

土研資料第 1324 号
マイクロフィルム 号

土 木 研 究 所 資 料

阿武隈川河道模型実験報告書

昭和 53 年 3 月

建設省土木研究所
鹿 島 試 験 所

正 誤 表

ページ	行	誤	正
8	(3-3) 式 (3-8) 式	q	q
8	(3-4) 式	$\frac{1}{\rho A} \phi_s \tau_n ds$	$\frac{1}{\rho A} \phi_s \tau_n ds$
9	(3-9) 式 (3-10) 式 上から 8 行 上から 13 行 下から 12 行 下から 7 行 下から 6 行	q	q
19	表一 4	平均流量 (V)	平均流速 (V)
19	表一 4	平均水位 (η)	粗度係数 (η)
21	表一 5	平均流量 (V)	平均流速 (V)
あとがき	上から 1 行	52 年	51 年
〃	〃	53 年	52 年

目

次

1. 阿武隈川概要	1
1-1 流域概要	1
1-2 改修の歴史	1
1-3 利水の状況	1
1-4 計画高水流量の変遷	1
1-5 河道諸元	4
2. 実験目的	7
3. 相似則	8
4. 実験方法	12
4-1 模型概要	12
4-2 実験流量の選定	12
4-3 測定項目	12
4-4 実験内容	13
5. 実験結果	18
5-1 実験Ⅰについて	18
5-2 実験Ⅱについて	20
5-3 実験Ⅲについて	20
5-4 実験Ⅳについて	22
5-5 実験Ⅴについて	22
6. まとめ	24

附 図 目 次

図-1	模型平面図-(その1)	39
図-2	模型平面図-(その2)	40
図-3	模型平面図-(その3)	41
図-4	阿武隈川護岸状況図	43
図-5	主流線図	45
図-I-1	実験I 河床変動図	47
図-I-2	" 流況図	51
図-I-3	" 水位縦断面図	52
図-II-1	実験II 河床変動図	53
図-II-2	" 流況図	57
図-II-3	" 水位縦断面図	58
図-III-1-1	実験III-1 河床変動図	59
図-III-1-2	" 流況図	63
図-III-1-3	" 水位縦断面図	64
図-III-2-1	実験III-2 河床変動図	65
図-III-2-2	" 流況図	69
図-III-2-3	" 水位縦断面図	70
図-III-3-1	実験III-3 河床変動図	71
図-III-3-2	" 流況図	75
図-III-3-3	" 水位縦断面図	76
図-IV-1	実験IV 河床変動図	77
図-IV-2	" 流況図	81
図-IV-3	" 水位縦断面図	82
図-V-1-1	第1床固実験河床変動図	83
図-V-1-2	" 流況図	87
図-V-1-3	" 水位縦断面図	88
図-V-1-4	" と床固無実験の流況比較図	89
図-V-2-1	第2床固実験河床変動図	91
図-V-2-2	" 流況図	95
図-V-2-3	" 水位縦断面図	96
図-V-2-4	" と床固無実験の流況比較図	97

図-V-3-1	第3床固実験河床変動図	99
図-V-3-2	" 流況図	103
図-V-3-3	" 水位縦断面図	104
図-V-3-4	" と床固無実験の流況比較図	105

写真目次

写真-1	昭和41年6月洪水流況写真	29
写真-2	阿武隈川平水時航空写真	30
写真-3	実験Ⅰ、 $1,500\text{ m}^3/\text{s}$ を6時間通水後の河床状態	31
写真-4	実験Ⅱ、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を20時間通水後の河床状態	32
写真-5	実験Ⅲ-1、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を10時間通水後の河床状態	33
写真-6	実験Ⅲ-2、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を30時間通水後の河床状態	34
写真-7	実験Ⅲ-3、 $7,800\text{ m}^3/\text{s}$ を5時間通水後の河床状態	35
写真-8	実験Ⅳ、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を15時間通水後の河床状態	36

1. 阿武隈川概要

1-1 流域概要

阿武隈川は、その源を福島県白河郡旭岳(1,835 m)青熊滝に発し、東流して白河を過ぎ郡山、福島各盆地を貫いて北上し、福島、宮城の県境の伊具に入り、狭窄部の沿岸を通して、更に丸森、館矢間の間を流れる。その後、丸森町、小斎西部に至って北流し、角田盆地に於いて白石川を合流して仙台平野部を貫流し、亘理町荒浜地内で海に注ぐ東北三大河川の一つである。

この間大小58本もの支川を合せ、その幹川流路延長は約225 kmで流域面積は5,404.8 km²である。現在の計画高水流量は上流地区の福島～伏黒で5,800～6,800 m³/s、下流白石川合流点まで7,800 m³/s、同合流点後は9,200 m³/sとなっている。

なお、阿武隈山地は関東地方北部から東北地方南東部にかけて南北に連なること、南北約160 km、東西約45 km、平均高速度500 mの第三紀層(約1,000～3,000万年)からなる山地が浸蝕されて準平原の状態になり、それが隆起してできたものである。総体に高原状だが日影山、大滝根山、矢大臣山など浸蝕から取り残された丘がある。

1-2 改修の歴史

阿武隈川の改修事業は、舟運のための低水工事が明治17年～35年迄行なわれた記録があり、その後大正8年から直轄河川改修工事が開始されるまでの間は県営事業として行なわれた。直轄河川改修工事では、本川筋は、岩沼、角田、伊達、福島、本宮、郡山地区において、掘削、築堤、護岸等が施工された。特に郡山地区においては、大規模なショートカットが行なわれた。その後、昭和16年7月、未曾有の大洪水(岩沼地点のピーク流量=5,450 m³/s)が発生したため、計画の手直しを行ない、各地区において、掘削、築堤、護岸等の施工がされ、現在に至っている。

1-3 利水の状況

阿武隈川の水利用は、かんがい、発電、上水道の各種用水にわたっている。利用状況は、かんがい用水が多くを占めているが、近年人口の伸びに伴う上水道用水、新産業都市指定に伴う工業用水の伸びが目立っている。今後はこれらに対処すべく、水資源施設の要望が高まっている。

1-4 計画高水流量の変遷

阿武隈川の当初計画は、大正2年8月洪水を契機として着手された。この時点における既往最大流量は明治23年8月の出水で、この洪水は、沿岸各地に大災害をもたらした。その後、大正6、7年にわたる現地観測の成果をもとにして、翌8年に、福島において計画高水流量を3,900 m³/sと定め、下流部の岩沼地区において、6,000 m³/sと定められた。

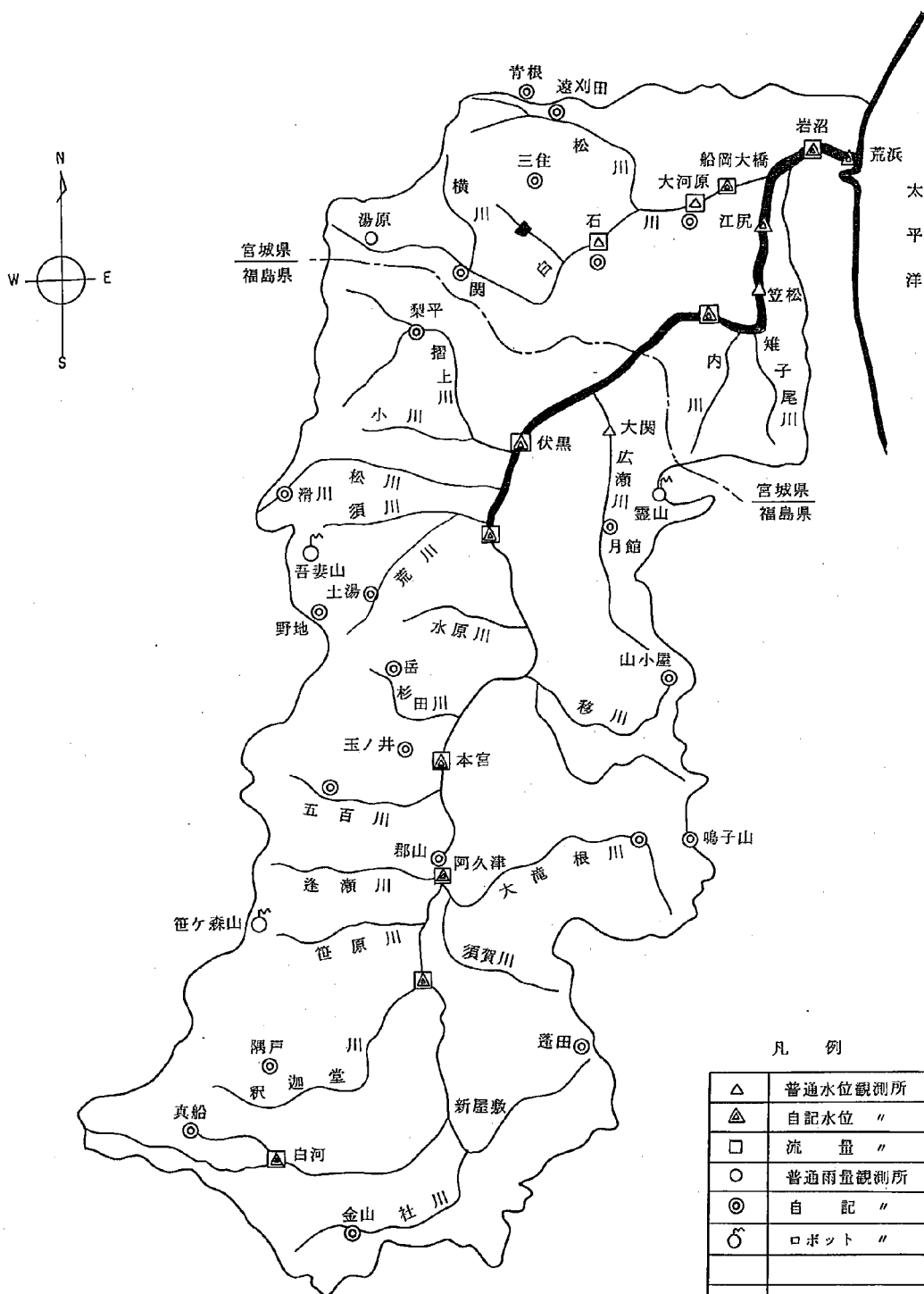


図-1 阿武隈川流域図

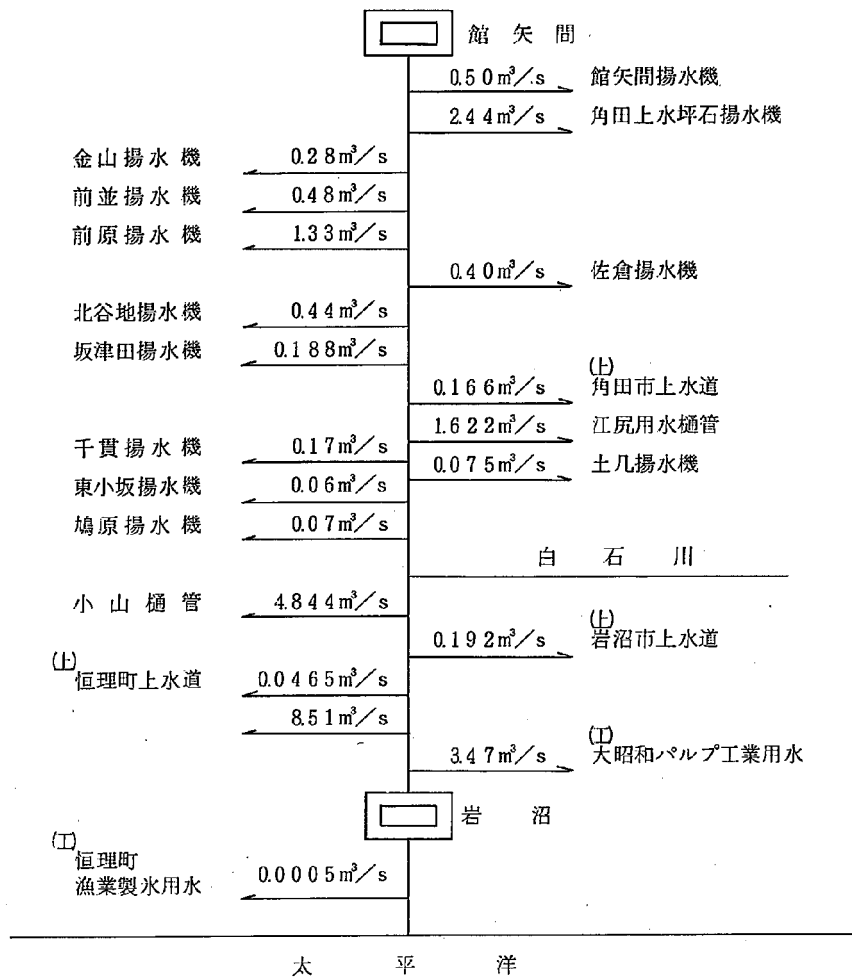


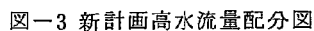
図-2 阿武隈川利水状況図

しかし昭和16年7月に未曾有の大洪水により計画流量の再検討の必要性が生じ、上流部のみの流量を改訂し、福島地区において、 $4.400\text{ m}^3/\text{s}$ と定めた。

さらに昭和22年9月のカスリン台風、及昭和23年9月アイオン台風による洪水によって、全国的に河川の改修計画が進められた。阿武隈川でも昭和26年に福島で $4.500\text{ m}^3/\text{s}$ 、昭和28年に岩沼で $6.500\text{ m}^3/\text{s}$ とそれぞれ定めた。

このように阿武隈川における河道計画は過去2度の計画高水流量の改訂により改修が行なわれて来たが、昭和33年以降相次ぐ出水に見舞われ、流域の社会的、経済的發展等を考慮し、昭和49年に、 $1/150$ 確率の流量に改訂され、福島で $5.800\text{ m}^3/\text{s}$ 、岩沼で $9.200\text{ m}^3/\text{s}$ と定められた。現在の改修計画に対す

7



•

1-5 河道諸元

$1/200$ 、 $1/800$ である。

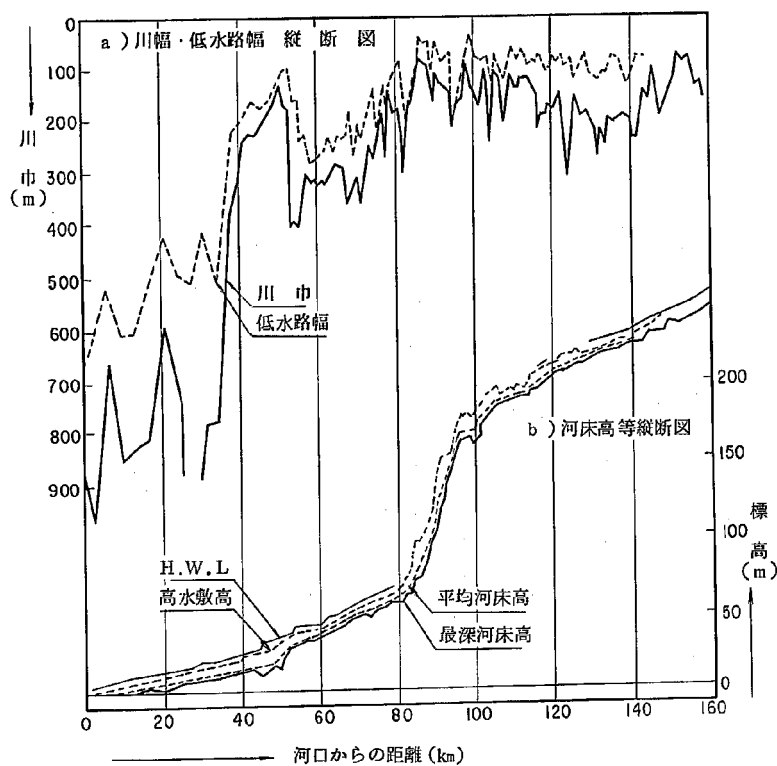


図-4 阿武隈川河道諸元縦断面図

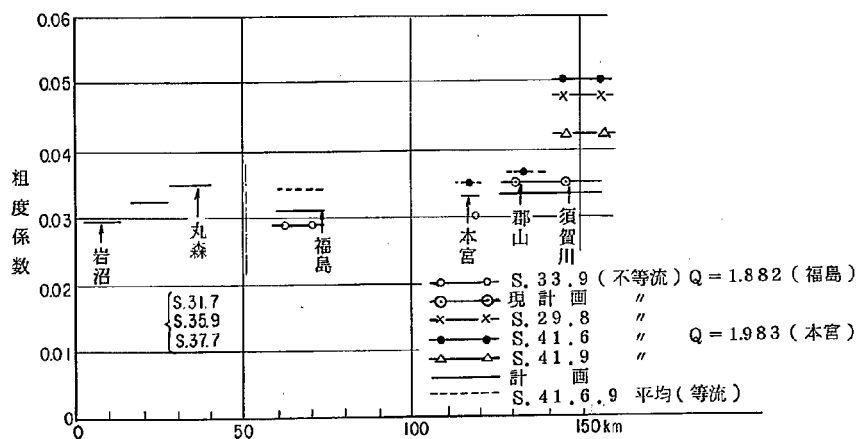


図-5 阿武隈川粗度係数縦断面図

図-5には、粗度係数の縦断分布を示した。粗度係数は既往洪水の痕跡水位より粗度係数を逆算し求めた粗度係数の縦断的变化を示す。下流部における計画粗度は、昭和31年7月、昭和33年9月及昭和37年7月の洪水記録を参考にして、決められており、0里0丁～4里6丁は0.030、4里6丁～7里12丁は0.032、7里12丁～10里8丁では0.035とされている。したがって、模倣区間は0.035である。

次に河床材料を見ると、河床勾配の変曲点、特に75^K、50^K地点ではきわだった変化を示している。

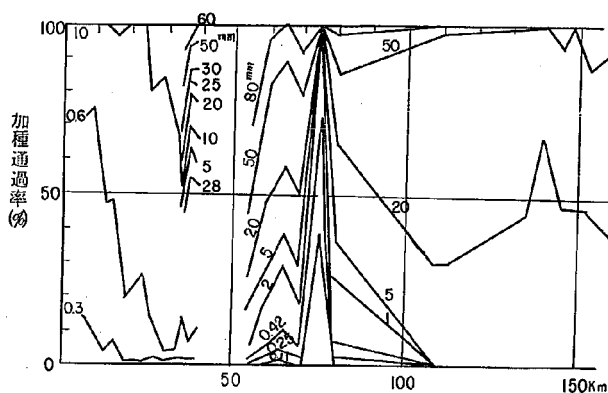


図-6 阿武隈川河床材料縦断図

2. 実 験 目 的

阿武隈川の29^k～36^k区間では、流量改訂に伴う新しい河道計画によって、大幅な低水路法線の改変と掘削計画が立てられた。ここでとりあげた計画案は2つあり、当初の第1計画案は、わん曲低水路幅の極端に広いもので、その後この計画低水路幅は狭められ第2計画案となった。(附図-1) 本実験はこれらの低水路法線形の検討を行なうものである。またこのわん曲部には、計画河床高を維持するための床固も計画されており、これに関する実験検討も目的のひとつである。

3. 相 似 則

一般に実河道とその模型に生じる現象の相似を得るためには、幾何学的形状を相似とするだけでなく、流れ、河床形態、流砂量などを相似としなければならない。流れの相似性については、一般的には一次元の運動方程式が、実河道と河道模型とで相似となればよい。

乱流を表わす運動方程式は一般に Reynolds equation として知られており、それより粘性応力の項を無視すると、その主流 (X 軸方向、u 成分) に関する式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (-\overline{u'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{u'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{u'w'}) \dots (3-1)$$

で、これを一次元流れに適用して、y と z 方向の平均流速 v と w を無視し、レイノルズ応力項を渦動粘性係数 ϵ を用いて書き直すと、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (\epsilon_x \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z}) \dots (3-2)$$

となる。これが一次元乱流を表わす運動方程式である。さらに諸量を断面平均化し、u の断面平均値を $\bar{u}$ とすれば、

$$\frac{\beta}{q} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\alpha}{2q} \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} - i + \frac{\tau_0}{\rho q R} = 0 \dots (3-3)$$

である。ただし

$$\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} (\epsilon_y \frac{\partial \bar{u}}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\epsilon_z \frac{\partial \bar{u}}{\partial z}) \right\} dA = \frac{1}{\rho A} \iint_A \left\{ \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} \right\} dA = \frac{1}{\rho A} \oint_s \tau_n ds \dots (3-4)$$

$$P + \epsilon_x \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \div P \dots (3-5)$$

より

$$\frac{\partial}{\partial y} (\epsilon_y \frac{\partial \bar{u}}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\epsilon_z \frac{\partial \bar{u}}{\partial z}) = -\frac{\tau_0}{\rho R} \dots (3-6)$$

とおいてある。 τ_0 は潤辺について τ_n を平均化したものである。また、連続方程式は

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0 \dots (3-7)$$

流れの中に control volume を考えた上積分すると開水路一方向流れに対して

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \dots (3-8)$$

を得る。

以上の (3-5) と (3-8) が漸変流の一次元解析に用いられる運動方程式と連続方程式であるが、

(3-5)は流れの消費するエネルギーが、すべて壁面によって生じる抵抗 τ_0 で表わされている。したがって、流れの平均流速と水深の相似を得るだけであれば、壁面に人工的な粗度を与えることによって達成することができることになり、固定床実験における人工粗度はこのような観点によるものである。しかし、乱流のエネルギー損失を壁面の摩擦抵抗に置換えたのは、壁面から出る乱れ(あるいは渦)が流れの内部の乱れ(あるいは渦)を規定しているということに他ならず、流速分布まで含めた意味での流れの相似を得るためには、壁面から出る乱れの相似が必要となり、結局、粗度要素自体の相似が必要となってくる。

模型における $\tau_0/\rho q R$ を壁面粗度の相似によって合わせ、(3-3)が現地と模型とで相似となるようにした場合、諸量の現地と模型との比に r を添えて表わせば、

$$\frac{v_r}{l_r} = \frac{v_r^2}{x_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \left(\frac{\tau_0}{\rho q R} \right)_r \quad \dots (3-9)$$

となり、(3-9)の値は無歪の模型では1である。すなわち、 $v_r^2 = x_r$ であるから現地と模型でフルード数が一致するという、フルード則を満足する模型となることがわかる。

一方、 $\tau_0/\rho q R$ を人工的に規定することのできない移動床模型では、 $\tau_0/\rho q R$ を決める河床形態の相似を満足させなければならない。一般に移動床水路における流れ、河床形態、流砂量などを表わす関数系は

$$\pi = \pi (U^* d / \nu, U^{*2} / S q d, H / d, B / H, S, K) \quad \dots (3-10)$$

と表わせる。(3-10)式中の各項は、左から砂粒レイノルズ数、無次元掃動力、水深粒径比、河幅水深比、河床砂水中比重、河床砂の粒度分布形で、これらの各項がすべて現地と模型で同一となれば、流れ、河床形態、流砂の相似が得られることになる。一般には、河床砂の粒径を河道模型と同様に幾何学的に縮尺し、その水中比重を現地と同じものを使用すれば、流れの則に関するフルード則を満足するためには、 U^{*2}/sqd を現地と模型で一致させればよい。このようにして、 $U^* d / \nu$ を除く各項の相似が満足され、 $U^* d / \nu$ が無視できれば現象の相似は得られることになる(実際は、 $U^* d / \nu$ は現地では無視できるが模型では無視できない場合がある)。

現地の河床砂の粒径が細かい場合は、上述のように粒径をそのまま縮尺することができなくなる。その場合、移動床模型の河床材料として、水中比重の小さいものを使用して $s \cdot d$ の値を幾何学的縮尺に合わせ、 U^{*2}/sqd を模型と現地で同一にすれば、流れの相似に関するフルード則と一致した縮尺を行なうことができる。しかし、この場合(3-10)式中の U^{*2}/sqd と B/H だけしか相似にできないため、現象の相似はあくまでも近似的なものにすぎなくなる。

本実験の場合も、現地の河床材料は図-7に示すように平均粒径が約5mmと小さいため、模型の河床材料は水中比重の小さな石炭粉を用いなければならない。使用した石炭粉は水中比重が0.5、平均粒径が0.27mmであるから、現地と模型における $s d$ の値の比を幾何学的縮尺と一致させるためには

$$(s \cdot d)_r = \frac{1.65 \times 5}{0.5 \times 0.27} \doteq 60$$

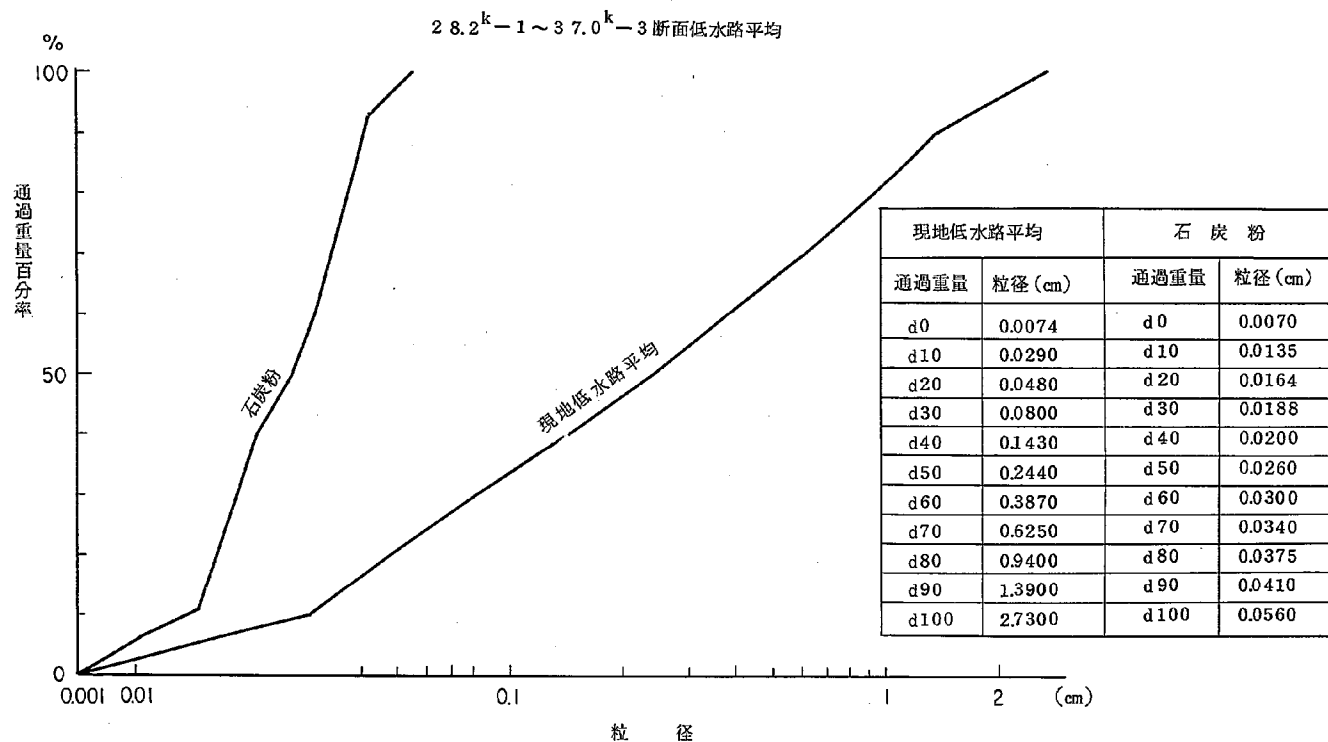


図 - 7 現地及模型の河床材料構成図

より、模型縮尺は $1/60$ となる。実際には種々の条件から模型縮尺を $1/70$ と決定した。したがって、流量をフルードの縮尺によって与えると、模型における無次元掃流力は必要な値の $6/7$ と小さくなるが、石炭粉を用いた場合の他の諸量の相似精度からして、この実験では許されるであろう。

表-2に、本規模実験のフルード則に従った諸量の縮尺を示す。

表-2 各物理量の縮尺（フルード則）

諸 元	次 元	縮 尺	
距 離	L	$1/\ell$	$1/70$
面 積	L^2	$1/\ell^2$	$1/4900$
体 積	L^3	$1/\ell^3$	$1/343000$
時 間	T	$1/\ell^{\frac{1}{2}}$	$1/5477$
流量係数	$TL^{1/2}$	$1/\ell^0$	$1/1$
流 速	L/T	$1/\ell^{\frac{1}{2}}$	$1/5477$
加 速 度	L/T^2	$1/\ell^0$	$1/1$
勾 配	L/L	$1/\ell^0$	$1/1$
流 量	L^3/T	$1/\ell^{\frac{5}{2}}$	$1/40996$
粗度係数	$T/L^{1/3}$	$1/\ell^{\frac{1}{6}}$	$1/2030$
圧力強度	M/LT^2	$1/\ell$	$1/70$
力	ML/T^2	$1/\ell^3$	$1/343000$
仕 事	ML^2/T	$1/\ell^4$	$1/24010000$

4. 実験方法

4-1 模型概要

一般に移動床模型は、移動河床材料の敷厚（一般に模型で10 cm）を見込んで、その分だけ低下させ、モルタルにより床版を作製する。移動床部分には、河床材料を敷きつめ、指示された形状に、横断方向に帯を作製し、帯間を敷き均して河床を作製する。

本模型は、移動しない部分である堤防及、高水敷を固定床とし、移動部分と思われる低水路に河床材料の石炭粉を用いた。

模型諸元は、水平方向、鉛直方向ともに、1/70、模型製作範囲は $28.0^* \sim 37.3^*$ 区間とした。附帯設備として模型本体の上流側に巾1.5 mの導水路と量水槽を作り、下流側は水位調節ゲートと沈砂槽を設けた。

量水槽には、水槽巾4.45 m、切り欠き幅2.5 mの鋭縁短形せき及、流量調節バルブを設けた。

4-2 実験流量の測定

実験で使用した流量は、 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7800\text{ m}^3/\text{s}$ の5種類とした。 $200\text{ m}^3/\text{s}$ は、豊水流量程度で、みお筋等の観察時に用いた。 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ は年1回程度の洪水流量、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ は計画断面の低水路内満杯流量、 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ は5～6年確率程度の洪水であり、法線形の検討の為、本実験では、この流量を砂州等の中規模河床形態に対して支配的と考え、この流量に主眼をおいて実験を実施した。 $7800\text{ m}^3/\text{s}$ は、計画高水流量である。

4-3 測定項目

○流量設定

移動床実験では、条件設定中に、河床変動が生じる可能性があるため、上流及下流より、徐々に灌水させてから、所定の流量を模型値に換算し、模型上流端に設置してある量水槽より与えた。

○下流端水位設定

模型の下流端の境界条件として、各流量に対する水位を設定しなければならない。下流端水位は、実測水位等を用いることが望ましいが、本実験では、 28.5^* 断面中央で、所定の流量に対する不等流計算水位を与えた。

○流況観察

流況観察は、流速、死水域、流向等の状況を把握するもので色素を流下し、その状況をスケッチ及写真撮影で記録した。写真撮影は、平地から行う他に、カメラを積載した気球を上空に上げて行なった。

○水位測定

水位測定は、河道内の水位、下流端流量設定、流量測定の為に行なうもので、測定はポイントゲージに

より行ない、河道の水位は、所定の断面において、低水路3点、高水敷2点の測定を行なった。

◦流速測定

流速は、電界型小型プロペラ流速計により、所定の断面につき測定した。測定は6割水深のみの一点法とした。

◦河床変動高測定

河床変動測定は、実験終了後にもものさしにより、所定の断面において測定した。

◦局所洗掘測定

実験Ⅱの床固め実験のみについて行なった。測定箇所は床固の上流と下流100m～200m範囲の時間的变化を測定した。

4-4 実験内容

実験目的に従って、表-3に示すような条件で実験を行なった。実験は大別して、実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴの5ケースとなる。下記に各々の実験ケースに説明を加える。

◦実験Ⅰ（現状実験）

模型実験は、水流や河床変動などの点において、現地と相似性が保たれているかどうか問題であり、水流は水位が合えば、ほぼ相似性が保たれるが、河床変動や砂州形状については、幾何学的にも、時間的にも相似であることが必要条件であると思われるが、この実験の場合特に水位及砂州形状の検証に主眼をおき、検討を行なった。

現状における左岸自然堤防高は、かなり高く、流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ においても、その大部分は低水路沿いに流下させることができる。また、高水敷は洪水時に死水域と考えられるため、左岸の自然堤防より外側を無視し、自然堤防と右岸の間だけ石炭粉を用いて、昭和49年測量の断面形に整形した移動床模型で実験を行なった。

用いた流量は、 $1,500\text{m}^3/\text{s}$ と $4,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、 $1,500\text{m}^3/\text{s}$ を6時間、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ を6時間通水した。

測定は表-3に示したように、 $1,500\text{m}^3/\text{s}$ の1時間後と6時間後に、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ では0.5時間後と6.0時間後にそれぞれの項目について行なった。

補給砂については、模型上流端の3.73 $\times$ 断面において、所定の流量に対する流砂量を土研式にて算出し、模型量に換算して与えた。補給砂量は、現地値にして、 $1,500\text{m}^3/\text{s}$ で $0.039\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ で $0.200\text{m}^3/\text{s}$ である。

◦実験Ⅱ（第1計画河道実験）

第1計画案によれば、現状河道と比べて低水路幅が極端に拡大される。この実験では低水路の拡大によ

表-3 実験条件一覧表

実験番号		流量	下流水位	通水時間	測定項目						拾砂量	断面形状	備考	
					水位	流況スケッチ	気球	流速	河床	局所				
I	1-1	1,500	14,100	1	○	○					0.0399	現 状 形 状 (昭和49)	○検証事項の検討	
	1-2			6			○	○	○					
	1-3	4,000	16,300	0.5	○	○					0.2000			
	1-4			6	○		○	○	○					
II	1-1	4,000	15,275	4		○					0.232	第1計画 形 状	○拡巾による流況の変化の把握	
	1-2			8		○								
	1-3			12		○								
	1-4			16		○								
	1-5			20	○		○	○	○					
III	1-1	2,000	13,577	1.0	○	○	○	○			0.0886	第2 計 画 形 状	○改訂計画案についての砂 レキ堆の形成状況の把握 と計画高水流下時の流況 の把握	
	1-2			5.0		○								
	1-3			10.0	○	○	○	○	○					
	2-1	4,000	15,223	1.0	○	○	○	○			0.232			
	2-2			5.0		○								
	2-3			10.0		○								
	2-4			15.0		○								
	2-5			20.0		○								
	2-6			25.0		○								
	2-7			30.0	○	○								
	3-1	7,800	17,426	1.0	○	○	○	○			0.711			
	3-2			1.5		○								
	3-3			2.5		○								
	3-4			5.0	○	○	○	○	○					
IV	1-1	4,000	15,223	1.0	○	○	○	○			0.232		○わん曲部の砂州を計画河 床高までカット	
	1-2			5.0		○								
	1-3			10.0		○								
	1-4			15.0	○	○	○	○	○					
V	1-1	2,000	13,577	0.5	○						給 砂 無	第2 計 画 形 状 で 床 固 設 置	V-1、V-2、V-3は 各々第1、第2、第3床固 めの実験である ○床固め位置による流況 河床変動、局所洗掘等 の状況比較検討	
	1-2			10.0	○	○			○	○				
	1-3	4,000	15,223	0.5	○									
	1-4			10.0	○	○	○		○	○				
	1-5	7,800	17,426	0.5	○	○	○							○
	2-1			0.5	○									
	2-2	2,000	13,577	10.0	○	○			○	○				
	2-3			0.5	○									
	2-4	4,000	15,223	10.0	○	○	○		○	○				
	2-5			0.5	○	○	○			○				
	3-1	2,000	13,577	0.5	○									○
	3-2			10.0	○	○			○					
	3-3	4,000	15,223	0.5	○									
	3-4			10.0	○	○	○		○	○				
	3-5	7,800	17,426	0.5	○	○	○							○

って流況や河床がどのように変化するか。また水位的に、どの程度の効果があるか等を第2計画河道実験と比較した上で検討を行なった。

流量は $4000\text{ m}^3/\text{s}$ を用いたが、低水路巾も広く、その中で流下可能と思われたため、低水路と高水敷をブロックで仕切って、その低水路内を計画低水路河床高に整形し、実験を行なった。

実験は $4000\text{ m}^3/\text{s}$ を20時間通水したが、4時間毎に16時間まで流況のスケッチを行ない、最後に、水位、流速、河床変動高の測定をし、合わせて、気球からの写真撮影も行なった。

○実験Ⅱ（第2計画河道実験）

低水路法線計画においては、数年確率程度の流量によって、規定されると考えられる中規模河床形態（砂州）の形成状況により検討するだけでなく、大洪水の際の主流部の位置も合わせて考慮しなければならない。

実験Ⅰ、Ⅱでは高水敷上を流下する流量がごくわずかの為に高水敷は製作しないで実験を実施したが、今回、阿武隈川丸森地区の計画高水流量である $7800\text{ m}^3/\text{s}$ は高水敷上をかなり流下すると思われる為に、高水敷を製作した。なお高水敷は、洪水時にも移動しないものと思われるので、固定床とした。

実際は模型上の種々の条件から、附図-2に示す範囲をモルタル固定床とし、他の部分は、計画洪水を流下しても移動しない程度の洗砂を使用した。

今回の実験で使用した流量は、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7800\text{ m}^3/\text{s}$ の3流量を用いた。通水時間は、各々10時間、30時間、5時間とした。測定は、通水当初に、水位、流況スケッチ、気球撮影、流速測定をし、その後5時間毎に、流況スケッチを行ない、最後に、通水当初の測定項目に加えて、河床変動高の測定を行なった。補給砂は、現地値で、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ で $0.0886\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ で $0.232\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $7800\text{ m}^3/\text{s}$ で $0.711\text{ m}^3/\text{s}$ とした。

○実験Ⅳ（砂州カット実験）

阿武隈川の河床は年々低下の傾向を示しており、図-8の小斉付近においては、平均1m程度の低下が見られる。この河床低下の主要な原因は、河床の砂利採取によるものと考えられ、図-9に示す砂利採取許可量だけでも、小斉付近の砂利採取量は50万 m^3 となっており、平均50～70cm程度河床を掘り下げたことに相当する。以上のように、砂利採取量が多く、河床変動に対してかなりの影響を及ぼしていると考えられる。

一方、実際の砂利採取は、現存する砂州のある高さまでカットする形で行なわれることが多く、その場合、砂州によって規定されていた流れが変化し、水衝部の変化などが予想される。したがって、砂州をカットした状態での流況の変化及復元性等の検討をしておくことも意義があると考えて、今回の実験では、Ⅱ-2-7の実験終了後に、小斉わん曲部に形成された砂州を計画河床高までカット（現地で35万 m^3 ）した場合の流況変化に関する実験を実施した。

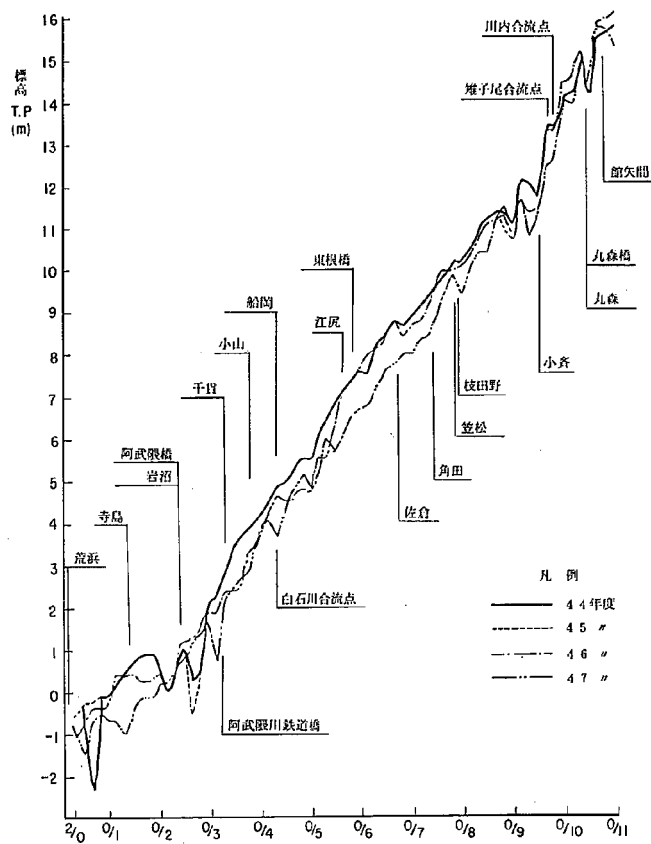


図-8 平均河床高経年変化縦断面

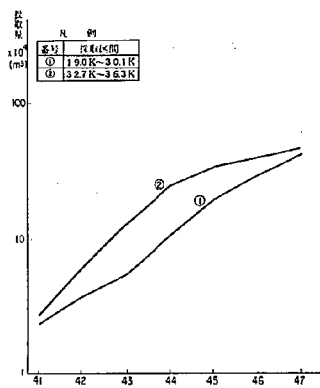


図-9 砂利採取許可量加積曲線

流量は $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を15時間通水しており、通水1時間後に、水位、流況スケッチ、気球撮影、流速の測定を行ない、5時間、10時間後には流況スケッチだけを行なって、最後に通水当初の測定項目と河床変動高について測定した。

○実験V（床固実験）

阿武隈川の小斉付近には、計画河床高維持のための床固計画の案があり、その位置選定と床固を設置した場合の河道に対する影響について検討する必要がある。

ここでは、流況の変化、水衝部の変化、局所洗掘等に対して、床固めが、どの程度の影響を及ぼすかに主眼をおいて実験を実施した。

実験へ移る前に、床固設置位置を、あらかじめ、 3.44 m 、 3.30 m 、 3.20 m の三ヶ所を選び、それぞれ、第1床固、第2床固、第3床固とした。

第1床固は、わん曲流入部で、第2床固めは、床固めの無い場合には低水路中心に主流部の生じる地点であり、第3床固めは、床固めの無い場合に低水路右岸側に洗掘の生じる地点ということである。

この実験においては、前ケースより、床固周辺の深掘れが大となることが予想されるため附図-3に示した範囲のモルタル床版を 20 cm （現地で 14 m ）下げ、石炭粉の敷厚を 30 cm （現地で 21 m ）とした。

実験で使用した流量は、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7,800\text{ m}^3/\text{s}$ として、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ と $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を10時間、 $7,800\text{ m}^3/\text{s}$ を0.5時間の計20.5時間を、各々の床固めのケースにおいて継続通水した。

5. 実験結果

5-1 実験Iについて(現状実験)

5-1-1 $1,500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合

6時間後の実験水位についてみると、 3.0 K より下流では計算水位より低く 3.0 K より上流では、ほぼ一様に 2.5 cm 高くなっている。

6時間後においても、平面的な砂州形状は最初と変わらず、みお筋沿いの最深河床が強調され、小齊わん曲部の砂州が高くなっている(ここは現地においては、砂利採取で低くなっている部分である)が、この程度の流量では大局的な砂州形状は変化しないと考えられる。

流量のほとんどは、みお筋沿いに流下している。最大流速は、 3.16 K 右岸で 1.8 m/s の値を示しており、 3.32 K 右岸から 3.16 K 右岸低水路法線沿いは、特に他より高い値を示している。

5-1-2 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合

6時間後の水位をみると、 3.16 K より下流で実験水位の方が、計算水位より $30\sim 40\text{ cm}$ 高い値を示している。 3.28 K 付近では、逆に実験水位は、計算水位より 60 cm 程度低い値であり、 3.30 K より上流では、実験水位は、計算水位と同程度の値を示している。

このように、下流での実験水位が高いにもかかわらず上流で水位が下がっているのは、上流のみお筋が低下し、そこに流れが集中したためとも考えられる。

次に6時間後の河床についてみると、この流量でも、縦断的な河床変動及び大局的な砂州形状に変化はなく、みお筋沿いの低下が進んでいる。特に水衝部では最深部河床の低下が激しく、 $3.28\text{ K}\sim 3.24\text{ K}$ 右岸沿いは、現状より約 6 m も深くなっている。その他 3.46 K 右岸及 3.16 K 右岸の凸部においても、局所的に $5\sim 6\text{ m}$ の深掘れが生じている。

6時間後における主流部は、模型上流部から、 3.60 K 右へ向かい 3.50 K で左へ曲がった後、 3.40 K まで左岸沿いに走って、右岸へ向う。特に $3.30\text{ K}\sim 3.40\text{ K}$ にかけて、左岸の砂州の河道中央側に著しく高い部分があって流れは急激に右岸にはねられる形となる。この様子を比較するため、昭和41年6月洪水(丸森流量= $2,620\text{ m}^3/\text{s}$)の洪水流況を写真-①に示す。その後わん曲部右岸沿いに流れ、 3.20 K 付近から左岸へ向かいはじめ、 3.10 K で、左岸沿いの流れとなる。

最大流速は 3.24 K 低水路右岸で 3.0 m/s の値を示しており、 $1,500\text{ m}^3/\text{s}$ と同様に、 3.32 K 右岸から 3.16 K 右岸低水路法線沿いに、高い値を示している。

以上のように、全体に現地の砂州及び河道形状によく合った流れ方を示し、水位も高水敷上の自然堤防の形成に対応するものであること、また附図-4に、現地の護岸状況、写真-②に阿武隈川の平水時の航空写真を示したが、実験で生じた洗掘位置には護岸が施されており、水衝部の位置も同様となっていることなどから、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流量は、この河道の低水路形状を検討する流量として、適切であると判断される。

表-4 現状実験粗度係数算出表

流 量	通 水 直 後						通 水 6 時 間 後				
	断 面 K 標	平均水位 (H)	断 面 積 (A)	径 深 (R)	平均流量 (V)	粗度係数 (n)	平均水位 (H)	断 面 積 (A)	径 深 (R)	平均流量 (V)	平均水位 (n)
		m	m ²	m	m/s		m	m ²	m	m/s	
1500 m ³ /s	364	19395	1451.92	4714	1067		1939	1317.31	4276	1297	
						0.0668					0.0469
	356	1871	1158.65	4435	1677		1887	1886.54	3438	1906	
						0.0388					0.0325
	344	18255	1150	3966	1700		1855	1298.08	4476	1336	
						0.0514					0.0698
	336	1766	1135	3847	1748		1768	1153.85	3911	1690	
						0.0412					0.0369
	328	17185	1139.42	2937	1732		1750	1509.62	3891	0987	
						0.0373					0.0435
	320	16750	985.58	4460	2316		16905	865.38	3915	3004	
						0.0259					0.0264
	316	16645	950	3958	2493		1677	879.81	3666	2907	
						0.0344					0.0339
4000 m ³ /s	300	15305	831.73	2468	3251		1579	980.76	2910	2399	
						0.0289					0.0417
	288	1453	913.46	2975	2696		1470	990.38	3226	2293	
	364	2193	1515	4919	6970		2193	1965	6380	4145	
						0.0329					0.0502
	356	2111	1525	4024	6880		2099	1859.52	4906	4627	
						0.0334					0.0336
	344	20145	1670	6734	5736		20355	1797.08	7246	4955	
						0.0398					0.0385
	336	1962	1800	6102	4937		1983	1736.95	5888	5304	
						0.0421					0.0322
	328	1889	1835	4729	4752		18857	1397.16	3601	8197	
						0.0344					0.0187
	320	1862	2250	10181	3158		1862	1490	6742	7209	
						E					0.0500
	316	18395	1410	5222	8049		1836	1995	7389	4020	
						0.0236					0.0367
	300	1768	1550	4599	6662		1756	1900	5638	4431	
						0.0263					0.0438
	288	17065	1615	5261	6136		16715	2025	6596	3901	

5-2 実験Ⅱについて(第1計画河道実験)

5-2-1 4,000 m^3/s の20時間後の場合

平均的な水位縦断形状は、なめらかで、現状と比べても低水路の大幅な拡幅によってかなりの水位低下が見られる。左右岸の水位縦断形状は、低水路内に形成された砂州に対応して、高低を交互にくり返している。

河床の縦断的な変化を見ると、現状の低水路に比べて極端に幅の広がった小斉わん曲部(3.15 $^\circ$ ~ 3.40 $^\circ$)では、顕著な堆積が生じている。この部分の平面的な堆積状況を見ると、わん曲上流部(3.25 $^\circ$ ~ 3.40 $^\circ$)では、右岸側低水路幅の3/4に相当する堆積域があり、下流部(3.25 $^\circ$ ~ 3.15 $^\circ$)では、低水路左岸側に砂州が形成されている。

みお筋は、わん曲部上流の3.40 $^\circ$ で左岸に向かった流れは、現状ではすぐ右岸へ向かったが、第1計画河道ではそのまま左凸岸沿いに3.30 $^\circ$ までみお筋を形成する。したがってこの区間では右岸の水衝箇所は3.32 $^\circ$ ~ 3.20 $^\circ$ と移動する。3.25 $^\circ$ ~ 3.40 $^\circ$ のみお筋は現状とまったく異なり、その影響は、下流にまでおよび、水衝部の500m程度の流下となって現われている。

これらの結果から、第1計画河道のような、極端な、低水路拡巾を行なった場合、みお筋および、それに伴う水衝部の大巾な変動をきたす恐れがある。また主流幅は新たな砂州の形成によって、現状におけるものとあまり変わりがなくなる傾向を示し、将来、拡巾の効果が減少することも考えられる。したがって、上下流の河道巾や、堤防法線等を軽視したような、極端な河道形状の改造については十分な検討を加える必要があるであろう。

5-3 実験Ⅲについて(第2計画河道)

5-3-1 2,000 m^3/s の10時間後の場合

2,000 m^3/s における水位は、計画断面における計算値より50~100m高い値を示しており、これは河床に生じた砂洲が河道の粗度を大きくしているためであろう。

河床の縦断的变化は、3.46 $^\circ$ から上流では、堆積傾向で、それより下流は、一様に河床低下を示している。その中でも、3.30 $^\circ$ と、2.98 $^\circ$ のように、平均河床の高い部分があるが、これは、そこに形成された高い砂州の影響であると考えられる。

みお筋は、3.38 $^\circ$ ~ 3.34 $^\circ$ 左岸に沿い、そこから3.26 $^\circ$ の右岸に向う流れとなる。3.28 $^\circ$ ~ 3.24 $^\circ$ 右岸沿いは、この流れによって洗掘を生じ、そこの河床砂が下流へ堆積して3.22 $^\circ$ ~ 3.18 $^\circ$ 右岸にかけて、砂州を形成する為、そこでは流れが左岸に向けて曲げられる。3.24 $^\circ$ ~ 3.18 $^\circ$ の左岸沿いに走った流れは、同様にして3.16 $^\circ$ 右岸、3.06 $^\circ$ 左岸へと蛇行して、そのまま、2.94 $^\circ$ まで左岸に沿っている。すなわち、流量2,000 m^3/s の主流部は、わん曲した低水路内において、交互砂州をくり返しながら波長約600mの蛇行を呈することになる。

5-3-2 4,000m³/sの30時間後の場合

通水当初河床一面に生じた砂澱の抵抗によって、水位はかなり高い値を示しているが、時間が経過するとともに、砂州が形成され、砂州上の水深の小さい所では、砂澱が消え、みお筋においては、砂澱高に比べ、水深が大きくなる為、全体として河床抵抗が減少し30時間後では、水位も、計算値と同様の値を示すようになった。このときの粗度係数を計算してみると表-5に示すようにほぼ0.030前後の値となっている。

河床の縦断的な変化を見ると、
上流から堆積(35*より上流)-
洗掘(35*~34*)-堆積(34*
~33*)-洗掘(33.0*~31.0*)
-堆積(31.0*より下流)を交互
に生じ、堆積する箇所は、砂州が
形成され流れが砂州の反対側に偏
る所で、洗掘する箇所は、その流
れが反対側へ折返す所となる。

主流は、35.2*から34.8*まで
右岸沿いに走り、34.6*~34.4*
で左側へ折返し、33.4*まで左岸
沿いに走る。流れの一部は34.0*
付近で左岸高水敷上へのり上げ、
32.6*付近で再び低水路へ落ち
込む。33.4*左岸から、主流部は

32.6*右岸へ向かい、右岸沿いに31.6*まで走って、さらに30.0*左岸へ向かう。31.6*から下流左岸へ
向った流れは、かなりの量が左岸高水敷上へのり上げるため、低水路内掃流力が減少し、30.0*右岸から
下流へ延びる大規模な砂州を形成させることになる。逆に、この砂州が形成されることによって、高水敷
上へのり上げる流れは、さらに大きくなる。

主流線の蛇行は、低水路の蛇行形状に規定されるような形となり、流量2,000m³/sのように蛇行する
低水路内でさらに短い波長の蛇行を示すようなことは無くなる。

低水路内の蛇行波長は、ほぼ6kmと考えられるため、33.0*で右岸に凸、30*で左岸に凸とした後、さ
らに下流27.0*付近で右岸に凸とするような法線形が理想的である。第2計画における低水路法線形状は、
31.0*から下流部が上述のものと異なっている。特にこの区間で言えることは、30.0*付近の低水路位置
をもう少し左岸側へ移動させることによって、この部分の左岸高水敷上へのり上げる流れを緩和させるこ
とができるであろうということである。

表-5 第2計画実験粗度係数算出表

断面 K 標	平均水位 (H) m	断面積 (A) m ²	径 深 (R) m	平均流量 (V) m/s	粗度係数 (n)
36	19.84	2060	5.464	1.942	0.0315
35	19.25	2013.3	4.194	1.987	0.0292
34	18.59	1973.3	3.536	2.027	0.0314
33	18.24	2266.7	4.598	1.765	0.0304
32	17.59	1973	4.002	2.027	0.0335
31	16.94	1995	4.245	2.005	0.0194
30	16.48	1780	3.184	2.247	0.0284
29	15.63	2580	1.665	1.550	

通水30時間後

Q=4,000m³/s

5-3-3 流量 $7800 \text{ m}^3/\text{s}$ の5時間後の場合

水位は計算水位より、 $30 \sim 40 \text{ cm}$ 程度高い値を示している。

河床の縦断的变化の傾向は、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ と同様であるが、 $7800 \text{ m}^3/\text{s}$ では、 31° から上流が $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合より全体的に低い。

みお筋の幅が広くなり、主流部は全体に直線的となる。模型流頭部(37.3°)から 34.6° まで右岸沿いに走った流れは、 34.0° 左岸をかすめるようにして、 32.6° 右岸へ向かう。さらに 31.6° 右岸から 30.6° 左岸へ向かった後、 24.9° 付近から、下流右岸へ折り返す。

左岸高水敷上の流れを見ると、 34.0° 付近で低水路へ落ち込み、それとは別に、 31.6° から左岸へ向かう流れによって 31.0° 付近から左岸高水敷上へのり上げた流れは、 $30 \sim 29^\circ$ で低水路へ落ち込む。左岸高水敷へのり上げた流れの流速は大きく、 30.0° 断面における流速の状況を見ると、低水路内では、 $7800 \text{ m}^3/\text{s}$ の最大の流速は 1.8 m/s 、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ のそれは 2.4 m/s で、高水敷上では $7800 \text{ m}^3/\text{s}$ の最大流速は 1.8 m/s で、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ のそれは 1.2 m/s となっており、 $7800 \text{ m}^3/\text{s}$ では高水敷上でも低水路と同様の値となっていることから、洪水が低水路法線に沿って流下していないことがわかる。

低水路内の主流部の蛇行は、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合よりやや直線的となり、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と同様に 30.0° 付近の低水路を、もう少し左岸側へ移動すれば、そこでの高水敷上への乗り上げを緩和させることができると思われる。

5-4 実験Ⅳについて(砂州カット実験)

水位については、採取前と、ほとんど変化がみられない。

$4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の15時間後において河床高をみると、砂利採取した箇所が、採取前と同様の河床高にもどっていた。

流況については、砂利採取後は 34.0° 左岸からの流れののり上げが少なくなった程度であり、時間の経過とともに、採取前と同様の流況に近づく。

流速についても、砂利採取直後に、採取範囲内で均一な流速分布を示しているが、15時間後には、やはり、採取前と同様の流速分布を示している。

以上のようにこの程度の砂利採取では、大きな状況の変化は見られなかった。これは、採取深さが比較的浅く、採取後もみお筋に流水が集中するという状態をほとんど変化させないからであると考えられる。

5-5 実験Ⅴについて(床固め実験)

床固めの実験結果については、水位及縦断的、平面的河床変動は、床固めの無い場合との比較においても、各床固め位置の比較の上でも、大局的な相異は、あまり見られない。

水位は、 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7800 \text{ m}^3/\text{s}$ の最終状態においては計算水位とほぼ同様の値を示している。

縦断的な河床変動について見ると、35.8°~35.2°で堆積傾向、34.4°~33.2°で洗掘傾向、33.2°~32.6°で堆積傾向、32.0°~30.4°で洗掘傾向、30.2°~29.4°で堆積傾向となっている。

4,000m³/sの10時間後における主流について見ると、上流から34.8°右岸へ向かった流れは、そこで34.0°左岸へとね33.0°まで左岸沿に走っている。34.0°左岸において、低水路の流れの一部が高水敷上へのり上げ、32.6°から31.6°の低水路左岸へと落ち込んでいる。33.0°左岸から主流部は、32.6°右岸へ向かい、31.4°右岸低水路沿いに走り、そこから、31.0°左岸へはねている。

床固付近の局所的な洗掘について見ると、第2、第3床固では、床固の無い状態と比べて有意な差はみられないが、第1床固(34.4°)の直上流においては4,000m³/sの10時間後に、平均4m程度洗掘され最大洗掘深は10mとなっている。これは第1床固めは、右岸から岩が張り出している狭窄部で床固めにより河床低下が妨げられているため、掃流力の増加と、流水の集中を生じて、顕著な現象となったものと思われる。

以上のようなことから、阿武隈川小齊わん曲部において計画されている床固めは、天端が河床高と同じであるため、砂州及それに伴う低水路内の洪水の蛇行等に対して、影響が少なく、床固周辺の局所洗掘も第1床固めを除いて、あまり問題にはならない。

6. ま と め

1. 現状の $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の流量を使用した実験結果は、全体的に現地の砂州及河道形状によく合った流れ方を示し、水位も高水敷上の自然堤防の形成に対応するものであることなどから、この流量が、河道の低水路形状を検討する流量として、適切であると判断される。
2. 第1計画河道のような極端な低水路拡巾を行なった場合、みお筋及、それに伴う水衝部の大巾な変動をきたす恐れがある。また主流幅は、新たに砂州の形成によって、現状におけるものとあまり変わりなくなる傾向を示し、将来、拡巾の効果が減少することも考えられる。以上のことより、第1計画河道のような上下流の河道巾や、堤防法線では過大な拡巾計画であると思われる。
3. 第2計画において、低水路内の蛇行波長は、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 及 $7,800\text{m}^3/\text{s}$ でも同様で、ほぼ 6km と考えられるため、 33.0° 付近で右岸、 30° 付近で左岸、 27° 付近で右岸の各々の箇所を凸形とした低水路法線形状が理想的と考えられる。第2計画低水路法線形状は、 31.0° から下流部が上述のものと異なり、その低水路位置を、もう少し左岸側へ移動させることによって、この部分の左岸高水敷上への乗り上げを緩和することができると考えられる。
4. 阿武隈川の小齊わん曲部における砂利を採取しての実験結果では、大きな状況の変化が見られなかった。
5. 阿武隈川小齊わん曲部において計画されている床固めは天端が河床高と同じであるため、砂州及それに伴う低水路内の蛇行等に対して影響が少ない。設置位置については、局所的洗掘からみると、第1床固めよりは、第2、第3床固めの方が良いと思われる。

あ と が き

本報告書は、土木研究所鹿島試験所において、昭和50年、52年、53年にわたる検討結果を取りまとめたものである。

土木研究所での担当者は

土木研究所鹿島試験所長

研 究 員

馬 場 洋 二 技官

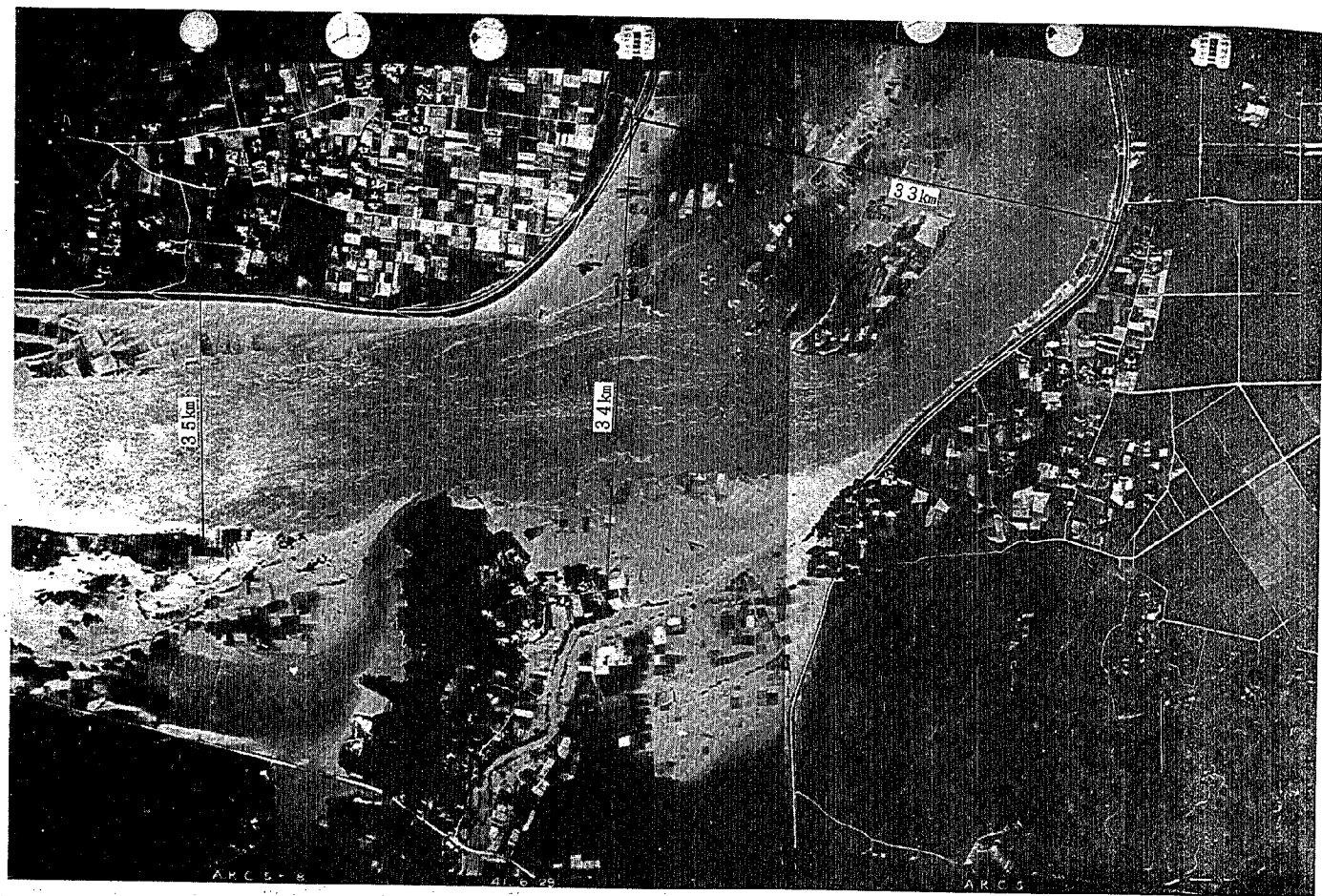
深 見 親 雄 技官

坂 野 章 技官

実験実施者は、建設技術研究所である。

昭和53年3月

写真集



写真一 昭和41年6月洪水流況写真

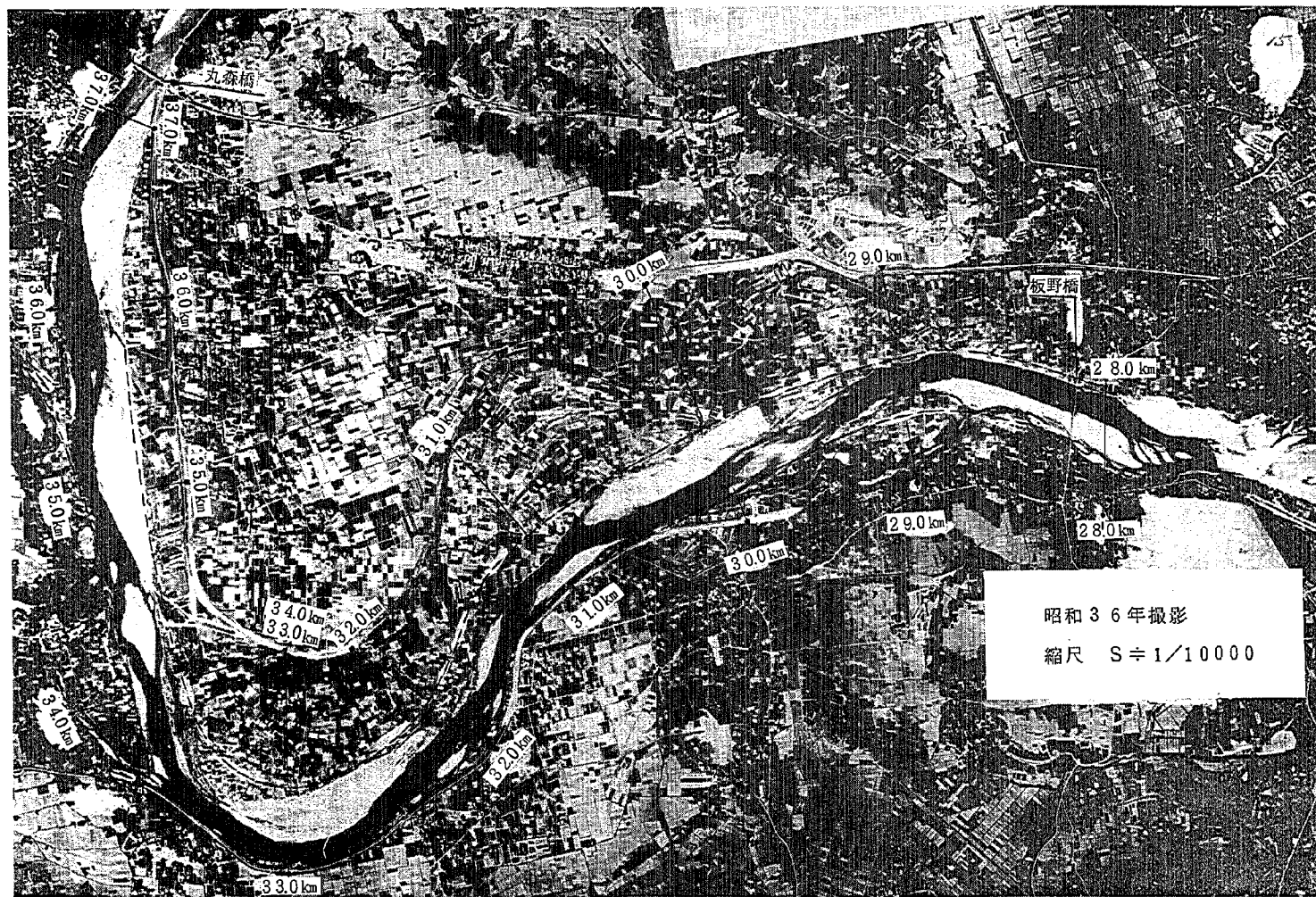


写真-2 阿武隈川平水時航空写真

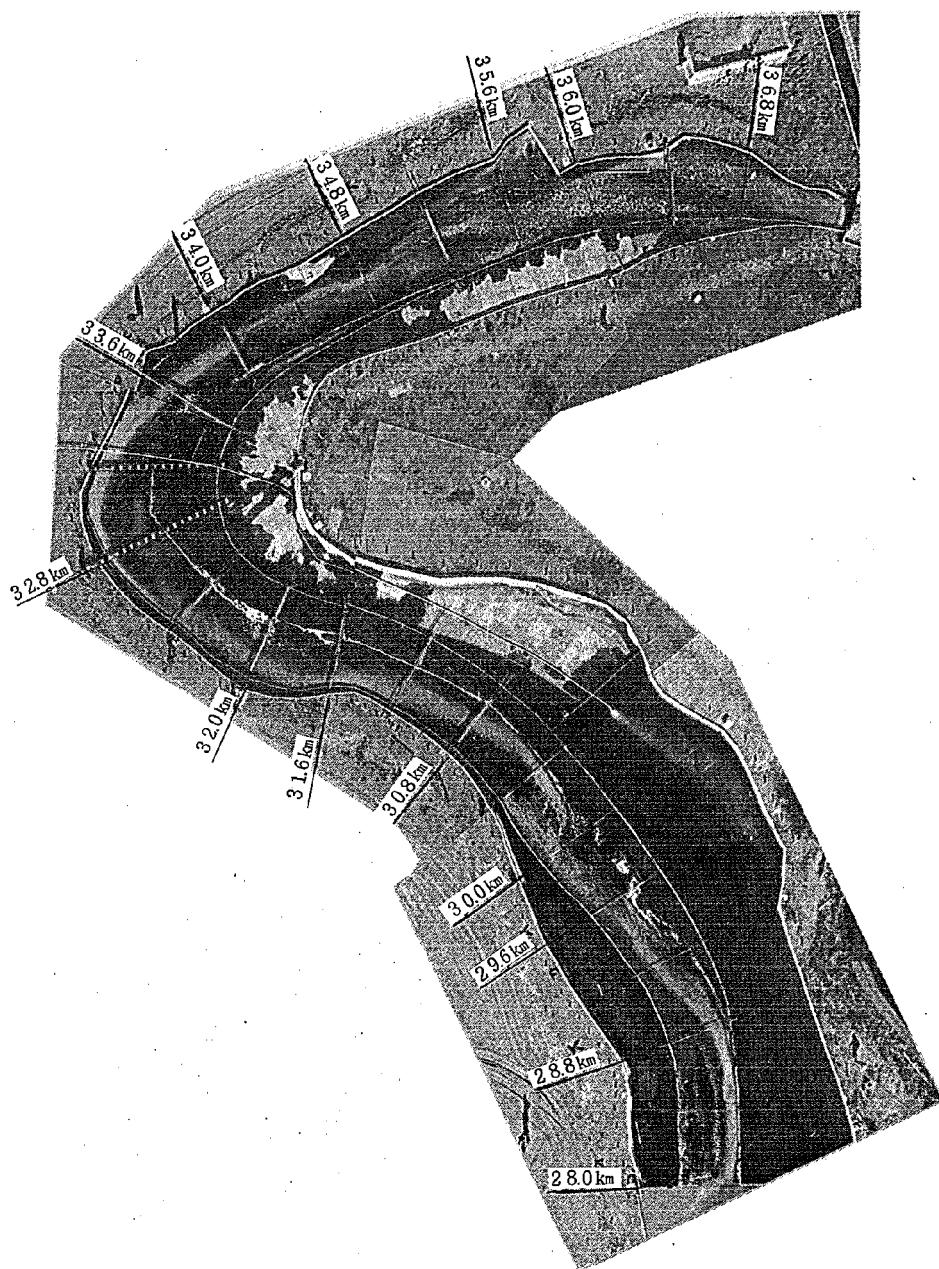


写真-3 実験 I $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を 6 時間通水後の河床状態

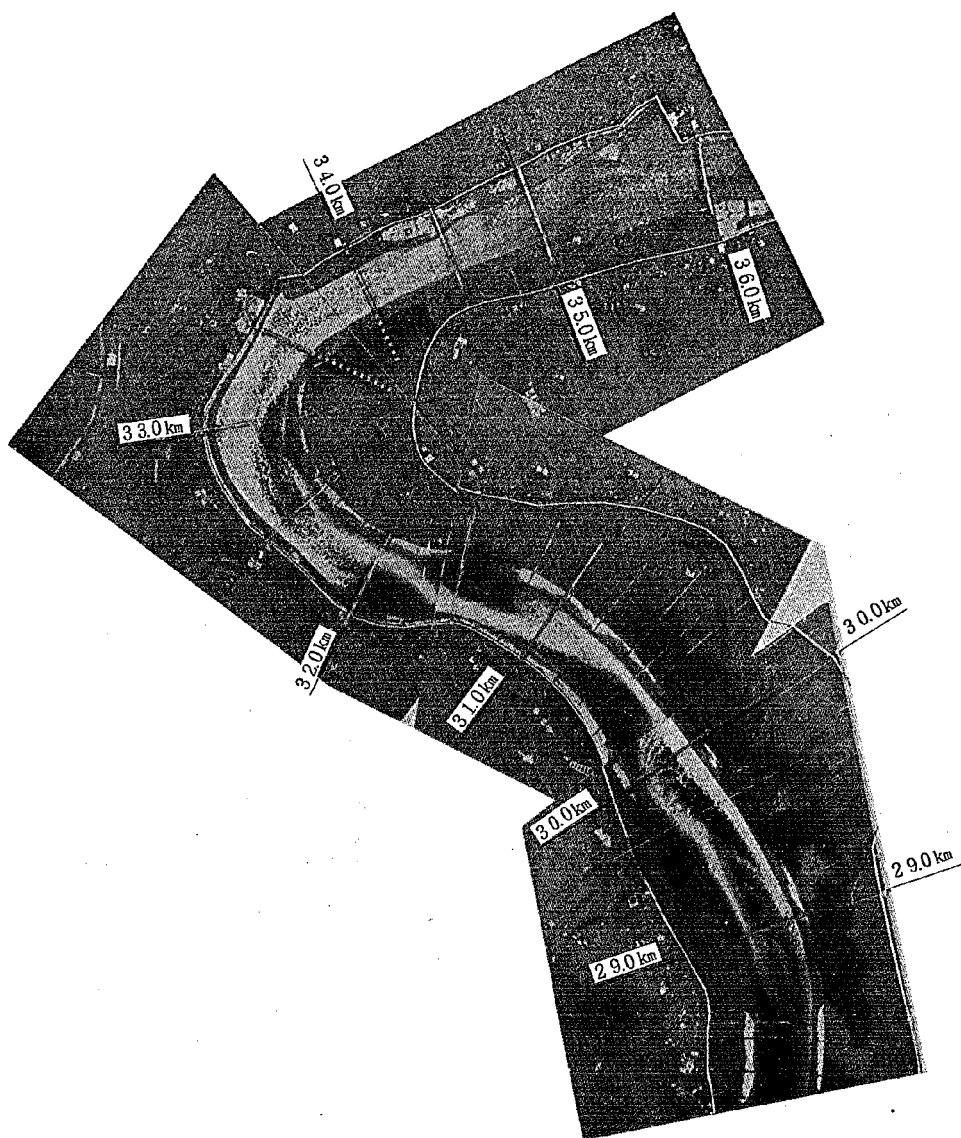


写真-5 実験Ⅲ-1 2,000 m³/secを10時間通水後の河床状態

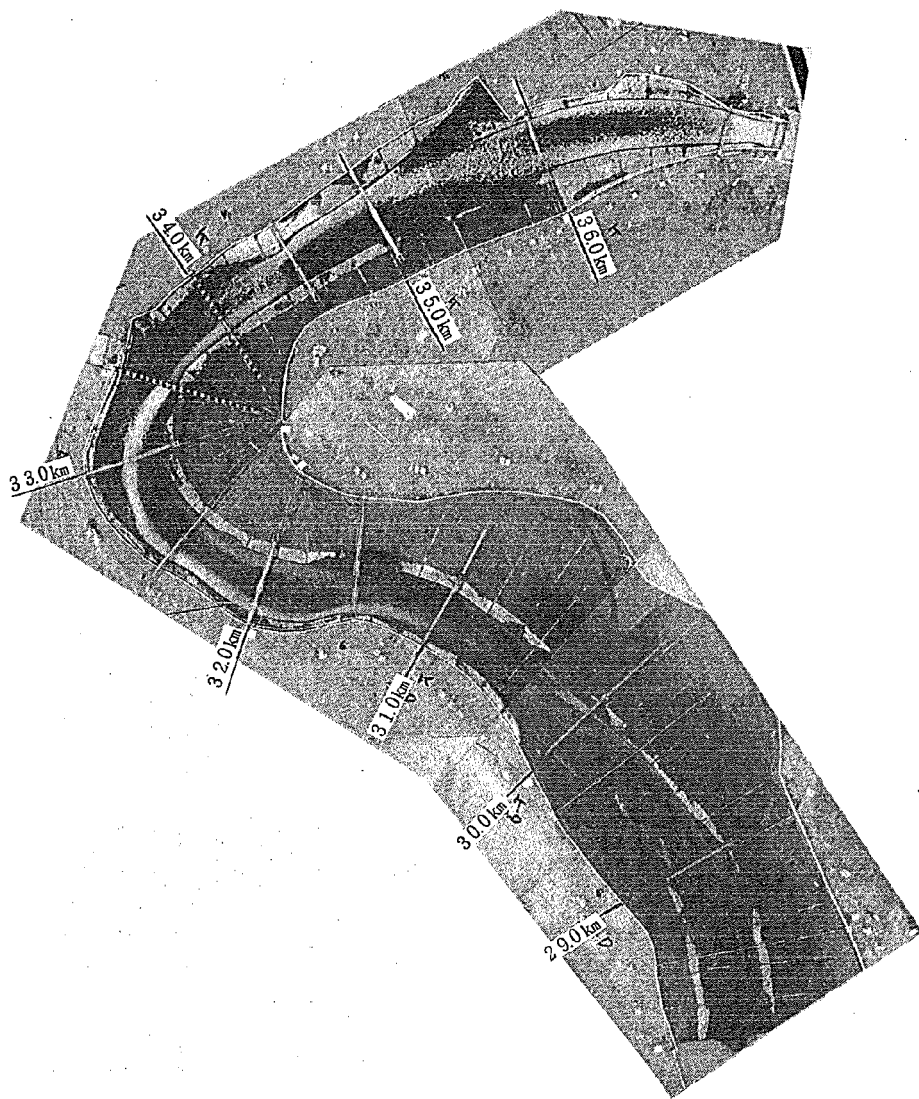
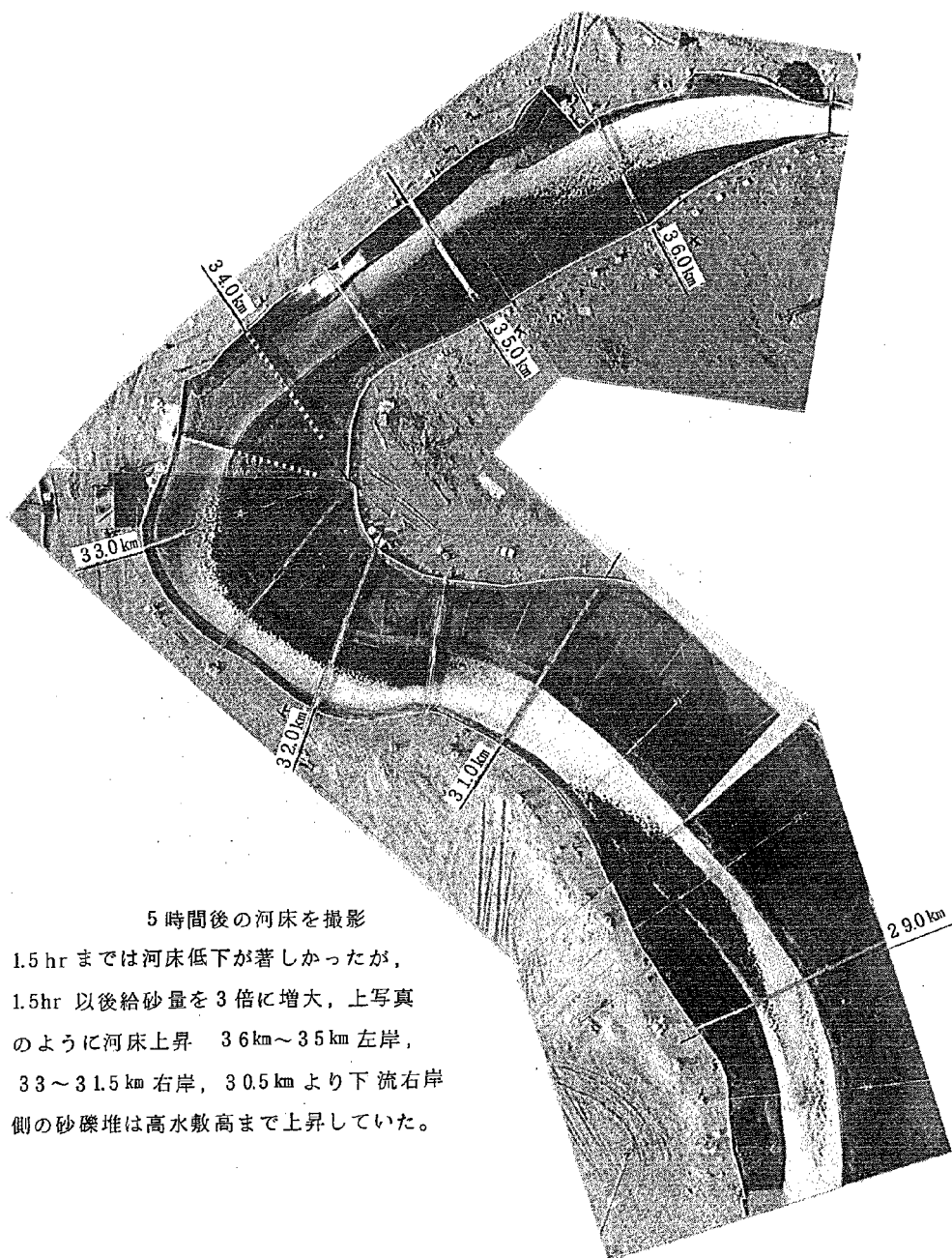


写真-6 実験Ⅲ-2 $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を30時間通水後の河床状態



5 時間後の河床を撮影
 1.5 hr までは河床低下が著しかったが、
 1.5hr 以後給砂量を 3 倍に増大、上写真
 のように河床上昇 36km~35km 左岸、
 33~31.5 km 右岸、30.5 km より下流右岸
 側の砂礫堆は高水敷高まで上昇していた。

写真-7 実験Ⅲ-3 $7.800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を 5 時間通水後の河床状態

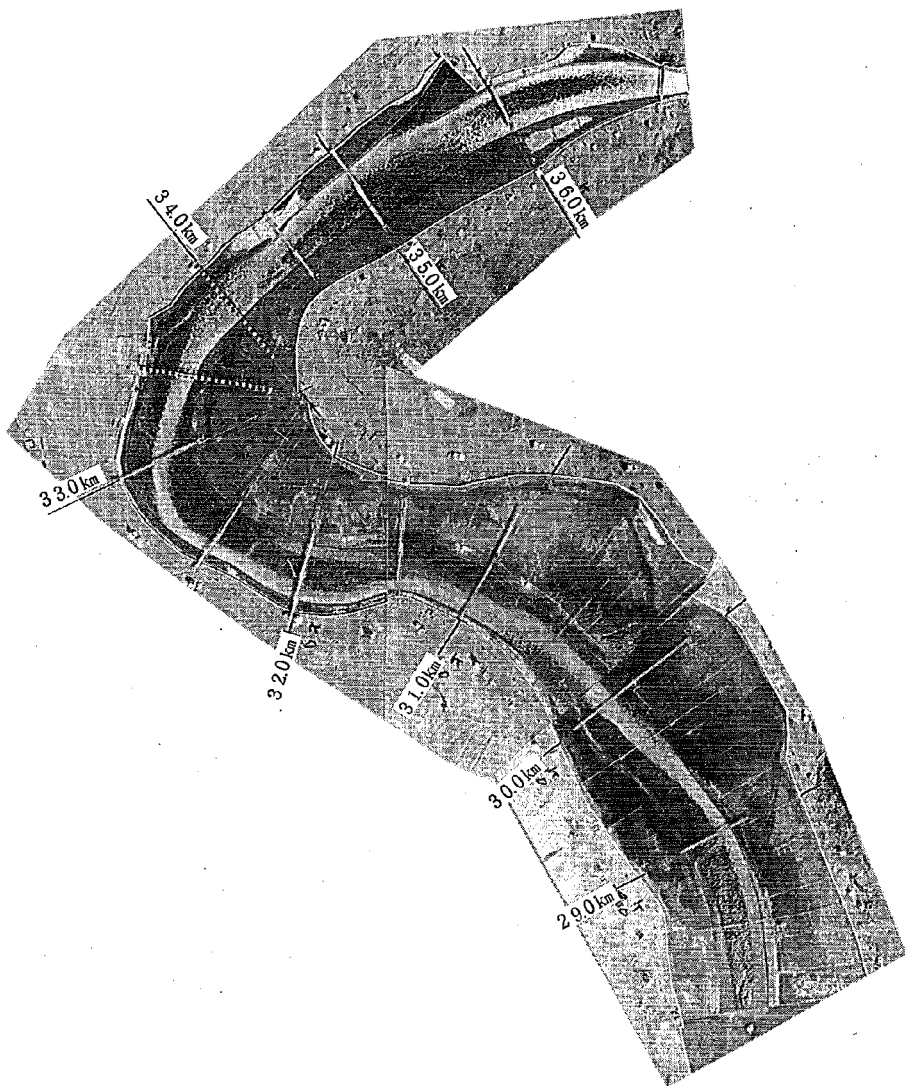


写真-8 実験Ⅳ $4,000\text{m}^3/\text{sec}$ を15時間通水後の河床状態

附 圖

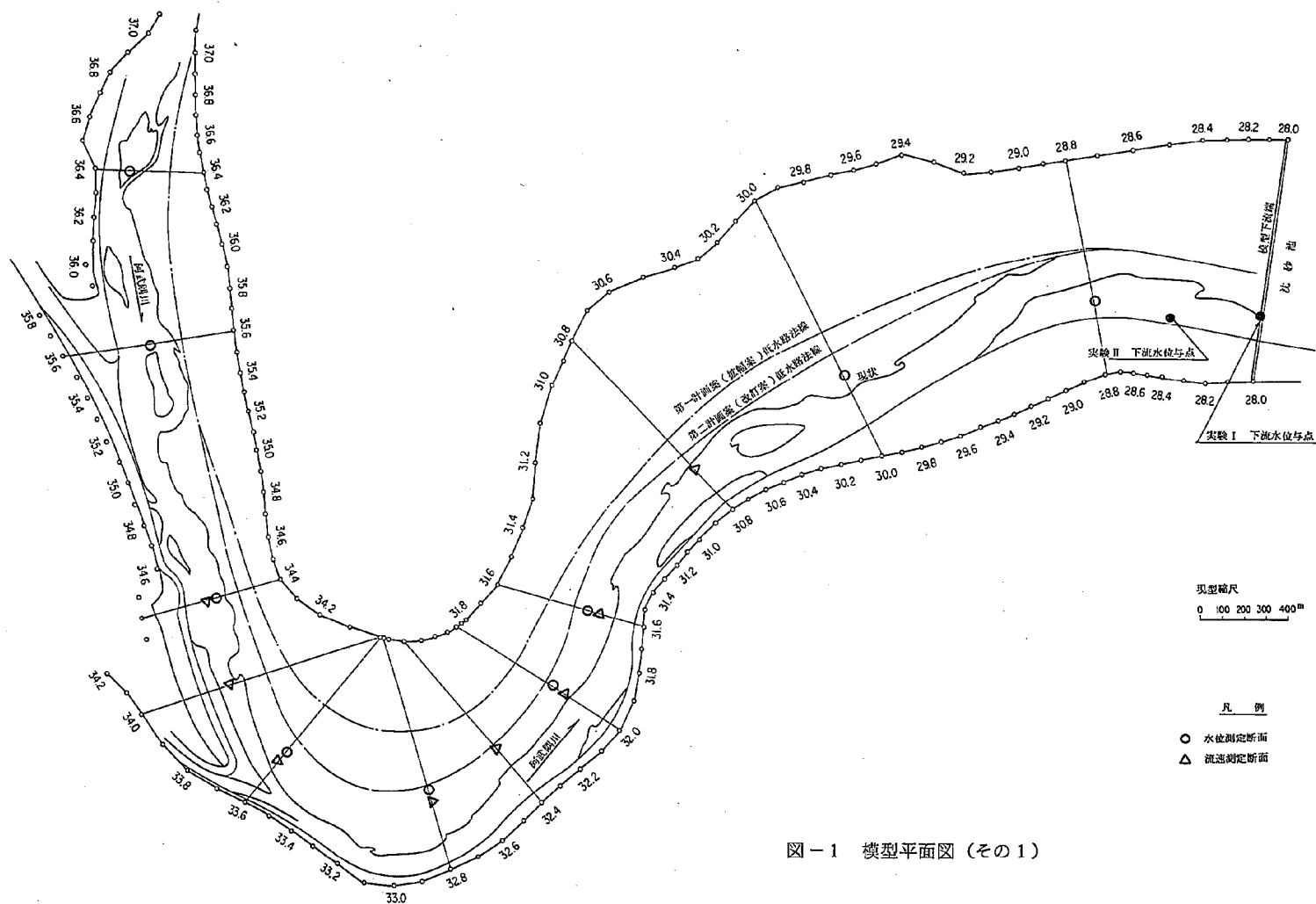


図-1 模型平面図 (その1)

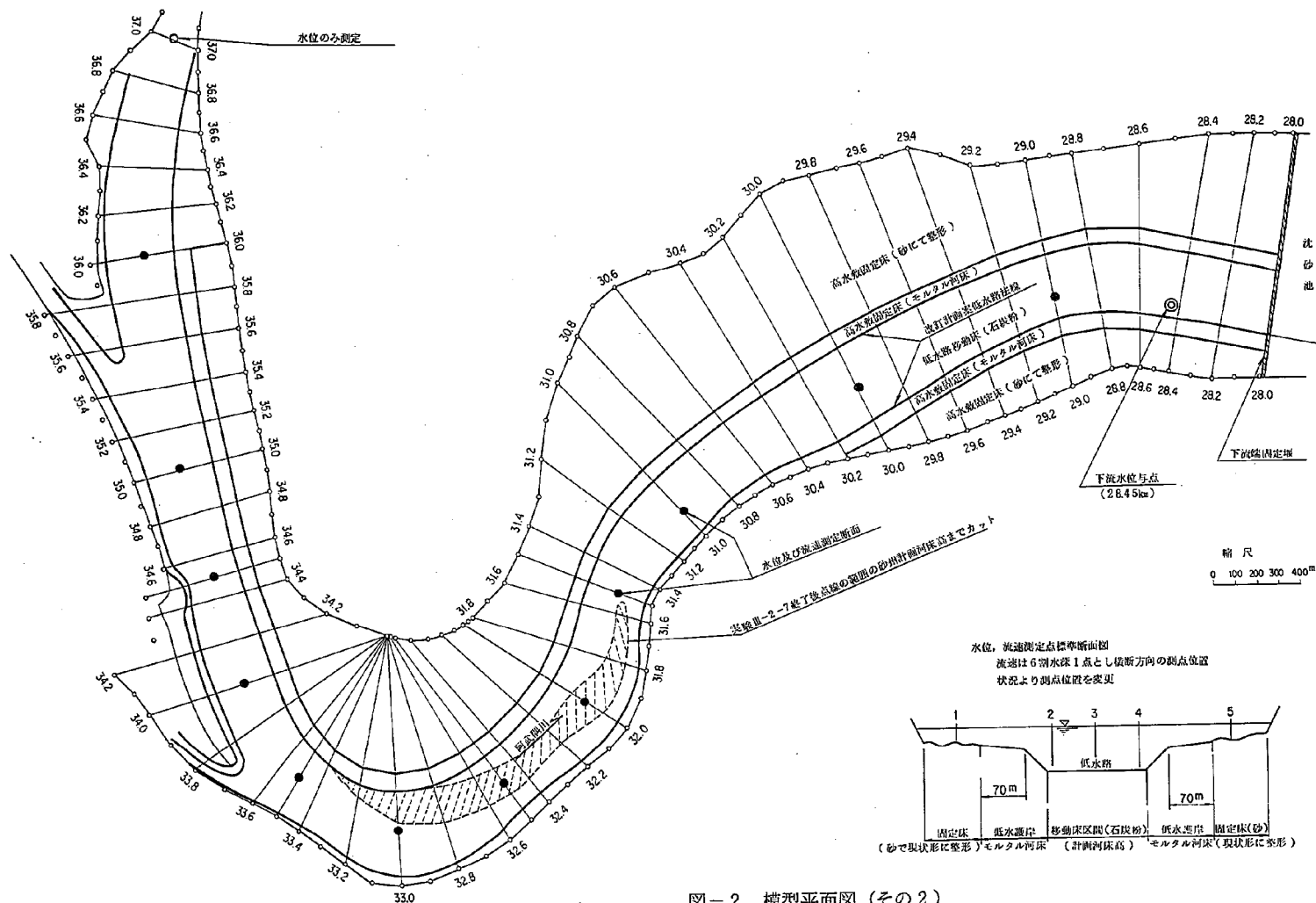


図-2 模型平面図 (その2)

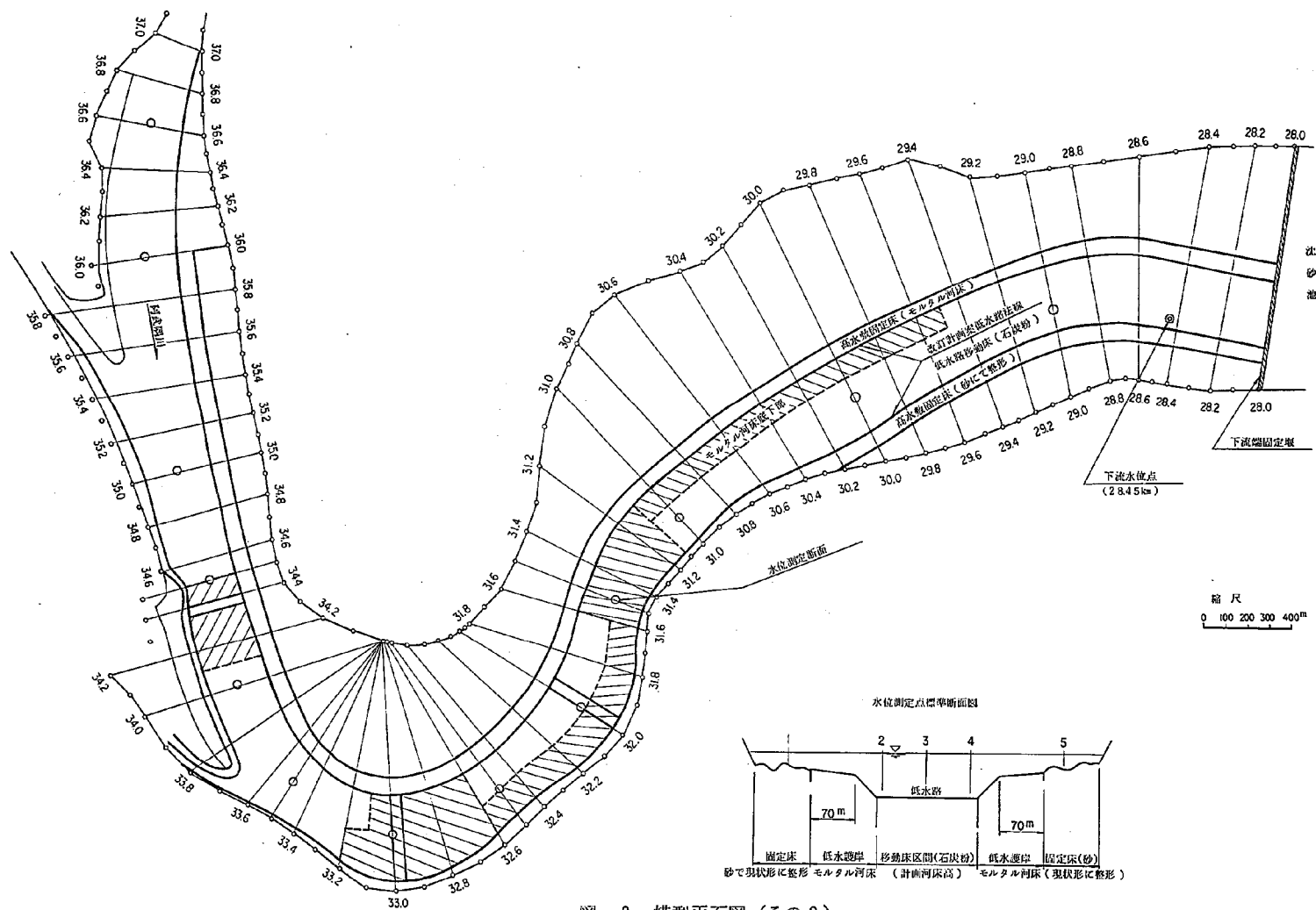


図-3 模型平面図 (その3)

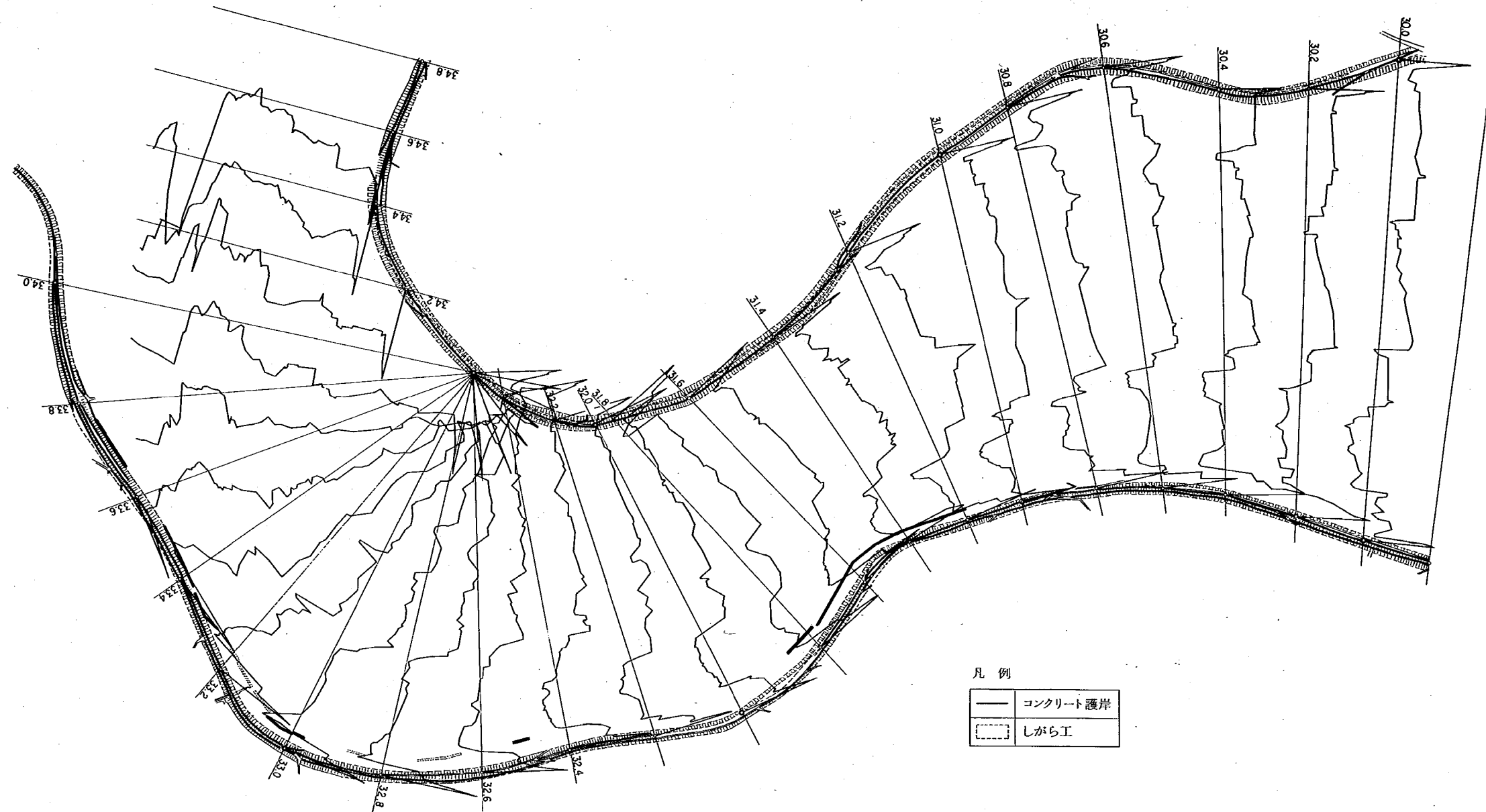


図-4 阿武隈川護岸状況図

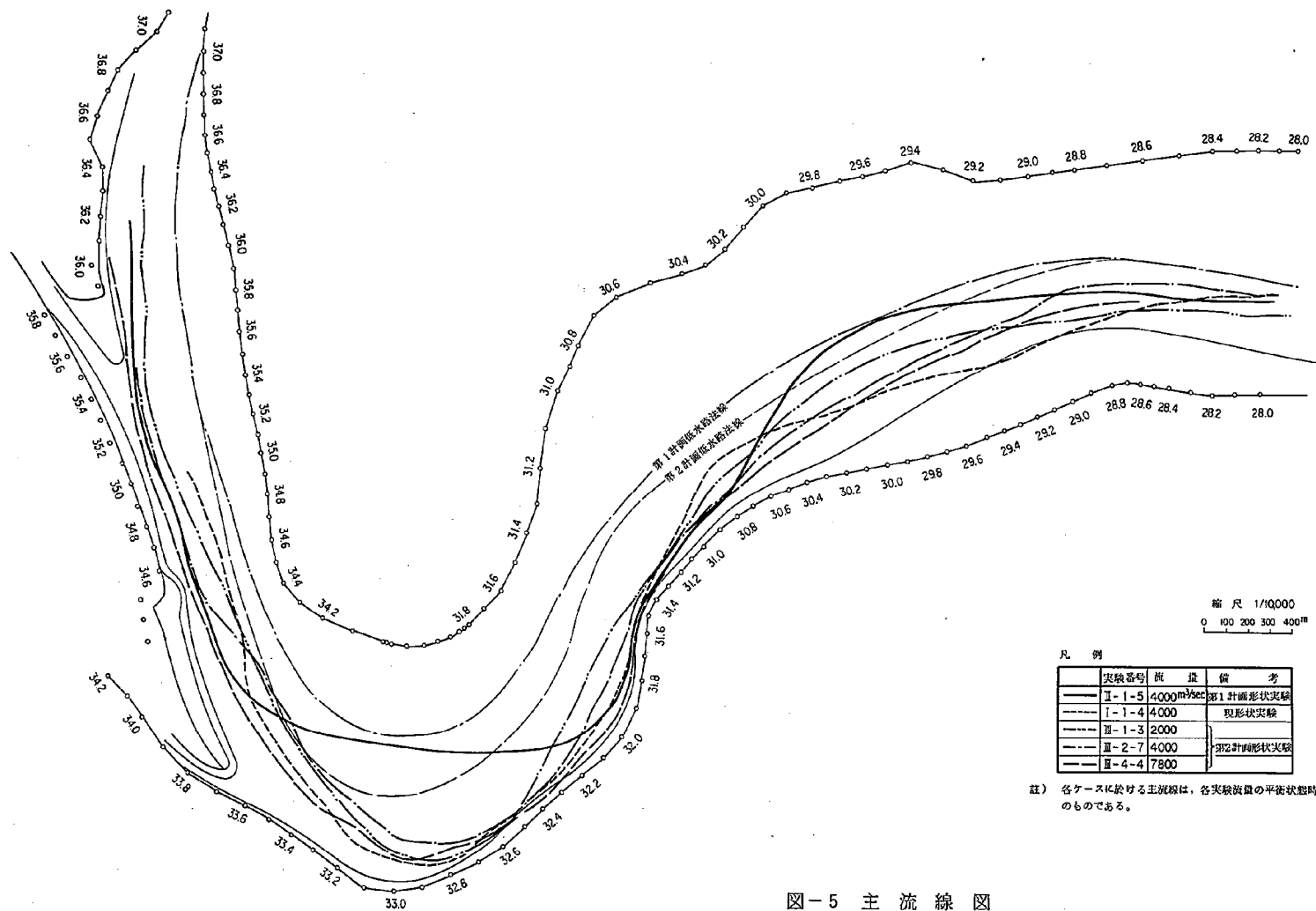


図-5 主流線図

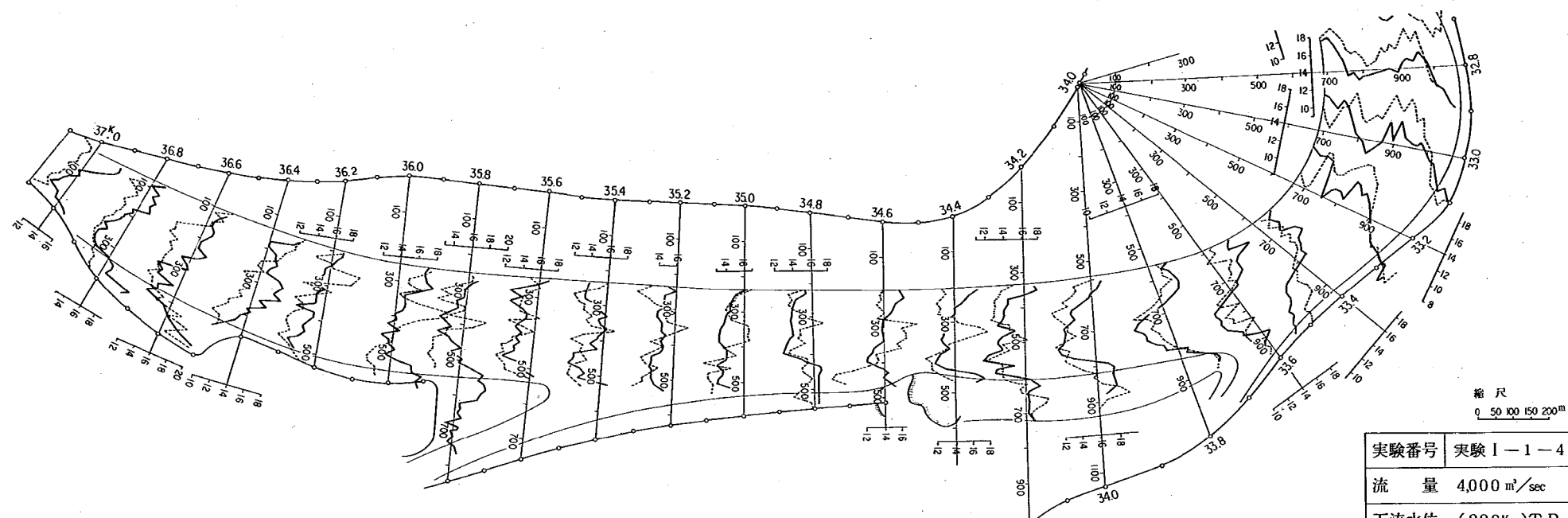


図 - I - 1 実験 I 河床変動図

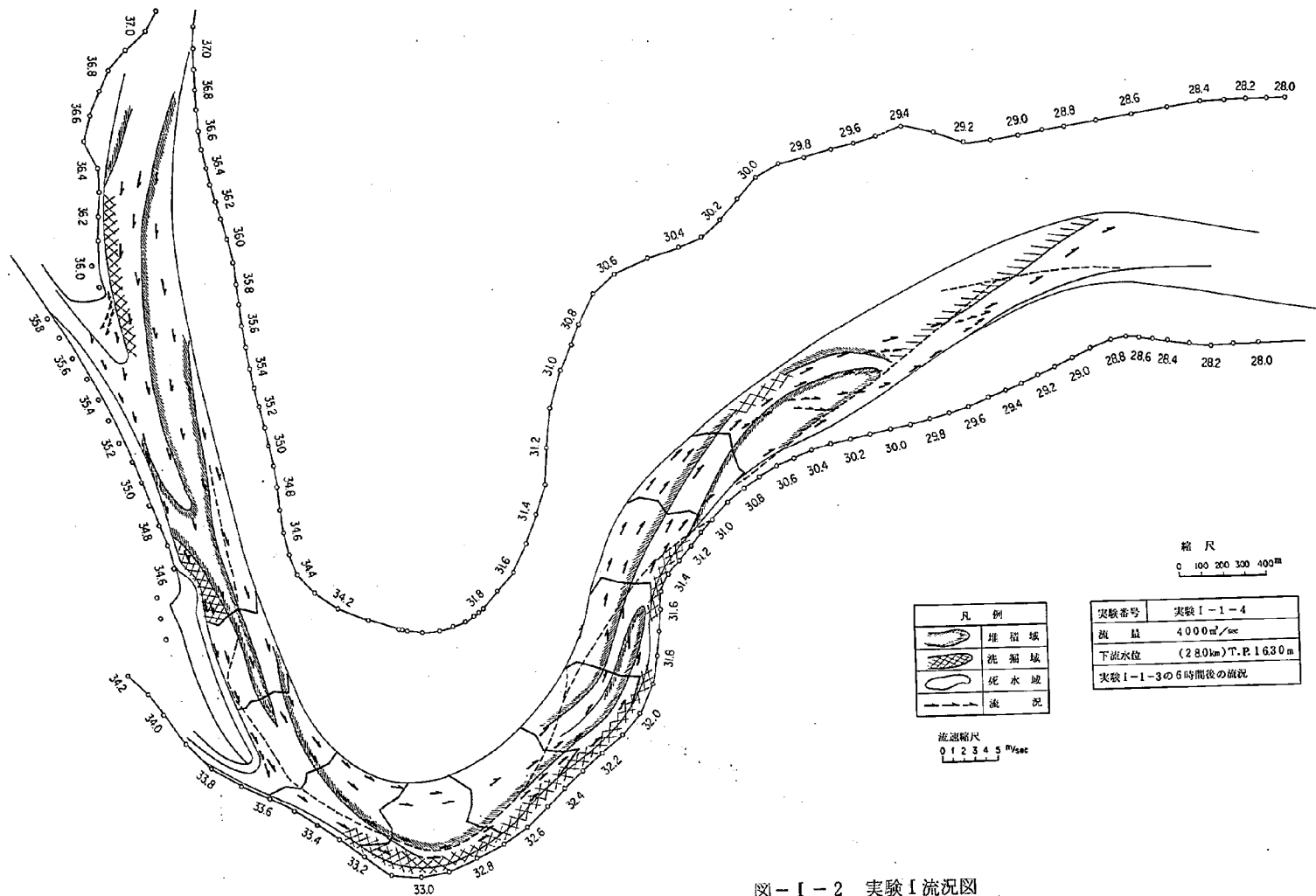
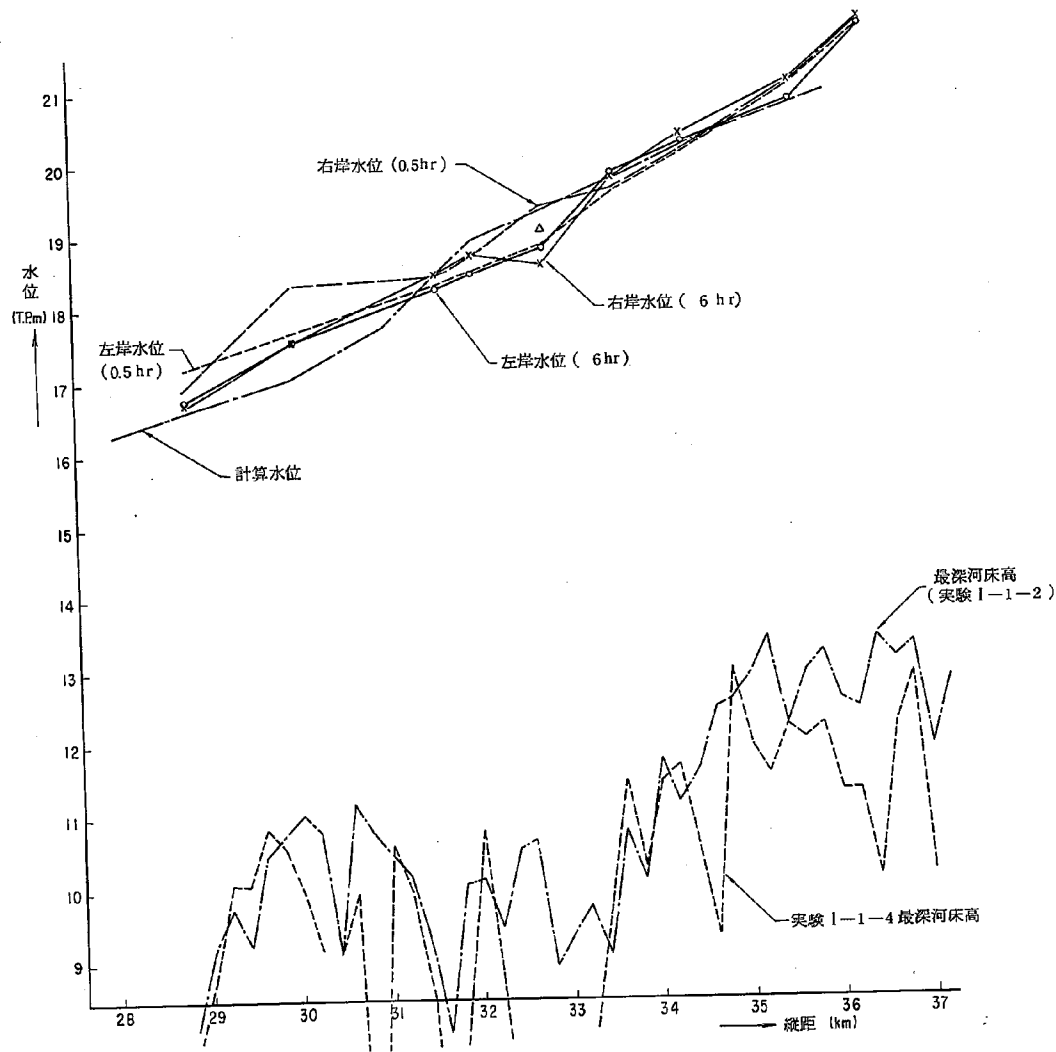
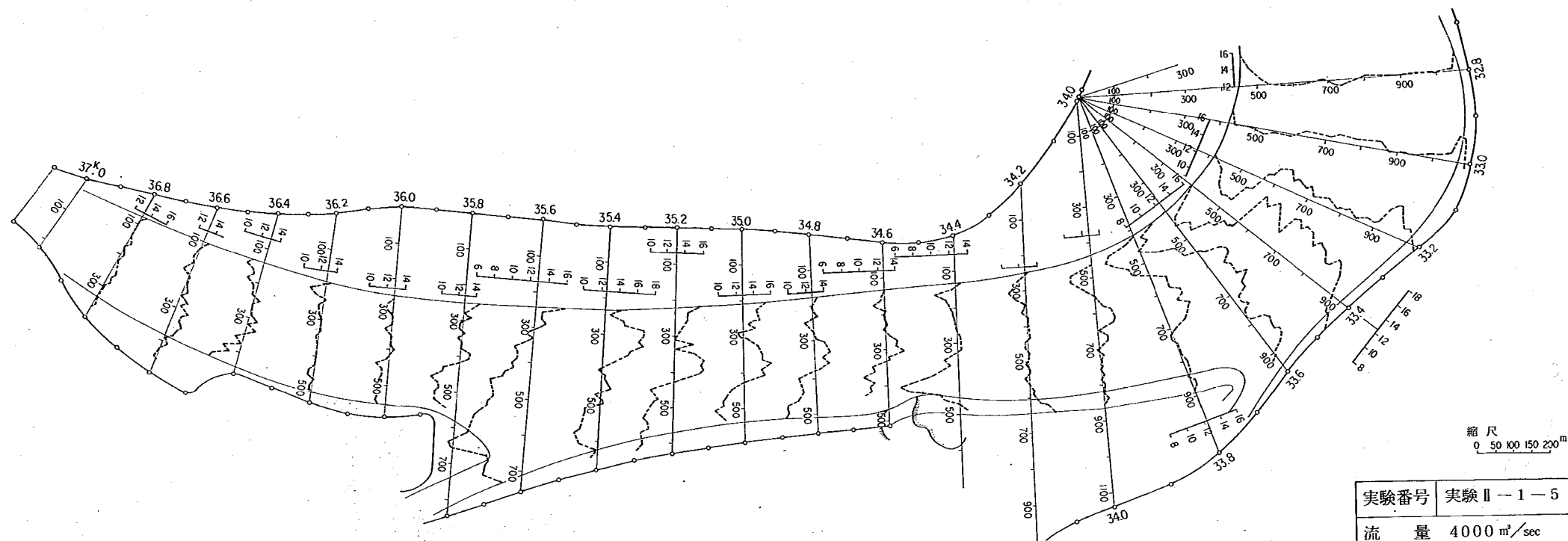


図 - I - 2 実験 I 流況図



Q = 4000 m ³ /sec				
測定時間		0.5 hr		6 hr
下流水位	断面 k	1630	1630	
断面	測点	水位		
k				
364	左岸	2188	2188	
	右岸	2198	2198	
356	左岸	2111	2083	
	右岸	2111	2115	
344	左岸	2013	2030	
	右岸	2016	2041	
336	左岸	1960	1985	
	右岸	1964	1981	
328	左岸	1888	1884	
	右岸	1840	1911	
320	左岸	1855	1848	
	右岸	1869	1876	
316	左岸	1834	1827	
	右岸	1845	1845	
300	左岸	1768	1756	
	右岸	1768	1756	
288	左岸	1719	1675	
	右岸	1694	1668	

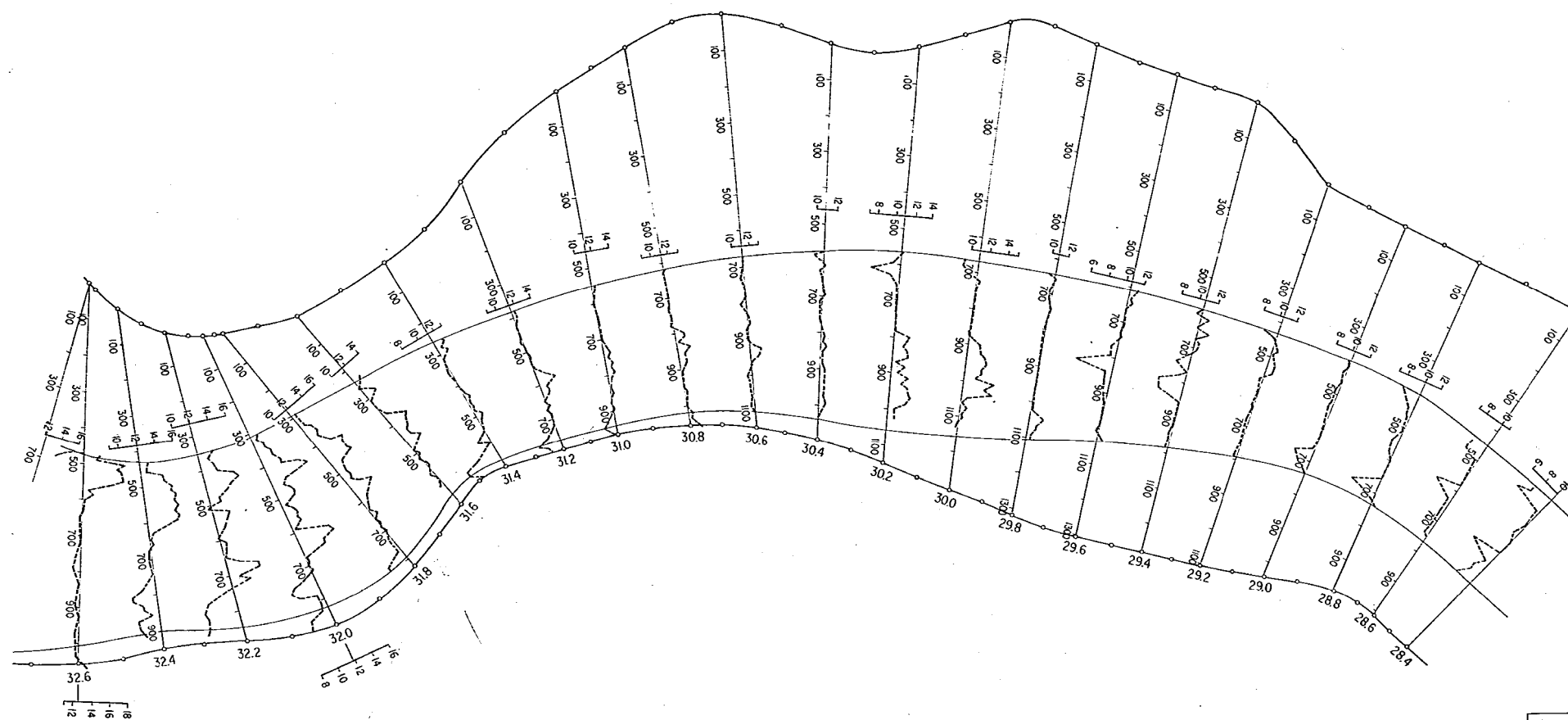
图-1-3 实验 I 水位纵断面



縮尺
0 50 100 150 200 m

実験番号	実験Ⅱ-1-5
流量	4000 m ³ /sec
下流水位	(28.45Km) T.P. 15275 m
通水	20時間後

図-Ⅱ-1 実験Ⅱ河床変動図



実験番号	実験Ⅱ-1-5
流量	4000 m ³ /sec
下流水位	(2845km) T.P. 15275 m
通水	20時間後

図-Ⅱ-1 実験Ⅱ河床変動図

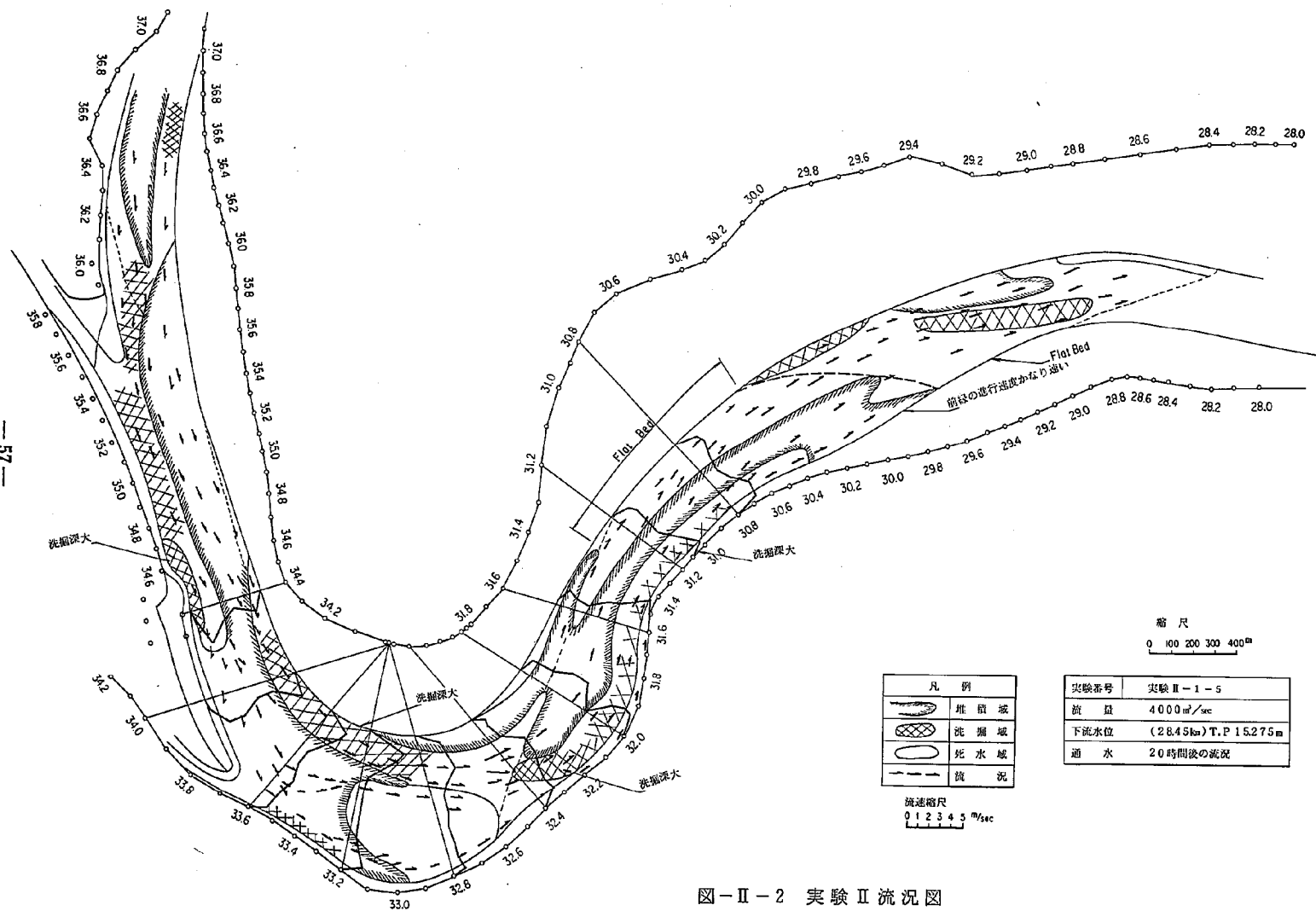
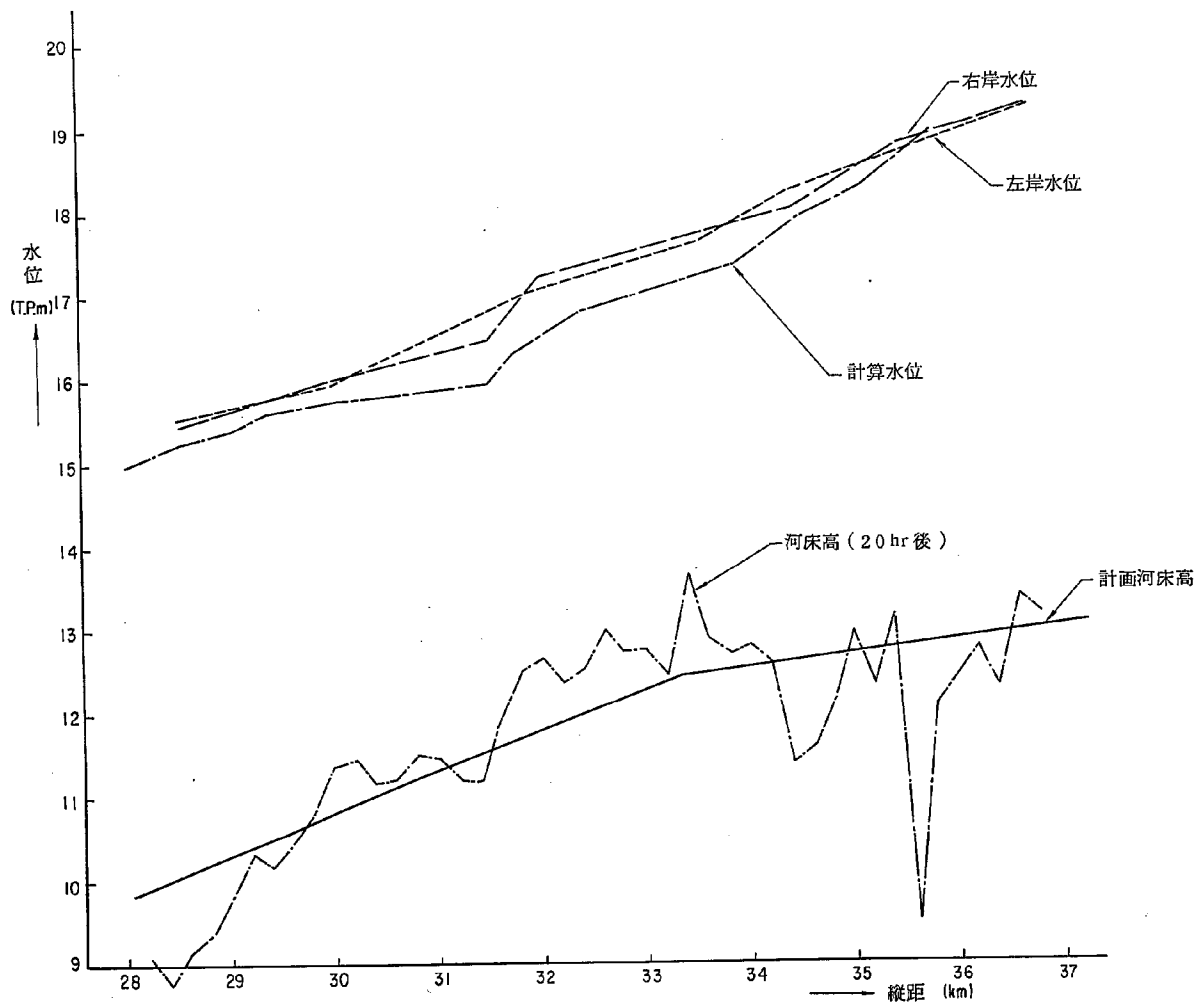
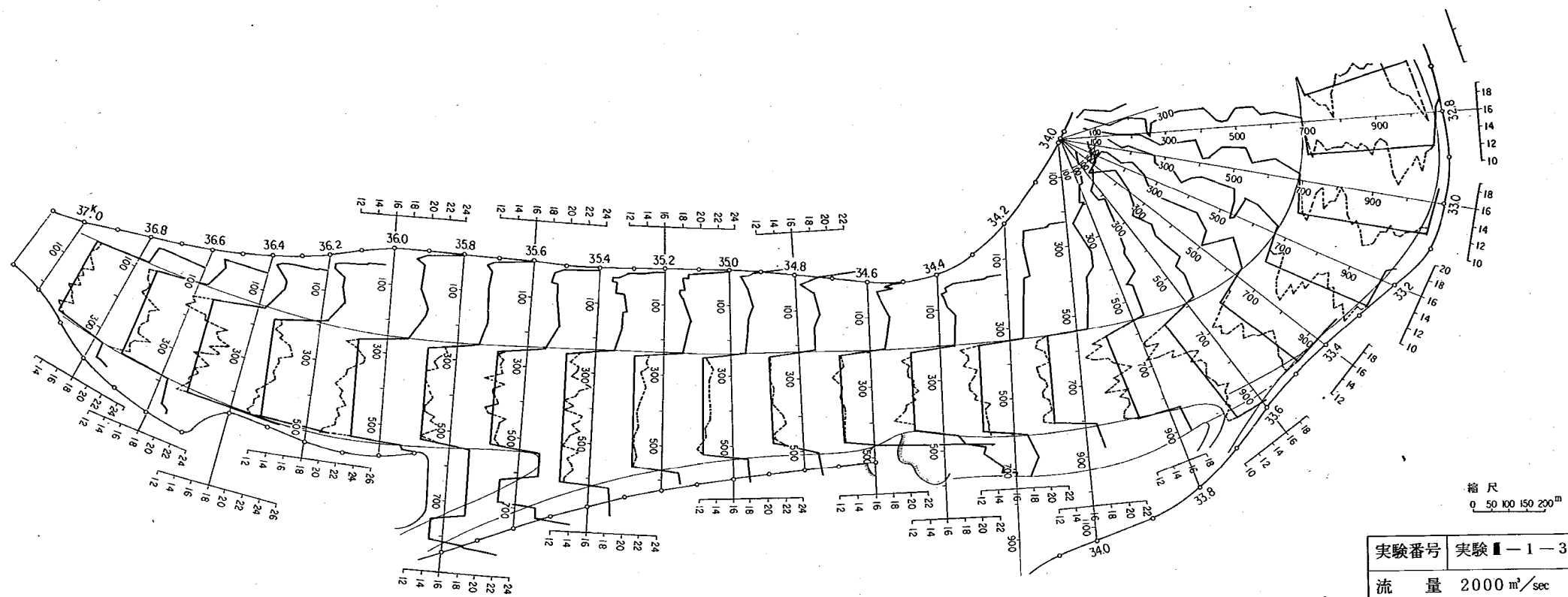


図-Ⅱ-2 実験Ⅱ流況図



$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$		
下流水位	断面	水位
	28.45	15.275
断面	测点	水位
36.8	左岸	19.26
	右岸	19.32
35.5	左岸	18.76
	右岸	18.81
34.4	左岸	18.24
	右岸	18.03
33.6	左岸	17.68
	右岸	17.78
32.8	左岸	17.36
	右岸	17.50
32.0	左岸	17.10
	右岸	17.22
31.5	左岸	16.80
	右岸	16.49
30.0	左岸	15.96
	右岸	16.00
28.5	左岸	15.58
	右岸	15.44

图 - II - 3 实验 II 水位纵断面图



実験番号	実験Ⅲ-1-3
流 量	2000 m ³ /sec
下流水位	(28.45Km)T.P. 13.577 m
——	実験前
-----	実験 10 時間後

図-Ⅲ-1-1 実験Ⅲ-1河床変動図

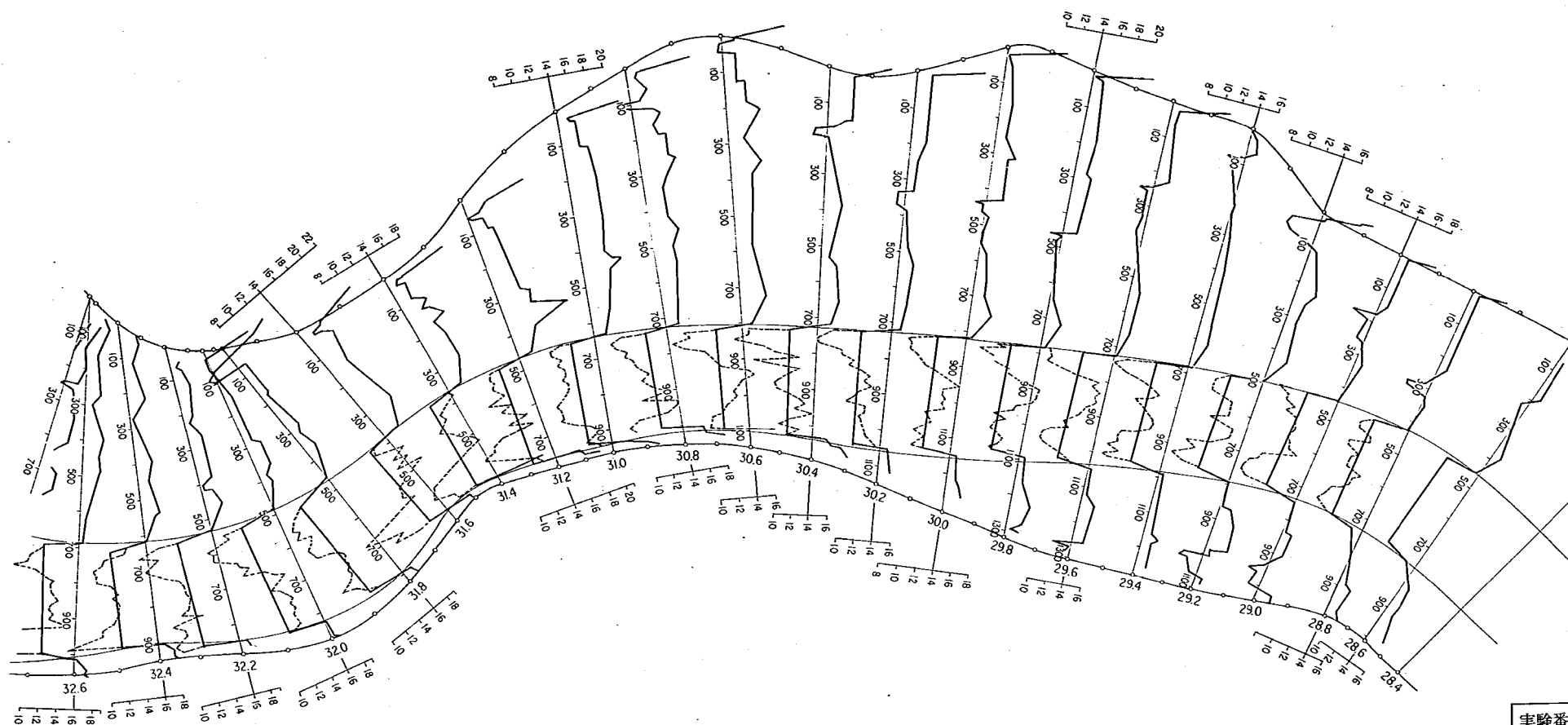
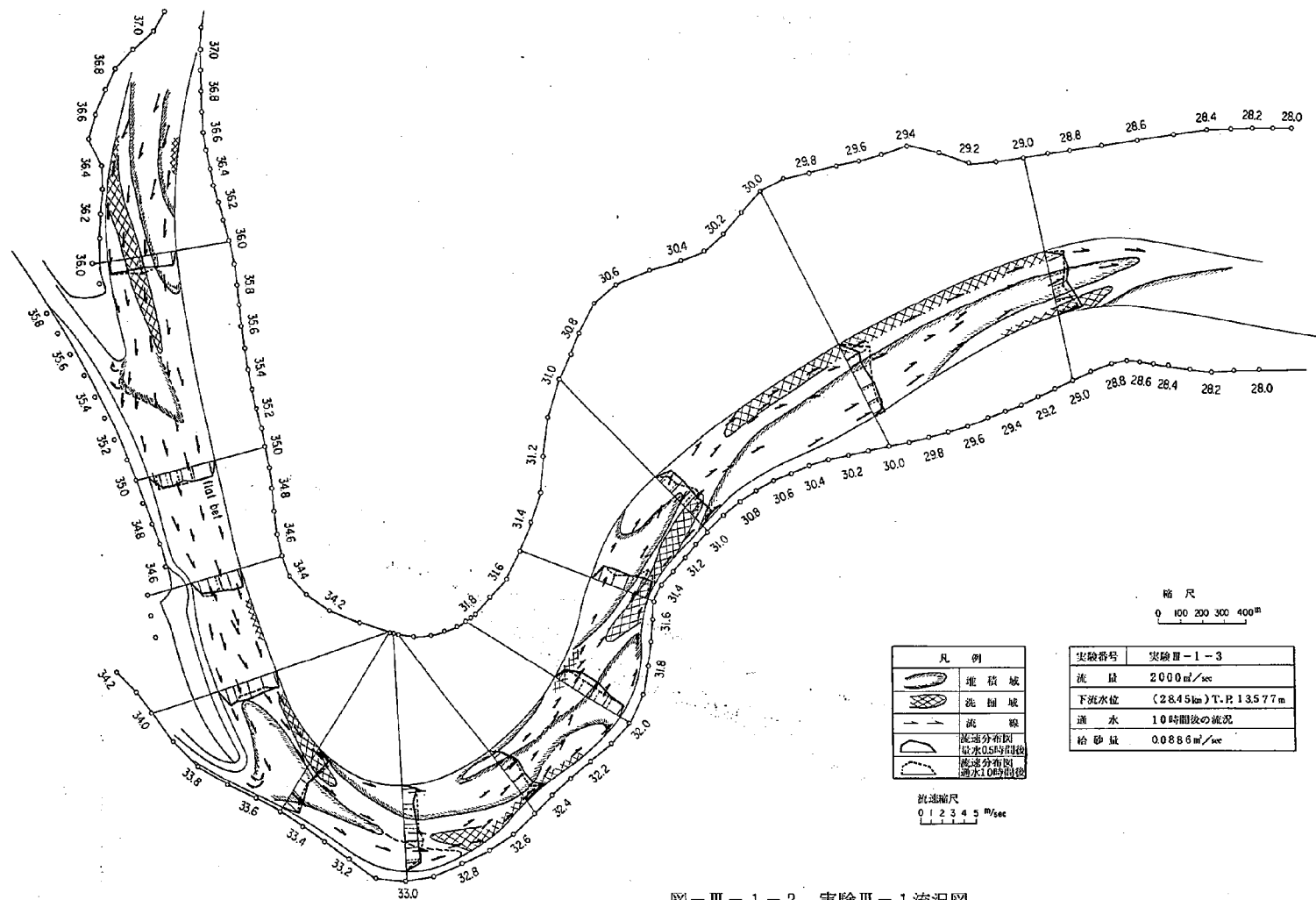
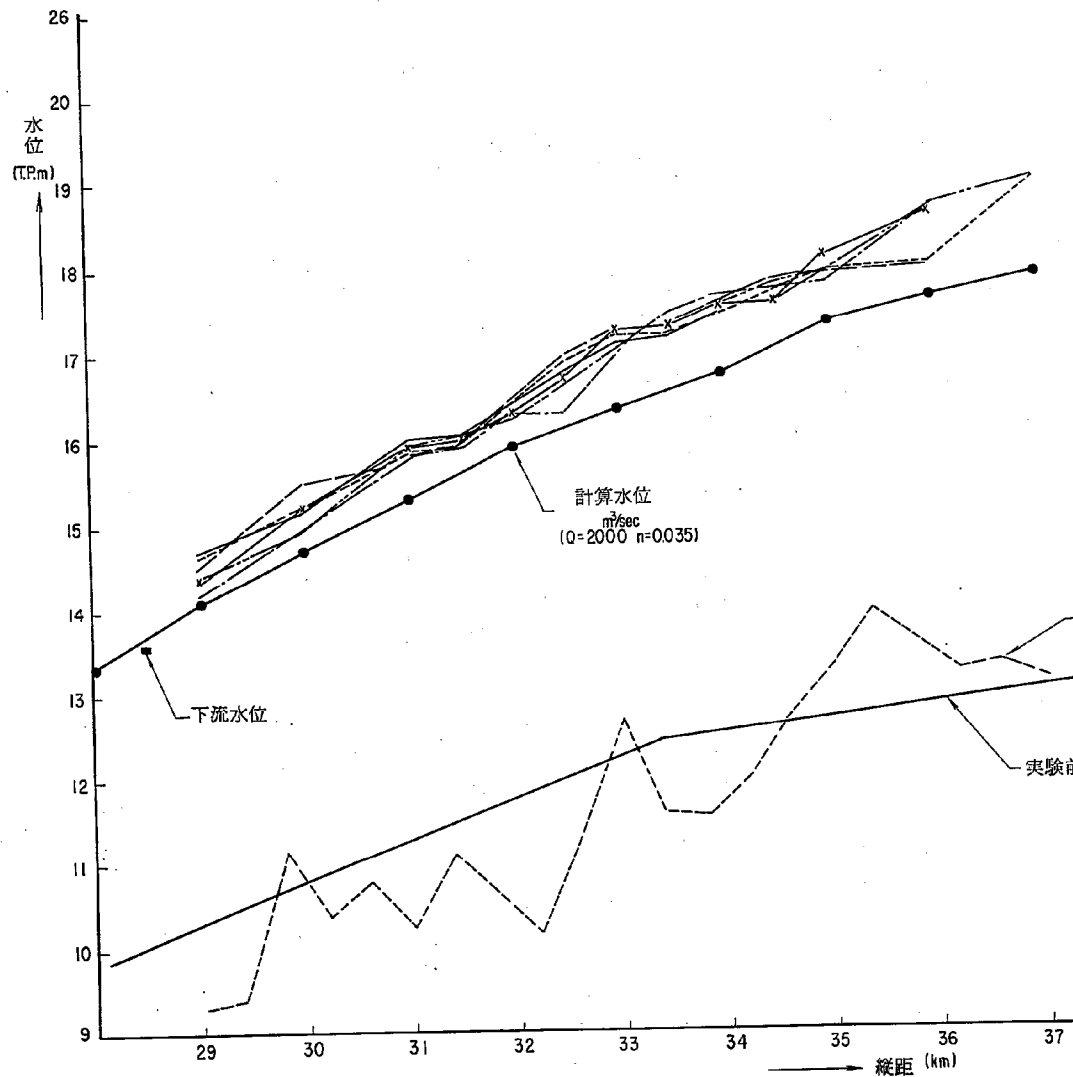


図-Ⅲ-1-1 実験Ⅲ-1河床変動図



実験番号	実験Ⅲ-1-3
流 量	2000 ml/sec
下流水位	(28.45m) T.P. 13.577m
通 水	10 時間後の流況
給 砂 量	0.0886 m ³ /sec

図-Ⅲ-1-2 実験Ⅲ-1 流況図



実験Ⅱ-1, $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 下流水位 (28.45 km) T.P. 13.577 m
 合計 1.0 時間通水

凡 例 (水位縦断面図)

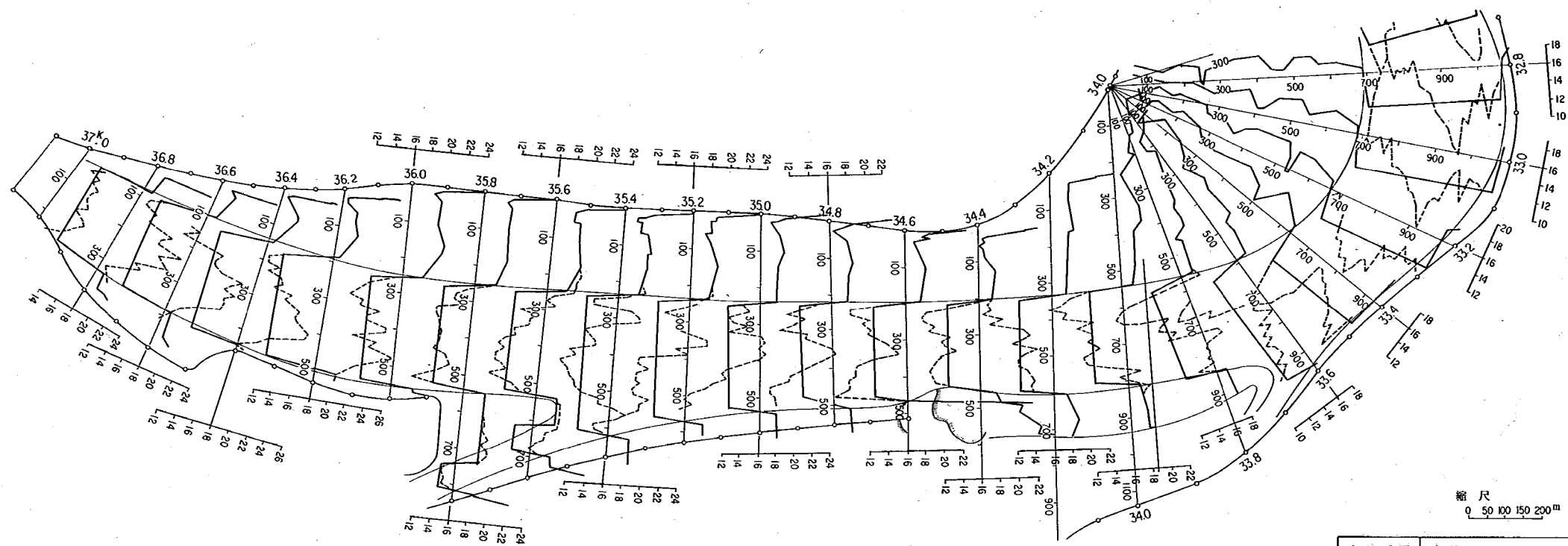
通水 0.5 時間目の水位

—— 低水路左岸
 - - - 中央
 - - - 右岸

通水 1.0 時間目の水位

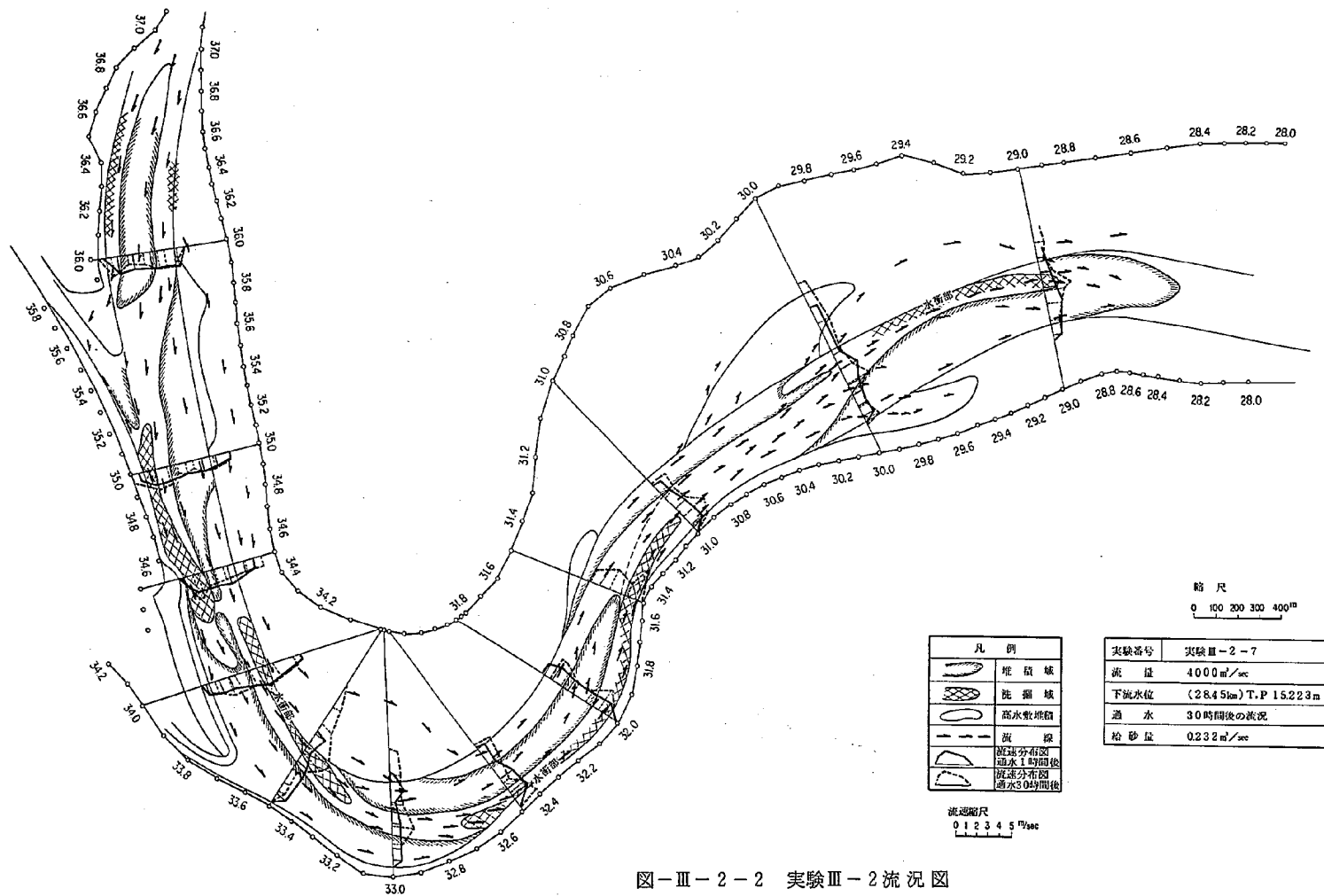
—— 低水路左岸
 - - - 中央
 -x-x- 右岸

図-Ⅲ-1-3 実験Ⅲ-1 水位縦断面図



実験番号	実験Ⅲ-2-7
流量	4000 m ³ /sec
下流水位	(28.45km) T.P. 15.223 m
——	実験前
-----	実験 30時間後

図-Ⅲ-2-1 実験Ⅲ-2河床変動図



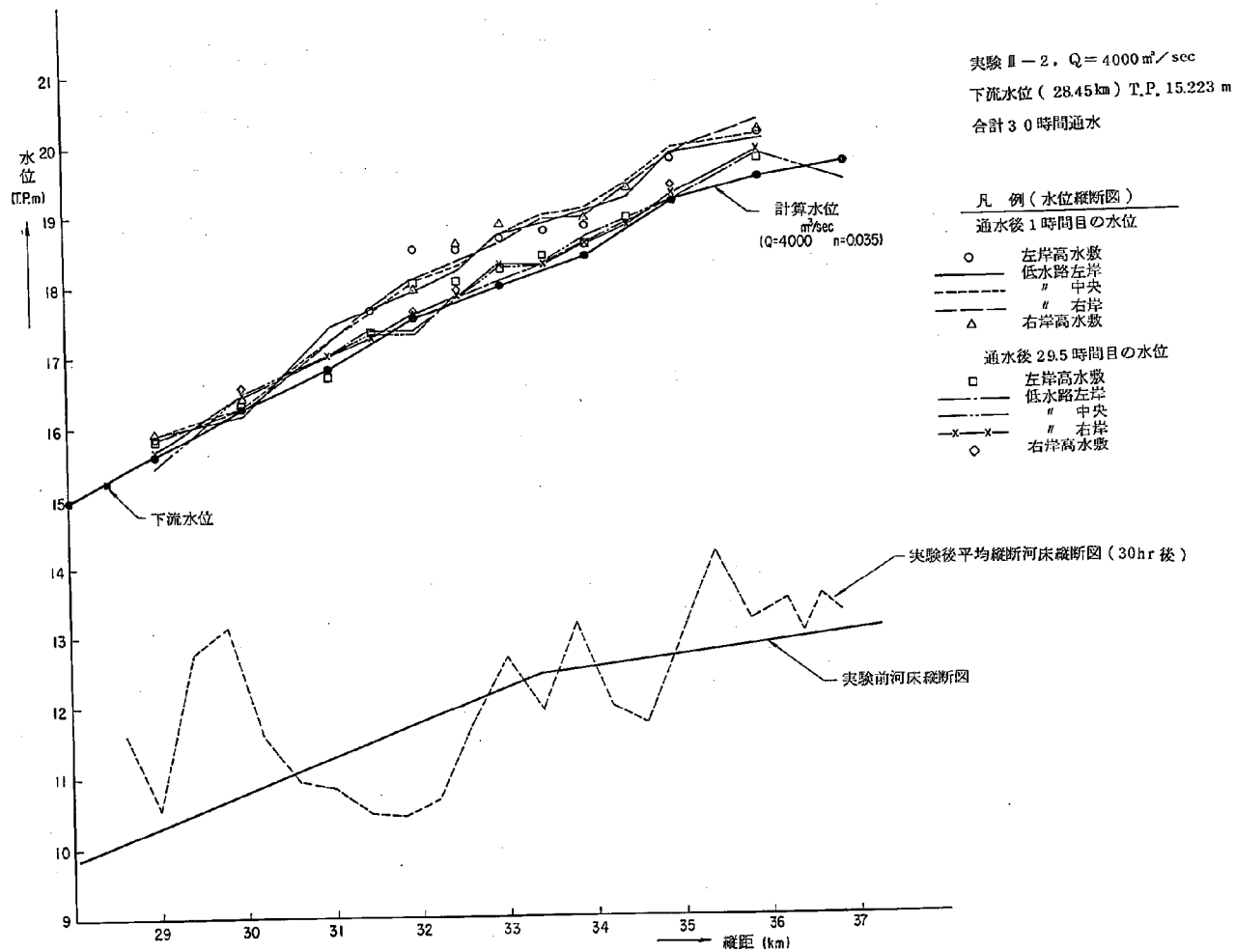


図-Ⅲ-2-3 実験Ⅲ-2 水位縦断面図

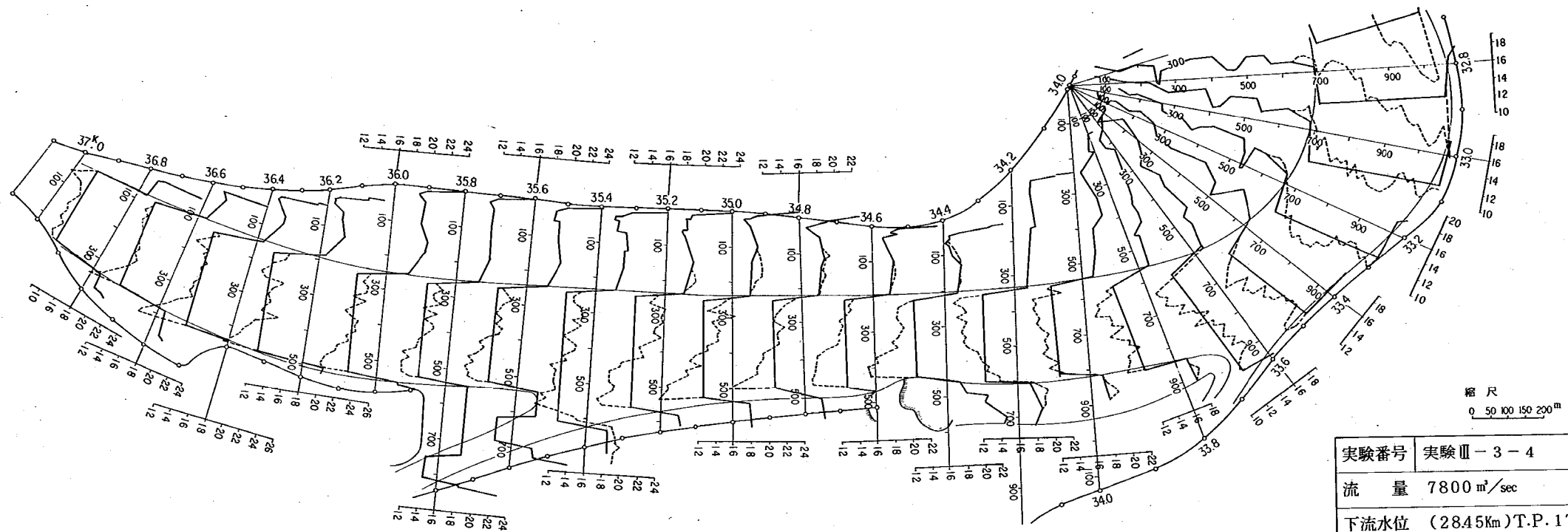
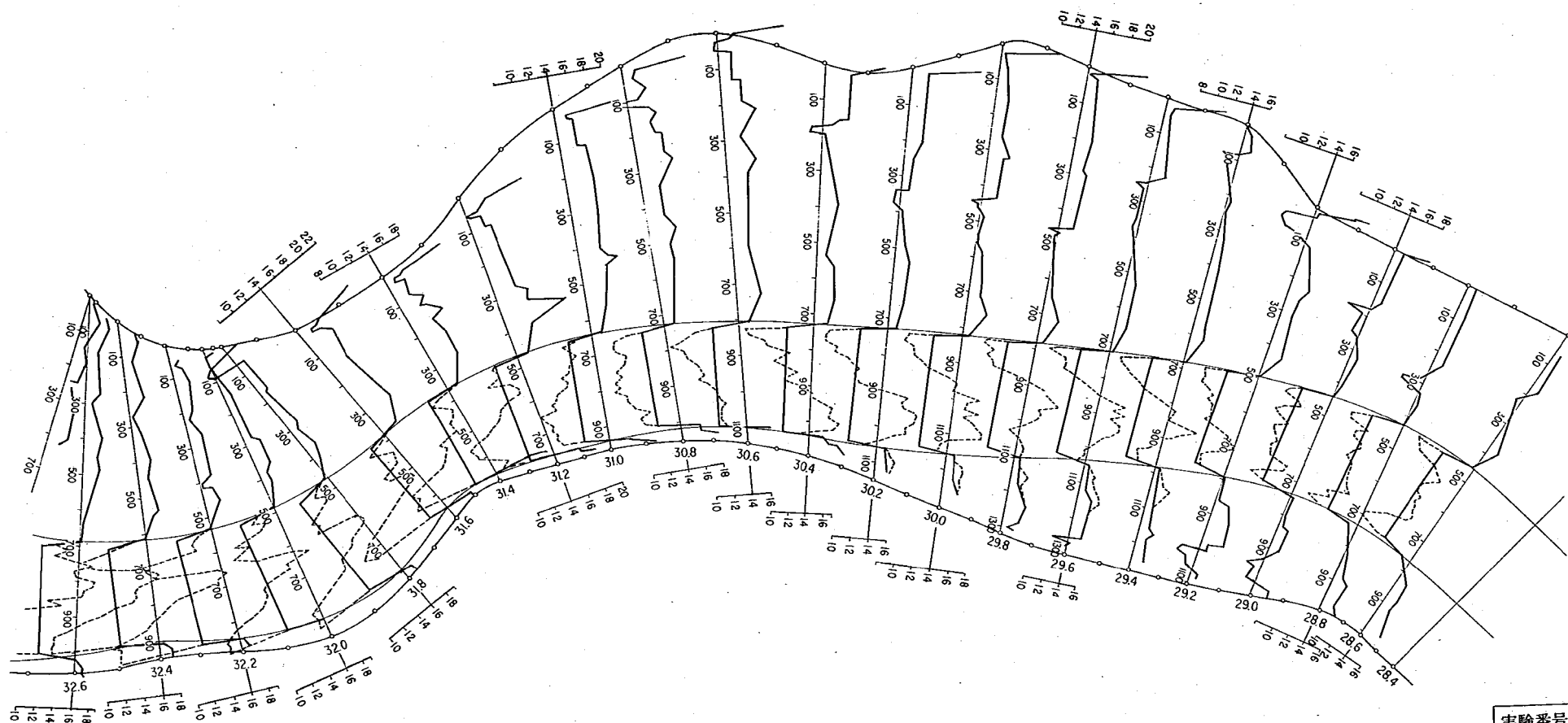
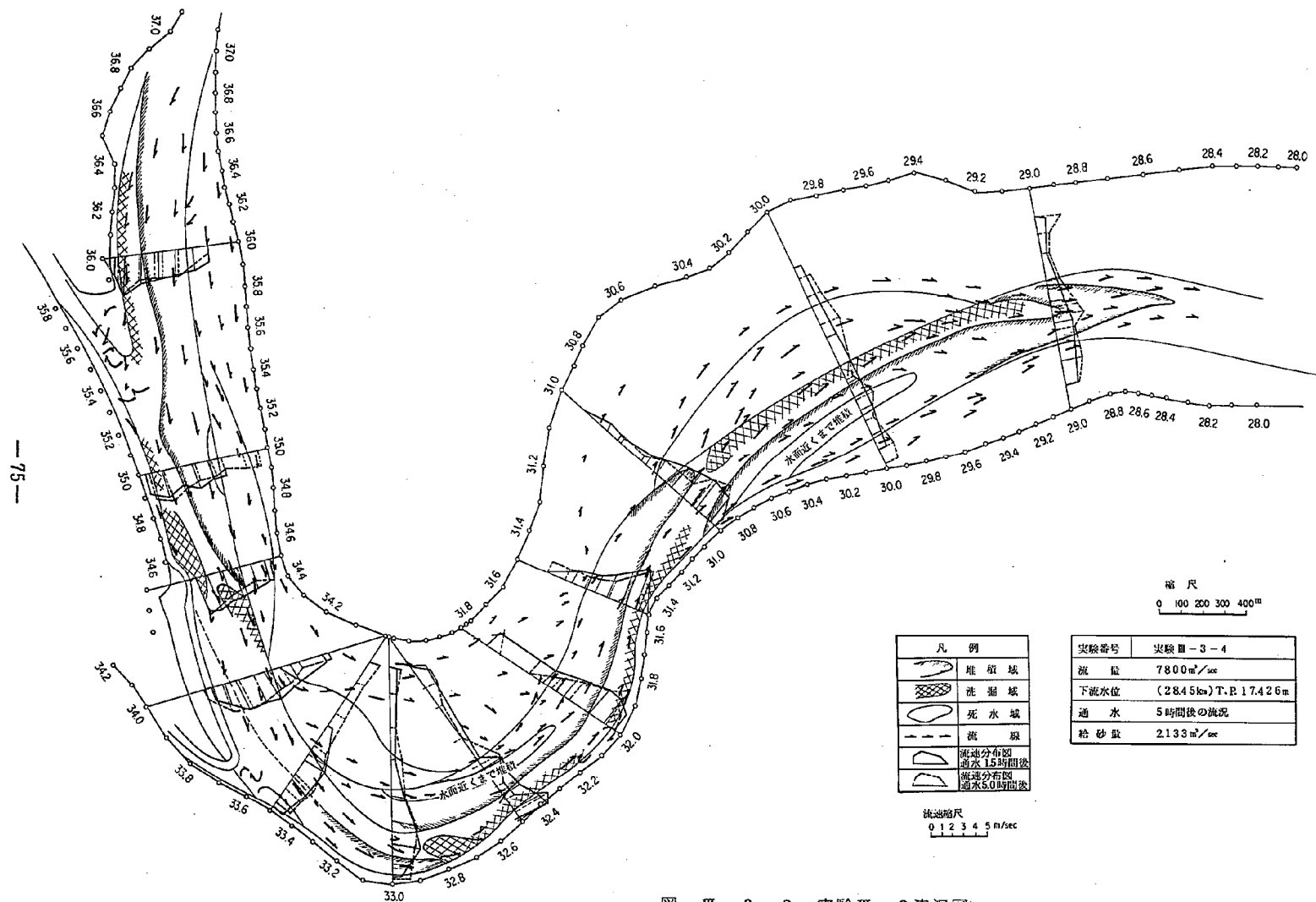


図-Ⅲ-3-1 実験Ⅲ-3河床変動図



実験番号	実験Ⅲ-3-4
流量	7800 m ³ /sec
下流水位	(2845km) T.P. 17426 m
——	実験前
-----	実験5時間後

図-Ⅲ-3-1 実験Ⅲ-3河床変動図



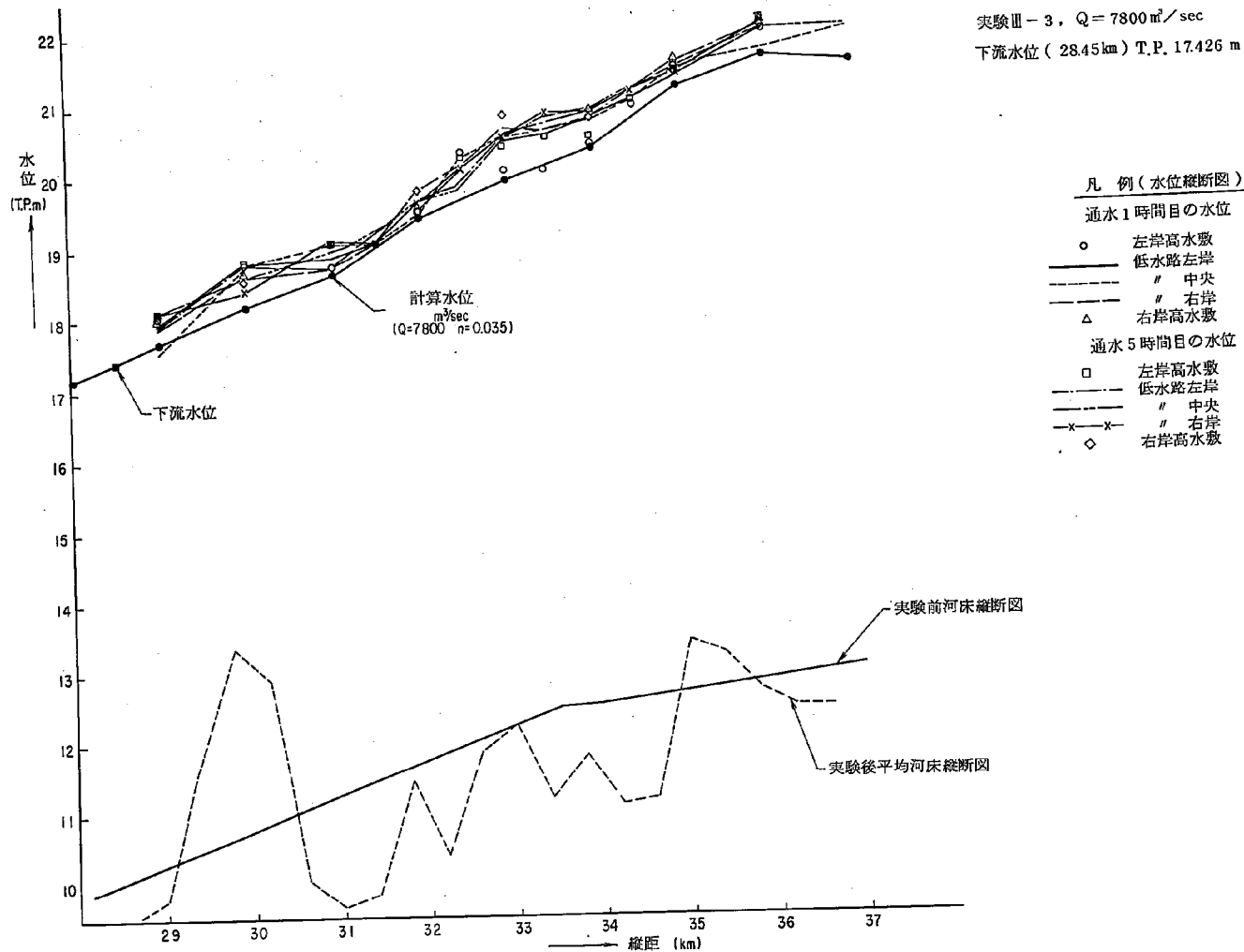


図-Ⅲ-3-3 実験Ⅲ-3 水位縦断面図

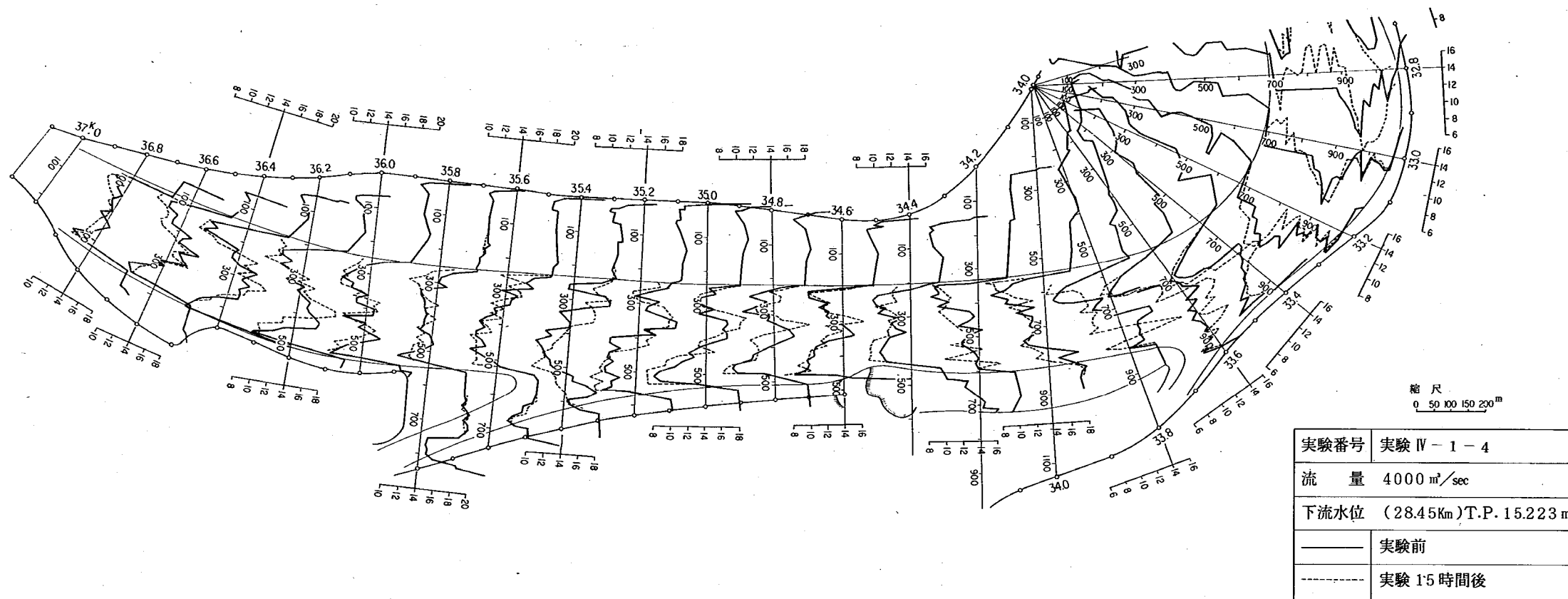
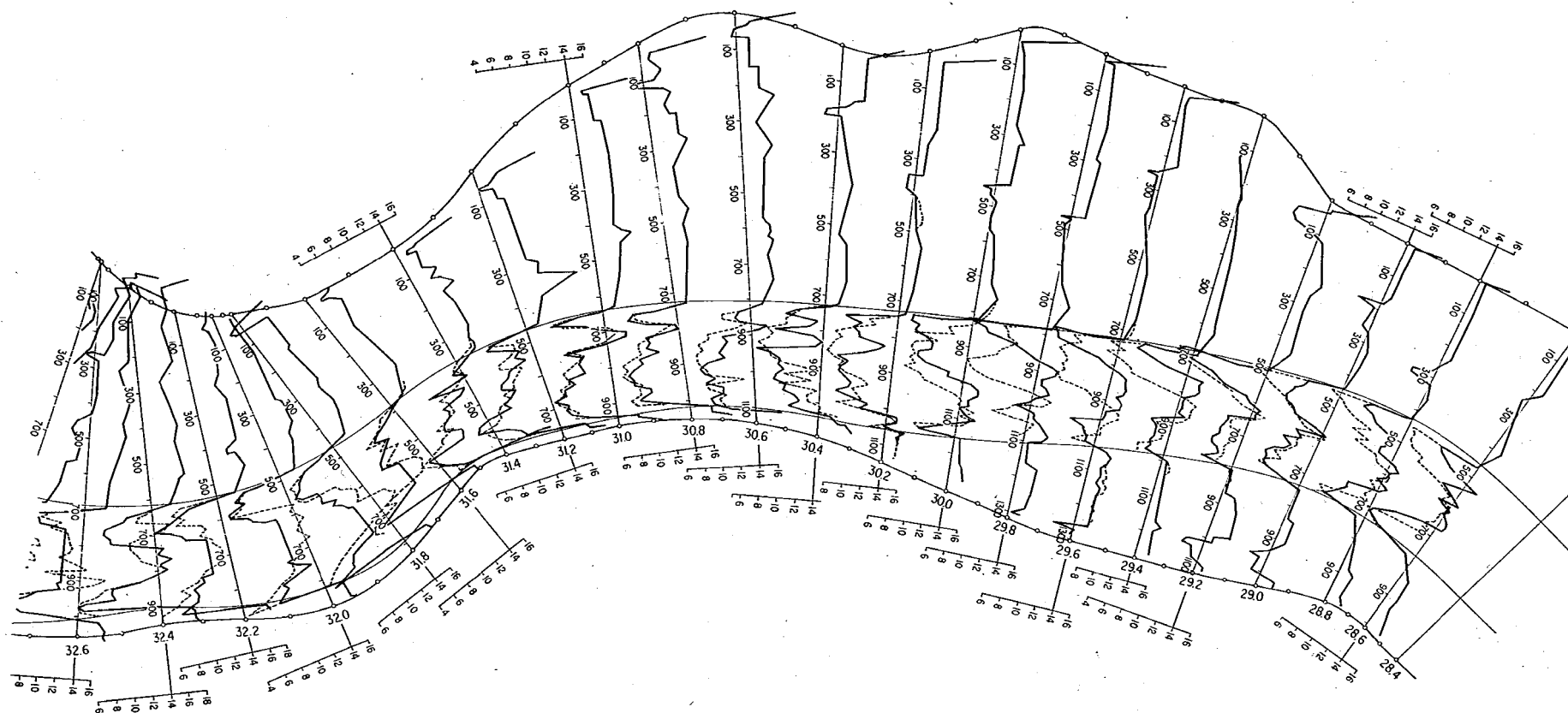


図-Ⅳ-1 実験Ⅳ河床変動図



実験番号	実験Ⅳ-1-4
流 量	4000 m ³ /sec
下流水位	(28.45km)T.P.15.223m
——	実験前
-----	実験15時間後

図-Ⅳ-1 実験Ⅳ河床変動図

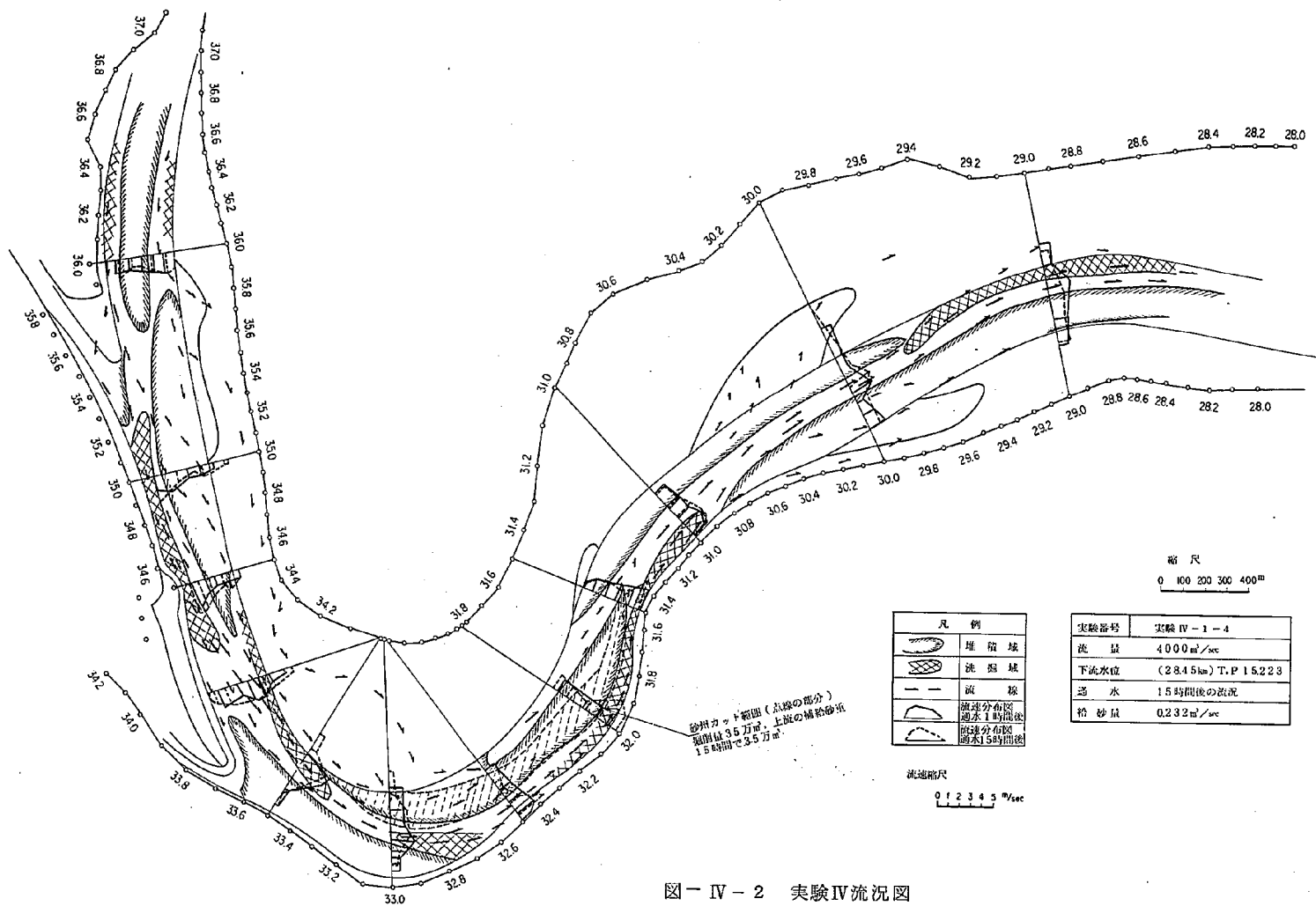


図 IV-2 実験IV流況図

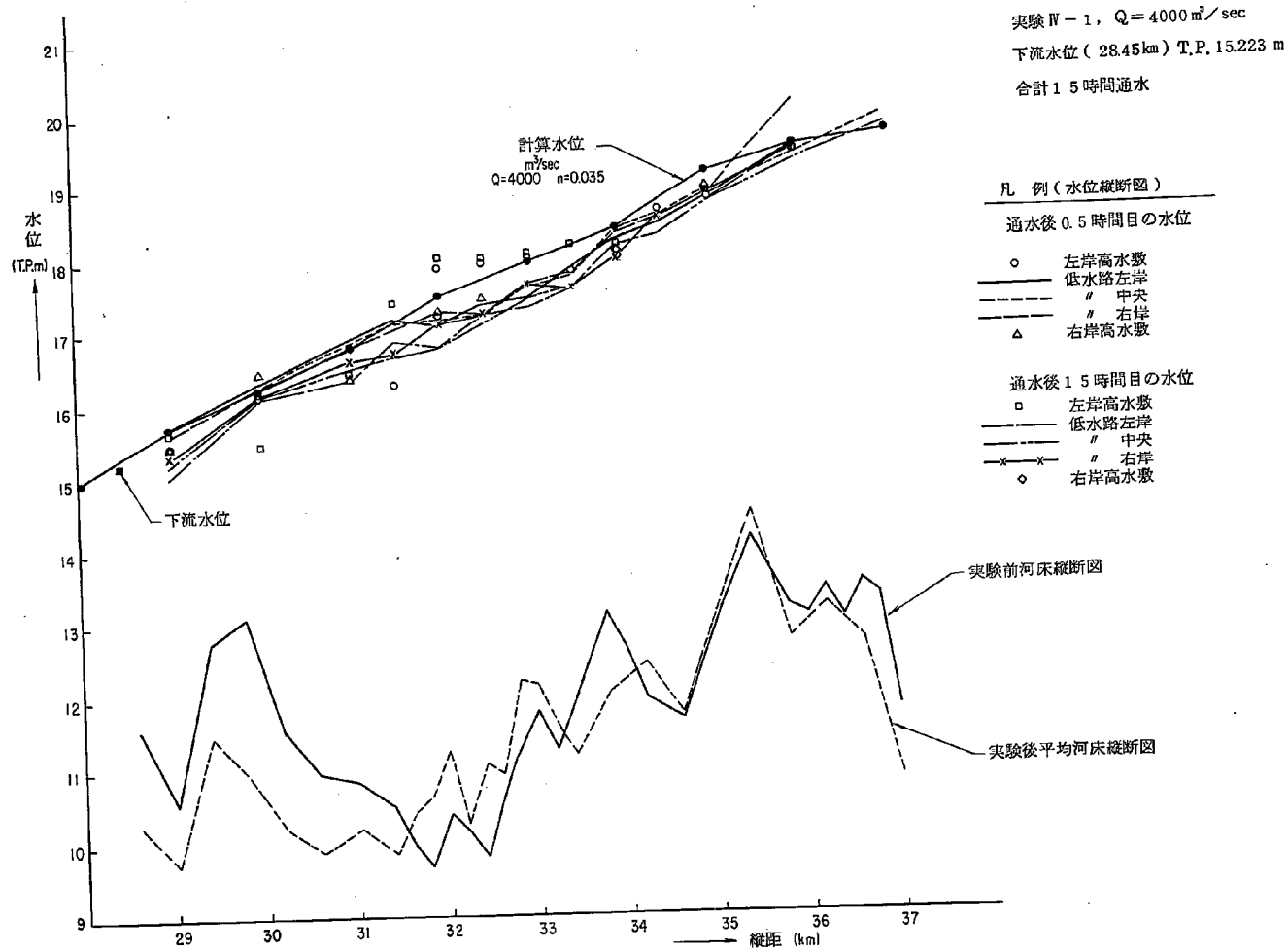


図-Ⅳ-3 実験Ⅳ水平縦断面図

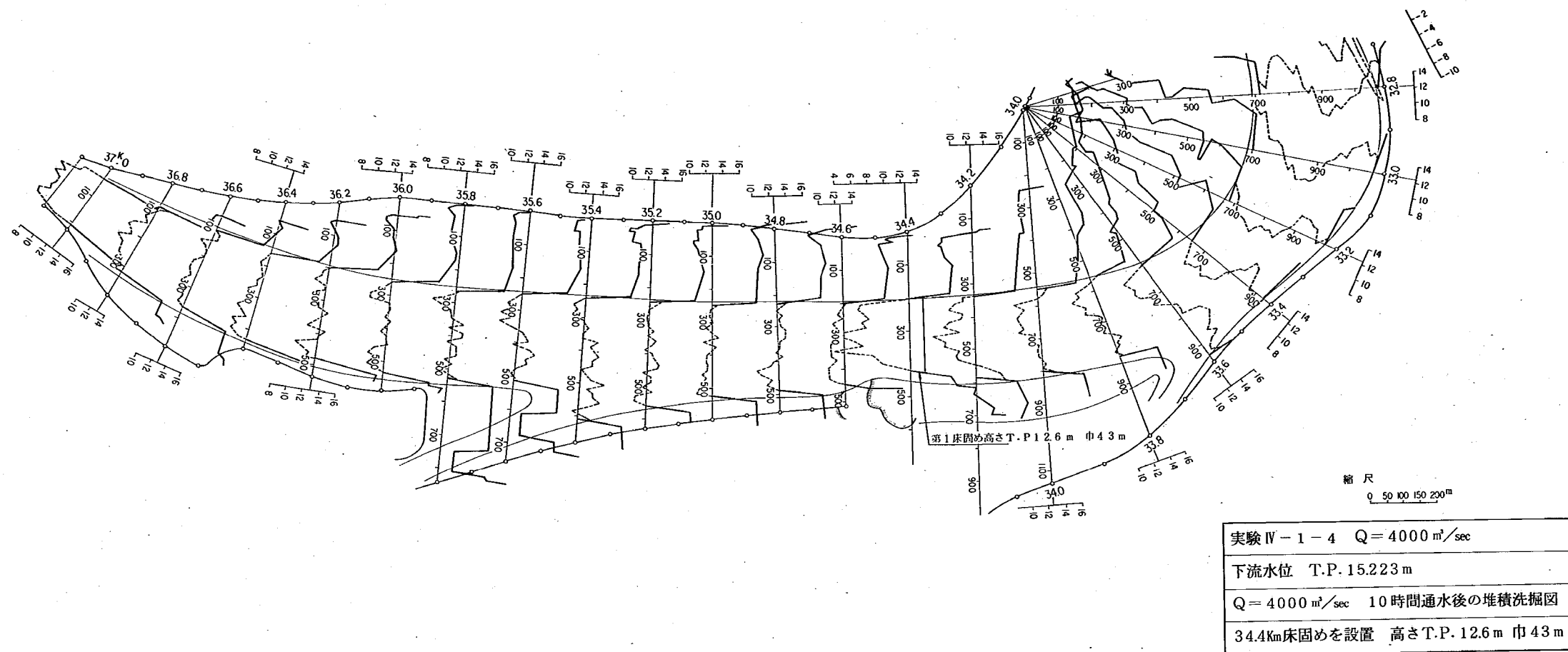
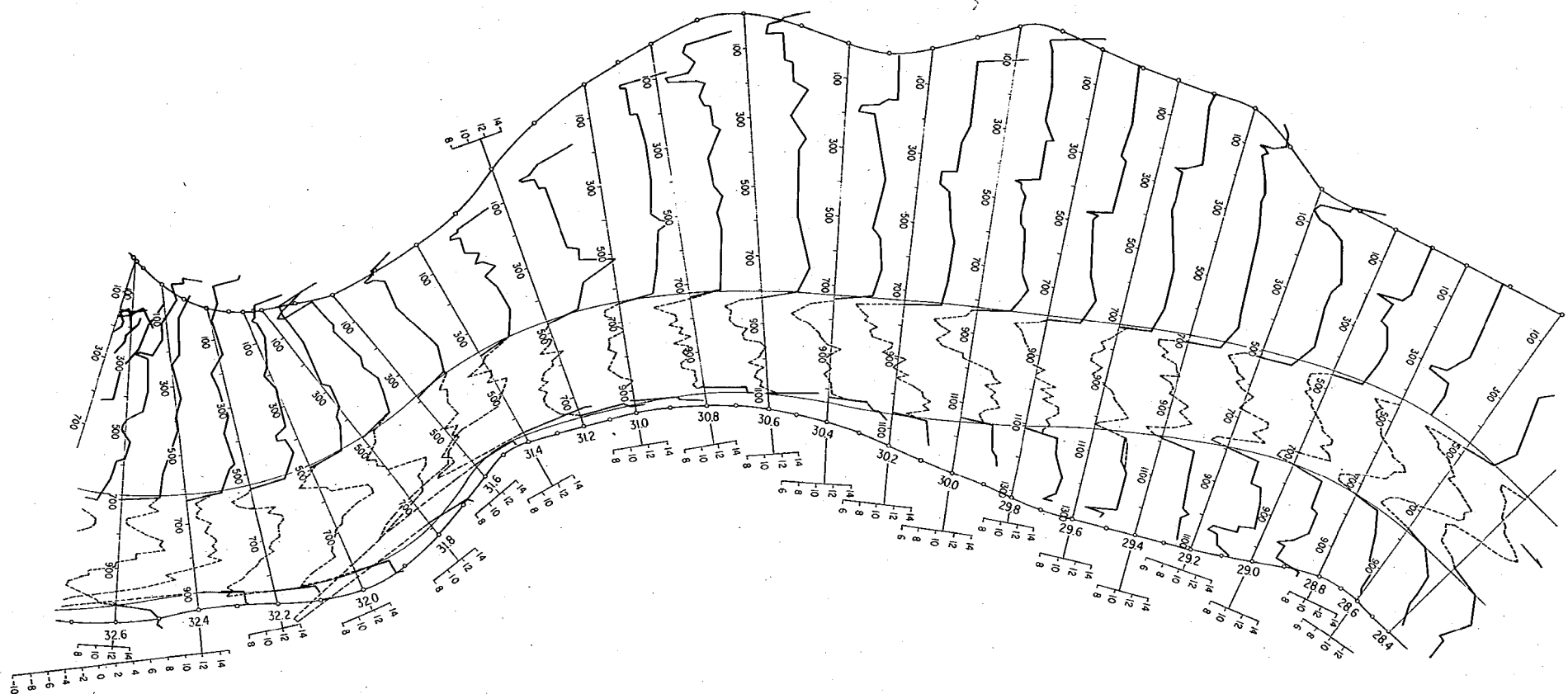


図-V-1-1 第1床固実験河床変動図



縮尺 0 50 100 150 200m

実験 V-1-4 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
下流水位 T.P. 15.223 m
$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 10 時間通水後の堆積洗掘図
34.4km に床固めを設置 高さ T.P. 12.6 m 巾 43 m

図-V-1-1 第1床固実験河床変動図

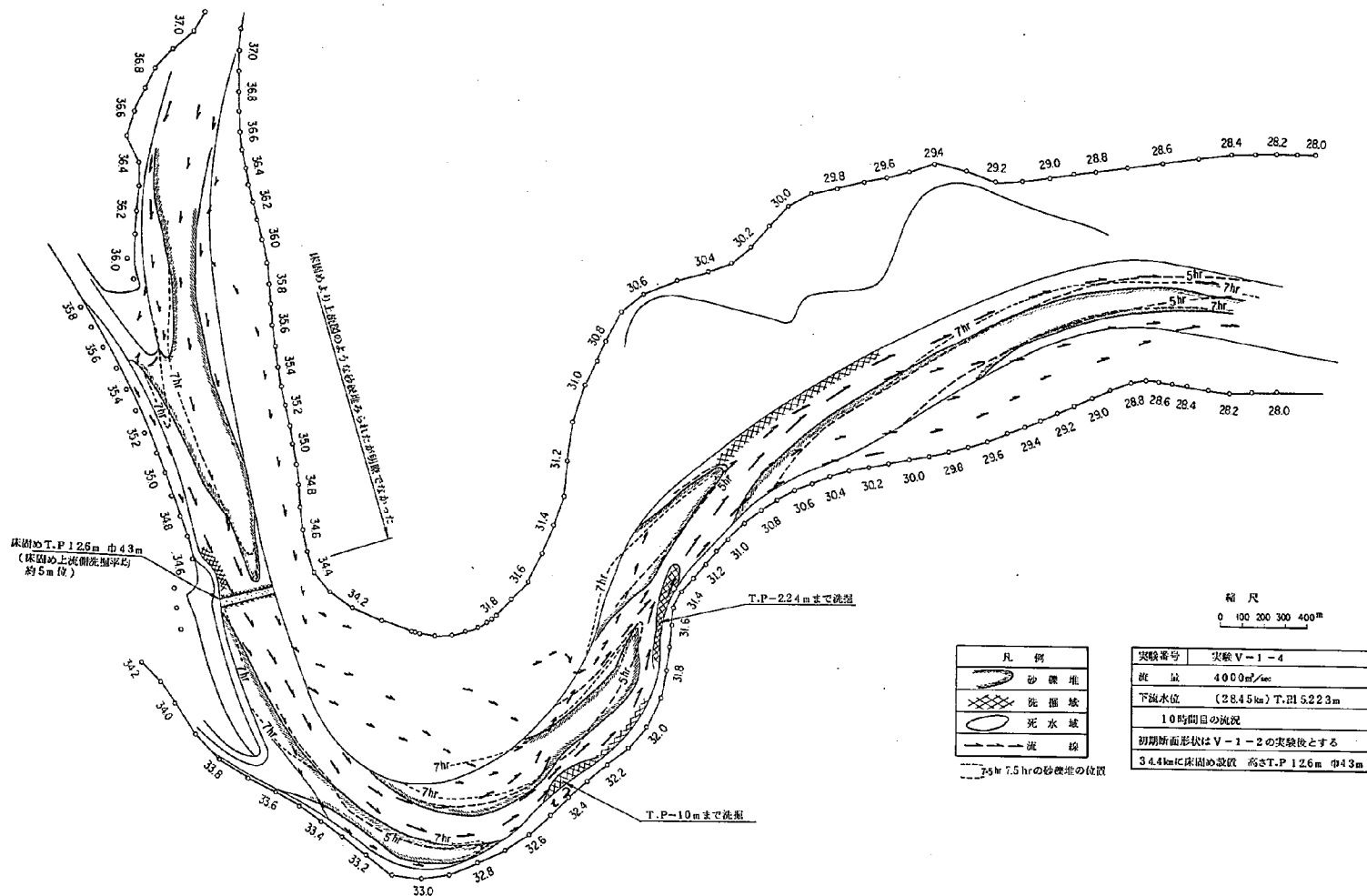


図-V-1-2 第1床固実験流況図

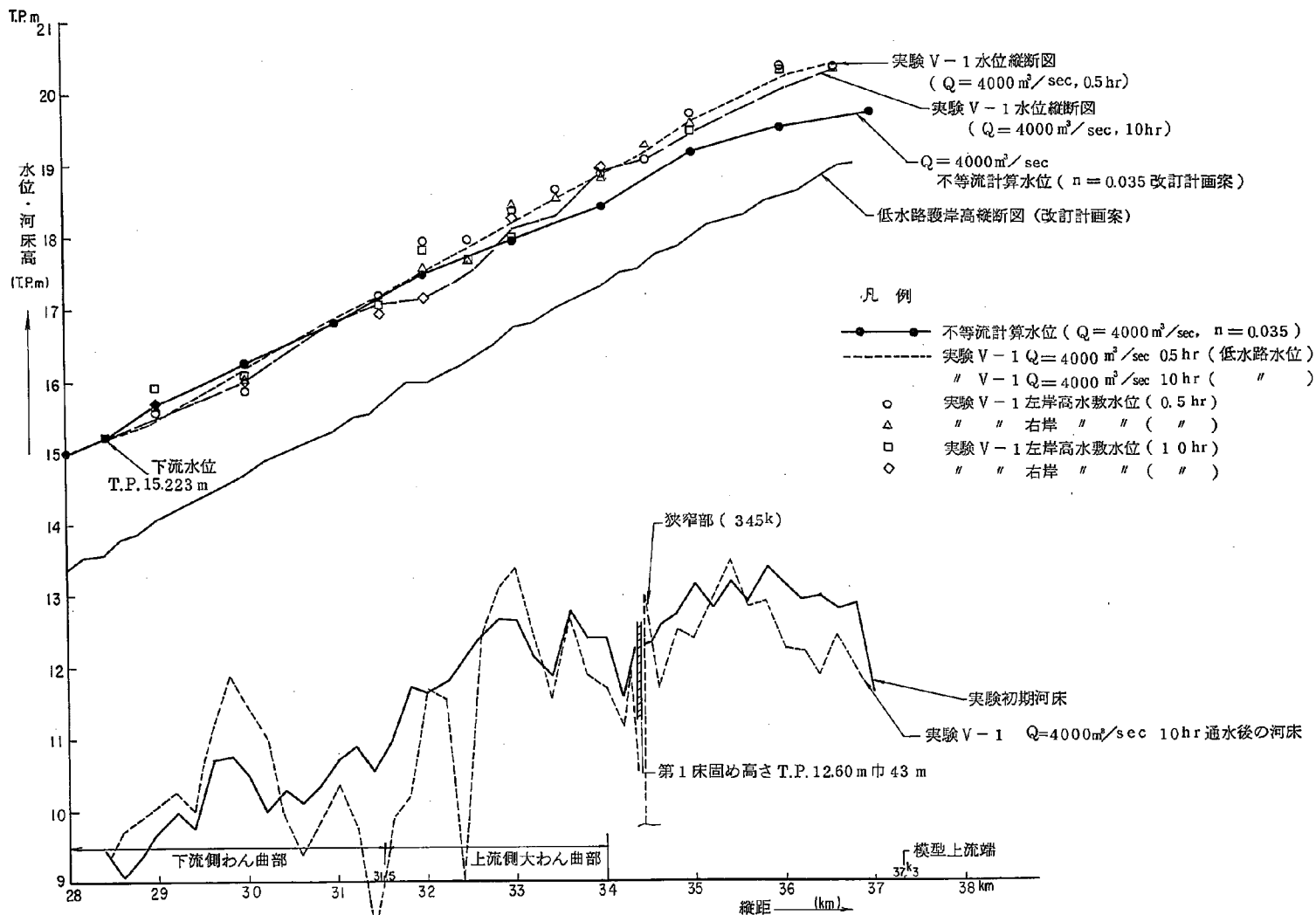
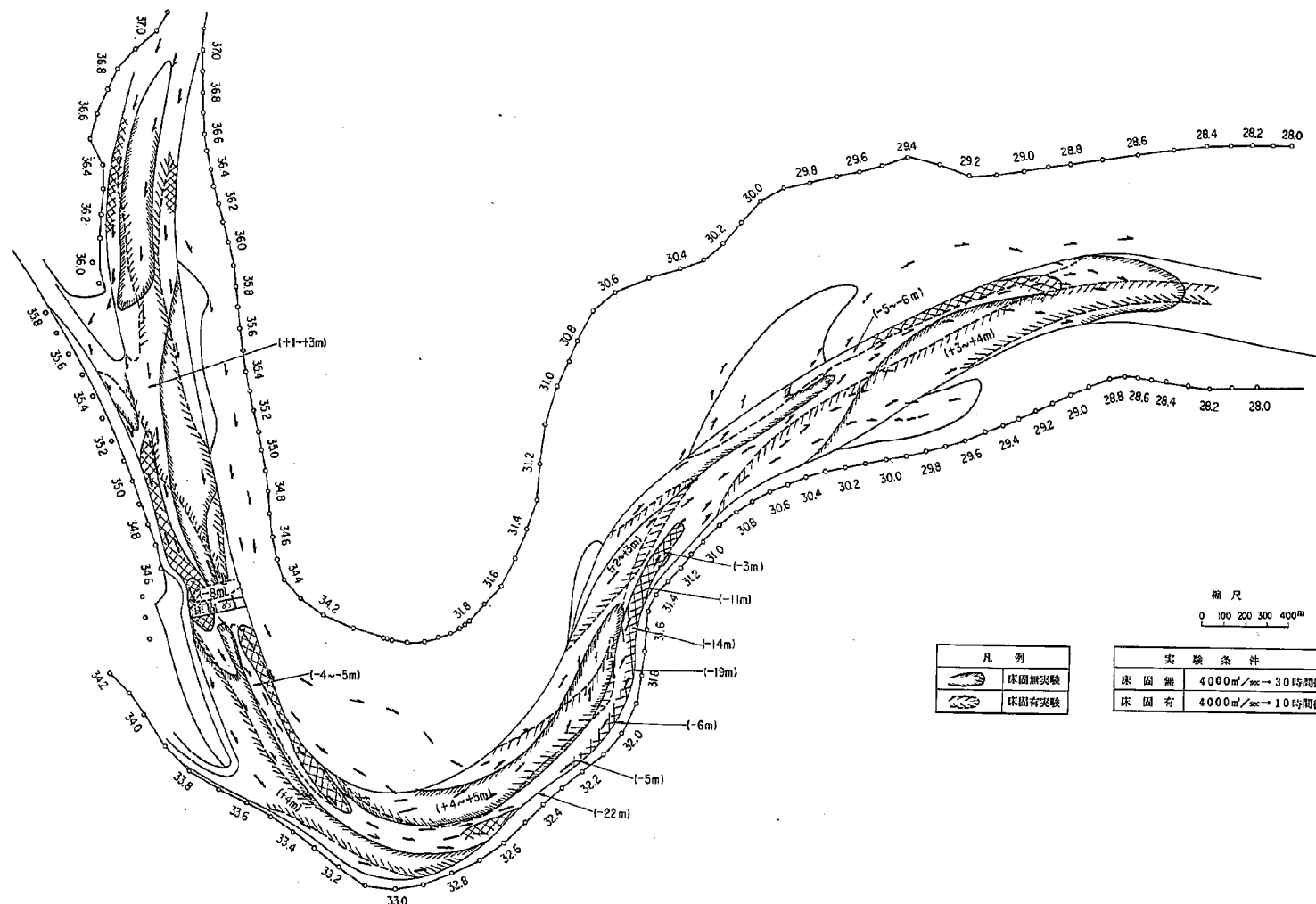


図 - V - 1 - 3 第1床図実験水位縦断面図



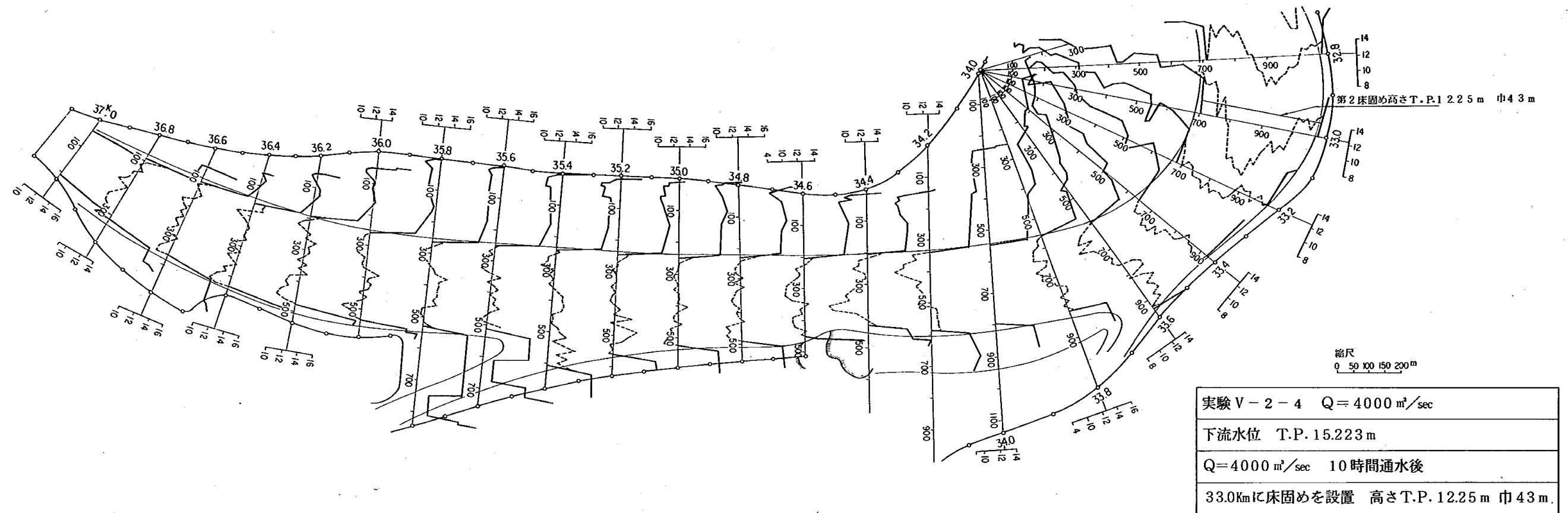
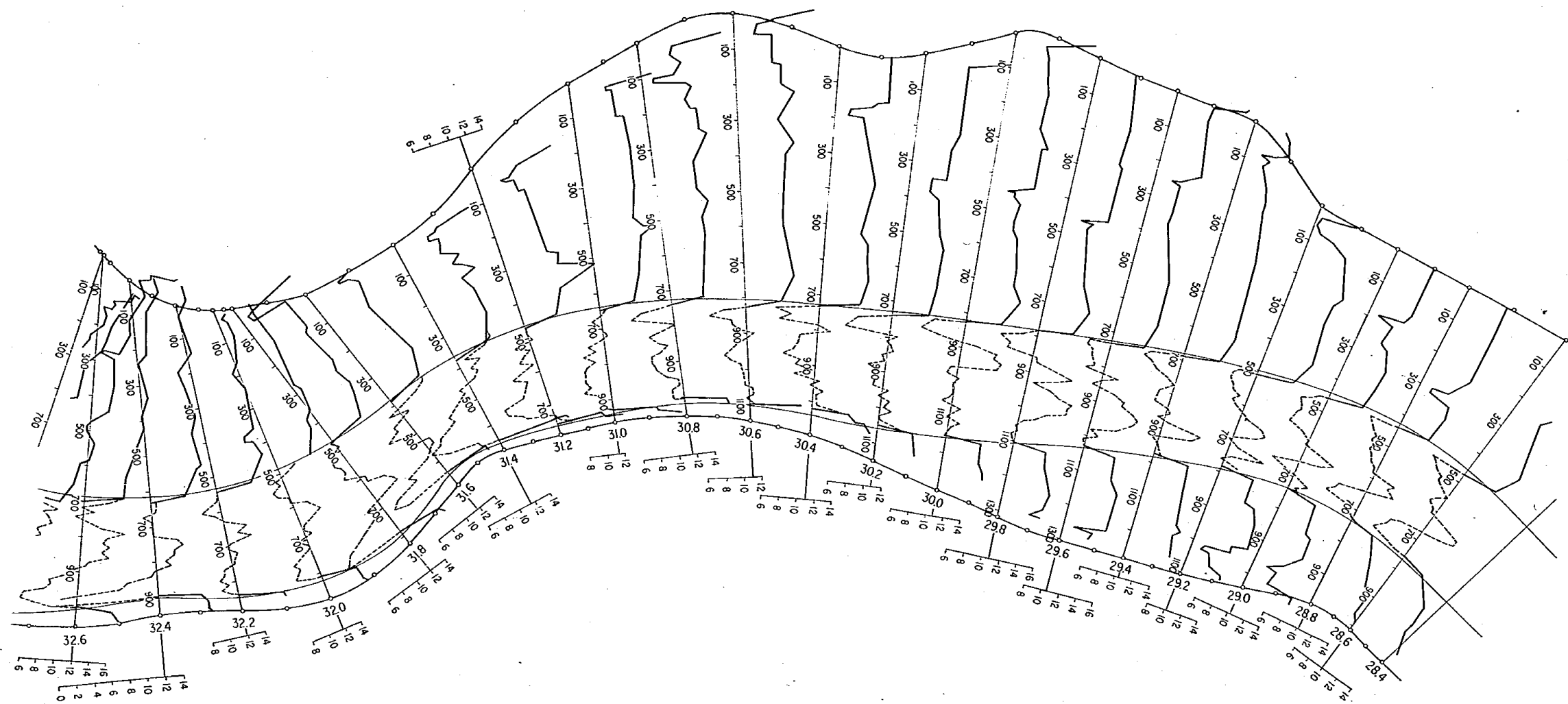


図 - V - 2 - 1 第 2 床固実験河床変動図



縮尺 0 50 100 150 200m

実験 V-2-4 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
下流水位 T.P. 15.223 m
$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 10時間通水後
33.0km床固めを設置 高さ T.P. 12.25 m 巾 43 m

図-V-2-1 第2床固実験河床変動図

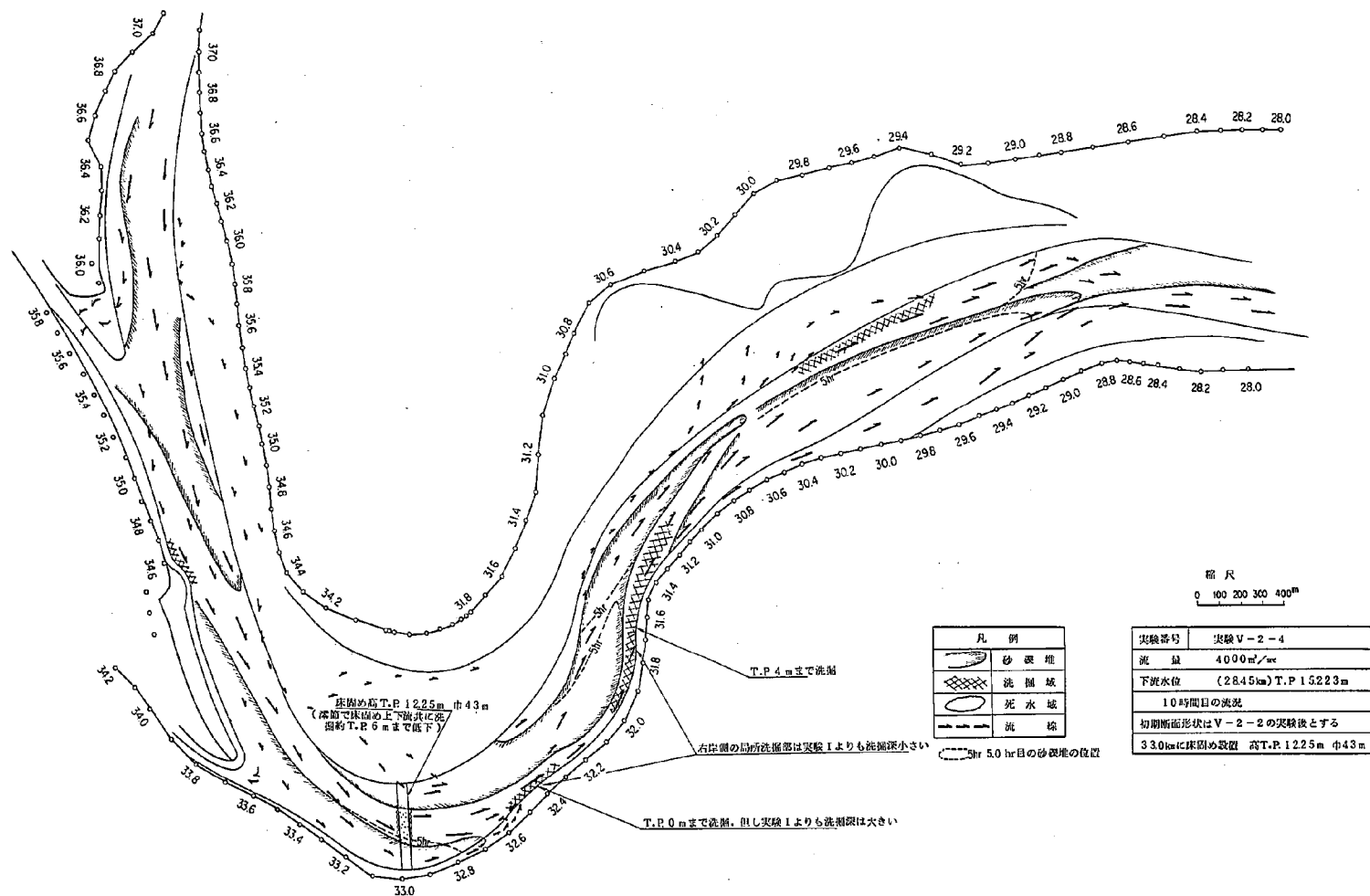


図-V-2-2 第2床固実験流況図

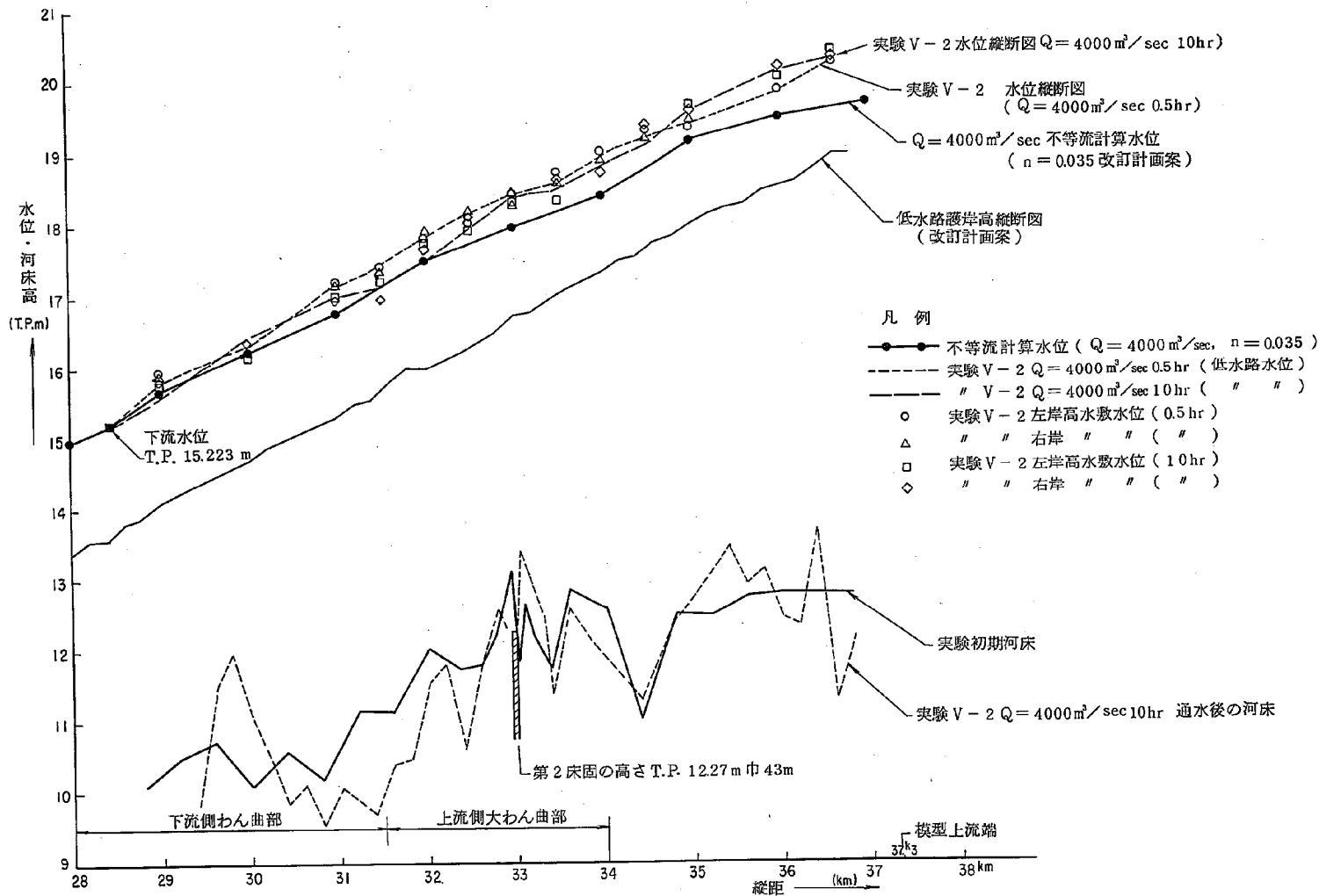
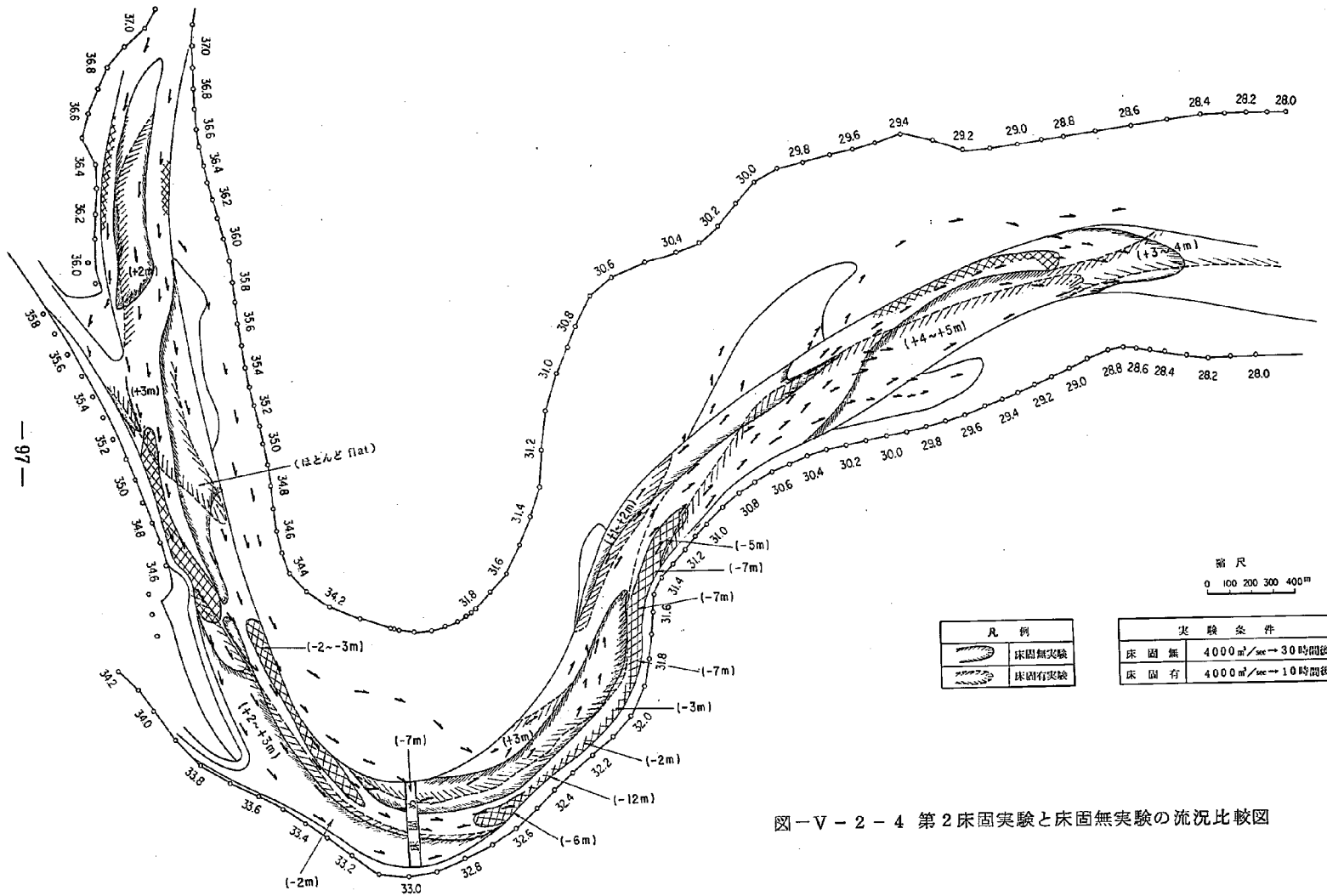


図 - V - 2 - 3 第2床固実験水位縦断面図



図一V-2-4 第2床固実験と床固無実験の流況比較図

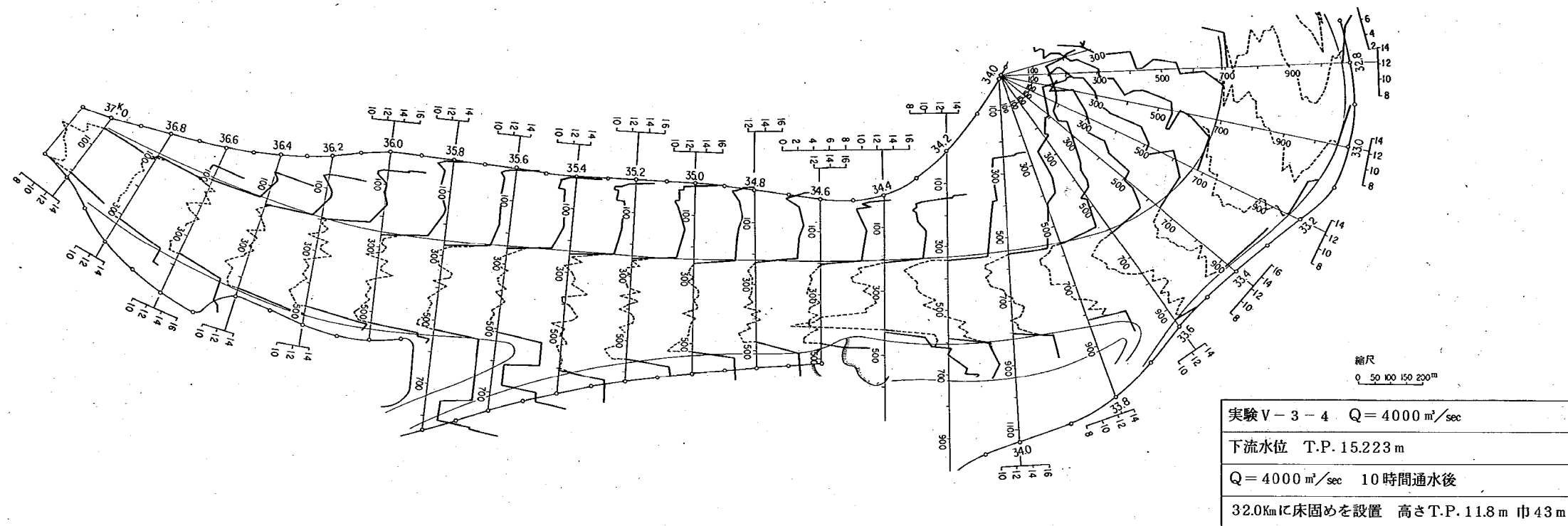


図-V-3-1 第3床固実験河床変動図

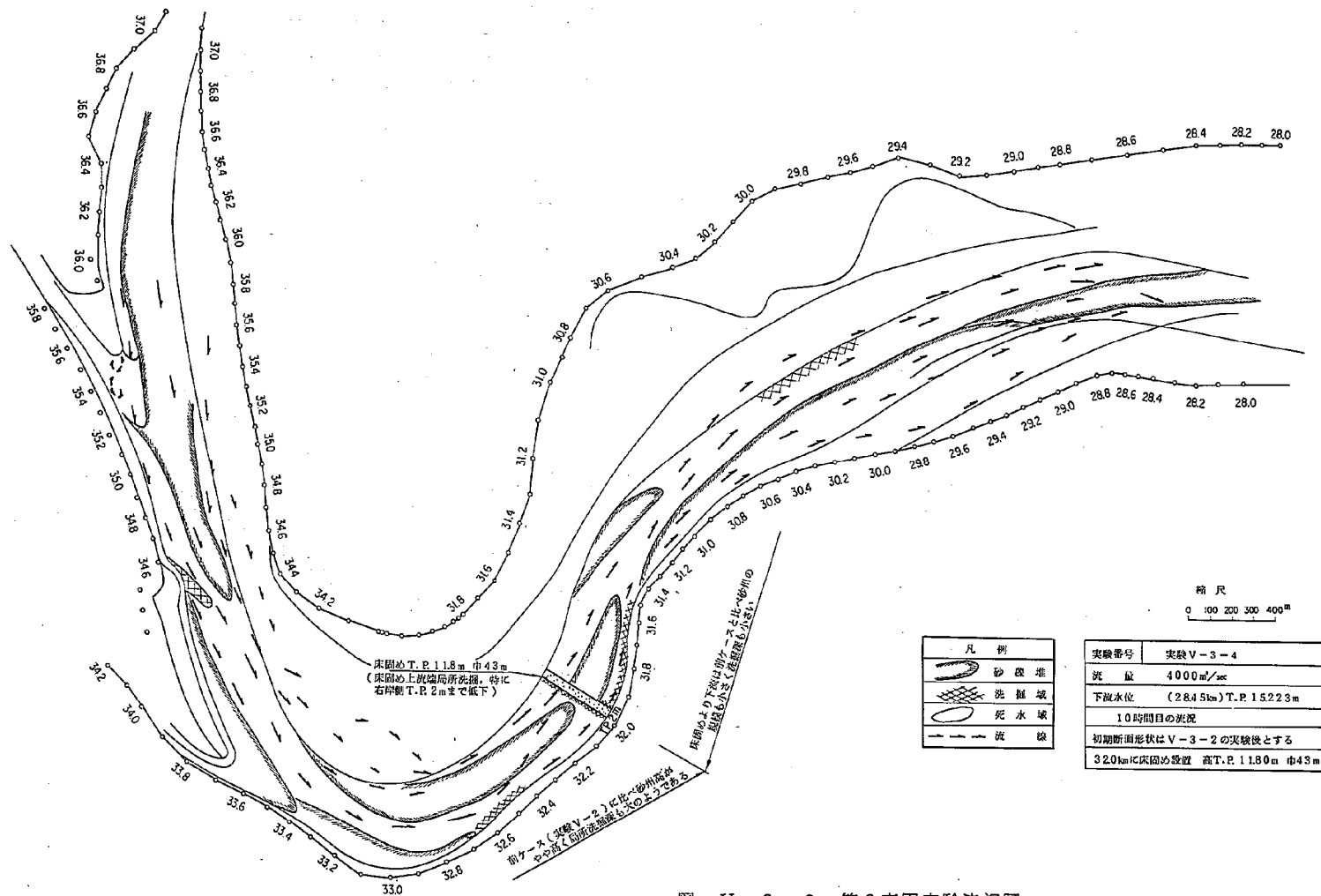


図-V-3-2 第3床面実験流況図

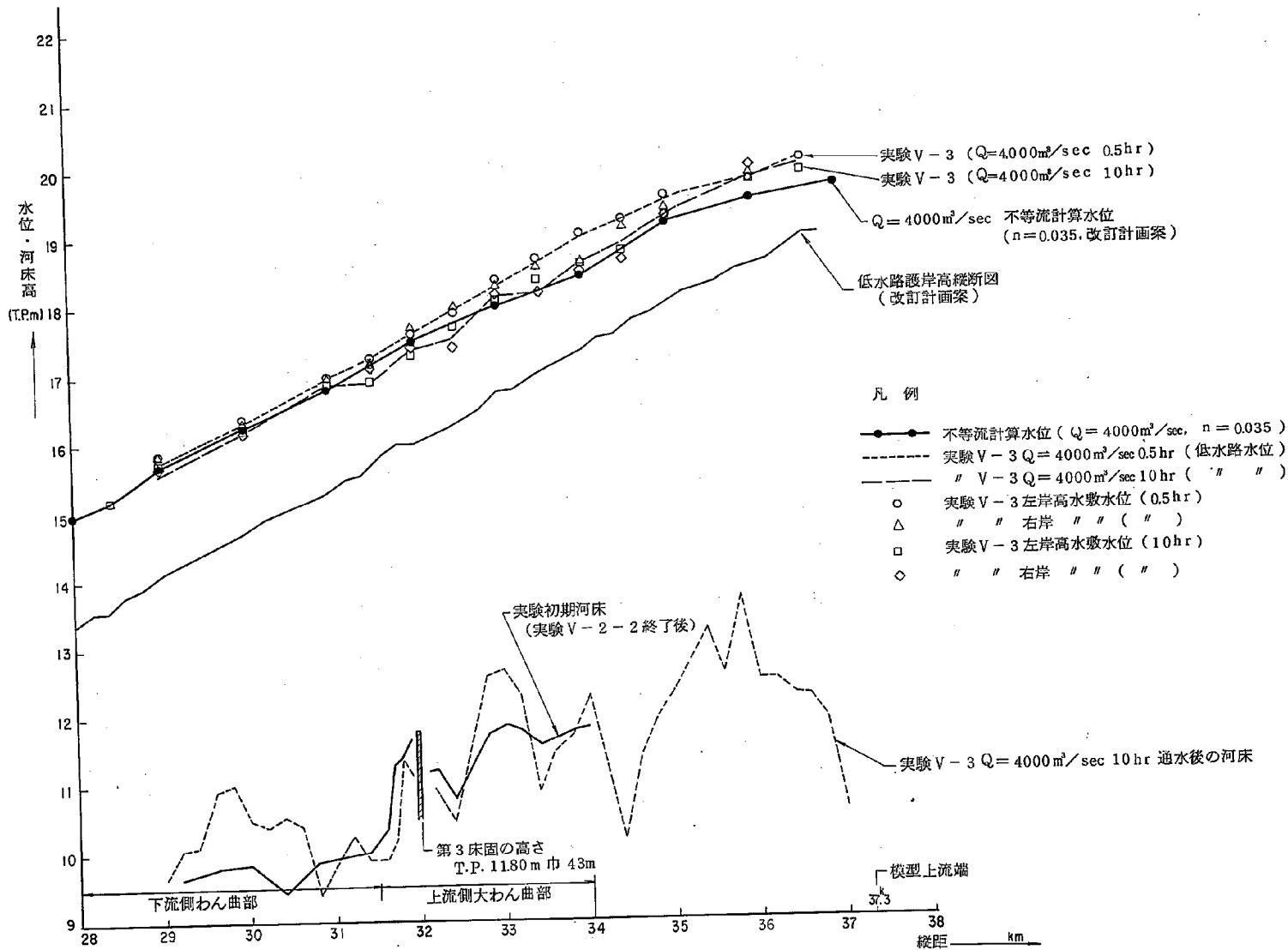


図-V-3-3 第3床固実験水位縦断面図

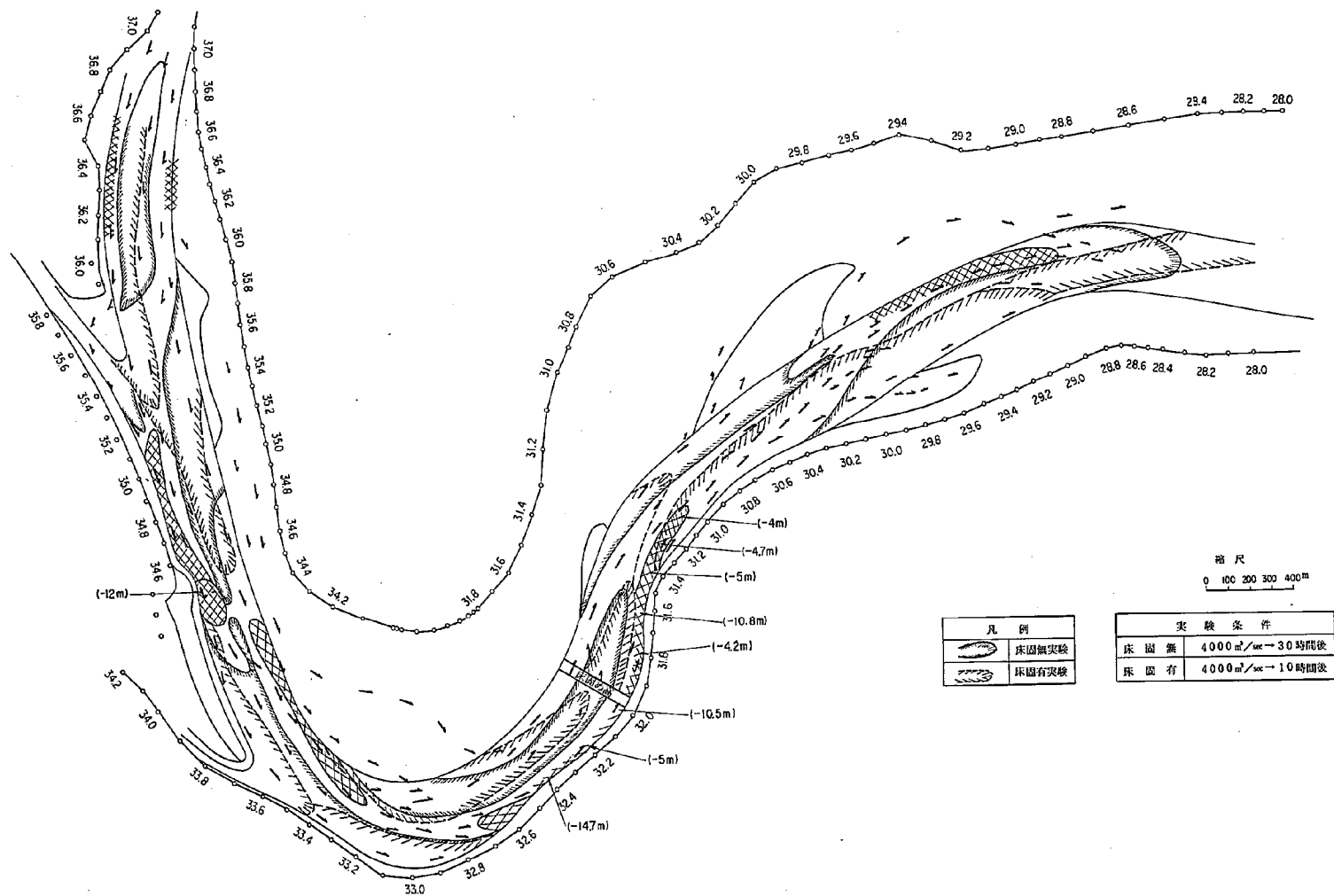


図-V-3-4 第3床固実験と床固無実験の流況比較図