



土 木 研 究 所 資 料

第 9 0 4 号

信濃川長岡地区河道計画模型実験報告書
(その 2)

－施工順の検討－

昭 和 49 年 3 月

建設省 土 木 研 究 所

鹿 島 試 験 所

須 賀 堯 三

浜 谷 武 治

序 章

信濃川長岡地区に関する模型実験の目的は大きくわけて3つあった。その1つは適切なる低水路法線の検討であり、2つは高水敷の安全性の検討、その3は適切なる施工順の検討である。

その1、2については前報告書（信濃川長岡地区河道計画模型実験その1－低水路法線の検討－）に一応とりまとめた。そこで、その3の検討結果について今回の報告書は述べるつもりである。

低水計画の施工順については多くの検討項目がある。例えば、施工する位置は上流からか下流からか。水衝部保護が先か水裏部施工が先か。水制を出すか直接護岸を施工するか。低水路掘削はいつするか。などである。これらは、社会的・経済的・技術的なそれぞれの面から検討され決定されるべきであり、模型実験のみでは単純に決定されない面も出てくる。そこで、模型実験では主として技術的な面から施工順について妥当な解を得ることに努め、その後、社会的・経済的な面も加味してゆきたいと考えている。

昭和49年3月

河川研究室長 須賀 堯 三

鹿島試験所 研究員 浜 谷 武 治

目 次

第1章	実 験 目 的	1
第2章	模型実験の相似律	3
第3章	実 験 経 過	4
3・1	昭和47年度	4
3・2	昭和48年度	8
第4章	実験結果およびその考察	18
4・1	実験1・2・3	18
4・2	実験4	23
4・3	実験5	25
4・4	実験6	29
4・5	実験7	38
第5章	施工順と蛇行について	41
第6章	施工順についての全体的検討	45
第7章	結 論	52
あとがき		53

図・表・写真目次

図-1・1	長岡地区河道計画平面図	2
3・1・1~6	施工順検討実験設定条件(実験1,2,3,4,5,7)	11
3・2	水制設置位置詳細図	4
3・3	実験1・2設定河床	5
3・4	護岸付近詳細図	6
3・5	河道掘削をとりいれた断面例	7
3・6	水制の現地・模型比較	8
3・7	21.5k 付近河床掘削位置	8
3・8	水梨地先水制位置の検討	17
3・9	導流護岸模型図	9
4・1・1~2	水位縦断面図(実験1)	55
4・1・3~4	" (" 2)	56
4・1・5~6	" (" 3)	57
4・1・7~8	" (" 4)	58
4・1・9~11	" (" 5-1,2,3)	59
4・1・12~16	" (" 6-1~3, 6~7)	60
4・1・17	" (" 7)	63
4・2・1~4	河床変動図(実験1)	64
4・3・1~4	" (" 2)	68
4・4・1~4	" (" 3)	72
4・5・1~2	流速分布図(" 1)	76
4・6・1~2	" (" 2)	78
4・7・1	" (" 3)	80
4・8・1~4	流況図 (" 1)	81
4・9・1~4	" (" 2)	85
4・10・1~3	" (" 3)	89
4・11	護岸付近の変動(実験1)	92
4・12	" (" 2)	93
4・13	" (" 3)	94
4・14	水制付近の変動(" 1)	95
4・15	" (" 2)	96
4・16・1~4	" (" 3)	97
4・17	護岸前面河床測定位置	18
4・18・1~2	護岸付近河床変動比較	19

図-4・19	長生橋付近の低水時の流れ	21
4・20	水制前・後面河床変動比較	101
4・21・1～3	水制付近の洗掘・堆積図(実験1, 2, 3)	102
4・22	実験1, 3の河床変動比較	23
4・23・1～4	河床変動図(実験4)	105
4・24	流速分布図(")	109
4・25・1～3	流況図 (")	110
4・26・1～2	護岸付近の変動(")	113
4・27	低水護岸前面の河床変動比較	24
4・28	水制付近の変動(実験4)	116
4・29	水制付近洗掘・堆積図	117
4・30	水制付近の河床変動概図	117
4・31・1～3	流速分布(平面的)(実験5)	26
4・32・1～3	" (断面内)(")	118
4・33・1～3	河床変動図(")	121
4・34・1～3	護岸付近の変動(")	124
4・35・1～5	河床変動図(実験6)	127
4・36・1～11	流況図 (")	132
4・37・1～16	水制付近の洗掘等深線図(")	143
4・38・1～9	水制付近の洗掘等深線比較(")	35
4・39・1～2	水制付近流速分布比較(")	31
4・40	水制前面の埋戻し	34
4・41	水制下流の流れ	34
4・42・1～3	河床変動図(実験7)	149
4・43・1～3	流速分布図(")	152
4・44・1～3	流況図 (")	155
4・45・1～8	護岸付近の洗掘等深線図(")	158
4・46・1～2	護岸付近の洗掘等深線比較	39
5・1	長岡地区ミオ筋変動図	42
5・2～3.	Bar 移動時間変化	43
6・1	施工順検討区間割	47
6・2・1～3	施工順ブロック別指図	48
6・3	河道計画施工順検討結果	49
6・4	河道計画施工 Flow Chart	51

表-2・1	諸物理量の縮尺	3
表-3・1	施工順検討実験 Case 一覧表	10
写真-1	実験1	162
2	実験2	164
3	実験3	165
4	実験4	166
5	実験6	167
6	実験7	172

第 1 章 実験目的

河道の全体計画が定まり低水路法線が決定された場合、次に問題となるのはこの計画に従って施行を行なう場合の施工順である。

施工順についての明確なるセオリーはなく、単純に上流から下流へと施工していくという方法がとられることもある。しかしながら、問題ヶ所はできるだけ早い時期に保護を行ないたいものである。だが、もしそのヶ所がその河川の蛇行現象に支配的なヶ所であったとすると、その地点の条件を変えることにより蛇行のピッチが乱され、その下流の思いがけないヶ所で災害をこうむることもある。

したがって、施工を行なってゆく場合には他に影響の及ばないヶ所をまず行なうことが望ましいが、計画あるいは工事の性格上そうもいっておれず、問題ヶ所（概してこういうヶ所が河川の支配的ヶ所となっている）をできるだけ早く解決せねばならぬものである。そこで、そういうヶ所の施工に際しては、まずその影響を予測しその保護を行ない、その後このヶ所の施工にかかるという方法をとらねばならない。

そこで、施工順検討に際しては次のような点を考えねばならぬと思う。

1. 施工上問題となるヶ所はどこか。また、他に影響を及ぼさないヶ所はどこか。
2. 問題ヶ所施工後の影響はどこに及ぶか。この場合、断面を拡大する方向で施工しなければならない。
3. 問題ヶ所の施工法をどのようにしたらよいか。

以上の検討を行ない施工順を決定してゆけばよいと考えられる。

したがって、本実験の目的はこれらの項目について実験的に検討を行ない、適切な施工順を決定することにある。

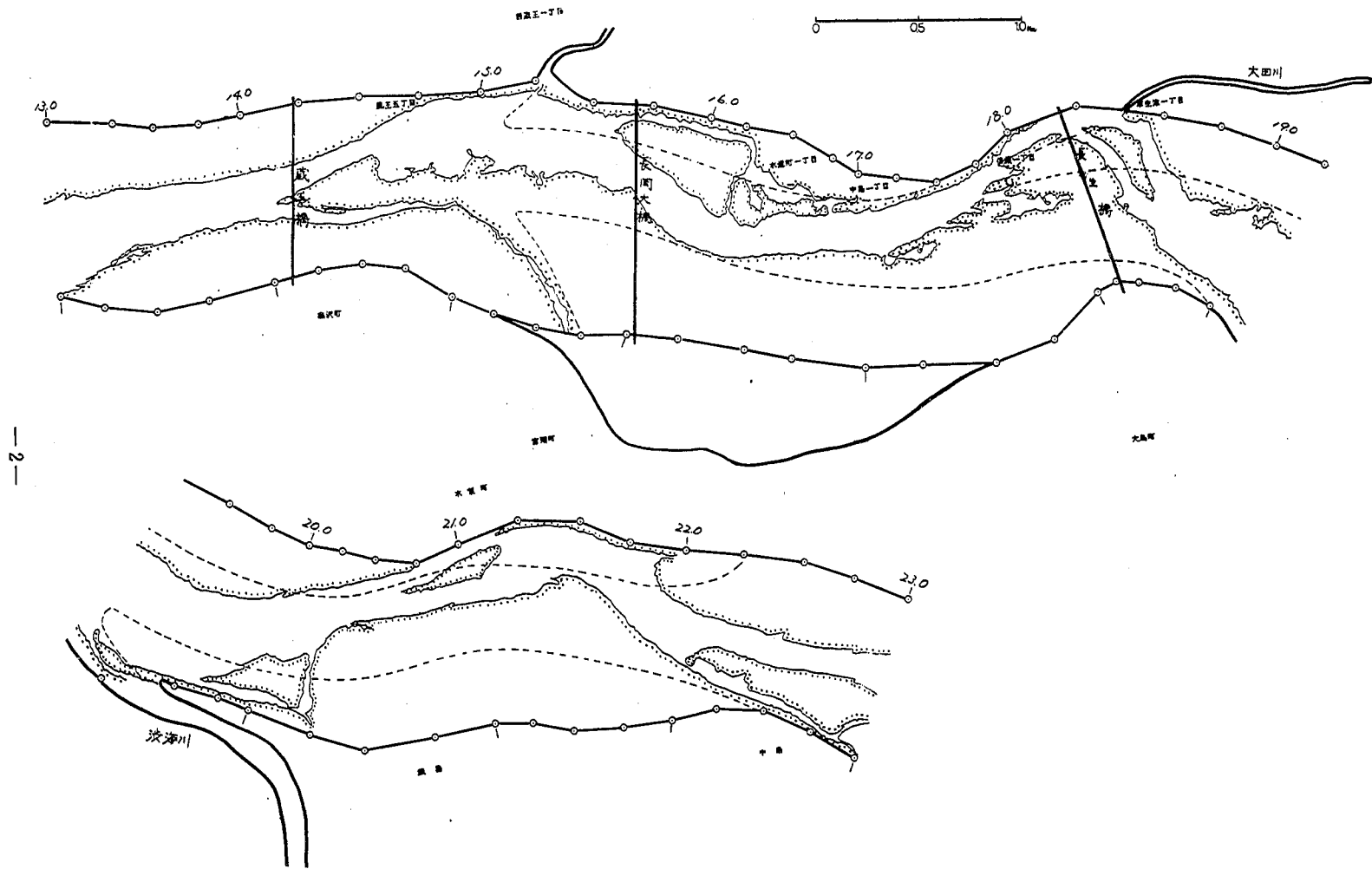


図-1・1 長岡地区河道計画平面図

第 2 章 模型実験の相似律

模型実験の相似律については前報告書「信濃川長岡地区河道計画模型実験その1」で詳しく考察を行なったので、それを参照していただきたいと思う。ここでは、諸物理量の縮尺を求める式をまとめて示すと次のようになる。

$$A = x \cdot h \quad (\text{断面積}) \quad (2-1)$$

$$Q = x \cdot h^{3/2} \quad (\text{流量}) \quad (2-2)$$

$$V = h^{1/2} \quad (\text{流速}) \quad (2-3)$$

$$t = x \cdot h^{-1/2} \quad (\text{時間}) \quad (2-4)$$

$$i = h \cdot x^{-1} \quad (\text{勾配}) \quad (2-5)$$

$$n = h^{2/3} \cdot x^{-1/2} \quad (\text{粗度係数}) \quad (2-6)$$

$$Q = \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_o/\tau_c)_r \cdot h_r^3}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot x_r^{1/2}} \quad (\text{流砂量・土研式}) \quad (2-7)$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\sigma/\rho-1)_r \cdot x_r^{5/2}}{\varphi_r \cdot F(\tau_o/\tau_c)_r \cdot h_r^2} \quad (\text{時間}) \quad (2-8)$$

(2-1)～(2-8)式を使って、信濃川模型の各物理量に関する縮尺を求めてみると表-2・1のようになる。ただし、水平・鉛直縮尺はそれぞれ1/100、1/70である。

表-2・1 諸物理量の縮尺

物 理 量	縮 尺
断 面 積	7000
流 量	58566.2
流 速	8.37
勾 配	0.7
粗 度 係 数	1.7
時間 (フルード)	11.95
時間 (流砂量式)	22.7

注：数値は現地量と模型量の比を表わしている。

第 3 章 実験結果

実験は昭和 47・48 年度の二年間に行なわれた。そのケースを表-3・1 に一覧して示す。実験工程は、まず施工して問題のケ所とそうでないケ所との解明を行ない、次に順を検討していくという方法をとった。以下各ケースについて詳述する。

3・1 昭和 47 年度

実験 1 は、昭和 47 年度現在、現地で早急に実施の方針であった上流 22.0 K 付近左岸と下流 18.0 K 付近左岸の護岸を、図-3・1・1 に示す範囲設置してその影響をみると共に、長生橋右岸の水衝に対する対策として、18.5 K 付近右岸の法線上に水制を 200 m 設置してその効果・影響を検討してみた。水制の設置は図-3・2 に示すように、上流側の高水敷と中州の間の流路を締切るように設定した。

河床は、護岸付近のみ現河床とにらみあわせて図-3・3 に示すように一部 Cut あるいは盛土したが、他の部分は現状とした。なお、護岸には図-3・4 に示すように根固めを施工した。

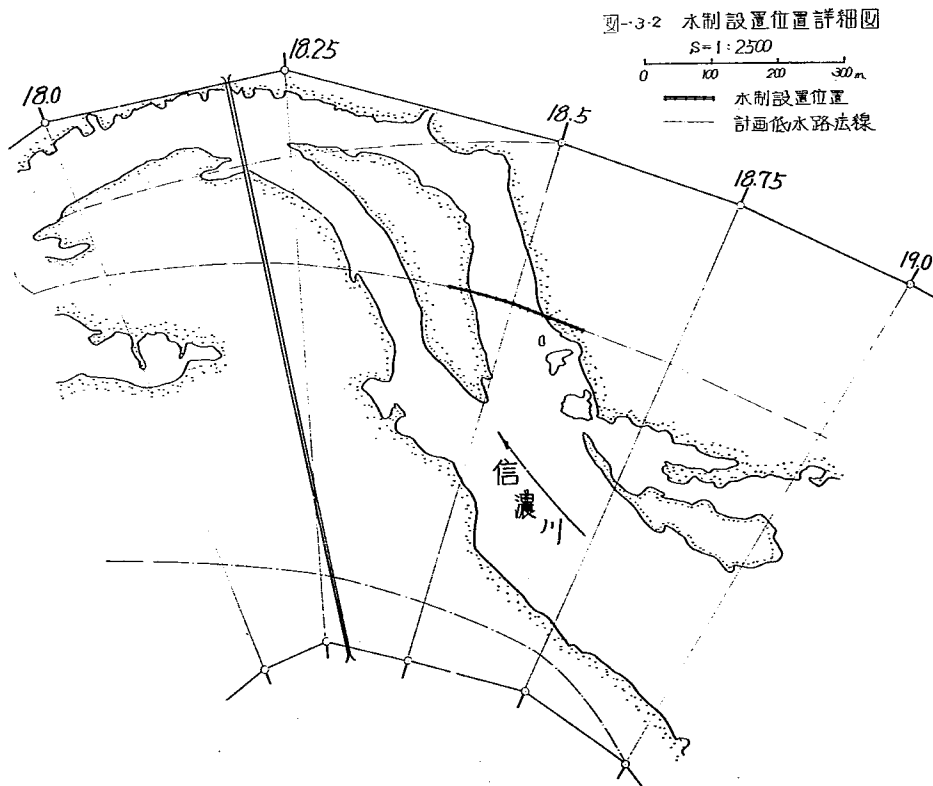


図-3・2 水制設置説明

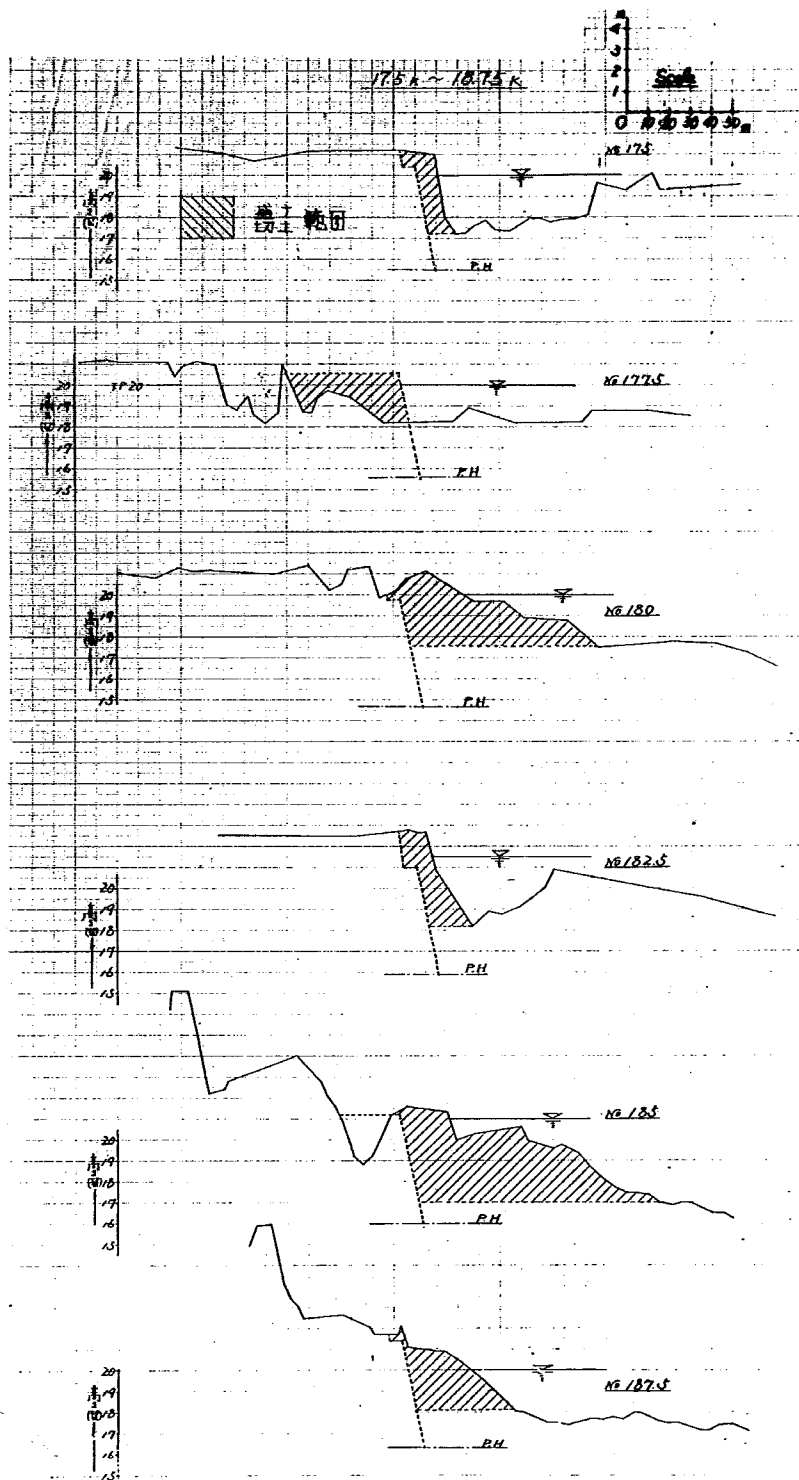


図-3・3 実験1・2設定河床

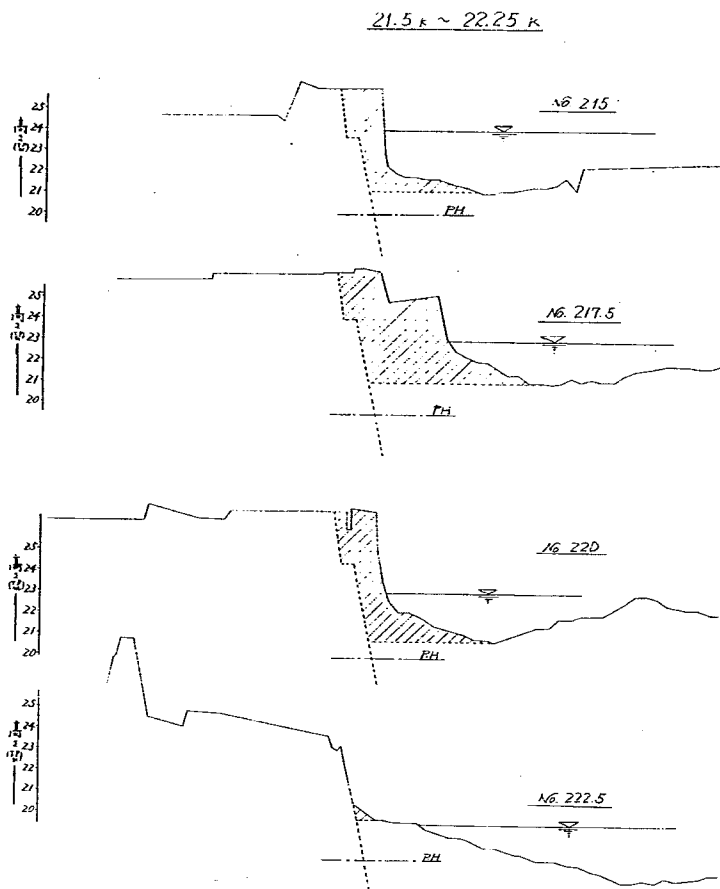


図-3・3 実験 1・2 河床設定

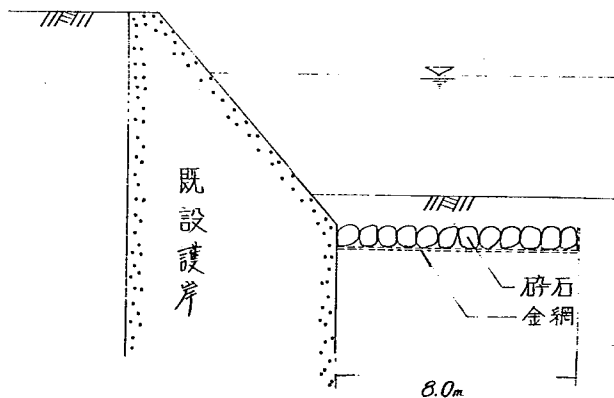


図-3・4 護岸付近詳細図

流量および通水時間は $1000 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 45 hr、 $6000 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 10 hr の計 56 hr である。上流端では土研式を使った流砂量計算結果の流砂量を補給した。

実験 2 は、模型上流端 (23.0 K) 付近の流路が河道左岸に移動した場合の影響について検討を行なうと共に、上流端条件変化の影響が 18.5 K 付近までは顕著に及ばないとして、右岸水制を実験 1 の 200 m より図-3・1・2

に示すように400mにのばしてみた。その他の条件はすべて実験1に同じ。

実験3は、図-3・1・3に示すように19.0~15.5k左岸蓮瀉地区の高水敷造成のため、この地区の護岸をすべてつくり、高水敷は勾配1/300の計画断面とした。また、上流左岸の護岸は前記実験結果からも判断して若干水裏になる付近までのばした方がよいことがわかり、21.0kまでのばした。右岸は21.75k~21.25kまで低水路法線上に水制を設置してみた。これは、施工順を検討する場合の一つの問題ヶ所である水梨の水当り部を、上流からせめてきた場合について検討を行なおうとしたものである。

また、18.75~18.0k右岸にも水制をいれてみた。これは、施工検討のもう一方の問題ヶ所である長生橋右岸の処理対策として、実験1・2の水制設置効果検討の結果再度設置され検討を加えたものである。

施工順の検討実験を3ヶ所終ったところで、施工上の問題ヶ所として水梨・長生橋付近の両水衝部が考えられた。しかもこの付近は、他の施工条件を加えないかぎり、直接施工することは困難であることもわかった。そこで以後は、この2地点施工のための施工順ということに焦点をしばって考えてゆくこととした。

実験4は、そのために行なわれたケースであり、護岸および水制は図-3・1・4に示すように設置した。また、今回は、流路変更の手段として河道掘削をとりいれた。つまり、22.25~21.0kおよび18.75~18.0kの計画低水路にあたる部分を計画河床に、22.25~21.5k右岸および19.0~15.5k左岸の高水敷を計画高水敷とした。したがって、設定した河床を例示すると図-3・5のようになる。

実験5は、流心移動の手段として低水路河道の掘削を行なう方法をもちいることにしたが、どの程度の移動が期待できるか、断面内の流速分布を詳しく測定することにより量的に示そうとしたものである。護岸は図-3・1・5に示すように設置した。河床は同図に示すように、まず5-1ではすべて現状とし、5-2では17.75~18.75kの低水路のみ計画低水路とし他は現状。5-3では17.75~20.25kの低水路を計画低水路とし他は現状とした。流速分布を測定した断面は18.25k、18.75k、19.5k、20.5kの4断面である。

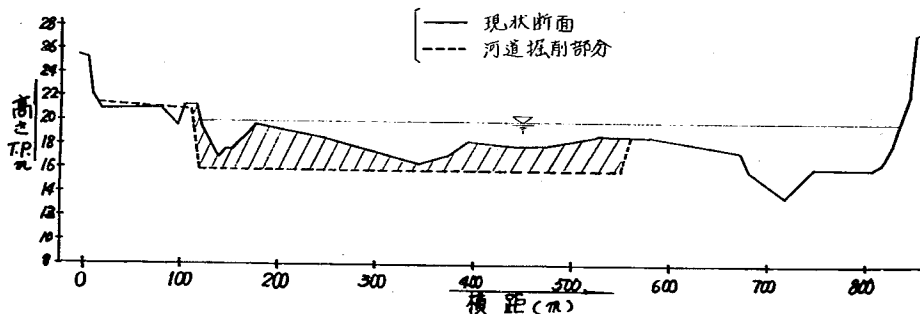


図-3・5 河床掘削をとりいれた断面例

3・2 昭和48年度

実験6は、水梨地先にこの付近の水衝部保護を目的として設置される水制の検討を行なったものである。水制は、現地計画と模型のそれを比較して示すと図3・6のようである。

設定した河床は、図-3・7に示す範囲の河床を計画+1.0mの高さでCutした(深い部分はそのまま)他は現状である。

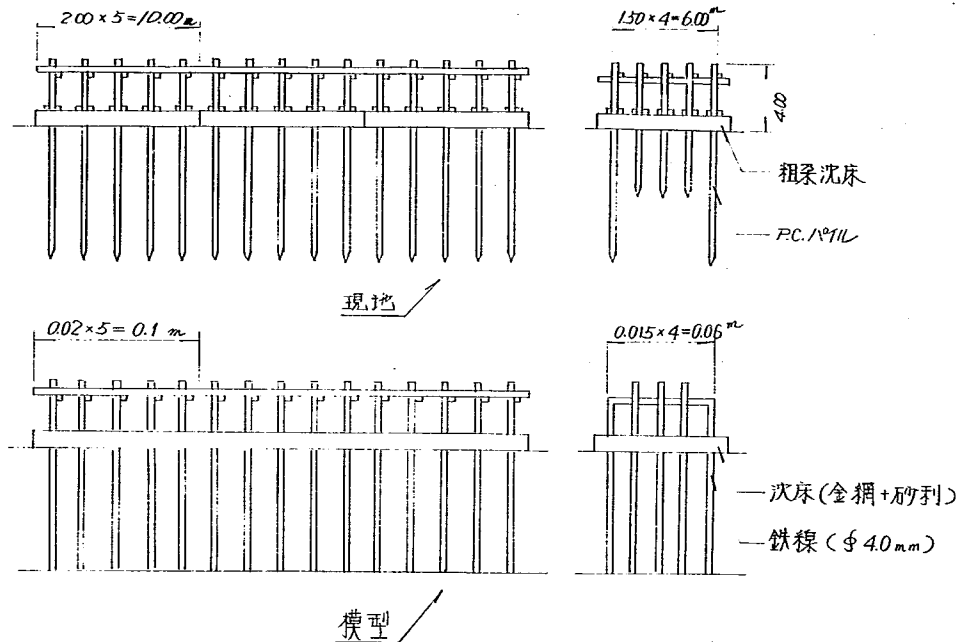


図-3・6 水制の現地模型比較

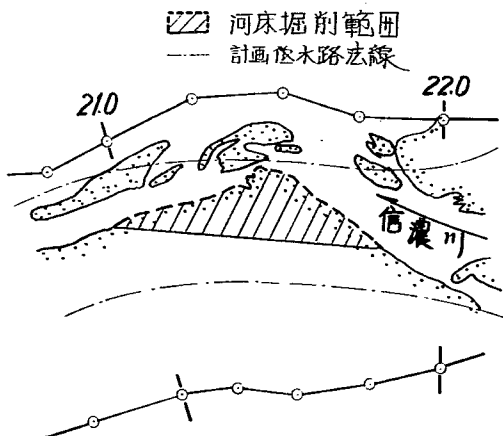


図-3・7 21.5k付近河床掘削位置

水制位置は、まず事務所案で行ない、以後図-3・8に示すように種々変化させて検討をかさねた。なお、模型上流端(23.0k)の流入口が問題となるが、水梨の水衝部により流れが直撃する型となるのは、河道中央からの流入の場合であることが他のケースからもわかっているので、安全側で検討を行なうため上流端流入口は河道中央とした。

流量は、水位が水制を越えないものでなるべく大きな流量となることを考え $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ を採用した。なお、一部では $6000\text{ m}^3/\text{sec}$ に増量して、水制をOver flowする場合の流れも観測

されている。

実験7は、水梨地区とならんで問題ヶ所となっている長生橋付近の施工について、その上流19.5 k 付近の施工も勘案して検討を行なったものである。すなわち、長生橋付近を施工する場合、現在極端に右岸によっている流れをなるべく左岸によせる方法として、実験5で河道掘削をとりいれてみたが、さらに今回は、20.25～19.5 k まで導流堤（実験では碎石で模擬されており、半不透過導流堤と考えてよい。）を設置してみて、流心の移動をねらった。さらにその後、18.5 k 付近にも導流堤を設置して、その後の流心・河床の変動を観測してみた。

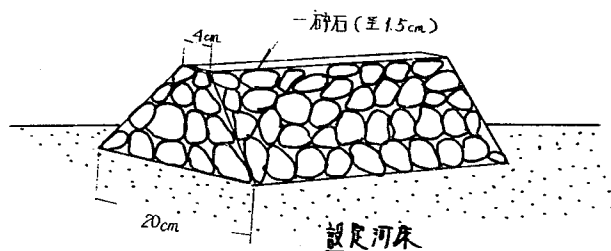


図-3・9 導流護岸模型図

設定した河床は図-3・1・6 に示すように、17.0～22.0 k の低水路を計画河床+1.0 m の高さにCutし、その他は現状としたものである。導流堤は同図に示す位置に設置した。その模式図を示すと図-3・9のようになる。なお、20.75～21.0 k 右岸には実験6で決定された水制が設置されている。

以上が、昭和47・48の2年間にこなされた施工順についての実験ケースである。

表-3・1 施工順検討実験 Case - 覧表

実験No	流 量	通水時間	23.0k 流入条件	護 岸 ・ 水 制	河 道 掘 削	高 水 敷	備 考
実験Ⅰ	1000 m ³ /sec 4000 " 6000 "	1 hr 45 " 10 "	河道中央	22.5 ~ 21.5 k 左岸護岸 19.0 ~ 17.5 k 18.75 ~ 18.5 k 右岸水制 L = 200 m	昭和47年2月河床 護岸付近のみ一部 Cut	整正なし	
実験Ⅱ	"	"	河道左岸	護岸は同じ 18.75 ~ 18.25 k 右岸水制 L = 400 m	"	"	
実験Ⅲ	"	"	河道中央	22.5 ~ 21.0 k 左岸護岸 19.0 ~ 15.5 k 21.75 ~ 21.25 k 右岸水制 18.75 ~ 18.0 k	"	19.0 ~ 15.5 k 左岸を計画に整形	
実験Ⅳ	"	"	"	護岸は同じ 22.25 ~ 21.5 k 右岸護岸 21.5 ~ 21.25 k 右岸水制	22.25 ~ 21.0 18.75 ~ 18.0 を計画河床	22.25 ~ 21.5 k 右岸 19.0 ~ 15.5 k 左岸を計画	計画河床とは計画高より高い部分は Cut し、低い部分は現状とした河床である。
実験Ⅴ 1 2 3	1000 " 4000 " " " 4000 "	2.5 " 3.5 " " " 3.0 "	"	護岸は同じ	昭和47年2月河床 5-1 17.75 ~ 18.75 k 計画 5-2 17.75 ~ 20.25 k 計画 5-3	整正なし	
実験Ⅵ	3000 " 一部 6000 "		"	護岸は同じ 21.0 ~ 20.75 k 右岸 水制 3 ~ 4 基	昭和47年2月河床 22.0 ~ 21.0 k 計画 + 1.0 m で Cut	"	
実験Ⅶ 1 2 3	4000 " " "	5 " " 10 "	"	護岸は同じ 20.25 ~ 19.5 k 左岸導流堤 7-2、7-3 18.75 ~ 18.5 k 右岸導流堤 7-3	17.5 ~ 22.0 k 計画 + 1.0 m で Cut	"	実験Ⅵで設置した水制 4基が設置されている。

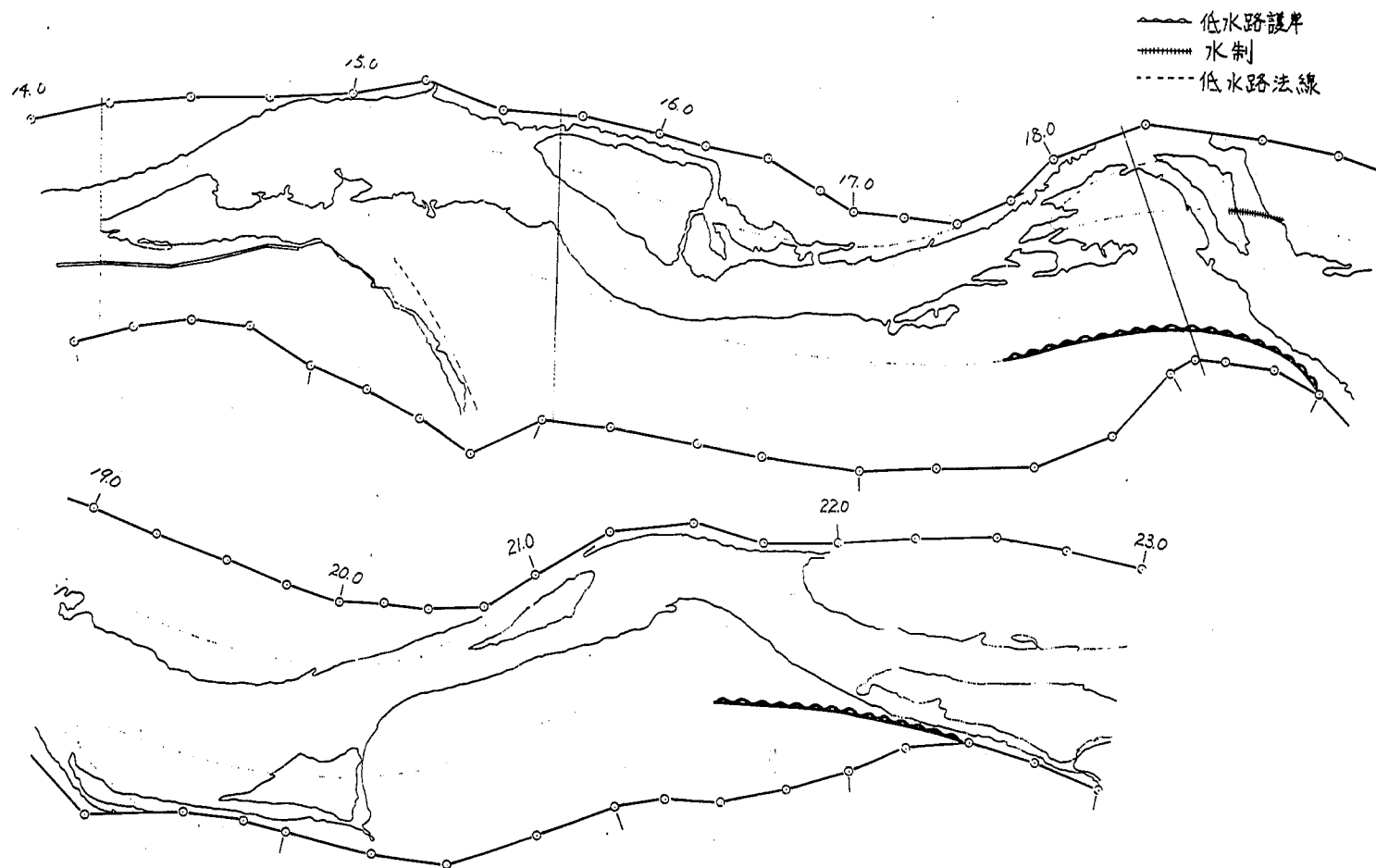


図-3・1・1 施工順検討実験設定条件（実験1）

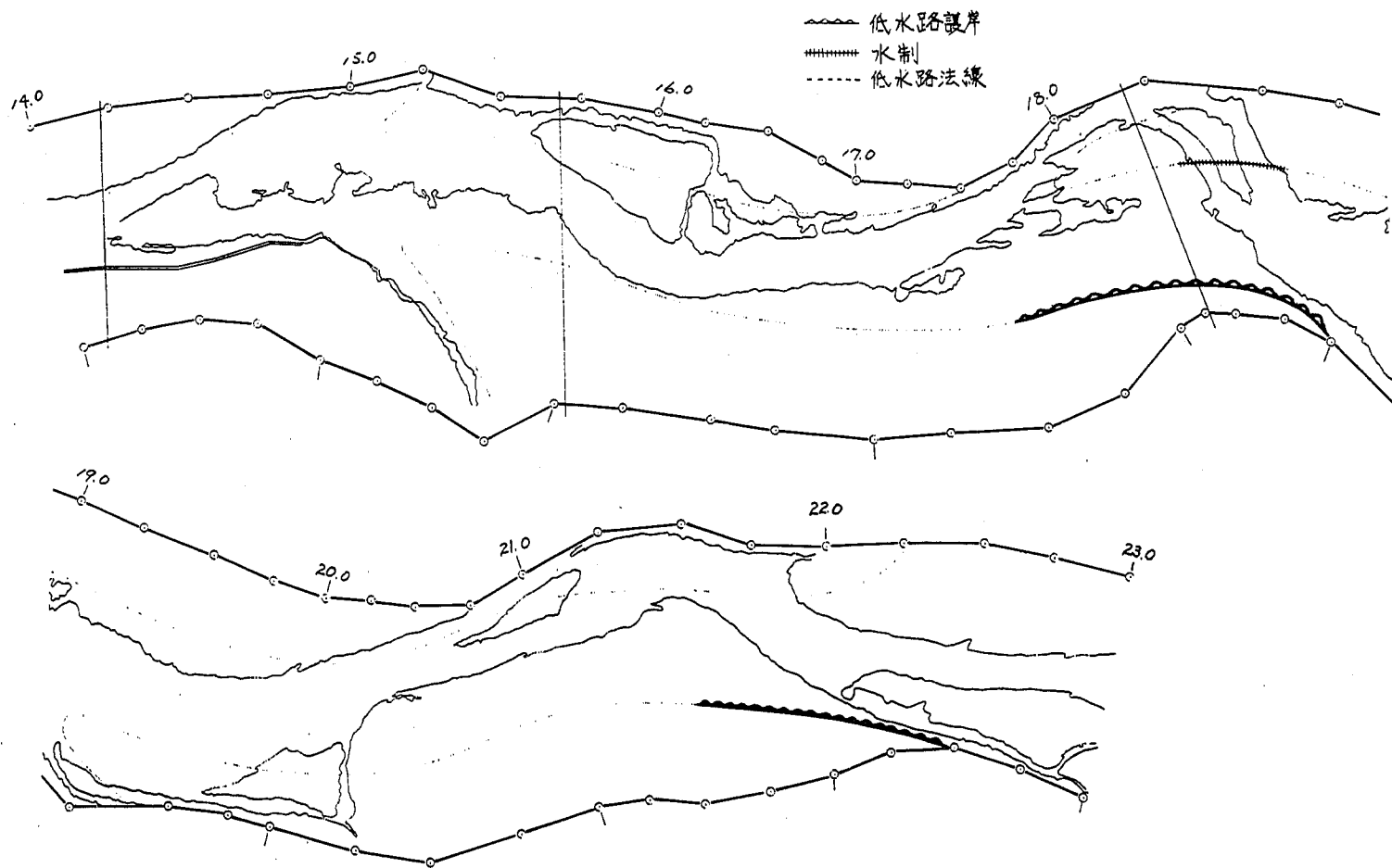


図-3・1・2 施工順検討実験設定条件(実験2)

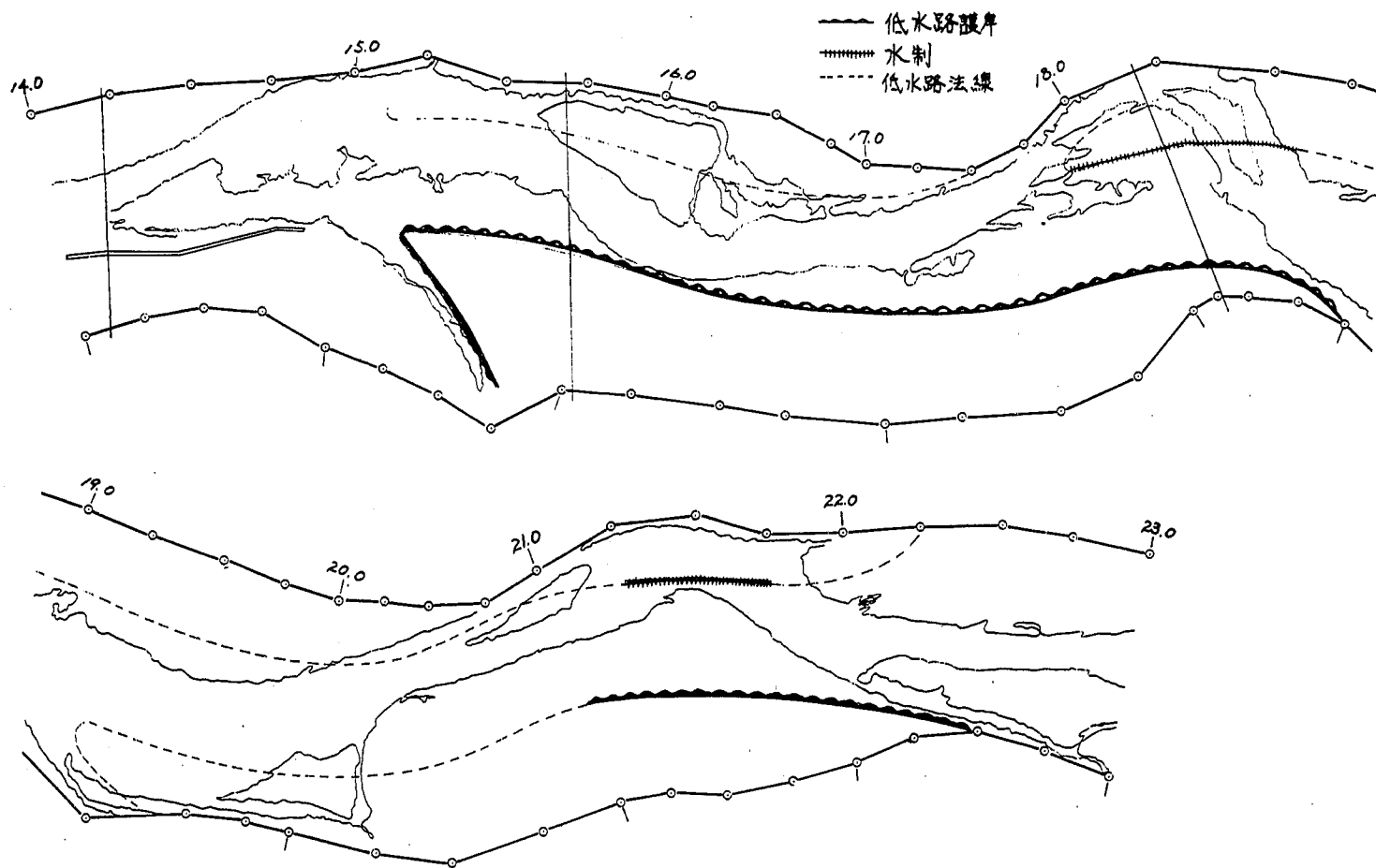


図-3・1・3 施工順検討実験設定条件(実験3)

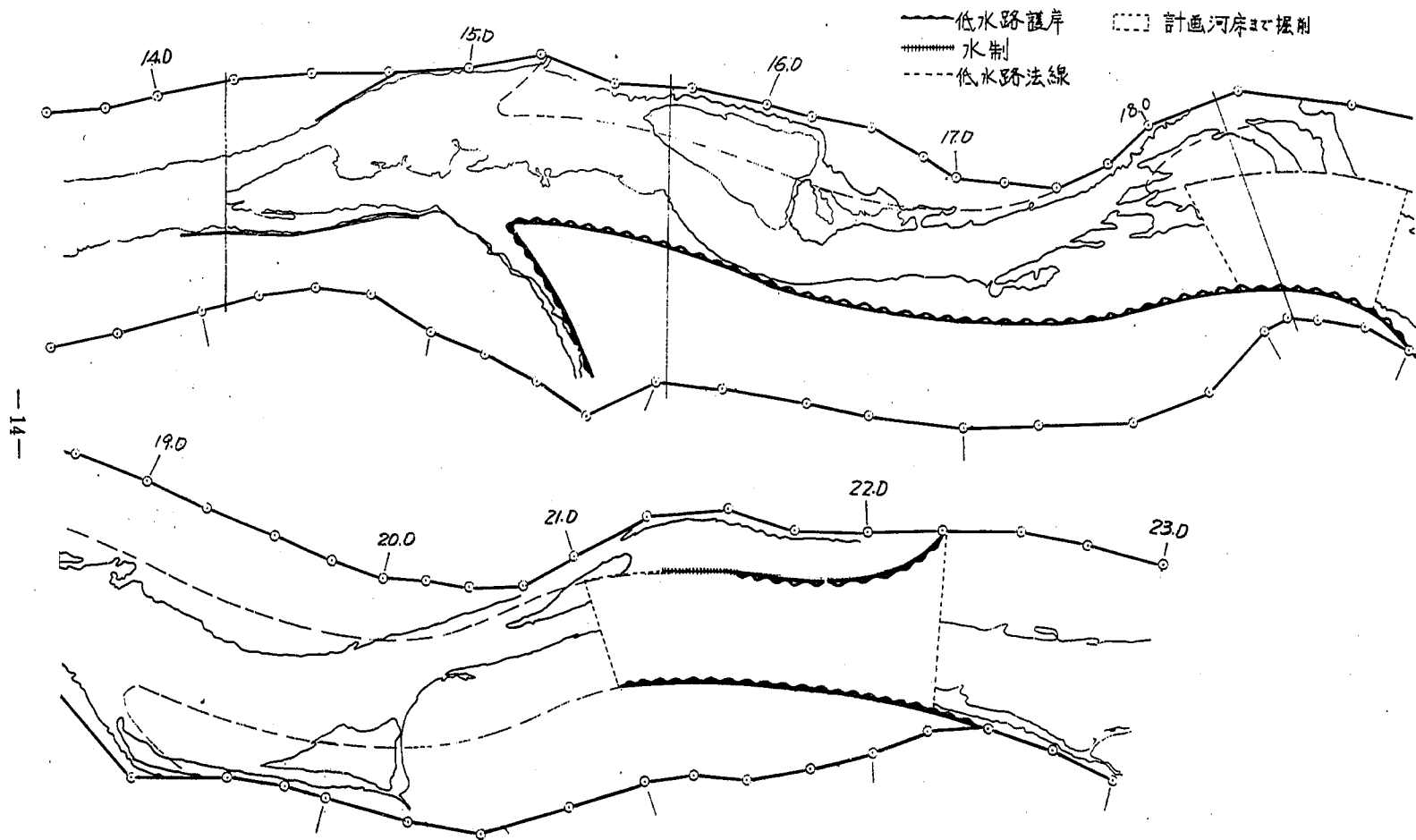


図-3・1・4 施工順検討実験設定条件（実験4）

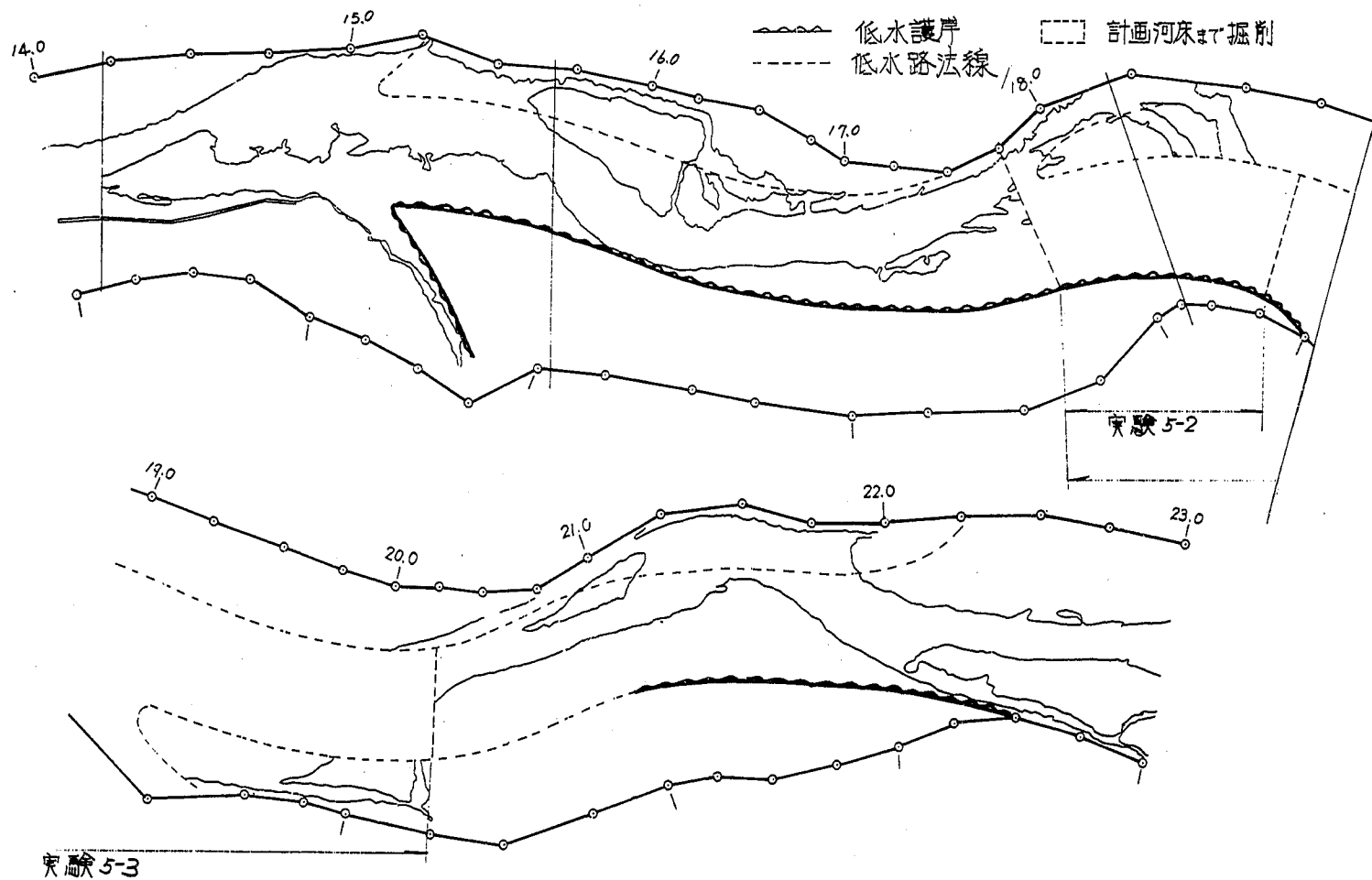


図-3・1・5 施工順検討実験設定条件（実験 5）

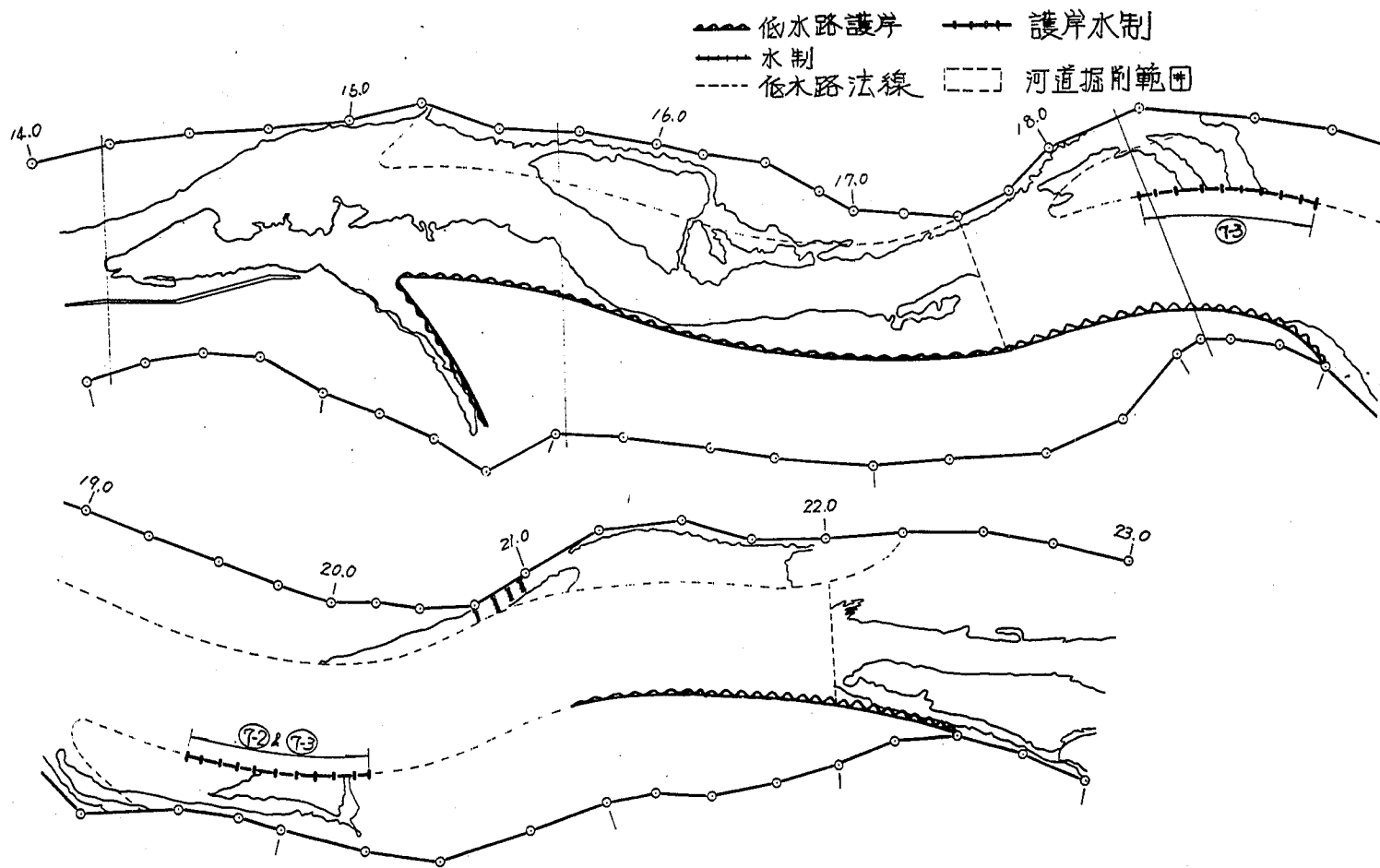


圖-3·1·6 施工順検討実験設定条件(実験7)

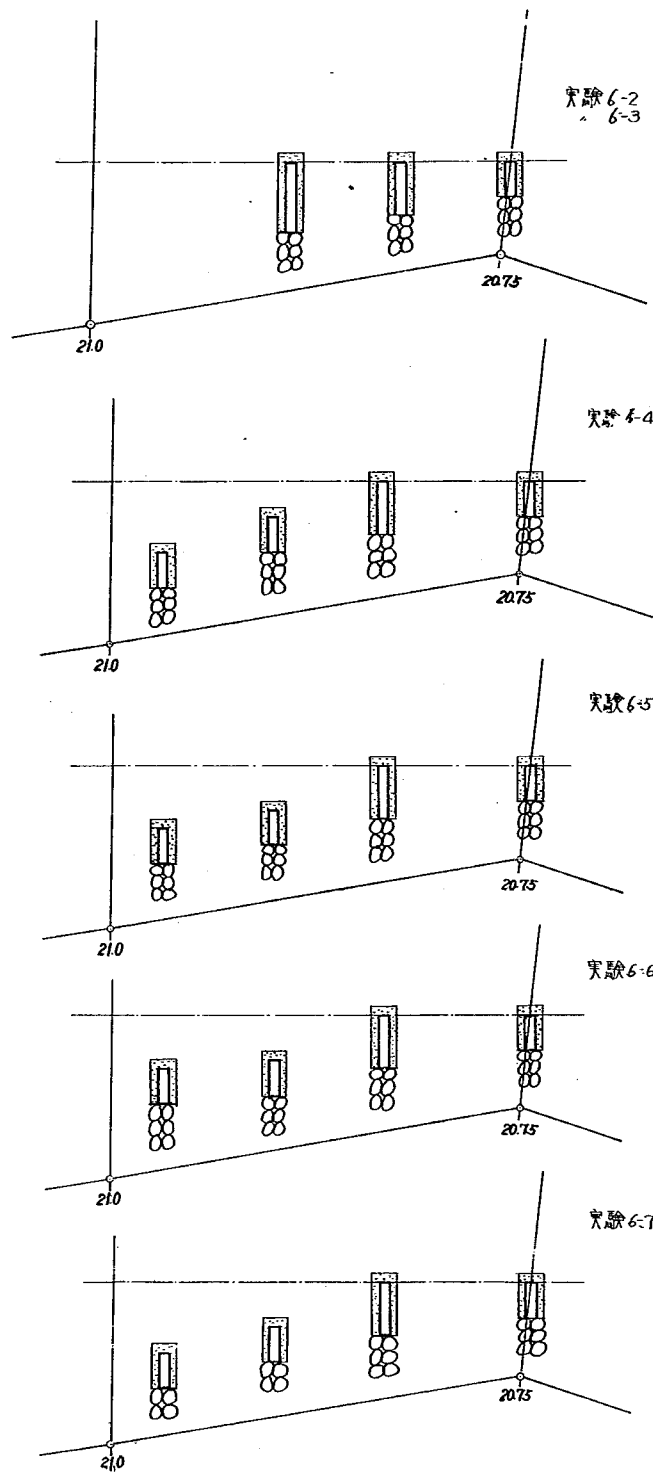


図-3・8 水梨地先水制位置の検討

第4章 実験結果およびその考察

4・1 実験1・2・3について

長岡地区の施工順検討でまず行なわれた上記実験1・2・3は、主として計画区間での施工上の問題ヶ所を見つけることと、昭和47年度当時、早急に着工の計画であった22.0k、18.0k、付近左岸の低水護岸の影響について検討を行なうことにあった。

設定した構造物は、前述のように護岸と水制である。22.0k付近の護岸の検討は、実験1・2で模型上流端(23.0k)の流入方向を河道中央と河道左岸とに変えて、流路変動に伴う影響の変化も求めてみた。また、18.5k付近に設置した水制については、その設置長さを変えてみて、他の河道条件を変えない場合に設置し得る水制長、あるいは長生橋のピアを考慮した場合の水制の施工長について検討を加えてみた。

得たDataを示すと次のようになる。すなわち、水位は図-4・1・1~2、4・1・3~4、4・1・5~6に示すとおりとなり、河床変動、流速、流況はそれぞれ図-4・2、3、4(河床変動)、4・5、6、7(流速分布)、となる。また、護岸付近および水制近傍の洗掘・堆積状況を示すと図-4・11、12、13(護岸)、4・14、15、16(水制)のようになる。

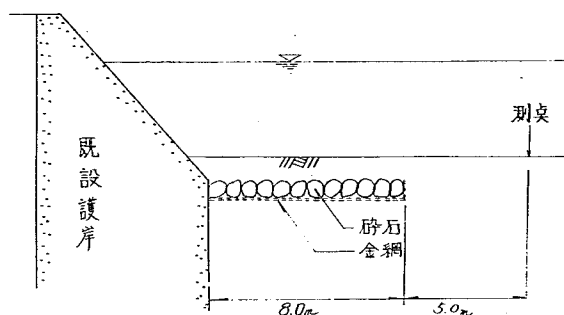


図-4・17 護岸前面河床測定位置

それでは、まず実験1と2の護岸付近の洗掘・堆積状況の比較から、23.0k付近の流路変動による護岸付近の変動状況の比較を行なう。護岸付近の洗掘・堆積状況は図-4・17に示すように、根固め工の先端から5.0mの地点の河床を測定して縦断的に示した(前述の図-4・11、12)が、実験1と2の比較を行なうと図-4・18・1~2に示すようになる。

これらのDataを比較してみると、22.5kから21.5kにかけての左岸護岸付近の河床変動は、総じて実験1(流入口・河道中央)が洗掘傾向であるのに対し、実験2(流入口・河道左岸)は堆積傾向である。このことは、この付近の護岸の安全性という点については、実験1のような流入条件(つまり23.0kで河道中央)の場合の方がより安全側で考察できるといえよう。

なお、両実験の結果ともに、22.0k付近の低水護岸設置の最下流端(21.5k)付近はいずれも洗掘となっている。このことは、上流から低水護岸を施工してくる場合の1つの区切り点として21.5kがあまりふさわしくない点であり、もう少し下流に区切り点をおくべきであることを示唆していると考え得る。

そこで、実験3では低水護岸を21.0kまでのばしてみた。その結果、図-4・13に示す護岸前面の河床変動をみると、21.25kから下流でほぼ変動なしに堆積傾向となっており、上流からこの付近までを1つの施工区間とするのがよいと考えられる。ただし、護岸の下流端は被害を受けやすいので巻き止めには留意し、蛇籠などで緩衝地帯を設けておくことが望ましいと考える。

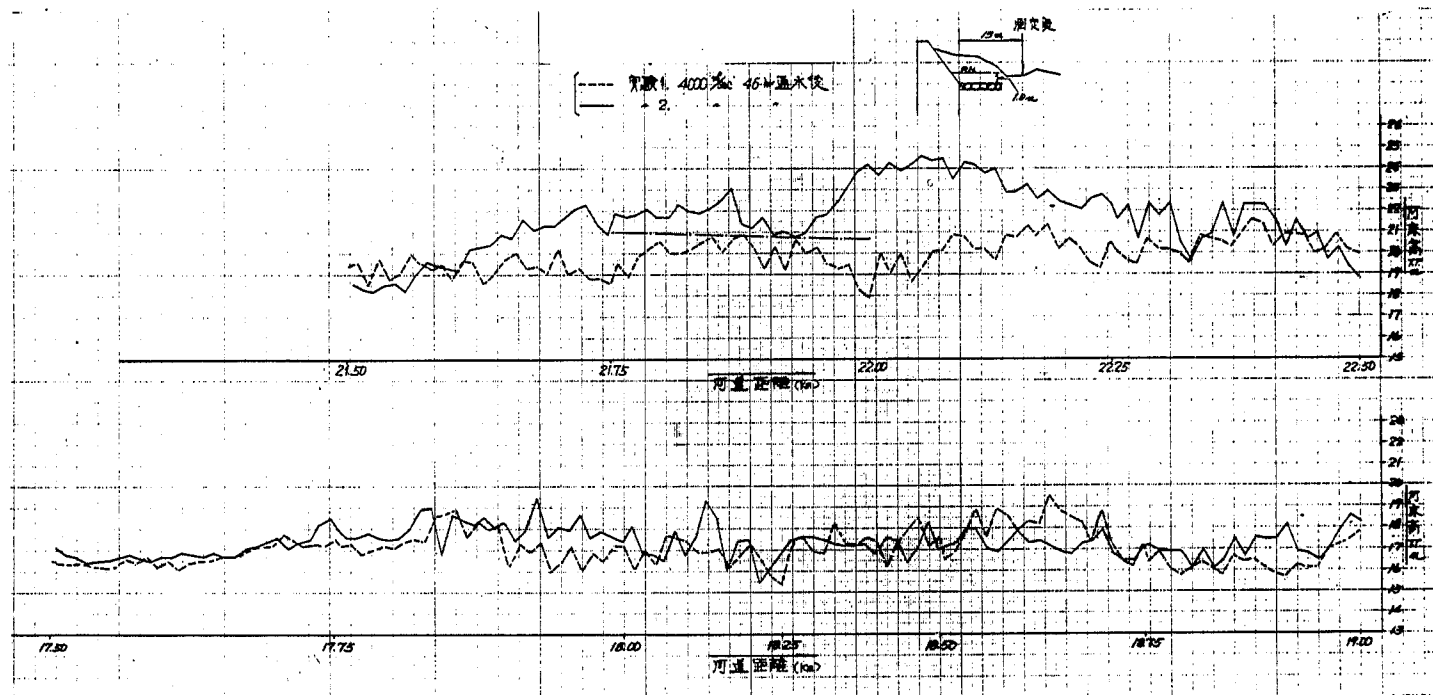


図-4・18・1 護岸付近河床変動比較

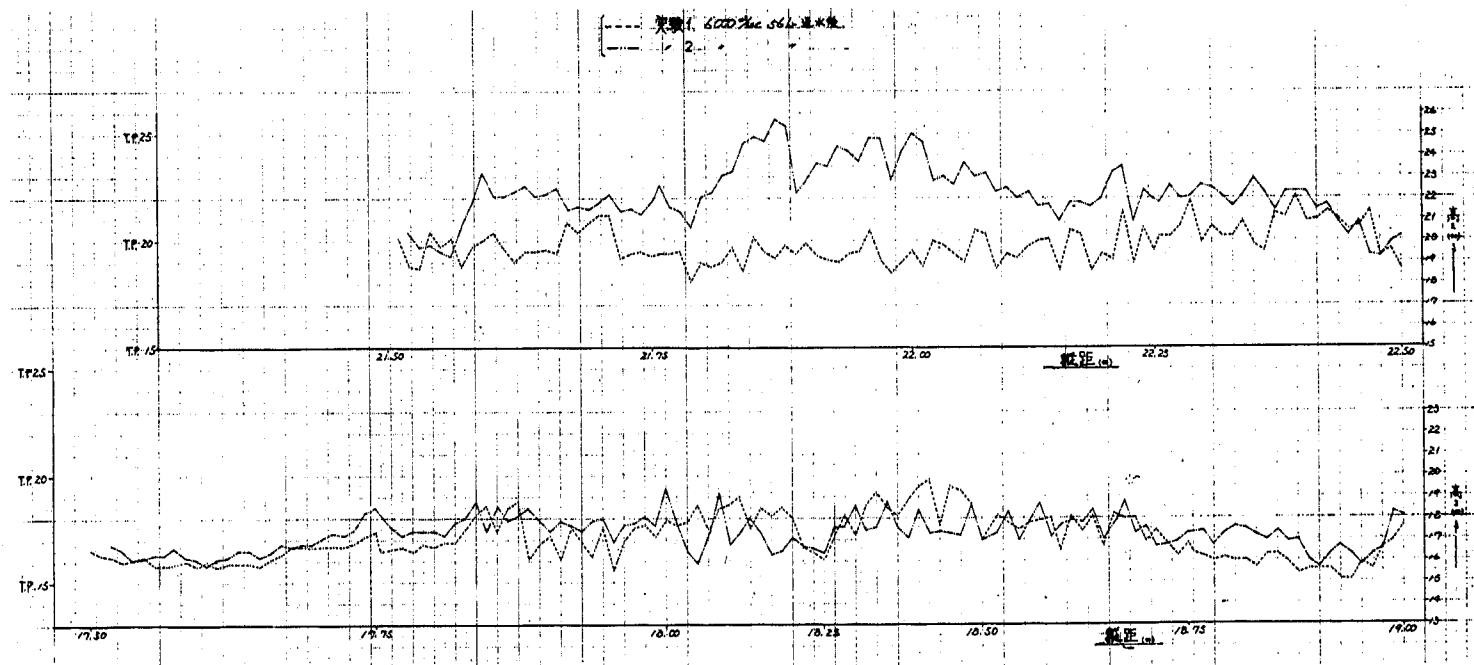


图-4·18·2 護岸付近河床變動比較

次に水制について考える。水制設置についての検討は、18.0k~18.5k、21.5k 付近いずれも右岸について行なった。

水制をその役目によって分けると、1)常水路固定 2)堤防・護岸の保護の2つがある。後者は一般に根固め水制といわれるものであるが、ここで検討しようとしている水制は導流効果をねらったものである点、むしろ前者の働きをするものと考えてよいであろう。

また、水制をその構造により分類してみると次のようになる。その1つは透過水制である。これは、水制の構造の中を流水が透過するもので、水制付近で流水の流速をおとして土砂を沈殿させ、洲をつけて護岸や河岸を保護する。2つは不透水水制である。これは、完全に水をはねその上を流水が越流するもので、流水の乱れが大きく、水制の上下流あるいは前面に深掘れがおこる。

今回検討される水制は、18.5k 付近のものも21.5k 付近のものも、いずれも現在右岸の水衝部（水梨・草生津）をつくっている流れを河道中央に移動させることから、水はねの効果が必要であるが、流れを横切るように設置することから、透過度を有することも必要とされる。これより、水制の構造は透過水制とする。

次に問題となるのは設置位置および長さである。

まず、18.5k 付近の水制位置について、工事着手ケ所は19.0~18.75k 右岸付近にある高水敷とすることが有益であることは明白である。次に、この水制の延長について検討を行なう時ポイントとなる点が2つある。1つは18.5k 付近に存在する中洲であり、もう1つは長生橋のピアである。中洲については、現在中洲をはさんで2つの流れ（図-4・19に示すA、B）が存在し、低水流量はほとんどここを流れている。現在はこのうちBがAより流れの主流を占めている。

また、21.5k 付近の水制については、水梨地先の水衝を緩和する目的で設置するもので、22.0k 付近の高水敷を工事着手ケ所とすることが有益であると考えられた。

これらのことを考慮して、実験1、2、3では水制設置位置および構造は一種として、その長さについて検討を行なってみた。すなわち、18.5k 付近では河道内の地形（洲の存在、流路の蛇行）や河川構造物（長生橋ピア）を考慮して、実験1、2、3の順で水制をのばしてみた。まず、実

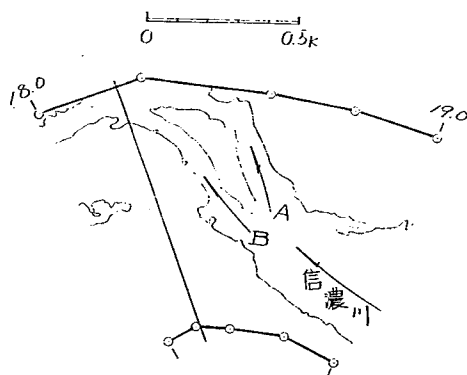


図-4・19 長生橋付近の低水時の流れ

験1と2の水制設置条件の差は、現在右岸に流れこみ水衝を形づくっている流れを半分とめる（中洲より上流側に水制を置く実験1の場合）か、全部とめる（長生橋ピアの直上まで置く実験2の場合）かである。なお、河道内は現状とし、掘削その他の処理は行なわれていない。

水制設置条件による効果・影響の相違を、水制付近の河床変動および流況から考えてみる。水制付近の河床変動を測定したものが前掲の図-4・14、15である。また、水制前面と裏面の測定値を横断方向に算術平均して、縦断的に示してみたのが図-4・20である。ここで示

した値は、実験1、2共に $18.5\text{ k}+110\text{ m}\sim 18.5\text{ k}-100\text{ m}$ の範囲であるが、実験2ではさらに下流まで測定はされている。さらに、一定通水時間での河床変動（ここでは $4000\text{ m}^3/\text{sec}$ 40時間、 $4000\text{ m}^3/\text{sec}$ 40時間と $6000\text{ m}^3/\text{sec}$ 10時間の計50時間の河床変動）を示したのが、図-4・21・1、2である。

これらのDataから水制前後面の洗掘・堆積を比較しその良否について考えてみると、まず水制前面の洗掘であるが、これは同じ区間（ $18.5+110\text{ m}\sim 18.5-100\text{ m}$ ）については実験1、2共に大差はない。強いていえば、実験1の方が若干洗掘大であるといえる。特に実験1の場合、水制の下流端付近で洗掘が大きい。これに対し、実験2の場合水制下流端はむしろ堆積となっている。次に水制裏面の堆積について考える。水制裏面の堆積は、上述の同じ区間についてみると実験1の方が大であり、高いところでは3.0 mもの高さになっている。これに対し、実験2ではほとんど変動しないかむしろ洗掘傾向のところさえある。しかし、 $18.5\text{ k}-150\text{ m}$ より下流ではかなりの堆積がみられる。

水制の水はね効果を河床変動より推察する場合の目安は、水制前面の洗掘と裏面の堆積ではなからうか。すなわち、水流をはねるためには水制前面にかなりの抵抗がなければならず、その結果として前面の洗掘がおこり、水流をはねれば裏面の流水は勢力がおち、その結果として裏面の堆積が生じると考えられる。

この考えから今回の水制について判断してみると、実験1の場合の水制長の方がより効率のよい水はねをしているといえよう。実験2の水制長では、低水路すべてに水制を出したような形となり、水制を通りぬける流水の勢力が強く、長く水制を出したわりには低水流量時の水はね効果がうすいといえよう。また、実験2のように水制をのばした場合、水制下流端と長生橋ピアーとの間隔があまりなく、水制による乱流の影響がピアーに悪影響を及ぼすことが十分考えられ好ましくない。そこで、実験3では一つの試みとして水制を 18.0 k 付近までのばしてみた。この場合には、長生橋ピアー前後で水制の切れ目はなく、水制下流端におこる渦によるピアーへの悪影響は見られなかった。

次に、実験3では 21.5 k 右岸付近にも水制を設けて、 22.0 k 付近にある高水敷から水制をのばしてきた場合の影響・効果について検討を行なってみた。

水制付近の洗掘・堆積を示したのが図4-1・16である。また、前述のように、一定通水時間での河床変動を示したのが図-4・21・3である。これについても、 18.5 k 付近の水制について行なったと同じ考察を行なってみる。

今回の場合、水制は 22.0 k 右岸付近に存在する高水敷からのばすということで、 21.75 k から下流へ 510 m のばしてみたが、上流端が若干下流すぎたため、上流端をまわりこんで水制裏を流れる流れが生じてしまった。そのため、水制上流端付近の洗掘が著しく出てしまった。また、水制全長についての河床変動をみると、水制上流端（ 21.75 k ）より 260 m 下流付近までは、一部を除いて総体的に堆積傾向を示しているが、その点より下流は水制の前後両面に洗掘傾向である。これについては、低水路法線検討の実験（前報告書の本実験Ⅶ）の時の流況や護岸付近の河床変動Barの挙動などから考えられる 21.5 k より下流の洗掘と傾向を同じくしている。すなわち、本実

験Ⅶでは比較的早い時間に21.5kより下流の護岸付近が洗掘されており、流れをみても、22.0～22.5k付近で河道中央にあった主流が左右岸に別れる（この付近は複式蛇行である）が、その一方が21.5k付近より下流で護岸に沿っている。そして、今回の水制位置は21.75k-140mが21.5k地点にあたる。このようにして水制前面の洗掘は説明がつく。

裏面の洗掘については、実験1、2の考察と同じように考えれば水はね効果の少ないことの証拠となるわけだが、今回の場合、20.75k、21.0k右岸の河床変動を実験1（水制のない場合）と比較してみると図-4・22のようになり、水はねの効果があり、水制が21.0～20.75kの水衝を緩和する役目をしていることは明らかである。

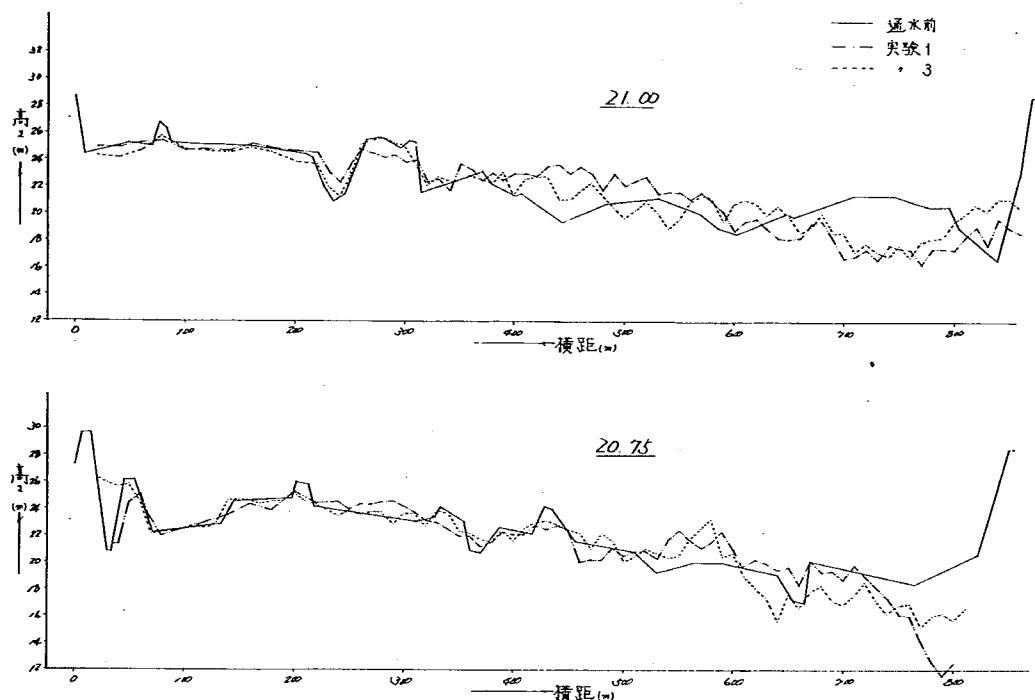


図-4・22 実験1、3の河床変動比較

4・2 実験4について

実験3までで、施工上の問題ヶ所として当然の結果であるかもしれぬが、水梨地先と長生橋付近とを見出した。そこで以後は、この両地点を施工するためにどのような処理が必要とされるかについての検討を行なってゆくこととした。

まず、実験4では、河道の掘削による流水の移動を考えてみた。掘削した範囲は図-3・1・4にも示したが、21.0～22.0kと18.0～18.75kまでの計画低水路内である。この範囲を計画河床高まで掘削した。なお、21.5～22.25kの右岸には低水護岸を設けたので、この部分の高水敷は計画に従って造成した。模型上流端（23.0k）からの流れは河道左岸とした。この理由は、

これまでの数回の検討結果からみて、21.5 k 右岸護岸への水当りは流入方向が左岸であったケースの方が強かった。したがって、今回の実験で、右岸低水護岸設置計画を安全側でみるのには、上流端の流入口を左岸とすることがよりよい結果を生むと考えられた。

実験結果の整理されたものを示すと次のようである。つまり、水位測定結果を図-4・1・7~8に、河床変動・流速・流況の測定結果をそれぞれ図-4・23（河床変動）、4・24（流速分布）、4・25（流況図）に、また、護岸および水制付近の河床変動を測定した結果を図-4・26（護岸）、4・28（水制）に示した。

まず、河床変動をみる。22.5 k から 20.5 k までの河床変動の状況をながめてみると、流れが左岸から 21.75 k で右岸にうつり、護岸それにつく水制に沿って流れ、20.75 k あるいは、20.5 k 付近で右岸にぶつかっていることが想像される。21.25 k で右岸よりに堆積している場所のあるのは、丁度水制設置位置にあたり水制による堆積を示している。また後述するが、この図からすると、21.75~21.5 k 右岸の護岸の根の洗掘はせいぜい 2.0 m 程度のものであるように見える。なお、22.0~21.0 k の河床掘削範囲はいずれも堆積傾向がめだっている。20.25 から 18.75 k はめだった河床変動は示していないが、20.0 k より上流が河床低下の傾向であり、それより下流は堆積傾向にあることがわかる。また、19.0 k 左岸から 18.75 k 低水路中央にかけて河床洗掘傾向の著しいところがあるが、流れをみてもここに流れの集中がみられた。これは、19.25~19.0 k で左岸にあった流れが、急激に右岸よりへと移ってゆく時に生じたものと想像される。なお、18.75 k から 18.0 k の河床掘削範囲はこども堆積傾向がめだっている。

次に、護岸および水制の効果・影響について考えてみよう。21.5~22.25 k にかけての右岸低水護岸付近の河床変動は図-4・26・1に示してあるが、4000 m^3/sec 通水 5 時間程度で 21.75

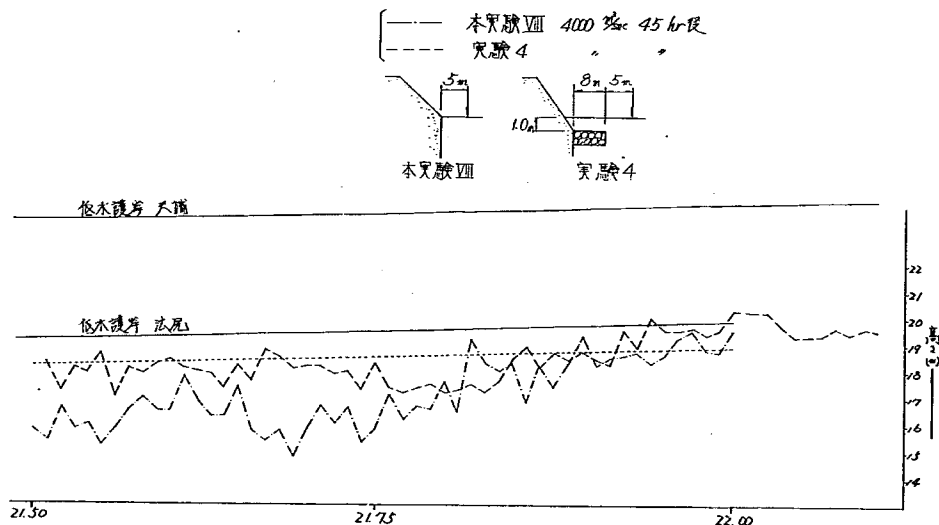


図 4・27 低水護岸前面の河床変動比較

kの根固め工が現われ、洗掘が予想された。しかし、長い通水時間後は、根固め工は多くのヶ所で露出したもののそれほどひどい洗掘はなく、図でみるかぎり高々2.0m程度であった。なお、昨年度行なった低水路法線検討の実験の中で、この付近が今回とほぼ同じ条件で、護岸前面の根固めがあるか否かの差だけと思われる実験Ⅷの場合と比較してみると、護岸前面の洗掘は著しい差があり、根固めにより洗掘がかなり防がれていることがわかる。

21.5～21.25k右岸に、護岸につづいて設置された水制について考えてみる。水制付近の河床変動は図-4・28に示してあるが、さらに、6時間通水後を基準河床とした河床変動を示すと、図-4・29のようになる。この図をみると、水制前面の洗掘はかなり著しい。特に、21.5k地点より40～150m下流付近では洗掘著しく、深い所では4～5mもの洗掘深がある。なお、下流150mをすぎると洗掘は徐々に少なくなり、220mより下流ではほとんど変動をしていない。次に、水制裏面の状況を述べてみると、21.5kより100m下流付近まではむしろ洗掘傾向である。そして、それ以後は堆積傾向となり、高い所では3～4mもの高さに堆積しているヶ所もある。

すなわち、水制付近の洗掘・堆積傾向を概略表わすと図-4・29のようになるのである。つまり概して言えば、水制の上流側で洗掘され下流側で堆積しているのである。下流側の堆積は上流側の洗掘と密接な関係（洗掘土砂が下流へ堆積したとみなす）があると思われるので、上流側の洗掘位置を設置場所から根固めしてゆくことは適切ではないかもしれぬが、徐々に保護してゆく方法をとればよいと思われる。

なお、護岸・水制をこの地点に設置しかなりの流水をはねることにより、常時水衝部となりかなりの河床洗掘をきたしていた20.75k右岸の水当りを弱めることができた。

以上、実験4で試みた施工ケースのうち、主として、22.25～21.25kにかけて設置した低水護岸および水制の影響、効果について検討を行ってきた。その結果、一応右岸側は計画区間の上流端より施工してくることが可能であると考え得るDataを得た。ただし、21.5k以下はかなり水当たりが激しく、透過水制でもその前面がかなり洗掘されているので、護岸設置に際しては根固めに留意するのがよい。また、この付近を施工することにより水をはね、20.75k右岸への水当りを緩和することも可能であると考えられた。

4・3 実験5について

この実験ケースでは、長生橋付近の施工計画のうち、まず必要と思われる低水路掘削によるミオ筋の変更が効果あるか否か、についての検討を行なったものである。

実験は、掘削範囲を図-3・1・5に示すように5-1、5-2、5-3と広げてゆき、それによるミオ筋の変更を断面内の流速分布を詳細に測定することにより求めてみた。その結果が図-4・31・1～3、4・32・1～3である。これをみると、長生橋付近の流速分布が、河道掘削の範囲を広げることにより変化しているのがわかる。

つまり、河道をすべて現状とした場合の流速分布が図-4・32・1に示す実験5-1の場合であり、18.0～18.75k、18.0～20.25kの低水路を計画河床でカットした実験5-2、5-3の流速分布が図-4・32～3である。これを比較してみると、18.25k断面では河道中央ないし

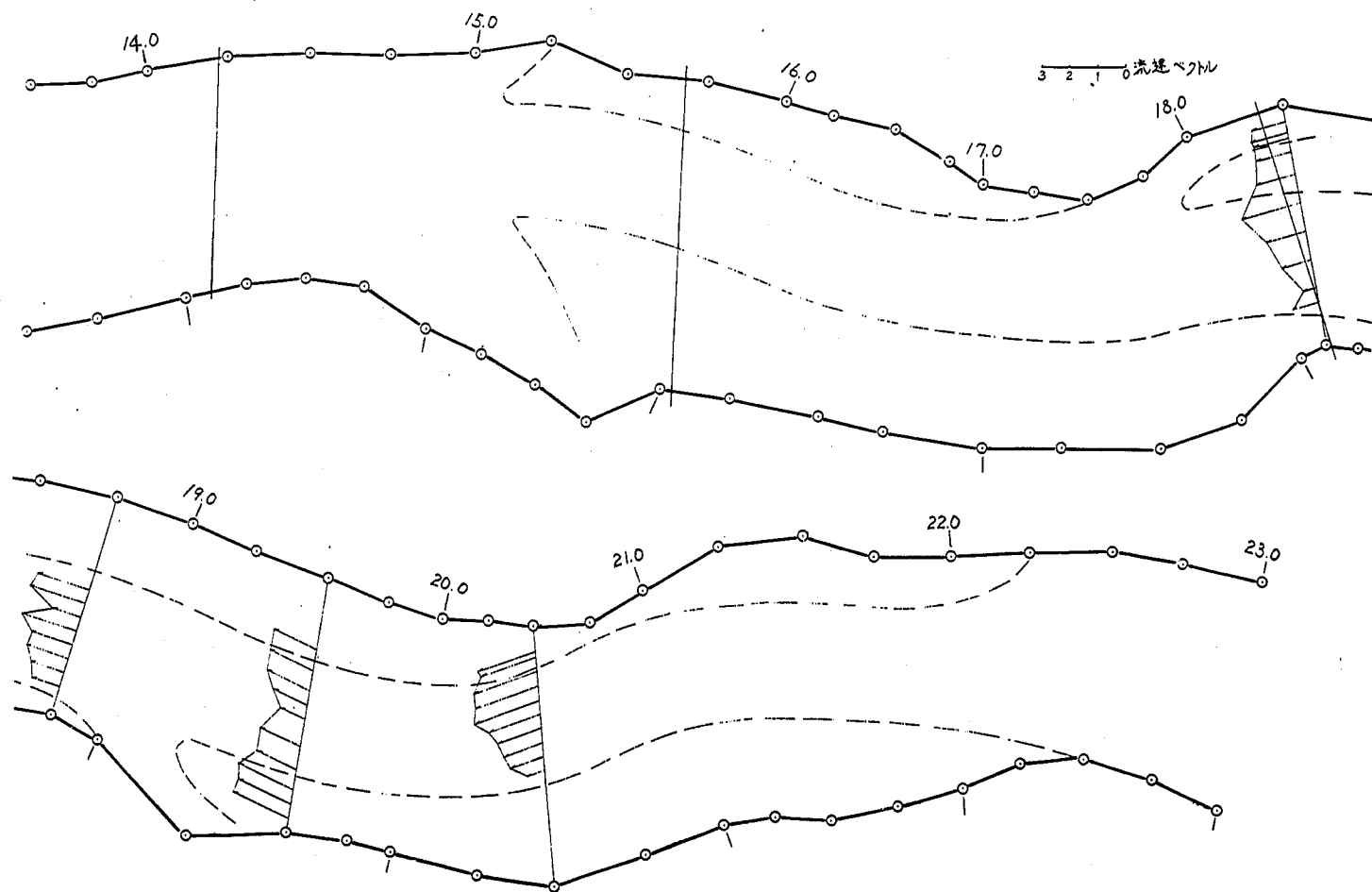


図-4・31・1 流速分布(平面的)(実験5)

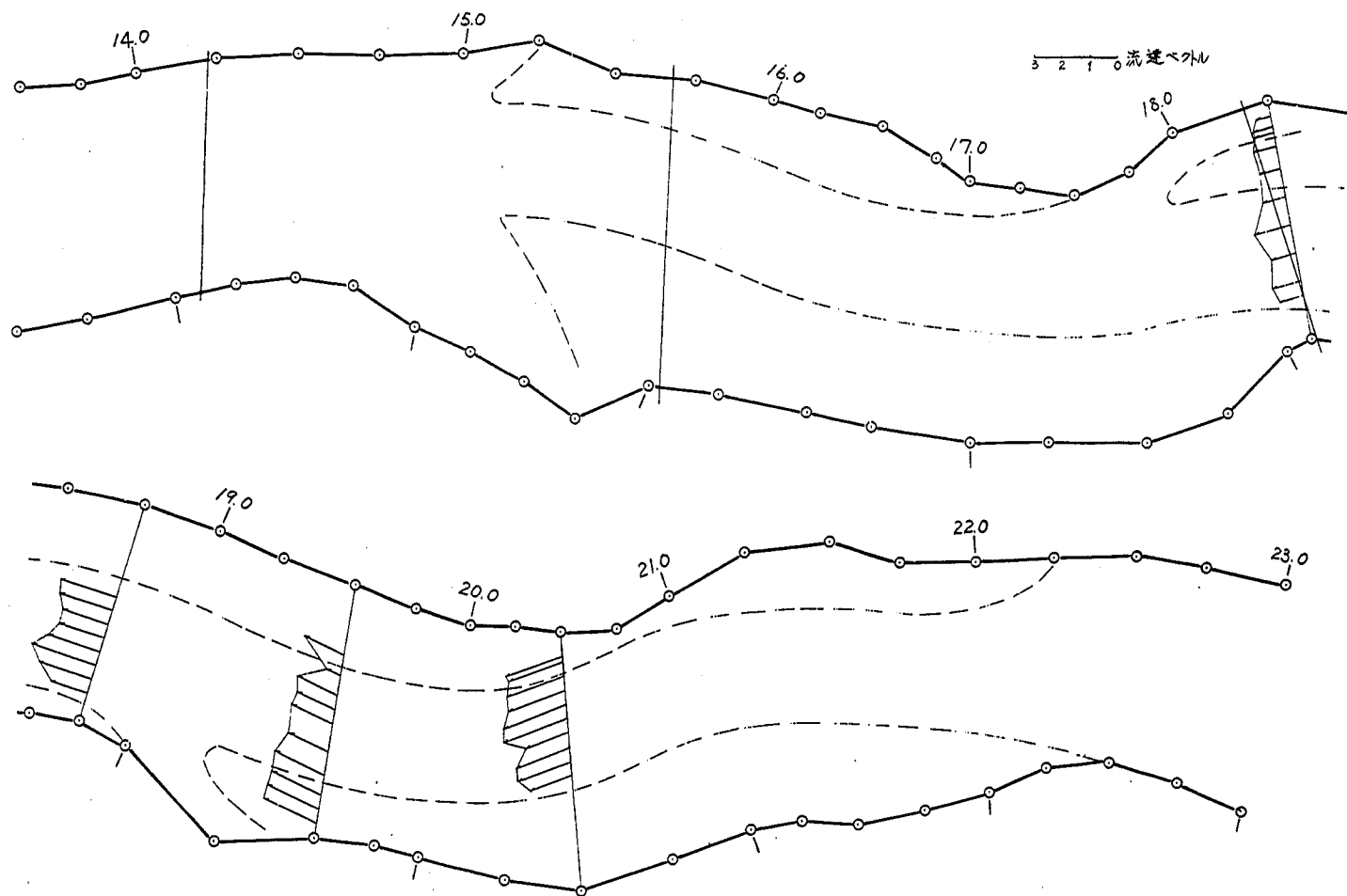


図-4・31・2 流速分布(平面的)(実験5)

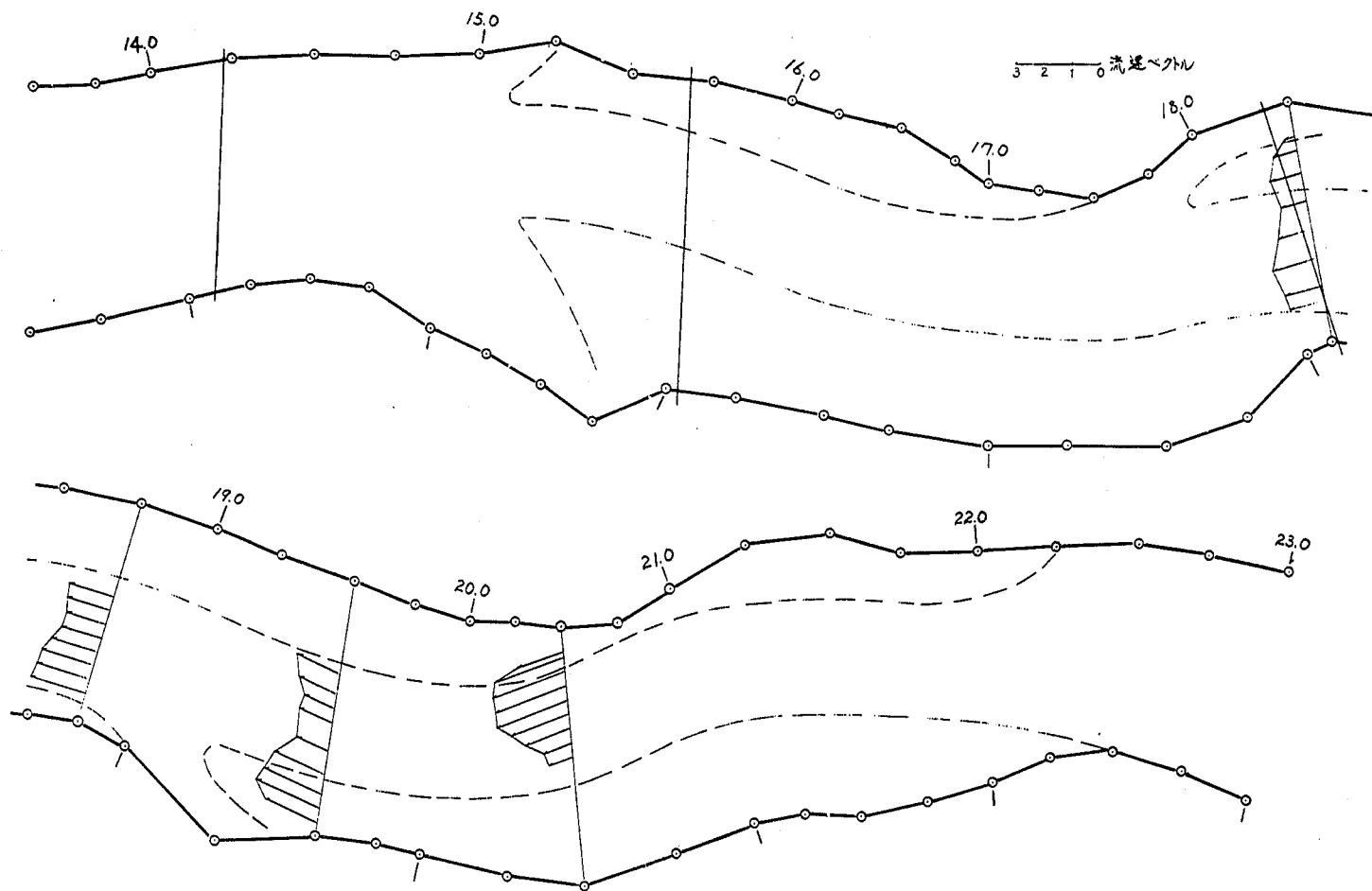


図-4・31・3 流速分布(平面的)(実験5)

は右岸より最も流速の速い部分がみられた現状断面の場合に比し、計画断面にした場合には、これがかなり左岸側へと移行していることがわかる。この傾向は18.75k断面ではさらに顕著であり、実験5-3ではほぼ左岸へミオ筋が移りきっている。19.5k断面ではミオ筋と思われるヶ所が左岸と右岸に2ヶ所みられる。この傾向は計画河床にした後も変化はなく認められた。

なお、現状断面の場合の流速表示より、掘削した断面のそれの方が最大値が大きくなっている断面もあるが、これは、図上ははっきり明示できる数値のみ示したためであり、図上表示の流速より大きい流速もあることを考えて見ていただきたい。また、水位が若干異なっていたことも原因の一つと考えられる。しかし、流速分布の比較から、流速最大値ヶ所の移行状況をみるという目的にはさしつかえないと考える。

このように見てくると、長生橋付近のミオ筋移行の手段として、河道掘削は有効であると結論づけられる。また、それによる流速の極端な変化は認められず、河床の変動もその様相を著しく変えることはあるまいと考えられる。

4・4 実験6について

このケースでは、全体的な河道計画に沿った施工順の検討というより、問題の水衝ヶ所である水梨地先を水制で保護するための、水制設置の検討を行なったものである。実験は、まず事務所で計画された位置に水制を設置して検討を行ない、その後いろいろに変化させ、よりよい水制の設置位置を検討していった。

水制は、常水路を固定するために設けられるものと、堤防・護岸を直接保護するために設けられるものとに分けられるが、後者は一般に根固め水制といわれる。今回の水制設置の目的が、現在の水衝部を保護することであるので、水制はむしろ根固め水制的なものを設ける方向で検討を行なった方がよいと考えた。

水制の一般事項について文献1、2、3からひろい出してみると、文献1では水制の設計諸元の決定について次のように述べている。

- 1) 水制の方向は水制域に土砂を堆積し、越流および流過した水流を河心に向わせると同時に、水制の周辺に深掘れを生じないように定めなければならない。
- 2) 水制の間隔は、水制域に土砂を堆積させ、または越流あるいは流過する水流によって河岸が浸食されないように定めなければならない。
- 3) 水制の法線は、緩流河川ではその頭部は一定の法線に沿ってそろえねばならない。
- 4) 水制の長さや巾について、その長さは目的・川巾・上下流および対岸への影響、水制自体の安全などを考慮して定める。低水路固定のための水制は長く、堤防や河岸を保護する目的のものは短い。

- 5) 水制の高さは、目的が達成される範囲でなるべく低く設置するのが原則であるが、対象水位・透過度などを考慮して選定する。

また、文献2、3によると、現地例や実験結果などをみて次のようなことが解明されている。

- 1) 水制間隔(D)と水制長(ℓ)との関係を実例について調べてみると、 D/ℓ の値の大部分は1

～4の範囲にあり、2～3の範囲のものが約半数であった。緩流河川では、 D/ℓ が2～3の範囲にあり、急流河川では相当の範囲に拡がっている。また、富永博士が利根川の寄洲の十分についた水制について調べたところ、次のようになった。つまり $D/\ell = 1.7 \sim 2.3$ (直線部)、 $1.4 \sim 1.8$ (凹岸部)、 $2.8 \sim 3.6$ (凸岸部)。

2) 水制先端部の洗掘

- 水制群の上流端においては、水制高が高くなれば水制先端部の洗掘深は増大する。
- 水制群の上流端付近より下流の一樣区間においても、同じく水制高が高くなるほど洗掘深は増大するが、増加率は水制先端部の場合より少ない。
- 水制群の上流端の水制の先端部の洗掘は、水制間隔の影響をあまり受けない。
- 水制群の平均先端洗掘深は間隔が大きくなるほど増大するが、上向き水制の場合には逆に減少する。
- 上流端水制の先端の最大洗掘深は、水制角度によってあまり影響を受けないが、上向き水制の場合が一般に少ない。
- 上流端水制の先端の最大洗掘深は、流量が増すほど減少する傾向がある。
- 一樣区間については、流量が多いほど洗掘深が大きくなる。
- 最上流端の先端最大洗掘深は、 $(D_s + h) / h \approx 1.8$ として求めることができる。ここで、 D_s : 水制間隔、 h : 水深。

以上のようなことが一般事項として考えられ、これらのことを頭にいれて水制位置、長さの検討を行なうことが必要と考えられた。

検討を行なった水制位置のケースを表わすと、前に示した図-3・8のようになる。このうち、4、5は状況をみたのみで詳細な測定は行なっておらず、検討の対象とされるのは実験6-1(水制のない場合)と、実験6-2、3、6、7(水制位置の場合)の5ケースである。

実験6-1は、水制を設置しない場合に水梨地先の水当りおよび河床変動がどのようなものであるかを把握する。つまり、水制を設置しない現状の場合の状況を把握し、水制設置の場合との比較を行なうためのDataを得る。そのDataを示すと次のようになる。つまり、水位縦断面図を図-4・1・12に、河床変動図を図-4・35・4に、流況図を図-4・36・1～2に示す。また、水制設置予定地付近のみ河床変動をこまかく測定し、等高線で表わしてみると図-4・37・1～3のようになる。また、この付近の流速分布を示すと図-4・39・1の破線で示されたものがそれである。

これらのDataから、水梨地先付近に水制を設置しない現状の場合に、 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の洪水が発生し連続した時、この付近の流れあるいは河床変動がどのようなになるかがわかる。つまり、流れは図-4・36・1～2にも示されるように、右岸沿いをくる流れと左岸側からくる流れがほぼ 20.75 k 付近で右岸にかたより、ために、河床変動図にも示されるようにこの付近で極端な洗掘(最深ヶ所 $T.P. 13.0\text{ m}$)がおこっている。このことは流速分布をみてもわかる。つまり、 20.75 k では堤防付近で約 $3.5\text{ m}/\text{sec}$ もの流速が出ており、これは河道内流速(約 $2.5\text{ m}/\text{sec}$)に比し $1.0\text{ m}/\text{sec}$ も早いものである。

次に、実験6-2、3は前図-3・8にも示すように、水制の先端を計画低水路法線にそろえて

流速Scale
0 1 2 3 4 5 cm/s

—— 断面A-1 (OKM/NL)
—— 断面B-2 (・あじ)

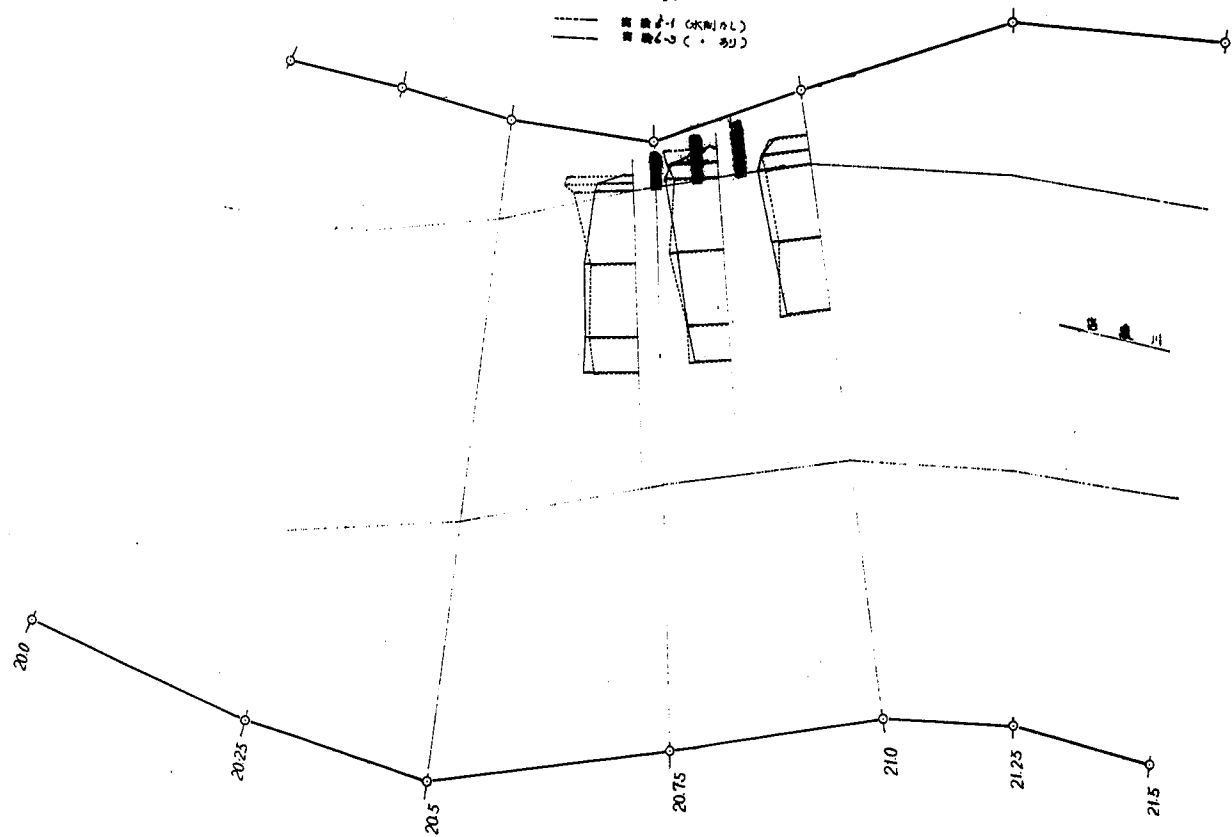


図-4・39・1 水制付近流速分布比較 (実験6)

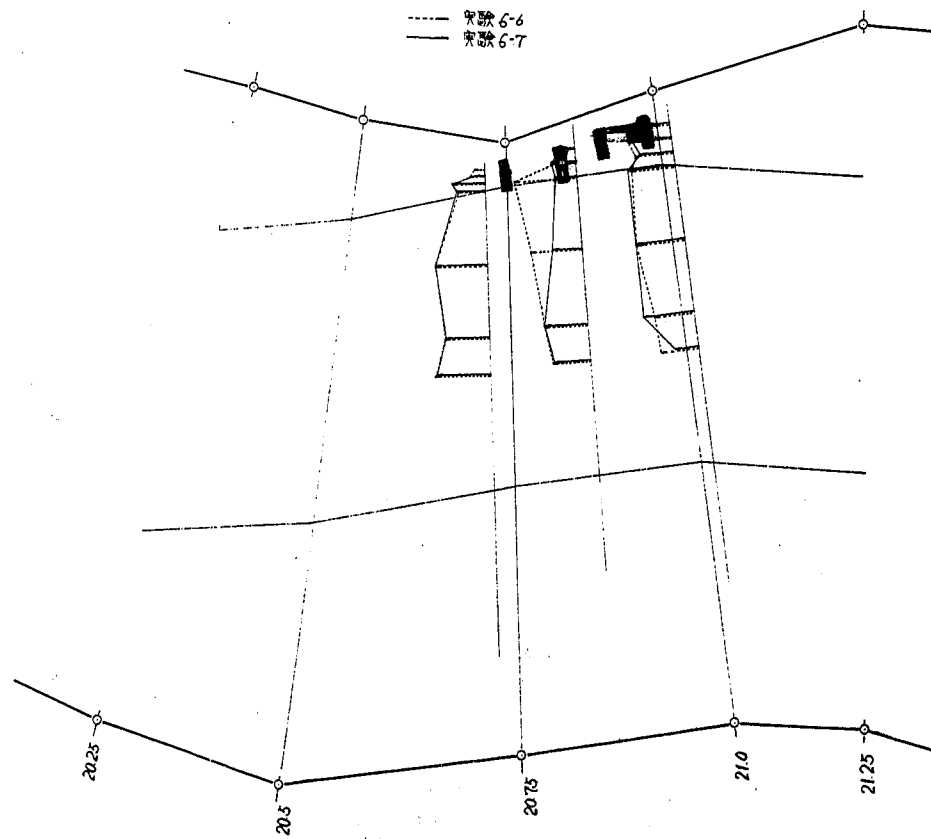


図-4・39・2 水制付近流速分布比較（実験 6）

設置したケースである。これが一応事務所案として提案されたものである。なお、実験6-2と3の違いは図中第1水制（最上流端水制）の構造を変えて行なったものである。これは、実験6-2の結果、第1水制の負担があまり大きかったため、水制の流れ方向の縦杭間隔を2倍に大きくして抵抗を小さくしようと試みたものである。

これらの実験結果を示すと次のようになる。水位縦断面図を図-4・1・13~14に、河床変動図を図-4・35・2~3に、流況図を図-4・36・3~7に示す。また、水制付近の河床変動を等高線で表わしてみると図-4・37・4~10のようになる。また、この付近の流速分布を示すと、図-6・39・1の実線で示されたものが実験6-3の場合である。実験6-2の測定結果は計器不良と思われ、Dataが思わしくないので省略する。

これらのDataから、水制を計画低水路法線にそろえて3基設置した場合の可否について判断してみると、堤防付近の流速を減ずるという点については、かなりの効果があるものと思われる。すなわち、図-6・39・1に示される流速分布をみてもわかるように、水制のない場合に比し水制を設置した実験6-3では、20.75k下流の流速で約3.5 m/sec（現状）から0.5 m/sec（水制）へと3.0 m/secもの減少を示している。なお、第2水制直上での水制先端付近の流速が現状より速いのは、第1水制によるはね出しの影響と考えてよからう。

しかしながら、流況図や河床変動図をみてもわかるように、第1水制の負担があまりに大きく、ほとんどの流れをこの水制で受けとめているような感さもある。河床変動を表わした図-4・38・3~4をみても、第1水制前面の洗掘のみが著しい。また、第1水制前面の洗掘も最低河床の位置が水制先端でなく水制中央付近であることから、この水制がまともに流れを受けていると考えてよい。

実験6-3では、前述のように第1水制の縦杭間隔を粗くしてみたが、その結果図-4・38・5に示す河床変動結果が得られ、第1水制を粗くすることによりこの水制に作用する抵抗が若干減じたことがわかった。しかしこの結果からも、第1水制の負担は他の水制に比し大きすぎると思われた。

第1水制の負担が大きすぎる理由としては、水制の先端を流れ方向に対してでなく、計画低水路法線に従ってならべたということがあげられよう。水制を群として作用させ、流れの抵抗をすべての水制で受けもつためには、やはり流向を尊重すべきであると思われた。

また、実験6-2では3000 m³/sec 10時間通水の後、この時間までに洗掘された第1水制前面を図-4・40に示すように経約1.5cmの碎石（非掃流性）で設定河床まで埋めもどし、第1水制前面の洗掘範囲を求めてみたが、埋め戻し後さらにその前面が洗掘されることなく、この規模の水制による洗掘範囲は、埋め戻し以前の洗掘範囲程度であることがわかる。

次に、同実験では流量を6000 m³/secに増し、水制上を越流する流れのある場合も検討してみた。これは図-4・41に示すように、水制を越流した流れがその下流におちこみ、水制下流を洗掘するという現象もあるため、その安全性について検討してみたものである。しかし、今回検討される水制が透過水制であるため、水制を越流して下流におちこむ流れは水制を通る流れをクッションとして、下流洗掘にはあまり作用しないようであり、図-4・37・8に示すように若干堆積の傾

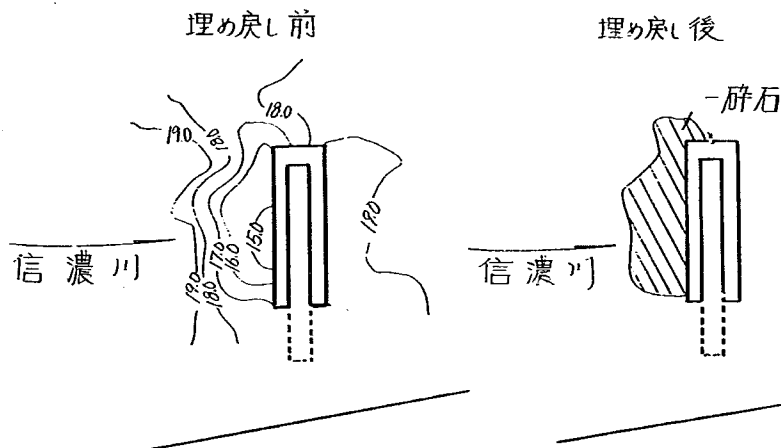


図-4・40 水制前面の埋戻し

(洗掘のある Case)

向さえ認められるようであった。

これらのことを考えていれて、実験6-4以後は水制設置数を4基とし、最上流端水制はあまり長くないようにした。実験6-4、5の実験結果から、実験6-6の水制設置位置を決定しこれについて検討した。またその他のケースとして実験6-7を決定しこれについても検討を行なった。

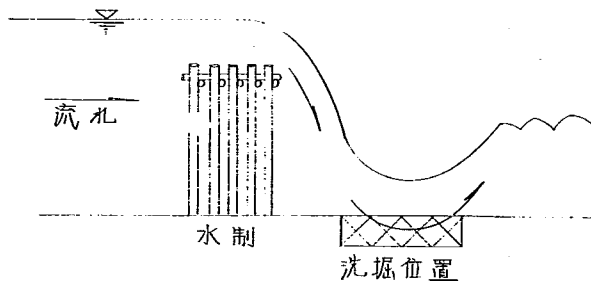


図4・41 水制下流の流れ

これらの実験結果を示すと次のようになる。つまり水位縦断面図を図-4・1・15~16に、河床変動図を4・35・4~5に、流況図を図-4・36・8~11に示す。また、水制付近の河床変動は図-4・37・11~16にみられるように等高線で表わされる。また、この付近の流速分布を示すと図-4・39・2のようになる。

まず、この流速分布の比較から水制の効果について考えてみると、実験6-6、7共に堤防付近ではかなり流速がおちており、水制による流速減少効果のあることを示しているといえよう。なお、第2と第3水制間の流速分布でそれぞれの値にかなりの差があるのは理由がよくわからない。しかし、堤防付近で流速がかなり減っているのにはかわりなかったので、いずれの配置でも水制の効果はあると考えてよい。

根固め水制は堤防を守るという役目をもつゆえ、流速を減少させると共になるべく洗掘の少ないものであることが望まれる。今、実験6-6、7共に流速減少の効果はあると認められたので、次

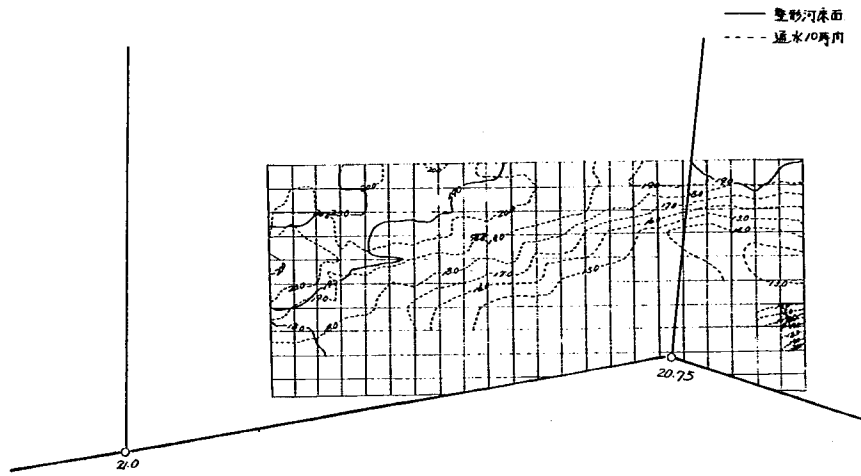


図-4・38・1 水制付近の洗掘等深線比較（実験6）

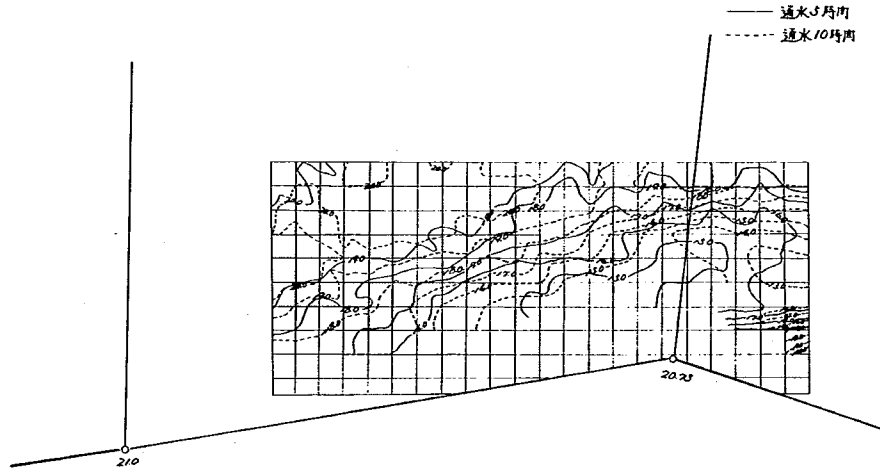


図-4・38・2 水制付近の洗掘等深線比較（実験6）

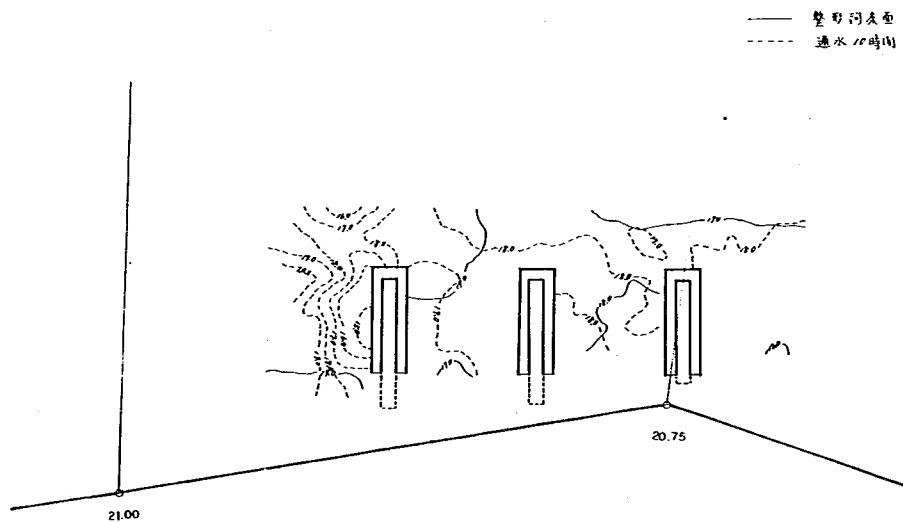


図-4・38・3 水制付近の洗掘等深線比較（実験6）

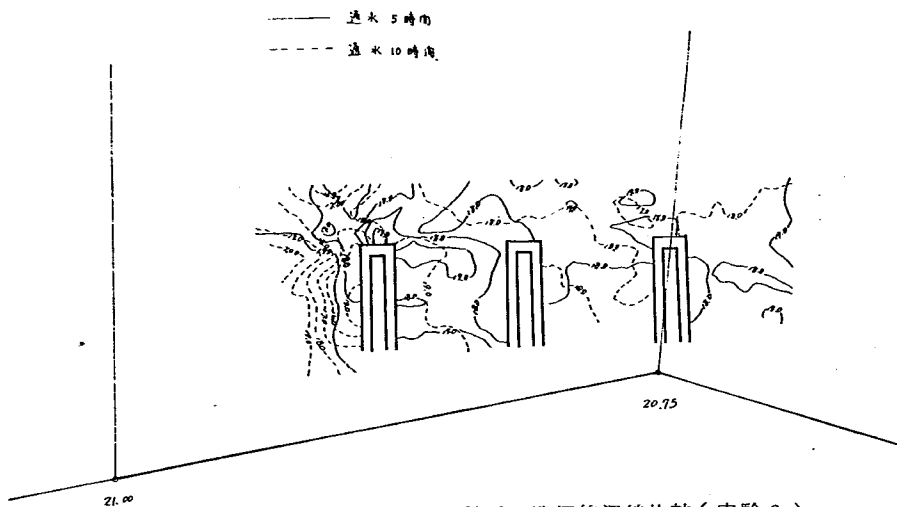


図-4・38・4 水制付近の洗掘等深線比較 (実験 6)

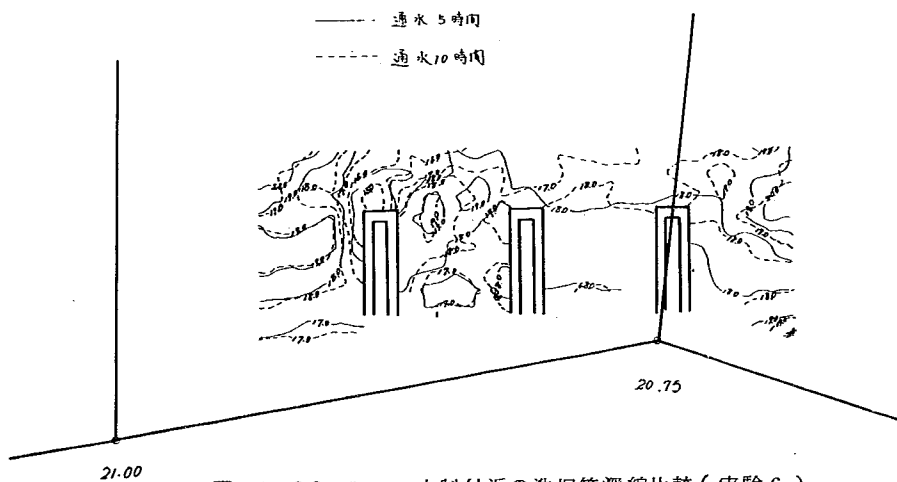


図-4・38・5 水制付近の洗掘等深線比較 (実験 6)

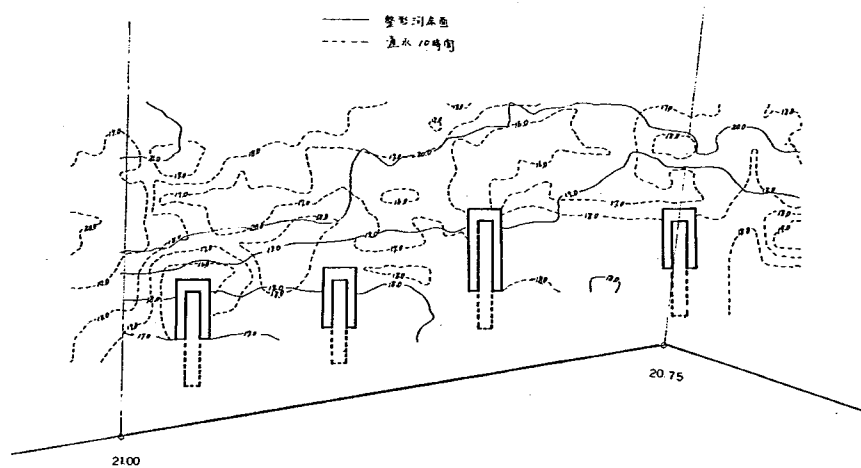


図-4・38・6 水制付近の洗掘等深線比較 (実験 6)

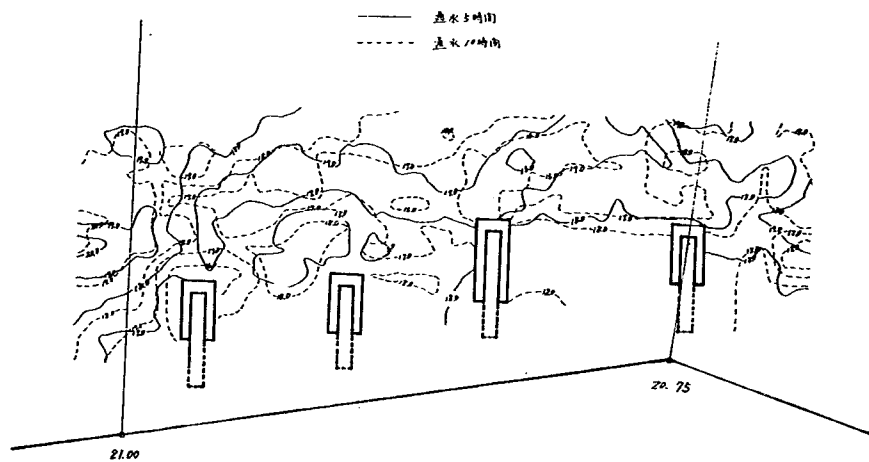


図-4・38・7 水制付近の洗掘等深線比較（実験6）

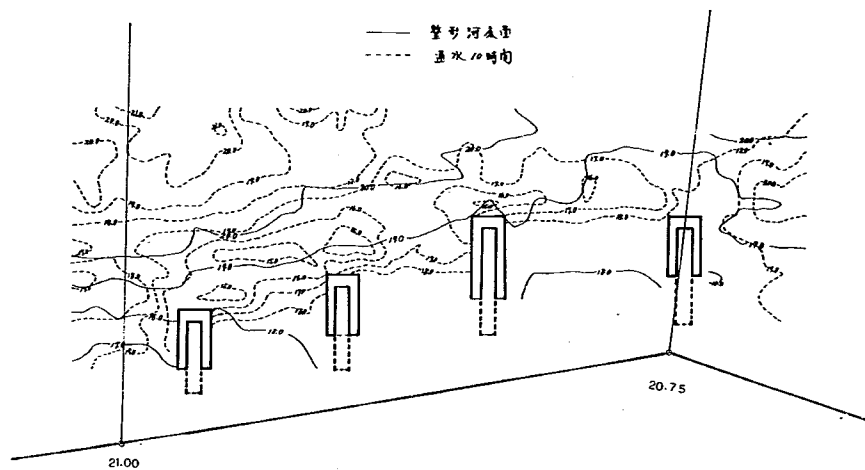


図-4・38・8 水制付近の洗掘等深線比較（実験6）

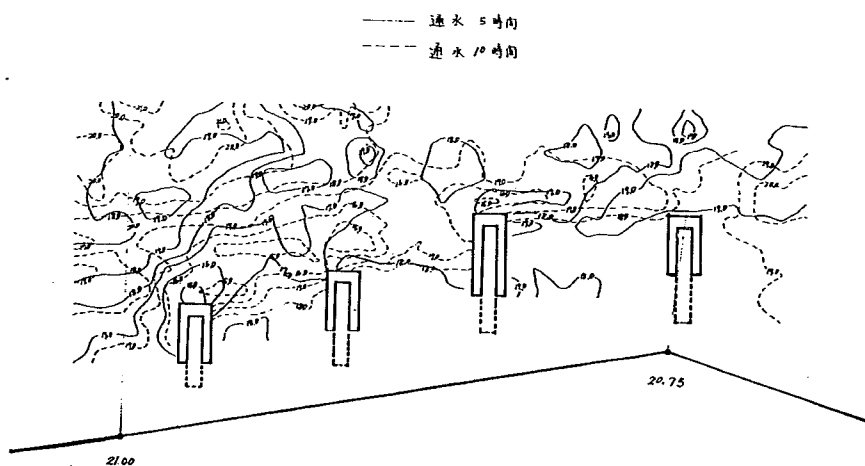


図-4・38・9 水制付近の洗掘等深線比較（実験6）

に水制付近の洗掘について考えてみる。前記水制付近の河床変動図を比較してみると、実験6-6の方が6-7に比し洗掘は若干小さいようである。しかし、この洗掘状況からみると第1、3水制の負担がかなり大きいようであり、その点実験6-7の方が第1~3の水制で抵抗をおぎなっているように思われる。第4水制についてはいずれの場合もあまり効果をみせてはいないが、強いていえば、水制群下流の堆積を促進する役目をしているといえよう。

実験6-6、7共に一長一短あるようだが大差はなく、水制設置はこれを参考にした案とするのがよいと思われる。

4・5 実験7について

このケースは実験5と関連をもつものであり、長生橋施工計画のうち、長生橋付近のみでなくその上流左岸(19.5k左岸付近)をも含めた施工計画の検討を行なったものである。実験5では河道掘削のみであったが、今回はさらに20.25k~19.5k左岸あるいは18.75k~18.25k右岸低水路法線に沿って、碎石による半不透導流堤を設置し、その結果を検討してみたものである。

実験7-1は、17.0k~22.0k間の計画低水路内を計画河床+1.0mの高さでCutしたのみのケースであり、7-2は、この河床に対し19.5~20.25k左岸低水路法線に沿って上述の導流堤を設置したケースであり、7-3はさらに18.25~18.75k右岸低水路法線に沿って導流堤を設置したケースである。

実験結果の整理されたものを示すと次のようである。つまり、水位測定結果を図-4・1・17に、河床変動・流速・流況の測定結果を図-4・42・1~3、4・43・1~3、4・44・1~3に示した。また、導流堤付近の河床変動は図-4・45・1~7に等高線で表わされた。

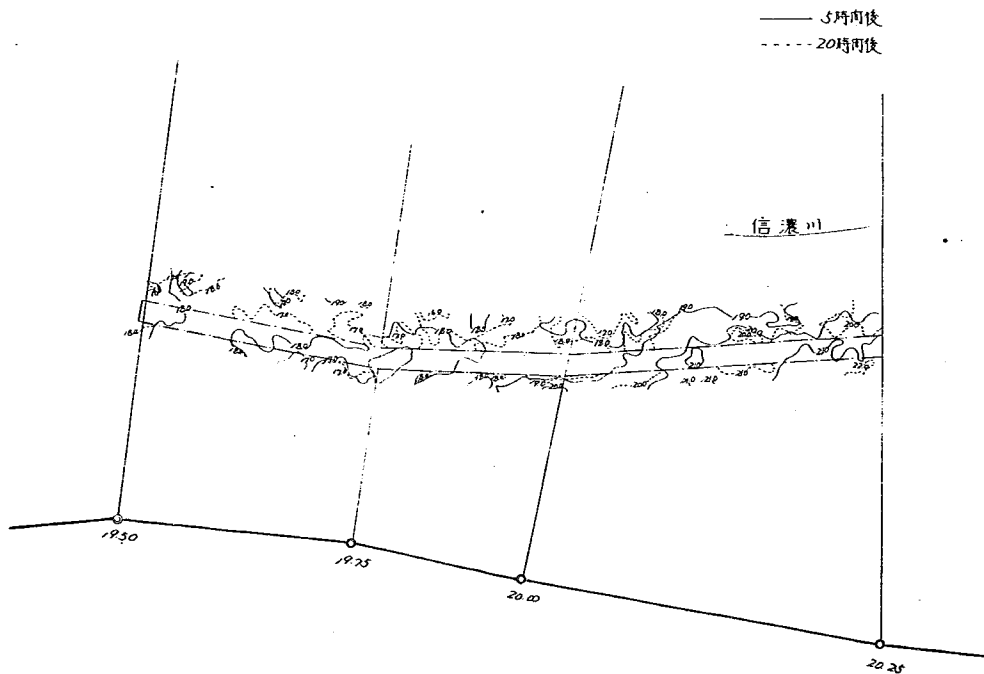
まず、この実験の主たる観察項目であった導流堤設置による河道内の流速分布の変化について考えてみる。これは、河道内の流速分布を平面的に表わした図-4・43・1~3をみるとわかつた。つまり、導流堤を設置しない実験7-1の場合、18.25あるいは18.75k断面の流速分布をみると、これは河道掘削の効果であるが、最大流速位置がほぼ河道の中央にきている。このことから、この付近では河道掘削のみが流心の移動に大きく影響していることがわかる。また、19.5k断面では河道掘削にもかかわらず、なお左岸に速い流れがみられ、この左岸かたよりの流れがかなり強いものであることが理解される。

次に、実験7-2では19.5~20.25k左岸に導流堤を設置した。その影響は18.25、18.75k断面の流速分布にほとんどおよんでいない。また、19.5k断面でも図-4・43・2に示すように、導流堤上流端からのまわりこみ流量があったため、左岸での流速がそれほどおちているとはいえない。ただし堤の近傍では、導流堤のない場合と比較してみると前面に流速の速い部分ができ水をよびこんでおり、その裏面では流速がかなりおちていることがわかる。したがって、導流堤をつくることにより前面は水をよびその裏面は流速の減少、という傾向はあるといえよう。

次に実験7-3では、さらに18.25~18.75k右岸にも導流堤を設置したが、その結果は、18.25k・18.75kでは逆に最大流速位置が右岸側へ移動した。これは導流堤の影響であろう。しかし、その裏はほとんど死水に近いほどに流速はおち、右岸の堤防保護という目的ならかなり効果は

ある。19.5 k 断面については実験 7-2 と同傾向であった。

次に河道変動についてみる。河道の全体的な変動は図-4・42・1~3 に示されるようになる。これには、設定河床と $4000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を 20 時間通水した後の河床とが示されているが、それを見ると、大局的には今まで何度か行なわれてきた実験時の河床変動とたいした相異はない。したがって、局所的な変動は、設定河床の影響というより他の何らかの手段（水制・導流堤）によるものであるといえる。このようなことを頭にいれて、導流堤付近の河床変動図を示した図-4・46・1~2 をみってみる。このうち、19.5 k 付近の変動を示した図-4・46・1 をみると、19.75 から 19.5 k 付近の前面が初期河床に対し $1.0 \sim 2.0 \text{ m}$ 程度掘られている他はそれほど変動をしていない。導流堤を設定した後の 15 時間での洗掘量がこの程度であるということである。流況をみてもこの付近に流れの集中が感じられる。次に、18.25 ~ 18.75 k 右岸では、図でみるかぎりあまり顕著な変動傾向を示していない。強いていえば、下流端付近で若干低下の傾向を示しているといえよう。しかし、流速分布の時にも述べたように、導流堤は水をよんでおりさらに通水をすれば、前面はさらに洗掘されることが考えられなくもない。



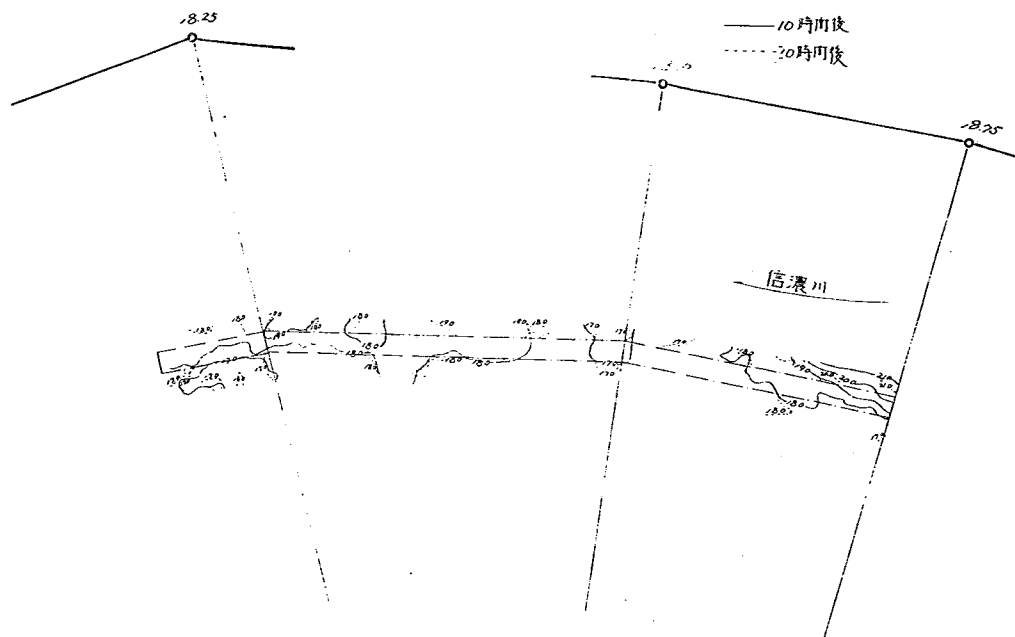


図-4・46・2 護岸付近の洗掘等深線比較

以上のことから、まず長生橋付近の施工にあたり、流心を現状より左岸にうつすには河道掘削が有効であり、19.5 k 付近左岸に導流堤を設置してもその効果は長生橋付近に及ばない。さらに、長生橋付近右岸に導流堤を設置した場合、これは逆に流心をよびこむ方向に作用している。また導流堤設置に伴う前面の洗掘は、実験結果では約 1～2 m 程度である。

なお、実際に施工するにあたり、直接護岸をつくってゆくことはできず、現地施工ではまず水制を出してゆくことになると思われるが、密度の高い水制なら実験ででたのと同じ傾向が出てくるものと考え得る。

また、今回の実験では、19.5 k 付近の導流堤の先端を 20.25 k としていたが、4000 m^3/sec の流量時にはかなりまわりこみ流量があり、初期に予想したほど左岸堤防付近で流速がおちなかった。工事着手ヶ所をどこにするかは、対象とする水位をいくらにするかにより決まってくるが、融雪出水 3000 m^3/sec の頻度がかなり高いこと、低水流量時には流れの蛇行ピッチがさらに短くなることなどを考えると、導流堤設置の着手ヶ所はもう少し上流とすることが望ましい。

第 5 章 施工順と蛇行について

河道計画に沿った施工を行なう場合考慮せねばならぬ重要な問題の 1 つに、蛇行と施工順の問題がある。

河道の蛇行はかなり大きな時間 Scale で変化してゆくものであるが、工事施工も完成までには何年という年月を要する。したがって、完成までには施工も数段階をふむ。そのため、あるヶ所の施工による蛇行の変化が下流におよぶとすれば、その影響のおよぶ前にそのヶ所の施工を行なうことが被害を未然に防ぐのに必要である。

今、これらについて解を得るための Data としては、図-5・1 の現状におけるミオ筋変動図と図-5・2～3 の計画河床後の Bar の変動図とである。すなわち、この 2 図の異なる現象が施工途中でおこると考えてよいだろう。

蛇行は上流側条件の変化が支配的である。蛇行の波長はレジームセオリーによれば $Me = 6.06W$ (ここで Me : 蛇行の波長、 W : 川巾) と表わされる。図-5・1、5・2 からその波長を求めてみると約 2600m (計画河床)、3000m (現状河床) となるが、約 4000 m^3/sec 水位 (計画は実験水位、現状はコン跡水位) の水面巾を求めると 18.0～21.0k 区間ではほぼ前者が 400m で後者が 500m となり、ほぼ上記式を満足している。したがって、これが蛇行現象を表わしていると思てよからう。そうすると、まず現状に対し水梨付近右岸の護岸を施工した場合 (もちろん左岸の掘削はそれ以前に行なう)、蛇行波長は 400m ばかり短くなり、水当り部が上流へのぼることが考えられる。ただし、計画区間の第 1 わん曲部である水梨付近において、河道掘削により右岸への水の流れこみ位置が現状より若干下流 (22.0→21.5k) に移ったため、これを考慮すると第 2 わん曲部である 19.5k 付近左岸ではほぼ同じ位置に蛇行ピッチがやってくる。さらに長生橋付近右岸についても同じことがいえ、それほど大きなピッチのずれは認められないと考えられる。

したがって、水梨付近右岸の施工に対処する位置としては、左岸 20.0k より下流、右岸 18.75k より下流となるが、さらに低水流量時のことも考慮して、この位置より若干上流側から着手することが安全である。

図-5.1 信濃川長岡地区ニオ筋変動図

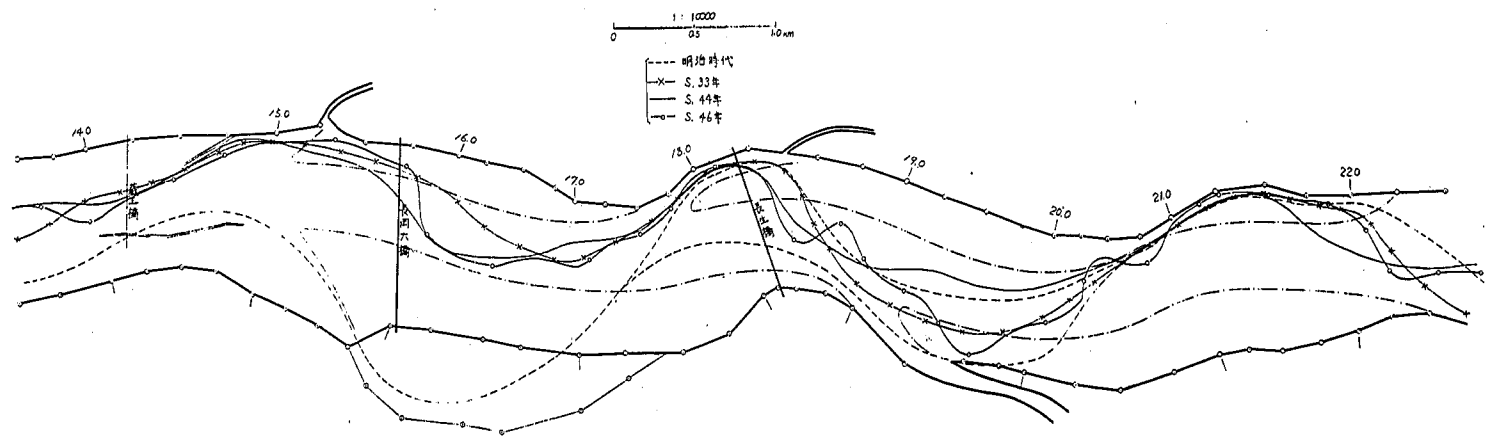


図-5.1 長岡地区ニオ筋変動図

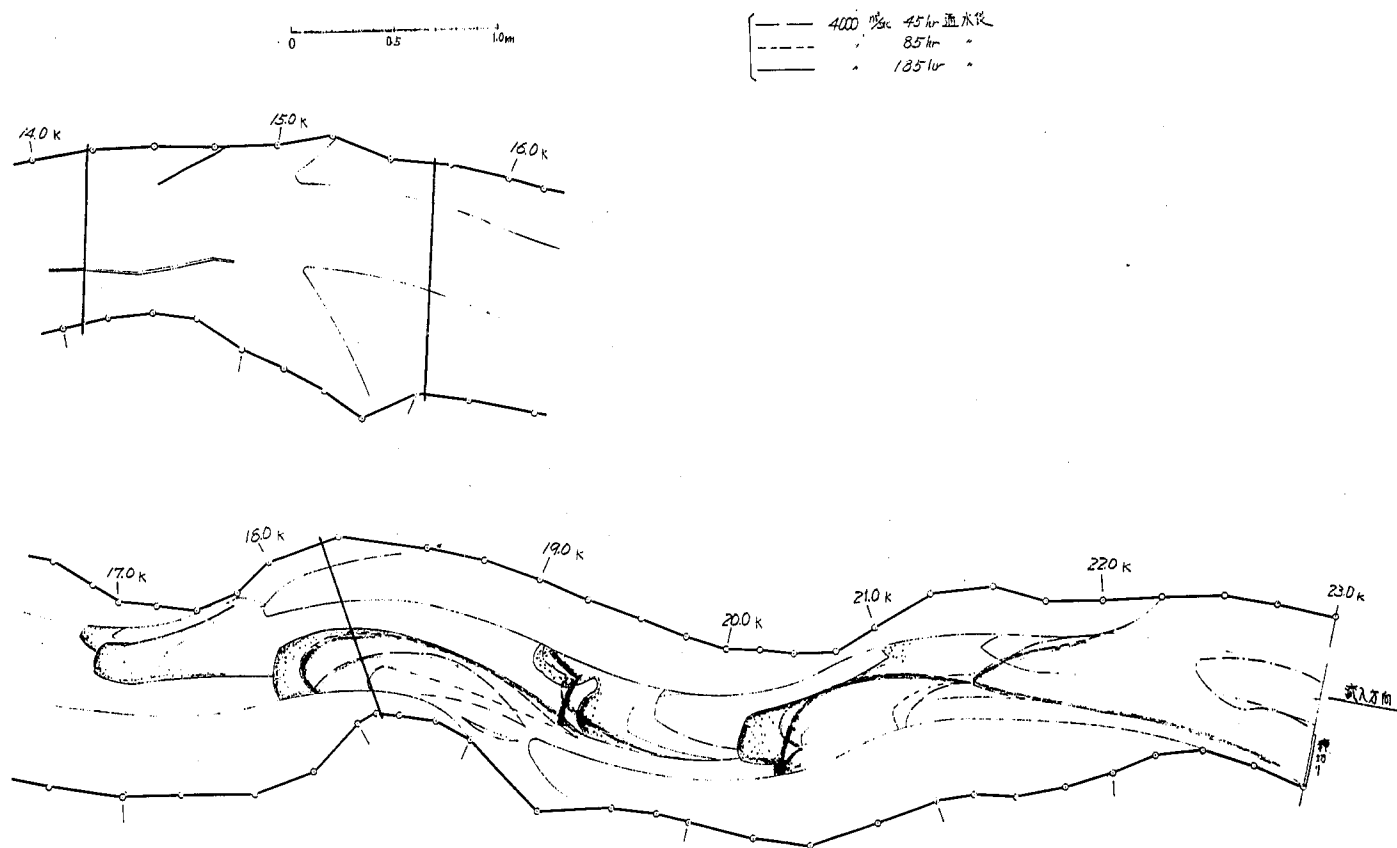


図 - 5 . 2 Bar 移動時間変化

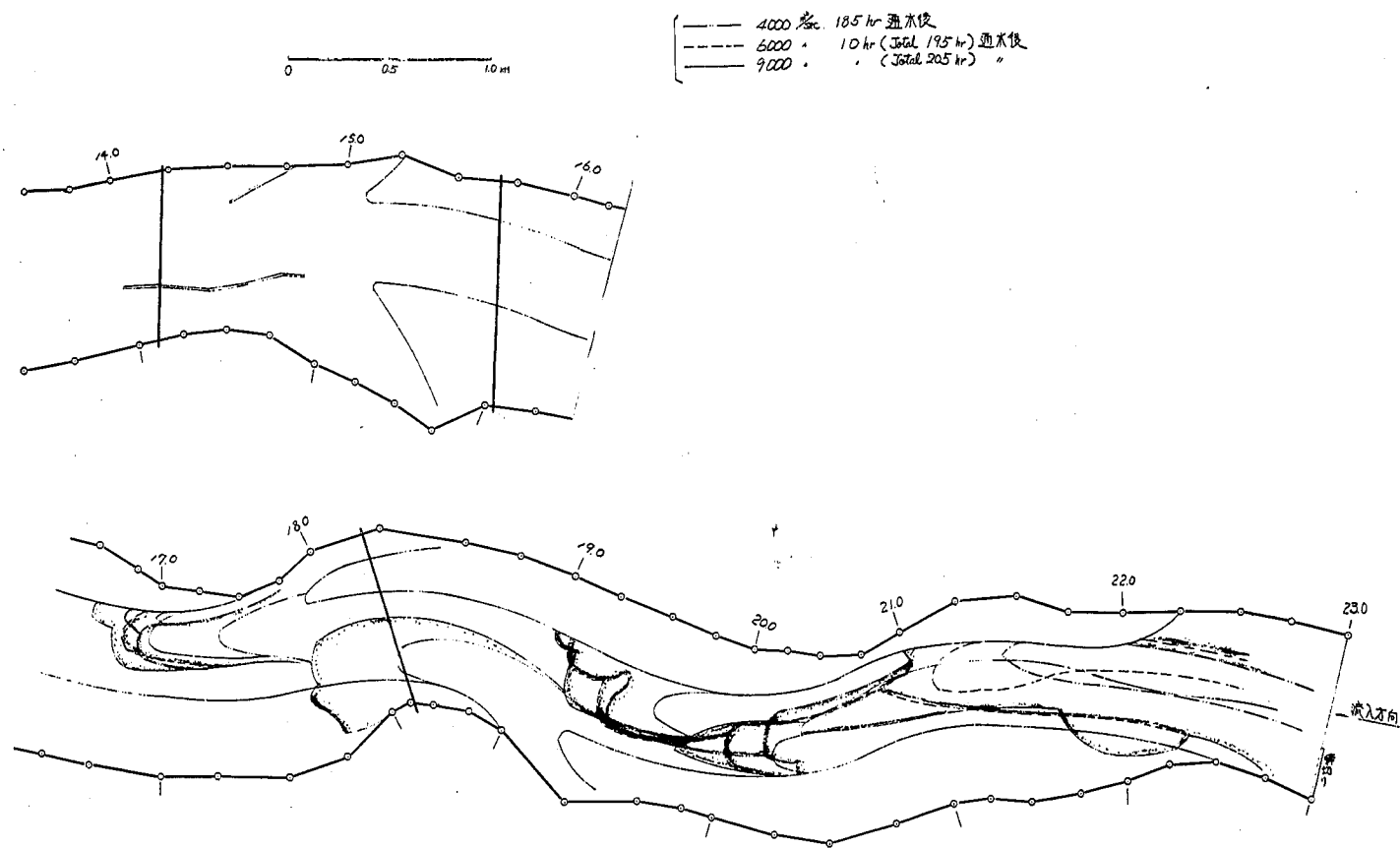


圖-5.3 Bar 移動時間變化

第 6 章 施工順についての全体的検討

今までに、長岡地区河道計画の施工順についていろんな面からの検討を行ってきた。ここでは、これらの諸々の検討結果を基にし、全体的な施工順についての検討を行なってみたいと思う。

まず、計画全体区間を図-6・1に示すように3ブロックに分ける。これは、施工順をより単純化しかつ大まかに表わしてみるために分けたものであり、それぞれのブロック別に、妥当な施工順と思われるものを述べてみると次のようになる。

第1ブロック(20.5kより上流)

- ① 左岸護岸(上流端から)、低水路内掘削(上流から)
- ② 右岸水制(上流高水敷から)
- ③ 右岸護岸、高水敷造成

これは、まず現在施工中の左岸護岸をひきつづき施工する。その下流は一応21.0kを目度とする。護岸がある程度できた時点で、現在右岸によっている流れを河道中央に移行するため、低水路内の掘削にとりかかる。この間に水梨地先保護のため右岸堤防付近に水制を設置することもよからう。流れを河道中央に移行させる後に右岸の処理にかかる。ここはいきなり護岸をつくるのが好ましくないので、まず水制を設置しこれをBaseとして護岸をつくり、高水敷を造成するという方法をとるのがよいと思われる。

第2ブロック(17.0~20.5k)

- ① 長生橋ピア-補強、左岸護岸(19.0kより下流)
- ② 低水路掘削(18.75kより下流)、左岸水制(20.5kより下流)
- ③ 低水路掘削(20.0~19.0k)、左岸護岸(20.5kより下流)、右岸水制(18.75kより下流)
- ④ 右岸護岸(18.75kより下流)
- ⑤ " (20.0kより下流)

これは、まず河床掘削に対し十分安全であるよう長生橋のピア-を補強する。これと同時に、現在施工中である左岸護岸工事を続行する。長生橋ピア-の補強がすんだ後この付近の低水路掘削を行ない、現在右岸に寄っている流れを河道中央に移行させる。また、20.5k付近左岸の高水敷から下流にむかって水制をのばす。次に20.0kより下流の低水路掘削にはいり、左岸水制は護岸としてゆく。またこの時点から、18.75k付近の高水敷より下流へむかって水制を出しはじめる。次に、これを護岸化し高水敷の造成をはかり、次に20.0kより下流の護岸工事にかかる。

なお、20.0k~20.5k右岸の護岸および17.5kより下流の工事は、その上下流との関連でもって工事をすすめてゆく。

第3ブロック(17.0kより下流)

この区間はあまり流れもきびしくなく、別に順序をあれこれ検討する必要もなかろうかと考える。上流側から順次護岸を施工してゆけばよいであろう。

以上が各ブロックごとに見た場合の施工順である。全体として、計画河道を設定してゆく途中で

おいては、まず河積を狭めない。次にある点の工事が影響を及ぼすヶ所はほぼ同時に施工してゆく、水当りの厳しいヶ所の低水護岸施工は水制→護岸という順をとる。などを頭において順を決定していった。

ブロック別に検討したものをあわせて、計画区間全体の施工順を示したものが図-6・3である。またこれをフローチャートに表わしてみると図-6・4のようになる。この図に示すような順に従って施工してゆくことが妥当でないかと考える。なお、図では年度ごとに工事量を決めているが、これは工事予算とも密接に関連したことであり、一概にはいえないので、工事者がその量は判断するものと思う。ただしその場合、1つの妥当な区切りヶ所がどこであるかを、十分把握しておくことが重要であることは言うまでもない。

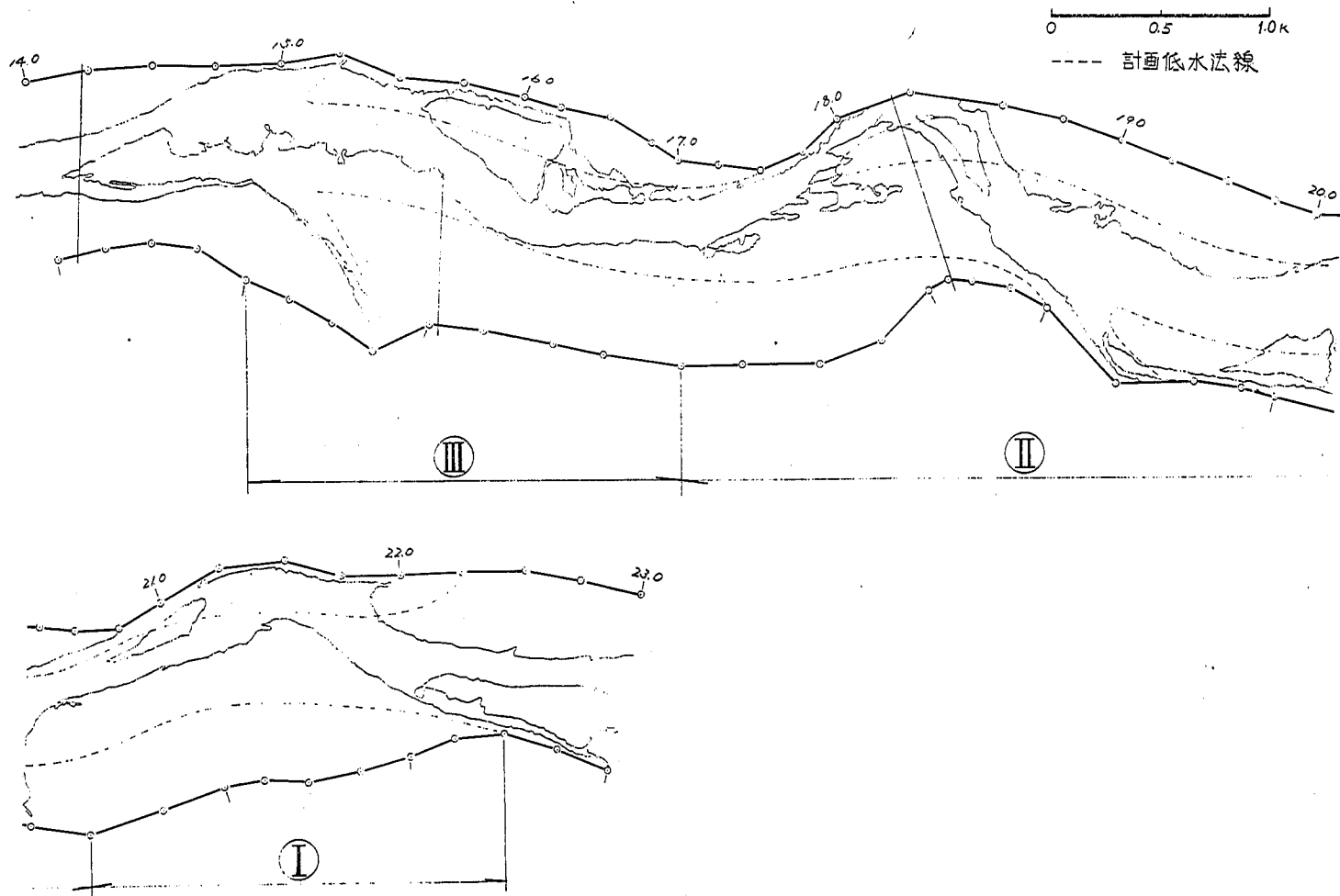


図-6・1 施工順検討区間割

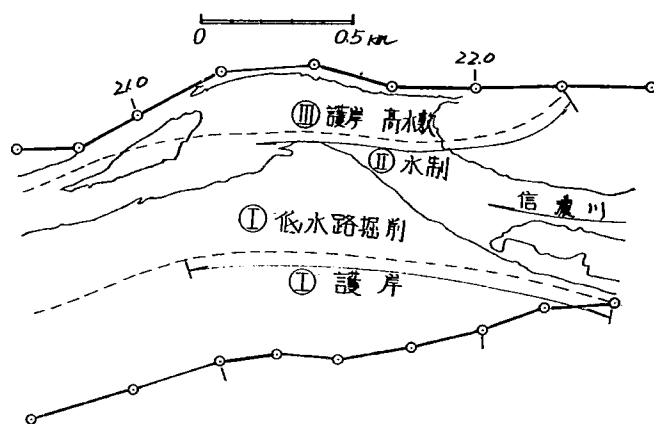


図-6・2・1 施工順ブロック別指図

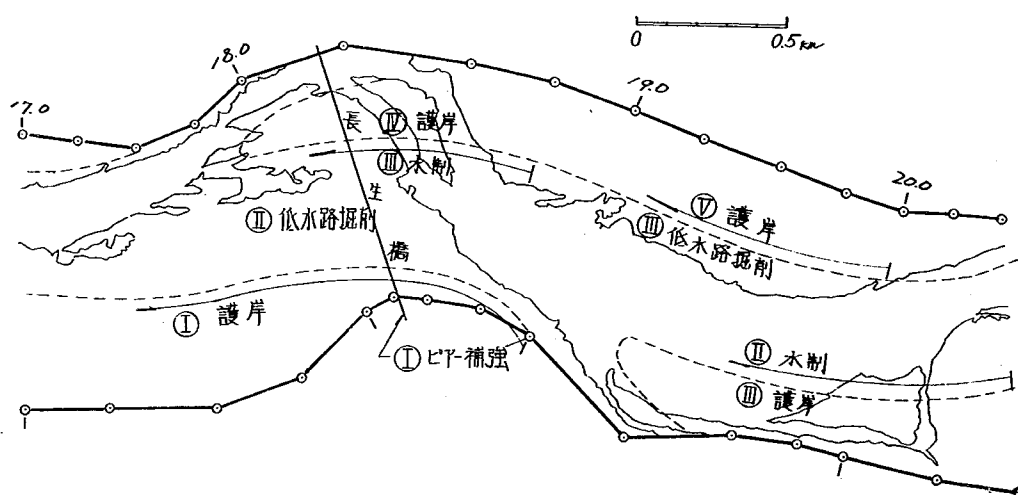


図-6・2・2 施工順ブロック別指図

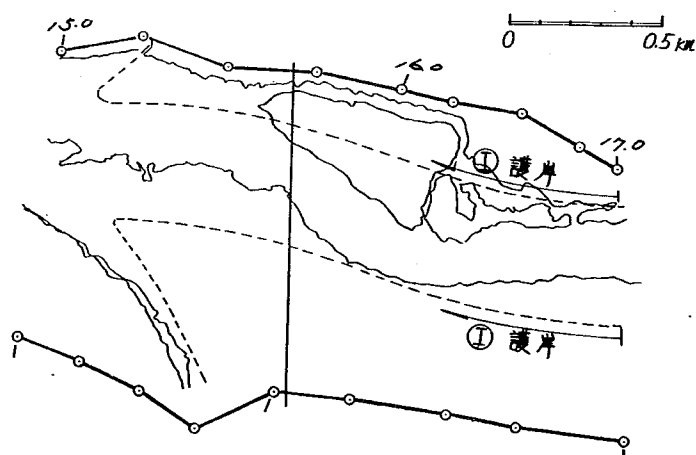


図-6・2・3 施工順ブロック別指図

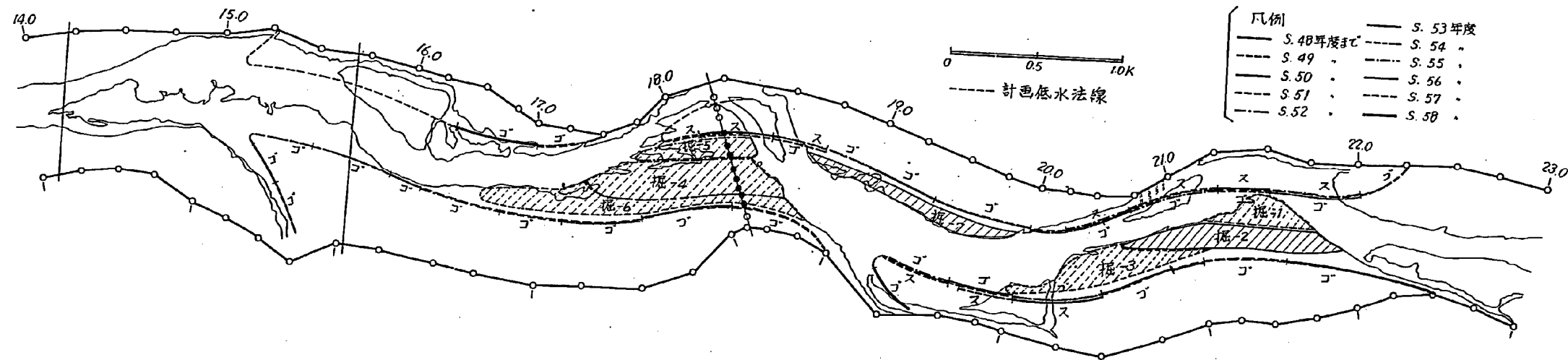


図-6・3 河道計画施工順検討結果

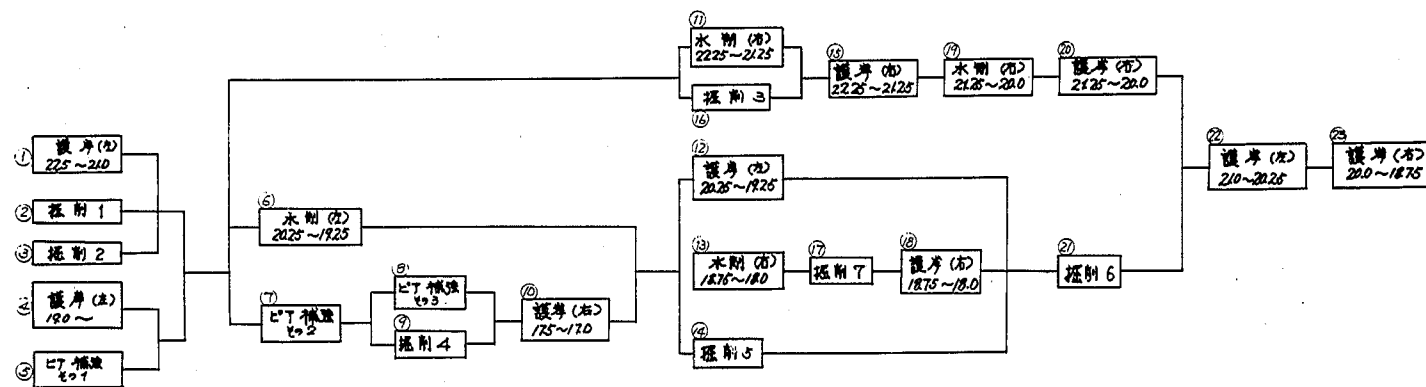


図-6.4 河道計画施工Flow Chart

第 7 章 結 論

1. 計画区間全体的な施工順については前章に述べた通りである。各ブロック間の関係は、蛇行の移動・流れの変化などを考慮して決定されることが望まれる。

2. 施工順決定に際し特にポイントとなるヶ所は、水梨地先・長生橋付近の二ヶ所である。

3. 水梨地先について

- 水梨地先(20.75k 右岸付近)の処理としての水制は、実験6-4、5で求められたような配置にすれば一応目的は達成できる。また、それによる下流対岸への影響はこの程度の水制ではあまり顕著ではない。

- 右岸の低水護岸を上流から施工してくる場合、21.5k 付近までのばすと水梨地先の水衝はかなり緩和される。

- 左岸の護岸は上流から21.0k 付近までを一応の一区切りとするのがよい。

4. 長生橋付近について

- 長生橋右岸の施工は、他に何らかの処理をほどこし流心を河道中央に移動させてから行なうのが適当であろう。

- その処理として、低水河道の掘削が有効であることが実験5により確かめられた。図-4・32・1~3参照。なお、河道掘削に対してはまず長生橋ビアーの補強が重要である。

- 20.0k 付近左岸の導流堤設置は、長生橋付近の河道掘削と平行して行なってよい。実験7の考察で述べたように、掘削河道にこの導流堤を設置した場合の流心移動の効果は少なかったが、堤前面に流速の速いヶ所の発生がみられたことから、流れを変える効果はあるとみてよいと思われる。

- 実験7では、施工着手ヶ所が20.25kで4000 m^3/sec 水位に対し若干下流すぎたため、上流端からのまわりこみがあったが、これをなくせば堤裏での流速減少効果は大であろう。

- 長生橋付近右岸の導流水制は上流高水敷から着手するとして、1つの区切りは途中の中洲かさもなくば長生橋ビアーの下流までとする。

5. 長生橋付近より下流についてはあまり問題となるヶ所は見当らず、単純に護岸設置、河道整正を行なっていってよいと思われる。ただし、右岸護岸設置に際しては、上流取付け部付近と下流端出口に若干の注意が必要であろう。前者は、その上流長生橋付近の水衝ヶ所からの流れが若干当っているため 後者は、下流計画外区間で右岸にかたよった流れを出さないために注意が必要である。

本実験の Data を通覧し解析を行なうことにより、以上のようなことが結論づけられた。

あ と が き

本報告書は、昭和47・48年度の2年間に、土木研究所鹿島試験所で行なわれた信濃川長岡地区河道計画に関する模型実験のうち、計画施工の順について検討した結果をとりまとめ報告したものである。

施工順に関する実験は全部で7ケース行なわれ、問題ヶ所の発見からその対処法までについての技術的な検討が行なわれてきた。今後はこれを1つのたたき台として、さらに経済面も加味した施工順が検討され実施されるものと思う。

信濃川長岡地区河道計画に関する模型実験は、昭和45年度の模型製作以来4年間の間に、低水法線の検討から施工順の検討まで、河道計画の多くの部分について実験的検討を行ない多大の成果をあげたと信ずる。この間、遅々として進まぬ実験に多大の援助をおしめなかった北陸地建・長岡工事事務所の方々、多くの有益な助言をしていただいた土屋河川部長、幾多の困難な問題を解決されながら実験を完遂していただいた建設技術研究所・藤井文雄氏、ならびに資料整理その他に労を煩わせた鹿島試験所職員に感謝の意を表する。

昭和49年3月

須 賀 堯 三

浜 谷 武 治

参 考 文 献

1. 護岸・水制・床固めの工法と設計例 水工学シリーズ65-09 古 賀 1965
2. 護岸・水制・床固めの水理機能 水工学シリーズ65-06 吉 川 1965
3. 水制に関する研究 土木研究所報告第107号 秋草他 昭和36年
4. 信濃川長岡地区河道計画模型実験報告書その1
土木研究所資料第786号 須賀・浜谷 昭和47年
5. 蛇行の発達に関する二、三の実験的考察
第26回土木学会年講 須賀・林 昭和46年

図 面 集

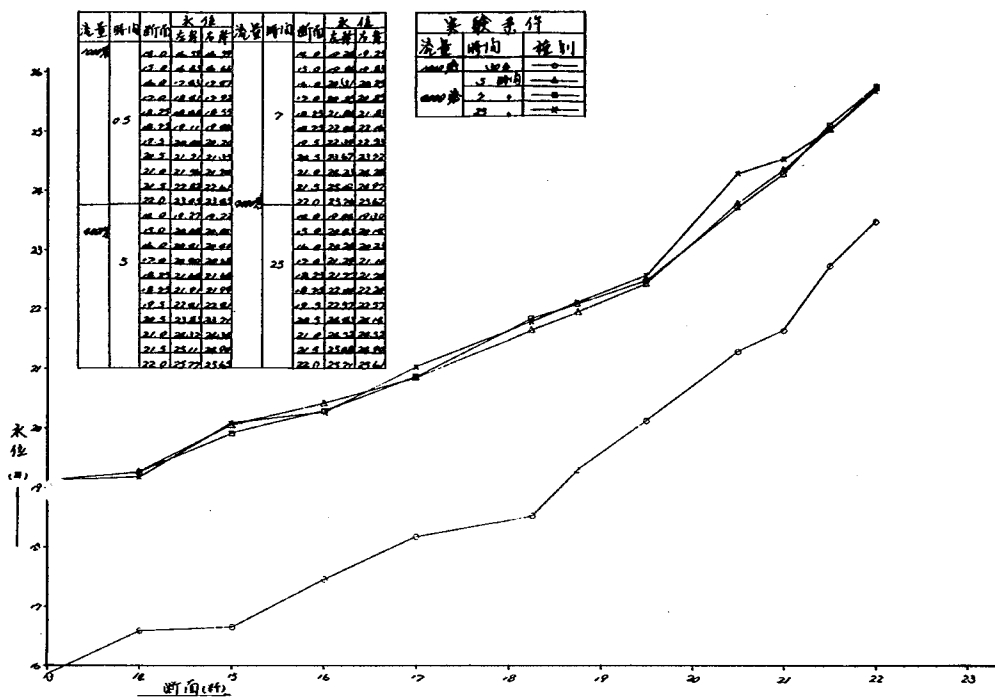


图-4.1.1 水位縱断面图(实验1)

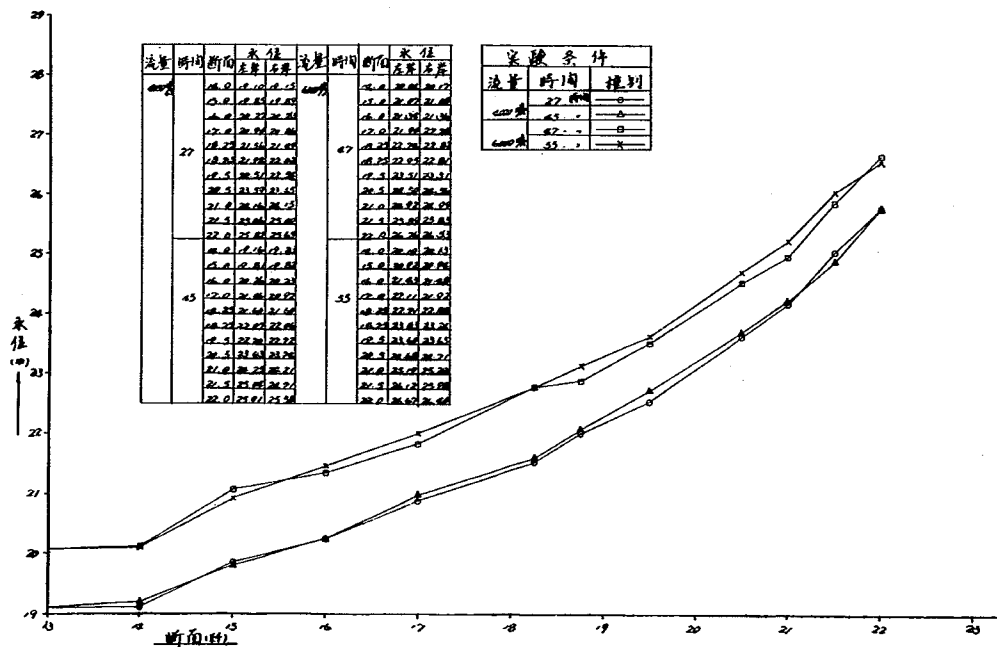


图-4.1.2 水位縱断面图(实验1)

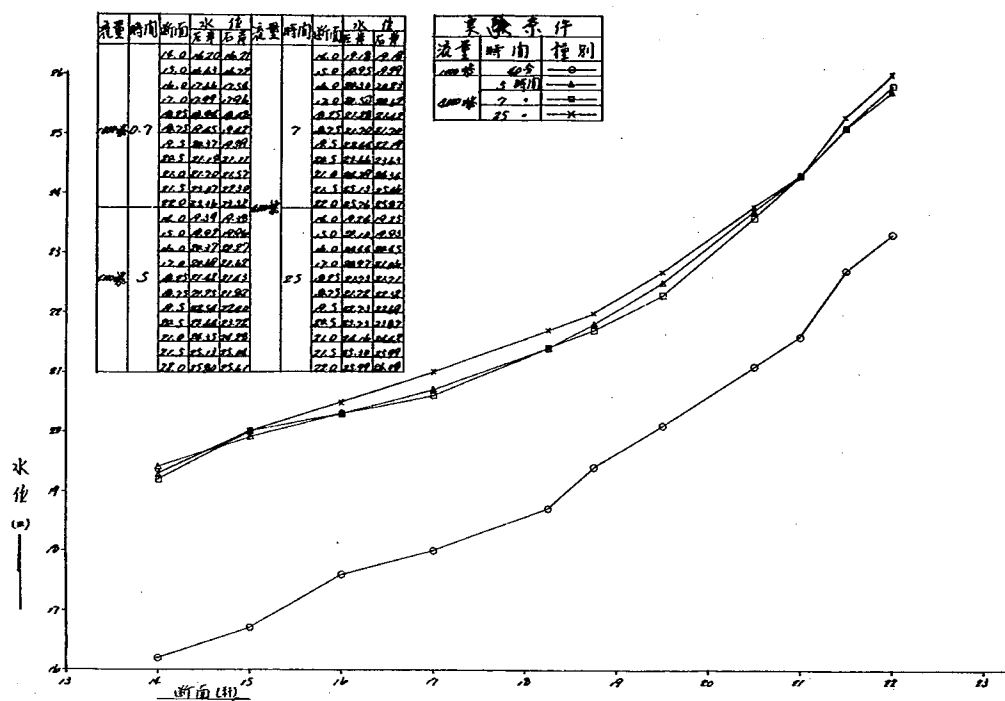


图-4·1·3 水位縦断面图(実験2)

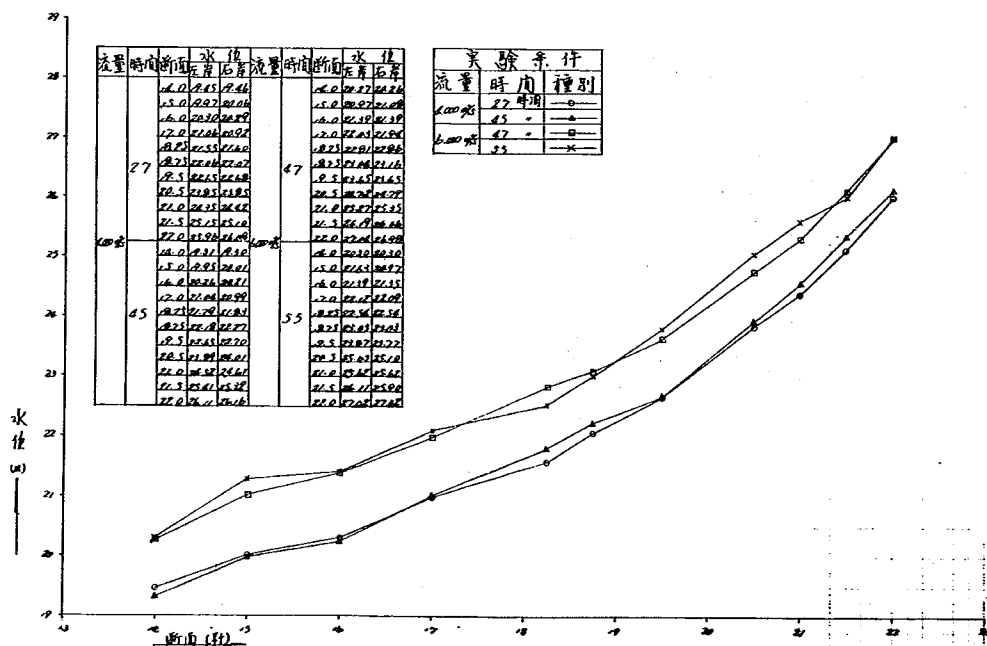


图-4·1·4 水位縦断面图(実験2)

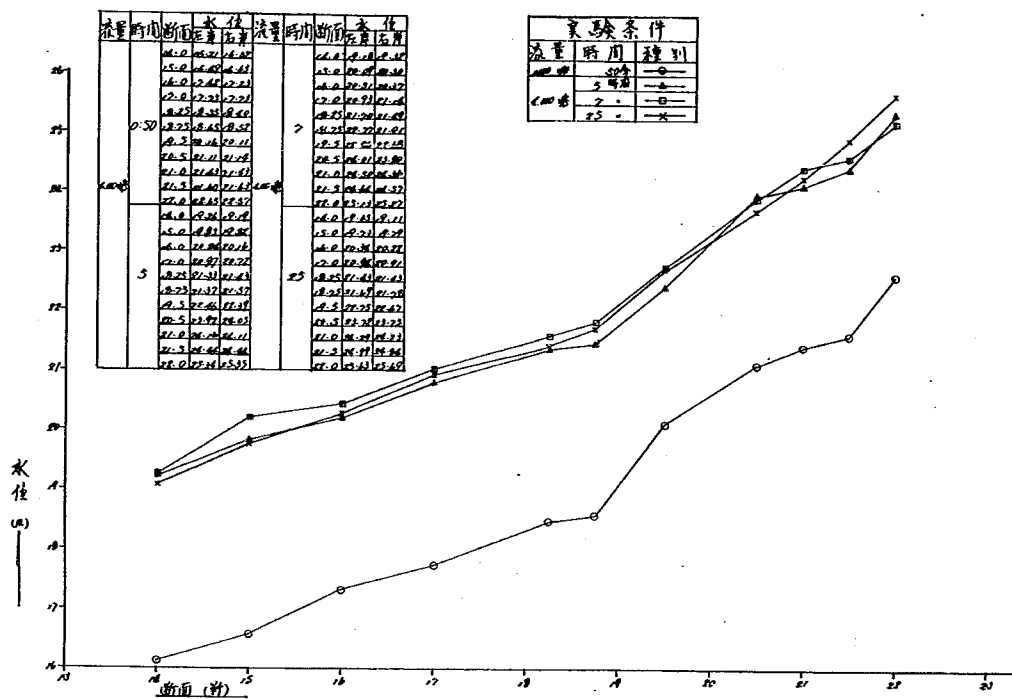


图-4.1.7 水位縱断面图 (实验 4)

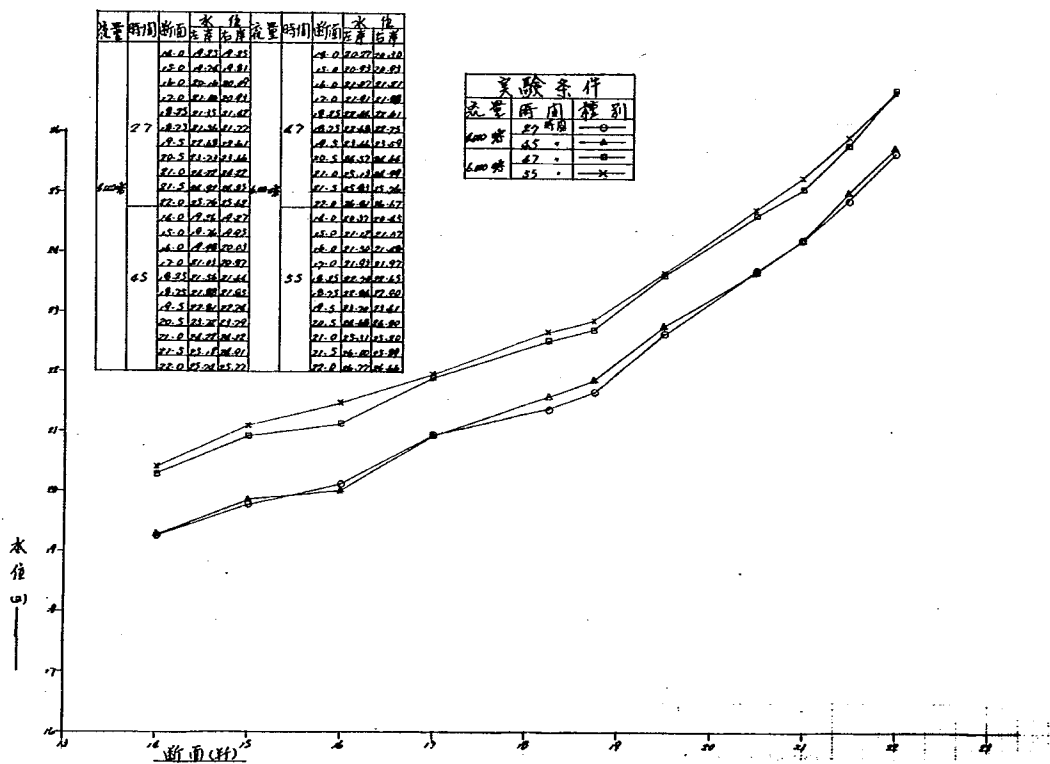


图-4.1.8 水位縱断面图 (实验 4)

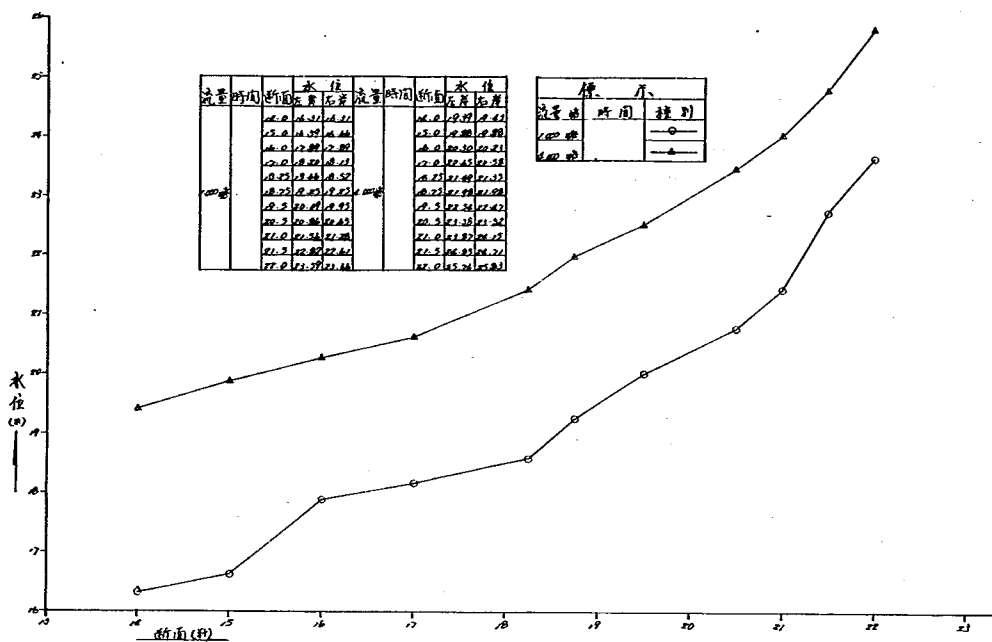


图-4.1.9 水位縱断面图 (实验 5-1)

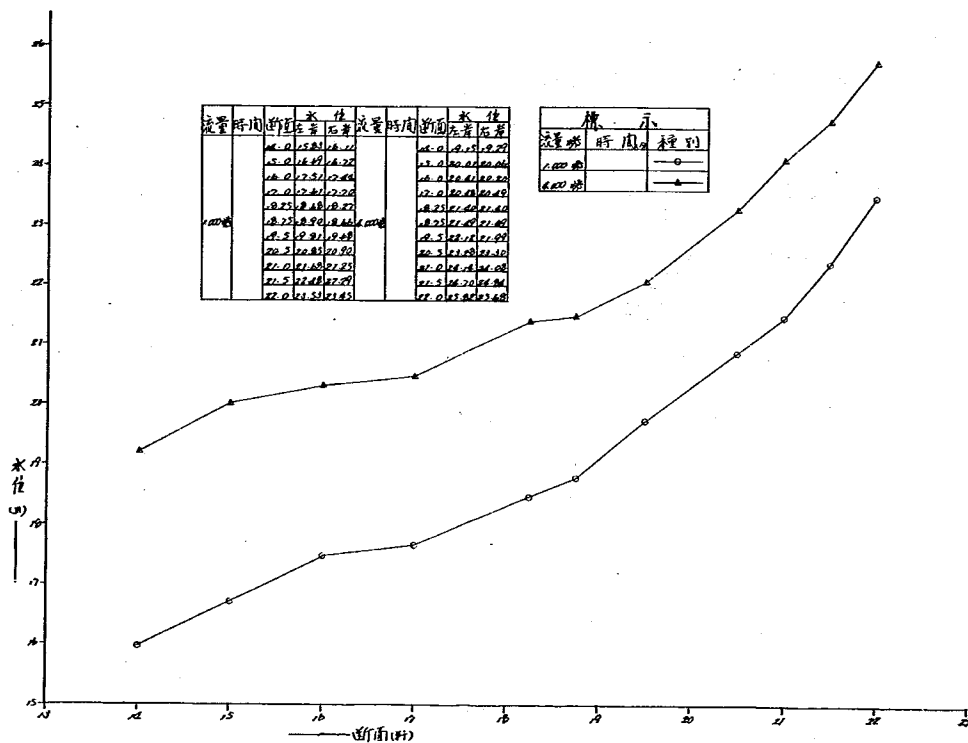


图-4.1.10 水位縱断面图 (实验 5-2)

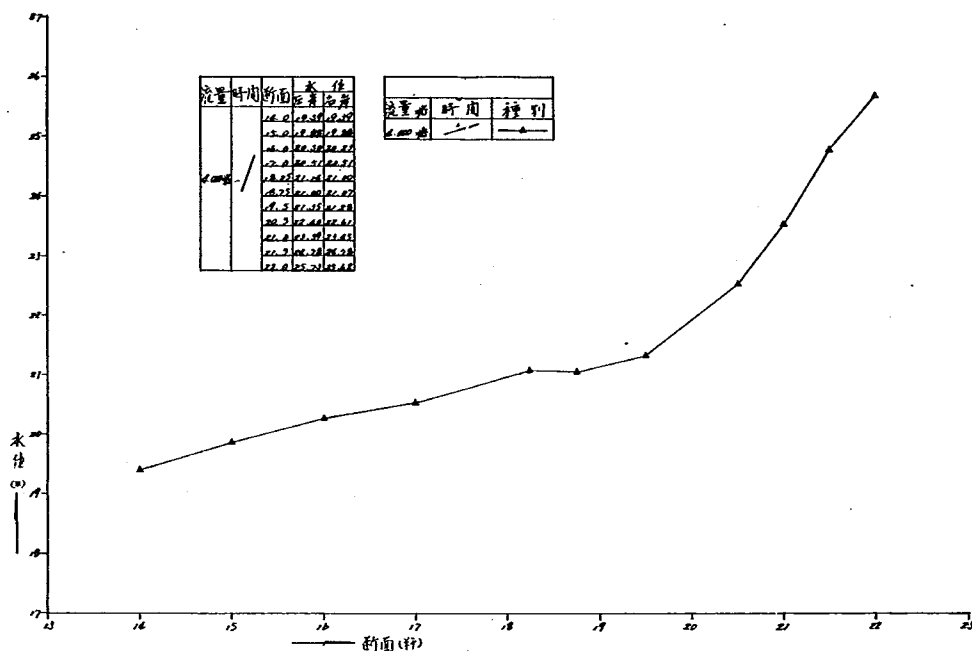


图-4.1.11 水位縦断面図(実験5-3)

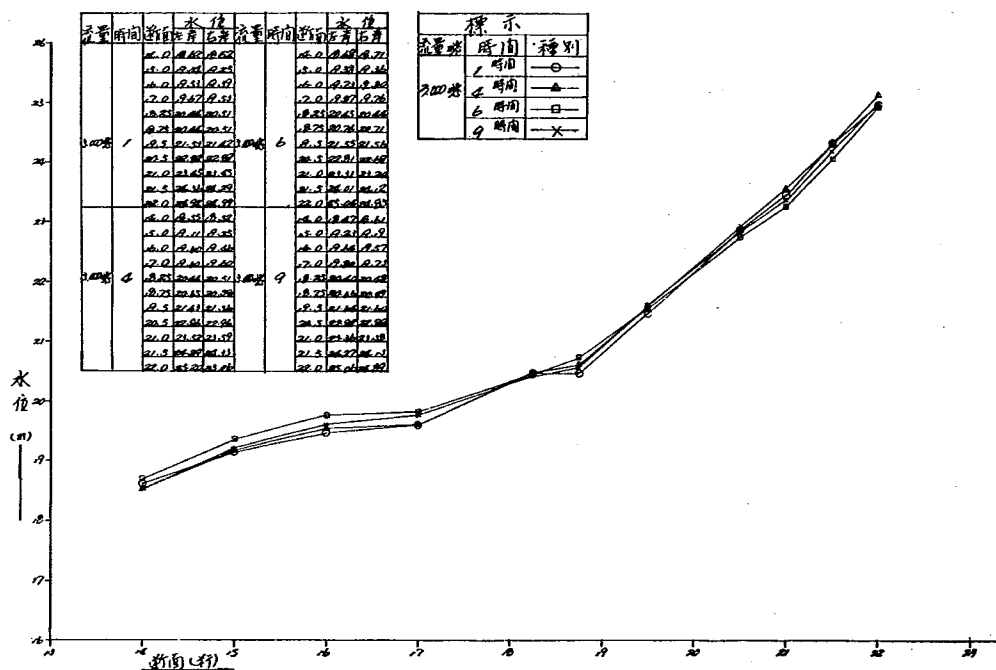


图-4.1.12 水位縦断面図(実験6-1)

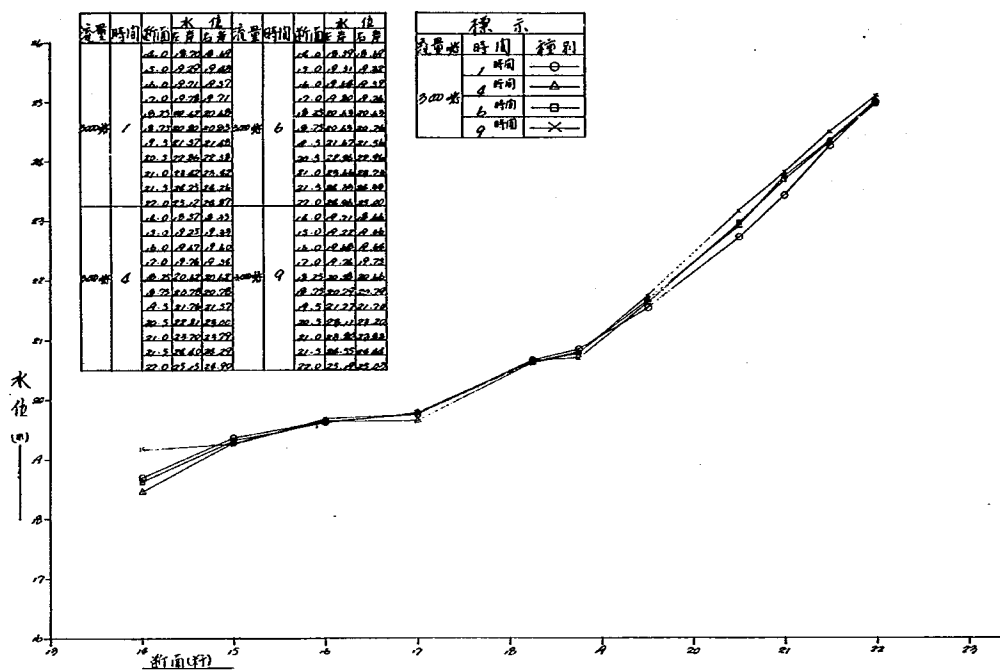


图-4·1·15 水位縱断面图 (实验 6-6)

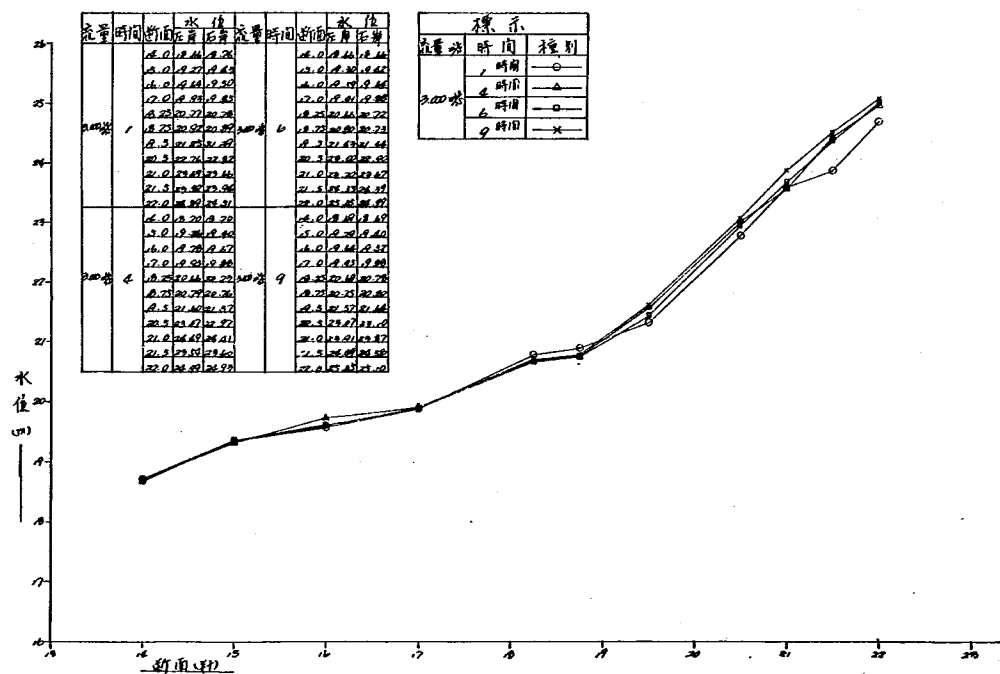


图-4·1·16 水位縱断面图 (实验 6-7)

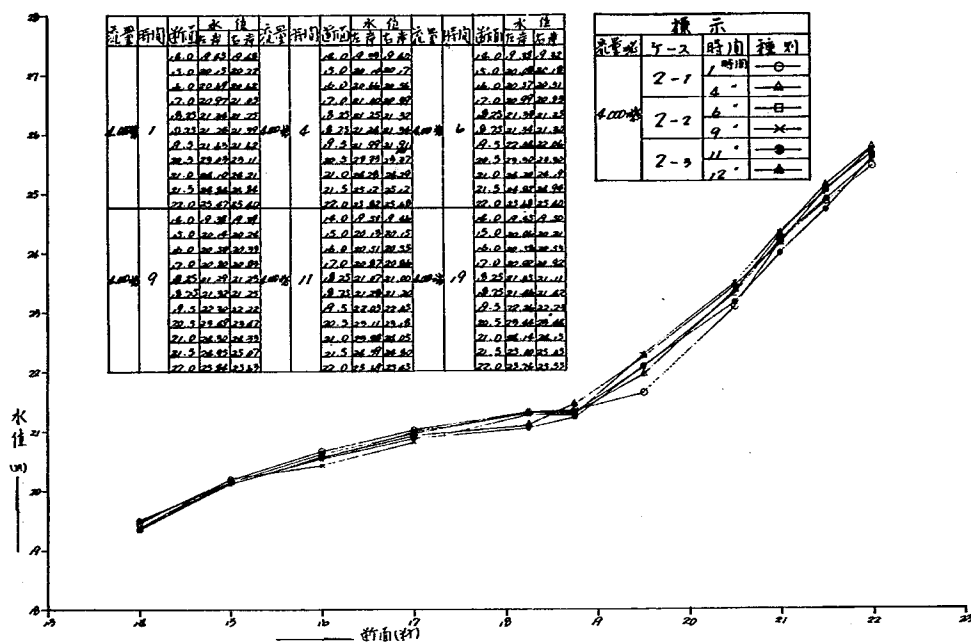


图-4·1·17 水位縱断图 (实验 7)

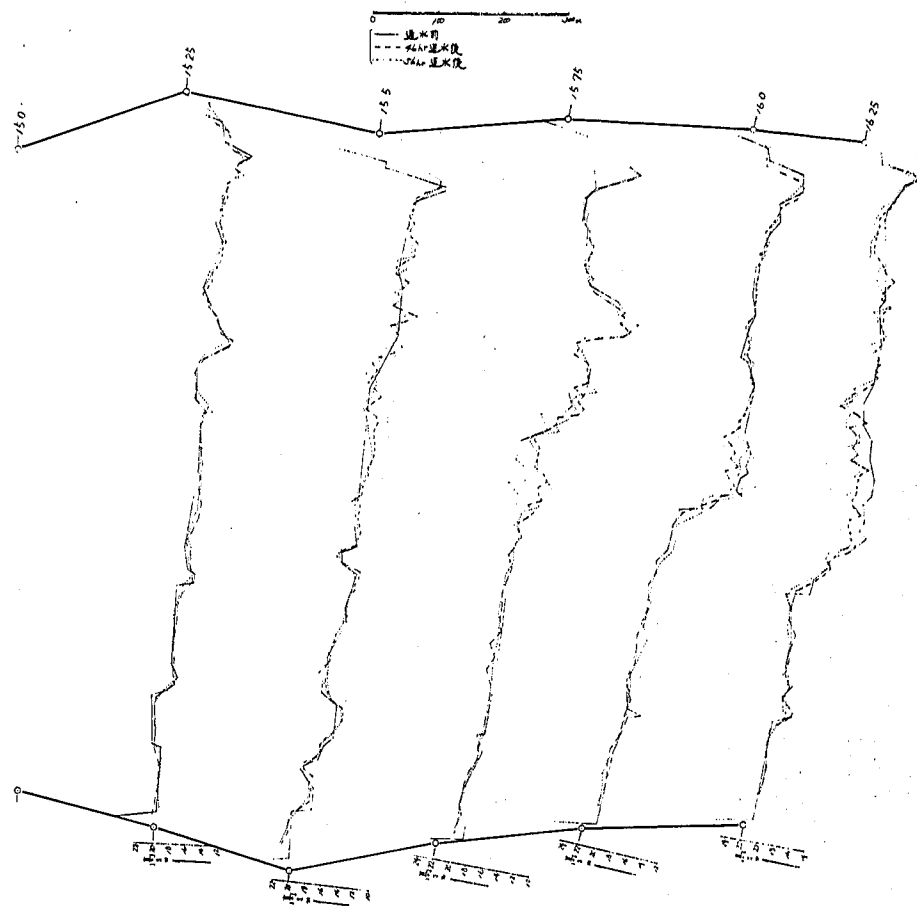


図-4・2・1 河床変動図(実験1)

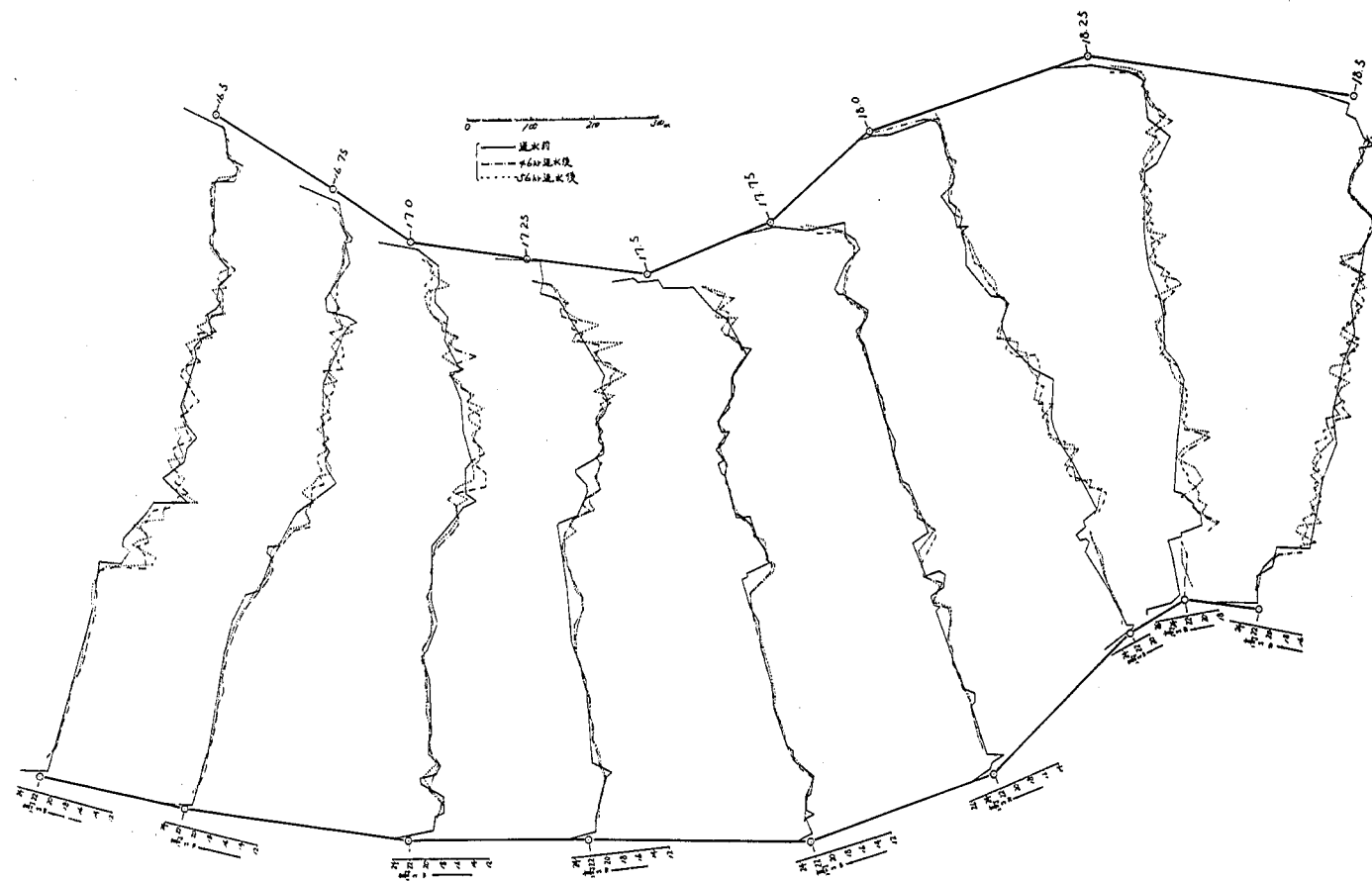


圖-4.2.2 河床變動圖 (實驗1)

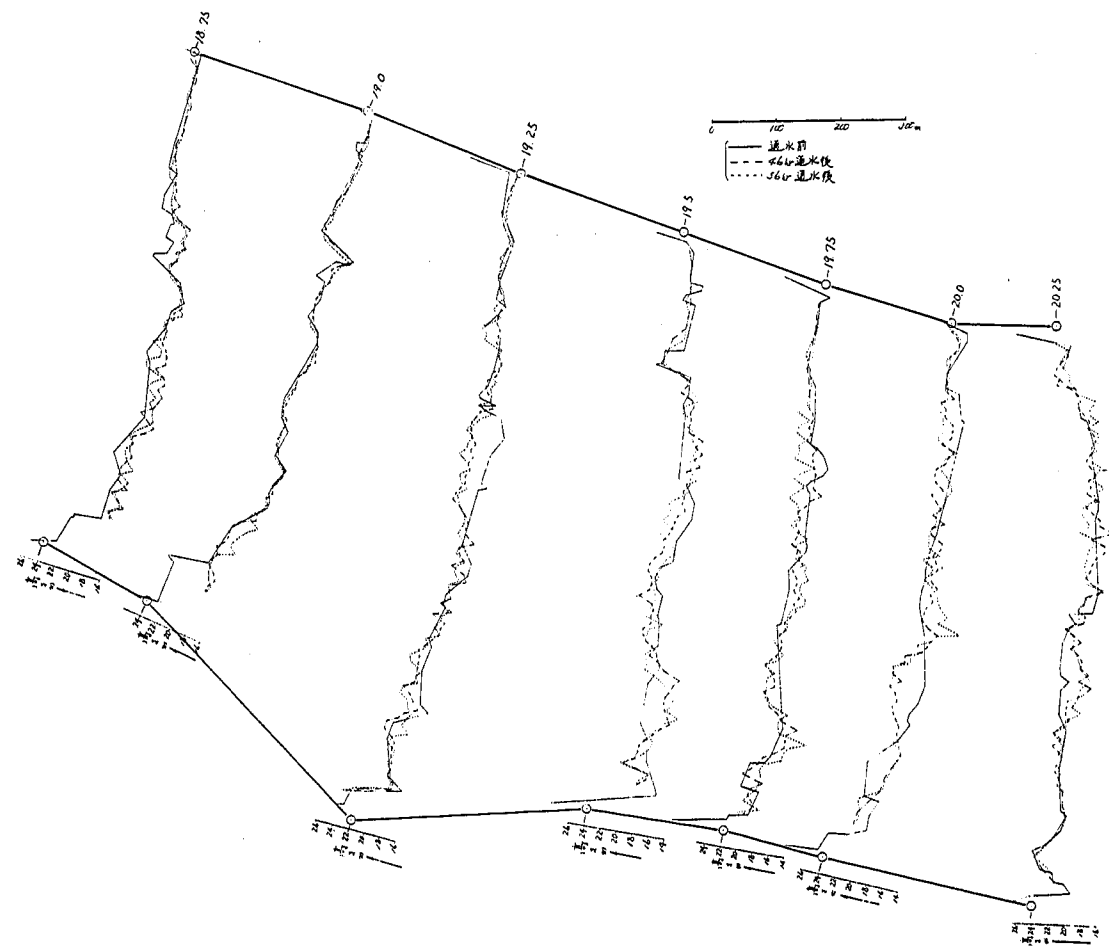


圖-4·2·3 河床變動圖(實驗1)

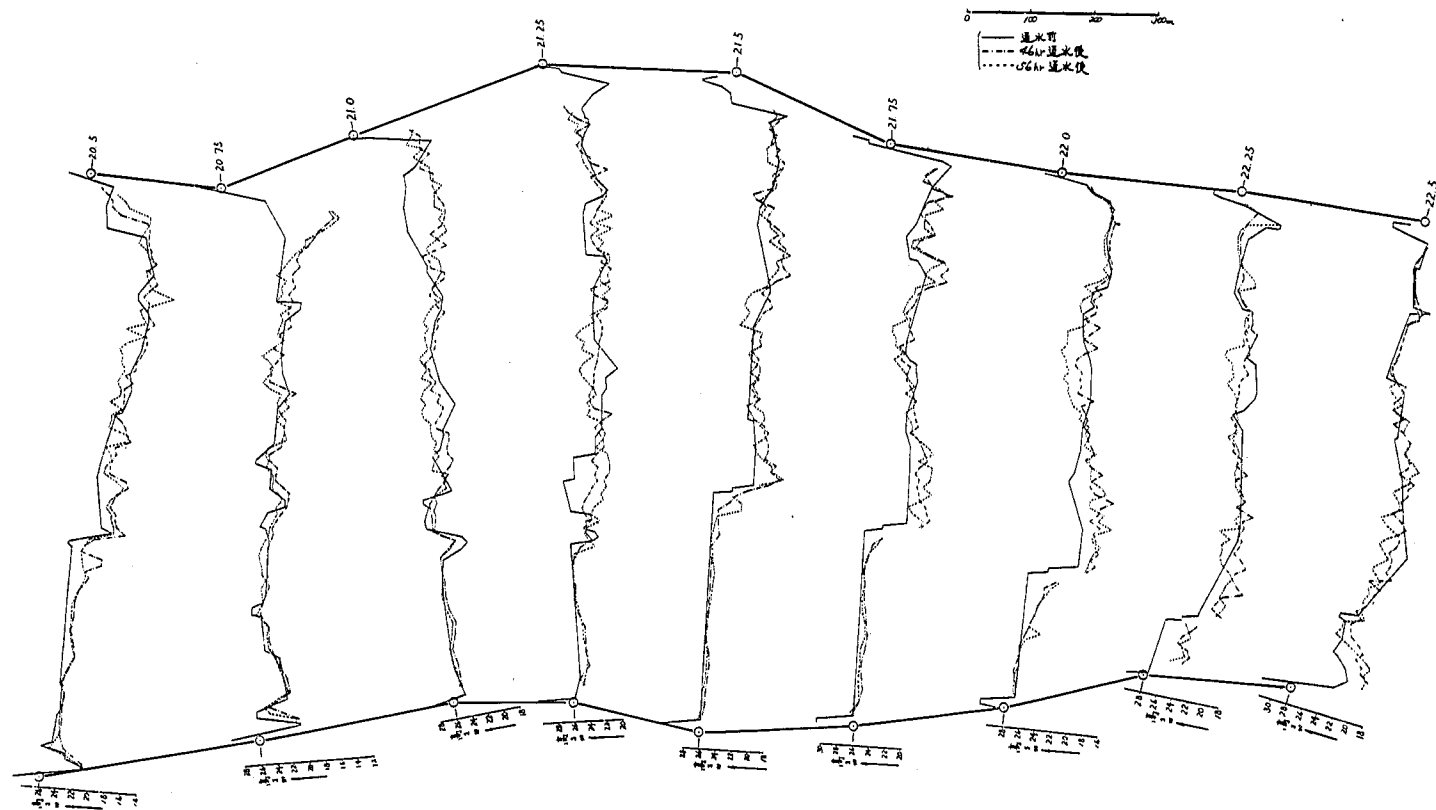


図-4・2・4 河床変動図(実験1)

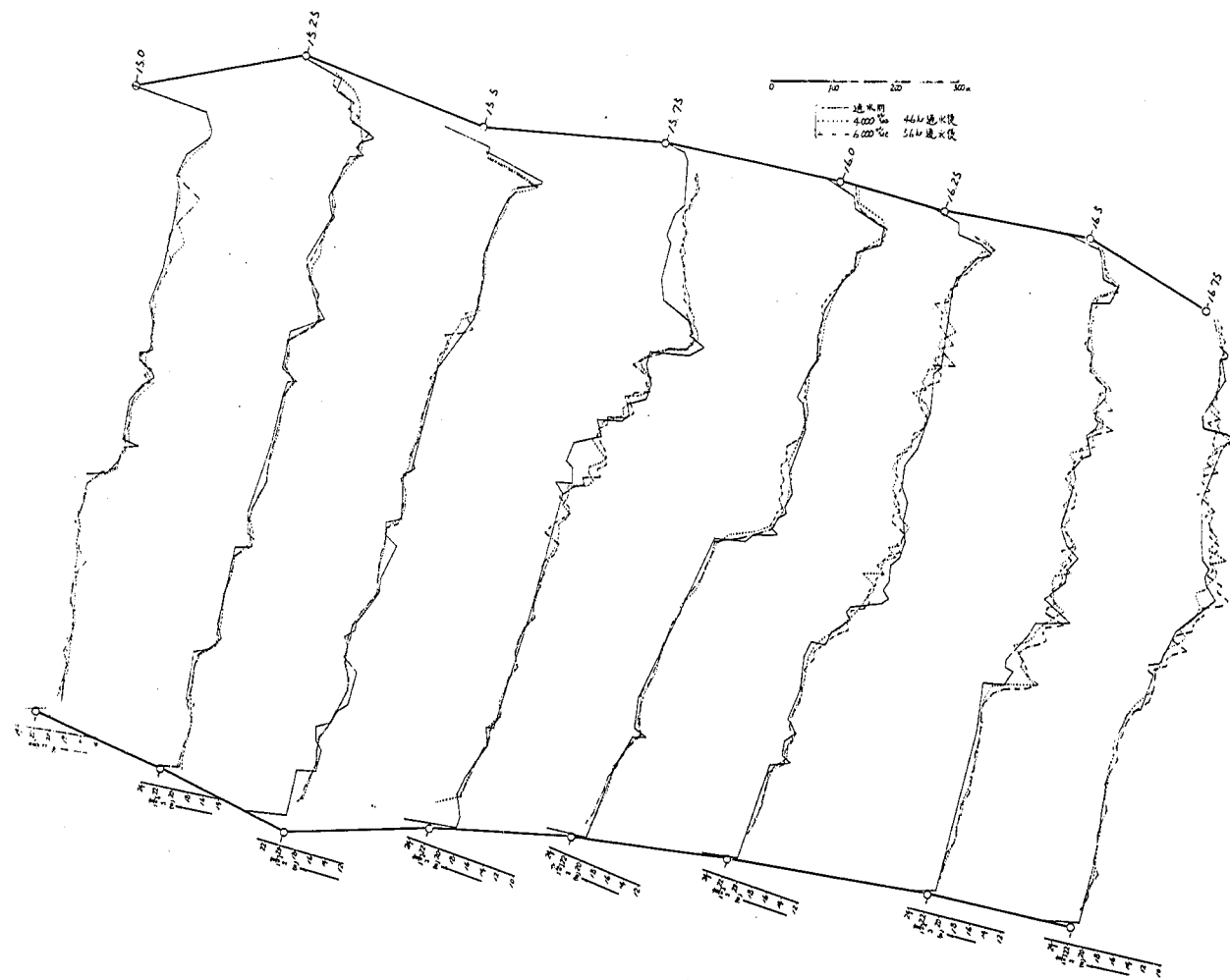


图-4·3·1 河床变动图（实验2）

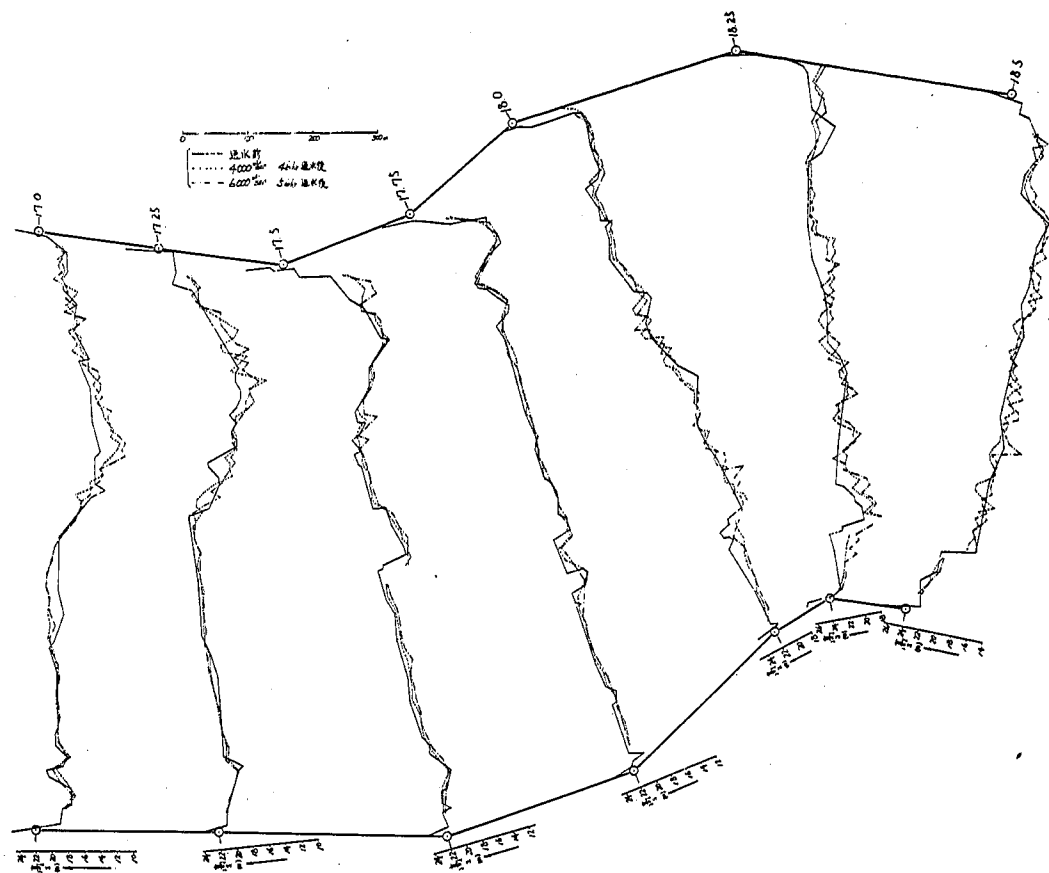


図-4.3.2 河床変動図(実験2)

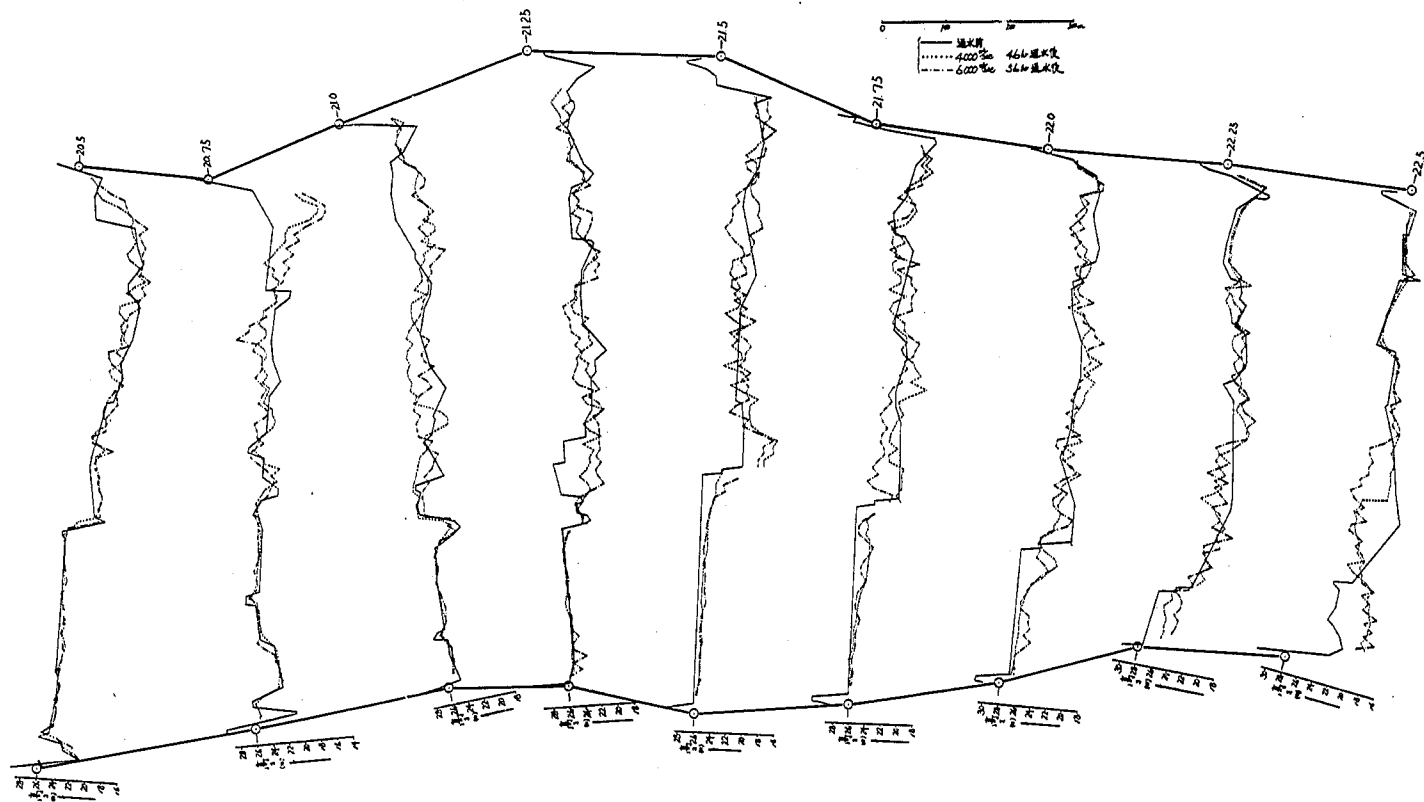


圖-4.3.4 河床變動圖(實驗2)

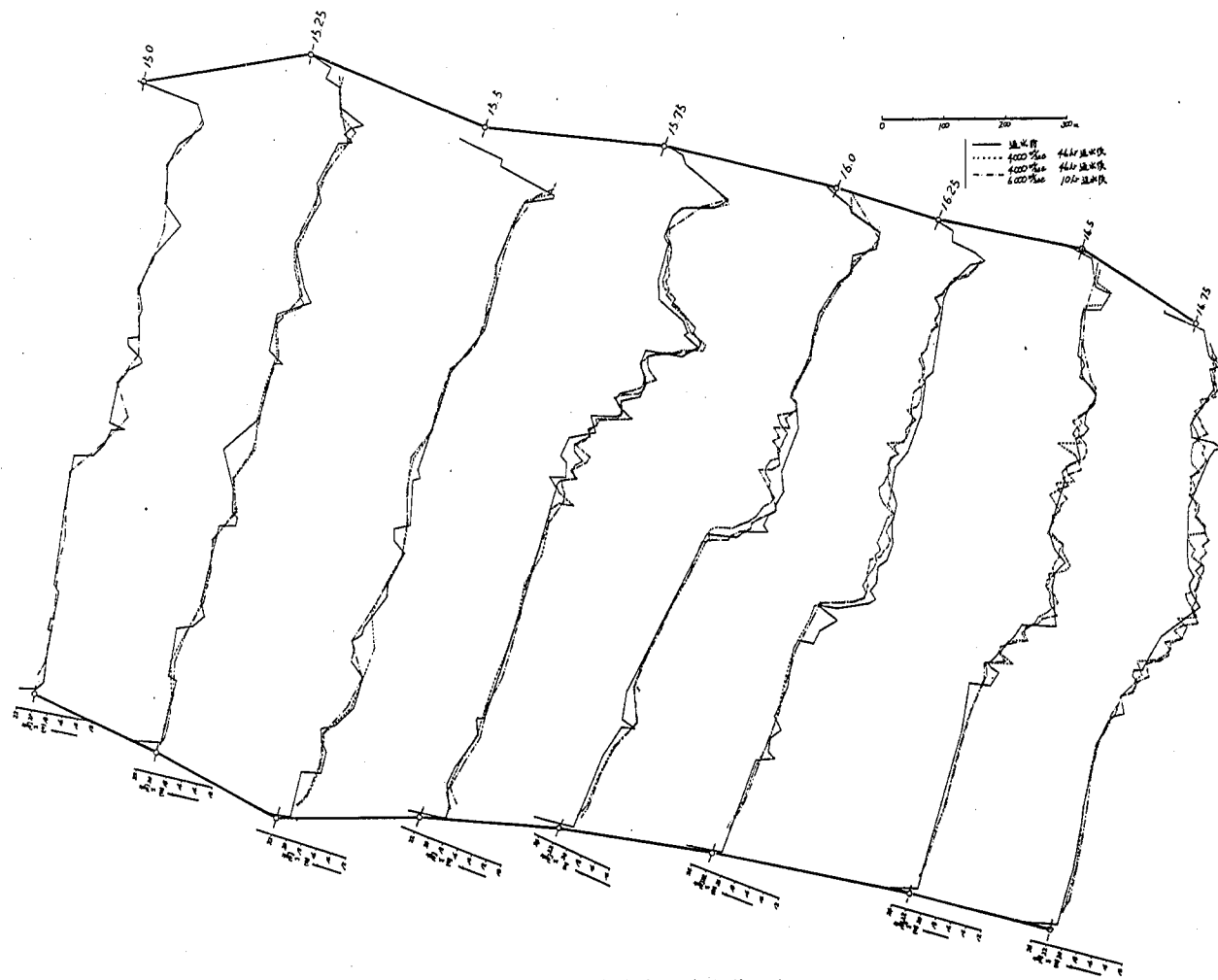


図-4・4・1 河床変動図(実験3)

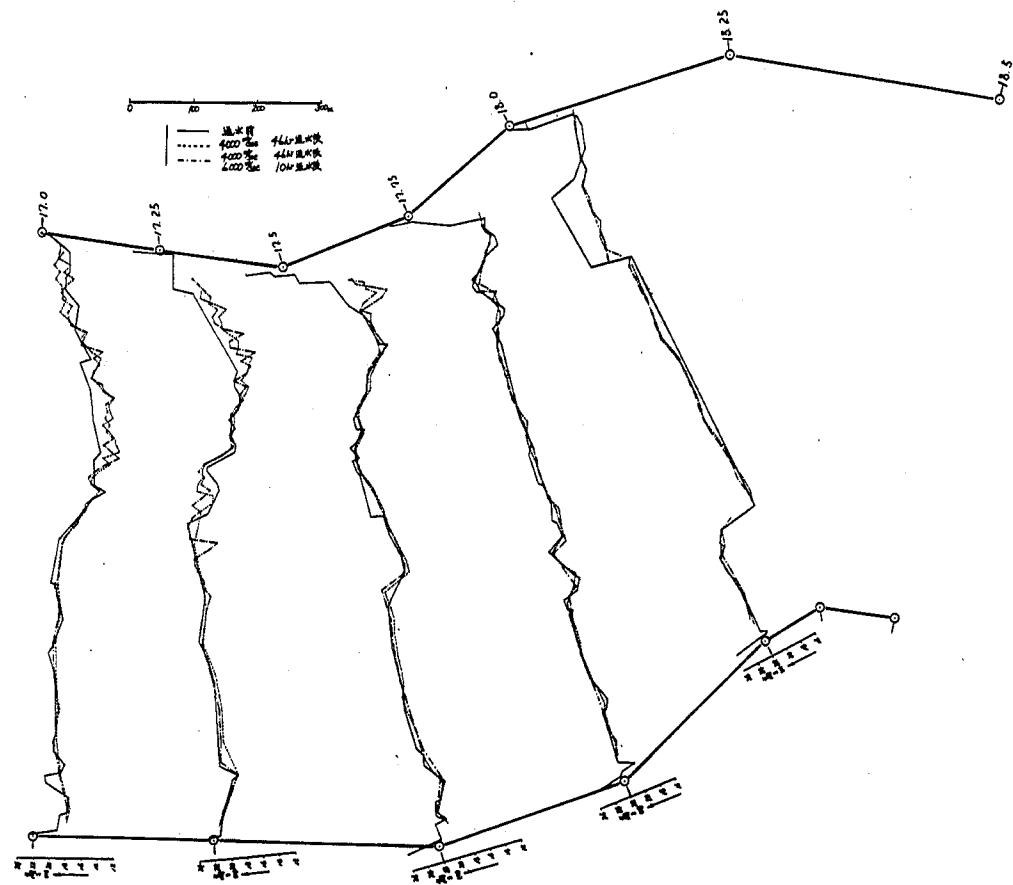


図-4・4・2 河床變動圖(実験3)

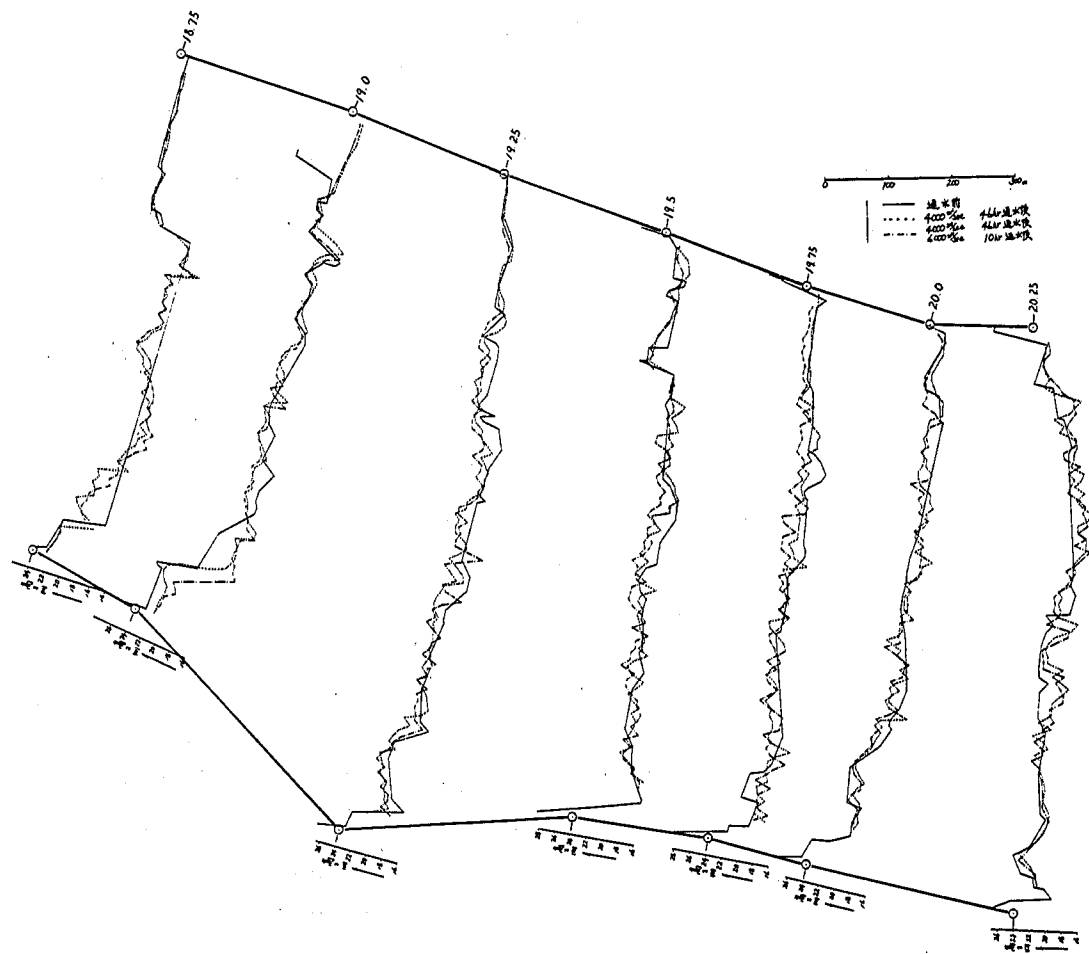


図-4・4・3 河床變動圖 (実験3)

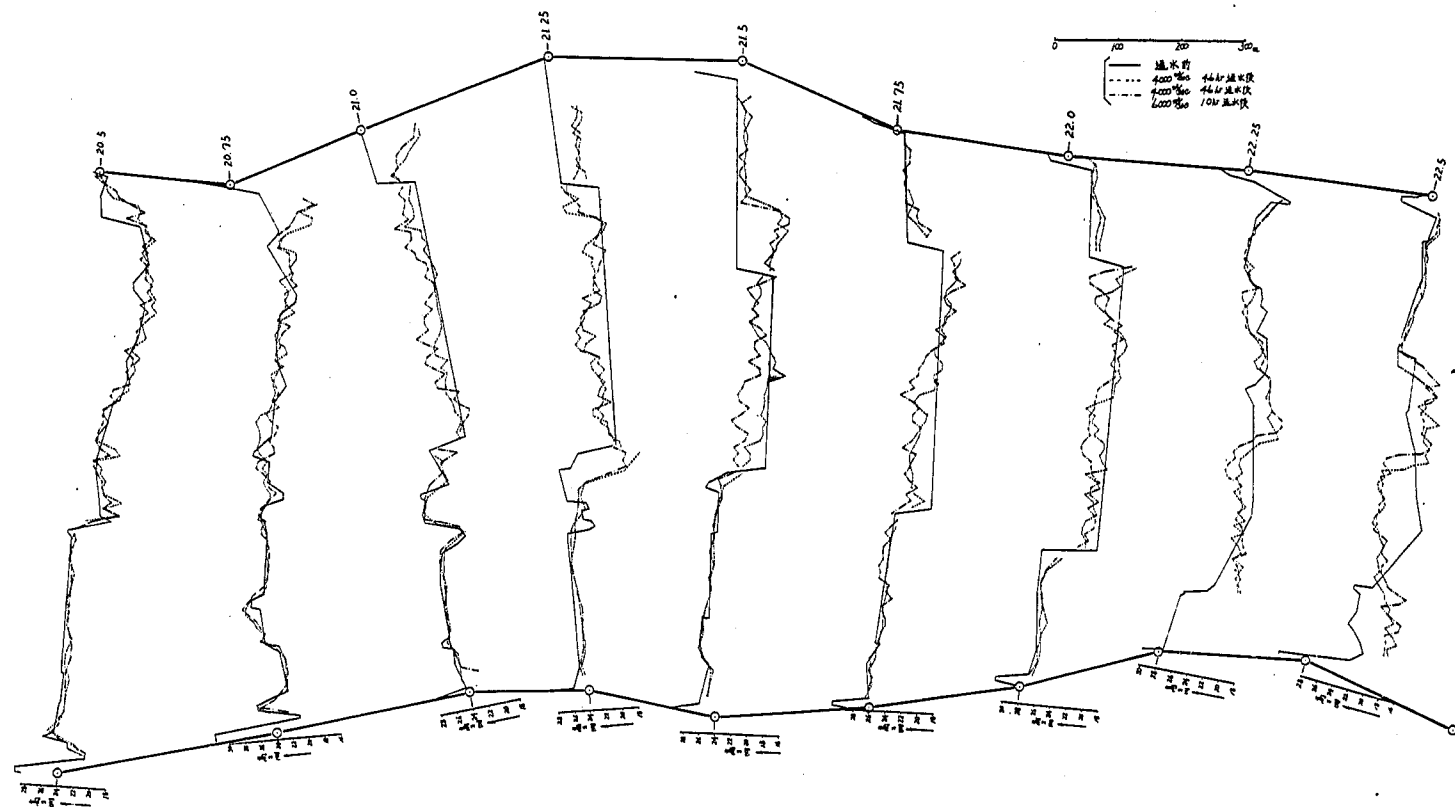


図-4.4.4 河床變動圖(実験3)

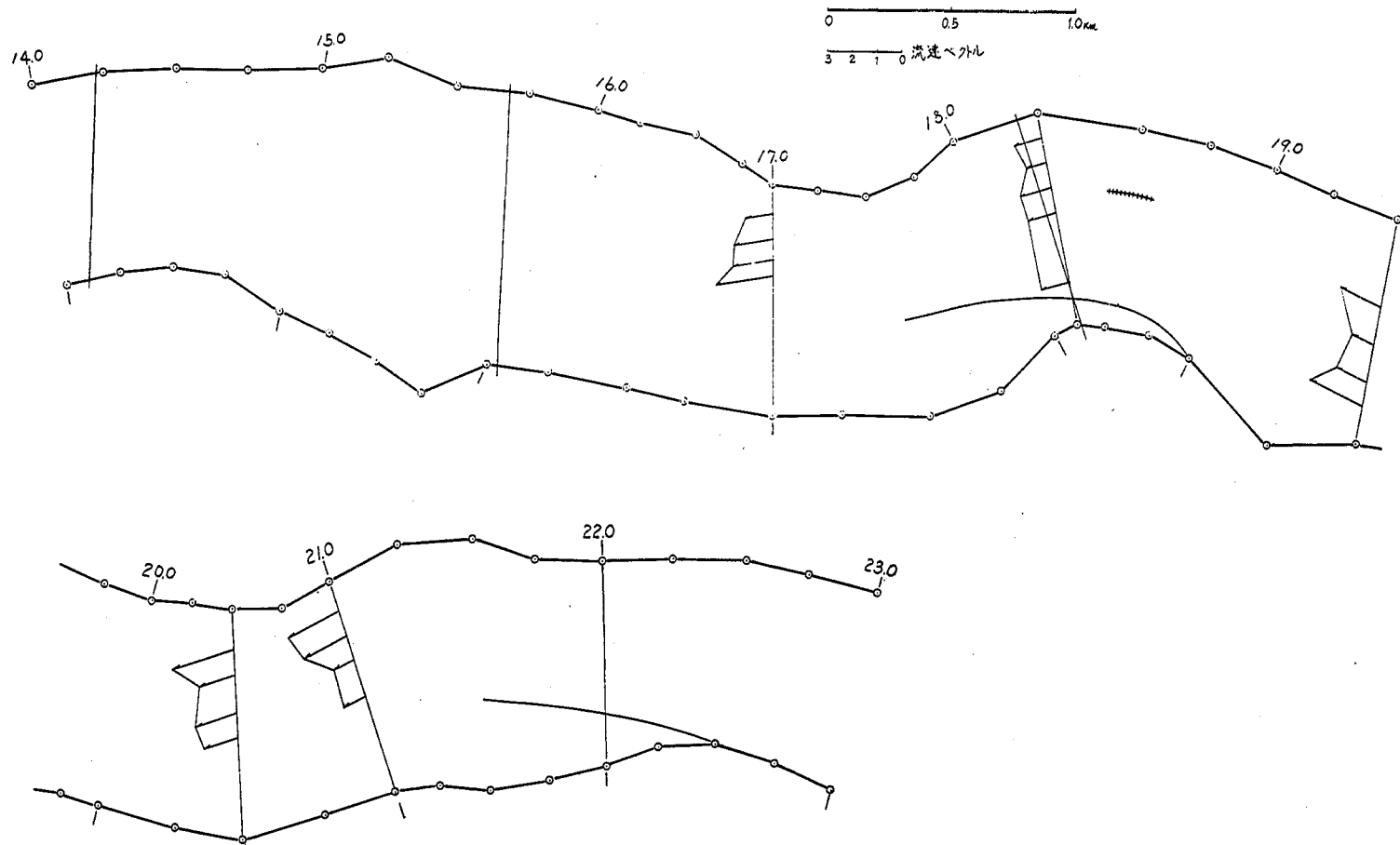


図-4・5・1 流速分布図（実験1）

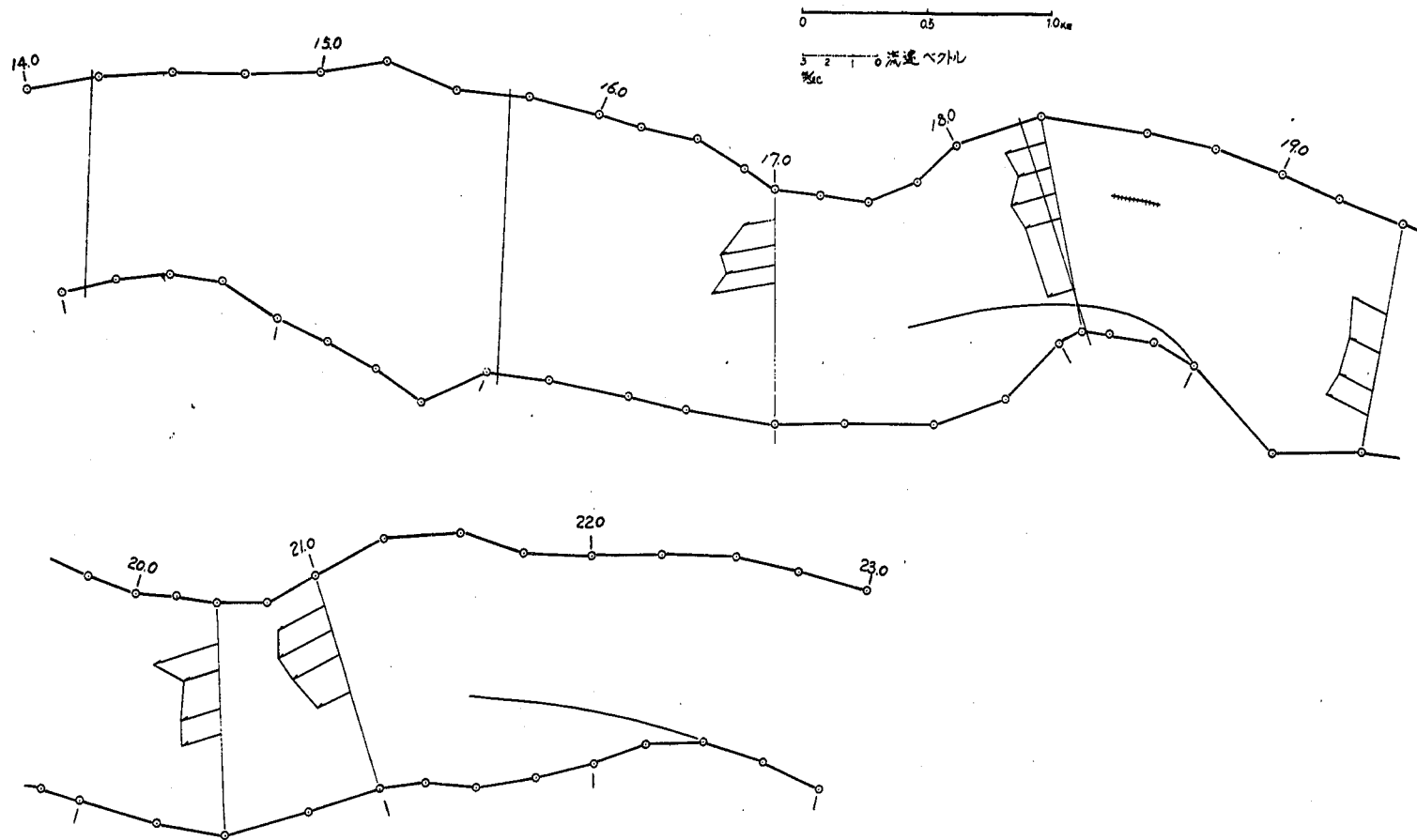


図-4・5・2 流速分布図(実験1)

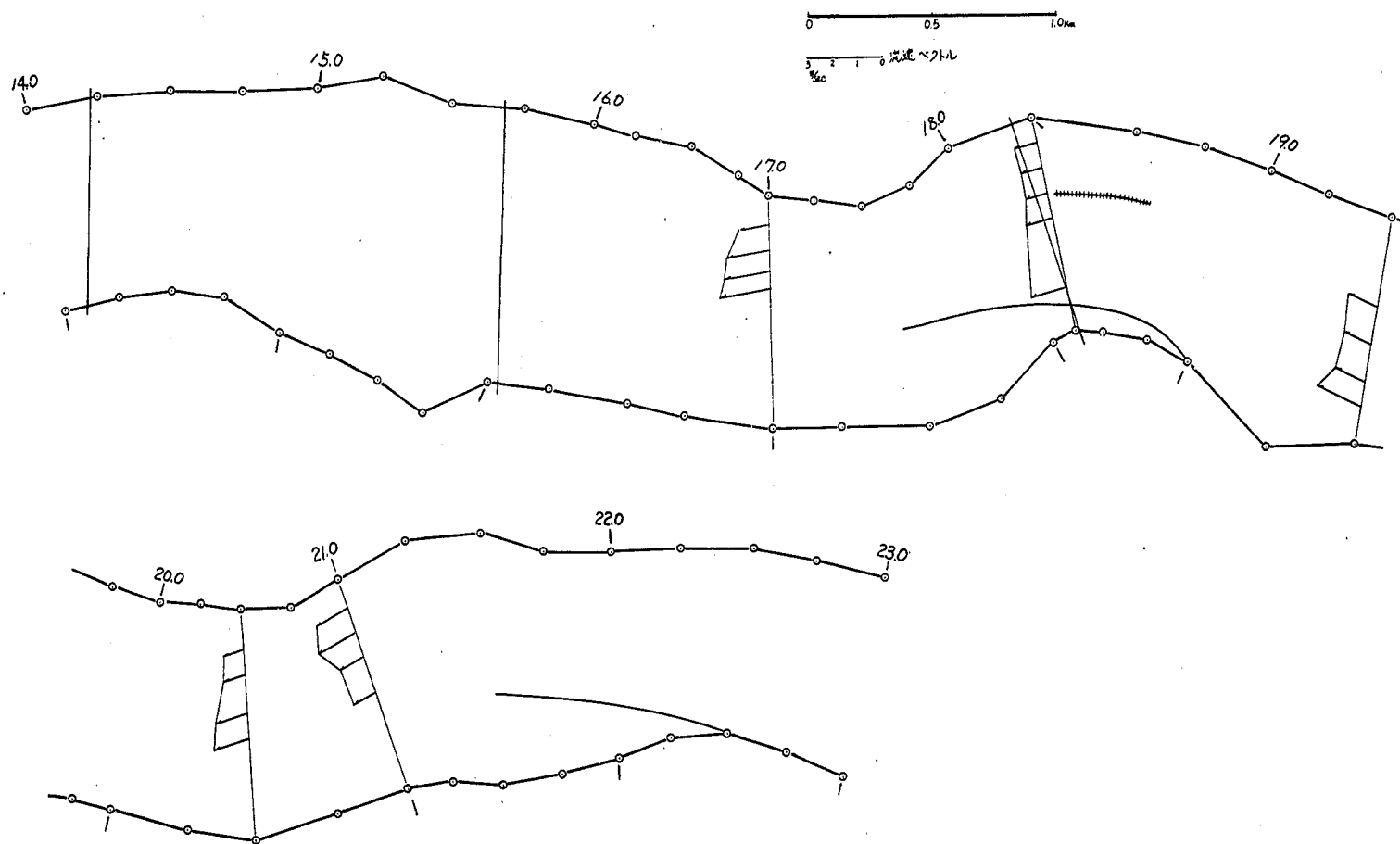


図-4・6・1 流速分布図（実験 2）

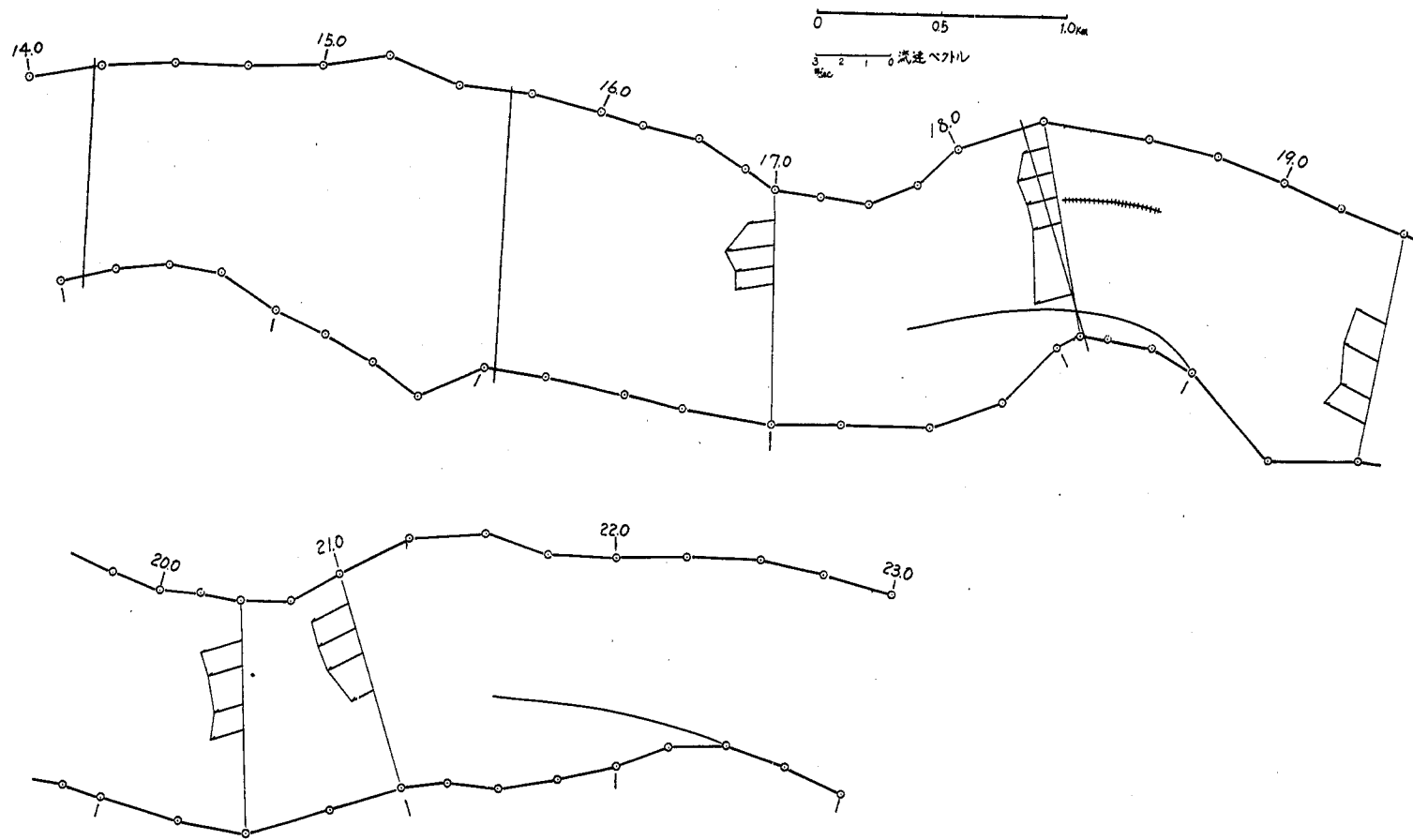


図-4・6・2 流速分布図(実験2)

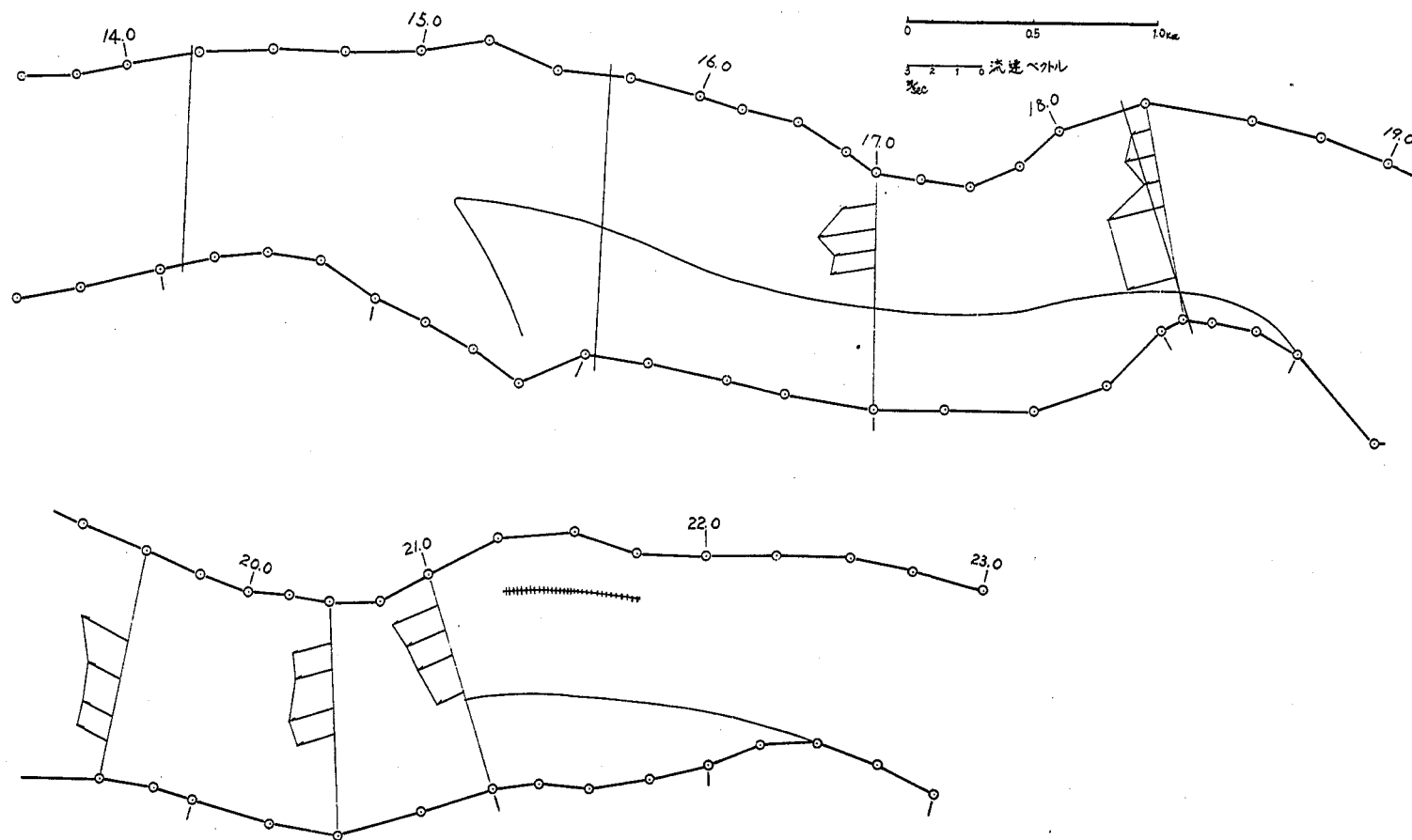


図-4.7.1 流速分布図 (実験3)

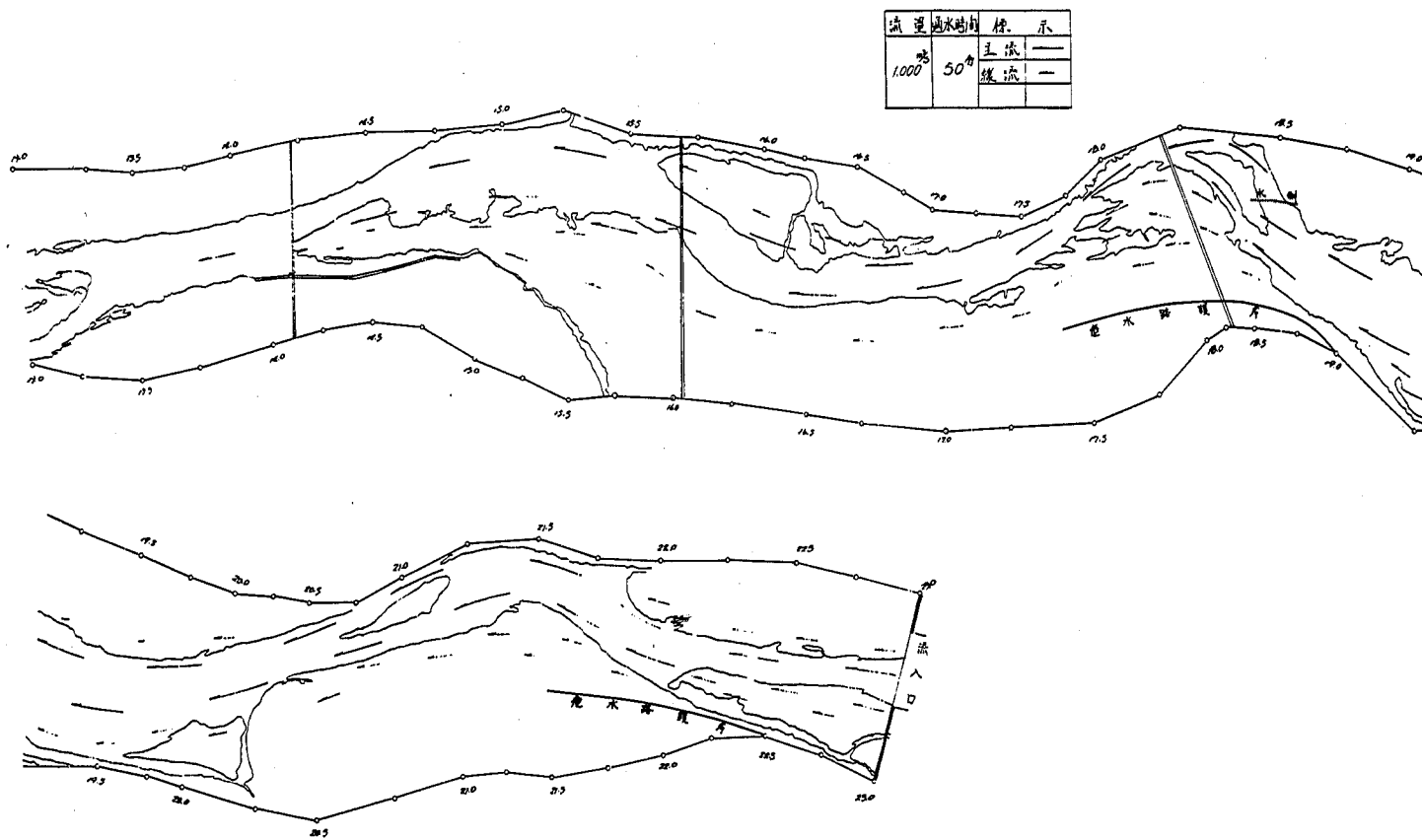


圖-4·8·1 流況圖(實驗1)

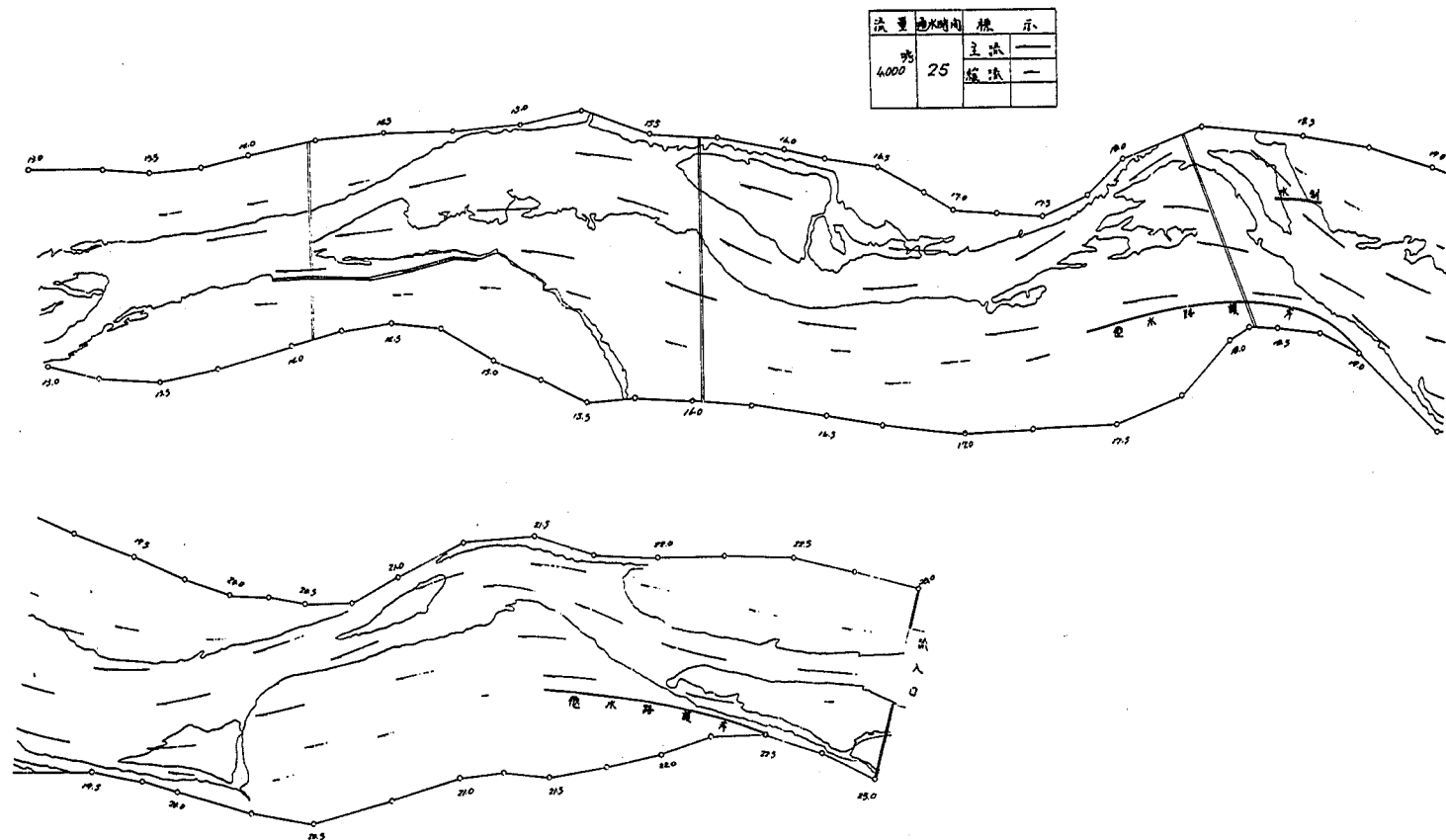


图-4·8·2 流況図(実験1)

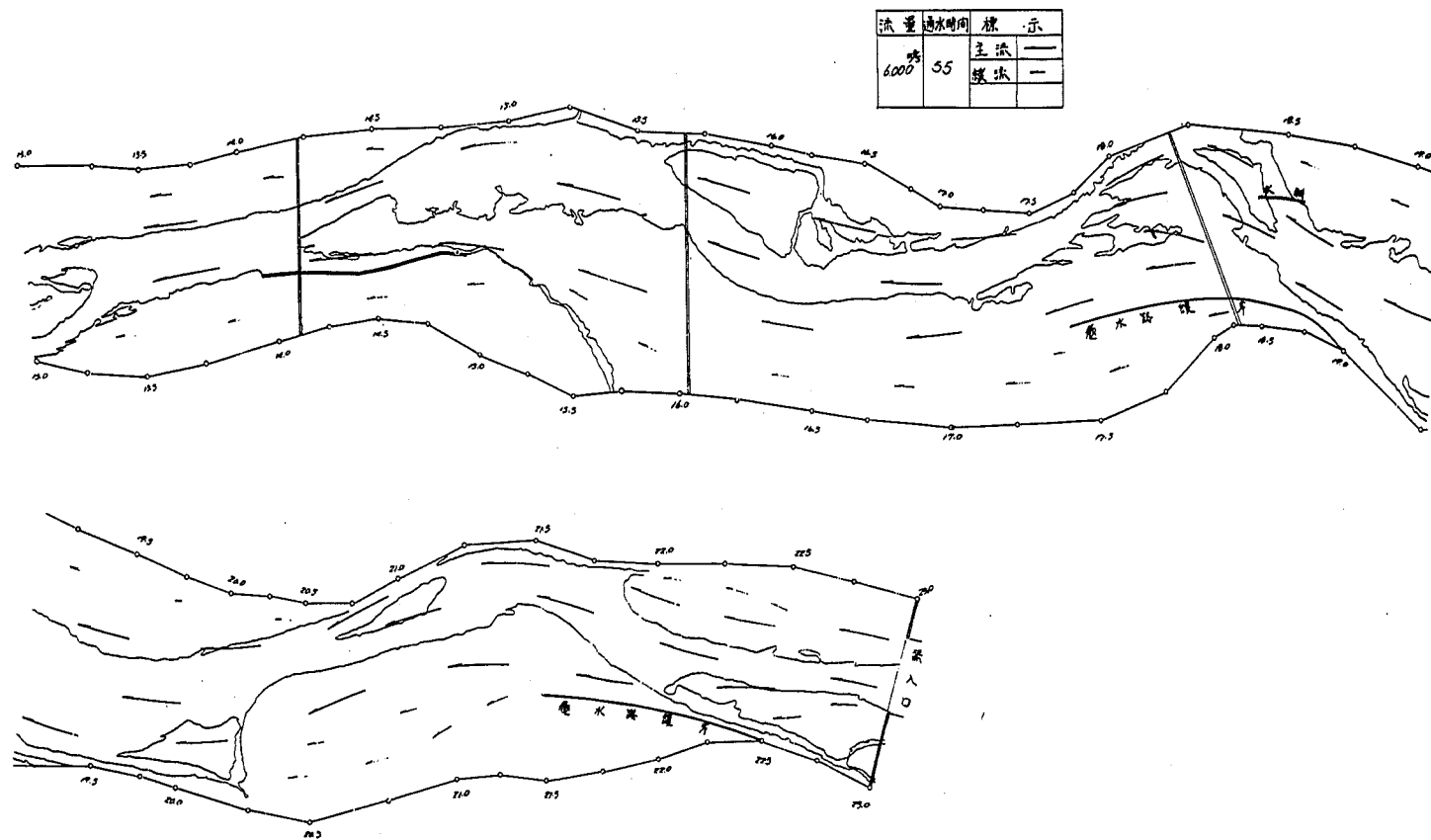


图-4·8·3 流況图(实验1)

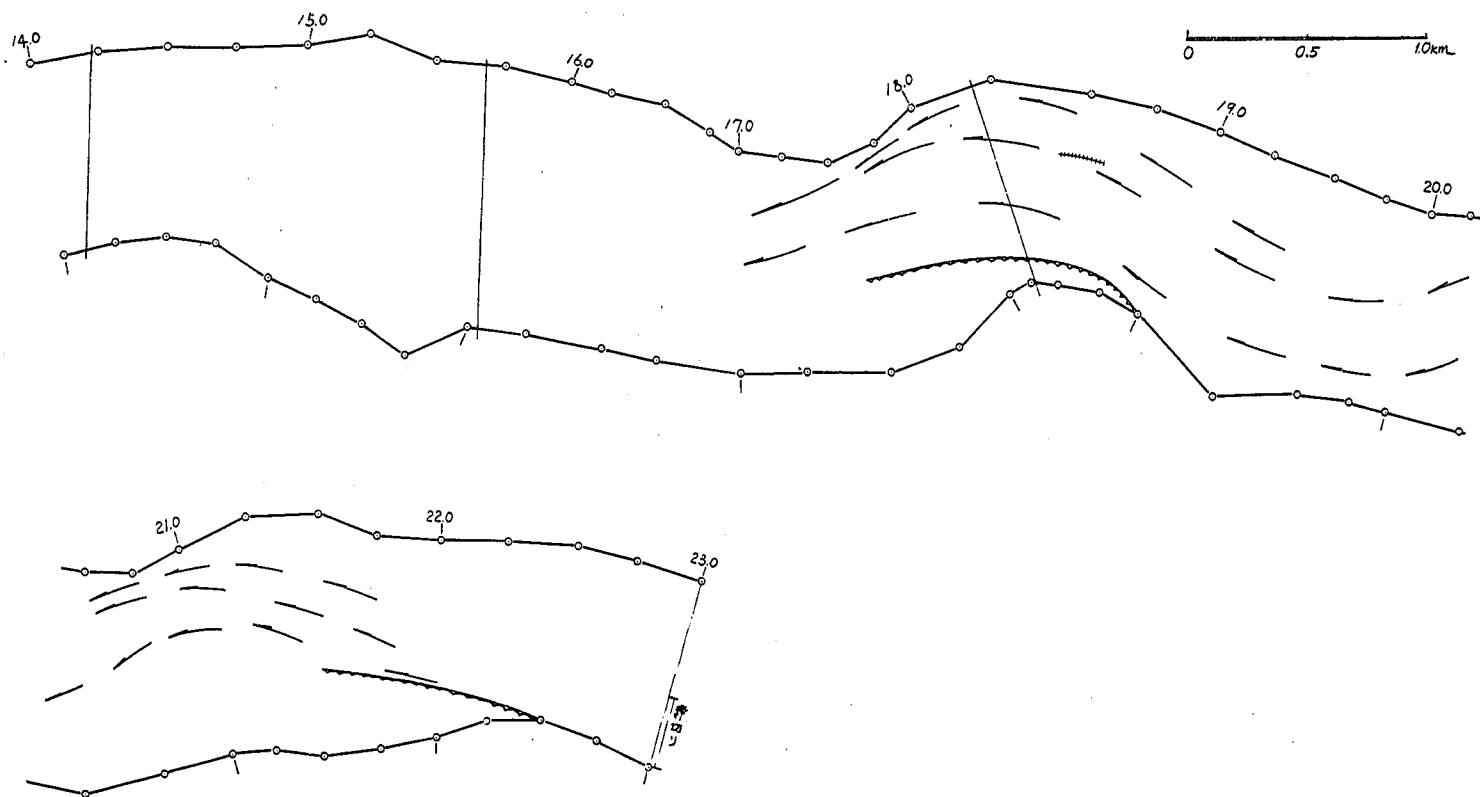


图-4·8·4 流況図(実験1)

流量	通水时间	表示
1.000	50	主洪
		侧洪

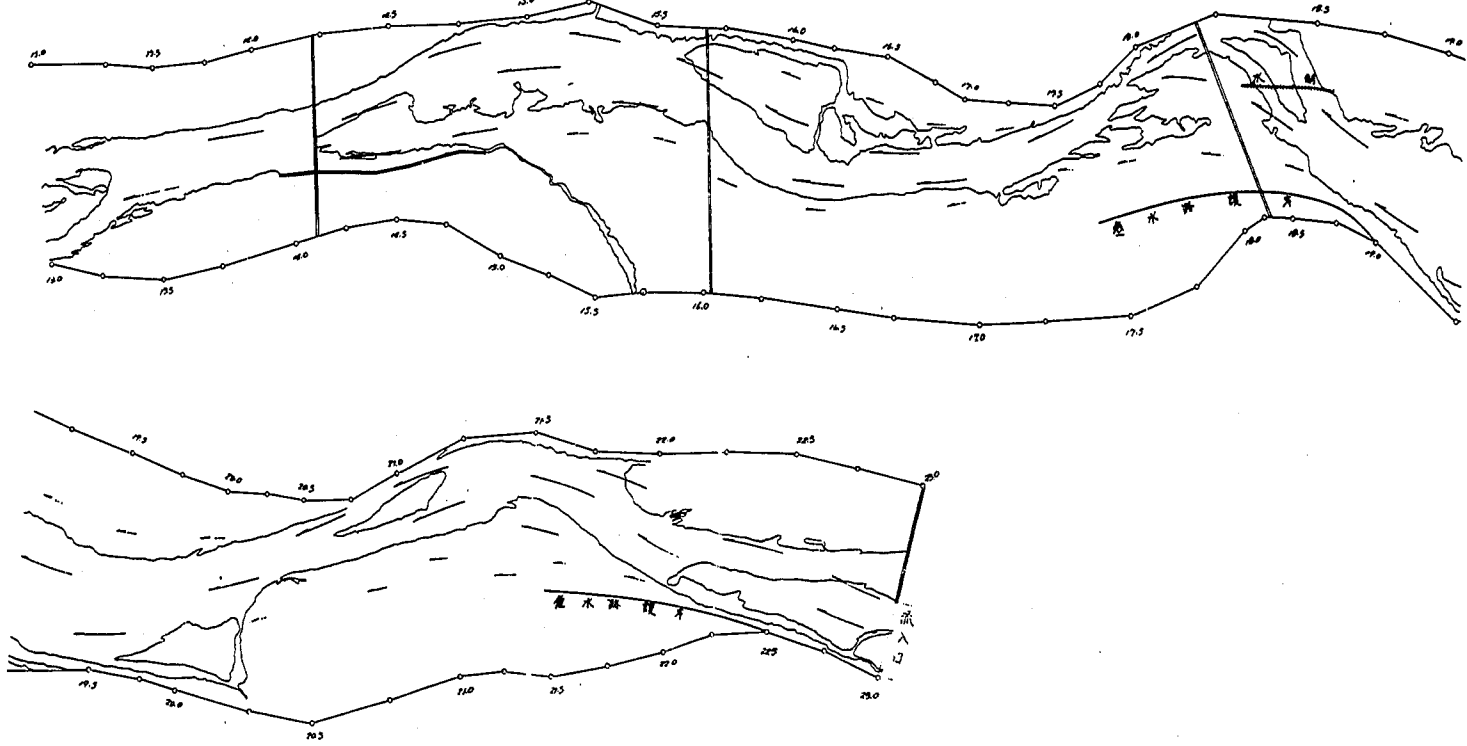


图-4·9·1 流況図(実験2)

流量	时间	原示
4000	25	主浪
		辅浪

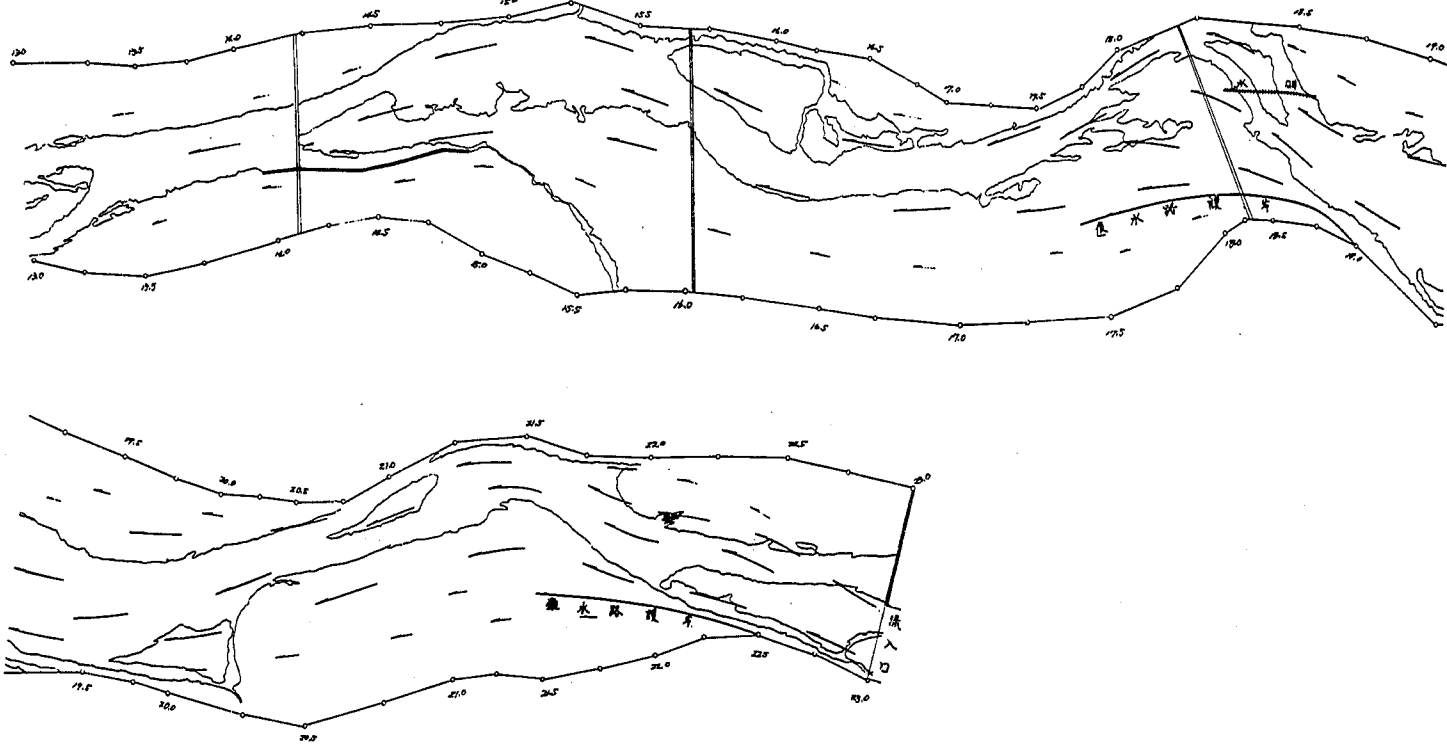


图-4·9·2 流沉图(实验2)

流量	通水時間	係數	示
6.000	55	主法	—
		輔法	—

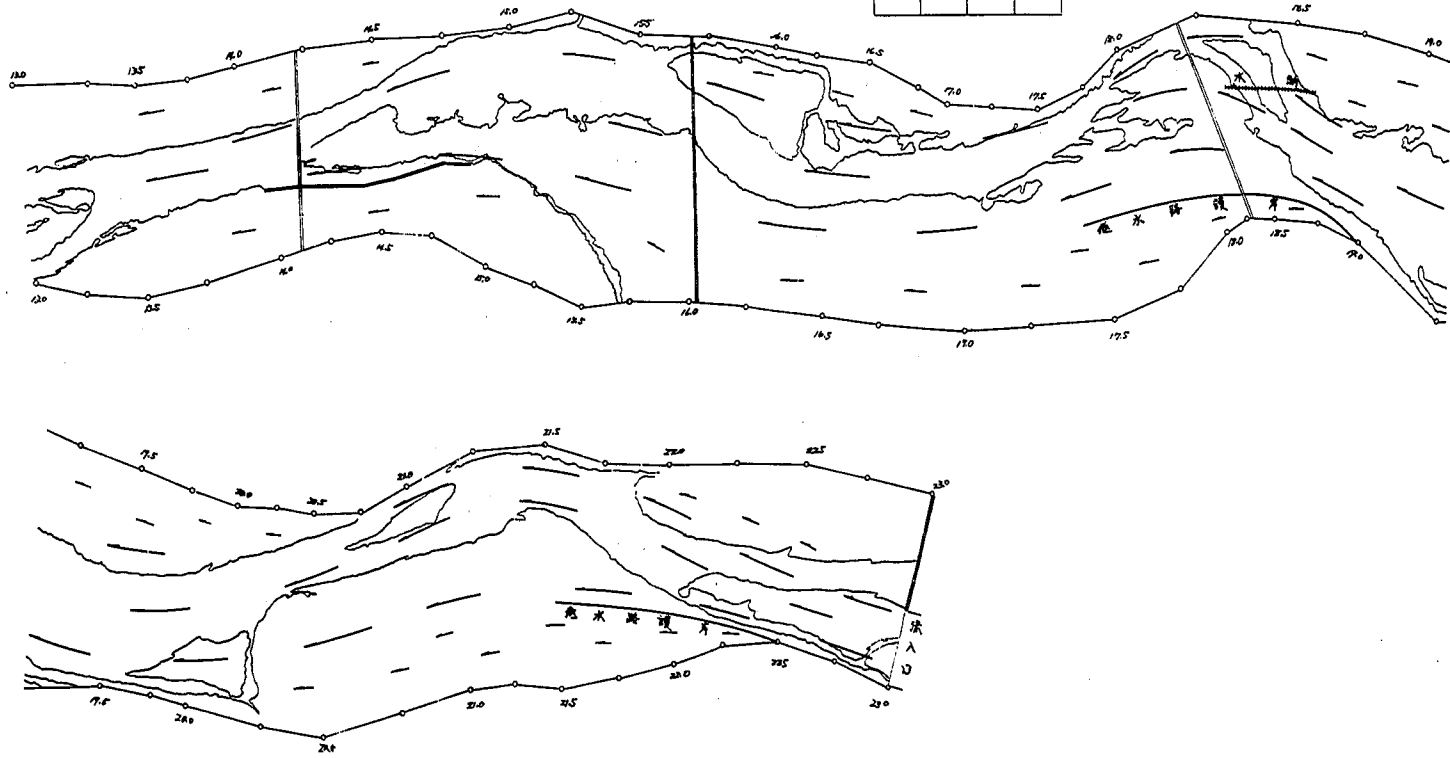


圖-4·9·3 流況圖(實驗2)

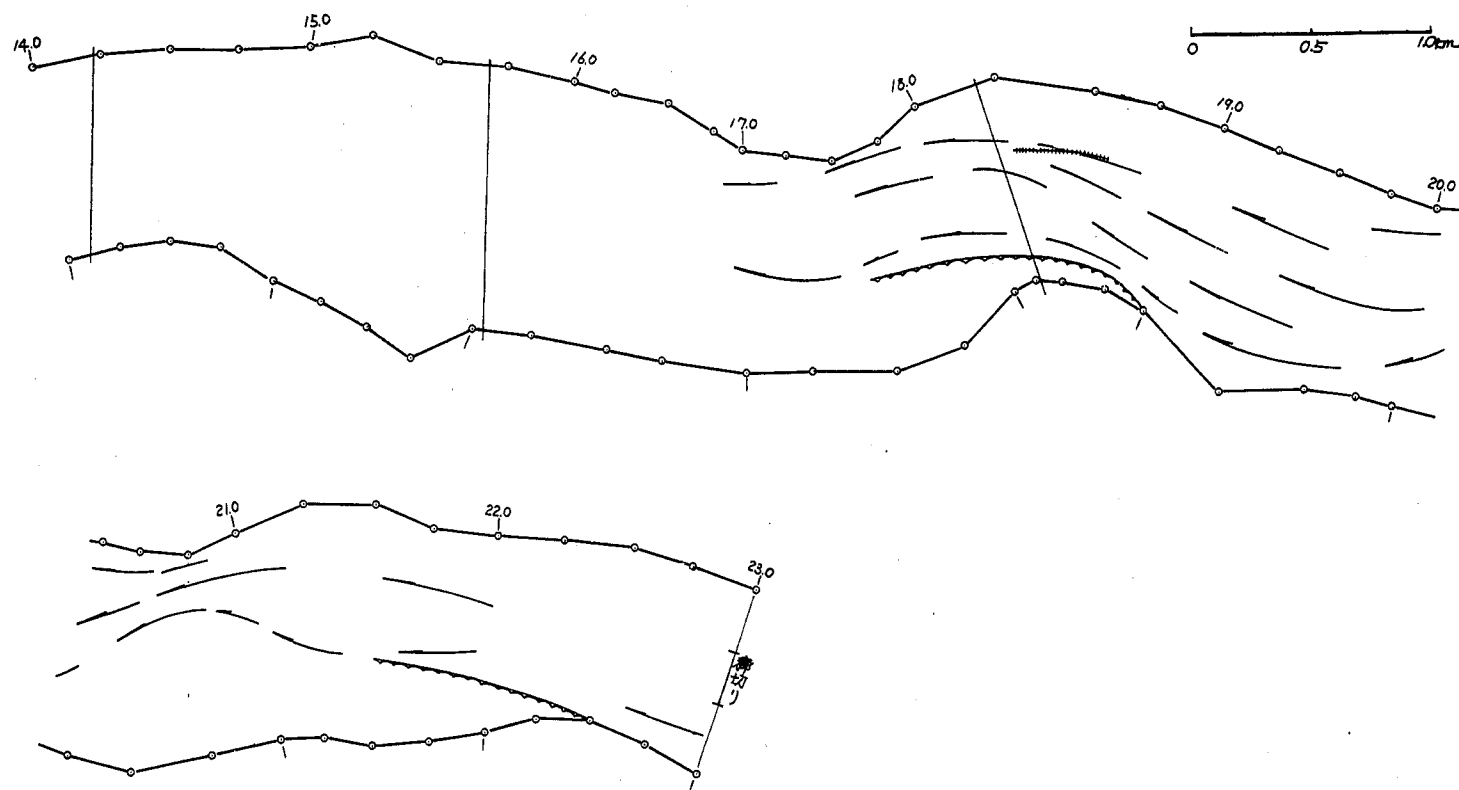


图-4·9·4 流況図(実験2)

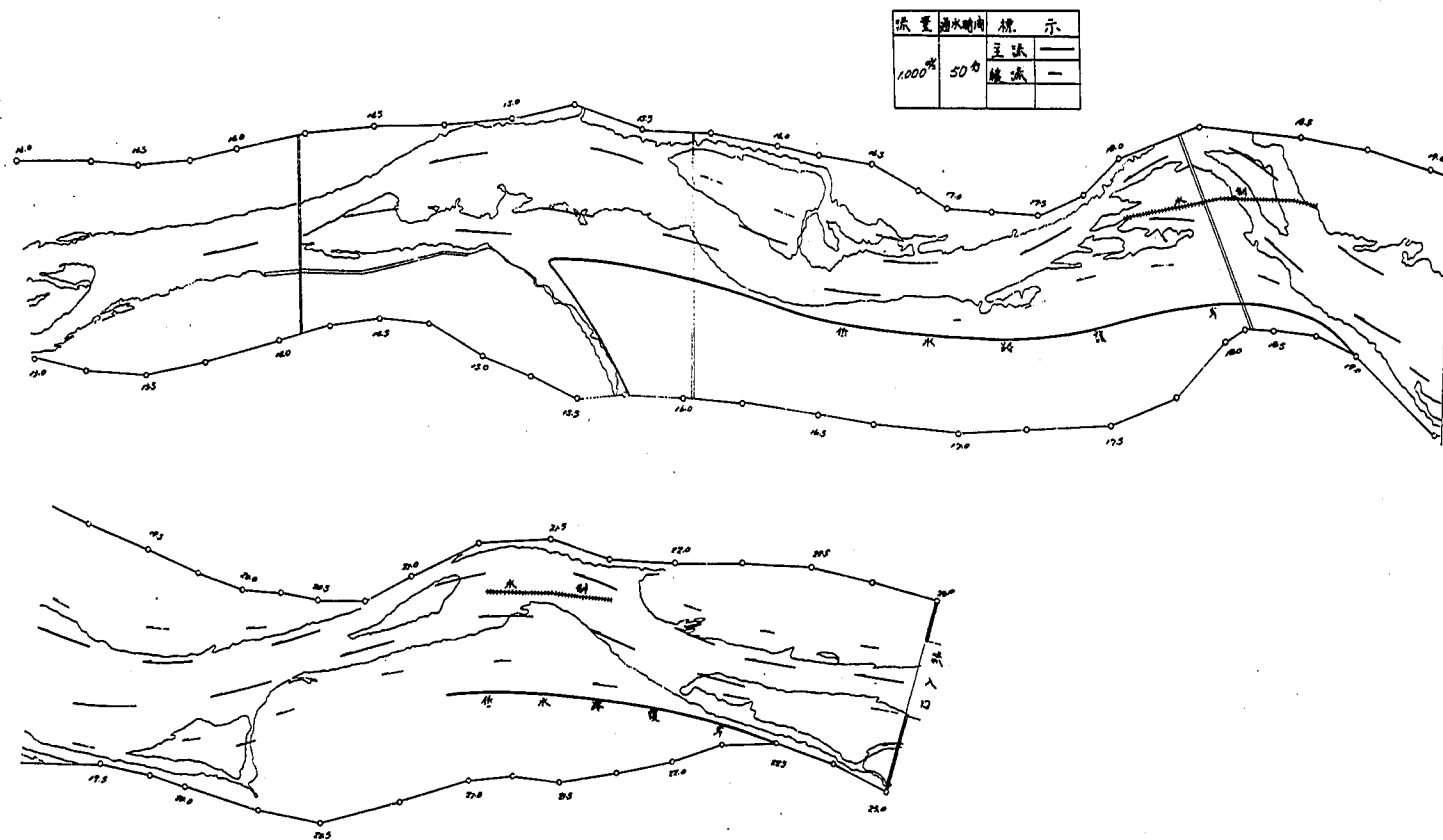


图-4·10·1 流況图(实验3)

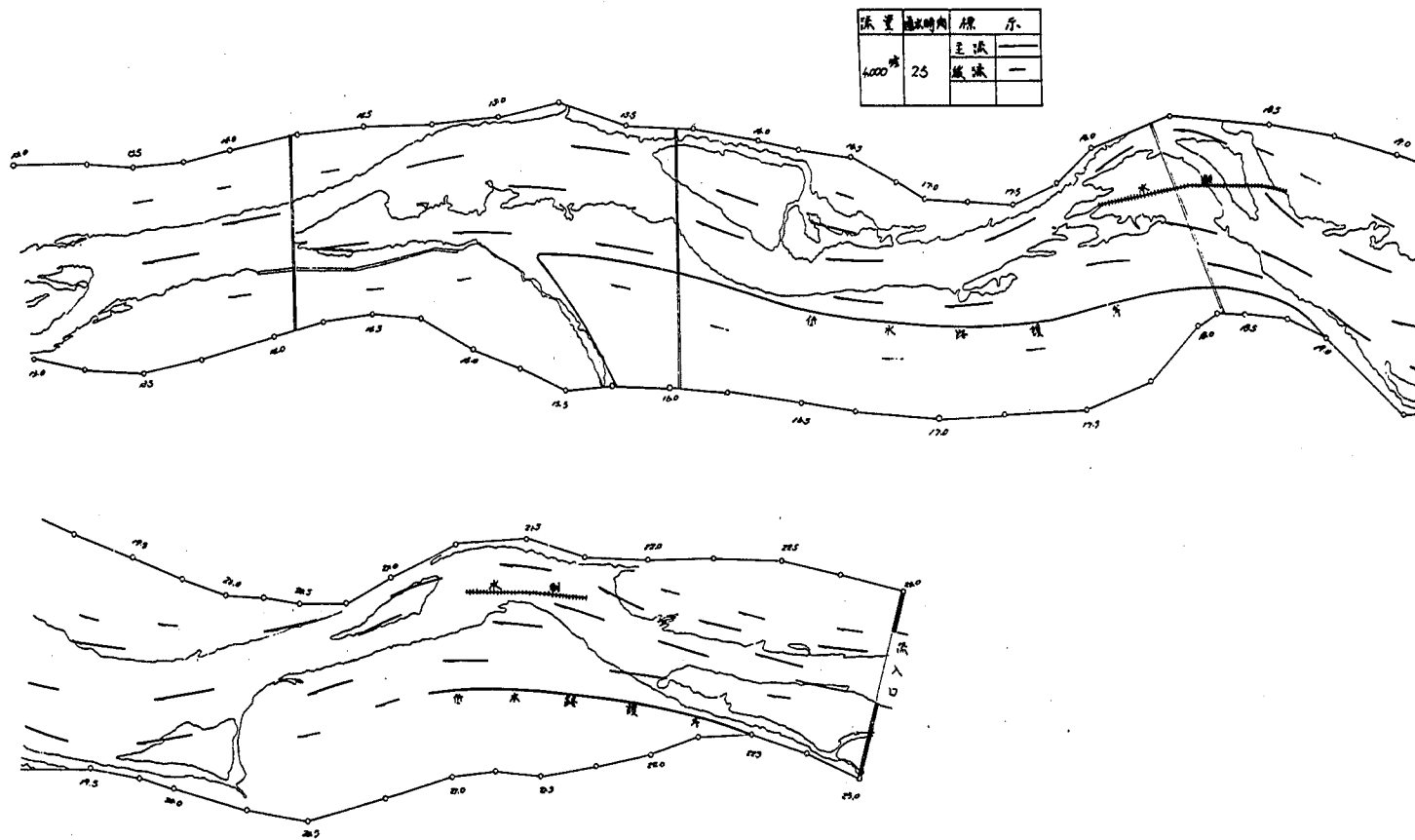


图-4·10·2 流沉图(实验3)

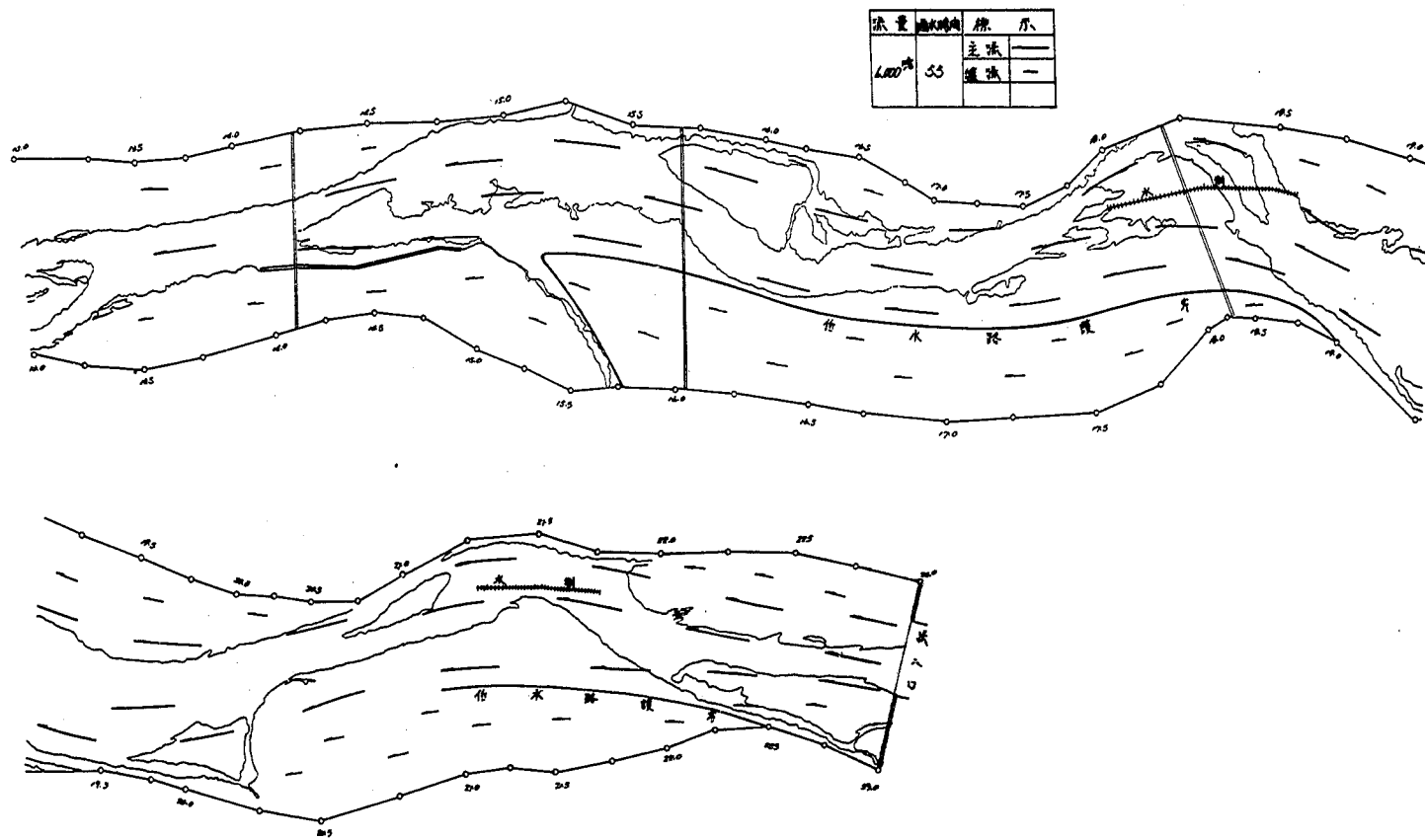


图-4.10.3 流況図(実験3)

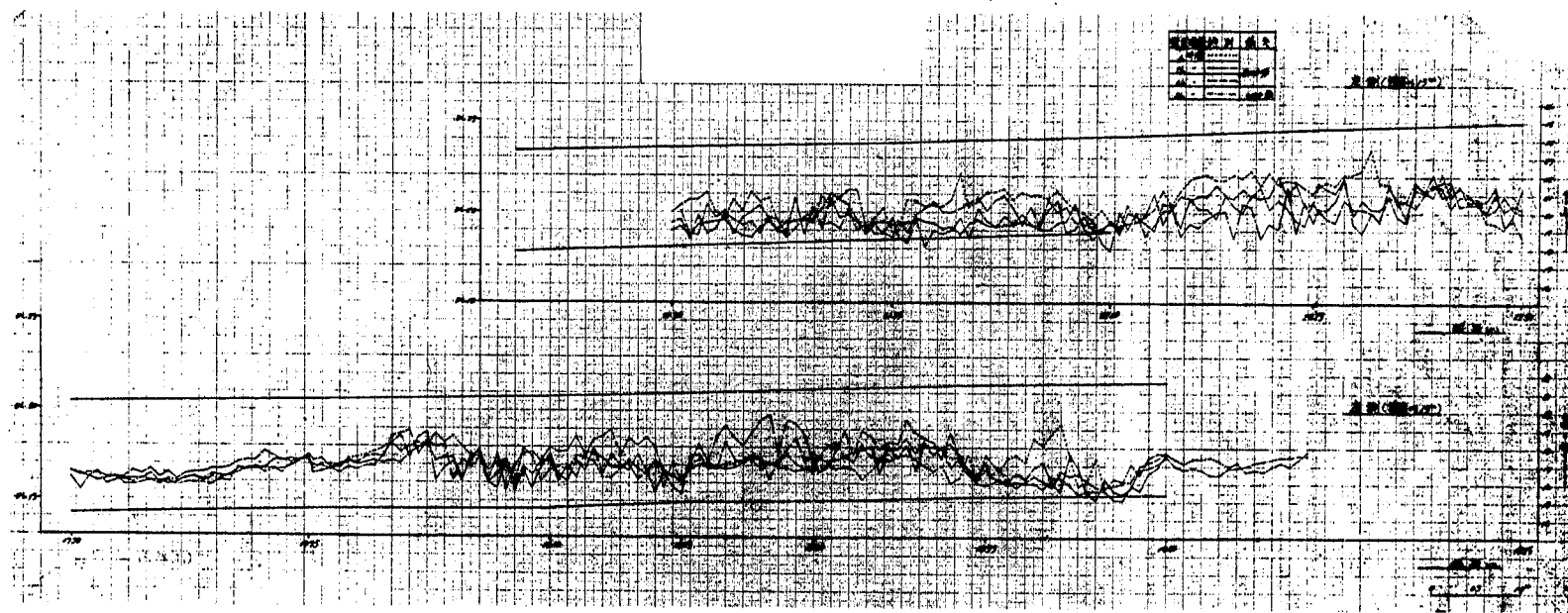


図-4・11 護岸付近の変動（実験1）

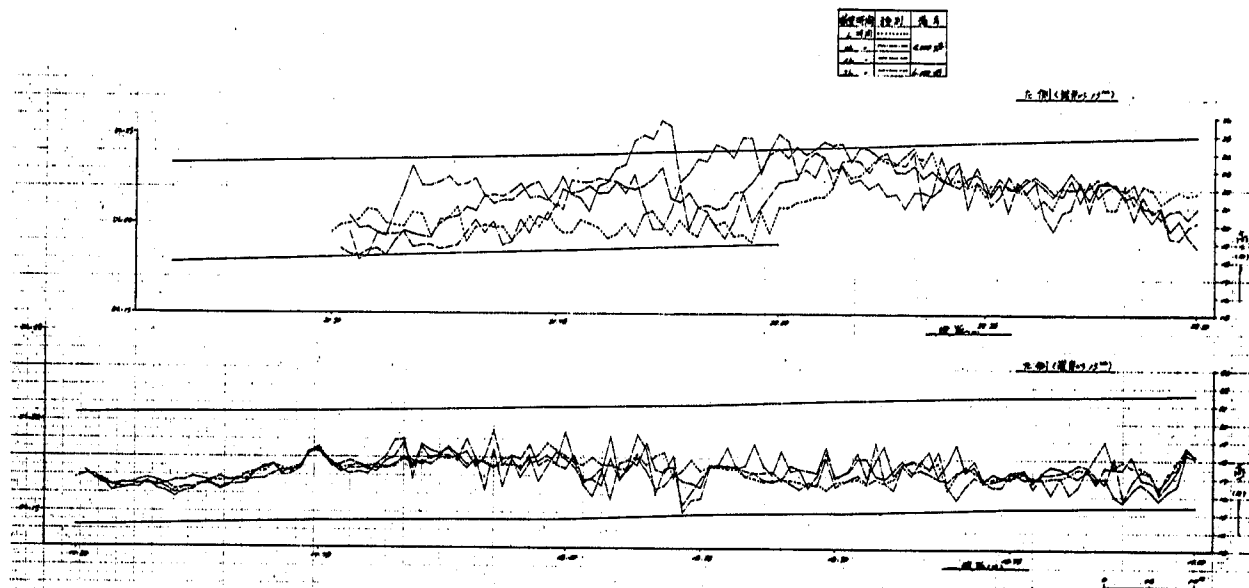


図-4.12 護岸付近の変動(実験2)

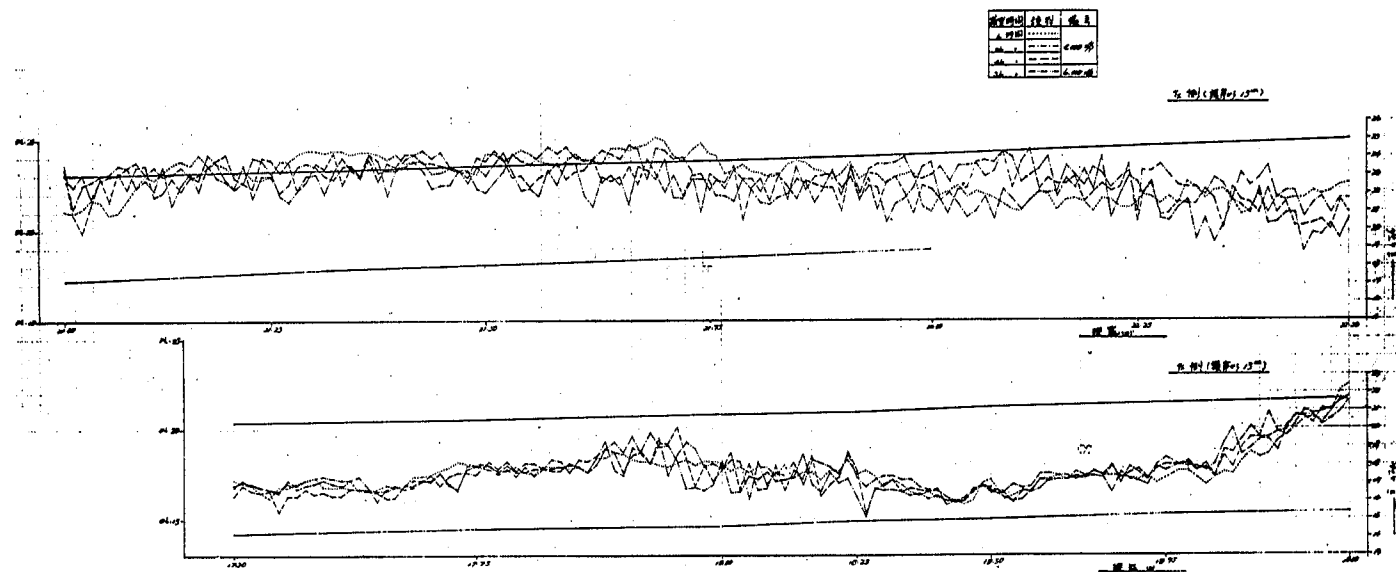


図-4.13 護岸付近の変動 (実験3)

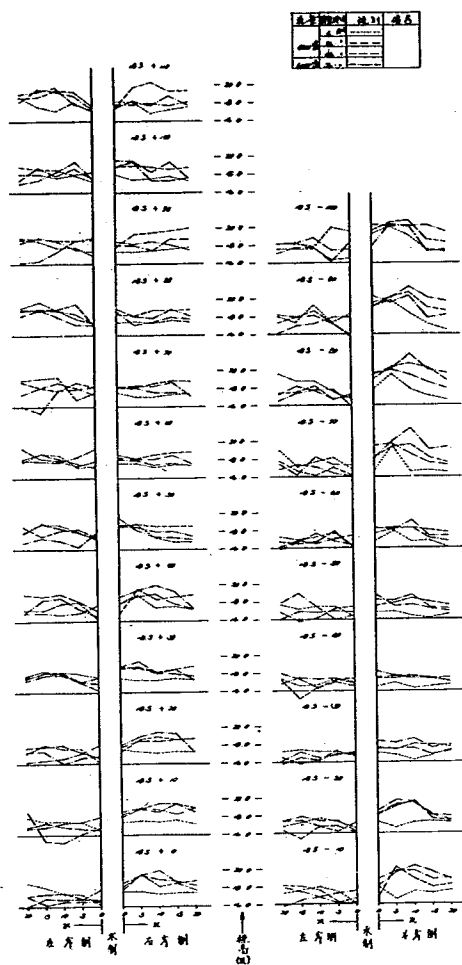


図-4・14 水制付近の変動（実験1）

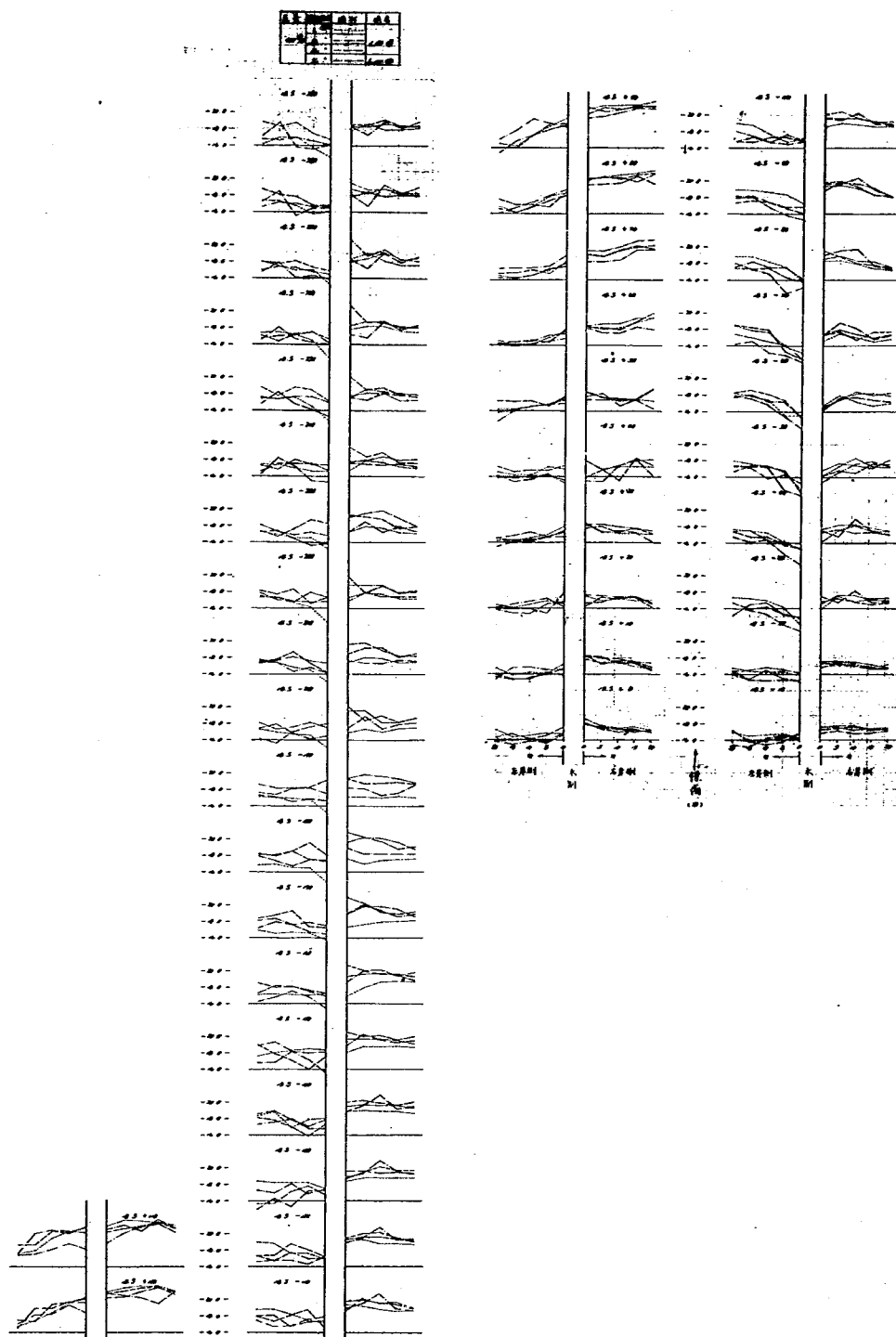


図-4・15 水制付近の変動（実験2）

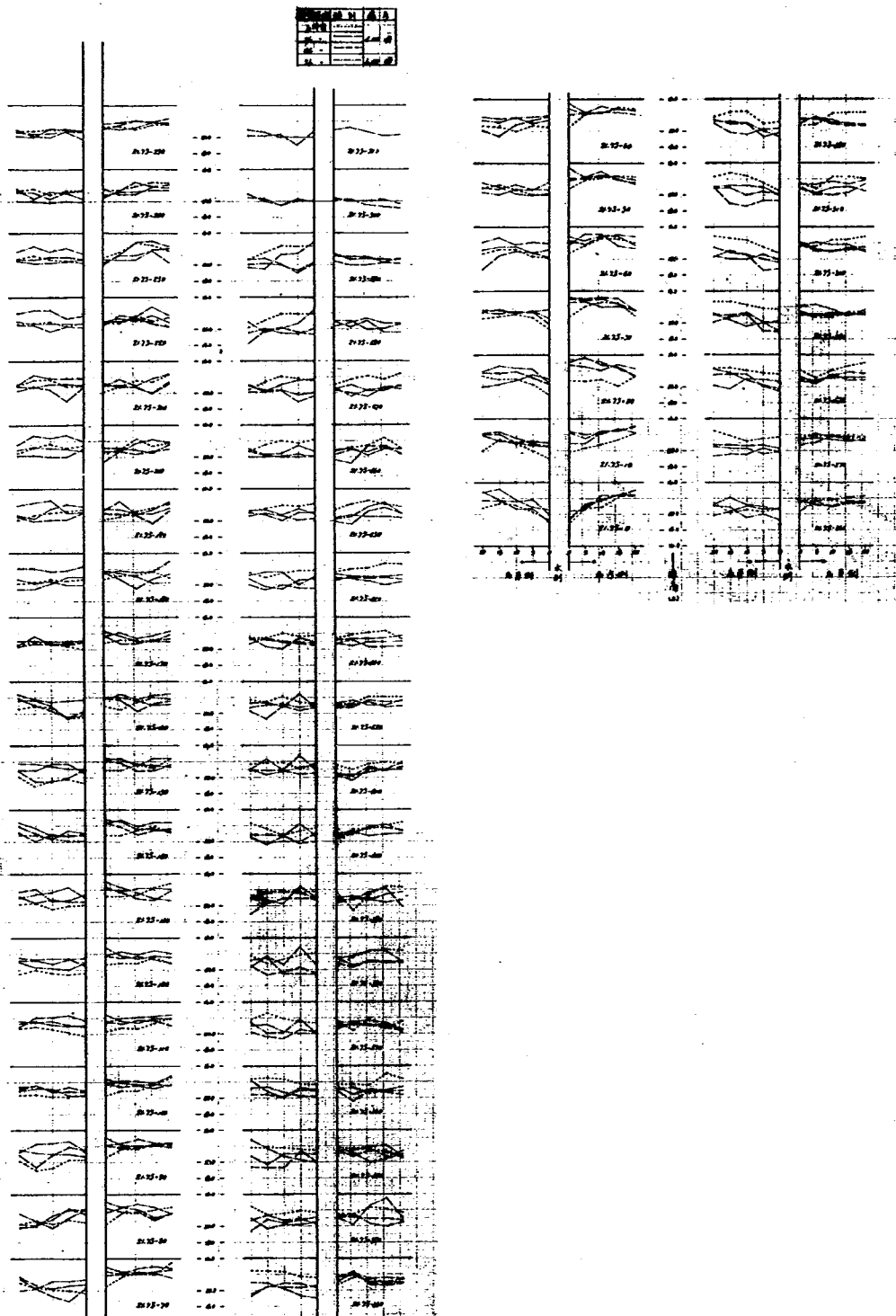


図-4・16・1 水制付近の変動(実験3)

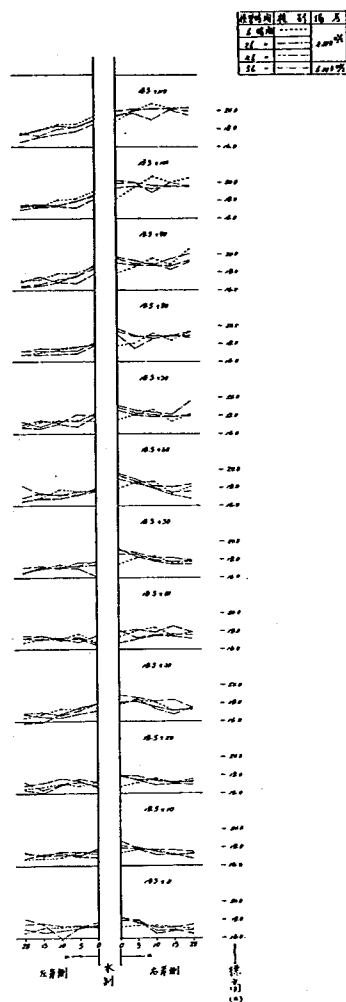


図-4・16・2 水制付近の変動（実験3）

— 99 —

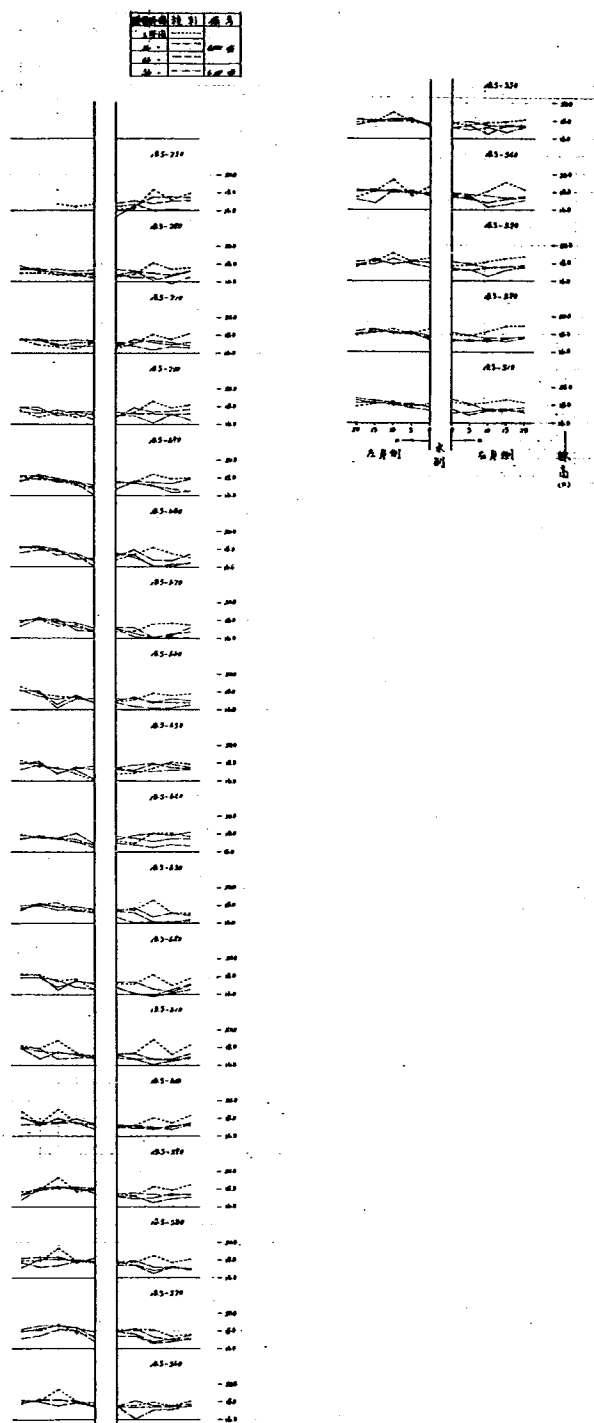


図-4・16・4 水制付近の変動(実験3)

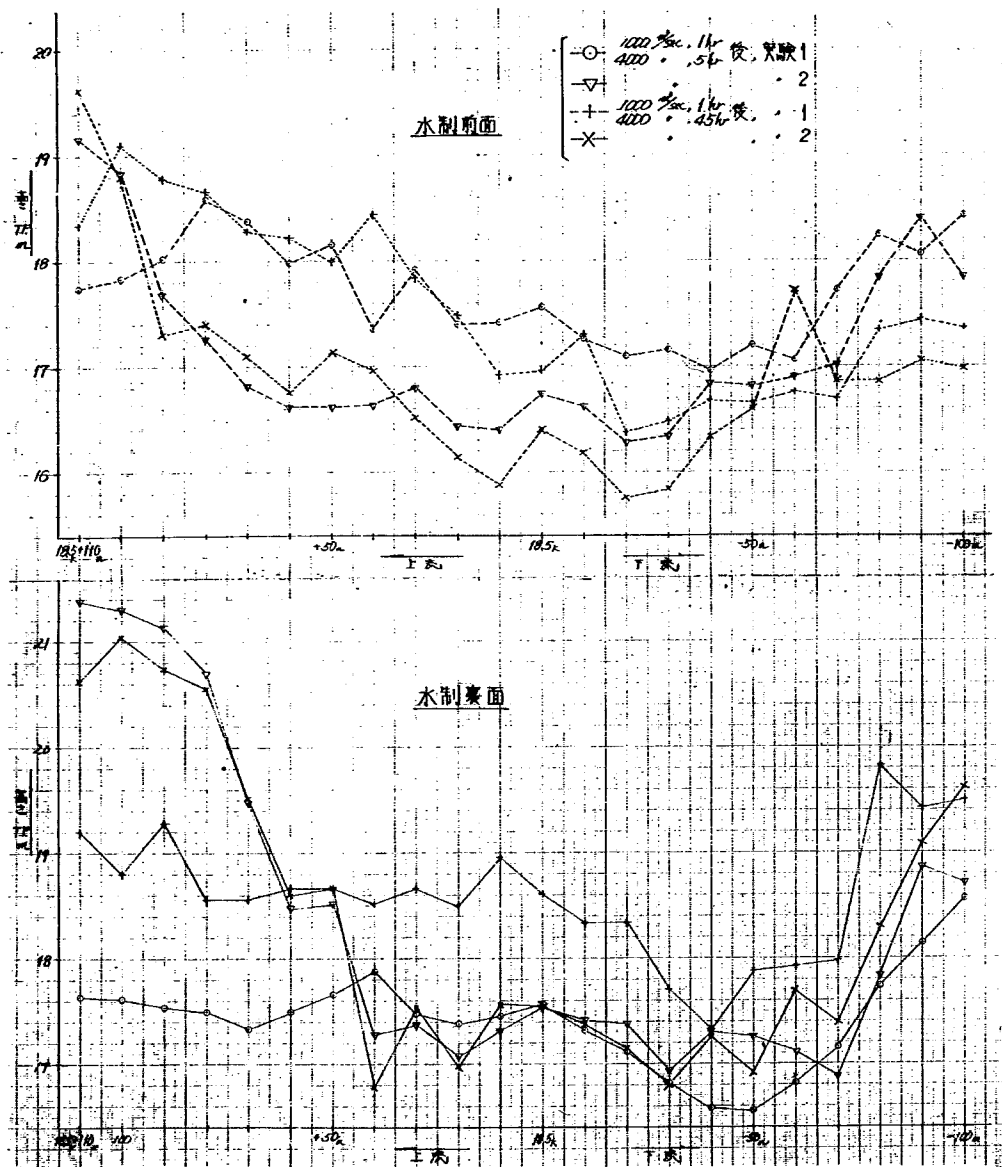


図-4・20 水制前・後面河床變動比較

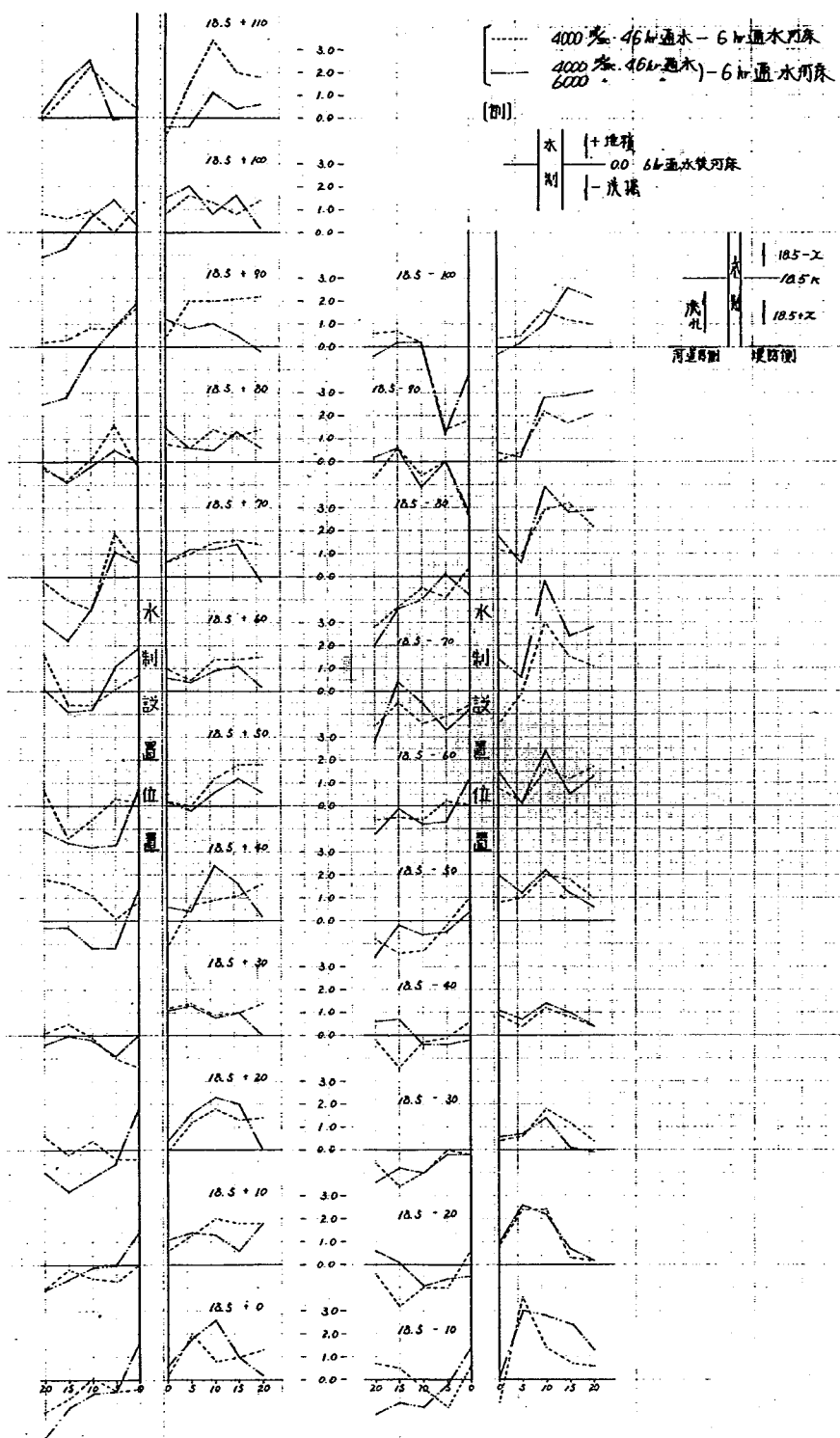


図-4・21・1 水制付近の洗掘・堆積図(実験1)

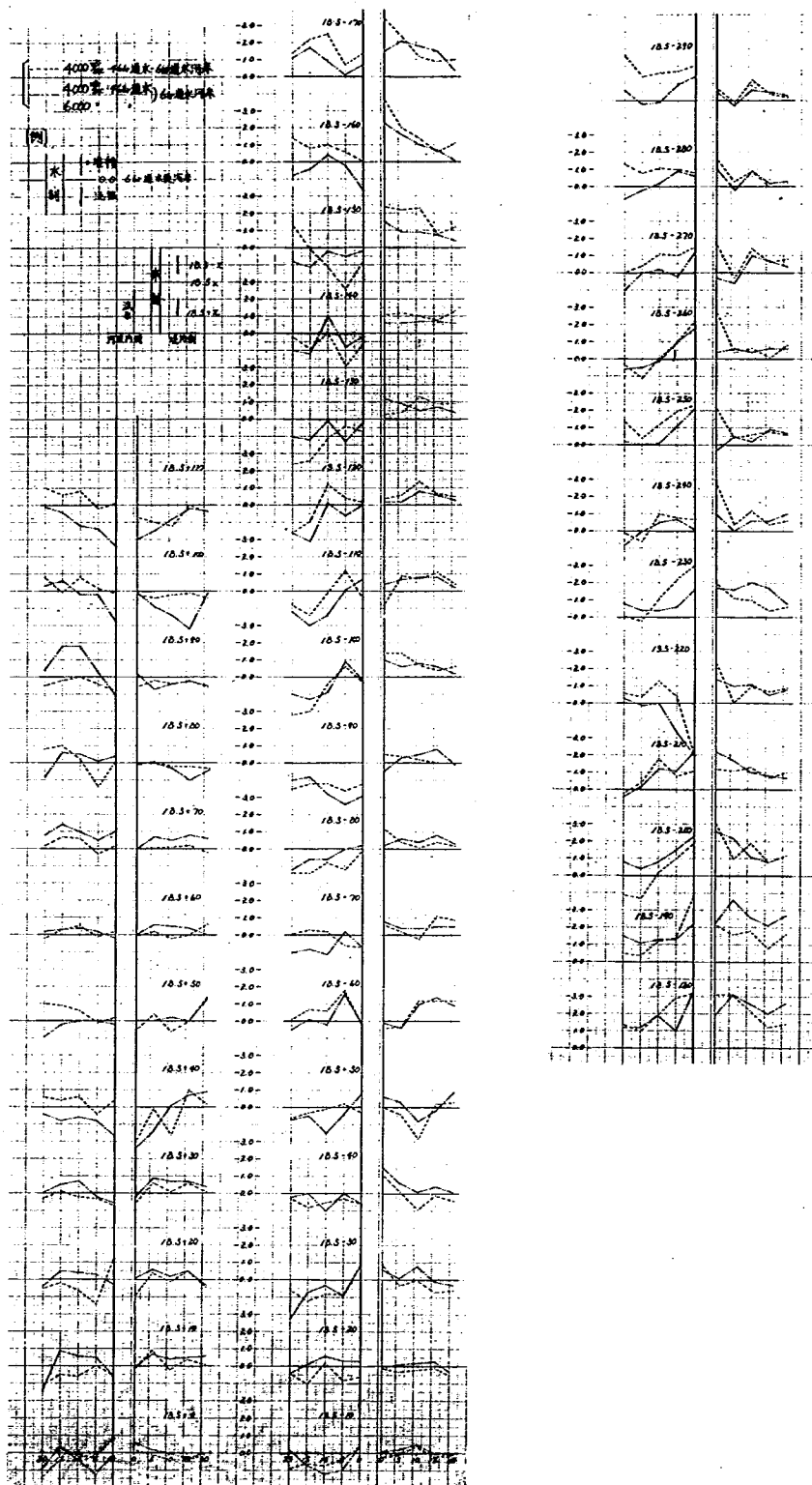
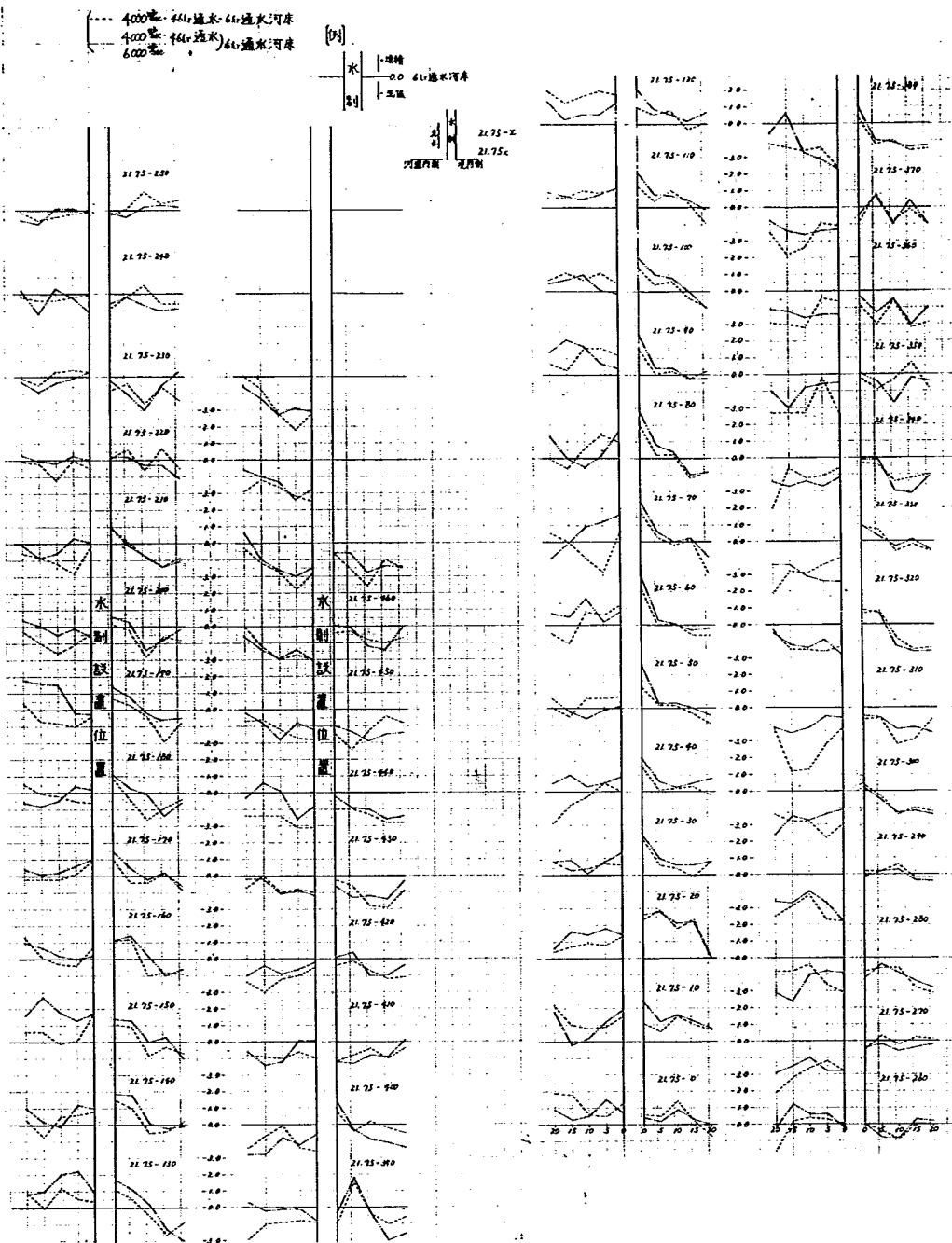


図-4・21・2 水制付近の洗掘・堆積図（実験2）



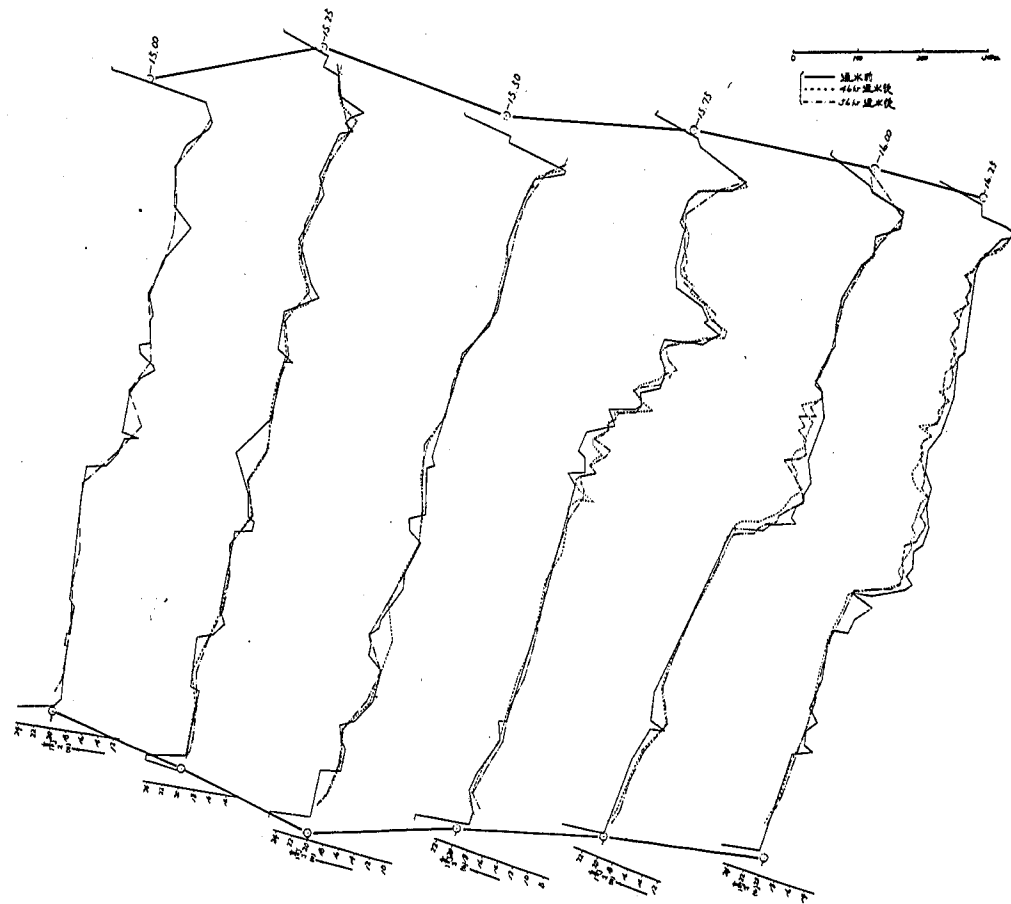


図-4・23・1 河床変動図(実験4)

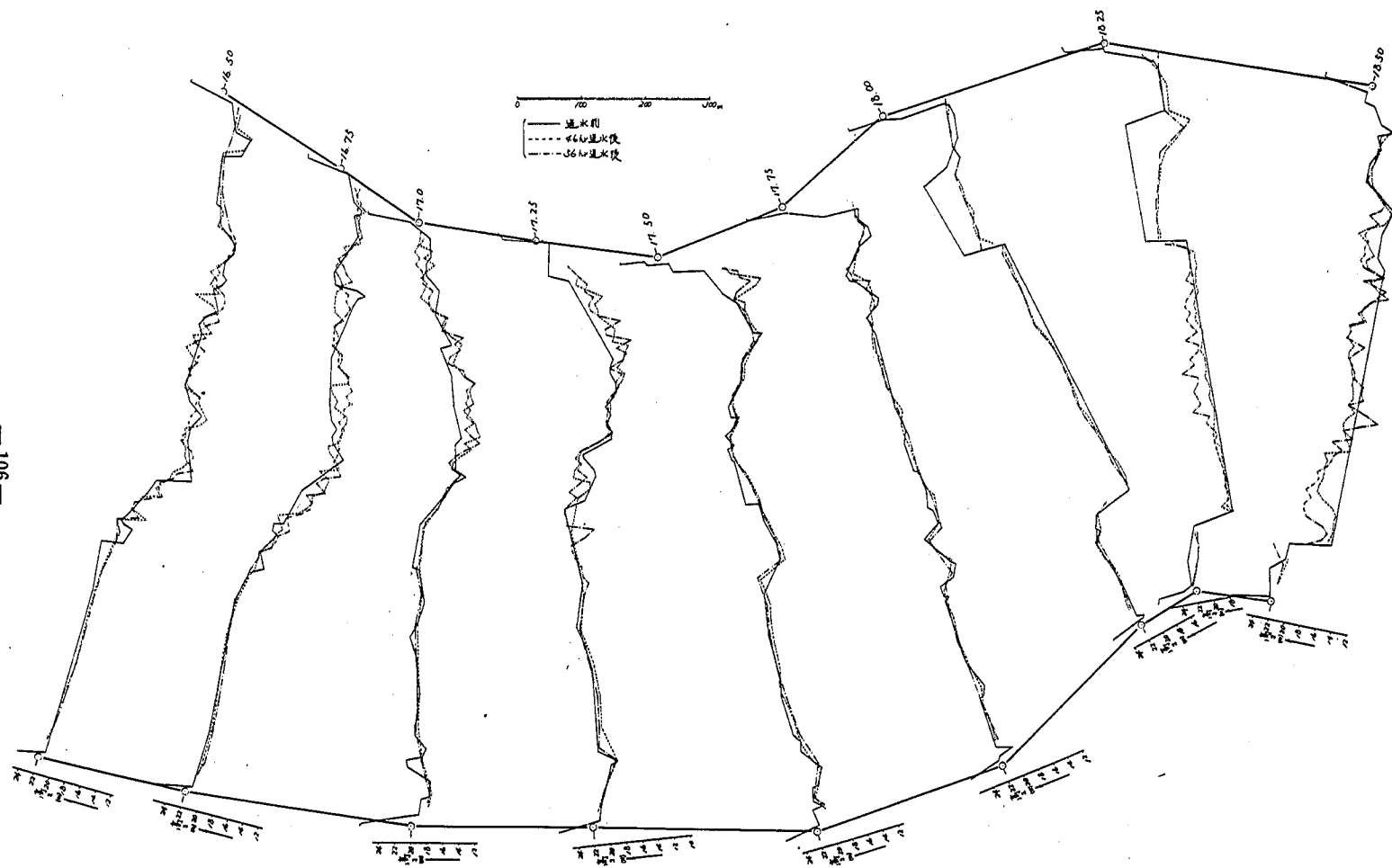


図-4・23・2 河床変動図(実験4)

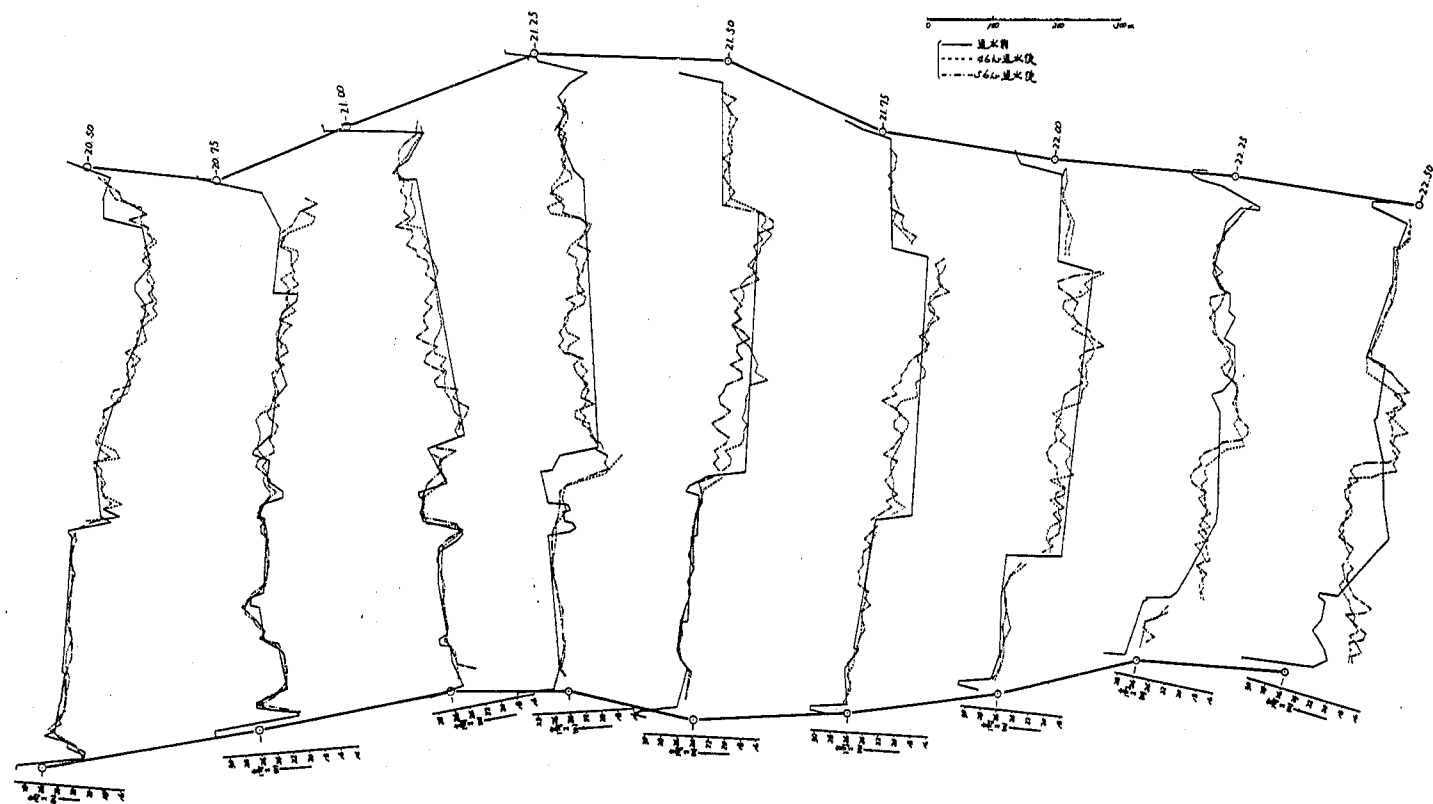


図-4・23・4 河床変動図(実験4)

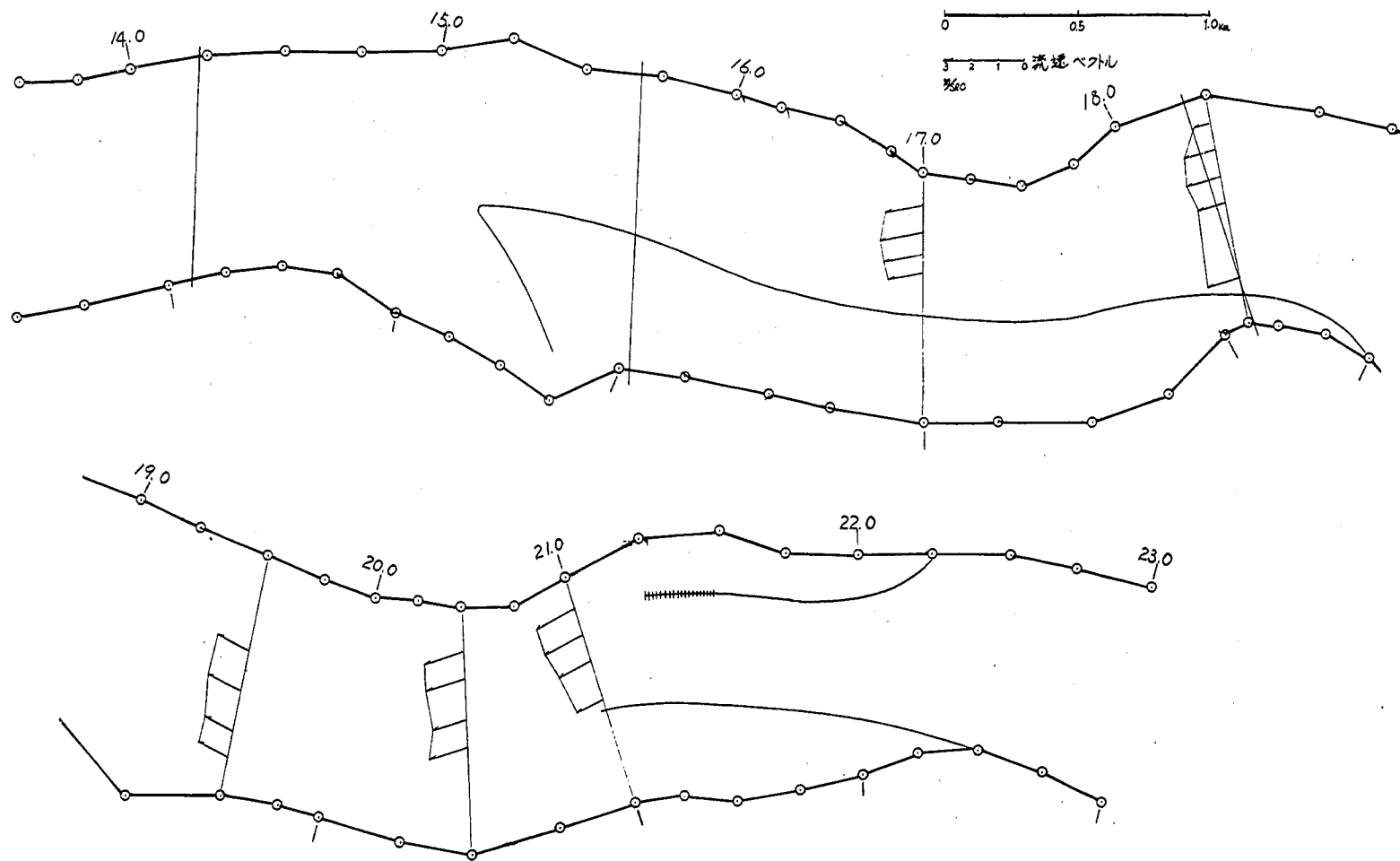


図-4・24 流速分布図(実験4)

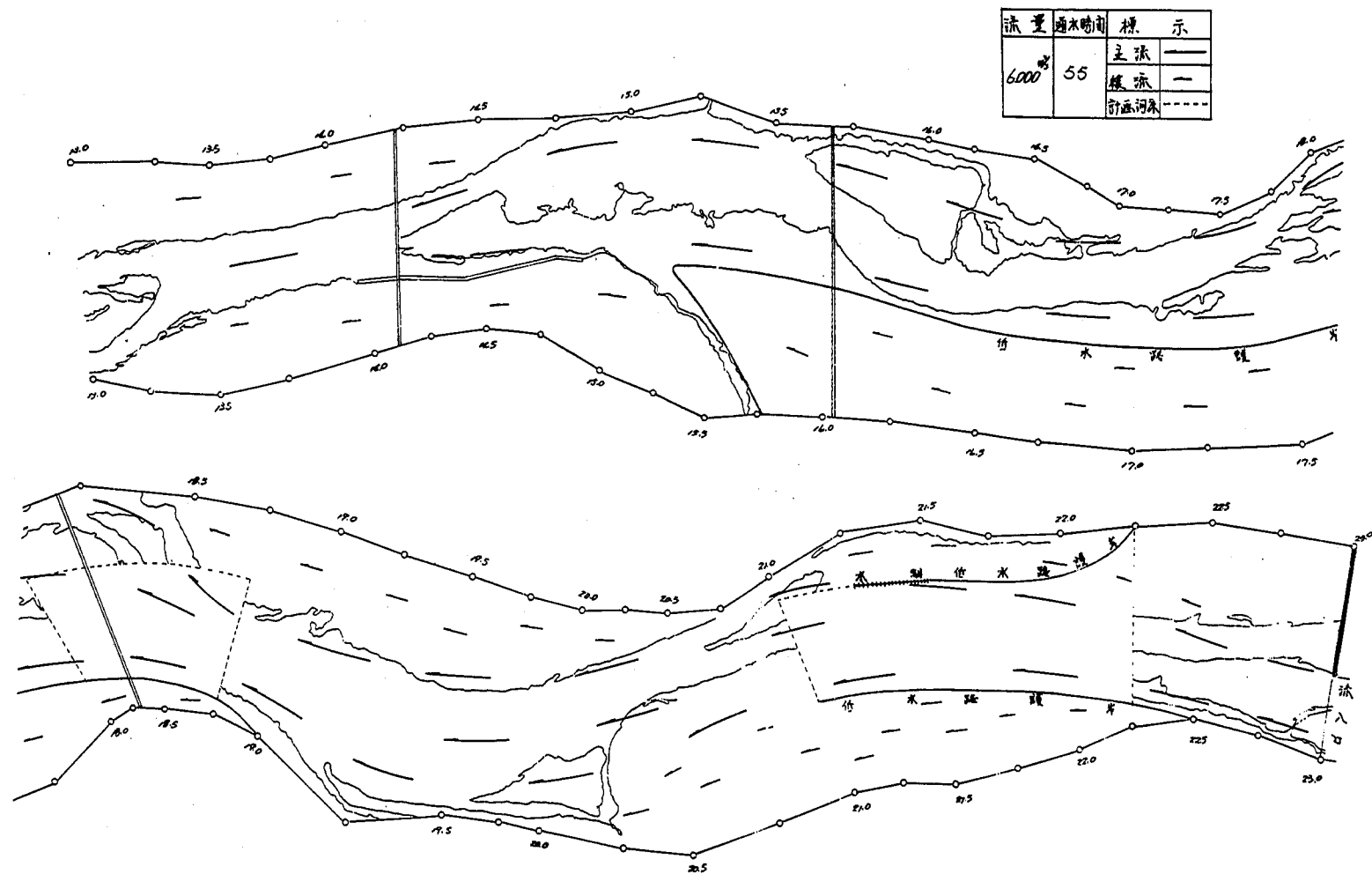


図-4・25・1 流況図(実験4)

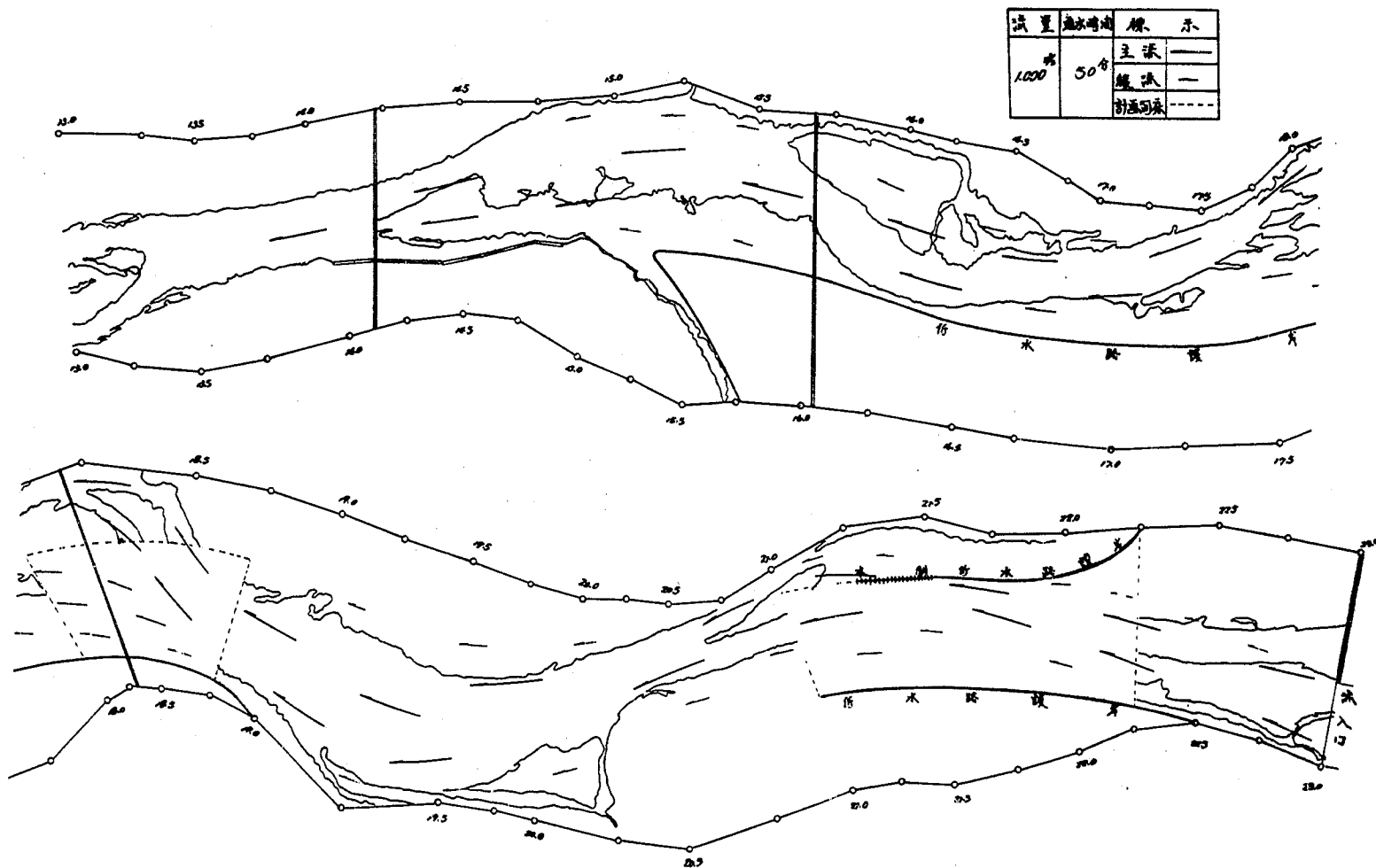


图-4·25·2 流沉图(实验4)

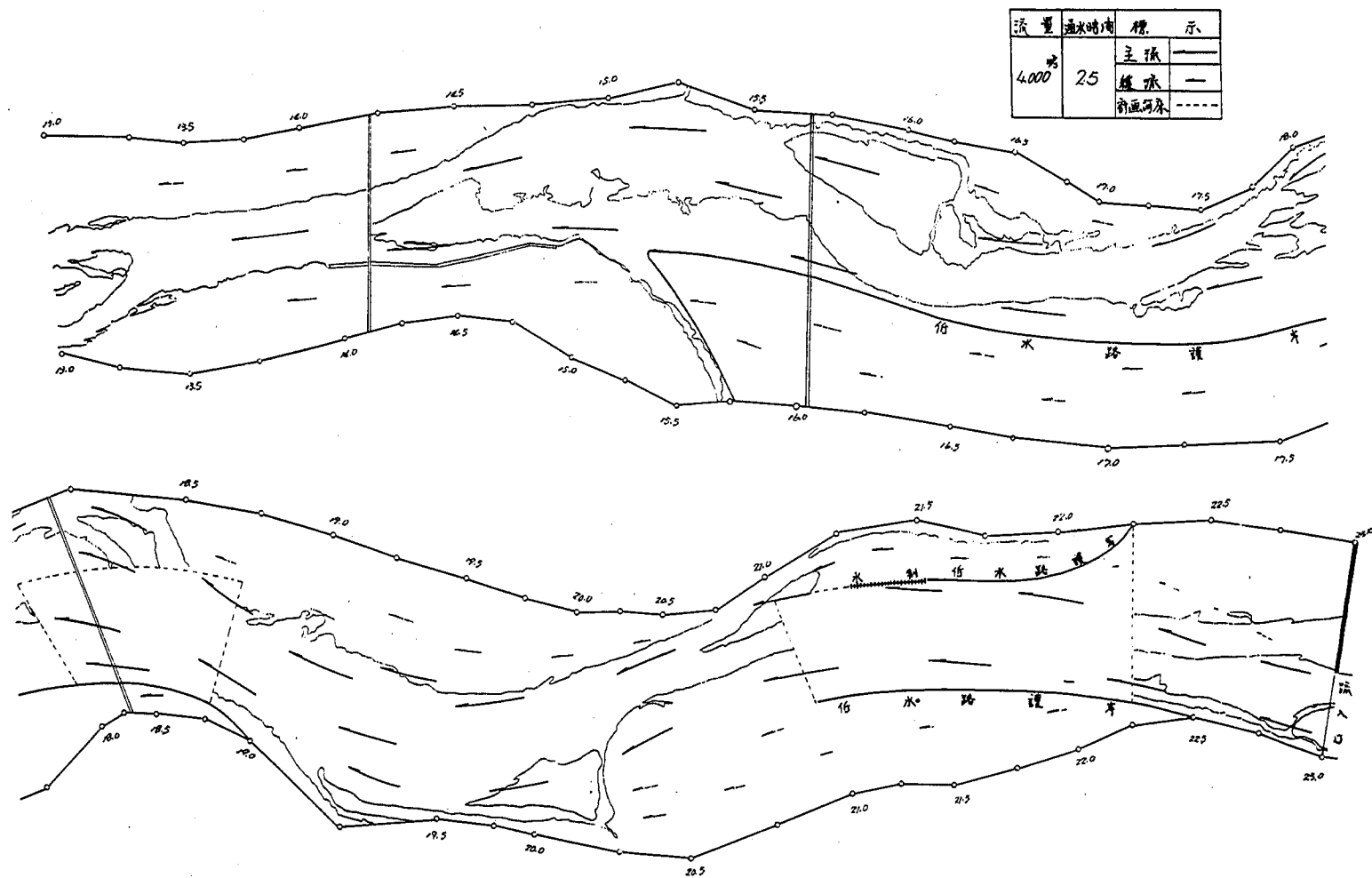


图-4.25.3 流況图(实验4)

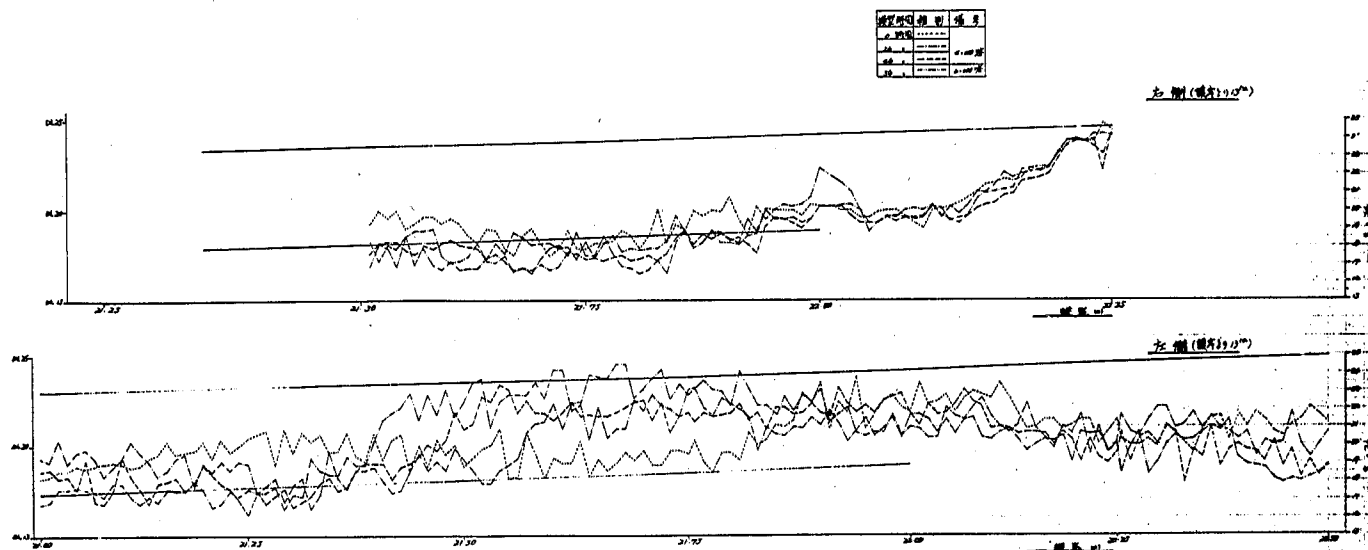


図-4・26・1 護岸付近の変動 (実験4)

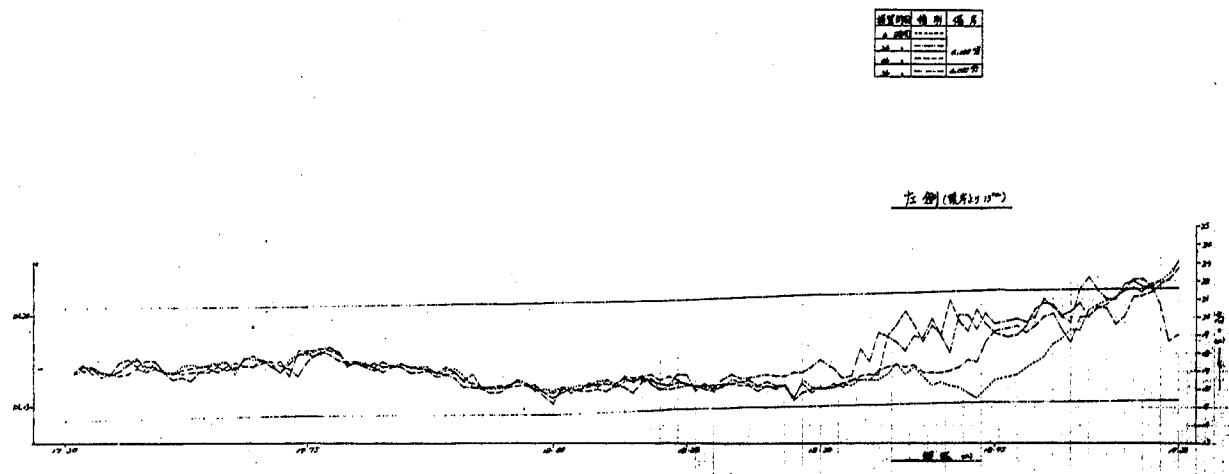


図-4・26・2 護岸付近の変動(実験4)

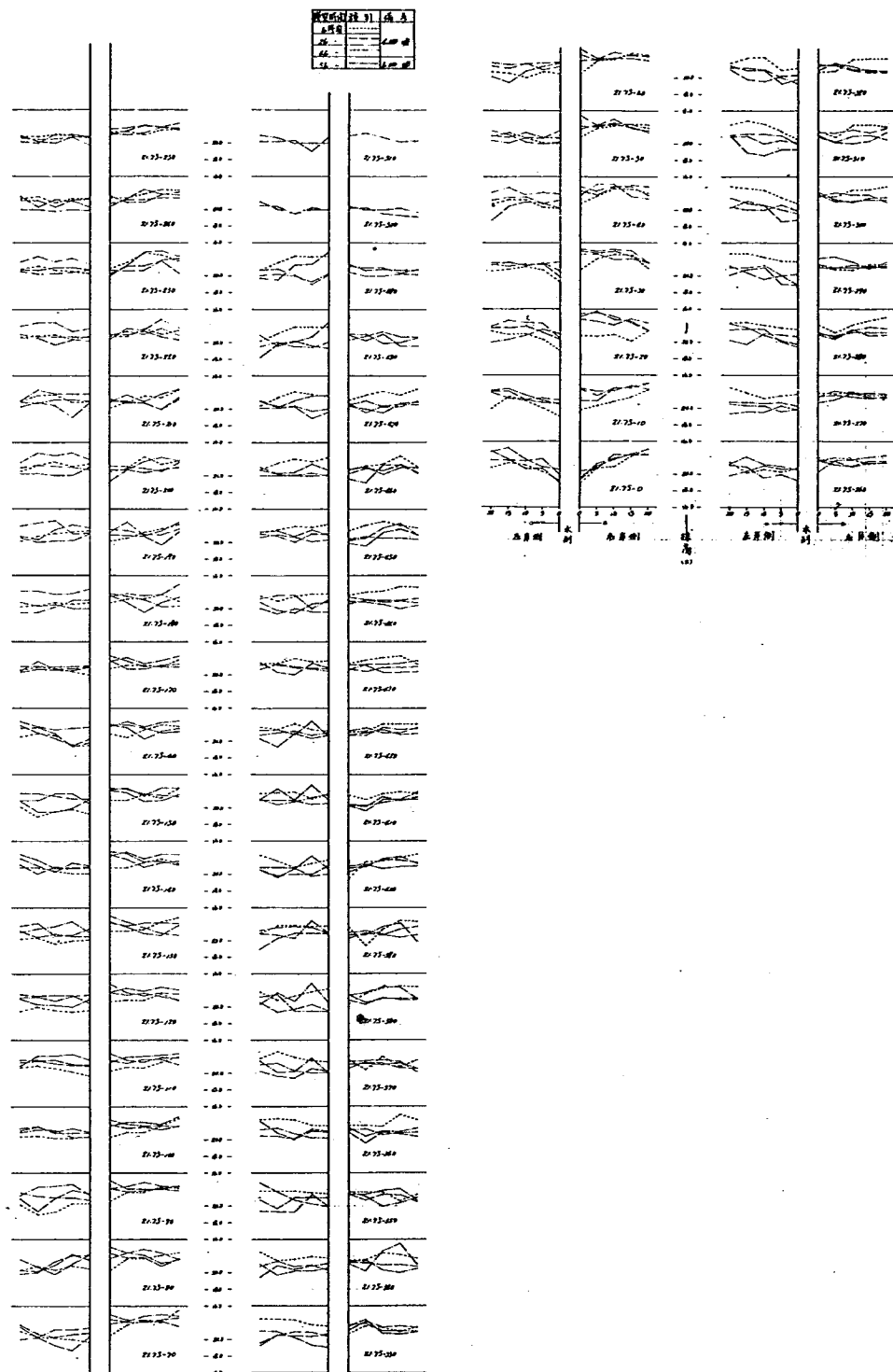


図-4・26・3 護岸付近の変動(実験4)

— 116 —

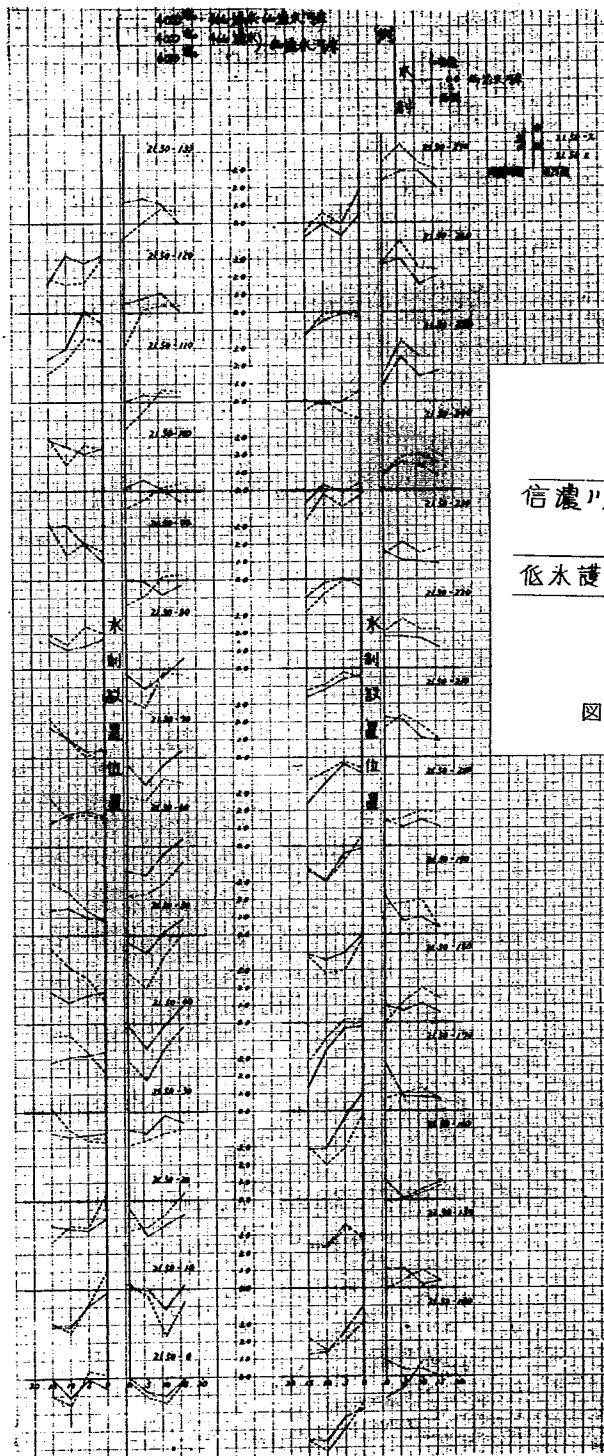


図-4・29 水制付近洗掘・堆積図

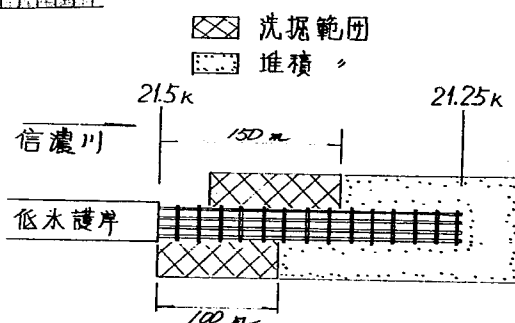


図-4・30 水制付近の河床変動概図

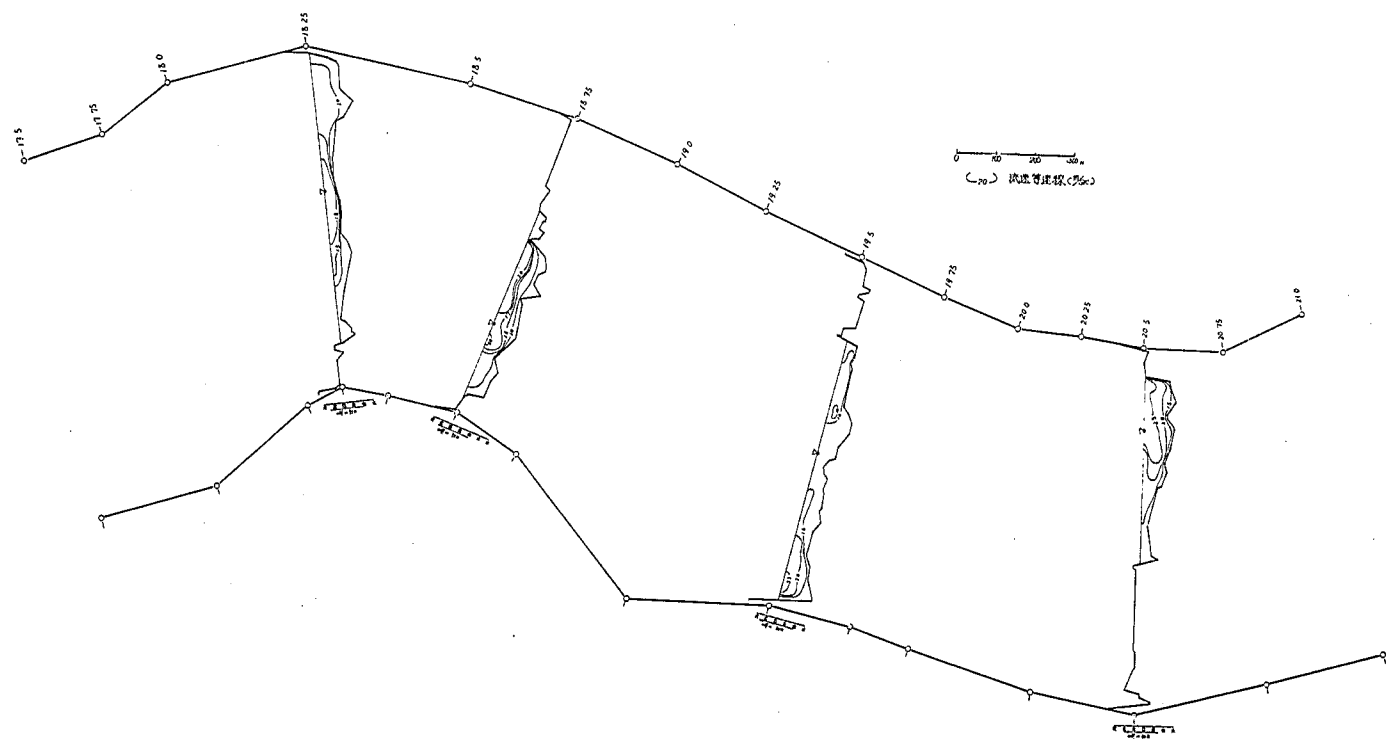


图-4·32·1 流速分布 (断面内) (实验5)

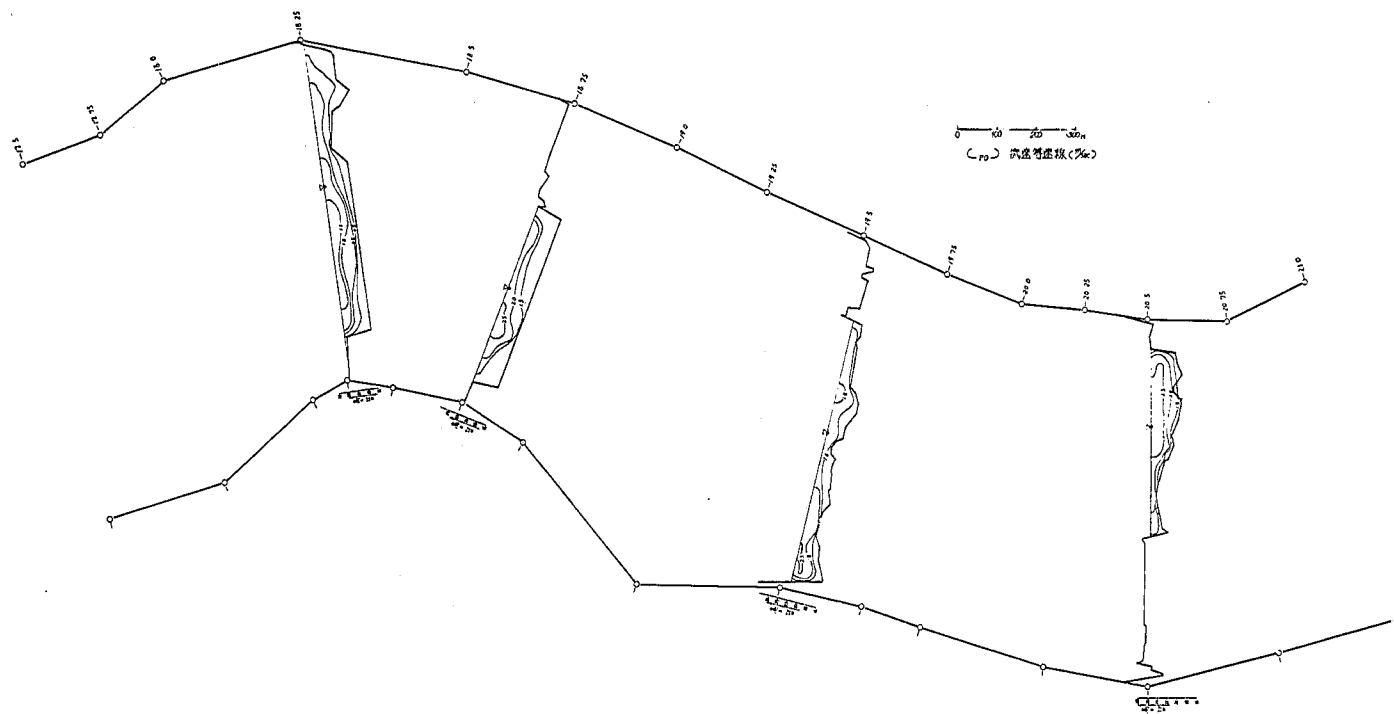


图-4·32·2 流速分布(断面内)(实验5)

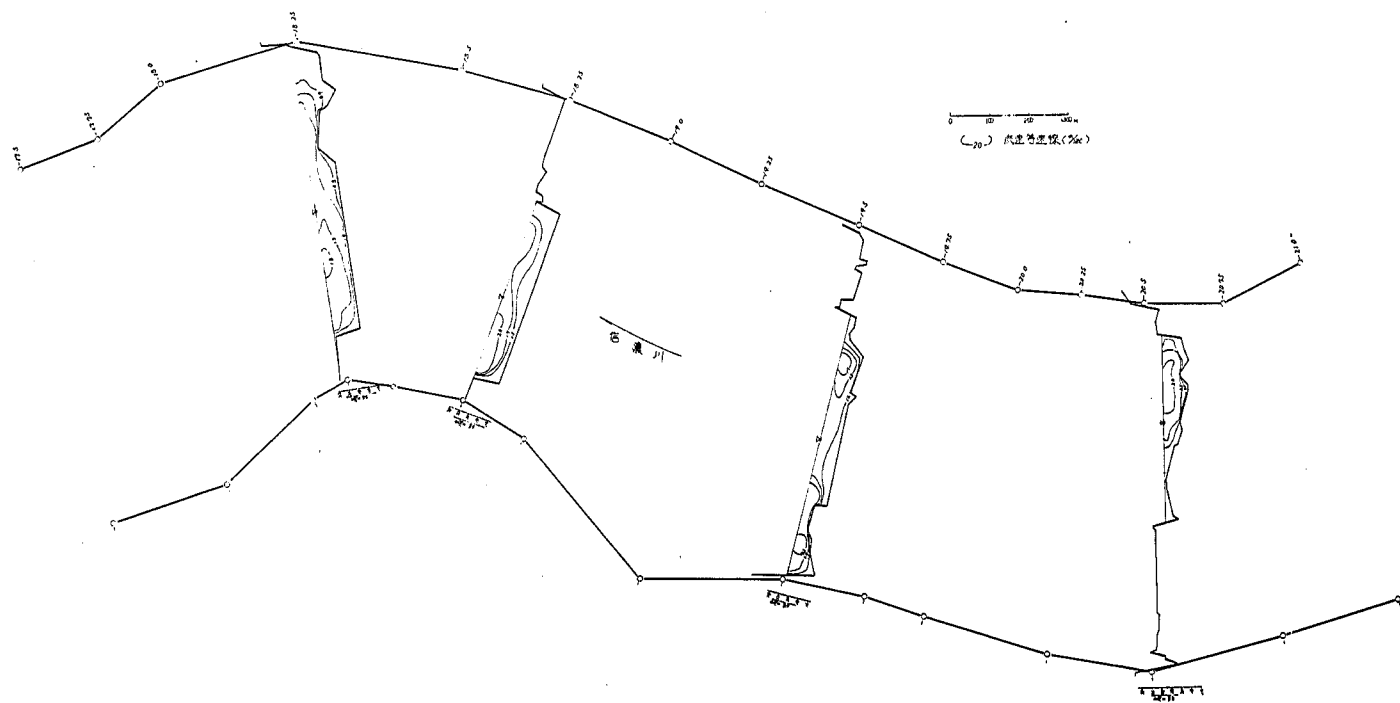


图-4·32·3 流速分布(断面内)(实验5)

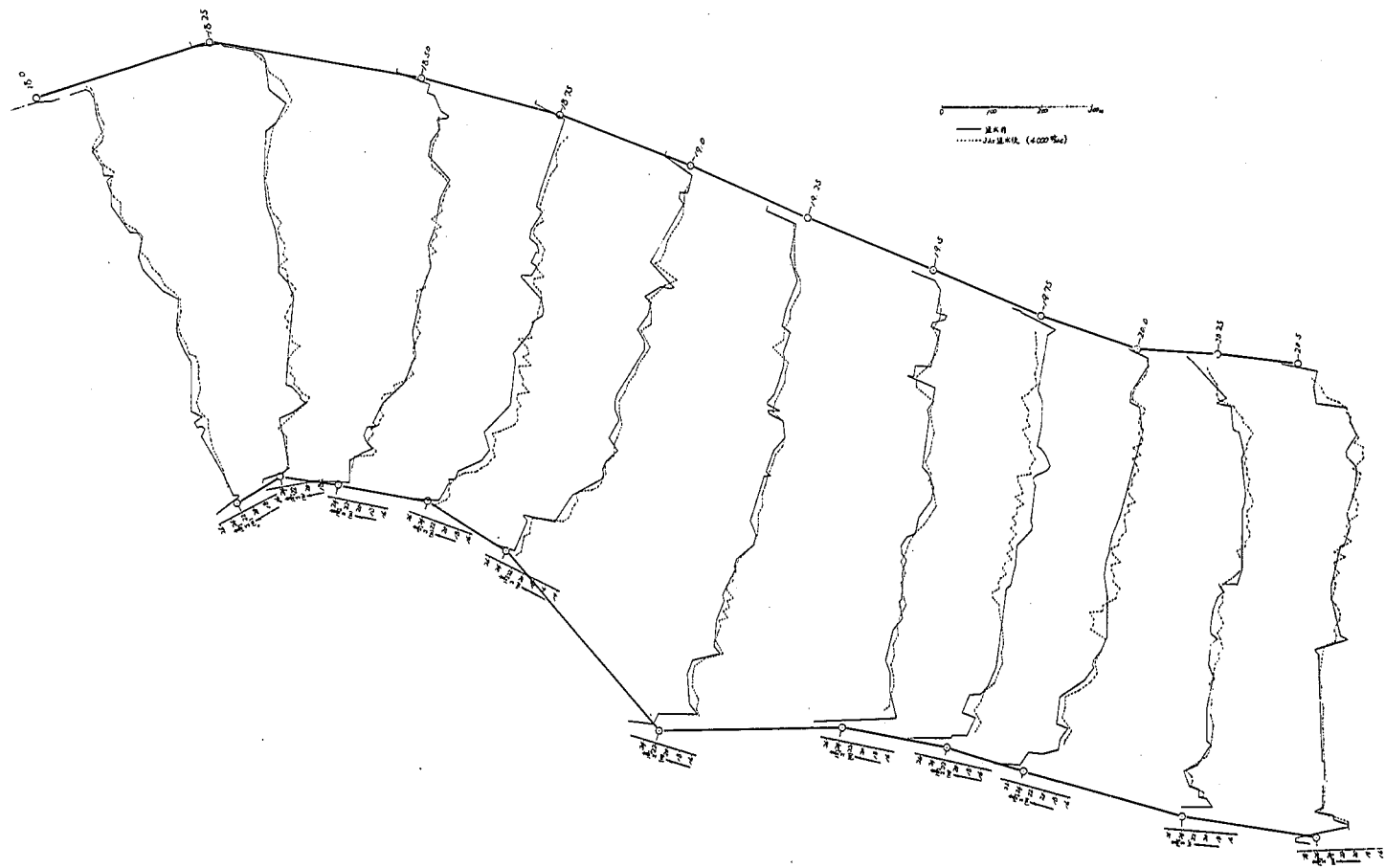


图-4.33.1 河床变动图(实验5)

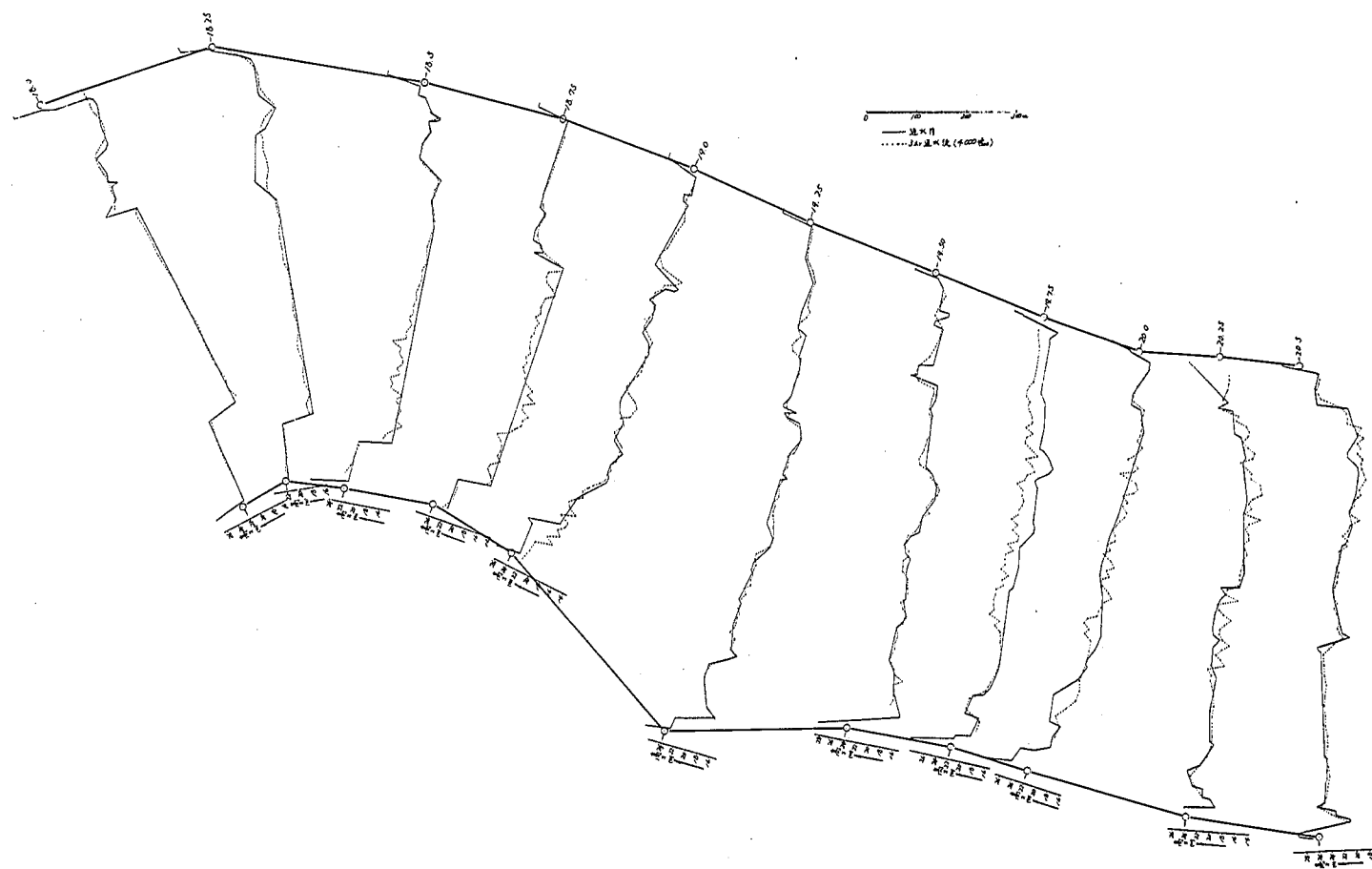
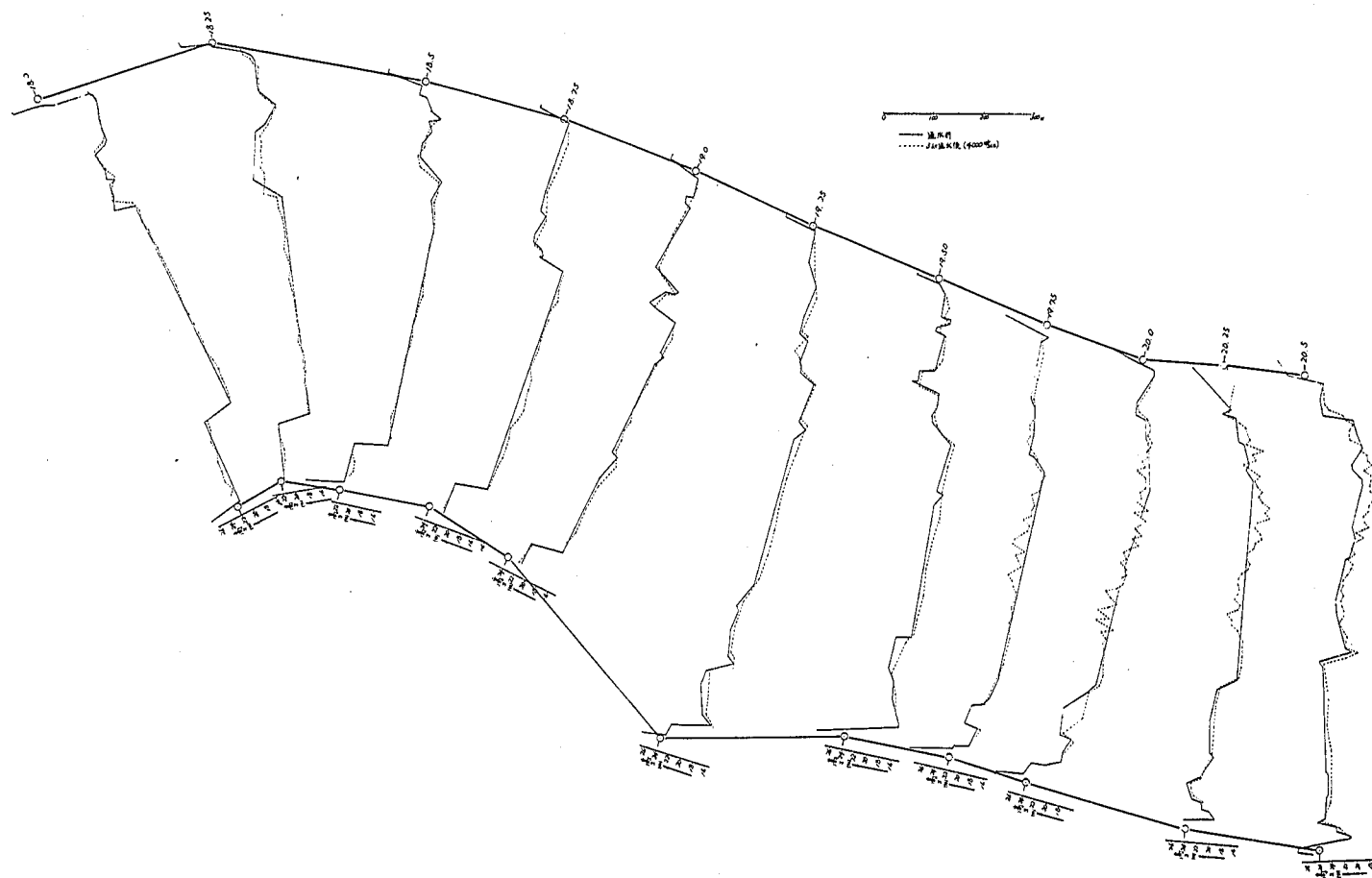


図-4・33・2 河床変動図(実験5)



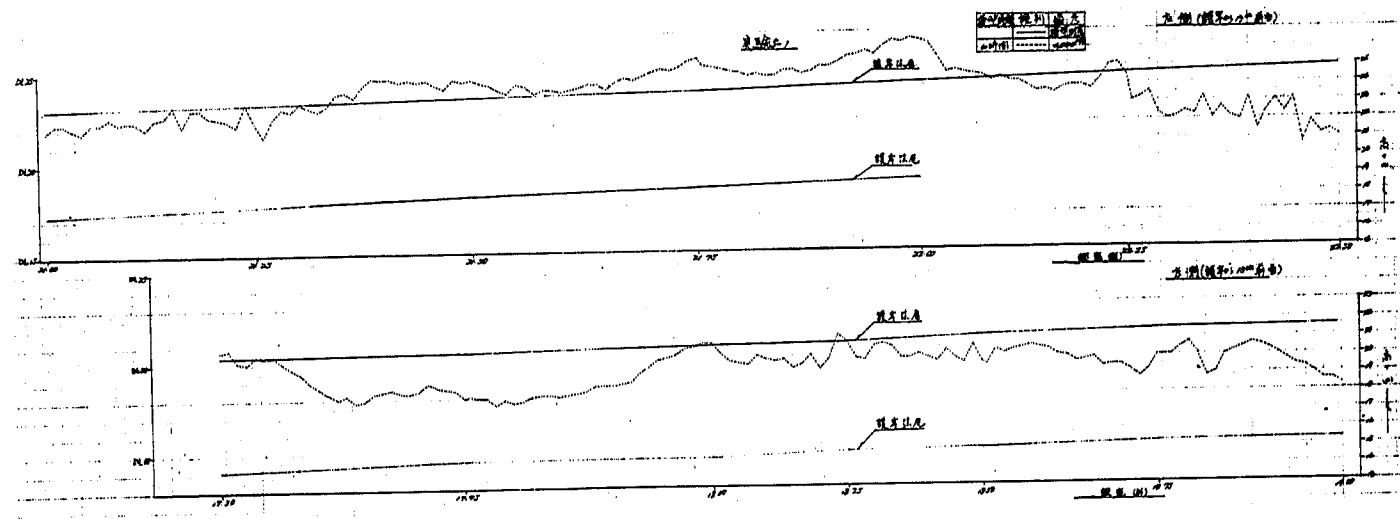


図-4・34・1 護岸付近の変動（実験5）

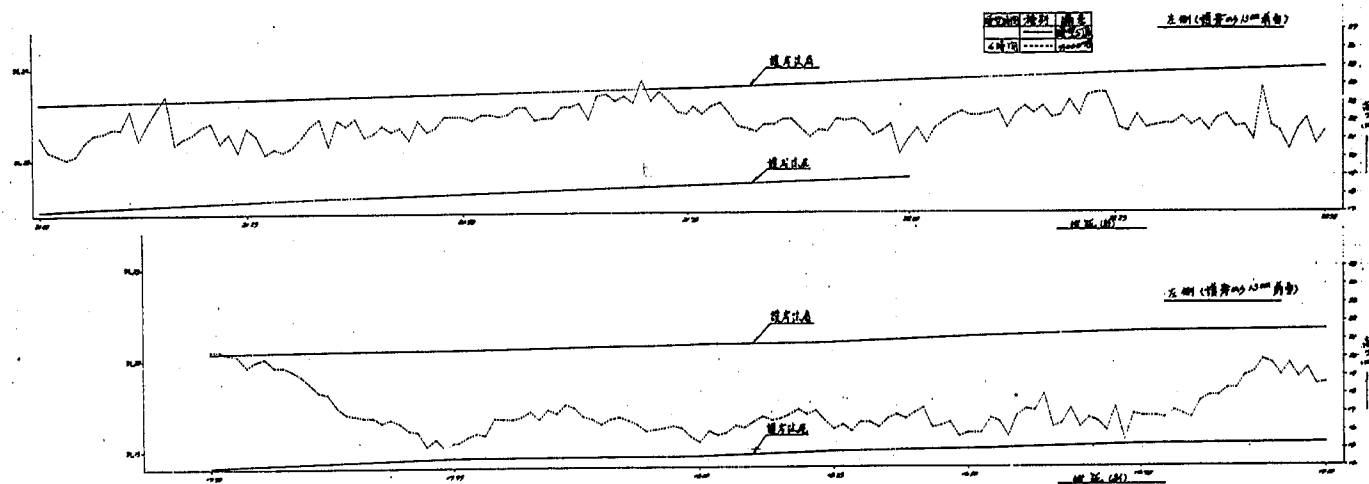


図-4・34・2 護岸付近の変動（実験5）

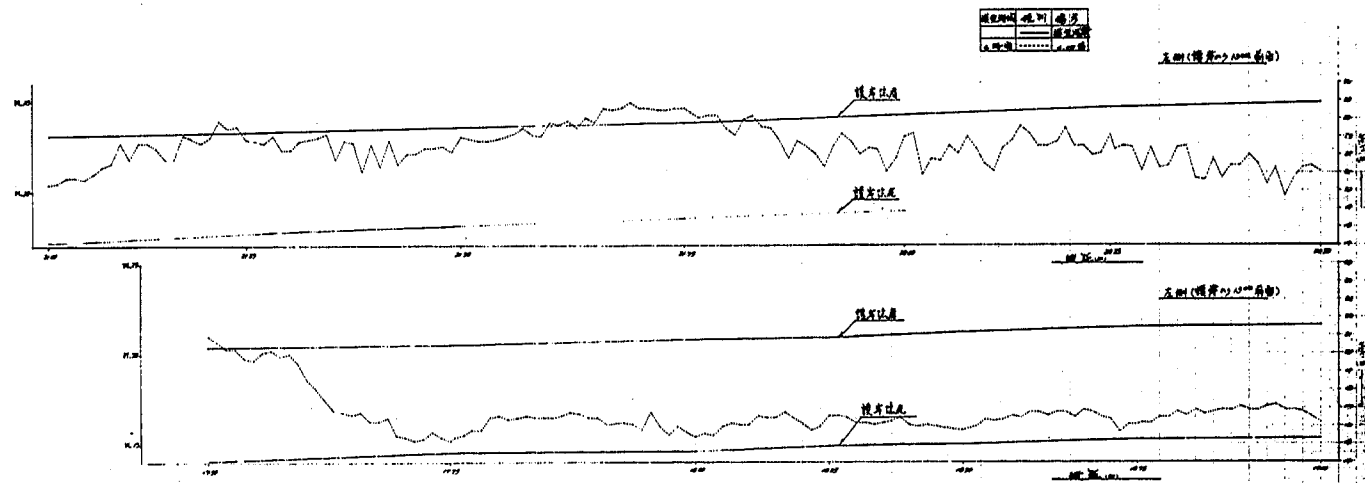


図-4・34・3 護岸付近の変動(実験5)

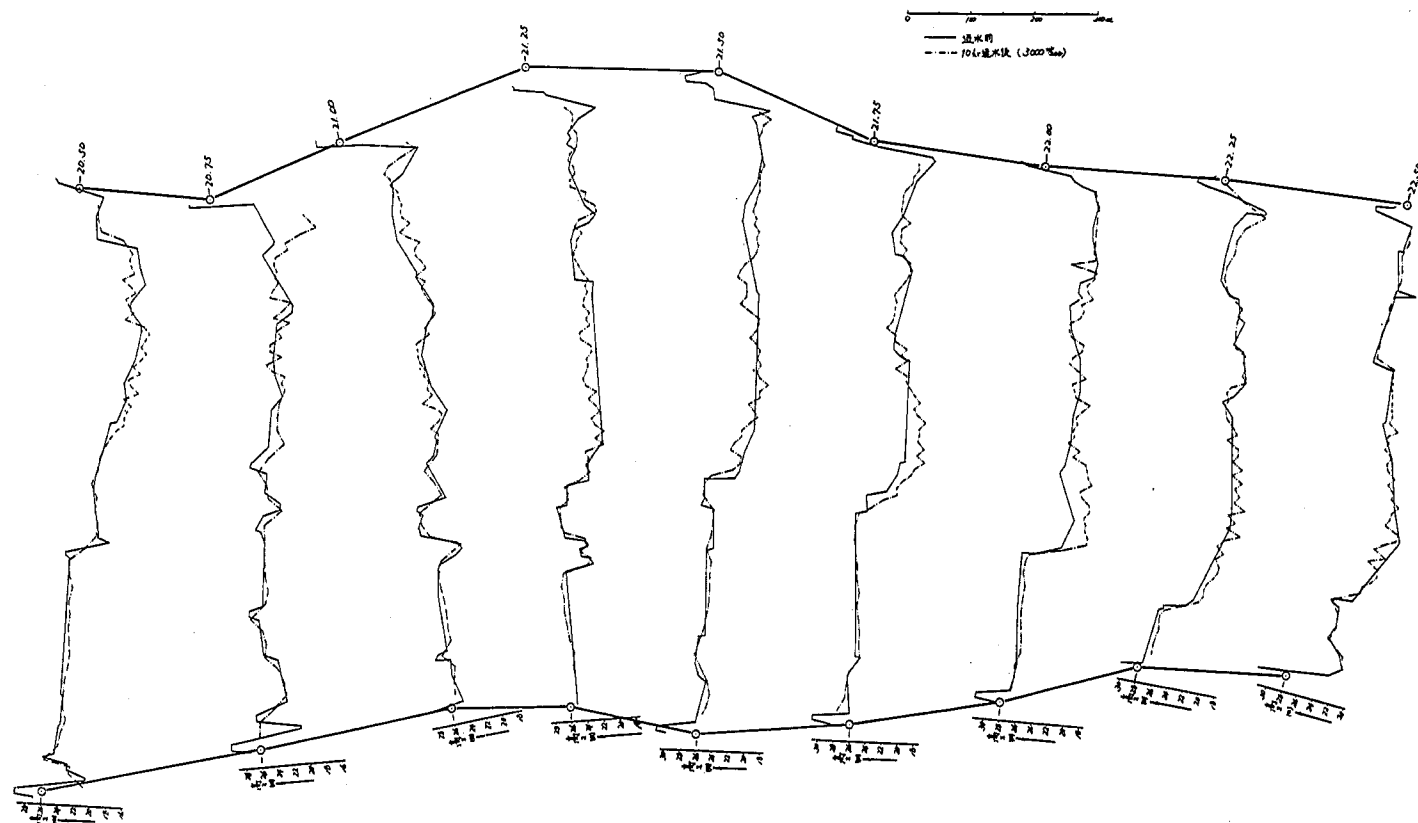


図-4.35.1 河床變動圖 (実験6)

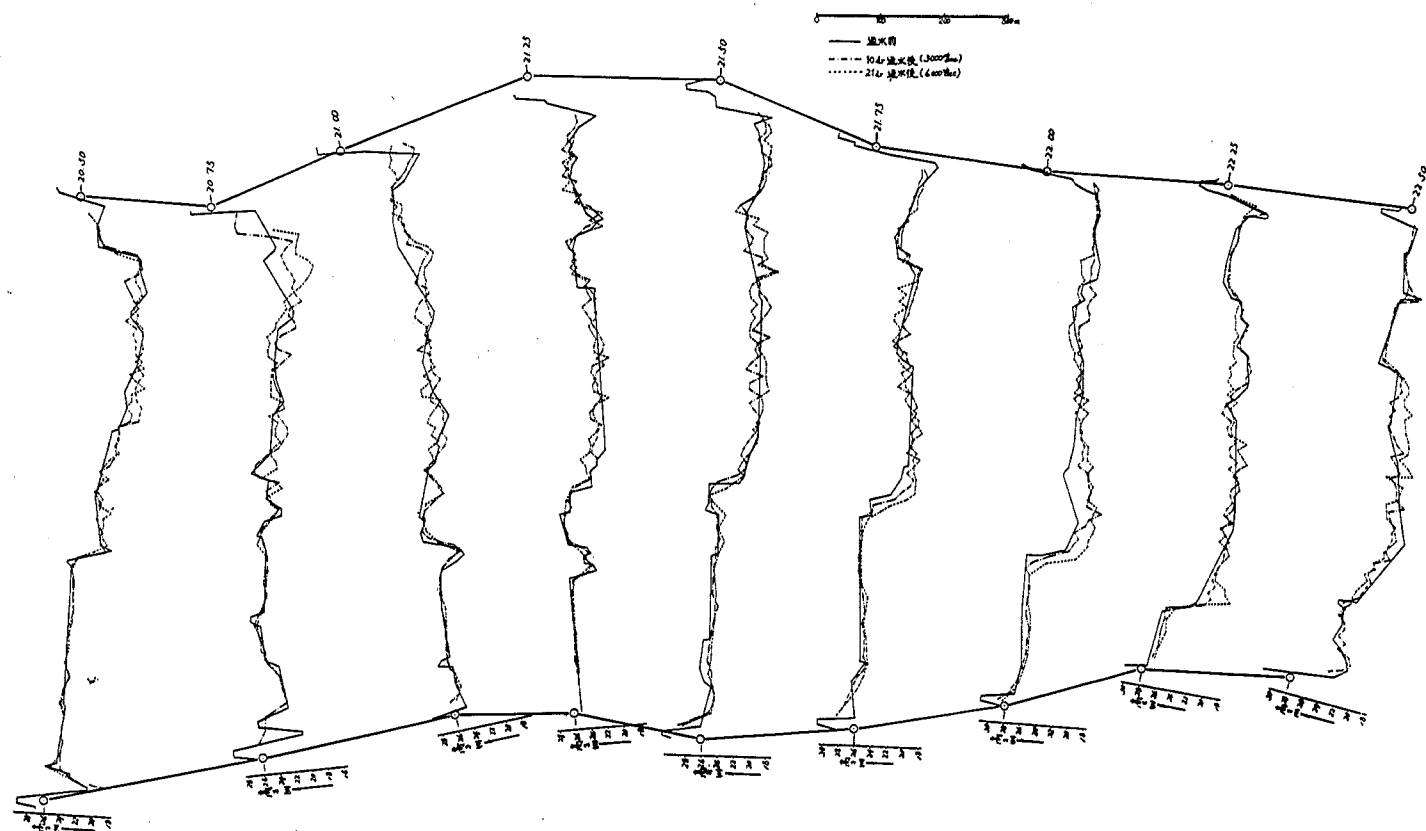


図-4.35.2 河床変動図(実験6)

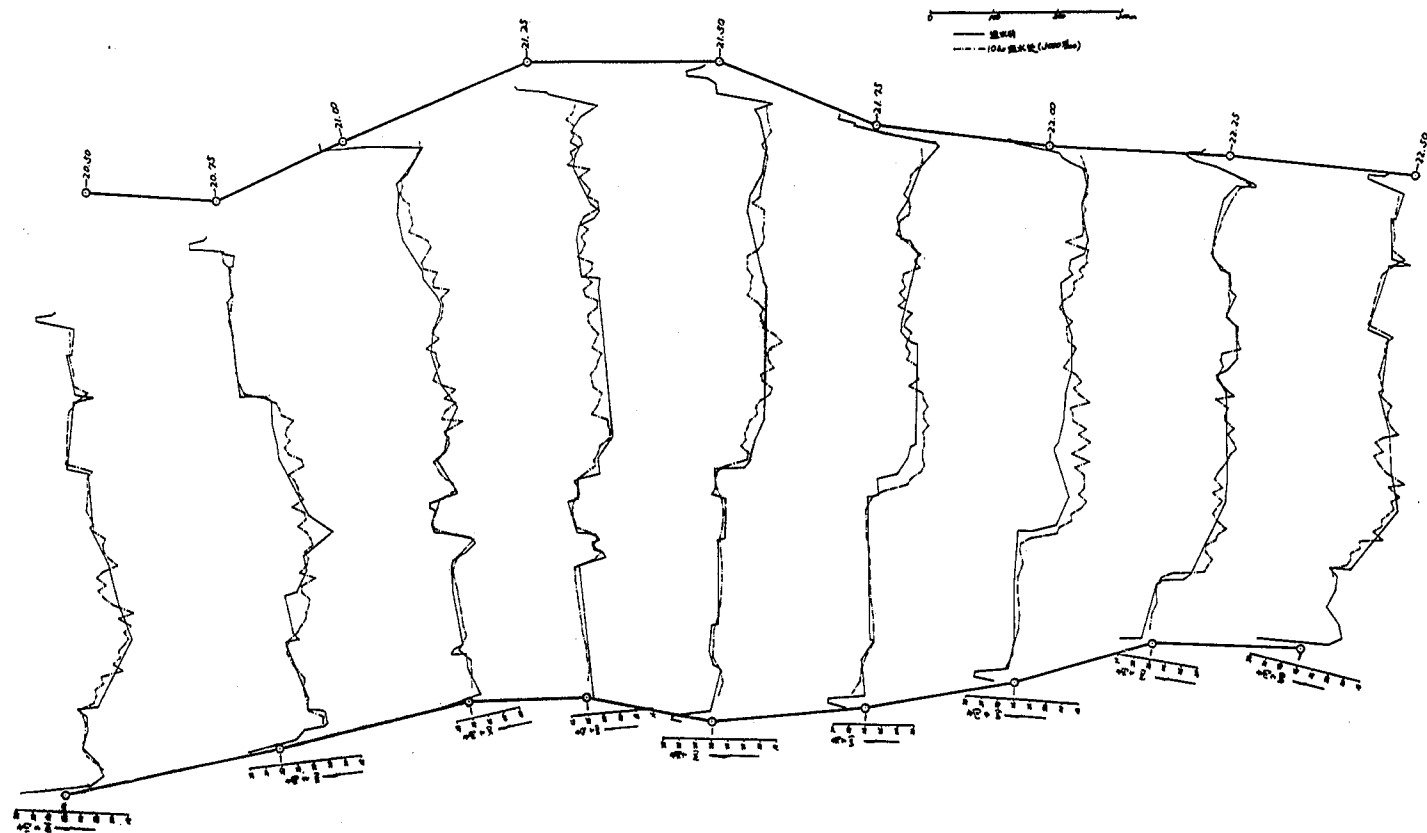


圖-4.35.3 河床變動圖 (實驗 6)

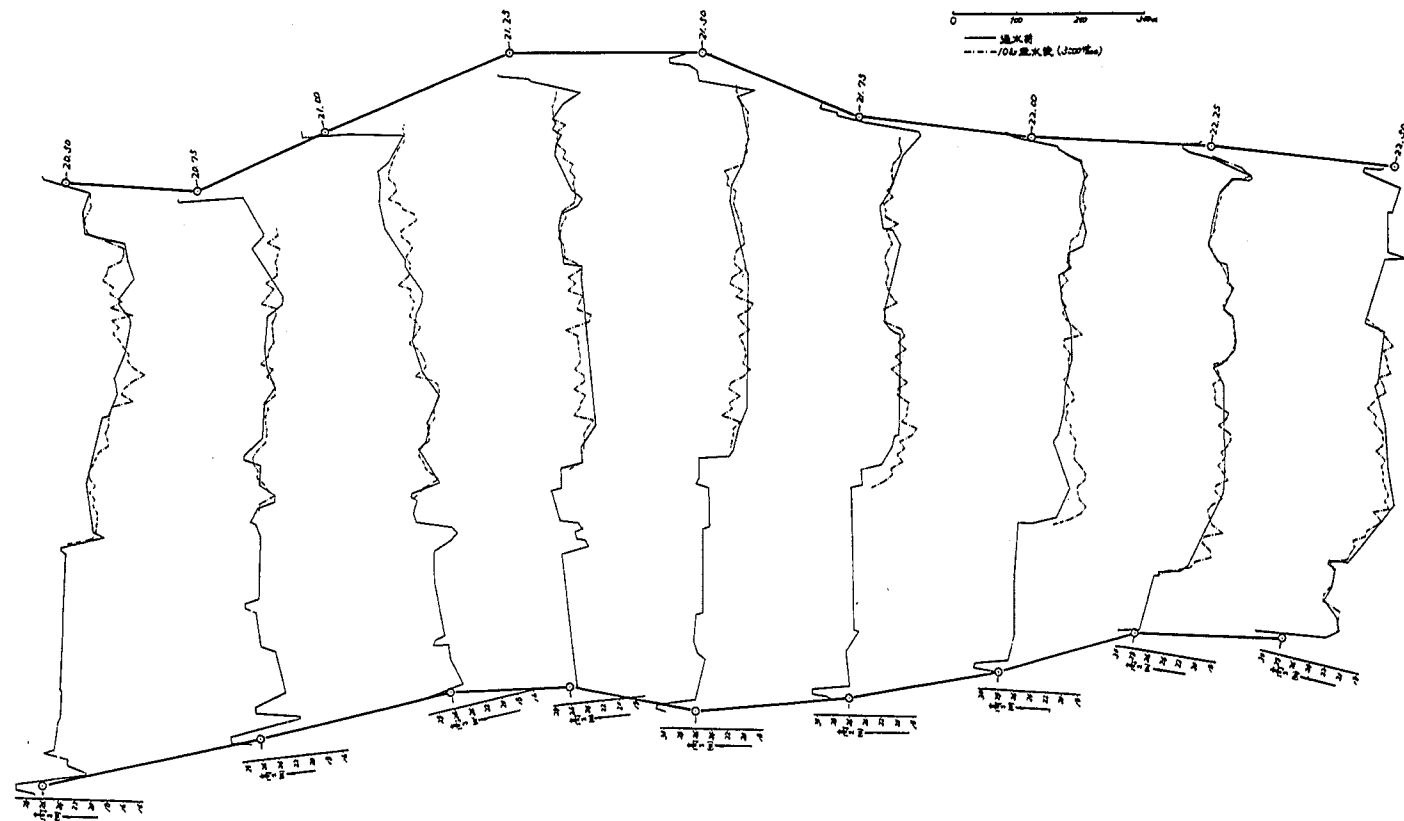


図-4・35・4 河床変動図(実験6)

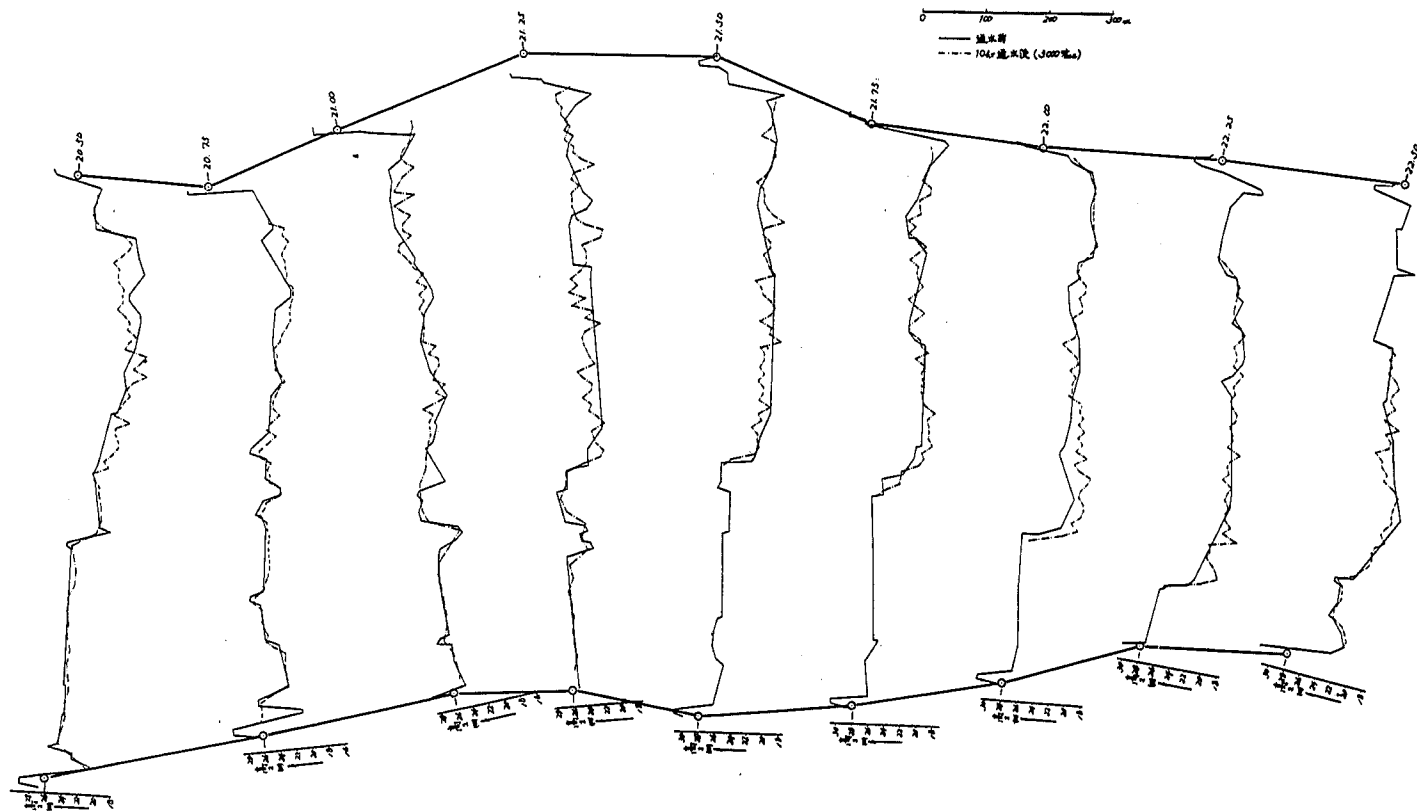


図-4・35・5 河床変動図(実験6)

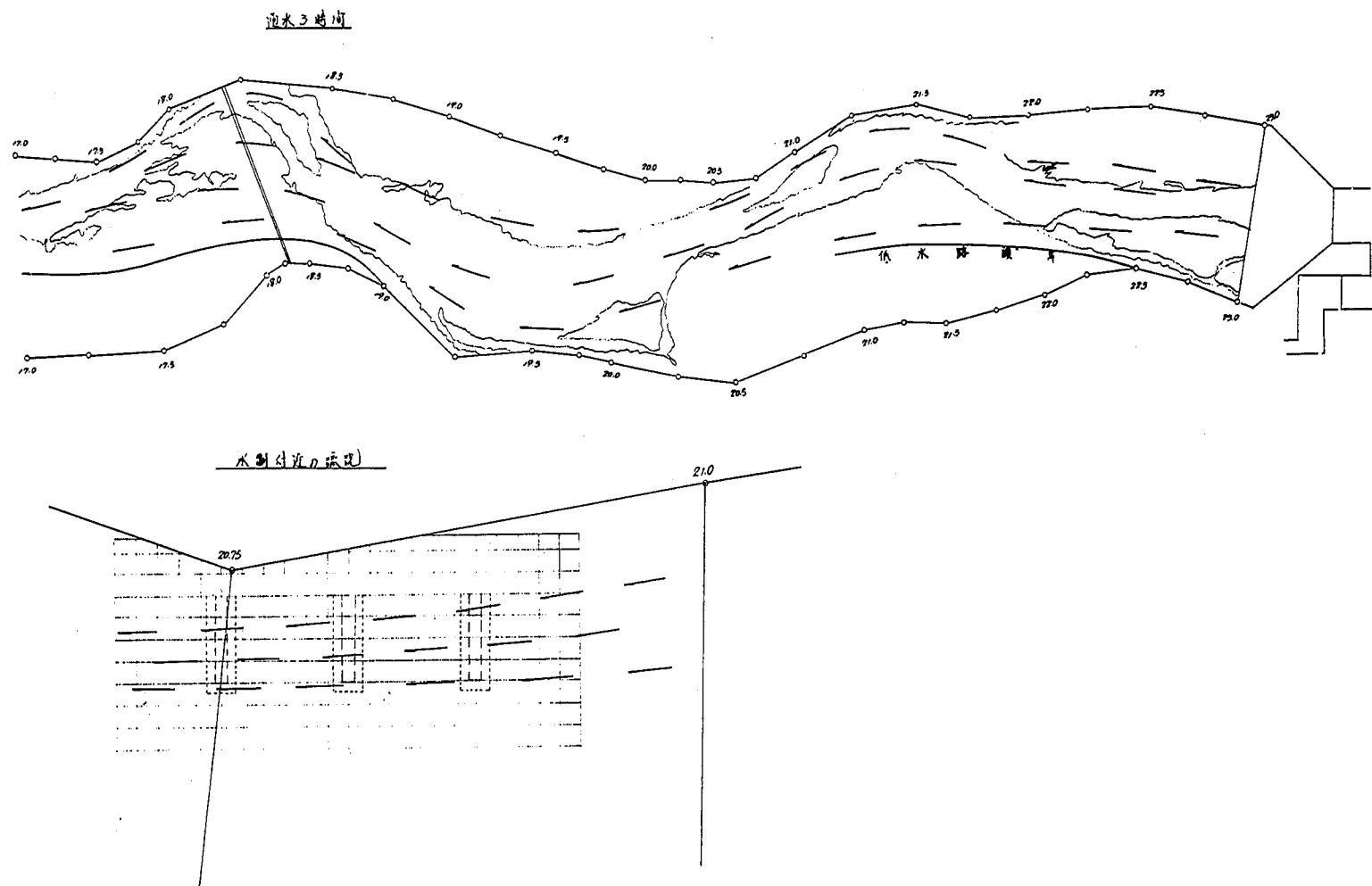
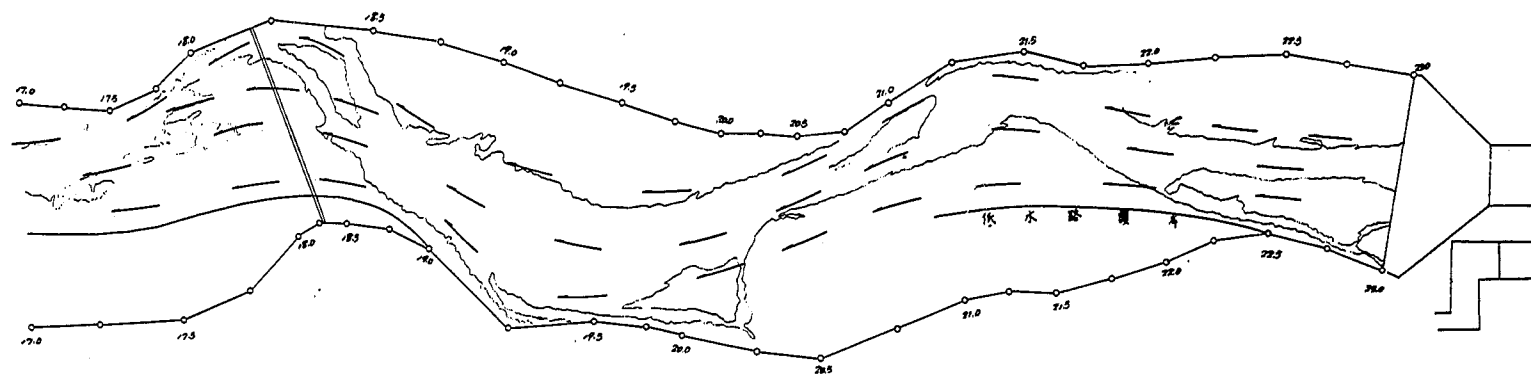


圖-4·36·1 流況圖(實驗6)

通水9時間



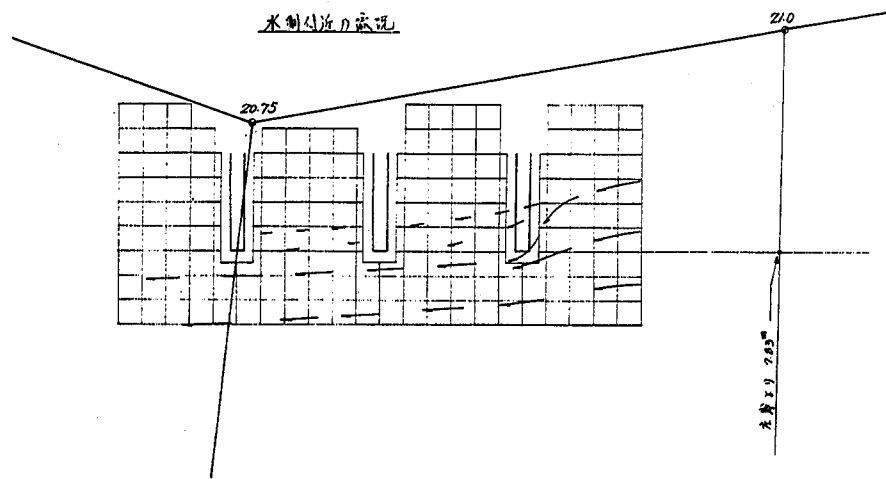
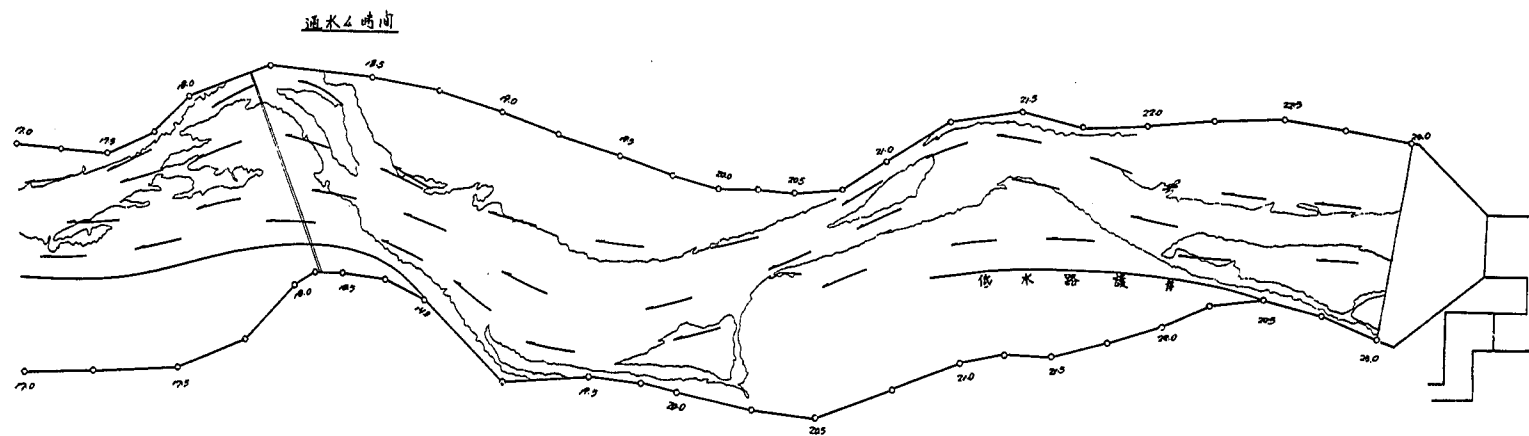


図-4・36・3 流況図(実験6)

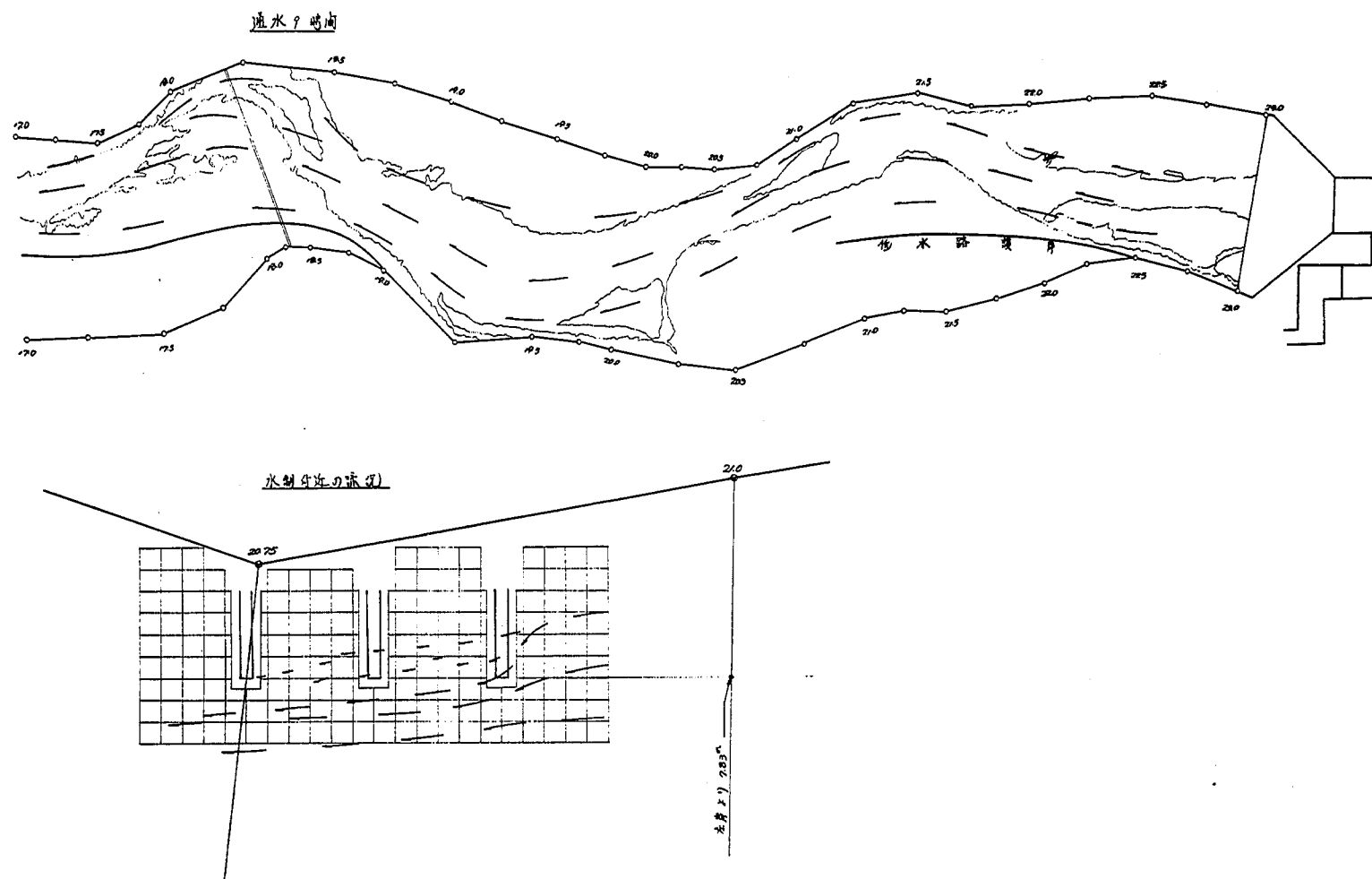
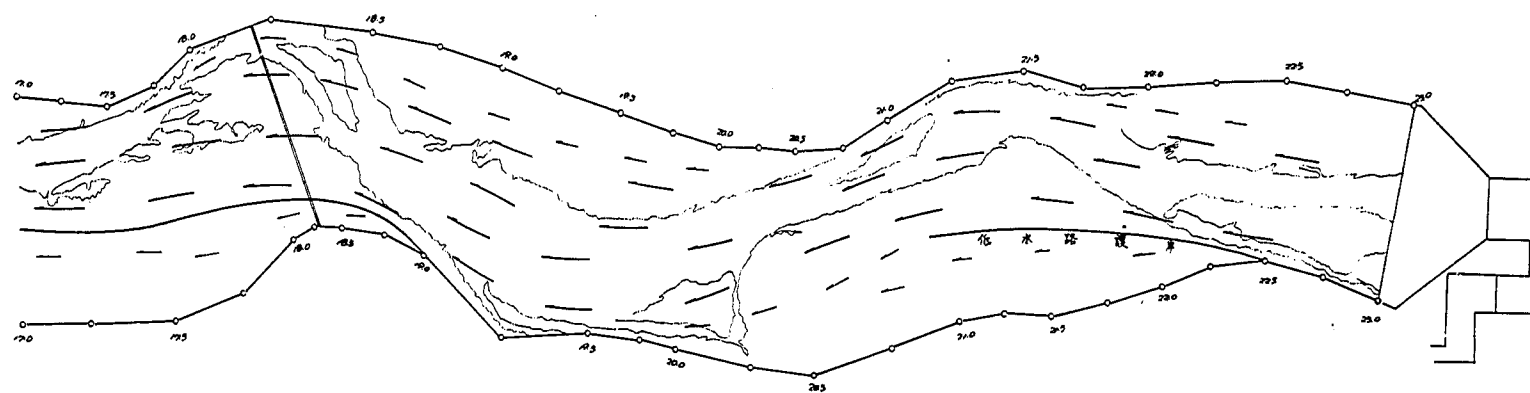


図-4・36・4 流況図(実験6)

通水20時間



水利付近の流況

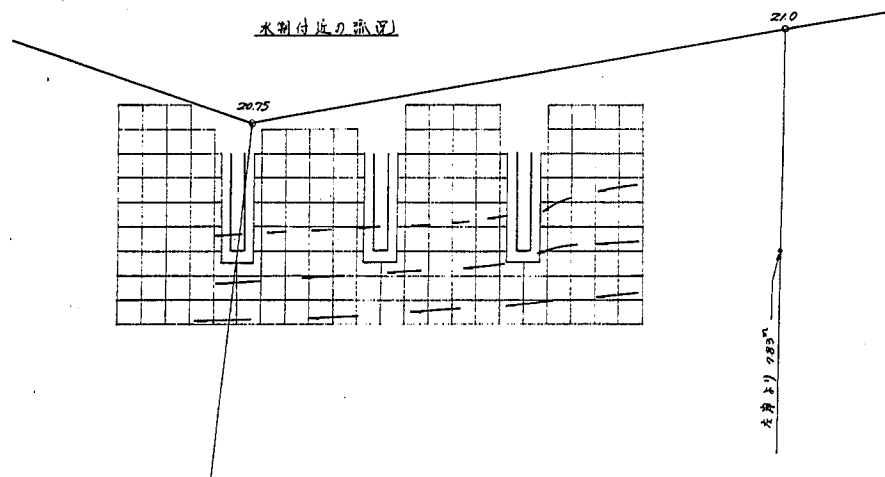


図-4・36・5 流況図(実験6)

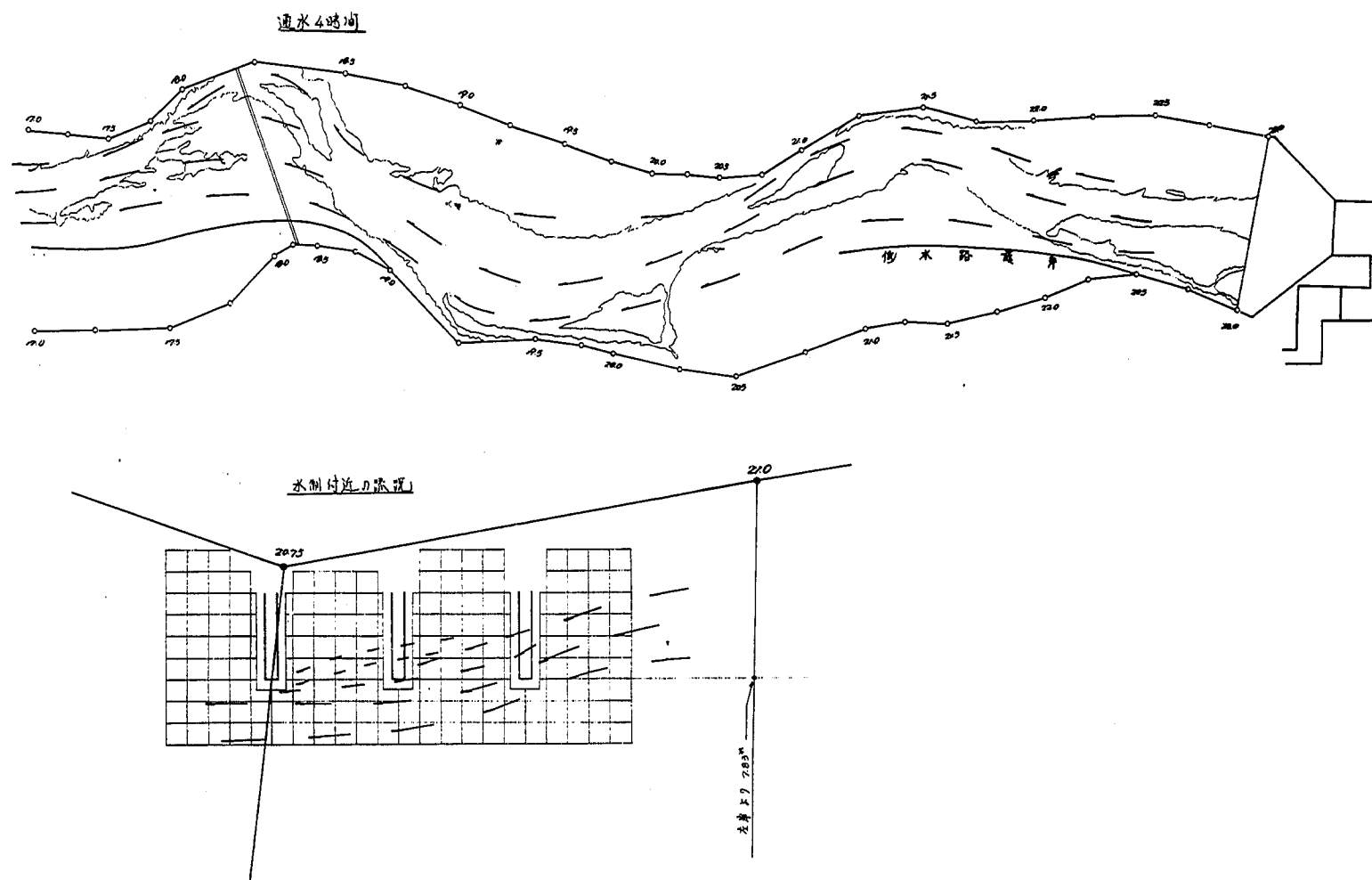


圖-4・36・6 流況圖(實驗6)

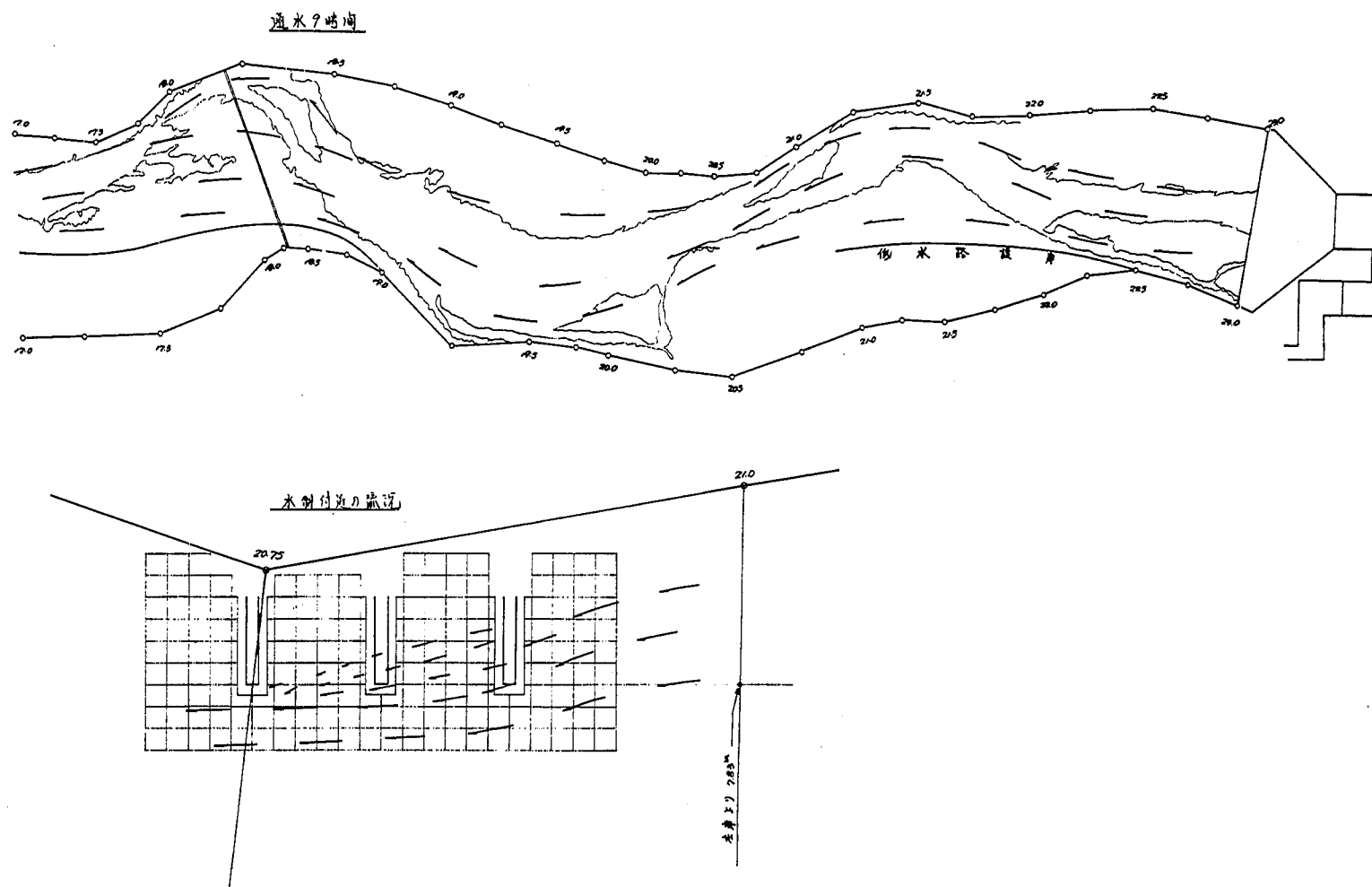


図-4・36・7 流況図 (実験6)

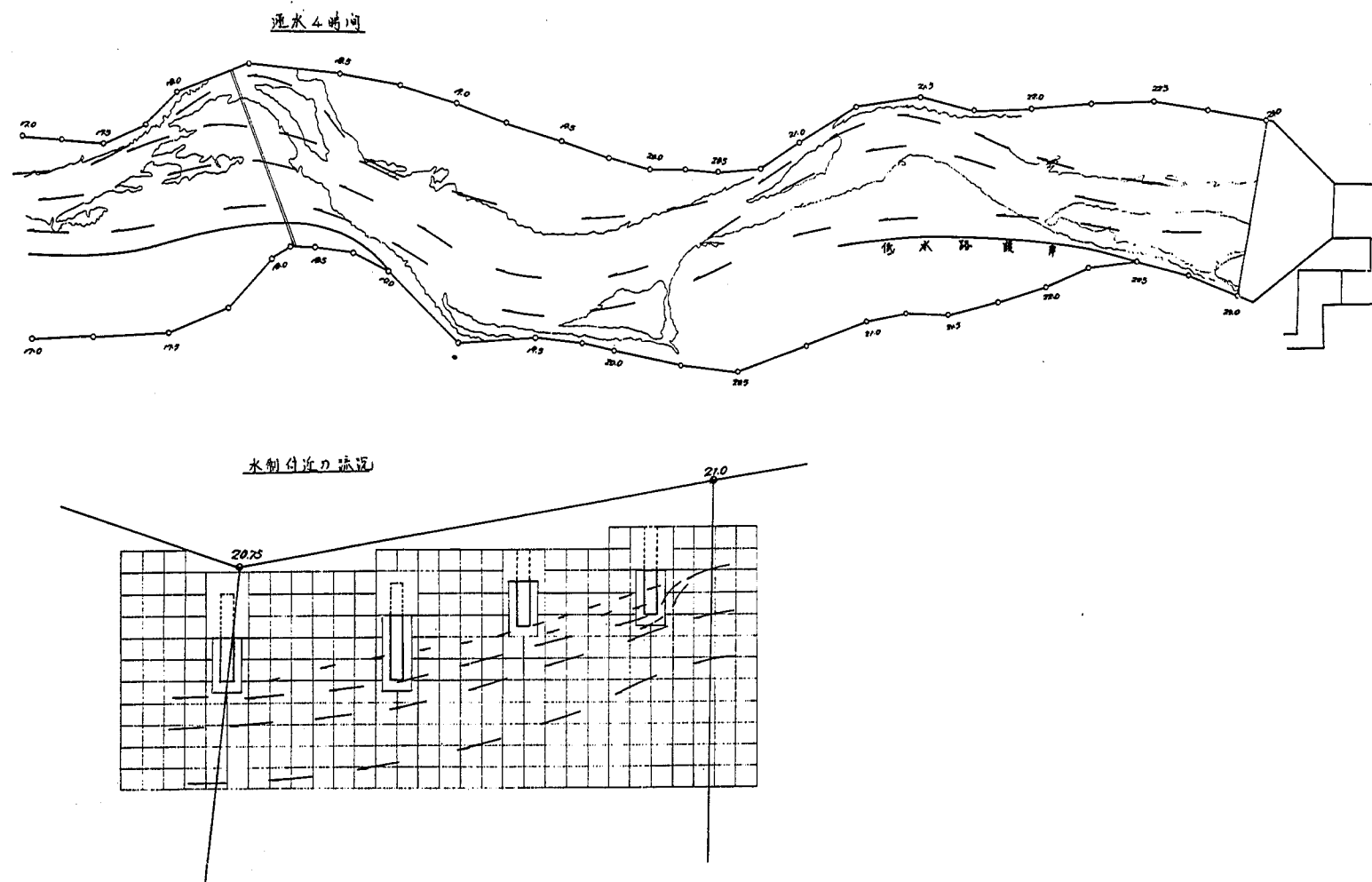
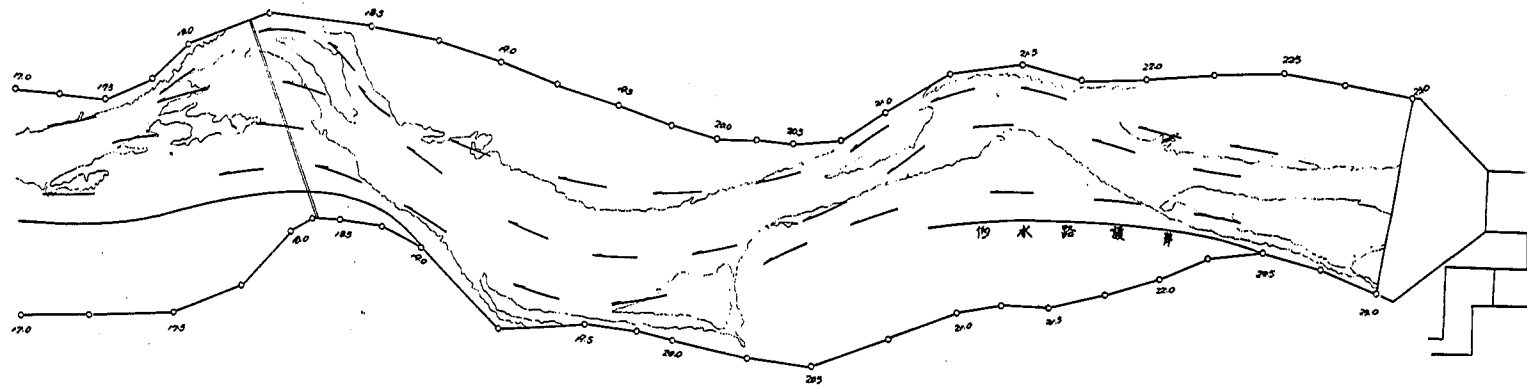


図-4・36・8 流況図(実験6)

流水4時間



水制附近の流況

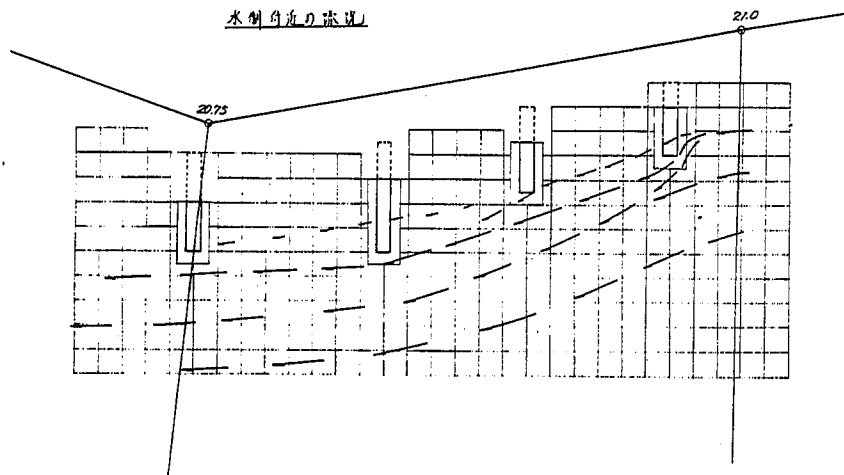


図-4・36・10 流況図(実験6)

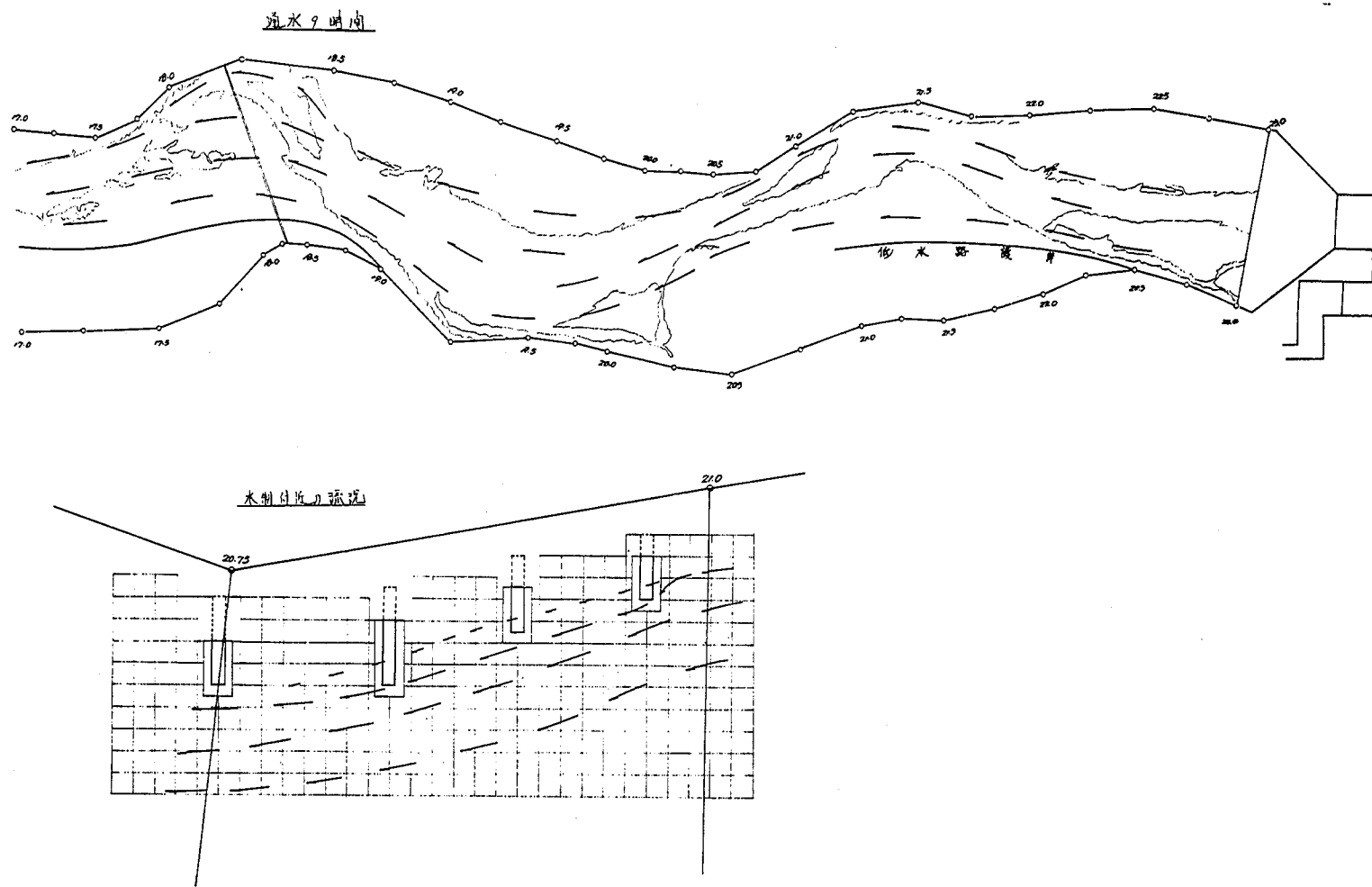


図-4・36・11 流況図(実験6)

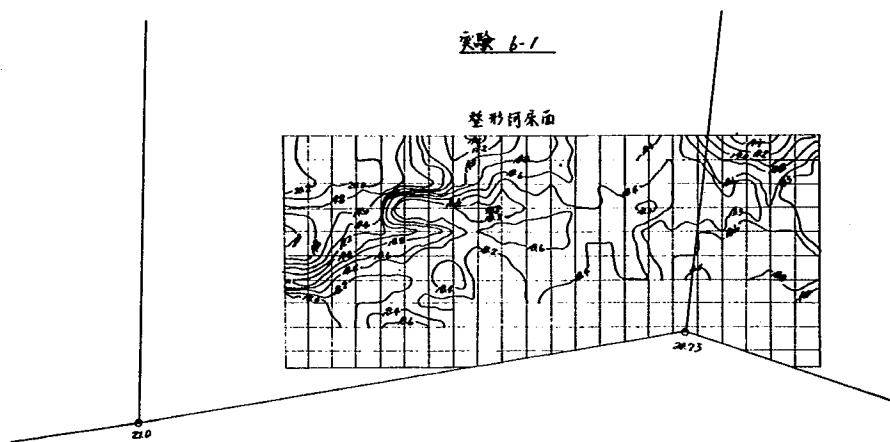


図-4・37・1 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

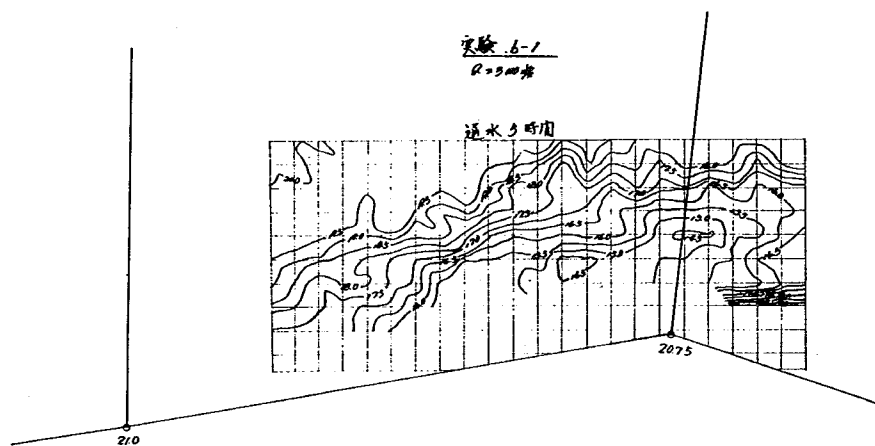


図-4・37・2 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

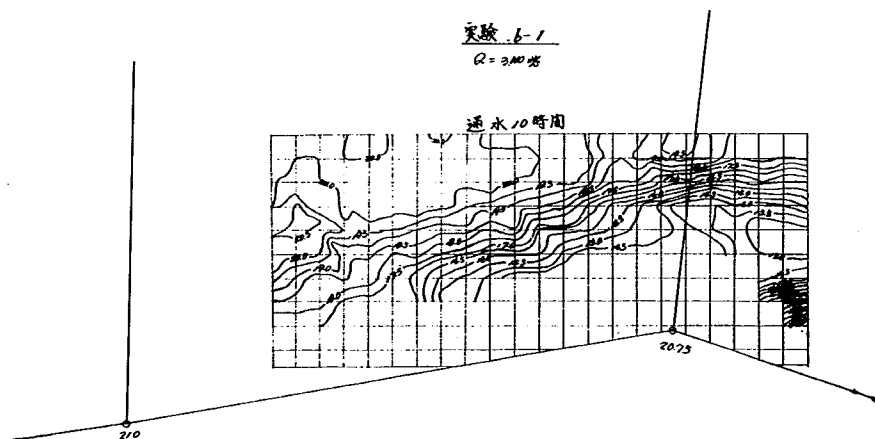


図-4・37・3 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

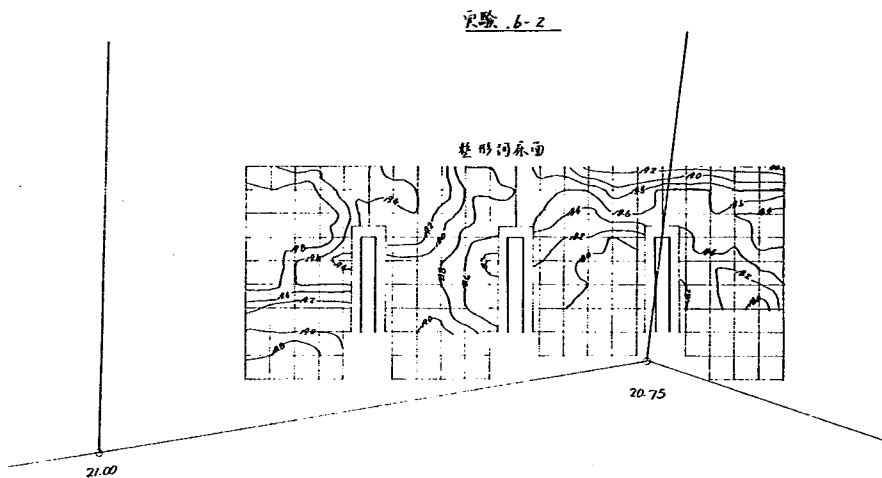


図-4・37・4 水制付近の洗掘等深線図(実験6)

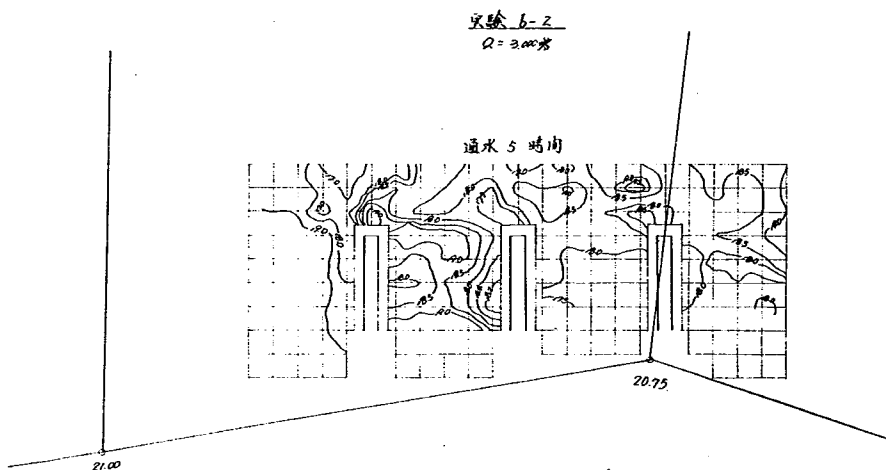


図-4・37・5 水制付近の洗掘等深線図(実験6)

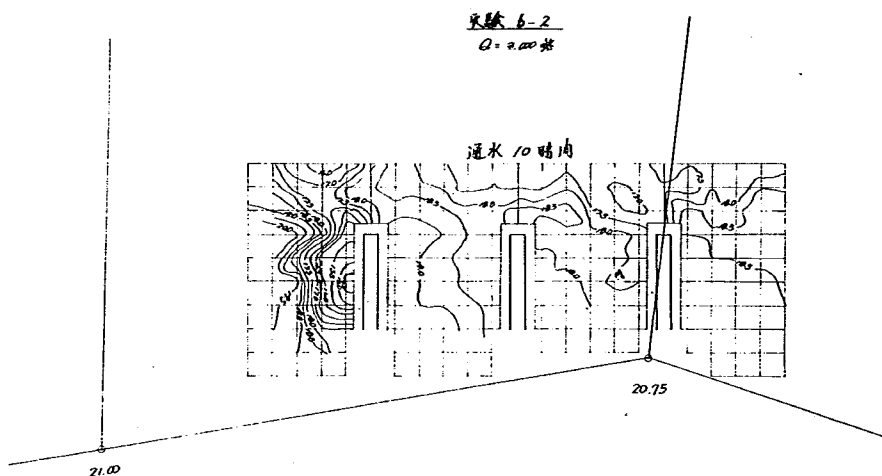


図-4・37・6 水制付近の洗掘等深線図(実験6)

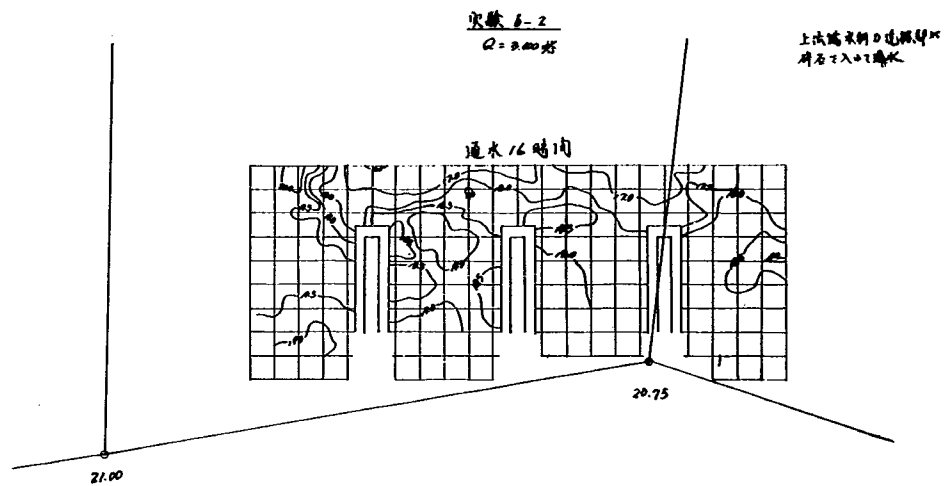


図-4・37・7 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

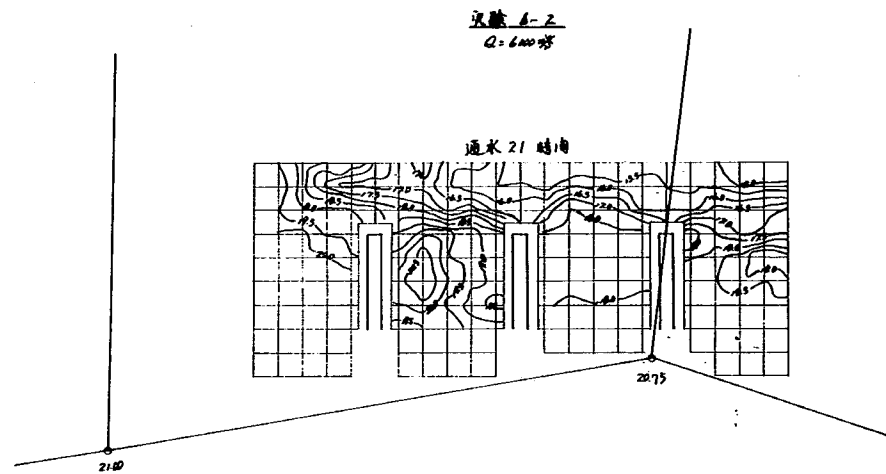


図-4・37・8 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

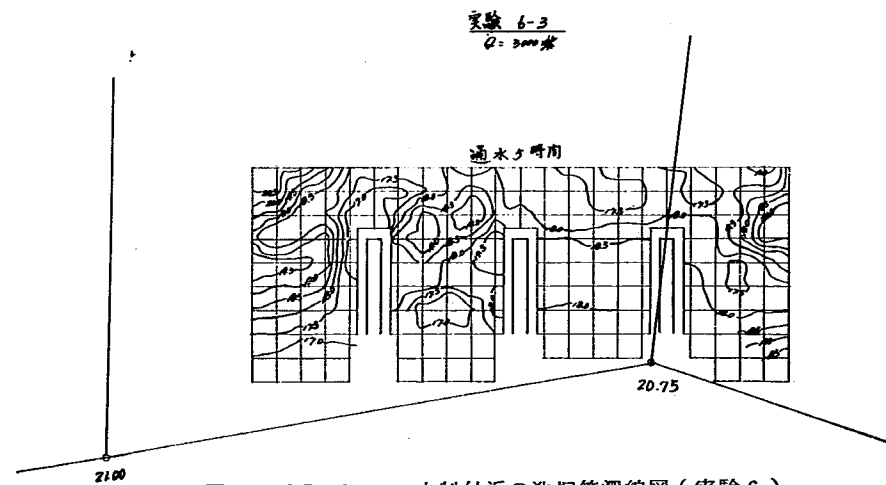


図-4・37・9 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

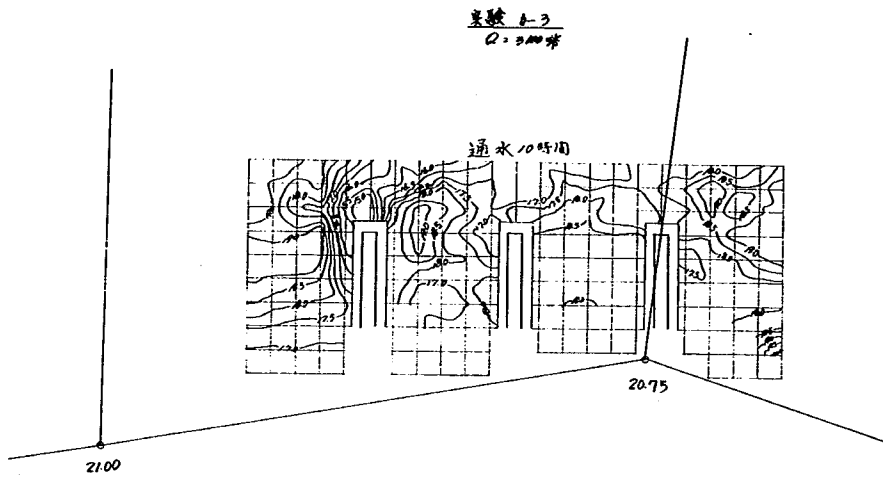


図-4・37・10 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

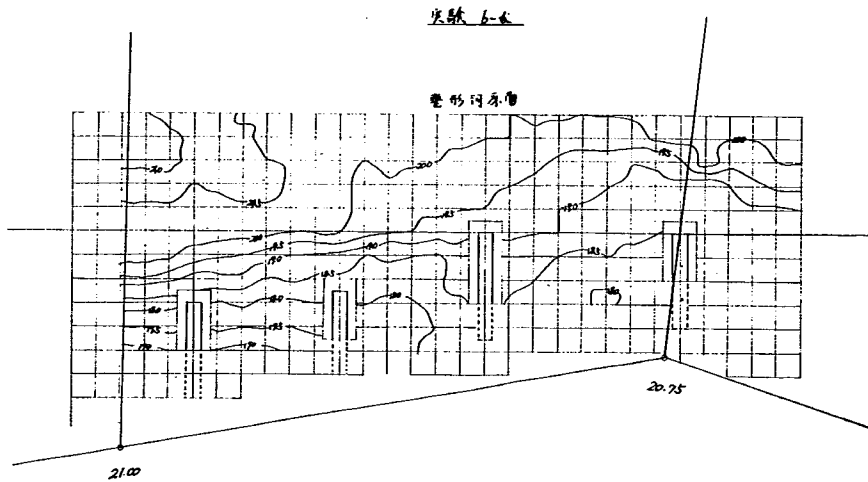


図-4・37・11 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

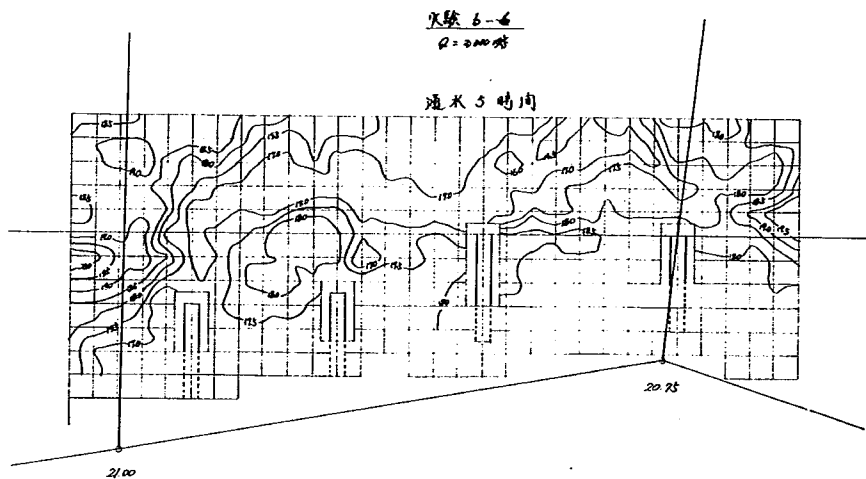


図-4・37・12 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

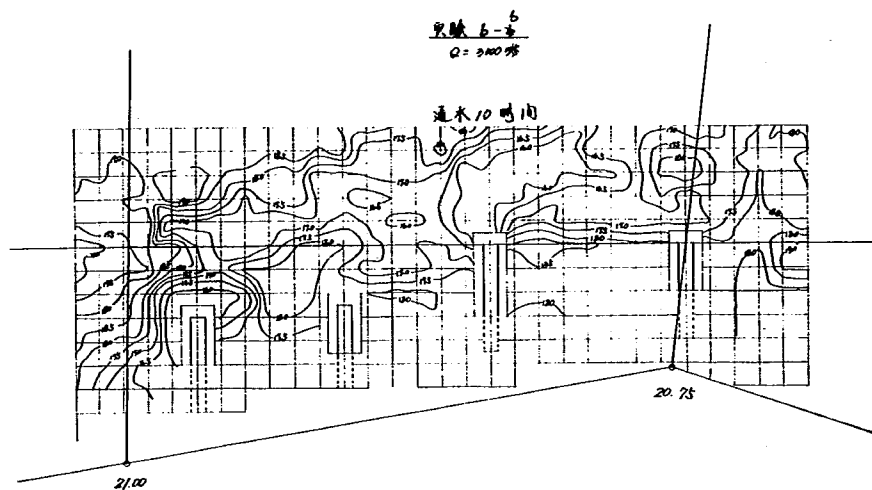


図-4・37・13 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

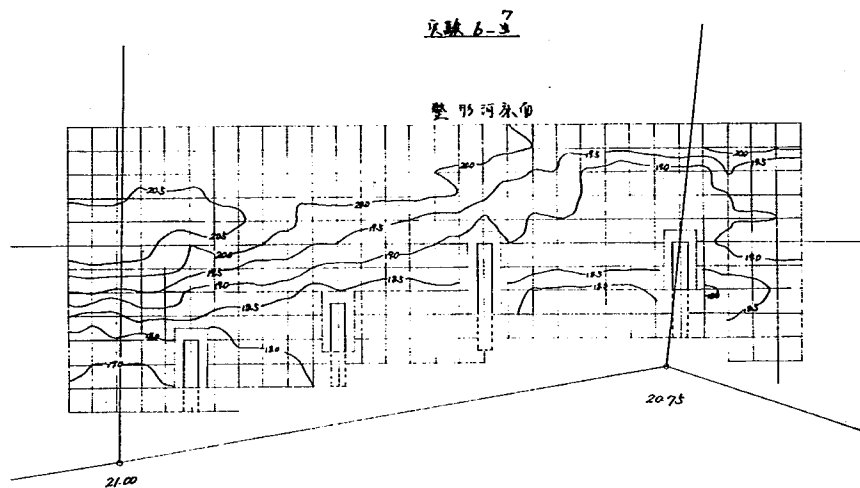


図-4・37・14 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

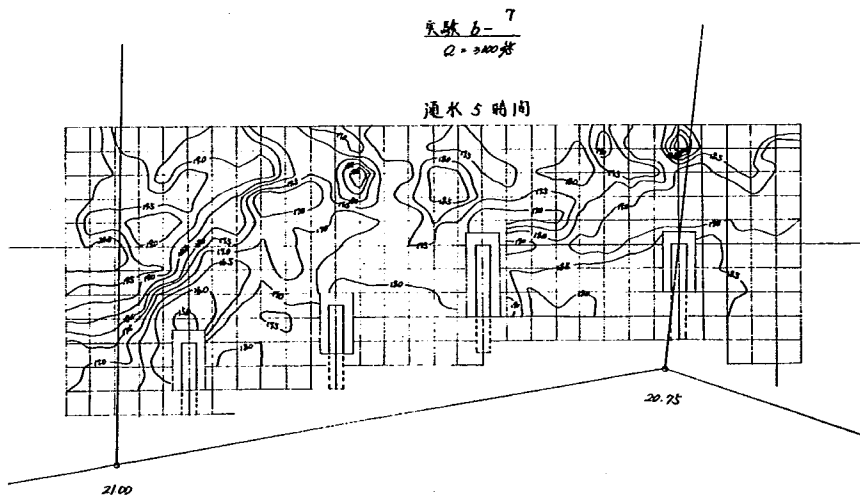


図-4・37・15 水制付近の洗掘等深線図 (実験 6)

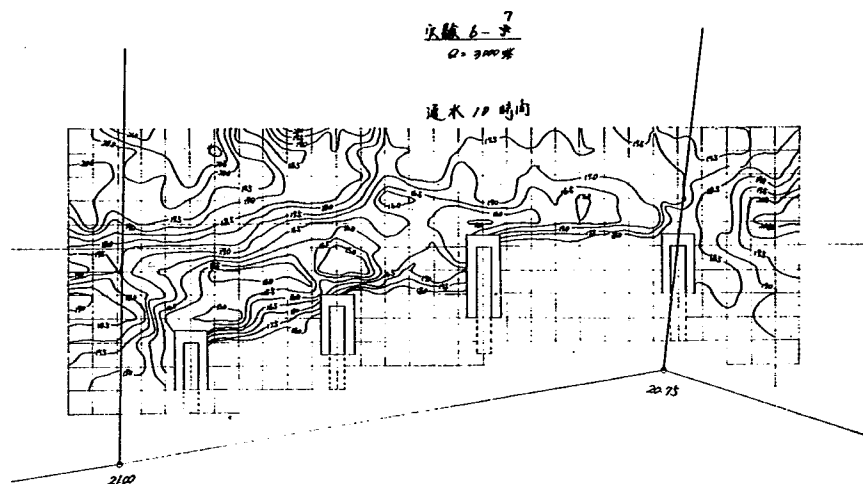


図-4・37・16 水制付近の洗掘等深線図(実験6)

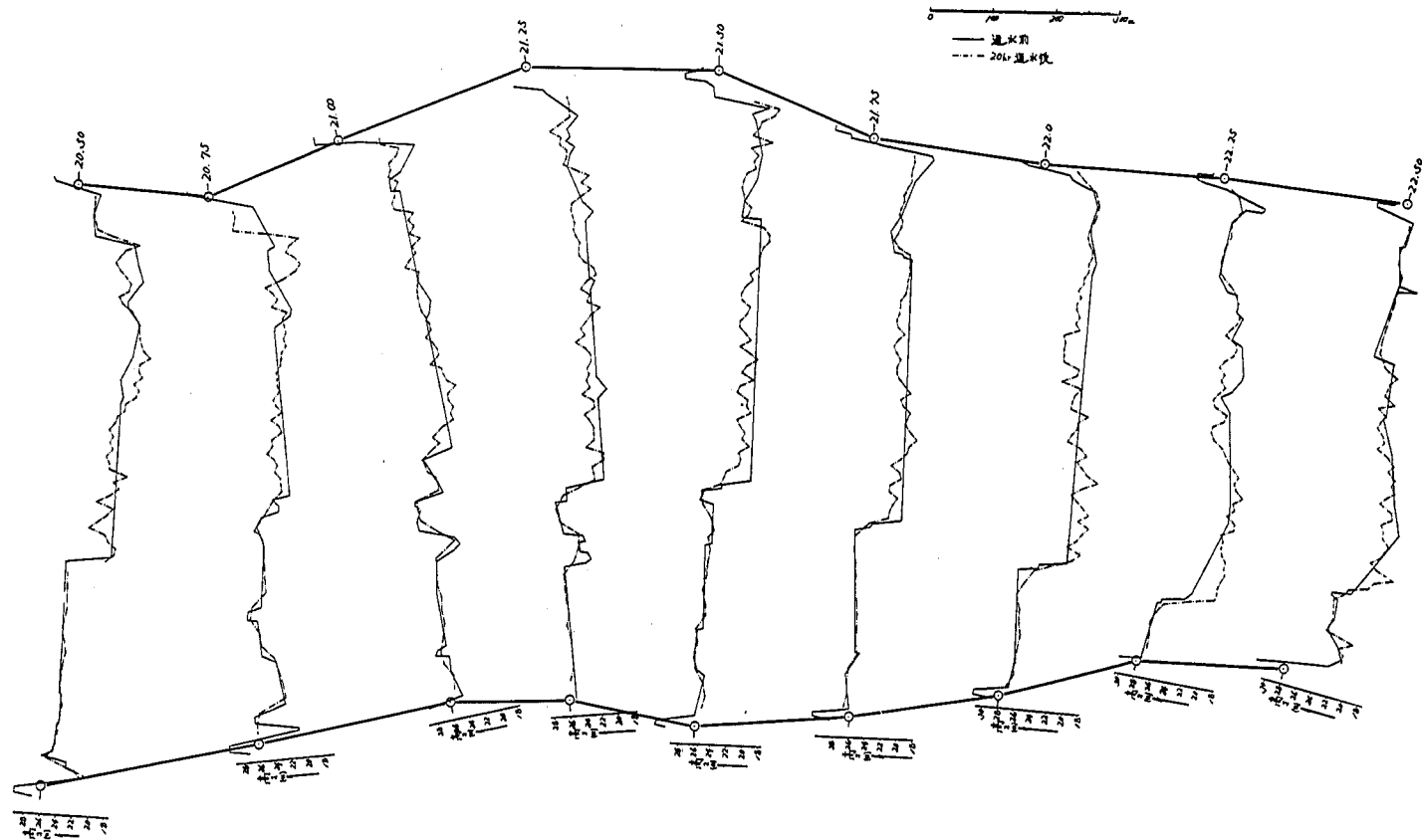


図-4.42.1 河床変動図(実験7)

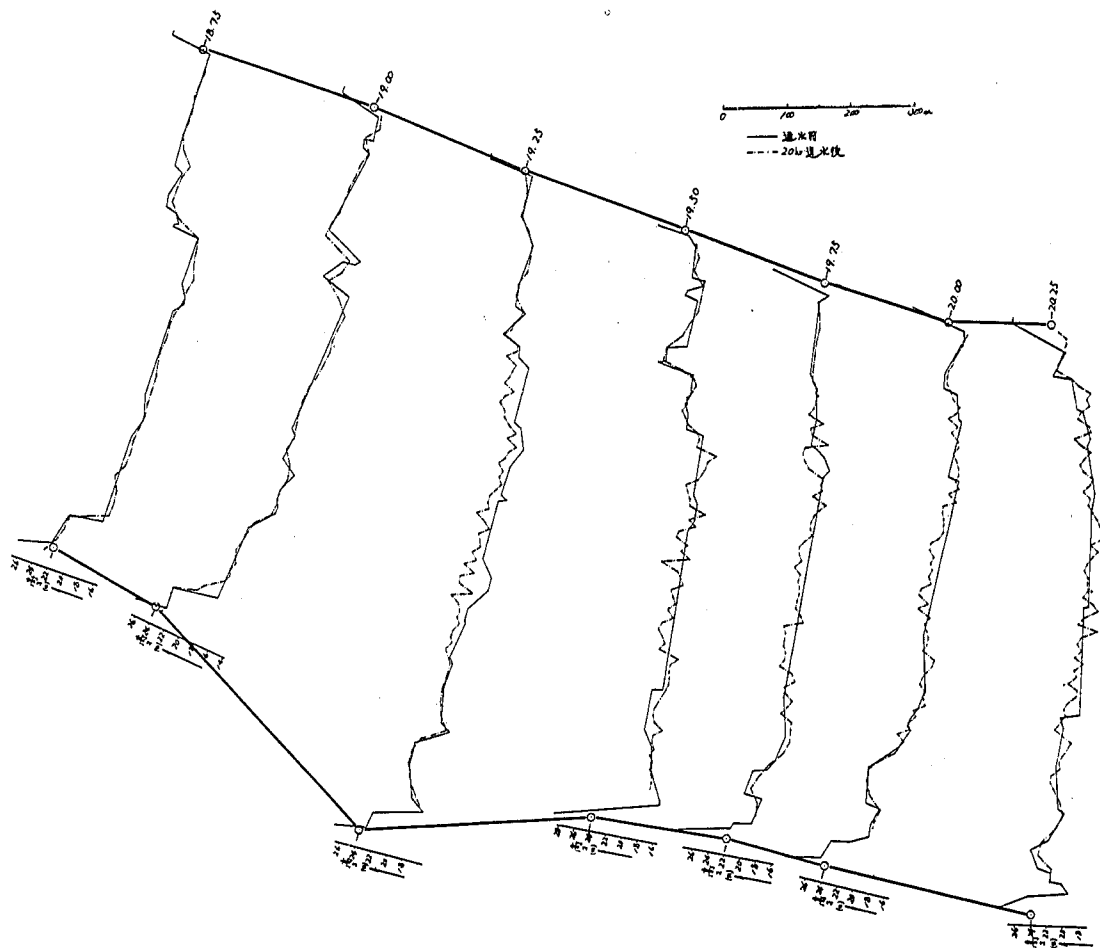


図-4.42.2 河床変動図(実験7)

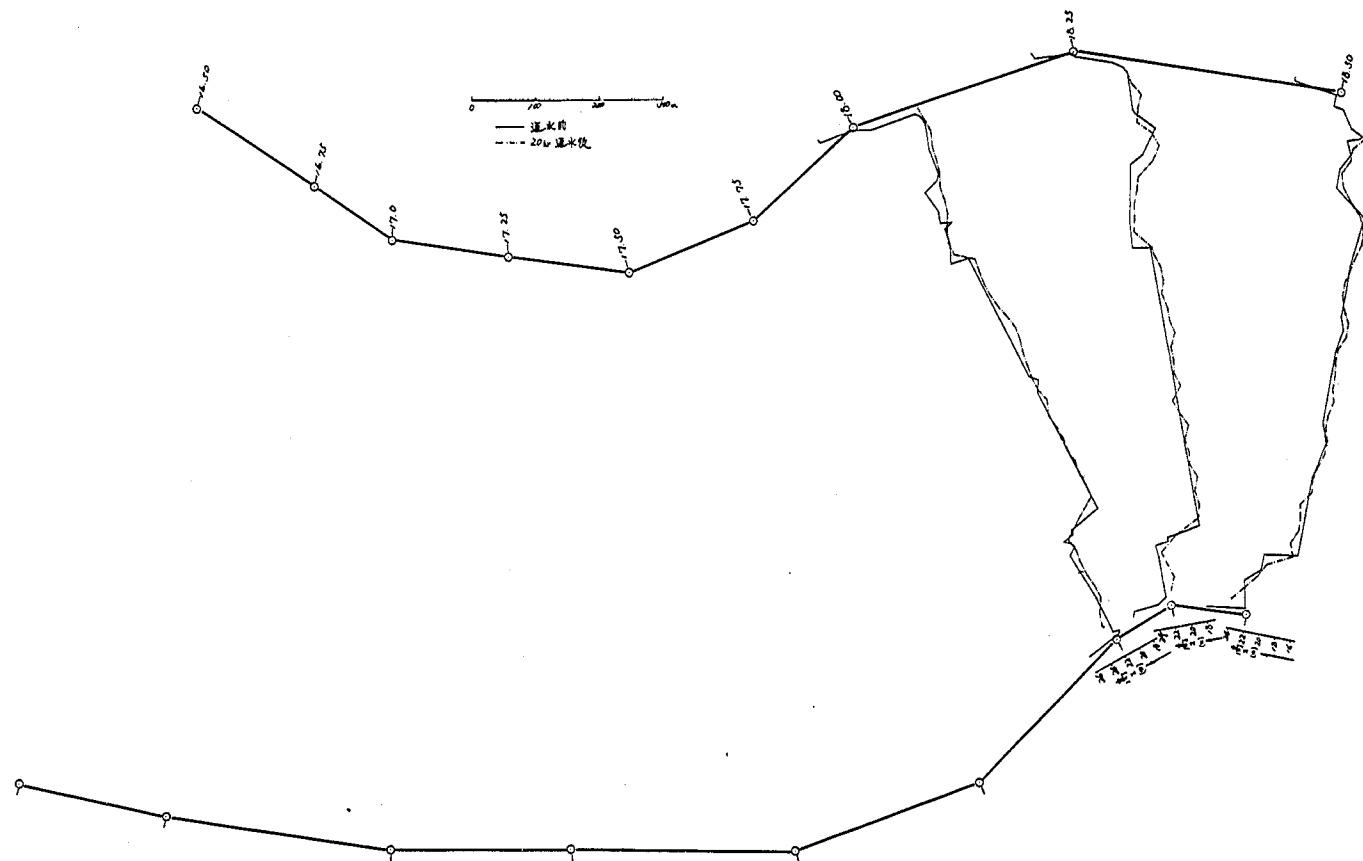
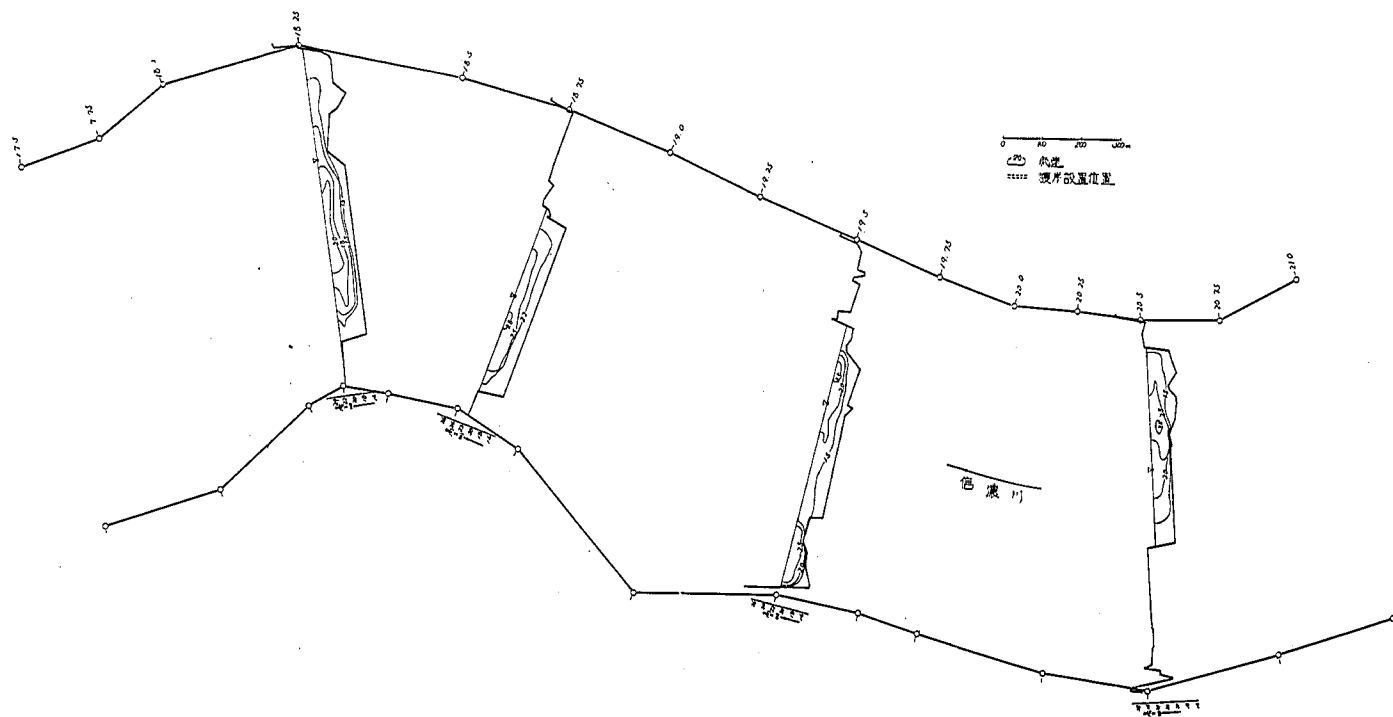


図-4・42・3 河床変動図(実験7)



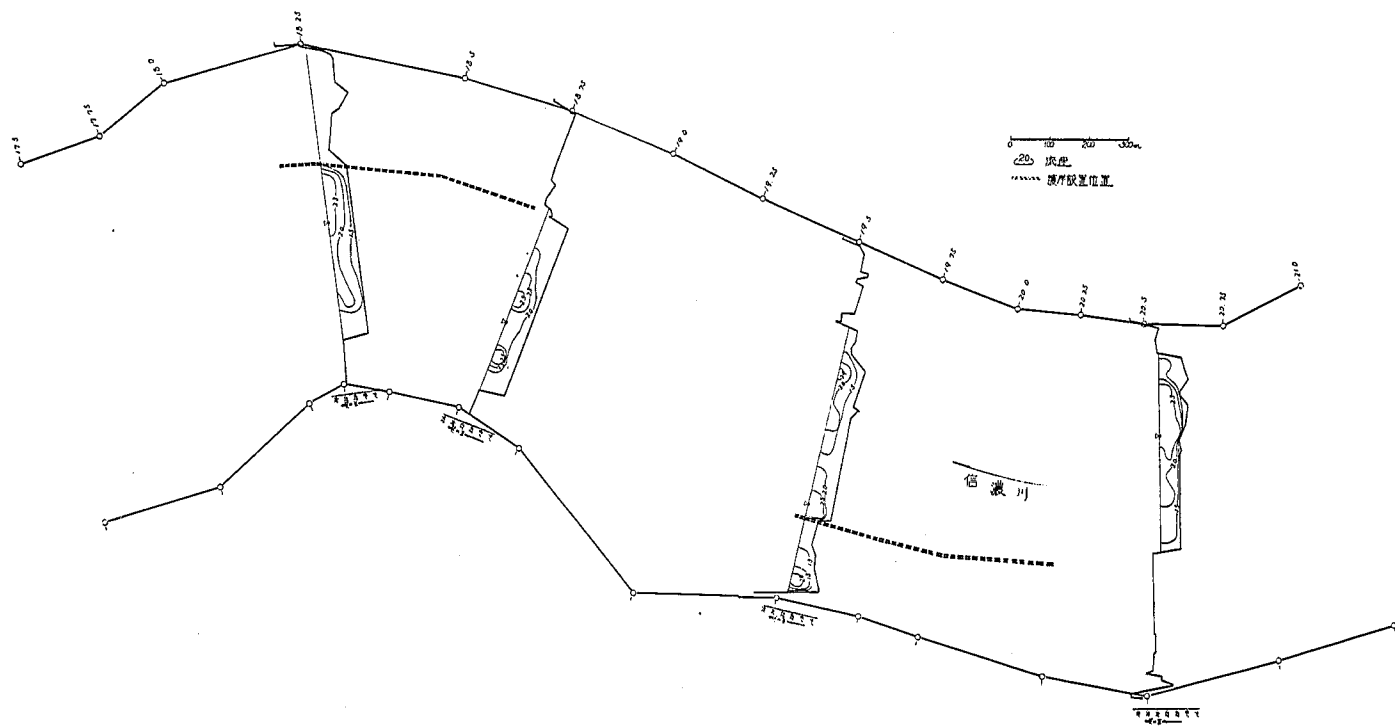


図-4・43・3 流速分布図（実験7）

通水4時間

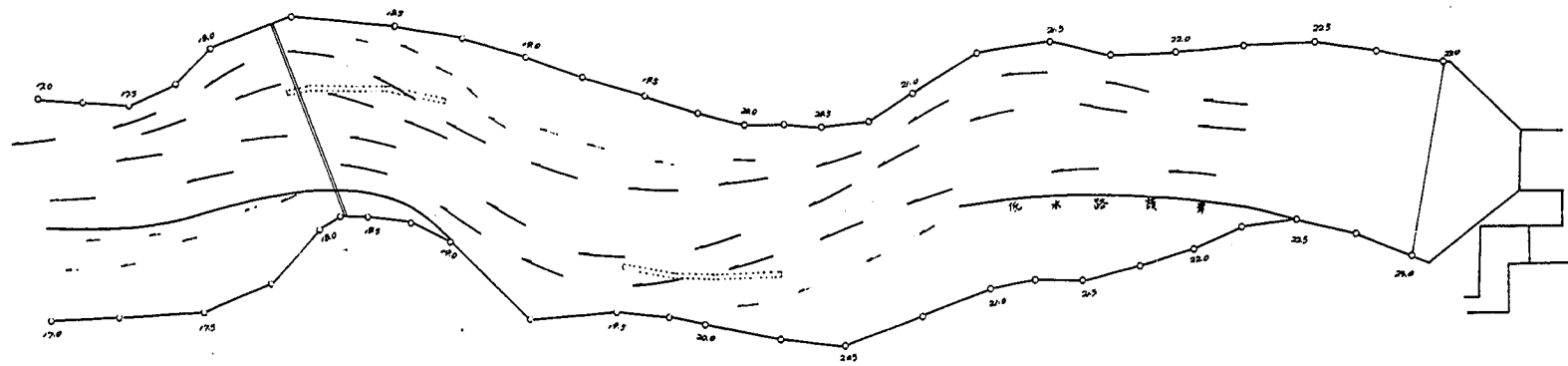


図-4.44.1 流況図(実験7)

通水9時間

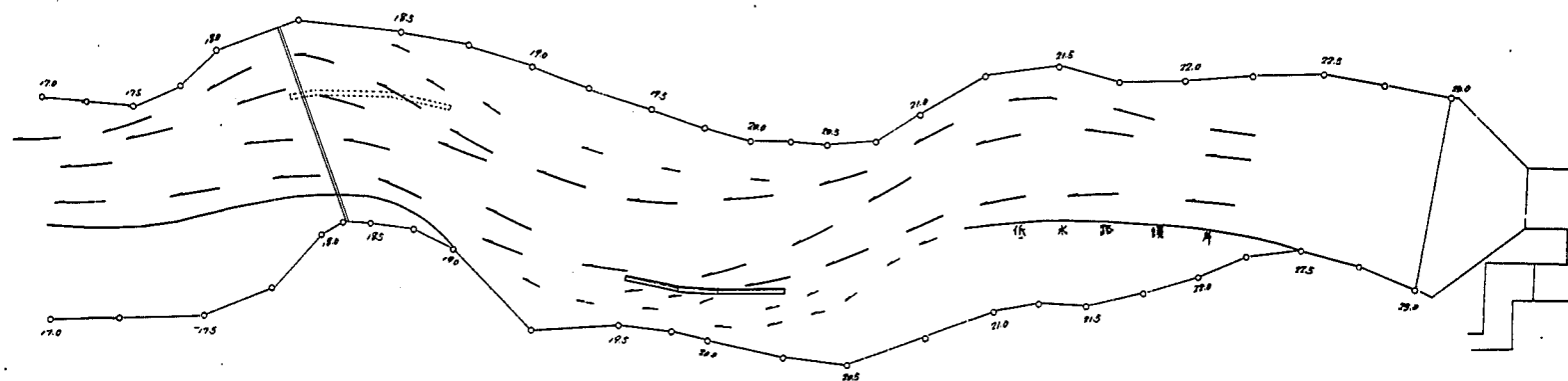


図-4.44.2 流況図(実験7)

通水19時間

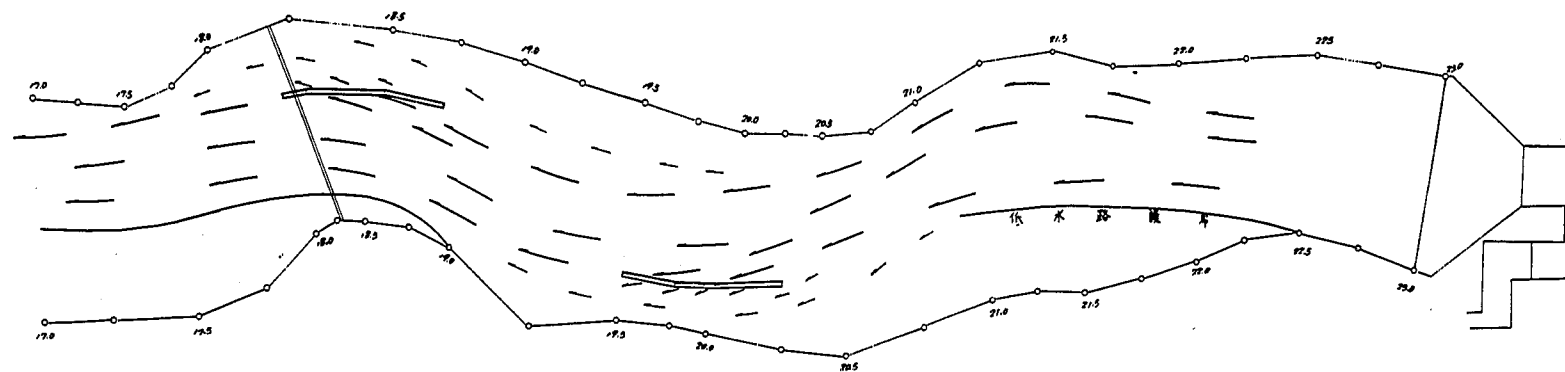


図-4・44・3 流況図(実験7)

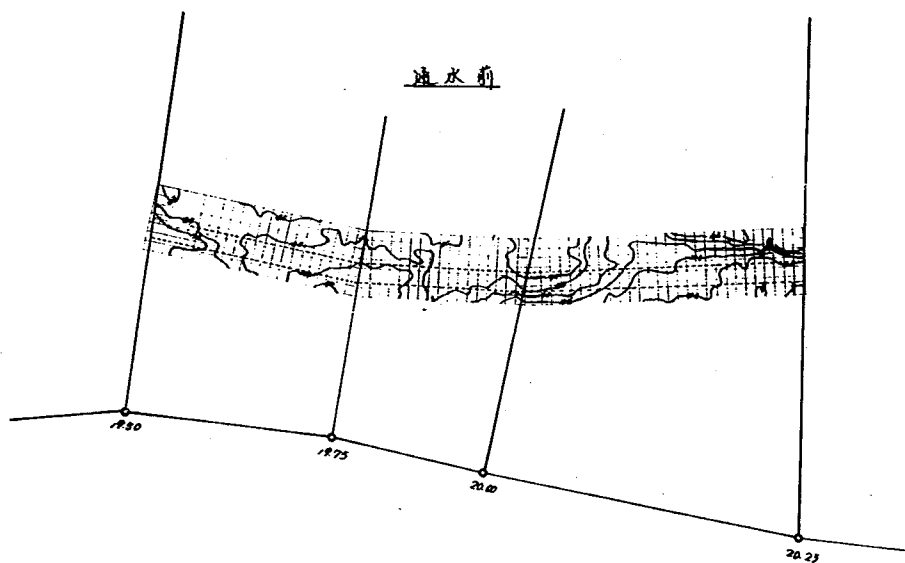


図-4.45.1 護岸付近の洗掘等深線図（実験7）

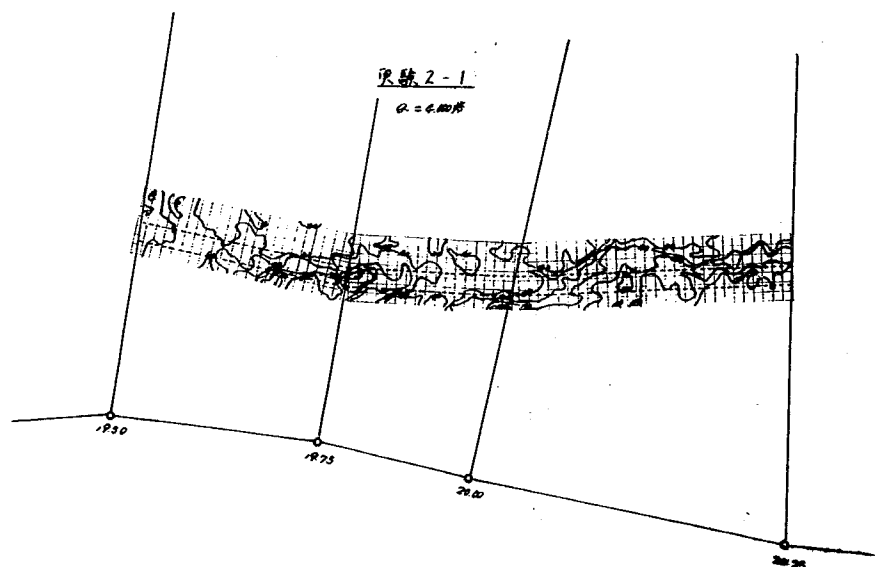


図-4.45.2 護岸付近の洗掘等深線図（実験7）

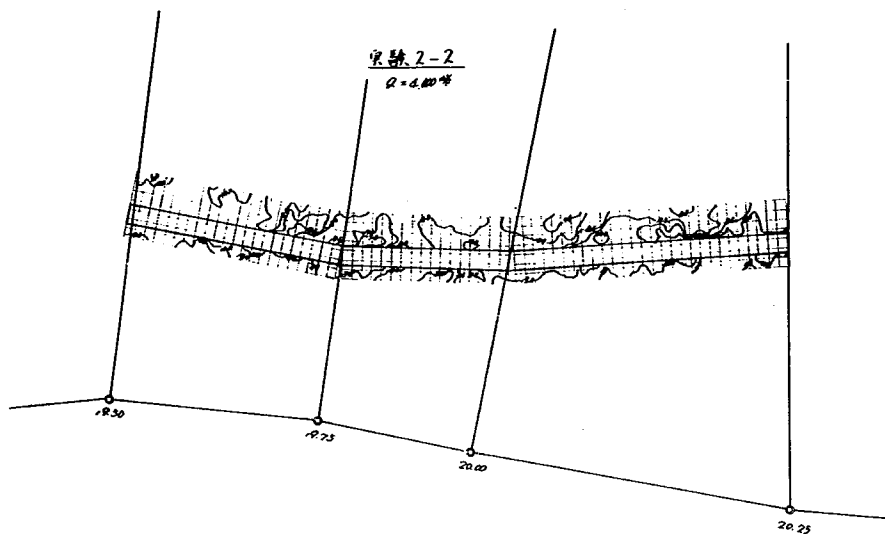


図-4・45・3 護岸付近の洗掘等深線図（実験 7）

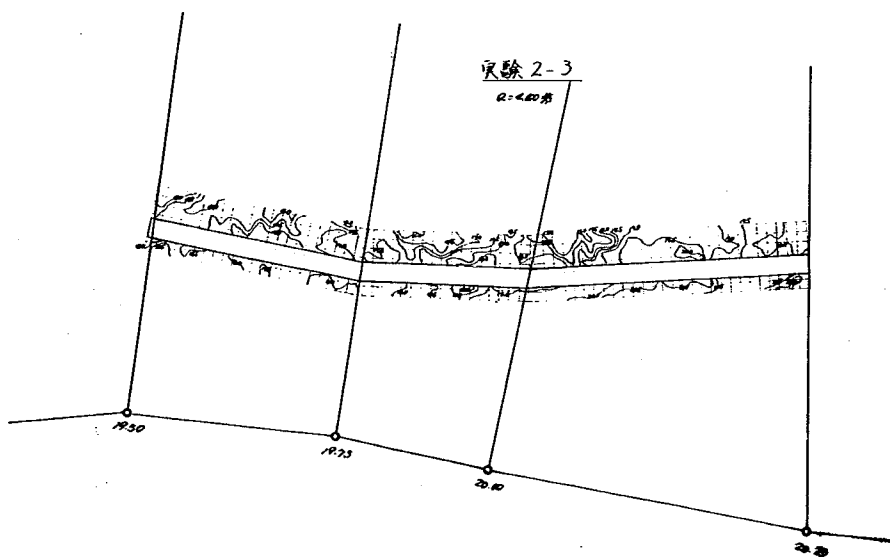


図-4・45・4 護岸付近の洗掘等深線図（実験 7）

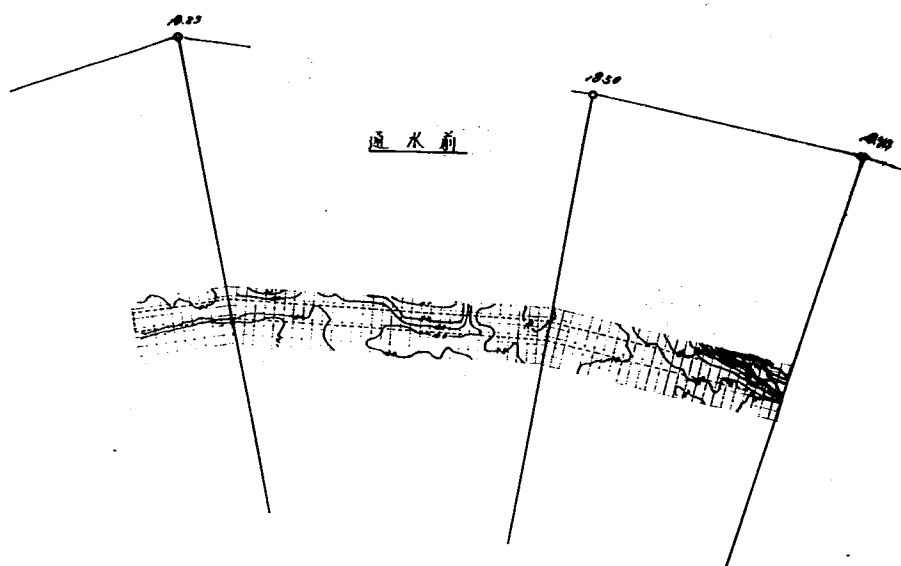


図-4・45・5 護岸付近の洗掘等深線図（実験7）

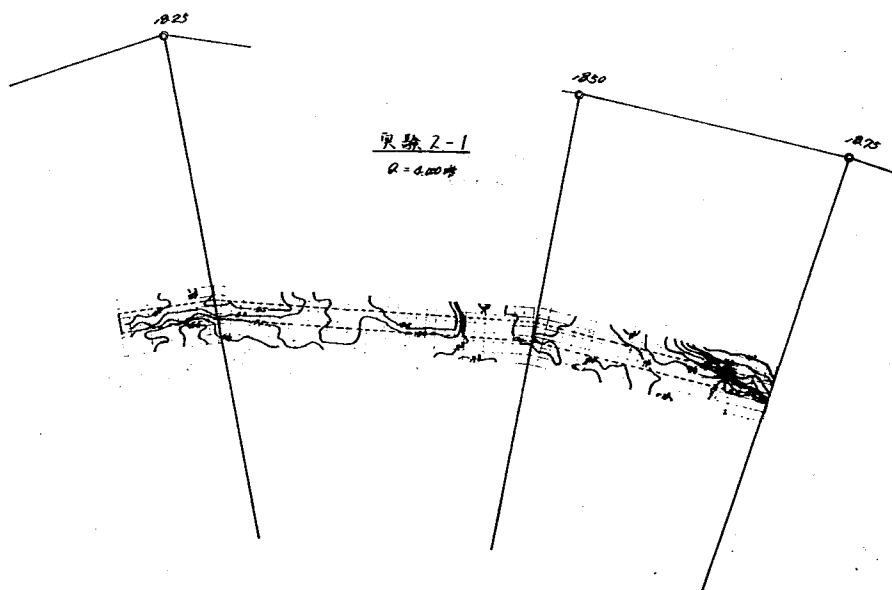


図-4・45・6 護岸付近の洗掘等深線図（実験7）

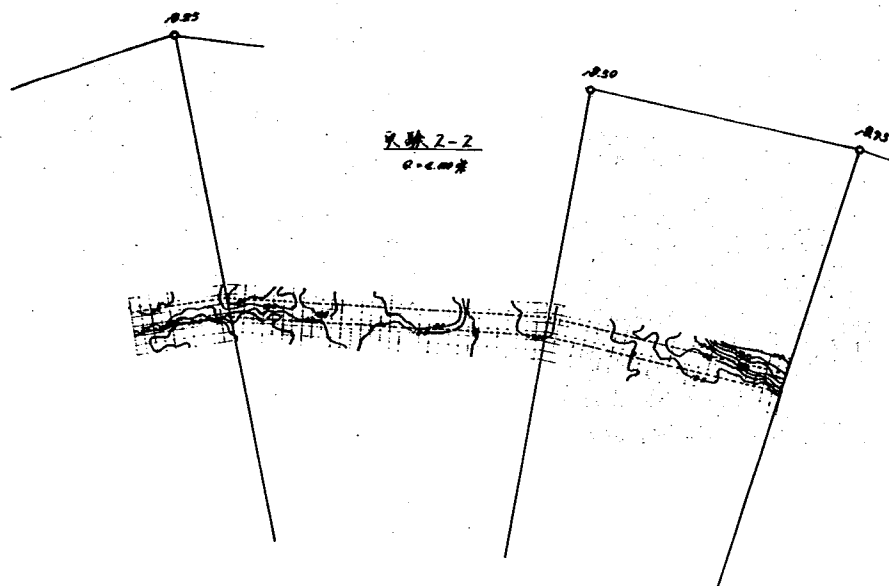


図-4.45.7 護岸付近の洗掘等深線図(実験7)

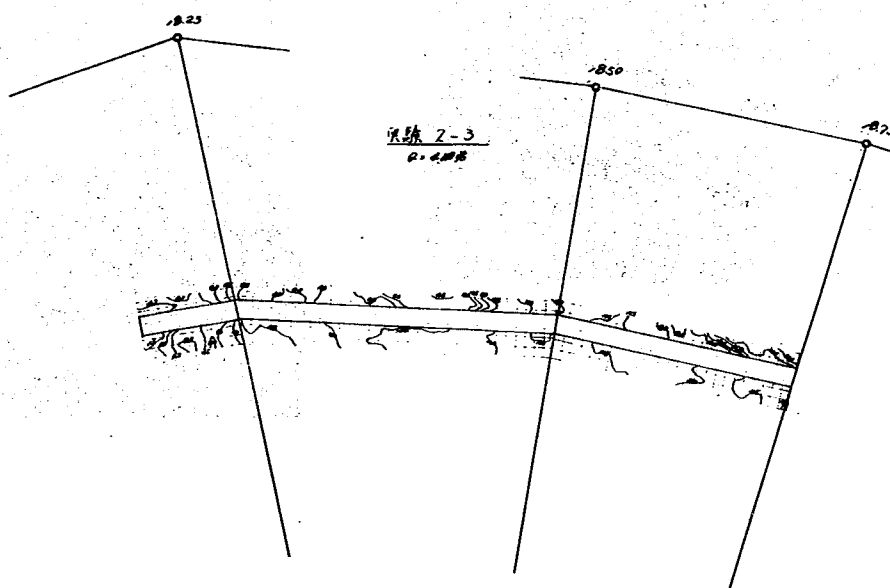


図-4.45.8 護岸付近の洗掘等深線図(実験7)

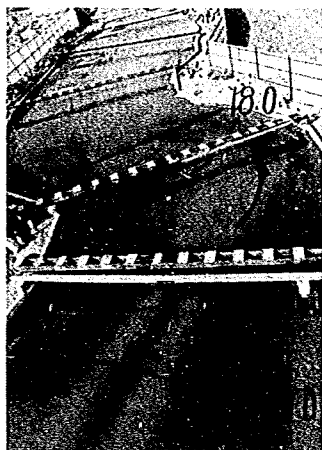


写真-1
4,000 m^3/sec 通水中

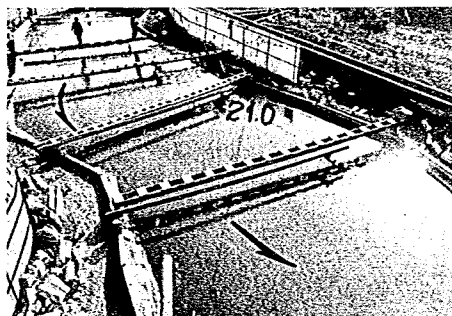


写真-1
4,000 m^3/sec 通水中

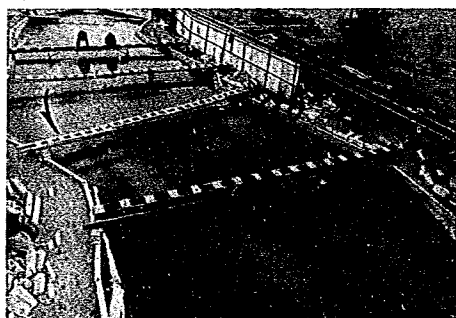


写真-1
6,000 m^3/sec 通水中

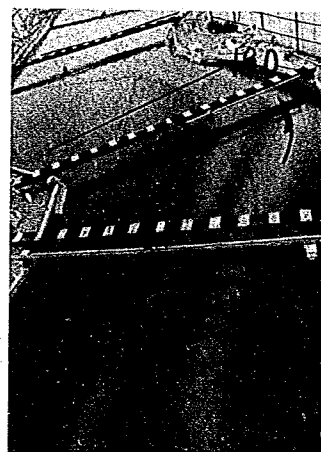


写真-1
6,000 m^3/sec 通水中

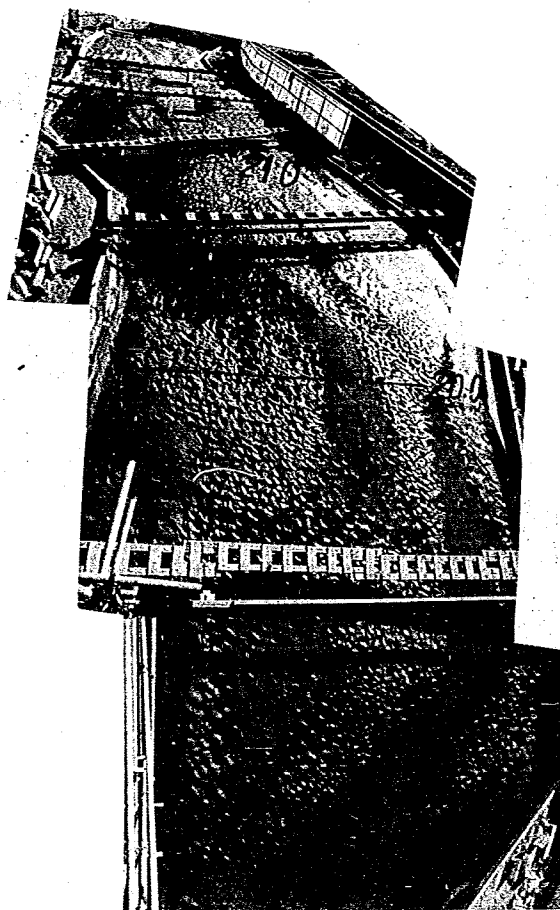


写真-1

1,000 m^3/sec 1 hr
 4,000 m^3/sec 45 " 後
 6,000 m^3/sec 10 "



写真-1

1,000 m^3/sec 1 hr
 4,000 m^3/sec 45 " 後
 6,000 m^3/sec 10 "

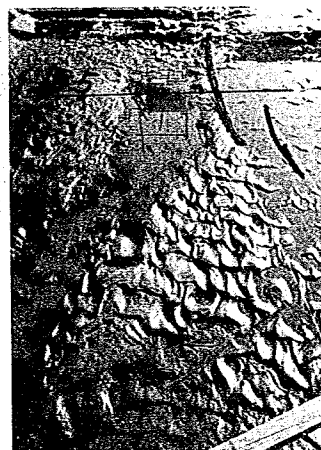


写真-1

1,000 m^3/sec 1 hr
 4,000 m^3/sec 45 " 後
 6,000 m^3/sec 10 "

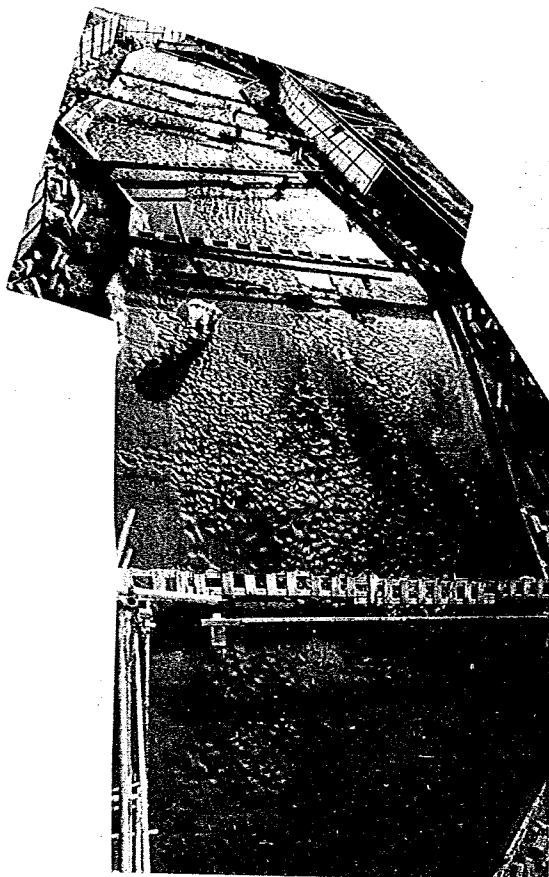


写真-2

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 45 " 後

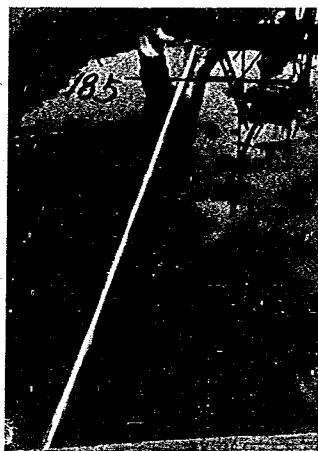


写真-2

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 45 " 後

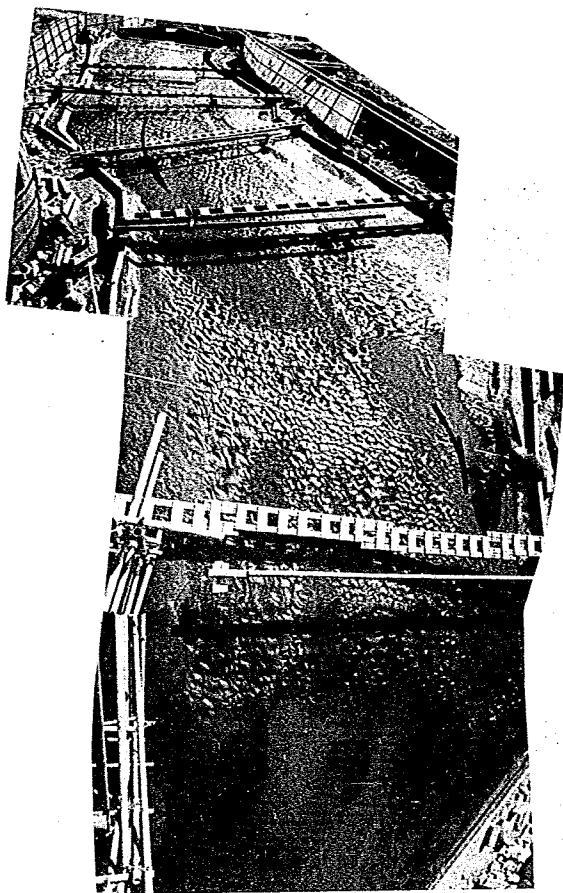


写真-3

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 25 hr 後



写真-3

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 25 hr 後

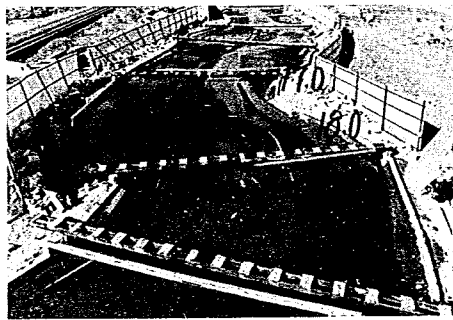


写真-3

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 25 hr 後

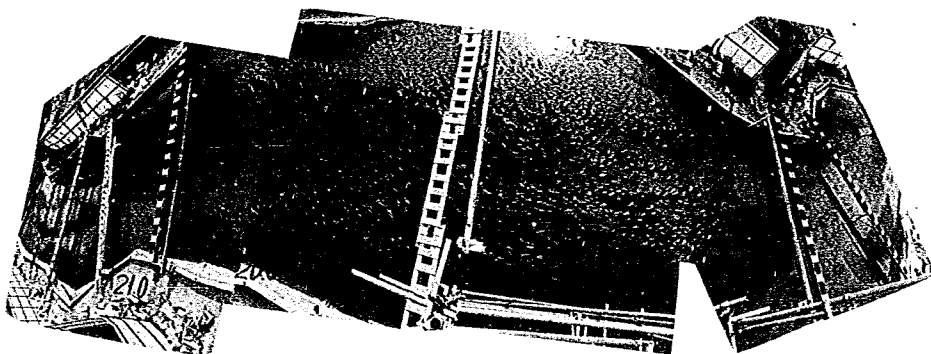


写真-4

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 45 hr 後

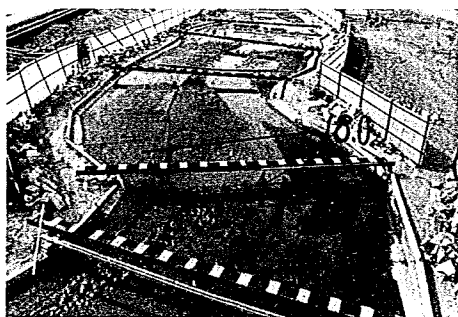


写真-4

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 45 hr 後



写真-4

1,000 m^3/sec 1 hr
4,000 m^3/sec 45 hr 後

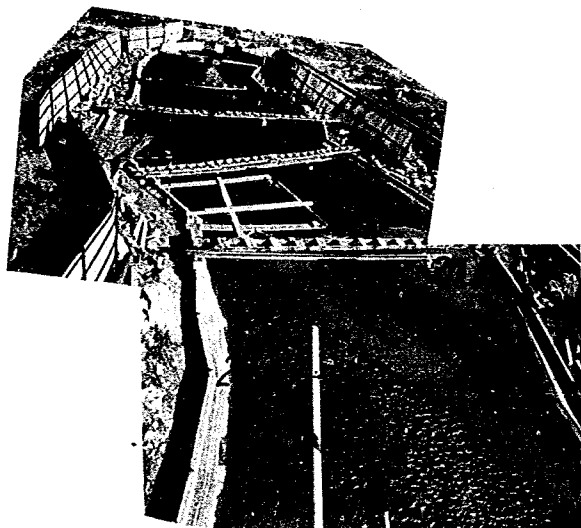


写真-5・1

3,000 m^3/sec 9 hr 後

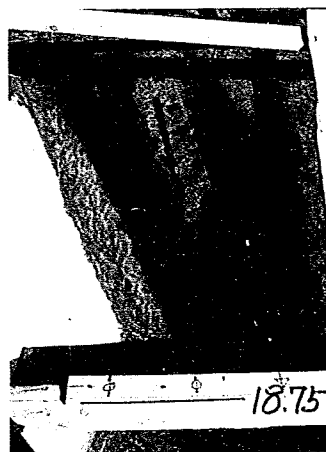


写真-5・1

3,000 m^3/sec 9 hr 後

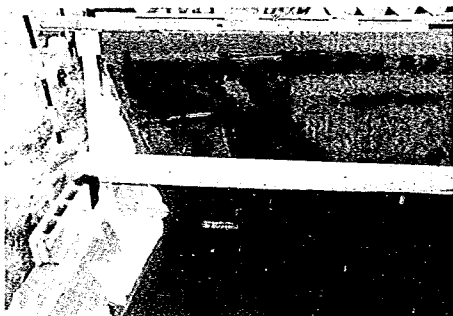


写真-5・2
3,000 m^3/sec 4 hr 通水中

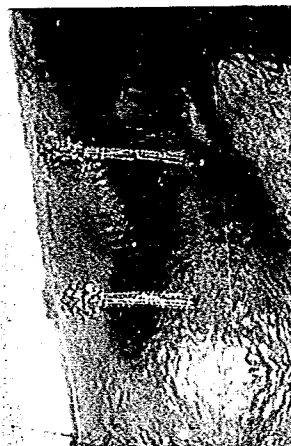


写真-5・2
3,000 m^3/sec 9 hr 通水中

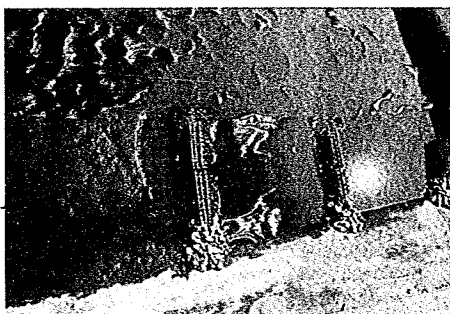


写真-5・2
3,000 m^3/sec 5 hr 後



写真-5・2
3,000 m^3/sec 16 hr 後

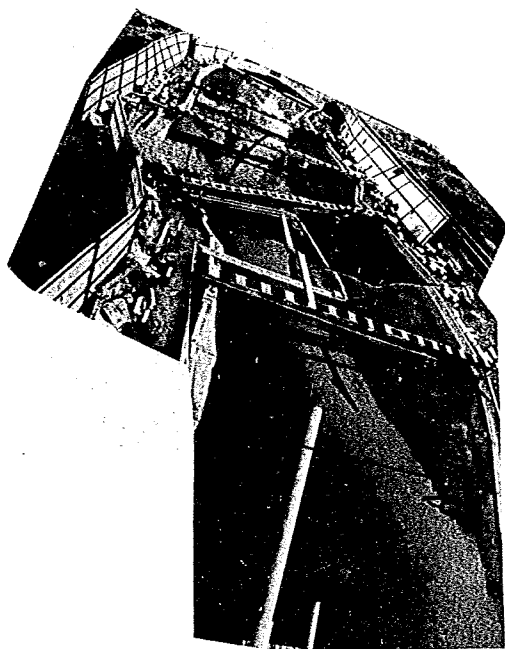


写真-5・3
 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 10 hr 後

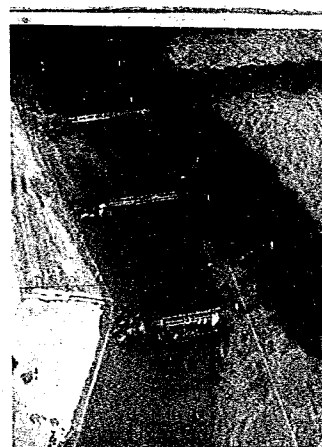


写真-5・3
 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 9 hr 通水中



写真-5・6
3,000 m^3/sec 9 hr 通水中



写真-5・6
3,000 m^3/sec 9 hr 通水中

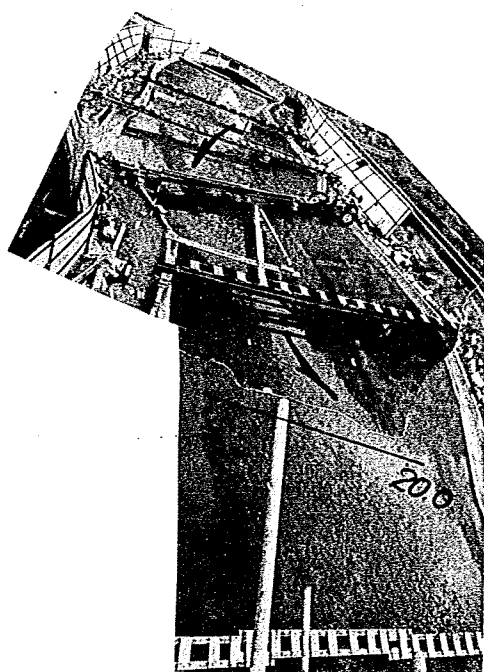


写真-5・6
3,000 m^3/sec 10 hr 後



写真-5・6
3,000 m^3/sec 10 hr 後



写真-5・7

3,000 m^3/sec 9 hr 通水中



写真-5・7

3,000 m^3/sec 9 hr 通水中

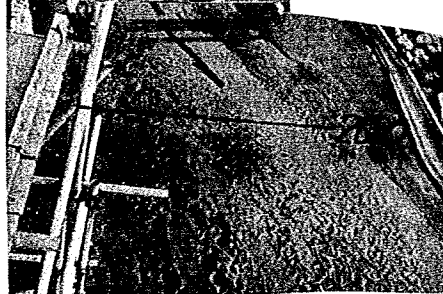
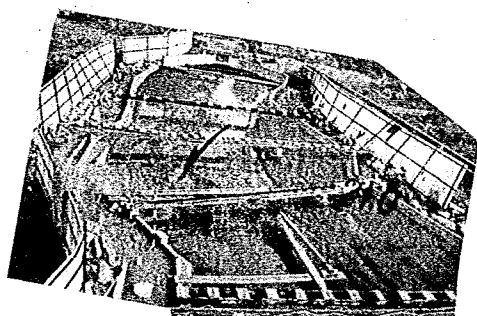


写真-5・7

3,000 m^3/sec 10 hr 後

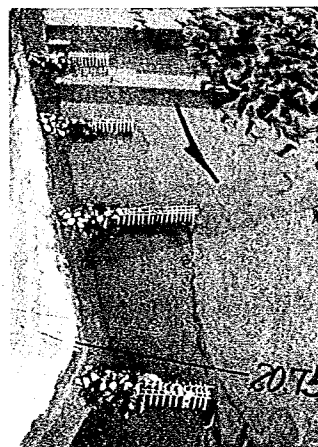


写真-5・7

3,000 m^3/sec 10 hr 後

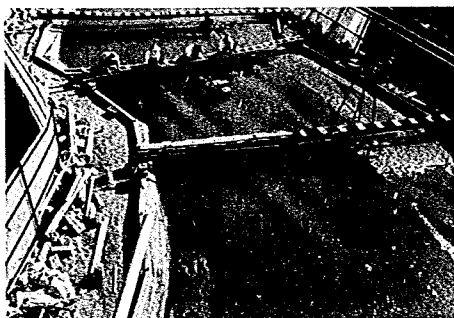


写真-6

$4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 19 hr 通水中

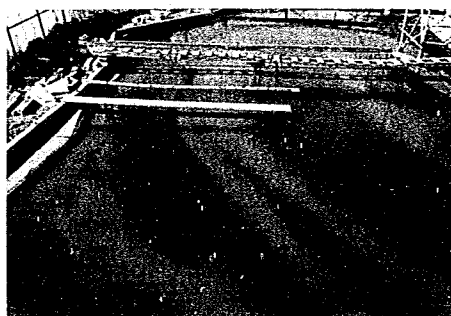


写真-6

$4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 19 hr 通水中

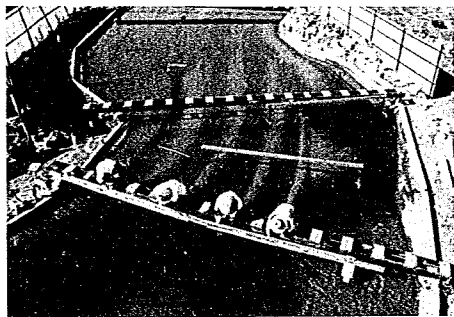


写真-6

$4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 19 hr 通水中

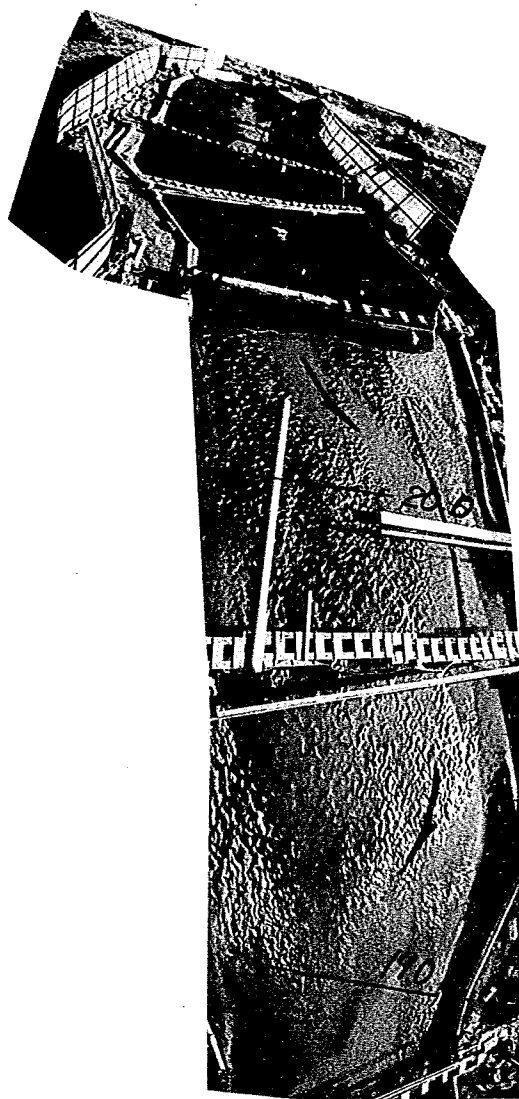


写真-6
4,000 m^3/sec 20 hr 後



写真-6
4,000 m^3/sec 20 hr 後

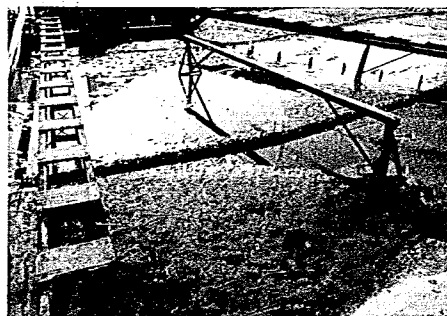


写真-6
4,000 m^3/sec 20 hr 後