

金西軒長

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1496号

土 木 研 究 所 資 料

大武川流路工水理模型実験報告書

昭和54年2月

建設省土木研究所

まえがき

本報告書は、建設省土木研究所が建設省関東地方建設局の依頼を受けて昭和53年度に実施した水理模型実験から、大武川砂溜工計画に関して検討した結果をとりまとめたものである。

大武川砂溜工は、① 平水の流量時に流入する土砂は、下流に計画された流路工に流入させること。② 計画高水流量時に流入する土砂は、砂溜工内に広く分散して堆積させること。③ 砂溜工が土砂生産源とならないこと。等の機能を有することが期待されている。このような機能面からみた砂溜工の形状はどのようなものがよいかを検討している。

建設省土木研究所篠崎試験所

研究員 阿部 宗平
上原 信司

目 次

まえがき

§ 1 砂溜工計画の概要	1
1-1 砂溜工計画素案について	1
1-1-1 法線計画	1
1-1-2 断面計画	1
1-1-3 縦断計画	4
1-1-4 下流第2ダムの形状	4
1-1-5 下流第2ダムの水たたき工の長さ	5
1-2 流入条件について	8
1-2-1 流 量	8
1-2-2 給砂材料と河床材料	8
1-2-3 大武川砂防ダムの堆砂勾配	9
1-2-4 給砂量	9
1-2-5 洪水流下時間	10
§ 2 実験目的と模型概要	11
2-1 実験目的	11
2-2 模 型	11
§ 3 低水流路について	12
3-1 低水流路の必要性	12
3-2 低水流路計画案の検討	15
3-3 低水流路計画案の修正	19
§ 4 下流第2ダムの形状について	23
4-1 スリット式砂防ダム	23
4-1-1 スリット形状の設定	23
4-1-2 砂溜工機能面から望ましいスリット形状	24
4-2 スリット式砂防ダムと落差4mの砂防ダムの比較	29
4-2-1 流況の比較	29
4-2-2 河床変動の比較	30
4-3 スリット式砂防ダムと落差9mの砂防ダムの比較	34
4-3-1 流況の比較	34
4-3-2 河床変動の比較	35

§ 5 砂溜工の土砂調節について	37
§ 6 高水護岸法線について	39
6-1 高水護岸法線の問題点と対策	39
6-2 透過水制の検討	39
§ 7 護岸高と護岸天端勾配について	43
§ 8 護岸及び床固工の基礎について	45
§ 9 下流第2ダム前庭保護工について	46
§ 10 まとめ	47
あとがき	49
参考文献	49

§ 1 砂溜工計画の概要

大武川砂防ダムと流路工の取付け部に大武川砂防ダムからの異常土砂の流出にそなえて、長さ490m 最大幅195m、計画貯砂量330,000 m^3 の規模の砂溜工を計画し、土砂災害を防止しようとしている。

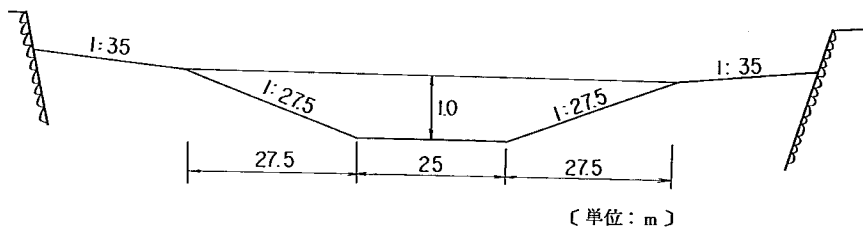
1-1 砂溜工計画素案について

1-1-1 法線計画

1. 計画貯砂量及び大武川砂防ダムや下流流路工計画との関連、地形条件等を考慮して図-1のような護岸法線が計画されている。平水の流量時に流入する土砂は下流流路工に流送させるという砂溜工の機能面から低水路をもうけているが、この低水路法線は大武川砂防ダムや下流第2ダムとに制約を受け、曲率半径700mの弯曲部がとり入れられている。

1-1-2 断面計画

1. 砂溜工の幅と護岸高は地形条件と計画貯砂量から決められている。砂溜工始端は大武川砂防ダム、第2副ダムの水通し幅80m、また、終端は下流流路工の断面計画から80mに限定される。最大幅は測線No.86で195mに計画されている。また、計画堆砂高は5mであり、護岸高は8mに計画されている。
2. 平水の流量時に大武川砂防ダムから流入する土砂は砂溜工内に低水路を計画し、砂溜工内に土砂を堆積させないことを前提条件としている。この低水路は $170\text{m}^3/\text{sec}$ の流量を対象に次に示す断面形状が計画されている。



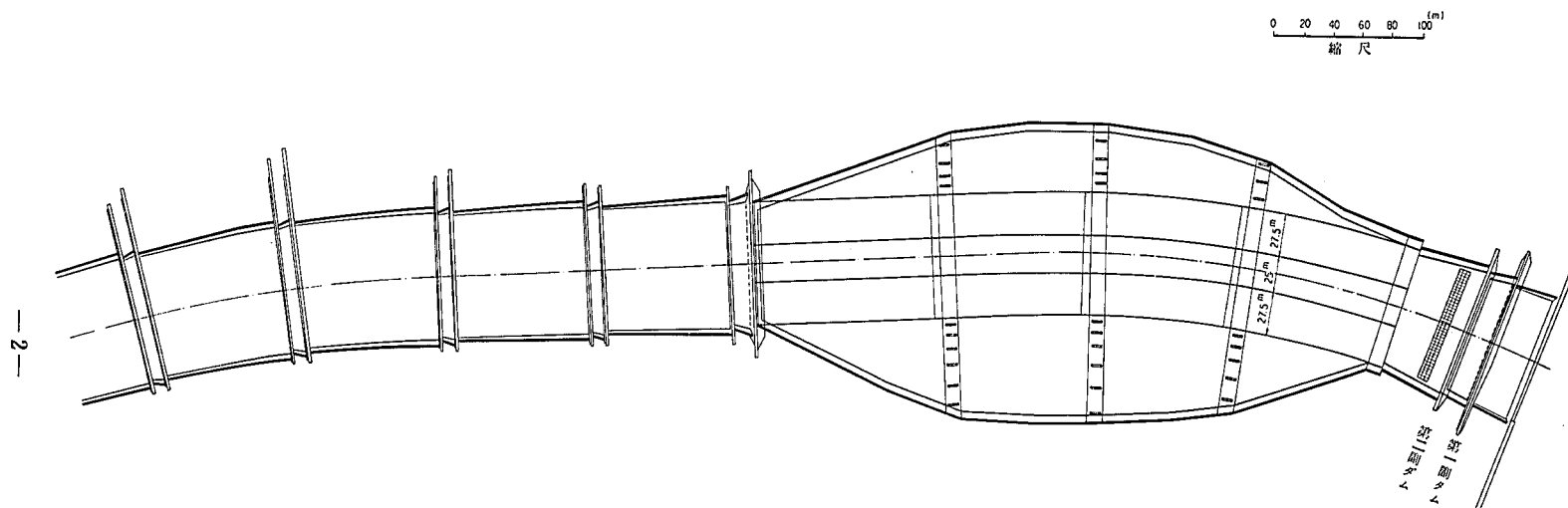


図 - 1 大武川砂溜工平面計画

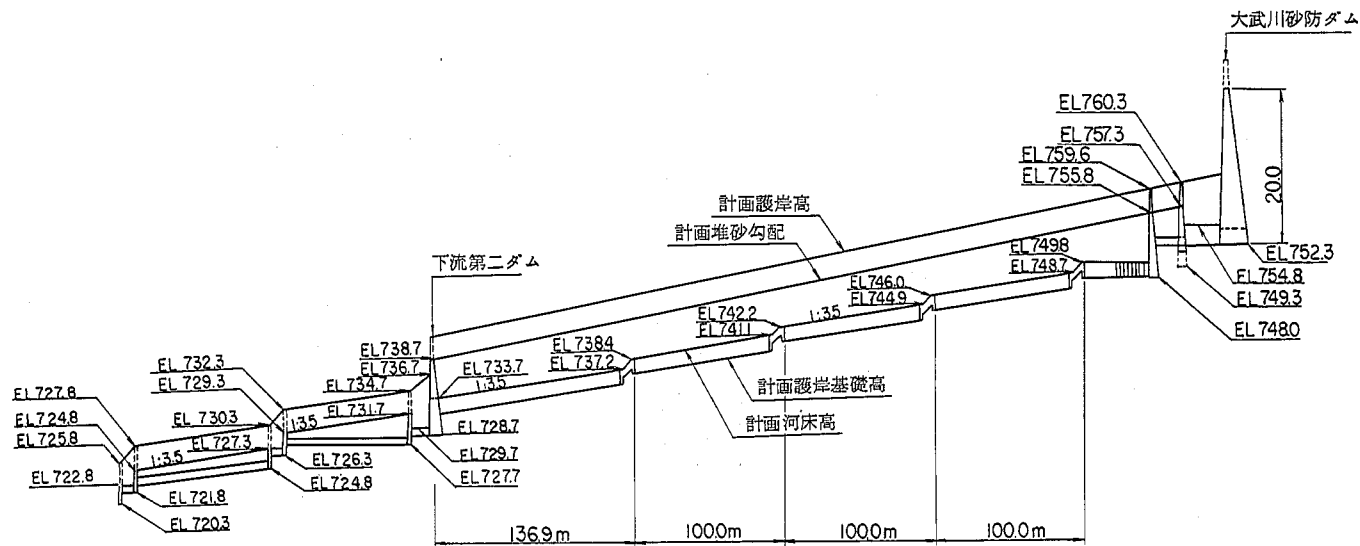


図 - 2 大武川流路工計画縦断面図

$$Q = AV$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

$$A = \frac{1}{2} (25 + 80) \times 1.0$$

$$= 52.5 \text{ m}^2$$

$$n = 0.040 \text{ (設計値)}, I = \frac{1}{35}, R = \frac{A}{P} = \frac{52.50}{55.03} = 0.954$$

$$R^{\frac{2}{3}} = 0.969$$

$$\therefore V = \frac{1}{0.040} \times 0.969 \times 0.169$$

$$= 4.09 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q = 52.5 \times 4.09$$

$$= 214.9 \text{ m}^3/\text{sec} > 170 \text{ m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots \text{O. K}$$

となり、計画した断面でよいことになる。

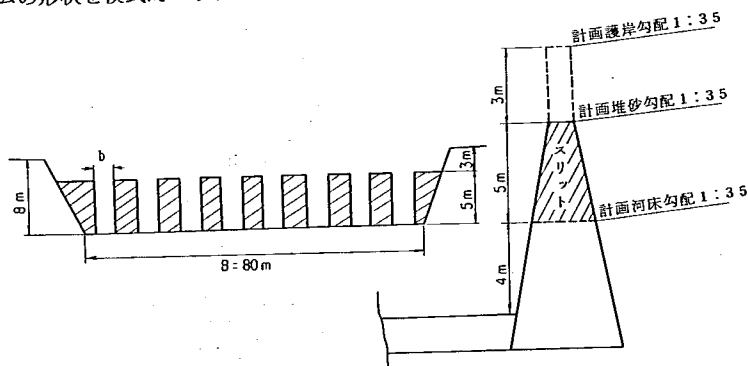
ただし、掘削法面は護岸工等、強固な保護を施さない計画となっている。

1-1-3 縦断計画

砂溜工から下流に計画されている流路工の計画河床勾配は $1/35$ であり、勾配の急変をさせて図-2のように砂溜工の勾配は高さ 1.1 m を標準とする 4 基の床固工をもって、流路工と同じ $1/35$ に計画されている。下流第 2 ダムは砂溜工計画の機能面からスリット式ダムが計画された。

1-1-4 下流第 2 ダムの形状

下流第 2 ダムの形状を模式的に示すと次のようになる。



スリット式砂防ダムに関して建設省土木研究所が実施した基礎実験¹⁾から次の内容が明らかにされている。大武川下流第 2 ダムに計画するスリットの形状は、この研究成果に基づきより望ましい形状を実験か

ら検討することにする。

1. スリットの閉そくは流下してくる土砂の最大粒径に関係していて次の条件で閉そくする。

$$1.5 < \frac{b}{d_{\max}} \leq 2.5$$

b : スリット幅
d_{max} : 流下土砂の最大粒径

2. 土砂調節効果を有効にはたかせるスリット幅には上限値が存在する。その値は次式で示される。

$$2.5 < \frac{b}{d_{\max}} < 6$$

3. スリットダムは土砂調節量はスリットの密度に関係する。他の条件が一定であればスリットダム直上流につくる堆砂の肩の位置が調節量を支配する。
4. 最も有効な土砂調節をおこなうスリット密度は0.2～0.6位であろう。

1-1-5 下流第2砂防ダムの水たたき工の長さ

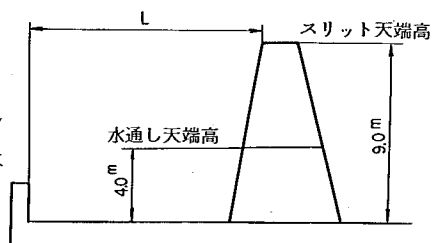
下流第2砂防ダムはスリット式ダムに計画されている。計画案は(有効落差+h)×1.5を計画している。ここではスリットが閉そくした場合を想定し、河川砂防技術基準と高段落水路の跳水の考え方に基づいて水たたき工の長さを検討する。また、スリットからの落下水脈の到達距離を水理計算から求める。

1. 河川砂防技術基準による考え方

水たたき工の長さをℓ、水たたき工、床固工を通し溢流水面までの落差をhとすると水たたき工の長さは次式で与えられる。

$$\ell = (2 \sim 3) h$$

ここで、スリット天端上の溢流水深は大武川砂防ダムと同じ2.45m(設計値)とすると、hは1.145mとなり、ℓは2.29m～3.435mとなる。



2. 跳水方式による減勢方法

- ① 水たたき工の長さ

水たたき工の長さは、高段落水路の跳水の考え方に基づいて求めることができ、ランドの式を適用すると水たたき工の長さは次式で求まる。

$$L = L_d + \ell$$

ここに、 L : 水たたき工の長さ(m)

L_d : 飛距離(m)

ℓ : 跳水長(m)

である。

$$L_d = 4.30 WD^{0.27}$$

$$\ell = 4.5 h_2$$

ここに、 W : 落下高 (m) $D = \frac{q^2}{gW^3}$: 落下指数

ℓ : 跳水長 (m) q = 単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

$h_2 = 1.66WD^{0.27}$: 跳水対応水深 (m)

下流第2ダムの水理条件は、計画洪水流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、水通し幅 80 m 、落下高 9 m であるから

$$q = 6.7 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}, \quad D = \frac{6.7^2}{9.8 \times 9^3} = 6.28 \times 10^{-3}$$

となる。

$$L_d = 4.30 \times 9 \times 0.00628^{0.27} = 9.84 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.66 \times 9 \times 0.00628^{0.27} = 3.80 \text{ m}$$

従って、水たたき工の長さは

$$\begin{aligned} L &= L_d + 4.5h_2 \\ &= 9.84 + 4.5 \times 3.80 \\ &= 26.94 \text{ m} \end{aligned}$$

となる。

② 幅ダムの長さ

跳水による減勢方式をとるならば、副ダムの高さは次式によって求められる。

$$H = h_2 - h_s$$

ここに、 H : 副ダムの高さ

h_2 : 跳水対応水深

h_s : 越流水深

副ダムの越流幅は 80 m であるから、水褥池設計流量に対する単位幅流量 q は $6.7 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ である。

副ダムの越流水深は、水褥池内の接近流速を無視し、単純に堰の流量公式から求めると 2.4 m となる。

従って、副ダムの高さ H は

$$H = 3.80 - 2.4 = 1.4 \text{ m} \text{ となる。}$$

③ スリットが目づまりを生じた場合、水たたき工は 27 m の長さを必要とするので、計画案の 11 m は短すぎることになる。

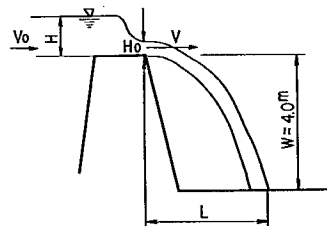
3. スリットからの落下水脈の到達距離

$$1) Q = C\alpha BE^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

C ; 越流係数 (2.0)

α ; 縮率 (0.4)

B ; 川幅 (80 m)



Q ; 計画高水流量 (5 3 6 m³/sec)

2) (1)式でエネルギーが保存されていると仮定すると、

$$E = H + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{H_0}{2} + \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\omega} = \frac{q}{2v} + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2)$$

$$(\because q = \frac{Q}{aB})$$

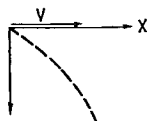
(2)式より

$$V = \sqrt{2g \left(E - \frac{q}{2V} \right)} \dots\dots\dots (3)$$

$$\left(E - \frac{q}{2V} \right) = E_V \text{ とおくと}$$

$$V = \sqrt{2g E_V}$$

3) 落下水脈の到達距離は次のようにして求める。



$$x = vt$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \text{ より}$$

$$y = \frac{g}{2} \cdot \frac{x^2}{v^2}$$

$$\therefore x = \sqrt{4 E_V y} \quad (\because V^2 = 2g E_V)$$

$$y = W + \frac{H_0}{2}$$

$$\therefore L = \sqrt{4 E_V (W + H_0/2)} \dots\dots\dots (4)$$

4) (4)式によって到達距離を次のような手順で計算する。

① (1)式で E を計算する。

$$536 = 2.0 \times 0.4 \times 80 \times E^{3/2}$$

$$E = \left(\frac{536}{2.0 \times 0.4 \times 80} \right)^{2/3}$$

② (2)式で第 1 近似値を $E_V = E$ として V を求め、繰返し計算から $V = 7.8 \text{ m/sec}$ のとき(2)式の両辺を満足する。

$$\frac{7.8^2}{2 \times 9.8} + \frac{16.75}{2 \times 7.8} \div 4.12$$

③ (3)式からLは

$$\begin{aligned} E_v &= E - \frac{q}{2V} & \frac{H_0}{2} + \frac{V^2}{2g} &= 4.12 \\ & & \frac{H_0}{2} &= 4.12 - \frac{V^2}{2g} \\ & & &= 3.05 \end{aligned}$$

となるから

$$\begin{aligned} L &= \sqrt{4 \times 3.05 (4 + 1.02)} \\ &= 7.82 \text{ m} \end{aligned}$$

が求まる。

1-2 流入条件について

流入条件として、流量、河床材料、大武川砂防ダムの堆砂勾配は、建設省富士川砂防工事事務所から次のように提示されている。給砂量については与えられた条件で実験から求めている。

1-2-1 流量

- ① 計画高水流量は150年確率流量の536m³/sec(大武川砂防ダム地点)とする。
- ② 平水の流量は10年確率流量の340m³/secを対象とする。

1-2-2 給砂材料と河床材料

- ① 給砂材料は建設省富士川砂防工事事務所が昭和51年に大武川砂防ダムの堆砂域及び砂溜工計画区間(大平橋直上流)で実施した河床材料粒度調査結果による図-3に示した粒径加積曲線から、上限値と下限値のはぼ中間値となる混合粒径を用いた。図-3で実験条件として与える粒度の1.8cm(模型値で0.36mm)以下は現河道のそれよりも小さくなっているが、流量340m³/secを対象とすると、掃流力と限界掃流力とが釣り合う時の粒径は次のような計算から3.4cmとなるから

$$U_*^2 = U_* c^2$$

$$80.9d = ghI$$

$$h = \left(\frac{nQ}{B\sqrt{I}} \right)^{3/5}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \quad n &= 0.040 & B &= 80 \text{ m} \\ Q &= 340 \text{ m}^3/\text{sec} & I &= \frac{1}{35} \end{aligned}$$

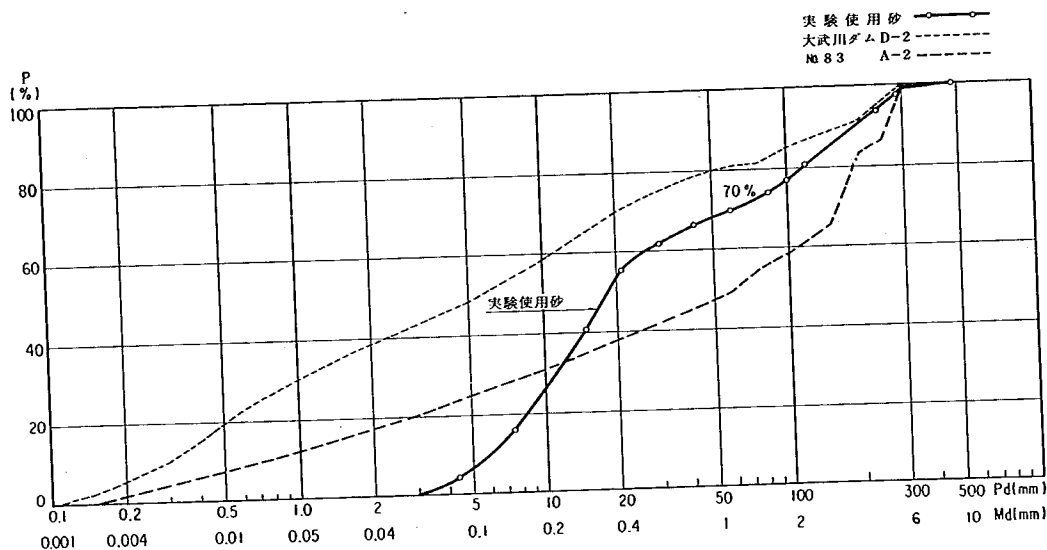


図-3 実験使用砂粒径加積曲線

$$\begin{aligned}
 h &= \left(\frac{0.040 \times 340}{80 \times 0.169} \right)^{3/5} \\
 &= 1.0 \text{ m} \\
 \therefore d &= \frac{980 \times 100 \times \frac{1}{35}}{80.9} \\
 &= 34 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

34 cm以下の粒径をもつ土砂は340 m³/sec 時に流送されることになる。実験使用砂はd50(1.8 cm)以上が現河道の粒径に合うので図-3に示した粒度曲線を用いることにした。

② 河床材料は給砂材料のそれと同じd50=1.8 cmを用いている。

1-2-3 大武川砂防ダム堆砂勾配

- ① 大武川砂防ダムの安定勾配は現堆砂勾配に等しい $\frac{1}{40}$ とする。
- ② 洪水勾配は、大武川砂防ダム水通し天端高と上流700 m地点の河床高とを結ぶ勾配の $\frac{1}{30}$ とする。
- ③ 大武川砂防ダム上流で支川(篠沢)の合流や、堆砂域での蛇行等の流下状況は模型実験上考慮しない。

1-2-4 給砂量

各々の流量及び大武川砂防ダム堆砂勾配における砂溜工への流入砂量は次のような内容の実験を実施して求めている。

- ① 大武川砂防ダムより上流部は、流路幅、左右岸の法勾配を大武川砂防ダムの水通し幅 80 m、袖勾配 1 : 0.5 に等しい直線河道とした。
- ② 大武川砂防ダムの堆砂勾配を $\frac{1}{30}$ 及び $\frac{1}{40}$ にした。
- ③ ダムから上流 3 m、4 m (模型値) の位置で各々の河床勾配、河床高が変動しないように容量チェックをおこないながら、人為的に給砂した。この給砂総量を実験時間で除した給砂量の平均値を算出し、砂溜工への流入土砂量とした。

表-1 砂溜工への流入砂量

堆砂勾配	流 量	給 砂 量	土 砂 濃 度
1 : 40	$\frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$ 340	$\frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$ 9.25	2.72 %
1 : 40	536	18.49	3.45
1 : 30	536	32.43	6.05

1-2-5 洪水流下時間

洪水流下時間は原則として、平水洪水流量に対しては河床変動の傾向が一定となる時間の 1 時間 (模型値)、計画高水流量に対しては 0.5 時間 (模型値) とした。

§ 2 実験目的と模型概要

2-1 実験目的

“まえがき”で述べた砂溜工としての機能を果たす砂溜工の形状はどのようなものがよいかを検討するものであり、主な内容は次の通りである。

- (1) 平水の流量時に流入する土砂は流路工に流送させるために砂溜工内に低水路を計画する。この低水路の法線形状、断面形状、縦断形状等について検討する。
- (2) 計画高水流量時に流入する土砂は、砂溜工内に広く分散して堆積できるか、またこのためにどのような対策が必要となるかを検討する。
- (3) 下流第2ダムは砂溜工として期待する機能面からスリット式砂防ダムとする計画がある。このスリットについて望ましいスリット密度や間隔等について検討する。
- (4) 高水護岸法線形状について検討する。
- (5) 護岸高と護岸天端勾配について検討する。
- (6) 護岸及び床固工基礎について検討する。
- (7) 砂溜工の機能について検討する。

以上のような実験結果に対して総合的な考察を加え、望ましい砂溜工の計画諸元を求める。

2-2 模 型

模型は大武川砂防ダムを始端とし、下流第2ダムより下流の流路工の400m区間を取り入れている。模型縮尺は水平、鉛直ともに $\frac{1}{50}$ とし、実験諸元はフルードの相似則を用いた。

§ 3 低水流路について

3-1 低水流路の必要性

図-4 に示す平面形状で、下流第2ダムの水通し天端標高733.7mと大武川砂防ダム第2副ダムの水たたき天端標高749.8mとを結ぶ $1/26.8$ の勾配で河床整理をおこない、実験条件として流量 $340\text{m}^3/\text{sec}$ （10年確率流量）給砂量 $9.25\text{m}^3/\text{sec}$ （表-1）を与えた場合に次のような問題が生じる。

- (1) 図-4 に示すように砂溜工内のNo.86から上流で河床が洗掘され、土砂生産源となる。特に大武川第2副ダムの前庭部での洗掘が著しい。第2副ダム直下流の洗掘状況を写真-1、2及び模式図で示している。

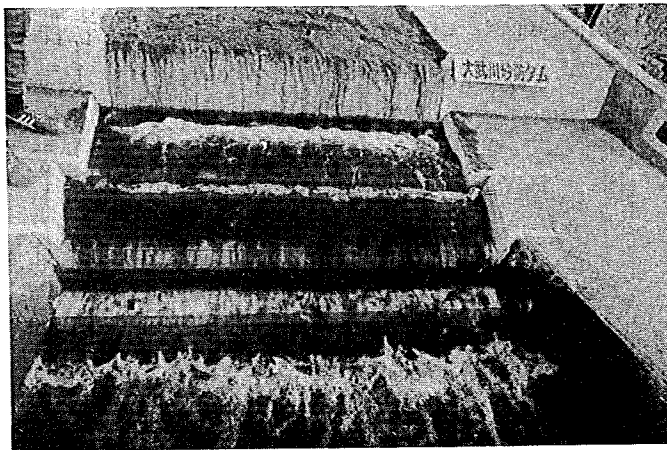
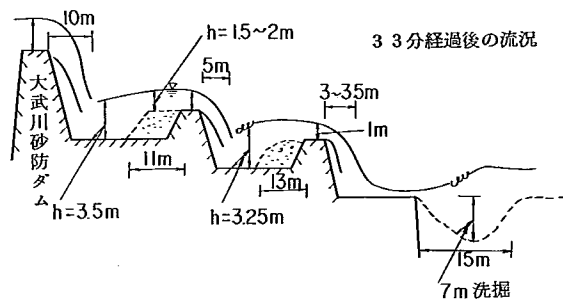


写真-1

大武川砂防ダム前庭部の
流況

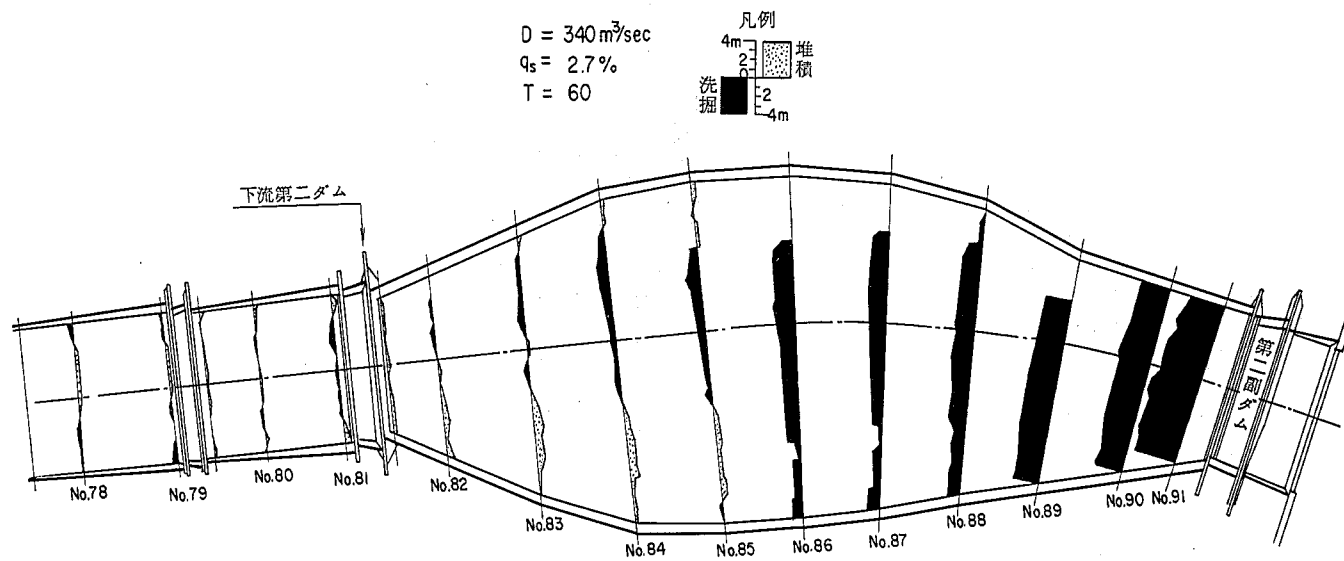
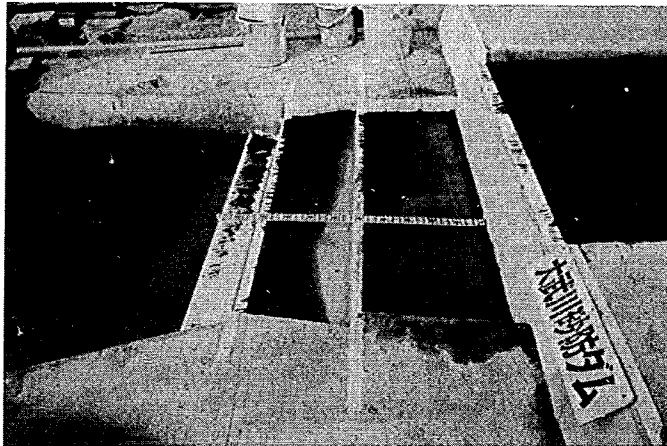


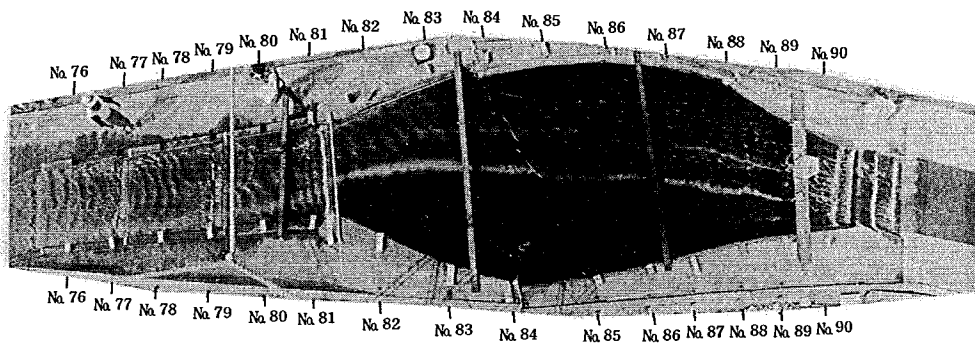
図 - 4 洗掘、堆積平面図



写真－２

大武川砂防ダム前庭部の
実験終了時における
洗掘状況（第２副ダム
の水たたき終端より約
１５ｍの範囲が最大７
ｍの洗掘を受けている）

- (2) また、写真－３で砂溜工内の流況を示しているように主流水は№ 8 4 付近より下流で右岸の高水護岸に沿って流入するので、写真－４で示すように落下水脈が直接副ダムの上流法面をたたく等、流況を乱す問題がある。特に段波流が発生した場合はこの現象が強まる。



写真－３ 砂溜工内の流況：№ 8 4 付近の右岸に流心をとった流水が
高水護岸に沿って流路工に流入するので、下流第２副ダム
の前庭部の流況が乱れる。また、砂溜工及び流路工内に段
波流が発生している。

- (3) 以上のように砂溜工内で河床が洗掘され、土砂生産源となるほか、流水が右岸の護岸に集中する等の問題があるので、床固工によって河床低下を防止し、流水を中央部に導くような低水流路を計画する必要がある。

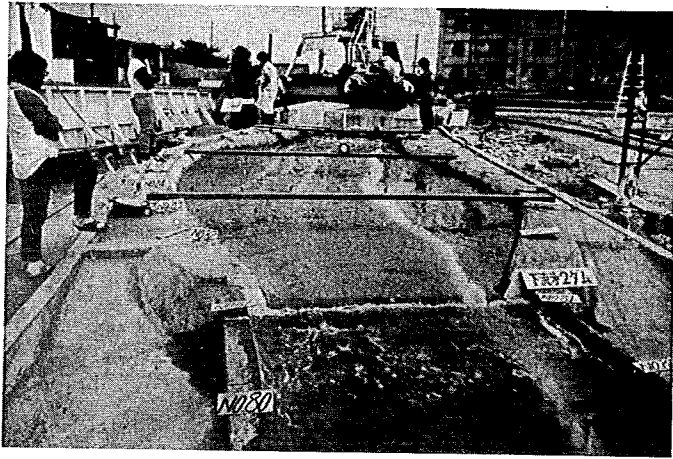


写真-4

下流第2ダムの副ダムの
法面を流水が直撃せる流
況

3-2 低水流路計画案の検討

1-1で述べているように、図-1及び図-2に示す低水流路を計画した。

- (1) 流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $3.59 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件を与えた場合は、低水流路内を流速 $5 \text{ m}/\text{sec}$ 、平均水深 1 m 程度で流下し、特に問題はみられない。写真-5は砂溜工内の流況を示している。

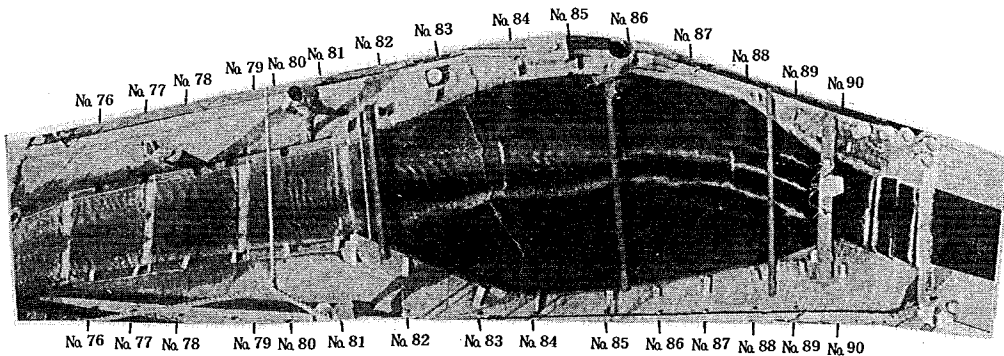


写真-5 実験開始より60分後の流況

- (2) 流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.25 \text{ m}^3/\text{sec}$ (表-1)

- ① 流水はNa 83付近より右岸の高水護岸に沿って流下している。この流況は写真-3で示す低水流路を設けない状態での流況と大差がない。(写真-6)
- ② この結果、図-5で示すように下流第2ダムから下流の流路工内床固前庭部は右岸の護岸沿いでは 2 m 程度の洗掘を受けている。
- ③ ただし、図-5で示すように砂溜工内の河床変動は少なく、極端な洗掘、堆積箇所はない。
- ④ 各床固工前庭部に長さ 10 m の護床工をもうけている。護床工直下流での局所洗掘は 1 m 以下である。また大武川砂防ダム前庭部の流況を模式的に示しているが、第2副ダム前庭部に長さ 10 m の護

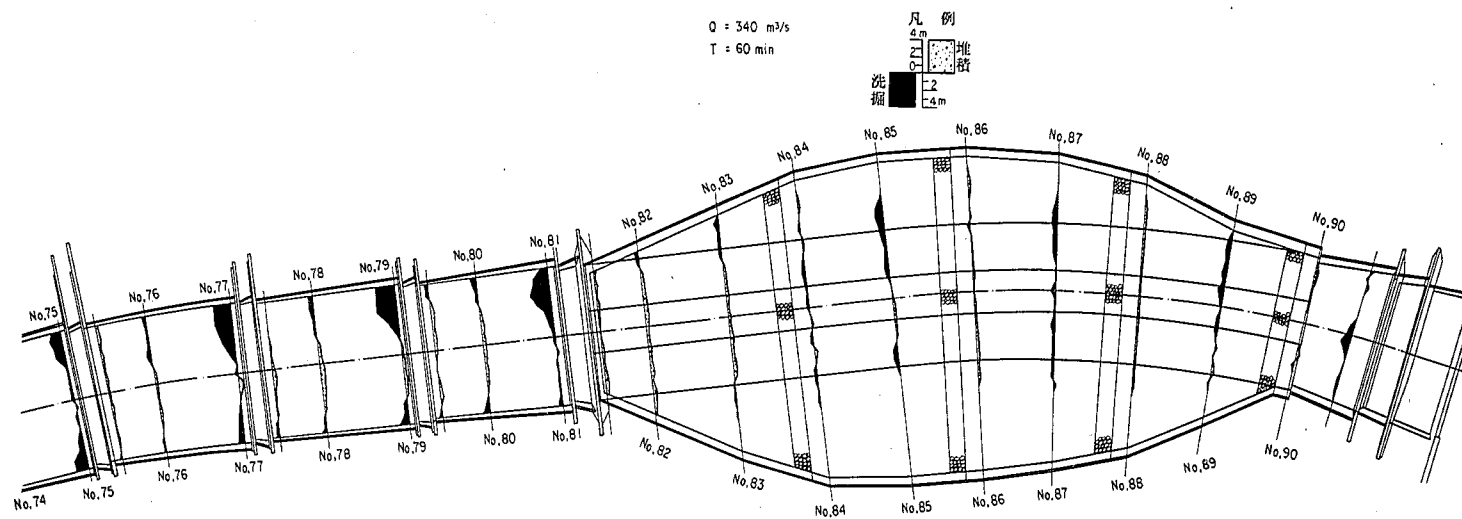


图 - 5 洗掘、堆積平面図

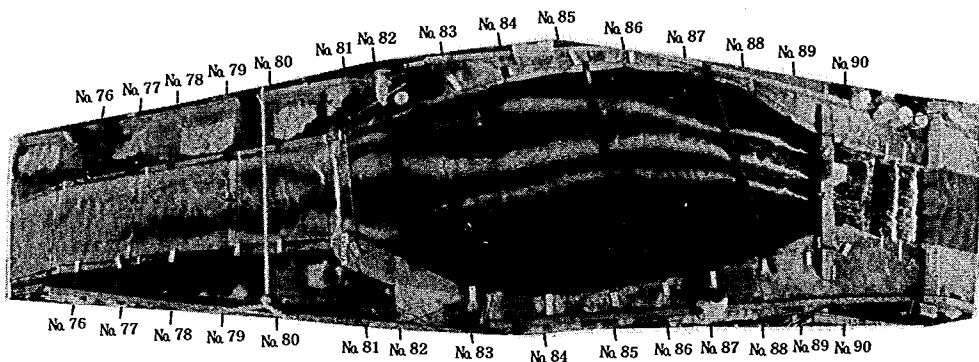


写真-6 砂溜工内の流況：Na 83 付近から高水護岸の右岸に流水が沿って流下する。

床工を施したことにより局所洗掘は防止されている。

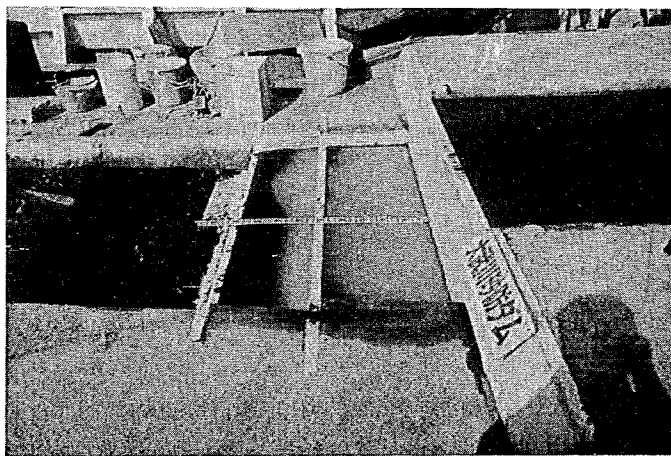
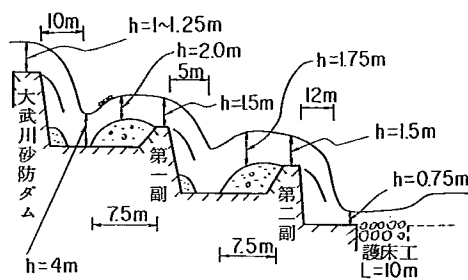


写真-7

大武川砂防ダム第2副ダム
前庭部の洗掘状況を示して
いる。

写真-2にくらべて局所洗
掘は小さい。

- (3) 流量 $530 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.18 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件を与えた場合は、これまでに述べた現象がさらに強まる（写真-8）。そして、計画高水流量時に流入する土砂は広く分散させて堆積させるという砂溜工の機能面からみて好ましい形状とはいえない。

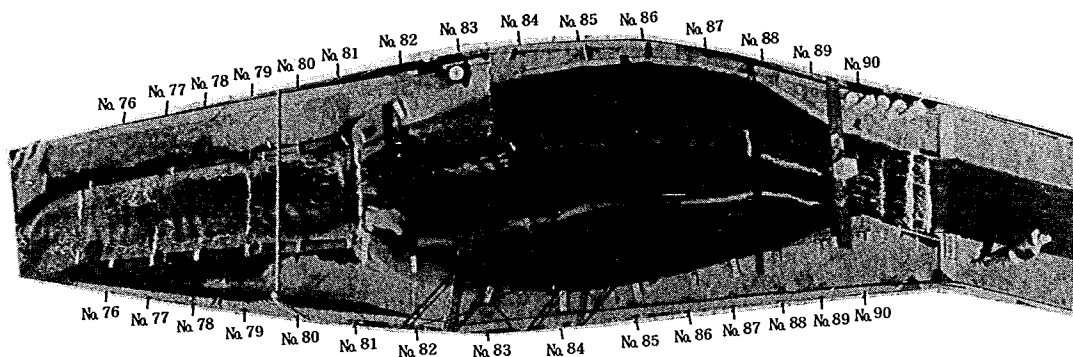
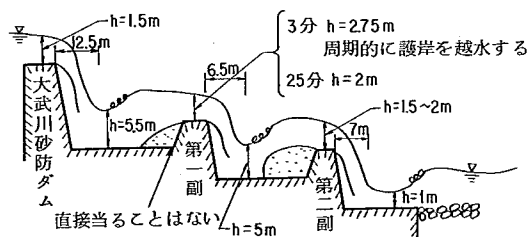
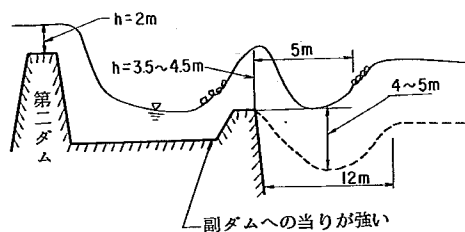


写真-8 流量 $530 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の流況

大武川砂防ダム前庭部の流況と下流第2砂防ダムの流況を模式的に示した。大武川砂防ダムの第1副ダムの越流深は 2.75 m となり、周期的に護岸越水する。また、下流第2ダム水たき終端より 12 m の範囲内の中央部で $1 \sim 1.5 \text{ m}$ 、右岸の護岸沿いで $4 \sim 5 \text{ m}$ の局所洗掘を受けている。左岸の護岸沿いはほとんど洗掘を受けていない。



大武川砂防ダムの前庭部の流況



実験開始より20分後の下流第2ダム前庭部の流況

- (4) 以上のように、主流水は砂溜工中央部より右岸側を走り、Na 84 付近より高水護岸に沿って流下するので、流路工内は床固工前庭部の右岸で局所洗掘を受けること、また、計画高水流量時に土砂を広く分散させて堆積させるという機能面からみて好ましい形状とはいえない。ただし、砂溜工内は、整形面に対する河床変化高が小さい。

3-3 低水路計画案の修正

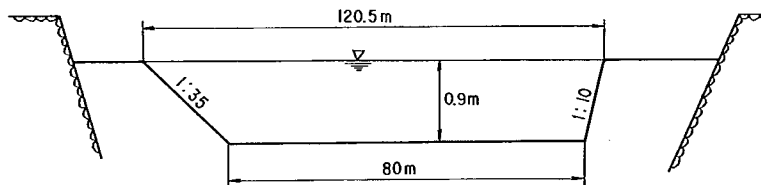
(1) 断面形状を次のように修正した。

① 低水路幅は大武川砂防ダムの水通し幅に等しい80mとした。芦田²⁾らは流路幅と流量との関係式を $B = (3.5 \sim 7) Q^{1/2}$ で与えている。大武川で計画した流路幅は流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して $B = 4.5 Q^{1/2}$ の関係にあり、芦田らが示す式の適用範囲内にある。また、流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況を写真-3で示しているように大武川砂防ダムを越流した流水はほぼ80mとなっていること等から流路幅80mを計画した。

② 断面形で法勾配は次のように計画している。

低水路は法面の保護をおこなわないことを前提としており、左岸法勾配は計画床勾配と同じ $1/35$ の緩勾配とした。また、右岸法勾配は機械施工が可能であり、且つ、計画案で、流水は右岸寄りに流下していること等を考慮して、 $1/10$ に計画した。

③ 水深を0.9mに仮定し、流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する流過能力を検討すると次のようになる。



$$A = \frac{1}{2} (120.5 + 80) \times 0.9 = 90.23 \text{ m}^2$$

$$P = 80 + (35.01 + 10.05) \times 0.9 = 120.55$$

$$R = A/P = \frac{90.23}{120.55} = 0.748, \quad R^{2/3} = 0.824$$

$$V = \frac{1}{0.035} \times 0.824 \times 0.169 \quad (\because n = 0.035 \quad I = 1/35)$$

$$= 3.98 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q = 359 \text{ m}^3/\text{sec} > 340 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となり、仮定した断面で10年確率流量の $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流過できることになる。

④ ただし、大武川第2副ダム～Na85間の弯曲部は水位の上昇 ΔH を考慮するものとし、Grashof の式によって ΔH を求めると0.2mとなるので、同区間の右岸低水路の深さは1.1mに計画した。

$$\Delta H = 2.3 \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1)$$

ここに、 V : 平均流速 = 4 m/sec

R_2 : 内曲岸の半径 = 700 m

R_1 : 外曲岸の半径 = 620 m

g : 重力の加速度 = 9.8 m/sec^2

$$\Delta H = 2.3 \frac{4.0^2}{9.8} (\log 700 - \log 620) = 0.2 \text{ m}$$

⑥ 以上のようにして計画した修正案は図-6に示したような形状となる。

(2) 実験結果

① 流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.25 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件を与えた場合の流況を写真-9に示した。また、流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $18.49 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件を与えた場合の流況を写真-10に示した。

イ. 計画案(写真-6, 8)にくらべて、流水は砂溜工の中央部を流下するようになり、右岸の高水護岸への集中が緩和されている。

ロ. 段波流が発生した場合にNa 83～下流第2ダム間の高水護岸沿いで $6 \sim 9 \text{ m/sec}$ の高流速が生じ

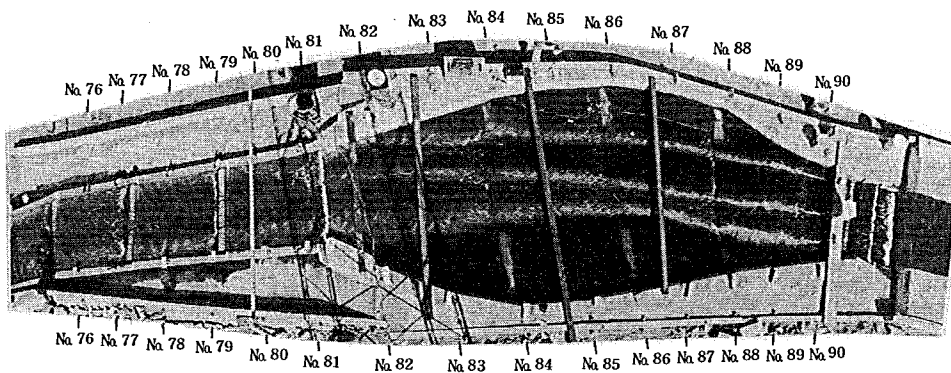


写真-9 流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.25 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の流況

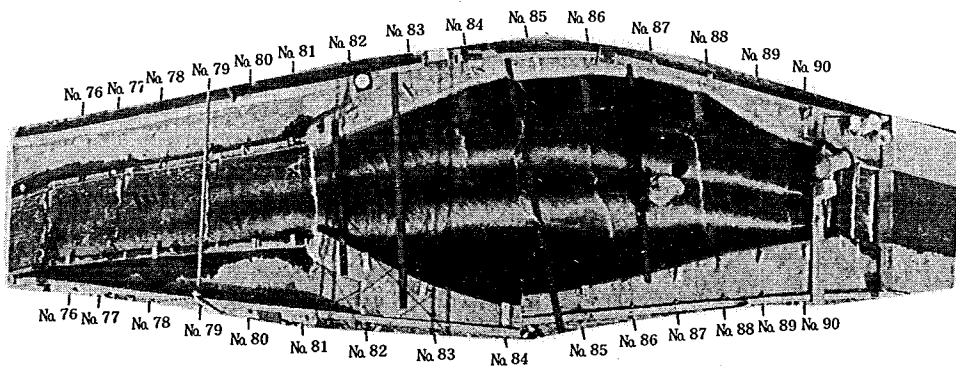
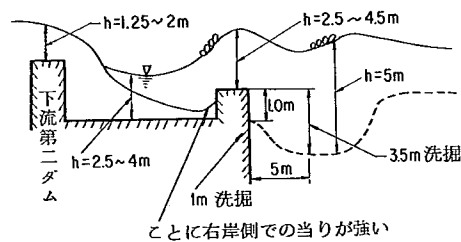


写真-10 流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $18.49 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の流況

ている。ただし、同区間の高水護岸沿いの洗掘深はNa 8 3で1.5 mの局所洗掘を受ける程度である。

ハ、高水護岸の右岸に流水が集中することは、これまでの実験と同様、下流第2ダムから下流、流路工内の床固工前庭部での流況を乱す。流況を模式図で示しているように砂溜工内で段波流が生じた場合、下流第2ダムの落下水脈が副ダムの上流法面（右岸側）に直接あたる等の問題点は解消されていない。ただし、副ダム直下流及び床固工前庭部の局所洗掘深は小さくなる等、右岸の高水護岸沿いに集中する流水が緩和されたことによる効果がみとめられる。

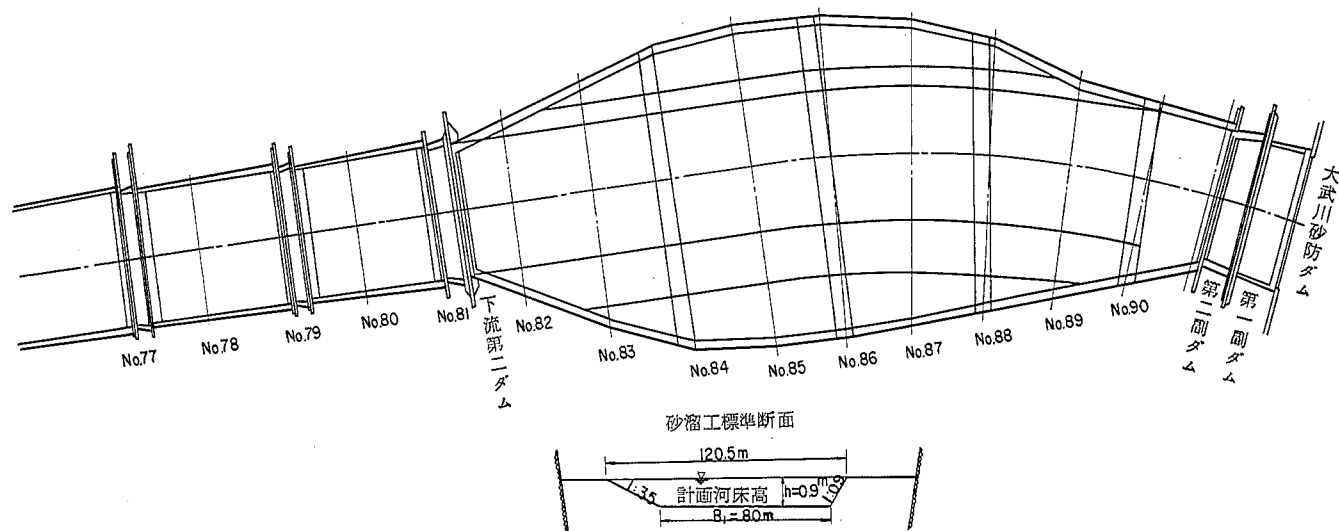


流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における下流第2ダム
前庭部の流況

(3) 以上のように流量 $316 \text{ m}^3/\text{sec}$ を対象として図-6に示す形状の低水流路を砂溜工に計画すると、

- ① 砂溜工内の河床低下は防止される。
- ② 流水を砂溜工中央部に導くことができ、Na 8 4付近より右岸で高水護岸に沿う流水の集中を緩和するので、下流第2ダムより下流流路工の安全度が高まる。
- ③ 大武川砂防ダム第2副ダムに水たたき終端より長さ10 mの護床工をもうけることにより局所洗掘は防止される。

等の効果がある。ただし、やはり縮流部であるNa 8 3～下流第2ダム間の右岸高水護岸法線の影響を受けて、流水は下流第2ダムの副ダム上流法面をたたくことや、流路工の床固前庭部の右岸護岸沿いで2～3 mの局所洗掘を受ける問題がある。特に段波流が発生した場合はこの現象を強める。これらの問題点については別途検討を必要とする。



*大武川第二副ダムよりNo. 85断面の弯曲部は、水位の上昇を考慮し
右岸低水路の深さを1.1 mに計画した。

図 - 6 砂溜工平面形状

§ 4 下流第2ダムの形状について

4-1 スリット式砂防ダム

4-1-1 スリット形状の設定

砂溜工の機能面から下流第2ダムはスリット形状とする計画がある。建設省土木研究所が実施しているスリット式砂防ダムに関する基礎実験の研究成果に基づき、より望ましい下流第2ダムのスリット形状を検討する。

1. 実験で検討するスリットの形状は次のような考えの基に決めている。

- ① スリットは、 $1.5 < \frac{b}{d_{\max}} \leq 2.5$ の領域で閉そくするといわれている。536 m³/sec の条件で掃流力と限界掃流力とが釣り合う時の粒径 0.5 m を流下土砂最大粒径 (d_{max}) として与えると $0.75 > b$ で完全に閉そくし、 $0.75 < b < 1.25$ の領域内に閉そくする幅が存在することになる。計画案はスリットが閉そくしないことを条件としており、スリット幅 1.5 m を考えた。さらに、閉そくする領域での 0.8 m と境界領域内である 1.0 m を与えた場合についての実験的検討をおこなう。
- ② 土砂調節効果を有効にはたかせるスリット幅は $2.5 < \frac{b}{d_{\max}} < 6$ の領域内であるといわれている。大武川の場合の b は $1.25 \text{ m} < b < 3.0 \text{ m}$ の領域内にあればよいことになる。
- ③ また、有効に土砂調節をするスリット密度は 0.2～0.6 位であろうといわれている。
- ④ 以上のことから表-2 に示すスリット形状について検討する。表-2 で流量は計画高水流量 (150 年確率流量) と平水の流量 (10 年確率流量) を与えた。また、計画高水流量における給砂量は大武川砂防ダムの堆砂域で洪水勾配 ($1/30$) が形成され、この洪水勾配を維持するように与えた量であり、また、平水の流量における給砂量は現在の堆砂勾配 ($1/40$) を維持するように与えた量である。スリットの高さは計画貯砂量と地形的条件から制限を受け、5 m に計画されている。

表-2 スリットの形式

タイプ		流量 m ³ /sec	給砂量 m ³ /sec	下流第2ダムの形状	
				密度 ^{注)}	幅
1	1-1	536	32.43		
	1-2	340	9.18		
2	2-1	536	32.43	0.225	1.0 m
	2-2	340	9.18	"	"
3	3-1	536	32.43	0.40	0.8
	3-2	340	9.18	"	"
4	4-1	536	32.43	0.60	0.8
	4-2	340	9.18	"	"
5	5-1	536	32.43	0.40	1.5
	5-2	340	9.18	"	"
6	6-1	536	32.43	0.60	1.5
	6-2	340	9.18	"	"

注) スリット密度は
(スリット幅の総和/水通し幅)
であることを示す。

4-1-2 砂溜工の機能面から望ましいスリット形状

1. 流出土砂量からの検討

(1) 表-3は大武川砂防ダム上流で与えた給砂量と実験時間を通して模型末端から流出した土砂量の平均値及びその比率を示している。

表-3(1) 給砂量と流出土砂量との関係 ($Q = 536 \text{ m}^3/\text{sec}$ $i = 1/30$)

タイプ	給砂量 (A)	流出土砂量 (B)	B/A	砂溜工機能面からみた順位
1-1	$32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$	$21.93 \text{ m}^3/\text{sec}$	0.68	6
2-1	"	11.15	0.34	1
3-1	"	14.24	0.44	2
4-1	"	15.97	0.49	4
5-1	"	14.23	0.44	2
6-1	"	17.16	0.53	5

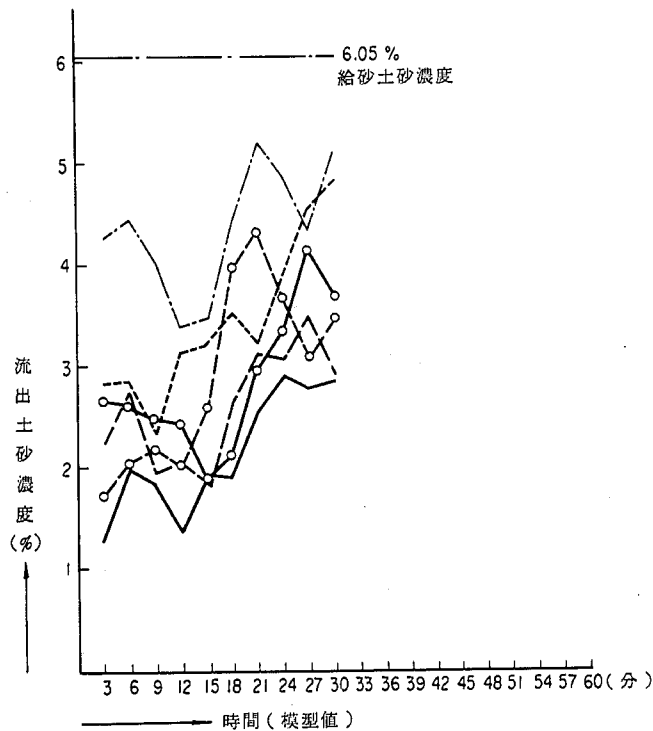
表-3(2) 給砂量と流出土砂量との関係 ($Q = 340 \text{ m}^3/\text{sec}$ $i = 1/40$)

タイプ	給砂量 (A)	流出土砂量 (B)	B/A	砂溜工機能面からみた順位
1-2	$9.18 \text{ m}^3/\text{sec}$	$6.29 \text{ m}^3/\text{sec}$	0.69	2
2-2	"	4.25	0.46	6
3-2	"	5.94	0.65	4
4-2	"	6.12	0.67	3
5-2	"	5.69	0.62	5
6-2	"	6.70	0.73	1

表-3-(1)で計画高水流量時に砂溜工内で最も多くの土砂を堆積するのはタイプ2であり、給砂量の66%が模型内に堆積している。しかし、タイプ2は表-3-(2)で示すように平水の流量時に多くの土砂を堆積させるので、砂溜工の機能面からみて好ましくない。表-3-(2)で最も流出土砂量が多いのはタイプ6である。しかし、表-3-(1)で計画高水流量時に流出する土砂量も多く、やはり砂溜工の機能面からみて好ましい。

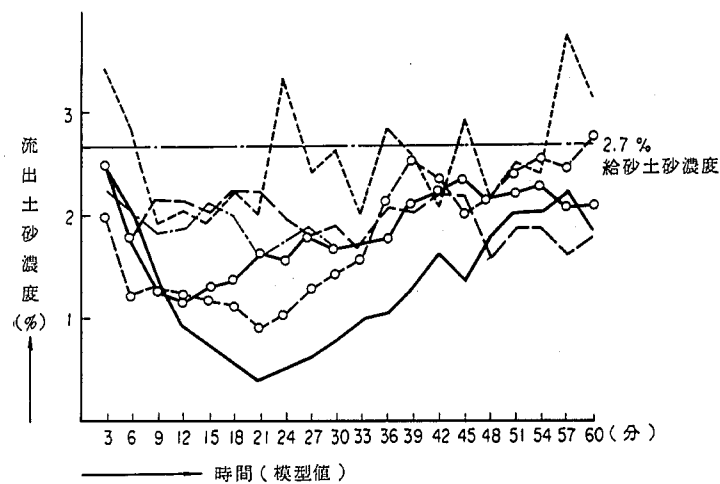
表-3-(1)と(2)で砂溜工の機能面から好ましいスリットの形状は、タイプ3と5であると考察される。表-3-(2)でタイプ3, 4, 5はスリットなしのタイプ1と流出土砂量に大差がないこと、表-3-(1)でもタイプ3と5とは大差がなく、しかも、タイプ1より多くの土砂を堆積させている。

(2) 図-7-(1)と(2)は各々のタイプについて流出土砂量の時間的変化を示している。図-7-(2)でタイプ3の場合に模型末端から流出する土砂量の時間的変化はどのタイプより実験時間を通して安定していることからみて、タイプ5よりタイプ3の方がより望ましいと考えられる。



凡 例	ケースNo.	流 量 m ³ /sec	スリット	
			密 度	間 隔
---	1-1	536		
—	2-1	"	0.225	1.0 m
---	3-1	"	0.4	0.8
—○—○—	4-1	"	0.6	0.8
—○—○—	5-1	"	0.4	1.5
---	6-1	"	0.6	1.5

図-7-(1) 流出土砂濃度の時間的変化



凡 例	ケースNo.	流 量 m ³ /sec	スリット	
			密 度	間 隔
---	1-2	340		
—	2-2	"	0.225	1.0 m
---	3-2	"	0.4	0.8
—○—○—	4-2	"	0.6	0.8
—○—○—	5-2	"	0.4	1.5
---	6-2	"	0.6	1.5

図-7-(2) 流出土砂濃度の時間的変化

2. タイプ3の流況

(1) 流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.18 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の流況

① スリットは閉そくしない。(写真-11、写真-12)

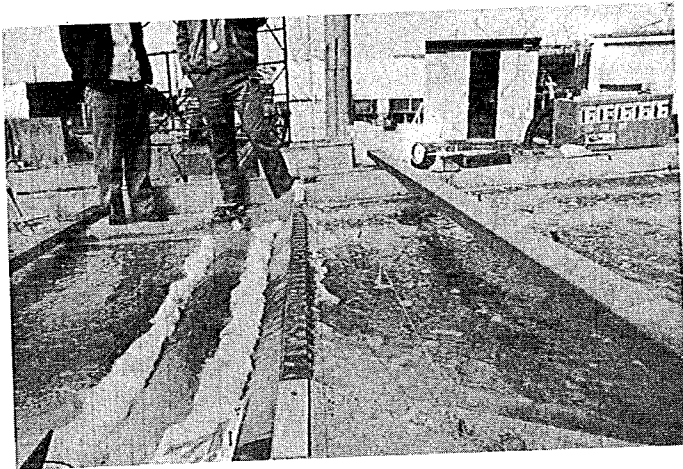


写真-11

下流第2砂防ダム
(スリット式)周
辺の流況

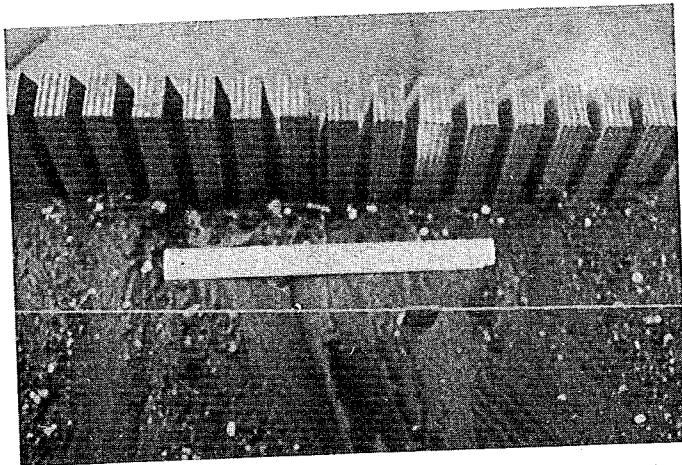


写真-12

実験終了直後の
スリット周辺の
状況

② 主流水は低水路に沿って流下するが、縮流部であるNo 8 3～下流第2ダム間の右岸の高水護岸沿いでの流速が大きく、No 8 3で最大 $5.5 \text{ m}/\text{sec}$ が測定された。写真-13で砂溜工及び流路工内の流況を示している。Antidunes（反砂堆）が発生するが小規模であり、護岸越水やスリットによる排砂に影響を与える等の問題はない。また、Antidunesは下流第2ダムにスリットをもうけない場合にも発生しており、スリットの影響ではない。

(2) 流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の流況

① 実験開始当初は下流第2ダムからの越流砂量が少ないので、下流第2ダムの前庭部の局所洗掘が特に著しい。下流第2ダム周辺の流況を模式図で示しているように、下流第2ダム前庭部は 5.5 m

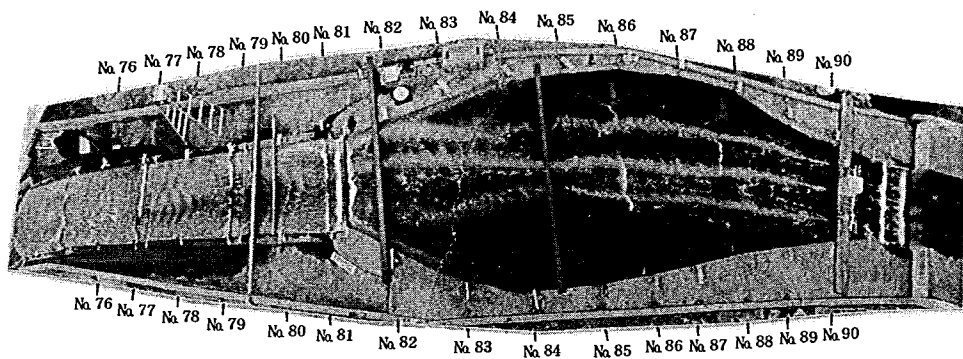
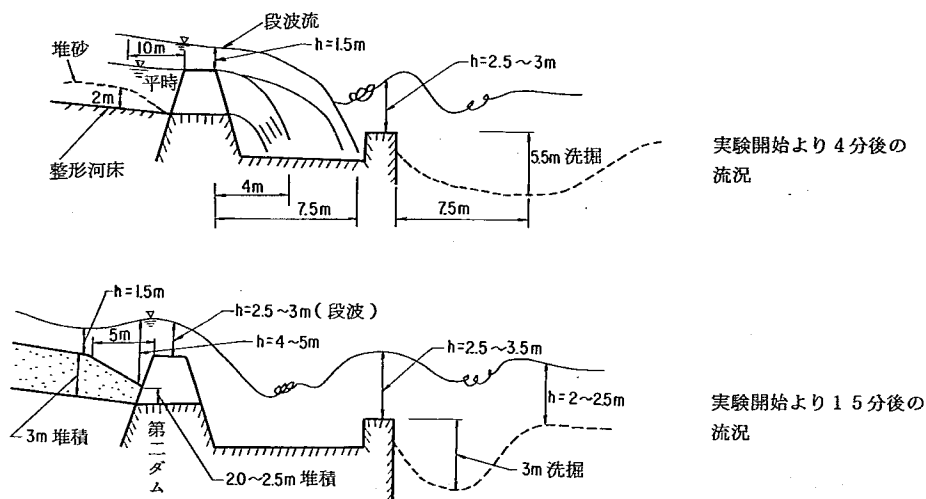


写真-13 砂溜工及び流路工の流況

の局所洗掘がある。(実験開始より4分後)実験が経過するにつれて下流第2ダムからの越流砂が多くなり、前庭部の局所洗掘を受けた部分は徐々に埋戻されていく。



- ② 砂溜工や流路工内に Antidunes が発生する。これが崩れて流水は段波状の流れとなって流下する。段波状の流れは砂溜工のNo.90付近より下流部で波高1.0~1.5mの小段波が5~6秒(模型値)周期で、また、波高2.5mの大きな段波が10~15秒(模型値)周期に発生する。(写真-14、写真-15)

このように流水が段波状となって流下した場合、スリット天端を2.5~4.0mの水深で越流し、副ダムの法面を直撃し、流況を乱す等の問題がある。(写真-16)

3. 以上のように、①スリットは閉そくしない。②ただし、スリット天端を越流した流水が副ダム周辺の流況を乱す等の問題がある。この現象は左右岸で特に顕著である。縮流部の高水護岸に沿って段波流が

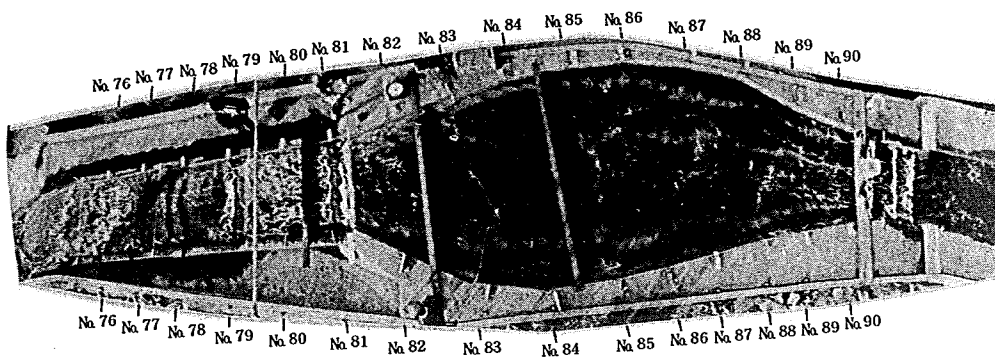


写真-14 Antidunes が発生している状況

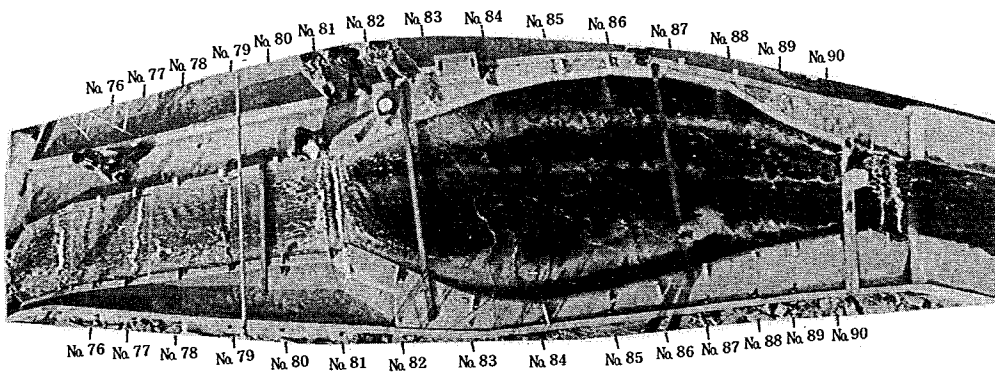


写真-15 Antidunes が崩れた状況

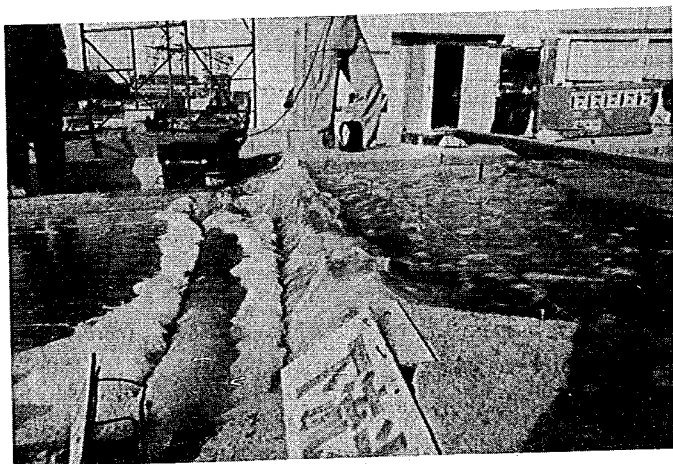


写真-16

下流第2ダム周辺の
状況

流下する場合に高流速（No 83～下流第2ダム上流5m間で7.3～8.4 m/sec）が生じ、スリットによってせき上げられるためであると考えられる。従って、高水護岸に沿う流水を減勢させる必要があるが、これについては別途検討する。

4-2 スリット式砂防ダムと落差4mの砂防ダムの比較

4-2-1 流況の比較

(1) 落差4mの砂防ダムの場合

- ① 流量340 m³/sec、給砂量918 m³/sec（大武川砂防ダム堆砂勾配1/40）及び流量536 m³/sec、給砂量1849 m³/sec（大武川砂防ダムの堆砂勾配1/40を維持する量）を与えた場合の流況について、3-3で述べているように流水が段波流となって流下する場合に落下水脈が下流第2副ダム法面を直撃すること、副ダム前底部で局所洗掘（流量536 m³/sec時に3.5m）を受ける等の問題がある。
- ② 流量536 m³/sec、給砂量3243 m³/sec（大武川砂防ダム堆砂勾配1/30を維持する量）を与えた場合の流況は次の通りである。
 - ㊦ 流路工は1m程度河床が上昇し、護岸高に余裕がなくなる。特に段波流となって流下する場合に護岸は全面越水する。写真-17にこの流況を示した。
 - ㊧ 砂溜工で護岸越水する箇所はないが、写真-18に示すような段波流が発生する。
 - ㊨ 下流第2ダムの前底部は流水が集中する右岸沿いで2～3mの局所洗掘を受けている。ただし、流路中央から左岸側にかけては堆積する傾向を示している。



写真-17

波高が約3mの段波流が10秒周期（模型値）に発生し、護岸は越水する。

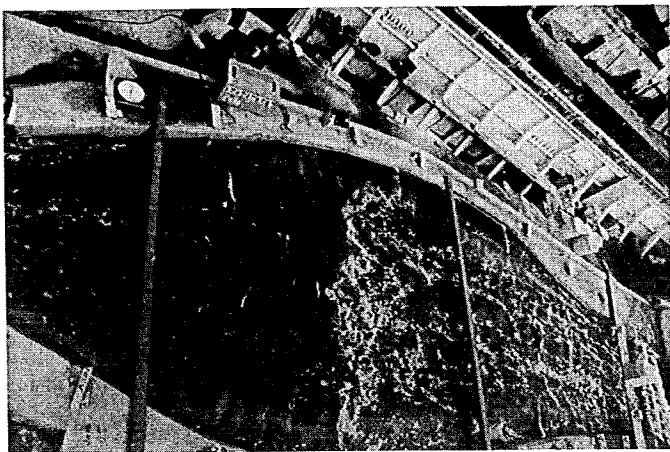


写真-18

砂溜工内に発する
Antidunes (反砂堆)
と段波流

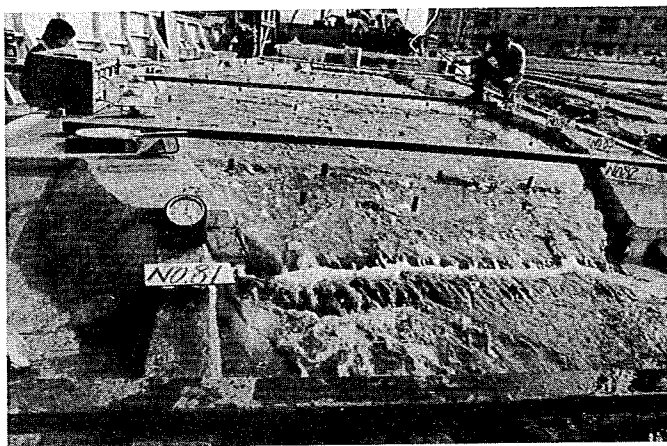


写真-19

下流第2ダム周辺の
流況
右岸は水たたきの長
さが不足する

- (2) 同じ水理条件で、タイプ3のスリットを設置した場合の流況を4-1-2で述べているが、スリットを設置したことによって、①流路工の護岸越水はなくなる。しかし、段波流が生じた場合に護岸高に余裕がなくなり、ことに各床固前底部30m付近までは跳水現象も加わり、周期的に0.2~0.5mの水深で護岸越水する問題が残る。②スリットを設置すると前底部の局所洗掘が著しくなる(5.5m)、③流水が段波流となって流下する場合、スリット天端を越流した流水が副ダムの上流法面を直撃する等の問題がある。

4-2-2 河床変動の比較

- (1) 表-3と図-7でタイプ1(スリットなし)とタイプ3(スリット幅0.8m、密度0.4)について給砂量と模型末端から流出する土砂量を比較すると、

- ① 流量 $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合にいずれの場合も給砂量より流出土砂量の方が少なく、大武川砂防ダムを越流する土砂は模型内に堆積することになる。ただし、タイプ1 ($6.29 \text{ m}^3/\text{sec}$) とタイプ3 ($5.94 \text{ m}^3/\text{sec}$) とでは流出土砂量に大差がなく、スリットを設置しても流出土砂量に大きな影響を与えない。
- ② 流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の流出土砂量はタイプが $21.93 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるのに対して、タイプ3 は $14.24 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、スリットを設けると流出土砂量は約65%に減少するのでスリットの効果は大きいといえる。

(2) 河床変動量の縦断的变化

- ① 図-8でタイプ1 (落差4mの砂防ダム) とタイプ3 についての各断面毎の河床変動量を示している。スリットを設けるとスリットがない場合にくらべて約3倍の多くの土砂量を貯砂することができ、下流流路工での土砂害を防止する (土砂堆積による護岸越水を防止) 等スリットによる効果は大きい。

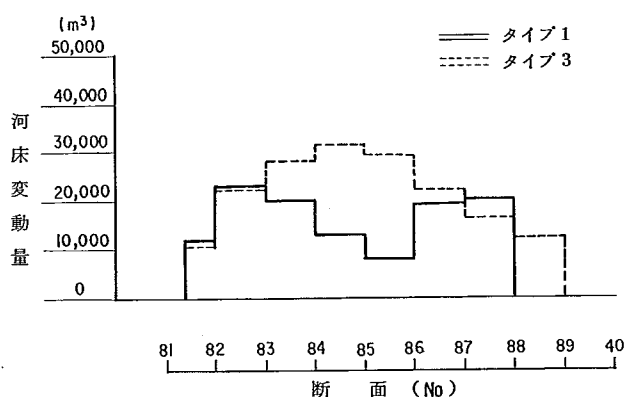


図-8 河床変動量の比較
($Q=536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $Q_s=32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$)

- ② 図-9でタイプ3の河床高の縦断変化を示している。各断面とも最高河床高と最低河床高との差は

表-4 [No.89～第2ダム上流5m区間の河床変動量の比較]

	流 量	給 砂 量	実験時間	砂 溜 工 内 堆 積 量	摘 要
タイプ1	$536 \text{ m}^3/\text{sec}$	$32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$	(模型値) 30分	$54,000 \text{ m}^3$	スリットなし
タイプ3	"	"	"	$17,000 \text{ m}^3$	密度 0.4 幅 0.8 m

総じて1m以下である。

- ③ 図-10は平均河床変化高と砂溜工幅との関係を示している。砂溜工幅が広い場所程、平均河床変化高は大きい。
- ④ 図-11はタイプ3のスリットを設置した場合の実験開始より30分後と60分後との河床変動量を比較して示している。実験開始より30分までの堆積量 ($220,000 \text{ m}^3$) にくらべて、30分～60分間での堆積量 ($260,000 \text{ m}^3$) は小さい。30分以降の変化量は下流第2ダム～No.83区間で少なく、これより上流部、特に砂溜工の幅が広いNo.84～No.88間で多い。

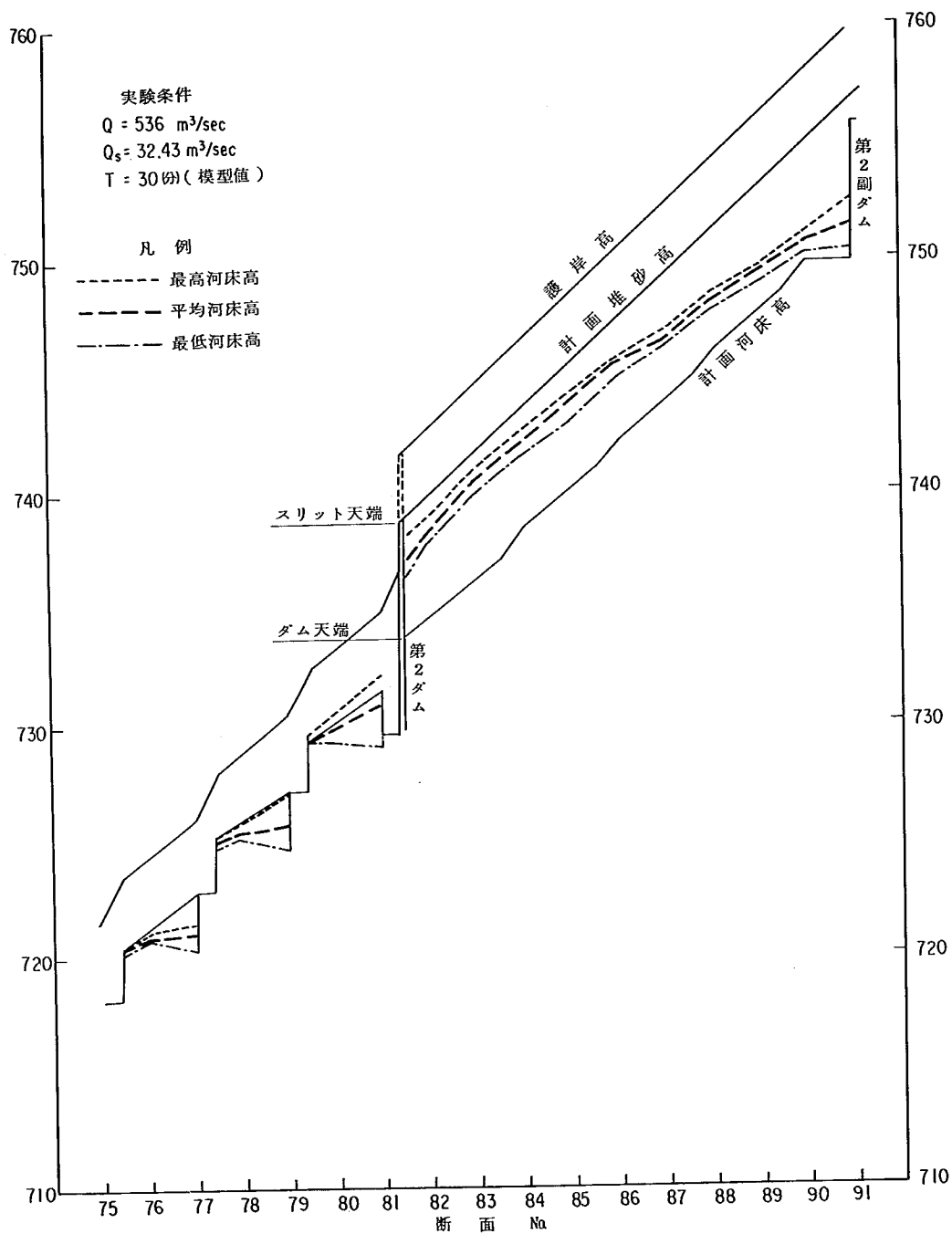


図 - 9 河床変動図 (縦断)

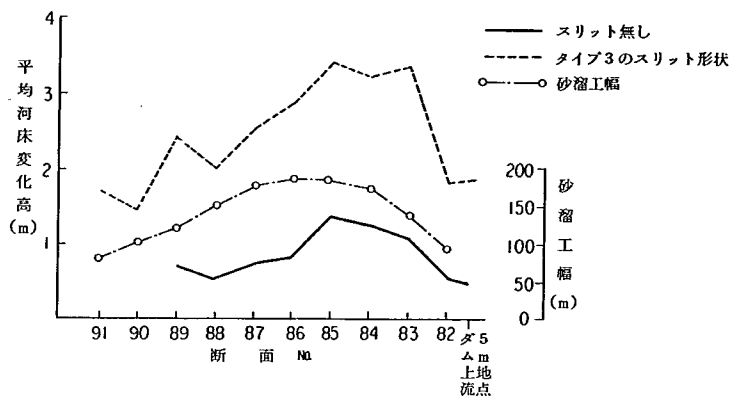


図-10 平均河床変化高の比較

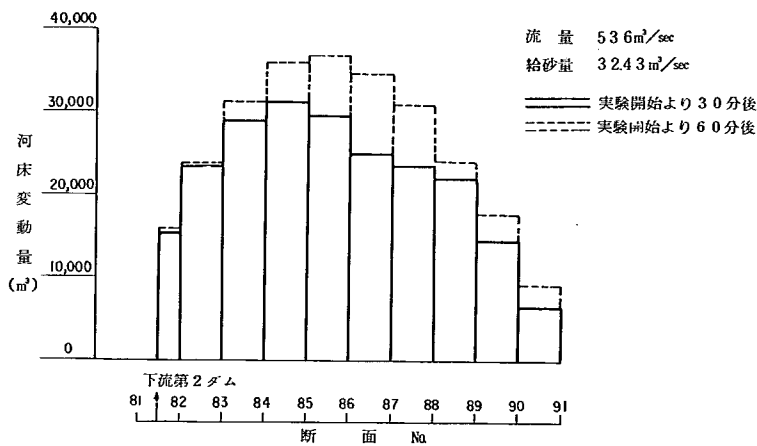


図-11 河床変動量の時間的变化

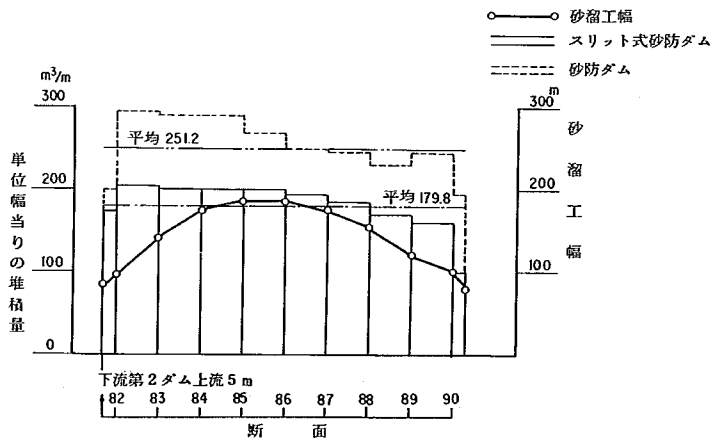


図-12 単位幅当りの堆積量 ($Q=536\text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s=32.43\text{ m}^3/\text{sec}$, $T=60\text{ 分}$)

- ⑤ 図-12、表-5は各断面間の単位幅当りの堆積量を示している。下流堆積量が多いが、No.86～No.82間の堆積量は $193 \sim 206 \text{ m}^3/\text{m}$ とほぼ同じ値を示している。下流第2ダム上流5m～No.82区間で堆積量が低下するが、これはスリットの排砂による影響であろう。砂溜工内の平均堆積量は $180 \text{ m}^3/\text{m}$ である。

表-5 各断面間の単位幅当りの堆積量

断面	大武川第2副ダム ～90	90～89	89～88	88～87	87～86	86～85	85～84	84～83	83～82	82～ 下流第2ダム 上流5m
(m^3/m) 堆積量	103.2	162.4	176.1	183.5	192.8	199.2	200.6	201.0	205.6	173.7

4-3 スリット式砂防ダムと落差9mの砂防ダムとの比較

スリット天端高を水通しとする落差9mの砂防ダムを設けた場合について検討する。条件設定はタイプ3のスリットを設置した状態で、流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$ を30分間（模型値）を流下させた後スリットを人為的に閉そくさせて通常の砂防ダムとし、同一水理条件をさらに30分間（模型値）継続させた。

4-3-1 スリット式ダムとの流況の比較

- ① スリット式砂防ダムは段波流が発生した場合、下流第2ダム～No.82間の護岸高に余裕がないが（写真-20）護岸越水しない。これに対して通常の砂防ダムは、段波流が発生しない場合でもNo.82～下流第2ダム間の左右岸で周期的に0.25～0.5mの水深で護岸越水する。また、No.87付近まで護岸高に余裕がなく、段波流が発生する場合はNo.85より下流の左右岸は周期的に護岸越水する等、護岸越水に対する危険度を強める。（写真-21、22）

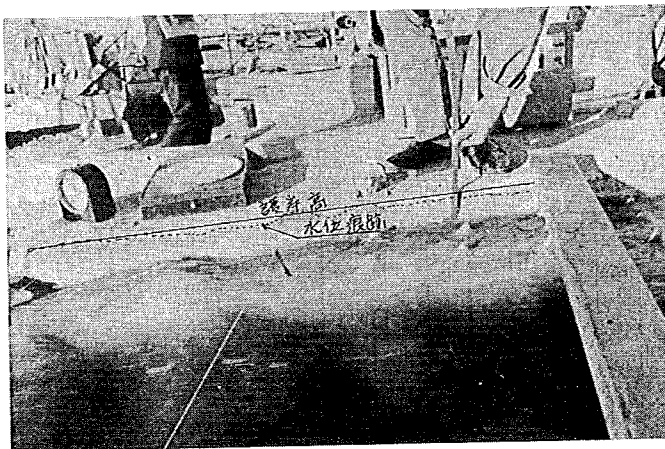


写真-20

下流第2ダム～No.82間の右岸で段波流の水位痕跡を示している。段波流が発生した場合、護岸高に余裕がない。



写真-21

下流第2ダム直上流右岸
護岸越水状況を示す。
また、落水脈は下流第
2副法面を直撃し、流況
を乱す。



写真-22

№84～下流第2ダム
間の右岸は護岸高に余
裕がない。

- ② いずれの形式においても流路工、床固工直下流では護岸高に余裕がなく、段波流が発生した場合に跳水現象が加わり、床固工下流30m区間で護岸越水する。

4-3-2 河床変動の比較

- ① 図-13にスリット式砂防ダムと落差9mの砂防ダムとの河床変動量を比較して示している。スリット式砂防ダムにくらべると、落差9mの砂防ダムの方が約1.4倍もの多くの土砂を砂溜工内に堆積させている。
- ② また、図-12に単位幅当りの堆積量を比較しているが、平均値はスリット式砂防ダムの場合に $179.8\text{ m}^3/\text{m}$ であるのに対して落差9mの砂防ダムは $251.2\text{ m}^3/\text{m}$ である。

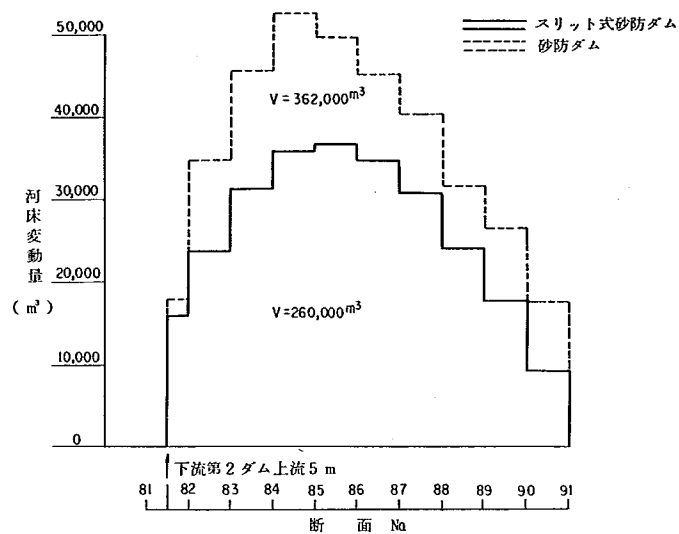


図 - 1 3 河床変動量の比較
 ($Q = 536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $Q_s = 32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $T = 60 \text{ 分}$ (模型))

§ 5 砂溜工の土砂調節について

1. 計画高水流量時に流入する土砂を砂溜工内に堆積し、平水の流量で土砂を排砂させるという砂溜工の土砂調節について検討する。流量及び給砂量は次のような順序で与えた。

- ① まず、下流第2ダムをスリット形式とする砂溜工が完成した状態で計画高水流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $18.76 \text{ m}^3/\text{sec}$ （現在の大武川砂防ダムの堆砂域での堆砂勾配 $1/40$ を維持する量）、実験時間60分（模型値）を与えた。
- ② 次に流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$ （洪水勾配 $1/30$ を維持する量）を30分間（模型値）を与え、砂溜工に土砂を堆積させた。
- ③ 砂溜工に堆積した土砂がどのように排砂されたかを調べるために平水の流量として $340 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.18 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、実験時間60分（模型値）の条件を与えて検討した。

2. 図-14に各々の水理条件における流出土砂量の時間的変化を示している。図-14から計画高水流量時に流入する土砂は砂溜工内に堆積させ平水の流量時に排砂していること。また、給砂量が多い程模型内に堆積する土砂が多いこと等の土砂調節効果が見とめられる。

3. しかし、排砂に際して次のような問題点が挙げられる。

- ① 砂溜工内で主流路は左岸寄りに60～75m幅に固定され、計画高水流量時に堆積した土砂を洗掘しながら流下する。排砂量が多く、流路工内は河床が上昇し、床固工前庭部は跳水現象が加わって周期的に護岸越水する。

② 流水がNa84付近より下流第2ダム間で左岸の高水護岸に沿う場合に流路工内で流水は右岸の護岸沿いに集中する。（写真-23）

③ Na84～下流第2ダム間の左岸高水護岸の影響を強く受けない場合に流路工内での主流路は40m程度となって左岸寄りに流下する。（写真-24）

4. 以上のように、砂溜工としての土砂調節が働くことは認められるが、平水流量の排砂時に流路工で河

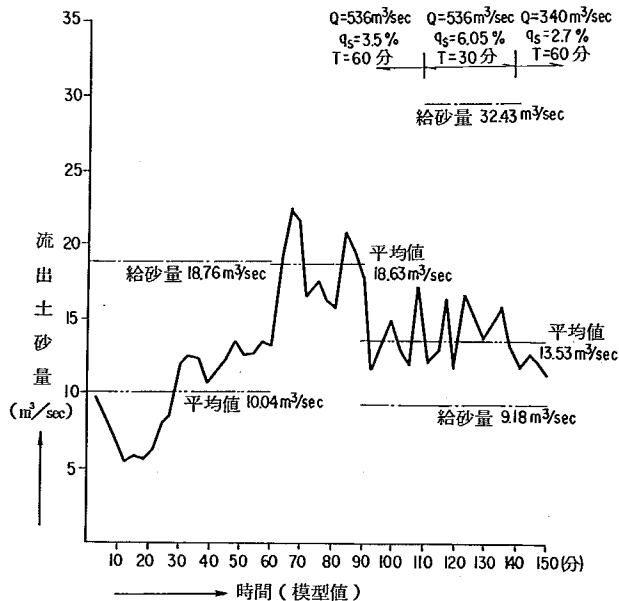
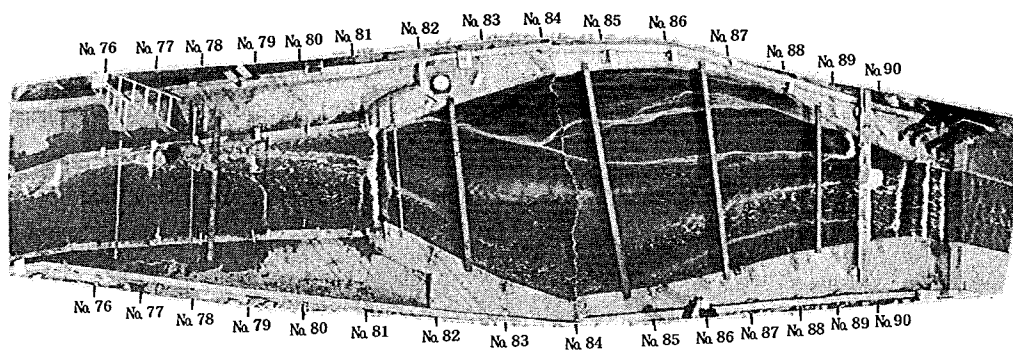
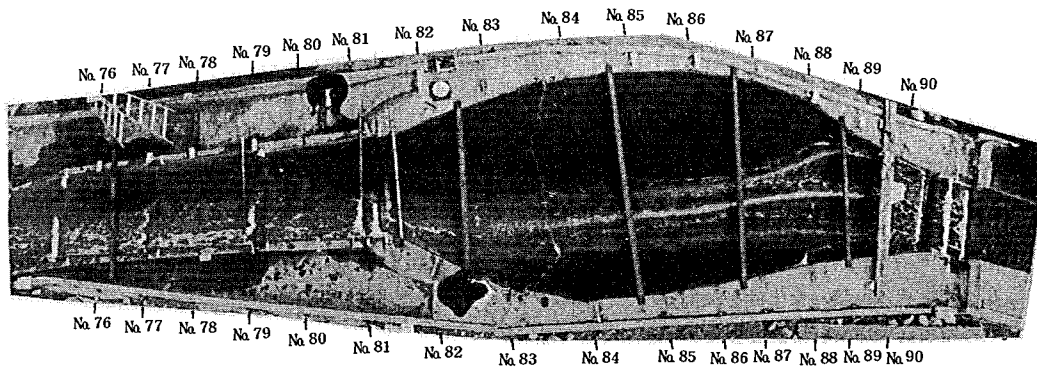


図-14 流出土砂量の時間的変化

床上昇し護岸越水に対する危険度を高めたり、砂溜工や流路工内の流況に悪影響を与えるので、計画高水流量時に堆積した土砂は人為的に除石しておく方がよい。



写真－２３ 排砂状況を示している。
砂溜工内は主流路を左岸寄りにとる。流路工内はNa 8 4
～下流第２ダム間の高水護岸法線と流路工に堆積した土
砂の影響を受けて右岸の護岸沿いに流水が集中する。



写真－２４ 排砂状況を示す。
砂溜工のNa 8 4～下流第２ダム間の左岸高水護岸の
影響を強く受けない場合、流路工内で主流水は左岸
の護岸沿いを流下する。

§ 6 高水護岸法線について

6-1 高水護岸法線の問題点と対策

高水護岸法線で特に問題となるのは、Na 8 4 から下流の縮流部である。縮流部で計画高水流量時に 7 ~ 8.5 m/sec (段波流が生じない状況で) の高流速が生じ、殊に段波流が発生した場合等は、流水がスリットにせきあげられ下流第 2 副ダムの上流法面を直撃して護岸越水を生じさせ、下流第 2 ダムや床固工前庭部での局所洗掘深を大きくする等の問題が生じている。

下流第 2 ダムを下流に移し、Na 8 4 から下流の流路幅を漸変させた方がよいと考えられるが、地形的条件からそれが困難な場合に図-15 に示した位置に透過水制を設け流水を減勢させる方法が考えられる。

6-2 透過水制の検討

実験は図-15 に示すように 10 × 5 m 間隔に水制を設置し、流量 53.6 m³/sec、給砂量 32.43 m³/sec を与えた条件で実施した。透過水制の間隔は砂溜工に堆積した土砂を除石する場合、重機械による作業が可能であることを考慮した。

- ① 透過水制を設けると Na 8 4 ~ 下流第 2 ダム間の高水護岸沿いに流水が集中する程度を弱めることができる。(写真-25)

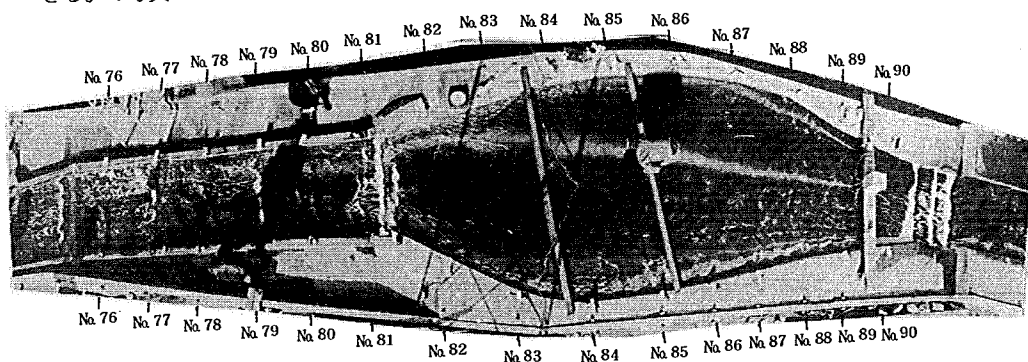


写真-25 スリットを設置したことにより、写真-14, 15にくらべて Na 8 4 ~ 下流第 2 ダム間の護岸沿いに流水が集中する程度が弱まる。

- ② 縮流部である左右岸の Na 8 4 ~ 下流第 2 ダム間で測定された流速は 2.0 m/sec ~ 5.5 m/sec である。透過水制を設けない場合で段波流が生じていない時の流速は 7 ~ 8 m/sec であるから、透過水制による減勢効果は大きいといえる。
- ③ 砂溜工内で流水が段波流となって流下する状態であっても透過水制を設けた範囲は流水が分散され、中央部にくらべて目立った段波流は発生しない。(写真-26, 27)
- ④ 図-16 は透過水制の有無が流路工内の河床変動に与える影響について検討している。いずれの場合

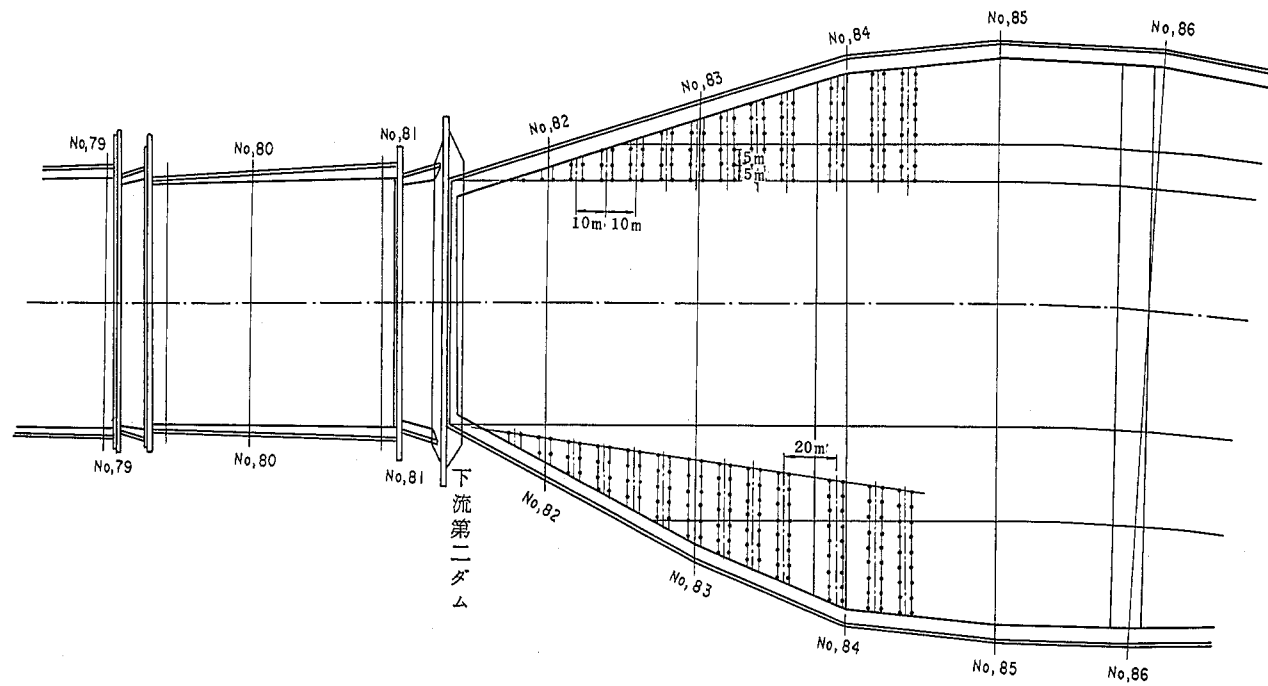


図 - 1 5 水制工設置位置図

も床固工前庭部の洗掘深が大きいが、透過水制を設けると洗掘深は小さくなり、縮流部における流水の減勢効果があらわれている。

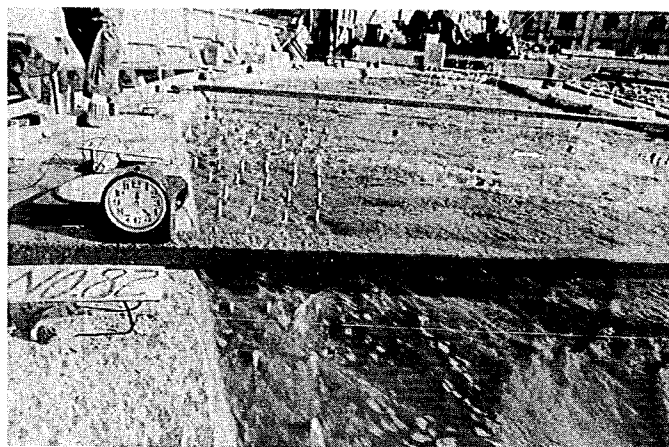


写真-26

透過水制によって流水が減殺され中央部に比べて目立った段波流はみられない。

- ⑤ 以上のように縮流部の高水護岸法線の影響は透過水制によって弱めることができ、護岸の安全度を高め、下流流路工床固工前庭部の局所洗掘深を小さくすることができる。ただし、床固工前庭部で通水中に最大5mの局所洗掘を受けており護床工の必要性がうかがえる。

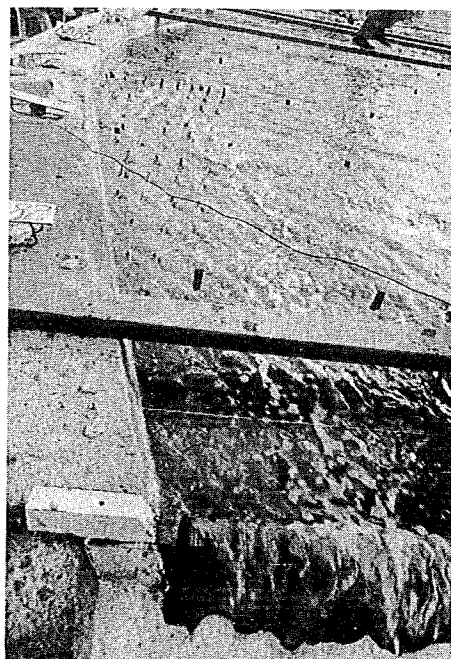


写真-27

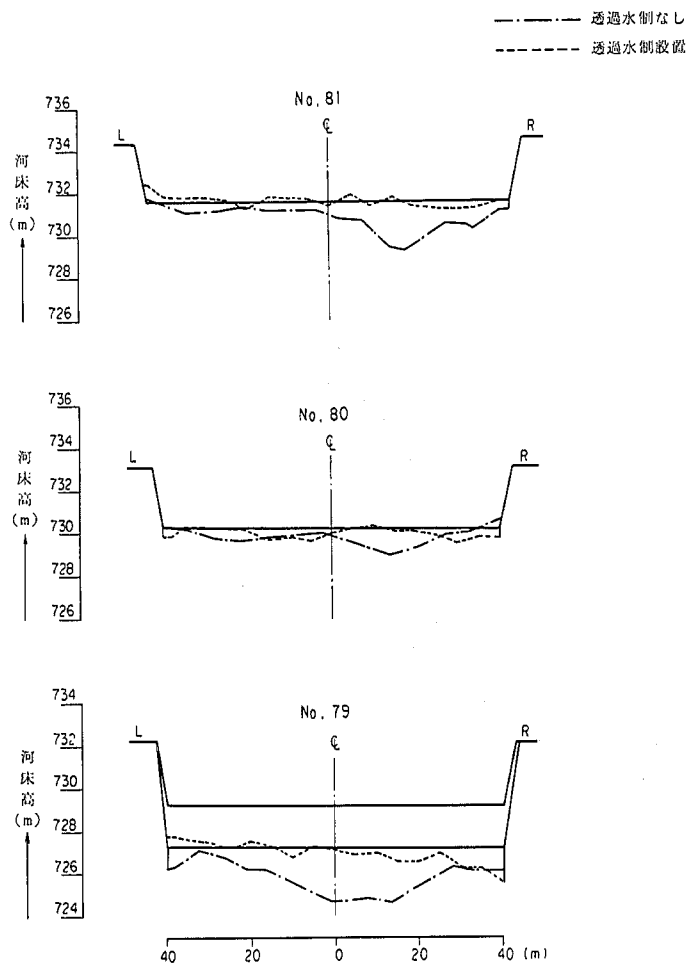


図-16-(1) 河床変動横断面

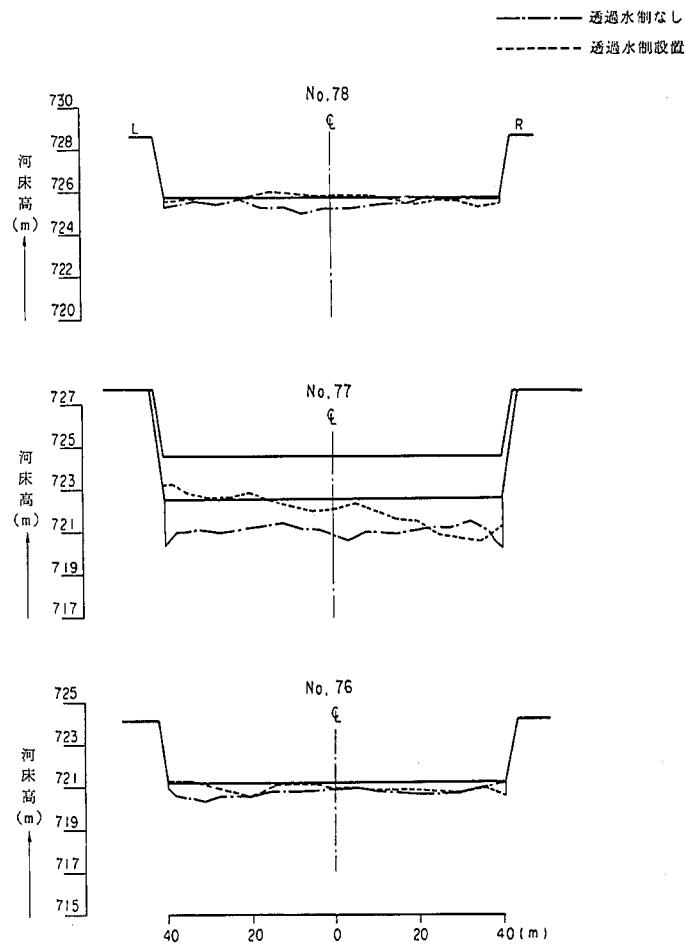


図-16-(2) 河床変動横断面

§ 7 護岸高と護岸天端勾配について

1. 図-17は最高水位及び最高河床高の縦断的变化を示している。本実験の模型形態は図-2、図-6に示す砂溜工の形状で下流第2ダムは高さ5m、幅0.8m、密度0.4とするスリットを設けている。水理条件は流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $32.43 \text{ m}^3/\text{sec}$ を30分間流過させた後、スリット間を人為的に目づ

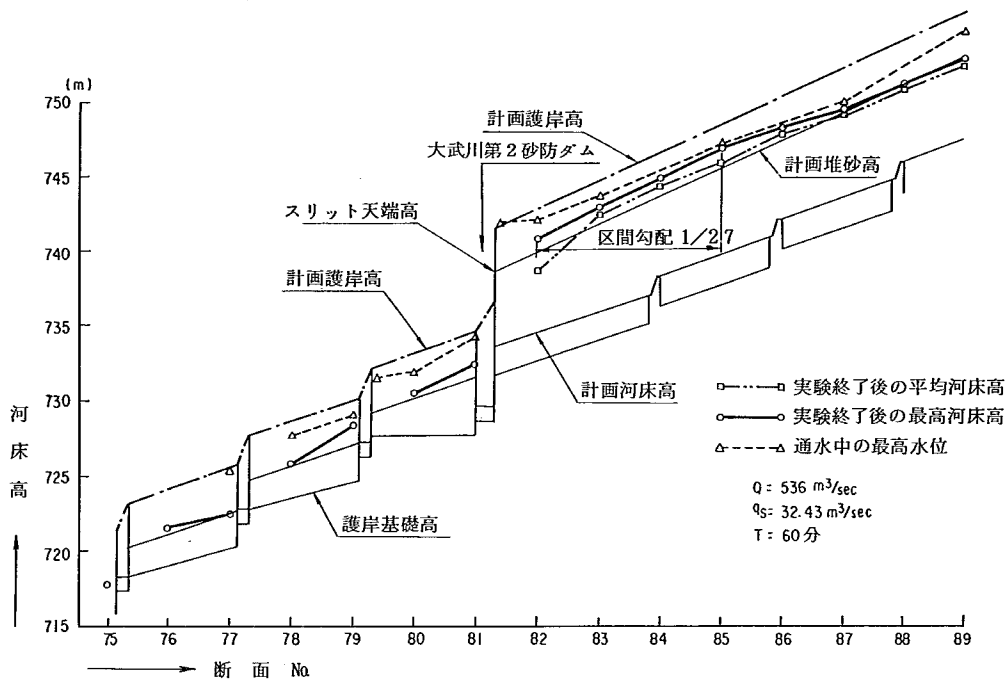
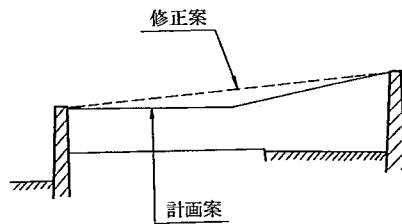


図-17 最高水位及び最高河床高縦断図

- ぶして、その後さらに同一流量、給砂量を30分間継続させた。この場合の砂溜工は計画貯砂量 $330,000 \text{ m}^3$ に近い $360,000 \text{ m}^3$ が堆積し、図-16に示すように平均河床高は $\text{Na } 83 \sim \text{Na } 87$ 間で、 $0.8 \sim 0.5 \text{ m}$ 計画堆砂高より上昇している。
2. 図-17の水位は15分間隔毎に各断面の水位横断測量を実施し、測定値のなかでの最高水位を示している。なお、周期的に発生する段波流の波高は除いている。
 3. 下流第2ダムに近い程、護岸高に余裕がなく、ダム上流5m区間は護岸越水する。また、 $\text{Na } 85$ より下流は余裕高が1m以下となり、段波流が発生する場合に周期的に護岸越水する場合がある。
 4. $\text{Na } 85 \sim \text{Na } 82$ 間の水面勾配は約 $1/31$ 、最高河床勾配は約 $1/27$ であり、計画河床勾配や護岸天端勾配の $1/35$ より急勾配となっている。
 5. 以上のように、計画高水護岸高は $\text{Na } 85$ より下流で余裕深が小さく、段波流が発生した場合に周期的

に護岸越水が生じる。特にNa 8 2～下流第 2 ダム間の左右岸は段波流が発生しない状態でも0.25～0.5 mの水深で周期的に護岸越水する場合がある等の問題点があるので、水面及び河床勾配が変化する Na 8 5 から下流第 2 ダム間の護岸は嵩上げることが望ましい。Na 8 5～下流第 2 ダム間の護岸天端勾配を Na 8 5～Na 8 2 区間の水面河床勾配の $\frac{1}{31}$ と同じ勾配とすると、下流第 2 ダムの取り付け位置で、計画護岸高に対して 1 m の嵩上げが必要となる。

6. 下流第 2 ダムより流路工の各床固工前庭部は護岸高に余裕がない。特に段波流が生じた場合は床固工の肩より 3 0 m の範囲で跳水現象が加わり、護岸越水（水深 0.2～0.5 m）する問題があるので、護岸の高さは略図で示したような形状に修正した方がよい。



§ 8 護岸及び床固工の基礎について

1. 大武川砂防ダムの堆砂勾配が $1/40$ の状態で、計画洪水流量 $536 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $9.25 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、実験時間 60 分（現地時間で約 7 時間）の水利条件の基で検討する。下流第 2 ダムはタイプ 3 のスリット形式とし、砂溜工内の各床固工前庭部は長さ 10 m の護床工を施している。
2. 図-18 は実験終了直後の各断面についての横断測量結果及び通水中で 15 分間隔毎に横断測量をおこなった結果から最深河床高を調べて縦断的に示した。

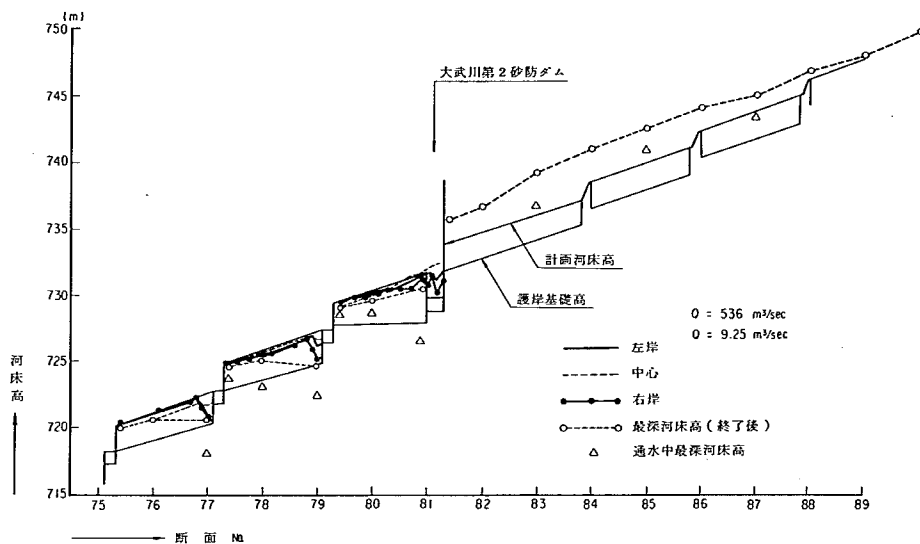


図-18 護岸及び床固工基礎の検討

3. 砂溜工内は護岸及び床固工基礎高より河床が低下する箇所は存在しない。床固工前庭部の測定値がないが、流況観察結果によれば護床工直下流（砂溜工中央）での局所洗掘は 1 m 程度である。また、縮流部の No 82 の左岸の護岸沿いで 1.4 m 河床低下が測定されている程度であり、計画案通り護岸及び床固工の根入深を 2 m にすれば安全である。
4. 下流第 2 ダム及び床固工の前庭部の右岸は水たたき終端より 15 m の範囲で局所洗掘を受けている。最大洗掘深は水たたき終端から 5 m の位置 5 m が測定されている。このことから少なくともこの 5 m 区間は護床工を設けた方が安全である。

§ 9 下流第2ダム前庭保護工について

計画案は下流第2ダムの水たたき工の長さを11mとしている。実験結果によれば、段波流が生じた場合やスリットが目づまりをおこした場合、スリット天端上を1.5～2.0mの水深で越流し、落下水脈は6～10mとなるので水堀池内の流況を乱し、局所洗掘を引きおこしたり、護岸越水する等の問題が生じる。§1で述べているように、水理式から検討した水たたき工の長さは27mとなることからみても、計画案の水たたきの長さ11mは短すぎる。

§ 10 ま と め

1. 大武川砂溜工は次のような機能を有することを期待して計画されている。
 - 1) 平水の流量時に流入する土砂は下流流路工に流送する。
 - 2) 計画高水流量時に流入する土砂は、砂溜工内に広く分散して堆積させる。
 - 3) 砂溜工が土砂生産源とならないこと。
2. 本実験から図-2、図-6に示す形状で、下流第2ダムをスリット式砂防ダムとする砂溜工計画案が検討された。
 - 1) 砂溜工の4基の床固工は土砂生産を防止することから必要となる。低水路は平水の流量を安全に流路工に流入するために必要となり、低水路の形状は流量 $340\text{ m}^3/\text{sec}$ を対象に計画した。床固工は低水路の形状と同じである。計画勾配は計画案通り流路工の計画勾配と同じ $1/35$ にしている。
 - 2) 下流第2ダムは期待される砂溜工の機能面からスリット形式に計画され、実験からタイプ3（スリット密度0.4、幅0.8m）とタイプ5（スリット密度0.4、幅1.5m）の形状が他のタイプにくらべて砂溜工の機能面から優れており、平水流量に対してはタイプ3がより優れていると考察された（表-3、図-7）
 - 3) 縦断計画上から下流第2ダムを落差4mに計画する案が考えられるが、計画高水流量時に、砂溜工からの流出土砂量が多く（表-3、図-8）流路工内で土砂堆積による災害が発生する危険性がある。（写真-17）
 - 4) 下流第2ダムの形状をスリット天端を水通しとする落差9mのダムに計画した場合、同一水理条件の基では、スリット形式にくらべてより多くの土砂を堆積する（図-12、図-13）ことができる反面、高水護岸越水の危険を高める（図-17、写真20、21、22）。
 - 5) 砂溜工で堆積した土砂を除石しない場合に、平水の流量時に砂溜工は土砂生産源となり（図-14）、流路工は土砂堆積による災害が発生する危険性がある。しかも砂溜工内で流量に対応する流路幅が形成され固定化するので、砂溜工や流路工の流況に悪影響を与える（写真-23、24）。このことから、砂溜工に堆積した土砂は除石しておく方がよい。
 - 6) 高水護岸法線で問題となるのは、Na84～下流第2ダムの縮流部である。同区間の護岸沿いでは $7\sim 8.5\text{ m}/\text{sec}$ の高流速が生じるので、護岸工作物の安全性に乏しいこと、下流第2副ダムや下流流路工での流況を乱し、床固工前庭部の局所洗掘深を大きくする等の問題があるので、（写真-15、16、図-16）同区間で護岸沿いの流水を減勢させた方がよい。減勢方法の1つとして、透過水制を設置する案が考えられる（図-15、写真-25、26、27）。
 - 7) 計画貯砂量にほぼ等しい量が砂溜工に堆積した場合、Na85～下流第2ダム間の護岸高の余裕は1m以下となり、特にNa82～下流第2ダム間は、周期的に護岸越水する。段波流が発生した場合にNa85から下流は周期的に護岸越水する等の問題があるので、Na85～下流第2ダム間について護岸を

嵩上げことが望ましい。(写真-20~22、図-17)

- 8) 流路工では床固工下流30m区間で護岸越水する危険があるので、護岸天端面を床固工前庭部で急変させない方が安全である。
- 9) 砂溜工内の護岸及び床固工の基礎は計画案通り2mの根入深をとれば一応安全である。下流第2ダム及び流路工の各床固工前庭部の右岸は、水たたき終端より15mの範囲が洗掘を受ける。最大洗掘深は水たたき終端より5mの位置で5mである。床固工の基礎根入深は1.0m、護岸の基礎根入深は2.5mに計画されているが、前庭部で基礎根入深が不足するので、5m程度の護床工を施した方が安全である(図-18)
- 10) 大武川第2副ダム直下流部は、落下水によって局所洗掘を受ける(写真-1, 2)。長さ10mの護床工を施すと局所洗掘は防止される(写真-7)。

以 上

あ と が き

大武川砂溜工に関する計画諸元を水理模型実験を実施して検討し、一応の結果が得られたと思う。しかし、本報告書で述べている結論はあくまでも模型実験で得た結論であって、これの採用にあたっては充分現地の実態をみきわめる必要がある。

本文をまとめるにあたって、建設省富士川砂防工事事務所の方々、建設省土木研究所砂防研究室、泉岩男室長には大変お世話になった。

上の方々に深く感謝致し、厚くお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 上原信司、池谷 浩、伊巻幹雄；「スリット砂防ダムにおける土砂調節効果に関する実験的研究、第2報」S. 53年5月、砂防学会研究発表会概要集、p 88.
- 2) 芦田和男、高橋 保、水山高久；流路工計画に関する水理学的研究、新砂防No 97、S. 50. 11 p 9～6