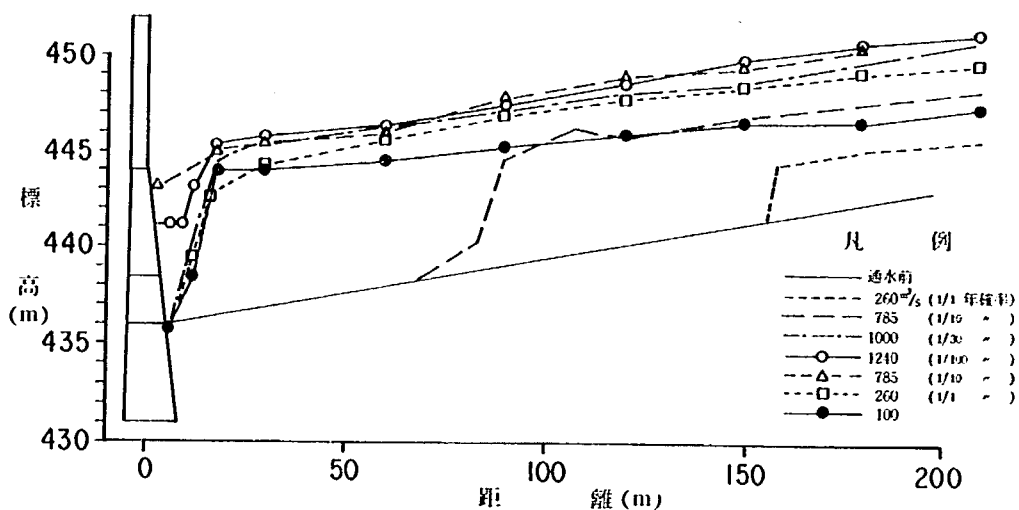


タイプ 3 (暗渠 $4\text{m} \times 4\text{m}$ 3 基)

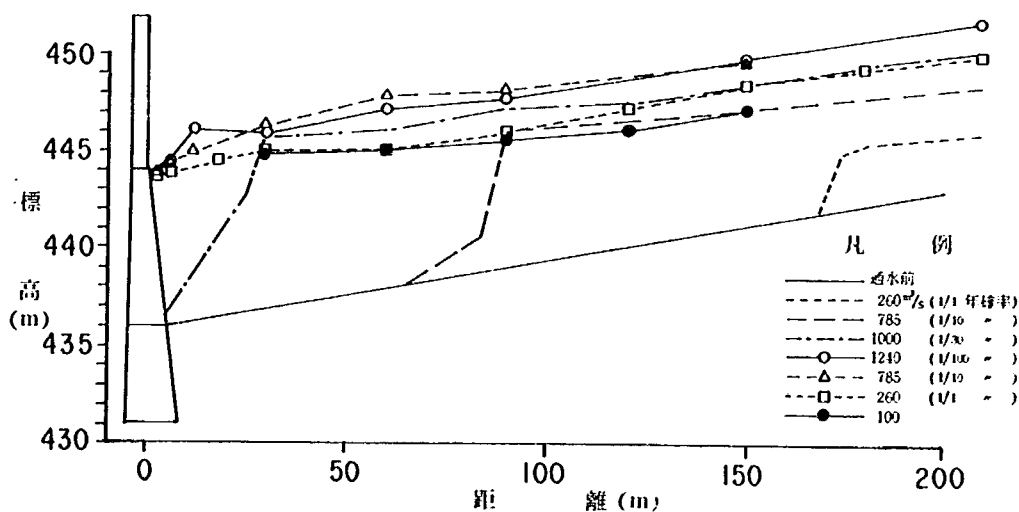
図-8-(1) 土砂堆積形状の時間的变化



タイプ 4 (暗渠 3m × 3m 3 基)



タイプ 5 (暗渠 2m × 2m 3 基)



タイプ 6 (暗渠なし)

図-8-(2) 土砂堆積形状の時間的变化

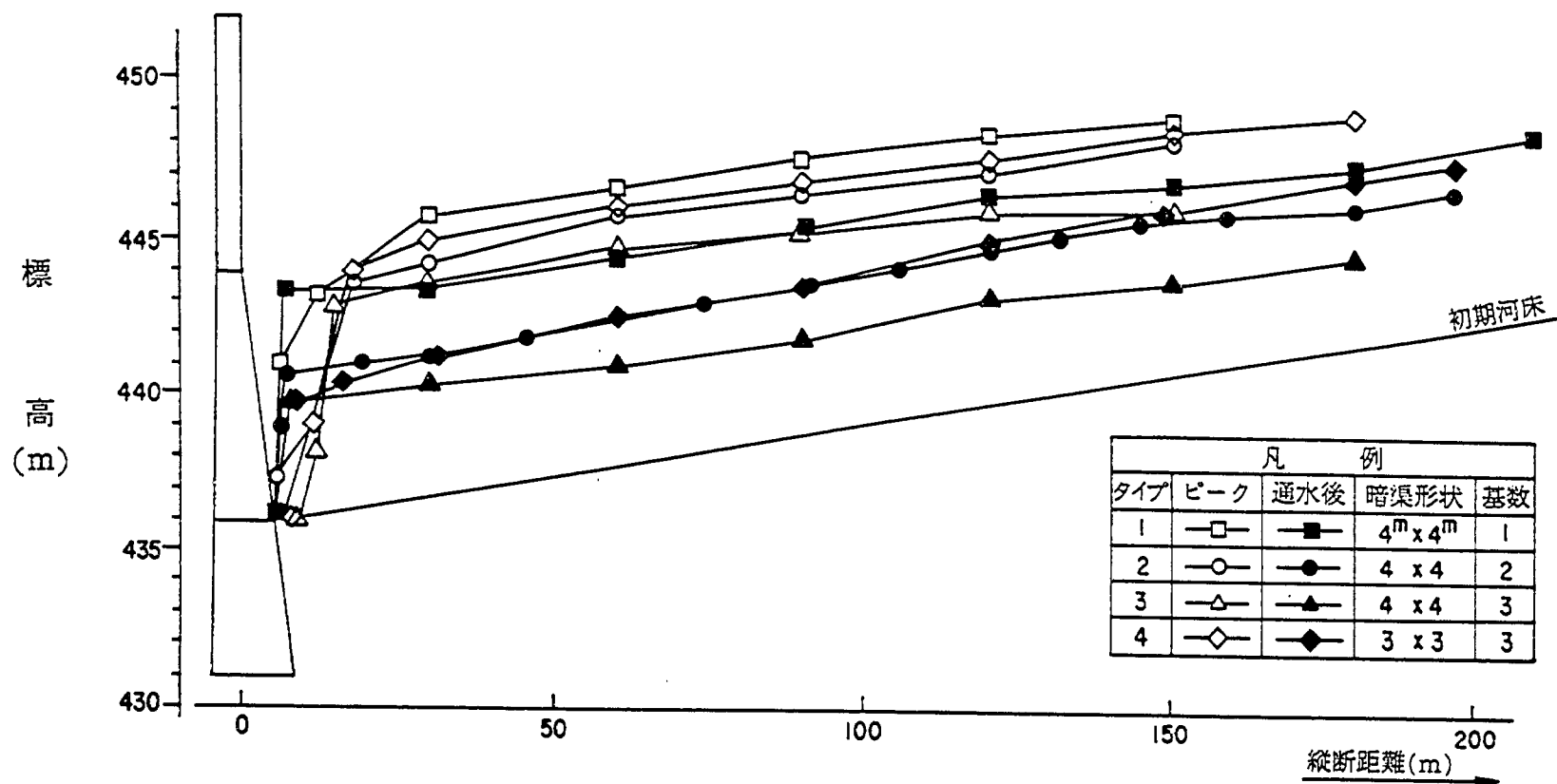


図 - 9 ピーク流量時と通水後の平均河床高縦断図

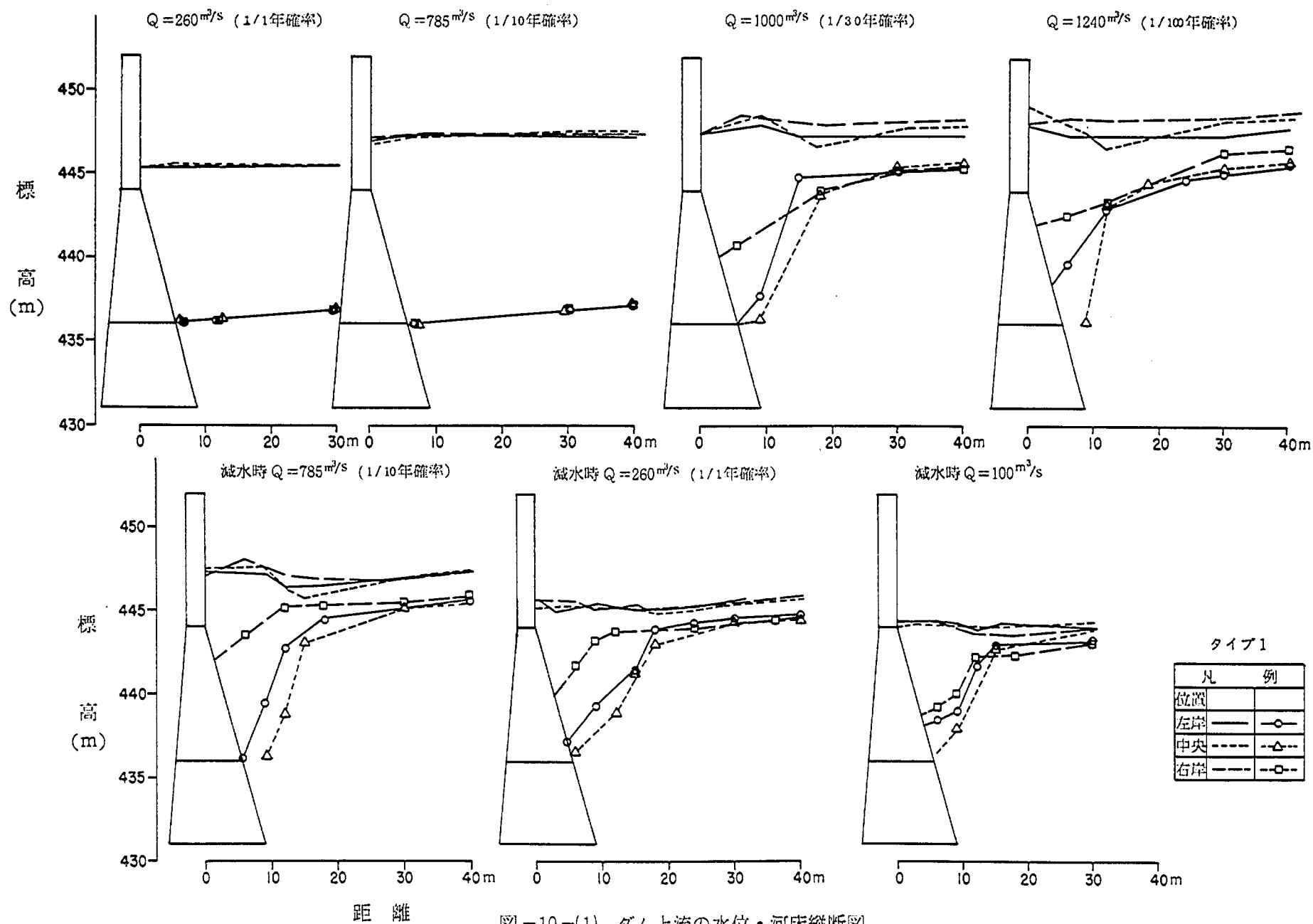


図-10-(1) ダム上流の水位・河床縦断面図

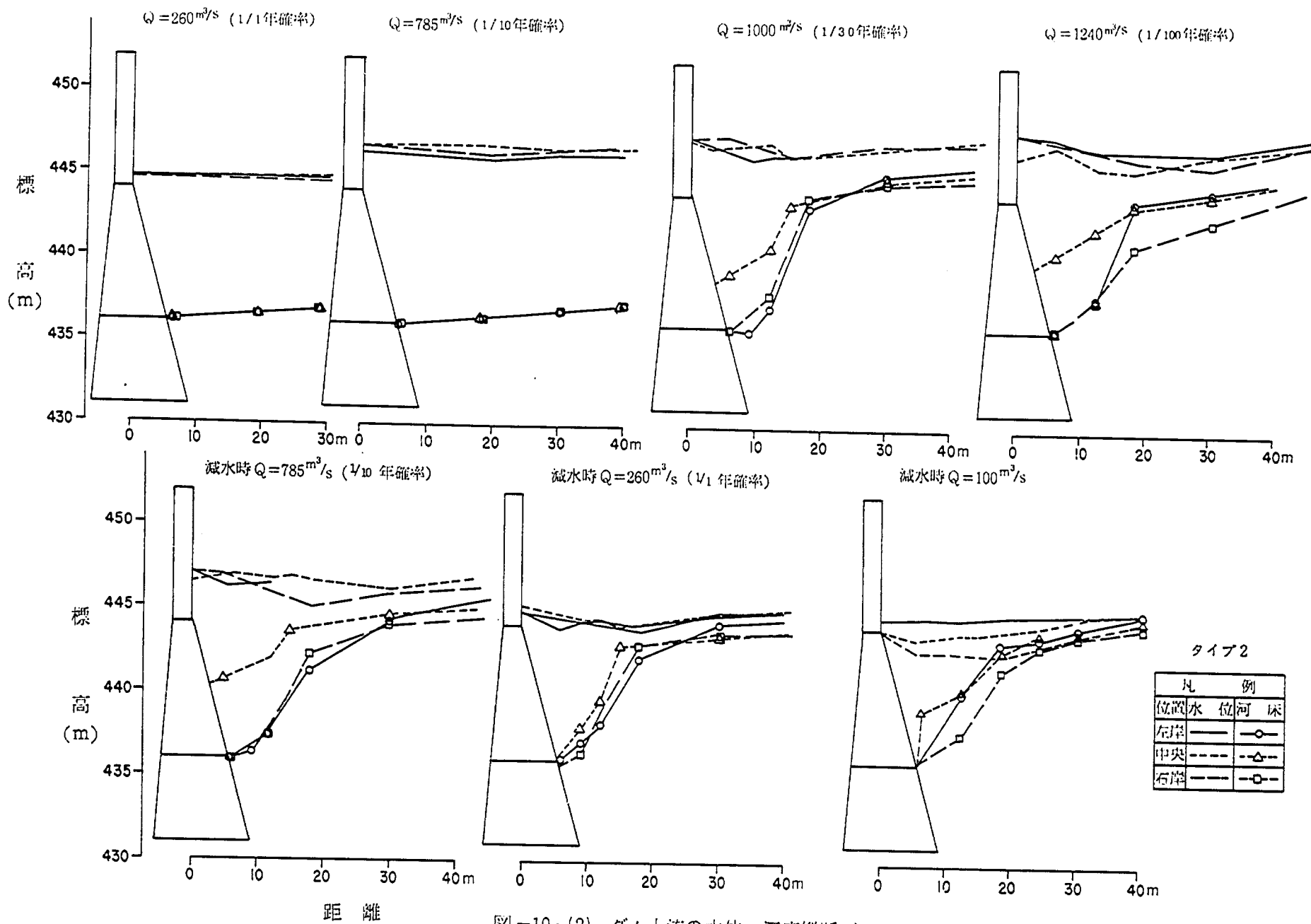


図-10-(2) ダム上流の水位・河床縦断図

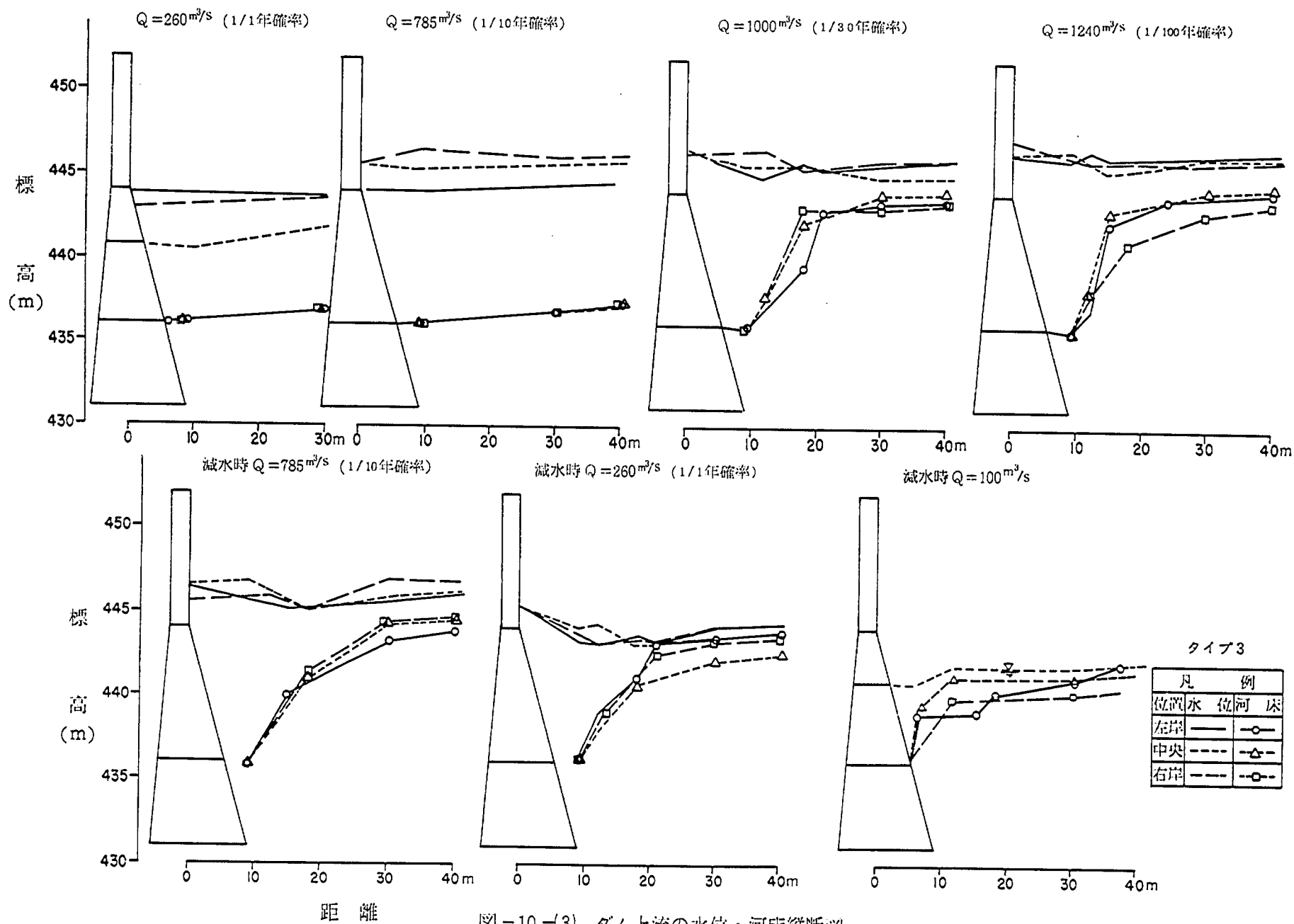


図-10-(3) ダム上流の水位・河床縦断面図

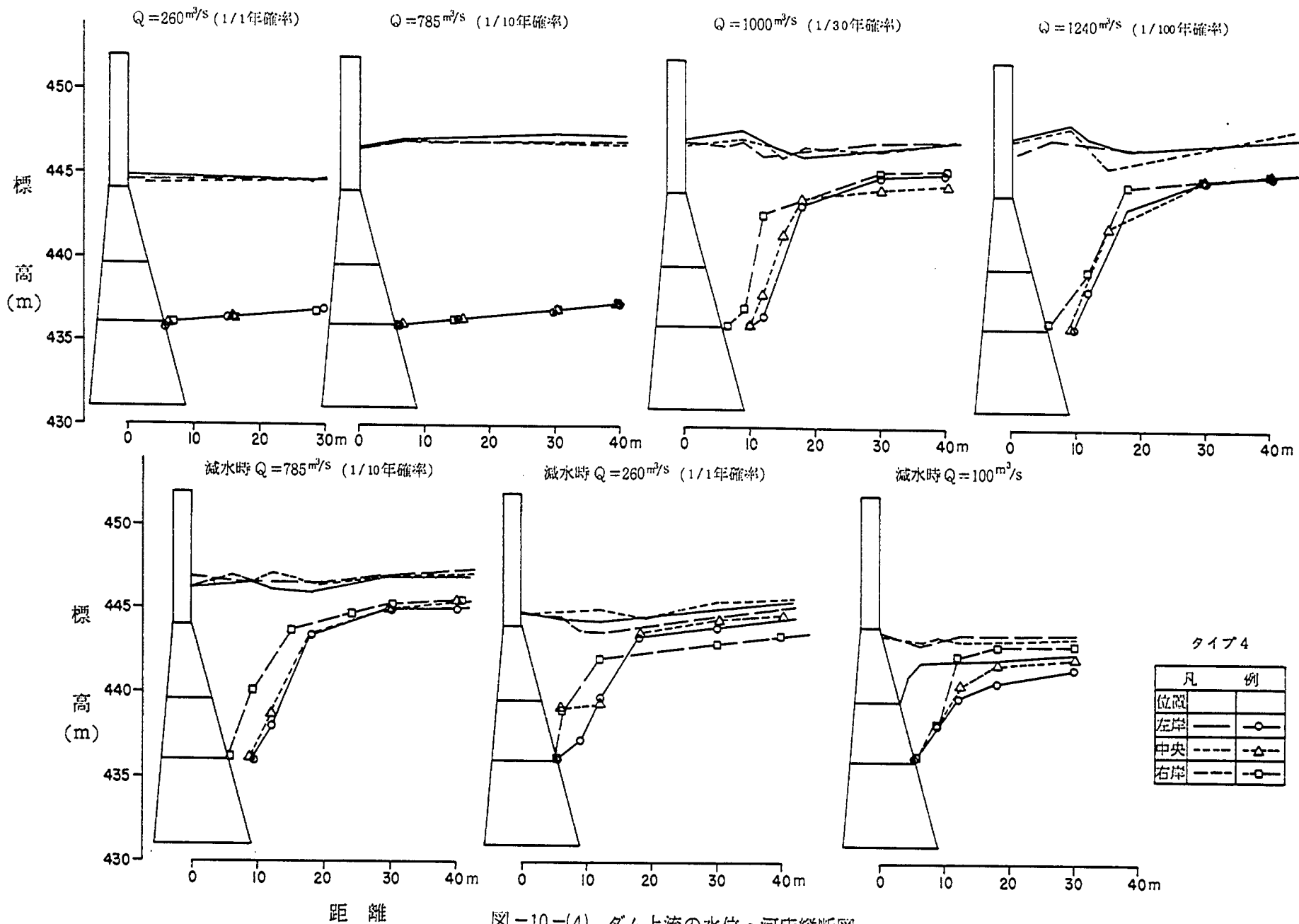


図-10-(4) ダム上流の水位・河床縦断面図

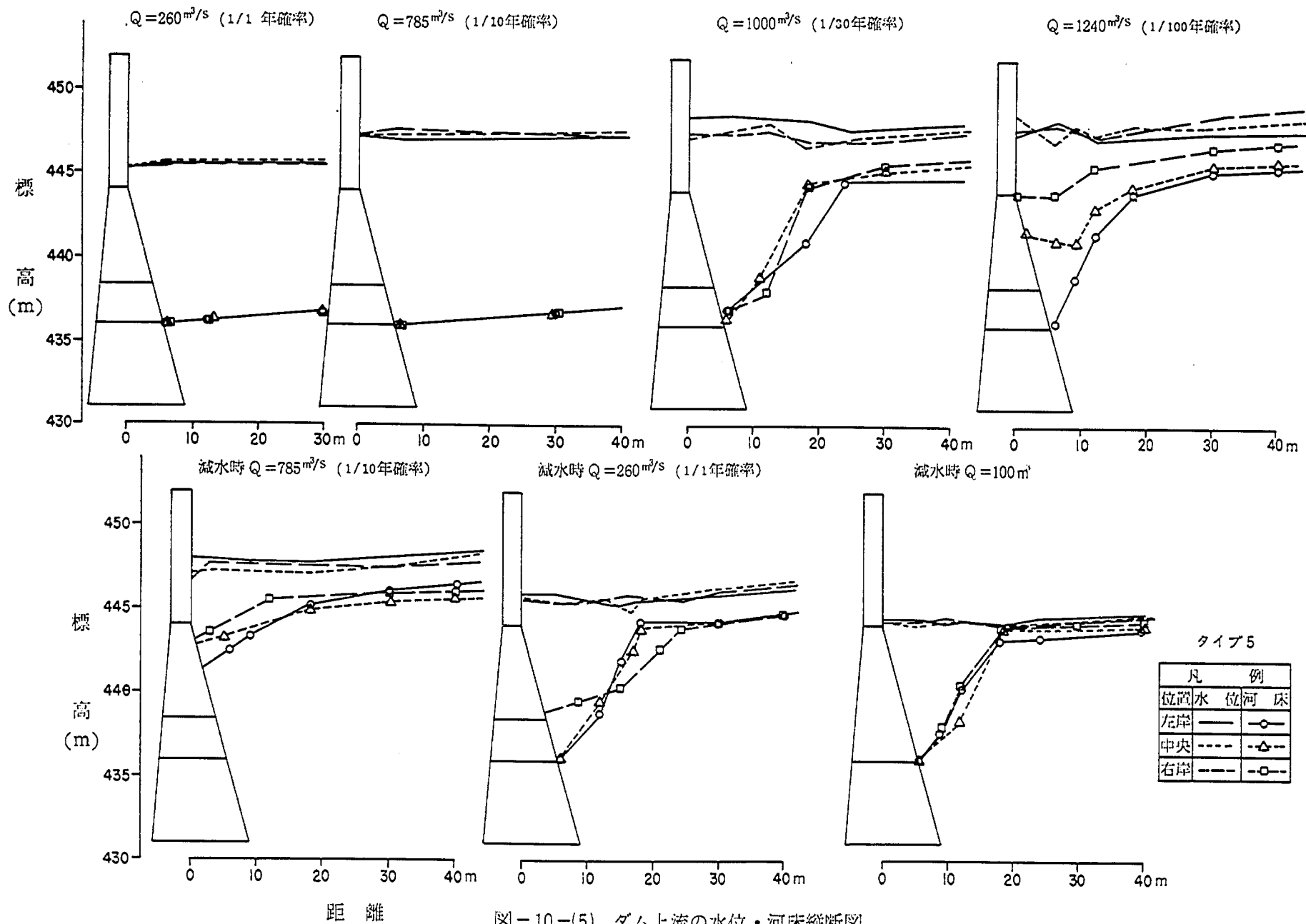


図-10-(5) ダム上流の水位・河床縦断面図

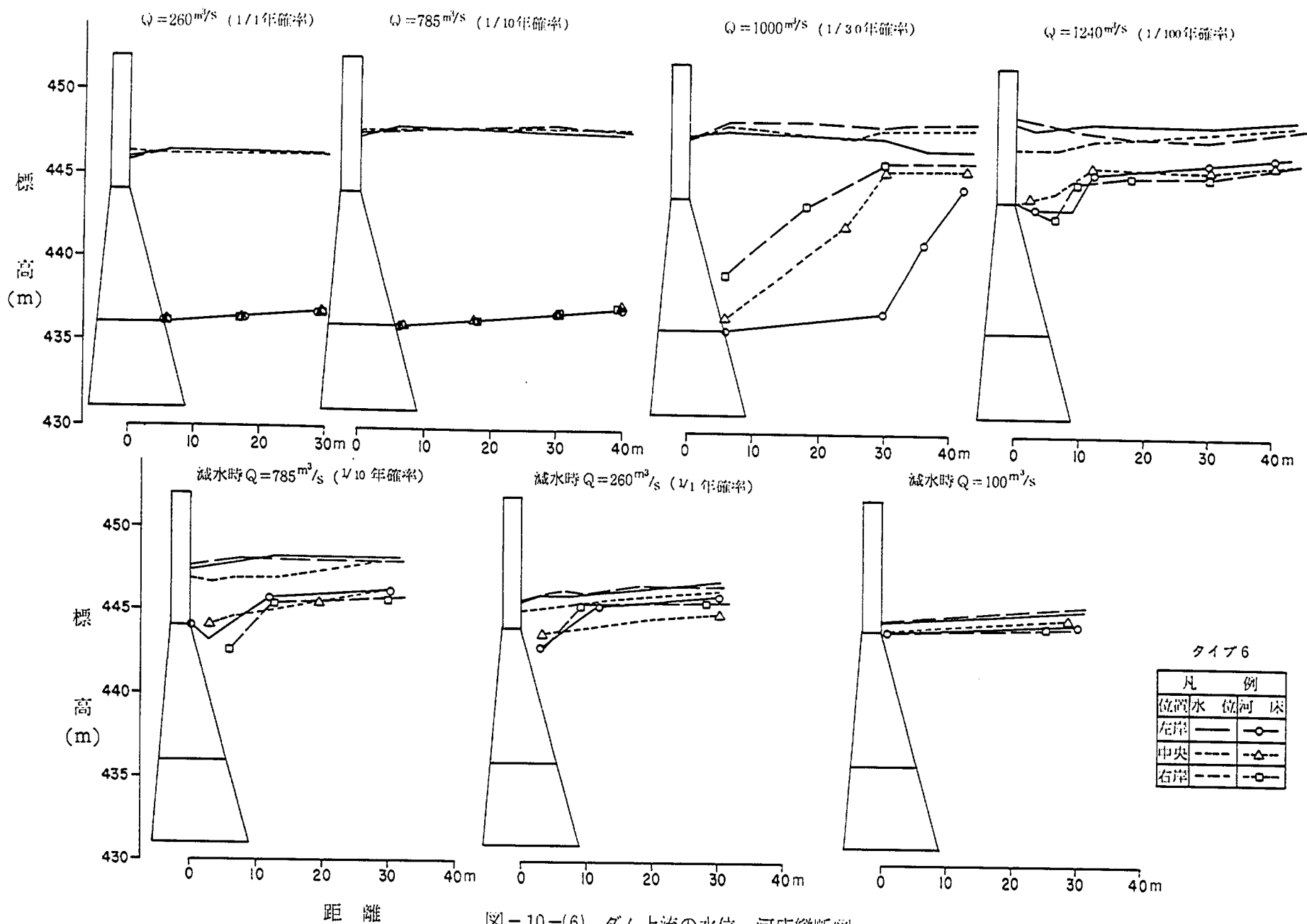
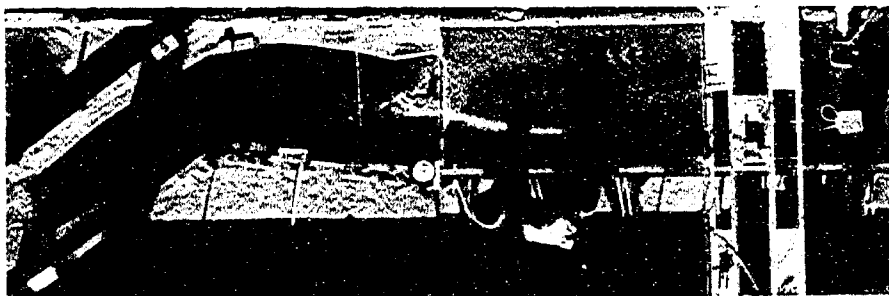


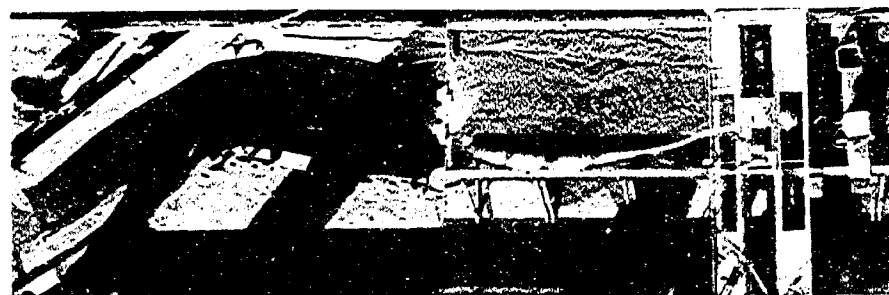
図-10-(6) ダム上流の水位・河床縦断図



110' $Q=260 \text{ m}^3/\text{s}$



150' $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$



止水後

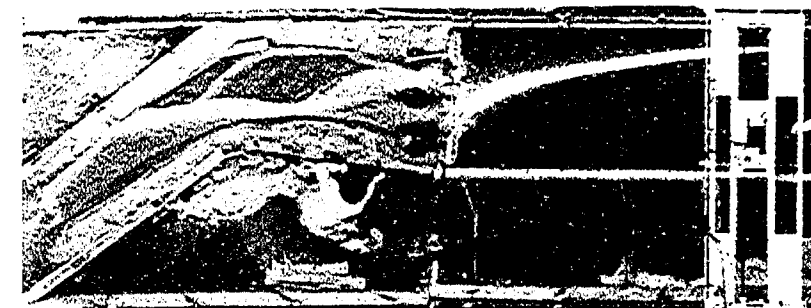
写真-1 ダム上流の流向の変化(タイプ1)



110' $Q=260 \text{ m}^3/\text{s}$

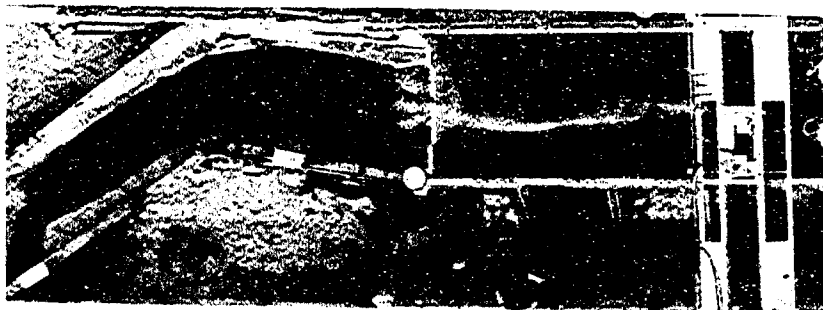


150' $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$



止水後

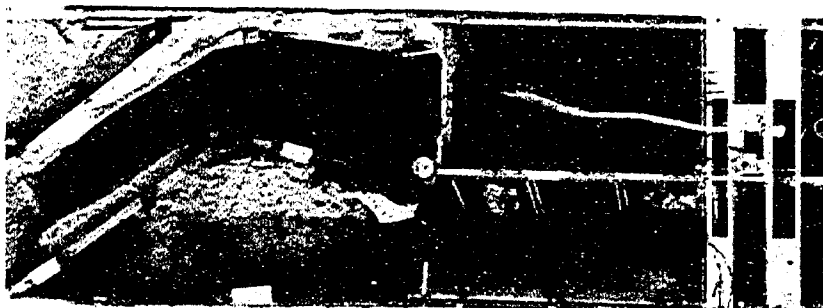
写真-2 ダム上流の流向の変化(タイプ2)



110' $Q=260 \text{ m}^3/\text{s}$



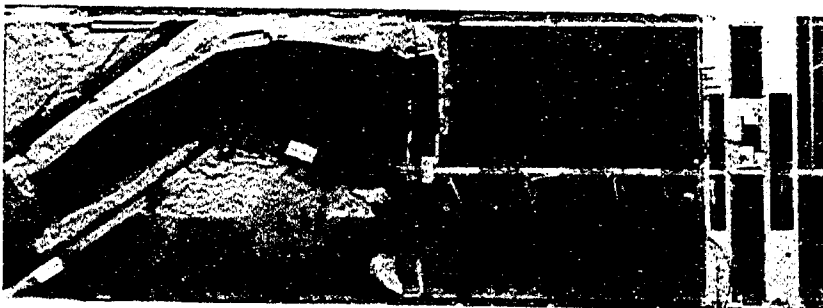
110' $Q=260 \text{ m}^3/\text{s}$



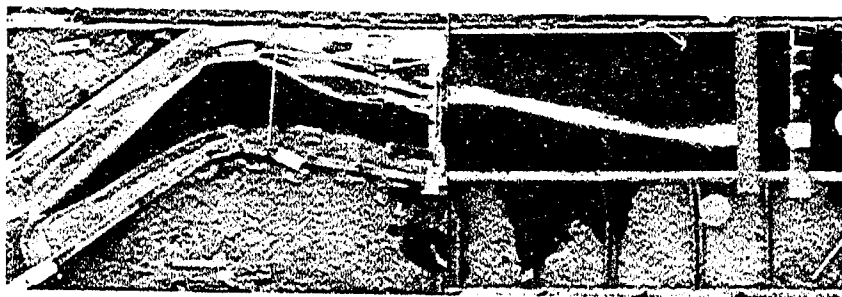
150' $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$



150' $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$



止水後



止水後

写真-3 ダム上流の流向の変化 (タイプ3)

写真-4 ダム上流の流向の変化 (タイプ4)

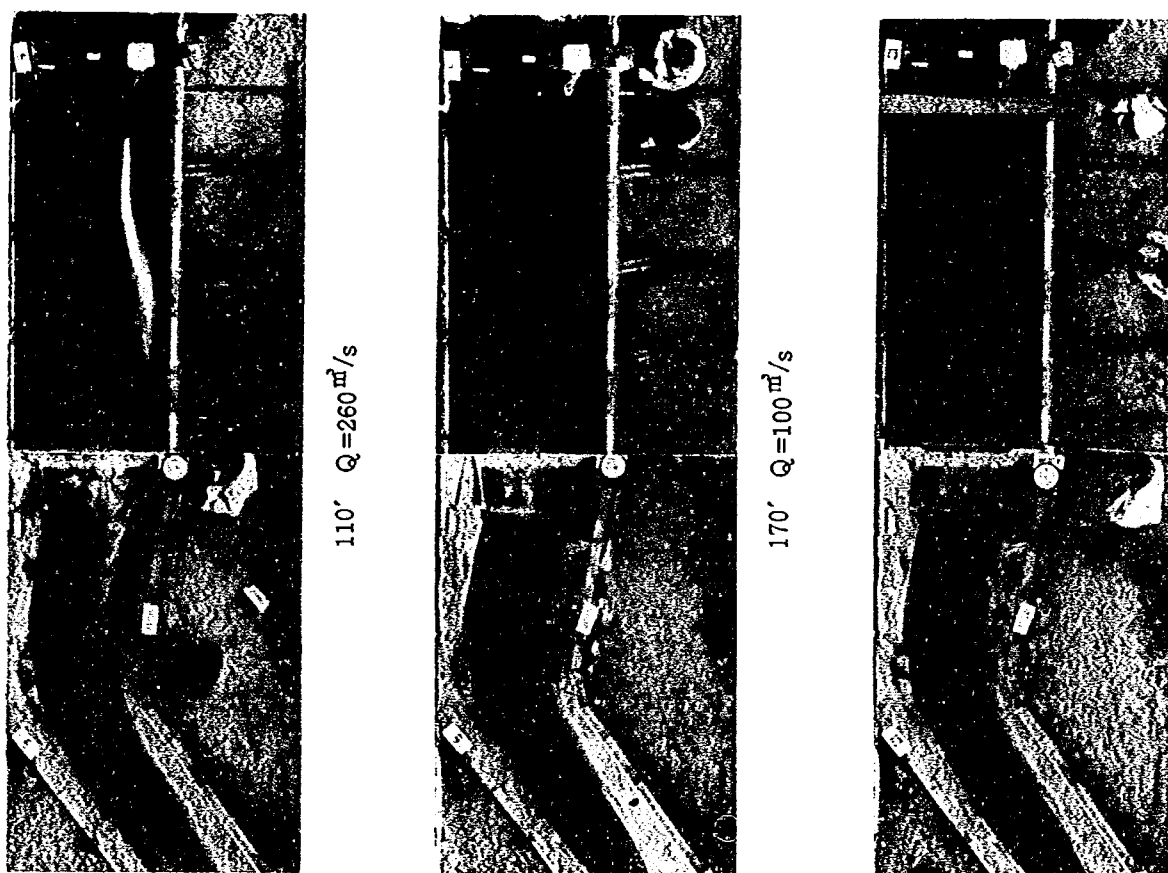


写真-5 ダム上流の流向の変化 (タイプ5)

(3) ダム暗渠の排砂状況

本実験においては、いずれのケースにおいても流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると砂堆の肩は、ほぼダム地点まで到達して、暗渠から排砂が始まった (写真-6)。暗渠が、タイプ3 ($4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ 3基) の形状の場合に他のタイプに比べて土砂の移動速度が大きく、また、堰き上げ水深が小さいことが影響して $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時における暗渠からの排砂量が他のタイプに比べて多いことが観察された。

減水期においては、流量の変化直後に、それまでに安定していた砂堆の肩が流水によって暗渠に引き込まれるように急激に崩され、これに伴って河床が変動し、一時的に暗渠からの土砂流出が多くなる。流量にみあう堆砂形状に回復するまでは土砂堆積が進み、この間の土砂流出はわずかである。流量にみあう砂堆の形状が形成される間においても、量的にはわずかであるが河床低下と河床上昇が交互に生じて、河床が不安定となるため、暗渠から排砂する土砂量に時間的な変化がみられた。流量変化時において、暗渠からの排砂が多い場合に、水叩き上に土砂が堆積するが、これにより暗渠が閉塞することではなく、ダムからの流出土砂が減少すると伴に水叩き上に堆積した土砂も流出していた。

減水期に流出した土砂が、副ダム下流や湾曲部に異常堆積して、護岸の埋没などの問題が生じることはなかった。

また、タイプ5の暗渠の形状 ($2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ を3基設置) では、流量が $1240 \text{ m}^3/\text{s}$ から減水期の流量が $100 \text{ m}^3/\text{s}$ の間に、一時的に全ての暗渠が閉塞した。その他のケースでは、暗渠の閉塞は生じなかった。

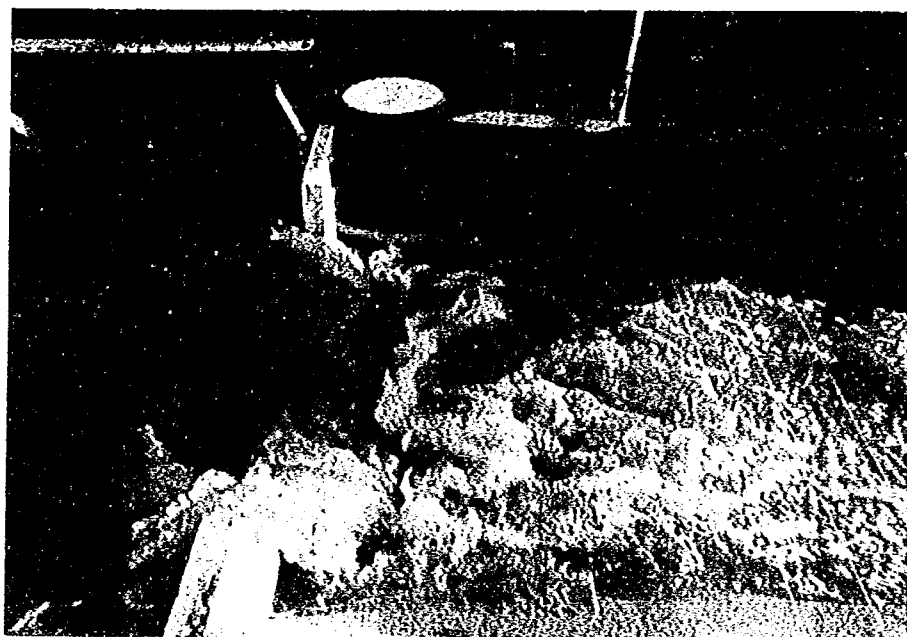


写真-6 砂防ダムの排砂状況

(4) ダム堆砂形状

ダム堆砂は、これまでの実験と同様に、ダムによる堰き上げの影響により大きく変化することがわかった。ダムの堰き上げの影響を受ける場合には、図-11に示すように砂堆の肩（P点）が存在する。

図-11において、P点の位置は、 $P(x, z) = P(l_s, h_s)$ で示され、砂堆の傾斜角は、 $h_s/l_s = \tan \theta$ で示される。ここで原点は、暗渠の底部においた。

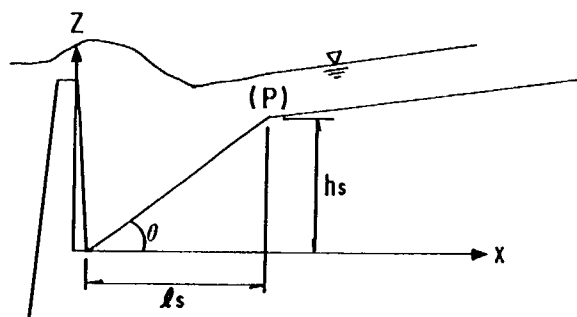


図-11 堆砂形状の模式図

初期河床勾配を維持する土砂量を給砂する条件での h_s/l_s は、ダムの堰き上げ水深に関係すると考えて、暗渠の形状をパラメータにとって整理したの

が図-12である。図-12の d は実測値の堰き上げ水深、 v は等流水深に対する流速、 g は重力の加速度である。

図-12より、堰き上げ水深が小さくなると h_s/l_s は大きくなって、 h_s/l_s は、暗渠の形状によって異なることがわかる。すなわち、同じ堰き上げ水深に対しては、暗渠の大きさが $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ で、

暗渠の基数が3基の場合に h_s/l_s が最も小さく、暗渠の大きさが $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ で暗渠の基数が2基の場合と $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ で3基の場合とでは、 h_s/l_s と堰き上げ水深との関係はほとんど変わらない。

砂堆の高さ h_s/H_0 を堰き上げ水深 $\Delta h/v^2$ / $2g$ との関係で表現したのが図-13である。図-13で H_0 は、等流水深である。図-13より砂堆の高さは、堰き上げ水深に関して、堰き上げ水深が大きい程砂堆の高さも大きくなっている。また、図-12と図-13に示す関係から、堰き上げ水深が小さい程砂堆の傾斜角が大きく、砂堆の高さは小さくなる傾向を示すことがわかる。

砂防ダムの袖の形状が一定で、暗渠の形状を変化させた場合の堰き上げ水深は、実験ケースが少なく断言することはできないが、砂防ダム天端上の限界水深 h_c とに、図-14に示すような傾向がある。図-14で、 h_{c1} は全流量に対する限界水深で、 h_{c2} は暗渠から流出する流量を全流量から差し引いた流量の限界水深である。

(5) ダム堆砂域の河床変動と土砂調節量

ダム堆砂域での河床の変化（平均河床縦断面図）を図-9に、堆砂量の時間的変化を図-15に示しているが、堆砂形状は砂堆の肩の位置によって決められて、砂堆の高さが小さい程、堆砂量が小さいことがわかる。図-9と図-15より、ピーク時に最も堆砂量が少ないのがタイプ3の場合であり、タイプ1、タイプ2、タイプ4の場合は、ほとんど堆砂量に差がなく、図-15よりタイプ6の場合に堆砂量が最も多いことがわかる。

各流量ごとの排砂量の時間的変化を図-16に示した。図-16より前述した理

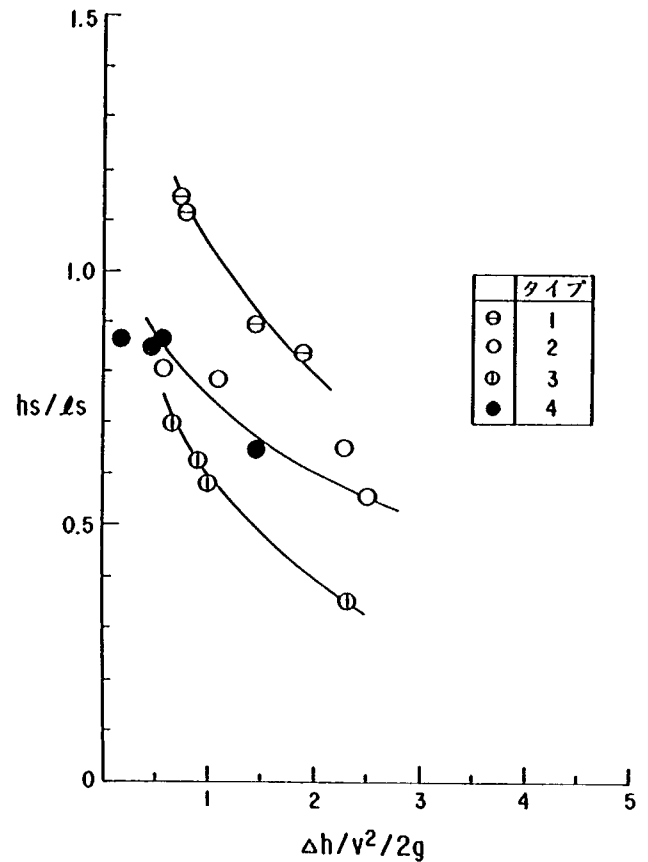


図-12 砂堆の傾斜角 h_s/l_s と堰き上げ水深 Δh の関係

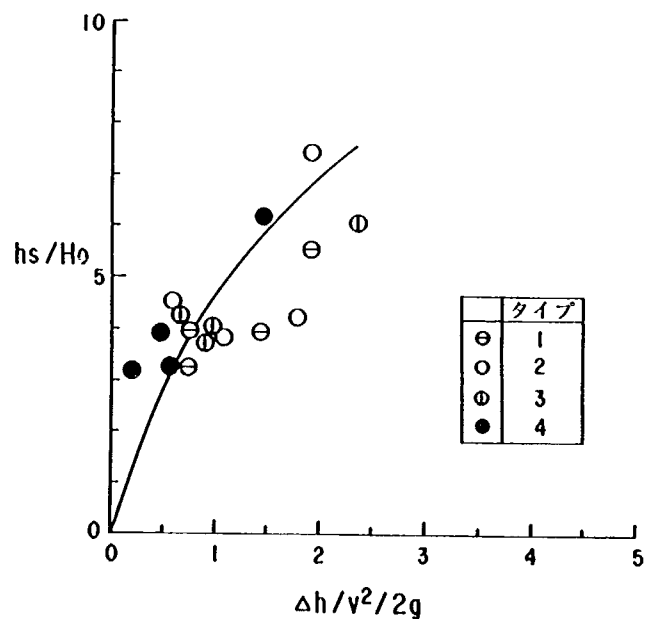


図-13 砂堆の肩の高さと堰き上げ水深の関係

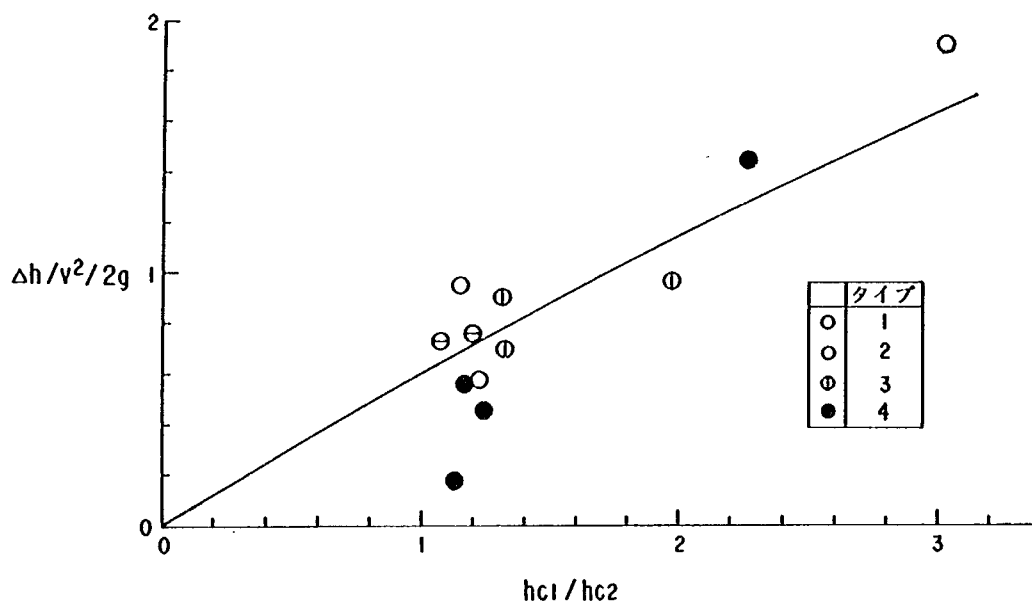


図-14 堰き上げ水深と限界水深の関係

由により増水期の流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ において、タイプ3の暗渠の形状の場合に排砂量が多く、ピーク流量時での排砂量はタイプ2、タイプ3及びタイプ4とではほとんど差がないことがわかる。また、排砂量は、いずれのタイプにおいても減水期の $785 \text{ m}^3/\text{sec}$ のときに最大値を示している。減水期において暗渠の形状が異なっても排砂量にあまり差がないのは、前述したように流量変化時にそれまでに安定していた堆砂形状が急激に変動することの影響が大きいと考えられる。

土砂調節量を比較して表-5に示した。ここでは、土砂調節量は堆砂量の最大値と通水後における堆砂量の差をとった。土砂調節量は、タイプ6の暗渠が無い（暗渠が閉塞した条件）と暗渠のタイプ1の基数が少ない場合に最も小さく、タイプ3の場合に最も大きい。

以上の実験結果によると、平常時に空容量を確保し、洪水時に土砂調節機能を発揮する暗渠の形状としてはタイプ3が優れていることになる。

表-5 土砂調節量

タイプ	堆砂量の最大値	通水後の堆砂量	調節量
1	5.94 m^3/m^2	4.83 m^3/m^2	1.11 m^3/m^2
2	5.48	3.62	1.86
3	4.31	2.38	1.93
4	5.56	3.94	1.62
5	6.24	4.96	1.28
6	6.92	5.79	1.13

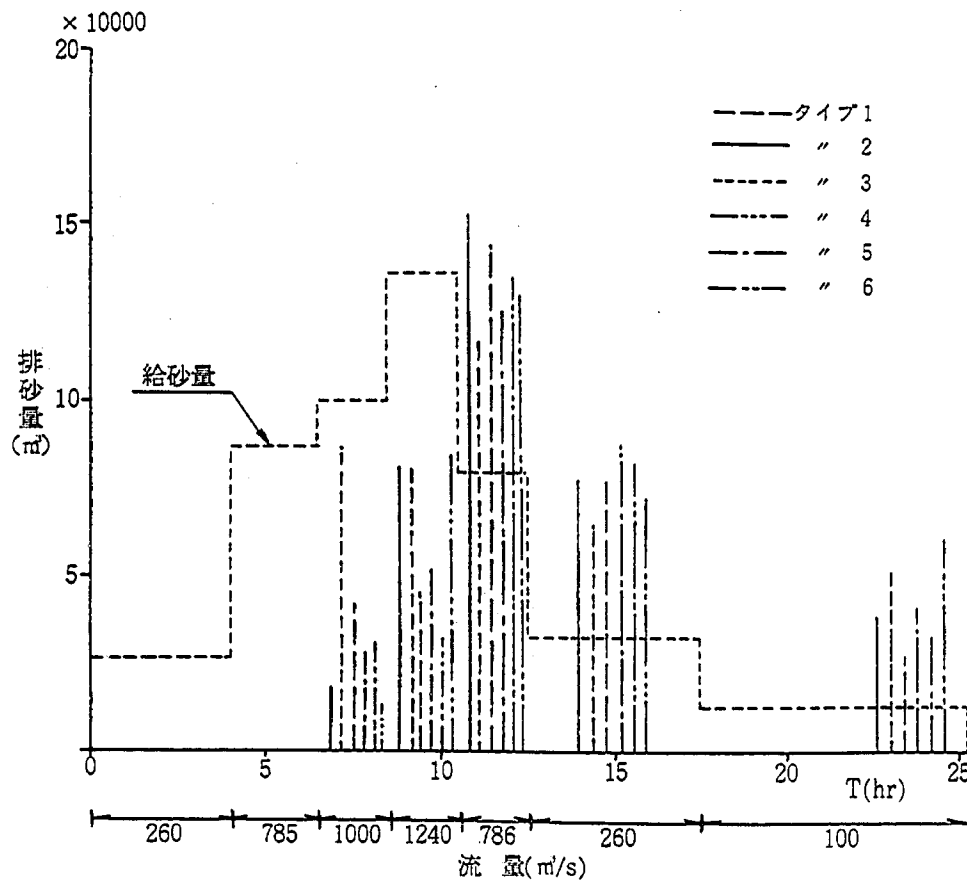


図-16 排砂量の時間的变化

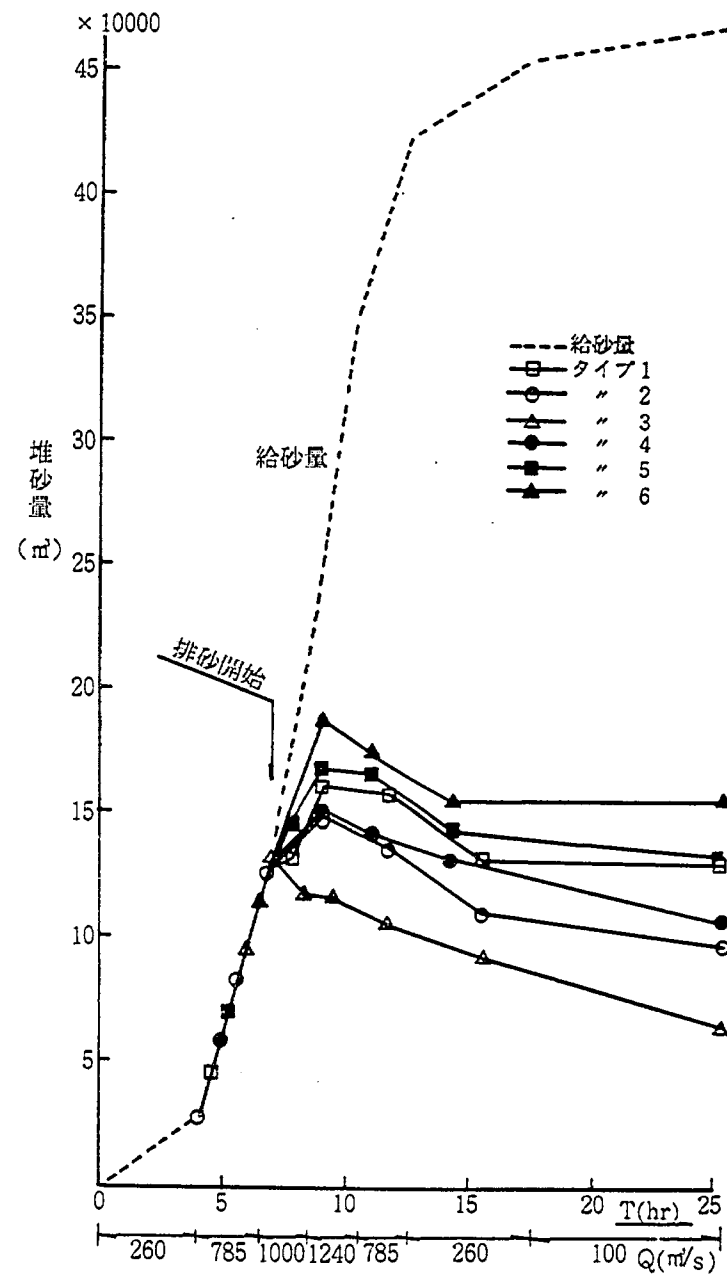


図-15 堆砂量の時間的变化

3.3.2 前庭保護工の検討実験

副ダム下流では、暗渠から土砂の流出がない状態では図-17及び、写真-7に示すように、ダム基礎高以下（ダム基礎高以下4.2mで床見えの状態となった）まで局所洗掘を受けるので、副ダムが被災する恐れがある。これは、写真-7に示すように水叩き上の流水が減勢されないまま下流に流出しているために生じているものである。

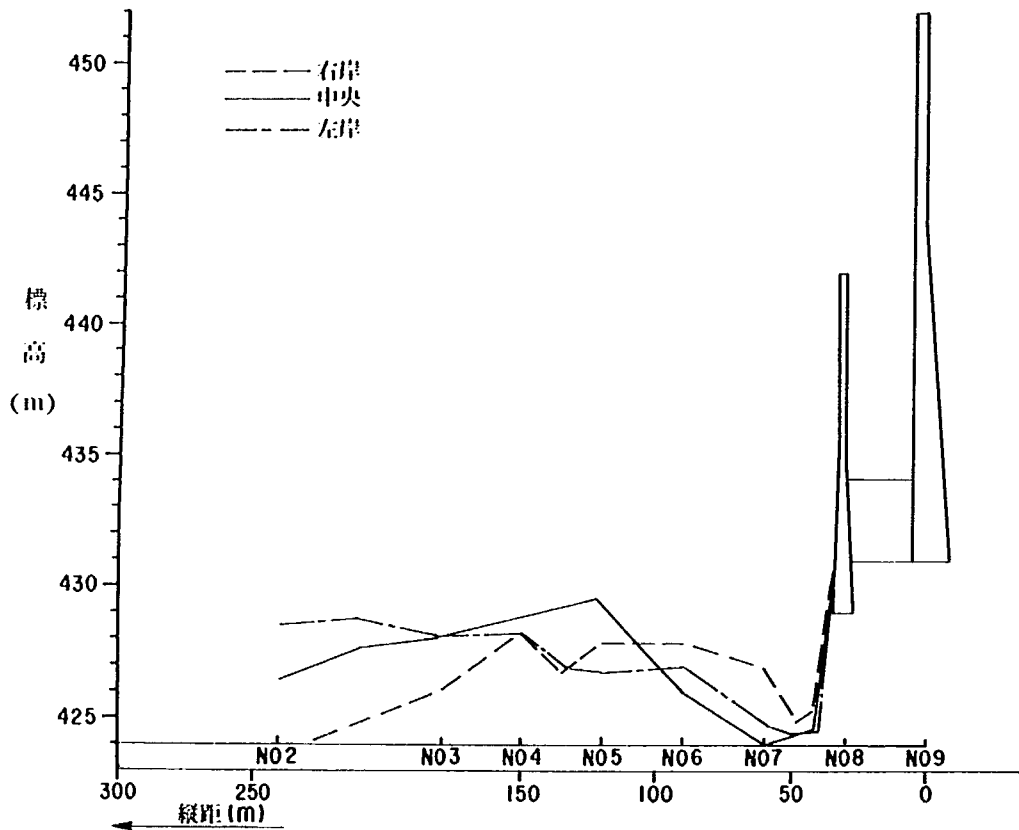


図-17-1 副ダム下流の河床縦断面図（最大洗掘深）
タイプ2（暗渠4m×4m 2個）

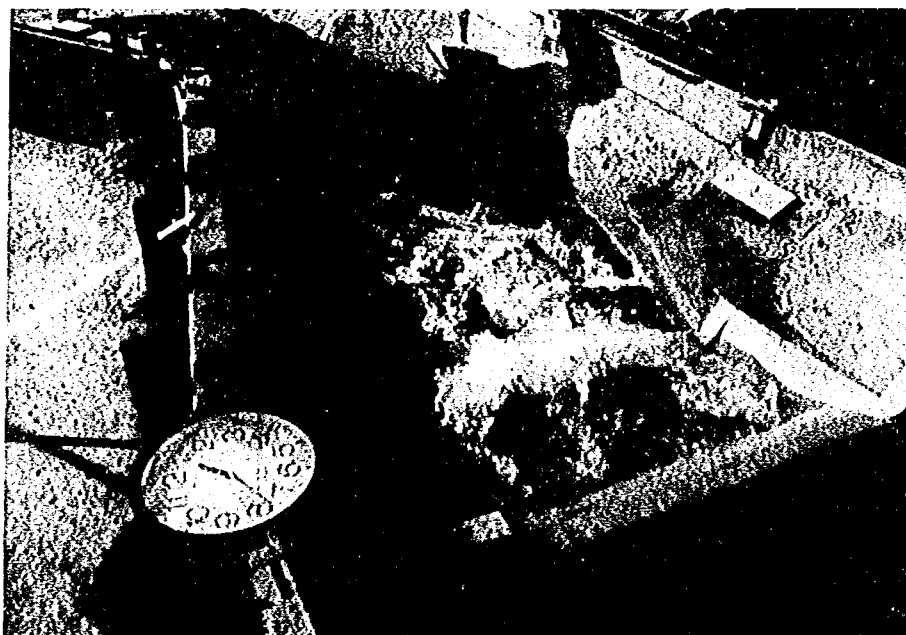


写真-7 副ダム下流の洗掘及び水褥池内の流況状況

しかし、暗渠から土砂の流出が始まると前庭部の河床は、徐々に埋め戻され、さらに排砂が継続することにより河床は上昇する。

2.2で検討したように水貯池を設けて十分に流水を減勢させようとする、本ダムの高さと同程度の水貯池水深が必要となり、暗渠からの排砂に影響を与えられと考えられる。また、暗渠からの排砂があると前庭部の河床は上昇するので、副ダム下流の局所洗掘に対しては、護床工で対応することが得策であろう。また、副ダム下流にある岩は、副ダムから流出する流水の流向を大きく乱し、写真-7及び図-17に示すように副ダム下流や左岸沿いの局所洗掘を大きくしていたことから、この岩は撤去することが望ましいと考えられる。

副ダム下流の局所洗掘を護床工で対応する場合には、局所洗掘深が小さく洗掘長が短い方が、護床工の規模を小さくする上で有利である。そこで実験ケース10~13では、護床工の規模を検討する資料を得るために、 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ の暗渠3基を設置し、副ダム天端から水叩き天端までの高さを0~3 mと変化させて副ダム下流の局所洗掘の変化を調べた。

図-18に副ダム天端高の変化に伴う副ダム下流の洗掘深の変化を示す。図-18から副ダム下流の最大洗掘深は、副ダムの天端高が高いほど大きくなり、逆に洗掘範囲は、副ダムの天端高が低いほど大きくなっていることがわかる。これは、写真-8と9に示すように副ダム天端高が低いと主ダム水通しから落下する流水や大暗渠から噴出する流水が減勢されないまま下流に流出するために洗掘範囲が大きくなったものであり、副ダム天端高が高いと逆に流水はある程度減勢されるが、落下高が高くなるために洗掘深が大きくなったものと考えられる。



写真-8 副ダム天端高の変化による副ダム下流の流況状況
(副ダム高0 m)



写真－9 副ダム天端高の変化による副ダム下流の流況状況
(副ダム高 2 m)

また、最大洗掘深は、副ダム天端高が 0 m, 1 m, 2 m の場合ではあまり差がない。洗掘範囲は、副ダム天端高が 2 m と 3 m ではほとんど差がない。また、表－6 に示す副ダム天端上の流速は、副ダム天端高が 2 m になると小さくなるが、3 m との差はほとんどない。暗渠出口の流速は、いずれの場合にも 11 m/sec 以上と高流速が生じている。

したがって、副ダム下流の局所洗掘は、護床工によって対処する場合には、洗掘範囲が短く副ダムの越流流速が小さい、水褥池水深 2 m の副ダムの形状が良いと考えられる。

表－6 副ダム上の流速数値表

case	副ダム 高 さ	副 ダ ム		副 ダ ム		暗渠出口 の 流 速
		底面流速	フルード数	表面流速	フルード数	
	m	m/s		m/s		m/s
10	1	11.36	2.17	—	—	12.69
11	3	7.15	1.06	7.11	1.06	11.15
12	2	6.98	1.02	6.3	0.92	11.56
13	0	11.82	2.44	—	—	12.55

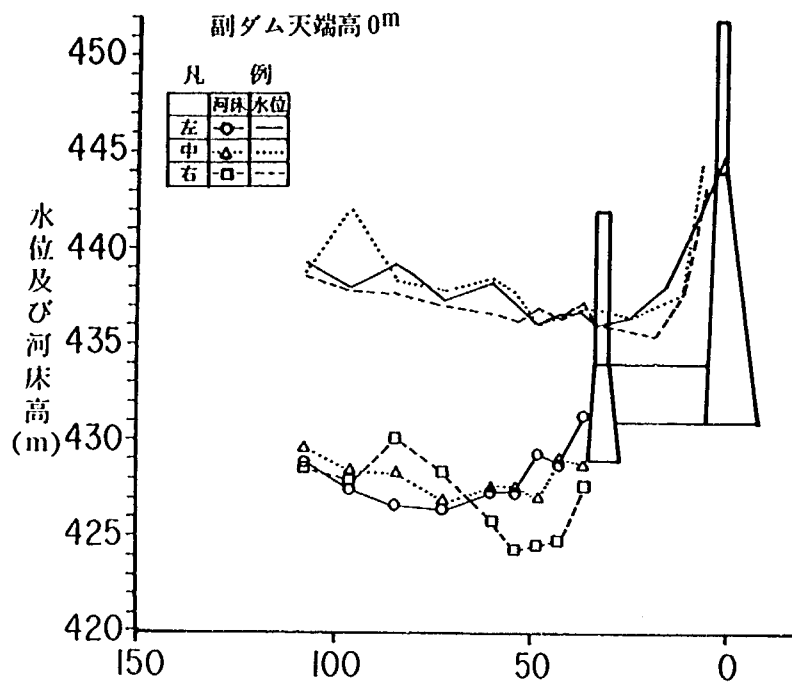


図-18-(1) 砂防ダム下流側河床縦断図 (case-13)

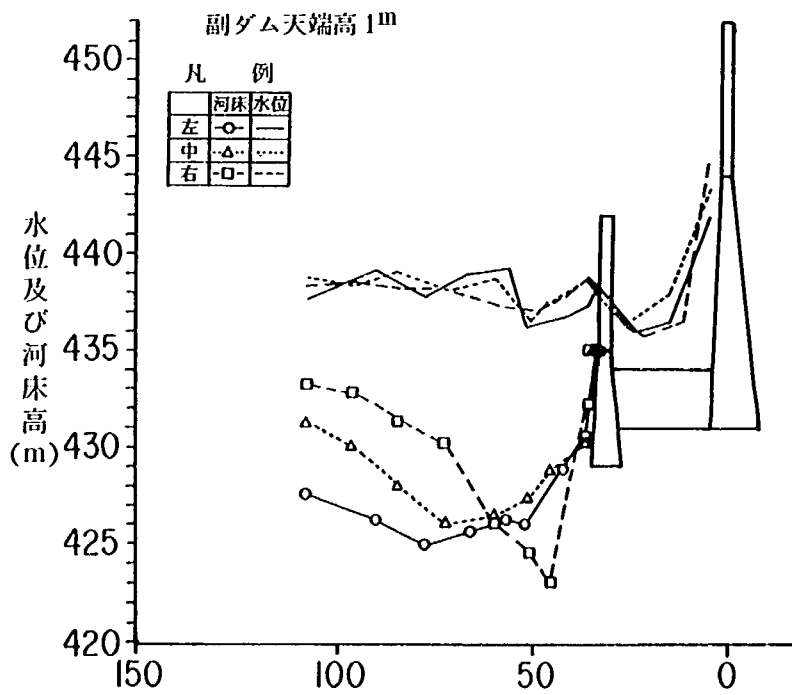


図-18-(2) 砂防ダム下流側河床縦断図 (case-10)

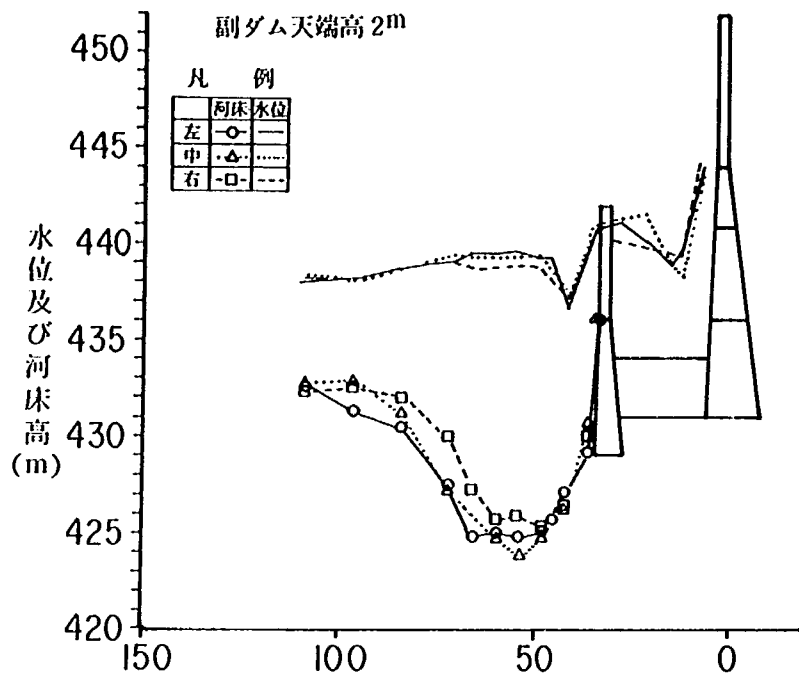


図-18-(3) 砂防ダム下流側河床縦断面図 (case-12)

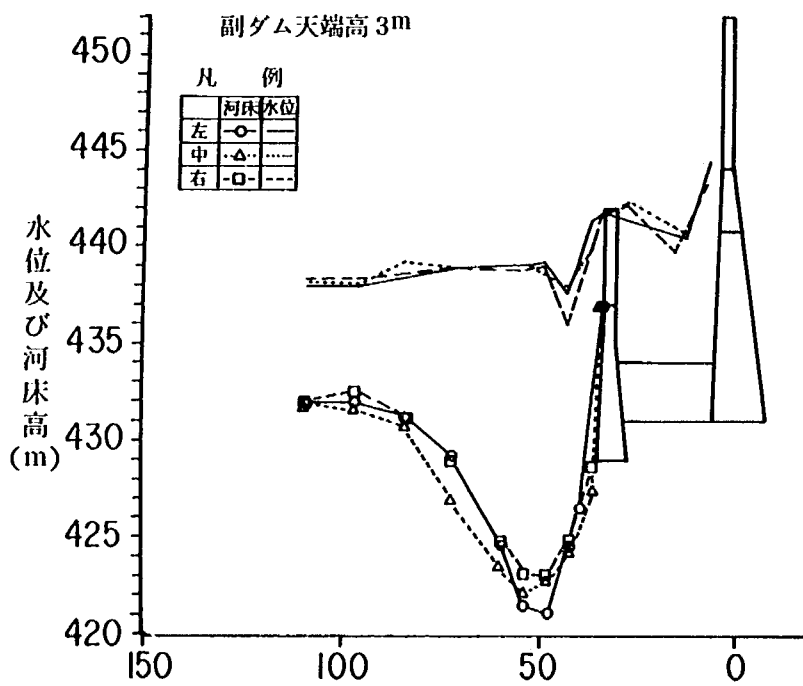


図-18-(4) 砂防ダム下流側河床縦断面図 (case-11)

ま と め

- 1) 暗渠が閉塞した状態に比べて、暗渠の形状が大きく、暗渠の基数の多い程、ダム堆砂量が小さくなり、砂防ダムの堆砂空容量を確保できる。増水期に、流水の堰き上げが生じてダム堆砂が生じる。減水期においては流量の減少にともなって堰き上げ水深の影響が弱まり、排砂量が大きくなる。

タイプ3の暗渠の形状では、増水期の1000m³/sec時にダム堆砂量が最大となり、その他のタイプでは、ピーク流量時にダム堆砂量が最大となる。タイプ3の場合にダム堆砂量は最も少なく、土砂調節量（ここでは、堆砂量の最大値と通水後の堆砂量との差を土砂調節量した）が最も大きい。このことから、ダムの空容量を確保し、洪水時に土砂調節を発揮する暗渠の形状は、タイプ3（4m×4m 3基）が優れていることになる。

- 2) 条件として与えられた河床材料（ $d_m = 1.474\text{mm}$ ， $d_{\max} = 9.52\text{mm}$ ）を使用した実験では、暗渠の大きさが2m×2mの場合には一時的に暗渠が閉塞した。暗渠の大きさが3m×3mの場合には暗渠が閉塞しなかった。しかし、水理計算によるとピーク流量時に移動する最大粒径は2mである。2m以上の粒径の土砂が移動する場合は、4m×4mの暗渠の大きさにおいても、暗渠は閉塞する可能性があることを考えると、洪水中の暗渠の機能を継続させるために暗渠の基数は2基よりも3基の方がよいといえる。

- 3) 砂堆の肩の位置は、ダムによる堰き上げ水深の程度によって変化し、堰き上げ水深は暗渠の形状に左右されて、図-12、図-13及び図-14のように表現できる。

- 4) 深さ2mの水褥池を有する副ダムの形状では、暗渠からの排砂に影響を与えない。（水褥池に土砂が堆積して排砂を阻害するなどの問題はない。）副ダムの基礎が岩着しない場合には、前庭部を護床工で保護する対策を考えた方がよい。

参 考 文 献

- 1) 京都大学防災研究所；立体格子ダムの水理機能に関する水理模型実験概要報告（1980）
- 2) 池谷 浩，上原信司；スリット砂防ダムの土砂調節効果，土木技術資料22-7（1980）
- 3) 水山高久，福本晃久；大きな水抜き暗渠を有する砂防ダムの土砂調節効果に関する水理模型実験，土木研究所資料第2066号

• 尾添砂防ダム水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878

土研資料第2362号

昭和61年3月

矢澤昭夫 阿部宗平

大場章 福本晃久

要 旨

砂防ダムの暗渠の形状が土砂調節機能に与える影響と、暗渠からの排砂状況を水理模型実験によって検討した。

キーワード

砂防ダム，大暗渠，土砂調節効果



郵便はがき

40
円
切
手
を
は
っ
て
下
さ
い。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
砂防研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

土木研究所資料第2362号
尾添砂防ダム水理模型実験
報告書

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2362 号 部
尾添砂防ダム水理模型実験報告書

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

