

北川模型実験 報告書

第210号

建設省土木研究所

昭和41年3月

北川模型実験報告書

目 次

1. 概 要	1
2. 模 型	1
3. 検 証 実 験	2
4. 現 状 実 験	3
5. 計画案 実 験	8
6. 移動序 実 験	11
7. 計算 1.8 検 討	15
8. 結 論	17

圖 面

- 圖-1 平面圖(水位測定位置)
- 圖-2 検証実験水位圖(痕跡、実験、關係)
- 圖-3 現状実験水位縱断面圖
- 圖-4 計畫案水位縱断面圖
- 圖-5 現状流向圖
- 圖-6 現状流速分布圖(河口水位 = T.P. + 3.858)
- 圖-7 現状流速分布圖(河口水位 = T.P. + 0.700)
- 圖-8 計畫案流向圖
- 圖-9 計畫案流速分布圖(河口水位 = T.P. + 3.858)
- 圖-10 計畫案流速分布圖(河口水位 = T.P. + 0.700m)
- 圖-11 移動床(水位測定位置圖)
- 圖-12 現状流路推移圖
- 圖-13 計畫案流路推移圖
- 圖-14 現状時間 ~ 水位圖
- 圖-15 計畫案時間 ~ 水位圖
- 圖-16 移動床 | 水位河床高 縱断面圖
- 圖-17 移動床 | 橫断面圖(現状)
- 圖-18 移動床 | 橫断面圖(計畫案)
- 圖-19 計畫全横断面圖
- 圖-20 計算泥沙修正断面圖

1 概要

北川は、大阪、昌崎の両県にまたがる中川河川で、3.6km
〈付近で反内川を分流し、河口では、北ノ瀬川に合流している。
計画高水流量は4000 m^3/s であるが、これを上回る洪水や、こ
れに近い出水が数回あった。確率洪水は4000 $m^3/s \Rightarrow \frac{1}{30}, 6000$
 $\Rightarrow \frac{1}{50}, 7000 \Rightarrow \frac{1}{100}$ となっている。この河川の特徴は、河
口に近いほとんどの部分が平野部を流れ、感潮区間は7.0kmまでで
ほとんどが、石川のように山間地を流れ無堤地区が多い。平
野部では(ショートカットの計画地帯)300 $\frac{mm}{day}$ 位の集中豪雨
や2500 m^3/s 以上の出水がめると観測するようである。(図1参照)
本報告は4.0kmより下流へショートカットを行い、洪水を流下
させようとする計画に対して、計画法線形、ショートカットの
始端部の河床変動、延岡港航路に対する影響、などを模型実
験によって調査したものである。

2 模型

模型は、昌崎県河川砂防課(年度不明)で測量した横断面
を基として、水平、鉛直方向ともに、 $\frac{1}{50}$ の縮尺で、そのモ
デルは上げの固定床とした。洪水波形、河口水位地形は与
えられる模型である。

模型の範囲は、下流端を延岡港の下流にある導流堤とし、
上流端を5.5kmとした。反内川は全川とり入れてあり、ショート

カット計画は、この板内川沿いにしている。この模型の欠点は正岡港より下流が充分とり入れられていないこと。とくに、移動床実験では不十分感じが感られた。移動床の場合は、固定床上に、厚さ 1.0 cm の砂を敷いて河床とした。

現状模型は、二ツ島、板内川右岸側の冠水ある地帯は、ブロックで締切っており、川島橋下流の右岸側は、堤内地の道路まで冠水できるように作った。計画模型は図-1にある計画線のように図-2のような標準横断で作った。フルードの相似関係が成立すると縮尺の諸量は次のようになる。

$$\text{流速 } V_M = \frac{1}{1.01}, \quad \text{流速 } Q_M = \frac{1}{17680}, \quad \text{粗度係数 } n_M = \frac{1}{1.92}$$

$$\text{時間 } T_M = \frac{1}{1.07}$$

計画高水流量は $Q = 4000 \frac{m^3}{s}$ で、板内川への分流は $Q = 900 \frac{m^3}{s}$ としている。粗度係数は $n = 0.035$ をとり、計画河口水位は、比川 0/0.1 h_v 2, T.P. + 3.858 m としている。

3. 検証実験

検証実験は昭和30年9月、35年8月、38年8月の各洪水について東海(河口)、川島橋(4.1 km)における実測水位とこれに対応する熊田地突(15.0 km)での観測流量に基づいて、模型の粗度調整をし、昭和39年8月洪水の痕跡調査資料で確かめた。その結果は図-2、表-1のようで、 $2000 \frac{m^3}{s}$ 以下の流量ではよく一致したが、流量 $Q = 3600 \frac{m^3}{s}$ の場合は、実験

表-1

番号	(m/s) 流 量	(T.P.m) 東海水位	(T.P.m) 川島橋水位	川島橋 果驗水位	洪水年月日
1	3.600	2.140	4.200	4.896	5.30.8
2	2.000	3.480	3.800	4.037	5.30.9
3	991	1.100	2.361	2.366	5.35.8
4	1.500	2.889	3.132	3.399	5.39.8

値の方が約0.7km高かった。大流量の場合に差異が生じるのは、貯水地区が再現できず、現地の流況と異なると、流量観測地点が約10km上流のため流量逓減による差異があること、などが考えられる。そのために、4.0kmより上流では水位上昇が大きく表-2にもおられるように粗度係数も大きくおられる。区内川は粗度係数を算出すると、大略 $n=0.035$ であった。

表-2 粗度係数

断面	0.4 ~ 1.6	1.6 ~ 2.6	2.6 ~ 3.6	3.6 ~ 4.0	4.0 ~ 4.6	4.6 ~ 5.0
3.600	0.0333	0.0363	0.0319	0.0374	0.0374	0.0374
1.500	0.0351	0.0362	0.0352	0.0351	0.0324	0.0382

したがって、4.6kmより上流を除けば、好結果を示しているため、フルート則による相似関係を満足していると考えられ粗度調整を打切った。計画河道も粗度係数 $n=0.035$ に一致するようにした。

4. 現状実験

現状模型は、2模型。で記述したように、川島橋より上流は流量によって、水位が上昇しても、越流しているように、二つ島は周囲を締切って貯水しているようにした。川島橋下流は岸

は、堤内地の道路まで昇水させるような模型とした。堤内地の地盤高は、この付近の横断から推定して作った。実験は、流量 $Q=5500, 4000, 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ について、北川、友内川の水位の測定と、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ について分流量、分合流点流向、流速分布の測定をした。

河口水位は、各流量とも計画水位 $T.P. + 3.858 \text{ m}$ とし、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合だけは、平均満潮位（最近3年間） $T.P. + 0.70 \text{ m}$ としても測定した。（表-3）

(1) 水位 水位は、各断面で5測点を設けて測定し、その平均値をとった。河口水位が計画水位と同じ場合には、各流量とも0.0～1.6km区間では水位差が殆どなく、水位も同じ位になっている。1.6kmより上では各流量毎に水位が、さり分れ、4.0km付近が狭窄状態になっているので、4.6kmは水位が上昇し、流量が大きいほど著しくあがっている。4000 m^3/s の場合は、河口水位を $T.P. + 0.70$ に下げているが、河口水位の変動は狭窄部と行っており、4.0km付近で消えている。（図-3参照）

計画高水位を比較すると、4.6kmより上流で約0.4m高くなっているが下流はH.W.L.以下に低さまっている。4.6kmより上流は検討実験で粗度係数が大きく、水位が高くあがる傾向にあるので、知らぬがH.W.L.の範囲内に低さまっていると考えられる。したがって、現状の流下能力は4000 m^3/s

である。現在堤防高からみれば、流下能力は1500~2000 m^3/s であると思われる。川島橋の橋脚は4000 m^3/s に対して水没してしまふ。反内川は1.2km分流点の区間で大きな水位差を生じ、1.2kmより断面1.2kmが橋梁との関与もあり、その断面が小さく隘路となり、損失の大部分を負担し、下流は殆ど水位差がなからず、本川下流のさうに、各流量とも同程度の水位を示してゐる流束は非常に小さい。

表 - 3

模型現況	流量	河口水位	水位測定	流量測定	流向測定	流動測定	河床測定
現代固定床	5.500	T.P.+3858	約5.0~0.0 反内1.2~0.0				
	4.000			約1.6k 反内0.8k	分流点 合流点	4.6k4.0k 0.4k0.2k	
		T.P.+0.700					
	2.000	T.P.+3858					
現代移動床	4.000		約0.6k0.4k 0.2k 反内0.0k				約0.6, 0.4 0.2+270.01135 0.2, 0.2k
		T.P.+0.700					
計画固定床	6.000	T.P.+3858	5.0~0.0k				
	5.500			4.1k~12.0k 反内1.0~0.0k	4.6k4.0 反内2k+225m 0.4, 0.2		
	4.000						
		T.P.+0.7000					
	2.000	T.P.+3858					
計画移動床	4.000		約0.0k 0.4k 0.2k				約0.6, 0.4 0.2+270.01135 0.2, 0.0k
		T.P.+0.7000	反内0.0k 0.4k 0.2k				約0.0, 0.4 0.2+270.01135 0.2, 0.0k

河口水位の変動は、反内川全川にわたる。河口水位が T.P. + 0.70 の場合、0.8 km より下流は水位差が小さく、0.8 km より上流では大きな水位を生じている。

(2) 分流量 反内川の流入口は下流側に向いていて流れ入し難い形状となっている。計画では $900 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流させることになっているが、実験の結果では、 $280 \text{ m}^3/\text{s}$ である。計画の約 1/3 であった。流量はピトー管で流速分布を測定し算出したもので、本川と反内川の合計値に対して誤差が約 10.0% 程度、充分な精度ではないが、分流量は小さく殆ど本川を流れているといえる。水理計算によれば、反内川 1.2 km ほど分流点区間の損失機構が明瞭ではないが、約 82.9% である。

(3) 流向 流向は、分流点付近、分流点から逆副堤付近を 0.9 m の方眼で覆って、色素の通過位置を測定した。図-5 のように流速の大きな部分は太線、死水域は点線を示した。

川島橋のすぐ下流から左岸は殆ど無理な、2 も 3 の状態になっている。 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ のときには水位が高く、堤内には著水する。しかも河口水位 T.P. + 3.858 では川岸から約 50 m ほど流れの部分を生じている。主流は、弯曲流となっていて右岸側にあるが、河口水位 T.P. 0.70 m には場合には「左岸寄り」となり、堤内地での流れも大きく、3.4 km ほど付近は、河の中へ入っている。上流の影響で左岸側は死水域となり、2.8 km ほど達している。分流点付近は、反内川入口中央に渦流

を生じ、流入し難い流況を示し、横越流のさうに分流水位が変っても同様であった。分流点付近は、段内川の流量が小さいため、殆ど本川の流況に支配されている。主流は河底の中央にあり、近周港に對しては、水流はとくに集中している。現在航路として深々掘られている部分では、北側からの流れもあり、流速は小さく、現在の航路維持がよく保たれているのがおそれられる。河口水位が低い場合には、主流が近周港に近く、おそれを示している。0.6Km、0.2Kmより近での死水域は、下流の河床形状が複雑なため、剝離状を生じている。河口水位が低いときは、延長されおそれられる。

(4) 流速分布 4.6K、4.0K、0.4K、0.2Kの4断面で $Q=4,000 \frac{m^3}{s}$ 、河口水位 $T.P.+3.858m$ 、 $T.P.+0.70m$ について検討した。図-6.7のさうである。上流では、河口水位の高低による影響は、顕著にあらわれない。下流では、水面勾配が全く異なり、河口水位 $T.P.+0.70m$ の低い場合は流速は河口水位 $T.P.+3.858m$ の高いときのおおむね2倍に達している。流れの傾向は、河口水位が変わっても、殆ど変じない。最大流速のあらわれる位置は、 $T.P.+0.70m$ の場合には、右岸寄りになり、流向でもおそれられた結果を示している。

河口付近の流速は表-4のさうに、4.6、4.0Kでは、殆ど30%以下の流速となっているのを、特に流路変更の点に注意する。0.4、0.2Kmでは、河口水位が高いときは、2.5m/s以下の流速を示し、河床に対する影響はあらわれない。河口水位の低いときは、0.4K断面の左岸側と0.2Km全断面は、若し、河床変動があると思われる。

表 - 4

流量 m ³ /s	断面	河口水位 T.P. m	測点 1	2	3	4	5	6
4000	4.6K	3.858	1.40	1.60	1.80	0.80	0.20	0.40
		0.700	2.00	1.90	1.20	1.40	0.80	0.60
	4.0	3.858	2.10	2.80	2.80	3.00	2.60	—
		0.700	1.80	2.80	3.20	2.80	2.40	—
	0.4	3.858	2.60	1.60	2.20	2.00	0.80	0.40
		0.700	4.30	3.00	2.40	2.00	1.40	0.80
	0.2	3.858	2.40	2.20	2.20	1.40	1.40	1.00
		0.700	2.90	1.40	4.70	4.10	3.20	2.20

5. 計画案による実験

計画は図-6 に示してある通り、3.8Kより上流は左岸を引堤し、右内川分流堤(付近)にある山の一部分を用さくし、3.8Kより下流を河巾3.00m としたショートカットに作り、0.4Kに結ぶ法線となる。

模型の新河道両端の接続は横断面(図4)の所に1.0m ずつ、距離標は現状のものとする。此間、0.4Kには流しに対して直角に1.5m ずつ、右岸を移動させた。断面位置は図-1 に示した。

(1) 水位 図-4 の通り、 $Q=6000, 5500, 4000, 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ について測定した。

此間、0.0K ~ 右内川 0.0K には、水位差は殆どなく計画河道に入ってから水位が下がる。 $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ は、4.0K 付近と水位差が大きい。4.0K より上流は各流量とも、ショートカットによって水位が低下し、4.0K における水位を比較すれば、表-5 の5

表-5

流量	現 状	計 画	河口水位
6000	T.P. + m	6.142	
5500	6.558	5.820	T.P. 3.858
4000	5.986	4.967	"
4000	5.673	4.619	T.P. 0.700
2000	4.466	4.138	T.P. 3.858

12.0.30~0.70m低下している。計画高水流量に対しては、充分余裕があり、流下能力は5500 m^3/s である。河口水位の影響は5.0Kで消えている。

(2) 流向 ショートカットの始端付近と、正岡港付近の流向を0.5mの方眼を設けて、色糸の通過位置を測定した。図-9のようである。ショートカットの始端部は、S字曲線の後半部分にあり、現代の河川形状から見て、左岸に水衝部が生ずる危険があるが、図のようによ主流は急曲凸岸(右岸)沿いにある。右岸には死水域を生じ水衝と称する危険は全くない。河口、水位が低い場合は、その傾向がさらに強くあらわれる。この付近の川中は、若干広くなっているが、特に拡がる必要はない。1.0Kで流線は左岸に向っているから、打たれぬが、0.8Km断面では、河床に平行な流れとなり、このため水衝りにはならない。

正岡港付近では、上流の区内0.2K断面と比較的均等な流れになっているが、下流に白旗に上り、右岸寄りになり、専ら流堤によってせまられるような流れをしている。流れは右岸寄りでは、断面が右岸に狭いところがあり、右岸が非常に深く伸びているためのものである。左岸側は、高水敷を区内0.0Kと北川0.4Kとの中間で切り、あり線切り堤だけ下流に接続している。その高水敷の下流側には死水域が生じ、0.0Kまで達している。北川0.2K付近では、川中の拡がっている所と、河岸の高い部分である。港湾内は、ゆるいとした渦流を生じているが、流れの影響は少ないと考えられる。河口水位を下けると

流運、流下する傾向が、馬の場合と同じであるが、大きくなり、死水域は小さくなった。右岸側に発生した逆流域は、模型の流線が滑らかに取りかかっているため、流運が、かなり大きいと発生したと考えられる。

(3) 流運分布 4.6K、4.0K、1.2K+225m、16M、0.4K、0.2Kの5断面で測定を行った。図-9.10のようになる。

上流の4.6K、4.0K断面では、現状とほとんどかわりなく引堤にある箇所に集中された部分は、死水域またはそれに近い流れとなっている。河口水位の影響がほとんどおられない。1.2K+225m断面は、ポットカットの始末断面とされているので、右岸側には、非常に大きな流運を生じ、40%以上を占めている。右岸側の2~3倍大きい極端な分布をしている。流向は、この現象がおかれることが明らかにされているが、この付近の護岸は充分配慮に設計が必要である。河口水位を下けると、全般に流運が大きくなる。下流の16M、0.4K断面では、左岸の死水域を除き、標準的な分布を示し、河口水位TP+0.70の場合は、水面勾配と全く異なり、約2倍の大きさとなっている。

正岡港に最も近い0.2K断面は、左岸に死水域があり、右岸側の分布となっている。最大流運は、水源の小さいところから大きく右岸側に近い位置に生じ、最深部では、比較的流運が小さい。分布形は、河口水位TP+3.858、TP+0.70mとほぼ同じで、大きさは0.4Kでもおられるように、TP+0.70mの場合は2~3倍となっている。

底流運は表-6の通りに、河口水位がTP+3.858の場合は、上流も下流

表-6

流量 (m/s)	断面	河口水位 T.P. m	測点1	2	3	4	5	6
4.000	4.6	3.858	0.0	1.80	2.20	0.0	1.00	1.80
		0.700	0.0	1.70	2.00	0.8	1.60	2.00
	4.0	3.858	2.20	2.20	2.80	2.40	1.40	—
		0.700	1.80	1.80	2.00	2.40	1.50	—
	1.2+ 2.25m	3.858	1.00	1.80	2.40	2.40	2.80	—
		0.700	1.80	2.40	3.00	3.30	3.60	—
	0.4	3.858	0.00	2.20	1.60	2.00	1.70	—
		0.700	3.00	3.00	3.00	3.00	2.80	—
	0.2	3.858	1.20	2.40	1.80	2.00	1.60	1.20
		0.700	4.00	4.40	5.00	4.20	2.80	1.40

もほとんど1.5%以下で、特に洗掘されるような流速はない。河口水位がT.P. + 0.70mのときは、上流の4.6K、4.0Kでは、河床に影響あるような流速はないが、1.2K + 2.25m断面、0.4K、0.2Kの断面では大きな河床変動がみられる。

6. 移動床実験

移動床実験は、近岡港付近について現状、計画の試験を行った。表-7に示しているように、流量は一定に4000³/sの流量を2時間通水して、河口水位を計画したT.P. + 0.70mの2種で、水位と河床変動高とを測定した。水位は実験開始から10分間隔で測定し、河床高は各断面方向に10cm間隔で通水終了後測定をした。図-11は測定の位置を示した。

実験に使用した河床材料の石は、平均粒径 $d_m = 0.3mm$ を使用した。現地の河床材料をも、分析結果によれば、板内川合流点より河口までは水中で、小量採取という条件もあり、平均粒径が約1.0mmであった。新河道とされる上下流で、ボーリングにより採取した材料では、 $d_{65} = 10mm \sim 20.0mm$ であった。実験用の石としては、後者を採用した。移動床に

おける相似率は、上式公式によると $f(T_0/t_0)$ 、 $\rho(n)$ の関係が、 $\rho(n)$ による、限界流速の相似率にだけ、石の運動の発生は、 $\rho(n)$ による、流速、流量、水位、を共に相似させておくと、かなり困難である。この実験では、河口水位が T.P. 3.858m の場合には、 h の上げの効果が、強くあらわれ、T.P. 0.700m のときは、 h の下が、非常に大きくなり、石の移動が、おけなく、浮遊状態がおかれ、相似関係が不明確になるのと、洗堀堆積の傾向を調べるために、重点をかけた。河口水位 T.P. 3.858、反内川は、供給石を、しなかった。現状の計画の右断面について、時間縮尺を計算すると表-7 のようになる。

① 現状河道について

水位は、実験開始から終了まで、右断面に、比較的安定した値を示し、変動中は、10~20cm (模型では、2~4mm) であつた。右岸では、流速水位の差により、30~40 (6~8mm) の差を生じている断面もあらわれる。後半1時間の平均水位を、固定床の水位と、比較してみると、河口水位 T.P. 3.858m、T.P. 0.700m と、ほとんど、よく一致していた。T.P. 0.700m の場合は、移動石が、おけなく、砂運も、大きく、 $0.0K \sim 0.4K$ 区間では、かなり、大量に、砂は、浮遊状態を、おいて、運搬されていると、おかれ、砂運による粗度は、おれ、大きな影響は、与えなかったものと、おえられる。(図-14)

河床変動は、図-12 のように、おれた。通水前の河床高を、基準として、変動高を、記入した。河口水位を、計画として、おきは、 $0.4, 0.6K$ 、右岸の流速が、大きい、所、若干洗堀を生じているが、ほとんど、変動は、ないとおられる。河口水位が、T.P. 0.700m のときは、反内川分流水口付近は、変動が、おれ、 $0.6K$

表一 7

河 况	流 量	断 面	河口水位		H	R	I	n	T_c	T_o	$S(\%)$	$P(n)$	T
现 况	4.000	0.6	TP 3658	现	4.011	6.958	3.95×10^{-4}	0.0433	55.0	249	0.97	0.623	5.93
				模		0.125		0.0226	252	498	0.70	0.689	
		0.4		P	1.668	4.376	6.30×10^{-4}	0.0272		271	0.98	0.623	9.28
				M		0.0875		0.0142		542	0.73	1.098	
				P	3.847	6.459	3.75×10^{-4}	0.0543		238	0.97	0.623	4.88
				M		0.129		0.0283		496	0.67	0.623	
		0.2		P	1.542	4.908	38.00×10^{-4}	0.0987		1830	1.00	0.623	7.07
				M		0.0982		0.0514		3660	1.00	0.623	
				P	3.782	6.262	3.75×10^{-4}	0.0371		230	0.96	0.623	5.92
				M		0.125		0.0193		460	0.62	0.806	
计 画	4.000	0.6	TP 3658	现	3.779	5.019	2.46×10^{-4}	0.0167	55.0	121	0.74	0.931	0.55
				模		0.104		0.0087	252	242	0.03	1.788	
		0.4		P	1.909	4.479	11.05×10^{-4}	0.0284		465	1.00	0.623	11.57
				M		0.0896		0.0148		970	0.96	1.052	
				P	3.764	5.954	2.46×10^{-4}	0.0226		144	0.84	0.689	1.61
				M		0.119		0.0118		288	0.10	1.321	
		0.2		P	1.688	4.768	23.20×10^{-4}	0.0461		1086	1.00	0.623	7.37
				M		0.0953		0.0240		2172	1.00	0.649	
				P	3.827	6.307	2.46×10^{-4}	0.0306		152	0.88	0.623	2.40
				M		0.126		0.0159		304	0.19	0.979	
				P	0.737	3.607	7.08×10^{-4}	0.0134		116	0.70	1.137	0.40
				M		0.0721		0.0070		222	0.02	2.225	

0.0Kの左岸側に堆積が生じているが、この断面では洗掘される傾向が大きくなり、これは現在の航路として深くなっている部分でも洗掘されている。現状ではよく維持されている。この一端がけられる。

② 計画河道について

水位は、河口水位が計画である場合には、実験の開始から終了まで変動が少なかった。現状実験に於いて、1時間以上通水してもあまり変化はなかったことが観察されたので、1時間の通水で実験を打切った。左・右側渠の水位差は20~30cmあるが、実験開始時の水位を除いて、平均水位は、固定床での水位とよく一致していた。河口水位がT.P.+0.700の場合には、河床変動の影響によると思われる水位変動が、かなりおそれ、管内0.0K、IC川0.4Kの断面では1時間30分位から水位は上昇し、IC川0.2K断面は実験終了時まで、不安定であった。

実験終了に近、30分間の水位の平均水位は、固定床による水位とよく一致していた。図-15。河床変動は図-13に示すように、河口水位がT.P.+3.858mのときには、砂の移動は、現状より若干多くあり、0.2K+270m断面より上流では、洗掘・堆積が、ほぼ均等に保ち、0.2K+270mの堆積、その下流で洗掘の傾向となっている。洗掘・堆積が、いすけしくおこられる。港湾への影響は全くおこられない。河口水位T.P.+0.700mのときは、管内0.0K、IC川0.4K断面では洗掘、0.2K+270m、0.2K+135m断面では堆積、0.2K、0.0K断面では、左岸側の河床の高、部分が洗掘され、航路として深く掘られている部分が堆積となっている。この傾向は航

路に対して好しくない状態を示している。上流側では大きく洗掘され、石は比較的断面の大きい $0.2K+270m$ 、 $0.2K+135m$ に推積し、さらに下流の最深部にも推積したものと考えられる。石の移動は、非常に遅い。浮流石が帯状をなし、河床がおそいような状態で運搬されているのが観察された。

7. 計算による検討

移動床実験の結果、計画河道では $0.0K \sim 0.2K+270m$ 区間にわたって推積の傾向がみられ、航路維持上、憂慮すべき事態を示している。この事態に対して、水位、流量の計算による対策の一方を検討したものである。水位は、一般的に背水計算方式で、流量は土研公式による。河床材料粒径は、3.0mm 分け資料全体の平均 $d_m = 0.25mm$ を用いた。計算結果は表-8 のようにある。ケースAの計算は、計画そのまゝの断面で計算したもので、 $0.2K$ 、 $0.2K+110m$ 、 $0.2K+270m$ の断面では、流量が小さく、推積する恐れがみられている。

ケースBでは、計画河道で、T.P. 3.858m の河口水位のとき、右岸側に大きな死水域を生じていたことは、流向図で示した。この死水域の範囲を除去して、断面(図-20に示す)とした場合の計算をしたもので、 $0.2K+270m$ 、区内 $0.2K$ 断面は、若干流量が小さいが、ケース内の場合より上流から下流に比較的一定した値となり、流量も大きくなった。このことは、河床の洗掘、推積を防止するに必要である傾向にあることを示しているものである。

右岸の法線は、区内 $0.0K \sim$ 北川 0.4 の間で打ち切られている。右岸高水

ケース A-2 (河口水位 T.P.+3.858m)

断面	Q	H _E	R	B	I	$\frac{\sigma-p}{\rho} \cdot g$	τ_0/ρ	U*	τ_c	f(%)	$\rho(m)$	$\tau_0 U_* f \cdot \rho$	ρ_B	Q _T
(左) 0.0	4000	3.974	7.08	368	4.21×10^4	1617	292.1	17.09	19.11	1.00	0.623	3110	1.923	255
0.2		4.078	5.81	368	4.21		229.8	15.49				2314	1.431	190
0.2+110														
0.2+270														
0.4		4.066	6.26	240	0		0	0				0	0	0
(右) 0.0		4.220	5.39	195	7.08		368.4	19.20				4407	2.725	191
0.2														
0.4		4.551	5.16	195	8.53		431.4	20.77				5582	3.452	242

ケース B-2 (河口水位 T.P.+3.858m)

断面	Q	H _E	R	B	I	$\frac{\sigma-p}{\rho} \cdot g$	τ_0/ρ	U*	τ_c	f(%)	$\rho(m)$	$\tau_0 U_* f \cdot \rho$	ρ_B	Q _T
(左) 0.0	4000	4.007	7.62	300	6.03×10^4	1617	450.5	21.22	19.11	1.00	0.623	5956	3.683	398
0.2		4.156	6.63	254	6.03		391.9	19.80				4834	2.989	273
0.2+110														
0.2+270														
0.4		4.174	6.05	211	4.39		26.0	5.10				83	0.051	4
(右) 0.0		4.375	5.81	187	4.64		264.4	16.26				2678	1.656	111
0.2														
0.4		4.598	5.05	195	8.33		461.0	21.47				6166	3.813	268

敷をそのまま延長した方が法線と一致し、したがって、この付近で断面が大きくなるように仮定すれば、河床変動に対して動的に安定が得られると考えられる。河口水位が T.P. + 3.858 m の場合について計算を行つて、表-9 のケース A2 / B2 の方が好い。勾配の精度が非常に良いため、信頼度の突では、疑問の余地を残しているが、この計算による流砂量は河口水位の低い時に、利川の 0.4 K 断面をのぞき、ケース A2 = B2 とともに、 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ の値を示し、大きさも同程度であった。利川 0.04 K 断面は流砂量が非常に小さく、推積するところを示している。河口水位の低い場合には、ケース B の方が断面を狭めることにより、流砂量の増加を求めることが可能であったが、河口水位の高い場合には、ケース B2 における方が期待できることを表わしている。

8. 結 論

以上の実験結果をまとめると次のようになる。

1. 検証は、中洪水以下の場合によく一致した。
2. 現状では H.W.L. に対する流下能力は 5500 m³/s である。
現在堤防高は、約 20.00 m である。
3. 利内川への分流量は 280 m³/s であった。
4. 河口水位変動の影響は、4.6 K で消えた。
5. 計画の場合、H.W.L. に対する流下能力は 5500 m³/s である。
6. ショートカット始端（利内 1.2 K + 22.5 m）では、川中の拡充が必要で、右岸には 40% 程度の流速が求められるので、充分な護岸が必要である。
7. 利内 1.2 K 以上流では特に洗堀されやすいため流速分布が求められる。

ケース A-1 (河口水位 T.P.+0.700m)

断面	流量	H _E	R	B	I	$\frac{\sigma}{\rho} \cdot g$	τ/ρ	U*	τ_c	$f(\%)$	$g(m)$	$\tau_0 U_* f \cdot g$	f_B	Q _T
(a) 0.0	4000	1.090	4.30	3.61	1.923×10^3	1617	810.3	28.46	19.11	1.00	0.623	14367	8.885	1155
0.2		1.565	2.97	3.64	1.784		519.2	22.78				7368	4.557	597
0.2+110		1.727	5.28	3.28	1.059		548.0	23.40				7989	4.941	583
0.2+270		1.851	4.51	2.80	1.043		632.0	25.13				9895	6.119	617
0.4		2.040	4.10	2.57	1.916		769.8	27.73				13299	8.224	761
(b) 0.0		2.536	3.75	1.96	2.571		935.8	30.58				17828	11.025	778
0.2		3.067	3.60	1.96	2.593		914.8	30.24				17234	10.658	752
0.4		3.542	4.03	1.96	2.306		919.7	30.17				17117	10.586	747

ケース B-1 (河口水位 T.P.+0.700m)

断面	流量	H _E	R	B	I	$\frac{\sigma}{\rho} \cdot g$	τ/ρ	U*	τ_c	$f(\%)$	$g(m)$	$\tau_0 U_* f \cdot g$	f_B	Q _T
(a) 0.0	4000	1.112	4.62	3.11	1.939×10^3	1617	877.9	29.54	19.11	1.00	0.623	16157	9.992	1119
0.2		1.591	3.49	2.65	1.860		636.2	25.21				14284	8.834	843
0.2+110		1.776	5.57	2.55	1.422		776.2	27.87				13477	8.335	765
0.2+270		1.975	4.21	2.48	1.707		704.3	26.52				11636	7.196	642
0.4		2.288	3.94	2.40	2.375		917.0	30.28				17299	10.698	924
(b) 0.0		2.824	4.10	1.96	2.373		953.5	30.87				18338	11.341	800
0.2		3.236	3.87	1.96	2.062		782.0	27.96				13622	8.424	594
0.4		3.624	4.53	1.96	1.883		835.9	28.90				16296	10.078	711

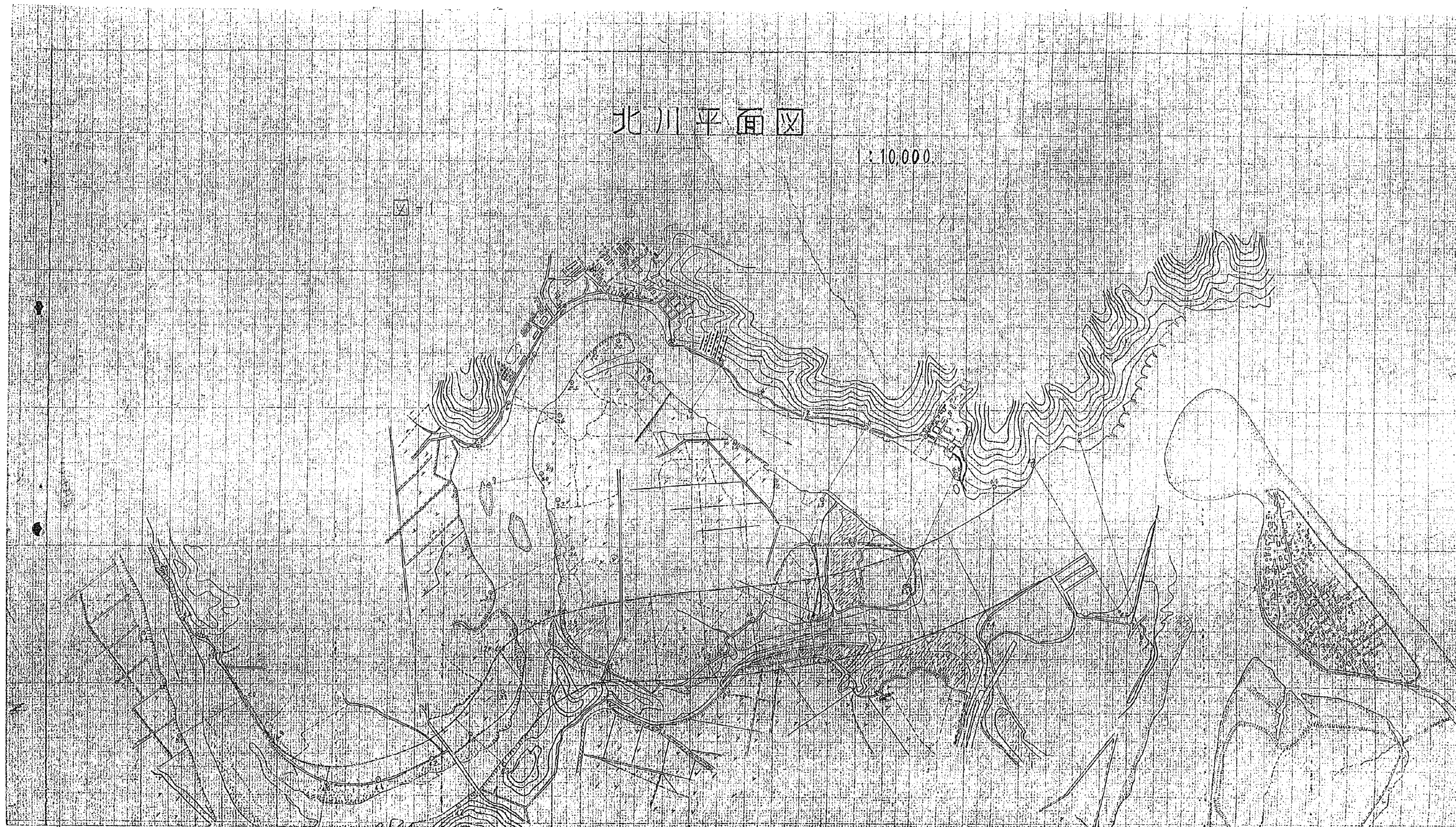
かった。

8. 近岡港付近の移動床実験では、現状は、洗堀傾向で現在の航路が五ヶ瀬川合流まで比較的よく維持されていることがわかれた。計画は堆積傾向を示している。
9. 計算によれば、河口水位T.P. 3.858mの場合、砂は、運搬されるが、洗堀堆積の均衡が比較的保たれているので、河床変動は少ない。
10. 計算によれば、計画断面の左岸、高水敷を原因0.0Kから下流まで延長があることにより、近岡港周辺の水深維持が容易になると考えられる。

北川平面图

1:10,000

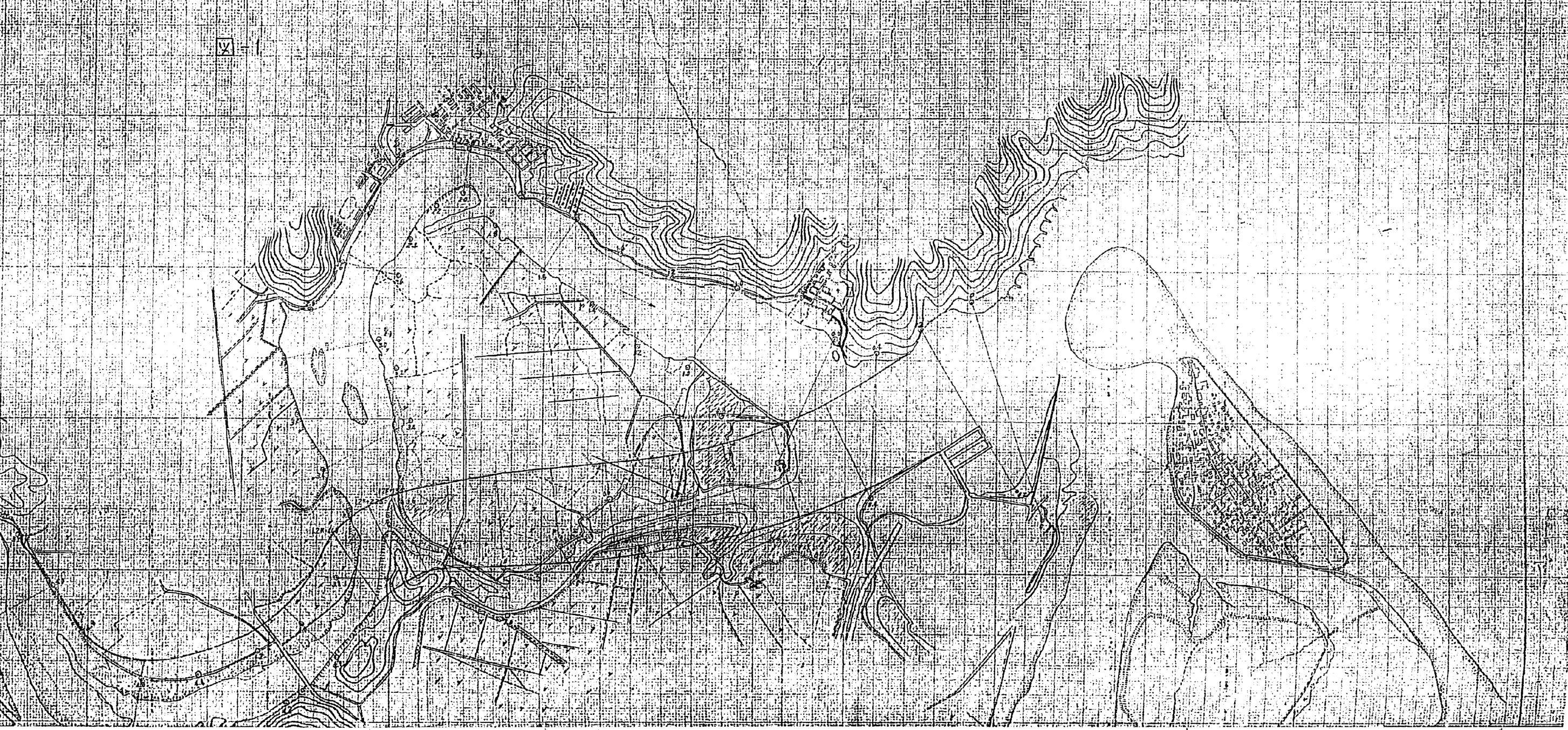
图-1

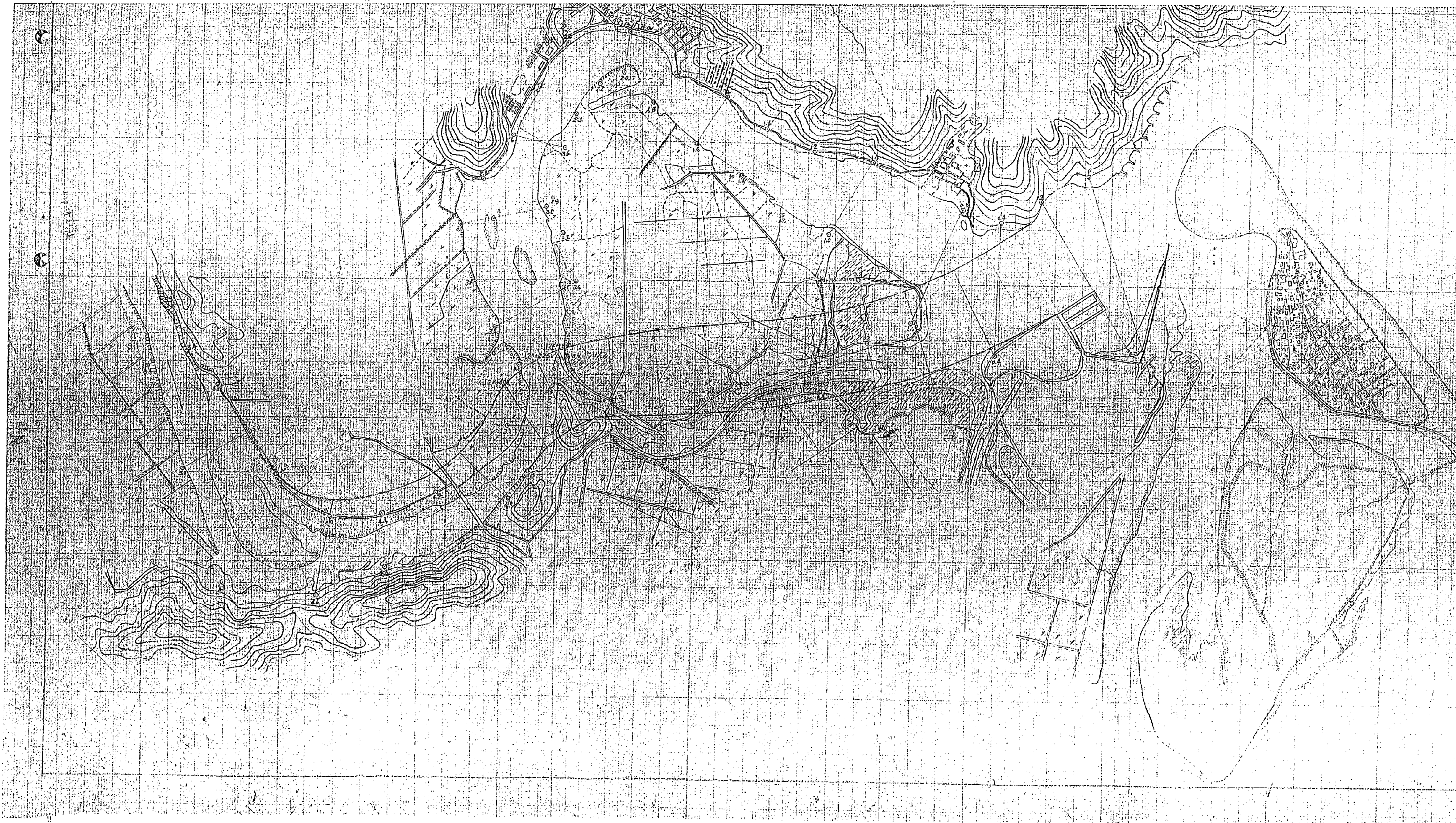


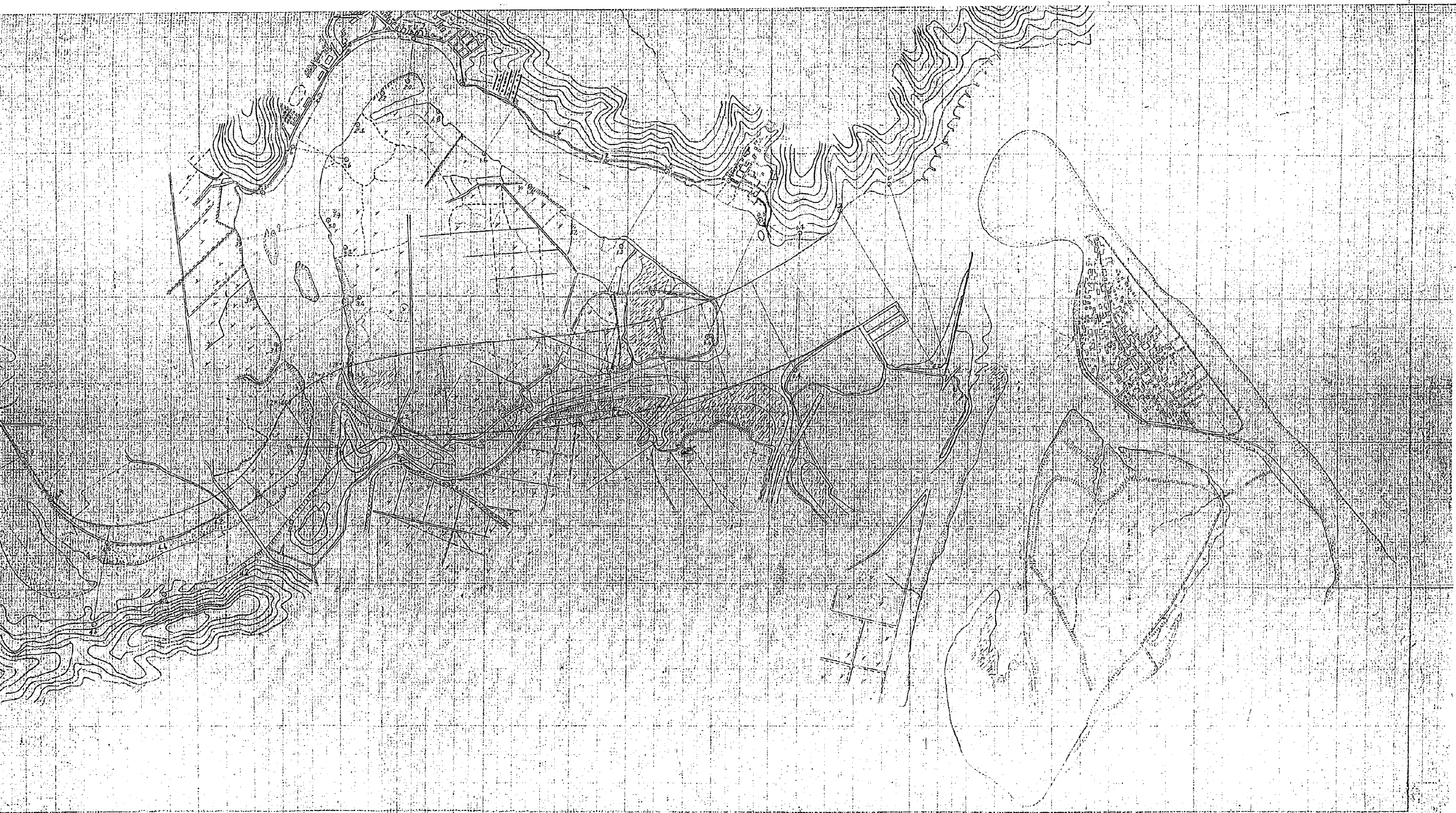
北川平面图

1:10,000

图例







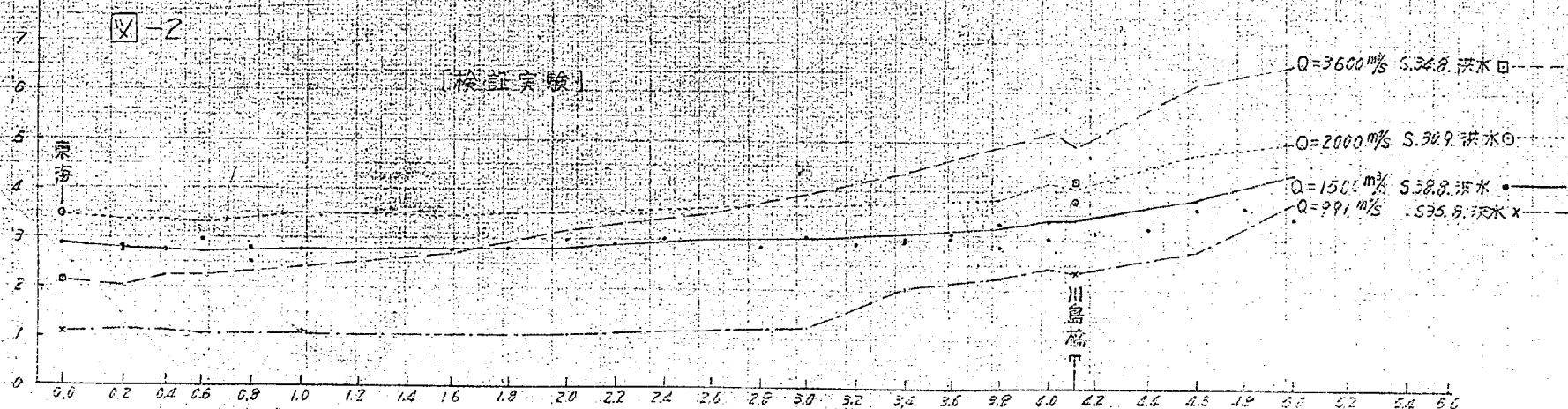
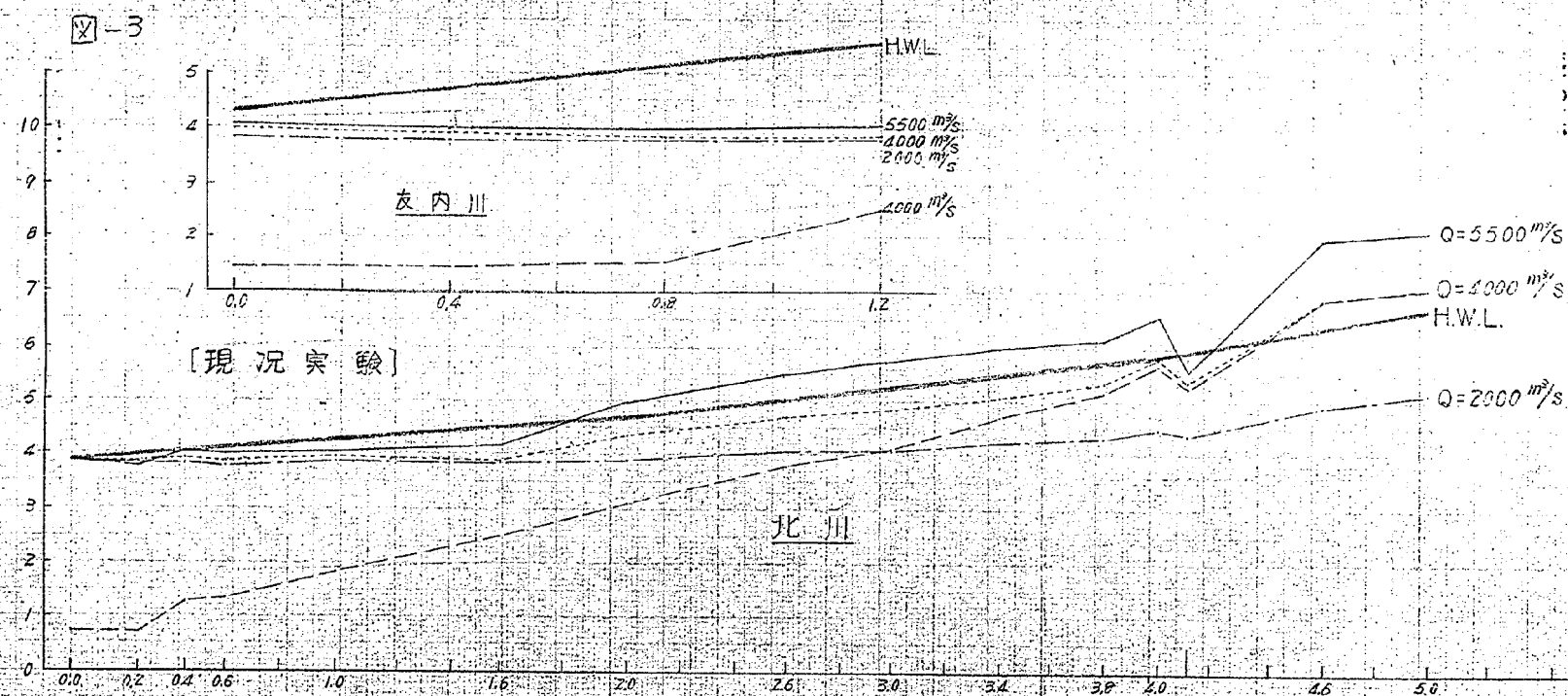
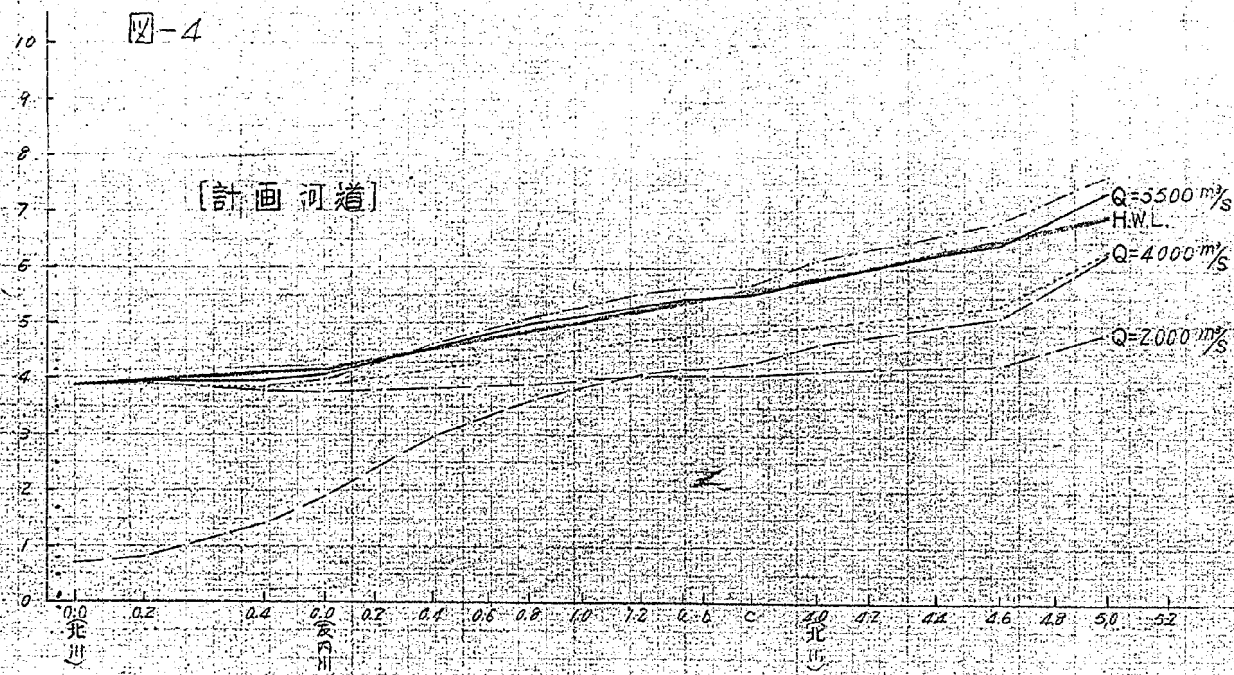
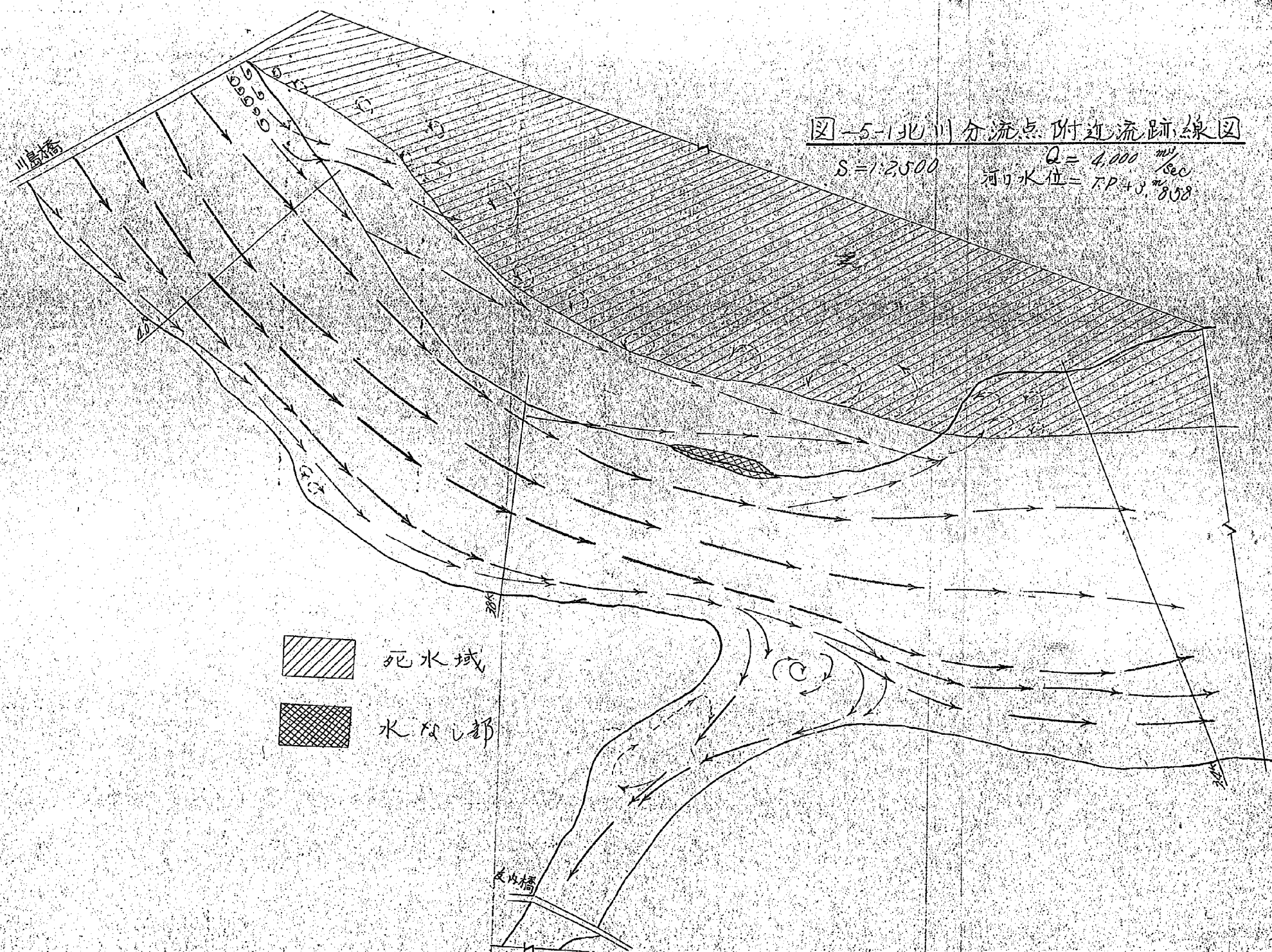
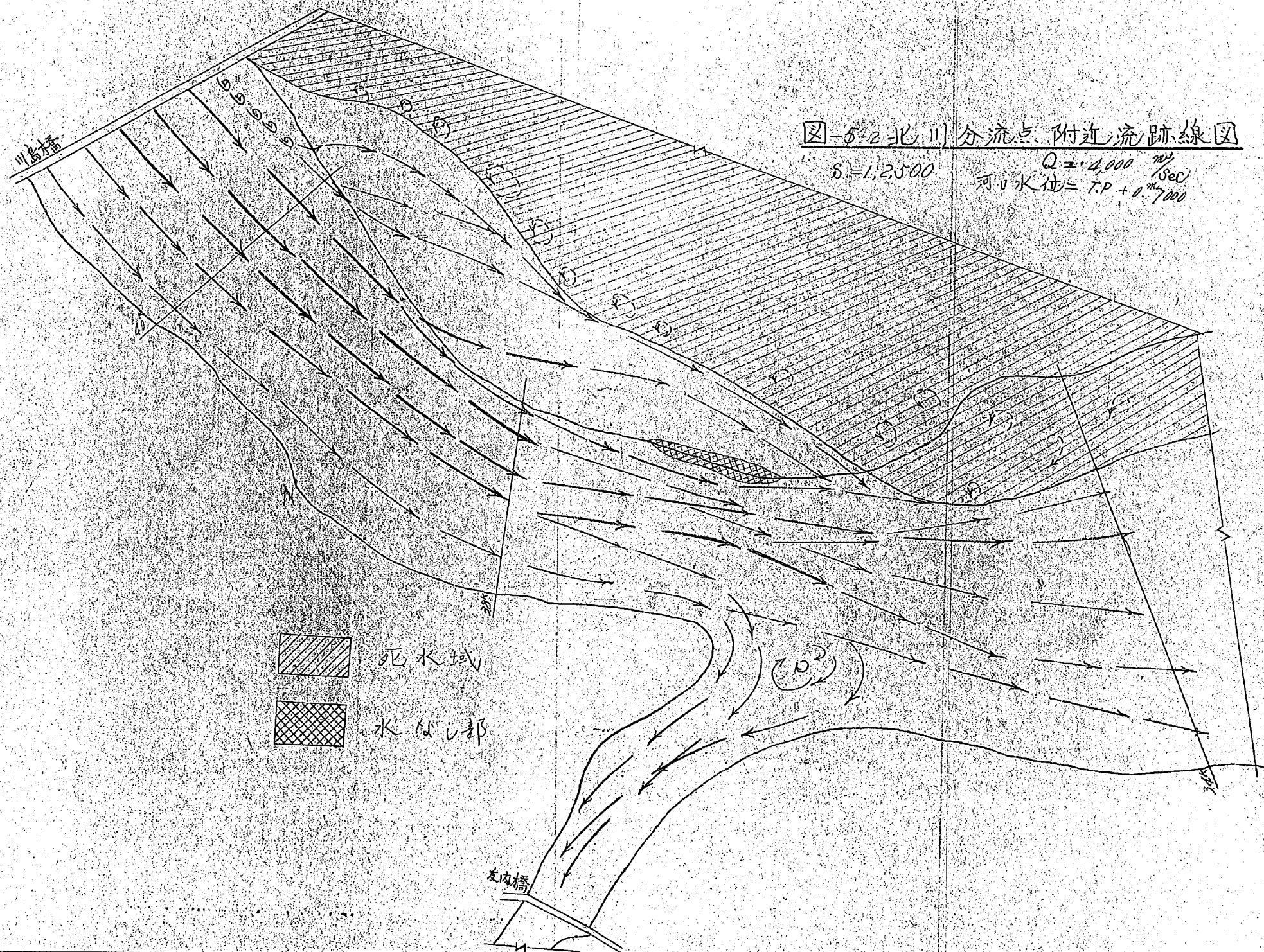


图-5-13北川分流点附近流跡线图

$S=1:2500$

$Q=4,000 \frac{m^3}{sec}$
河口水位=7P+0.858





Ⅴ-5-3

北川友内川合流点

$Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_i = \text{TP} - 3858 \text{ m}$

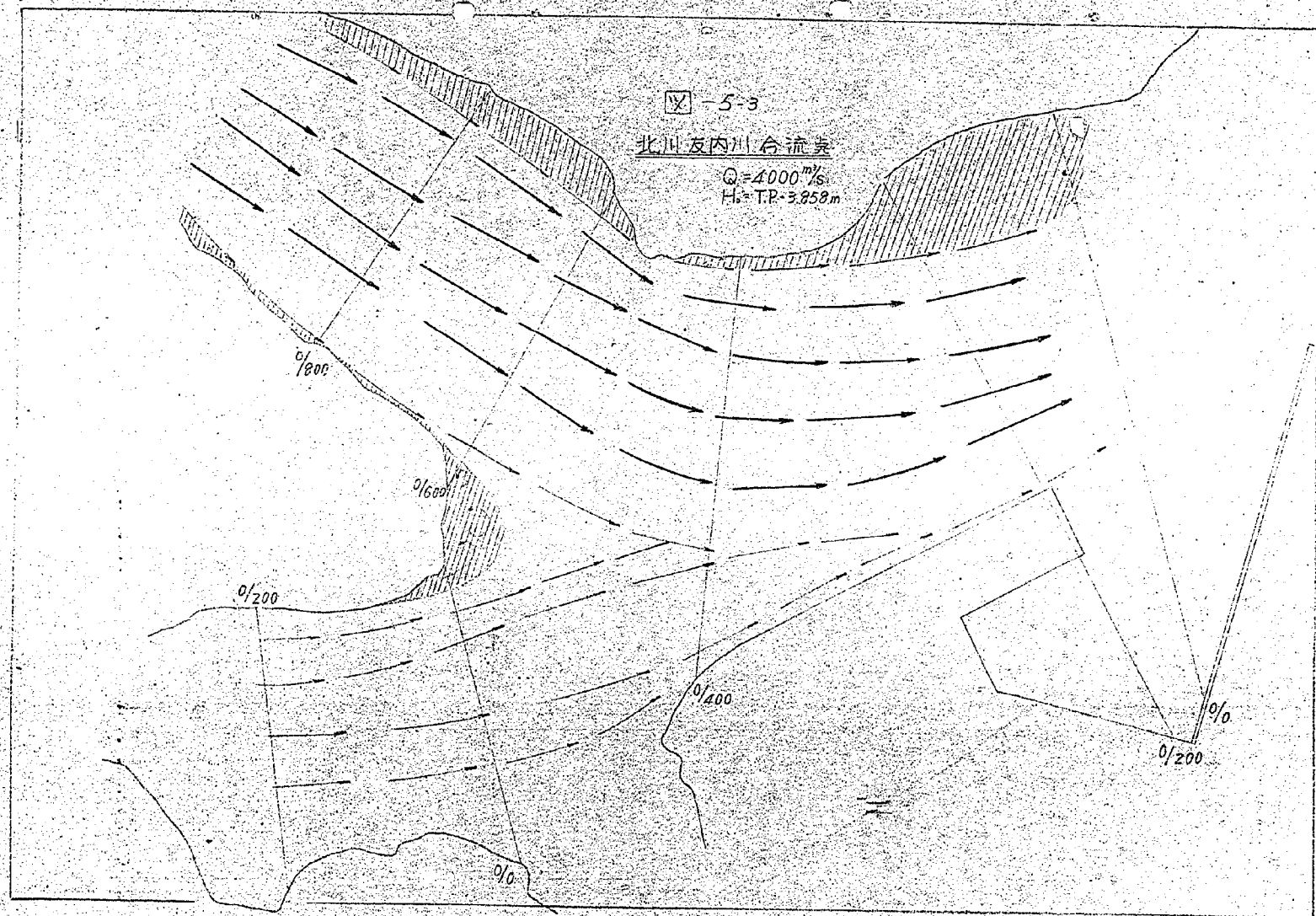


图 -5-4

北川友内川合流处

$$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = TP + 0.700 \text{ m}$$

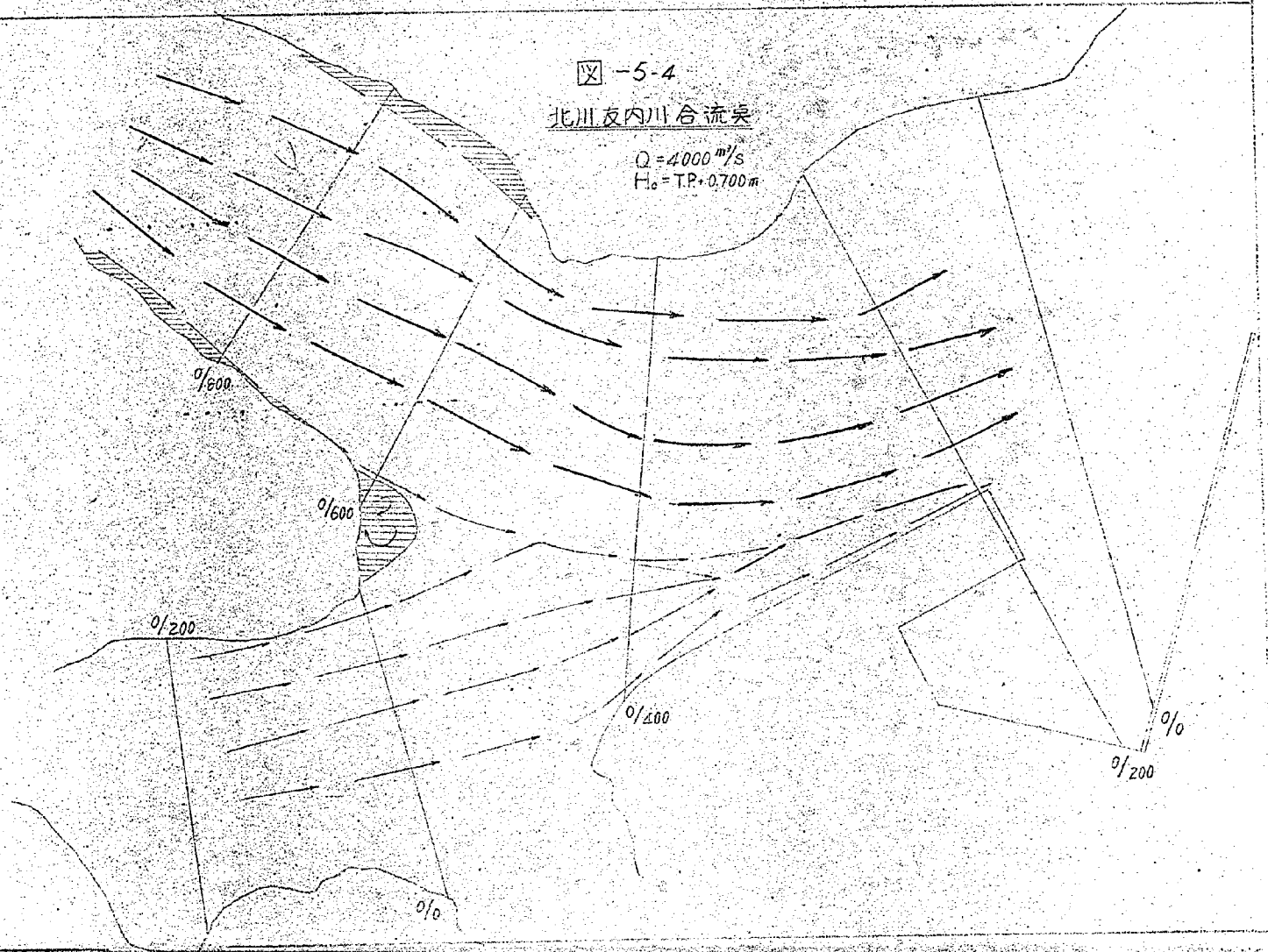


图-6-1 北川 4.6^K 流速分布图

$S = \begin{cases} \text{纵} & 1:200 \\ \text{横} & 1:2000 \end{cases}$

$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 河口水位 = $7.7 + 3.858$

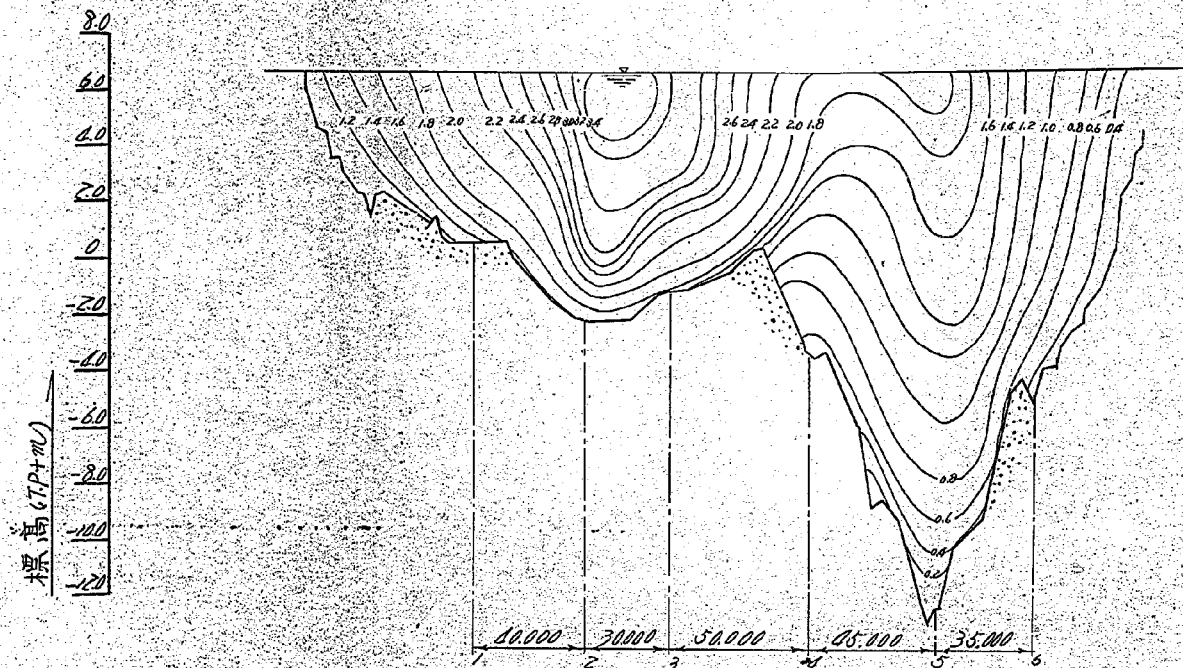


图-6-2北川40^k流速分布图

$S = \begin{cases} \text{纵} 1:100 \\ \text{横} 1:1000 \end{cases}$

$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
河口水位 = $TP + 3.53$

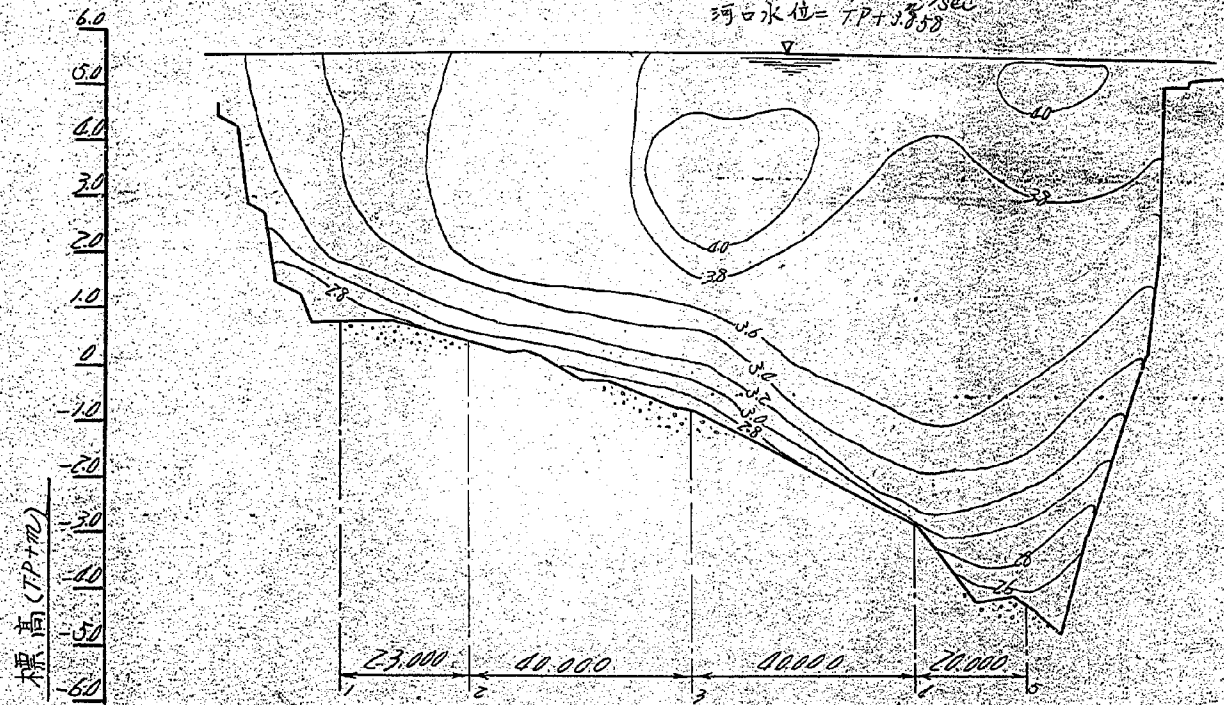


圖-6-3 北川 0.4K 流速分布圖

(現状河川)

$$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$$

$$\text{河口水位} = T.P + 0.858m$$

$$S = \begin{cases} \text{縦} & 1:100 \\ \text{横} & 1:2,000 \end{cases}$$

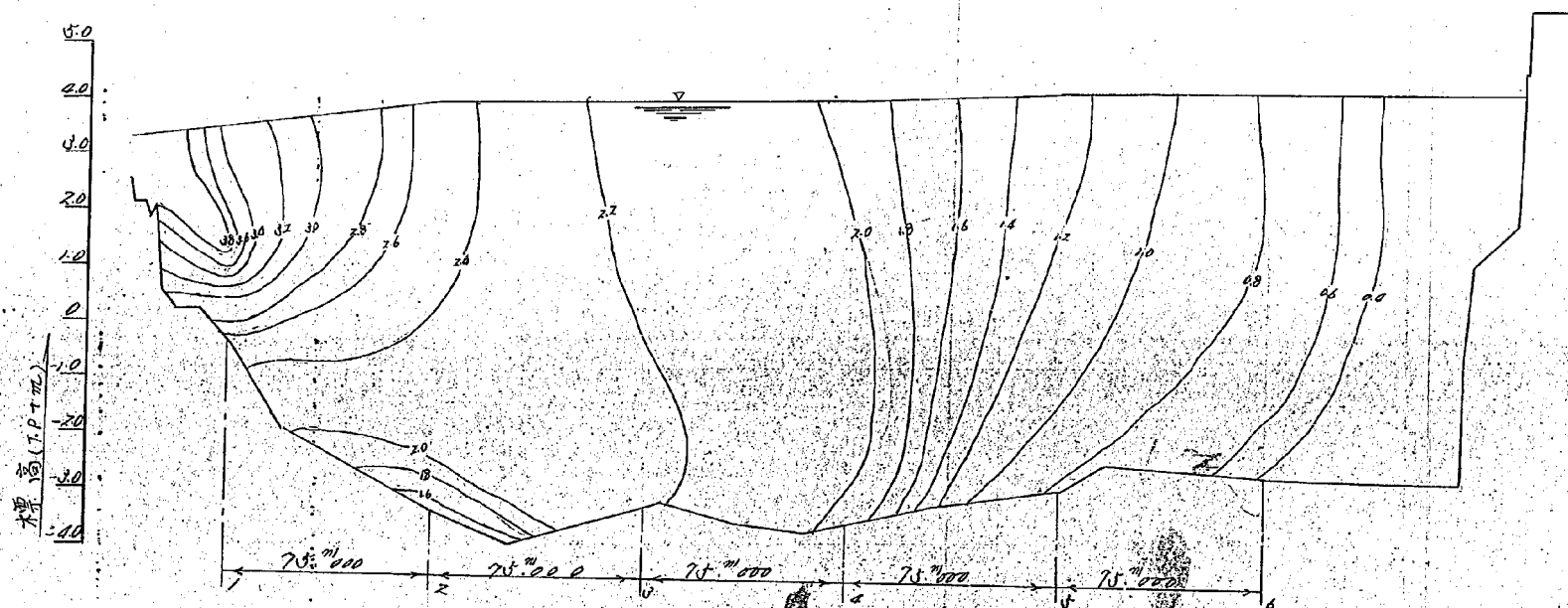


图-6-4 北川0.2K流速分布图

(现状河川)

$$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$$

$$河口水位 = TP + 4.858m$$

$$S = \begin{cases} 纵 & 1:200 \\ 横 & 1:2,000 \end{cases}$$

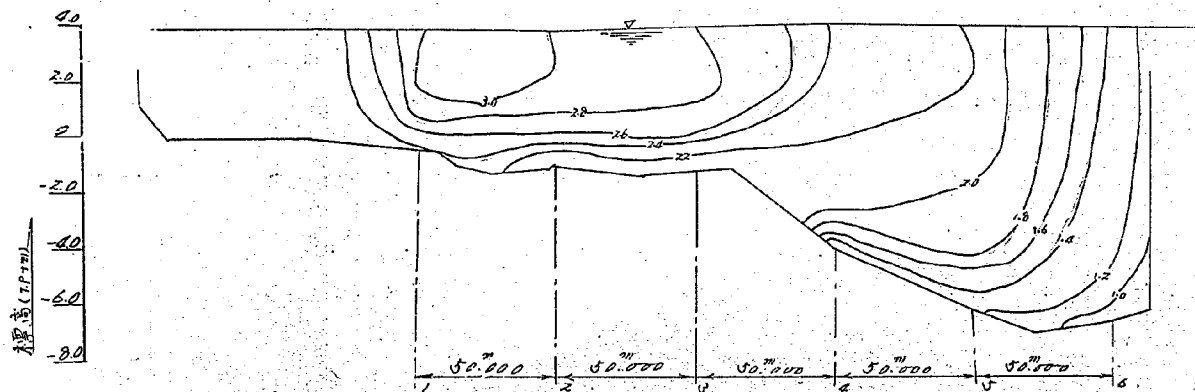


图-7-1北川4.6^K流速分布图

$S = \begin{cases} \text{纵} & 1:200 \\ \text{横} & 1:2000 \end{cases}$

$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 河口水位 = $T.P + 0.700 \text{ m}$

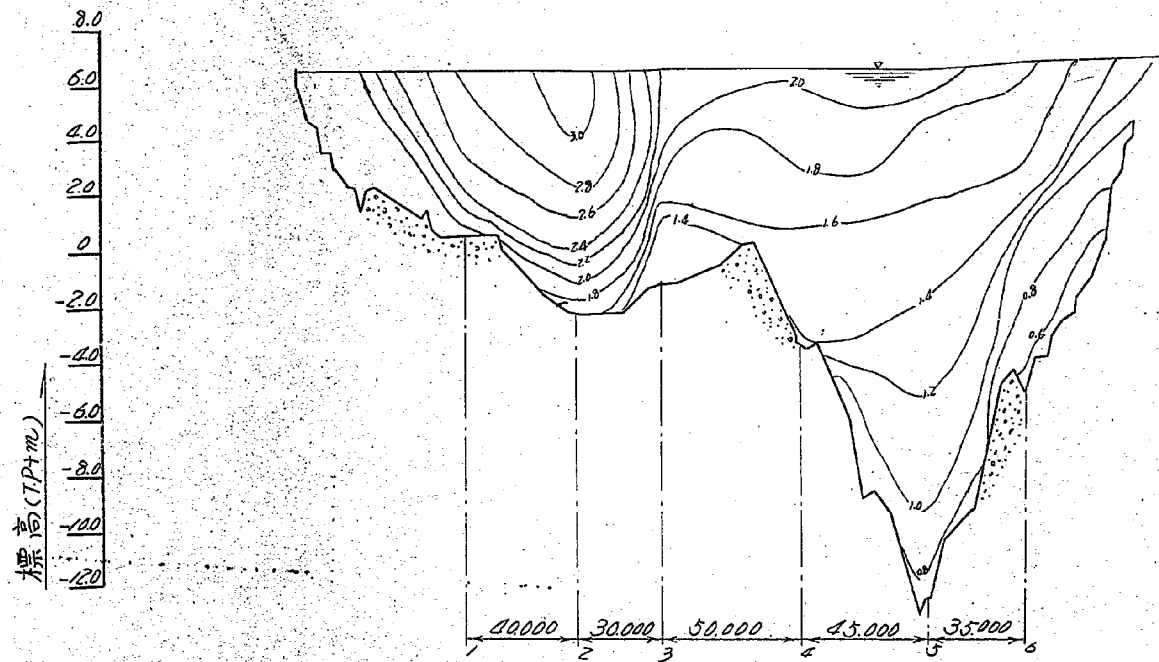


图-7-2北川4.0"流速分布图

$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
河口水位 = $7.7 + 0.700 \text{ m}$

$S = \begin{matrix} \text{纵} & 1:100 \\ \text{横} & 1:1000 \end{matrix}$

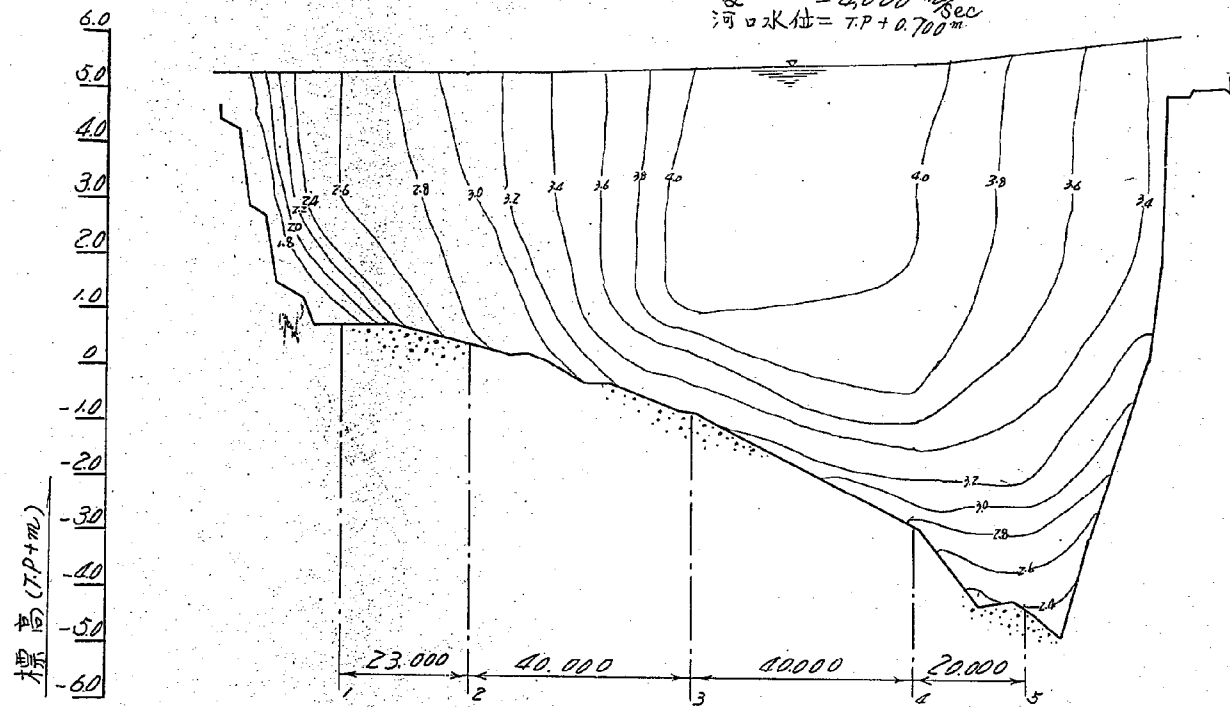


图-7 北川 0.4K 流速分布图

(现状河川)

$$Q = 4,000 \frac{m^3}{s}$$

$$\text{河口水位} = T.P + 0.700 \text{ m}$$

$$S = \begin{cases} \text{纵} & 1:100 \\ \text{横} & 1:2000 \end{cases}$$

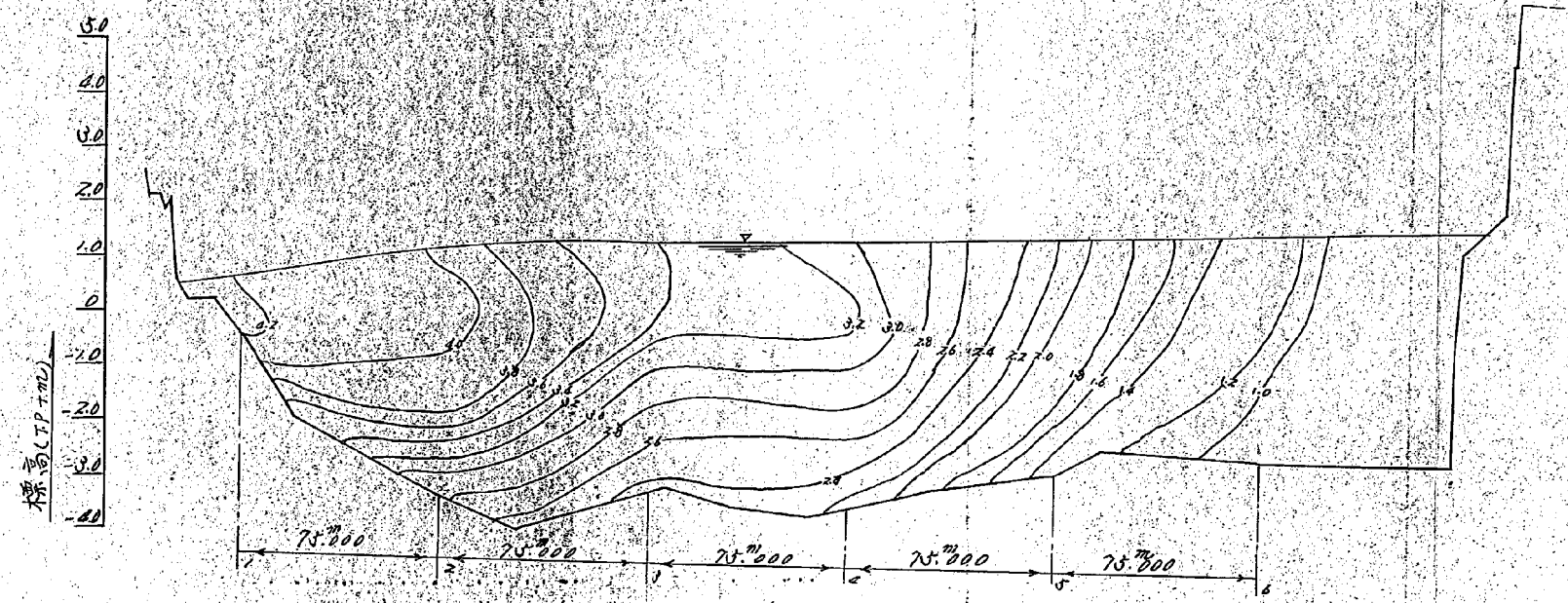


图-7-4 北川 0.2K 流速分布图

(现状河川)

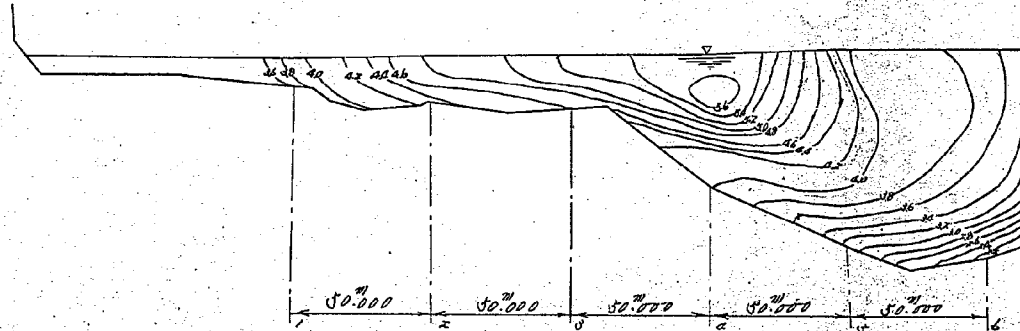
$$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$$

$$150 \text{ 水位} = T.P + 0.700 \text{ m}$$

S = { 縱 1:200
横 1:2,000 }

標高(T.P+m)

0.0
2.0
0
-2.0
-4.0
-6.0
-8.0



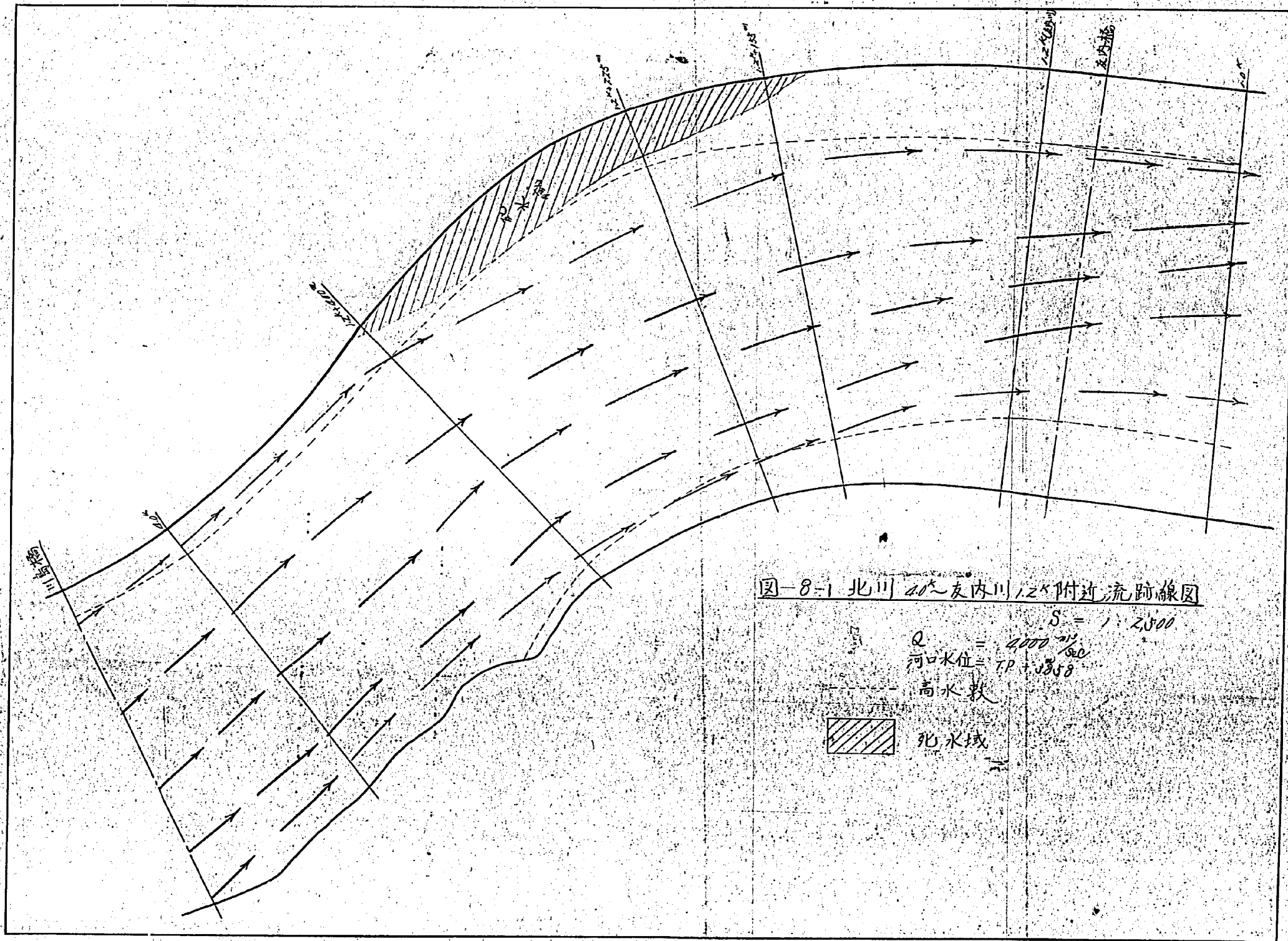


图-8-1 北川 40~友内川 1.25附近流跡线图

$S = 1:2500$
 $Q = 4000 \frac{m^3}{sec}$
 河口水位 = $T.P. + 0.58$
 高水数
 死水域

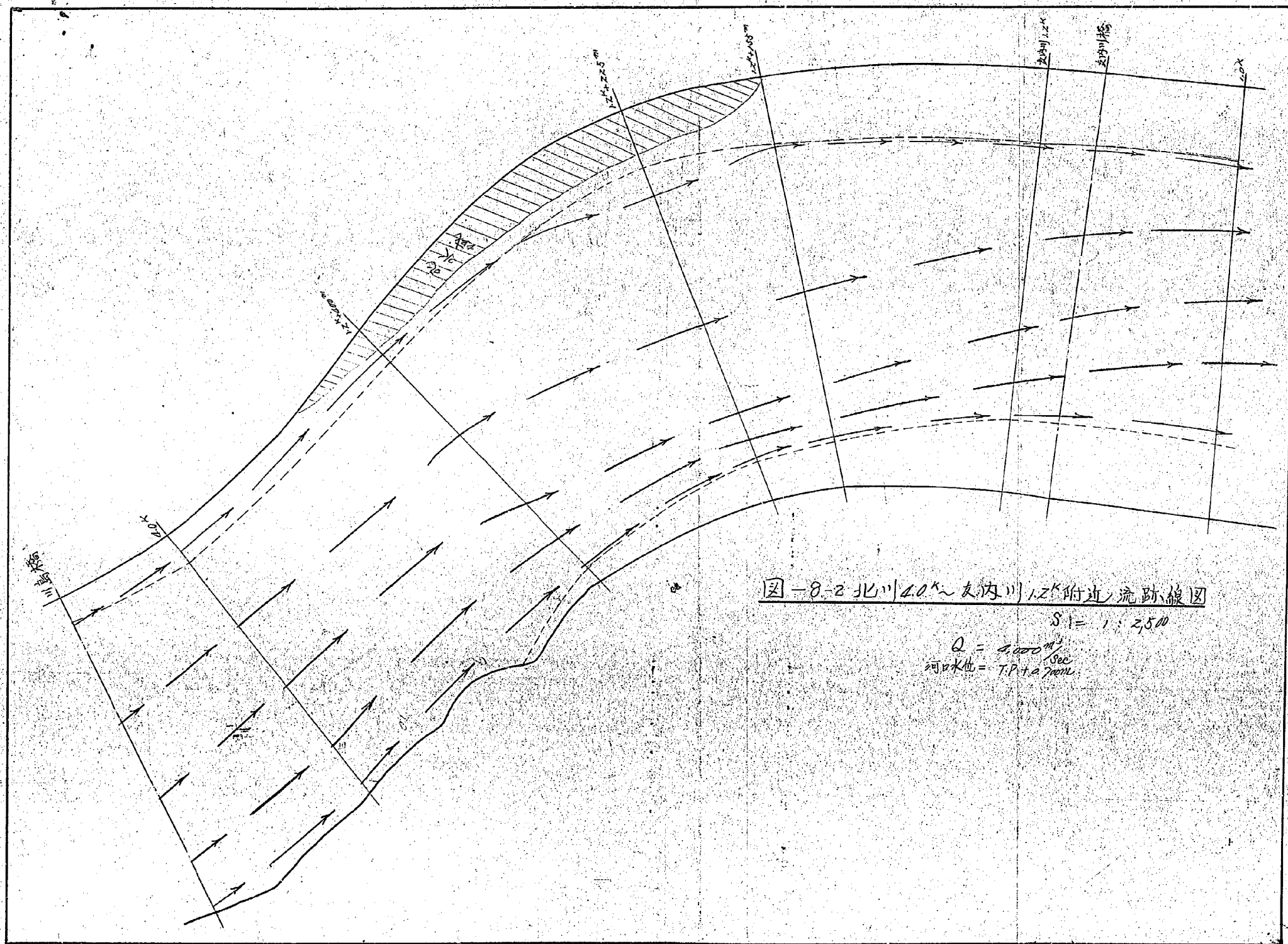


圖-8-3 北川河口部附近流跡線圖

(計畫河川)

$S = 1:2,500$
 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
河口水位 = $T.P + 0.859 \text{ m}$

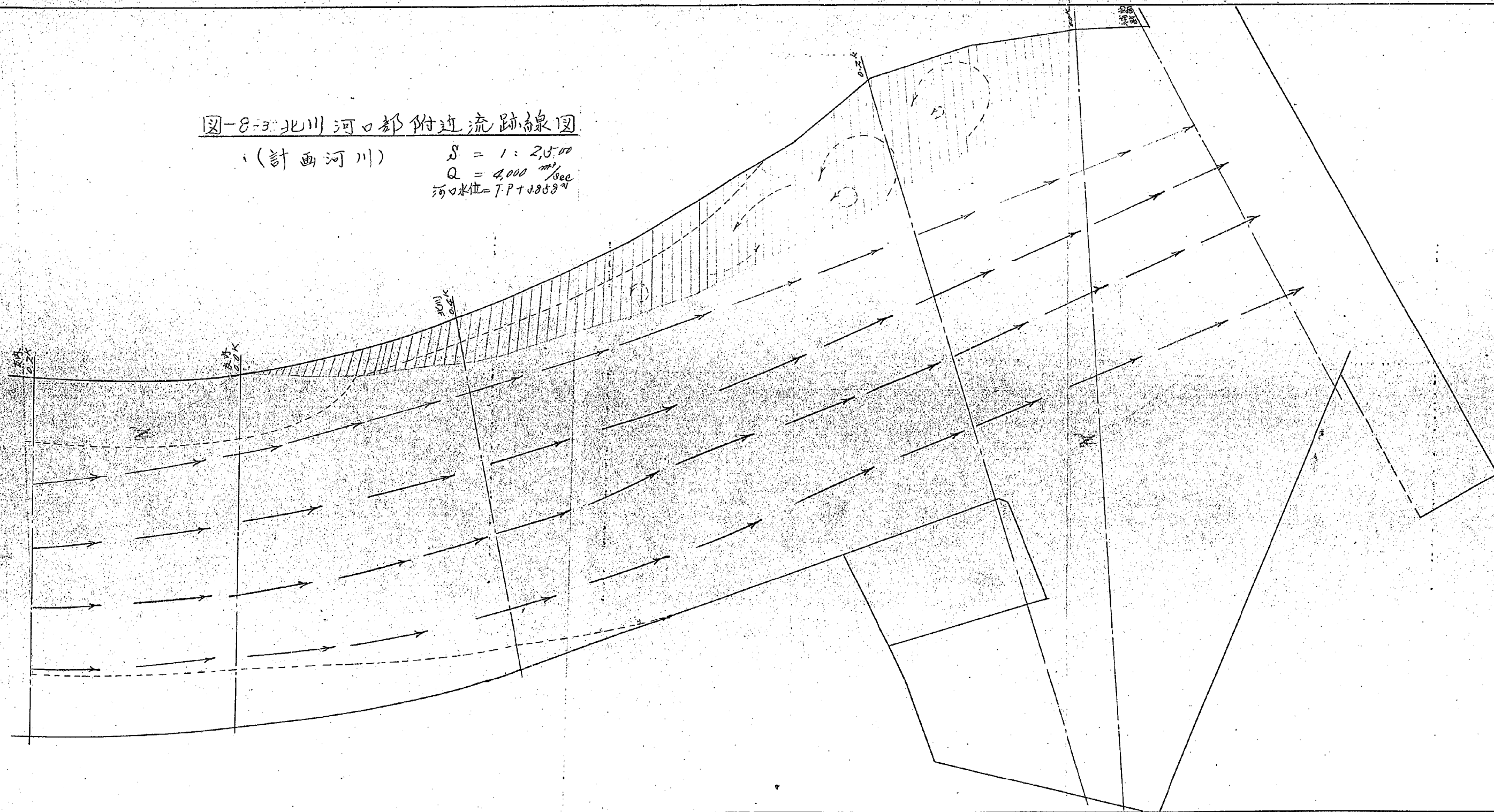


圖-8-4 北川河口部附近流跡象圖

(計畫河川)

$S = 1:2,500$
 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
河口水位 = $T.P. + 0.700 \text{ m}$

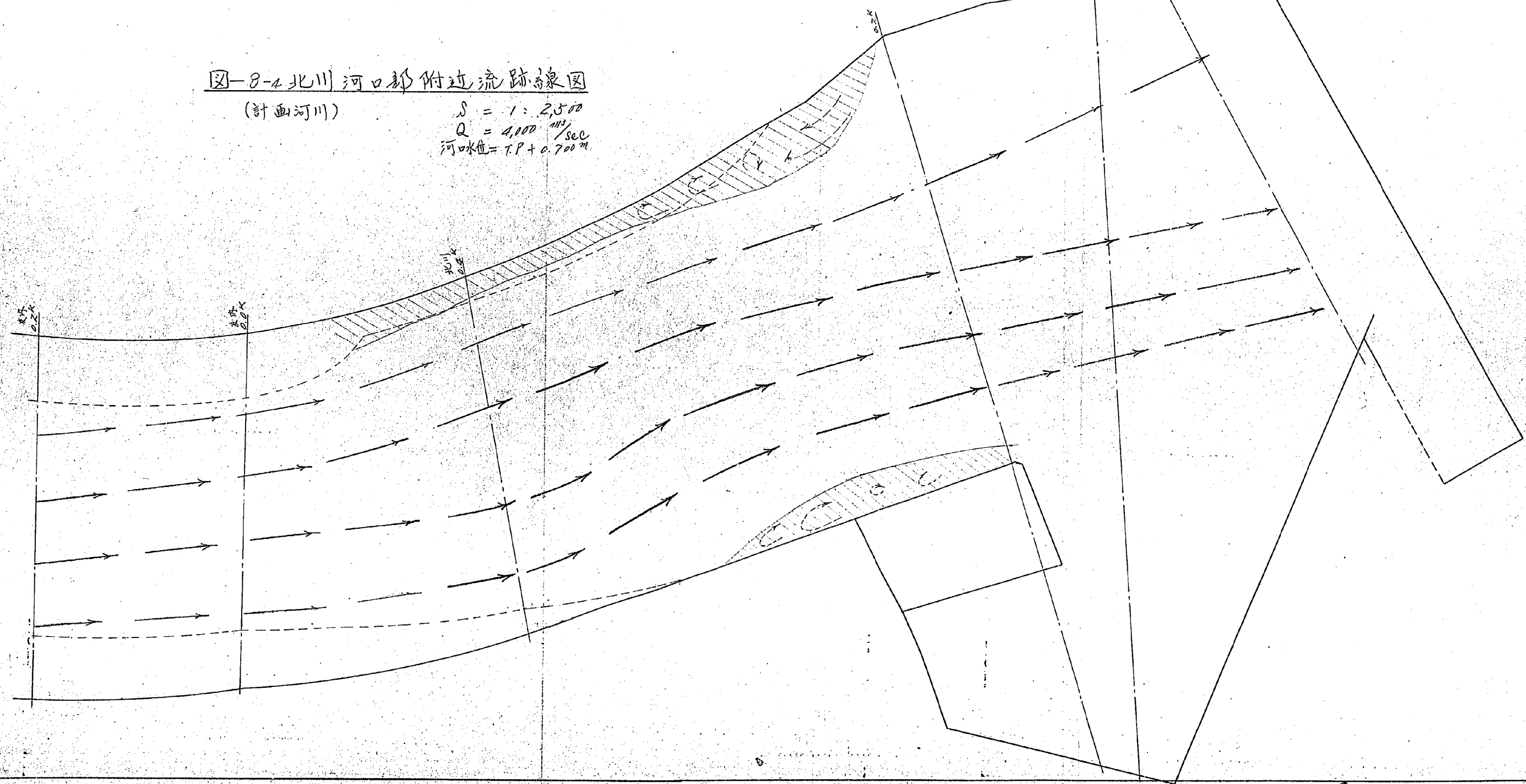


圖-9-1 北川 4.6^k 流速分布圖 $S = \begin{cases} \text{縱} & 1:200 \\ \text{橫} & \dots \end{cases}$

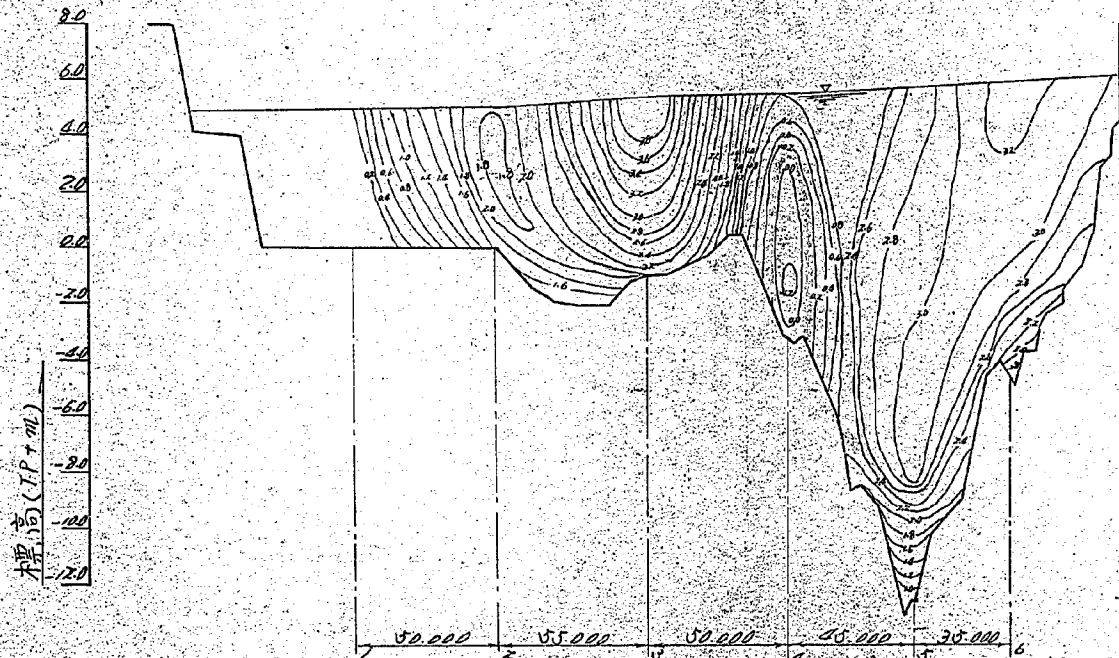
$$Q = 4000 \frac{\text{mm}}{\text{sec}}$$
$$\text{河口水位} = \frac{1}{T} \bar{h} + 0.858 \frac{d\bar{h}}{dt}$$


图-9-2 北川 4.0^k流速分布图

$S = \begin{cases} \text{纵} & 1:100 \\ \text{横} & 1:1000 \end{cases}$

$$Q = 4,000 \frac{m^3}{\text{Sec}}$$

$$\text{河口水位} = TP + 0.255$$

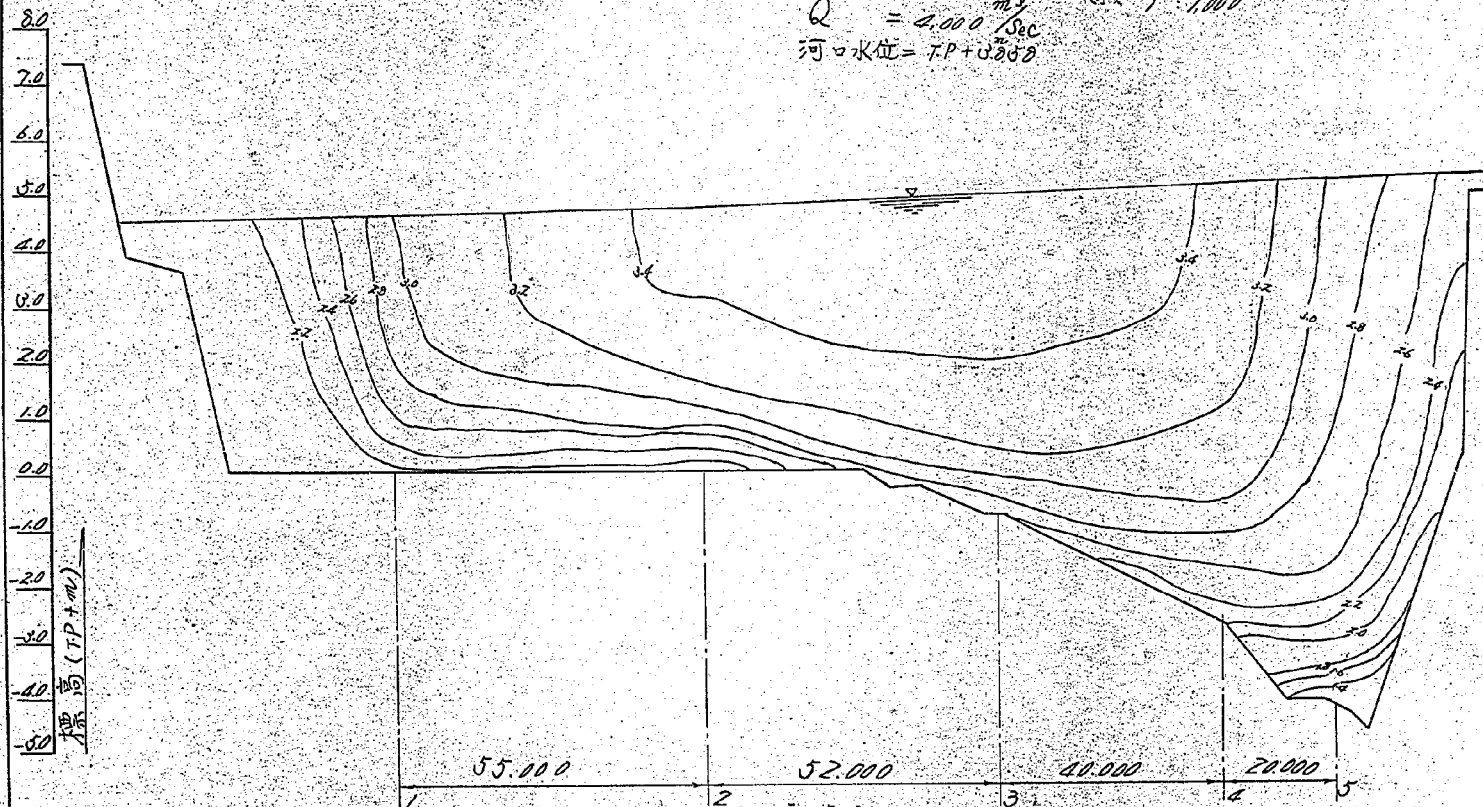


图 9-3 北川 (1242.25m) 流速分布图 $S = \frac{846}{1242.25} = 0.68$

$$Q = 4000 \frac{m^3}{sec}$$

$$河口水位 = T.P. + 0.33$$

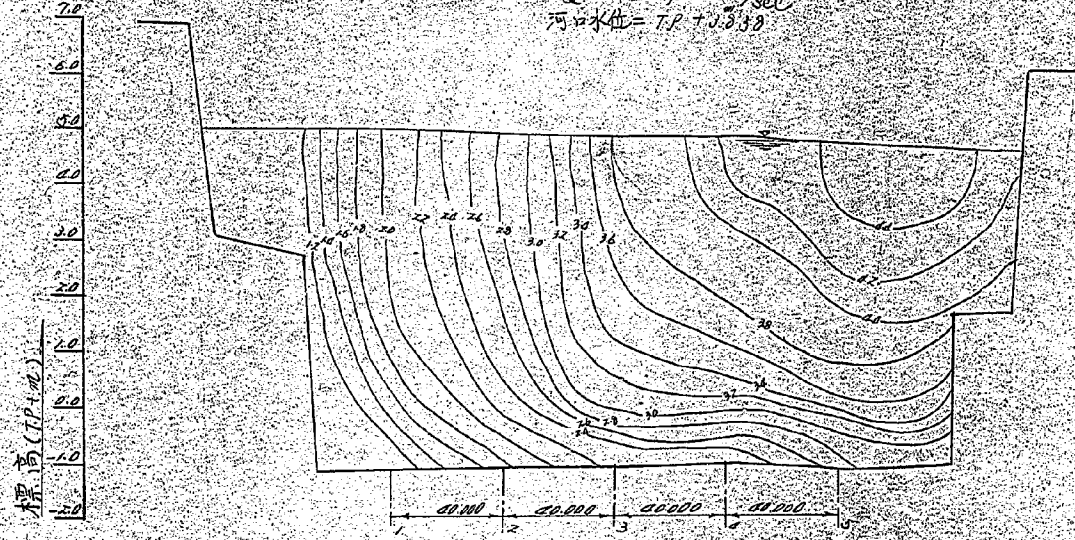


图-9-4北川0.4K流速分布图 $S = \frac{Q}{V} = \frac{2,000}{3,000} = 0.67$

(計畫河川)

$$Q = 2,000 \frac{m^3}{sec}$$

$$河口水位 = TP + 0.38m$$

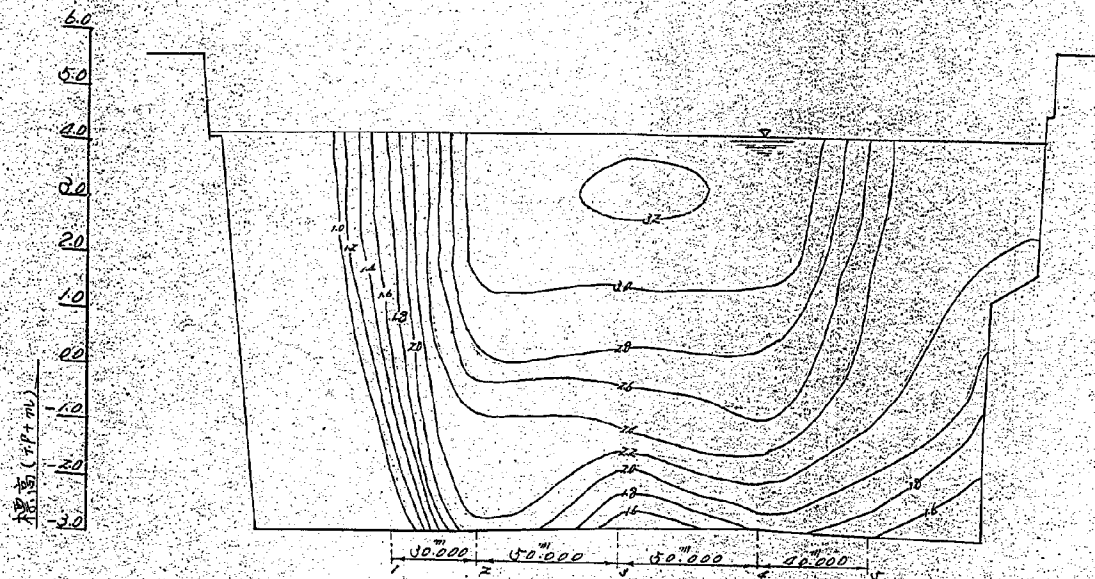


圖-9-5 北川 0.2^k 流速分布圖

(計畫河川)

$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
河口水位 = $TP + 0.85 \text{ m}$

$S = \begin{cases} \text{槽} & 1:200 \\ \text{河} & 1:3000 \end{cases}$

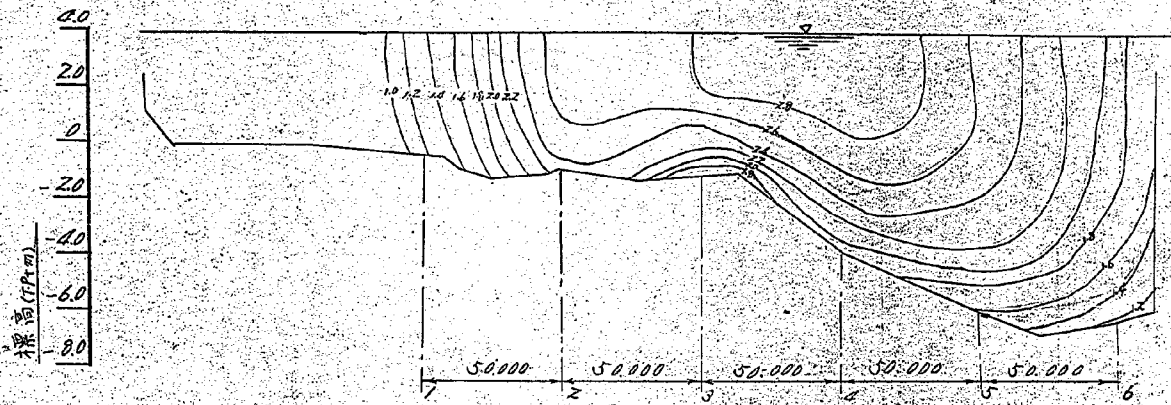


图-10-2 北川 4.0^m 流速分布图 $S = \begin{matrix} \text{纵} & 1:100 \\ \text{横} & 1:1000 \end{matrix}$

$$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$$

$$\text{河口水位} = T.P. + 0.700$$

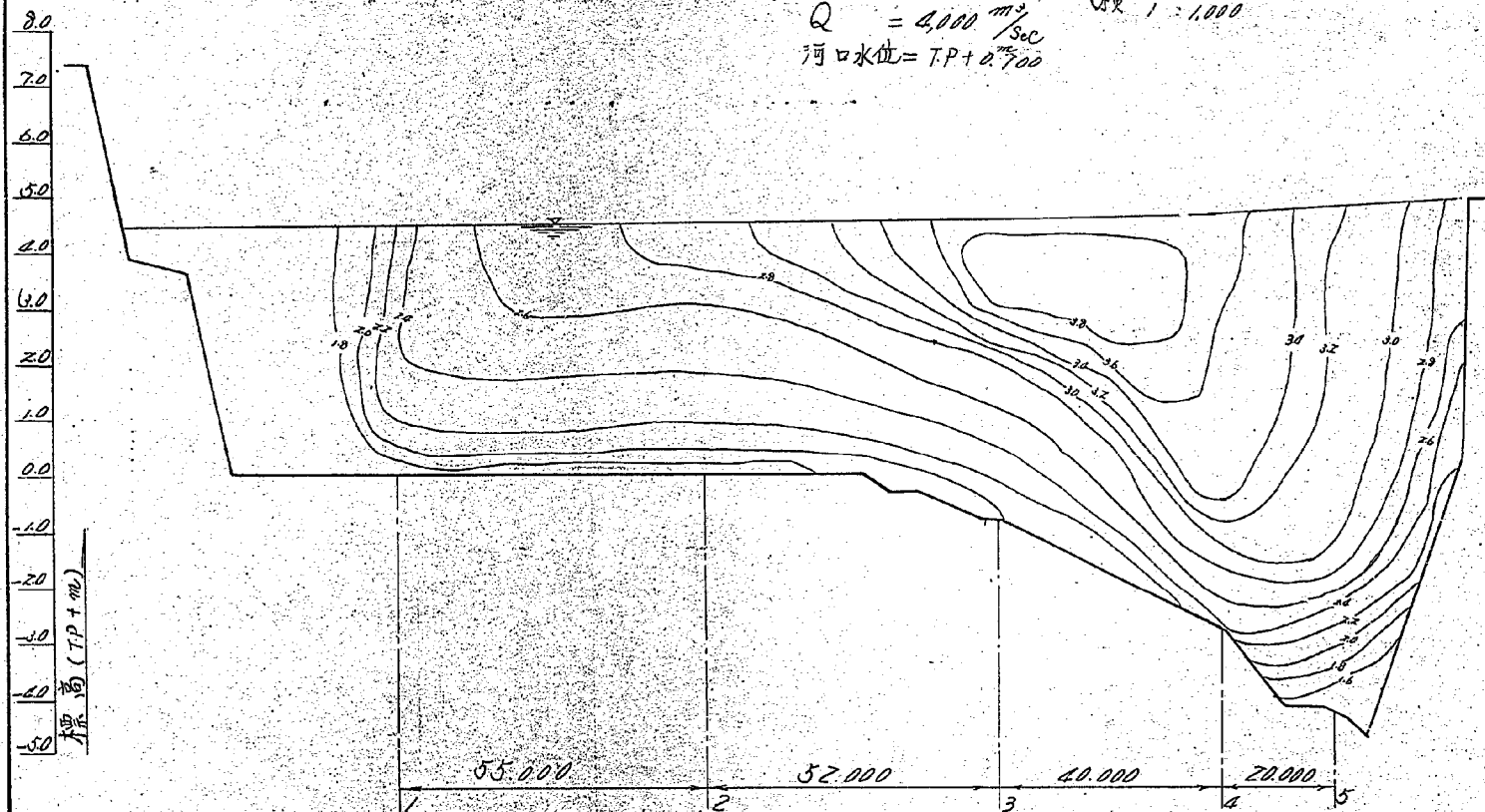
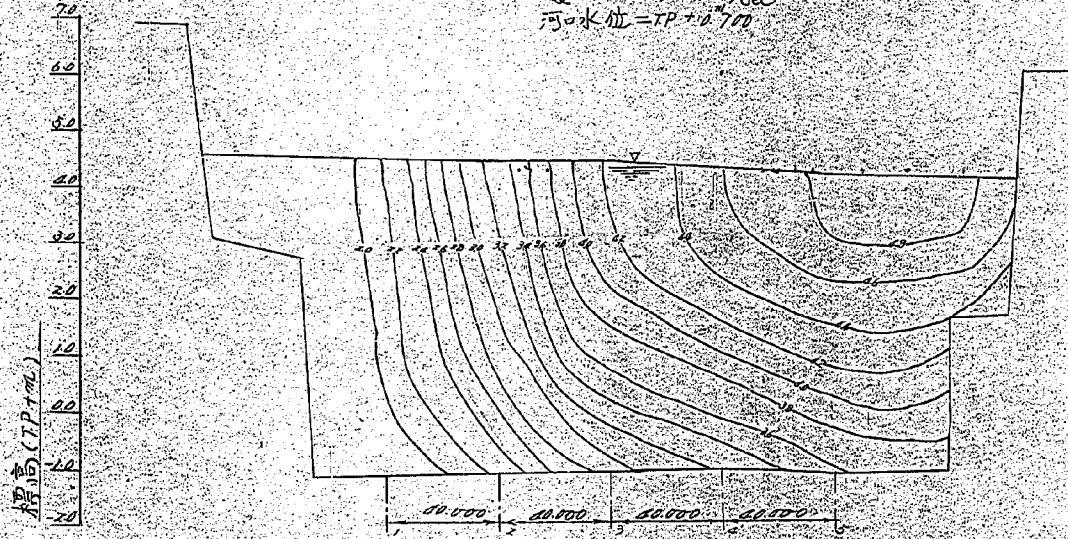


图-10-3 北川(124225#)流速分布图 $\lambda = \begin{cases} 8\% & 1 \sim 100 \\ 4\% & 1 \sim 200 \end{cases}$

$$Q = 4000 \frac{m^3}{sec}$$

$$\text{河口水位} = TP + 0.70$$



图一10-5 北川 0.2^K流速分布图

(計画河川)

$$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{河口水位} = T.P. + 0.700 \text{ m}$$

$$S = \begin{cases} \text{縦} & 1:200 \\ \text{横} & 1:2,000 \end{cases}$$

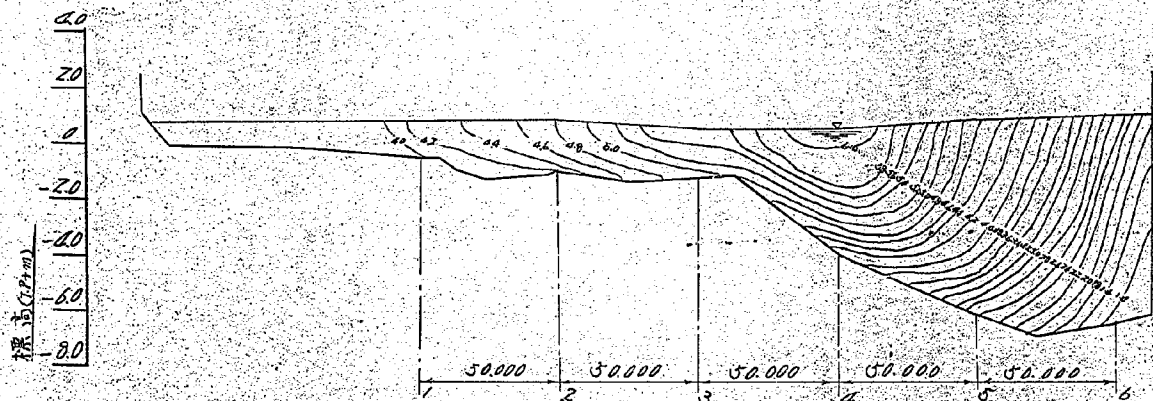


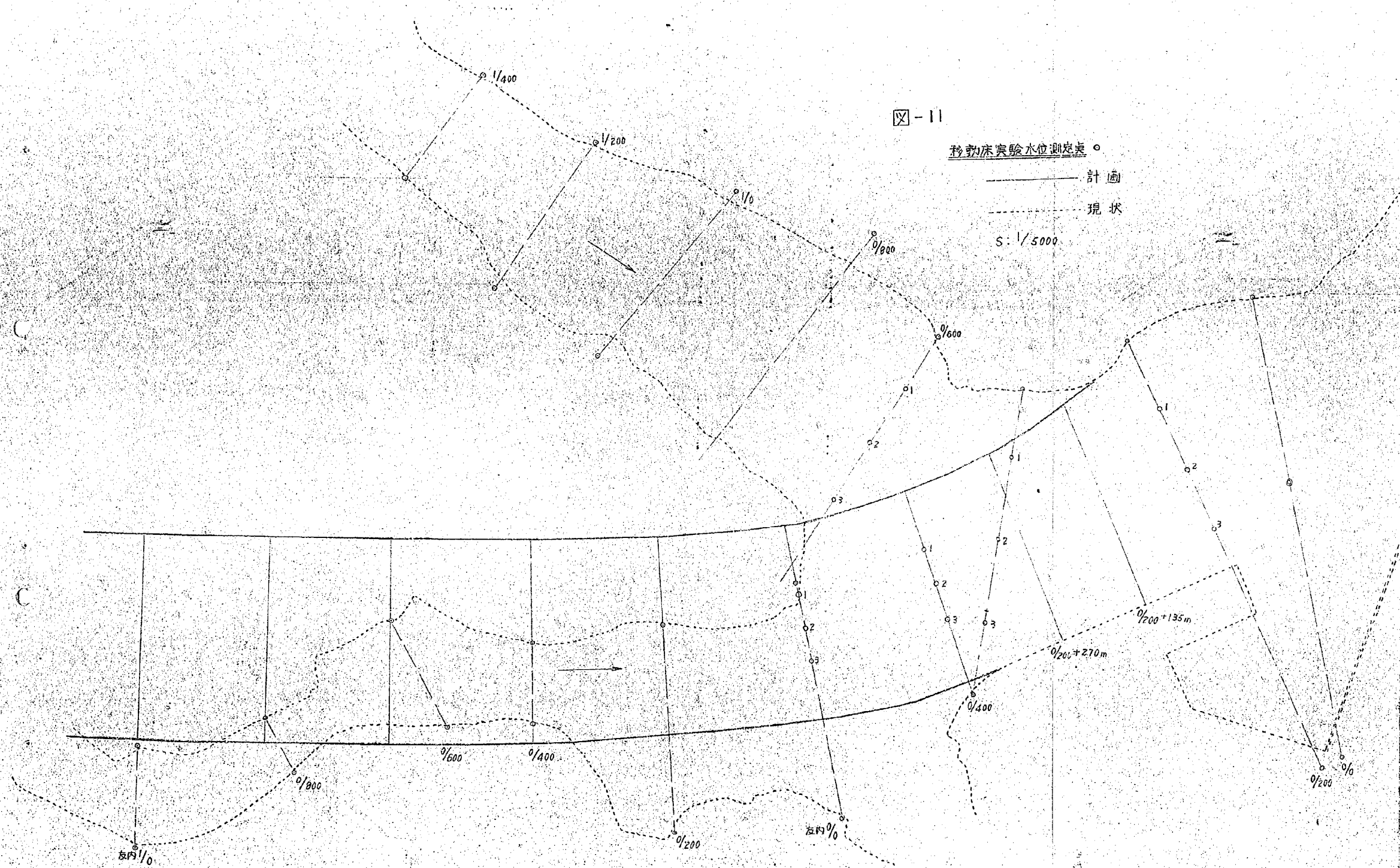
図-11

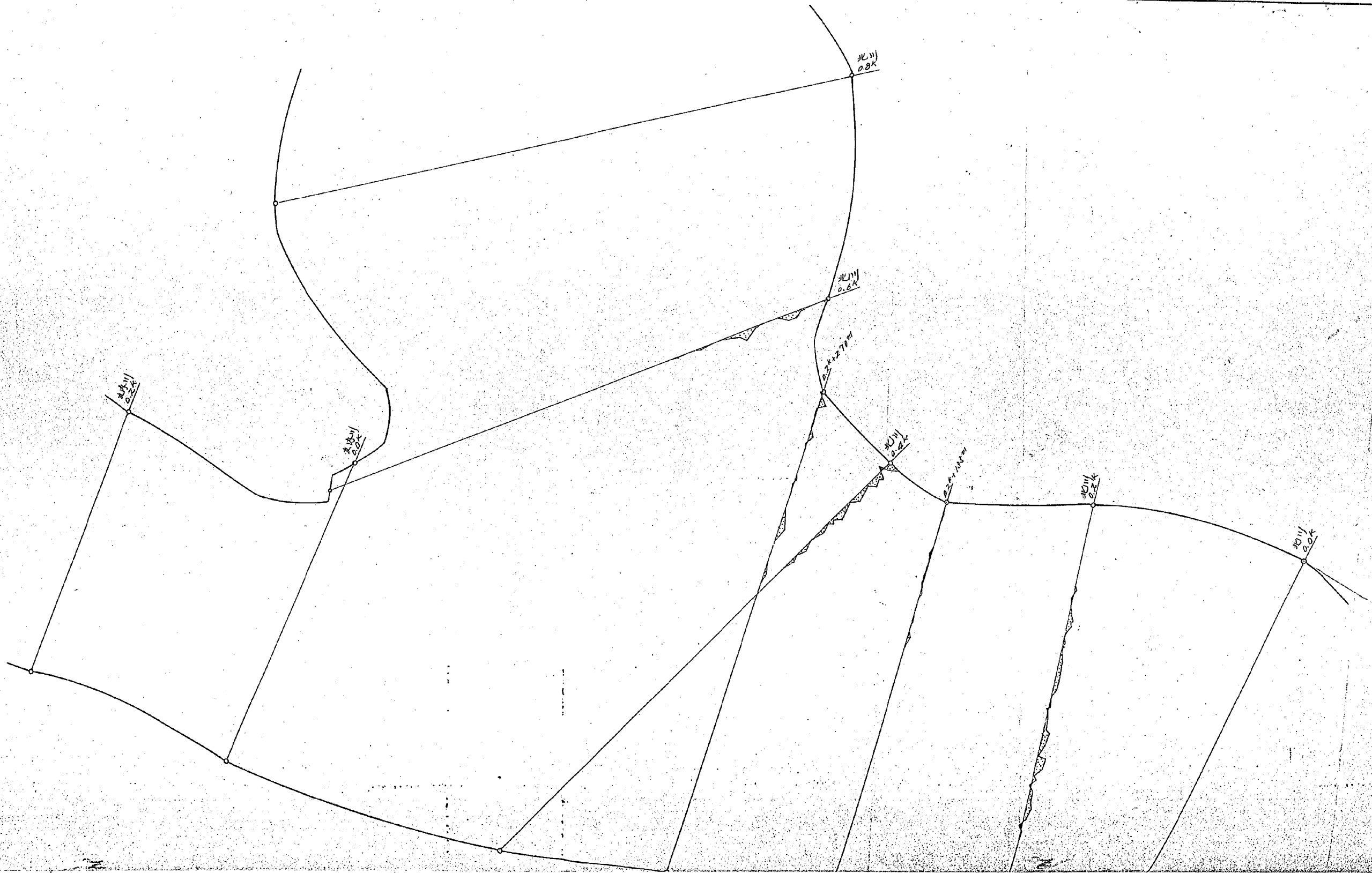
移動床実験水位測定表

—— 計画

- - - 現状

S: 1/5000





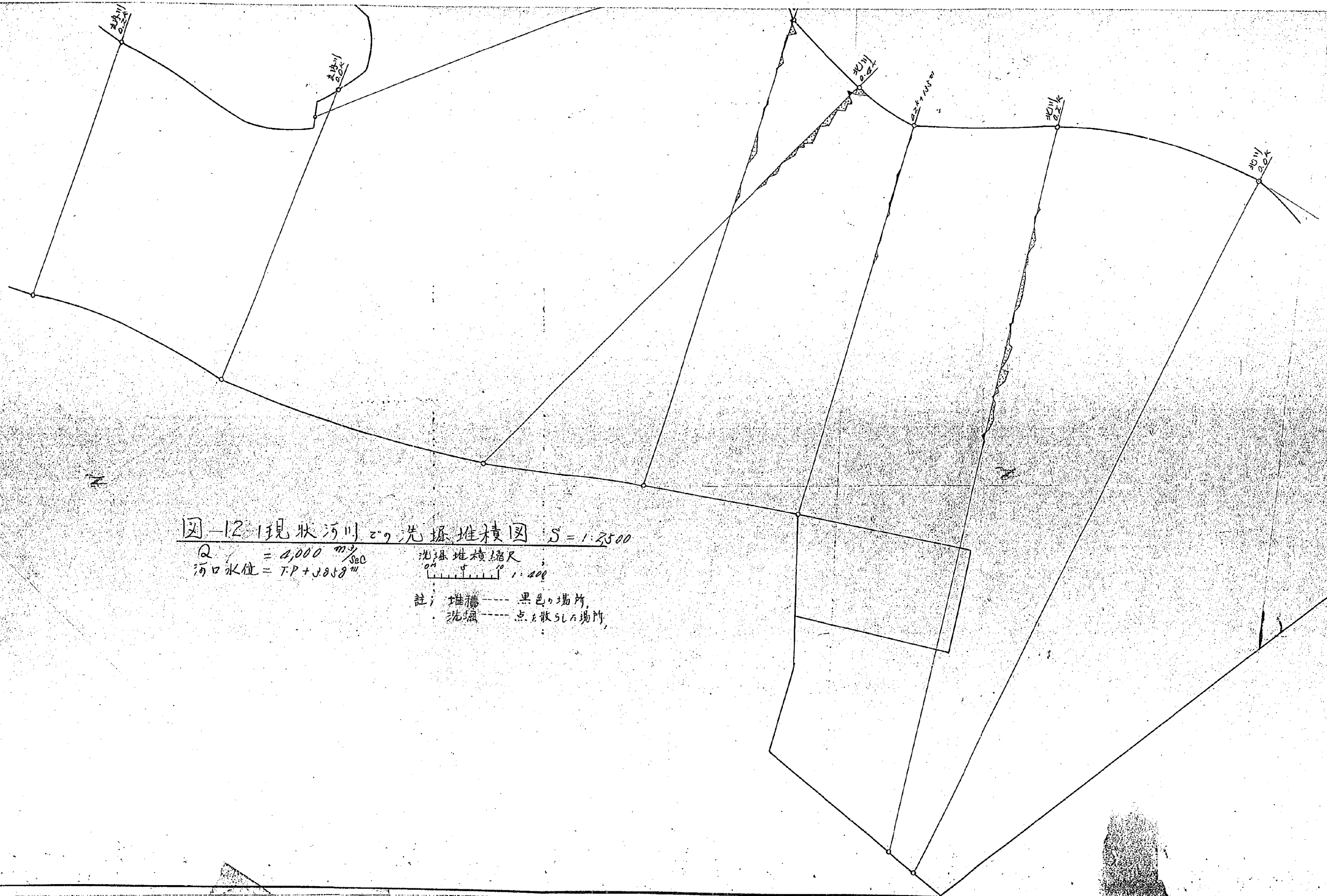


圖-12-1現狀河川之洗堀堆積圖 $S = 1.3500$

$$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{河口水位} = T.P. + 2.85 \text{ m}$$

洗渠堆積縮尺

註；堆積-----黒色の場所、
洗堀-----点を散らした場所、

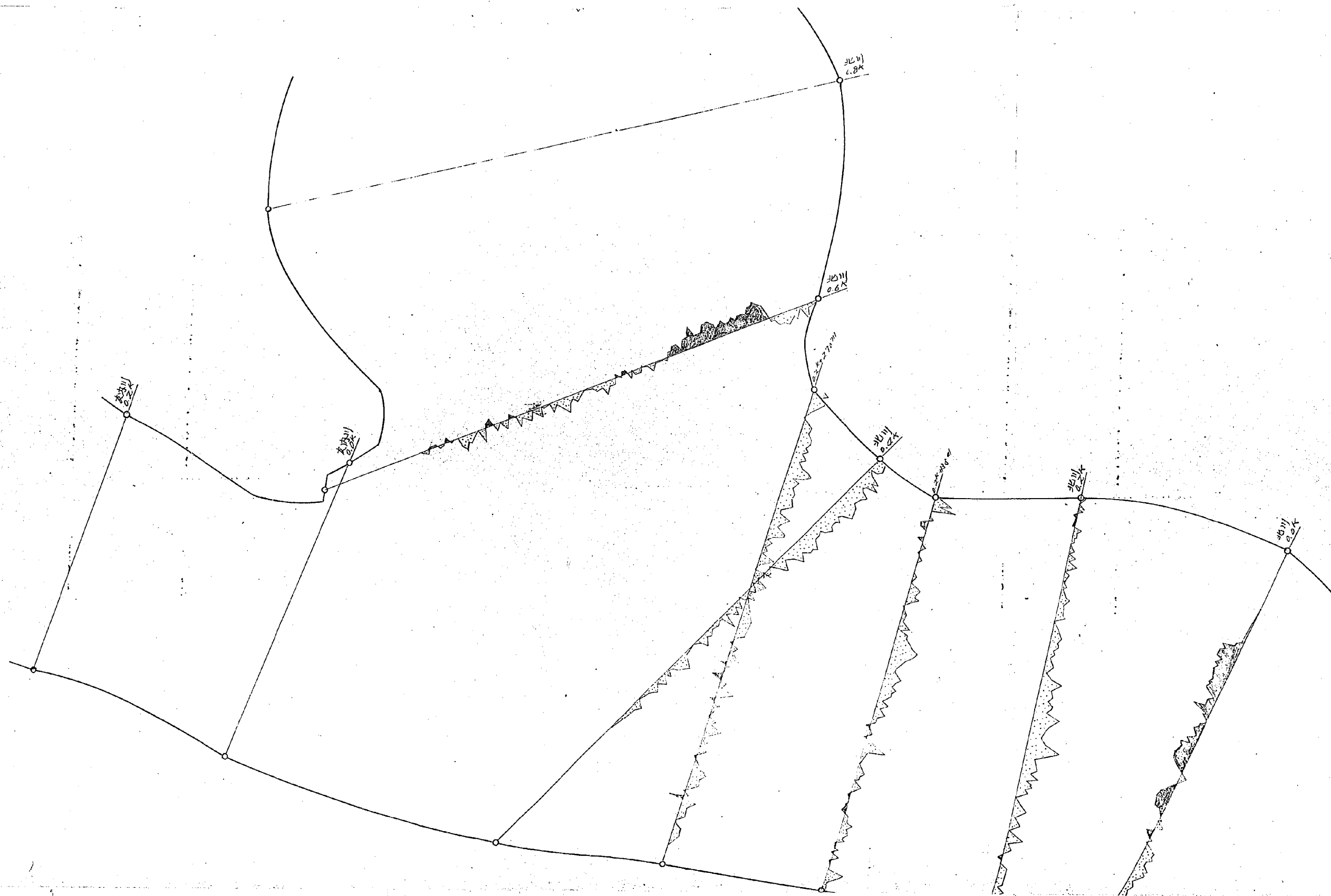


図-12-2 現状河川での洗堀、堆積図 $S=1:2,500$

$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$
河口水位 = $T.P + 0.700 m$

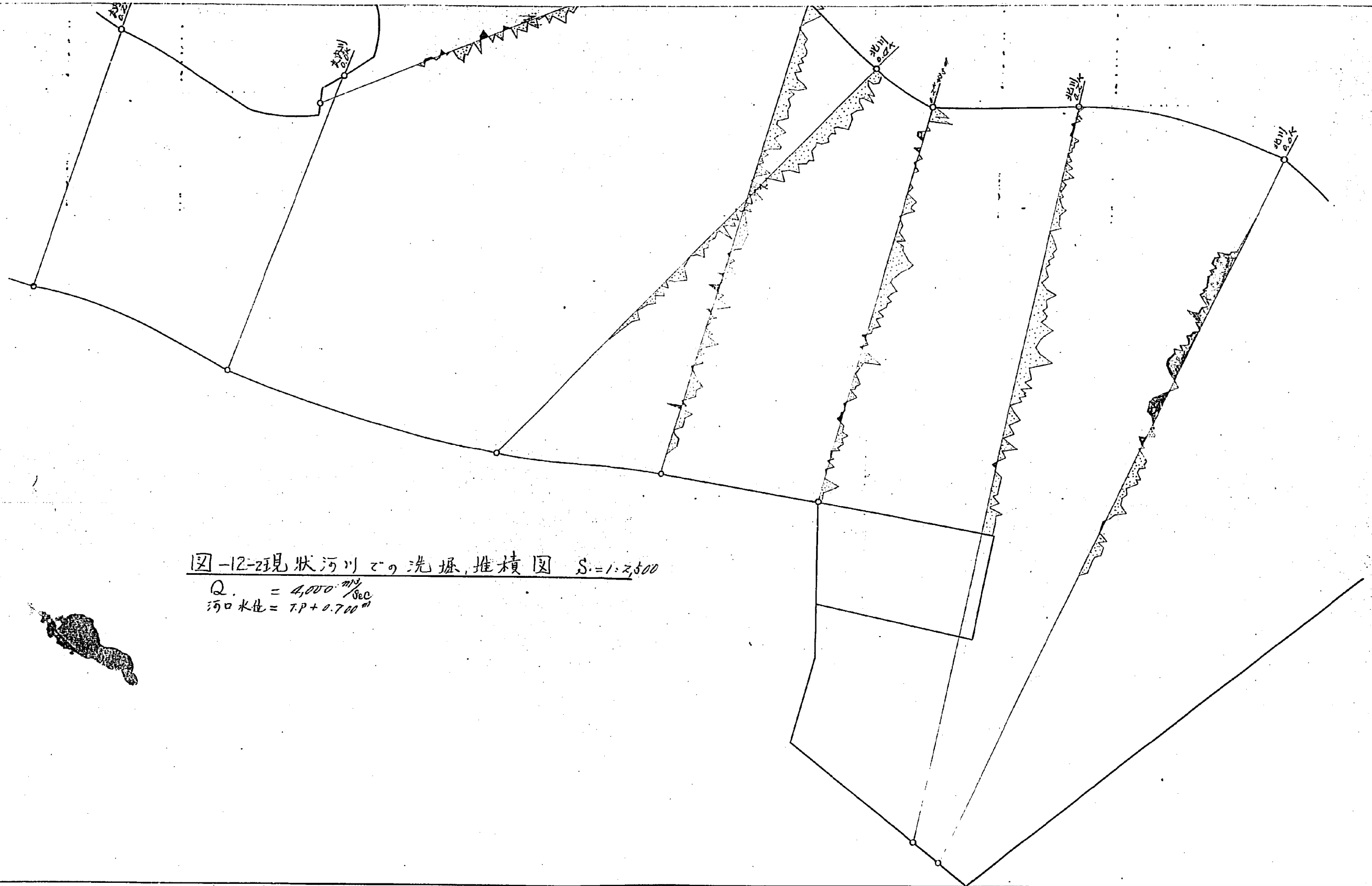


図-15-1 計画河川での洗堀堆積図 $S = 1:2,800$

$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$
河水位 = $7.P + 4.958m$

洗堀堆積概尺
1:100
註; 堆積 ---- 黒色の場所
洗堀 ---- 点と散りた場所

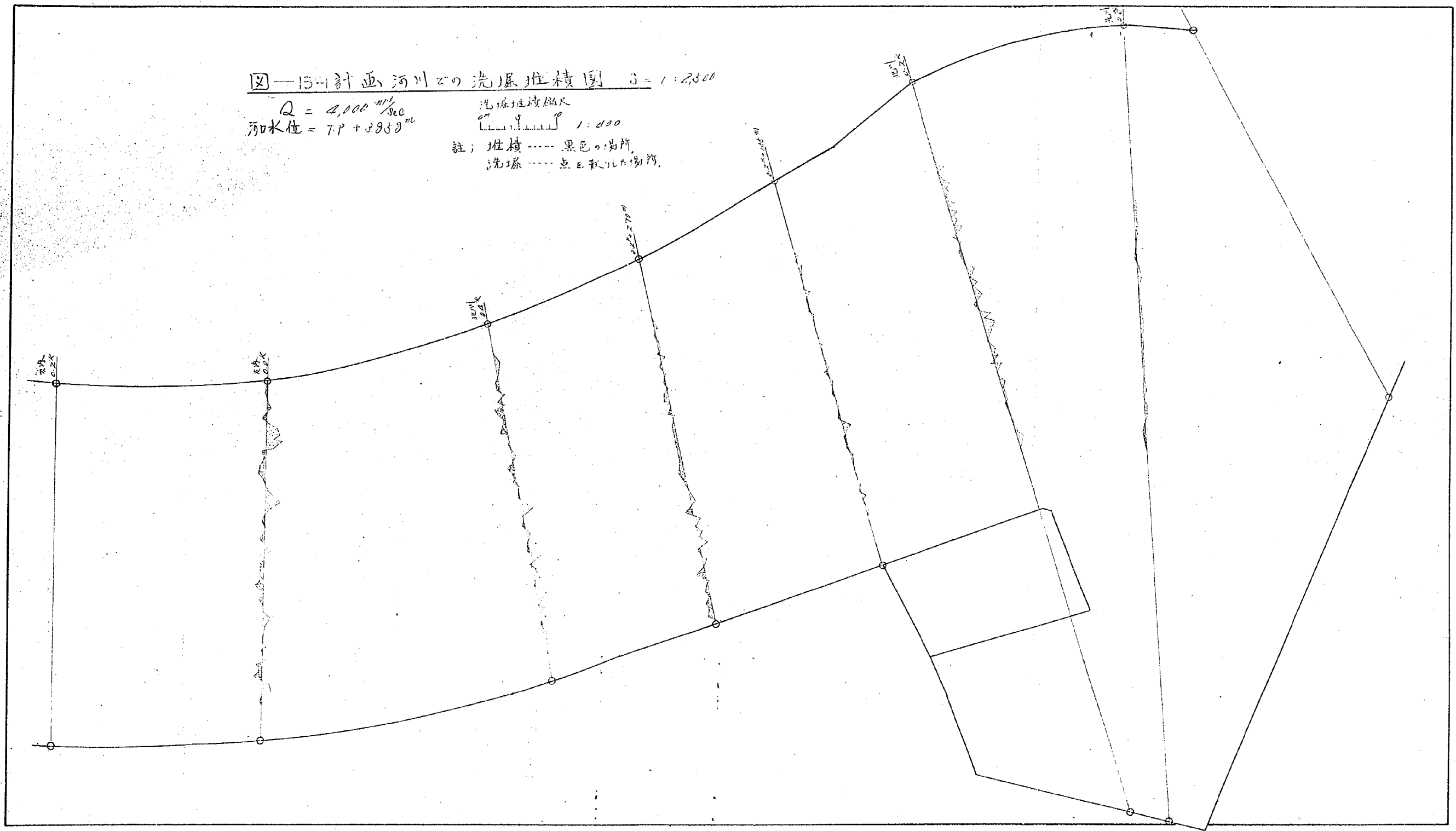
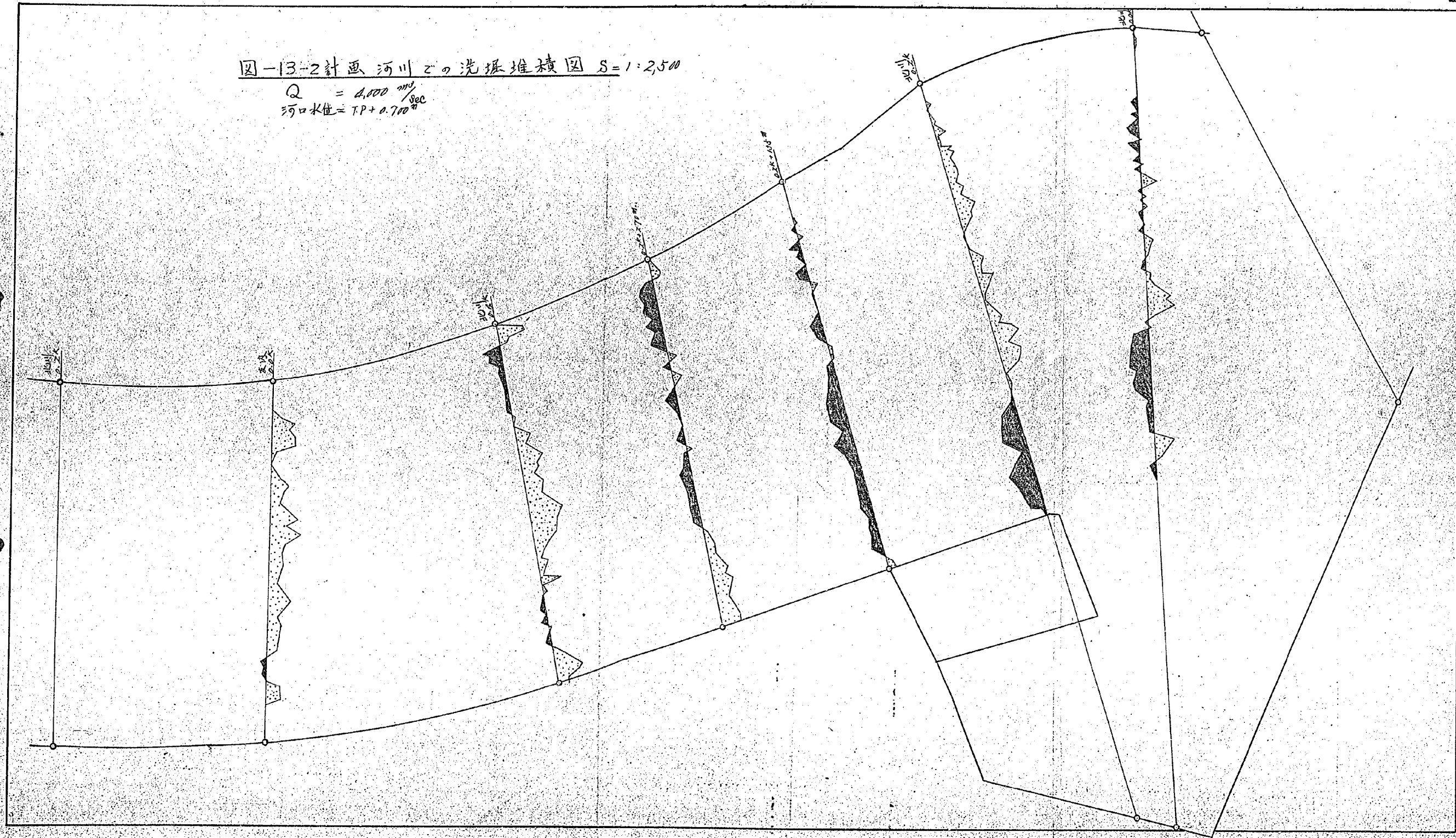
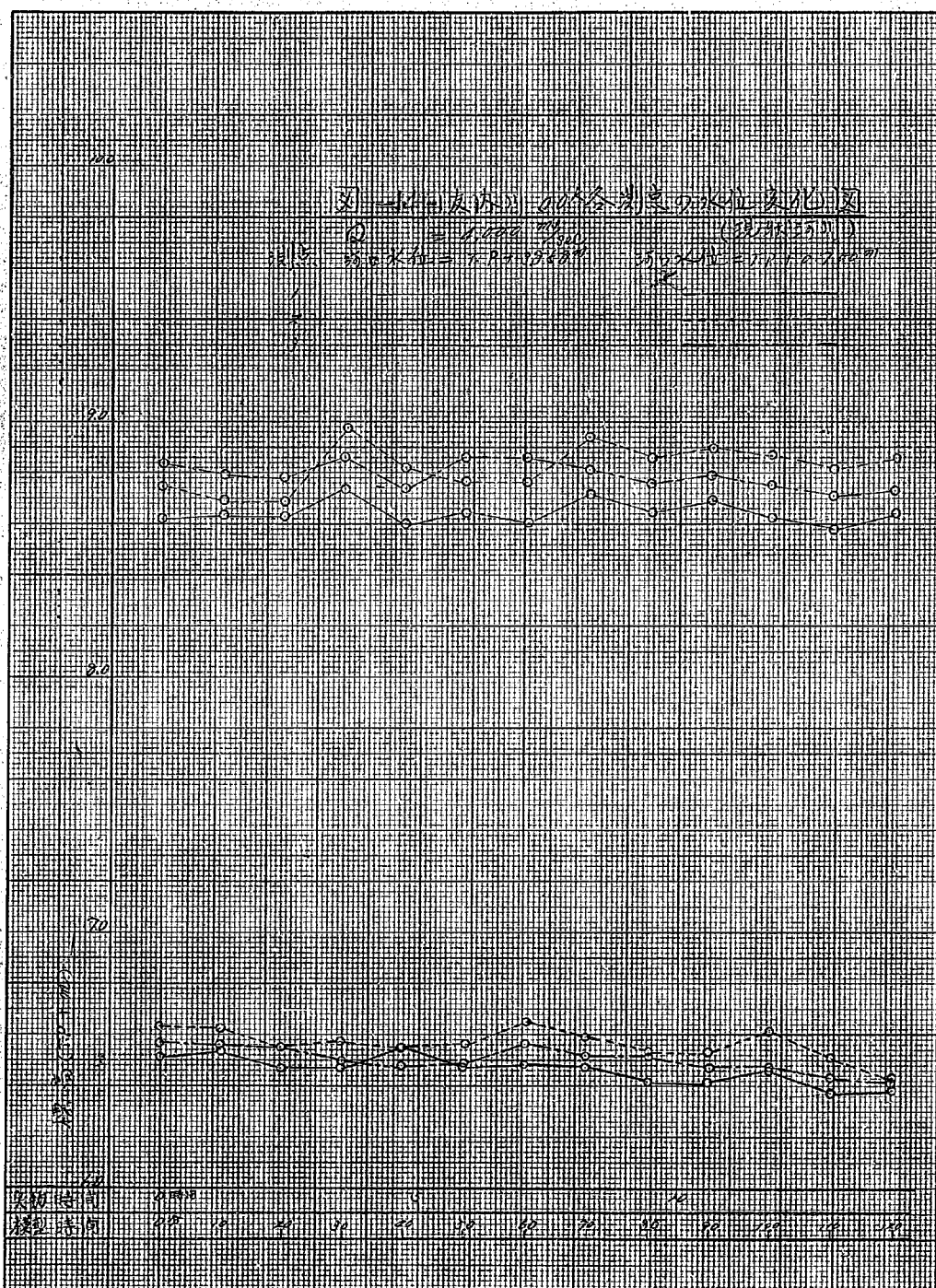


図-13-2 計画河川での洗掘堆積図 $S=1:2,500$

$$Q = 4,000 \frac{m^3}{sec}$$

$$\text{河口水位} = TP + 0.700 \frac{m}{\text{sec}}$$





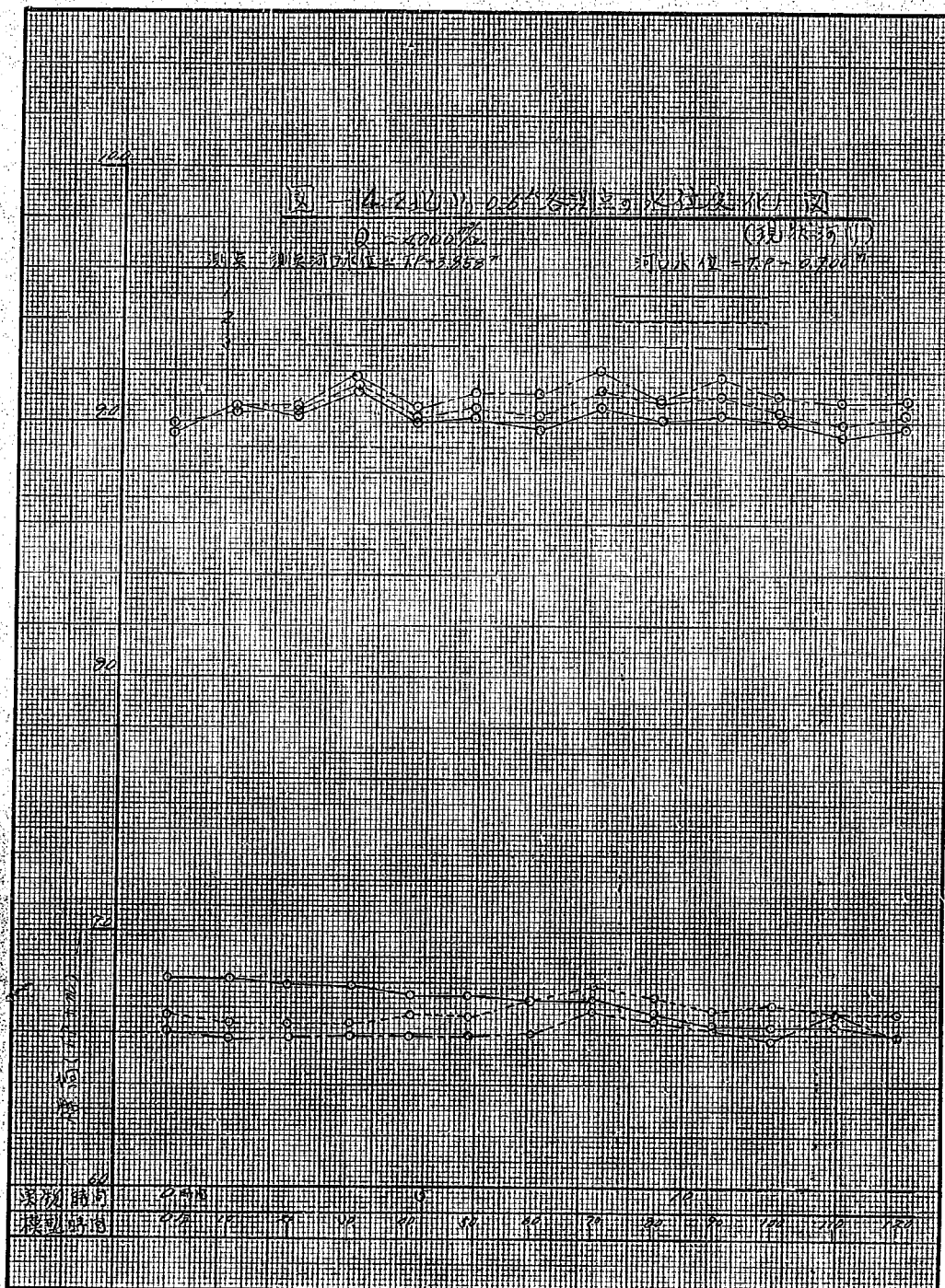
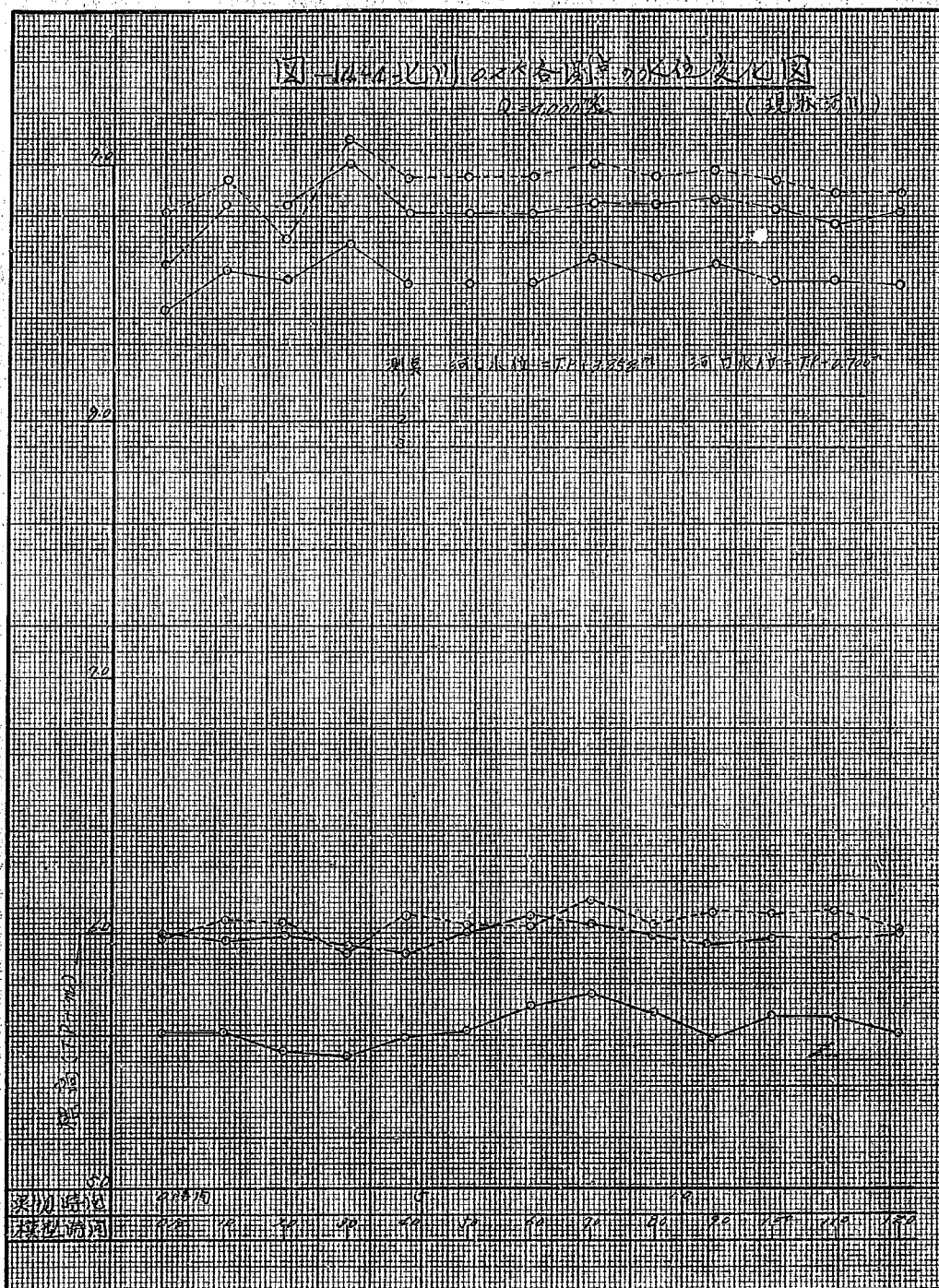


图 1-16-1-10 1:1 比例尺水位变化图

0-1000m

(比例尺 1:1)



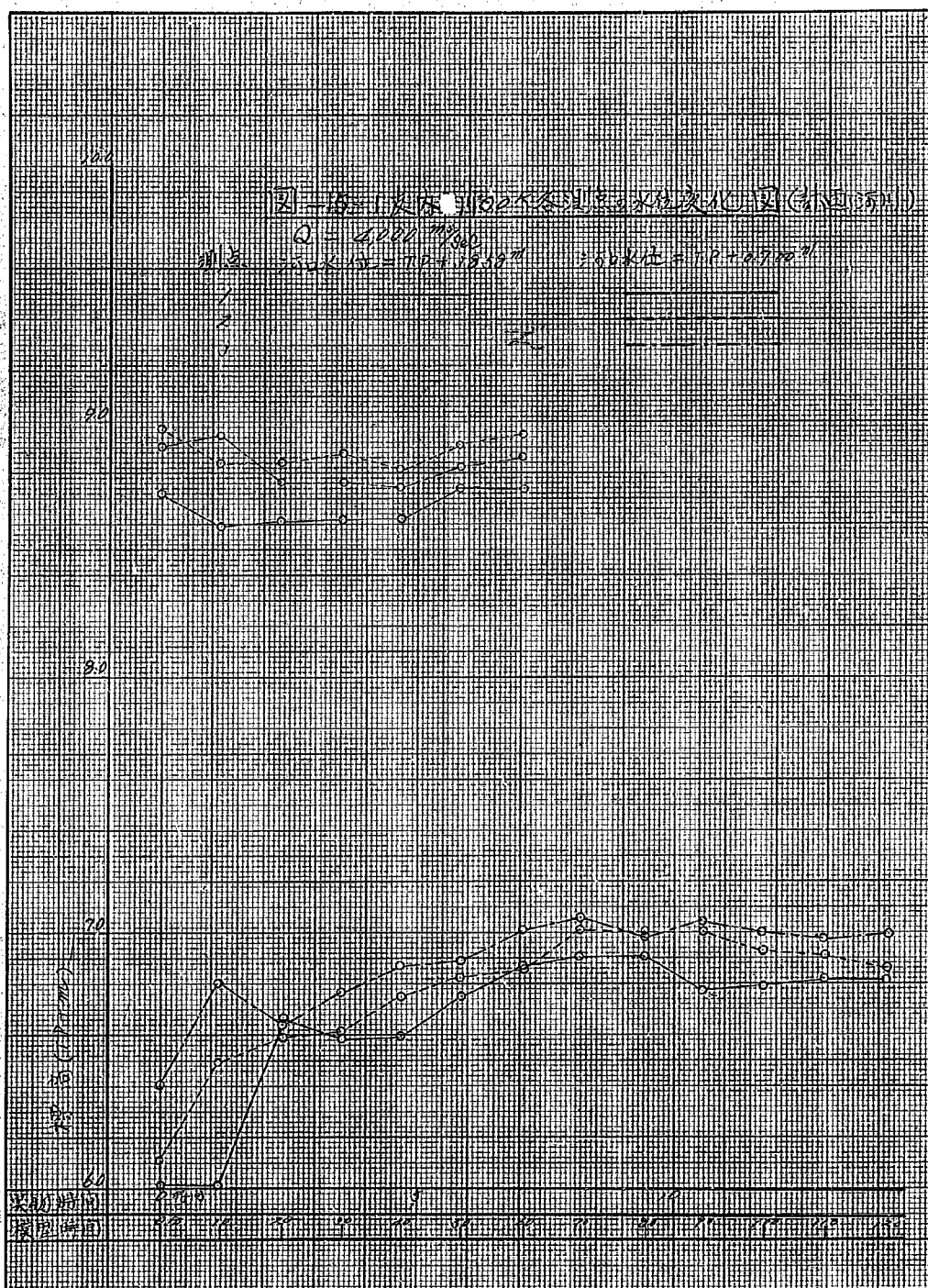
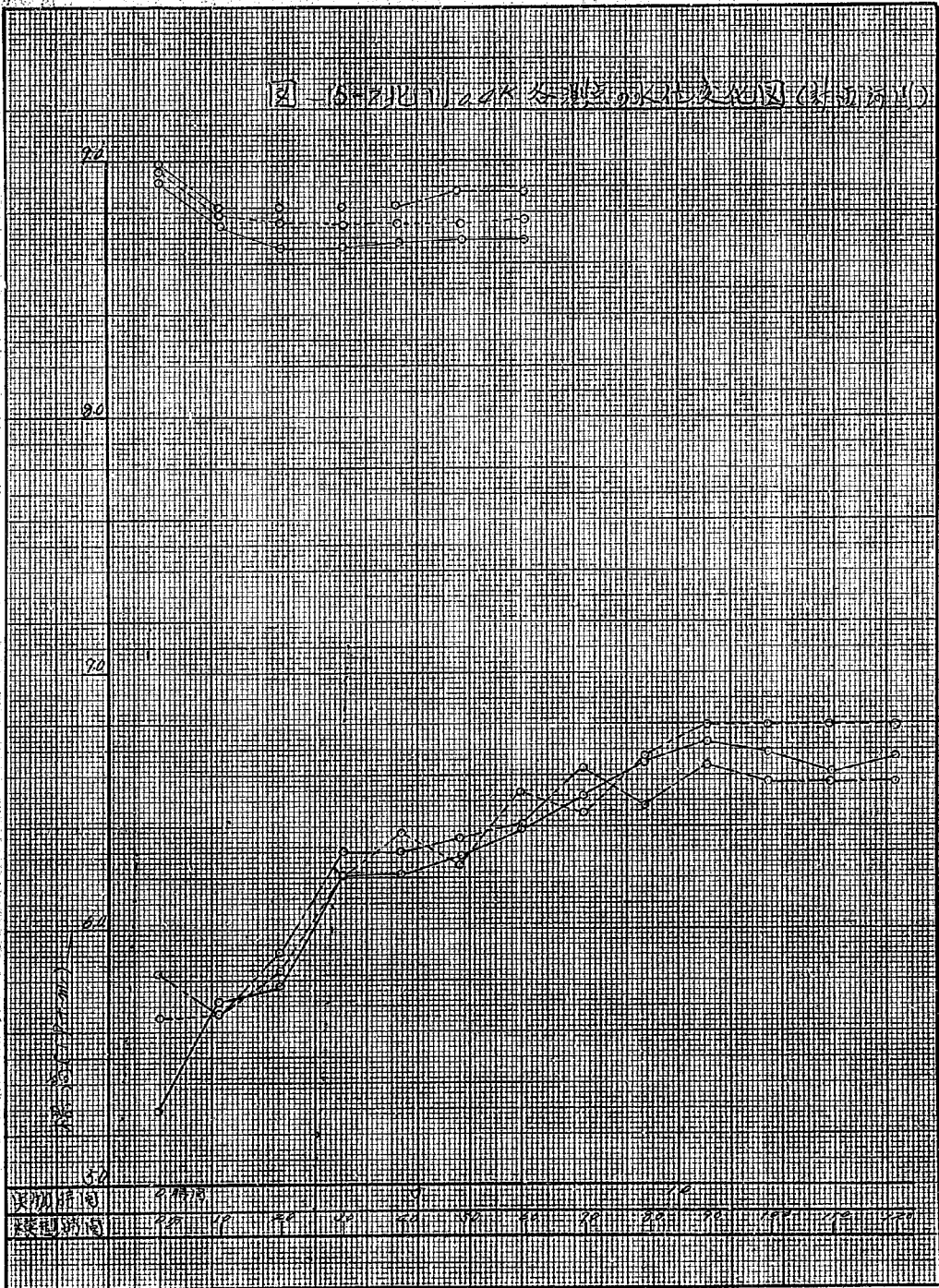


图 15-21(6) 12K 各型 50K 50K 曲线图 (续前页)



2. 153041011个各别点水化热图 (单位: 万卡)

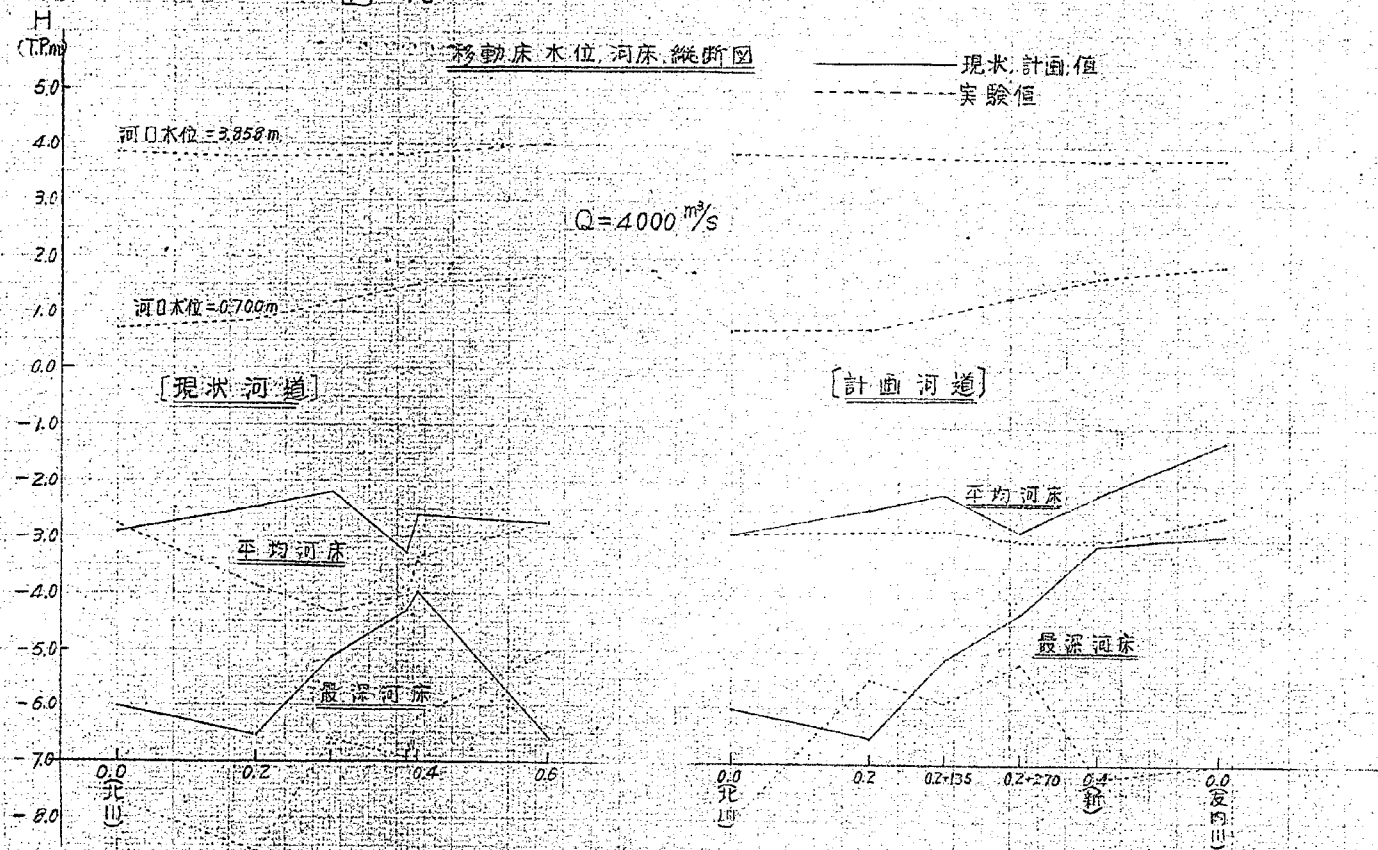


図 16

移動床 水位、河床、縦断面図

—— 現状、計画値

- - - 実験値



② 17-1 潜水河 (CON 3121) 168 號 3 座堆積物的剖面

② 17-1 潜水河 (CON 3121)
 168 號 3 座堆積物的剖面
 100 米堆積物 5.12+0.85 米
 50 米堆積物 5.12+0.85 米
 潜水河床 (CON)
 潜水河床 (CON 3121)

168 號 3 座堆積物的剖面

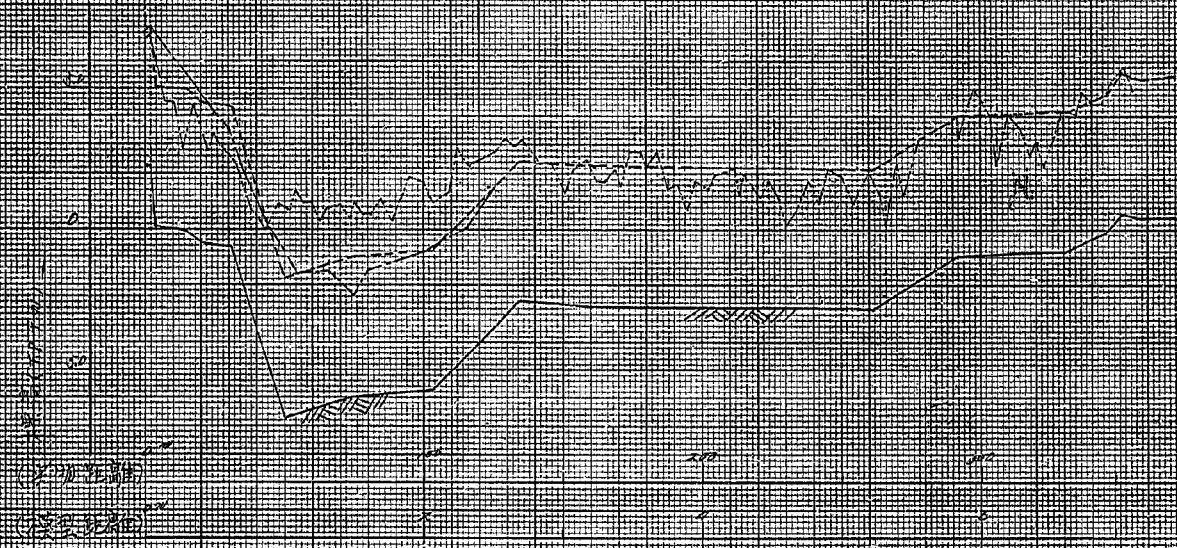


図-17 現況河川の北川口洗堀堆積横断面図 $\delta = \begin{cases} \text{洗堀} & 1.1\text{m} \\ \text{堆積} & 1.3\text{m} \end{cases}$

$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
河床水位 = $TP + 3.85 \text{ m}$
河口水位 = $TP + 0.70 \text{ m}$
現地河床(砂)
現地河床(泥炭)

河床
河口
現地河床(砂)
現地河床(泥炭)

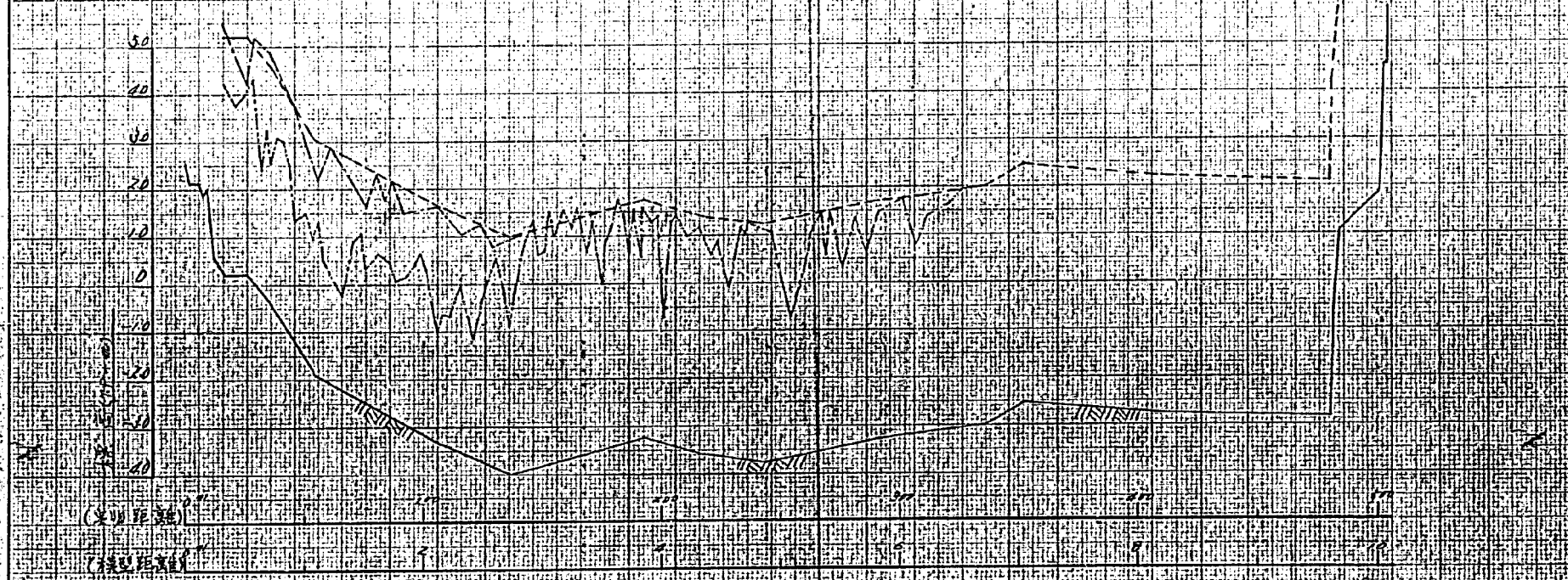
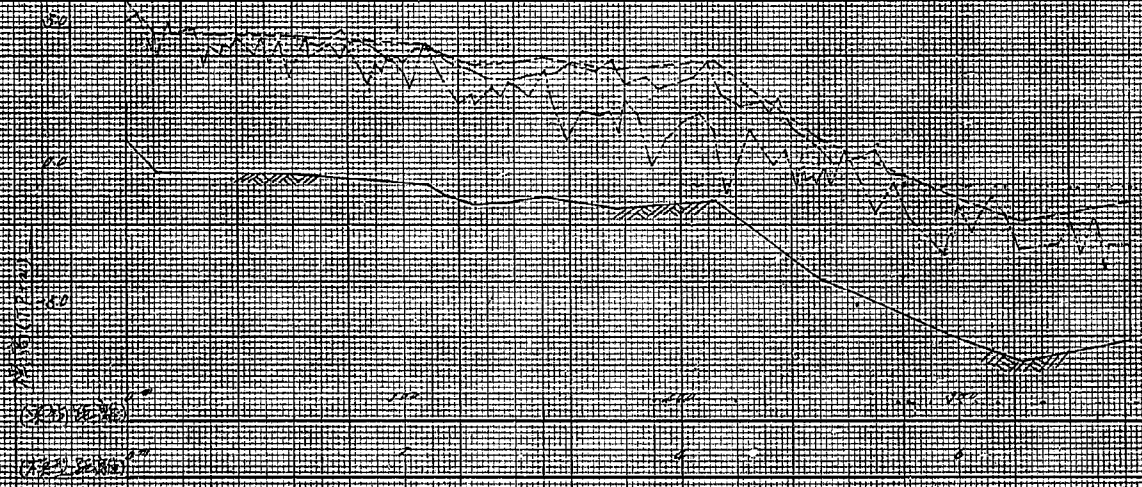


图 1-5 现标河2号北河口水流坡坡接断面图 5-8 8.8 1-2.12
8.8 1-2.12

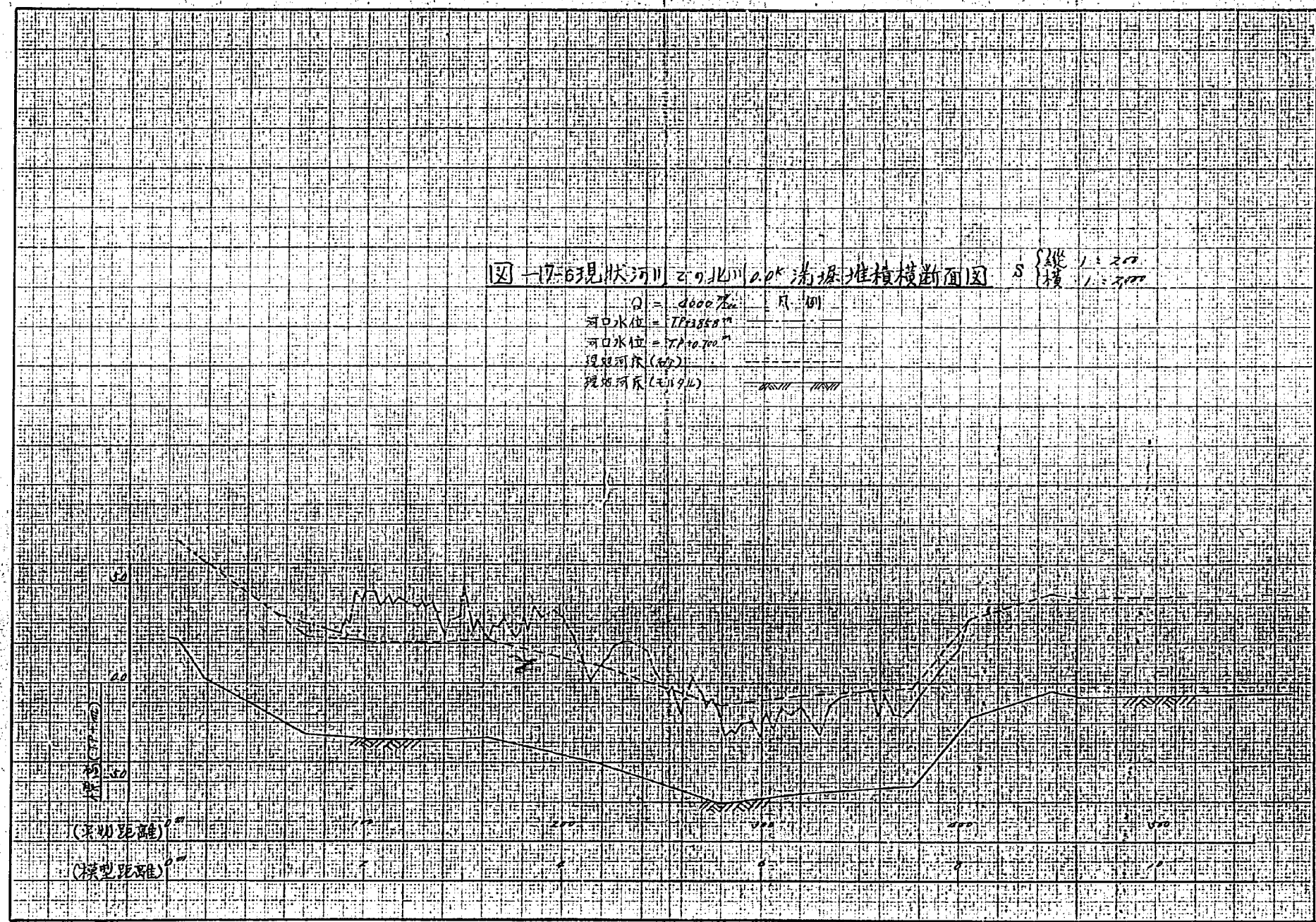
Q=4000 m^3/s 北河口水
河口水口=12+2552
河口水口=12+1700
河口水口(20)
河口水口(200)



圖一17-63 現狀河川之北川口淤堆堆積橫断面圖

縱橫 1:200
1:500

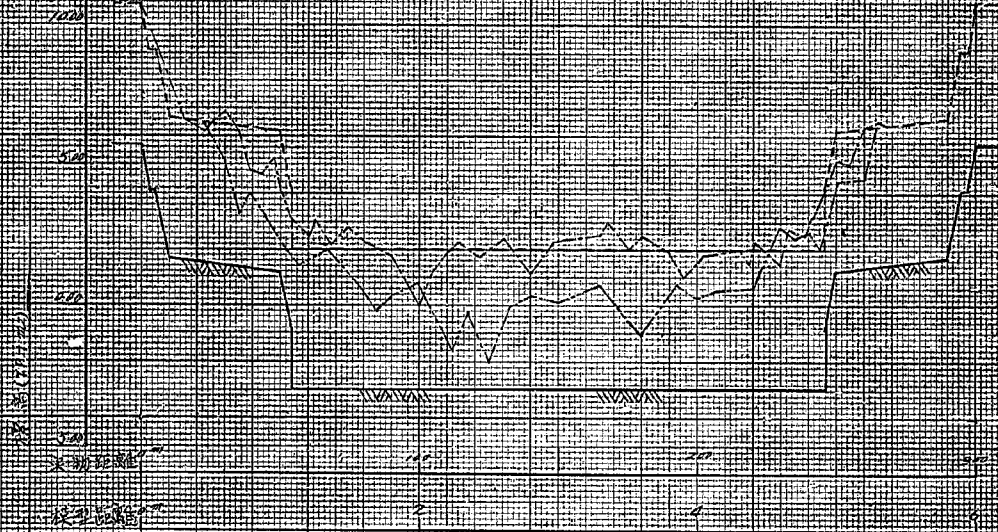
$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$
 河口水位 = 77.355 m
 河口水位 = $77.10.700 \text{ m}$
 現狀河床 (m)
 現狀河床 (m)

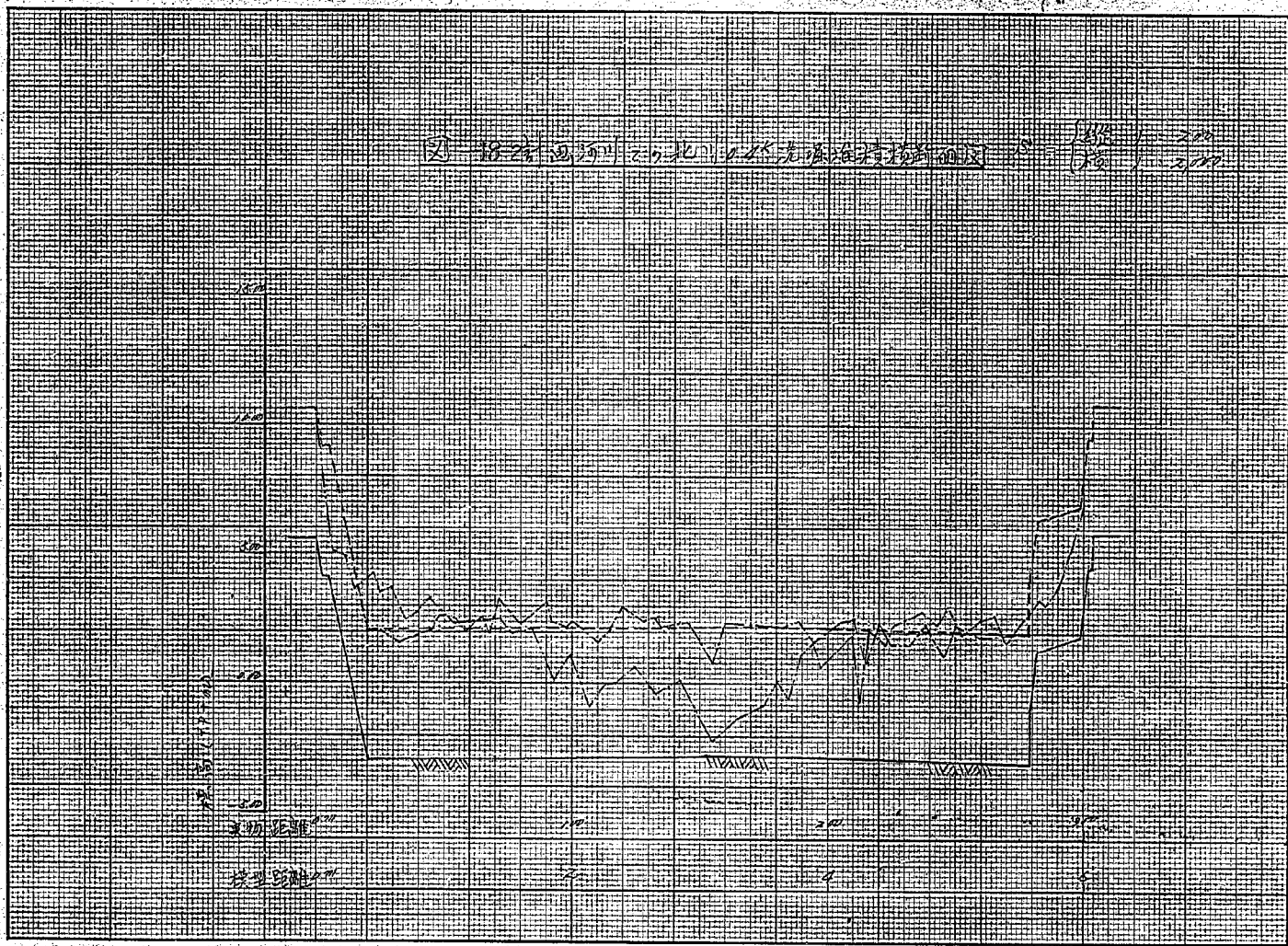


② 15-16 渡瀬川河口付近の河床断面図

経度 120° 15' 30" E
緯度 34° 15' 30" N

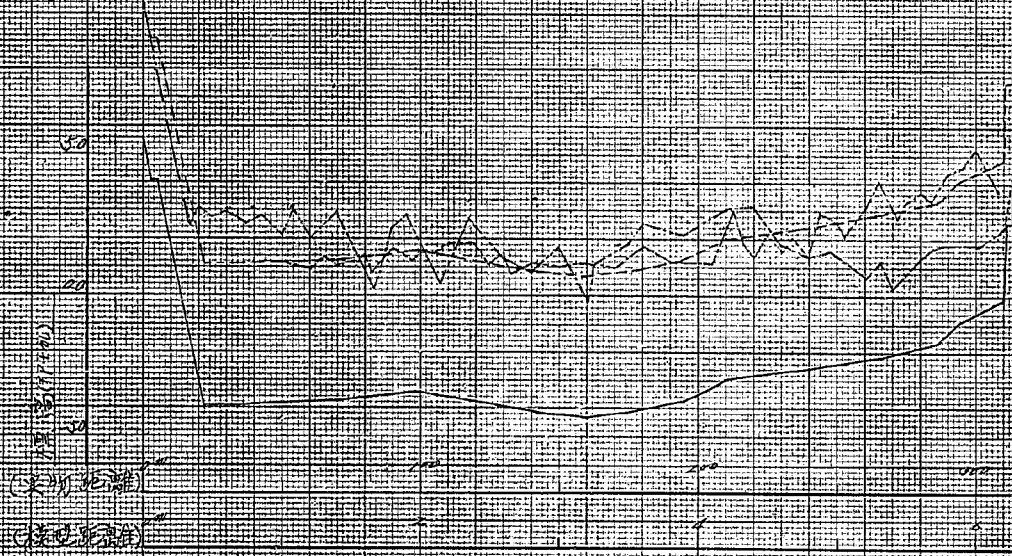
② 15-16 渡瀬川河口付近の河床断面図
河床断面図 (15-16)
河床断面図 (15-16)
河床断面図 (15-16)
河床断面図 (15-16)





図一 沿河断面の北川口より下流の河床断面図

5-1 2000
5-2 2000

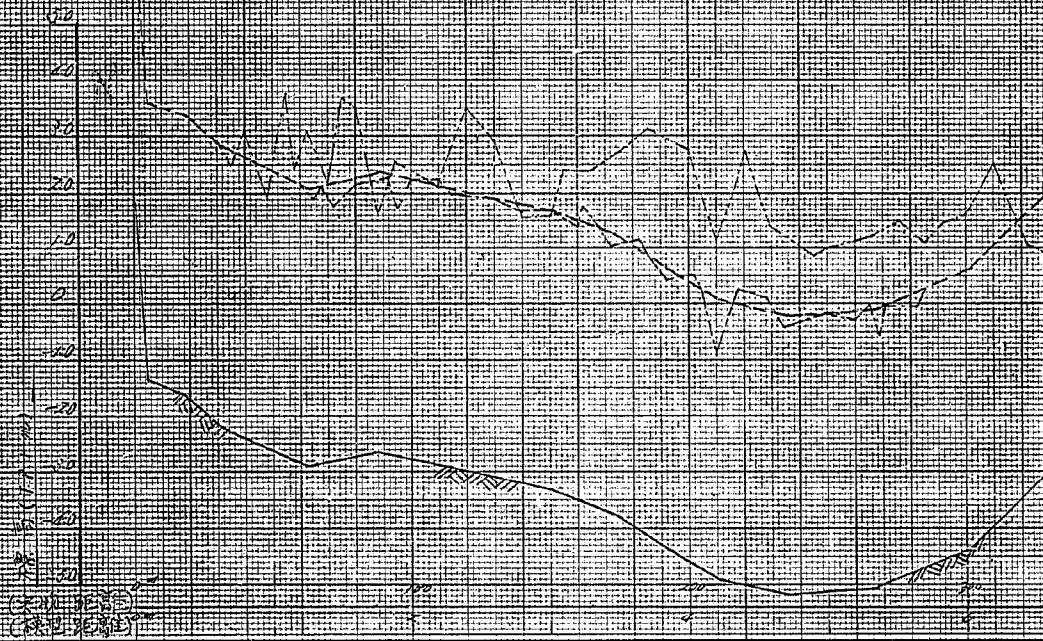


(河床断面)
(河床断面)



図1-8 砂利運送路 2.0m 口径 6.25m 洗滌機積水断面図

5-100
1-200



图一 沿线路走向的20m宽冲积层横断面图

比例尺 1:200

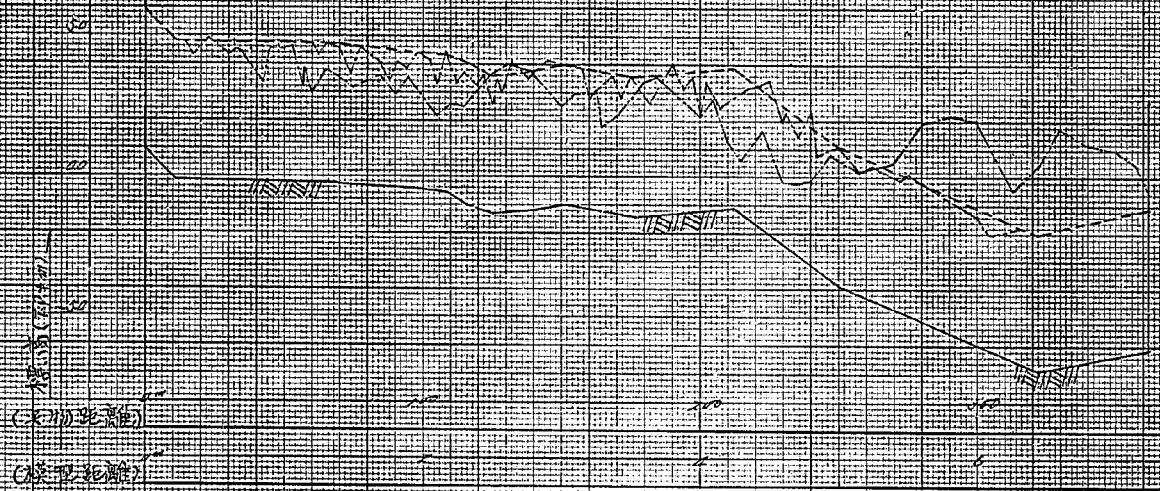
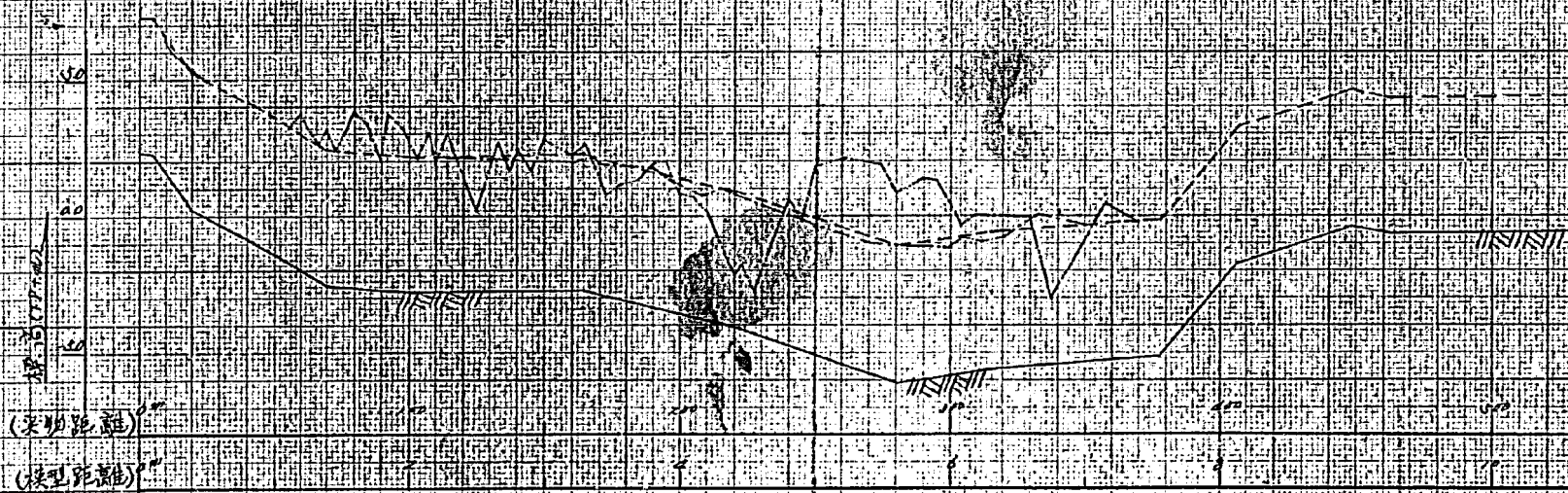


图 1 河床冲刷 20 北河 00 坎 坎堆横断面图

8-1 坎 1, 212
8-1 坎 1, 212



圖一五 計畫河川新設橫斷面圖

縱 1:200
橫 1:500

現狀河川
計畫河川

0.2K+110M

0.2K+266M

0.2K

0.6K+78M

1.5K+00M

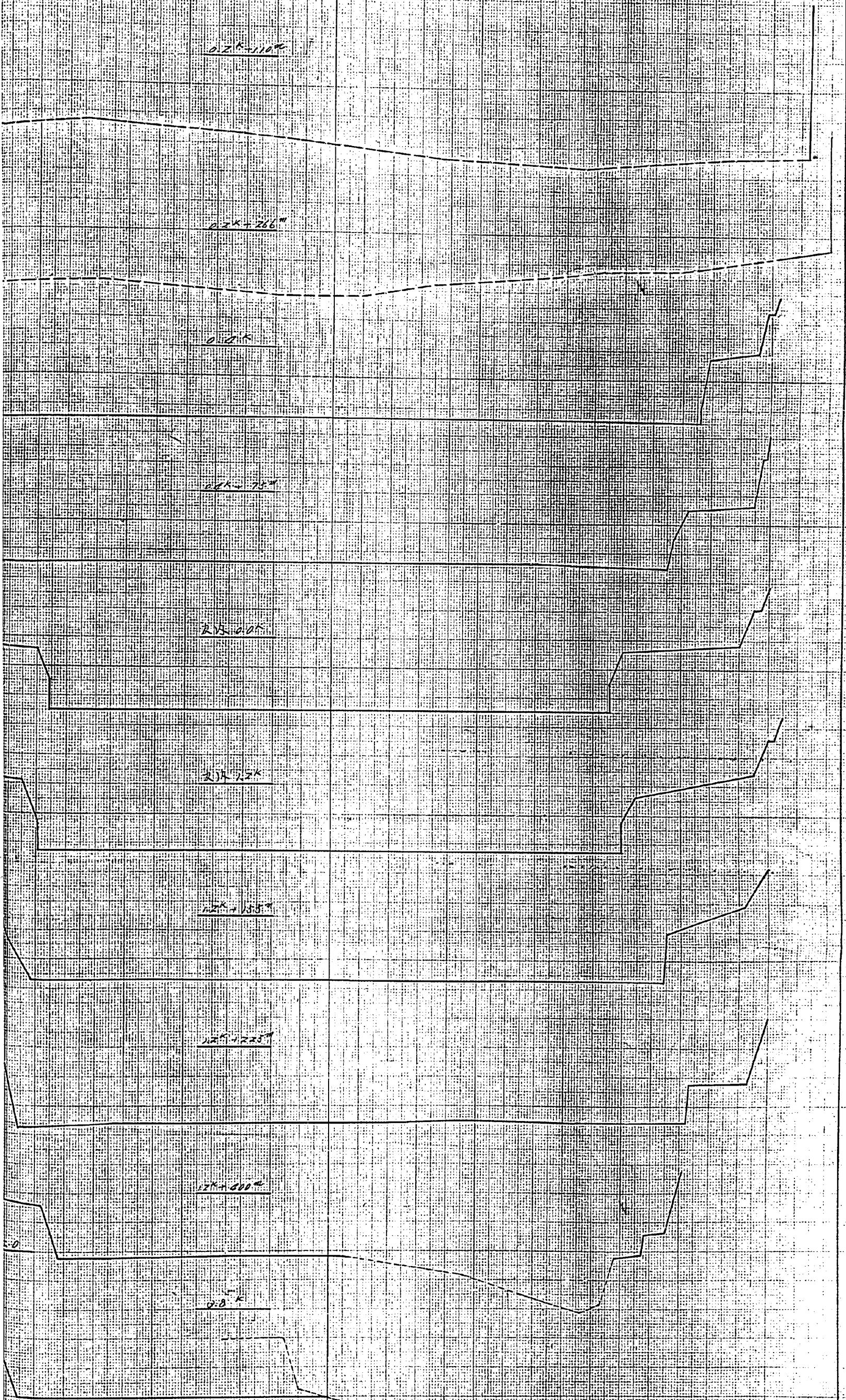
2.0K+12K

1.2K+135M

1.2K+223M

1.2K+600M

0.8K



0.2K + 266

0.2K

0.2K + 75M

0.2K

0.2K

0.2K + 155M

0.2K + 225M

0.2K + 200M

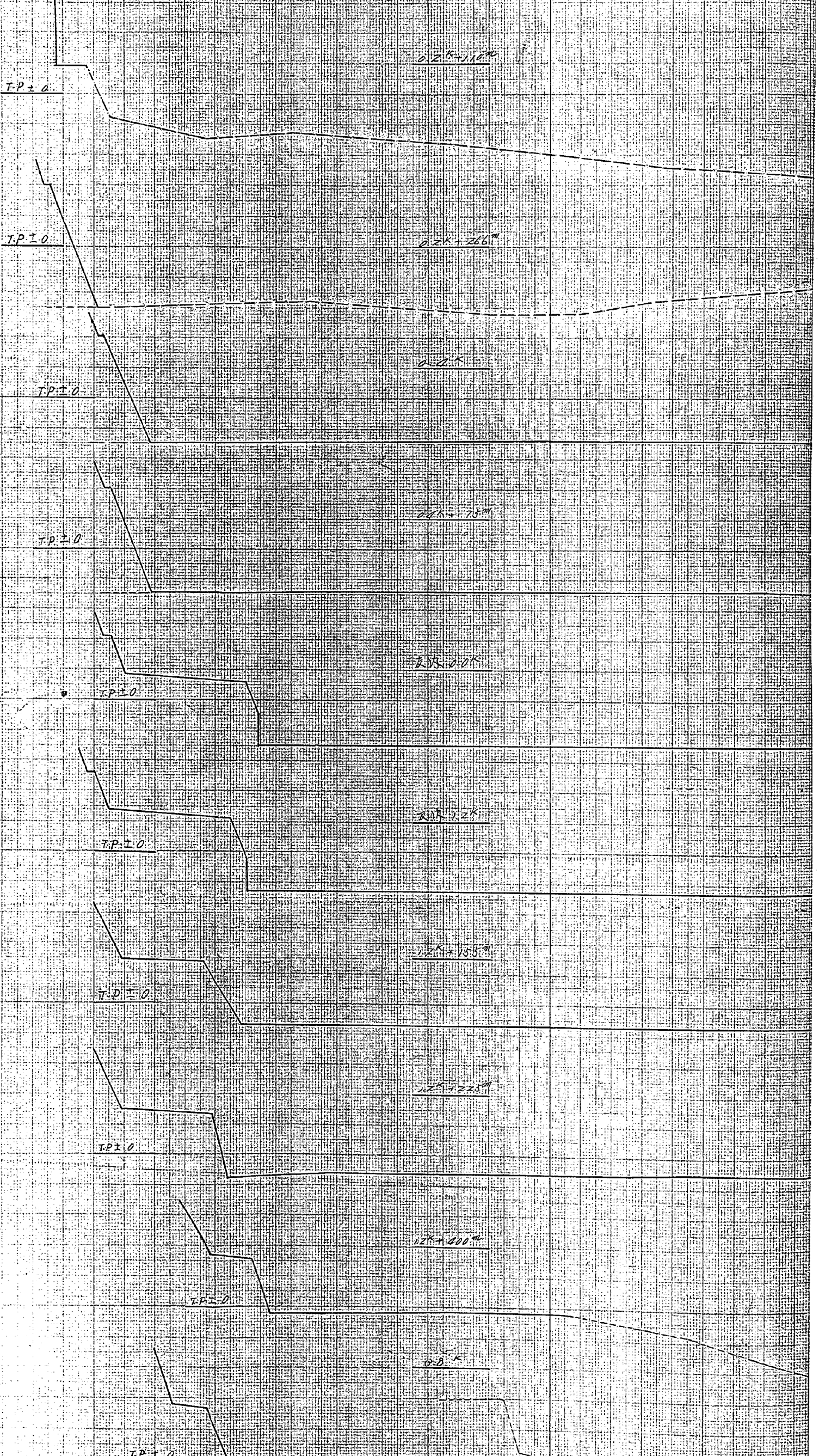
0.2K

0.2K

0.2K

图 19 計畫河川新設模断面图

现状河川
計畫河川



TP ± 0

0.2K + 266^m

TP ± 0

0.0K

TP ± 0

0.2K + 75^m

TP ± 0

0.8K + 0.0K

TP ± 0

0.8K + 0.2K

TP ± 0

0.2K + 155^m

TP ± 0

0.2K + 225^m

TP ± 0

0.2K + 500^m

TP ± 0

0.8K

TP ± 0

0.0K

TP ± 0

0.8K

Ⅴ-20

S: 平面 1/2500
縦断線 1/200

高水敷、橋切堤

テ-ス A

テ-ス B

死水域

北川
0.64

0.2+270m

0.2+110m

0.24

0.04

補助断面