

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第2164号

土 木 研 究 所 資 料

真川、湯川合流点水理模型実験報告書

昭和60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。

真川、湯川合流点水理模型実験報告書

砂防研究室 瀬 尾 克 美
水 山 高 久
大 場 章

要 旨

真川、湯川合流点の右護岸は、上流の砂防工事を行う上で重要な軌道の中継点を溪岸侵食により破壊されることを防ぐ目的で施工されたが、護岸基礎部が局所洗掘を受け被災した。そこで、河床変動の既往資料の整理と河床変動計算により、河床変動の傾向把握と今後の予測を行った。その結果、現在河床は低下傾向にあり、合わせて合流点部の静的平衡勾配を求めると、最大31m、護岸施工区間で5～15m河床が低下することが予想され、護岸基礎部の局所洗掘を防止する対策工の必要性が明らかとなった。

次に、対策工の計画諸元を得るため模型実験を行った。その結果、コンクリートブロックを用い背割堤を延長130mで設置し、ブロックは脚付平型ブロックが合流点部の河床の低下にも追従し、流向制御の効果を長期間持続できることがわかった。また、河床の全体的な低下に対しては、護岸の根継ぎを河床の低下に合わせて逐次行っていくことが良い等の結論を得た。

キーワード：水理模型実験(常願寺川)、局所洗掘、河床変動、護岸、背割堤

**Hydraulic Model Test on the Makawa-Yukawa
Confluence of the Joganji River**

by

Katsumi Senoo

Takahisa Mizuyama

Akira Ohba

This report shows the procedures and the results of a hydraulic model test conducted in fiscal year 1984 by the Public Works Research Institute, Ministry of Construction at the request of the Tateyama Sabo (Erosion Control) Works office, Hokuriku Regional Construction Bureau, Ministry of Construction concerning the confluence treatment project for the Makawa-Yukawa confluence in the upper reaches of the Joganji River.

At the Makawa-Yukawa confluence, large quantities of sediment had been deposited by the debris flow which occurred in 1969, and the meandering stream posed the danger of eroding the right bank of the canyon and destroying a relay point of the railway vital to the performance of erosion control work upstream. The Tateyama Sabo Work Office revetted the right bank of the canyon with concrete to prevent its erosion but the riverbed at the confluence subsided continuously and, in the flood of May 1983, the foundation of the revetment was scoured and the revetment leaned and fell. Thus, measures for revetment protection became necessary.

The Public Works Research Institute first grasped tendencies in the local riverbed deformation and made predictions for the future by analyzing past data on riverbed deformation. Then, it studied several erosion preventing methods by hydraulic model tests, selected an optimum method and determined the detail design.

Key Words: Hydraulic model test (the Joganji river), local scour, deformation of river bed, revetment, separation levee

はじめに

本報告書は、昭和59年度に建設省北陸地方建設局立山砂防工事事務所の依頼により、建設省土木研究所が実施した、常願寺川上流の真川、湯川合流点における合流点処理計画に関する水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

真川、湯川合流点部は、昭和44年に発生した土石流により大きく河床が上昇したが、その後河床の低下が始まり、蛇行しながら流下する流水は、右溪岸を侵食し、上流の砂防工事を行う上で重要な軌道の中継点が破壊される危険が生じた。立山砂防工事事務所では、右溪岸の侵食を防止するためコンクリート護岸を施工したが、合流点部の河床はその後も低下し、昭和58年5月の出水で護岸基礎部が洗掘され傾倒する災害を受け、護岸を守るための対策工が必要となった。

まず、これまでの河床変動の資料を整理して、河床変動の傾向を把握し、今後の予測を行った。つぎに、侵食を防止する対策工法を水理模型実験によって検討し、最適な工法を選択して、その諸元を求めた。

建設省土木研究所砂防部砂防研究室

室長	瀬尾克美
主任研究員	水山高久
建設技官	大場章

目 次

はじめに

1. 真川, 湯川合流点における河床変動の経緯及び予測	1
1.1 概 説	1
1.2 昭和58年5月の出水による護岸の被災状況	1
1.3 昭和58年以前の河床変動	1
1.4 流路の平面的変遷	10
1.5 河床変動の将来予測	10
1.5.1 静的平衡勾配	10
1.5.2 河床変動計算	14
1.6 河床変動の予測(まとめ)	18
2. 模型実験の概要	19
2.1 実験目的	19
2.2 模型の概要	19
2.3 実験条件	20
2.4 測定項目と測定方法	20
3. 現況河道の問題点	23
3.1 護岸基礎部の局所洗掘及び護岸の越水	23
3.2 既設砂防ダムの問題点	31
3.3 水制工先端部及び護岸沿いの根固ブロックの流失	33
4. 対策の検討	34
4.1 対策案の概要及び問題点	34
4.2 横工に関する検討結果	36
4.3 背割堤に関する検討結果	36
4.4 護岸根継ぎに関する検討結果	40
4.5 修正案の検討	43
5. まとめと提言	56
おわりに	57

1. 真川、湯川合流点における河床変動の経緯及び予測

1.1 概 説

真川、湯川合流点（図－1参照）は、昭和44年8月に発生した土石流により多くの土砂が堆積しており、蛇行しながら流下する流水は右溪岸を侵食している。

合流点右溪岸には、上流の砂防工事を行う上で重要な軌道の中継点があり、立山砂防工事事務所では右溪岸の侵食防止のためコンクリート護岸を施工したが、昭和58年5月の出水により基礎部が洗掘され傾倒する被害を受けた。そこで、真川、湯川合流点のこれまでの河床変動の経緯の把握及び、今後の変動予測を既往資料の整理と河床変動計算により行ない、合流点処理の対策工の計画作成の基礎資料を得ることとした。

1.2 昭和58年5月の出水による護岸の被災状況

真川、湯川合流点右溪岸の護岸は、流水の蛇行による溪岸侵食を防止するため、昭和54年より着手し、昭和57年に延長432 mで完成した。しかし、翌年の昭和58年5月16～17日に日雨量147 mm（16日15：00～17日15：00）、最大時間雨量26 mm、連続雨量173.5 mmの降雨があり、融雪出水とも重なって、表－1に示す災害を受けた。護岸の被災状況を写真－1、2に示す。

表－1 昭和58年5月の出水による被災状況

構 造 物	被 災 状 況
護 岸	基礎部の局所洗掘による沈下傾倒（65 m）
根固ブロック	流失109 m（8 tブロック）
水 制	流出2基（8 tブロック組合せによる透過型水制）

1.3 昭和58年以前の河床変動

昭和31年～昭和58年の河床変動測量結果より、最深河床高の経年変化を真川、湯川に分けて整理すると、それぞれ図－2、3のようになる。

図－2及び3の最深河床高の経年変化から以下のことが言える。

(1) 真川（㌼5～㌼1間について）

昭和44年以前の横断測量結果がなく、44年出水前との河床変動の比較ができなかったが、出水後について記述すると、真川第1砂防ダムは昭和46年6月から着工し、昭和54年11月に完成している。本堤の完成は昭和52年であるが、昭和53年には、水通し天端まで土砂が堆積し、満砂状態になっており、ダム上流の堆砂勾配は昭和57年現在で約1/23である。真川第1砂防ダム下流から合流点付近の河床勾配は昭和58年現在、約1/20となっており、真川第1砂防ダム副ダム下流では年々河床が低下する傾向にある。真川第1砂防ダム上流には、昭和55年5月より上流から流出してくる土砂を調節するための大型砂防ダム（高さ35 m、計画貯砂量224

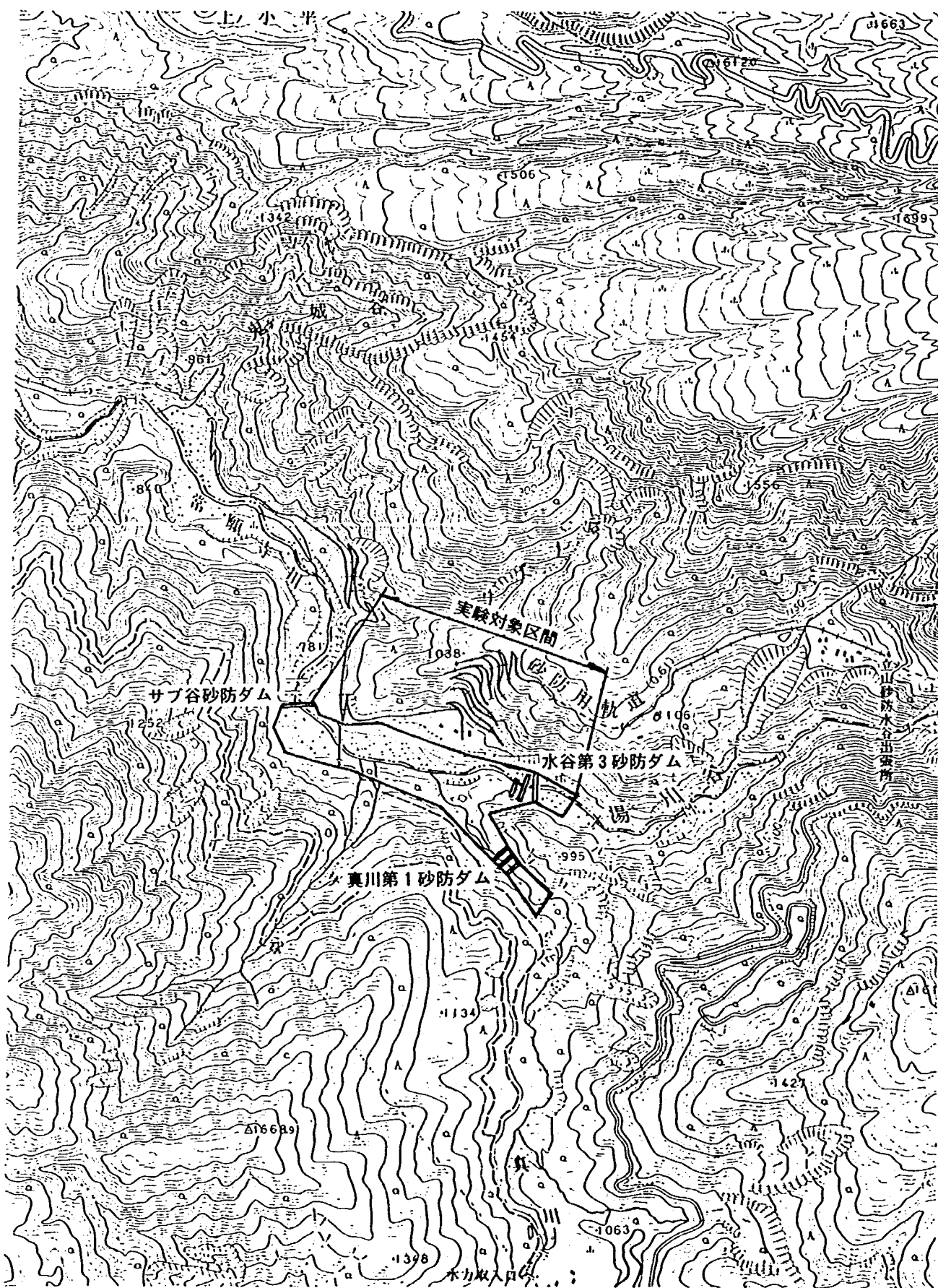


図-1 模型の取り入れ範囲



写真-1 護岸被災状況（上流より望む）



写真-2 護岸被災状況（下流より望む）

万㎡）が計画施工されており、このダムの完成後には当面上流からの流出土砂はほとんどないものと考えられ、ダム下流では継続的な河床低下が予想される。

(2) 湯川（白岩6号ダム～水谷第3砂防ダム間）について

水谷第1砂防ダムは、昭和53年に5mの嵩上げを行なっている。嵩上げ前の河床勾配は約1/20で、嵩上げ後は昭和57年現在で約1/35（嵩上げ前の約1/1.8）となっている。水谷第2砂防ダムは、昭和38年12月に竣工しており、昭和44年の出水前後の河床変動の状況を見てもほとんど変化がなく、約1/18の河床勾配となっている。水谷第4砂防ダムは、昭和47年11月に竣工し、河床勾配は昭和58年現在約1/60であ

る。水谷第3砂防ダムは、昭和38年10月に竣工し、昭和44年の出水による河床変動は少ない。また、水谷第4砂防ダム下流では徐々に河床が低下する傾向にある（昭和58年の河床勾配約1/25）。

以上より、水谷第3砂防ダムから上流については、昭和44年出水前後の河床高に大きな変化は見られず、湯川筋は、現河床勾配を維持する程度の土砂は流出していると考えられる。

(3) 常願寺川（水谷第3砂防ダム～サブ谷砂防ダム間）について

サブ谷砂防ダムは、昭和41年11月に竣工した。

合流点下流右岸の護岸については、次のような工事を行ってきた。

昭和52年	六脚ブロック積、河床整理
昭和53年	ブロック積、災害復旧 水制工 2基
昭和54年	護岸（上流より160m）
昭和55年	〃（引き続き91m）
昭和56年	〃（引き続き90m）
昭和57年	〃（引き続き91m）
昭和58年	災害復旧65m

昭和44年出水時には、図-2、3に示すように、上流からの流出土砂が著しく、特に河床変動の激しい $\Delta 14'$ 地点では約13mの変動を生じた。昭和44年出水時に一旦上昇した河床は、その後低下する傾向を示しており、昭和57年には昭和54年より着工している右岸護岸の基礎部分まで最深河床が低下した。図-4は、河床変動の最も激しい $\Delta 14'$ 地点及び $\Delta 16'$ （水谷第3砂防ダム下流）地点の最深河床の経年変化を示したもので、昭和44年に堆積した土砂は徐々に侵食される傾向にあることがわかる。

以上のように合流点下流の右岸側の護岸は、河床がまだ比較的高い時期に計画されたものであり、河床は徐々に昭和44年出水前の河床高に戻る傾向にあることから、災害を防止するためには、護岸の根継ぎまたは、河床低下を防止する対策が必要であり、河床低下を十分考慮した上で計画施工しなければならない。

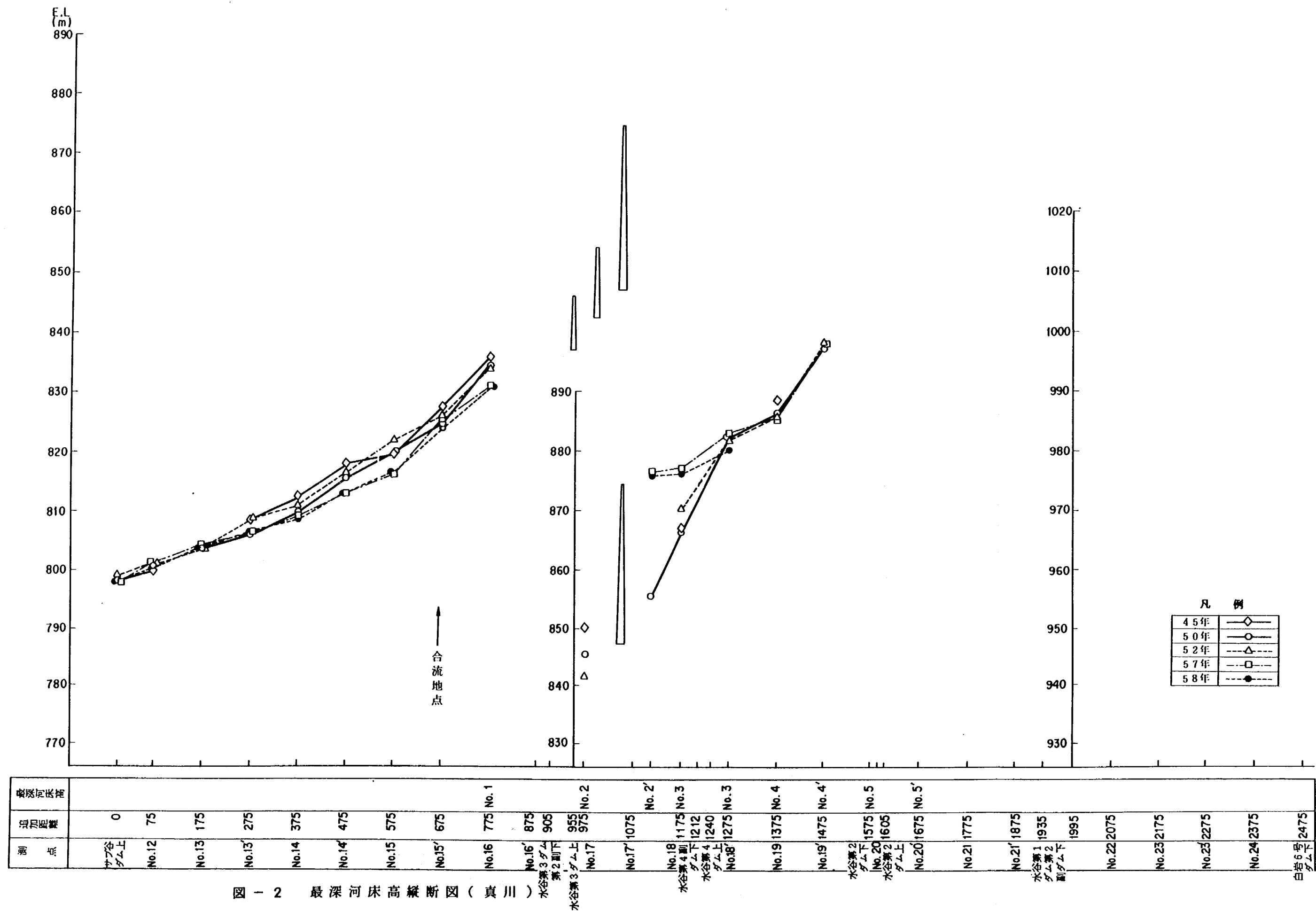


図 - 2 最深河床高縦断図 (真川)

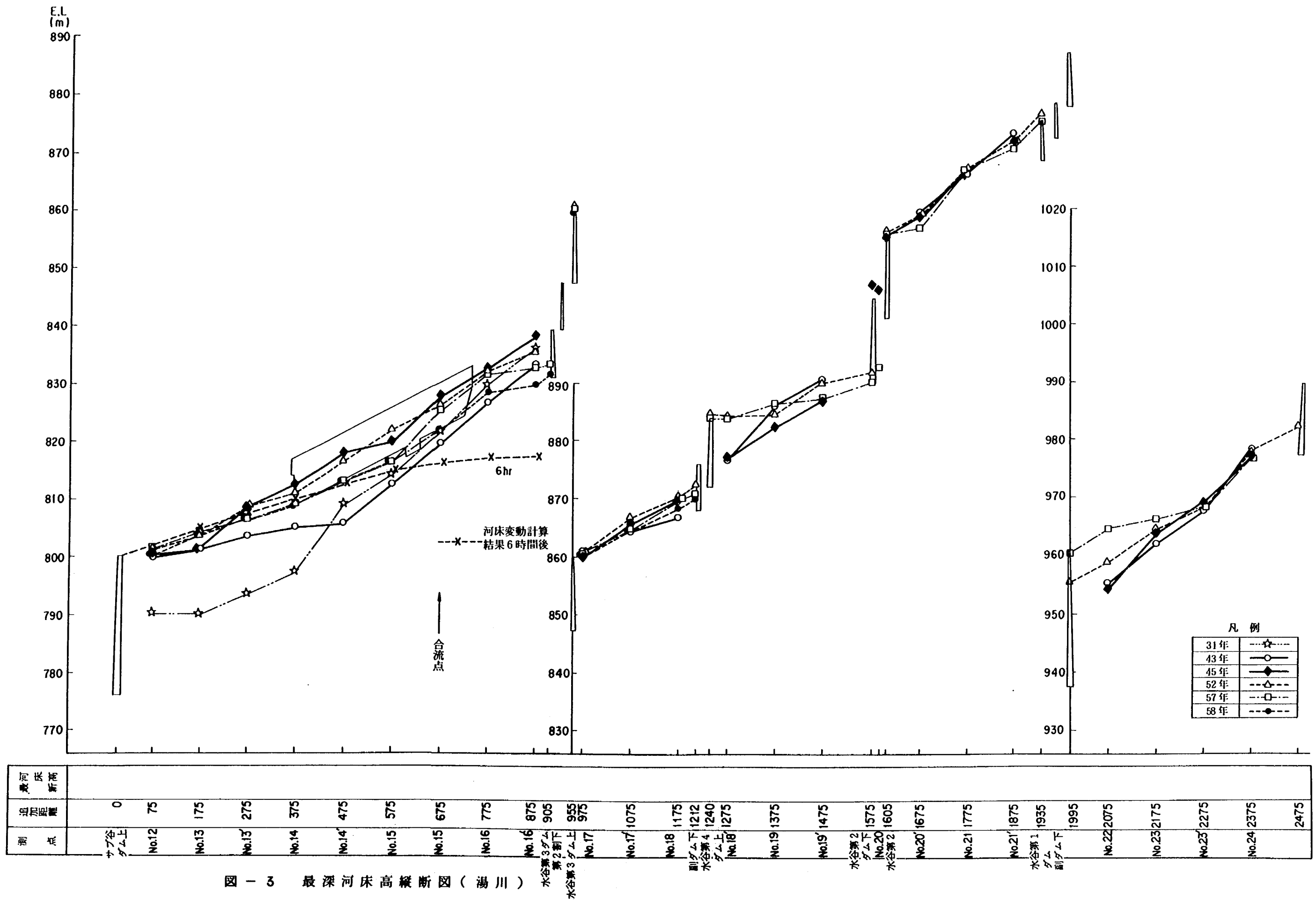


図 - 3 最深河床高縦断面図 (湯川)

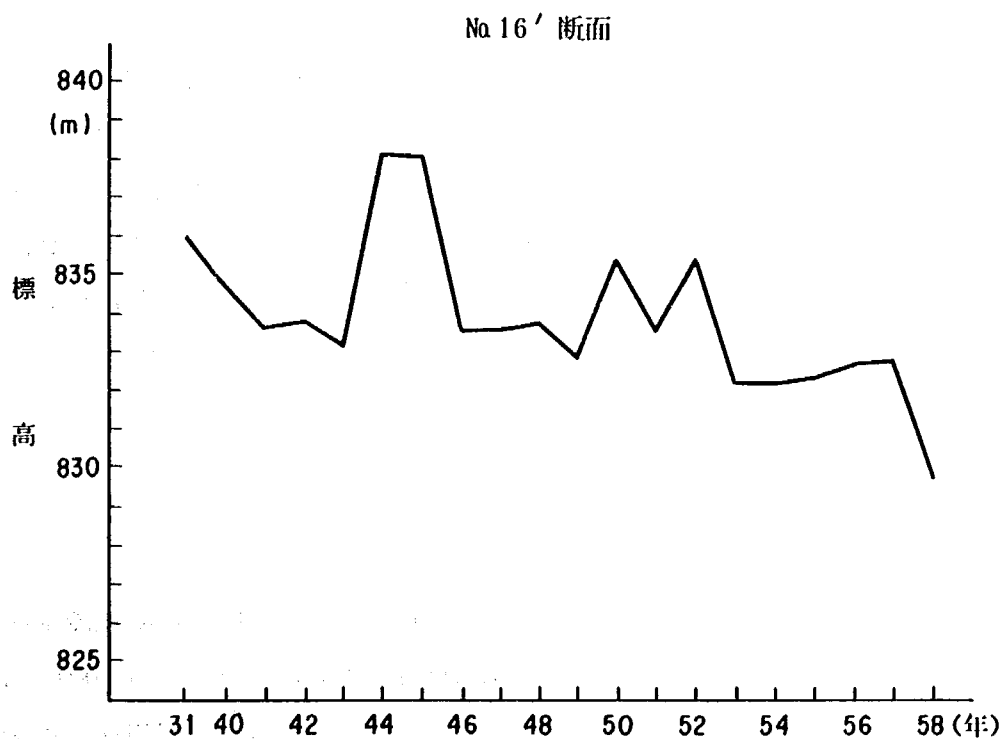
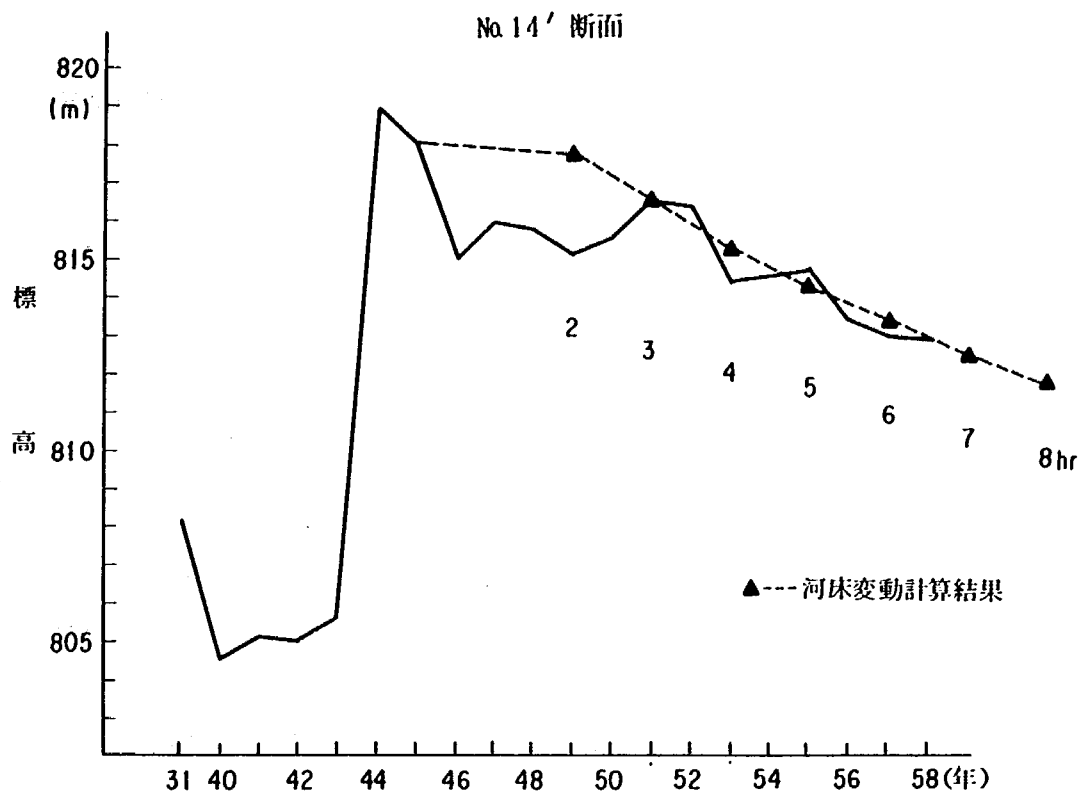


圖-4 最深河床經年變化

1.4 流路の平面的変遷

昭和38年から昭和55年の間に撮影された航空写真を用いて、真川、湯川及び合流後の流路の変遷を調べた。図-5に流路の変遷図を示し、その考察を以下に述べる。

(1) 昭和44年の出水前の流路

真川の流水は蛇行しながら流下し、 $\#1$ 附近で左溪岸に当たった後、大きく流向を右に変え、 $\#15'$ の右岸側（昭和58年の出水で、護岸が災害を受けた附近）で湯川と合流している。

合流後は、流路を左に変え、 $\#14$ 附近で左溪岸に当り流下している。

(2) 昭和44年の出水後の流路

昭和44年の出水直後（出水2箇月後）の流路を見てみると、真川は $\#14$ 附近まで左溪岸沿いを、湯川は $\#13$ 附近まで右溪岸沿いを流れ、 $\#12$ 附近で合流し流下している。その後湯川は、ほとんど流路を変えず現在に至っている。一方、真川の流水は、徐々に流路を右岸側へ変え、昭和44年の出水直後は $\#12$ 附近であった合流点で、真川の流路の変動に伴ない上流へ移動し、昭和53年には、昭和44年の出水前と同様に $\#15'$ 附近で合流するようになる。

昭和55年に真川の流路が左岸側に大きく変動しているのは、真川の流れが $\#1$ 附近で大きく右岸側に向きを変え、右溪岸に当たり溪岸侵食を助長するので、これを緩和する目的で河道掘削が行われたためである。しかし、その後もまた、真川の流水は $\#1$ 附近で右岸側に急変して流下し、右溪岸に当たるようになり、昭和58年5月には、両川合流点部のコンクリート護岸が基礎部を洗掘され傾倒する災害が発生した。

昭和44年の出水後の両川合流後の流路は、出水後の湯川の流路を流れ、湯川同様、出水後から現在までほとんど変化していない。

真川の流水が $\#1$ 附近で大きく右岸側へ急変して流下する原因は、真川筋の $\#1$ 左岸附近の地形にあると思われる。 $\#1$ 左岸部は岩の尾根が河道内及び河床に張り出しており、その尾根が真川の流水を右岸側へ導く作用をしているためである。昭和44年の出水直後、真川の流水が左溪岸沿いを流下していたのは、出水時に多くの土砂が両川を隔てるように河道内に堆積したためである。その後 $\#1$ 附近の地形の影響で右岸側へ流向を変えようとする真川の流水により河道内の土砂が洗掘されるのに伴ない、右岸側に流路を変えていったものと思われる。したがって、真川の流水が $\#1$ 附近で右岸側に方向を変えないようにするには、基岩を掘削するか、真川の流向を制御する対策工が必要であると思われる。

1.5 河床変動の将来予測

1.5.1 静的平衡勾配

既往資料の整理の結果、現在合流点部の河床は低下傾向を示しており、上流部の砂防施設等の整備に伴い今後も河床の低下が進行すると予想される。そこで、河床材料の粒径を $d = 10\text{cm}$ （30％粒径）、 $d = 20\text{cm}$ （平均粒径、70％粒径）、 $d = 50\text{cm}$ （90％粒径）、 $d = 95\text{cm}$ （97％粒径）、 $d = 110\text{cm}$ （98％粒径）と変化させて、合流点部の静的平衡勾配（ I_s ）を求め、今後の河床低下量を予測してみた。

計算は、岩垣による限界掃流力の式

$$U_{*c}^2 = 80.9 d \dots\dots\dots (1)$$

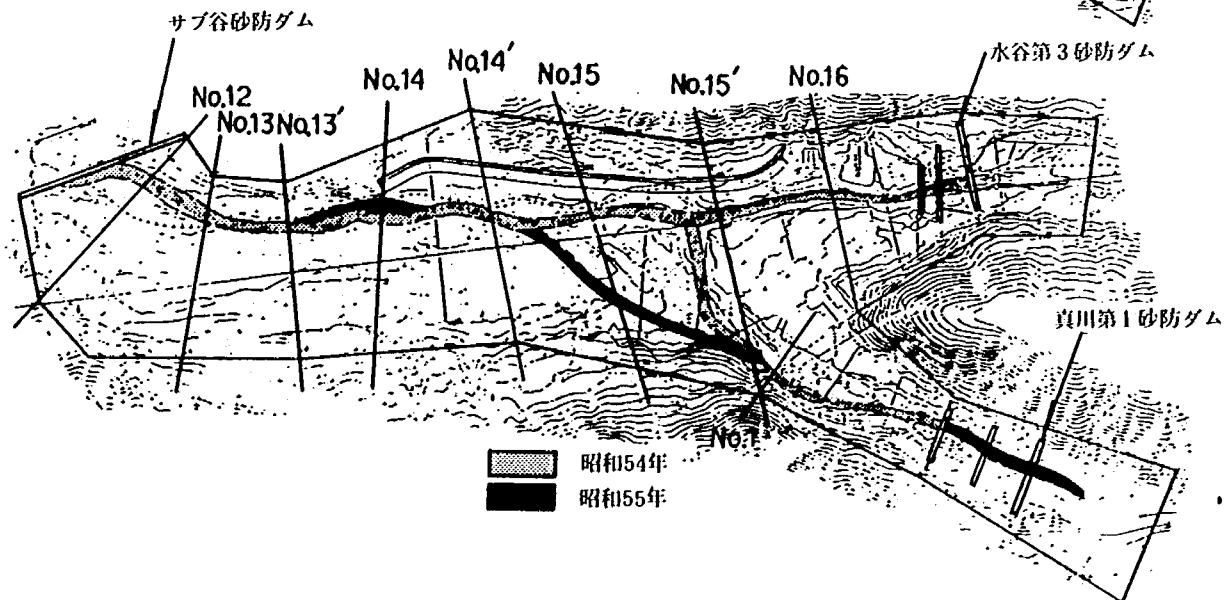
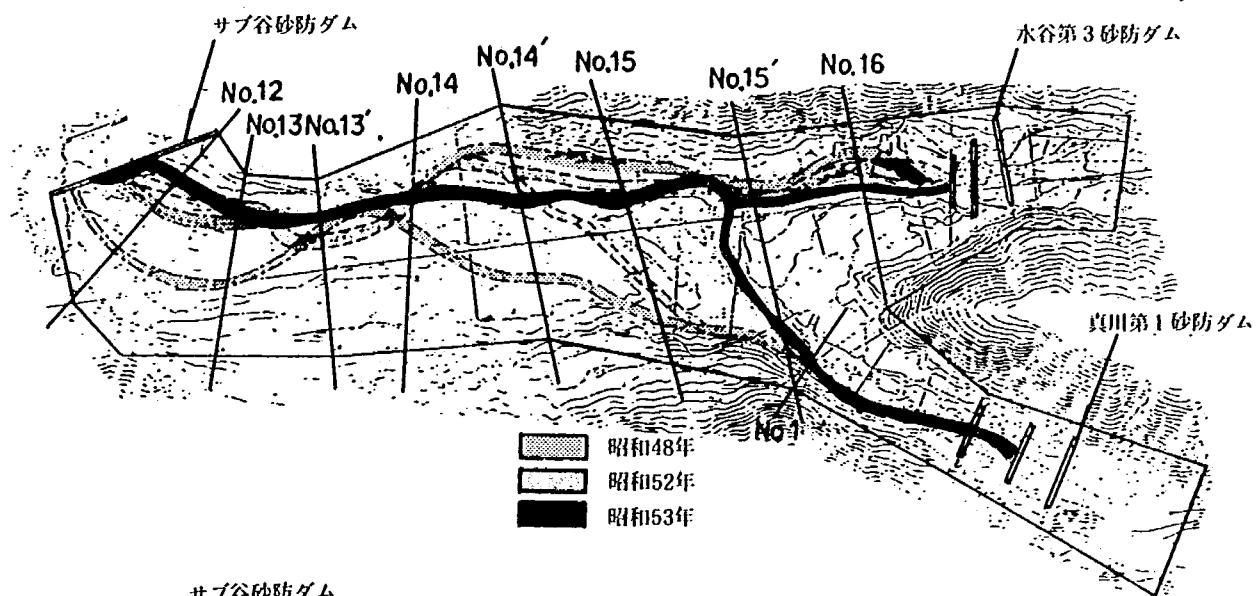
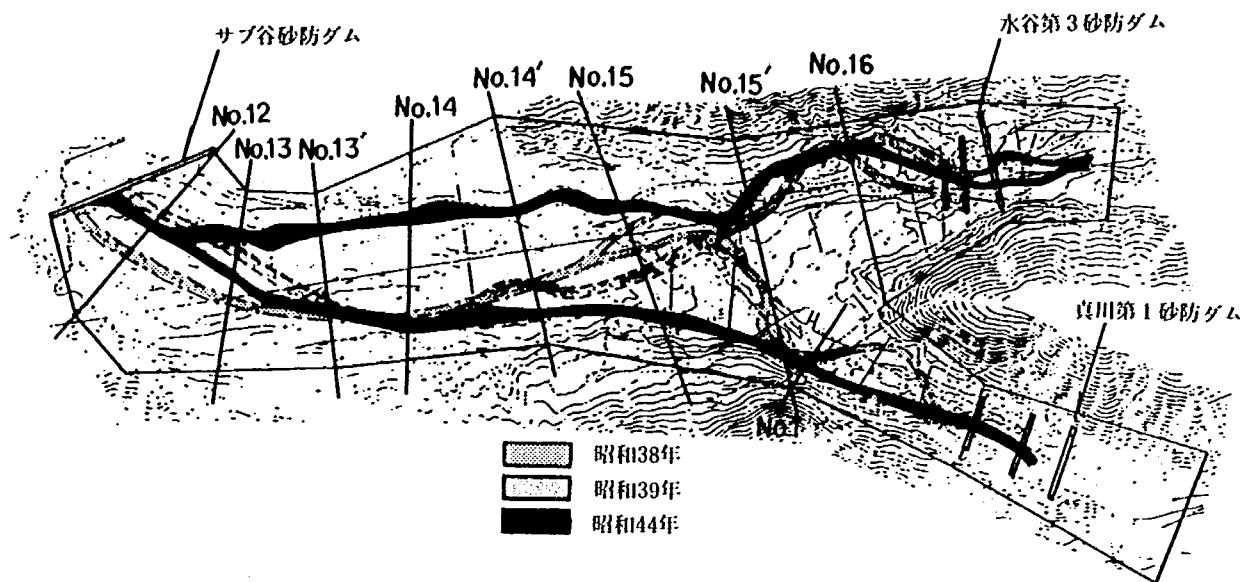


図-5 常願寺川河道変遷図

を用いた。ここで、 U_{*c} は摩擦速度で次式で与える。

$$U_{*c} \equiv \sqrt{ghI} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 h : 水深、 g : 重力の加速度、 I : 勾配である。

水深 h は、流下断面を広幅矩形と仮定すると、Manning 式より、

$$h = \left(\frac{n Q}{B I^{1/2}} \right)^{3/5} \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる。ここで、 n : Manning の粗度係数、 B : 河幅である。

式(1), (2), (3)より静的平衡勾配 I_s は、

$$I_s = \left(\frac{80.9 d}{9.8 \times 100} \right)^{10\%} \cdot \left(\frac{B}{n \cdot Q} \right)^{\%} \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。

n として、河道計画の計画値 $n = 0.04$ 、河道幅 (B) として図-6 に示す現河道の流路幅を用い、前述の粒径 $d = 10\text{cm}$, 20cm , 50cm , 95cm , 110cm 、種々の流量に対する静的平衡勾配を求めた。

真川、湯川及び合流後の計画高水流量に対する静的平衡勾配 (I_s) を、表-2 に示す。

現河床勾配 (i) は、湯川で $1/25$ 、真川で $1/20$ 、両川合流後で $1/30$ となっており、これらの値を静的平衡勾配 (I_s) の計算値と比較すると、現河床勾配に比べて非常に大きく、今後、上流からの土砂の補給がない場合、基岩が河床に現われて河床低下を防ぐことがないとすれば、表-3 の各断面における河床の低下量に示されるように、大きな河床低下が予想される。

表-3 は、90%粒径相当の $d = 50\text{cm}$ の場合の計算結果と現河床高を比較したもので、真川、湯川の合流点附近では約 11m 、湯川筋の水谷第3砂防ダム下の $\#16$ では約 20m 、真川第1砂防ダムの副ダム下では約 31m 河床が低下することになる。

表-2 計画高水流量、河道幅、静的平衡勾配

河川名	計画高水流量 (m^3/s)	河道幅 B (m)	静的平衡勾配 I_s		備 考
			$d = 20\text{cm}$	$d = 50\text{cm}$	
湯 川	507.6	30	1/252	1/68	$d = 20\text{cm}$ 平均粒径相当
真 川	1451.0	40	1/484	1/131	
合 流 後	1740.4	60	1/399	1/108	$d = 50\text{cm}$ 90%粒径相当

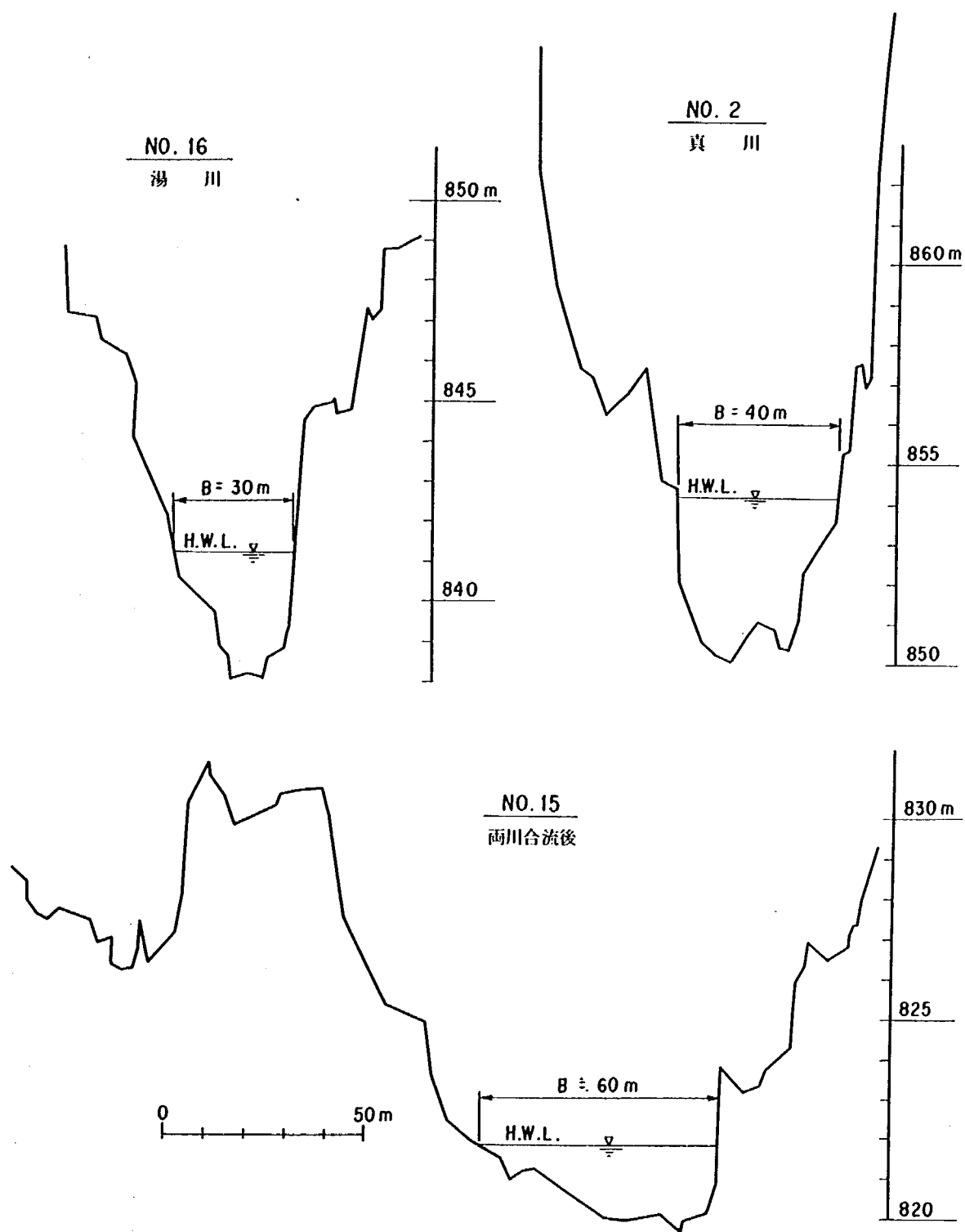


図-6 対象流域の代表断面形状 (S 45 調査)

表-3 静的平衡勾配より推定される河床低下量

地 点	現河床高① (EL.m)	Isより推定される 河床高②(EL.m)	河床低下量 ①-②(m)	備 考
サ ブ 谷 ダ ム	800.0	800.00	0	Is = 1/108 合流後
ℳ 12'	800.13	800.69	-0.56	
ℳ 13	803.71	801.62	2.09	
ℳ 13'	806.42	802.55	3.87	
ℳ 14	808.70	803.47	5.23	
ℳ 14'	812.86	804.40	8.46	
ℳ 15	816.37	805.32	11.05	
ℳ 15'	822.00	806.79	15.21	Is = 1/68 湯 川
ℳ 16	828.46	808.26	20.20	
ℳ 16'	829.70	808.70	20.00	
水谷第3ダム副ダム下	—	809.14	—	
ℳ 1	830.92	806.85	24.07	Is = 1/131 真 川
ℳ 2	—	808.22	—	
真川第1ダム副ダム下	839.87	808.53	31.34	

現河床高は、S58最深河床高である。

1.5.2 河床変動計算

(1) 計算手法

河床変動の計算は、次の流砂の連続式を差分化した式により逐次行った。

$$\Delta Z = Z_{t+1} - Z_t = \frac{QB_1 - QB_2}{B \Delta X (1 - \lambda)} \Delta t \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 ΔZ : Δt 時間内の河床変動量、 Z : 河床高、 QB_1 、 QB_2 : 上、下流断面の通過流砂量、 B : 河床変動を生ずる河幅、 λ : 河床砂の空隙率、 ΔX : 区間距離である。

流砂量式は、芦田、高橋、水山式による掃流砂量式を使用した。

$$\left. \begin{aligned} qB / \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3} &= \frac{12 - 24\sqrt{\tan\theta}}{\cos\theta} \tau_* (1.5 - \sqrt{\tan\theta}) \\ &\quad \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_* c}{\tau_*}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}}\right) \\ \alpha &= \sqrt{\frac{2(\mu f - \frac{s}{s-1} \tan\theta)}{1 - \frac{s}{s-1} \tan\theta}}, \quad \mu f = 0.425, \quad s = \sigma/\rho, \quad \tan\theta = i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

上式は、勾配が緩やかな場合は次のように簡略化される。

$$qB/\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3} = 12\tau_*^{1.5} (1-0.85\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}) (1-0.92\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}) \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 qB ：単位幅当りの流砂量、 τ_{*c} ：無次元化された限界掃流力、 $\tau_{*c} \equiv U_{*c}^2 / \{ (\sigma/\rho-1)gd \}$ 、 τ_* ：無次元化された掃流力である。

(2) 計算条件

湯川、真川の計画高水流量（表-2 参照）で、上流から土砂の補給がない（土砂濃度0%）状態で計算した。

初期河床は、昭和45年調査の河床高を与え、河幅は、静的平衡勾配計算と同様に、湯川 $B=30\text{ m}$ 、真川 $B=40\text{ m}$ 、両川合流後 $B=60\text{ m}$ とし、広幅矩形として計算した。

計算は、湯川筋から計画高水流量（ $Q_y = 507.6\text{ m}^3/\text{s}$ ）が流下した場合の水谷第3砂防ダムからサブ谷砂防ダムまでと、真川筋から計画高水流量（ $Q_m = 1451.0\text{ m}^3/\text{s}$ ）が流下した場合の真川第1砂防ダムからサブ谷砂防ダムまでの2ケースについて実施した。

また、式(7)で、 $\tau_{*c} = 0.05$ とし、 $\tau_* \leq 0.034$ の時には、 $qB = 0$ とする。

(3) 計算手順

計算は、5秒間隔、湯川10m、真川20m間隔とし、河床高が表-3の静的平衡勾配より低くならないように修正しながら行った。

計算の終了は、 $\Delta 14'$ で表-3に示した河床高より低くなった時点とした。

(4) 計算結果

計算結果を図-7、8に示す。

① 湯川筋の計算結果（ $Q_y = 507.6\text{ m}^3/\text{s}$ ）

図-7より河床高は、時間とともに低下する。計画高水流量 $Q_y = 507.6\text{ m}^3/\text{s}$ が約30時間流れると、静的な平衡状態まで河床が低下する。

② 真川筋の計算結果（ $Q = 1451.0\text{ m}^3/\text{s}$ ）

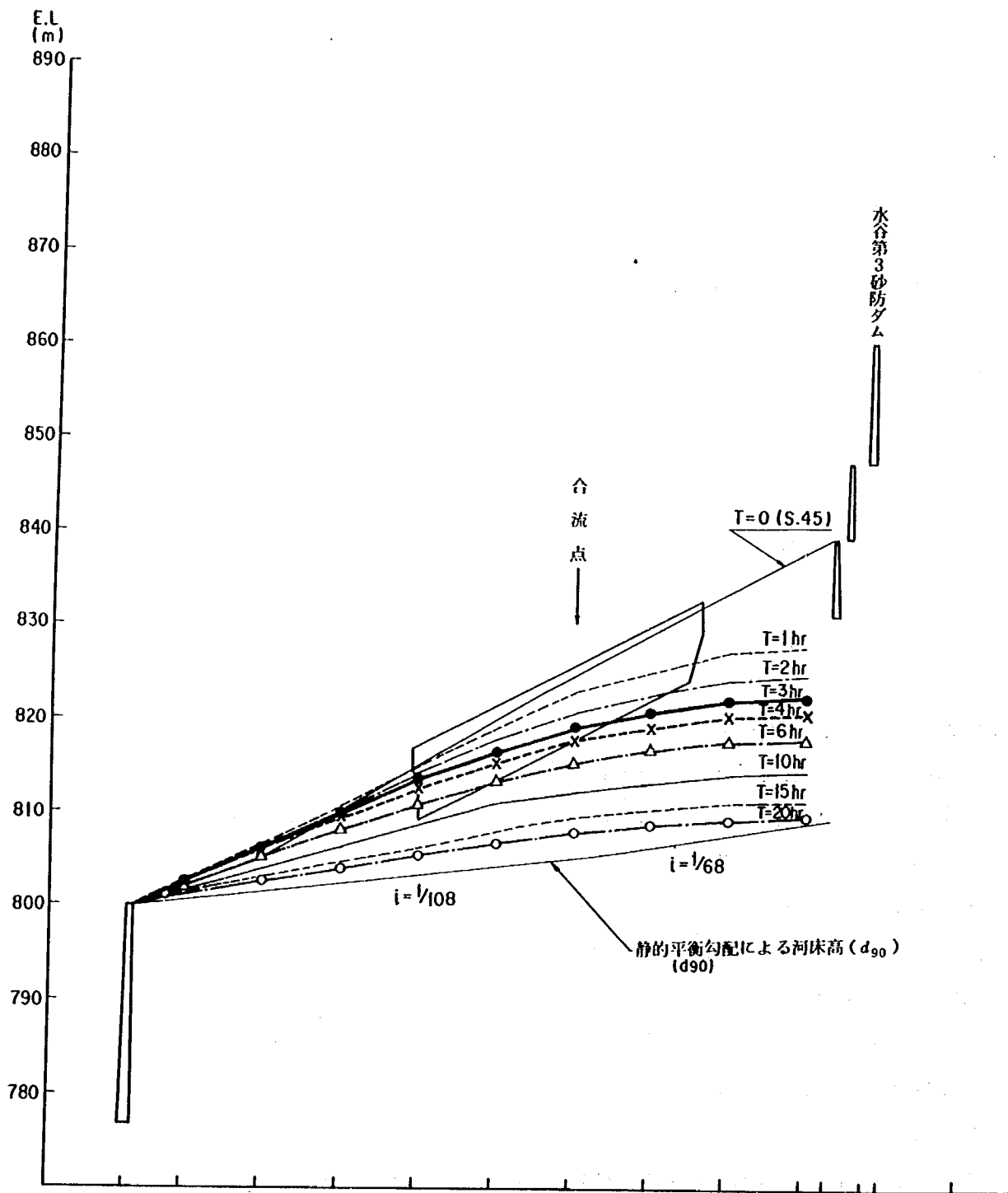
図-8より、湯川筋と同様時間経過に伴ない河床高が低下する。

河床低下の割合は、湯川筋より大きい。

③ 水谷第3砂防ダム～サブ谷砂防ダム間の昭和45～58年までの13年間の河床変動は、計画高水流量を約6時間連続して与えた状態に相当する。平均すると、1年分の河床変動は計画高水流量の約0.5時間分に相当する。

このことから、現在の河床低下がこのまま進むと仮定すると、約48年後に静的平衡勾配に達することになる。

また、 $\Delta 14'$ 断面において計画高水流量を与えた場合の河床変動状態を示すと、図-4のようになり、昭和58年の河床高は、約6時間後の河床変動計算結果と一致していることがわかる。



追 加 距 離	0	75	175	275	375	475	575	675	775	875	905	955	975	1075 (m)
測 点	サブ谷 ダム上	No.12'	No.13	No.13'	No.14	No.14'	No.15	No.15'	No.16	No.16'	No.16	No.17	No.17'	

図 - 7 河床変動縦断図 (湯川)

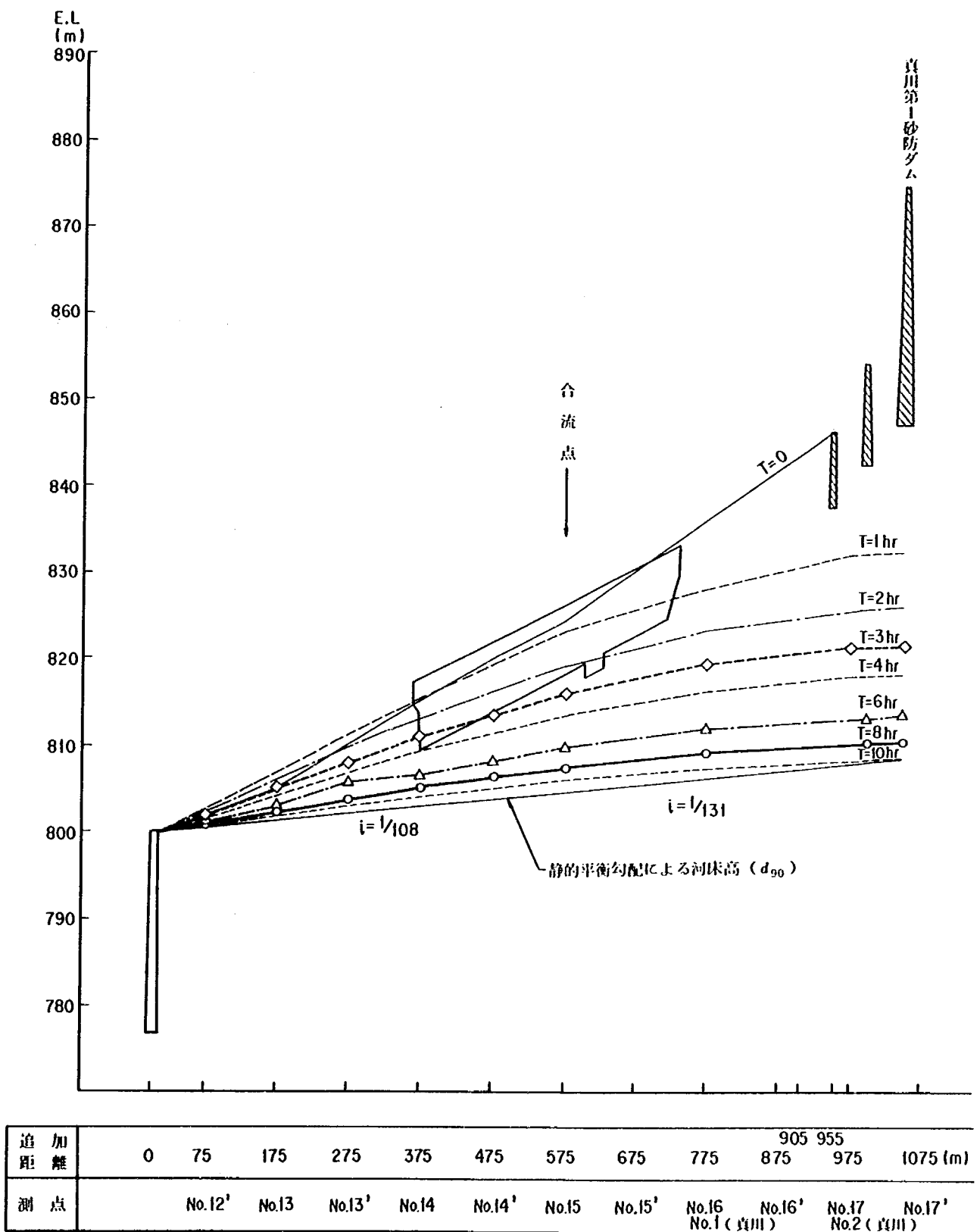


図 - 8 河床変動縦断面図 (真川)

1.6 河床変動の予測(まとめ)

水谷第3砂防ダム～サブ谷砂防ダム間では、昭和44年出水時に上流からの流出土砂により河床が上昇し、その後は徐々に河床低下の傾向にある。

水谷出張所と事務所を結んでいる軌道の中継点を側岸侵食から護るために、昭和54年より合流点下流右岸側に侵食防止用の護岸が施工されているが、合流点の河床低下は続いており、昭和57年には護岸基礎部分まで最深河床は低下した。

また、昭和58年現在の河床勾配は湯川で1/25、真川で1/20、両川合流後で1/30であるが、現河道に計画高水流量を与えた場合の静的平衡勾配を求めると、代表粒径を $d_{90}=50\text{cm}$ とした場合、湯川では1/68 ($B=30\text{m}$)、真川では1/131 ($B=40\text{m}$)、合流後では1/108 ($B=60\text{cm}$)となり、今後上流からの土砂の補給がなく、基岩による河床高のコントロールがないと考えると、合流点付近(No.15)では約11m、水谷第3砂防ダムの第2副ダム下では約20m、真川第1砂防ダムの第2副ダム下では約31mの河床低下が予想される。

2. 模型実験の概要

2.1 実験目的

二次元的河床変動の傾向は、前章に述べた河床変動計算によって推定することができるが、平面的な変動は議論できない。そこで、

- 1) 真川、湯川合流点部の現況河道の河床変動の傾向及び問題点を把握する。
- 2) 合流点右岸の護岸沿いの洗掘を防止する対策工を検討し、対策工の設計諸元を求める。

を目的として、水理模型実験を実施した。

2.2 模型の概要

模型の取り入れ範囲は、真川、湯川合流点部の河床の変動状況を把握するのに必要十分なものと考え、図-1に示すように上流端を真川筋では $\#3$ 、湯川筋では $\#17'$ とし、下流端をサブ谷砂防ダムまでとした。

模型の縮尺は、鉛直、水平ともに1/70とし、フルード相似則により実験諸量を決定した。表-4に模型諸量の実物値に対する縮率を示す。

表 - 4 諸 量 の 縮 率

	諸 元	次 元	縮 尺	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 平 (X)	L	Xr	1 : 70
	鉛直 (h) (水深・標高)	L	hr	1 : 70
	勾 配 (h/X)	—	$hr \cdot Xr^{-1}$	1 : 1
	面 積 (A)	L^2	$hr \cdot Xr$	1 : 4,900
	体 積 (Vm^3)	L^3	$hr \cdot Xr^2$	1 : 343,000
流水に関する量	フルード数 (Fr)	—	1	1
	流 速 (V)	LT^{-1}	$hr^{1/2}$	1 : 8.3666
	流 量 (Q)	L^3T^{-1}	$Xr \cdot hr^{3/2}$	1 : 40,996
	時 間 (T)	T	$Xr \cdot hr^{-1/2}$	1 : 8.3666
	圧力の強さ (P)	FL^{-2}	hr	1 : 70
	粗度係数 (n)	$L^{-1/3}T$	$hr^{2/3} \cdot Xr^{-1/2}$	1 : 2.03009
	流量係数 (c)	—	1	1
	掃流力 (Z)	FL^{-2}	hr	1 : 70
	エネルギー (E)	FL	hr^4	1 : 24,010,000
	運動量 (mV)	FT	$hr^{7/2}$	1 : 2869,790

2.3 実験条件

実験の条件と内容を表－5に示す。

(1) 流量及び実験時間

流量は、建設省立山砂防工事事務所から提示された真川（ Q_m ）と、湯川（ Q_y ）の100年確率の計画高水量 $Q_m = 1451 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_y = 507.6 \text{ m}^3/\text{s}$ をもとに、各実験ケースの目的に合わせ、 Q_m 、 Q_y ； $\frac{1}{2} Q_m$ 、 $\frac{1}{2} Q_y$ ； $\frac{1}{3} Q_m$ 、 $\frac{1}{3} Q_y$ ； $\frac{1}{5} Q_m$ 、 $\frac{1}{5} Q_y$ をそれぞれ定流で与えた。

実験時間は、各流量で河床変動の傾向が十分把握できる時間を考慮して、30分、60分、120分とした。

(2) 給砂量及び河床材料

先に行った河床変動の資料整理の結果より、真川筋は上流に大型の砂防ダムが計画されていることから給砂をせず、湯川筋は、水谷第3砂防ダム上流の現河床勾配（ $i = 1/25$ ）が一定に保たれるように給砂した。

給砂及び河床材料の粒度分布を図－9に示す。平均粒径（ d_m ）は2.69mm（実物値で188mm）である。

2.4 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河床変動、局所洗掘、越水、水衝部及び流速等について観察、測定を行い、特徴的現象をカメラ撮影した。

(2) 水位及び河床変動高測定

各測線ごとに横断測量を行ない、通水中の水位及び河床高を測定した。

(3) 流砂量測定

模型下流端（サブ谷砂防ダム）から流出する土砂を、3分間隔ごとに採取して、流砂量の時間的変化を測定し、実験終了後に模型末端に設けてある沈砂池に流出した土砂の全量を測定した。

(4) 流向測定

模型上流端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態を写真撮影した。

(5) 流速測定

プロペラ流速計を用いて、横断測線及び水衝部における流速を測定した。

(6) 河床高測定

通水終了後に、各測線ごとに横断測量を行ない河床変化高、砂堆等の形状を測定した。

表 - 5 実験条件一覧表

CASE No	流 量		給 砂	実験時間	模 型 形 態	検 討 内 容
	Q_m	Q_y		T_m		
1	(m^3/s) $Q_m = 1451$	(m^3/s) $Q_y = 507.6$	無	0.5	河床を、現況(昭和58年度測量結果)に合わせて整形した。	現況河道の問題点を把握する。
2	$\frac{1}{2} Q_m$	$\frac{1}{2} Q_y$	無	0.5		
3	$\frac{1}{3} Q_m$	$\frac{1}{3} Q_y$	無	2.0		
4-1	$\frac{1}{5} Q_m$	$\frac{1}{5} Q_y$	無	2.0		
4-2	Q_m	Q_y	有	0.5	湯川筋より給砂を行う。	横工案の検討
5-1	Q_m	Q_y	無	0.5	横工1基を設置	
5-2	Q_m	Q_y	無	0.5	横工2基を設置	
5-3	Q_m	Q_y	無	0.5	横工4基を設置	
6-1	Q_m	Q_y	無	0.5	背割堤を設置	背割堤案の検討
6-2	Q_m	Q_y	無	1.0		
7	Q_m	Q_y	無	1.0	根継ぎ護岸法勾配 1:0.5	根継ぎ案の検討
8	Q_m	Q_y	無	1.0	根継ぎ護岸法勾配 1:0.5 法面に粗度を設ける。	
9	Q_m	Q_y	無	1.0	根継ぎ護岸法勾配 1:1.0	
10	Q_m	Q_y	無	1.0	根継ぎ護岸法勾配 1:1.0 法面に粗度を設ける。	
11	Q_m	Q_y	無	1.0	背割堤の設置(コンクリートブロック)	背割堤, 根継ぎを併用する案の検討
12	$\frac{1}{5} Q_m$ $\frac{1}{3} Q_m$ $\frac{1}{2} Q_m$ Q_m	Q_y	無	0.25(15分) 0.25 0.25 0.25	護岸根継ぎ	

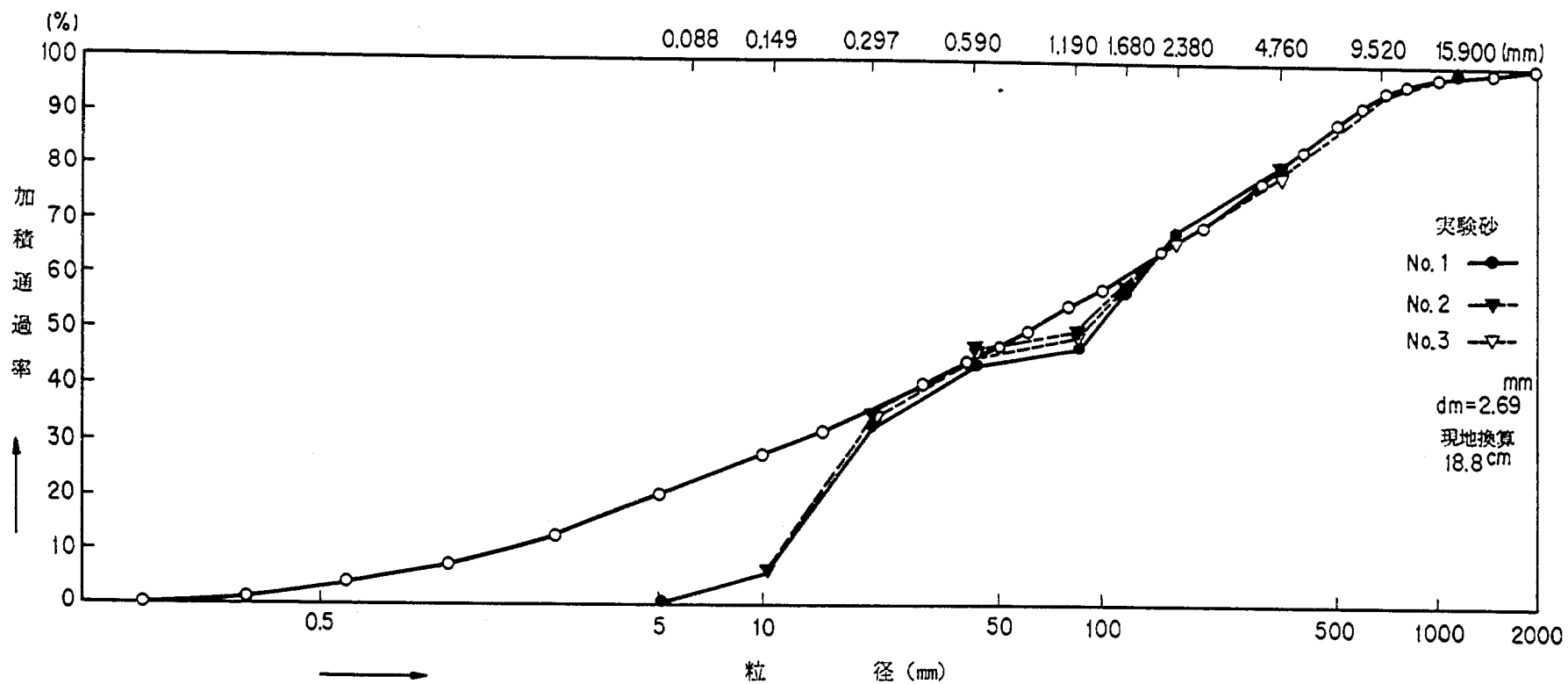


圖 - 9 實驗使用砂粒度分布曲線

3. 現況河道の問題点

3.1 護岸基礎部の局所洗掘及び護岸の越水

(1) 護岸基礎部の局所洗掘

現況実験における洗掘堆積平面図を図-10に、護岸沿いの通水後の河床縦断面図を図-11に、河床横断面形状の時間的变化を図-12に、護岸沿いの局所洗掘状況を写真-3に示す。

図-10, 11, 12より、護岸基礎部が測点 $\#15+50 \sim \#14+50$ 間で基礎以下まで大幅に洗掘されていることがわかる。また、護岸沿いの洗掘は、昭和58年5月の出水で被災した箇所がもっと大きく、約10~12m（計画高水流量流下時）の局所洗掘を受けた。

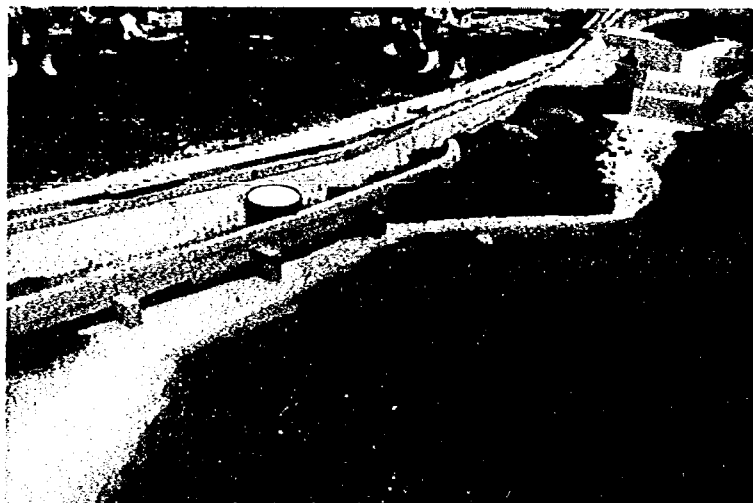


写真-3 護岸沿いの局所洗掘状況（実験ケース1）

護岸沿いが大きく局所洗掘を受ける原因として、真川、湯川合流後の流水が写真-4-(1), (2)に示すように護岸沿いに片寄って流下することが挙げられ、この流水の片寄りには真川の流向が右岸よりになる影響が大きい。

通水開始直後の真川、湯川の流水は、合流点河床のほぼ全面を流れ、 $\#14$ 附近の護岸沿いに水衝部を形成するが、真川の流水は、真川筋の河床低下に伴い $\#1$ 左岸附近の岩の影響を受け、徐々に右寄りに流向を変える。また、水衝部もそれに伴って徐々に $\#14$ 附近より上流へ移動し、被災部の $\#15 \sim \#15+50$ 地点で固定される。流向の時間的变化を図-13に示す。

また、護岸沿いの洗掘は、図-14の護岸沿いの水位及び河床縦断面図に現われているように、真川からの流れの水衝部が上流に移動するのに伴ない最大洗掘深も上流に移動して行く。従って、護岸沿いの局所洗掘は、真川の流れが右岸に向かう影響が大きいと考えられる。

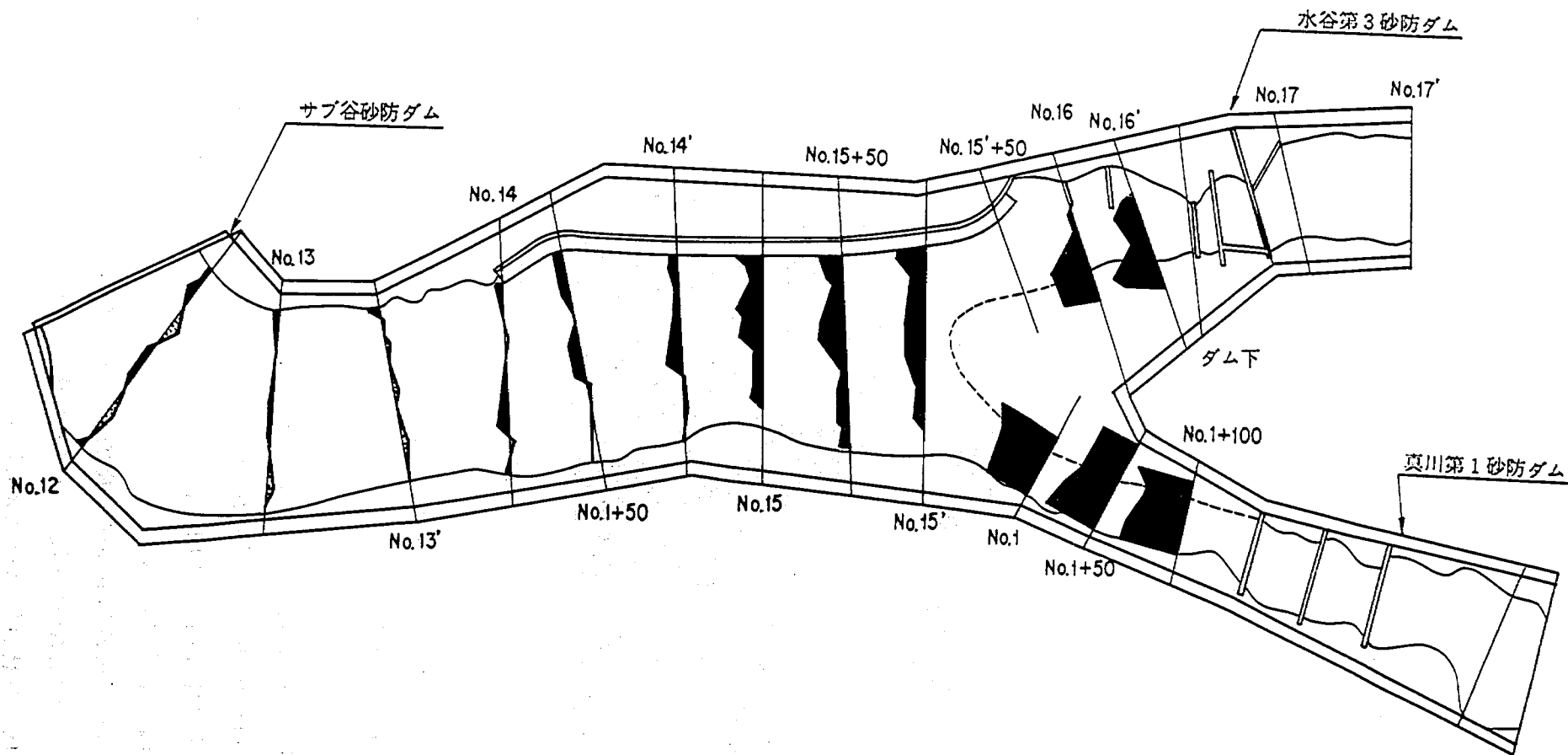
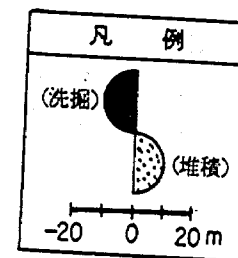


図 - 10 洗掘・堆積平面図 (CASE-1)



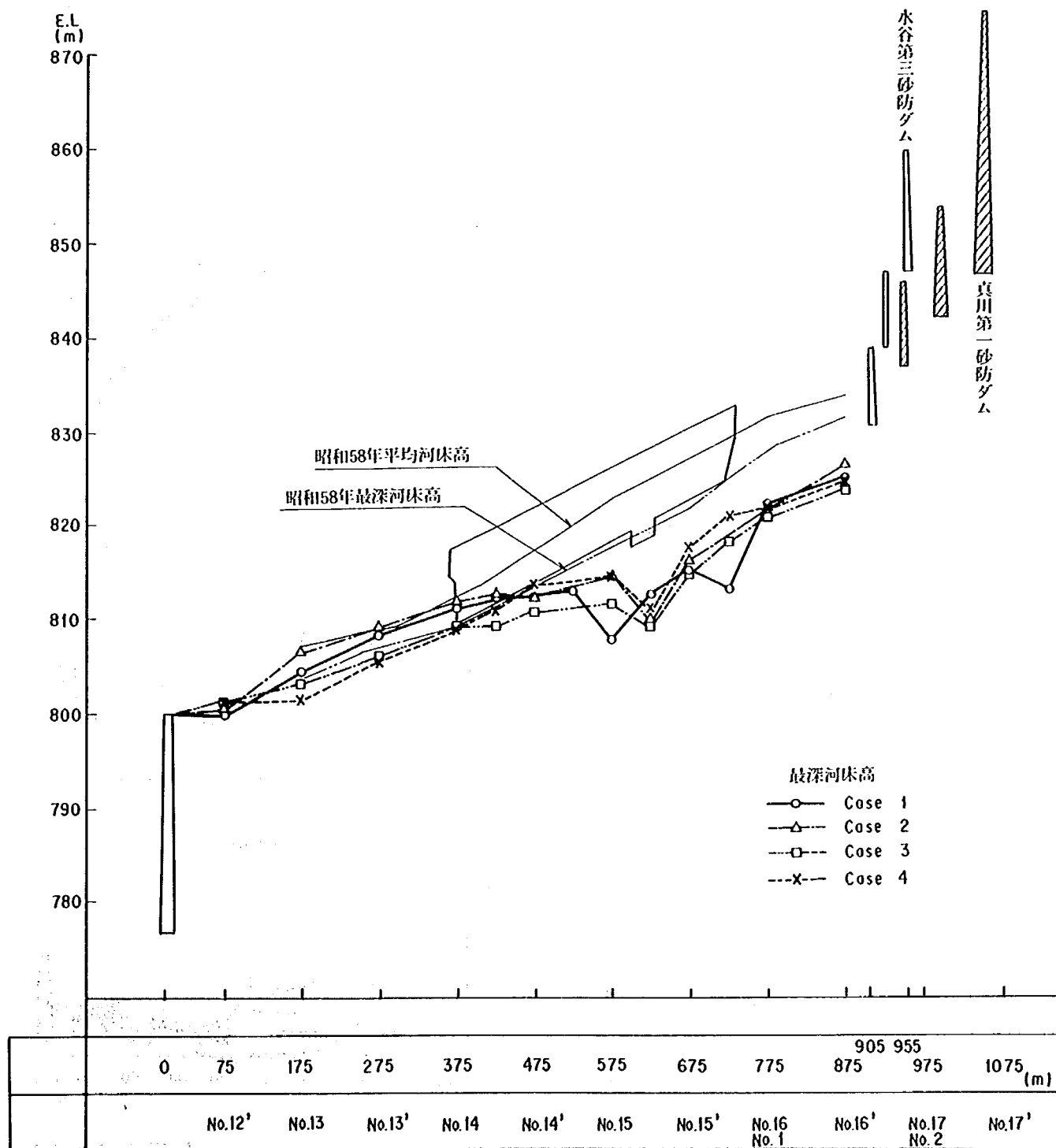
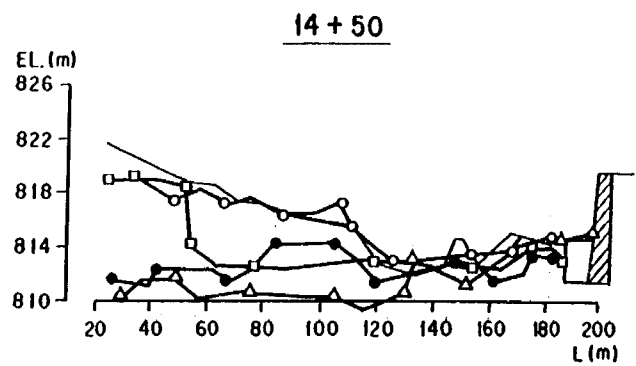
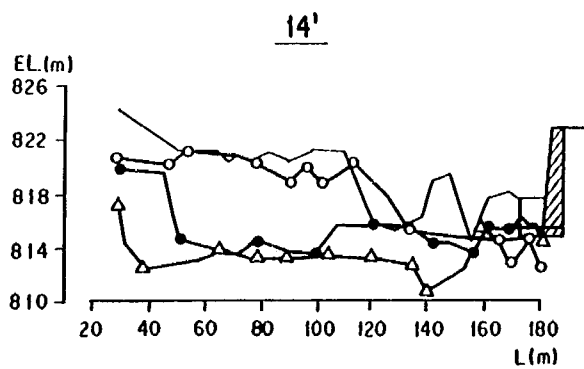
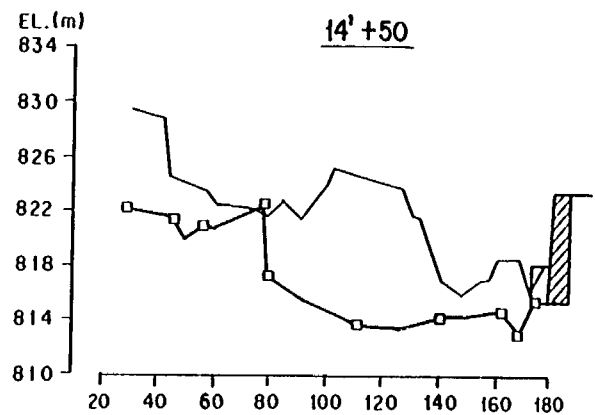
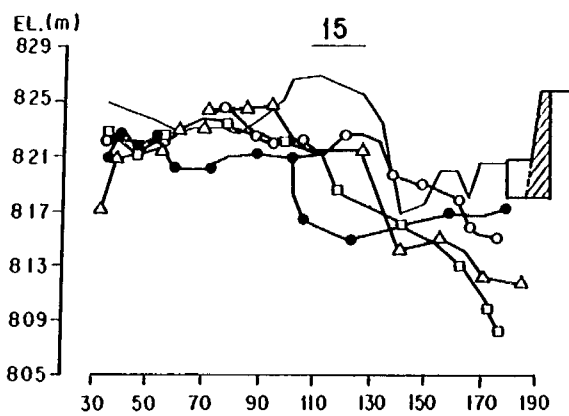
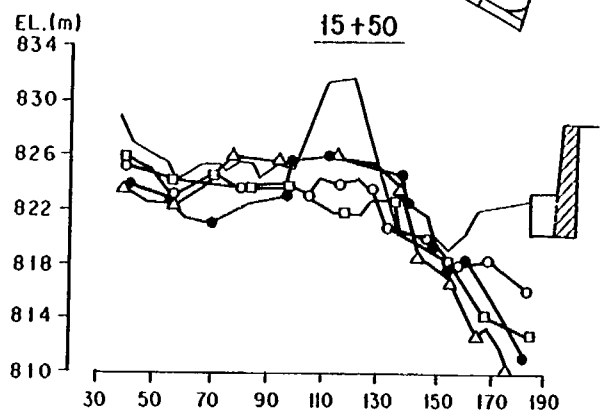
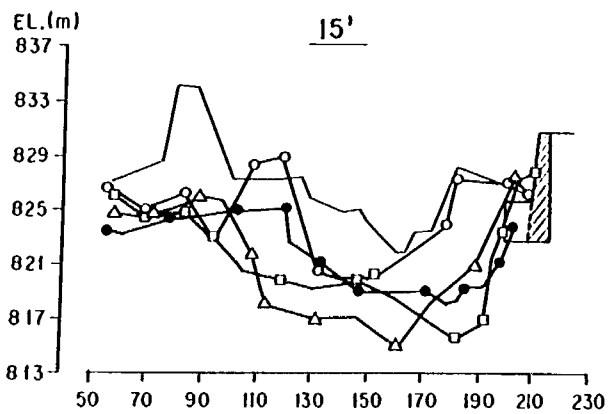
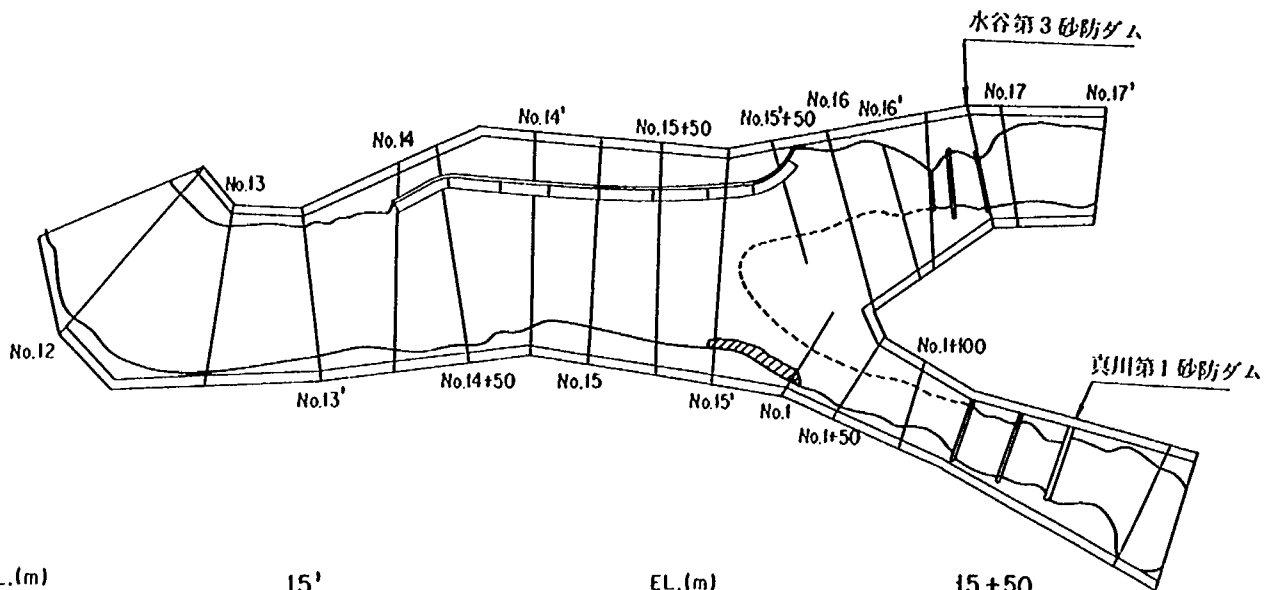
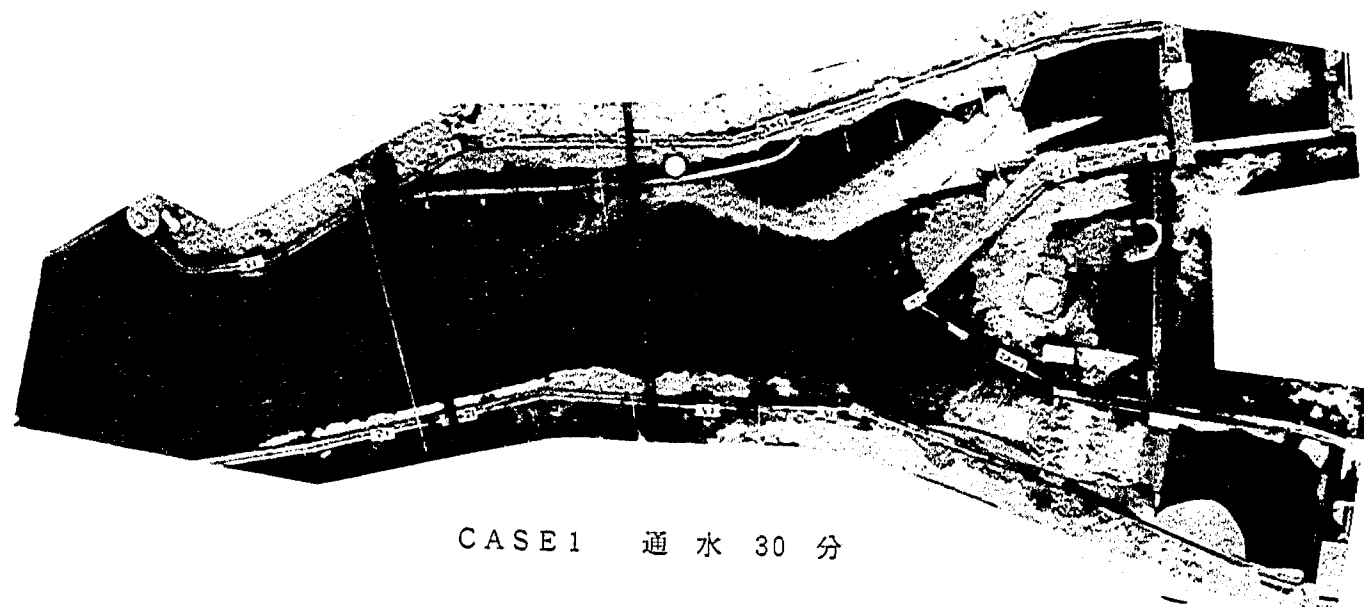


図-11 最深河床高縦断図

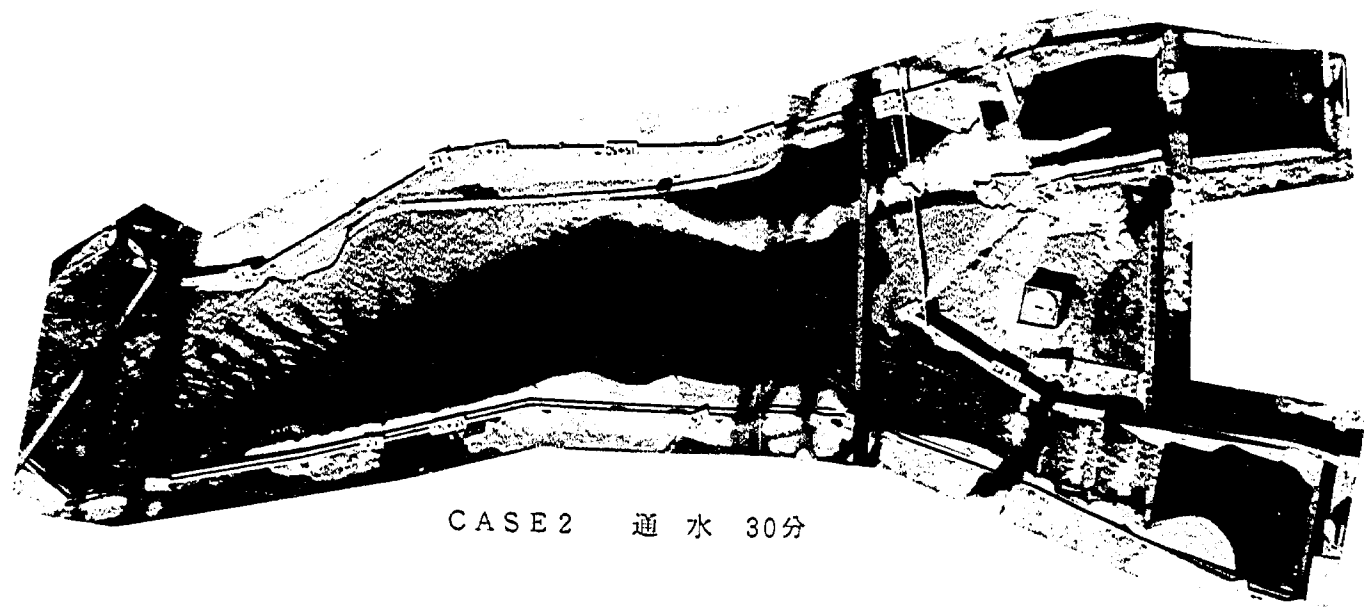


CASE-1	□
CASE-2	○
CASE-3	△
CASE-4	●

図-12 河床高横断図

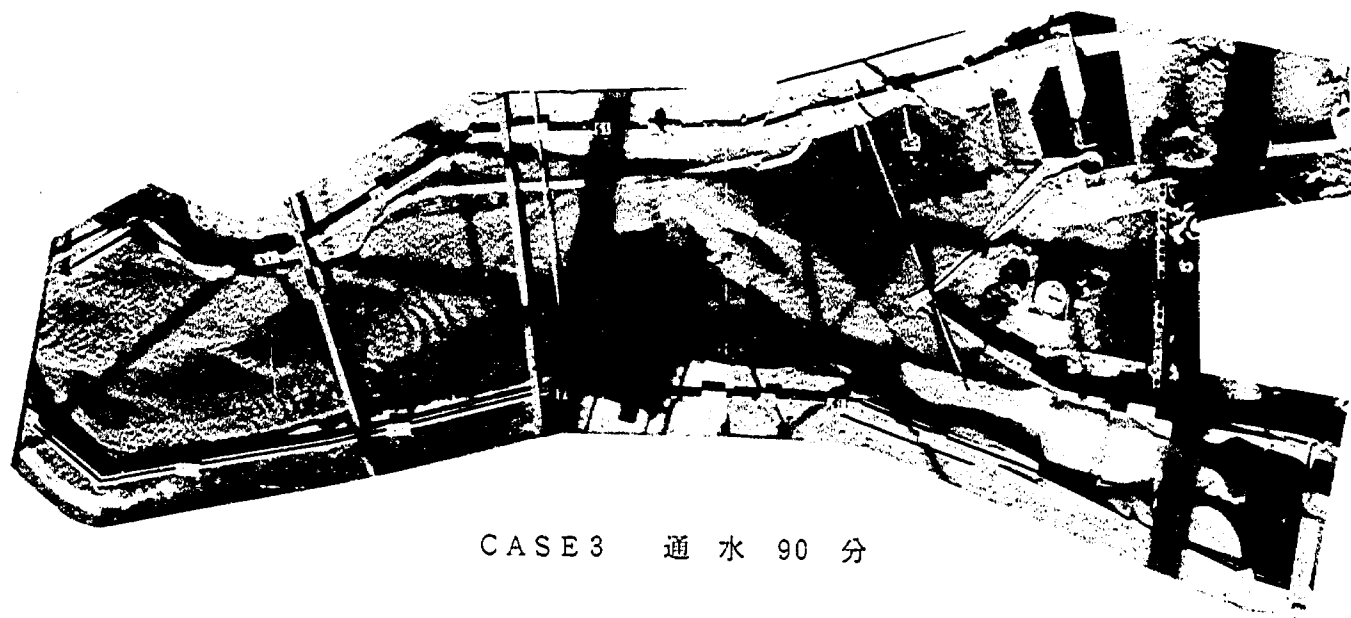


CASE 1 通水 30 分

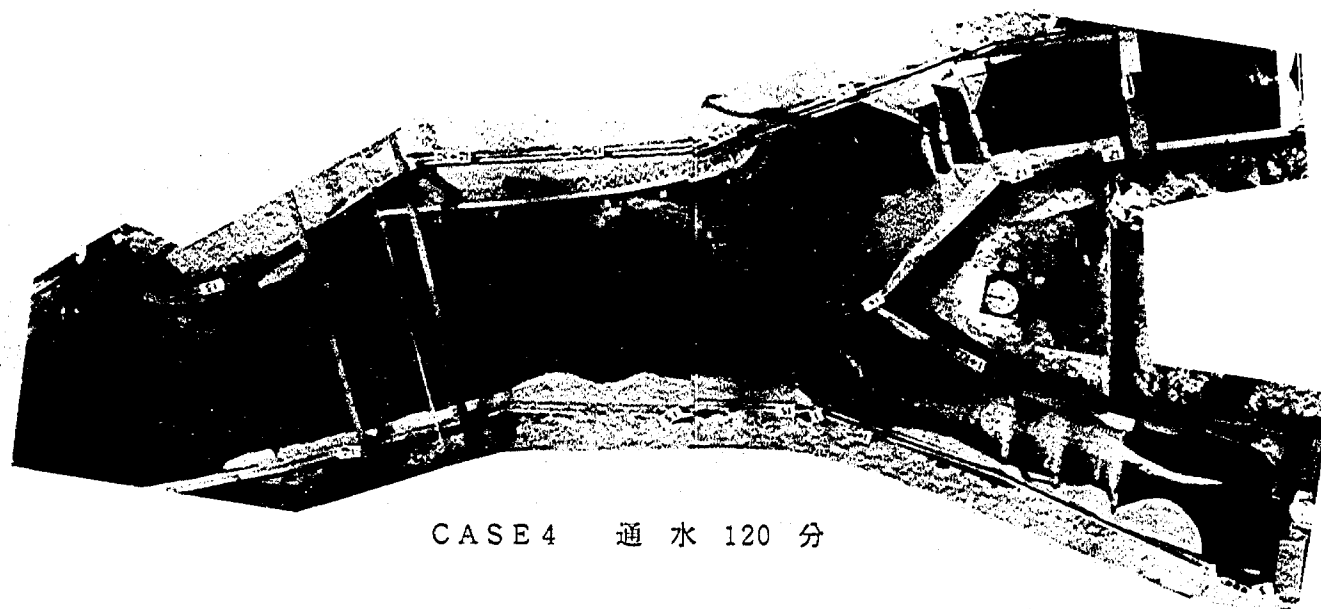


CASE 2 通水 30 分

写真-4-(1) 現況実験における流水の流向



CASE 3 通 水 90 分



CASE 4 通 水 120 分

写真-4-(2) 現況実験における流水の流向

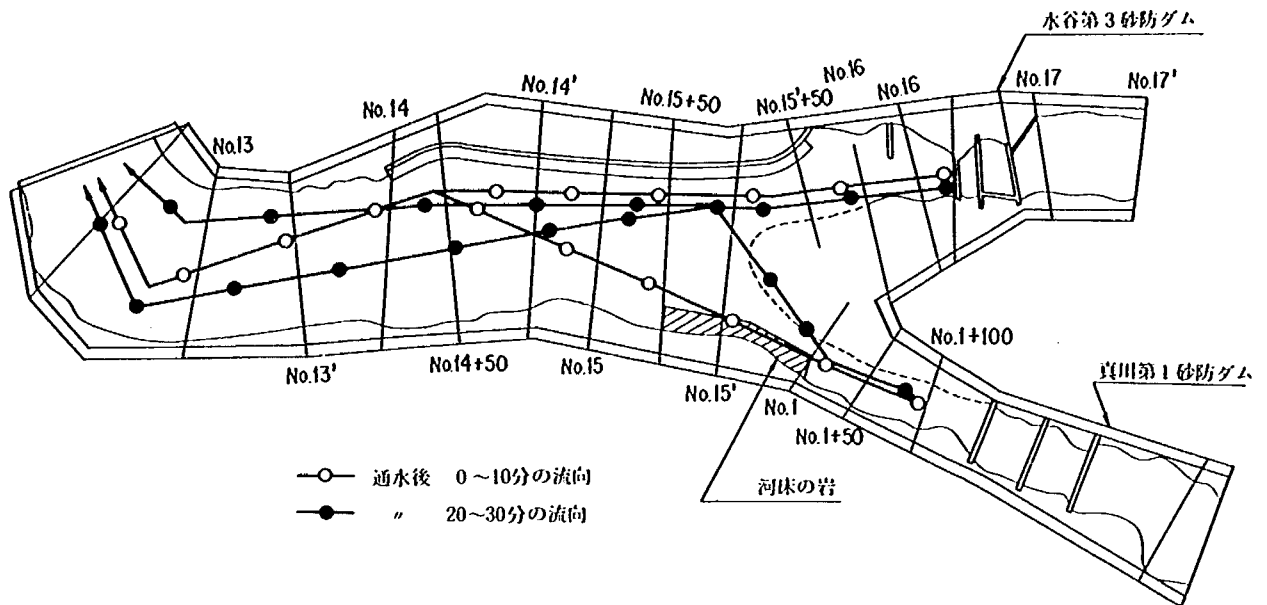


図-13 流向の時間的变化(実験ケース1)

(2) 護岸の越水

計画高水流量 ($Q_m = 1451 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_y = 507.6 \text{ m}^3/\text{s}$) 流下時には、写真-5 に示すように $\#14 \sim \#14' + 50$ 区間で $2 \sim 3 \text{ m}$ 、計画高水流量の $\frac{1}{2}$ の流量が流下時は写真-6 に示すように、 $\#14 \sim \#14 + 50$ 区間で $0.1 \sim 0.2 \text{ m}$ の水深で護岸天端の越水が通水初期に生じる。これは、通水直後に真川の流水が $\#14 \sim \#14' + 50$ 附近に集中するためであり、真川、湯川合流部の水衡部が上流に移動すると越水は生じなくなる。

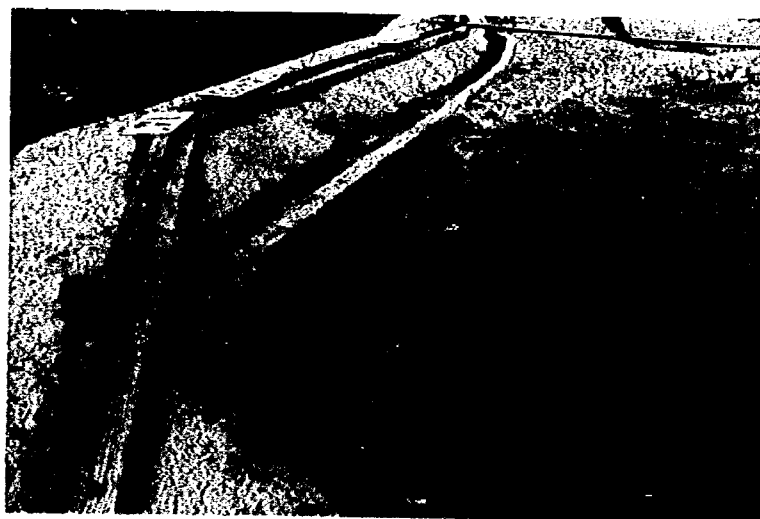


写真-5 計画高水流量流下時の越水状況(実験ケース1)

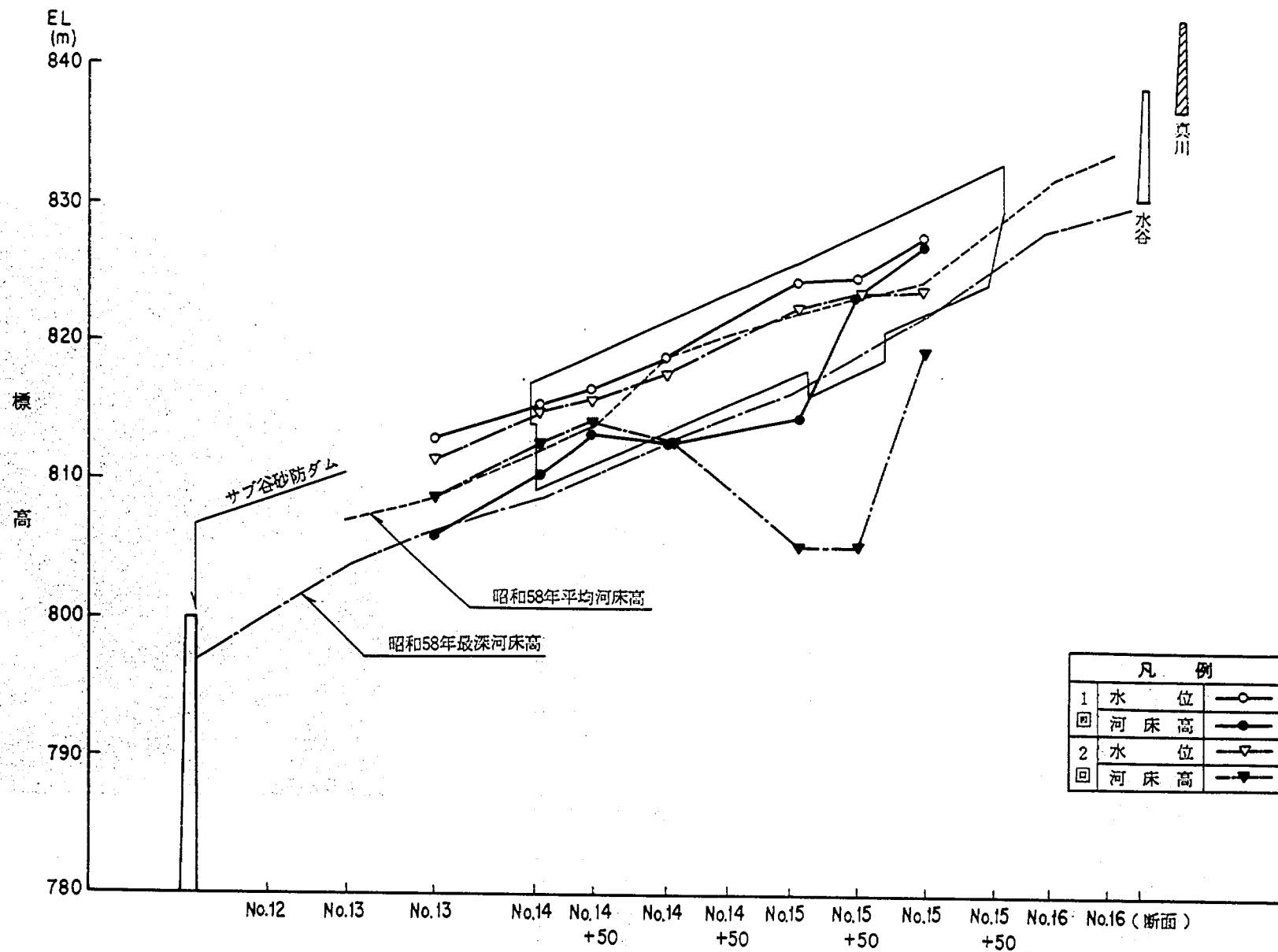


図-14 護岸沿いの水位・河床高縦断図 (CASE-1)

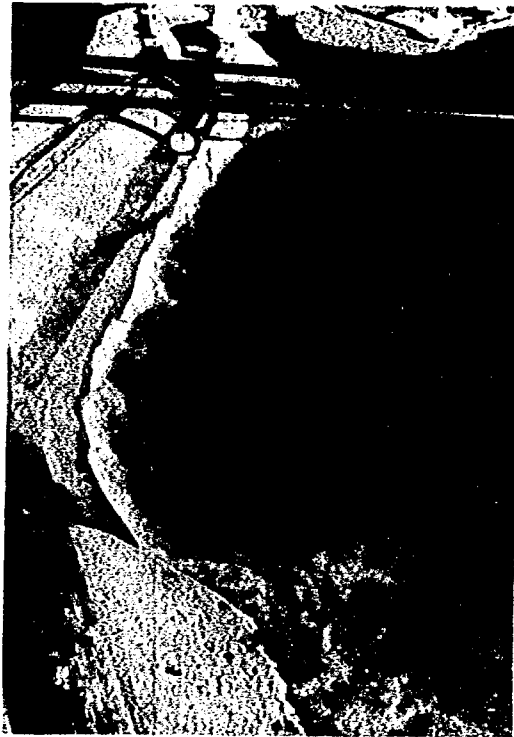


写真-6 計画高水流量の $\frac{1}{2}$ 流量流下時の越水状況
(実験ケース2)

以上により、護岸基礎部の局所洗掘及び護岸の越水は真川の流水が護岸部に集中するためであることがわかった。したがって、これを防ぐには真川筋の河床が低下した後、流水を右岸に向ける作用をしている左岸の岩を掘削するか、横工または背割堤等で真川の流水の方向を制御する必要がある。

3.2 既設砂防ダムの問題点

計画高水流量及び計画高水流量の $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{5}$ の流量を与えた実験において、既設砂防ダムで表-6に示す問題が生じることがわかった。

(1) 真川第1砂防ダム

真川第1砂防ダムの計画高水流量流下時の流況を写真-7に示す。

① 本堤及び第1, 第2副ダムの袖天端の越水

計画高水流量を与えた場合、水通し袖天端を0.5～1.0 mの水深で越水する。計画高水流量の $\frac{1}{2}$ の流量では、水面の変動により0.2 m前後で時々越水する程度で計画高水流量の $\frac{1}{3}$ 以下の流量では、越水は生じない。

② 本堤～第1副ダム間隔の不足

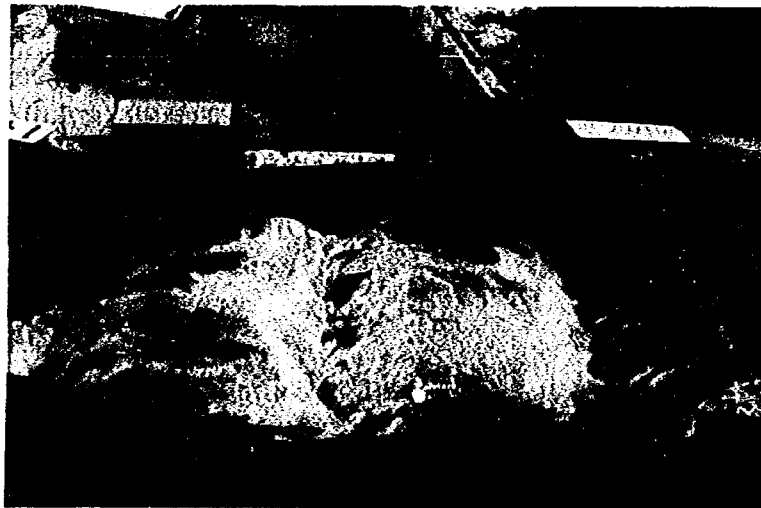
計画高水流量を与えた場合、本堤からの落下水による流れが水罅池内で減勢されず、第1副ダム上流面に当る。計画高水流量の $\frac{1}{2}$ 以下の流量については特に問題はない。

③ 第2副ダム前庭部の洗掘

計画高水流量通水開始5～10分後より第2副ダムの前庭部が洗掘され、基礎が露出する。

表－6 既設砂防ダムの問題点

ダム名		袖天端の越水	主副ダム間隔の不足	前庭部の洗掘
真川第1砂防ダム	本堤	計画高水流量時 0.5～1.0 m 計画高水流量の $\frac{1}{2}$ 流量の時 0.2 m	計画高水流量時	—
	第1副ダム		—	—
	第2副ダム			基礎部露出
水谷第3砂防ダム	本堤	—	—	—
	第1副ダム	—		—
	第2副ダム	—	—	基礎部露出
サブ谷砂防ダム	本堤	計画高水流量時 左岸 4～5 m 右岸 2～3 m	—	—
		計画高水流量の $\frac{1}{2}$ 左岸 3 m 程度 右岸 2 m 程度	—	—
		計画高水流量の $\frac{1}{3}$ 左岸 2 m 程度 右岸 1 m 程度	—	—
		計画高水流量の $\frac{1}{5}$ 左岸 1～1.5 m 右岸 1 m 程度	—	—



写真－7 真川第1砂防ダムの計画高水流量流下時の流況

(2) 水谷第3砂防ダム

第2副ダム前庭部の洗掘

計画高水流量通水開始10分後より第2副ダムの前庭部が洗掘され、基礎が露出する。

(3) サブ谷砂防ダム

本堤の袖天端の越水

計画高水流量及びその $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{1}{3}$ 、 $\frac{1}{5}$ の流量が流下する際、表－6に示す水深で袖天端を越水する。越流水深が左右岸で異なるのは、常願寺川がサブ谷砂防ダムの上流で大きく右へ彎曲しており、流水が左岸に集中するためである。

3.3 水制工先端部及び護岸沿いの根固ブロックの流失

(1) 水制工先端部根固ブロックの流失

湯川筋水谷第3砂防ダム下流の水制工（上流側の水制）の先端のブロックが、次のような状況で流失する。

- ・計画高水流量及び $1/2$ 流量が流下する時、先端部分のブロックの前列より3列目までが流失する。その状況を写真-8に示す。
- ・計画高水流量の $1/3$ 及び $1/5$ 流量では河床の低下に伴い、ブロックが転倒、滑落する。

下流側の水制工先端部のブロックは、上流の水制工により流れが制御され、流水の直撃を受けないので移動はない。

(2) 護岸沿いの根固ブロックの流失

ℓ₁₆ 15' + 50 ~ ℓ₁₆ 14 区間の護岸沿いの根固ブロックは、この区間が真川、湯川の流水の水衝部となるため、それぞれの流量時に以下に述べる区間で流失する。

① 計画高水流量時

ℓ₁₆ 15' より下流は、すべての根固ブロックが流失する。

② 計画高水流量の $\frac{1}{2}$ の流量時

計画高水流量時とほぼ同様にℓ₁₆ 15' より下流の根固ブロックは流失するが、ℓ₁₆ 14' ~ ℓ₁₆ 14' + 50 区間では一部が流失せず残った。

③ 計画高水流量の $\frac{1}{3}$ の流量時

ℓ₁₆ 15' ~ ℓ₁₆ 14' 区間の根固ブロックがほぼ全部流失する。

④ 計画高水流量の $\frac{1}{5}$ の流量時

ℓ₁₆ 15' ~ ℓ₁₆ 15 + 50 区間で根固ブロックが流失する。

護岸沿いの根固ブロックの流失も、真川からの流れが集中することが原因となって生じており、計画高水流量の $\frac{1}{3}$ 、 $\frac{1}{5}$ の流量時は、特に真川、湯川の流水の最終的な水衝部となるℓ₁₆ 15' ~ ℓ₁₆ 15 区間で根固ブロックの流失が著しい。



写真-8 水制工先端部の根固ブロックの流失状況（計画高水流量流下時）

4. 対策の検討

4.1 対策案の概要及び問題点

現況の実験により、護岸の被災原因である基礎部の局所洗掘は、真川からの流れが右岸に集中することにより生じていることがわかった。そこで、真川からの流水の方向を制御し、護岸沿いの局所洗掘を防止するための対策工として、横工と背割堤を検討した。

また、先に行った河床変動資料の整理の結果、合流点部の河床は、今後も、大幅に低下することが予想されるため、その対策として河床低下に合わせて護岸の根継ぎを行う、根継ぎ案を計画した。

これら3案を以下のような諸元で検討した。

(1) 横工案（横工の配置を図-15に示す）

C-5-1：真川筋の流向を制御するために Δ 1地点に1基設置した。

C-5-2：真川、湯川合流点付近 Δ 15+15m地点に横工を1基追加した。

C-5-3：真川筋 Δ 1+50地点及び Δ 14'+50地点に追加し、合計4基の横工を設置した。

(2) 背割堤案（背割堤の方向、位置、施工延長を図-15に示す）

C-6-1：真川筋の流向を制御するために背割堤総延長260mを設置した。（真川筋現河道の下流端までとした。）

C-6-2：背割堤の長さの検討を行なうために70m短かくした。（真川筋現河道の上流端までとした。）

(3) 根継ぎ案

C-7：既設護岸の水制工先端より1:0.5の勾配で根継ぎ護岸を施工した。施工図を図-16に示す。

C-8：C-7の根継ぎ護岸法面に栈粗度を設けた。栈粗度を図-17に示す。

C-9：根継ぎ護岸の法勾配を1:1とした。施工図を図-16に示す。

C-10：C-9の根継ぎ護岸法面に栈粗度を設けた。栈粗度を図-18に示す。

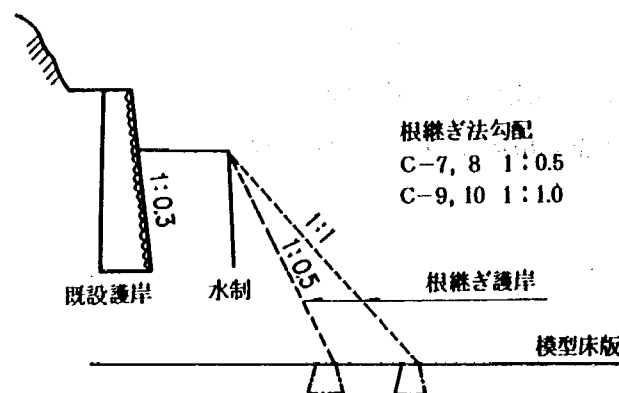


図-16 根継ぎ護岸の施工図

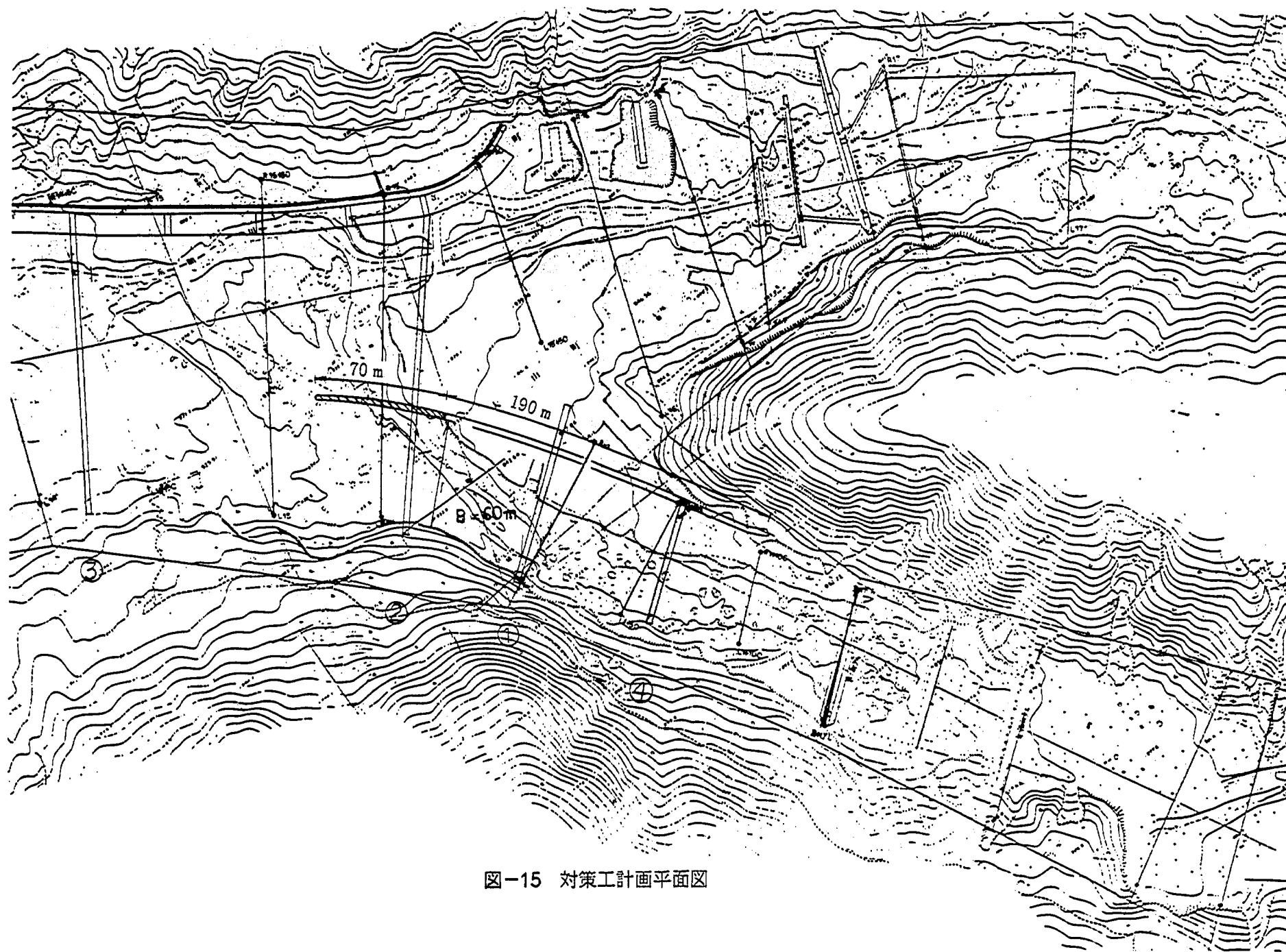


図-15 対策工計画平面図

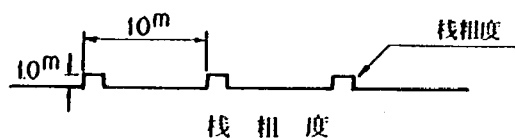


図-17 根継ぎ護岸の栈粗度 (C-8)

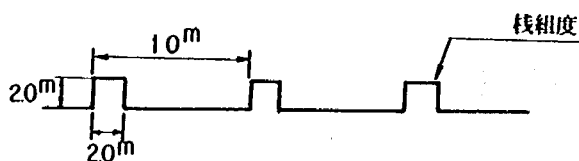


図-18 根継ぎ護岸の栈粗度 (C-10)

4.2 横工に関する検討結果

横工の設置数を1～4基と変化させ、計画高水流量を通水した結果を以下に述べる。

横工1基を真川筋₆₆1地点に設置した場合の流水の流向状況を写真-9に示す。

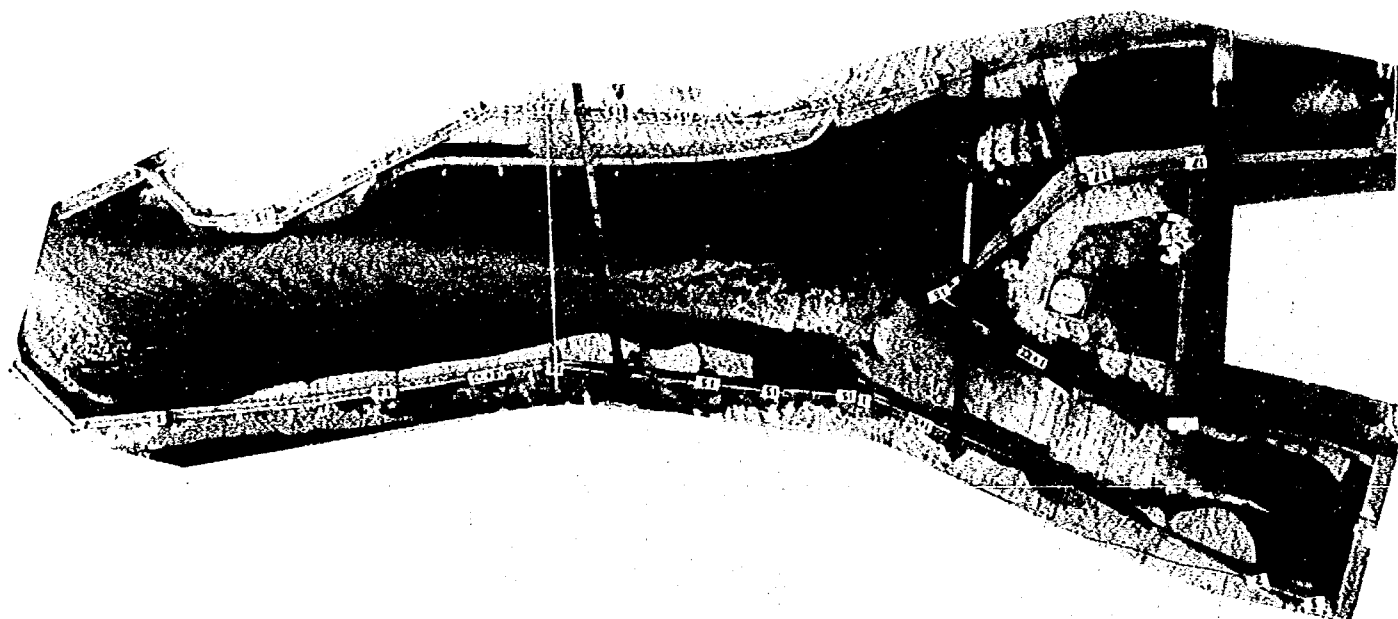


写真-9 横工1基を設置した場合の流向状況 (実験ケース5-1)

写真-9より、真川の流水の方向が横工により制御され、合流後の流水も護岸沿いに片寄ることなく流下していることがわかる。しかし、図-19に示すように、横工前堤部で12～15mの局所洗掘が生じた。そこで、横工下流の河床低下を防止するため、図-16に示すように、さらに横工を2基と4基入れた場合について検討した。しかし、結果は同様でそれぞれの横工下流で15m程度の局所洗掘が生じ、横工下流の洗掘を防止するためにはさらに横工を密に設置する必要がある、対策工として得策とは言えない。

4.3 背割堤に関する検討結果

背割堤の長さを260mと190mの2種類とし、計画高水流量を通水してその効果、問題点を検討した。流況写真を写真-10に、通水後の河床横断形状を図-20に示す。

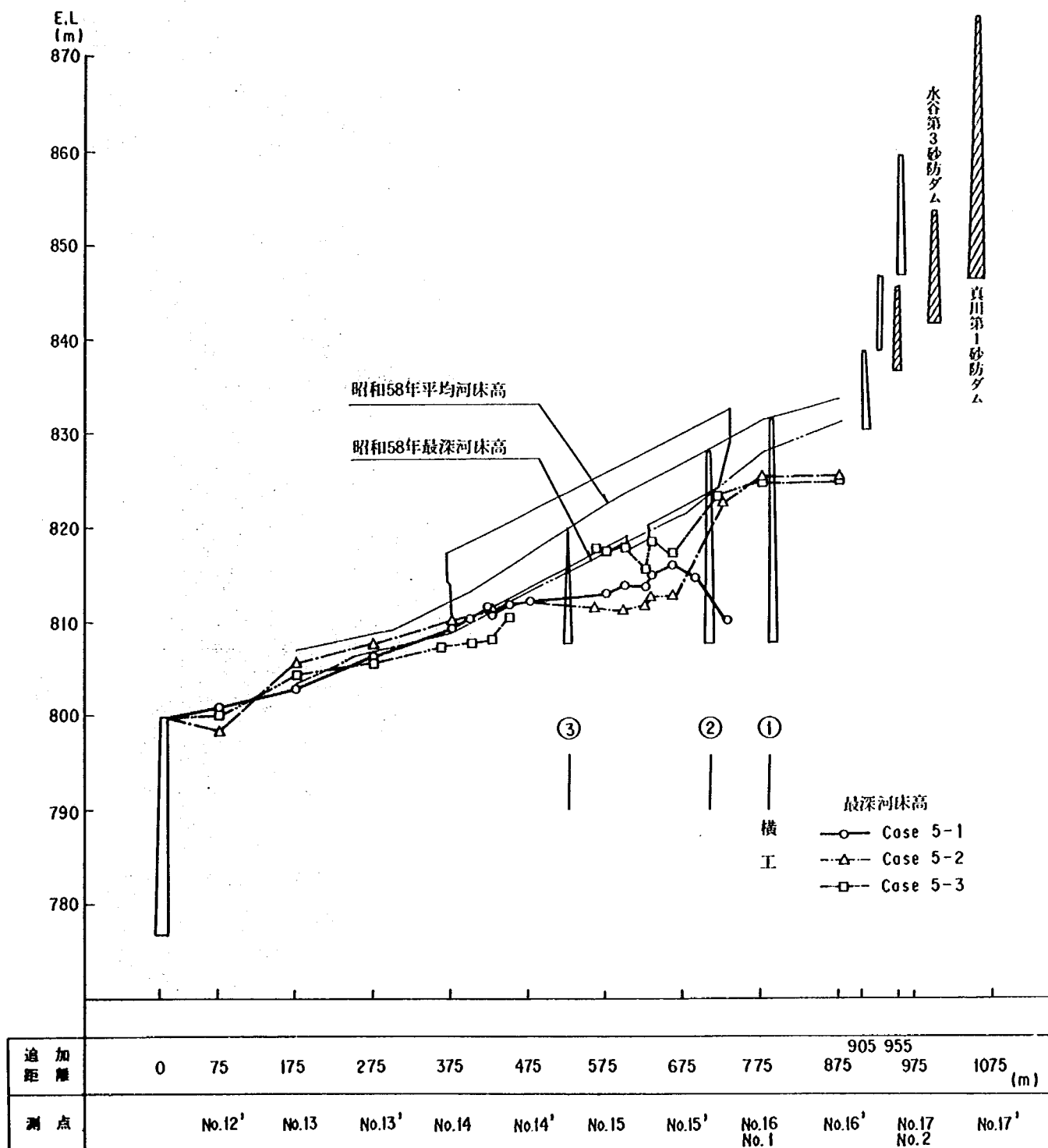
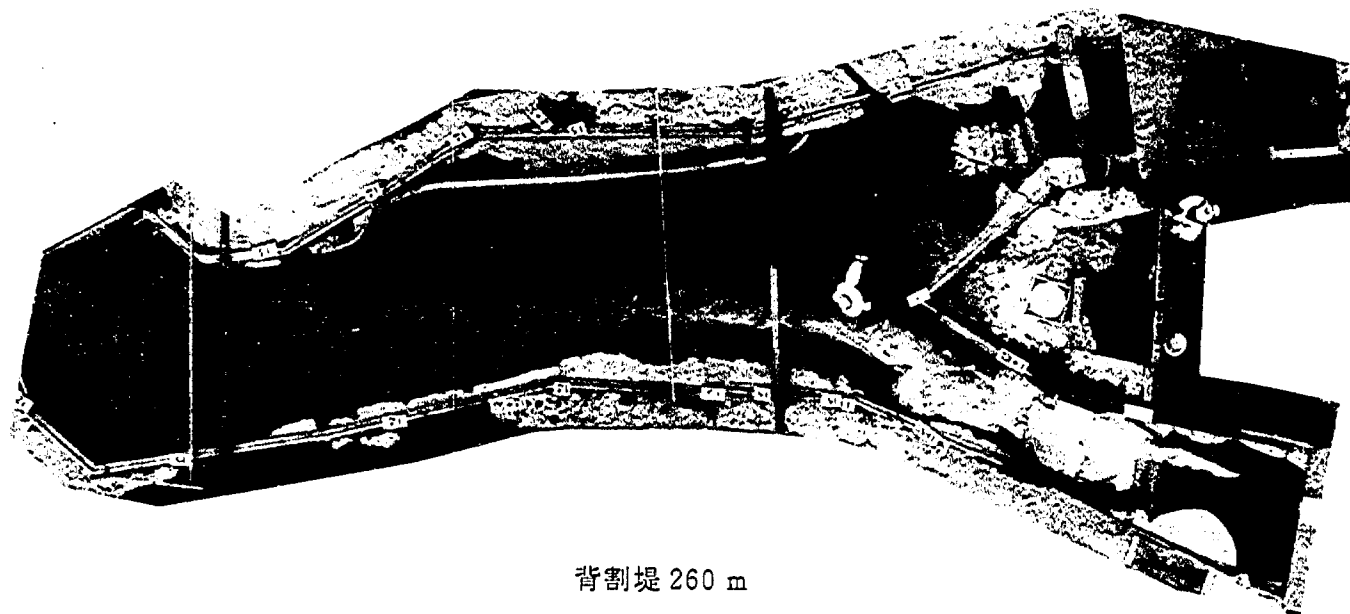
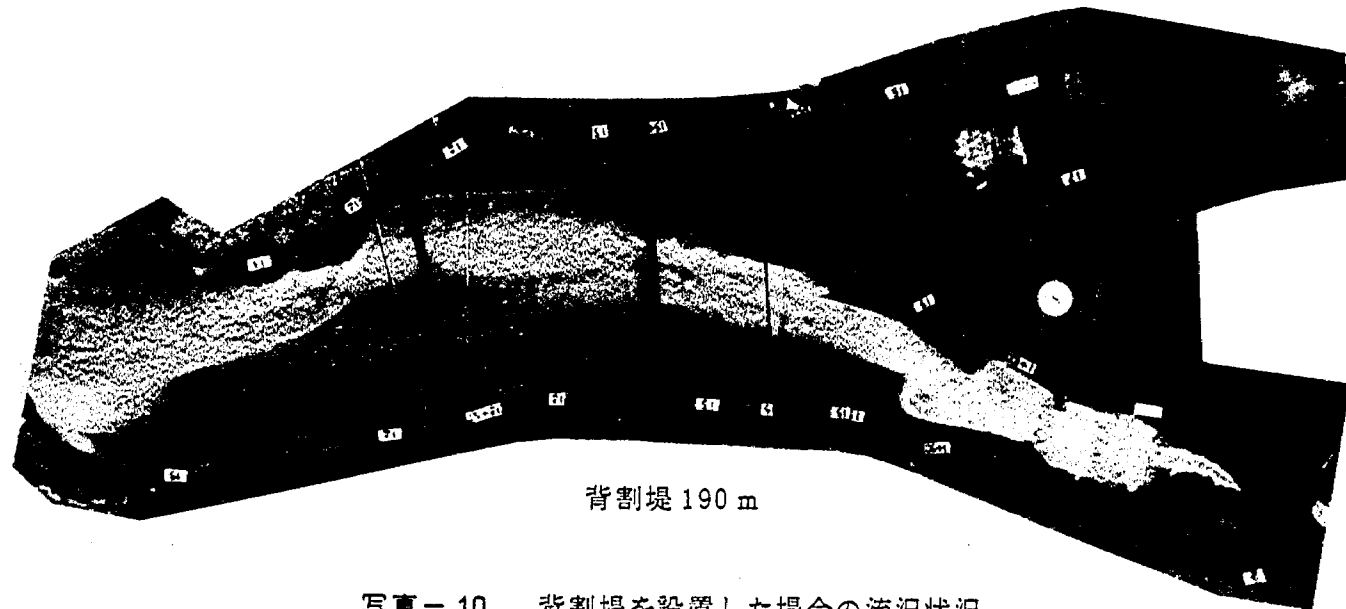


図-19 河床高縦断面図



背割堤 260 m



背割堤 190 m

写真-10 背割堤を設置した場合の流況状況

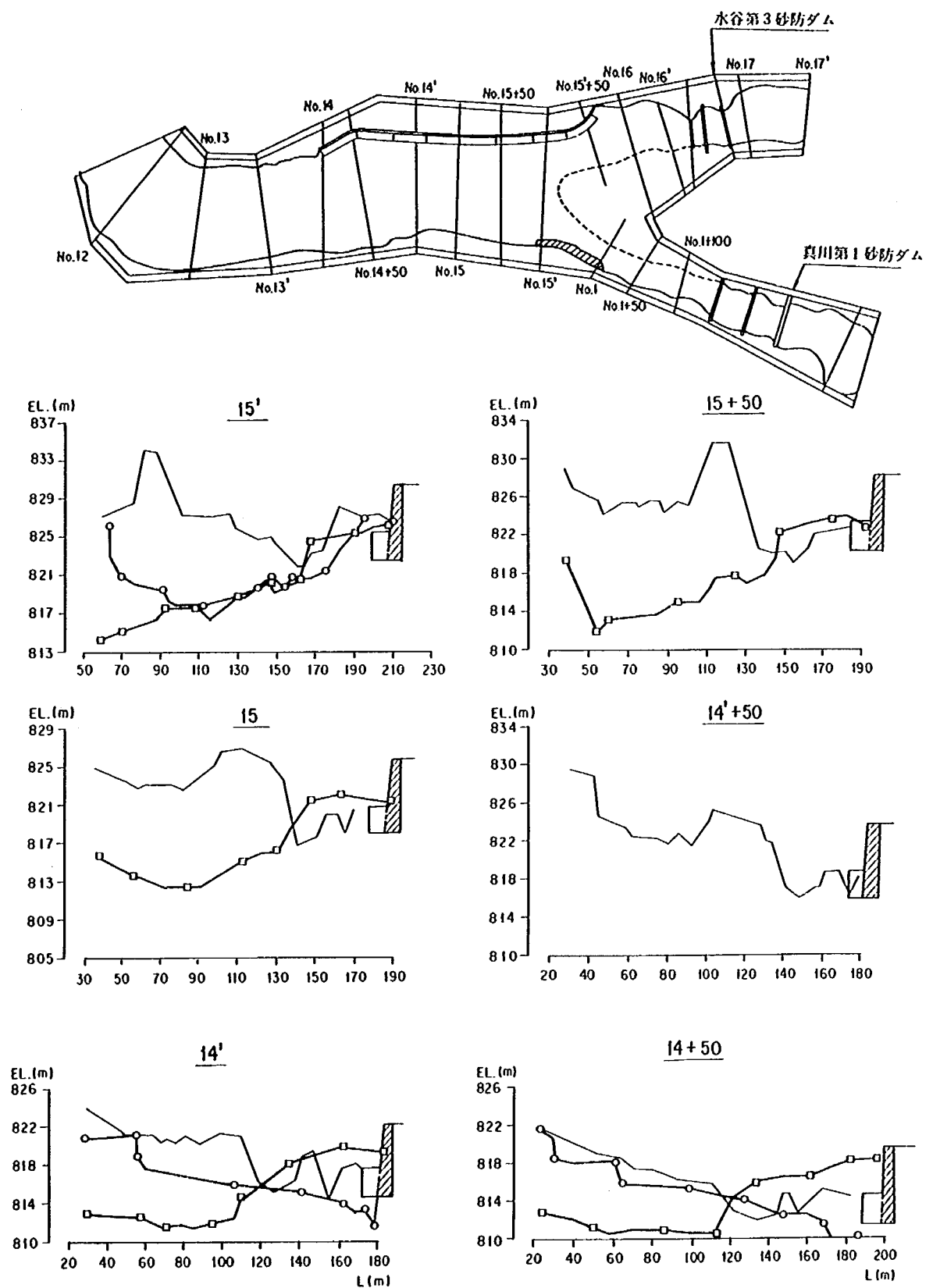


図-20 背割堤施工延長の差による河床横断形状の比較

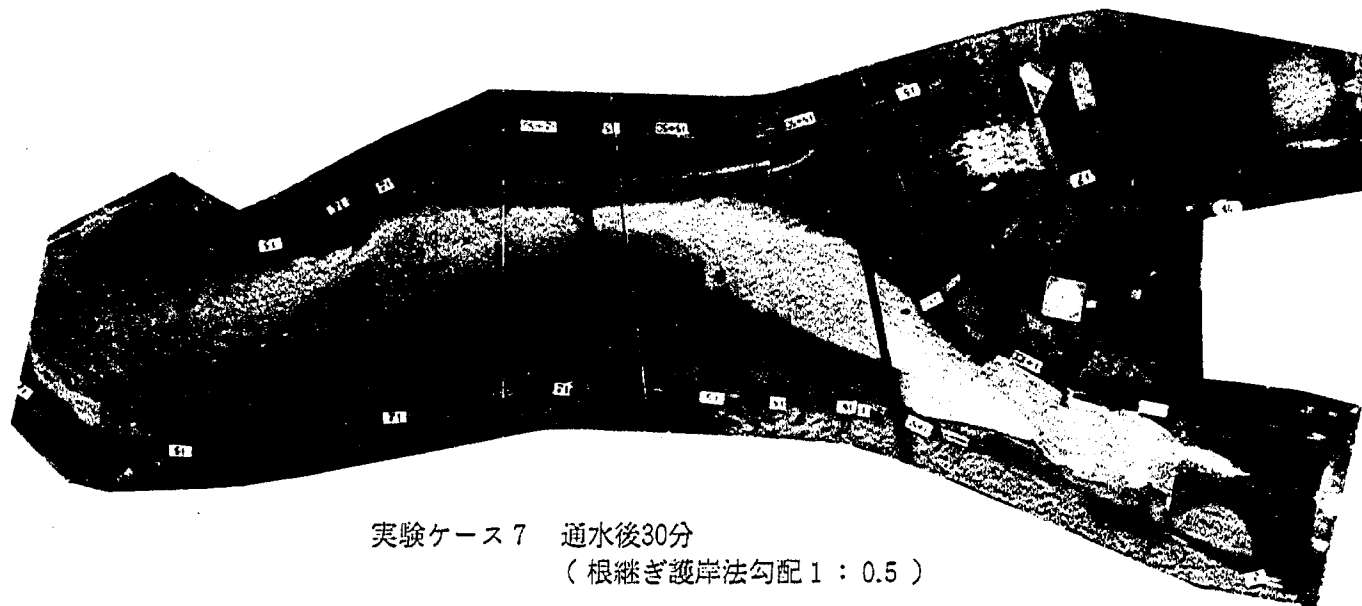
写真-10より、背割堤の長さが260 mの場合は、真川、湯川の流水は左岸側に沿って流下し、図-20でも護岸沿いの局所洗掘は見られない。背割堤の長さが190 mの場合は、真川の流水は、いくぶん制御され左岸側によるものの、真川、湯川合流後の流水は右岸護岸沿いを流れ、図-20より $\Delta 14'$ 、 $\Delta 14 + 50$ 附近で護岸基礎下面まで局所洗掘されていることがわかる。したがって、背割堤を施工する場合には、下流端を測点 $\Delta 15'$ より40 m程度下流まで施工する必要がある。

また、背割堤基礎部は10 m以上の局所洗掘を受けるので、真川筋の河床の低下に対応できるような構造の背割堤を施工する必要がある。1つの案として、大型ブロックによる背割堤が考えられる。

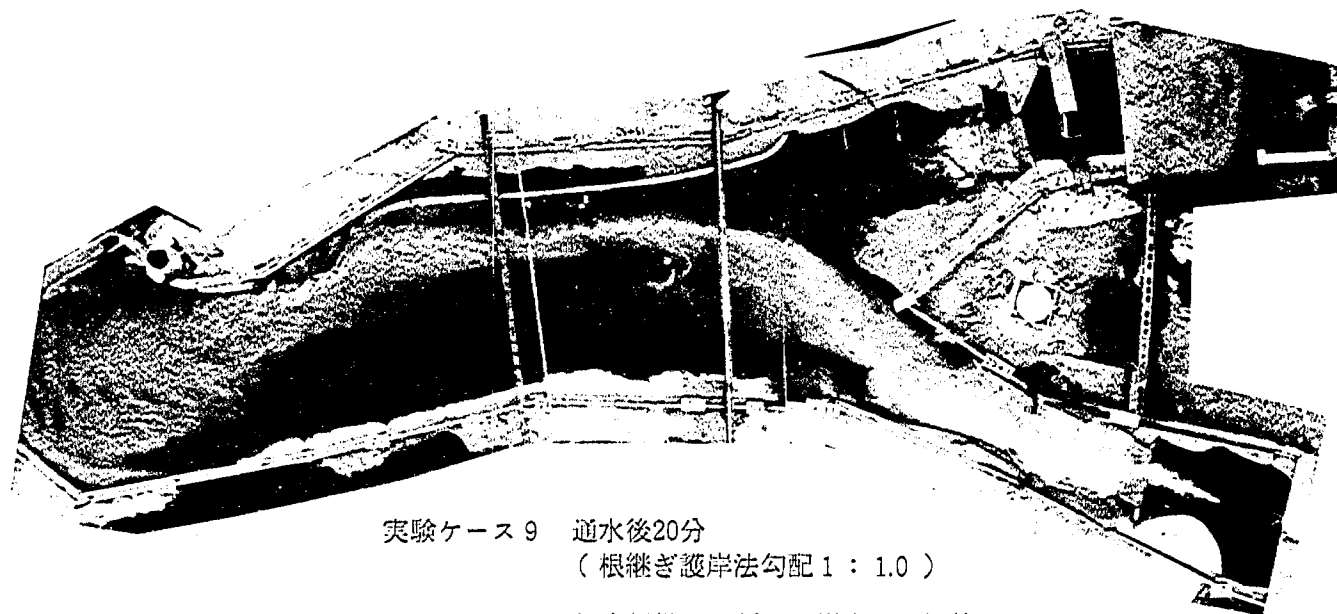
4.4 護岸根継ぎに関する検討結果

根継ぎ護岸の法勾配を1 : 0.5と1 : 1と変化させ、護岸法面に粗度を付けた場合と付けない場合の、護岸沿いの局所洗掘緩和の効果について検討した。

流況状況を写真-11に、護岸沿いの洗掘状況を図-21に示す。図-21より護岸法勾配は、護岸沿いの洗掘深にはほとんど影響しないことがわかる。また、護岸法面の粗度の有無によっても護岸沿いの洗掘深にはほとんど差が見られず、これらによる護岸沿いの局所洗掘の軽減効果は期待できない。やはりこれら護岸沿いの局所洗掘は、写真-11に示すように、現況実験同様真川の流水が護岸沿いに集中するために生じているので、近い将来において護岸の被災を防ぐには真川の流向を制御する必要がある。長期的には、河床低下は防げないので、護岸の構造は従来どおりとし、河床低下の進行に合わせて段階的に根継ぎを行うことになる。



実験ケース 7 通水後30分
(根継ぎ護岸法勾配 1 : 0.5)



実験ケース 9 通水後20分
(根継ぎ護岸法勾配 1 : 1.0)

写真-11 護岸根継ぎを行った場合の流況状況

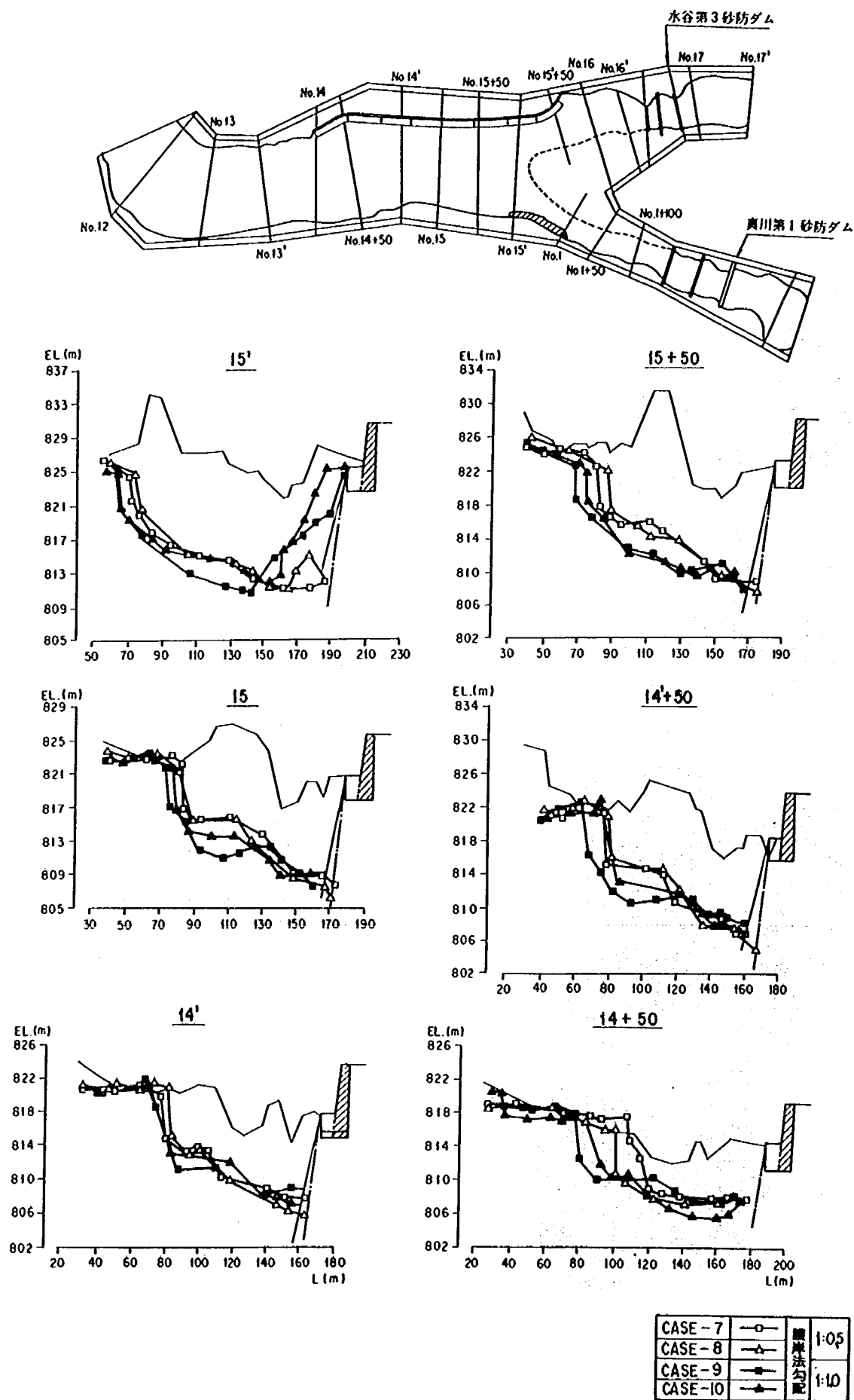


図-21 河床高横断図

4.5 修正案の検討

対策工の検討実験より、横工案は、真川の流水の流向制御の効果はあるものの、横工の前庭部の局所洗掘が大きく、河床低下を防止するためにはかなり密に入れる必要があり、対策工としては適さないと判断された。そこで、背割堤により真川の流水が護岸に当たらぬよう制御し、合流点部の定常的な河床低下には護岸の根継ぎで対応して行く、背割堤と根継ぎの併用案を修正案として検討した。

背割堤は、先に述べたように護岸沿いが大きく洗掘され、また、合流点部の全体的な河床低下も加わるので、これらに対応できるようコンクリートブロックを列状に並べることにした。コンクリートブロックの所用重量は、混合砂礫の移動限界を与える修正 Egiazaroff 式を用いて求めた。

ここで、修正 Egiazaroff 式は、

$$\left. \begin{aligned} d_i/d_m < 0.4 \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} &= 0.85 \\ d_i/d_m \geq 0.4 \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} &= \frac{(\log 19)^2}{(\log 19 \frac{d_i}{d_m})^2} \frac{d_i}{d_m} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

である。ただし、 $\tau_{cm}/(\sigma - \rho)gd_m = 0.05$ とする。

$d_m = 0.19$ m を代入すると、

$$\tau_{cm} = 0.0156 \text{ ton/m}^2$$

となる。

真川、湯川合流点附近の水深は、計画高水流量が流れる時、河床の洗掘により変動するものの 4～6 m 程度である。そこで、水深を 5 m、4 m、3 m、河床勾配を合流点の現河床勾配である 1/30 とし、図-22 に示す粒径別の限界掃流力図を用いて、コンクリートブロックの所用重量を求めた。

それぞれの水深におけるコンクリートブロックの所用重量を表-7 に示す。

表-7 ブロックの所要重量

水 深(m)	τ_{ci} (ton/m ²)	τ_{ci}/τ_{cm}	d_i/d_m	V (m ³)	W (ton)
5	0.167	10.70	62	856	1969
4	0.133	8.53	45	327	752
3	0.100	6.41	29	87.6	201

以上により、計画高水流量流下時は、約 2000 ton 程度のブロックが必要となる。しかし、計画高水流量が流下する頻度は極端に低く、通常は、それよりかなり小さい流量しか流れない。そこで、合流部の水深を 3 m 程度と想定し、図-23 に示す台形ブロック (342 ton) と、ブロック底面が洗掘されても転倒、滑落しにくいと考えられる脚付平型ブロック (322 ton、644 ton の 2 種類) を用い、背割堤の延長を 130 m と 100 m の 2 案で検討を行った。

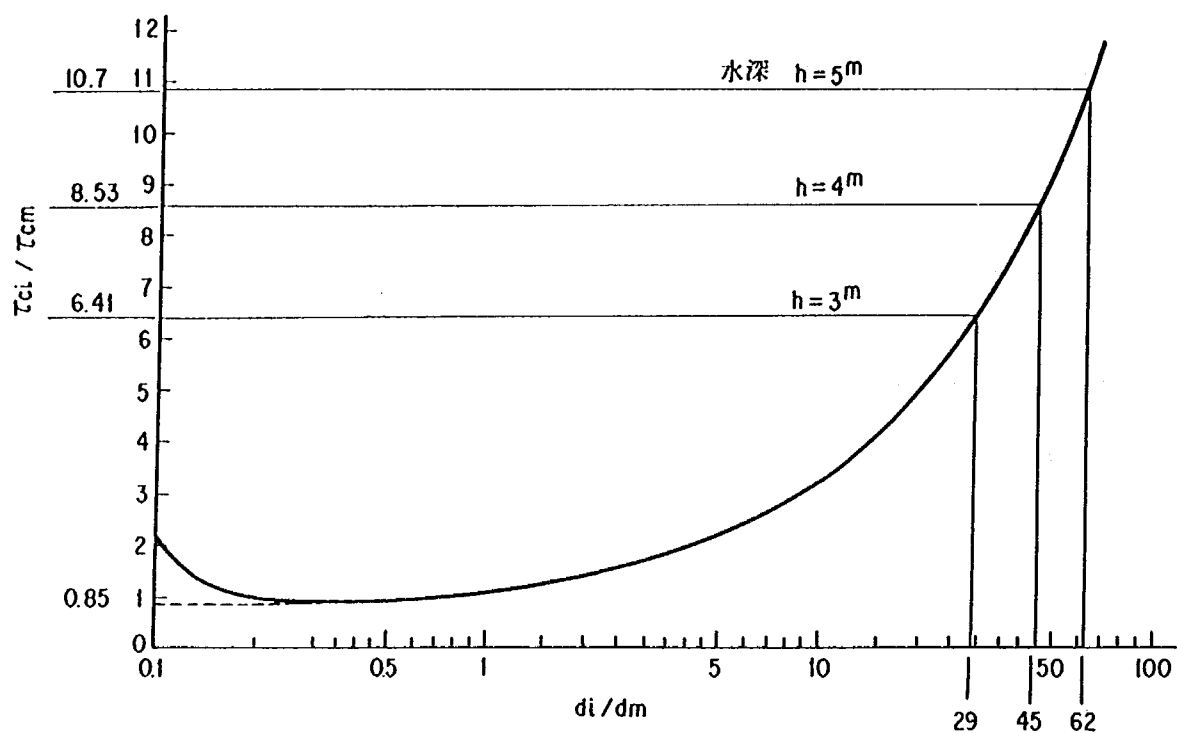
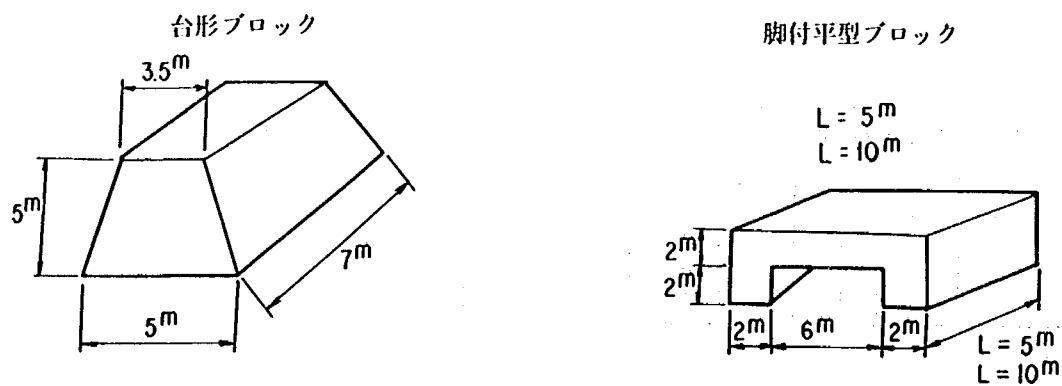


図-22 粒径別の限界掃流力（修正 Egiazaroff 式）

護岸の根継ぎは、実験ケース10と同様に護岸法勾配1：1，栈粗度高を2 mとした。背割堤の設置図を図-24に示す。



注) ブロック重量は、コンクリートの比重を2.3として求めた。

図-23 背割堤用コンクリートブロック

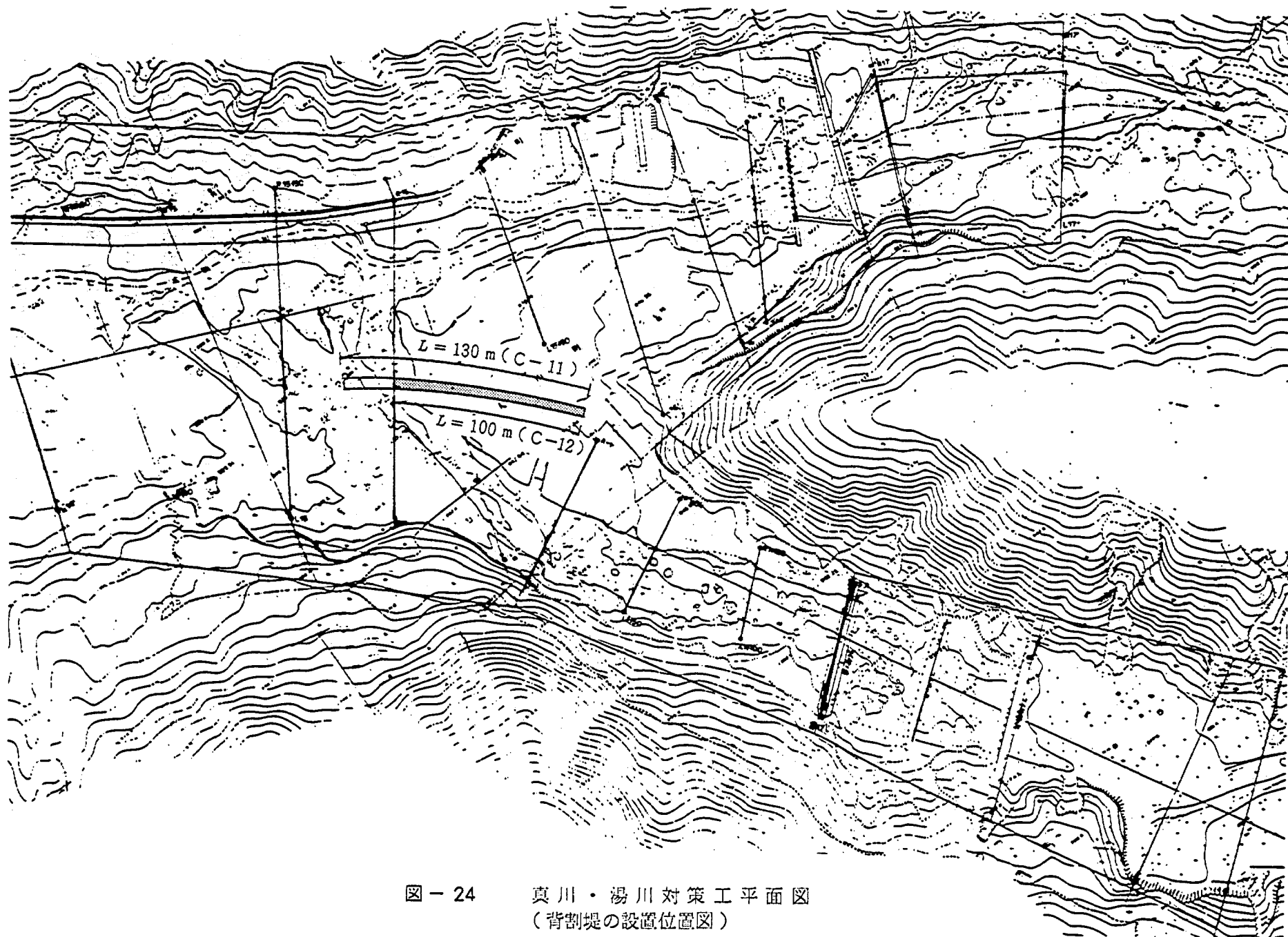


図 - 24 真川・湯川対策工平面図
(背割堤の設置位置図)

(1) 背割堤の施工延長の検討

まず、ブロックによる背割堤が真川からの流水の流向を制御する効果及び施工延長について検討した。洗掘堆積平面図を図-25に、護岸沿いの水位及び河床高縦断図を図-26、27に、通水後の河床高横断図を図-28に、流水の流向状況を写真-12に示す。

写真-12により、背割堤を設置することによって真川の流水が制御され、護岸沿いに流れが集中することなく流下していることがわかる。また、図-25、28より通水後の河床の変動状況を見てみると、現況実験後の河床変動と異なり、河道中央部及び左岸側が大きく洗掘され、図-26、27を見ても護岸沿いには大きな局所洗掘が生じていないことがわかる。しかし、真川の流水は、真川側の河床が低下し左岸側に集中して流れるようになるまでは、 $\#14$ 附近の護岸沿いに水衝部を形成する。そのため通水後の河床高横断図では護岸沿いの局所洗掘は見られないが、通水初期に局所洗掘を受け、真川の流水が左岸側に寄るにつれて埋戻されたと考えられる。そこで、通水中に測定された各断面の護岸沿いの河床高のうち、最深河床高を調べ、その結果を図-29に示した。図-29には、実験ケース11、12の他に、実験ケース6-2、6-3の結果も合わせて示してある。

図-29により、実験ケース6-3、12では護岸基礎高以下まで洗掘されているのが読み取れる。また、実験ケース6-2と11の最深河床高を図-29より比較すると、実験ケース6-2の場合に護岸沿いの洗掘深が少なくなっているが、これは実験ケース11に比べ背割堤が10m程度真川側に寄っていたためと思われる。実験6-2のように背割堤を設置すると、真川の流水の直撃を受けやすく、背割堤沿いの洗掘深や水深も大きくなることが予想され、実験ケース11よりも大きなブロックが必要であると思われる。また、実験ケース11の場合、 $\#15$ より上流の護岸基礎高は、最大洗掘深に対する余裕高が1m以下と小さいが、この区間の河床低下は、真川及び湯川の流水の集中により生じているのではなく、合流点部の定常的な河床低下と思われる。したがって、背割堤の長さを実験ケース11のように130mとし、定常的な河床低下には護岸根継ぎで対応して行くことが望ましいと思われる。

(2) 背割堤ブロックの形状及び所要重量の検討

背割堤ブロックは、台形ブロックの場合、基礎部の洗掘を受け転倒や滑動を起こして流失してしまい、通水10分程度で背割堤の機能を果さなくなる。

脚付平型ブロックも、重量322 tonのブロックは、上・下流端のブロックが流水の直撃や基礎部の洗掘を受け流失してしまった。そこで、上・下流端部には644 tonのブロックを設置し、その中間部は322 tonのブロックを設置して実験を行った。その結果、ブロックは基礎部の洗掘を受け滑落が生じるものの、写真-13に示すように滑落後も流向制御の効果が持続している。しかし、前述したように現地で計画高水流量が流下する頻度は極端に低いものと考えられ、実験で使用したブロックが堅固すぎるのではないかとと思われる。そこで、ブロックの重量を選定するために脚付平型ブロックの移動限界を求める実験を行った。

実験は、322 ton、360 ton、406 ton、644 tonの4種類のブロックを用いた。水路は、幅30cmの矩形水路を勾配1/30に設置し、模型実験と同じ粒度の土砂を5cm厚に敷き均し、図-30に示すように縦、横2方向にブロックを設置して実験を行った。

その結果を図-31に示す。縦方向にブロックを設置した場合の実験結果が322 tonブロックの値しか記

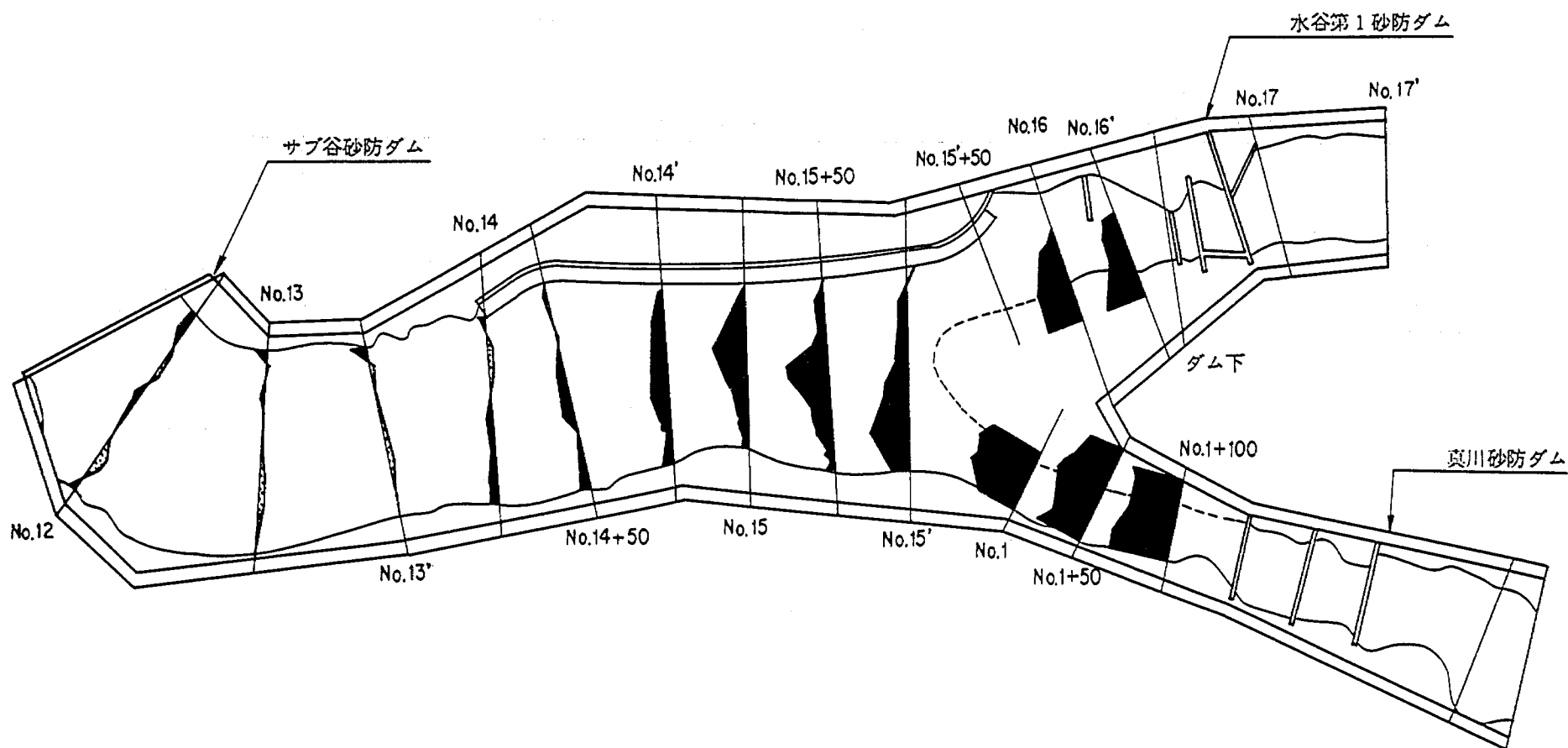
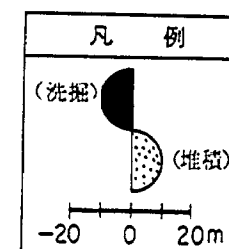


図-25 洗掘・堆積平面図 (CASE-12)



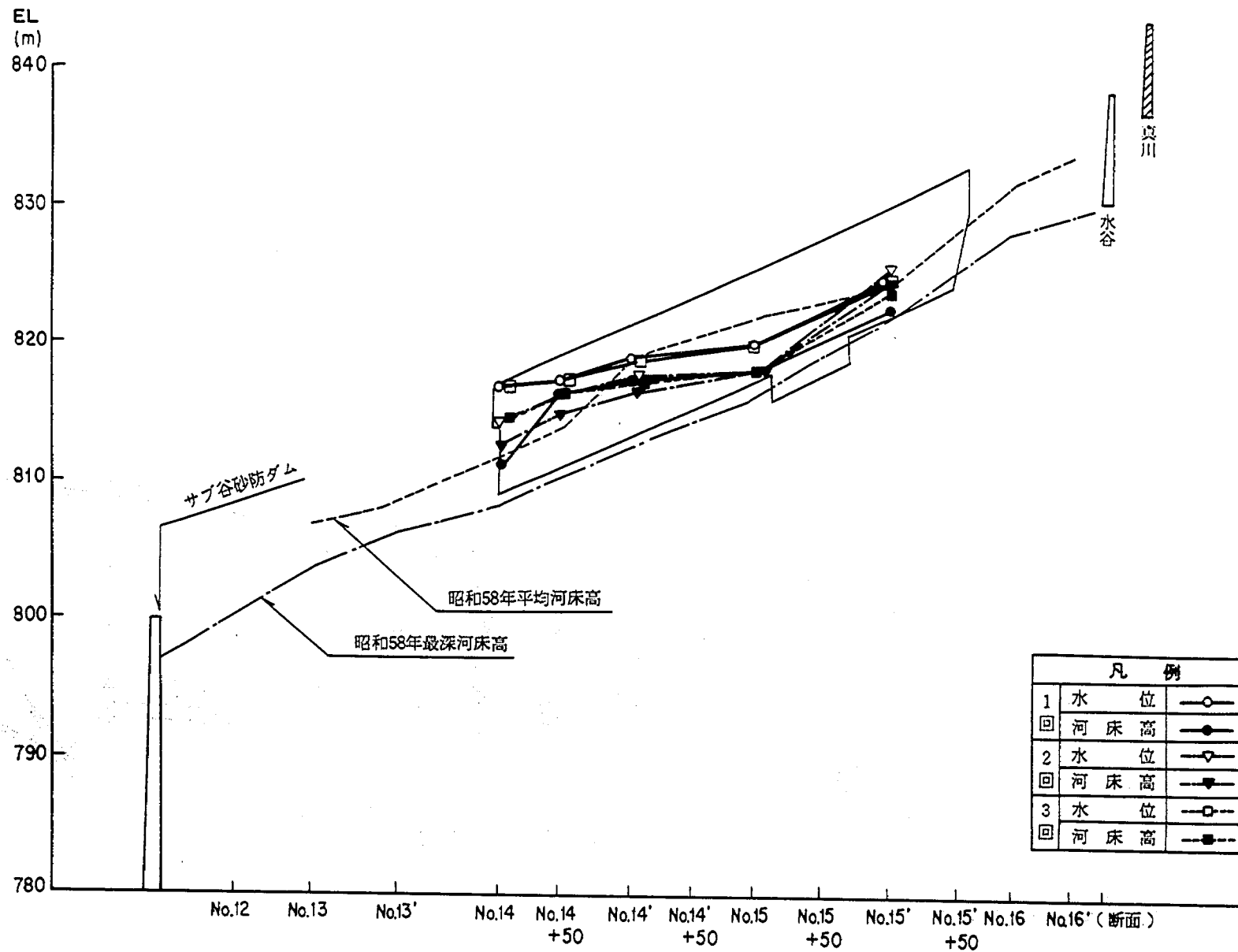


図-26 護岸沿いの水位・河床高縦断図 (CASE-11)

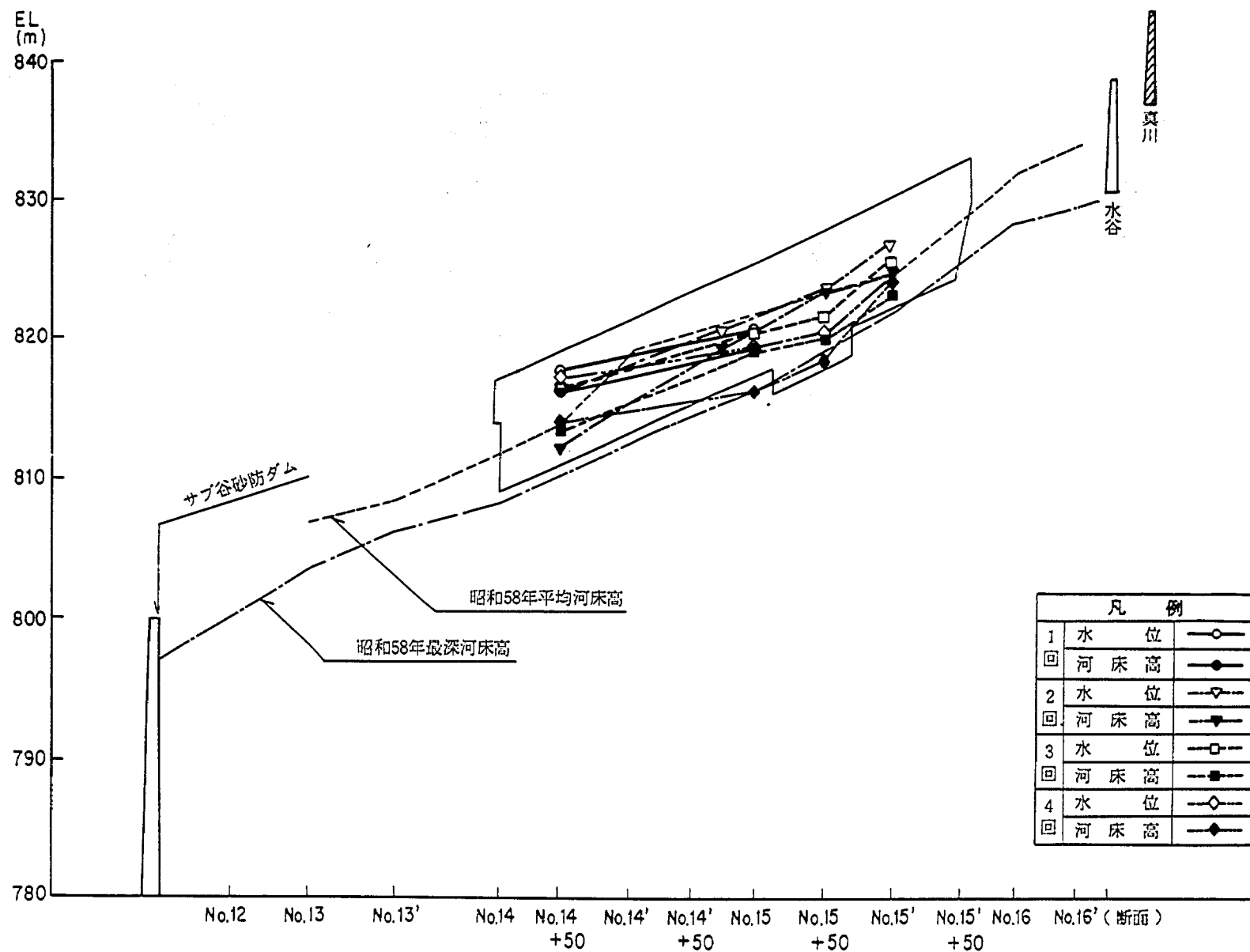


図-27 護岸沿いの水位・河床高縦断図 (CASE-12)

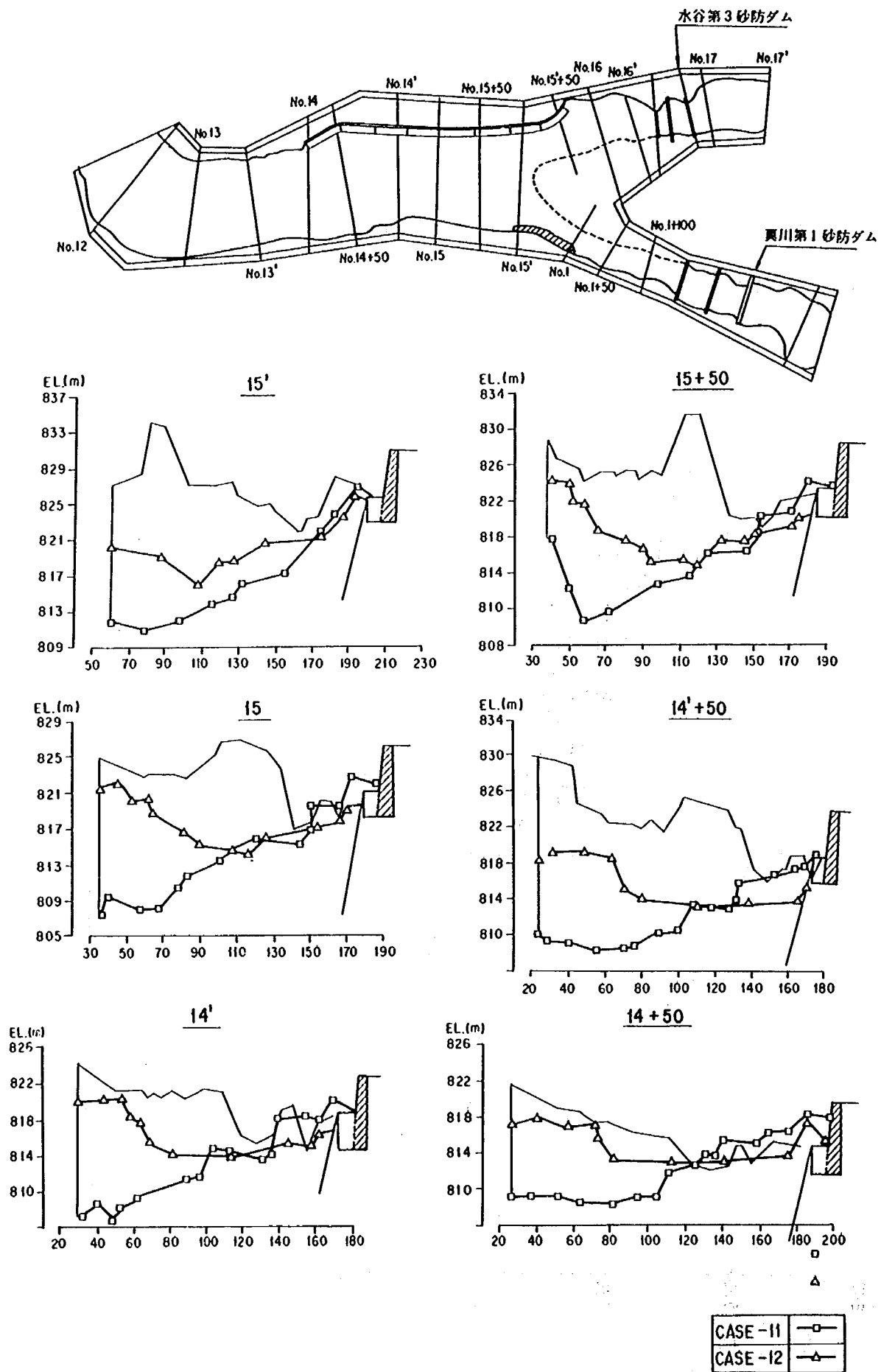


図-28 河床高横断図

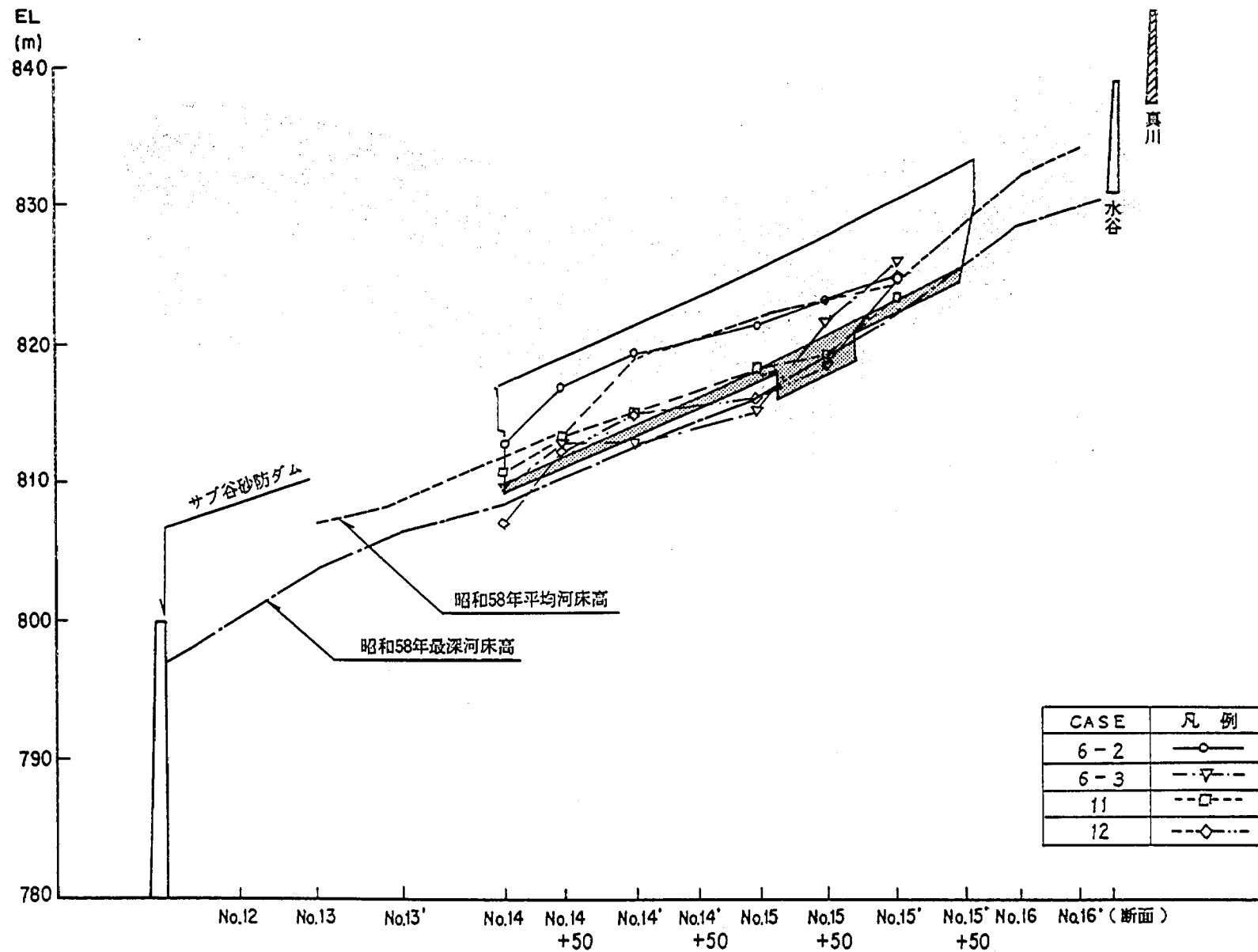
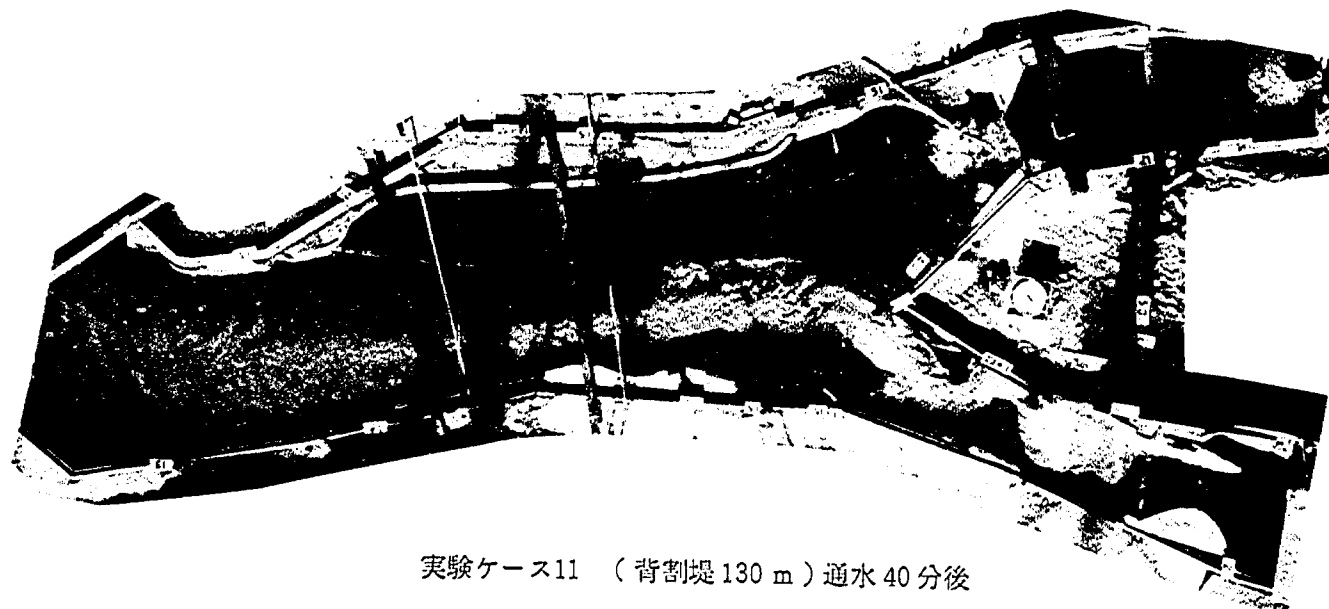
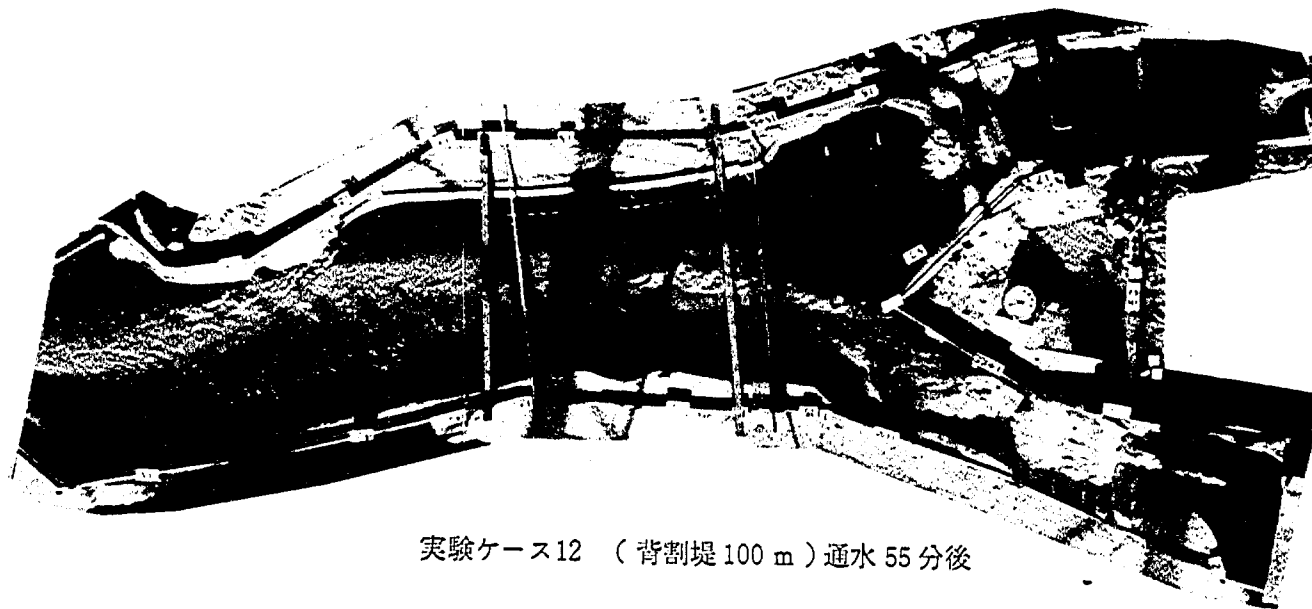


図-29 背割堤の検討実験中における護岸沿いの最深河床縦断図



実験ケース11 (背割堤130 m) 通水40分後



実験ケース12 (背割堤100 m) 通水55分後

写真-12 背割堤ブロック設置時の流向状況

入されていないのは、360 ton 以上のブロックの移動限界水深が大きく測定できなかったためである。図-31より、ブロックは縦方向に設置した方が移動しにくいと言えるが、河床の低下に対しては横方向に設置した方が河床の変化に追従しやすいと考えられる。したがって、ブロックは横方向に設置することとし、所用重量を決定した。

注) 実験ケース11, 12及び背割堤ブロックの移動限界水深の検討実験に用いたブロック模型の重量は、製作に使用したモルタルの比重が設計値である2.3と異なっていたため、実際の重量は表-8のようになる。

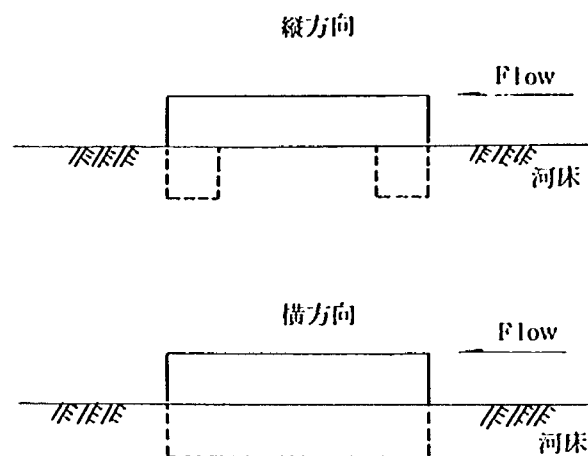


図-30 ブロックの設置方法

表-8 ブロック模型の重量

ブロック設計重量	実際のブロック模型の重量
322 ton	294 ton
360 ton	386 ton
406 ton	446 ton
644 ton	731 ton

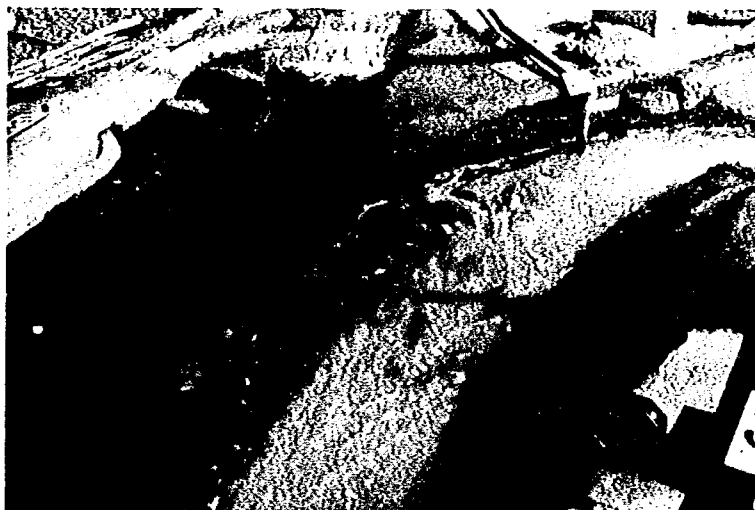


写真-13 脚付平型ブロックは、河床の低下後も流向制御の効果は持続する。

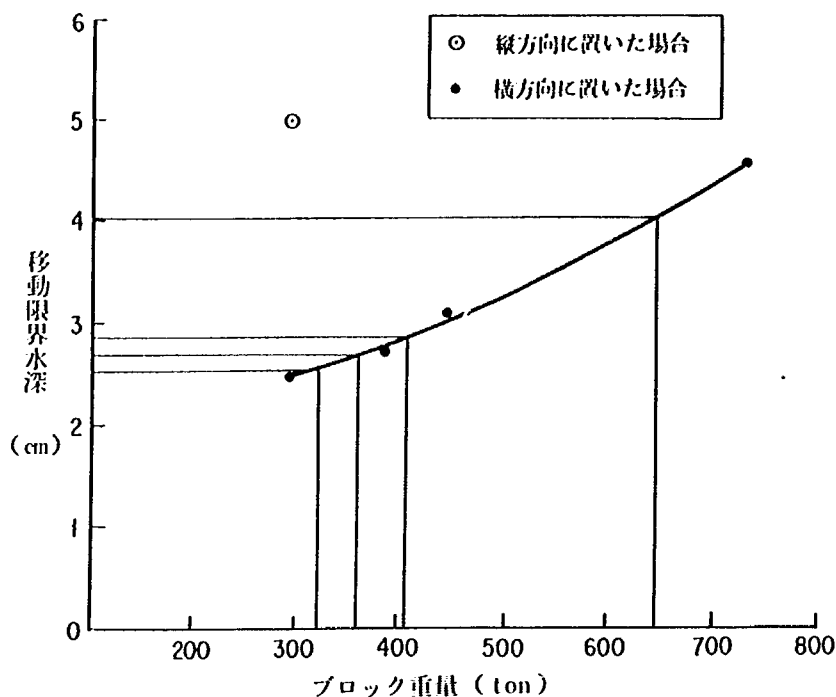


図-31 脚付平型ブロックの移動限界水深

合流点部の水深を 3 m, コンクリートの比重 2.3 t/m^3 , 安全率を 1.1 としてブロックの所用重量を求める。

(3) 上・下流端部に設置する背割堤ブロック

図-31より 3 m の水深に対応するブロックの重量を求めると, 440 t となる。安全率を見込んだブロックの所用重量は,

$$440 \text{ t} \times 1.1 = 484 \text{ t}$$

ブロックの流れ方向の 1 m 当たりの重量は,

$$(2 \text{ m} \times 10 \text{ m} + 2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2) \times 1 \text{ m} \times 2.3 \text{ t/m}^3 = 64.4 \text{ t/m}$$

したがって, ブロックの流れ方向の長さは,

$$484 \text{ t} \div 64.4 \text{ t/m} = 7.515 \text{ m} \div 7.5 \text{ m}$$

である。

(4) 中間部に設置する背割堤ブロック

中間部の背割堤ブロックは, 計画高水流量を通水した実験ケース 11, 12 より, 上・下流端のブロックが流失しなければ 322 ton のブロックでも滑動によりかなり列が乱れているが, 流失はしないことがわかった。そこで, 中間部に設置する背割堤ブロックの重量を 322 ton とする。

ブロック 1 m 当たりの重量は, 64.4 ton/m なので, ブロックの流れ方向の長さは,

$$322 \text{ ton} \div 64.4 \text{ ton/m} = 5 \text{ m}$$

である。したがって, 図-32に示す背割堤ブロックを設置すれば良い。

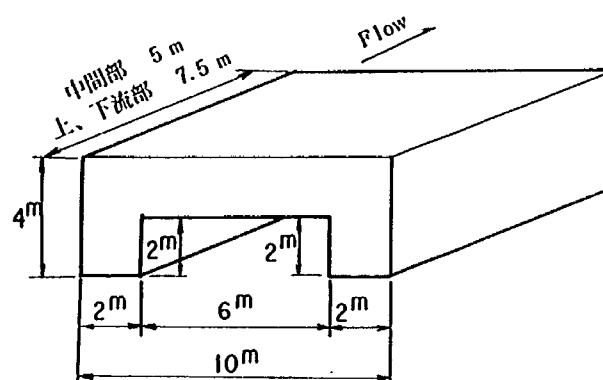


図-32 背割堤ブロック

(5) 根継ぎ護岸に関する検討

実験ケース7, 8, 9, 10の根継ぎ案の検討実験では, 護岸の法勾配を変化させたり, 法面に栈粗度を設置しても局所洗掘を緩和する効果は見られなかった。

しかし, 背割堤を設置し, 護岸沿いに真川の流水の集中による水衝部が形成されない場合は, 写真-14に示すように粗度と粗度の間に土砂がはり付くようにつまっており, 護岸沿いの局所洗掘が緩和されている。

したがって, 護岸法面に栈粗度を設置すると護岸沿いの局所洗掘を緩和する効果が期待できる。

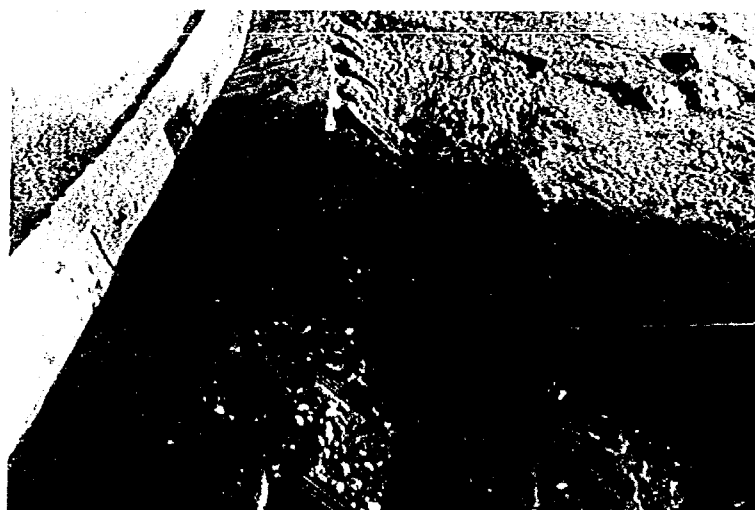


写真-14 栈粗度は, 流水の直撃を受けない箇所では効果的であり, 護岸沿いの局所洗掘が緩和される。

5. まとめと提言

既往の河床変動の資料を用いて、合流点のこれまでの河床変動の傾向を把握し、河床変動計算により今後の予測を行った。その結果、今後上流の砂防施設の整備により合流点部に土砂の流出が無いとすると、静的平衡勾配は、現在の河床勾配に比べて極端に緩勾配となることがわかった。

また、現河床高からの低下量を求めると、最大31m、護岸施工区間で5～15mとなり、今後大幅な低下が予想され、合流点右岸の軌道中継点を護る目的で施工されたコンクリート護岸の被災を防ぐための対策工が必要であることが明らかとなった。

つぎに、合流点右岸の護岸の被災原因をさらに詳細に調べ、その対策工の計画諸元を得るために水理模型実験を行った。その結果、コンクリート護岸基礎部の局所洗掘は、真川の流水が護岸被災部に集中するために生じていることがわかった。その他に、既設砂防ダムの袖の越水や前庭部の局所洗掘、根固ブロックの流失などの問題点も明らかとなった。

そこで、護岸の被災原因である真川の流水の集中を防止する対策工として、横工案、背割堤案、護岸根継ぎ案を立案、検討し、結果として背割堤と護岸根継ぎを併用する対策工を最良の案とした。

対策工案の内容は、つぎのとおりである。

(1) 背割堤を設けると、真川の流水が護岸に集中することを防止でき、護岸基礎部の局所洗掘が緩和される。背割堤の長さは、130 mで、背割堤は河床変動を考慮してブロック構造とする。脚付平型ブロックを使用すると、合流点部の河床の低下にも追従し、河床低下後も流向制御の効果が持続する。

(2) 護岸の根継ぎは、護岸沿いの河床の低下に合わせ逐次行っていく。

(3) 既設砂防ダム下流では、基礎高以下まで洗掘されるので、前庭保護工または横工等の洗掘防止対策工が今後必要となる。

お わ り に

真川、湯川合流点の右護岸沿いの局所洗掘は、真川の流水が河床の基岩の影響で大きく右岸側に変化し、被災部に集中するために生じていることがわかった。

背割堤の設置は、真川の流水の流向を制御し護岸沿いの局所洗掘を防止するのに有効な対策の1つであると実験的に考察される。

しかし、合流点部の河床は今後も低下傾向を続けることが予想され、工事の実施にあたっては実験結果に加えて、今後も現場の河床の変動の実態把握を行い、総合的に判断を下だすことが望まれる。

最後に、実験のための基礎資料の提供等御協力を頂いた建設省北陸地方建設局立山砂防工事事務所の方々に厚く御礼申し上げます。

真川、湯川合流点水理模型
実験報告書

ISSN 0386-5878
土研資料 第 2164 号
昭和60年 3 月(1985年)

瀬尾克美、水山高久、大場 章

キーワード 水理模型実験(常願寺川)、局所洗掘、河床変動、護岸、背割堤

要 旨

常願寺川上流の真川、湯川合流点の河床変動資料を整理して、河床の変動の傾向把握と今後の予測を行い、水理模型実験により対策工法の選択を行ない、その諸元を実験的に検討した。



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防研究室
御中

No. _____

No. _____

土研資料 第2164号

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2164 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

