



土木研究所資料

第 784 号

長良川河口堰水理模型実験報告書

昭和 47 年 11 月

建設省 土木研究所

鹿島試験所

河川研究室

土 屋 昭 彦
須 賀 堯 三
馬 場 洋 二
高 橋 晃

目 次

まえがき	1
第1章 実験概要	2
1 実験目的	2
2 実験条件	2
3 模型について	5
第2章 相似律について	8
1 フルードの相似則	8
2 流砂量と時間縮尺	9
3 長良川模型の縮尺	11
4 歪模型と洗掘深	16
第3章 実験方法	21
1 実験方法	21
2 測定方法と測定位置	21
第4章 実験経過と実験ケース	22
第5章 検証実験	26
1 概 説	26
(1) 横断河床形状および流量波形について	26
(2) 実験方法	26
2 実験結果	28
(1) 水位，流況について	28
(2) 河床変動について	28
第6章 実験結果（その1）とその検討	30
1 水位の概観	30
2 仮締切設置によるせき上げ量について	30
(1) 模型の粗度係数の推定 ($4000m^2/s$)	34
(2) 実験中の仮締切，伊勢大橋のせき上げ量推定 (5.4Kに大規模河床変動有り).....	34
(3) 2, 3の公式によるせき上げ量の推定	35
3 5.4 K地点の流速について	42
4 流況について	42
5 中州からの越流量	44
6 全般的な河床変動	45

7	仮締切の洗掘について	47
8	伊勢大橋の洗掘について	47
9	吉の丸護岸について	48
10	長良川左岸の護岸について	48
第7章	実験(その2)とその検討	49
1	実験Ⅰ(長良川 $Q_{\max}=7500m^3/s$, 揖斐川 $Q_{\max}=2000m^3/s$ の不定流の場合).....	49
2	実験Ⅱ(定流 長良川 $Q=4000m^3/s$, 揖斐川 $Q=1270m^3/s$)	49
3	実験Ⅲ(不透過導流壁60m設置)	49
4	実験Ⅳ(透過導流壁60m設置)	50
5	実験Ⅴ,Ⅵ(透過および不透過併用の実験)	50
第8章	実験(その3)とその検討	52
1	概 要	52
2	各締切の対策について	52
3	実験結果	59
3.1	水位について	59
(1)	仮締切設置によるせき上げ量について	62
(2)	現状水位と各締切設置時の水位について	62
(3)	高潮時の仮締切地点への打ち上げ高について	63
3.2	流速について(5.4K地点)	70
3.3	流況について	70
3.4	保護矢板側面の時間洗掘深について	72
3.5	全般的な河床変動について	72
3.6	仮締切部の局所洗掘とその対策について	74
3.7	伊勢大橋の対策について	75
3.8	吉の丸対策について	76
3.9	長良川左岸高水敷の対策について	76
3.10	揖斐川5.4~5.2K右岸の対策について	76
第9章	結 論	77
1	実験その1およびその2について	77
2	実験その3について	78
あ と が き		79

図 表 目 次

図-1.1	吉の丸ピーク水位, 墨俣ピーク流量相関図	3
-1.2	水理実験流量水位波形図	4
-1.3	移動床模型標準横断面図	6
-1.4	長良川模型平面図	6
-1.5	石炭粉の粒度分布図	7
-2.1	南濃大橋掃流砂量 ($Q_{B*} \sim \tau_*$)	12
-2.2	墨俣浮遊砂量 ($q_s \sim \tau_*$)	12
-2.3	墨俣掃流砂量 ($Q_B \sim \tau_*$)	13
-2.4	河床材料粒径	13
-2.5	石炭粉実験結果 ($q_T \sim \tau_*$)	14
-2.6	石炭粉実験結果 ($q_{T*} \sim \tau_*$)	14
-2.7.1~2.7.7	時間洗掘深曲線 (歪実験)	17
-5.1	実験流量水位波形図 (検証実験)	27
-5.2	時間水位曲線 (実験NoA-1 35年8月洪水)	83
-5.3	時間水位曲線 (実験NoA-2 36年6月洪水)	84
-5.4	時間水位曲線	85
-5.5	時間水位曲線	86
-5.6	ピーク水位縦断面図	87
-5.7	流況図	88
-5.8.1~2	河床変動図	89
-6.1.1~6	時間水位曲線	91
-6.2	ピーク水位縦断面図	31
-6.3	水位縦断面図	32
-6.4	文 中	33
-6.5.1~7	長良川水位縦断面図 (不等流計算)	97
-6.6	記号説明図	35
-6.6.1~6	水位縦断面図 (不等流計算)	101
-6.7.1~6	時間流速曲線	104
-6.8.1~2	流況図 (現状形)	110
-6.9.1~2	〃 (4回締切第1回)	112
-6.10.1~2	〃 (3回〃第1回)	114

図-6.11.1~2	流況図(4回締切第2回).....	116
6.12.1~2	" (3回"第3回).....	118
6.13.1~3	" (4回"第4回).....	120
6.14.1~6	中州からの越流量	123
6.15.1~2	河床変動図(現状).....	129
6.16.1~2	" (4回締切第1回).....	131
6.17.1~2	" (3回"第1回).....	133
6.18.1~2	" (4回"第2回).....	135
6.19.1~2	" (3回"第3回).....	137
6.20.1~2	" (4回"第4回).....	139
6.21.1~4	時間洗掘深曲線	141
6.22.1~6.25.2	等高線図 (仮締切部).....	145
6.26.1~6	時間洗掘深曲線(伊勢大橋).....	153
6.27.1~6	等高線図 (").....	159
6.28.1~6	時間洗掘深曲線(吉の丸護岸).....	165
6.29.1~6	等高線図 (").....	171
7.1	流況図 (実験Ⅰ).....	177
7.2	時間洗掘深曲線(実験Ⅱ).....	178
7.3	等高線図 (実験Ⅱ).....	179
7.4	時間洗掘深曲線(実験Ⅲ).....	180
7.5	等高線図 (実験Ⅲ).....	181
7.6	時間洗掘深曲線(実験Ⅳ).....	182
7.7	等高線図 (実験Ⅳ).....	183
7.8	導流壁構造図 (実験Ⅴ,Ⅵ).....	184
7.9	等高線図 (実験Ⅴ).....	185
7.10	等高線図 (実験Ⅵ).....	186
8.1	4回締切平面図	54
8.2	しゅんせつ平面図	55
8.3	導流壁平面図(第1案,第2案,第3案).....	56
8.4.1	吉の丸護岸保護工	57
8.4.2	左岸高水敷保護工	57
8.5	伊勢大橋ピアの保護	58
8.6.1~6	時間水位曲線	189

図-8.7	ピーク水位縦断面図	60
8.8	水位縦断面図	61
8.9.1~6	長良川水位縦断面図(不等流計算)	193
8.10.1~2	" "	64
8.11.1	せき上げ量とフルード数の関係	66
8.11.2	水位縦断面図(不等流計算)	67
8.11.3	" (")	68
8.11.4	現地推定波高(高潮実験)	69
8.12.1~6	時間流速曲線	196
8.13.1~6	流況図	202
8.14.1~5	時間洗掘深曲線	208
8.15.1~8.21.3	河床変動図	213
8.2.2	等高線図(4-1締切)	234
8.2.3	" (4-2締切)	235
8.24.1~2	" (4回締切第3回 第1案)	236
8.25.1~2	" (" 第2案)	238
8.26.1~2	" (" 第3案)	240
8.27.1~2	" (" 定流)	242

表-4.1~4.3	実験ケース一覧表	23
6.1	実験後断面の Δh の計算	38
6.2	全川幅と障害となる幅	34
6.3.1~3	実験前断面の Δh の計算	39

ま え が き

長良川は岐阜県大野郡高鷺村の大日岳(標高1709m)を水源とし、美濃市、岐阜市、羽島市などを経て海津町成戸から木曾川に海津町油島から揖斐川に隣接して流れ、伊勢湾に注ぐ流域面積1985Km²、流路延長158kmを有する河川である。

河道は相当以前から計画高水流量4500m³/sの規模で改修が進められてきたが、昭和34年から昭和36年にかけてかなりの大出水にみまわれ、34年9月の洪水は7400m³/s、35年8月の洪水は8000m³/s、36年6月のそれは6700m³/sといずれもこれまでの計画高水流量を大幅に上回るものであった。このため治水計画の再検討がなされ、昭和38年基本計画高水流量を8000m³/sに改め、このうち500m³/sを上流のダムで調節することとし、河道への計画高水流量を7500m³/sに改訂した。この増加流量3000m³/sの処理方法として、河道掘削によって河積の増大を計り、この流量を現在の河道にのみ込むことと計画された。しかし、このような大規模な浚渫は、常時海水の遡上を容易にし、河口部の塩害を増大させるほか、現在塩害の発生していない区域にも塩分が遡上し、塩害を生ぜしめるおそれがある。そこでその解決策として長良川河口約5.4km地点に河道全幅を締切る可動堰を設け、非出水期には河口堰を閉じ塩水の侵入を防止し、流水の正常な機能を維持するとともにあわせて上水道、工業用水等の各種用水の供給を確保する計画が進められている。そしてこのような大河川における重要構造物の建設に際しては、従来から完全ドライワークで施工が行なわれており、長良川河口堰の建設もこれらの実例にならい、その施工を仮締切内で実施することを基本としている。水資源開発公団ではこの河道の部分的仮締切による水理的影響および仮締切工法の構造を机上検討のうえ、土木研究所に検討、確認のための模型実験を依頼してきた。模型実験は昭和46～47年度の2年間にわたって鹿島試験所において実施した。

本報告書は、この締切工法の選定、仮締切設置に伴う治水上の諸問題および仮締切自体の安全性とそれを確保するための対策等について行なった2年間の実験結果を報告するものである。

第 1 章 実 験 概 要

1. 実 験 目 的

長良川下流部約 5.4 Km 地点に河口堰を建設するにあたって、その建設地点での河道の部分的仮締切が必要である。この仮締切が出水時にも安全でなければならないが、同時にこの仮締切を設置することは、当然ながら洪水疎通の大きな障害となり得るものであるから、1 回の締切範囲および洪水疎通に必要な河積を確保するための掘削形状、あるいは他の河川管理施設、河川工作物への水理的影響等が大きな問題となる。また締切回数を多くすると治水上の問題はかなり少なくなるが、堰建設費ならびに工期はそれにつれて増加する。このため締切回数は必要最少のもので上記影響が少ない方がよいわけである。

以上のようなことから本実験は次の事項についての検討を目的とした。

- (1) 分割数の選定
- (2) 仮締切設置にともなうせき上げの治水上の影響、およびこれの対策としての低水路浚渫法線、浚渫土量の決定
- (3) 仮締切自体の安全性とその対策
- (4) 他の河川管理施設、河川工作物に対する安全性とその対策
- (5) 仮締切設置にともなう揖斐川への影響

なお(1)の分割数については水資源開発公団で選定した、3 分割および 4 分割締切について検討を行ない、(3)については仮締切周辺の局所洗掘の把握とその対策について、(4)の河川工作物については特に河口堰建設地点の上流(約 5.9 Km)の伊勢大橋であり、この橋脚周辺は現在でもかなり洗掘されているが、仮締切設置にともなう流心、流向の変化による橋脚に対する影響を調査し、保護工の要、不要を検討しようとするものであり、(5)は長良川より揖斐川への越流量が増加した場合、中州および揖斐川 4.2 Km 右岸付近の現在でも水衝部となっており、治水上の重要地域と見られる吉の丸護岸におよぼす影響を調査しようとするものである。これらの諸問題に対して最も大きな影響を与える水理条件下で実験を行なうこととし、仮締切自体および仮締切設置にともなう治水上の諸問題に対処するために必要な、基礎資料を得ることを目的としている。

2. 実 験 条 件

4 回締切にしる、3 回締切にしる平面図で見れば 1 回の締切範囲は、全川幅のうちの相当部分を占めることになり、洪水の疎通および仮締切工におよぼす流れの作用は想像を越えるものがあるかも知れない。そのため仮締切工は 1. で述べた各事項のそれぞれを十分安全な状態におくものでなければならない。したがって、各事項がもっとも危険と想定される水理条件で模型実験を行ない、答を見て安全が確保されるかどうかの判定を下す必要がある。

治水上の問題に対しては、流量および水位が、仮締切工の洗掘に対しては流速が、それぞれ支配すると考えられる。そのため、従来の洪水資料および潮汐資料を蒐集し、実験条件としては流量が計画高水流量、計画波形の場合を考え、水位は資料から得られる河口水位の上限および下限によって、それぞれの危険な水利条件を設定できようと考えた。

しかし、治水上の問題の1つであるせき上げ水位量は、流れのフルード数が大きければ大きいほど、大きくなるので結局基本的には計画高水流量波形と、河口水位の下限值との組み合わせを使用して実験することにし、これらの実験条件が最悪でない事項の場合には、適当に実験条件を組み替えることにした。

水位については、せき上げ水位を含めた仮締切上流の水位が現状水位を上まわらないことを主眼とした。局所洗掘は洗掘防止工を工夫することにした。

計画高水流量波形の作製ならびに潮汐資料の蒐集は、水資源開発公団が行なった。

この計画高水流量の流量波形（不定流）は、昭和36年6月出水の墨俣（長良川）、万石（揖斐川）地点記録を基本波形とし、長良川ピーク流量を $7500\text{m}^3/\text{s}$ に引き伸ばし、長良川ピーク時刻の揖斐川流量を $3500\text{m}^3/\text{s}$ としたものである。また、資料蒐集によって得た墨俣ピーク流量と吉の丸ピーク水位を図-1.1に示す。図-1.1の吉の丸ピーク水位の下限線を用いて、不定流の流量波形に対して求められた吉の丸水位を下流水位とした。このとき長良川流量ピーク時刻と下

図-1.1 吉の丸Peak水位 墨俣Peak流量相関図

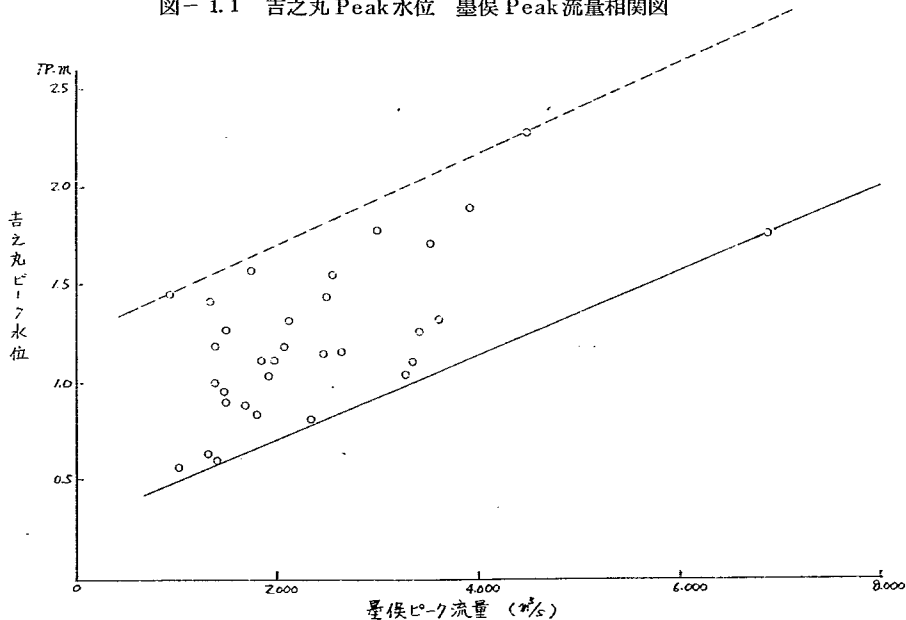
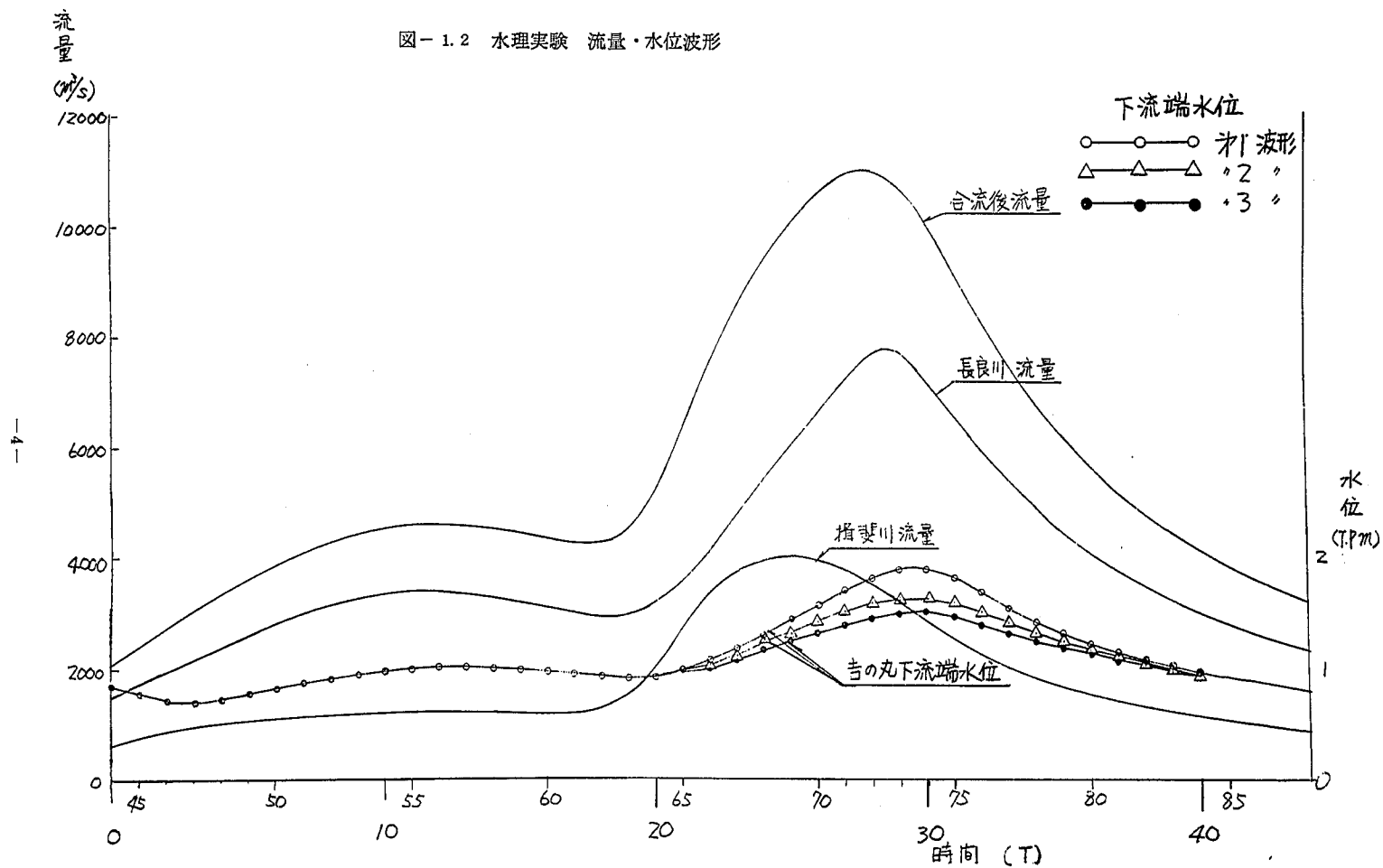


図-1.2 水理実験 流量・水位波形



流水位ピーク時刻を1時間ずらしている。こうして求められた流量水位波形を図-1.2に示す。

図-1.1, 1.2の結果については、中部地建の承認を得た。

長良川で過去10年間位の間で年1回の出水は、大略 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度であり、こうした頻度の多い洪水に対しても、流況を見る必要があるということで、定流の $4000\text{ m}^3/\text{s}$ の実験をも計画した。

定流においては長良川 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ 、揖斐川 $1273\text{ m}^3/\text{s}$ ($1867\text{ m}^3/\text{s}$)を用い、下流水位は不定流と同様図-1.1の下限線よりT.P. 1.14 m とした。実験に用いた河床形状は、昭和43年度実測河床(現況実験)と、これに仮縮切設置にともなう各浚渫を行なったものを使用した。

3. 模型について

固定床による河川水理模型実験では、その模型河道における水位、流速その他の水理量のある精度で簡単に測定することが可能である。しかし、その反面、特に河川断面の局所および巨視的な縦断方向の河床変動を推定する必要がある場合、固定床実験は次のような欠点を持つ。それは測定計器の制約により河床変動の推定に必要な3次元的な水理量の測定が困難なこと。また、たとえそれらの水理量が測定できても定量的な河床変動を表わす方程式を求める知識が現在では不足し、解析的検討が困難なこと、および河床が拘束されているため実験的検討ができないという致命的な欠点がある。これらの欠点に対してそのいずれをも克服し、河床の平面的、立体的な力の関係を実験結果にVisualizeする手段として模型河床に現地と力学的相似性を持たせた模型河床材料を用いた移動床実験が企図されることは周知のことである。

本模型も前述したように移動床模型であり、縮尺は水平方向 $1/60$ 、鉛直方向 $1/40$ で歪 1.5 に製作した。このように歪をつけた理由は、現地の河床材料が細かく、それに対応した模型河床材料の入手が困難なため、歪をつけて模型河床材料の流送状態を現地の状態に近づけるためである。この模型は昭和43年度実測河床に計画断面が入ったものを用い、図-1.3に示すように、河床モルタル面は河床材料の厚さだけ下げて移動床実験用に製作されている。

模型区間は長良川 2.0 Km から 14.0 Km 、揖斐川 2.0 Km から 8.0 Km 間であり、このうち実験使用区間は縮切の影響範囲と考えられる 3.0 Km ~ 8.0 Km 間を用いた。これらの模型には長良川および揖斐川上流部にそれぞれ量水槽、整流装置、下流には沈砂槽、水位調節用ゲートおよび帰還水路が設けてある。また模型内の水制はモルタルで製作し、伊勢大橋ピア等河川工作物も設けてあり、このうち実験中河床洗掘状況等が測定、あるいは目視できるよう伊勢大橋ピア2基、吉の丸護岸部分および仮縮切本体は透明アクリライト板で製作した。(図-1.4 模型平面図参照)

河床材料としては現地河川の平均粒径が非常に細かいものであり、したがって模型の幾何学的縮尺により河床砂を縮小することは不可能であるので、比重の小さい材料として石炭粉を用いた。この石炭粉の密度は炭素分の多い普通のもので $\sigma=1.50$ であり、砂の $\sigma=2.65$ と比して水中比

図-1.3 移動床模型標準横断面図

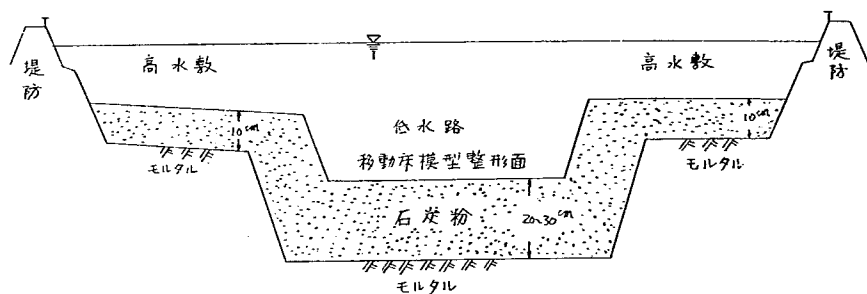
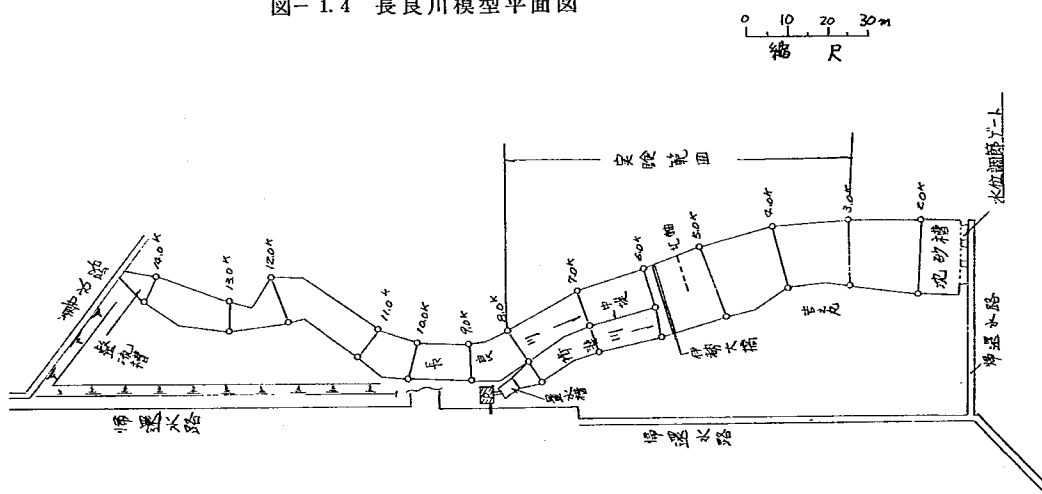


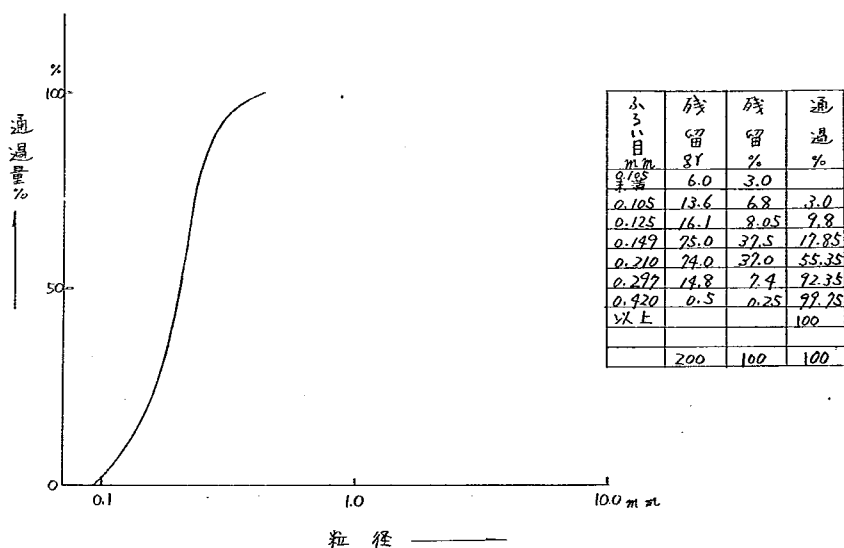
図-1.4 長良川模型平面図



重において3倍程度軽く、粒度分布は図-1.5に示すように平均粒径 $d_m = 0.215\text{mm}$ のものである。このように実験上の問題として理想的な模型河床材料が得られず、力学的には完全に相似ではない河床材料を使用したことと、粗度調整ができないため実験の相似律が厳密にはわからないという問題があった。

前者については比重の軽い石炭粉を使用し、かつ模型に歪をつけて石炭粉の流送を容易にし、後者については実験の設計時の相似律が成り立つものと仮定した。

図-1.5 石炭粉の粒度分布



第2章 相似律について

1. フルードの相似則

現地の流れを支配している基礎方程式は一次元的な場合、一般に次のように書かれる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

(1)式が流れの運動方程式、(2)式は連続式である。幾何学的に相似に作られた模型の流れも同様に

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。ただし、添字の p は prototype (現地) m は model (模型) を示す。現地の流れと模型の流れが相似であるためには上式(1), (3)の対応する各項同志の比が一定でなければならない。すなわち

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{i_p}{i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{R_m^{4/3}}} = \text{const} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここで $\frac{V_p}{V_m} = V_r, \frac{t_p}{t_m} = t_r, \frac{h_p}{h_m} = h_r, \frac{x_p}{x_m} = x_r, \frac{n_p}{n_m} = n_r$

などおくと(5)式は

$$\frac{V_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{V_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot V_r^2}{h_r \cdot R_r^{4/3}} = \text{const} \quad \dots\dots\dots(6)$$

となり、各辺に x_r/h_r を乗ずると次のようになる。

$$\frac{V_r \cdot x_r}{t_r \cdot h_r} = 1 = \frac{i_r \cdot x_r}{h_r} = \frac{V_r^2}{h_r} = \frac{n_r^2 \cdot V_r^2 \cdot x_r}{h_r \cdot R_r^{4/3}} \quad \dots\dots\dots(7)$$

(7)式の第2項と第4項とよりフルード法則がでてくる。

$$F_{r,r}^2 = \frac{V_r^2}{h_r} = 1 \quad \dots\dots\dots(8)$$

これより流速の縮尺は

$$V_r = \sqrt{h_r} \quad \dots\dots\dots(9)$$

で与えられ、さらに(7)式の(1)(2)項より水流に対する時間縮尺は

$$t_r = x_r \cdot V_r / h_r \dots\dots\dots(10)$$

で与えられる。つぎに径深 $R \doteq h$ と表わされるものとすれば第2項と第5項より、フルード則を用いて粗度縮尺が求まる。

$$n_r = \frac{\sqrt{h_r^{7/3}}}{V_p \sqrt{x_r}} = \frac{\sqrt{h_r^{4/3}}}{\sqrt{x_r}} = \sqrt{\frac{h_r^{4/3}}{x_r}} \dots\dots\dots(11)$$

これまでの誘導には x_r と h_r の比には何ら拘束条件はなかったので、歪み $\alpha = x_r / h_r$ は任意にとれることを意味する。また(7)式の const は $1/\alpha$ であることに注意を要する。なお連続の方程式は自動的に満足されている。なお、断面積、流量の縮尺は

$$A_r = x_r \cdot h_r \dots\dots\dots(12)$$

$$Q_r = V_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \dots\dots\dots(13)$$

以上、水平、鉛直縮尺 x_r, h_r を知って、諸物理量の縮尺を求める式をまとめて記すと以下の通りである。

$$A_r = x_r \cdot h_r \dots\dots\dots(14)$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \dots\dots\dots(15)$$

$$V_r = h_r^{1/2} \dots\dots\dots(16)$$

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \dots\dots\dots(17)$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \dots\dots\dots(18)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \dots\dots\dots(19)$$

2. 流砂量と時間縮尺

開水路における流れの相似律は、フルードの相似則より求めることができ、同時に時間縮尺も前節の式(4)で求めることができるのであるが、模型実験における河床変動状況をより現地現象に近づけるためには、流砂量の相似が成り立つよう努力することが必要であり、時間縮尺は流砂の連続式および運動式より求めた方が、現地現象にあった結果を得ることが期待できる。

流砂の連続式は次式のようになる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(20)$$

ここに Z : 河床の深さ方向距離 t_s : 時間
 B : 川幅 λ : 空隙率
 Q_s : 全幅流砂量 x : 流れ方向距離

これより

$$h_r = \frac{Z_p}{Z_m}, \quad t_{sr} = \frac{t_p}{t_m}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = x_r, \quad (1-\lambda)_r = \frac{(1-\lambda)_p}{(1-\lambda)_m}, \quad Q_{sr} = \frac{Q_{sp}}{Q_{sm}}$$

であることを用いて

$$\frac{h_r}{t_{sr}} = \frac{1}{B_r \cdot (1-\lambda)_r} \cdot \frac{Q_{sr}}{x_r} \quad \dots\dots\dots (21)$$

よって移動床の時間縮尺 t_{sr} は

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot Q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (22)$$

となる。 $(1-\lambda)_r$ はほぼ 1 に等しい。

次に流砂量の縮尺は、流砂量式として掃流砂を対象にして考えられた佐藤、吉川、芦田公式（通称、土研式）、浮遊砂を含んで考えられた Brown 式、そして石炭粉の流送特性実験と現地観測結果より求めた 3 つについて検討してみた。

(1) 土研式

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot \frac{\varphi \cdot F \cdot U_*^3}{\{(\sigma/\rho) - 1\} \cdot g} \quad \dots\dots\dots (23)$$

ここで記号は慣用記号を使っているので説明は省略する。

次に(23)式は

$$Q_{Br} = \frac{Q_{Bp}}{Q_{Bm}}, B_r = \frac{B_p}{B_m} = x_r, \varphi_r = \frac{\varphi_p}{\varphi_m}, F_r = \frac{F_p}{F_m},$$

$$(\sigma/\rho - 1)_r = \frac{(\sigma/\rho - 1)_p}{(\sigma/\rho - 1)_m}, U_{*r} = \frac{U_{*p}}{U_{*m}}, g_r = \frac{g_p}{g_m}$$

とすると次のようになる。

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r \cdot g_r} U_{*r}^3 \quad \dots\dots\dots (24)$$

(2) Brown 式

$$Q_T = B \cdot q_T = B \cdot 10 \cdot \frac{U_*^5}{g^2 (\sigma/\rho - 1)^2 \cdot d} \quad \dots\dots\dots (25)$$

同様に(25)式は $d_r = d_p/d_m$ とすると

$$Q_{Tr} = B_r \cdot q_{Tr} = B_r \cdot \frac{U_{*r}^5}{g_r^2 \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \quad \dots\dots\dots (26)$$

となる。

なお、石炭粉の流砂実験と現地観測資料からの時間縮尺は後述することにし、(24)、(26)式を(22)式の Q_{sr} に代入すると、それぞれ

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \left\{ x_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r} U_{*r}^3 \right\}^{-1}$$

$$= \frac{x_r \cdot h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r}{\varphi_r \cdot F_r \cdot U_{*r}^3} \quad (\text{土研式}) \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \left\{ x_r \frac{U_{*r}^5}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \right\}^{-1}$$

$$= x_r \cdot h_r (1-\lambda)_r \cdot \frac{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r}{U_{*r}^5} \text{ (Brown 式) } \dots\dots\dots(28)$$

となる。

3. 長良川模型の縮尺

以上の各式において長良川模型の $x_r=60$, $h_r=40$ を代入すれば、各縮尺の具体的な数値が得られる。それをまとめてみると次のようになる。

$x_r = 60$	水平縮尺
$h_r = 40$	鉛直縮尺
$A_r = 2400$	断面積縮尺
$I_r = 1/1.5$	勾配縮尺
$V_r = 6.325$	流速縮尺
$t_r = 9.48$	流水の時間縮尺
$\alpha = 1.5$	歪
$Q_r = 15179$	流量縮尺
$n_r = 1.510$	粗度縮尺

次に流砂量および時間縮尺であるが、まず現地の流砂観測資料集[※]より、長良川の墨俣と南濃大橋の掃流砂量および浮遊砂量を求めた。また、長良川模型の石炭粉流砂量を知るため、二次元水路により石炭粉流送特性の実験を行ない、総流砂量を求めた。

これの墨俣と南濃大橋の掃流砂量 $q_{B*}(=q_B/U_*d)$ 、および浮遊砂量 $q_{s*}(=q_s/U_*d)$ と $\tau_*(=U_*^2/(\sigma/\rho-1)gd)$ の関係を図-2.1～図-2.3 に、この現地河床材料の粒度分布図を図-2.4 に示す。さらに石炭粉流送特性の実験結果総流砂量 q_T と τ_* の関係を図-2.5、 q_{T*} と τ_* の関係を図-2.6 に示した。

この石炭粉の実験結果によると我々の実験範囲では、Brownの提案した浮遊による輸送量をも含めた場合の実験式

$$q_{B*} = 10 \tau_*^2 \dots\dots\dots(29)$$

とほぼ一致する。

これより現地と模型の諸水理量から総流砂量を求め、(29)式により t_{sr} を求めた。さらに土研式およびBrown 公式によるものも次表に示した。

※ 土木研究所資料 第625号：建設省流砂観測資料集

图-2.1 南濃大橋 掃流砂量

5.43.8 ~ 5.44.6 实测

土研式

• 印伊智大橋

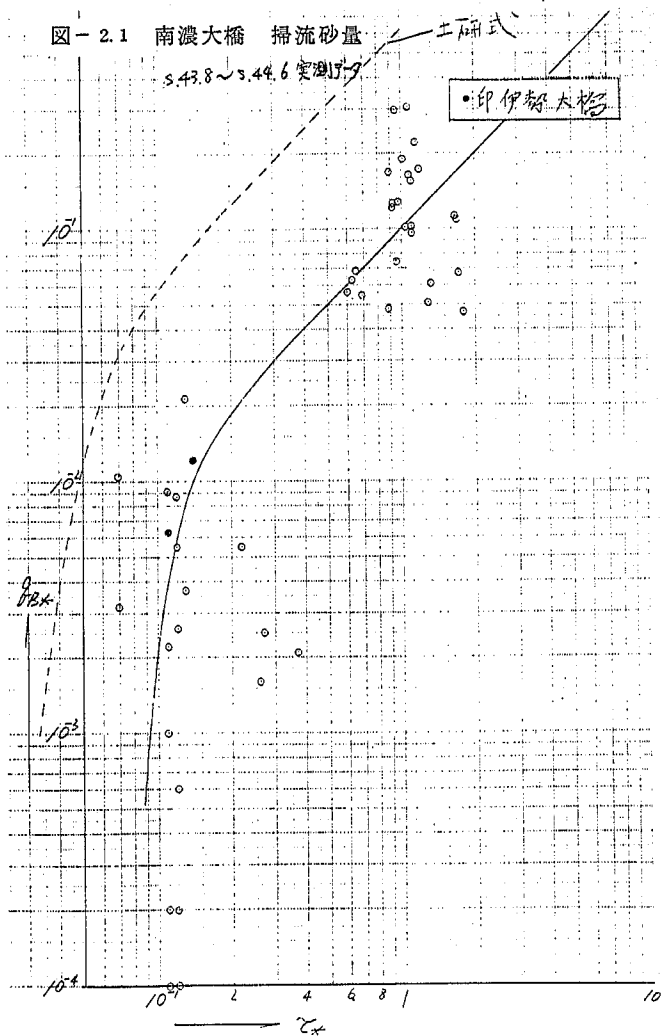


图-2.2 墨俣 浮遊砂量

• 印南濃大橋

$d = 0.07 \text{ mm}$ (資料平均)

$\beta = 0.46 \sim 15.8 \text{ m}^3/\text{m}$

5.43.8 ~ 5.44.6 实测

$d = 0.04 \sim 0.13 \text{ mm}$

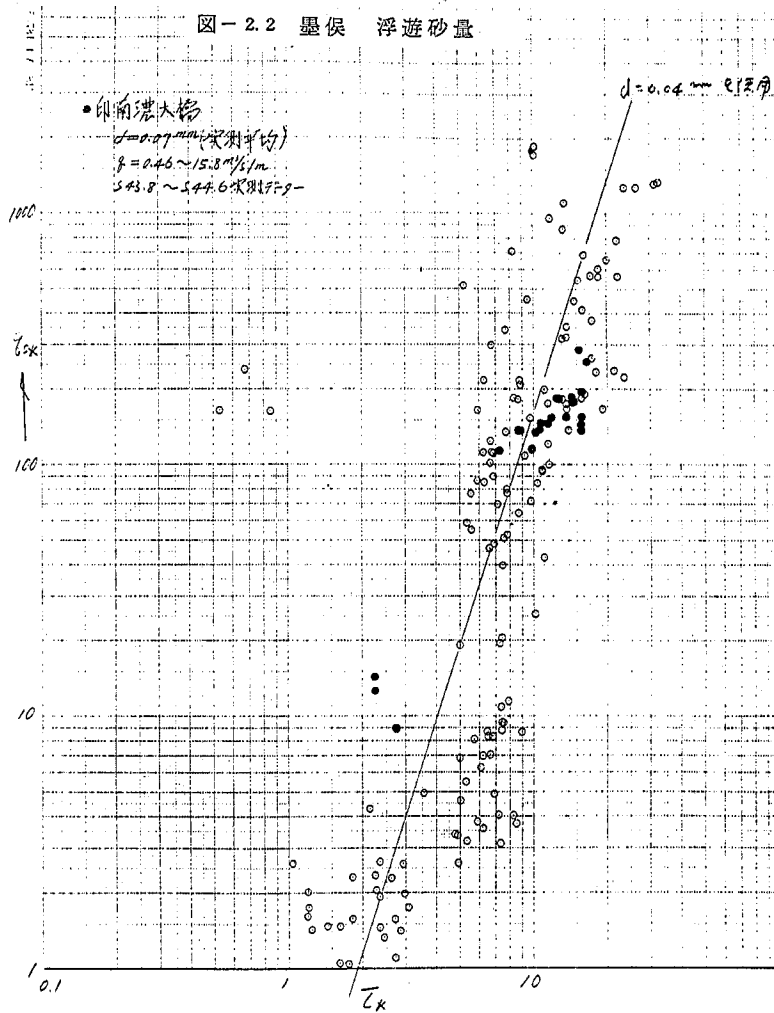


图-2.3 墨侯 掃流砂量

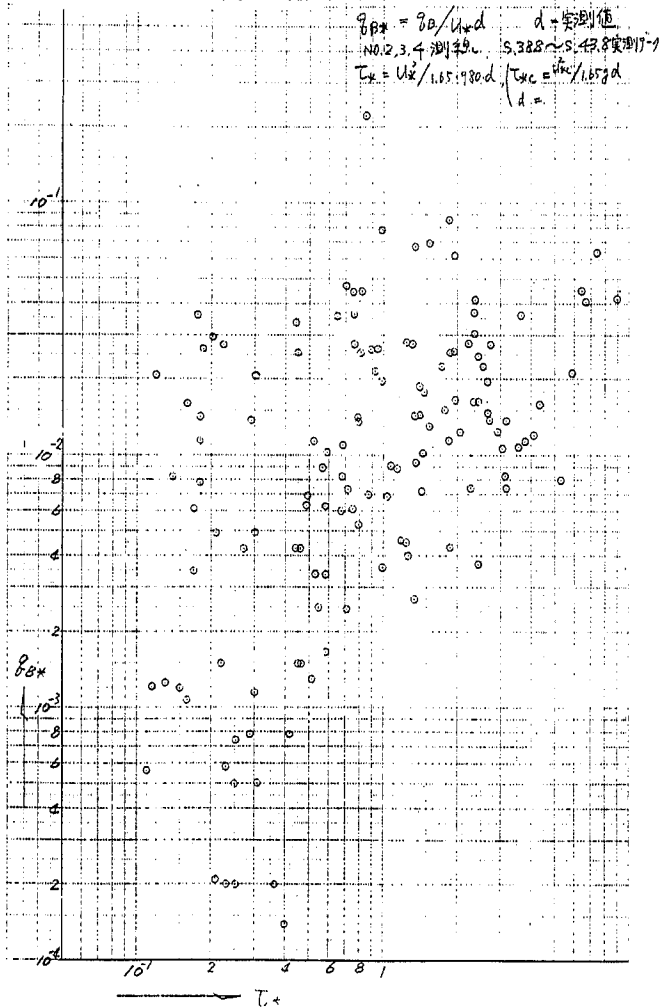
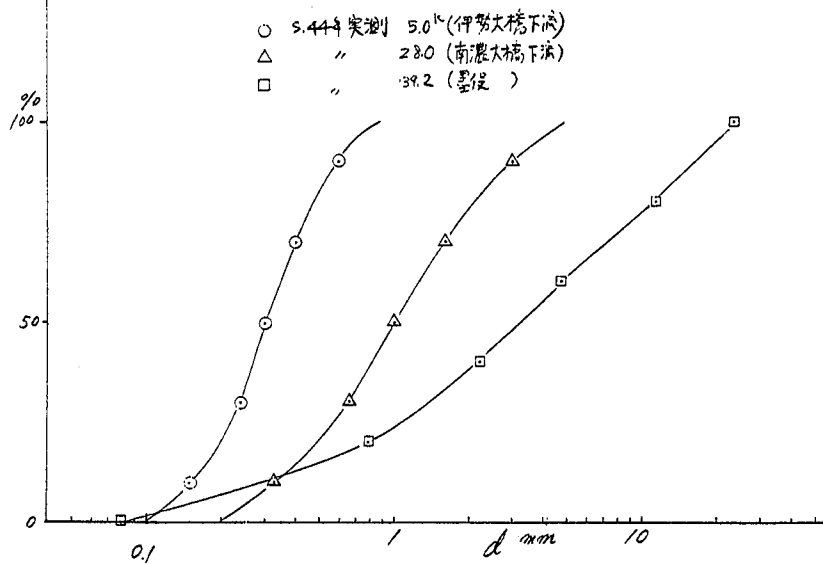


图-2.4 河床材料粒径



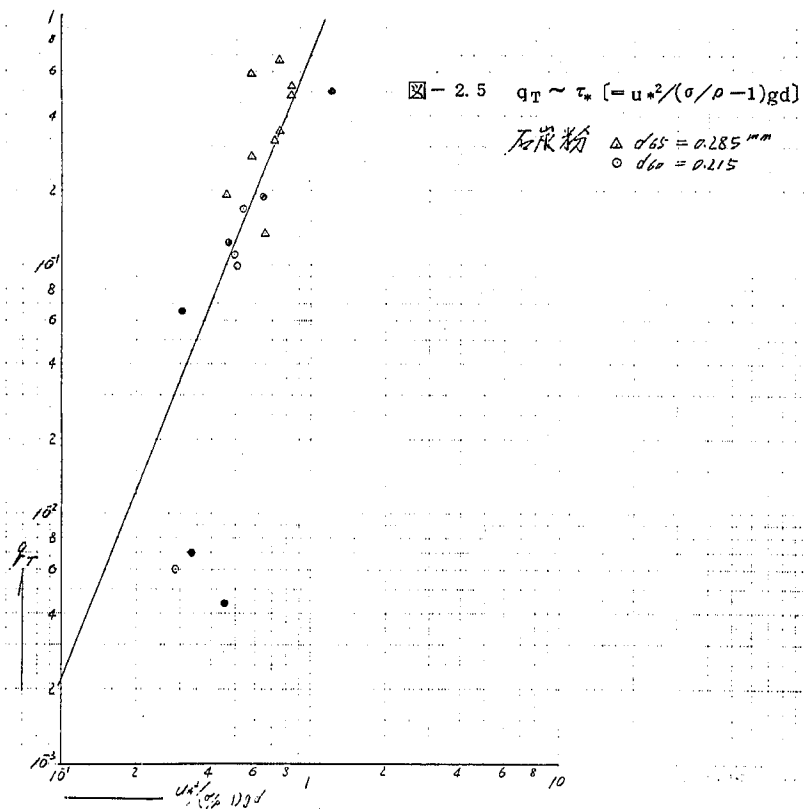
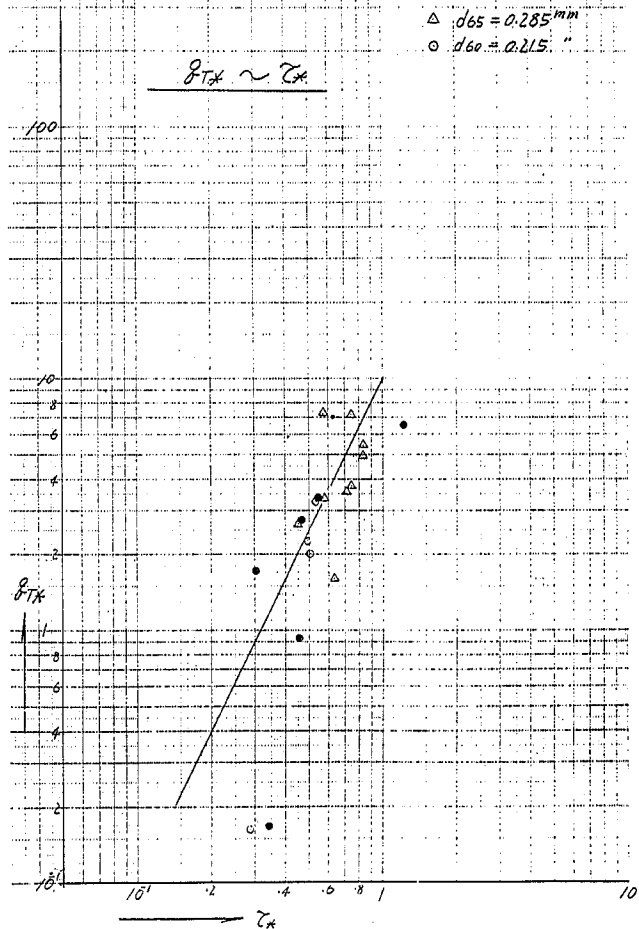


图-2.6 石炭粉实验结果



(1.1) 現地現状断面平均量および実測流砂量

n = 0.022

長良川 流量 Q	平均 径深 R	エネルギー 勾配 I _e	河床材 料粒径 d ₆₀	浮遊砂 粒径 d ₆₀	U _* cm/sec	U _* ・d ₆₀		(q/ρ-1)gd		τ _*		QB*	qs*	QB	qs	QT
						河床砂	浮遊砂	河床砂	浮遊砂	掃流砂	浮遊砂	図-2.1 I・I	図-2.2 I・I			
m ³ /s 2000	m 3.00	0.000142	0.35	0.07 ~0.10	6.46	0.226	0.045 ~0.065	56.595	11.319 ~16.17	0.737	3.687 ~2.581	0.074	7.56 ~248	0.017	0.340 ~0.160	0.357 ~0.177
3000	3.36	0.000194	//	//	7.99	0.280	0.056 ~0.080	//	//	1.128	5.640 ~3.948	0.113	27.80 ~9.30	0.032	1.554 ~0.743	1.586 ~0.775
4000	3.75	0.000230	//	//	9.19	0.322	0.064 ~0.092	//	//	1.494	7.468 ~5.228	0.150	65.50 ~22.30	0.048	4.218 ~2.049	4.266 ~2.097
5000	4.20	0.000241	//	//	9.96	0.349	0.070 ~0.100	//	//	1.753	8.764 ~6.135	0.175	107.0 ~35.7	0.061	7.458 ~3.556	7.519 ~3.617
6000	4.62	0.000246	//	//	10.55	0.369	0.074 ~0.106	//	//	1.968	9.841 ~6.888	0.197	151.0 ~51.50	0.073	11.159 ~5.443	11.232 ~5.506

(1.2) 模型流砂量および時間縮尺

長良川 模型流量 Q	平均 径深 R	エネルギー 勾配 I _e	石炭粉 粒径 d ₆₀	U _*	U _* ・d ₆₀	(q/ρ-1) ・d ₆₀	τ _*	QB*	qs*	QT*	QT	QT _r	Q _{T_r}	t _{s_r}
L/s	cm		μm							図-2.6 I・I				
131.75	7.500	0.000213	0.215	1.251	0.027	10.535	0.149			0.220	0.0059	60.10 ~29.80	3606 ~1788	39.9 ~80.5
197.63	8.400	0.000291	//	1.547	0.033	//	0.227			0.520	0.0172	92.21 ~45.06	5533 ~2703	26.0 ~53.3
263.50	9.375	0.000345	//	1.780	0.038	//	0.301			0.905	0.0344	124.01 ~60.96	7440 ~3658	19.4 ~39.4
329.38	10.500	0.000362	//	1.927	0.041	//	0.353			1.240	0.0508	148.01 ~71.20	8881 ~4272	16.2 ~33.7
395.26	11.550	0.000369	//	2.044	0.044	//	0.400			1.600	0.0704	159.55 ~78.21	9573 ~4693	15.0 ~30.7

(2) 土研公式による時間縮尺

(N_p = 0.026, Π_m = 0.017)

流量 Q	φ _p	φ _m	φ _r	(τ ₀ /τ _c) _p	(τ ₀ /τ _c) _m	F _p	F _m	F _r	U _{*r}	U _{*r} ³	(q/ρ-1) _r	B _r	Q _{Br}	t _{s_r}	(W ₀ /U _{*p}) _p	(W ₀ /U _{*m}) _m
m ³ /s																
2000	0.623	2.403	0.259	15.70	1.78	1.00	0.60	1.67	5.164	137.71	3.3	60	1083	133	0.93	0.80
3000	//	//	//	24.00	2.72	//	0.85	1.18	//	//	//	//	768	188	0.75	0.65
4000	//	//	//	31.80	3.60	//	0.94	1.06	//	//	//	//	690	209	0.65	0.56
5000	//	//	//	37.30	4.23	//	0.96	1.04	//	//	//	//	677	213	0.60	0.52
6000	//	//	//	41.90	4.75	//	0.98	1.02	//	//	//	//	664	217	0.57	0.49

$$\text{ここに } U_{c* m} = 0.8789, U_{c* p} = 2.657, R_* = 6.98, (q/\rho - 1)_p = 1.65, (q/\rho - 1)_m = 0.5,$$

$$W_{0p} = 6.00 \text{ cm/s (沈降) 鶴見公式}$$

$$W_{0m} = 1.0 \text{ cm/s (高橋の実験による)}$$

(3) Brown 公式による時間縮尺

流量 Q	U_{*r}	$(q/\rho^{-1})_r$	B_r	U_{*r}^5	$(q/\rho^{-1})_r^2$	d_r	Q_{Tr}	t_{sr}		$(\tau_0/\tau_c)_r$	$(W_0/U_{*r})_r$
$\frac{m^3}{s}$ 2000	5.164	3.3	60	3672.2	10.89	1.628	12428	11.59		8.82	1.16
3000	"	"	"	"	"	"	"	"		"	"
4000	"	"	"	"	"	"	"	"		"	"
5000	"	"	"	"	"	"	"	"		"	"
6000	"	"	"	"	"	"	"	"		"	"

ここで、現地における流砂量を見ると浮遊砂が支配的であり、この浮遊砂の平均粒径によってその量も変わる。ここでは南濃大橋の浮遊砂実測平均粒径 $0.07 \sim 0.10 \text{ mm}$ を用いた。また模型では総流砂量で求めているが、石炭粉の流砂実験でも浮遊砂が大部分を占め、現地の流砂状況に近いようである。このことはその河川の河床変動が浮遊型であることを示す。 τ_0/τ_c および W_0/U_{*r} (浮遊砂の濃度分布に関する Rouse 公式の指数) も表中に求めているが、 $(\tau_0/\tau_c)_r$ が 1 より大きいことは、模型の石炭粉の動き方が、現地の砂の動き方より活発できないことを示し、また、 W_0/U_{*r} の値は小さいほど浮遊しやすいが、 $(W_0/U_{*r})_r$ の値が 1 に近いから前述のように浮遊砂についての相似性はよいことを示す。したがって、石炭粉は現地に比べて掃流されにくい、浮遊量は同程度、もしくはいくぶん浮遊しやすい材料であることがわかる。

以上のようなことから掃流砂を対象にした土研式は、いまの場合適用しにくいようであり、浮遊砂を対象にした Brom 公式を適用した方がよいと思われる。

フルード則による時間縮尺は $t_r = 9.48$ であって、模型に不定流を流す場合には、この t_r に近い時間縮尺を選ぶことが適当であるが、(12)、(2) および (3) の各時間縮尺の検討結果から総合的に判断して $t_{sr} = 30$ を採用した。

4. 歪模型と洗掘深

長良川 3 次元模型は歪 1.5 のため局所洗掘深が歪の影響を受けるおそれがある。局所洗掘深と歪の影響との関係を調べるため、二次元水路に仮縮切形状をしたピアをたて、歪 $\alpha = 1.0, 1.5, 2.0$ の場合について実験を行ってみた。実験ではピアのまわりの時間洗掘深を測定した。この測定位置図および実験の洗掘深のみを歪 1.0 に換算したものを図-2.7.1~2.7.7 に示す(時間は実験値のまま)。これより各歪における時間縮尺を石炭粉流送特性の実験結果および土研式より求め、上記実験結果を整理してみたが、時間洗掘深の一致は見られなかった。この原因としては実験条件のフルード数の範囲が小さかったため、砂れん等の影響が大きく現われたことによると考えられる。しかし、図-2.7 全部を見れば歪度の大きい方がいくぶん局所洗掘深は大となる傾向のようであり、したがって模型の歪 1.5 を採用したことは、長良川 3 次元模型の洗掘に対し

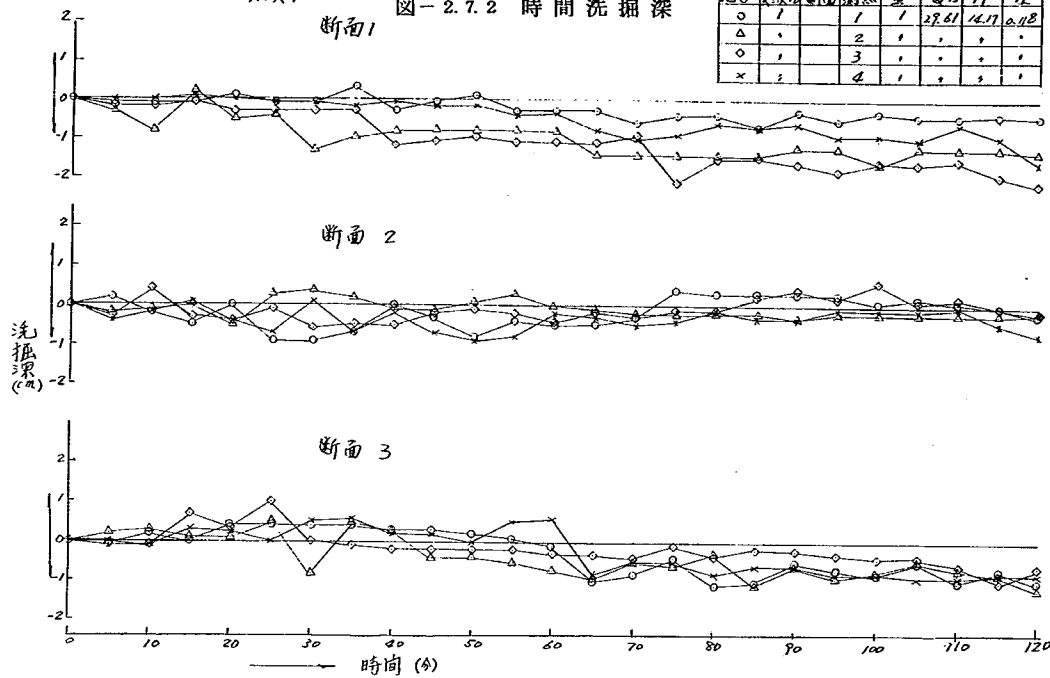
C



实验 101

图-2.7.2 時間洗掘深

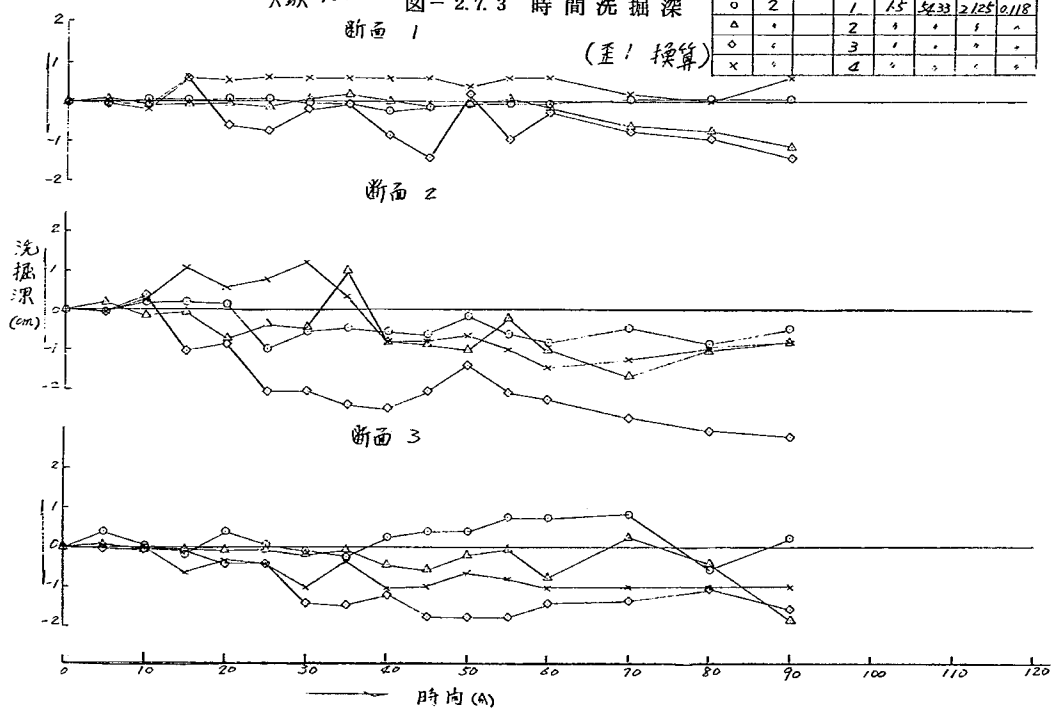
記号	実験断面	測点	基	Q%	H ² m	F _L
○	1	1	1	28.61	14.17	0.08
△	1	2	1	1	1	1
◇	1	3	1	1	1	1
×	1	4	1	1	1	1



实验 102

图-2.7.3 時間洗掘深

記号	実験断面	測点	基	Q%	H ² m	F _L
○	2	1	1.5	54.33	2.125	0.118
△	2	2	1	1	1	1
◇	2	3	1	1	1	1
×	2	4	1	1	1	1



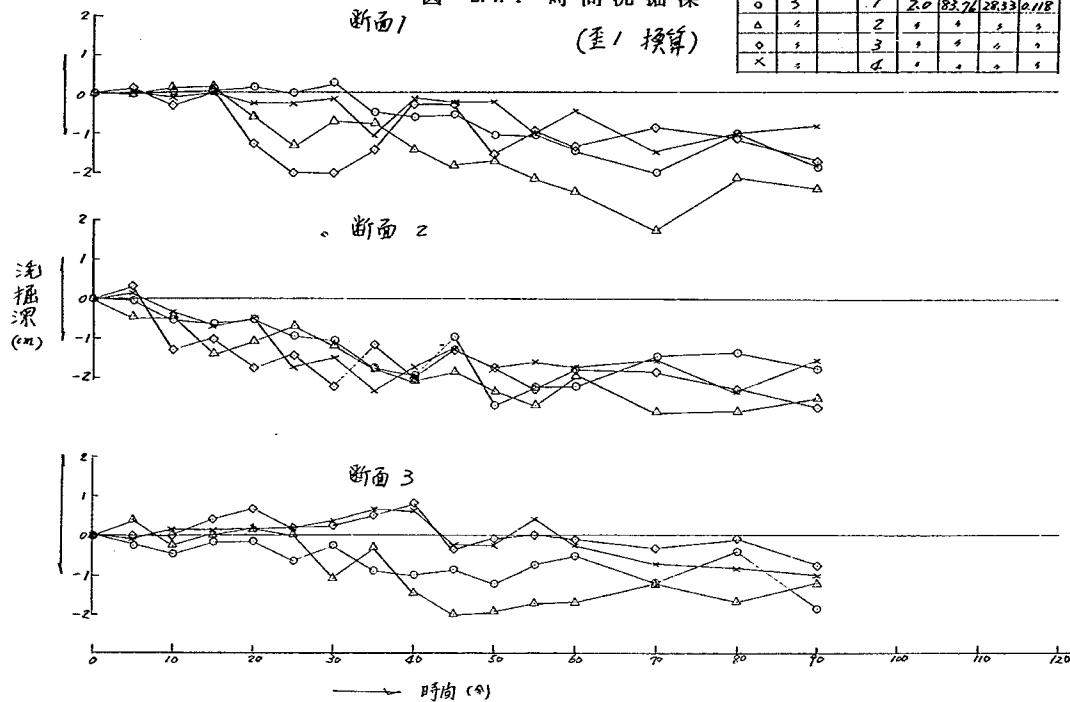
实验 203

图-2.7.4 时间洗掘深

断面1

(至1 换算)

站号	断面	测点	套	Q/m ³	H/m	尺
0	3	1	20	83.76	28.33	0.118
△	4	2	1	1	1	1
○	5	3	1	1	1	1
×	6	4	1	1	1	1

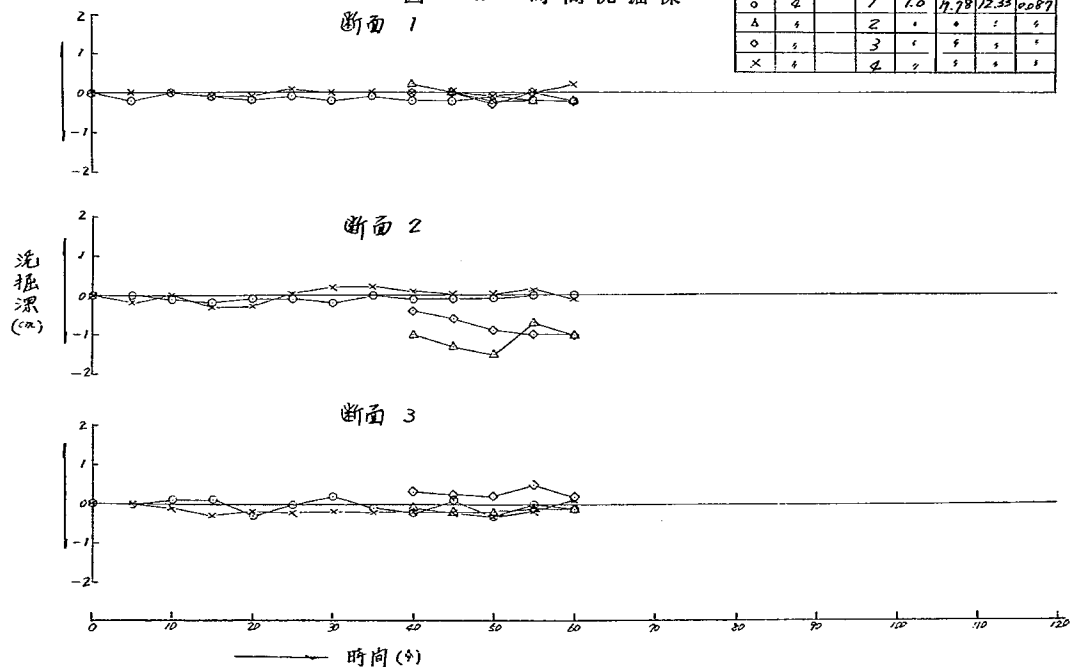


实验 204

图-2.7.5 时间洗掘深

断面1

站号	断面	测点	套	Q/m ³	H/m	尺
0	4	1	1.0	17.78	12.33	0.087
△	5	2	1	1	1	1
○	6	3	1	1	1	1
×	7	4	1	1	1	1



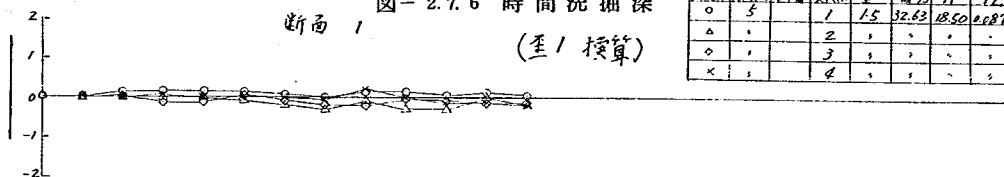
实验 105

图-2.7.6 時間洗掘深

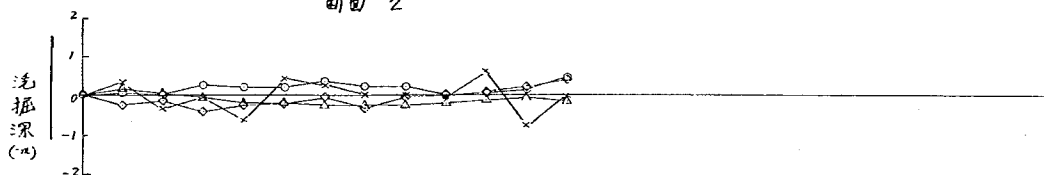
断面 1

(至1換算)

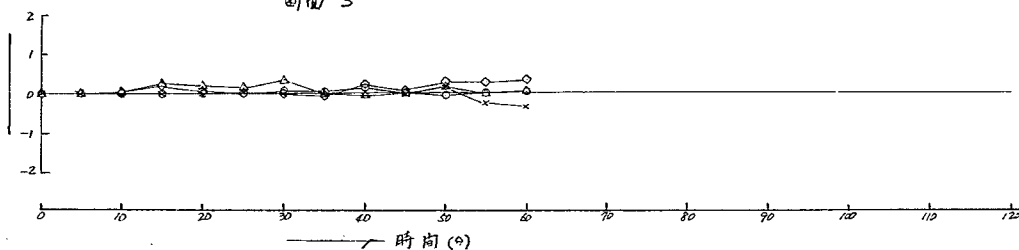
記号	実験断面	測点	至	Q%	H ^{cm}	F ₂
○	5	1	1.5	32.63	18.50	0.087
△	1	2	1	1	1	1
◇	1	3	1	1	1	1
×	1	4	1	1	1	1



断面 2



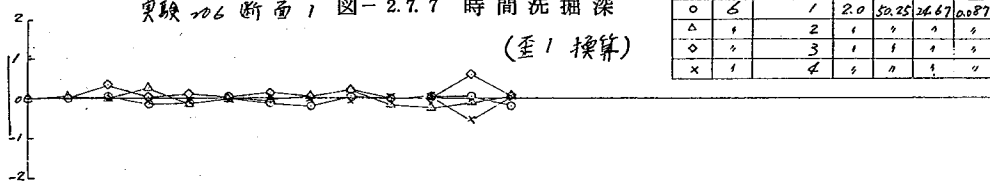
断面 3



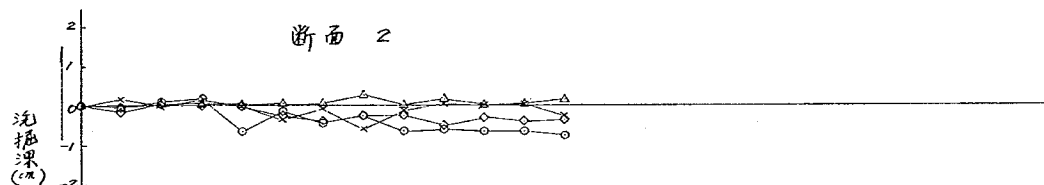
实验 106 断面 1 图-2.7.7 時間洗掘深

(至1換算)

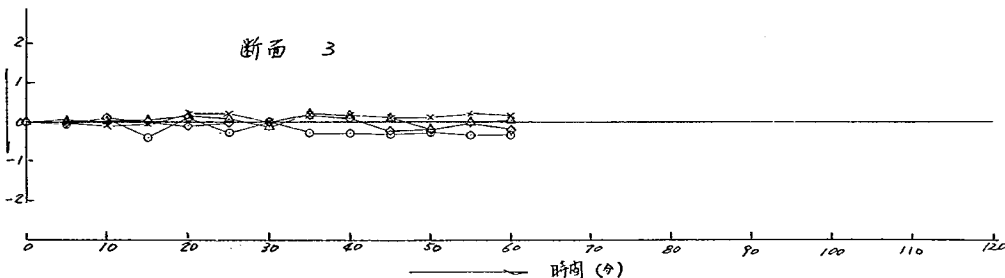
記号	実験断面	測点	至	Q%	H ^{cm}	F ₂
○	6	1	2.0	52.25	26.67	0.087
△	1	2	1	1	1	1
◇	1	3	1	1	1	1
×	1	4	1	1	1	1



断面 2



断面 3



第3章 実験方法

1. 実験方法

石炭粉を所定の断面に整形後、河床を壊さないよう注意しながら上下流より模型内に湛水させる。その後上流より所定の流量を流して実験を開始した。実験はまず不定流を通水後、河床横断形状を測定し、引き続いて定流を2時間通水して再び河床測定を行なったものと、不定流のみを通水して河床測定を行なったものがある。

不定流の流量波形の与え方は、各量水槽（長良川、揖斐川）の流量と越流水深の関係から、模型時間2分毎（現地1時間）の流量に対する越流水深を求めておき、この値になるようにポイントゲージを合わせていき、バルブあるいはゲート进行操作して流量を調節した。また不定流の場合は、下流水位も波形を吉の丸地点（4.2Km右岸）で2分毎（現地1時間）にポイントゲージをその時点の水位に合わせていき、下流水位調節ゲート进行操作して与えた。

2. 測定方法と測定位置

実験中測定したものは、後述する各点で2分毎（現地1時間）の時間水位の同時測定と、他に5.4Kmの3測点で、電界型プロベラ流速計による流速測定を4分（現地2時間）～8分（現地4時間）間隔に、鉛直方向は水深の約6割の深さの1点で測定を行なった。また仮締切5～7点、吉の丸護岸4点、伊勢大橋ピア4点について、その構造物周囲の局所洗掘深の時間変化を測定した。これらの構造物は透明アクリライト板で製作されているので、あらかじめ各点の整形高に印をつけておき、この高さより洗掘された深さを4分毎（現地2時間）に木製スケールを用いて測定した。さらに長良川流量のピーク時に染料（フルオレセイン）を投入して実験中の流線や死水域等をスケッチ、写真撮影を行ない、流況の観測を行なった。

引き続いて行なった定流の場合は、通水開始1時間後に、10断面計16点の水位測定および流速、流況の測定と長良川から揖斐川への中州越流状況（表面流速）を測定した。

通水後の河床測定は、整形時に基準帯を作成した0.2Km間隔の断面について、不定流および定流とも測定を行なった。また、仮締切付近、吉の丸護岸、伊勢大橋ピア付近等の局所洗掘箇所は、前記河床測定のほか詳細な測定を行なった。

第4章 実験経過と実験ケース

実験は昭和46～47年度の2ケ年で行ない、昭和46年度は主に3回締切と4回締切との対比および河川管理施設、河川工作物、揖斐川等への影響、さらに仮締切付近の局所洗掘について検討を行なった。47年度は(4回締切の各締切について)これらの問題点の具体的な対策について検討を行なった。

これらの実験ケース一覧表を表-4に示す。ここで昭和46年度に行なったその2の実験は、その1の補足実験であり、仮締切付近のみを整形して実験を行なったものである。

なお、その1の実験ⅥAは検証実験であり、水流や河床変動が現地と相似性が保たれているかを確かめる実験である。実験Ⅵ1～6は水理条件は同じで、仮締切および浚渫土量を変えたものである。また、実験Ⅵ6-Iは、定流の流量配分が違っていたため、これを直して行なった実験であり、実験Ⅵ6-IIはその1の不定流の実験では、測点が少なくせき上げ量がわからなかったため、大流量の場合のせき上げ量を主として求めようとしたものである。

表-4.1 実験ケース一覧表

年度	実験番号	実 験 条 件							測 定 項 目				
		流 量	下流水位 (42K)	仮締切状態	整形	掘削法線	実験時間	そ の 他	水位	流速	流況	洗掘深	河床
46 年 度	実験ⅡA	不定流 長良川 $Q_{max}=5650 \frac{m^3}{s}$ 掘削川 $Q_{max}=4075$	$H_{max} =$ T.P 1.80 m	ナ シ	ア リ	ナ シ		S.35.8 洪水波形 S.36.6 洪水波形	○		○		○
		不定流 長良川 $Q_{max}=6025$ 掘削川 // =3380	$H_{max} =$ T.P 2.62 m	//	ナ シ	//			○		○		○
	実験Ⅱ1	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 // =4040	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-4.2)	ナ シ	ア リ	ナ シ	80 分	S.43 年実測横断形	○	○	○	○	○
		定 流 長良川 $Q = 4000$ 掘削川 $Q = 1270$	$H = T.P 1.14 m$	//	ナ シ	//	120		○	○	○		○
	実験Ⅱ2	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 // =4040	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-4.2)	4 回締切第1 回 幅 290.3 m	ア リ	4-1 浚渫法線 - 0.6 Km ~ 5.4 Km	80	浚渫土量 403 万 m^3	○	○	○	○	○
		定 流 長良川 $Q = 4000$ 掘削川 $Q = 1270$	$H = T.P 1.14 m$	//	ナ シ	//	120		○	○	○		○
	実験Ⅱ3	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 // =4040	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-4.2)	3 回締切第1 回 幅 340.3 m	ア リ	3-1 浚渫法線 - 0.6 Km ~ 6.4 Km	80	浚渫土量 449 万 m^3	○	○	○	○	○
		定 流 長良川 $Q = 4000$ 掘削川 $Q = 1270$	$H = T.P 1.14 m$	//	ナ シ	//	120		○	○	○		○
	実験Ⅱ4	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 // =4040	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-4.2)	4 回締切第2 回 幅 195.8 m	ア リ	河口堰浚渫法線 - 0.6 Km ~ 7.0 Km	80	浚渫土量 570 万 m^3	○	○	○	○	○
		定 流 長良川 $Q = 4000$ 掘削川 $Q = 1270$	$H = T.P 1.14 m$	//	ナ シ	//	120		○	○	○		○

表 - 4.2 実験ケース一覧表

年度	実験番号	実験条件							測定項目				
		流量	下流水位 (4.2 K)	仮締切状態	整形	掘削法線	実験時間	その他	水位	流速	流況	洗掘深	河床
46 年 度	その 実験Ⅴ	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 $Q=4040$	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-3.2)	3 回締切第3 回 幅 266.5 m	アリ	河口堰掘削法線 -0.6 ~ 7.0 Km	80 分	仮締切左岸上流端に捨石 設置 浚渫土量 570 万 m^3	○	○	○	○	○
		定流 長良川 $Q=4000$ 掘削川 $Q=1270$	T.P + 1.14 m	//	ナシ	//	120	//	○	○	○		○
	の 実験Ⅵ	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 $Q=4040$	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-3.2)	4 回締切第4 回 幅 166.5 m	アリ	//	80	浚渫土量 570 万 m^3	○	○	○	○ 仮締切 なし	○
		定流 長良川 $Q=4000$ 掘削川 $Q=1270$	T.P + 1.14 m	//	ナシ	//	120		○	○	○		○
	1 実験Ⅵ	定流 長良川 $Q=4000$ 掘削川 $Q=1867$	//	//	アリ	//	120		○		○		○
		定流 長良川 $Q=7000$ 掘削川 $Q=3267$	T.P + 1.78 m	//	ナシ	//	30		○		○		
	その 実験Ⅰ 実験Ⅱ 実験Ⅲ 2 実験Ⅳ	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 $Q=2000$	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-3.2)	3 回締切第1 回 幅 340.3 m			80	整形は行なわず実験Ⅳ - 2 終了後河床			○		
		定流 長良川 $Q=4000$ 掘削川 $Q=1270$	$H =$ T.P 1.14 m	//			120	仮締切付近のみ整形			○	○ 仮締切 のみ	○ 仮締切 付近
		不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 $Q=4040$	$H_{max} =$ T.P 1.90 m 第1波形 (図-3.2)	//			80	不透導流壁 $L=60m$ 設置 仮締切付近のみ整形	○ 仮締切 付近		○	○ 仮締切	○ 仮締切 付近
		不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 掘削川 $Q=4040$	// 第1波形 (図-3.2)	//			80	透過導流壁 $L=60m$ 設置 仮締切付近のみ整形	○ 仮締切 付近		○	○ 仮締切	○ 仮締切 付近

表 - 4.3 実 験 ケ ー ス 一 覧 表

年度	実験番号	実 験 条 件							測 定 項 目				
		流 量	下流水位 (4.2K)	仮締切状態	整 形	掘 削 法 線	実験時間	そ の 他	水位	流速	流況	洗掘深	河床
46 年 度	そ 実 験 V	不定流 m^3/s 長良川 $Q_{max}=7500$ 揖斐川 $// = 4040$	$H_{max} = m$ T.P 1.90 第1波形 (図-4.2)	4回締切第1回 幅 290.3m	長良川筋 4.0~7.0K 間整形	4 - 1 (新) 浚渫法線	分 80	透過, 不透過組み合わせ導流 壁L=80m捨石設置	○ 仮締切 付 近		○	○ 仮締切	○ 仮締切 付 近
	2 実 験 VI	"	"	"	長良川筋 4.0~7.0K 間整形	"	80	透過, 不透過組み合わせ導流 壁L=50m捨石設置	○ 仮締切 付 近		○	○ 仮締切	○ 仮締切 付 近
47 年 度	そ 実 験 Ⅶ 7	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 揖斐川 $// = 4040$	第1波形 (図-4.2)	4回締切第1回 幅 290.3m	ア リ	3.6K~7.0K まで 河口堰掘削法線 但し, 5.4K付近は 違う。	80	導流壁第1案(図-8.3) 浚渫土量 250万 m^3 (3.5~7.0K)	○	○	○	○	○
	実 験 Ⅶ 8	"	第2波形 (図-4.2)	4回締切第2回 幅 145.8m	"	河口堰掘削法線	"	導流壁第1案(図-8.3) 浚渫土量 310万 m^3 (1.0~7.0K)	○	○	○	○	○
	実 験 Ⅶ 9	"	第3波形 (図-4.2)	4回締切第3回 幅 195.8m	"	"	"	導流壁第1案(図-8.3) 浚渫土量 570万 m^3 (-0.6~7.0K)	○	○	○	○	○
	実 験 Ⅶ 10	"	"	"	"	河口堰掘削法線を 6.0K~7.0K間修正	"	導流壁第2案(図-8.3)	○	○	○	○	○
	実 験 Ⅶ 11	"	"	"	"	河口堰掘削法線を 5.6K~7.0K間右岸 側を修正, 揖斐川 5.0~5.6K左岸掘削	"	導流壁第3案(図-8.3)	○	○	○	○	○
	実 験 Ⅶ 12	定 流 長良川 $Q = 7500$ 揖斐川 $Q = 3500$	T.P + 2.98	"	"	揖斐川左岸は現状 他はⅦ11と同じ	30	導流壁第3案(図-8.3)	○	○	○		○
	実 験 Ⅶ 13	不定流 長良川 $Q_{max}=7500$ 揖斐川 $// = 4040$	第3波形 (図-4.2)	完 成 後	"	Ⅶ12と同じ	80		○	○	○		○

第5章 検 証 実 験

1. 概 説

移動床実験の検証実験は、水流や河床変動などの点において現地と相似性が保たれているかどうかを確認する実験といえよう。水流は水位が合えば相似性がほぼ満足されている。河床変動については、幾何学的にも時間的にも相似であることが必要条件であると思われるが、移動床実験の場合は水位を合わせることが一般に困難であり、実験結果を見る場合、水位よりも河床変動の相似性の方を重視せざるを得ない。さて、移動床実験の検証実験を試みる場合、多くの要素を考えなければならないが、それらの中でも特に考慮しなければならないものをあげると次のようなものであろう。

- (a) 模型断面形の選定
- (b) 時間縮尺の是非
- (c) 流 量
- (d) 模型河床材料
- (e) 実験方法

この他には河床材料の流送形式、粗度、歪模型、法面、実験の再現性、局所洗掘理論や2次流理論および蛇行理論などが関係してこよう。

(b)の時間縮尺および(d)の模型河床材料については第1章で述べたのでここでは説明を割愛し、使用断面形と流量波形および実験方法について述べよう。

(1) 横断河床形状および流量波形について

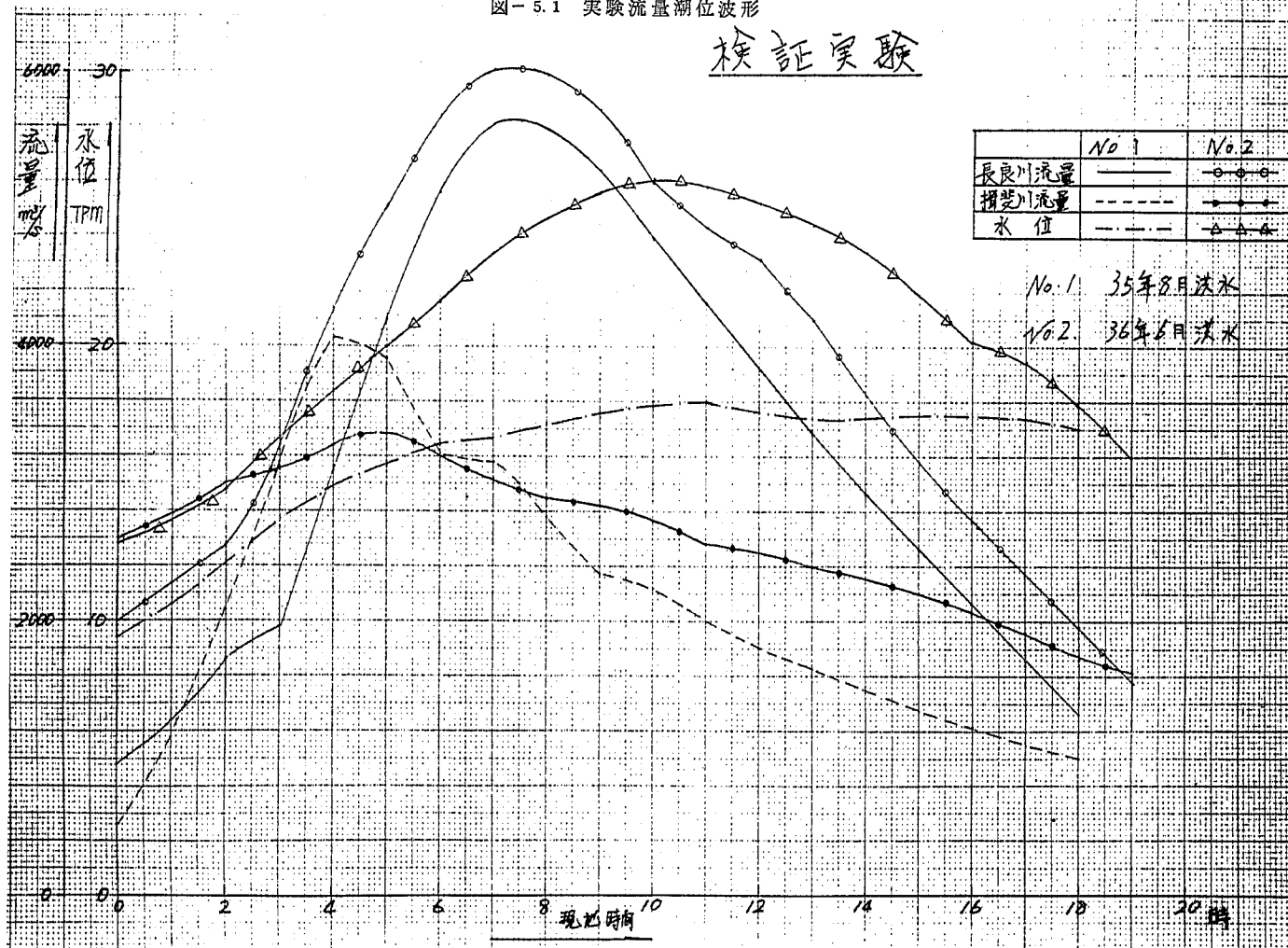
現地の河床変動状況と模型上で起る河床変動の相似性を検討するためには、現地の洪水前後の河床断面形状が必要であり、洪水前の河床としては昭和35年2月実測の横断形状を用い、洪水波形としては図-5.1に示す、昭和35年8月13日洪水(長良川油島流量 $Q_{\max}=5650\text{ m}^3/\text{s}$ 、揖斐川油島流量 $Q_{\max}=4075\text{ m}^3/\text{s}$)と昭和36年6月27日洪水(長良川油島流量 $Q_{\max}=6026\text{ m}^3/\text{s}$ 、揖斐川油島流量 $Q_{\max}=3380\text{ m}^3/\text{s}$)のハイドログラフを通水した。そして比較する横断形状は昭和37年3月実測の形状を用いた。

(2) 実験方法

実験は前述した昭和35年2月の横断河床に整形後、昭和35年8月13日洪水のハイドログラフを通水して、この実験後河床横断形状を測定し、さらに昭和36年6月27日のハイドログラフを通水してこれらの河床測定を行なった。実験中測定したものは時間水位、流況であり、本実験と同一地点で同じ測定を行なった。時間縮尺は $t_{sr}=30$ としてある。

図-5.1 実験流量潮位波形

検証実験



2. 実験結果

(1) 水位、流況について

移動床実験の場合、概説で述べたように水位を合わせることは困難であり、また不定流でもあるためここでは測定された時間水位曲線を示し、水位についてはその傾向を述べるだけに止めたい。

まず、実験結果の各点で測定された時間水位曲線の昭和35年8月および昭和36年6月洪水のものを示したのが図-5.2、図-5.3である。これらの時間水位曲線によるといずれも5.4 kmより上流の水位はピーク時の継続時間が長く現われている。これは実験の下流端水位波形に若干の誤差があったためで（特にこの誤差が流量の増水時に起った）、この影響によるものが大きいと思われる。またこれの昭和35年8月洪水の実測水位（長良川6.2K、5.6K）と比較したものを図-5.4に、昭和36年6月洪水の実測水位（福島樋管）とを比較したものを図-5.5に示す。これによると図-5.4は上記誤差等を考慮するとほぼ一致していると思われる。また図-5.5はピーク時の時刻が実験の方で遅く表われ、減水時の水位は実験の方が高くなっている。この実験結果のピーク水位縦断面図を図-5.6に示した。

流況についてはいずれの場合も、ミオ筋にそって流下しており、現地河床図から判断するとかなりよく合っていると思われる。この流況を図-5.7に示す。

(2) 河床変動について

図-5.8-1～図-5.8-2は昭和35年2月の実測横断（整形時の河床）と昭和35年8月洪水および昭和36年6月洪水の不定流を通過した各々の実験後の河床形状、そして昭和37年3月実測横断を比較した河床変動図である。

まず実験後の河床は比較的凹凸が多いが、これは河床高測定時に砂礫の山や谷を測定してしまうことに起因するもので、ここではそれらの凹凸をならして考えておけばよいであろう。これら実験後の河床と整形時の河床および比較した実測横断との間には、各断面で微妙な差があるが、それらの主要なものをひろって以下に検討してみよう。

(イ) 長良川筋6.6K～6.0K間では、低水路右岸部河床が洗掘の傾向であり、比較した昭和37年3月実測と同じ傾向である。しかし、低水路左岸側は現地では堆砂傾向のところもあるが、実験では整形河床面とあまり変わらない。また法面の洗掘されている個所は模型の法面崩壊（歪の影響）によるものであろう。

(ロ) 5.8K断面は伊勢大橋直下流であり、実験後の河床変動は大きく、低水路右岸部は堆砂、そして左岸側は洗掘である。これは昭和37年断面とまったく同じ結果となっている。

(ハ) 長良川筋5.6K～4.8K間では、実験結果は低水路部で昭和37年断面とほぼ同じように変化している。しかし5.6K～5.2K間の左岸の州は、実験結果では洗掘されており、現地とは一致していない。これは実験上のミスであり、水制を河口堰浚渫法線でカットしたものを用

いてしまったためである。したがってこのようなことを考えれば2つの洪水による河床変動を実験はかなり忠実に再現していると考えられる。

- (二) 長良川筋 4.6K~4.4K 間の実験結果は河床変動が少なく、このことは現地実測結果も同様であり、かなり一致していると考えてよいであろう。
- (三) 同様 4.2K~3.8K 間では低水路左岸部で現地実測結果はいずれも洗掘傾向になっているが、実験では変化が少なく、現地といくぶん異なるようである。
- (四) 長良川筋 3.6K~3.4K の実験結果は低水路右岸側は変化があまりなく、左岸側は洗掘傾向である。このことは量的に一致しない箇所もあるが、実験結果も現地も同じ傾向である。
- (五) 揖斐川筋 6.6K~5.2K 間断面では、実験後の河床形状は、整形前の断面からの変化はほとんどなく、河道は比較的安定な状態に落ち着いているものと見られる。
- (六) 揖斐川筋 5.0K~3.8K 間断面も(五)と同様実験後の河床変動は少ない。これは現地断面についても同じである。ただし4.4K断面では実験の方が洗掘されており、少し異なるようである。
- (七) 揖斐川 3.6K~3.4K 断面は、実験後の断面が洗掘されており、現地とは一致していないようである。これは移動床の下流端が3.2Kであり、この地点に石炭粉止めを作ったための影響であると思われる。

以上、検証実験について実験結果と現地データとを比較しながら検討を行なった。そして水位についても大きな違いはなく、水流についても現地との相似性が保たれているものと考えてよいと思われる。

また、河床変動については現地の実測結果と長良川の水制の下流部を除いてほぼ一致しており、実験は現地と相似な現象を表わしていると考えられる。したがって同様の実験方法をとった以下の実験結果も、ほぼ現地でおこる現象を表わしていると考えてよいと思われる。なお、河床測定上の誤差のうち実験結果に一番大きくひびくのは、砂礫の山と谷とを測定することである。このような場合、測線にそってある幅の河床を平均的にならして測定することも行なわれる。しかし、ここでは砂礫の山や谷をはかったそのままの数値を用いてある。

第6章 実験結果(その1)とその検討

1. 水位の概観

図-6.1-1～図-6.1-6に実験の結果得られた時間水位曲線が示してある。これによると現状および前に述べた検証実験では5.4K～4.0K間に大きな水面勾配が見られるが、仮締切を設置した場合は浚渫の効果により一般にその勾配が小さくなる。

実験 α 2(4-1締切)と実験 α 3(3-1締切)の水位上昇および下降の波形が類似しているが(最高水位はいくぶん異なる)、実験 α 1(現状)とは異なる傾向にある。しかしピーク発生時刻は同じようである。この原因は仮締切による流水阻害より断面掘削の効果が大きく、水位の上り方が少ないのではないかと、また、低水路に大きな障害となる実験 α 4(4-2締切)および実験 α 5(3-3締切)の水位波形は、その上昇部分は現状(α 1)に近くなる。ピーク位置は4-2締切(α 4)では早目に現われ、3-3締切(α 5)では現状(α 1)と同時刻ごろ現われる。これは浚渫の効果より仮締切の阻害(現状では流れにくい断面形になっているのではないかと)の方が大きく、背水の影響であろう。

仮締切部直上流の水位せき上げ量はかなり大きく、6.6K水位程度まで上昇し、実験ケースによって異なるが、5.4K中央部水位より20～70cm位高くなる。この最大の水位差(仮締切直上流と5.4K)は水位ピークとそれ以前に現われている。これら各ケースの時間水位曲線よりピーク水位縦断を求めたものが図-6.2である。これによれば4-1および3-1締切が6.6Kで現状の水位を上まわっており、この締切時の浚渫量が不足しているとも考えられる。

また、不定流通水後の定流実験(長良川 $Q=4000m^3/s$ 、揖斐川 $Q=1275m^3/s$)の水位縦断図が図-6.3であり、各締切時における水位の差異はあまり見られないようである。

2. 仮締切設置によるせき上げ量について

各年次の仮締切構造物による上流せき上げ背水の影響は、治水面および仮締切工事の安全面にとって重大な問題の1つである。

一般に図-6.4のように、一様なゆるい勾配の開水路流れの中に置かれた障害物によって、概略図に示すような水面形が現われることが知られている。障害物付近では縮流のため、いったん水位が低下し、その下流では渦の発生域があり、縮流の程度によってはゆるいジャンプを生ずることもあって、水面が上昇し、無限大の距離で等流水深に近づく。また上流側では、一般にはせき上げ背水曲線を呈し、同じく無限大の距離で上流の等流水深に近づく。

こうした場合の水中の障害物(以下仮締切と呼ぶ)による水位せき上げ量とは、仮締切上流側で(図-6.4で考えると)等流水深を結んだ線を仮締切によるせき上げ背水曲線との差を指すものと考えられる。したがって、水位せき上げ量は当然仮締切からの距離に関係し、無限大の距離

図-6.2 ピーク水位縦断面図

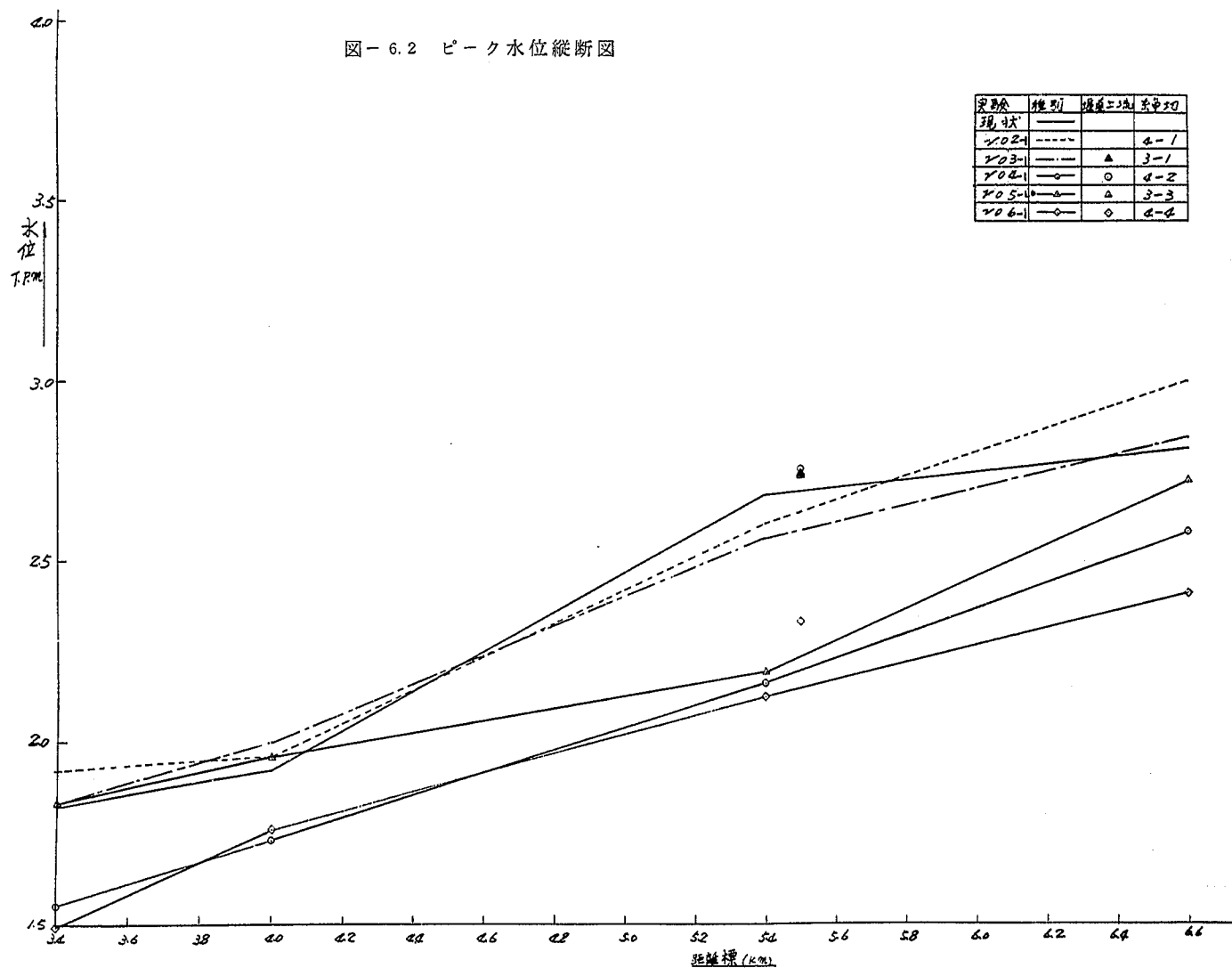
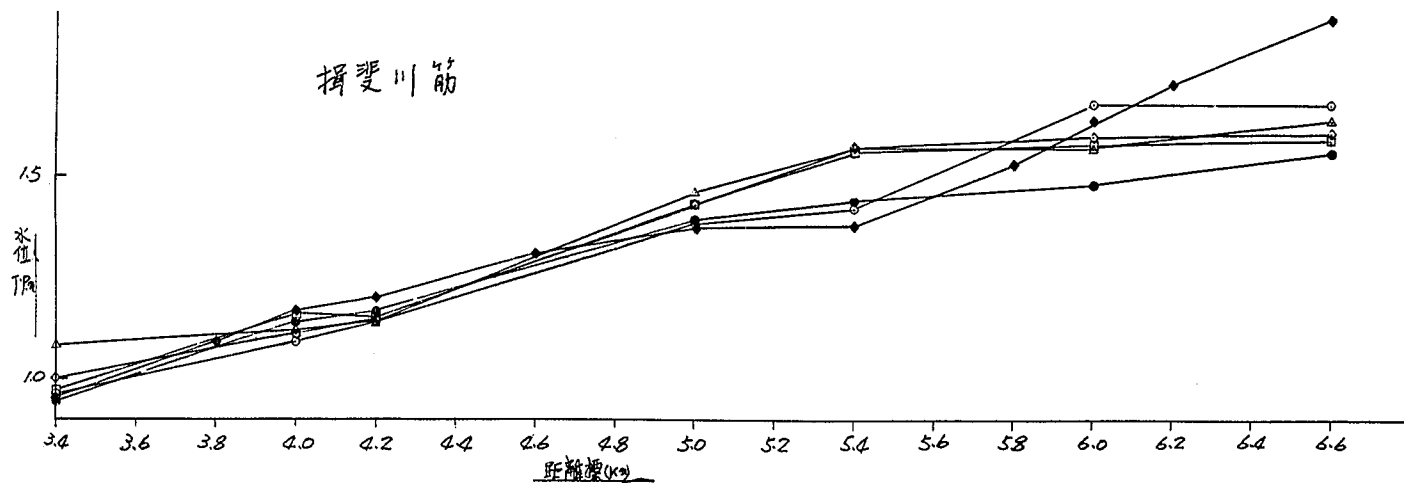
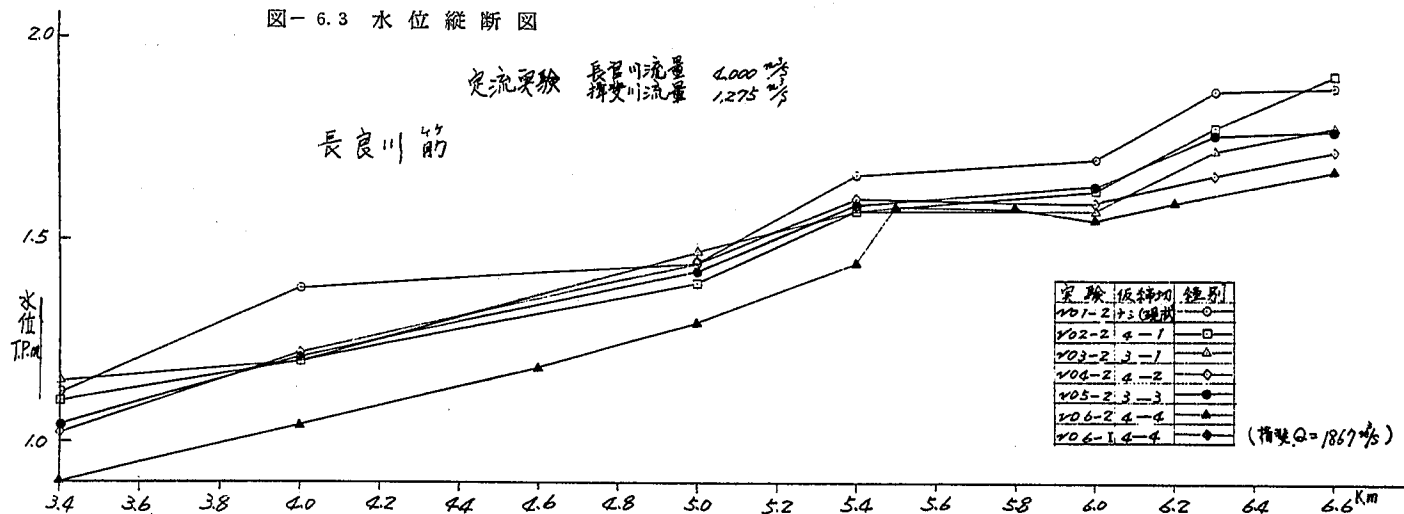


図-6.3 水位縦断面図



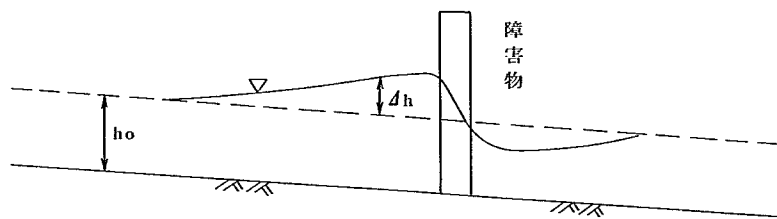


図 - 6.4

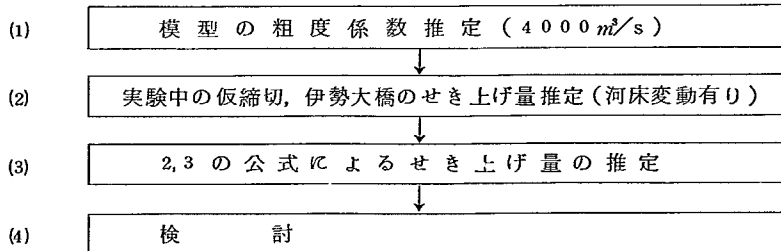
上流では仮締切のせき上げ効果は消失する。

こうした仮締切による水位のせき上げは、摩擦損失と形状抵抗とに関係する。摩擦損失は、河床のそれと、仮締切自体のそれとの和であるが、縮流による流速増加を見込んでも、形状抵抗にくらべて小さいと言われている。形状抵抗は、仮締切の形状による縮流（渦域の除外を含む）および下流の急拡によるエネルギー損失である。

模型実験は移動床で行なわれたため、河床断面形が刻々変化し、粗度が場所（区間）によって自在に変化し、また水深にくらべて高さの高い砂澱の発生によって水面変動が誘起される。このようなことが諸原因となって、水位測定にも誤差が免れないし、また 6.0 K より下流では長良川と揖斐川間とで流量の交換があつて、実験時の長良川の正確な流量も不明のままである。こうしたことを無視して、ここでは移動床河床に定流（ $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を流したときの水位資料よりせき上げ量を推定してみた。

さて、実験区間においては、仮締切軸が 5.4 K 断面に、5.9 K 付近に伊勢大橋があつて、これらの障害物によって上流水位がせき上げられることになる。また、両者は接近していて、実験の水位測定結果を見ると、仮締切と伊勢大橋のそれぞれのせき上げ量を別個に与えた方が、実験水位を説明しやすいデータと、同時に考えてもよいようなデータが混在している。しかし測定水位の数が両者を分割して検討するほど多くないので、両者を加え合わせたせき上げ背水量で考えてゆくことにする。

実験で得られた水位には仮締切上流では、仮締切、伊勢大橋によるせき上げ水位が、河床の摩擦抵抗に見合った水位に加算（線型的かどうかは不明）されて現れているから、以下ではつぎのような手順でせき上げ量および水位の問題を考える。



なお、従来橋脚のせき上げ量を計算する諸公式が発表されているが、一様な断面の開水路に用うべきものであること、および仮締切のように川幅の $1/3 \sim 1/2$ を一挙に締切るような場合に対する公式の係数に疑問があるので、ここではこれらの諸式を(3)で目安として計算してみる。

(1) 模型の粗度係数の推定 ($4000 \text{ m}^2/\text{s}$)

定流を流した実験ケースは全部で8ケースあるが、そのうちの7ケースについて不等流計算を行なっている。計算上の仮定として

- (イ) 定流実験中の水位は、その実験通水後の河床横断面特性に起因する。
- (ロ) 実験区間 3.4 K ~ 6.6 K 間では粗度係数は一定とする。
- (ハ) したがって、主として仮締切より下流部の水位測定結果に一致するような n をもって、仮締切より上流の n をも代表させる。
- (ニ) 6.0 K より下流の長良、揖斐間の流量交換量は無視できる。
- (ホ) 計算間隔は 0.2 Km ピッチ (区間により 40 m ピッチで計算したところもある)

この結果、図-6.5-1 ~ 図-6.5-7 に示すような適合度により各実験ケースの n を表-6.1 のように求めた。こうすると、仮締切の急縮部は、水流の急縮や急拡の loss が無視できるほど滑らかに川幅等が変化している場合の水位を計算したことになる。

各実験ケース毎に n が変化しているのは、河床の変動や砂れんの発達具合に依るものと考えられる。また実験で得られた n は概略 $n_p = 0.022$ に近い、したがって $n_m = n_p / 1.51 = 0.0145$ となる。この n_m は比較的小さく、凹凸の大きいモルタル面程度の粗さとなっている。これは石炭粉を用いる通常の模型実験より小さいが、実験時間 (石炭粉の移動する正味の時間) が短いため砂れんの発達が遅れていることによるのであろう。

(2) 実験中の仮締切、伊勢大橋のせき上げ量推定 (5.4 K に大規模河床変動有り)

ここでは、仮締切 + 伊勢大橋ピアの合成せき上げ量を評価する。伊勢大橋ピアのせき上げ量も相当大きいように見える。

表-6.2 全川幅と流水障害となる幅

締切名	B (m) 全川幅	B' (m) 障害となる幅	B'/B	備考
(伊勢大橋)	600	43.2	0.072	5.4m巾×8基(実験)
4回-1	675	290	0.43	
-2	"	196	0.29	
-3	"	146	0.22	
-4	"	170	0.25	
3回-1	"	340	0.50	
-2	"	196	0.29	
-3(変更)	"	266	0.39	

5.4 K より上流で不等流計算水位と実験水位との概略の差をとると表- 6.1 の h_e の欄に示すような値が得られた。

こうしたせき上げ水位は急激に起こるものではなく、縦断的なある区間（たとえば仮締切の縦断方向の長さの 2 倍程度）でエネルギーを損失する。ここでは一応合成されたせき上げ背水量が 5.4 K 断面において急激に発生したものとして（表- 6.1 の h_e のエネルギーが、5.4 K 断面で急激に失われるものと仮定して）単純な不等流計算により、上流水位を計算したものを図- 6.5-1 ～図- 6.5-7（図- 6.5-1 は伊勢大橋せき上げのみ）に実線で示す。

(3) 2.3 の公式によるせき上げ量の推定

(i) D' Aubuisson の式（ドオビソン）

従来橋脚などによるせき上げ水位量を求める公式が多く出されているが、それはいずれも

図- 6.6 で

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (1)$$

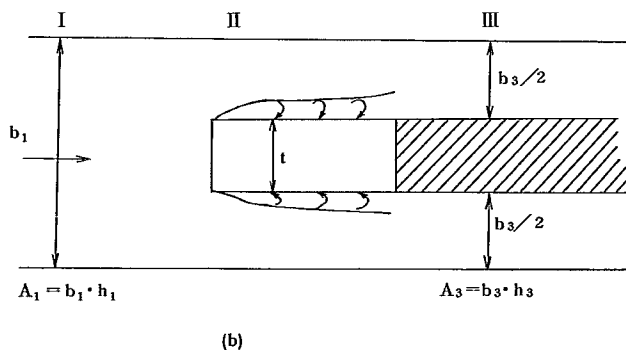
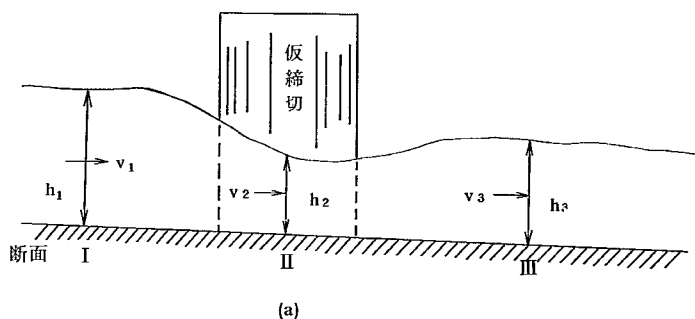


図- 6.6 記 号 説 明 図

の形で定義されている。 h_1, h_3 などを取る点は水面形の急変するⅡの断面付近を除く、障害物のごく近くの点である。

障害物先端の流線のはく離により、流れの有効幅は b_3 より小さくなっており、 $K_D b_3$ ($K_D < 1.0$) である。連続の式より $V_1 = Q/b_1 h_1$, $V_2 = Q/(K_D b_3 h_2)$ であり、 $h_2 = h_3$ と仮定して D'Aubuisson の式はつぎのように表わされる。

$$\Delta h = h_1 - h_2 = h_1 - h_3 = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{(K_D b_3 h_3)^2} - \frac{1}{(b_1 h_1)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots(2)$$

この式は適当な条件をあたえると trial and error 法により Δh を求められる。 K_D の値については Yarnell の研究がある。

(ii) Nagler の式

$$\Delta h = \left\{ \frac{Q}{K_N b_3 \sqrt{2g(h_3 - \theta \cdot \frac{V_1^2}{2g})}} \right\}^2 - \beta \frac{V_1^2}{2g} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ただし $\theta = 0.3$

(iii) 抗力公式

$$\Delta h = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1 + C_D(1 - \sigma)}{(b_3 h_3)^2} - \frac{1}{(b_1 h_1)^2} \right] \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし C_D : 抗力係数 1.0 ~ 1.5 の値をとる。

$$\sigma = A_3 / (A_3 + t \cdot h_3)$$

(iv) エネルギー公式

$$\Delta h = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{(b_3 h_3)^2} - \frac{1}{(b_1 h_1)^2} \right] \quad \dots\dots\dots(5)$$

河川のように irregular な断面形の場合には、 $b_3 h_3 = A_3$, $b_1 h_1 = A_1$ などとすればよく、 h としては径深を取ればよいだろう。また常流では不等流計算により、障害物の下流の水位を求めることができるので、 A_3 が判明しているものとして、上流の H-A 曲線を使って諸式を計算するということになる。 A_3 を取る断面としては便宜的に 5.2 K, 5.0 K の 2 断面の平均値 (長良川筋のみ) を、 A_1 を取る断面としては 5.6 K, 5.8 K の 2 断面の平均値をそれぞれ考えることにする。

また、 $\Delta h/h_3$ が小さいとして (2) ~ (5) 式を簡単化した式によって計算を行なうと表-6.1 (実験後の断面に対する計算値) および表-6.3 (実験前 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$, $6000 \text{ m}^3/\text{s}$, $7500 \text{ m}^3/\text{s}$ の三種) が得られる。

表-6.1 には、図-6.5-1 ~ 図-6.5-7 で推定したせき上げ量 h_e と対比させてあるが、いずれの計算値も h_e をはるかに下まわっている。もっとも h_e には伊勢大橋ピアーの分をも見込んであるので、 Δh が h_e より小さくてよい。また h_e として仮締切のみを取れば比較

的近似値が計算されているケースもある。諸式の中では、(5)式のエネルギー式あるいは(1)式の D'Aubuisson 公式が比較的近い値をあたえているようである。

ともかく、仮縮切によるせき上げ背水量は小さいという印象を受ける。表-6.3 には各縮切の浚渫計画時の断面に対して上と同様な計算を行なったものである。流量 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7500\text{ m}^3/\text{s}$ の3種について行なっている。(ただし、下流端水位がいずれも下限値より若干高くしているが、これは4.2K水位を3.4K水位に間違っただけである。)

各流量とも3-3縮切のせき上げ量が最大で、4-4、3-1、4-1縮切の順に小さくなっているようである。

以上、実験値および2.3の公式によりせき上げ量を推定したが、表-6.1の結果より類推すれば計算された4hの2~3倍程度のせき上げ量を考えねばならないようである。

また、仮縮切の直上流部死水域となる場所は、前にも述べたように水位がかなり上昇する。とくに4-1縮切、3-1縮切などでは左岸側の死水域水位は流速のある部分より相当高い。この場所のせき上げ量は非常に大きく、不定流の場合(図-6.2)、定流(図-6.3)とも6.4K~6.6K付近の水位にまで上昇する。(6.0K付近より流線の曲がりが増加している。)この水位はレベルと考えてよく導流壁の設計、左岸の工作に必要なと思われる。

導流壁は流線がなめらかに変形するよう配慮してあるから、せき上げ量に対する効果は少ないと思われる。

不定流のピーク水位縦断(図-6.2)は、ほぼ $7500\text{ m}^3/\text{s}$ の定流(模型の導水路でハイドログラフの若干の変形が考えられる。)に相当する水位であると思われる。しかもこのような出水に対しては、模型実験程度の河床変動をとまなうことから、図-6.2は比較的实际に近いはずである。しかし、測点が少なく仮縮切によるせき上げ水位量を推定することは容易ではない。図-6.2では4-1、3-1が現状水位を上まわっている。これは縮切に対して河床浚渫量の不足を表わしている。不定流効果の定量的なものは明かでない。

図-6.1の下流端水位は下限値の場合であるが、4.2K水位が $Q=7500\text{ m}^3/\text{s}$ の上限値であった場合には、グラフをほぼ平行にズラせると3-1、4-1などでは現状の場合と同様、H.W.L.を越えそうである。このような点においても4-1、3-1の浚渫量が少ないのではないかと、あるいは浚渫場所を変更する必要があると推定される。

なお、図-6.6-1~6は仮縮切などによるせき上げ量を見捨てた場合の不等流計算水位である。実際にはこれに表-6.1、表-6.3などで検討したせき上げ水位量を5.4K断面付近で与えてやらねばならない。

なお、図-6.6-1~6は、下流端水位の上限値は過去存在していない。

上記せき上げ量については、その1の実験が水位測定の不足のせいもあって、不正確であるので、その3の実験(S.47年度)で水位測点をふやして、あらためて検討をしている。

表-6.1 実験後断面の Δh の計算

実験 No	n	Q	仮縮切 の名称	5.4 K 水位 実験水位	5.4K 河 積	5.4K V	H ₃ 5.2K, 50 K の平均水位 不等流計算	H ₃ に対 する河積 A m ²	仮縮切 しゃへい 面 積	A _s (前2者 の 差)	σ	K _D yarnell	K _N (β)	Δh	he 実験値	Fr ₃ ($=\frac{Q/A}{\sqrt{gR_3}}$)	R ₃
1-2	0.020	$\frac{m^3}{s}$ 4000	現 状	T.P m 1.66	m^2 2894	$\frac{m}{s}$ 1.382	T.P m 1.626										
2-2	0.020	4000	4回-1	1.565	3014	1.325	1.482	3112	807	2305	0.741	1.025	0.860 (1.84)	(2)式 0.064 m (3)〃 0.014 (4)〃 0.034 (5)〃 0.072	0.20 m	0.198	4.28 m
3-2	0.023	4000	3回-1	1.565	3432	1.165	1.490	3027	972	2055	0.679	1.020	0.860 (1.95)	(2)〃 0.101 (3)〃 0.024 (4)〃 0.045 (5)〃 0.108	0.10	0.207	4.15
4-2	0.025	4000	4回-2	1.60	3539	1.130	1.463	3447	666	2781	0.807	1.015	0.870 (1.68)	(2)〃 0.035 (3)〃 0.005 (4)〃 0.020 (5)〃 0.038	0.10	0.169	4.80
5-2	0.023	4000	3回-3	1.58	2372	1.685	1.437	4013	1513	2500	0.623	1.005	0.865 (1.99)	(2)〃 0.080 (3)〃 0.012 (4)〃 0.029 (5)〃 0.081	0.23	0.127	6.29
6-2	0.025	4000	4回-4	1.46	2622	1.524	1.274	3614	1173	2441	0.675	1.017	0.860 (1.95)	(2)〃 0.072 (3)〃 0.012 (4)〃 0.031 (5)〃 0.076	0.23	0.149	5.63
6-II	0.023	7000	4回-4	2.10	2915	1.372	2.153	4316	1147	3169	0.734	1.025	0.860 (1.86)	(2)〃 0.107 (3)〃 0.015 (4)〃 0.056 (5)〃 0.120	0.40	0.203	6.52

表-6.3-1 実験前断面の dh の計算

仮締切名	n	Q	5.4 K 計 算 水 位	5.4 K A	5.4 K V	3.4 K 水 位	H ₃ 5.2 K, 5.0 K の平均計算 水 位	H ₃ に 対する 河 積 A	仮締切 しゃへい 面 積	A _s (前2者 の 差)	σ	KD yarnell	KN (β)	R ₃	dh		Fr ₃ ($= \frac{Q/A_s}{\sqrt{gR_3}}$)
現 状	0.022	$\frac{m^3}{s}$ 4000	T.P m 1.774	m^2 2580	m/s 1.550	T.P m 1.13	T.P m 1.633										
4回-1	0.022	4000	1.162	1478	2.706	1.13	1.387	3260	780	2480	0.761	1.025	0.864 (1.80)	4.59	(2) 式 (3) // (4) // (5) //	0.051 m 0.010 0.029 0.058	0.183
3回-1	0.022	4000	1.295	2061	1.941	1.13	1.386	3466	937	2529	0.730	1.024	0.860 (1.87)	4.85	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.055 0.010 0.028 0.061	0.167
4回-2	0.022	4000	1.352	2762	1.448	1.13	1.378	3698	648	3050	0.825	1.010	0.880 (1.60)	5.37	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.027 0.004 0.016 0.029	0.149
3回-3	0.022	4000	1.295	2283	1.752	1.13	1.364	3566	1491	2075	0.582	0.950	0.872 (2.02)	5.68	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.148 0.022 0.041 0.127	0.150
4回-4	0.022	4000	1.337	2386	1.676	1.13	1.392	3603	1198	2405	0.667	1.015	0.862 (1.96)	5.70	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.055 0.013 0.023 0.058	0.149

表-6.3-2 実験前断面の Δh の計算

仮縮切名	n	Q	5.4 K 計 算 水 位	5.4 K A	5.4 K V	3.4 K 水 位	H ₃ 5.2K, 5.0K の平均計算 水 位	H ₃ に 対する 河 積 A	仮縮切 しゃへい 面 積	A ₃ (前2者) の 差	σ	K _D yarnell	K _N (θ)	R ₃	Δh		Fr ₃ ($= \frac{Q/A}{\sqrt{gR_3}}$)
現 状	0.022	$\frac{m^3}{s}$ 6000	T.P.m 1.502	m^2 3089	m/s 1.943	T.P.m 1.580	T.P.m 2.379										
4回-1	0.022	6000	1.543	1604	3.740	1.580	2.005	3704	952	2752	0.743	1.025	0.860 (1.84)	5.07	(2) 式 (3) // (4) // (5) //	0.103 m 0.019 0.055 0.115	0.230
3回-1	0.022	6000	1.817	2252	2.664	1.580	2.003	3915	1140	2775	0.709	1.022	0.860 (1.90)	5.35	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.114 0.020 0.055 0.124	0.212
4回-2	0.022	6000	1.930	3016	1.989	1.580	1.988	4127	779	3348	0.811	1.017	0.874 (1.68)	5.85	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.053 0.007 0.032 0.058	0.192
3回-3	0.022	6000	1.823	2449	2.450	1.580	1.967	3893	1676	2217	0.569	0.990	0.875 (2.02)	6.00	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.272 0.045 0.082 0.264	0.201
4回-4	0.022	6000	1.902	2616	2.294	1.580	2.014	4009	1330	2679	0.668	1.015	0.860 (1.95)	6.12	(2) // (3) // (4) // (5) //	0.139 0.022 0.059 0.147	0.193

表-6.3-3 実験前断面の Δh の計算

仮縮切名	n	Q	5.4 K 計 算 水 位	5.4 K A	5.4 K V	3.4 K 水 位	H ₃ 5.2K, 5.0K の平均計算 水 位	H ₃ に 対する 河 積 A	仮縮切 しゃへい 面 積	A ₃ (前2者 の 差)	σ	KD yarnell	K _N (β)	R ₃	Δh	Fr ₃ ($=\frac{Q/A}{\sqrt{gR_3}}$)
現 状	0.022	$\frac{m^3}{s}$ 7500	T.P.m 2.985	m^2 3426	m/s 2.189	T.P.m 1.900	T.P.m 2.850									
4回-1	0.022	7500	1.749	1672	4.486	1.900	2.443	4029	1079	2950	0.732	1.024	0.860 (1.86)	5.51	(2) 式 0.147m (3) // 0.026 (4) // 0.076 (5) // 0.163	0.253
3回-1	0.022	7500	2.152	2347	3.196	1.900	2.440	4239	1288	2951	0.696	1.020	0.860 (1.92)	5.78	(2) // 0.166 (3) // 0.028 (4) // 0.077 (5) // 0.180	0.235
4回-2	0.022	7500	2.339	3214	2.333	1.900	2.426	4446	874	3572	0.803	1.018	0.872 (1.69)	6.24	(2) // 0.076 (3) // 0.010 (4) // 0.045 (5) // 0.084	0.216
3回-3	0.022	7500	2.174	2559	2.931	1.900	2.399	4219	1807	2412	0.571	0.992	0.875 (2.02)	6.31	(2) // 0.359 (3) // 0.058 (4) // 0.109 (5) // 0.351	0.226
4回-4	0.022	7500	2.291	2773	2.705	1.900	2.457	4330	1424	2906	0.671	1.016	0.861 (1.96)	6.39	(2) // 0.185 (3) // 0.029 (4) // 0.079 (5) // 0.196	0.219

3. 5.4 K 地点の流速について

各ケースとも流量ピーク時あるいはそれ以前で流速が最大となっており、この流速最大値を比較すると次のようである。

実験No	仮縮切	最大流速値	最大流速地点	備考
No 1	なし(現状)	2.34 (1.54) m/s	低水路左岸および中央(中央)	()内は4000m ³ /s
2	4 - 1	2.6 ~ 2.7 (1.74)	" (左岸)	定流時の流速
3	3 - 1	2.8 ~ 3.0 (1.44)	" "	
4	4 - 2	3.0 (0.76)	堰完成部低水路(同じ)	
5	3 - 3	3.9 (2.49)	" "	
6	4 - 4	2.95 ()	" "	

仮縮切を行なった場合は現況より概して流速が増大する。しかし仮縮切側面の大規模な局所洗掘により河積が増大するため、仮縮切時の流速が極端に増加するのを緩和している。なお、実験No 5 (3 - 3 縮切) は堰完成部の流れがほとんどで、このため低水路の仮縮切側の流速が流量の集中により他に比べて増大する。これらの時間流速曲線を図-6.7-1 ~ 図-6.7-6 に示す。

4. 流況について

(1) 現状形(実験No 1)

不定流のピーク付近において、長良川の流れは5.9K ~ 5.8K間で、左岸から右岸(揖斐川方向)へ転向しているが、揖斐川への流入量はあまりなく、5.0K付近で反対に長良川右岸の方向に向いている。また、揖斐川も長良川と同じように低水路のミオ筋にそって流下している。定流の場合も不定流のときと、ほぼ同じような流れであるが、中州5.9K ~ 4.8K付近にかけて長良川から揖斐川へいくぶん流入しているのが見られた。図-6.8-1 ~ 図-6.8-2 参照。

(2) 4回縮切第1回(実験No 2)

この場合は4回第1縮切河口堰掘削法線で行なったものであり、仮縮切から下流ではこの掘削法線にそってまっすぐ流下しており、むしろ現状よりよい流況を示しているように思われる。また、仮縮切付近においても不定流の場合は長良川から揖斐川への流入はほとんどないように思われた。揖斐川の流れは現状と同じような流況であり、定流の場合も現状と同様5.9 ~ 4.8K間で揖斐川へ越流しているのが見られた。図-6.9-1 ~ 図-6.9-2。

(3) 3回縮切第1回(実験No 3)

この場合は3回第1縮切掘削法線で行なったものであり、この影響でやはり掘削法線にそって流下しているが、仮縮切先端付近では4回第1縮切より流積が小さいため、左岸側中州よりの流れが速いように見られた。しかし、不定流の場合は流量の小さい時は5.8K ~ 5.2K付近で

長良川から揖斐川への越流が見られたが、流量が大きくなると揖斐川への越流はなくなり、まっすぐ流下している。

定流の場合は、やはり 5.8 K～4.8 K 付近で長良川から揖斐川へ越流しているが、この流れのため揖斐川右岸あるいは吉の丸への影響が出るような流れではないようである。

また、いずれの場合も長良川左岸の仮締切下流および上流の 5.8 K 付近までの左岸よりの部分は死水域となっている。図-6.10-1～図-6.10-2。

(4) 4 回第 2 締切 (実験 4)

不定流の場合、仮締切部分の流れは完成部より右岸側の方がいくぶん多いように思われたが、中州から揖斐川への越流は見られないようである。

また、仮締切上下流においては死水域が生じているが、それより下流ではまっすぐ流下している。揖斐川の流れは上記他のケースとあまり差は見られなかった。

定流の場合は、5.9 K～5.2 K 付近で揖斐川へ越流しているが、この流れが揖斐川の流況を変えているというような感じはなかった。他においては不定流の場合との差は見られないようである。図-6.11-1～図-6.11-2。

(5) 3 回第 3 締切 (実験 5)

不定流の場合は、仮締切左岸の完成部分の流れはまっすぐ流下しているが、仮締切上流の右岸側高水敷上の流れは、中州 5.9 K～仮締切間で揖斐川へ流入しており、この流れが揖斐川 5.4 K～5.0 K 付近で揖斐川の流れが右岸側へ押しているようであり、揖斐川自身の流れが狭められている。

また、中州上を越流して仮締切直下流長良川の方へふたたびもどる流れも見られた。さらに 4.4 K～3.8 K 付近では揖斐川から長良川へ逆に流れ込んでいるのが見られた。

定流の場合も同様の流況であり、3 回第 3 締切においては、中州からの越流で揖斐川右岸 5.4 K～吉の丸付近に影響があるような流況であった。図-6.12-1～6.12-2。

(6) 4 回第 4 締切 (実験 6)

この締切はほぼ右岸側高水敷上につつまってしまうので、仮締切の影響はいちばん少なく、中州上の越流もわずかに見られるが、多くは仮締切下流で長良川へもどっており、揖斐川への影響はないように思われた。

また、定流の場合も同様の流況である。

揖斐川の流量配分を変えた実験 6-I の中州上の越流は、仮締切直上流 5.6 K 付近のみごくわずかであり、仮締切より下流では長良川、揖斐川とも低水路にそった流れであり、実験 6-2 との差異はみられなかった。

長良川 $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、揖斐川 $3267 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流実験 6-II の場合も実験 6-I の不定流のピーク付近と同様であり、仮締切のため揖斐川へ影響するような流況ではなかった。図-6.13

—1～図—6.13—3。

5. 中州からの越流量

不定流通水後に行なった定流実験により、仮締切設置時における中州上の長良川から揖斐川への越流量を求めた。測定は水深がないため表面にパンチくずを流して表面流速を求め、それに断面積を乗じて越流量を求めた。なお、実験 α 3—2(3—1 締切)のみ実験当日追風のため小型プロベラ流速計によって測定した。したがって越流量は表面流速のため平均流速より多目に出ていると思われる。また計6ケースの実験のうち実験 α 6—Iを除いて流量条件(揖斐川の流量)が違っており、計算された越流量が発生することは少ないと思われる。

これら実験結果の断面および流速分布(平面)、単位幅越流量を求めたのが図—6.14—1～図—6.14—6であり、これを次表に数値でまとめた。

実験 α	仮締切	流量条件		越流量 測定 区 間	単位幅越流量		越流幅延長(推定)		越 流 量		備 考
		長良川	揖斐川		⊕ 長→揖	⊖ 揖→長	長→揖	揖→長	長→揖	揖→長	
2—2	4—1	m ³ /s 4000	m ³ /s 1270	m 540	m ³ /s/m +0.79	m ³ /s/m 0	1480 m (4.4Kまで)	0 m	m ³ /s +1170	m ³ /s 0	表面流速 図-6.14—1
3—2	3—1	〃	〃	900	+0.30	0	1480	0	+444	0	プロベラ 図-6.14—2
4—2	4—2	〃	〃	720	+0.72	0	1480	0	+1070	0	表面流速 図-6.14—3
5—2	3—3	〃	〃	720	+0.80	-0.54	500 (5.3Kまで)	1380 (4.0Kまで)	+401	-745	表面流速 図-6.14—4
6—2	4—4	〃	〃	660	+0.44	0	440	0	+193.9	0	表面流速 図-6.14—5
6—I	4—4	〃	1867	566	+0.32	0	180	0	+57.4	0	表面流速 図-6.14—6

※ 越流量測定区間長は6.0K断面より長良川、揖斐川の流れの境界(直線と仮定)にそって下流方向に測定した距離、単位幅越流量は測定区間内の平均単位幅越流量。

実験中の観察によれば長良川から揖斐川へ越流する場合はほとんどで、それは6.0Kを終端とする背割堤より始まり、4.2K地点付近で終るようである。

流速計によって測定した実験 α 3—2(3—1 締切)の測定値は他に比べて小さいが、実験中の目視観察によれば α 2—2(4—1 締切)、 α 3—2(3—1 締切)、 α 4—2(4—2 締切)とも越流量に大きな差があったとは思えないので越流量規模としては α 3—2の実験結果程度を考慮しておけばよいであろう。

実験 α 5—2(3—3 締切)の実験値は、量的には表面流速を使ったための誤差があると思われるが、越流幅等についてはかなり有意であると考えられる。

実験 α 6—2(4—4 締切)の越流量は他の締切より少ないのは、仮締切による影響が少ないのと、死水域化するためである。また、実験 α 6—Iは流量条件を他と変えて、揖斐川流量を増加

させたものであるが、越流量は $\phi 6-2$ に比べ非常に減少した。これは $4-4$ 縮切による下流の死水域化と揖斐川水位上昇とによるものであろう。

このように越流量は、仮縮切が左岸側にあれば越流量が多く、右岸側にあれば少なくなるようである。左側にあれば水が右岸へはねられるため、右岸にある場合は死水域化することに対応している。

仮縮切が左岸にある場合の中州越流量とこの中州の洗掘の懸念については、まず前者は上で検討した程度の量であること。後者は河床変動図から見られるように、 $5.4K \sim 4.8K$ の区間における中州の長良川側が洗掘を受ける（現状では $5.0K \sim 4.8K$ の洗掘があるが、 $5.4K \sim 5.2K$ は少ないことから見ると仮縮切により特に影響を受ける区間は $5.4K \sim 4.2K$ 間と推定される）ようである。しかし、この量は極端な偏流による大規模な洗掘ではないと思われ、植生等があれば防げる程度の洗掘力であると考えられる。なお、実験 $\phi 4$ （ $4-2$ 縮切）の実験では、他に比較して洗掘力が強いようであることは注意する必要がある。仮縮切が右岸側にある場合の中州越流量は左岸側の場合より減少していたが、仮縮切が低水路に大きく張り出している $3-3$ 縮切（実験 $\phi 5-2$ ）では、仮縮切による上流せき上げにより揖斐川へ越流する単位幅流量強度は大きく、中州の土砂が揖斐川へ掃流され、中州の变形が著しく適当な保護工が必要かと思われる。

仮縮切下流は流況図からも分る通り渦を巻いた死水域状況となっているが、中州上は揖斐川から長良川へ逆流する。一方、低水路張り出し部分の小さい $4-4$ 縮切では、仮縮切上流で若干揖斐川へ越流するが、この流れの中州の洗掘量は僅かである。なお、下流は死水域になりその範囲は相当広く、下流吉の丸付近まで達するようである。

以上のようなことから、上記中州越流量の揖斐川の流れへの影響については実験 $\phi 5$ （ $3-3$ 縮切）以外はそれほど顕著な現象は見られない。 $3-3$ 縮切では特に仮縮切上流の越流量により揖斐川の流れは右岸に押しやられ、また中州が掃流土砂によって揖斐川低水路部に張り出してくるようで、あわせて揖斐川の流況は非常に悪くなる。この結果 $5.2K \sim 4.8K$ 間揖斐川右岸の州洗掘の原因となっているようである。なお、不定流時には $3-3$ 縮切以外は $4000 m^3/s$ 程度の流量時に越流が最大で、流量が増大すると流線が直進し、越流量が減少する傾向にあった。

6. 全般的な河床変動

(1) 現状（実験 $\phi 1$ ）

長良川筋では $6.4K$ より上流で河床低下が起っているが、これは補給砂区間になっているためである。この影響は若干の流況変化、上流水位の上昇に現れるはずであるが、実験全体を左右するものとは考えにくい。

$5.6K \sim 5.2K$ 間における左岸側の洗掘と右岸側の堆積は、上流の河床変動による影響はあるが、むしろ $5.6K$ 断面上流左岸の水制をカットしたためと考えた方がよいと思われる。同区

間の右岸堆積は左岸洗掘による河床増大の結果として起ったのであろう。

4.8K~4.6Kでは掃流力の大きいのは右岸側にあり、現状との対応では洗掘域と堆積域との傾向が明瞭に出すぎているようである。

揖斐川筋では4.4Kより上流では変化なし、下流ではすべて河床低下のようになる。この河床変動図を図-6.15-1~6.15-2に示す。

(2) 4-1 締切 (実験Ⅵ2)

Ⅵ1と異なるのは5.4K断面の非常に大きな洗掘とその土砂が5.2Kより下流全体に堆積していることである。したがって、水位低下のためのしゅんせつ箇所は出水後すぐ河床横断測量を行なって、しゅんせつ計画断面以上の堆積があれば、直ちにしゅんせつを行なう必要がある。

揖斐川筋では6.2K~5.6K間左岸の高水敷様の場所が欠落する傾向がⅥ1よりひどくなっている。図-6.16-1~図-6.16-2。

(3) 3-1 締切 (実験Ⅵ3)

伊勢大橋上流の流れは、現況では主流が左岸寄りとなっているが、3-1締切によって右岸に偏流させられるため、6.4K~6.2K右岸高水敷の側方侵食がⅥ1より明瞭になっている。5.2Kより下流における堆積があり、この処置はⅥ2と同様に行なう必要がある。この場合の5.4Kより上流のしゅんせつ予定法線形は主流の位置とほぼ一致して良好と判断される。しかし、5.4K付近を予め右岸寄りに人工のみお筋を予定する場合には若干変更しても良いのではないか、長良川側の中州の洗掘がかなり見受けられる。図-6.17-1~6.17-2。

(4) 4-2 締切 (実験Ⅵ4)

しゅんせつ予定法線形が非常に良好のため、仮締切より上流部の河床変化が非常に少ない。5.4Kの局所洗掘のため下流に堆積が多い。Ⅵ2の処置と同じ中州の洗掘がさらに明瞭化した。堰完成部分下流に若干の河床低下、上昇が見られる。図-6.18-1~図-6.18-2。

(5) 3-3 締切 (実験Ⅵ5)

しゅんせつ予定法線は良好であるが、5.4Kの局所洗掘がないため、下流の堆積が少なくなっている。しかし、堰完成部分の直下流が洗掘され、その土砂が下流にたまっている。直下流の洗掘は偏流の影響であるが、対策が必要であればそれは容易であらう。そして仮締切下流中州の洗掘は消失した。

揖斐川5.2K~5.0K間左岸の堆積があるが、これは前述のように5.4K~6.0K間で長良川より越流した水が運んだ土砂である。また、揖斐川の流れを右岸に押しやった結果として5.2K~4.8K区間の右岸の州が消失した。州および護岸の補強が必要である。図-6.19-1~6.19-2。

(6) 4-4 締切 (実験Ⅵ6)

この場合は仮締切が右岸側高水敷上になってしまうので、仮締切の影響は少なく、堰上下流

とも河床変化が非常に少ない。そして堰完成部直下流の洗掘も見受けなかった。図-6.20-1～図-6.20-2。

7. 仮締切の洗掘について

長良川下流部における限界掃流力状態の流量は比較的小さく $2000\text{m}^3/\text{s}$ 以下(下流端水位によって異なる)と考えられる。一方、仮締切隅角部の流量が集中するところでは、局所的な掃流力は平均の掃流力を数倍上まわるので、ごく初期より石炭粉の移動が始まっている。しかし、局所的な洗掘が目視観察できるようになるのはかなり時間が経過してからであって、しかも大量の急激な局所洗掘が進行するのはハイドログラフの水位の立ち上がりの急な増水期であり、一定の流量時にはむしろ洗掘の速さが低減する。この仮締切周囲の時間洗掘深曲線を図-6.21-1～図-6.21-4に示す。実験 $\#2$ (4-1締切)、 $\#3$ (3-1締切)、 $\#4$ (4-2締切)にあつては0～8時の間に少し洗掘され、以後はほぼ一定流量の続く22時ごろまで洗掘が進行せず、22時～28時の間で再び急激な洗掘が起る。また、仮締切により後流(Wake)の発生する場所では局所的な堆積が起るが、それは局所洗掘と時刻を同一にしている。

以上のように仮締切の洗掘は、基本的には水面勾配の立ち上がり時に発生し、立ち上がりが急なほど、またその継続時間が長いほど急激な洗掘と洗掘量の増大が著しいと考えられる。したがって小出水でもある程度の洗掘(洗掘を受ける量そのものは小さい)は起り得る。

さらにこれらの実験後の等高線図(図-6.22-1～6.25-2)でもわかるように仮締切のみの場合、2年次(4-1、4-2、3-1、3-2締切など)までは仮締切近傍に相当の局所洗掘が生じることは確実である。また、3-3、4-4締切時は左岸側が堰床版や護床工により洗掘量は小さく、その対策は捨石程度で十分であろう。4-3締切については実験を実施していないが、左岸側低水路の洗掘量は僅かの対策で間に合うとして右岸側高水敷中州の洗掘が懸念され、ある程度の対策が必要であろう。

流量規模と局所洗掘量の関係としては前述したように、小さな出水でもシャープなハイドログラフのピーク前を警戒する必要があると思われる。また、計画高水流量をピークとする規模の大きい不定流の場合には実験 $\#2-1$ (4-1締切)、 $\#3-1$ (3-1締切)、 $\#4-1$ (4-2締切)に見られるように非常に大きな洗掘を受け、このままでは仮締切自体の安全性は非常に小さくなる。なお、不定流通水後、流量 $4000\text{m}^3/\text{s}$ の定流を流した場合、洗掘孔は埋没せず、洗掘孔そのものが縦断方向に長くなる傾向にある。

8. 伊勢大橋の洗掘について

図-6.26-1～6.26-6の時間洗掘深曲線図によると、実験 $\#1-1$ の現状形では、24時ごろより洗掘が始まっているが、他の仮締切状態はむしろそれ以前の20時ごろから洗掘され始め

ている。これは仮締切の影響より低水路の浚渫、5.6K水制のCut off（河床局所的低下）の影響と思われる。図-6.27-1~6.27-6の等深線図に示すように洗掘深の絶対値の大きさには仮締切の有無の影響が見つけにくい、仮締切が左岸（3-1, 4-1 締切など）にある場合には、流況が現状に類似なので洗掘深も同規模である。他方、仮締切が低水路中央（4-2 締切）および右岸にある場合には洗掘深が減少する傾向のようである。

実験Ⅱ（4-1 締切）のⅢ3ピアースは不定流の場合、ほとんど掘れない状況であったが、その後の定流の時一挙に掘れてしまった。この原因は不明である。以上のような結果からピアース護床工がない場合の洗掘深は最大 T.P-14 m 程度であろうと思われる。

9. 吉の丸護岸について

吉の丸護岸の局所洗掘は地盤より5m程度で現状と各締切との関連は見出しにくい。これらの時間洗掘深図を図-6.28-1~6.28-6に、等高線図を図-6.29-1~6.29-6に示す。実験Ⅱ1の現状の場合の洗掘が各仮締切の場合の洗掘深より大きくなっているが、これについては若干の疑問をもっている。この実験の際、水中浮遊物（石炭粉のアク）が石炭粉の表面を覆い、掃流や浮遊が起りにくかったため吉の丸護岸付近のそのアクを局所的にはがしてみたが、それが原因となって洗掘が加速されたふしがある。したがって現状の場合少し掘れすぎたのではないかと疑点をもっているわけである。したがって（非常に残念なことに正確な議論ができないが）仮締切による揖斐川への越流と流線の集中により、吉の丸護岸の洗掘が増加する可能性があるので、一応捨石などが必要と思われる。（なお、4回締切のときには捨石が不要で3回締切のときには必要だといった結論は出ていない。）

10. 長良川左岸の護岸について

仮締切が左岸にある一年次目には問題はない。

2年次目以降には、河口堰完成部を通る流れにより、若干の左岸護岸付近の洗掘が見られる。2年次目以降の仮締切の左岸側に集中する流れは、比較的局所的で、左岸への水流のはね方はわずかと思われる。

局所的であることは、Ⅱ4-1, 2実験などにおける仮締切下流左岸側の洗掘状況で推定され、また左岸への水流のはね方が小さいことは、同じく河床変動図よりわかる。しかし、新設する左岸の高水敷護岸は河床変動図によれば若干の洗掘が見られるので、仮締切による水はねの影響が皆無だとはいえない点がある。

5.4K上流は5.6Kの水制の効果もあって仮締切の影響が出ないものと考えて良いであろうが、新設高水敷の流頭部付近に洗掘が起るであろう。

第7章 実験（その2）とその検討

これらの実験は仮締切付近のみを対象に行なったものであり、実験その1の補足実験である。実験Ⅰは不定流時揖斐川流量が極端に少なかった場合、長良川からの中州越流とそれが揖斐川へ与える影響について調べたものであり、実験Ⅱは流量 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ の定流の場合、仮締切部の局所洗掘がどのようになるかを検討したものである。（その1の検討ではいずれも不定流通水後定流を流したもので最初から定流の場合の局所洗掘はわからなかった。）実験Ⅲ～Ⅵについては、仮締切部の局所洗掘に対処するため行なった導流壁実験である。

1. 実験Ⅰ

実験その1で用いた流量波形は図-7.2に示す長良川最大流量 $7500\text{ m}^3/\text{s}$ 、揖斐川最大流量 $4040\text{ m}^3/\text{s}$ の波形であるが、本実験では長良川流量波形はそのまま、揖斐川流量波形 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上をカットした場合の中州上からの揖斐川への流入状況を観察した実験であり、整形は行なわず、実験Ⅲ（3-1締切）終了後河床で行なった。この場合の流況は流量が小さい間は $5.9\text{ K}\sim 5.4\text{ K}$ 付近で揖斐川へ越流するのが見られたが、流量が増大すると流線が直進し、揖斐川への越流はほとんどなくなり、実験Ⅲの結果とあまり変らなかった。この流況図を図-7.1に示す。

2. 実験Ⅱ

本実験は整形後、最初から定流（長良川 $Q=4000\text{ m}^3/\text{s}$ 、揖斐川 $Q=1270\text{ m}^3/\text{s}$ ）で通水した場合に仮締切の局所洗掘がどのように変るかを検討するために行なった実験であり、3-1締切の実験Ⅲ終了後、仮締切付近のみ整形して行なった。河道の状態は実験Ⅲと同じであるので全体の流況は余り変化はなく、中州上は同様 $5.8\text{ K}\sim 4.8\text{ K}$ 付近で揖斐川へ越流しているのが見られた。

仮締切近傍の局所洗掘の進行は前に述べたように増水期に急激に起り、一定の流量時には洗掘の速さが低減するため、 $4000\text{ m}^3/\text{s}$ の定流時には図-7.2に示すように時間洗掘深は通水時直後に急激に洗掘され、以後は一定値あるいは徐々に進行する。

これらの最深部は実験Ⅲの不定流の結果に比べ 4.0 m 程度少なくなっており、また洗掘範囲も少なくなっている。この仮締切部の等高線図を図-7.3に示す。

3. 実験Ⅲ

これまでに行なった実験の結果、仮締切部の局所洗掘が非常に大きいことがわかったため、それに対処するための工法として導流壁を計画し、この導流壁の効果を調査したものであり、本実

験は3-1縮切へ不透過導流壁60mを設置した場合である。

これの流況については実験Ⅲと同様であり、特に差異は見られなかった。時間洗掘深曲線(図-7.4)は実験Ⅲとかなり異なり、仮縮切近傍の局所洗掘の急減と洗掘位置の変化(Ⅲ6測点)、および全般的な堆積が目立つ。測点Ⅲ1,2の無変化は完全な死水域のためである。また図-7.5の等高線図に示すように局所洗掘は実験Ⅲと比較的類似で、導流壁長60mだけ洗掘位置を上流に移したものに近い。導流壁先端に非常に大きな洗掘を受け、導流壁の維持に困難な点がある。洗掘孔は水路中央にはねられ洗掘深は相当大きい、仮縮切側面はあまり掘られておらず、仮縮切中程ではむしろ堆積していた。

なお、この実験の洗掘孔の規模は実験Ⅲ-1より大きく、一連の実験を通じて最大のものであった。

4. 実験Ⅳ

本実験の導流壁は直径1.0m(現地)の杭を杭間隔2.0m(中心間)で一系列の構造の延長60mのものである。

杭間隔が粗であったため導流壁のない実験Ⅲと同様な洗掘経過をたどっている。しかし、局所洗掘孔を右岸側にはねた効果が現われており(Ⅲ3-1と比較して)、また洗掘深が分散されて最大値の減少が明瞭であるが、仮縮切近傍にT.P-22mの線が現われている点が不都合である。この時間洗掘深曲線を図-7.6に、等高線図を図-7.7に示す。

5. 実験Ⅴ,Ⅵ

上記導流壁の実験結果を見た場合、不透過にあっては導流壁先端に大きな洗掘、そして仮縮切直上流との水位差により一体構造の導流壁の維持に困難な点があり、透過であれば流れの集中域を分散させる効果がある。したがって、不透過と透過の導流壁の併用が導流壁方式にあっては、最善の効果を生ずるであろうことは明白である。しかし、それぞれの長さや線形をどのようにし、透過の部分の構造をどうするかについて問題がある。導流壁先端には必ず深掘れが生ずるので、仮縮切に障害にならない範囲で捨石等の護床工が必要であろうと思われる。また、導流壁の平面形状はどんなものが最適かについてもよくわからない点がある。

以上のようなことについて種々検討した結果行なった実験が実験Ⅴ,Ⅵである。これらの導流壁の詳細図は図-7.8に示すように、実験Ⅴが全長80mのうち40mが不透過導流壁、残りが透過導流壁(杭はφ54cm)である。この実験結果は図-7.9に示すように導流壁のない場合と比較すると最深部の位置が実験Ⅲ(4-1縮切)の場合には仮縮切側面上流端であったが、今回の実験では右岸に移り、仮縮切より約70mはなれた所であり、その深さも浅くなっている。導流壁先端部については捨石の効果があり、ほとんど洗掘されておらず、わずかに導流壁右側の

捨石が崩れている程度である。

実験Ⅶは図-7.8に示すように実験Ⅴより短い、透過不透過の組み合わせ導流壁5.0mを設置した場合の実験である。局所洗掘深の状態を実験Ⅴ、および実験Ⅵと比較すると図-7.10の等高線図を見てもわかるように、最大洗掘の位置は両者の中間にあり、その深さは実験Ⅴとほぼ同程度である。また、洗掘範囲は実験Ⅴより狭くなっており、導流壁を短くした分だけ縮流の影響が少なくなっていると思われる。

なお、仮締切側面は全く洗掘されずむしろ堆積傾向であった。

以上のようなことから4-1締切に対する導流壁の規模、構造については実験Ⅶ程度のものでよいのではないと思われる。

第8章 実験(その3)とその検討

1. 概 要

実験その1, その2にて縮切回数および河川管理施設, 河川工作物, 揖斐川等への影響, さらに仮縮切付近の局所洗掘について検討を行ない, その問題点が明らかにされた。実験その3では河口堰建設にあたって, これらの問題点のより具体的な対策について4回縮切(図-8.1 仮縮切平面図 参照)の各縮切について検討を行なった。

なお, 今回の実験では新たに7.1K付近の国鉄および近鉄鉄橋のピアも設置して実験を行ない, 不定流の下流端水位波形(4.2K)は4回第2縮切と4回第3縮切の場合は浚渫の効果を考慮に入れたものを用いた。(図-8.2の第2波形および第3波形)

2. 各縮切の対策について

表-4に示してある6ケースについて実験を行なったが, 各ケースの対策については次のようなものである。

(1) 4回縮切第1ブロック(幅290.3m 実験No.7)

3.6K~7.0K間浚渫 図-8.2 浚渫平面図参照

保護矢板, 導流壁設置 図-8.3 (第1案)参照

吉の丸護岸対策(捨石)延長120m 図-8.4-1 //

伊勢大橋対策(捨石)周囲10m 図-8.5 //

(2) 4回縮切第2ブロック(幅145.8m 実験No.8)

1.0K~7.0K間浚渫 図-8.2 浚渫平面図参照

保護矢板, 導流壁設置 (1)と同じ

吉の丸護岸対策(捨石)延長120m //

長良川左岸高水敷4.6Kおよび6.4K対策(捨石)各々延長100m 図-8.4.2参照

伊勢大橋対策(捨石)ピア周囲10m (1)と同じ

仮縮切左側上流端20m円弧捨石(厚さ1.0m)

(3) 4回縮切第3ブロック(幅195.8m 実験No.9)

-0.6K~7.0K間浚渫 図-8.2 浚渫平面図参照

保護矢板, 導流壁設置 (1),(2)と同じ

吉の丸護岸対策(捨石)延長120m (1),(2)と同じ

長良川左岸高水敷4.6Kおよび6.4K対策(捨石)各々延長100m (2)と同じ

伊勢大橋対策(捨石)ピア周囲5.0m (1),(2)と同じ, ただし捨石範囲が半分

仮縮切左側上流端20m円弧捨石(厚さ1.0m) (2)と同じ

(4) 4 回締切第3ブロック(実験No.9の対策実験)………実験No.10

—0.6K~7.0K間浚渫, 但し6.0K~7.0K間法線を修正

導流壁2本設置(保護矢板は無し)………図-8.3(第2案)参照

吉の丸護岸対策(捨石)延長180m ……(3)より延長60m増

長良川左岸高水敷対策(捨石)6.4K延長130m, 4.6K延長100m

………(3)より6.4K30m増

伊勢大橋対策(捨石)ピア一周囲10m ……(1),(2)と同じ

仮締切左側上流端30m円弧および下流端15m円弧捨石(厚さ1.0m)

水叩き部低水路法面部延長50m(横断方向)幅10m捨石(厚さ1.0m)

中州上の構造物設置

(5) 4 回締切第3ブロック(実験No.9,10の対策実験)………実験No.11

—0.6K~7.0K間浚渫, 但し5.6K~7.0K右岸低水路法線を修正

揖斐川5.0K~5.6K間左岸低水路浚渫

導流壁設置(保護矢板は無し, 透過部分35m, 不透過部分15m)

………図-8.3(第3案)参照

吉の丸護岸対策(捨石)延長180m ……(4)と同じ

伊勢大橋対策(捨石)ピア一周囲10m ……(1),(2),(4)と同じ

鉄道橋ピア一周囲10m 捨石

仮締切左側上流端30m円弧および下流端15m円弧, 仮締切上流側幅10m捨石

(厚さ1.0m)

水叩き部低水路上下流幅10m捨石(厚さ1.0m)

揖斐川5.4K右岸低水路法面对策(捨石)延長320m

中州上の構造物あり

長良川左岸高水敷対策(捨石)6.4K延長130m, 4.6K延長100m ……(4)と同じ

(6) 4 回締切第3ブロック(定流, 長良川 $Q=7500m^3/s$, 揖斐川 $3500m^3/s$, 下流水位上限の場合)………実験No.12

揖斐川左岸低水路は現状, 他は(5)の実験No.11と全部同じ

なお, 上記保護矢板については図-8.3に示すように, より仮締切自体の安全性を増す方法として, 仮締切側面より20m離れた位置に矢板を一系列に打込んだものであり, また, 下流側には漲潮時の洗掘防止用に仮締切部より20m長くしてある。この保護矢板の天端高はT.P 0.50mである。

図-8.1 4回縮切平面図

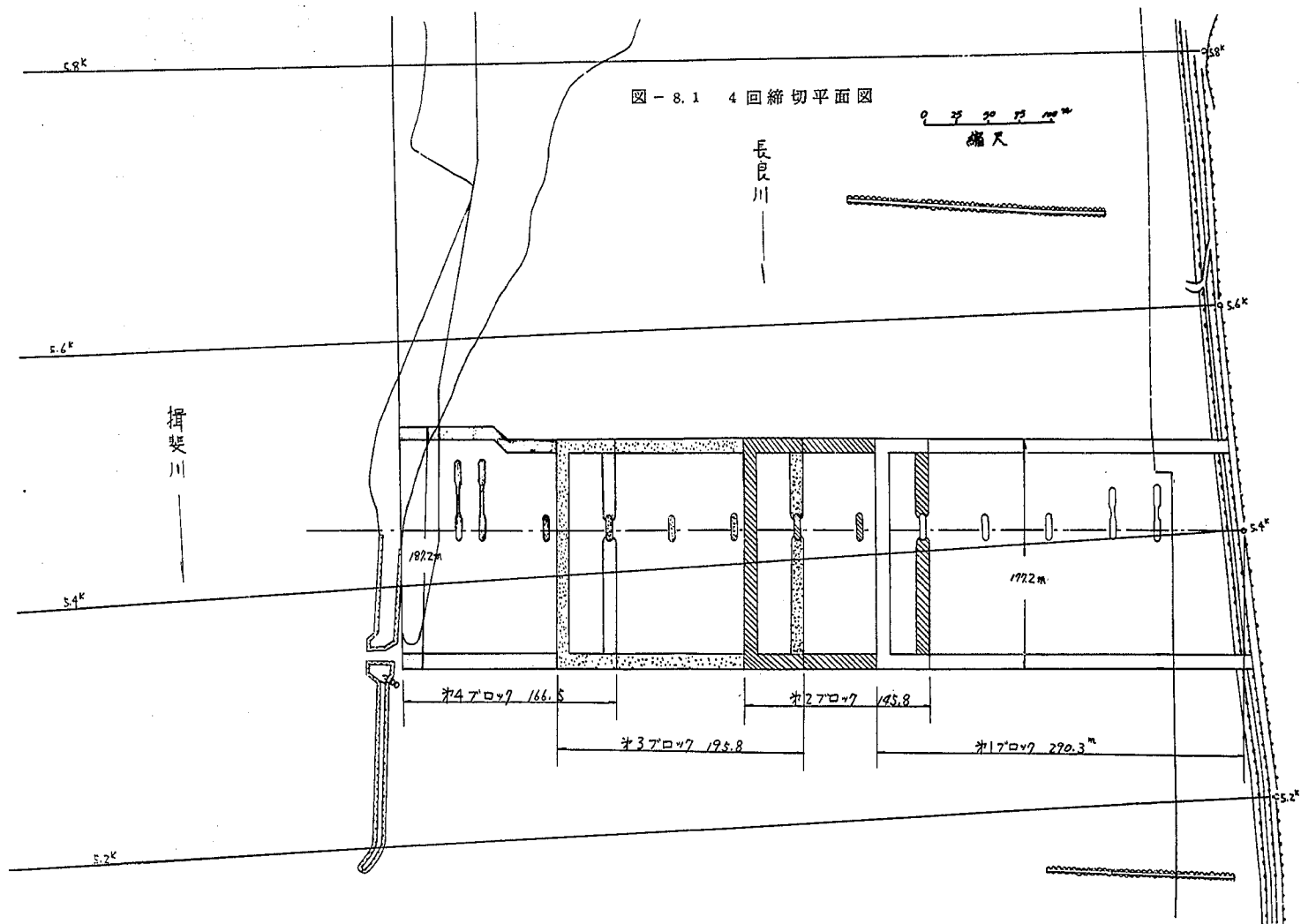


図 - 8.2 しゅんせつ平面図

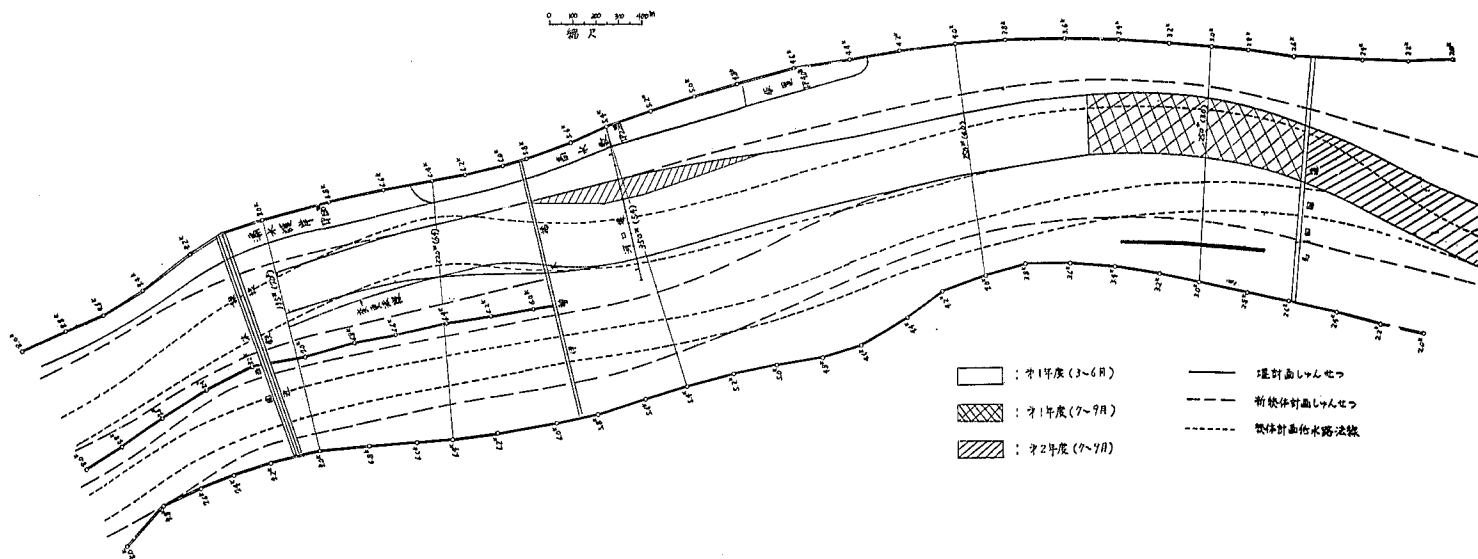
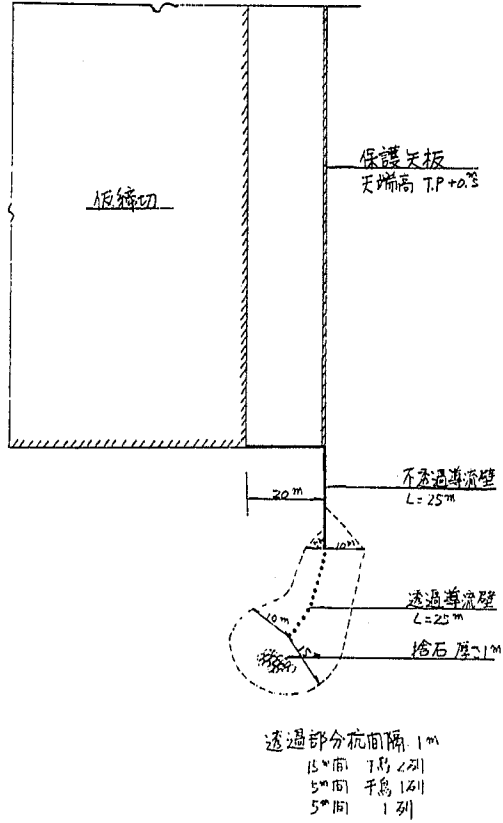
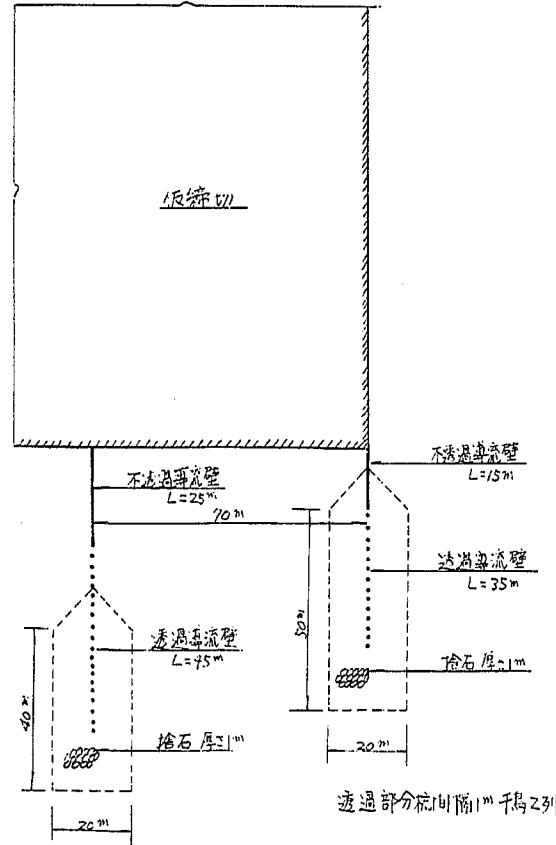


图-8.3 导流壁平面图

第1案



第2案



第3案

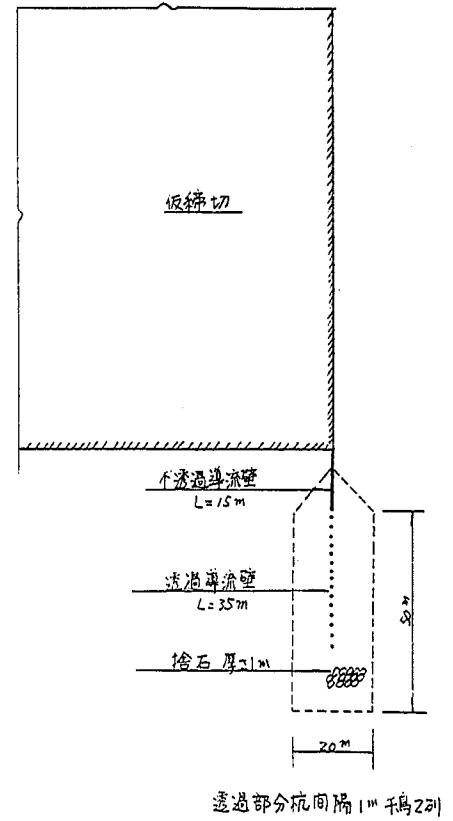


図 - 8.4 1 吉之丸護岸保護工 (4.2km 付近)

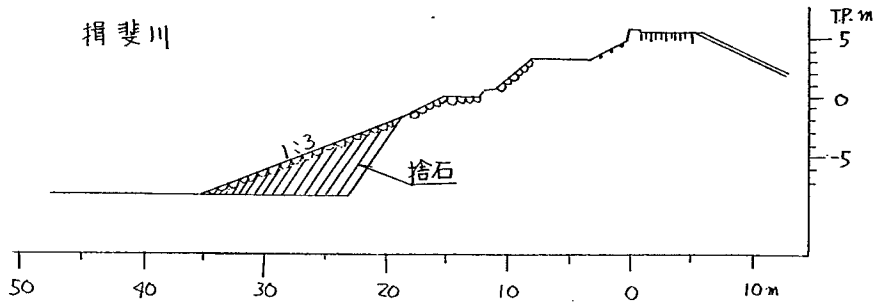


図 - 8.4 2 左岸高水敷保護工

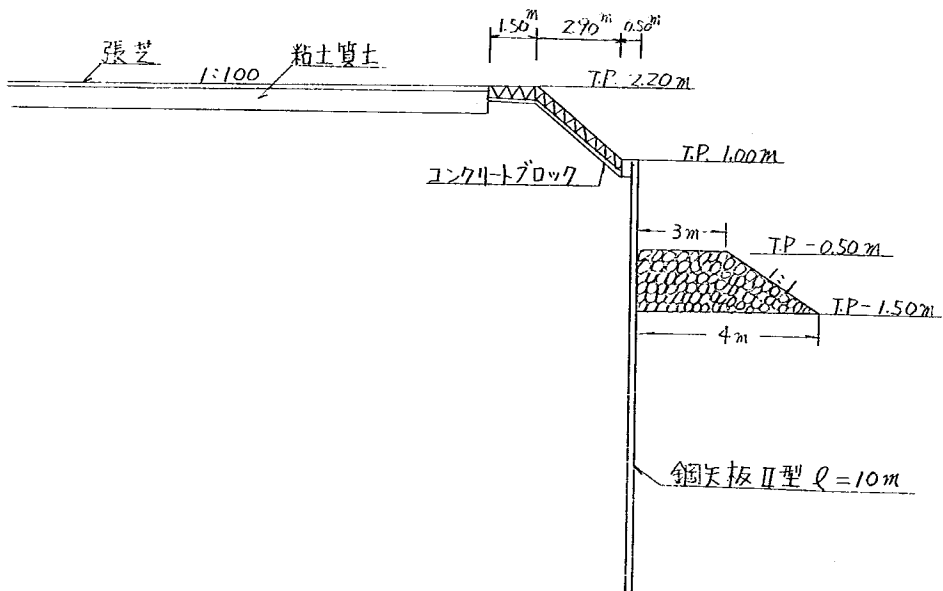
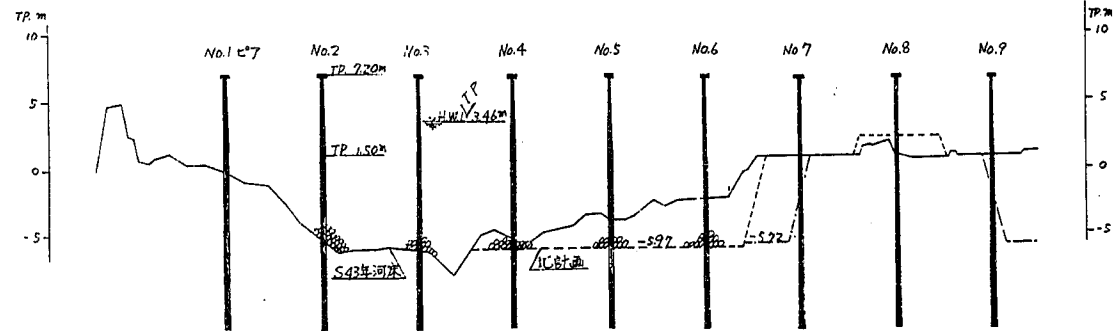


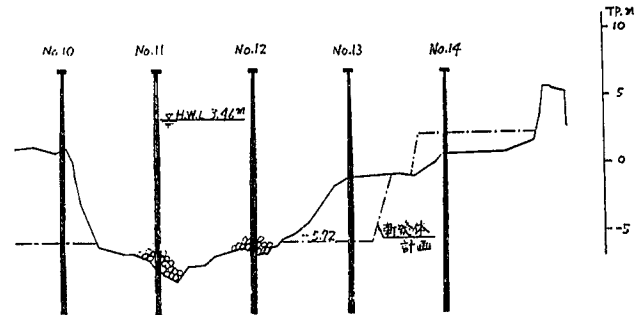
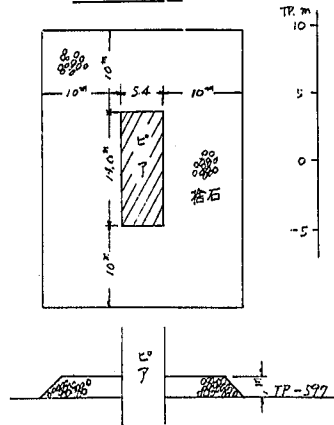
図-8.5 伊勢大橋ピアの保護

H = $\frac{1}{3,000}$

V = $\frac{1}{3,000}$



ピア保護工



○ No.2~No.6.ピアとNo.11、No.12ピアを保護する。

3. 実験結果

3.1 水位について

各ケースとも 5.4 K～6.0 K 間（長良川筋）に水位の段差が見られるが、これは仮締切設置によるせき上げの影響であろう。そしてこの段差は 4-3（実験 № 9, 10, 11）が大きく現われている。これらのピーク水位時の時刻はいずれも 26～28 時に現われ、現状よりいくぶん早くなっている。しかし、下流端水位波形に若干の誤差があつて、この誤差が流量の増水時にあり、このための影響もいくぶんある。仮締切直上流の水位せき上げ量はかなり大きく、水位ピーク以前は 6.4 K～6.6 K 水位程度まで上昇し、ピーク水位時付近では 6.6 K～7.0 K の水位と同程度となる。この水位と 5.4 K 水位との最大水位差は水位ピークあるいはそれ以前に現われている。この最大水位差は次表のようであり、低水路に大きい障害となる 4 回第 3 ブロックでは 1.0～1.2 m 程度の水位差がある。

実験 №	仮 締 切	仮締切直上流と 5.4 K 水位の最大差	備 考
№ 7	4 回第 1 ブロック	50 cm (T.P. 2.66 m)	()内は堰直上流の最高水位 現状水位 T.P. 2.71 m 計画水位 T.P. 3.71 m
8	" 第 2 "	68 (T.P. 2.64 m)	
9	" 第 3 "	124 (T.P. 2.86 m)	
10	"	100 (T.P. 2.56 m)	
11	"	112 (T.P. 2.55 m)	
12	"	35 (T.P. 3.59 m)	定流下流水位上限
6-1	" 第 4 "	23 (T.P. 2.34 m)	

なお、仮締切直上流の水位は実験 № 9 が現状水位を若干上まわっているが、他のケースはいずれも現状水位より低くなっている。

各ケースの時間水位曲線（図-8.6.1～8.6.6）よりピーク水位縦断を求めたのが図-8.7である。4-1 締切（実験 № 7）より 4-2 締切（№ 8）がピーク時の水位で 25 cm、4-3 締切（№ 9, 10, 11）で 40 cm 低い下流端水位波形を用いたが、下流端水位調節誤差もあり、この差はあまりはっきりしない。図-8.7 によると堰完成後の水位は 5.4 K 下流では 4-3 締切の水位とほぼ同じであるが、堰地点より上流では 40 cm 程度低くなっている。（なお、実験 № 7 と № 11 は実験時風が強かったため、この影響による誤差もいくぶんあると思われる。）

下流端水位上限の場合の定流、実験 № 12（4-3 締切）の水位縦断図（図-8.8）は、4-3 締切の不定流実験 № 9, 10, 11 のピーク水位縦断と 6.0 K 下流ではほとんど同じ傾向であり、6.0～7.6 K 間はこれより水面勾配が緩やかになっている。また、計画高水位よりは低いが 6.0 K～7.8 K 間の背割堤は天端まで 15～20 cm の余裕しかなく、背割堤の補強、かさ上げが考えられるべきであろう。

図-8.7 ピーク水位縦断面

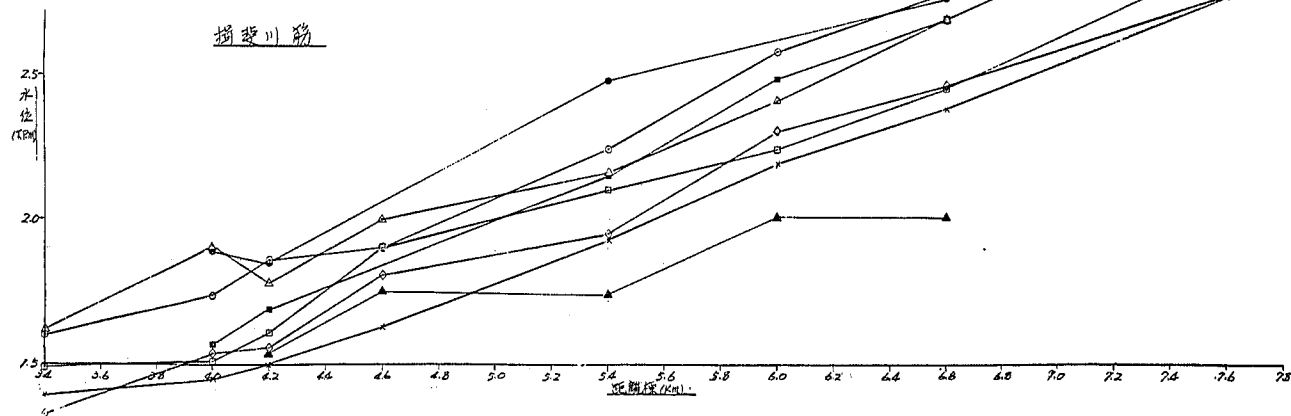
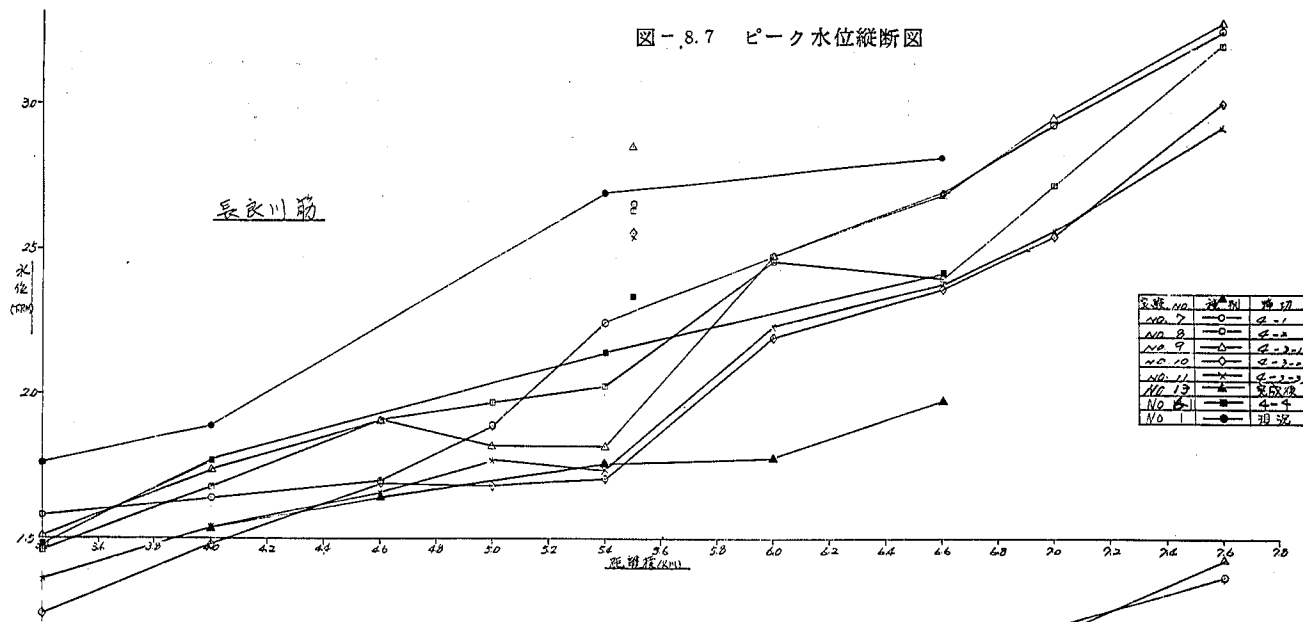
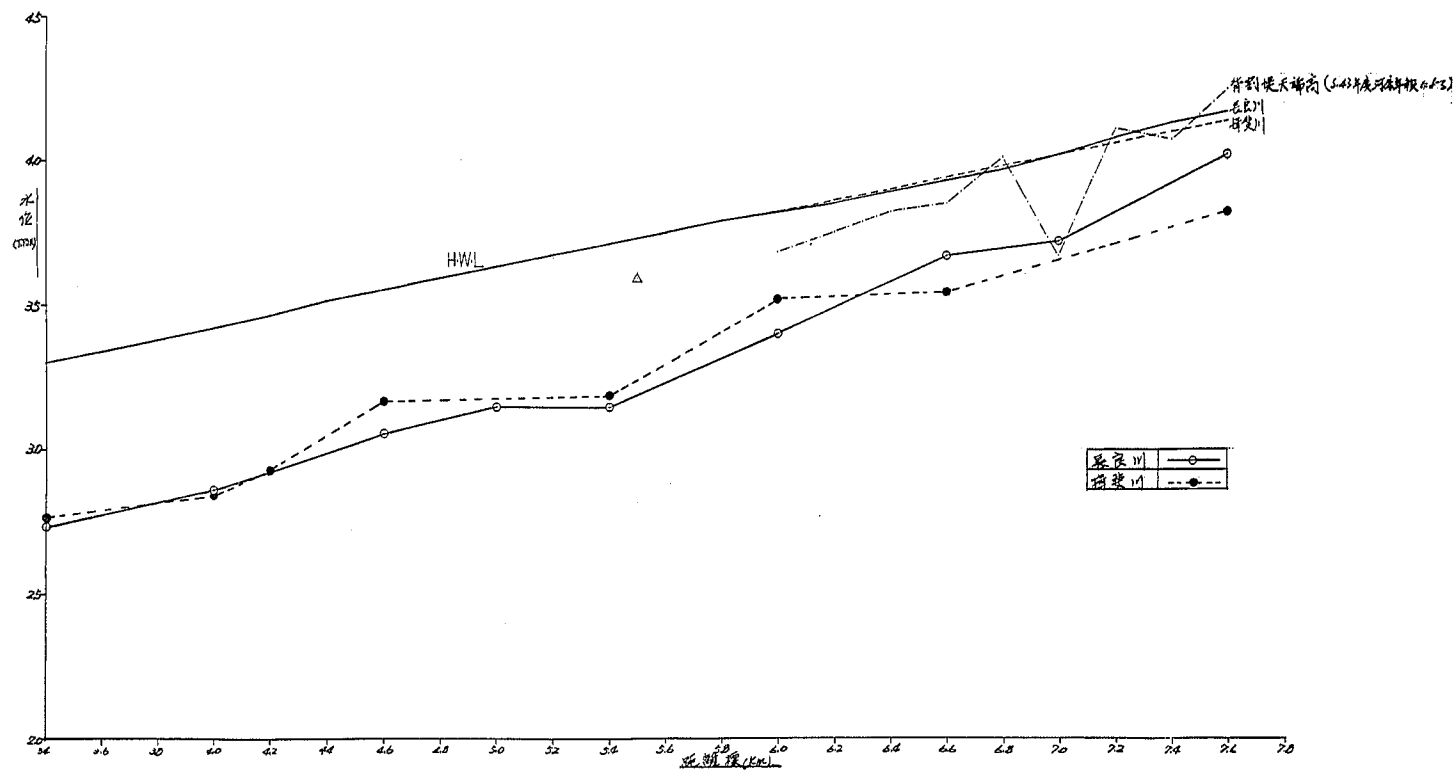


图-8.8 水位縦断图

(算例 NO. 2)



(1) 仮締切設置によるせき上げ量について

6章で述べたように不定流のピーク水位縦断面図(図-8.7)は、ほぼ $7500\text{m}^3/\text{s}$ の定流(模型の導水路で若干のハイドログラフの変形が考えられる)に相当する水位であると思われる。しかもこのような出水に対しては模型実験程度の河床変動をとまなうことから図-8.7は比較的实际に近いはずである。そこでこのピーク水位縦断面図より $Q=7500\text{m}^3/\text{s}$ とし、不等流計算を行ない、主として仮締切より下流の水位測定結果に一致するような粗度係数 n をもって、仮締切より上流の n をも代表させ、実験中の仮締切と伊勢大橋ピアの合成せき上げ量を6章の2と同じ方法で評価した。

なお、計算上の仮定も6章の2、(1)と同様である。この結果、図-8.9.1～図-8.9.6に示すような適合度により、各実験ケースの粗度係数 n を表-8.1のように求めた。この不等流計算水位と実験水位との仮締切地点の概略の差を求めると表-8.1の h_e のようになる。これより合成されたせき上げ量が5.4K断面において急激に発生したものとして仮定して、不等流計算により上流水位を計算した。この結果を図-8.9.1～8.9.6に示す。

表 - 8.1

実験No	仮 締 切	実験時の粗度係数	h_e	備 考
No 7	4回第1ブロック	0.025	35 cm	このケース図-8.13.1より死水域を除いて計算行なった。
8	" 第2 "	0.023	28	
9	" 第3 "	0.019	60	
10	"	0.020	40	
11	"	0.020	53	
12	"	0.025	40	定流下流水位上限

各実験ケース毎に n が変化しているのは河床の変動や砂れんの発達具合によるものと思われる。また、実験で得られた n は、その1同様概略 $n_p=0.022$ に近い。さてこのようにして求めた仮締切によるせき上げ量は4-3締切が最大で4-1、4-2締切の順に小さくなっているようである。

(2) 現状水位と各締切設置時の水位について

実験に用いた下流端水位波形(4.2K)のピークは現状および4-1締切(実験No 7)でT.P 1.90m、4-2締切(実験No 8)で25cm低いT.P 1.65m、4-3締切(実験No 9, 10, 11)で現状より40cm低いT.P 1.50mを用いたが、(仮締切設置にとまなう浚渫の効果を考慮に入れたもの)下流端水位調節誤差もあり、現状水位と各締切との比較は容易ではない。

ここでは長良川現状河道の粗度係数 $n=0.022$ と計画の $n=0.025$ について上記下流端水位およびせき上げ量を用いて不等流計算を行ない、現状水位と各締切との水位を比較した。

(なお、断面特性は実験通水後の河床横断面特性を用いた。)この計算結果を図-8.10.1および図-8.10.2に示す。これによれば各締切とも現況を下回っており、浚渫は良好であると思われる。ただし、これらは下流端水位が下限の場合であり、上限の場合は実験を行っていないため、せき上げ量がわからないので、今まで行なった実験結果の仮締切地点のフルード数とせき上げ量の関係を整理してみた。この図が図-8.11.1である。これによれば実験結果のフルード数の範囲ではフルード数が大きくなれば、せき上げ量も大きくなるようである。この傾向は第6章2.(3)で検討した諸公式による傾向と一致する。ただし、仮締切形状によってフルード数とせき上げ量の関係は異なると思われるが、この差は見い出せないようである。しかし、図-8.11.1は十分信頼性があると思われ、下流端水位が上限の場合には仮締切地点のフルード数は小さくなるので図-8.11.1の結果によれば、せき上げ量は下限水位の場合より小さくなると考えられる。

そこで下流端水位上限(計画河口水位-0.6km地点T.P 2.50m)の場合に、河口堰浚渫断面形により不等流計算を行ない、上のようにして求められたせき上げ量を5.4Kで与えて検討した結果(仮締切地点のせき上げ量は図-8.11.1より求める)。4-1締切の場合、現状水位を約6cm上回る。したがって現状水位を上回る分だけ浚渫量を増やすか、仮締切近傍の局所洗掘箇所を前もって浚渫しておく必要がある。これらを検討した結果、堰地点の断面積を約500 m^2 増やす必要があり、当初計画した浚渫量より約15万 m^3 多くなる。この計算結果を図-8.11.2に示す。なお他の締切は図-8.11.2で見られるように現状水位を下回っており、下流端水位下限の場合と同様、浚渫は良好と思われる。(ただし、4-3締切は若干現状水位を上回るので、量的に多くはないが、4-1締切と同様、浚渫量を増やす必要があろう)。

ただし、上記下流端水位上限の場合の計算結果は、仮締切近傍に局所洗掘の発生しない場合であり、洪水時には必ず局所洗掘が発生すると考えられる。そこで3.4K~6.6K間を実験後の断面(下流端水位下限の場合であり、これより洗掘は少ないと考えられる。)を用い、同様の計算を行なったところ、図-8.11.3に示すように、この場合はいずれも現状水位を上回らなかった。

(3) 高潮時の仮締切地点への打ち上げ高について

高潮が発生した場合、仮締切地点(とくに長良川左岸)への打ち上げ高については、河道形状および入射方向、その他多くの条件によって変ると考えられる。鹿島試験所で行なっている高潮の実験結果によれば現地推定波高は図-8.11.4のようである。ここでは河道形状としては総体計画河道を用い、計画潮位T.P 4.5m、河口の波高3.0mの実験結果である。総体計画河道は河口堰浚渫河道と若干異なるが、これによれば、いちばん波高が減衰しないのは入射方向Sの場合であり、河口で波高3.0mの波が堰地点で約2.0mの減衰である。他の入射方向の場合は、いずれも堰地点で約1.5m程度に減衰している。したがって堰地点への打ち上げ高はT.P 6.0m

図-8.10.1 長良川水位縦断面図

$Q = 7500 \frac{m^3}{s}$

-64-

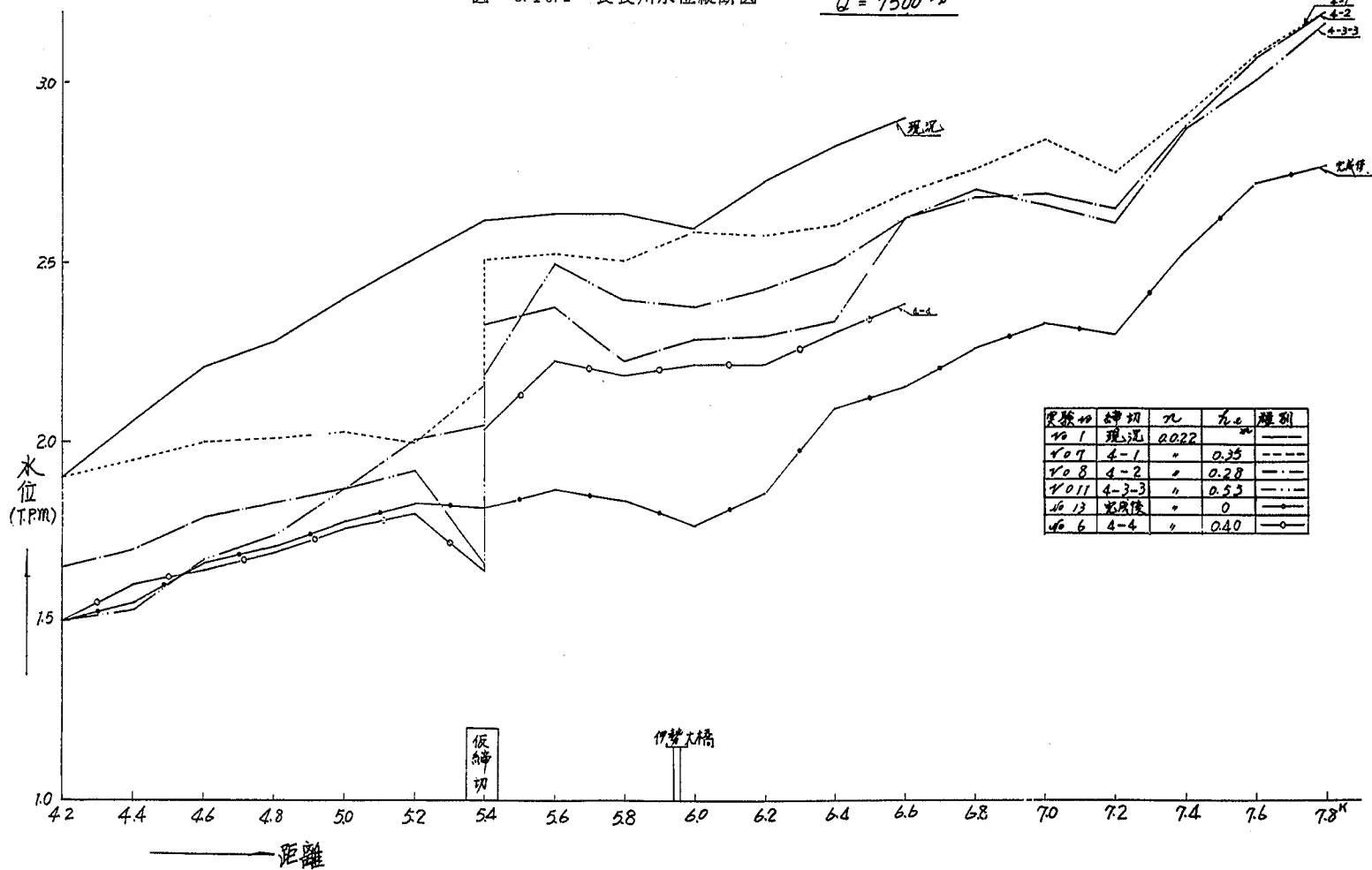
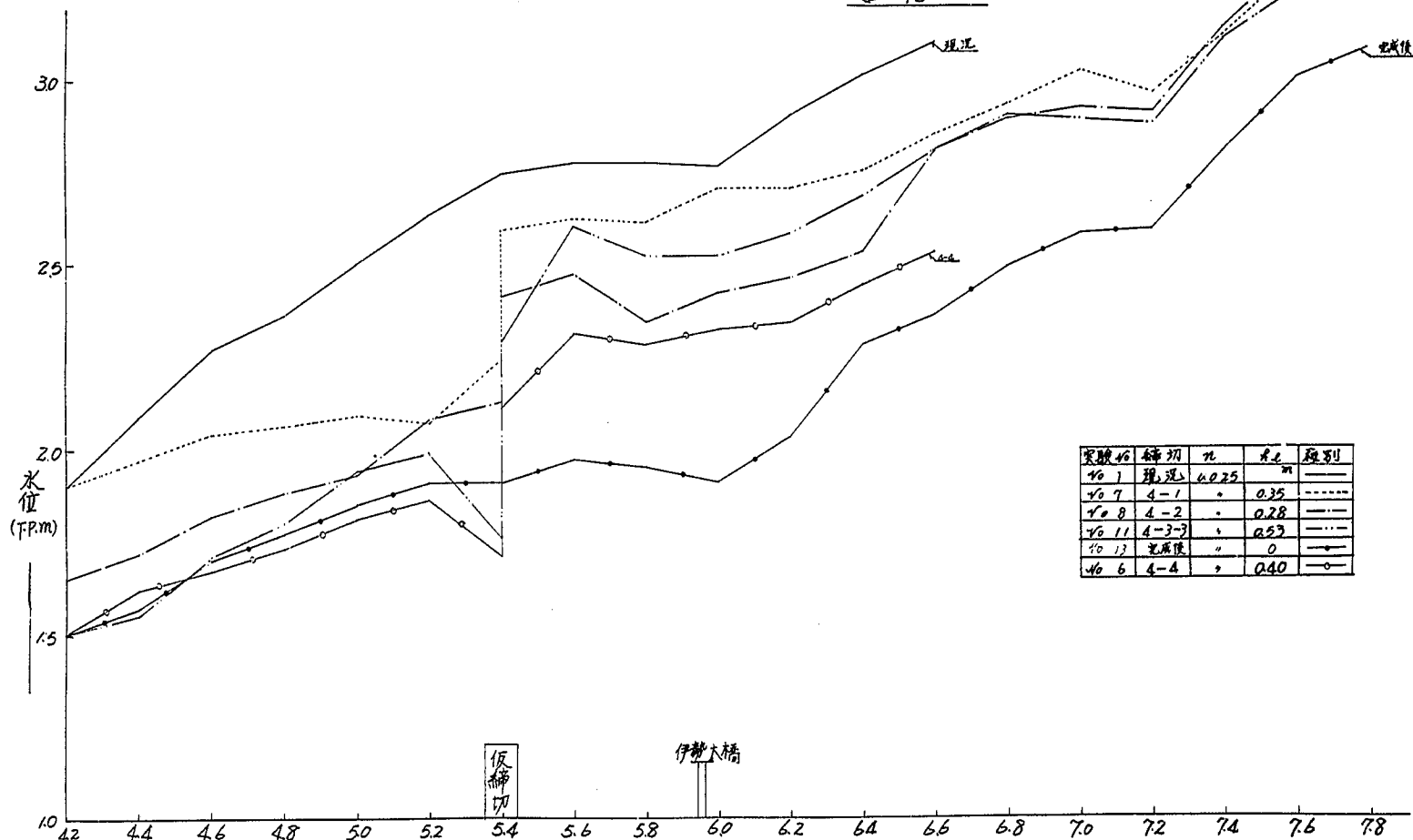


図 - 8.10.2 長良川水位縦断面図

$$Q = 7500 \frac{m^3}{s}$$



実験号	締切	n	h ₀	種類
40 1	現況	0.25	m	—
40 7	4-1	"	0.35	-----
40 8	4-2	"	0.28	---
40 11	4-3-3	"	0.33	----
40 13	完成後	"	0	—
40 6	4-4	"	0.40	—○—

図-8.11.1 セき上げ量-フルード数の関係

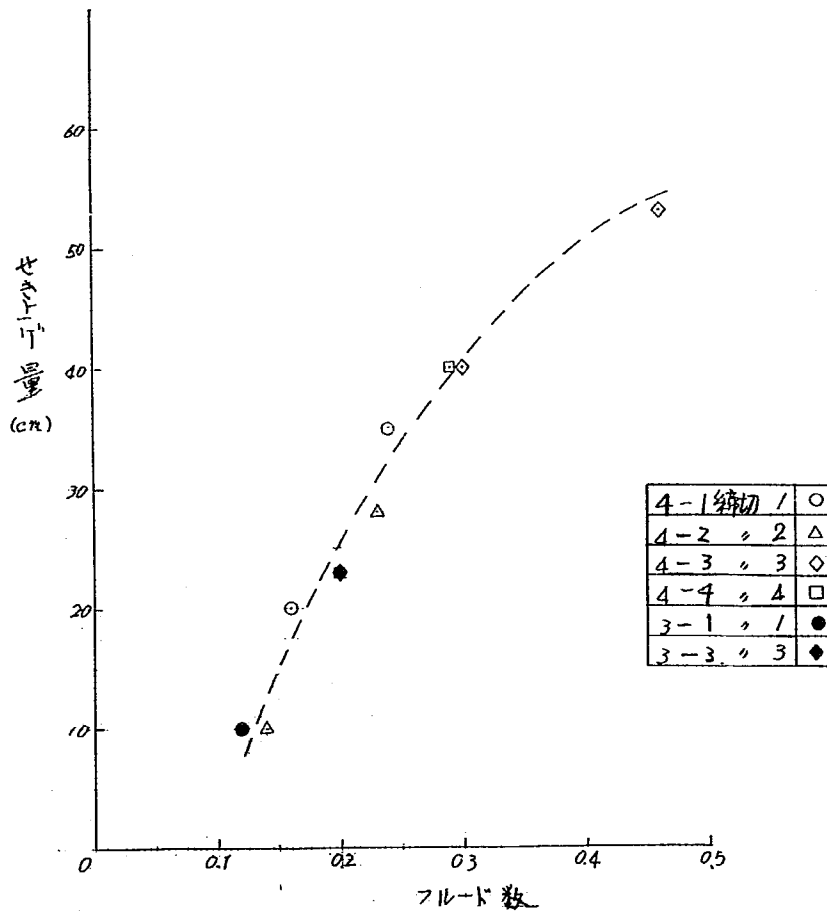


図-8.11.2 水位縦断面図(計画断面)

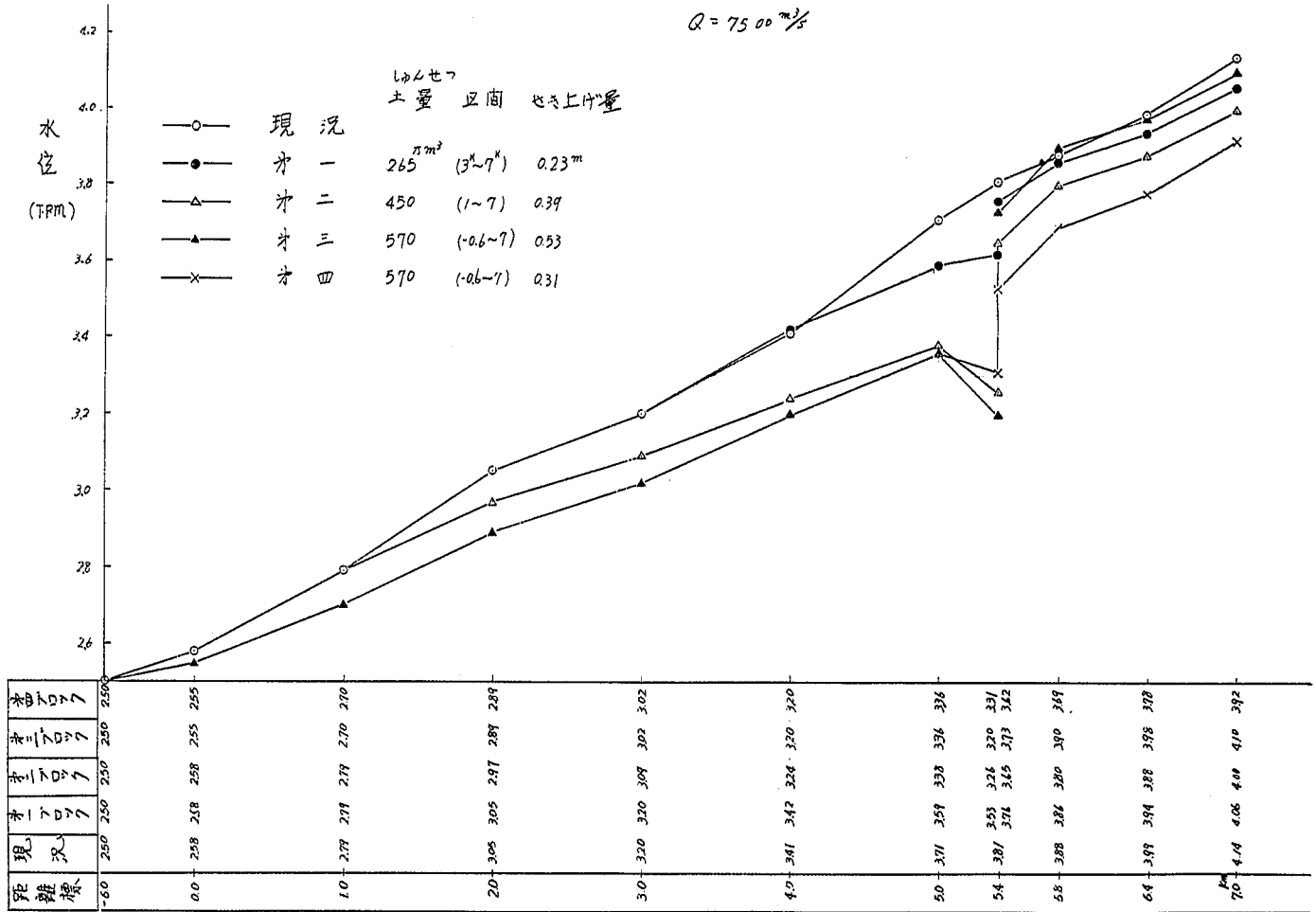


図-8.11.3 長良川水位縦断面図

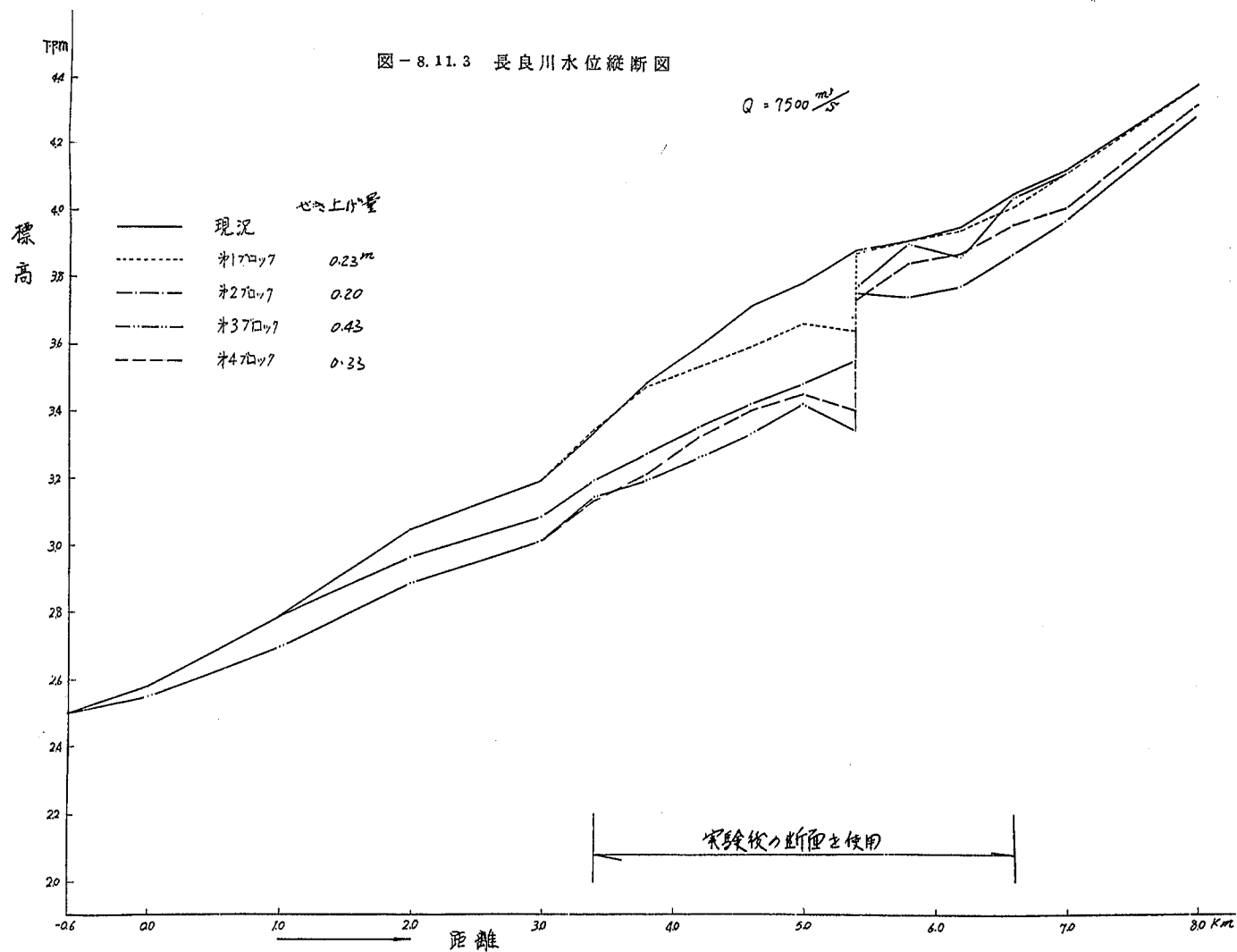
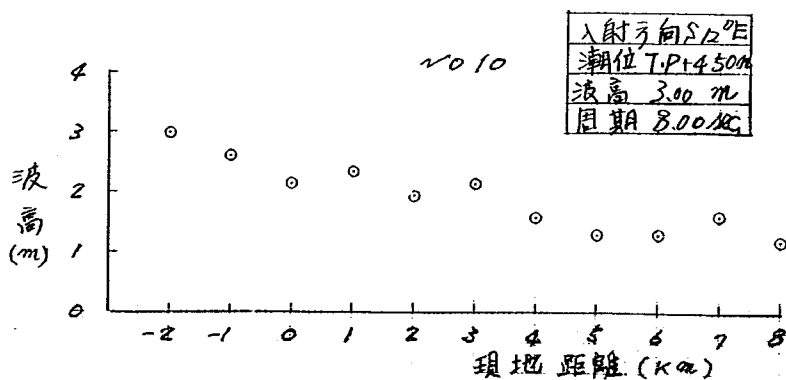
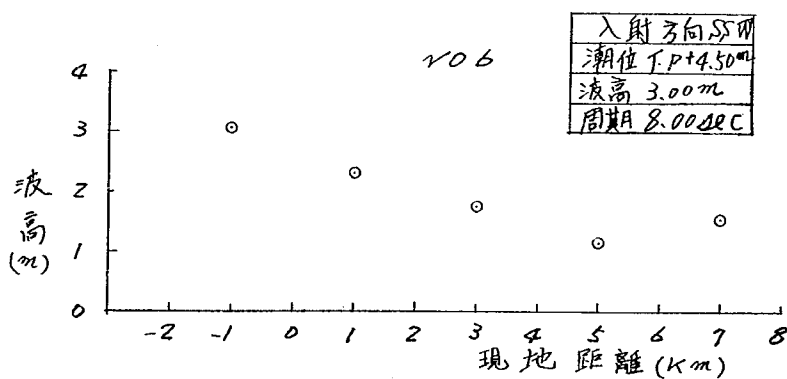
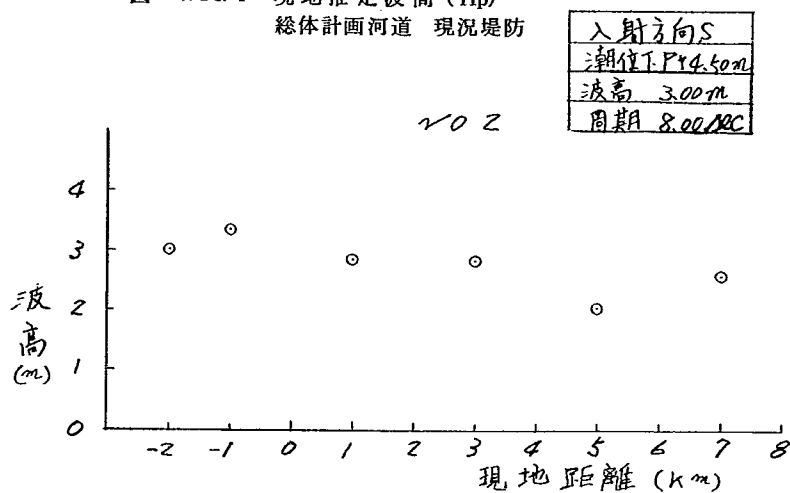


図-8.11.4 現地推定波高 (H_p)
 総体計画河道 現況堤防



～6.5 m 程度であると考えられる。しかし、河口堰浚渫河道の場合は、総体計画河道より低水路幅が広がるわけであるから、これより波高の減衰はいくぶん少ないと考えられる。また、仮締切が左岸にある場合、仮締切天端高が T.P. 3.50 m であるのでこれを上回る水深が波高の 1.3 倍程度ある場合は、仮締切の影響はないと考えられる。しかし上回る水深が少ない場合は左岸側堤防への打ち上げ高が増加（部分的に）すると考えられる。

3.2 流速について（5.4 K 地点）

各ケースとも流量ピーク時、あるいはそれ以前で流速が最大となっており、この流速最大地点は №7（4-1）で右岸側、№8（4-2）、№9, 10, 11（4-3）で堰完成部の低水路地点となっている。この時間流速曲線を図-8.12.1～図-8.12.6 に示す。これらの流速最大値を比較すると次のようであり、現況に比して 1.0～1.5 m/s 増加している。

実験 №	仮 締 切	最大流速値	最大流速地点	備 考
№ 1	なし（現況）	2.34 m/s	低水路左岸および中央	定流下流水位上限
7	4-1	2.9～3.5	低水路中央および右岸	
8	4-2	3.6～4.1	堰完成部低水路	
9	4-3	3.9～4.0	〃 〃	
10	〃	3.6～3.7	〃 〃	
11	〃	3.8～4.0	〃 〃	
12	〃	3.45	〃 〃	
6-1	4-4	2.95	〃 〃	
13	完成後	3.0	低水路左岸	

仮締切の局所洗掘の発生する付近の流速、№8（4-1）、№9（4-2）の測点2では流量の立ち上がり時の洗掘の発生する直前に最大流速になり、流量の最大時には局所洗掘により河積が増大するため流速が大きくなるのを緩和している。

完成部分の流速はいずれも流量のピーク時付近で最大となっており、この値が上記表中に示したものである。

3.3 流況について

(1) 現状形（実験 №1）

不定流のピーク付近において長良川の流れは 5.9 K～5.8 K 間で左岸から右岸（揖斐川方向）へ転向しているが、揖斐川への流入はあまりなく 5.0 K 付近で反対に長良川左岸の方向に向いている。また、揖斐川も長良川と同じように低水路のミオ筋にそって流下している。

(2) 実験 №7（4 回締切第 1 ブロック）

流量の小さい 1.8 時付近までは河口堰浚渫法線にそってまっすぐ流下しているが、流量の大きいピーク付近では、仮締切から上流では現状に近い流況になる。また仮締切設置により揖斐

川へ越流しているようなことはなく、仮締切下流ではまっすぐ流下しており、むしろ現況よりよい流況を示していた。揖斐川においてはほぼ現状と同じような流況であった。(図-8.13.1 流況図参照)

(3) 実験Ⅷ8 (4回締切第2ブロック)

この締切は低水路のほぼ中央にあるため、仮締切直上下流では渦、死水域等が生じているが、それより上流および下流ではまっすぐ流下している。仮締切部の流量は完成部より右岸側の方が多い。この実験では5.7K左岸の水制は河口堰浚渫法線でカットしてあるが、これをもっと短かくすれば完成部の流量はいくぶん多くなるであろう。揖斐川の流況は実験Ⅷ7と大差はなかった。(図-8.13.2)

(4) 実験Ⅷ9 (4回締切第3ブロック, 第1案)

この締切は低水路の流れの主流になる位置にあるため、流量の小さいうちから中州上の揖斐川への越流が見られた。そしてピーク付近ではこの流れが揖斐川5.4K~5.0K付近で、揖斐川の流れを右岸側へいくぶん押しているようであった。

また、右岸側高水敷の中州と保護矢板の間はあまり流量は多くなく、中州上を越流して仮締切直下流長良川の方へふたたびもどる流れも多く見られた。(図-8.13.3)

(5) 実験Ⅷ10 (4回締切第3ブロック, 第2案)

この実験は保護矢板を取り除き導流壁を2本設置して行なったものであり、このため長良川右岸高水敷の仮締切と中州との間で多く流れ、揖斐川への影響は実験Ⅷ9より少なくなっている。このため中州上の越流は見られるが、揖斐川筋へ影響しているような感じはなかった。この仮締切付近を除いて流況は実験Ⅷ9とあまり変らなかった。(図-8.13.4)

(6) 実験Ⅷ11 (4回締切第3ブロック, 第3案)

この実験は導流壁を1本(不透過15m, 透過35m)にし、長良川7.0K~6.6K間低水路を右岸側に広げ、5.4K地点でより左岸側の完成部へ流れをもって行こうとするものである(5.7K左岸の水制は実験Ⅷ10, 11とも今までの1/2に短かくした)。このため実験Ⅷ10と同じような流況であり、低水路の法線を変えることにより導流壁2本設置したⅧ10と同程度の効果があると思われた(流況に関しては)。図-8.13.5

(7) 実験Ⅷ12 (4回締切第3ブロック, 定流)

下流端水位が上限の場合の定流実験であり、最初から大流量のため、通水始めは仮締切側面が洗掘されていないため右岸側の流れの多くは、中州上を越流して揖斐川へ流れ込んでいたが、仮締切側面が洗掘されると、実験Ⅷ11のピーク付近の流れとほとんど同じような流況に変化している。したがって仮締切部の局所洗掘がなくなれば中州上の流況はよくない。

中堤6.0K~7.8K間は一部堤防を越えている個所があったが、これがいずれの川へ流れ込んでいるというようなことはなかった。(図-8.13.6)

(8) 完成後(実験Ⅱ13)

不定流の流量の小さいうちは河口堰浚渫法線にそってまっすぐ流下しているが、ピーク付近では7.6K~8.6K付近で流れが右岸に寄り、この流れが7.6K~7.2K間で左岸側にはねるため、堰付近は低水路左岸側が主流になっている。また、堰地点の右岸側高水敷は6.2K右岸の高水敷が張り出しているため死水域になっている。しかし、ピークを過ぎた減水時ではふたたび低水路中央へ主流がもどっていた。堰下流においては低水路ぞいにいずれもまっすぐ流下している。

3.4 保護矢板側面の時間洗掘深について

保護矢板側面はいずれも導流壁の効果により洗掘の傾向は見られず、むしろ堆砂傾向であり、Ⅱ7(4-1)、Ⅱ8(4-2)では水位ピーク時から減水時にかけて堆砂している。これらの時間洗掘深曲線を図-8.14.1~図-8.14.5に示した。

4回締切第3ブロックの保護矢板を設置したⅡ9、および保護矢板を取り除いたⅡ11は仮締切側面の河床はほとんど動かず、実験前と変わらなかった。また、導流壁2本を設置したⅡ10は流量の減少時にいくぶん堆砂された。

したがって実験に用いたような導流壁を設置すれば仮締切自体の局所洗掘に対する安全性は保たれるであろう。

3.5 全般的な河床変動について

(1) 実験Ⅱ7(4回締切第1ブロック)

長良川筋では7.4Kより上流で河床低下が起っているが、これは補給砂区間になっているためであろう。6.6K~7.2K間の右岸側高水敷の洗掘はこの区間で主流が低水路右岸ぞいから左岸側へ変る地点であるためであろう。

この結果6.0K~6.6K間低水路右岸に堆積が起っている。5.4K断面では非常に大きな洗掘とその土砂が4.8K~5.2K間で堆積している。これより下流ではいくぶん河床低下の傾向であるが、変化はあまり見られない。

揖斐川筋では4.6Kより上流では変化がなく、下流ではいくぶん河床低下のようである。

(図-8.15.1~図-8.15.3 河床変動図参照)

(2) 実験Ⅱ8(4回締切第2ブロック)

この場合も実験Ⅱ7と同様6.6K~7.0K右岸側高水敷の洗掘、そして6.0K~7.2K低水路右岸側に堆砂が生じている。

さらに今回は仮締切左岸側に完成部があるため、6.2K~6.6K左岸へ向かう流れが多くなり、この区間の左岸側高水敷が洗掘されている。5.4K断面の局所洗掘は、4-1締切より大きくなっているため、その下流での堆砂も多く、低水路が高水敷より高くなっている個所もある。したがって出水後河床横断測量を行なって浚渫計画断面以上の堆積があれば直ちに浚渫を行なう

必要があろう。また、堰完成部の低水路直下流が洗掘されその土砂がすぐ下流にたまっている。

揖斐川筋では実験 $\#$ 7と大差はない。(図-8.16.1~8.16.3)

(3) 実験 $\#$ 9 (4回締切第3ブロック, 第1案)

この場合も長良川筋 6.8K~7.2K 右岸高水敷の側方侵食が明瞭であり、その結果 6.0K~6.8K の低水路右岸側への堆砂が多い。そして左岸側堰完成部の流れが多いため、5.8K~6.6K 左岸高水敷よりがいくぶん洗掘の傾向がある。5.4K 右岸側の局所洗掘はあまり大きくなく、この土砂はその下流 4.8K~5.2K の長良川右岸高水敷に堆積している。また、中州上を揖斐川へ越流しているのが見られたが、土砂はほとんど動かなかったようである。

しかし、堰完成部の低水路直下流が洗掘され、その土砂が下流 4.6K~4.8K 間低水路に堆積されている。これは堰完成部の護床工の捨石部分を実験ではモルタルで作ったための影響もあり、実際の捨石工の場合はこれよりも洗掘は少ないであろう。

揖斐川筋では中州上を越流して流れ込むため、揖斐川の流れを右岸に押しやった結果として揖斐川 5.0K~5.2K 右岸の高水敷(州)法面が洗掘され、その下流低水路が河床低下になっている。そして 4.4K 下流の中州上もいずれも洗掘傾向となっている。(図-8.17.1~8.17.3)

(4) 実験 $\#$ 10 (4回締切第3ブロック, 第2案)

6.0K~7.0K 間浚渫法線を修正して堰地点完成部へより多く流そうとしたが、修正が少ないため効果はないようであり、堰上流では実験 $\#$ 9とほとんど同じような河床変動である。仮締切地点では保護矢板を取り除いたのと、中州上の構造物を設けたため、右岸側高水敷上の流れが多くなったが、導流壁2本の効果が大きく局所洗掘深は小さくなっている。このため堰下流の堆砂域も $\#$ 9と変らなかった。堰完成部の低水路直下流の洗掘も $\#$ 9と同程度である。

揖斐川筋では $\#$ 9より少ないが、5.0K~5.2K 付近の右岸高水敷の洗掘と 4.4K 下流低水路の河床低下が生じている。(図-8.18.1~図-8.18.3)

(5) 実験 $\#$ 11 (4回締切第3ブロック, 第3案)

6.0K~7.0K 間の浚渫法線をより修正して堰完成部へ流そうとしたものであり、この結果傾向は同じであるが堰上流の河床変動は実験 $\#$ 9, 10より少なく、浚渫法線は良好と思われる。そして仮締切部においても局所洗掘規模は導流壁が1本であるにもかかわらず実験 $\#$ 10と同程度である。したがって堰下流の河床変動も実験 $\#$ 10と大差はない。

揖斐川筋では 5.0K~5.6K 低水路左岸を浚渫して、長良川からの越流水の悪影響をさけることを試みたが、この効果はあまりないようであった。(図-8.19.1~8.19.3)

(6) 実験 $\#$ 12 (4回締切第3ブロック, 定流)

下流水位上限の場合の定流実験であり、対策は実験 $\#$ 11の揖斐川の浚渫を除いて他は同じである。下流水位が上限であるが、大流量の継続時間が長いので、河床変動はいずれも実験 $\#$ 11と同程度の規模である。(図-8.20.1~8.20.3)

(7) 実験Ⅵ 13 (堰完成後)

堰上流では仮締切設置時と同様 6.8 K~7.2 K 右岸高水敷が側方侵食され、その結果 6.0 K~6.6 K 低水路右岸側への堆砂が多い。4.6 K~5.8 K 間は低水路でいくぶん堆砂傾向であり、堰完成部上下流の洗掘も見受けなかった。そしてこれより下流での河床変化は非常に少ない。揖斐川筋ではいずれも河床変化は非常に少なく通水前河床とあまり変りなかった。(図-8.21.1~8.21.3)

3.6 仮締切部の局所洗掘とその対策について

仮締切部に発生する非常に大きな局所洗掘は、第6章の7で述べたように、ハイドログラフの立ち上がりの増水期に進行し、その結果仮締切自体の安全性は非常に小さいものとなる。

この仮締切近傍の局所洗掘を避け、仮締切の安全性を増す方法として、ここでは導流壁方式を用いた。この導流壁は防御すべき構造物の上流側に設けて、それが不透過のものであれば流れをはねて流量集中域を仮締切から遠ざける作用を持たせるものである。透過であれば流れの集中域を分散させる作用をもつ。後者はその結果として局所洗掘個所が広範囲に分布して洗掘深が軽減できる。そしてこの導流壁は、実験その2で検討してよい結果が得られた、不透過と透過の導流壁を併用した全長 50 m のものを用いて実験を行なった。

(1) 実験Ⅵ 7 (4-1 締切)

この仮締切の導流壁はその1の実験Ⅶで行っており、今回は保護矢板を新しく設けてある。(図-8.3 第1案参照) この導流壁を設置したことにより保護矢板側面の洗掘はなくなり、むしろ堆積を示しており(導流壁がない場合は T.P-2.6 m まで洗掘されていた。)局所洗掘域を仮締切から遠ざけている。そして最大洗掘深も T.P-1.8 m と軽減している。また、実験Ⅶの導流壁だけのものに対し、保護矢板を設けたための洗掘範囲および洗掘深の変化は見られない。したがって 4-1 締切に対してはこのような導流壁を設ければ仮締切の安全性は保たれるであろう。この等高線図を図-8.22 に示す。

(2) 実験Ⅵ 8 (4-2 締切)

4-1 締切と同じ導流壁、保護矢板を用いた実験であり、この場合は仮締切右岸側に流れが集中するため洗掘が大きく導流壁、保護矢板のない 4-2 締切の場合と同じ程度の局所洗掘が発生する。これは導流壁のみであれば洗掘深は軽減したであろうが、保護矢板を設けたため河積が少なくなったためであろう。

このため導流壁先端部もいくぶん洗掘されており、この部分の捨石が崩れ落ちていた。しかし、保護矢板側面は導流壁の効果により 4-1 締切と同程度の堆砂が生じている。したがって局所洗掘深の低減と導流壁の安全性を考慮すると、導流壁の透過部分をこれより少し長くする必要があろう。(図-8.23 等高線図参照)

(3) 実験Ⅱ 9 (4-3 縮切第1案)

4-1, 4-2 縮切と同じ導流壁, 保護矢板であり, 完成部への流れが多いため局所洗掘域は4-1, 4-2 より少ない。しかし右岸中州の側方侵食が大でこの部分のモルタル河床が露出した。これは保護矢板および導流壁の設置で流れを仮縮切から遠ざけており, 保護矢板側面の高水敷上の流れを少なくしているためである。しかし, この洗掘された土砂は揖斐川へは流出していない。また, 保護矢板側面は堆砂傾向である。一方仮縮切前面および完成部上下流で洗掘されている。この仮縮切前面の洗掘は偏流によってである。完成部の洗掘は護岸工の捨石部分をモルタルで製作したためであり, 実際の捨石工の場合はこれより少なくなるであろう。この等高線図を図-8.24.1~図-8.24.2に示す。

(4) 実験Ⅱ 10 (4-3 縮切第2案)

保護矢板を取り除き, 中州上の船通しを兼ねた石張りの構造物の設置と導流壁を2本(不透過15m, 透過部分35mの計50mと不透過部分25m, 透過部分45mの計70m)設置したため仮縮切の局所洗掘深はⅡ 9より軽減している。中州の側方侵食は構造物上流に見られこの構造物も含めなんらかの対策を行なう必要があろう。

仮縮切側面は堆砂傾向であるが, 堆砂域は縮切部よりいくぶん離れている。したがって導流壁を2本設置したことにより, 洗掘域を遠ざけすぎた感じもある。また, 仮縮切前面の左岸側および完成部上下流はⅡ 9と同程度の洗掘が生じている。(図-8.25.1~8.25.2 等高線図参照)

(5) 実験Ⅱ 11 (4-3 縮切第3案)

上流の浚渫法線を修正して導流壁を1本(保護矢板はなし)にしたものであり, 局所洗掘規模はⅡ 10よりいくぶん大きくなっている。しかし仮縮切側面は堆砂傾向であり, 仮縮切自体の安全性は十分保たれている。また, この場合も中州上の構造物上流側が洗掘されており, なんらかの対策を行なわなければ壊れるであろう。仮縮切前面と完成部低水路上下流に新たに幅10m, 厚さ1.0mの捨石を行なったが, この上流および下流でいずれも洗掘が生じている。しかし, 実験Ⅱ 9, 10に比して洗掘域, 深さともいくぶん小さくなっている。(図-8.26.1~8.26.2 等高線図参照)

(6) 実験Ⅱ 12 (4-3 縮切, 定流)

Ⅱ 11と同じ対策を行なって下流水位上限の場合の実験であるが, 大流量の継続時間が長いので実験Ⅱ 11と同程度である。この河床等高線図を図-8.27.1~8.27.2に示す。

3.7 伊勢大橋の対策について

伊勢大橋はいずれも2で述べた図-8.5の対策を行なったため, 実験Ⅱ 7(4-1 縮切)および実験Ⅱ 8(4-2 縮切)ではむしろ堆砂傾向であり(護岸工のない場合の洗掘深は最大T.P-1.4m程度になる), 非常によい結果であった。

そこで実験 α 9 (4-3 締切第1案)では捨石の範囲を狭くし、ピアー周囲5 mにしたが、この場合は α 3, 4, 5 ピアーで捨石の回りおよび下流側でいくぶん洗掘されていた。

したがって、以後の実験では図-8.5のピアー周囲10 mの捨石を行なったが、4-3 締切では流量が低水路左岸部に集中するため、この部分の捨石が一部動きその左右に寄せられていた。しかしこれについては現地で使用する捨石の大きさにもよろう。なお、模型に用いた捨石は平均粒径7~8 mmのものである。

3.8 吉の丸対策について

吉の丸護岸部においても図-8.4.1の対策(捨石)を行なった。実験 α 7 (4-1 締切)、実験 α 8 (4-2 締切)は延長120 mの対策を行なえば洗掘はほとんど見られない。しかし、実験 α 9 (4-3 締切、第1案)では仮締切による揖斐川への越流と流線の集中により、対策を行なった下流で洗掘が見受られた。(大きいものではない)そこで、実験 α 10, 11, 12ではその下流も対策を行ない延長180 mにして実験を行なったところ、いずれも洗掘はなくよい結果が得られた。なお、実験 α 9では特に揖斐川への越流が多く、その後の実験ではこれより少ないため、洗掘は小さいと思われるが、安全性をみてこの程度の対策は必要であろう。

3.9 長良川左岸高水敷の対策について

仮締切が左岸側にある4-1 締切でも新設する左岸高水敷の流頭部(6.4 K)で若干の洗掘が見られる。このことは水流がこの地点で左岸に寄るためであり、比較的局所的な洗掘である。そして、それ以後の締切では河口堰完成部を通る流れにより、1年次目より多い洗掘が見られる。ここでは図-8.4.2に示すような対策を実験 α 8 (4-2)、 α 9 (4-3、第1案)、 α 10 (4-3、第2案)で延長100 m行なったが、この下流部で若干の洗掘が見られ、特に α 10では伊勢大橋下流の水制を短かくしたため他のケースよりいくぶん洗掘が多かった。そこで実験 α 11 (4-3、第3案)では、この対策を延長130 mにして実験を行なった(浚渫法線を変えたためもある。)ところ、ほぼ満足する結果が得られた。4.6 K左岸高水敷にも実験 α 7を除く各締切について同様の対策を行なったが、いずれもこの地点は堆砂傾向であり、対策は必要でないと思われる。

3.10 揖斐川5.4 K~5.2 K右岸の対策について

この地点で問題なのは4-3 締切の場合で、揖斐川自身の蛇行性に加えて中州上の越流により揖斐川の流れが右岸側に集中するため、5.0 K~5.4 K間右岸高水敷に洗掘が生ずる。そこで実験 α 11, 12では吉の丸の対策と同様に延長320 m(捨石断面形は吉の丸と同様)の捨石による対策を行なったところ、これらの洗掘は生じなかった。なお、実験 α 11では揖斐川筋、5.0 K~5.6 K低水路左岸を浚渫したが、この効果はあまりないようであった。したがって、この地点の対策は上記捨石工を行なえば洗掘は十分防げるであろう。

第 9 章 結 論

長良川河口堰（仮締切）移動床模型実験では現地および模型の流砂特性がつかめたため、この流砂量の相似が成り立つような時間縮尺を用いて実験を行なった。この結果模型実験における河床変動状況をより現地現象に近づけることができたと考えられる。そして偶然にも粗度（水位）についてもほぼ現地と一致しているため、非常に精度のよい信頼性における実験ができたと考えている。また歪模型の局所洗掘深の問題については長良川模型実験程度のフルード数の範囲では歪 1.5 の洗掘深への影響は見い出せなかった。なお、歪模型の局所洗掘深等については、まだ若干の問題点があると思われる。

さて、長良川河口堰（仮締切）に関する移動床模型実験の結果、次のようなことが明らかにされた。

1. 実験その 1 およびその 2 について

- (1) 4-1 締切および 3-1 締切では現状水位を上まわっており、この締切時の浚渫量の不足、あるいは浚渫位置の変更が必要と考えられる。また、仮締切直上流部死水域となる場所の水位せき上げ量は非常に大きく 6.6 K 水位程度まで上昇する。
- (2) 仮締切を行なった場合は概して流速（5.4 K 地点）が増大する。しかし、仮締切側面の大規模な局所洗掘により河積が増大するため、仮締切時の流速が極端に増加するのを緩和している。
- (3) 中州から揖斐川への越流量は仮締切が左岸側にあれば多く、右岸側にあれば少なくなるようである。この影響による中州の洗掘については河床変動図等によれば大規模な洗掘ではないと思われ、植生等があれば防げる程度の洗掘力であると考えられる。

ただし、3-3 締切では仮締切による上流せき上げにより、揖斐川へ越流する単位幅流量強度は大きく、中州の土砂が揖斐川へ掃流され、中州の変形が著しく適当な保護工が必要かと思われる。さらにこの越流量および掃流土砂によって揖斐川の流れは右岸に押しやられ、あわせて揖斐川の流況は非常に悪くなる。この結果 5.2 K~4.8 K 間揖斐川右岸の州洗掘の原因となっている。なお、不定流時には 3-3 締切以外は $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量時に越流が最大で、流量が増大すると流線が直進し、越流量が減少する傾向にあった。

- (4) 仮締切近傍の局所洗掘は水面勾配の立ち上がり時に発生し、立ち上がりが急なほど、また、立ち上がりの継続時間が長いほど急激な洗掘と洗掘量の増大が著しいと考えられる。したがって小さな出水でもシャープなハイドログラフのピーク前を警戒する必要があると思われる。計画高水流量をピークとする規模の大きい不定流の場合には 4-1 締切、3-1 締切、4-2 締切は非常に大きな洗掘を受け、仮締切自体の安全性は非常に小さくなる。この対策として導流壁方式を種々検討した結果、4-1 締切に対する導流壁の構造、規模については図-7.8 の導

流壁のもので図-7.10に示す満足な結果を得た。

- (5) 伊勢大橋ピア一の洗掘については、仮締切が左岸(4-1締切、3-1締切)にある場合には流況が現状に類似なので洗掘深も同規模である。他方仮締切が低水路中央および右岸にある場合には洗掘深が減少する傾向のようである。
- (6) 吉の丸護岸の局所洗掘は現状と各仮締切との関連は見い出しにくい。しかし、仮締切による揖斐川への越流と流線の集中が確かであるので、吉の丸護岸の洗掘が増加する可能性があり、一応捨石による洗掘防止工の対策が必要かと思われる。
- (7) 長良川左岸の高水敷護岸は1年次目は問題はないが、2年次目以降は河口堰完成部を通る流れにより洗掘(特に新設高水敷の流頭部)が見られ捨石等の対策が必要であろう。

2. 実験その3について

- (1) 不定流のピーク時における仮締切のせき上げ量は4-3締切が最大で4-1、4-2締切の順に小さくなっている。このせき上げ量を用いて下流端水位は一定にし(4-2、4-3締切は浚渫の効果を考慮した水位)不等流計算を行ない、現況と各締切を比較したところ各締切とも現況を下回っており、浚渫は良好であると思われる。ただし、下流端水位が上限の場合には、4-1締切で現状水位を若干上回るようであり、これらを検討した結果、仮締切近傍の浚渫量を約15万 m^3 増やせば現状水位を上回らなかった。したがって4-1締切に対しては、当初計画した浚渫量よりこの分だけ増やす必要があろう。
- (2) 仮締切を設置した場合の5.4K地点の流速は、各締切とも流量ピーク時あるいはそれ直前で流速が最大になっており、この最大流速値は現況に比して1.0~1.5 m/s 増加している。
- (3) 仮締切側面の局所洗掘を避け、仮締切自体の安全性を増す対策として導流壁、保護矢板方式を各締切に用いた。

この導流壁は実験その2で検討してよい結果が得られた図-8.3の第1案に示す、不透過と透過の導流壁を併用した長さ50 m のものである。この導流壁の効果により保護矢板側面の洗掘は見られず、むしろ堆砂傾向であった。しかし、4-3締切においては揖斐川および中州等への影響があるので、これを検討した結果、導流壁のみの(保護矢板なし)図-8.3に示す第3案を用い、上流の浚渫法線を変えた実験 $\phi 11$ がよい結果を得られた。

- (4) 伊勢大橋ピア一は図-8.5に示すピア一周囲10 m の捨石を行なったところ、いずれも洗掘はなく非常によい結果であった。したがって、このような対策を行なえば伊勢大橋ピア一の洗掘は防げるであろう。
- (5) 吉の丸護岸については図-8.4.1の対策にて検討した結果、延長180 m 行なえば洗掘は防げるようである。ただし、実際に施工する場合は、重要地域であるのでこれより余裕をみて対策を行なう必要があろう。

- (6) 長良川左岸高水敷の流頭部は図- 8. 4. 2 の対策を延長 1 3 0 m 行なったところほぼ満足する結果が得られた。
- (7) 4 - 3 締切時には 5. 0 K ~ 5. 4 K 間右岸高水敷に洗掘が生ずる。この対策としては図- 8. 4. 1 と同様の対策を延長 3 2 0 m 行なったところこれらの洗掘は生じなかった。

あ と が き

本報告書は昭和 4 6 , 4 7 年度の 2 年間に土木研究所鹿島試験所においてなされた, 長良川河口堰の仮締切工に関する実験結果をとりまとめ報告したものである。

最後にこのような問題を提起され, 実験にも支援を惜しまれなかった水資源開発公団長良川河口堰建設所の皆様に感謝し, 実験資料の整理その他の労を煩わせた鹿島試験所の皆様に厚い謝意を呈する。

昭和 4 7 年 1 1 月

土	屋	昭	彦
須	賀	堯	三
馬	場	洋	二
高	橋		晃

圖 面 集

圖-5.2 時間-水位流量曲線

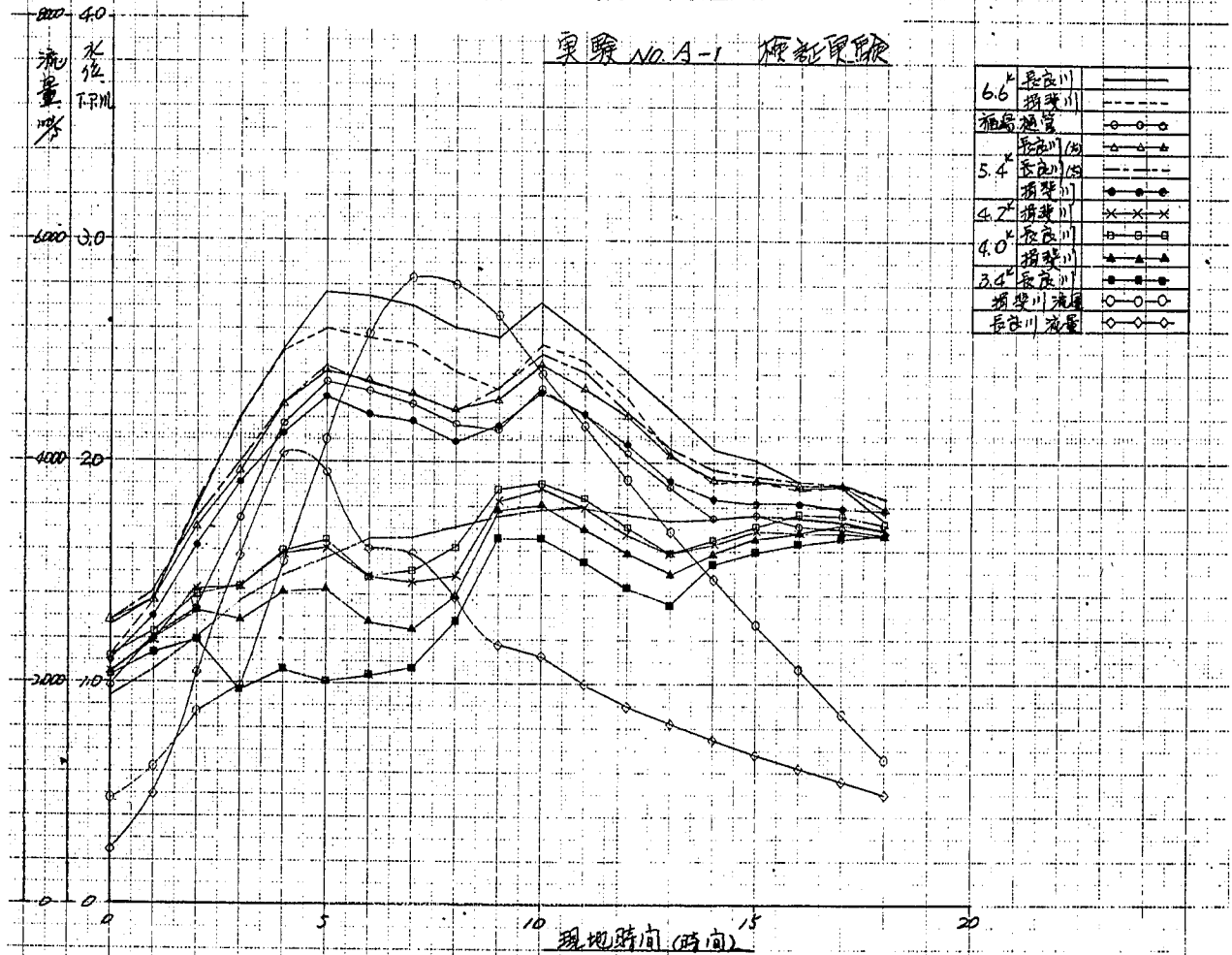


圖-5.3 時間-水位流量曲線

實驗 NO. A-2 検証実験

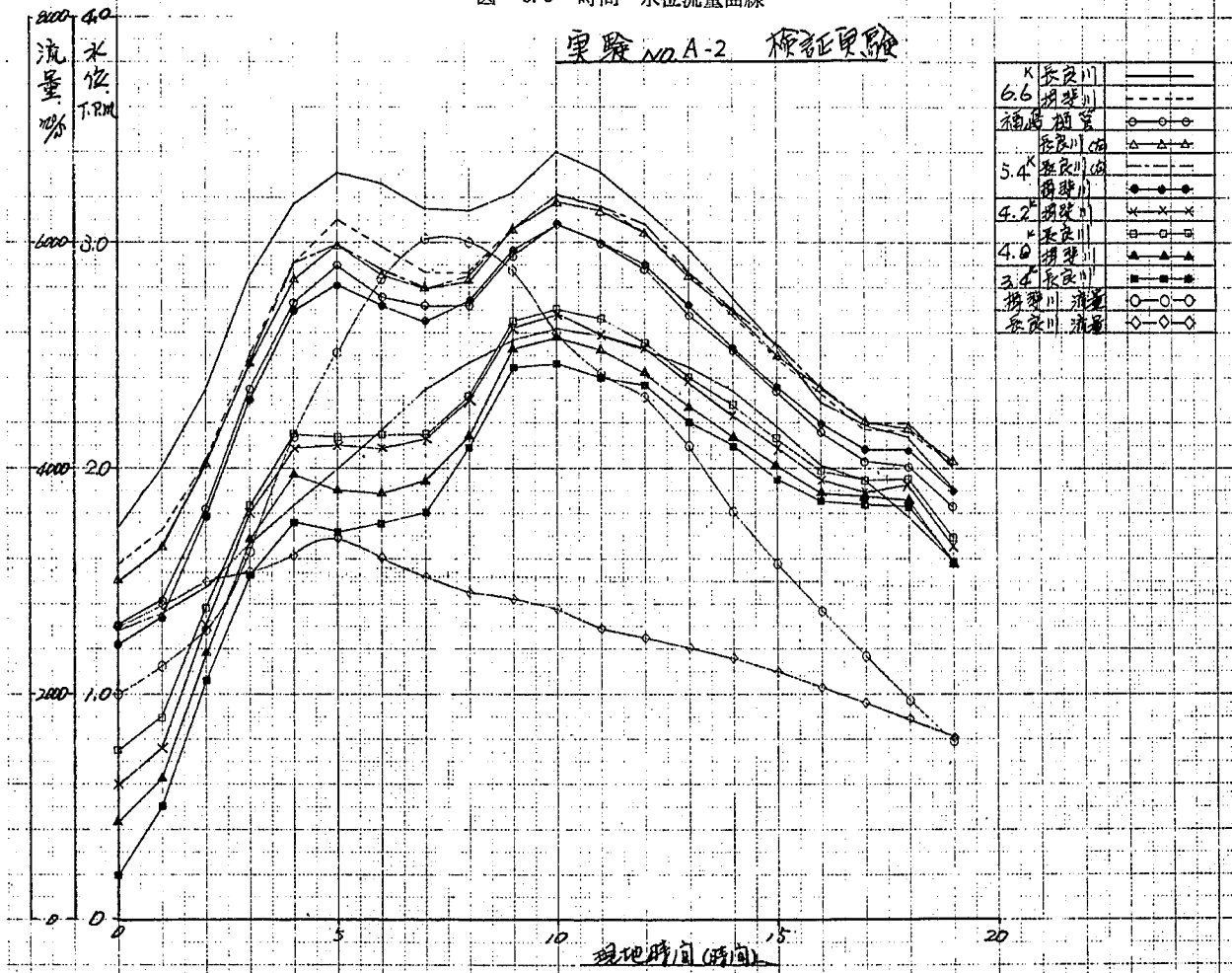


圖-5.4 水位流量曲線

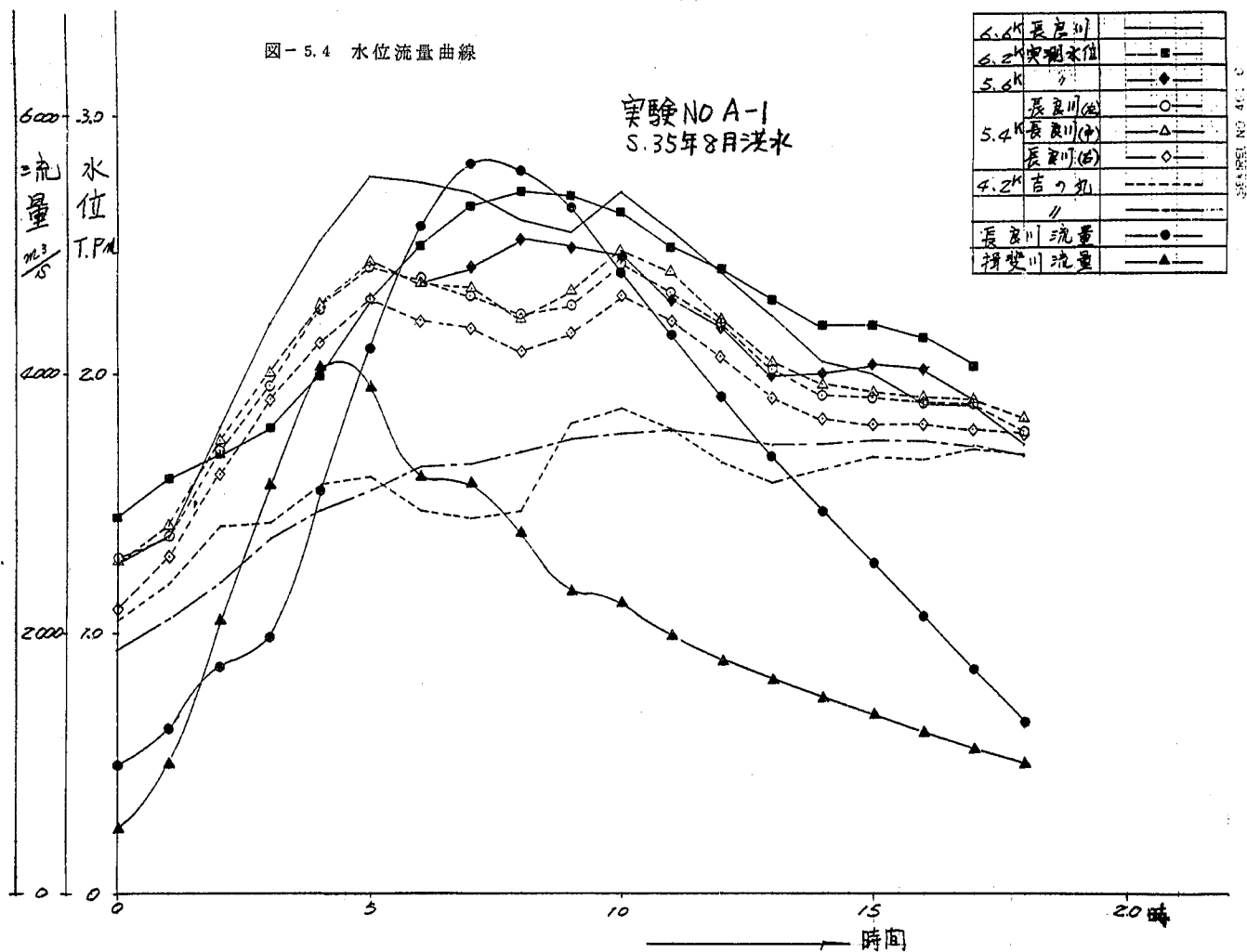


図-5.5 水位流量曲線

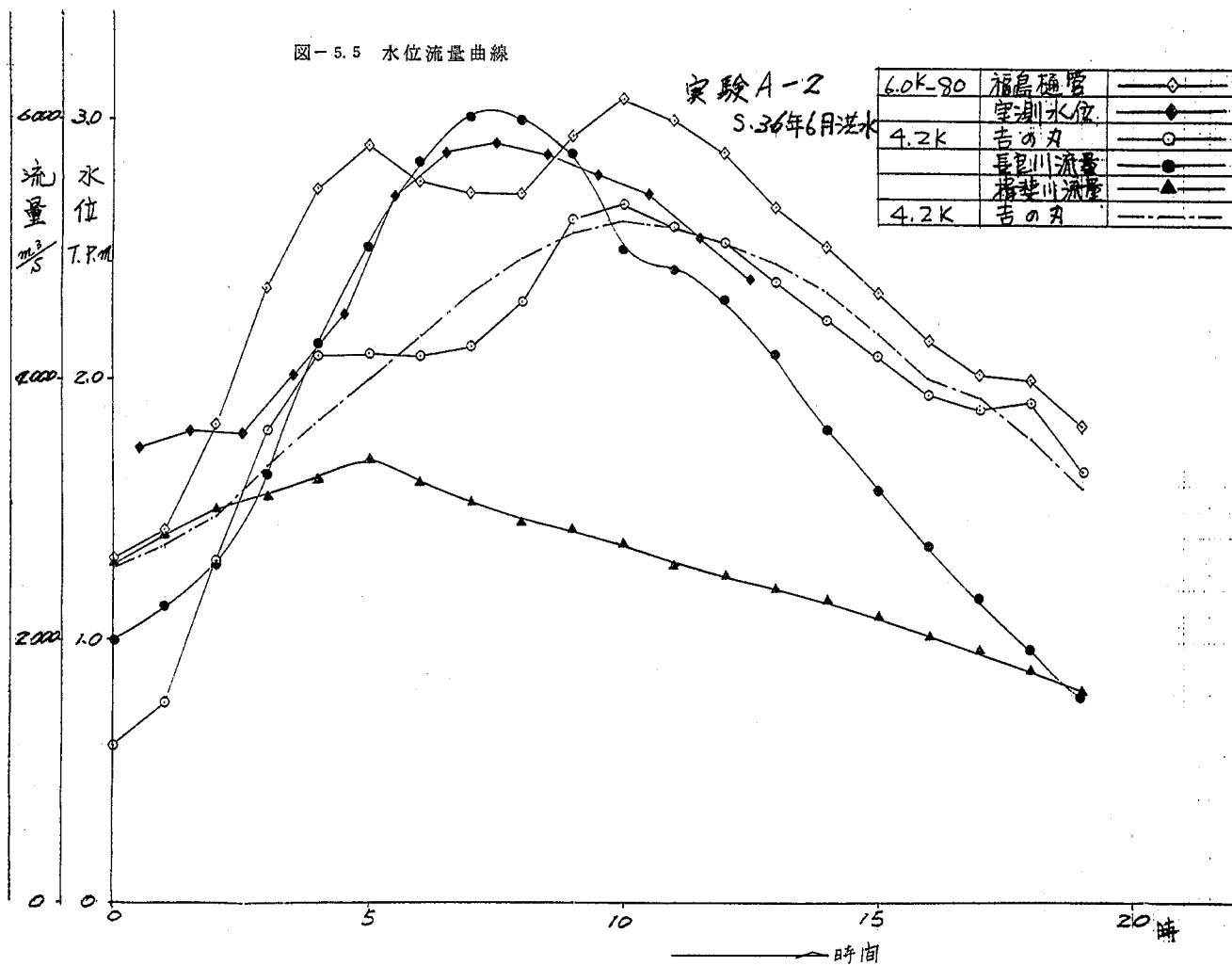
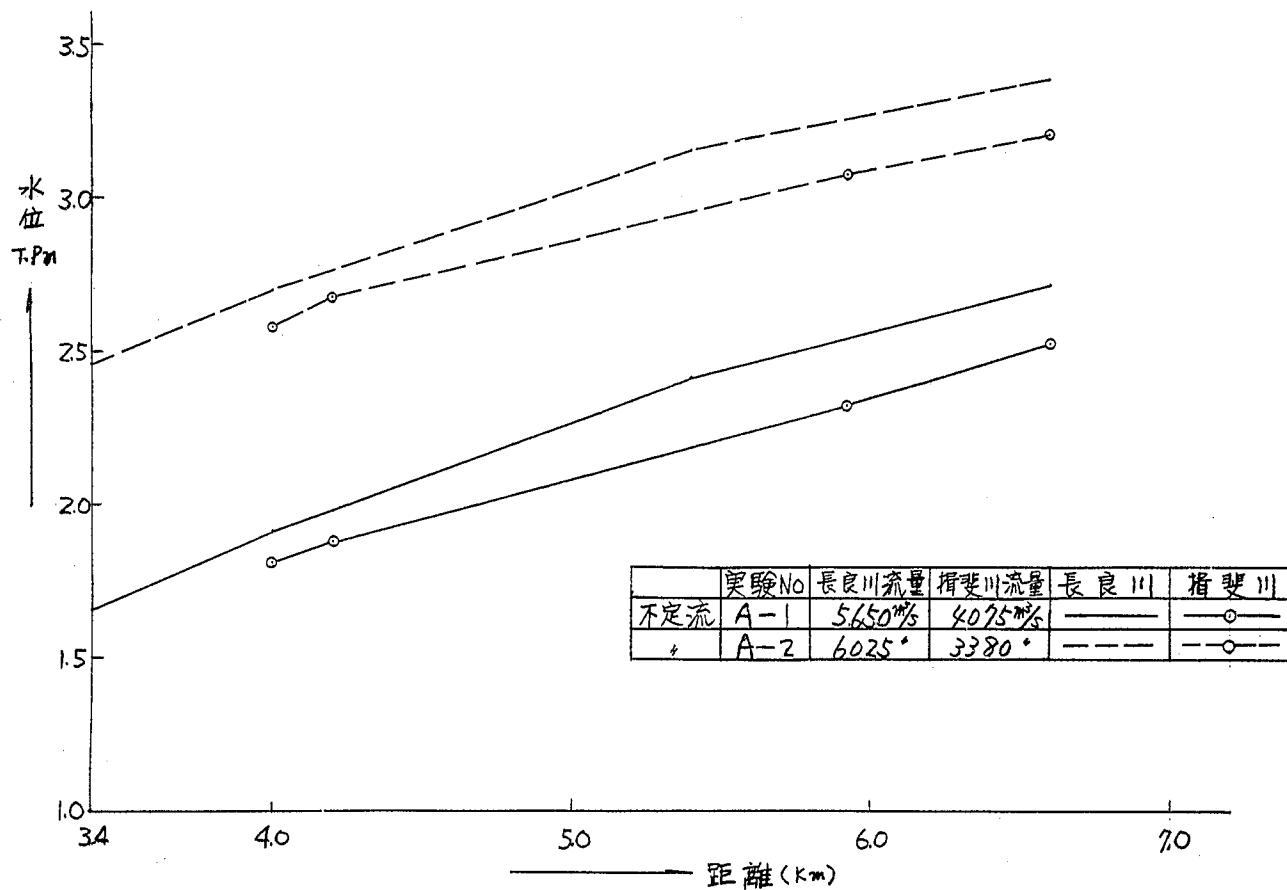


図-5.6 ピーク水位縦断面



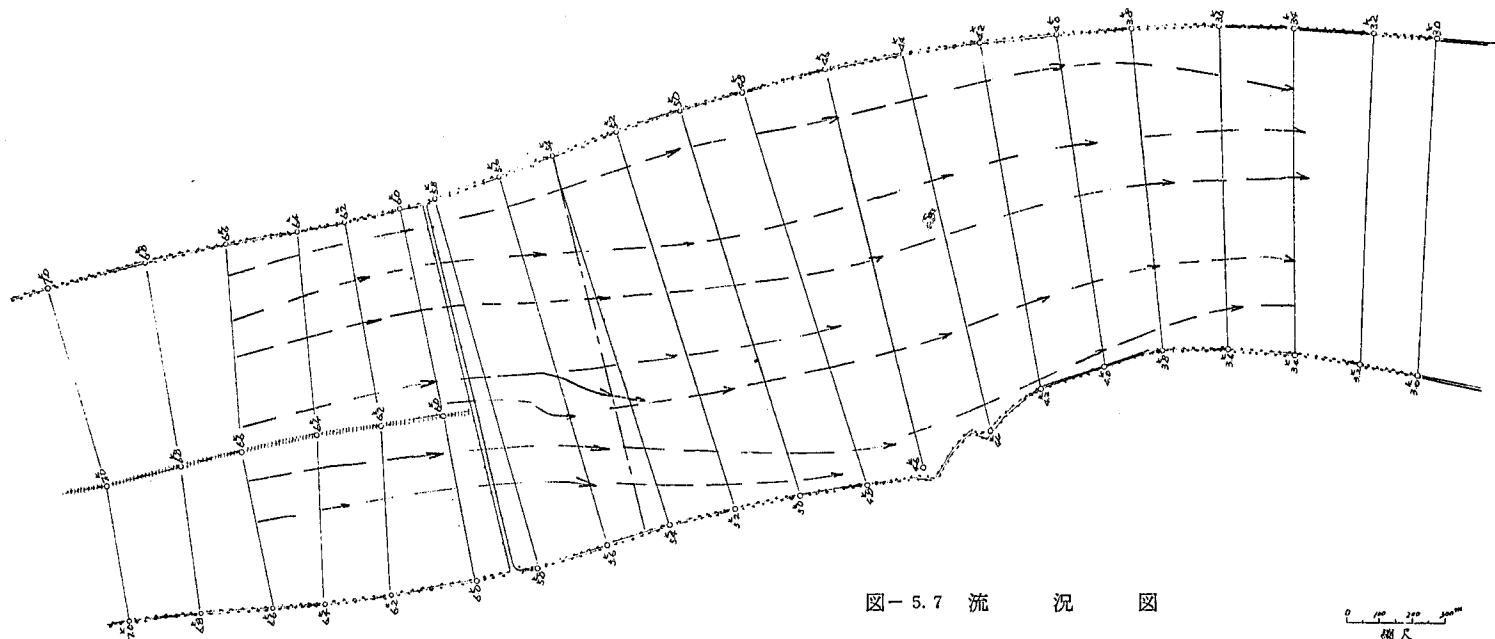


图-5.7 流 沉 图

实验 No A (标准实验)

流线	—→
死水区	交叉斜线
堆积	平行斜线
死区	点状

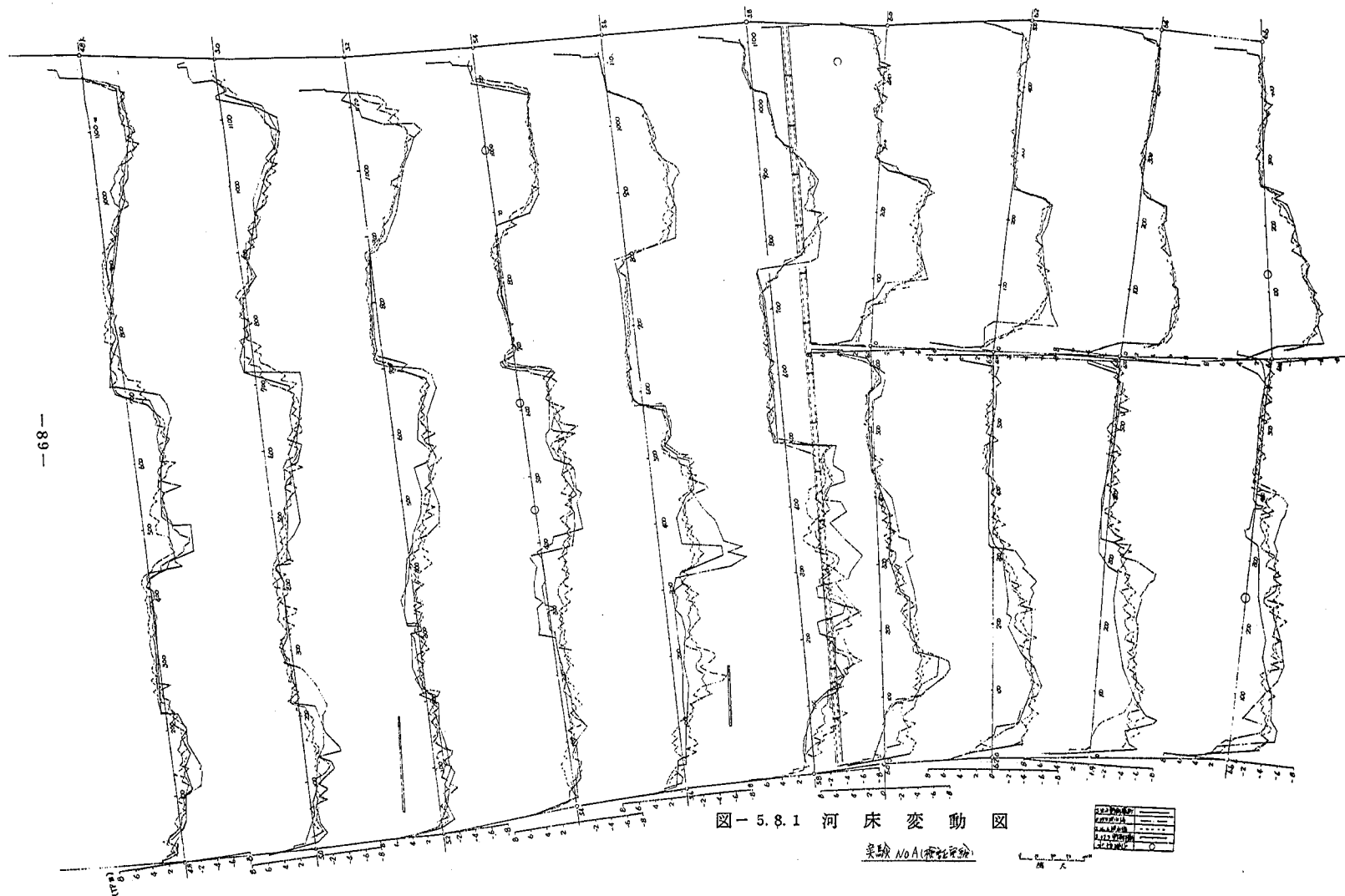


图-5.8.1 河床变动图

实验 No. A (原河床)

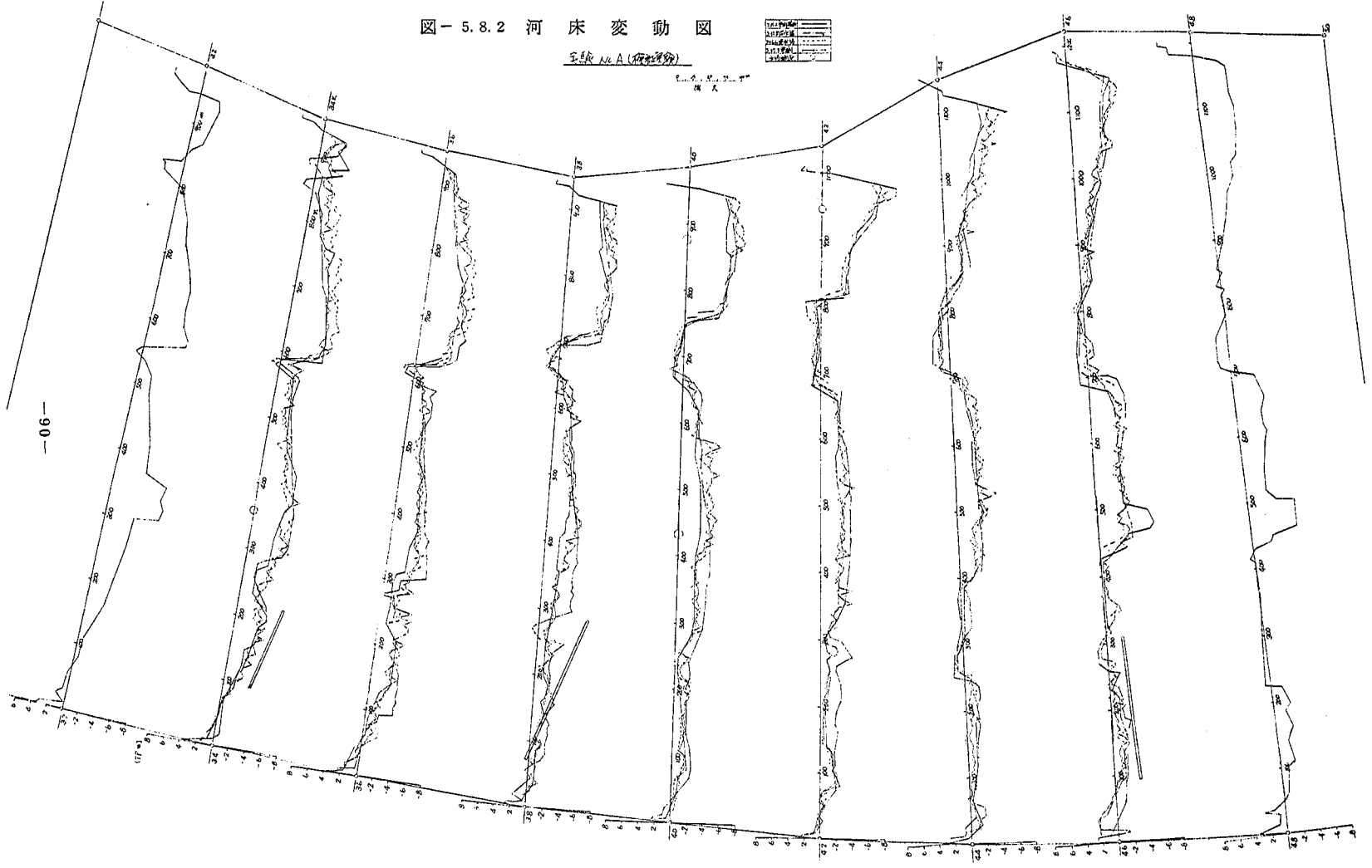
1:100

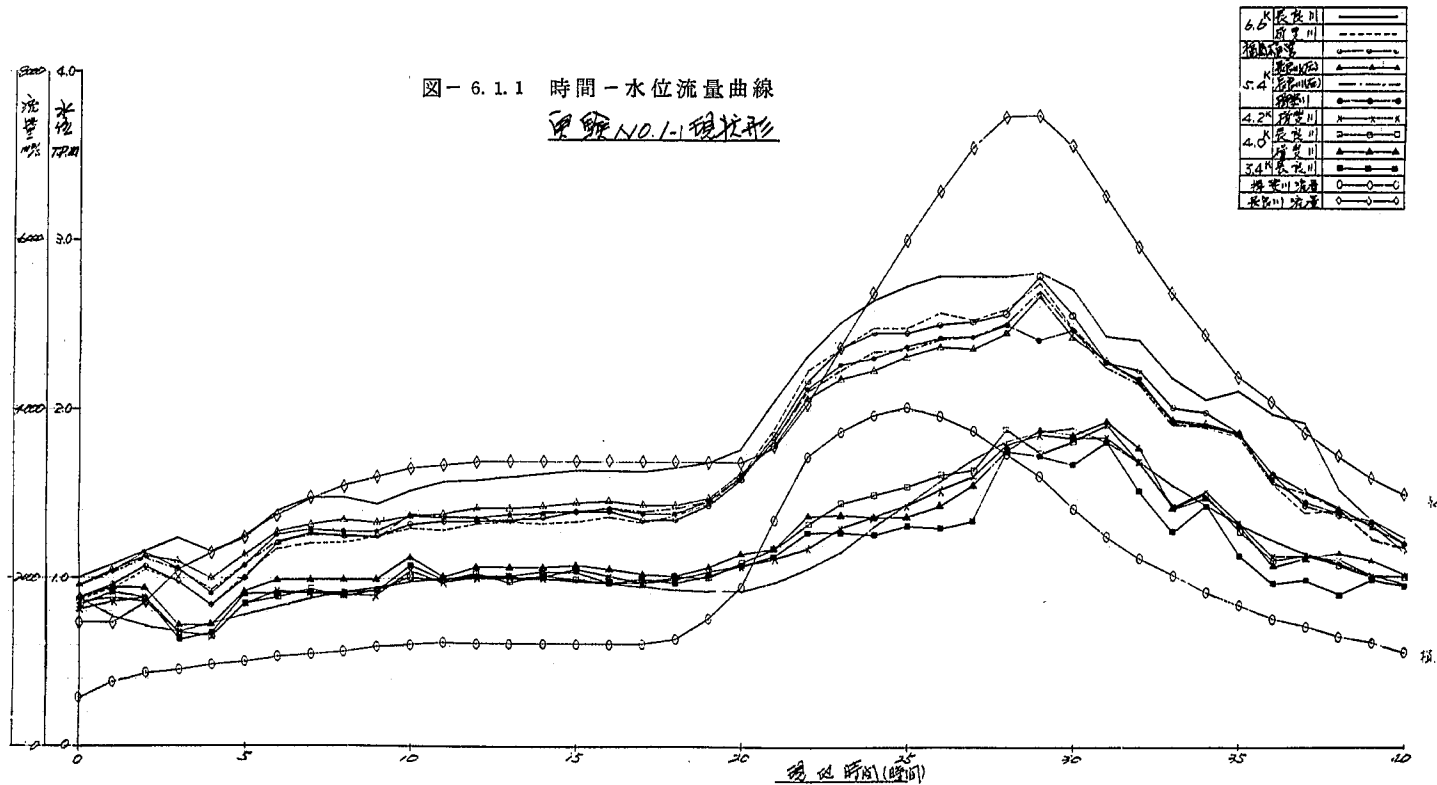
图-5.8.2 河床变动图

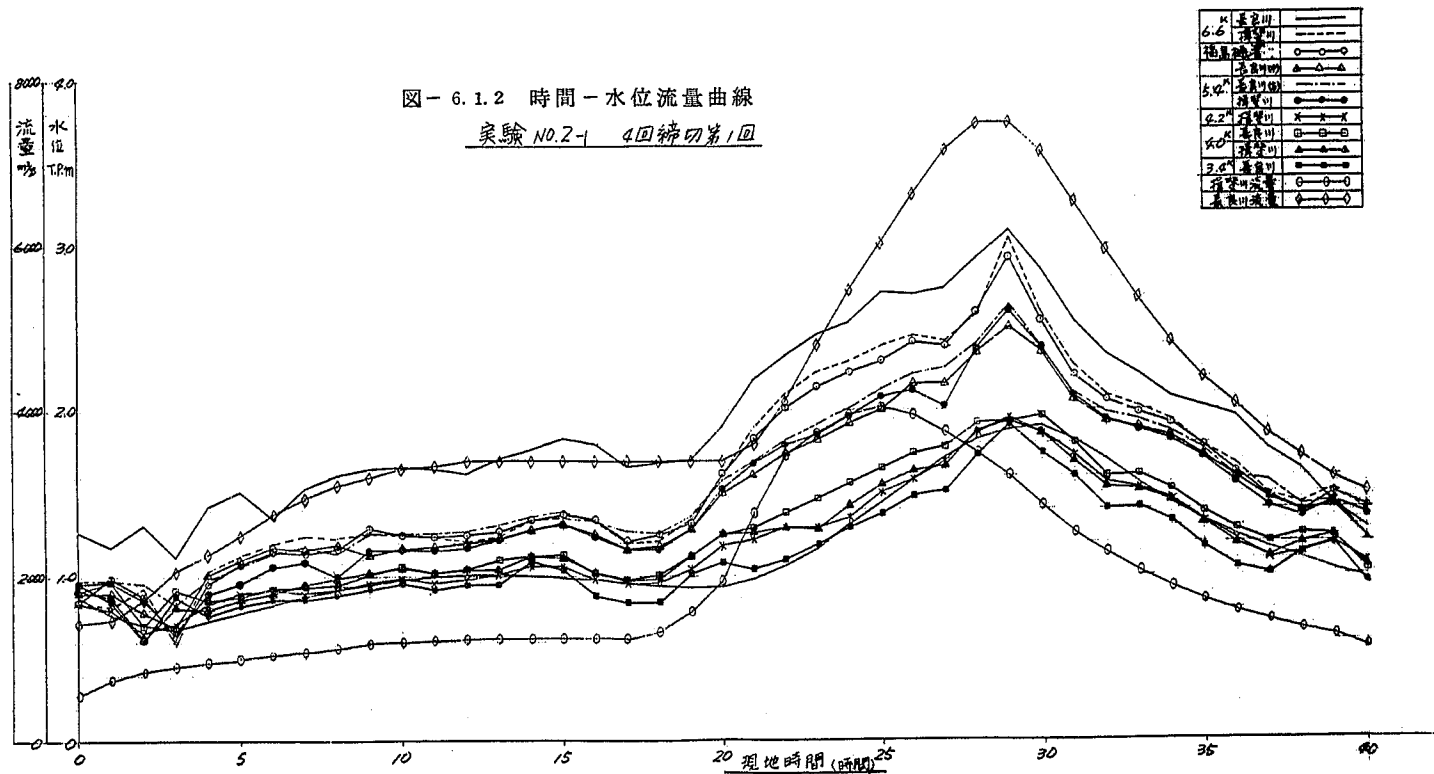
至站 A (河床变动)

比例尺 1:1000

1. 设计水位	2. 设计河床
3. 设计断面	4. 设计断面
5. 设计断面	6. 设计断面
7. 设计断面	8. 设计断面







実験 NO.3-1 3回接切第1回

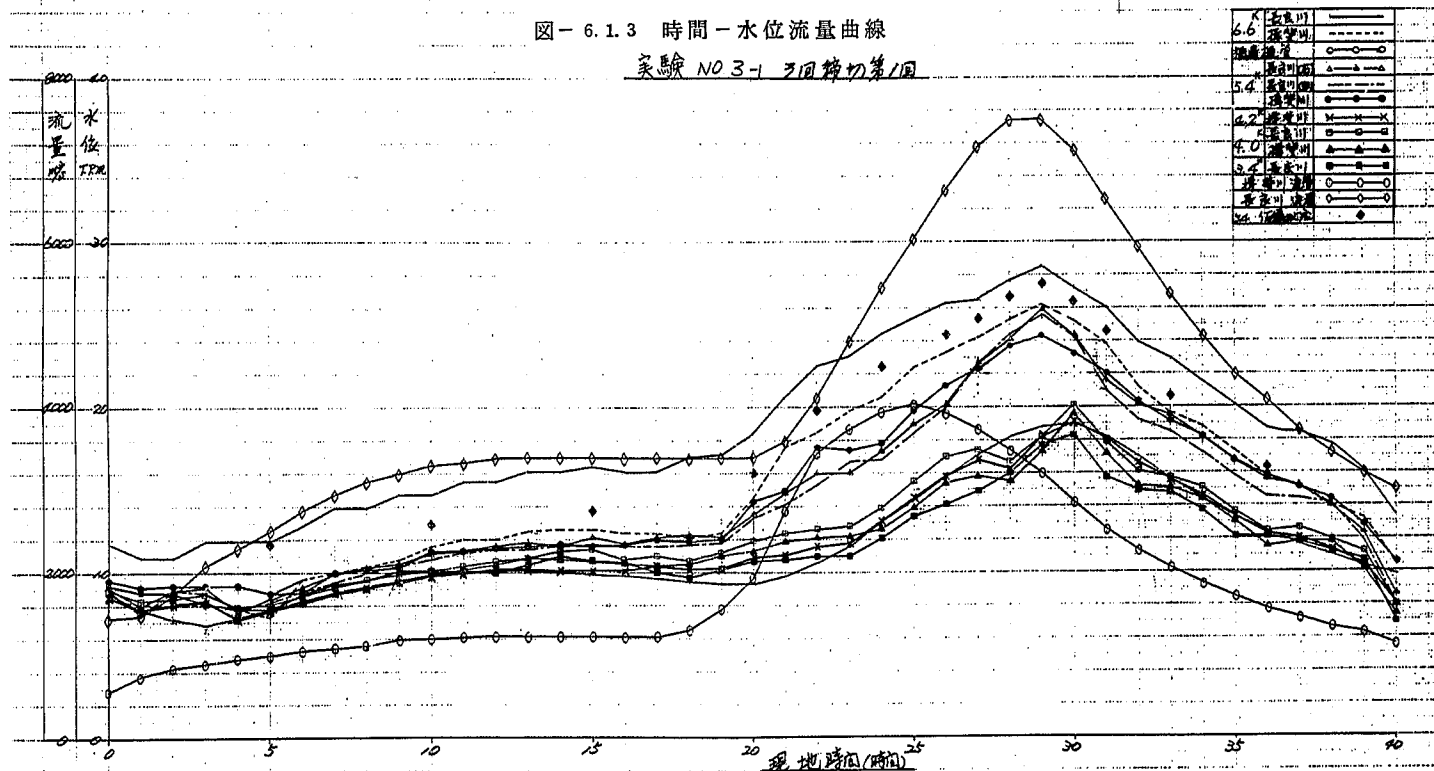


圖-6.1.4 時間-水位流量曲線

實驗 NO 4-1 4 圓綽切 第 2 回

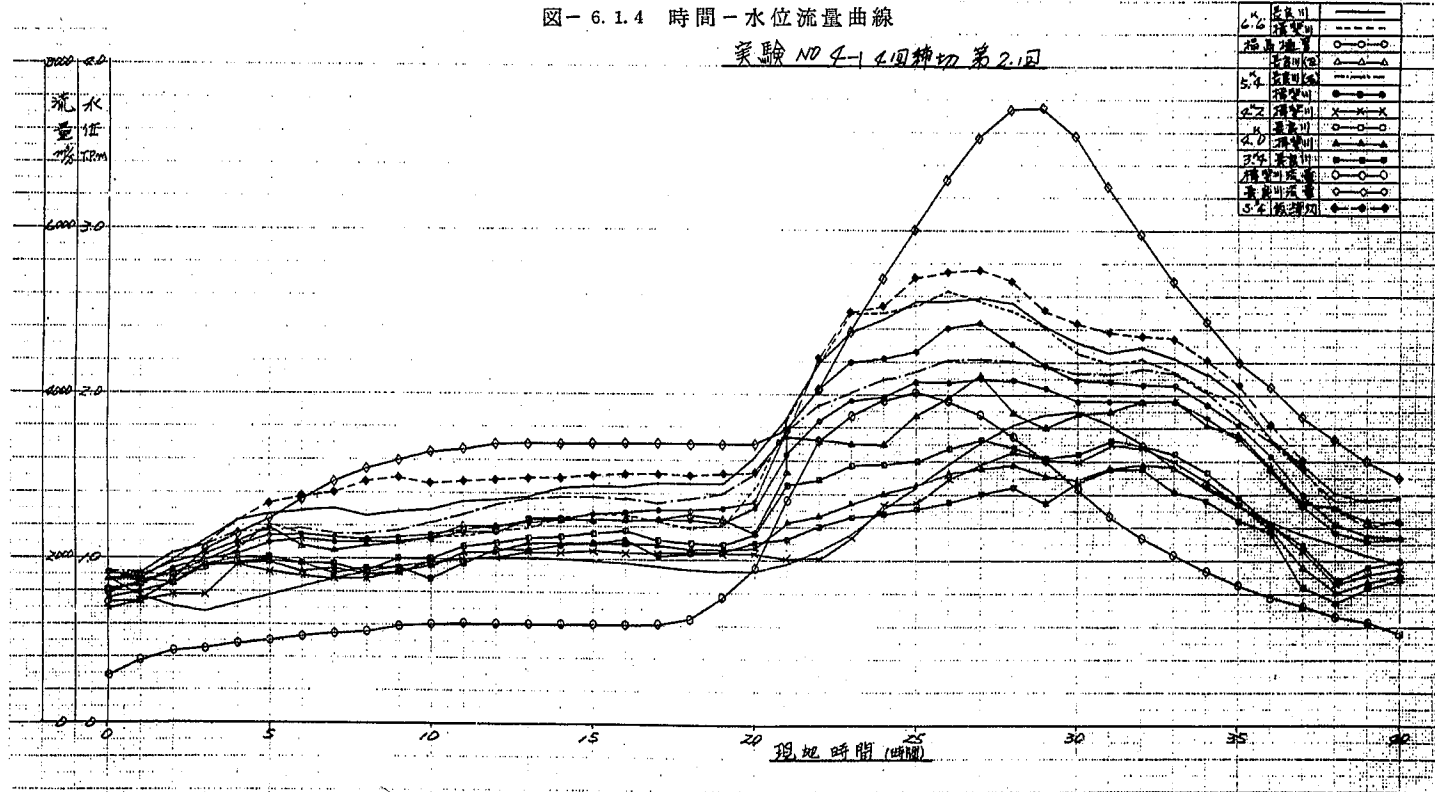
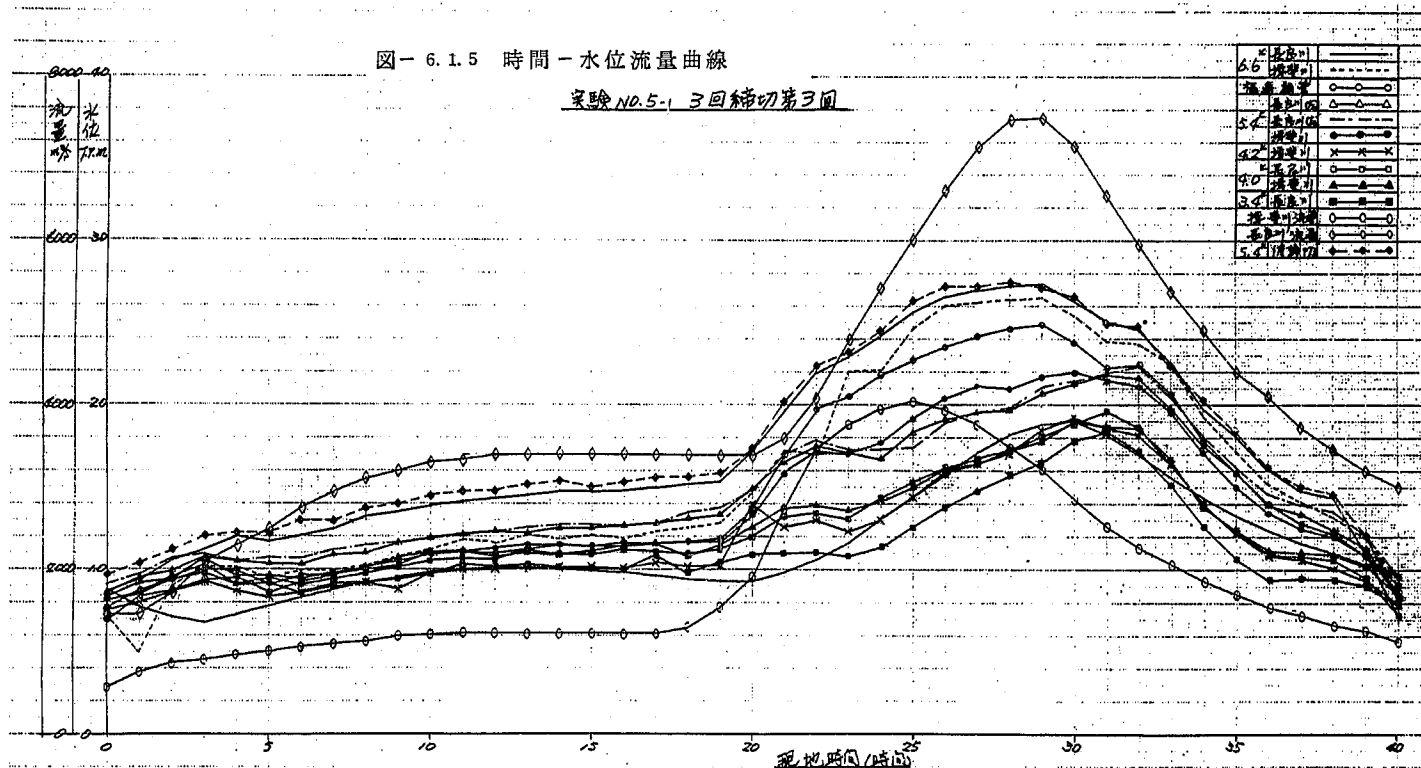
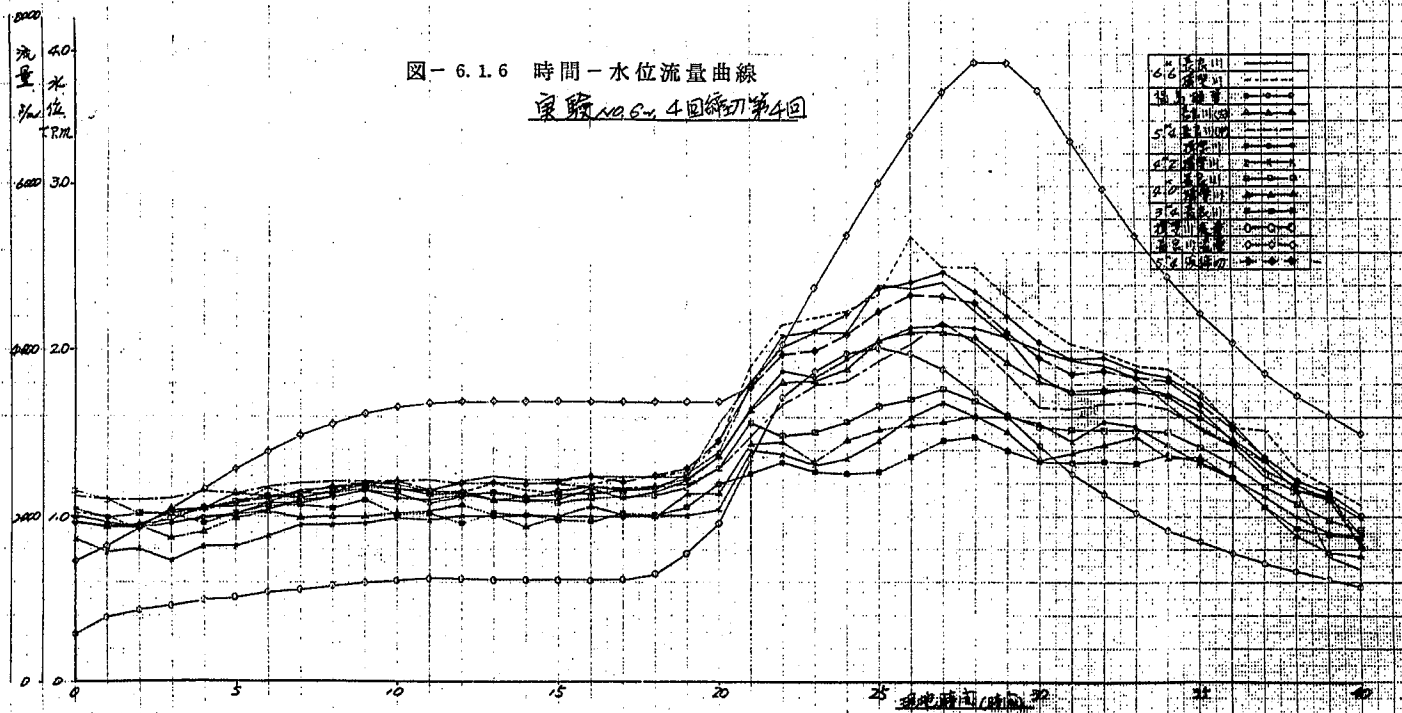


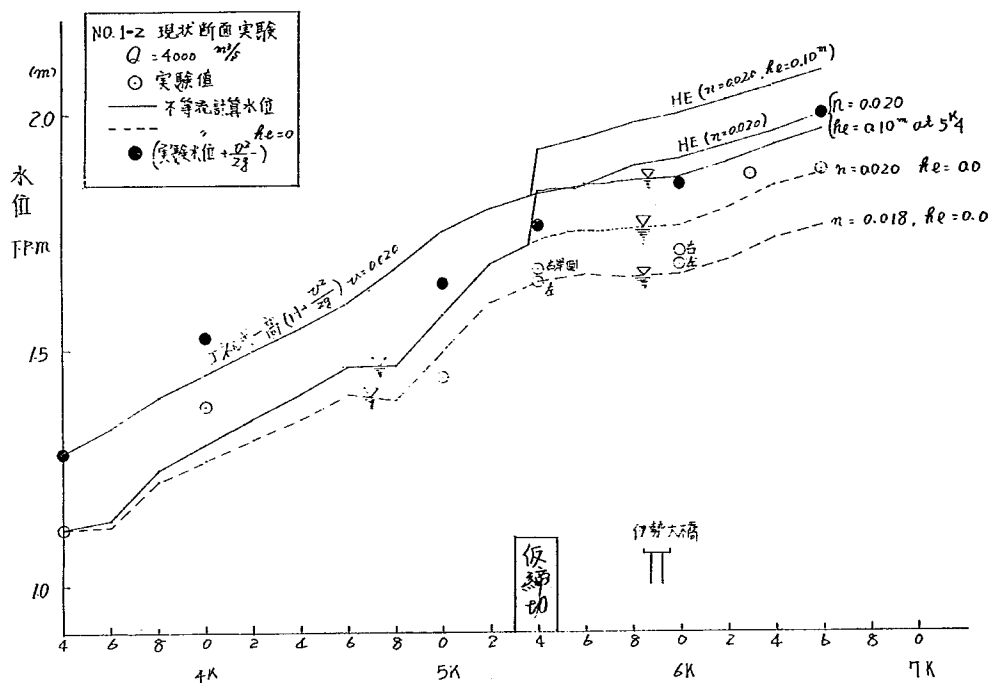
圖- 6.1.5 時間-水位流量曲線

實驗 NO.5-1 3回締切第3回





図一 6.5.1 長良川水位縦断面図（定流）



図一 6.5.2 長良川水位縦断面図（定流）

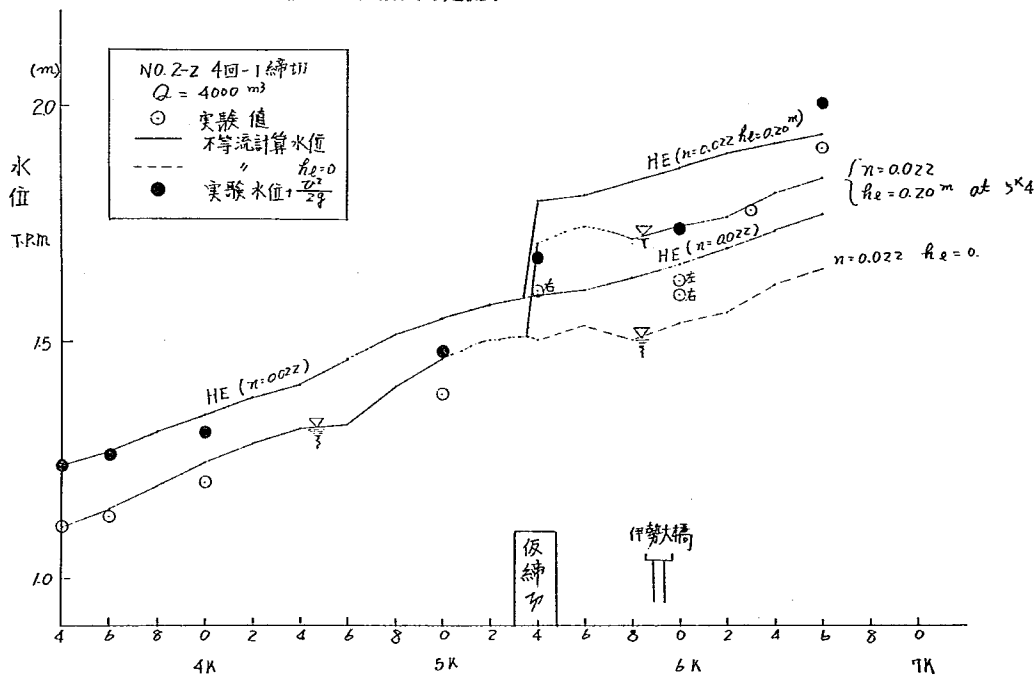


図- 6.5.3 長良川水位縦断面図 (定流)

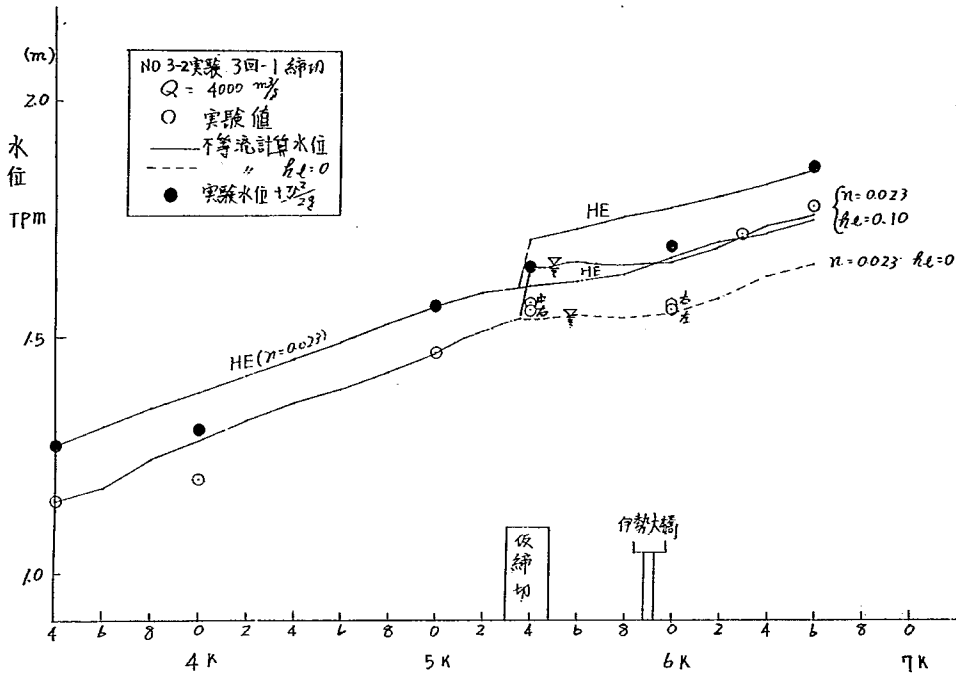


図- 6.5.4 長良川水位縦断面図 (定流)

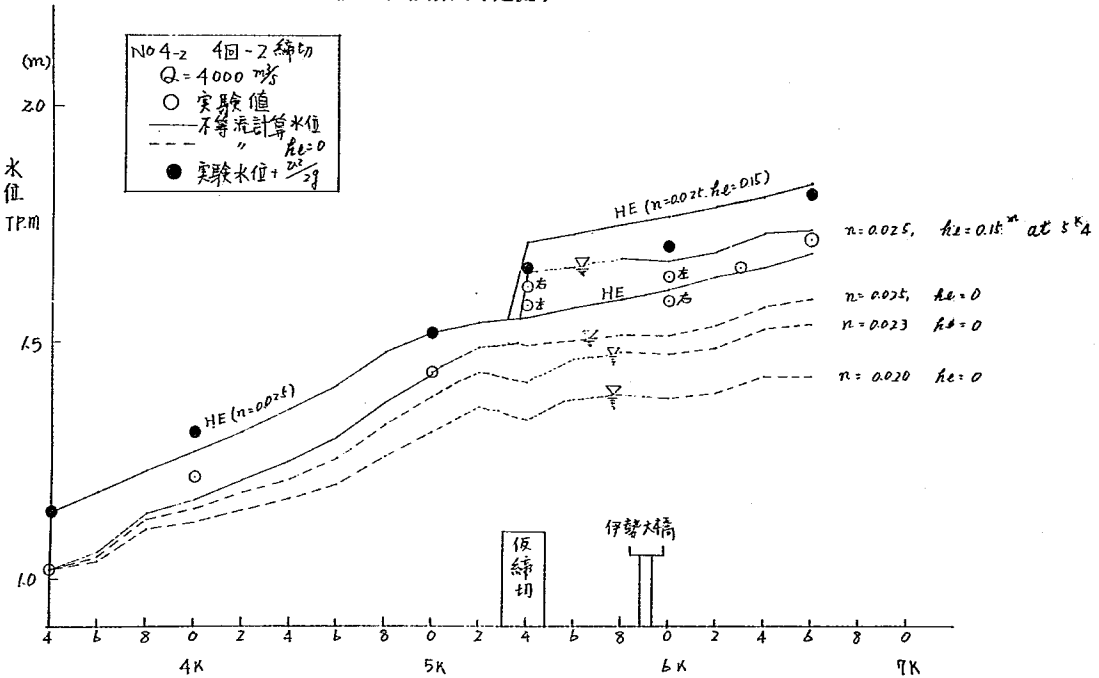


図-6.5.5 長良川水位縦断面図(定流)

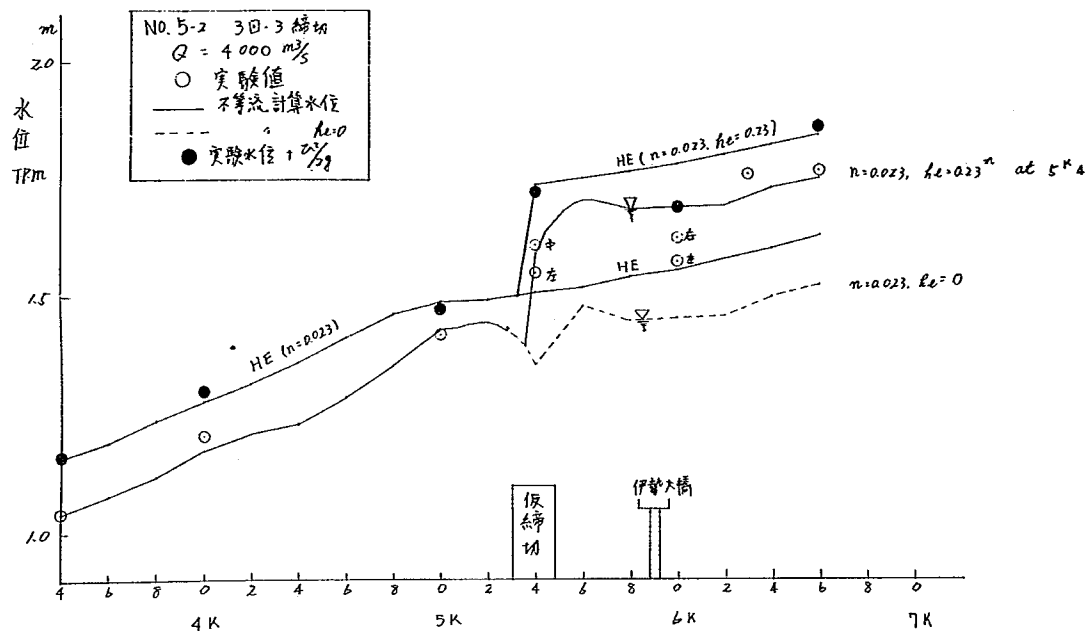


図-6.5.6 長良川水位縦断面図(定流)

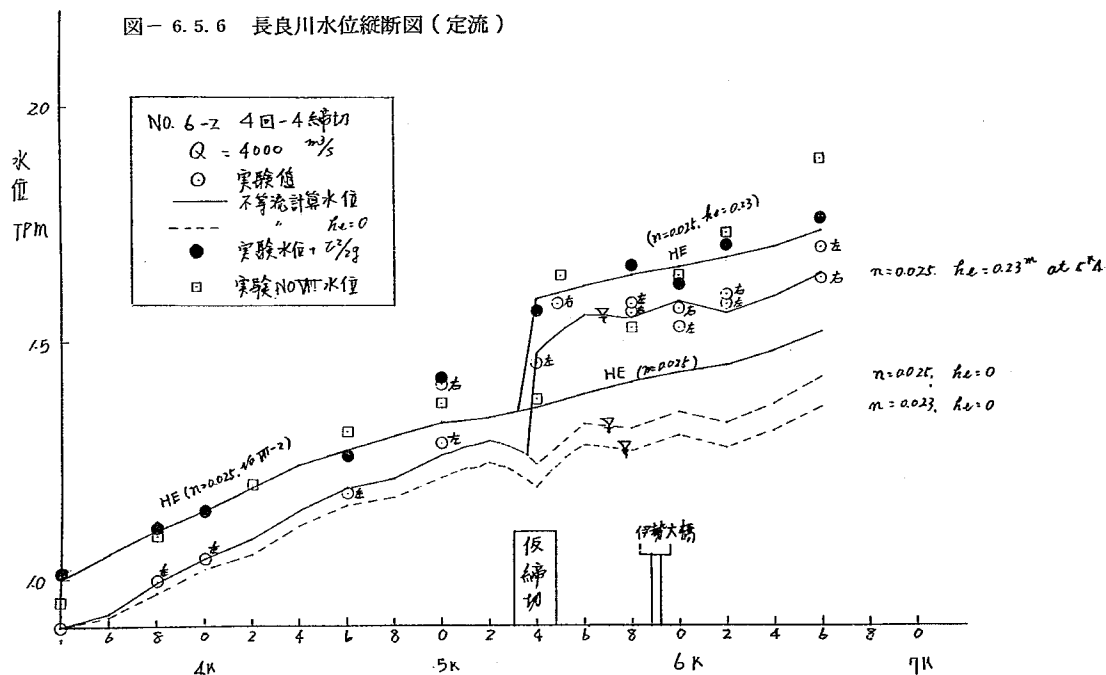


図-6.5.7 長良川水位縦断面図(定流)

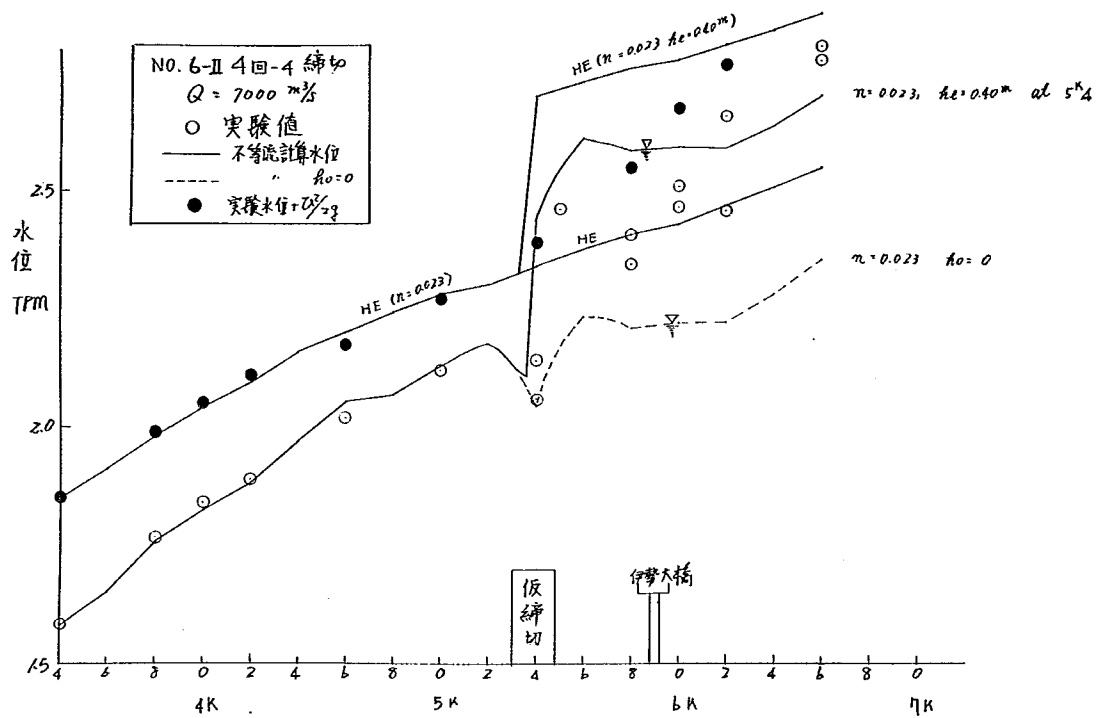


图-6.6.1 水位縦断面図(定流)

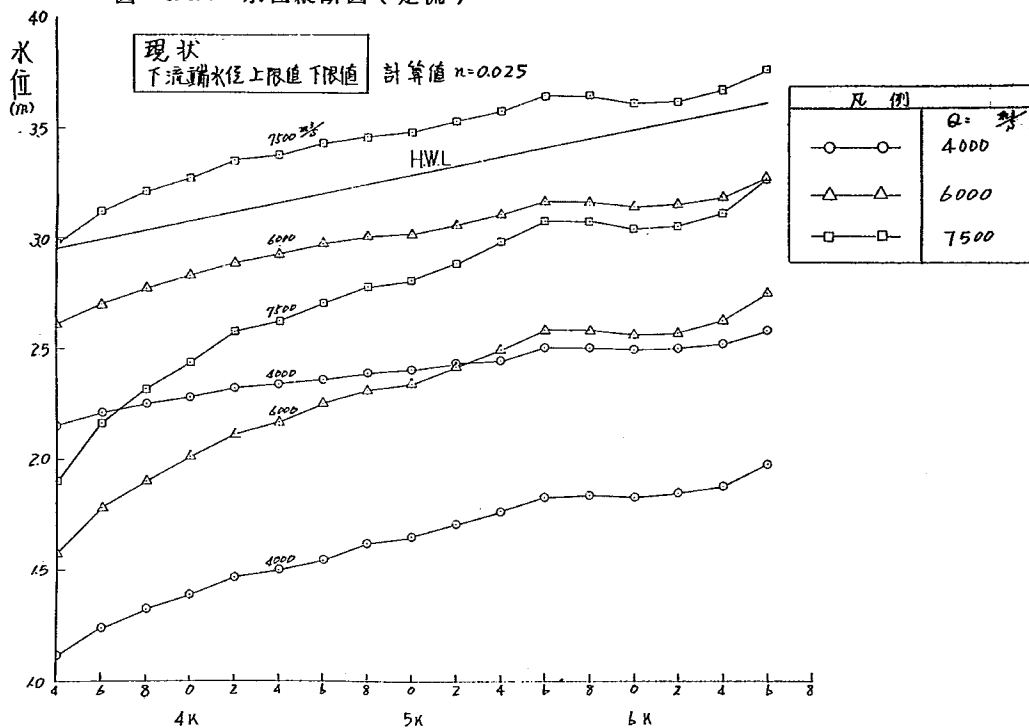


图-6.6.2 水位縦断面図(定流)

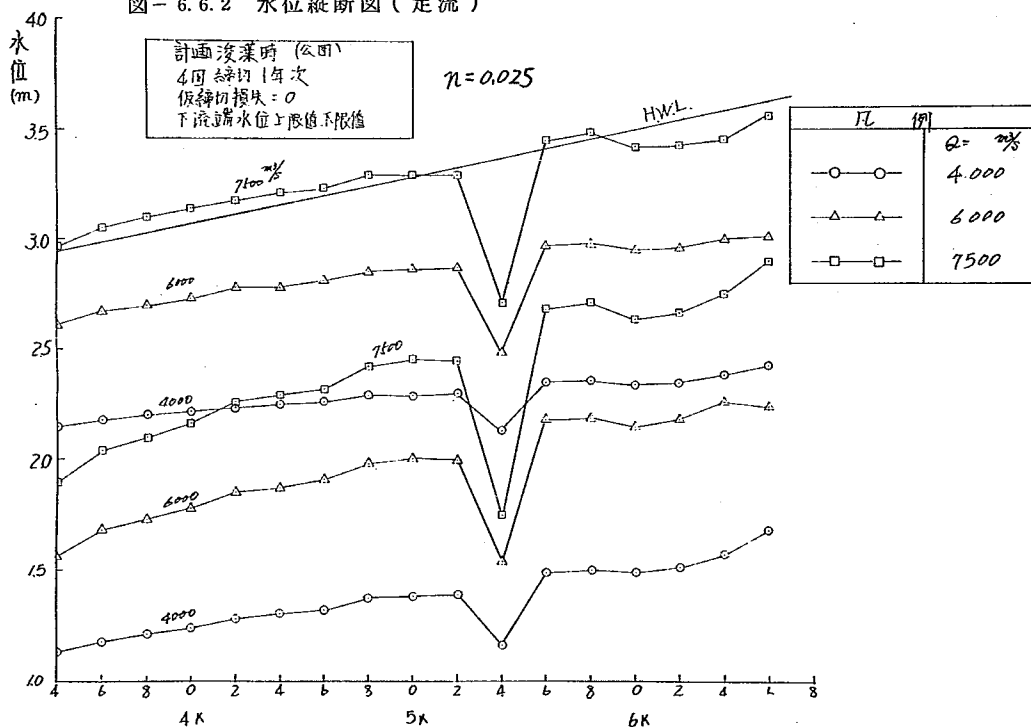


圖-6.6.3 水位縱斷圖(定流)

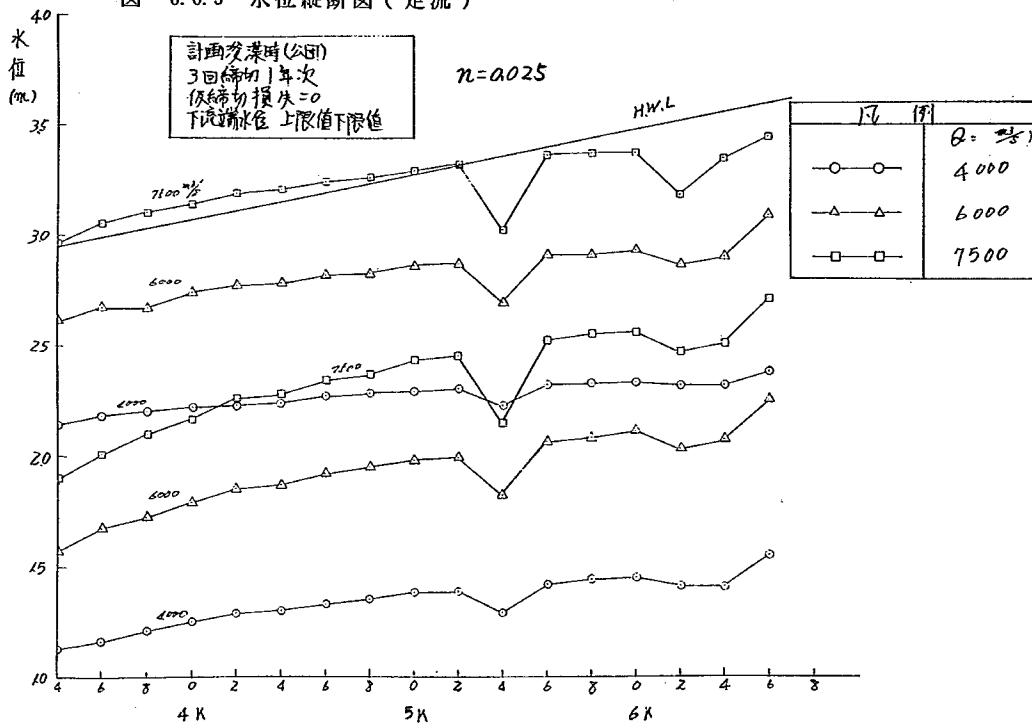


圖-6.6.4 水位縱斷圖(定流)

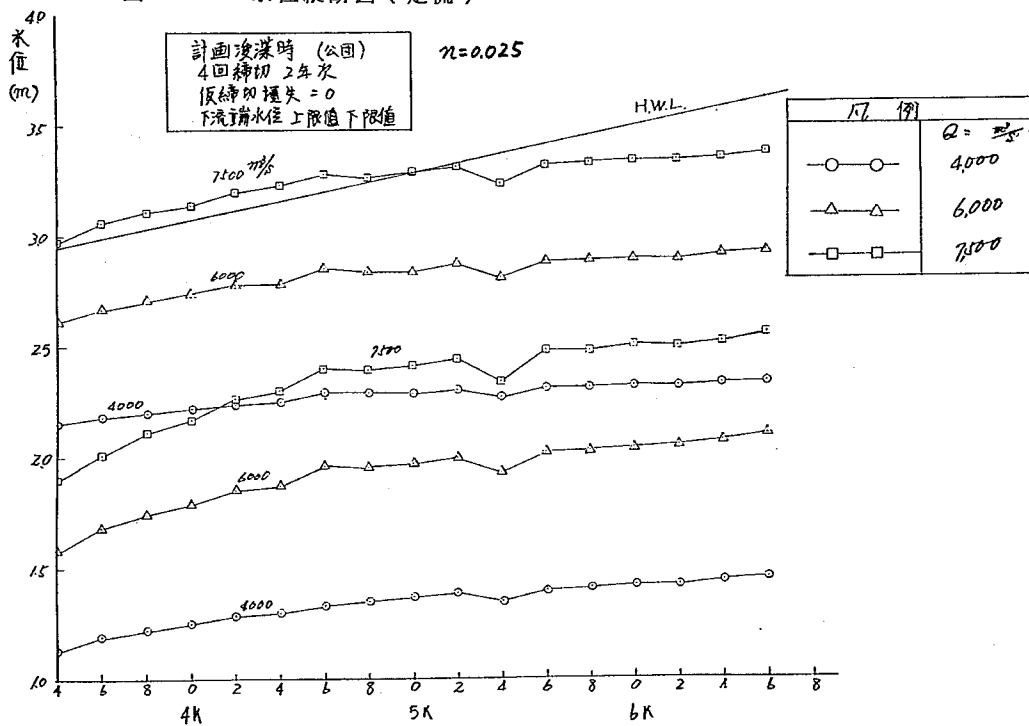


图-6.6.5 水位縦断図(定流)

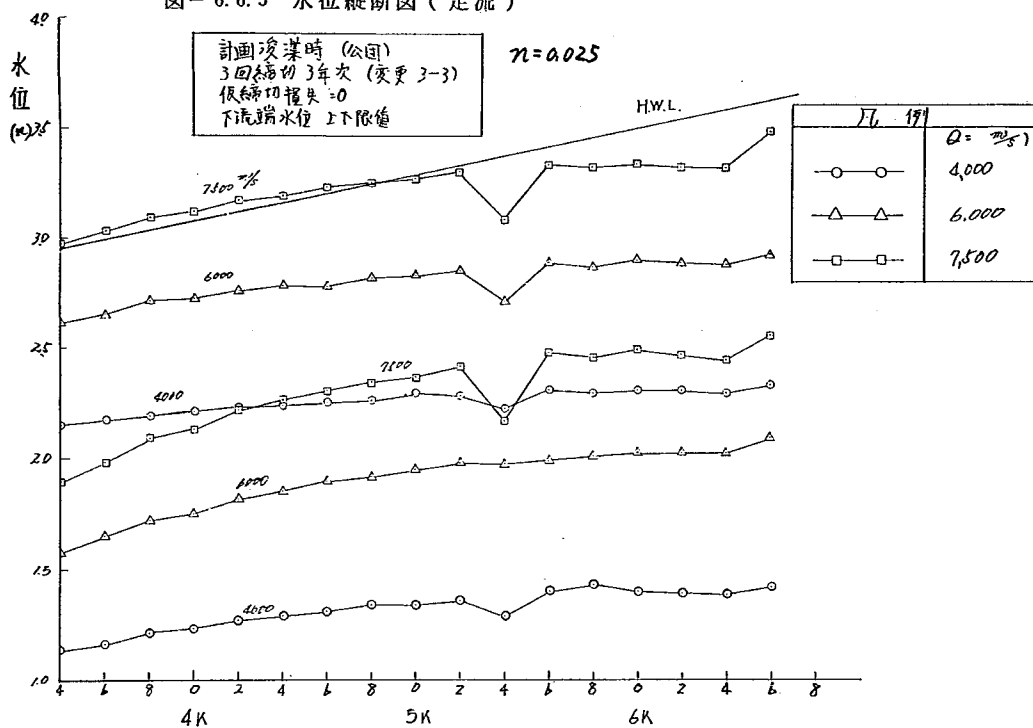


图-6.6.6 水位縦断図(定流)

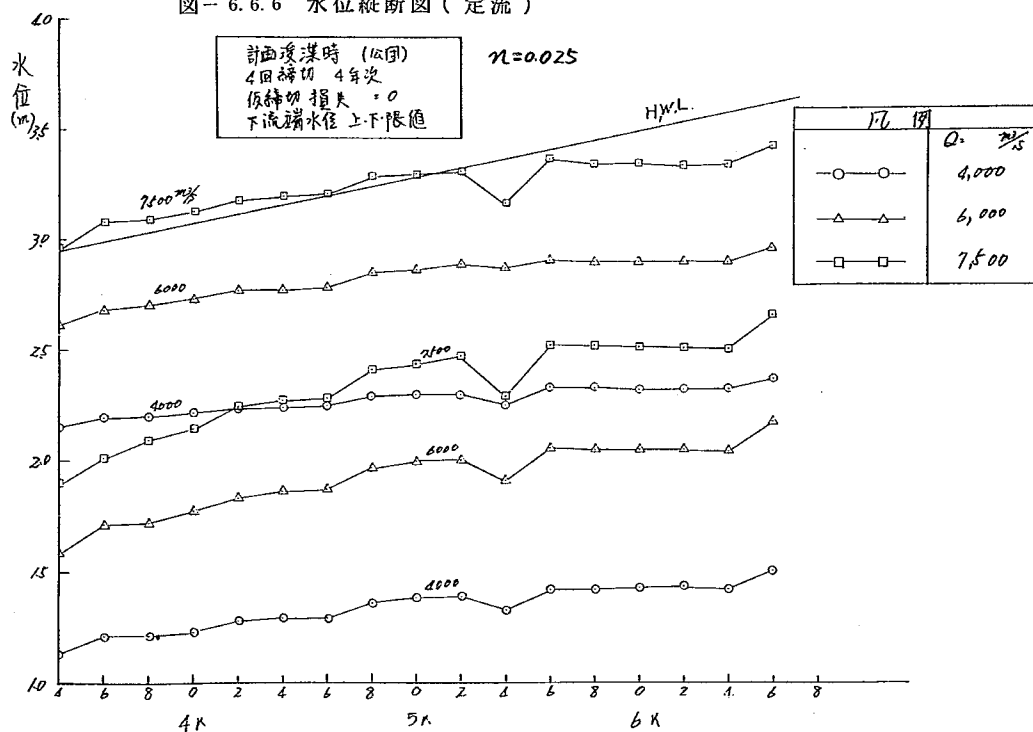
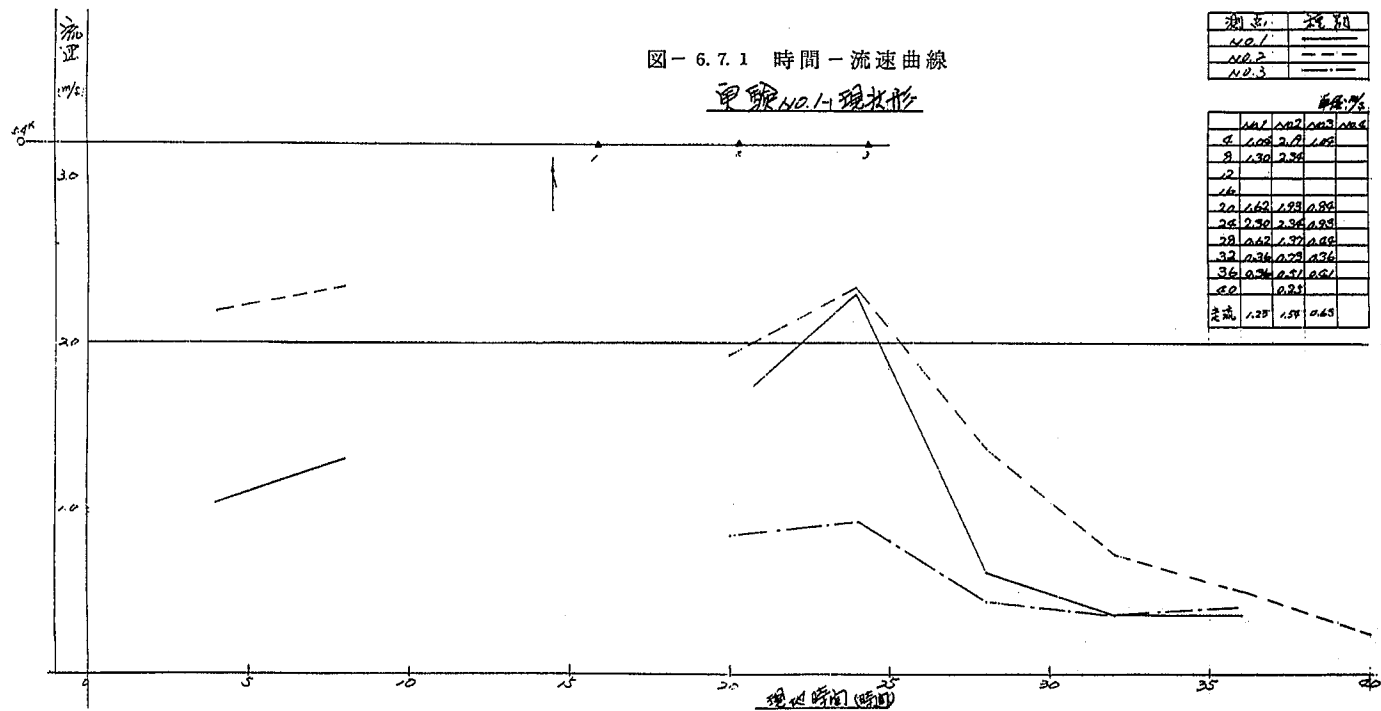


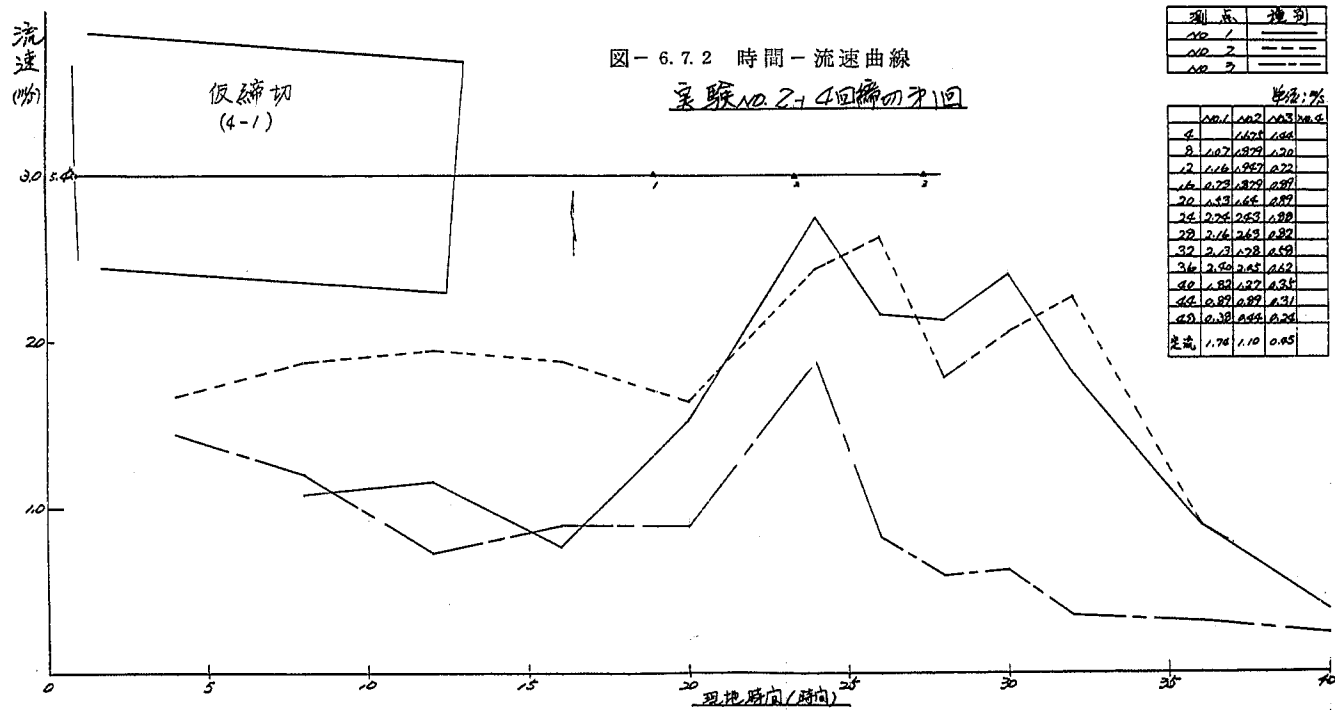
圖-6.7.1 時間-流速曲線

實驗 NO. 1-現狀形



測點	流速
NO. 1	——
NO. 2	----
NO. 3	----

時間	流速	流速	流速	流速
0	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.00	2.00	1.00	1.00
10	1.30	2.30	1.30	1.30
15	1.60	2.60	1.60	1.60
20	1.80	2.80	1.80	1.80
25	2.00	3.00	2.00	2.00
30	2.20	3.20	2.20	2.20
35	2.40	3.40	2.40	2.40
40	2.60	3.60	2.60	2.60
流速	1.20	1.50	0.60	0.60



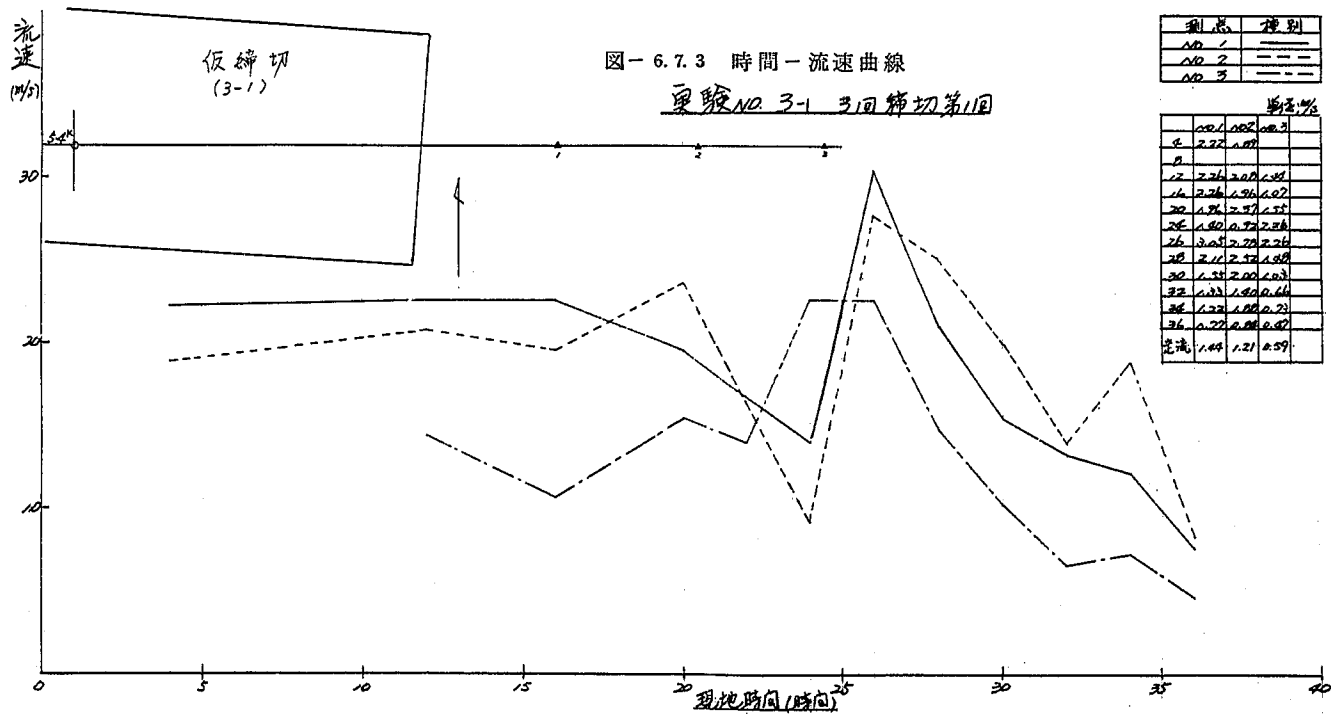
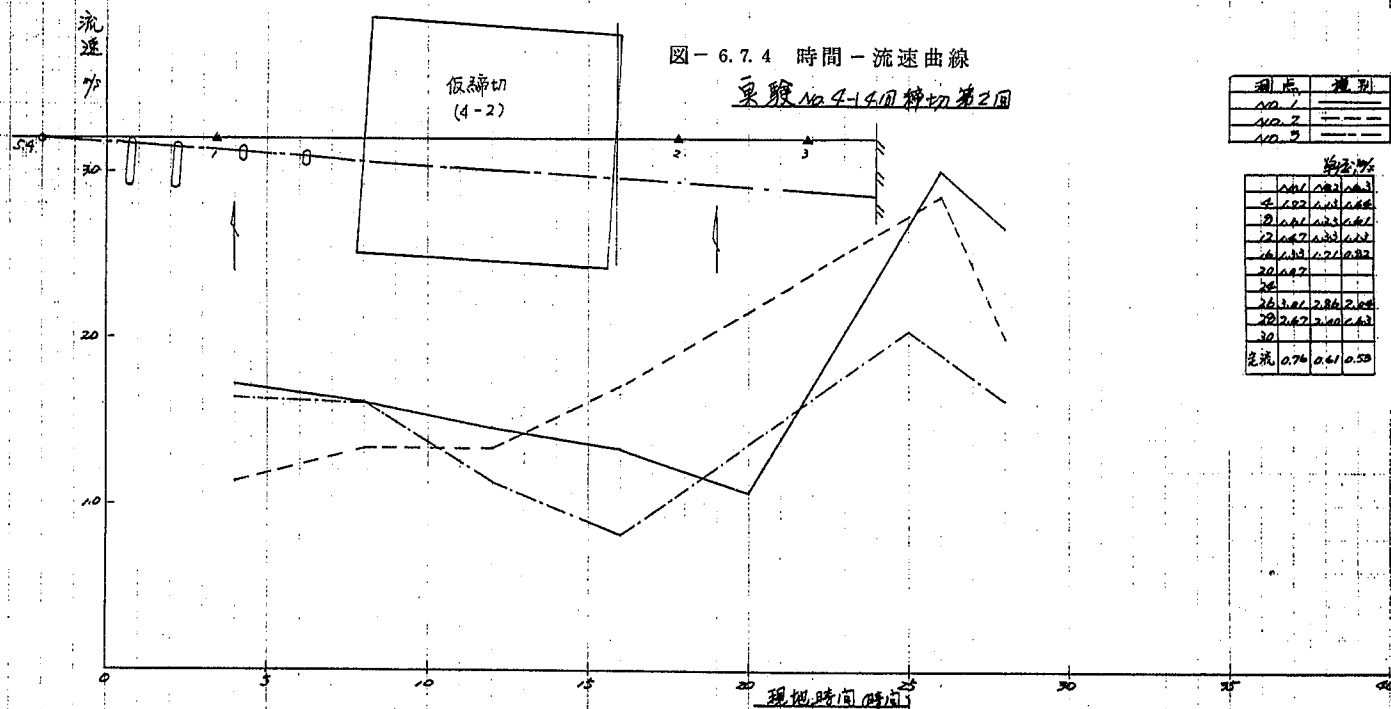


圖-6.7.4 時間-流速曲線

實驗 No. 4-4 圓棒切第2圖



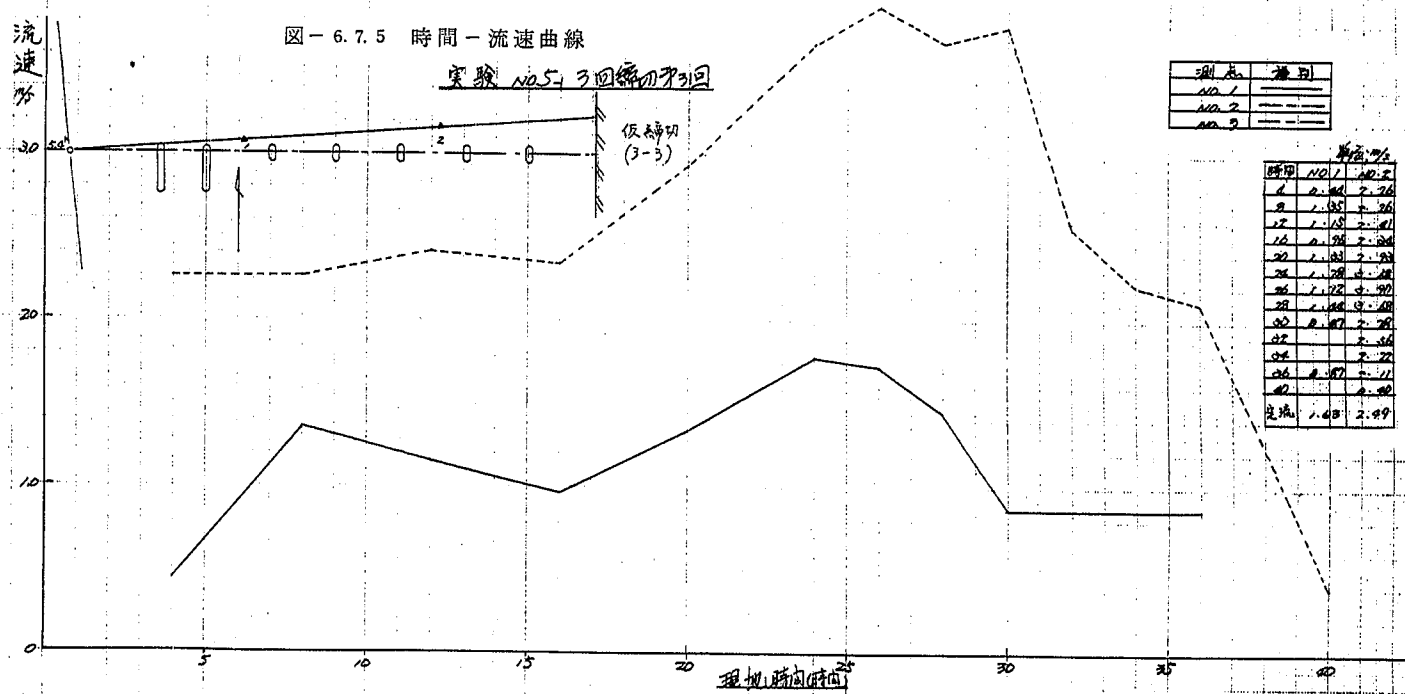
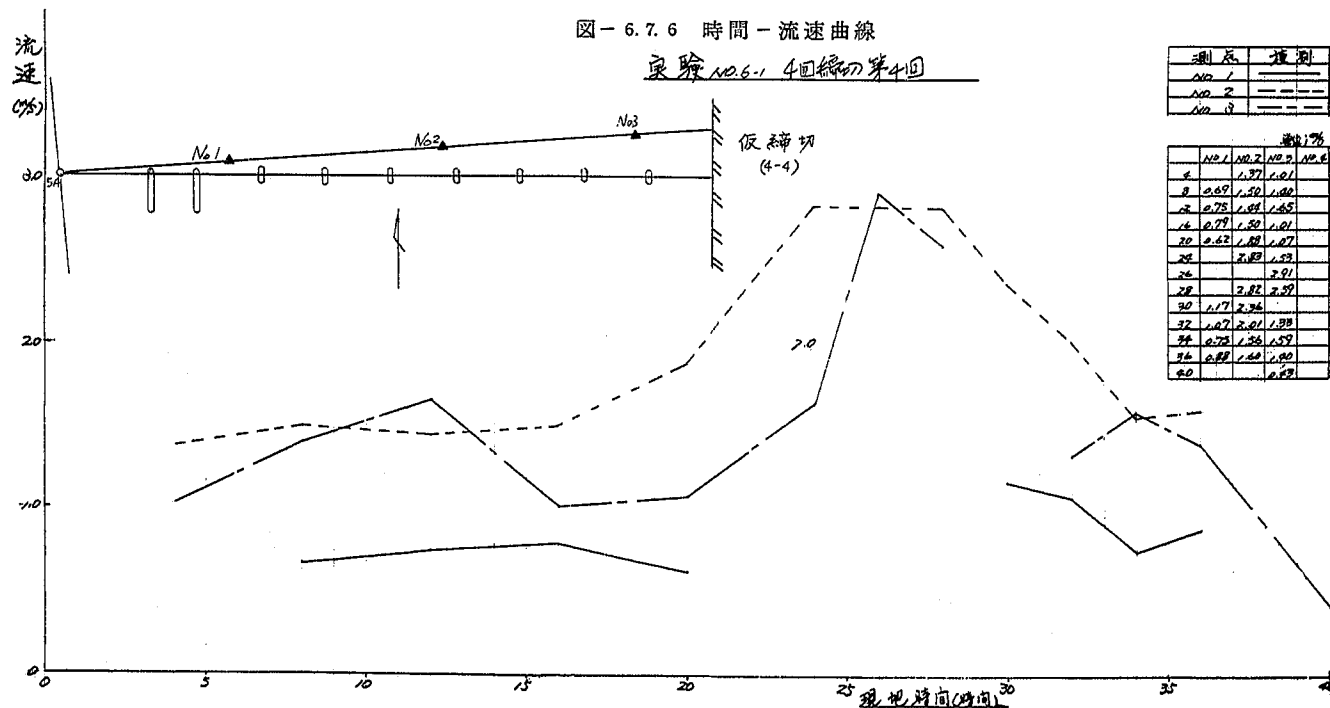


图-6.7.6 時間-流速曲線

实验 10.6.1 4回線切第4回



測点	測定
No. 1	
No. 2	
No. 3	

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
6	1.37	1.01		
8	0.65	1.50	1.00	
10	0.75	1.05	1.05	
12	0.75	1.50	1.01	
14	0.62	1.00	1.07	
16		2.00	1.53	
18		2.01		
20		2.02	2.50	
22	1.17	2.36		
24	1.07	2.01	1.38	
26	0.73	1.30	1.59	
28	0.88	1.44	1.90	
30			0.83	

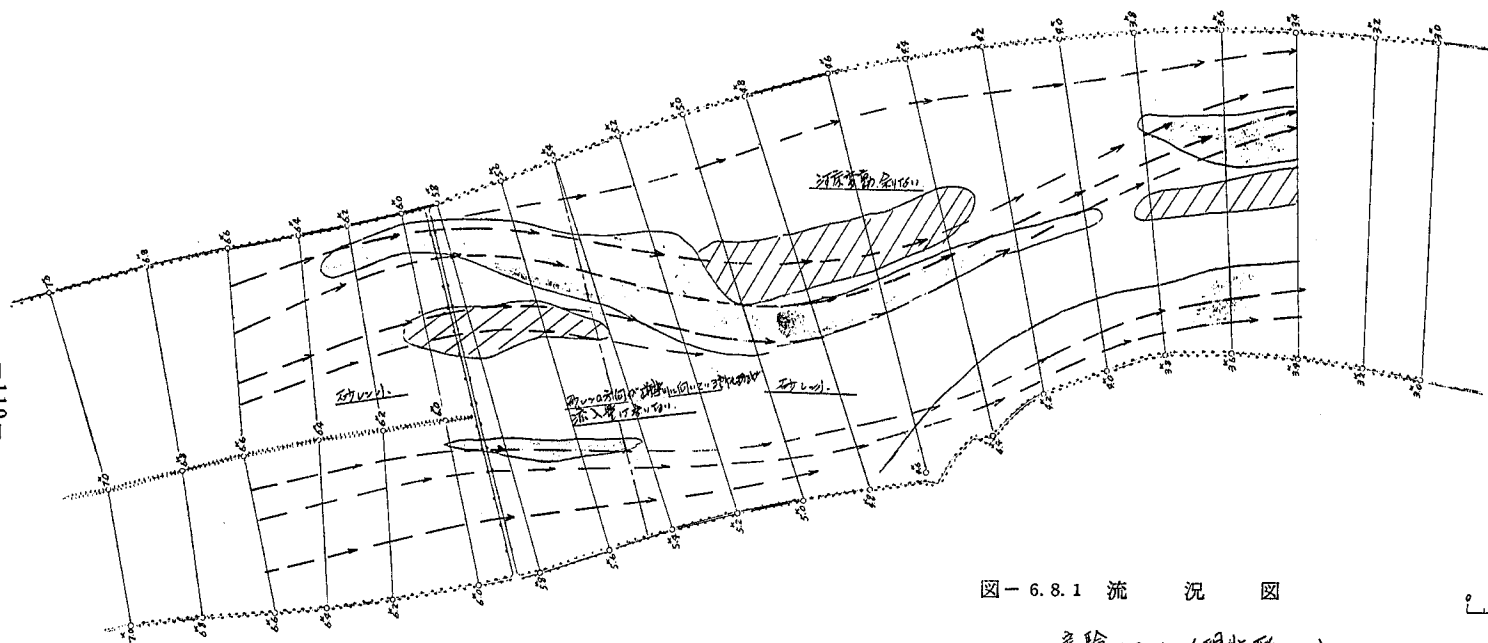


図-6.8.1 流況図

実験 NO. 1 (現状形)

0 100 200 300 m
縮尺

流線	→
死水域	⊗
堆積	▨
洗掘	■

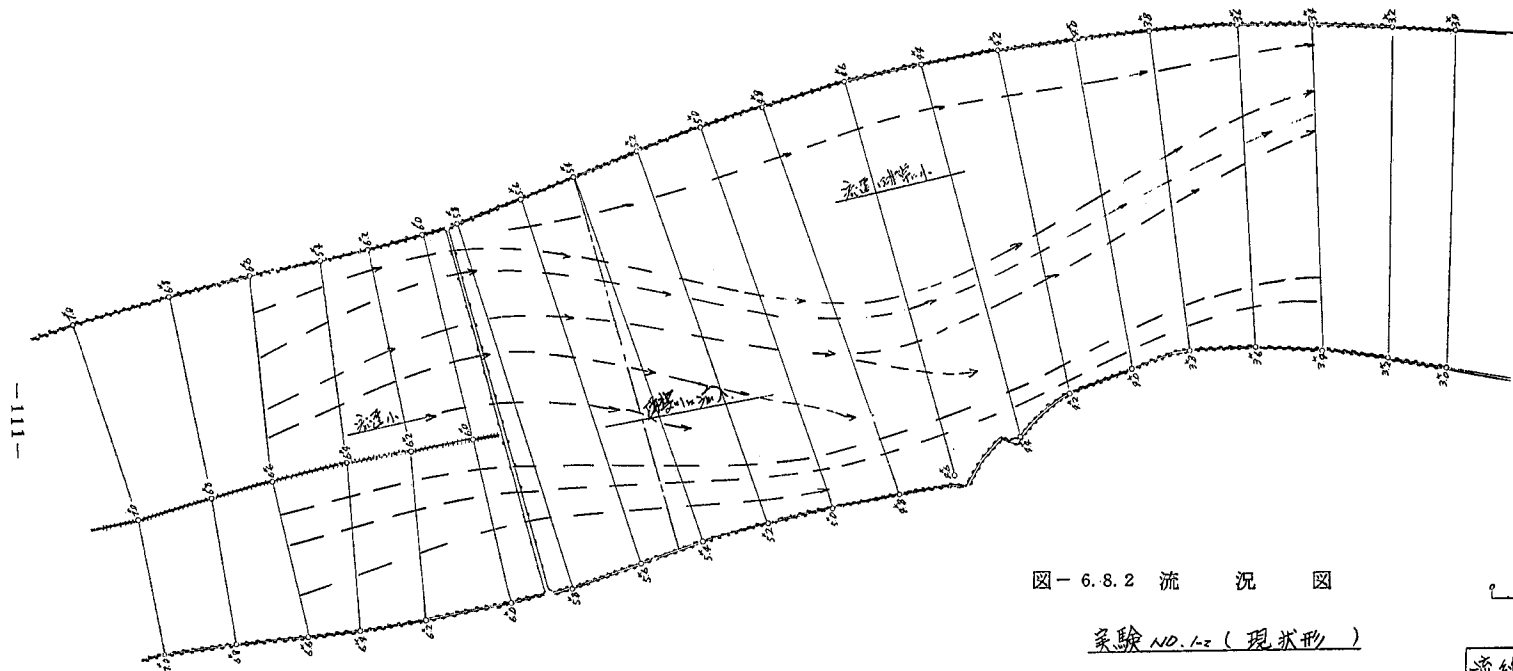


图-6.8.2 流 沉 图

实验 NO. 1-2 (现状形)

0 100 200 300 m
比例尺

流线	—→
死水区	⊗
堆积	▨
冲刷	■

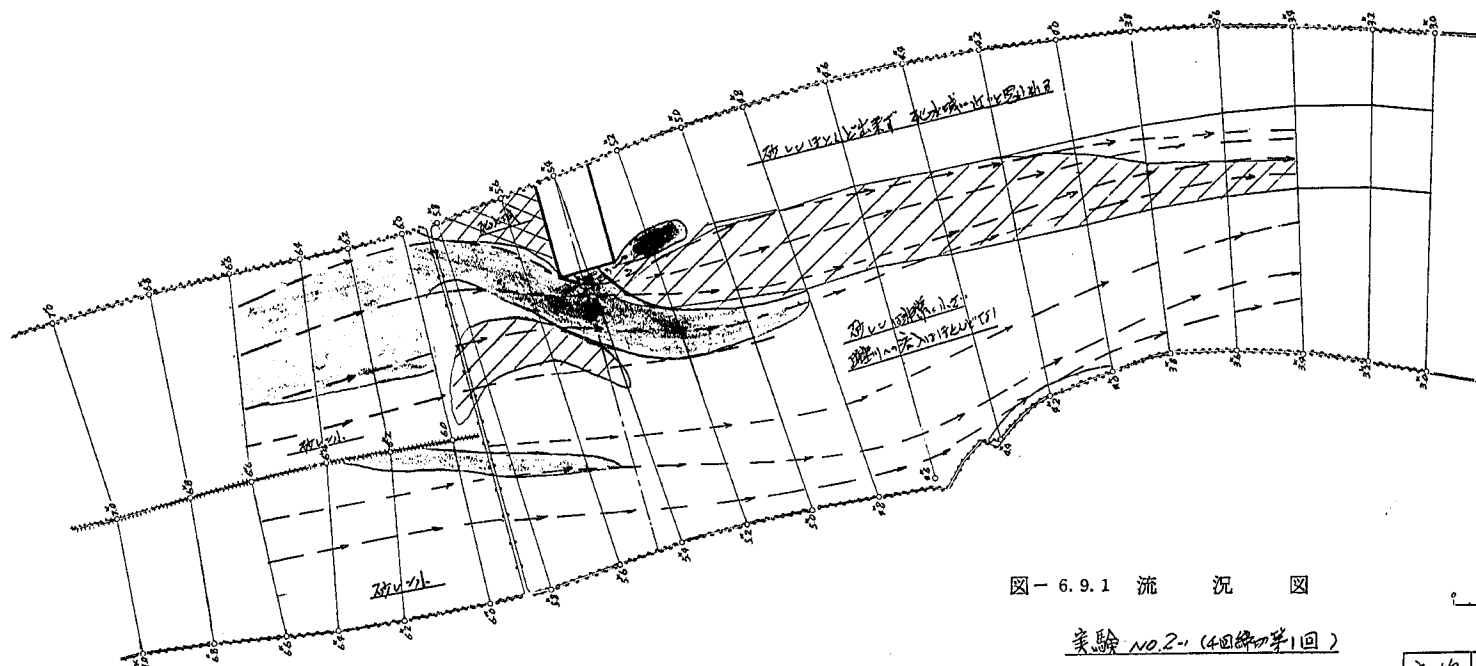


图-6.9.1 流 沉 图

实验 NO.2-1 (40 秒 1 回)

10 cm
厘米

流线	—→
死水	⊗
堆积	⊙
光滑	□

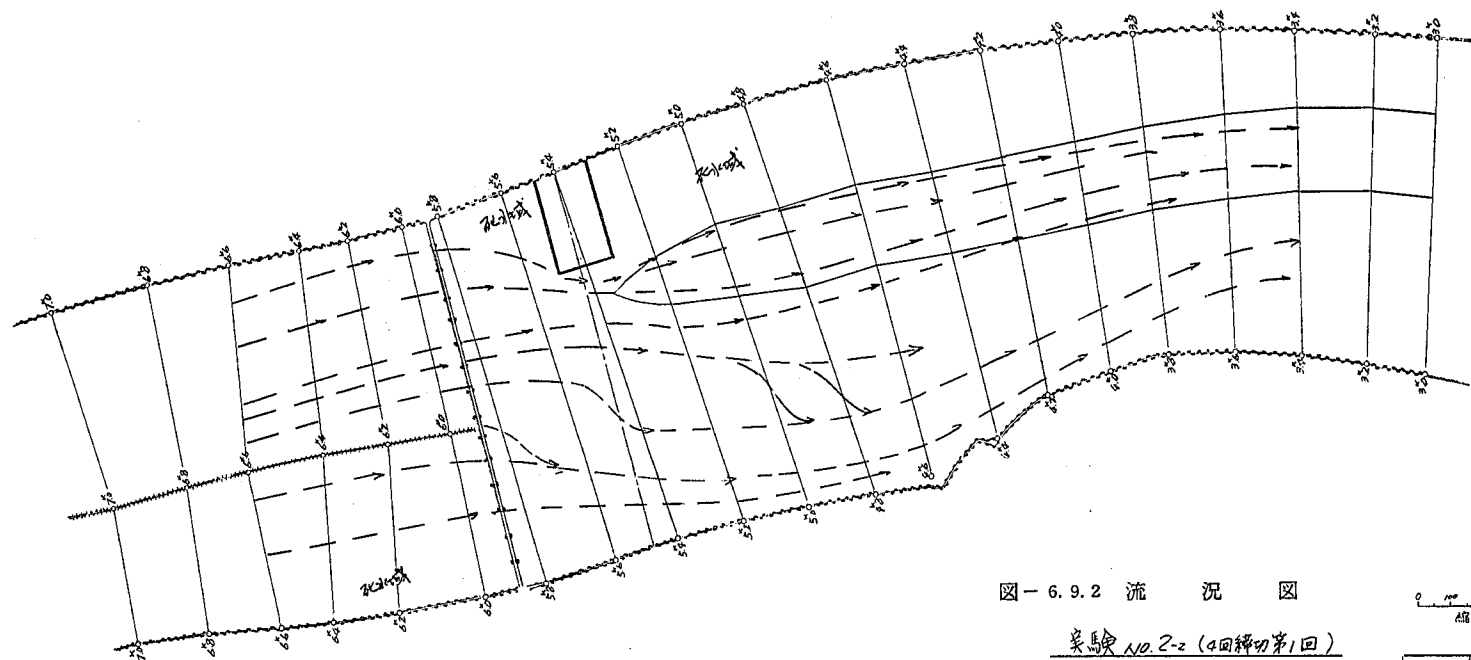


圖-6.9.2 流 沉 圖

實驗 No. 2-2 (4回綫切第1回)

0 100 200 300
厘米

流線	→
死水區	⊗
堆積	⊘
洗滌	⬤

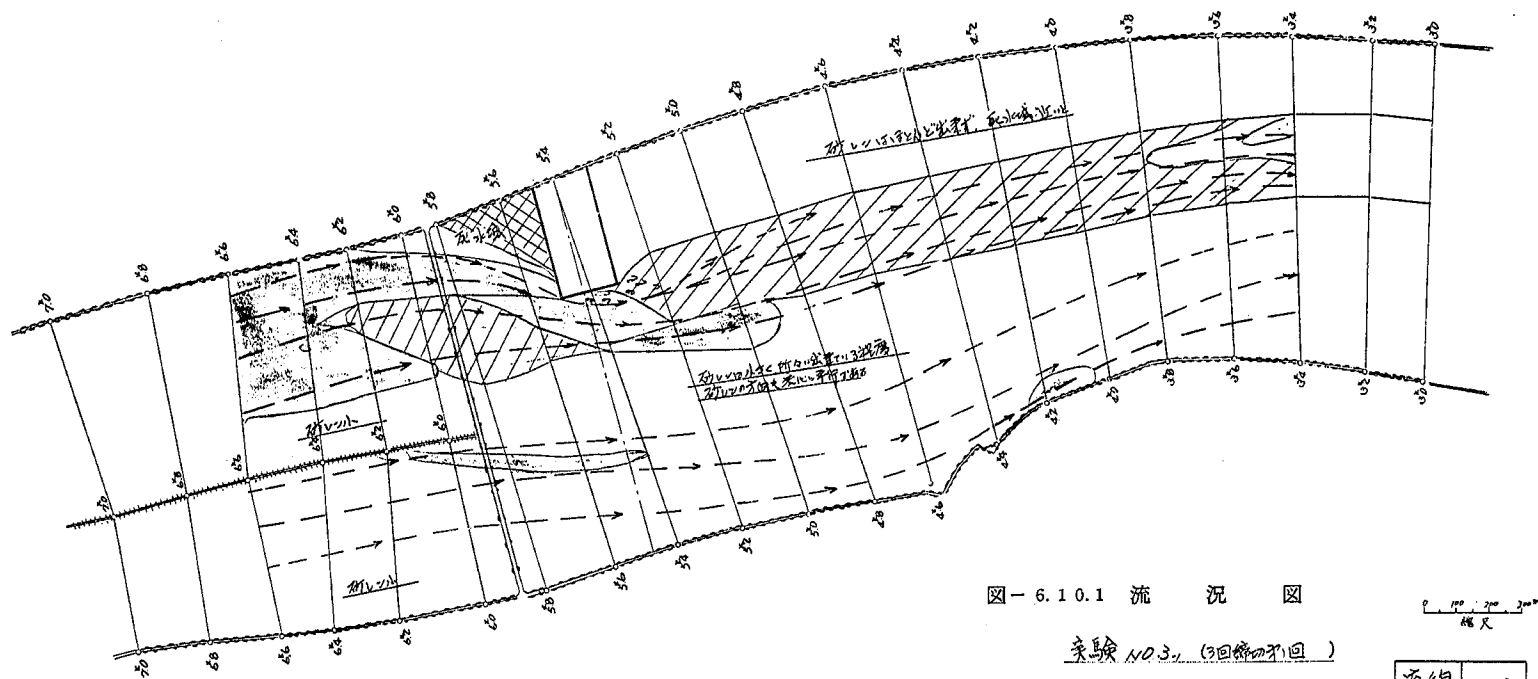


図-6.10.1 流 況 図

実験 110.3. (3回繰り返す)

流線	—→
死水区	⊗
堆積	▨
洗掘	■

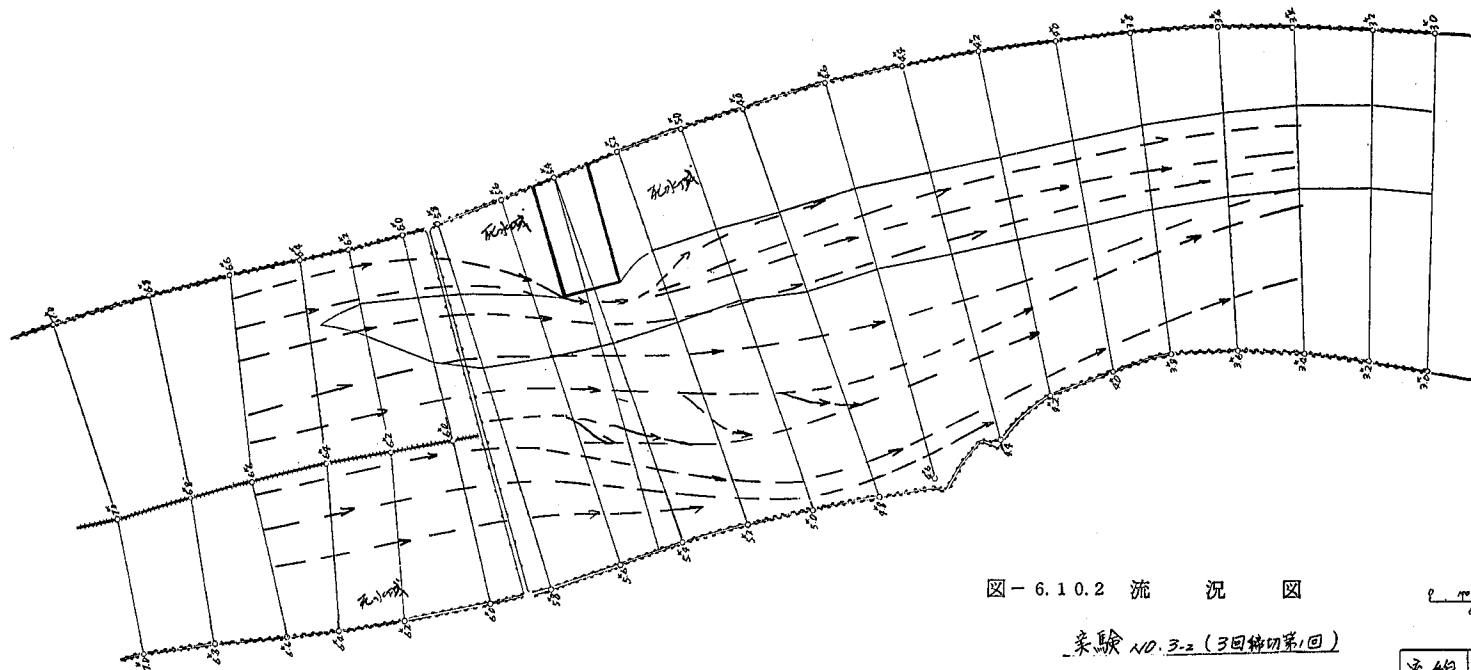


图-6.10.2 流 沉 图

实验 NO. 3-2 (3回锦切第1回)

2 1 0 1 2
厘米

流线	→
孔水域	▨
堆积	▧
洗掘	■

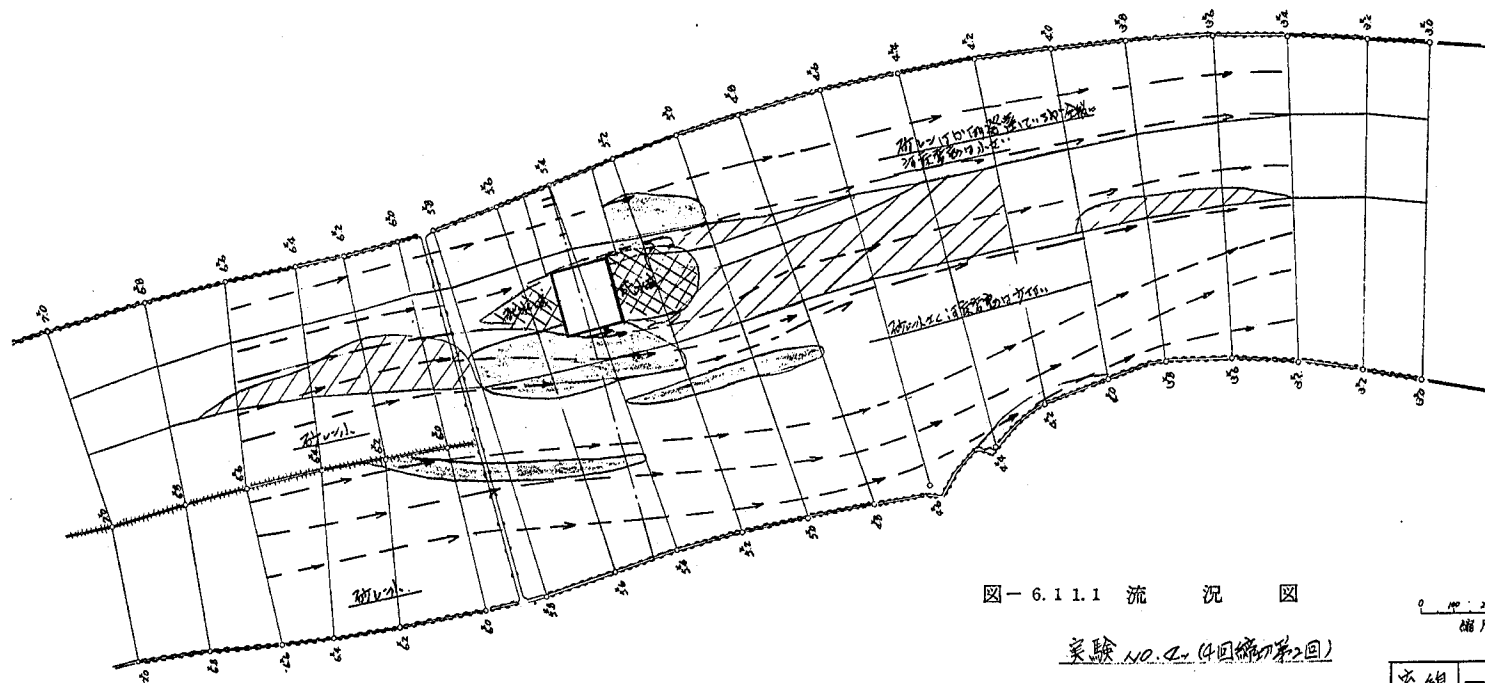


图-6.1.1.1 流 沉 图

实验 NO. 2 (4 回 第 2 回)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
厘米

流线	—→
死水域	⊗
堆积	⊘
冲刷	⬤

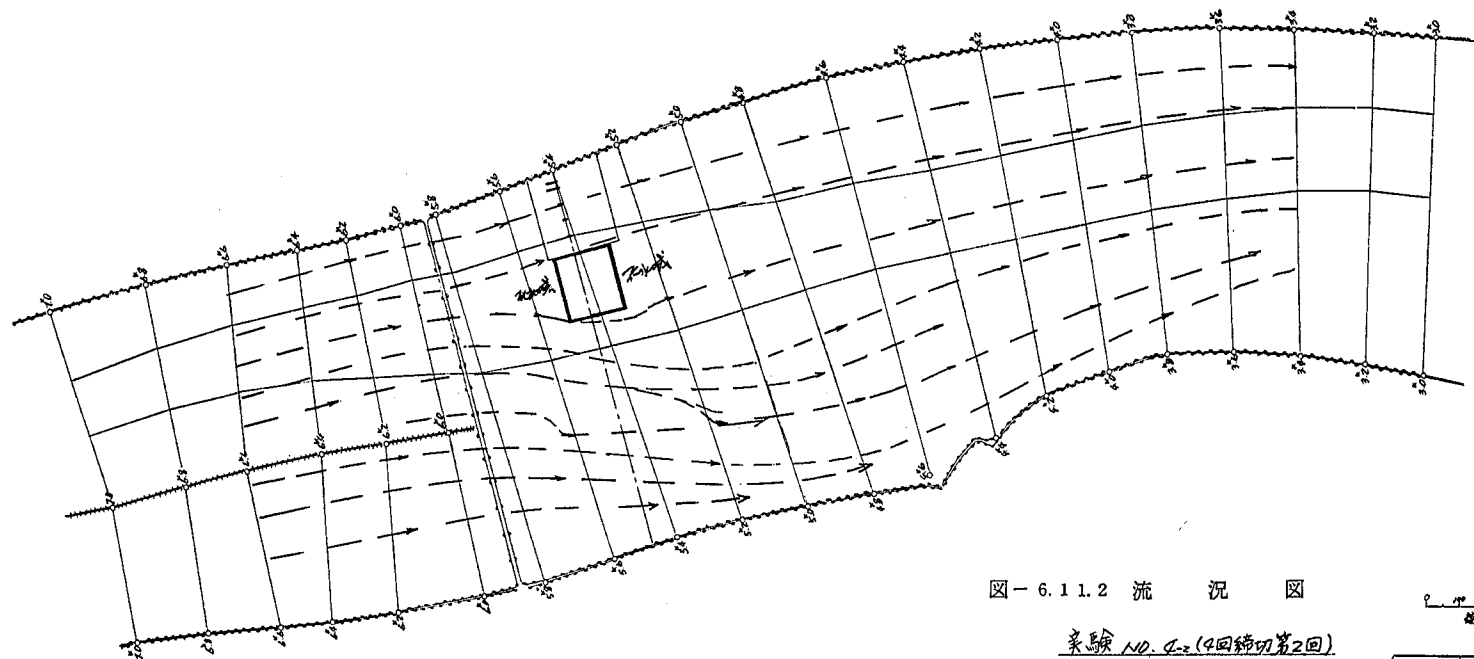


图-6.1.1.2 流 沉 图

实验 NO. Q-2 (4回締め第2回)

0 10 20 30 cm
図尺

流线	→
死水成	⊗
堆積	⊘
光堀	■

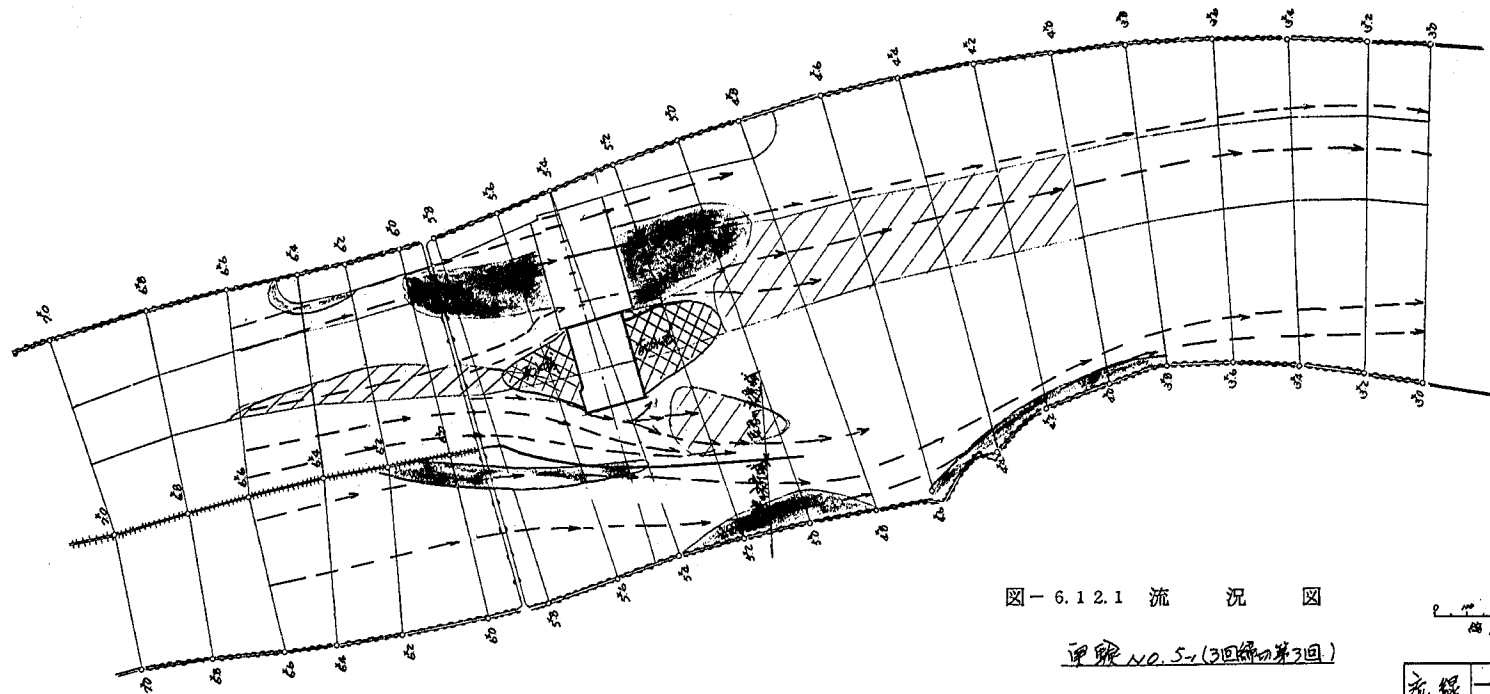


图-6.12.1 流 沉 图

甲 第 20.5 (3 回 绿 的 第 3 回)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 310 320 330 340 350 360 370 380 390 400 410 420 430 440 450 460 470 480 490 500 510 520 530 540 550 560 570 580 590 600 610 620 630 640 650 660 670 680 690 700 710 720 730 740 750 760 770 780 790 800 810 820 830 840 850 860 870 880 890 900 910 920 930 940 950 960 970 980 990 1000

流 程	—→
死 水 域	⊗
堆 积	⊘
沉 积	■

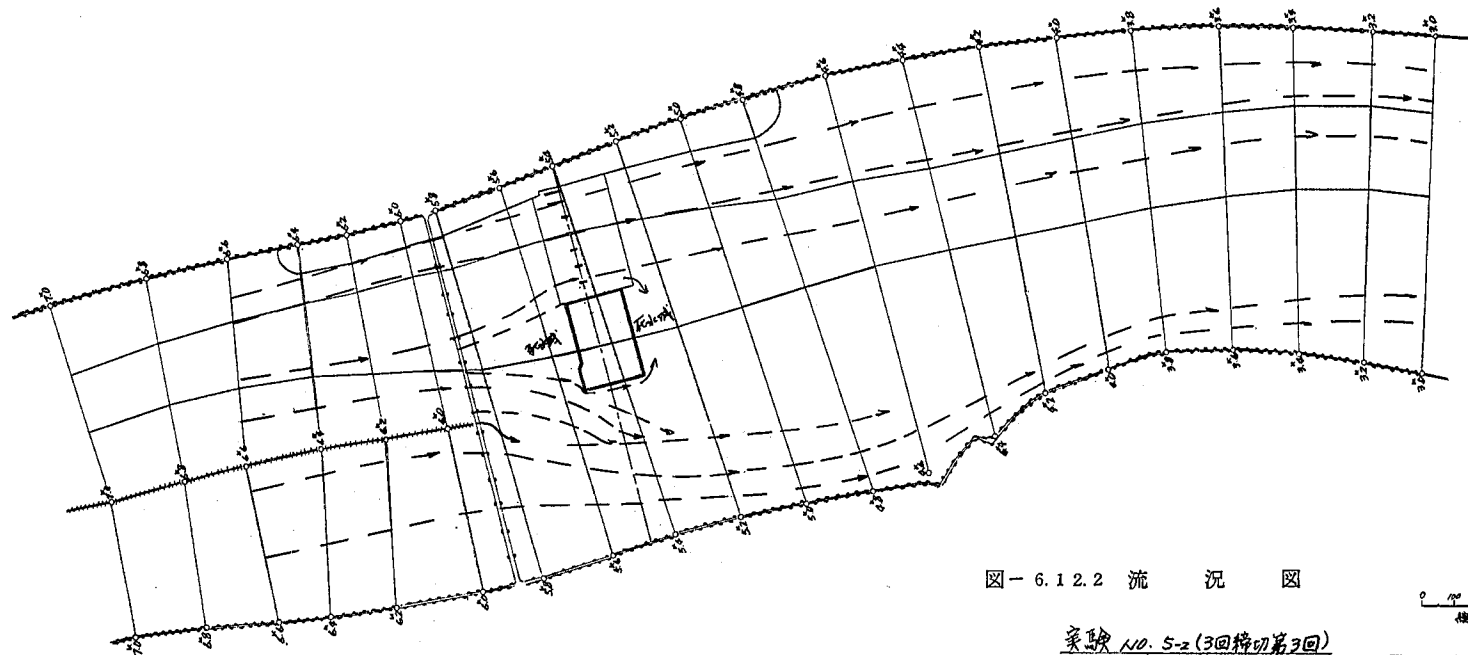
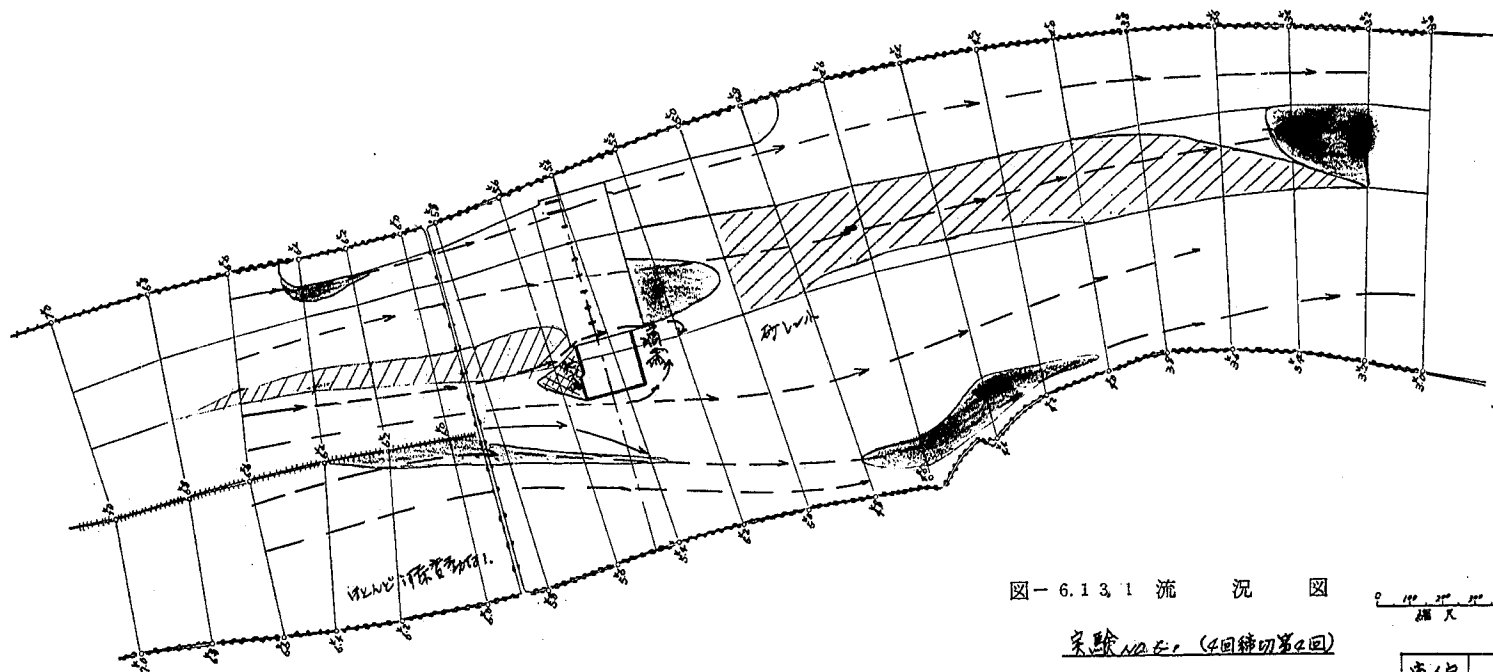


图-6.1.2.2 流 沉 图

实验 NO. 5-2 (3回掃切第3回)

0 10 20 30
厘米

流线	—→
死水区	⊗
堆积	⊘
沉陷	■



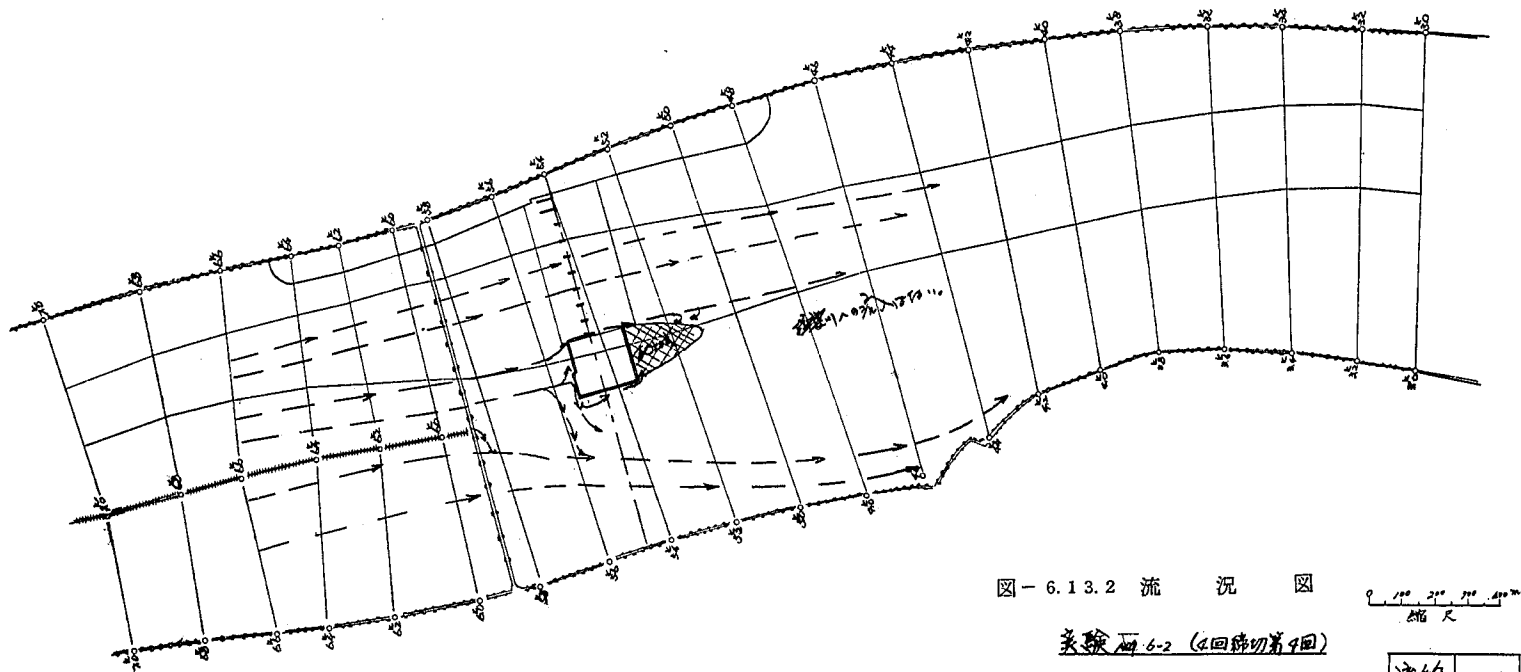


图-6.13.2 流 沉 图

0 100 200 300 400m
缩尺

实验图 6-2 (4回第4回)

消线	— →
洪水域	▨
堆積	▧
岩盤	■

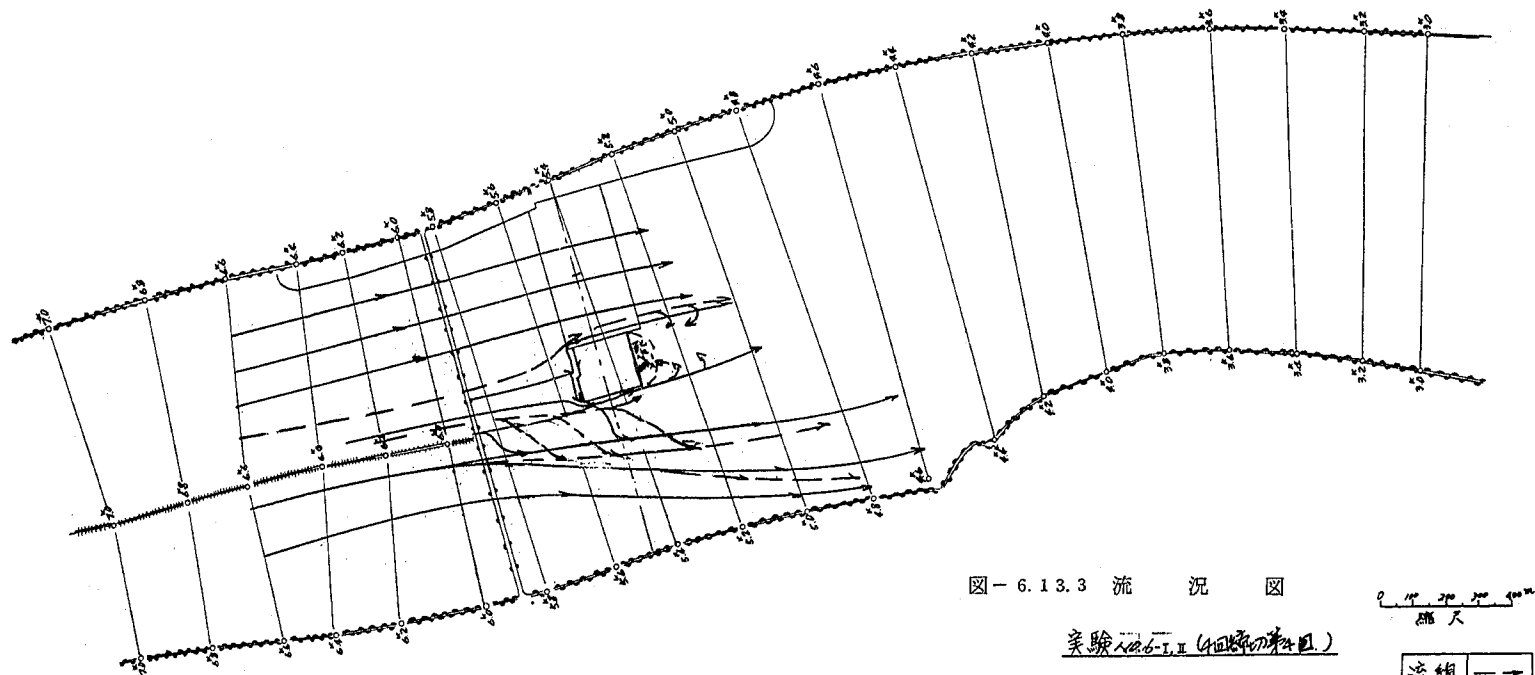


图-6.13.3 流 況 图

实验 12.6-1.11 (4回試驗材料)

0 10 20 30 40 50
厘米

流线	—→
死水域	▨
堆积	▧
冲刷	■

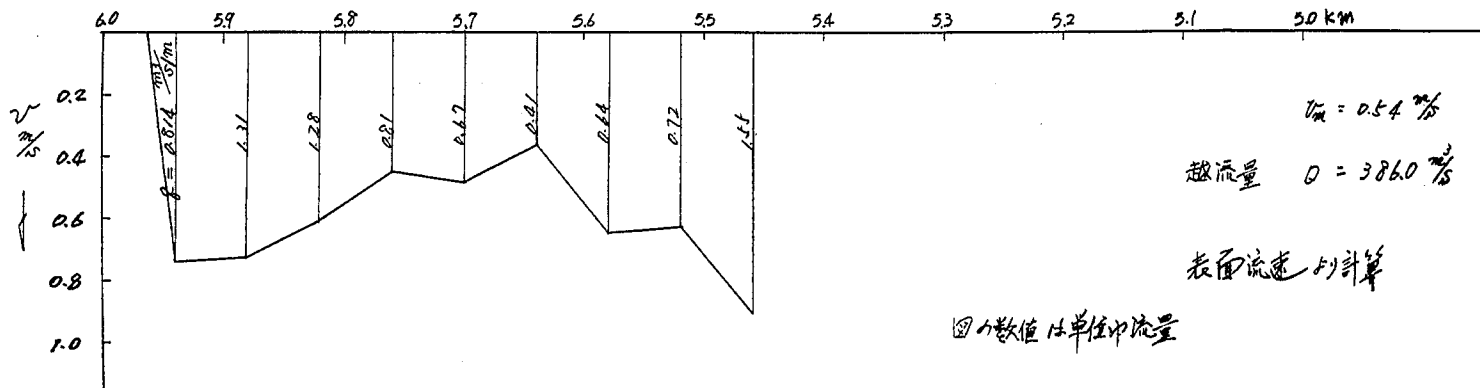
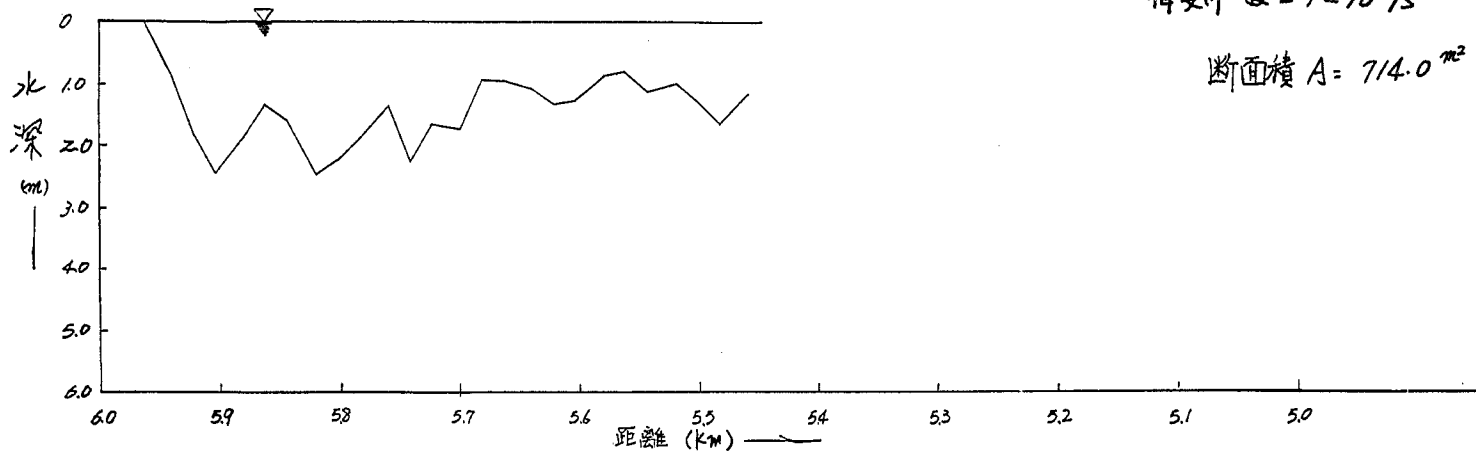
図-6.14.1 4回第1締切中州からの越流量

実験NO2-2

長良川 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$

揖斐川 $Q = 1270 \text{ m}^3/\text{s}$

断面積 $A = 714.0 \text{ m}^2$



$V_m = 0.54 \text{ m/s}$

越流量 $Q = 386.0 \text{ m}^3/\text{s}$

表面流速の計算

図の数値は単位巾流量

図- 6.14.2 3回第1締切中州からの越流量

実験No 3-2 長良川 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$
 揖斐川 $Q = 1290 \text{ m}^3/\text{s}$

断面積 $A = 1021.0 \text{ m}^2$

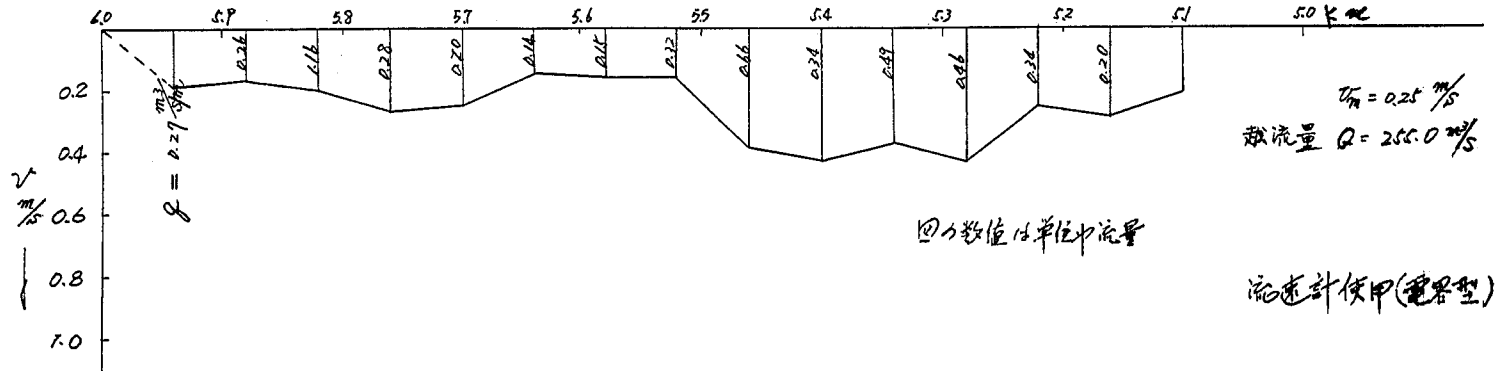
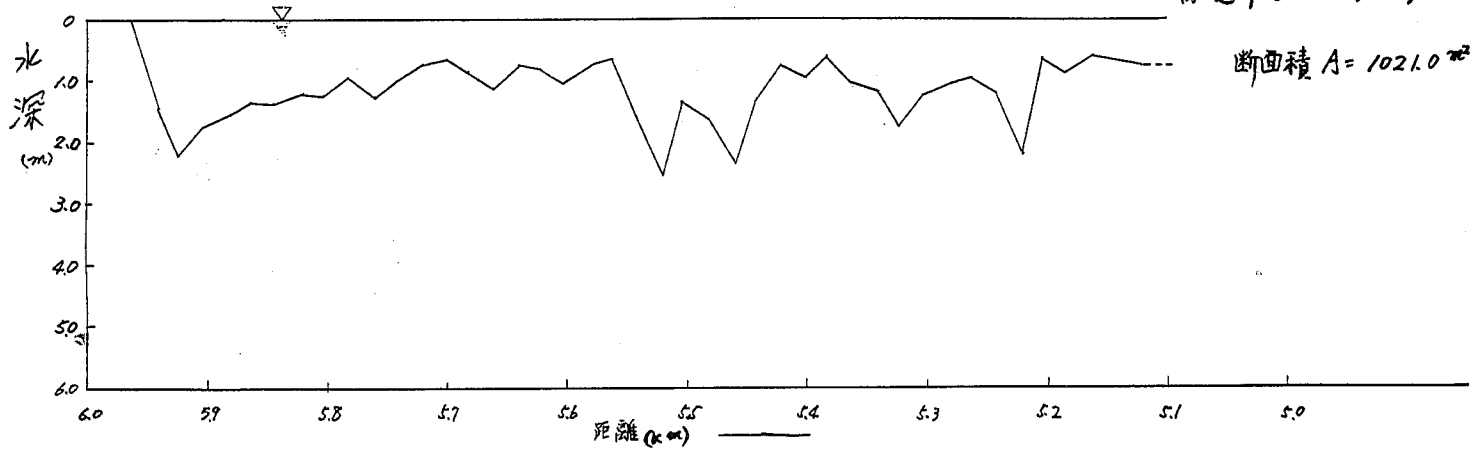
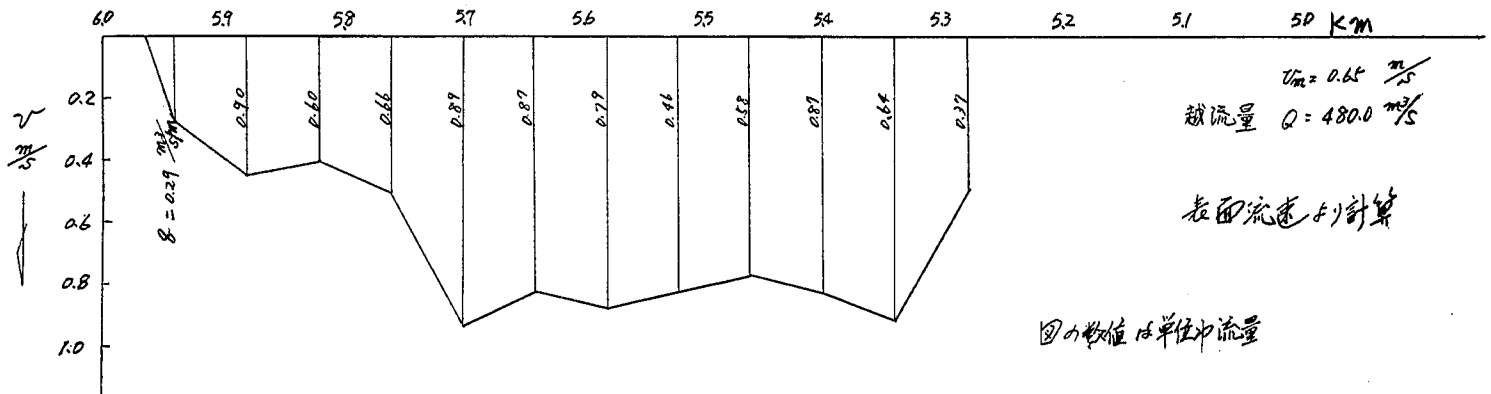
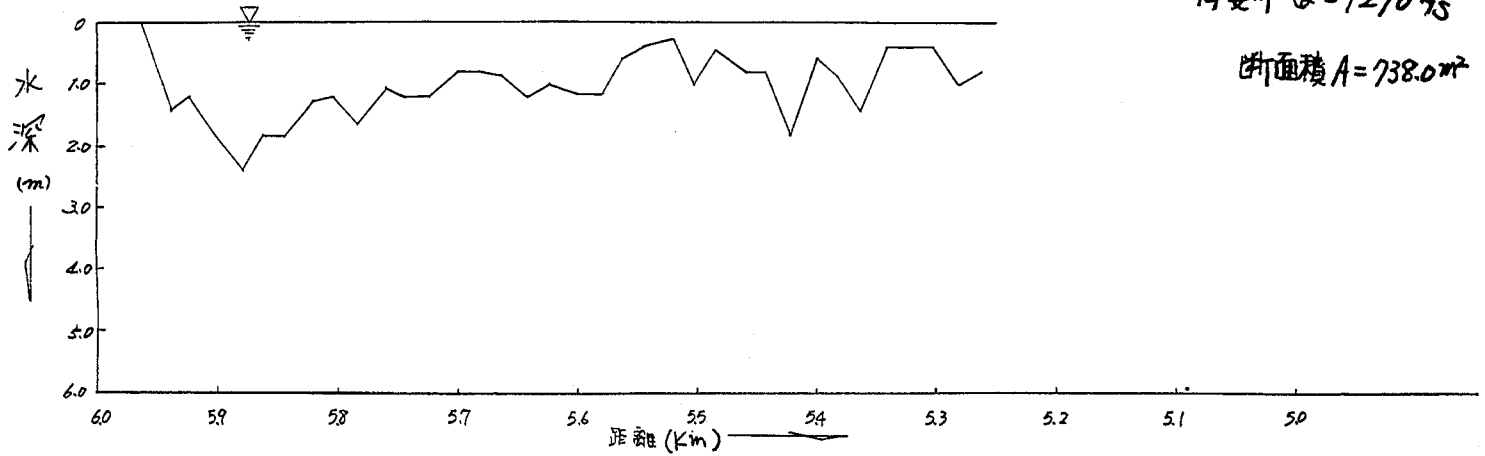


図- 6.1 4. 3 4 回第 2 締切中州からの越流量

実験 No 4-2 長良川 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$
 揖斐川 $Q = 1270 \text{ m}^3/\text{s}$

断面積 $A = 738.0 \text{ m}^2$



$u_m = 0.65 \text{ m/s}$
 越流量 $Q = 480.0 \text{ m}^3/\text{s}$

表面流速より計算

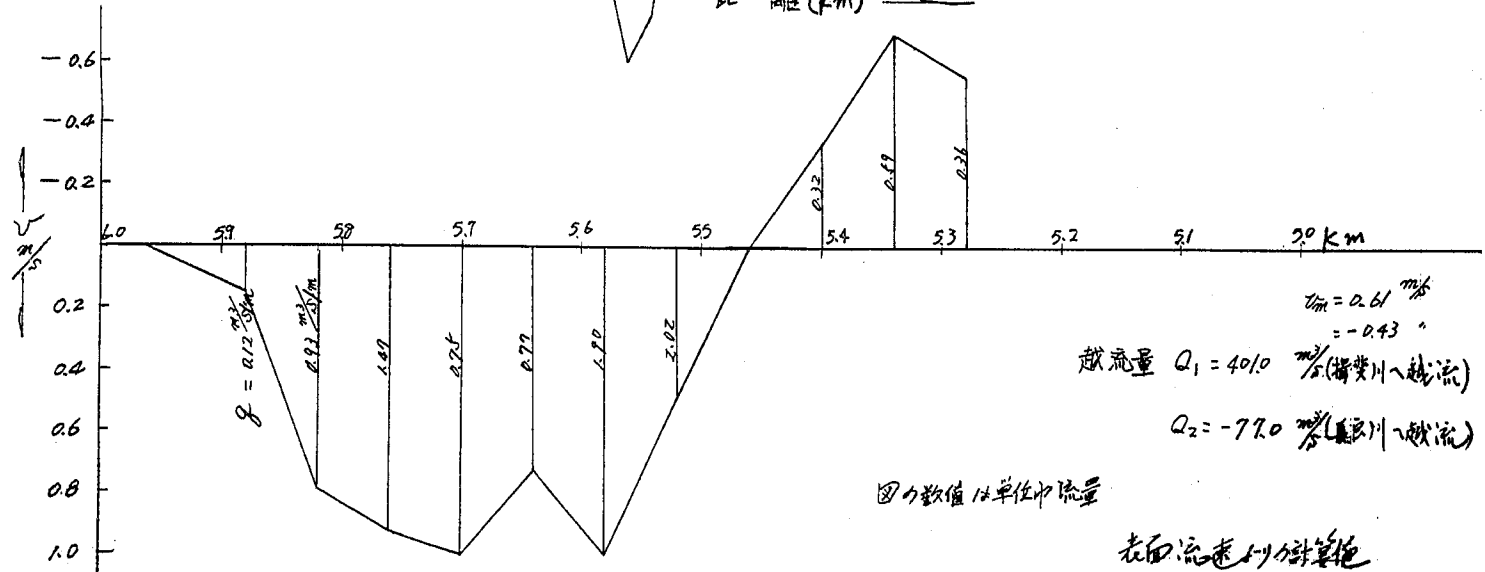
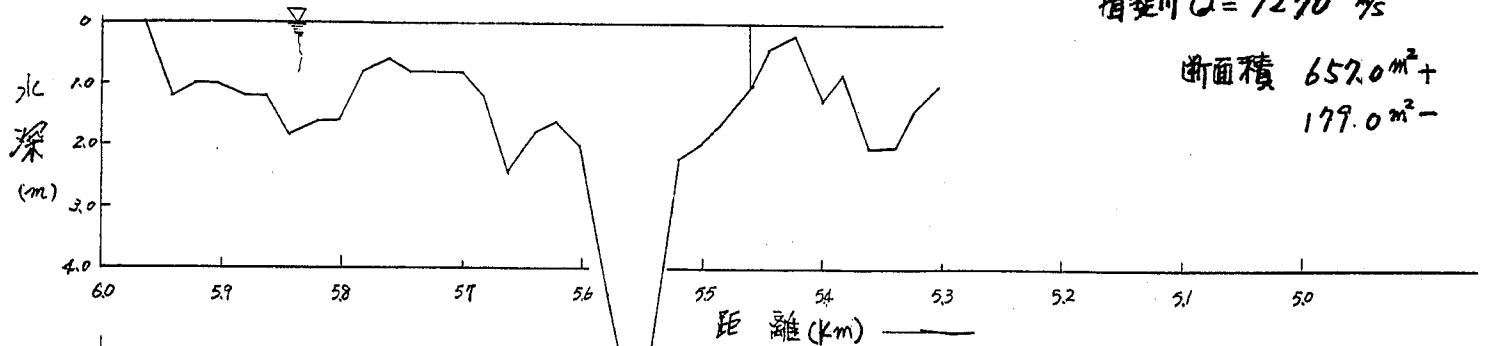
図の数値は単位沖流量

図-6.14.4 3回第3締切中州からの越流量

実験 No.5-2 長良川 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$

揖斐川 $Q = 1270 \text{ m}^3/\text{s}$

断面積 $652.0 \text{ m}^2 +$
 $179.0 \text{ m}^2 -$



$u_m = 0.61 \text{ m/s}$
 $= -0.43 "$
越流量 $Q_1 = 4010 \text{ m}^3/\text{s}$ (揖斐川へ越流)
 $Q_2 = -77.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (長良川へ越流)

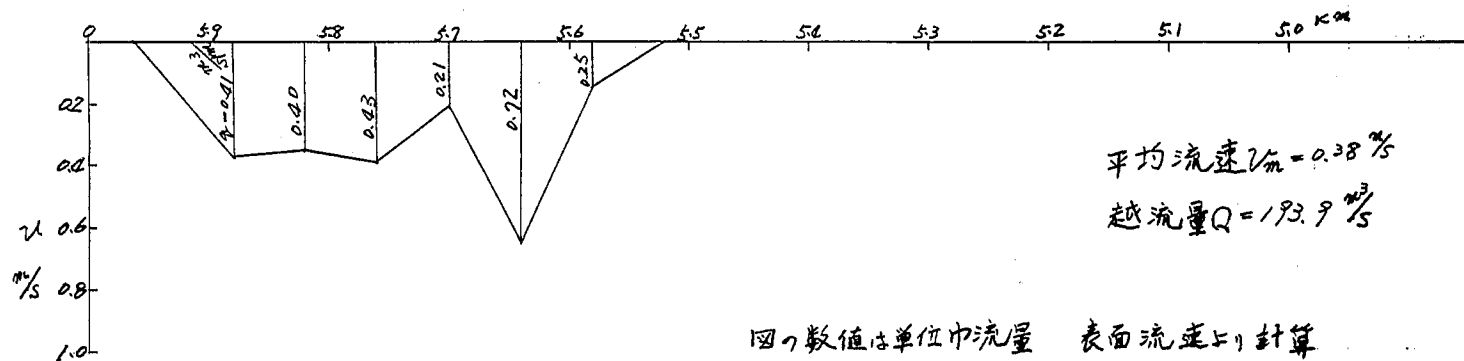
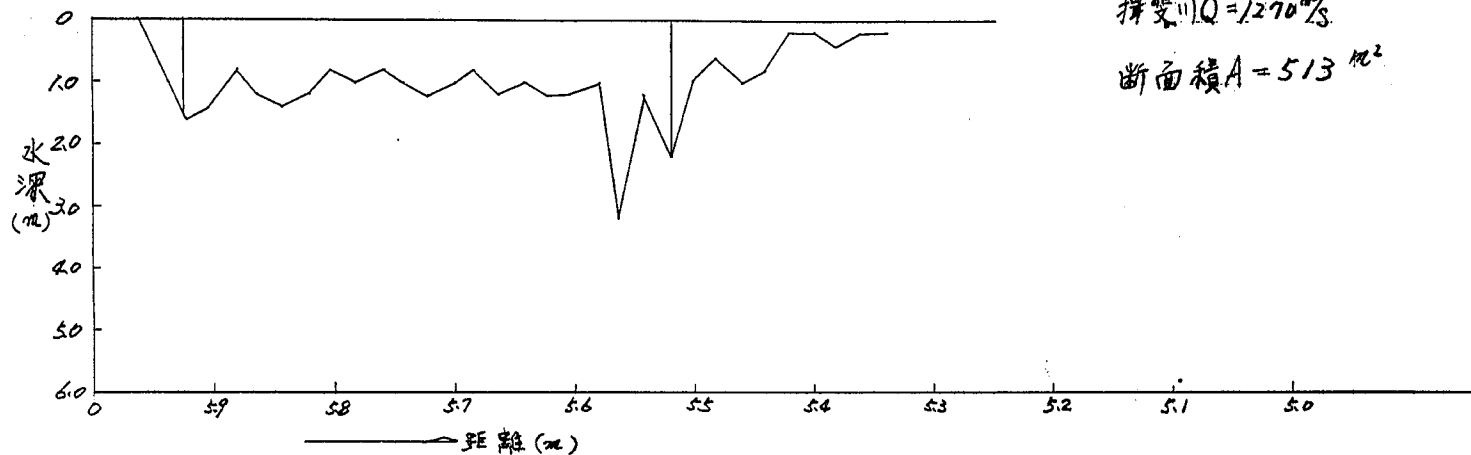
図-6.14.5 4回第4締切中州からの越流量

実験N06-2

長良川 $Q = 4000 \frac{m^3}{s}$

揖斐川 $Q = 1270 \frac{m^3}{s}$

断面積 $A = 513 m^2$



平均流速 $V_m = 0.38 \frac{m}{s}$

越流量 $Q = 193.9 \frac{m^3}{s}$

図の数値は単位巾流量 表面流速より計算

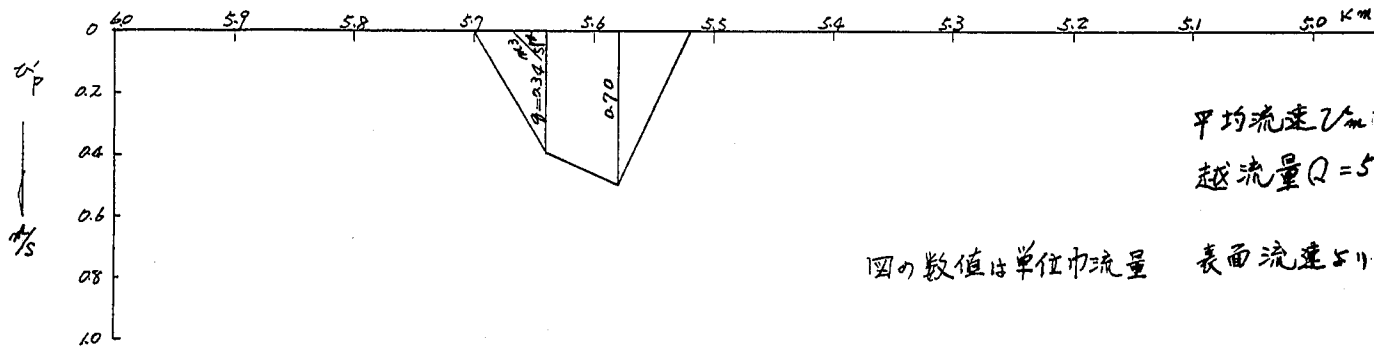
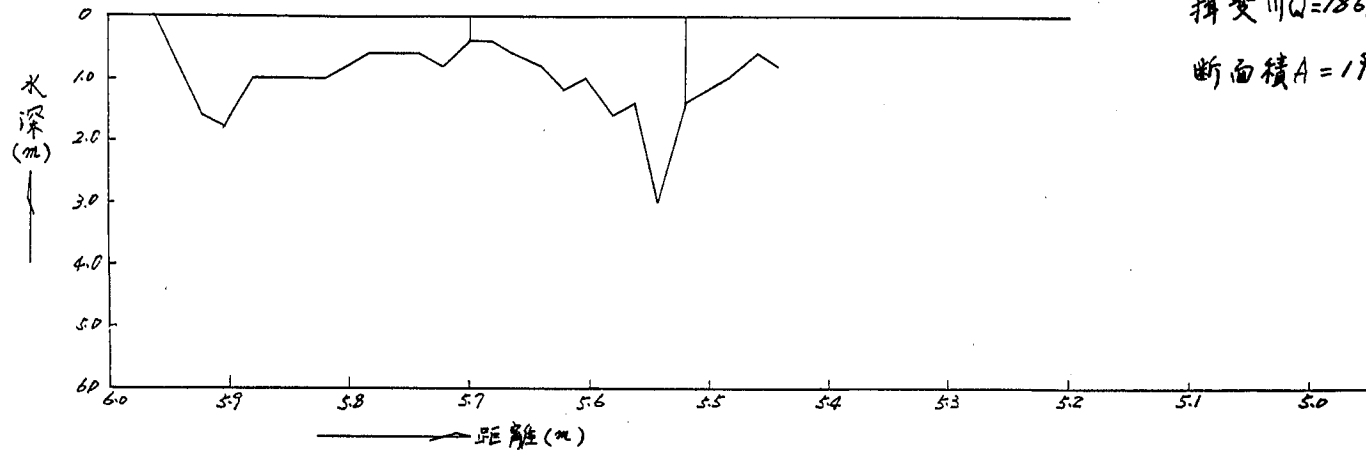
図- 6.14.6 4回第4縮切中州からの越流量

実験 No 6-I

長良川 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$

揖斐川 $Q = 1867 \text{ m}^3/\text{s}$

断面積 $A = 191.3 \text{ m}^2$



平均流速 $V_m = 0.300 \text{ m/s}$

越流量 $Q = 57.4 \text{ m}^3/\text{s}$

図の数値は単位巾流量 表面流速より計算



圖-6.15.1 河床變動圖

實驗 NO. 1 現狀形

1. 河床	2. 河床
3. 河床	4. 河床
5. 河床	6. 河床
7. 河床	8. 河床

图-6.15.2 河床变动图

实测 1961 现状

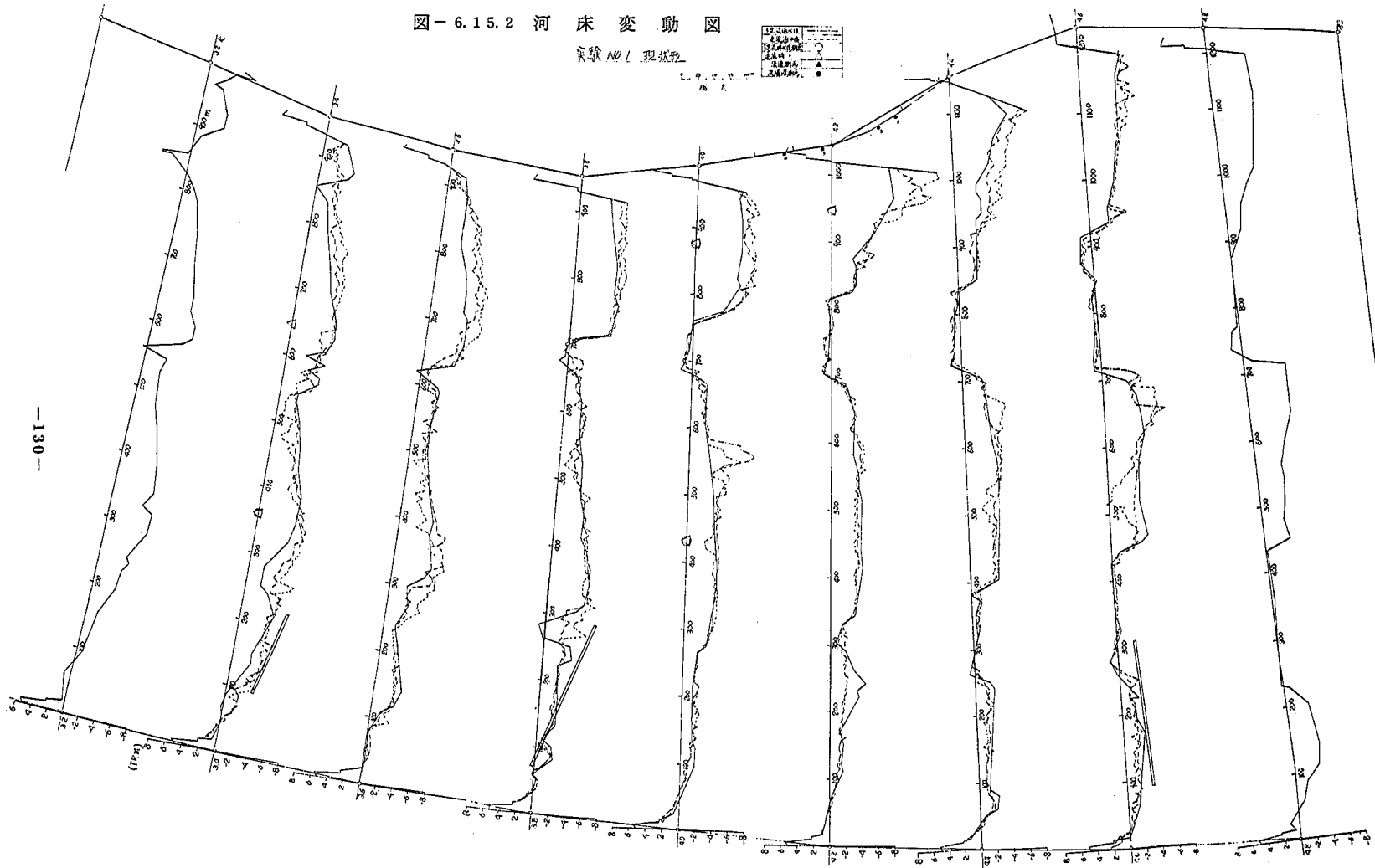
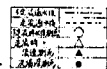




图-6.16.1 河床变动图

实验 No. 2 河床变动图

图-6.16.2 河床变动图

实验 No.2 4回梯切第1回

1. 河床变动线	○
2. 河床变动线	△
3. 河床变动线	●
4. 河床变动线	×

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 310 320 330 340 350 360 370 380 390 400 410 420 430 440 450 460 470 480 490 500 510 520 530 540 550 560 570 580 590 600 610 620 630 640 650 660 670 680 690 700 710 720 730 740 750 760 770 780 790 800 810 820 830 840 850 860 870 880 890 900 910 920 930 940 950 960 970 980 990 1000

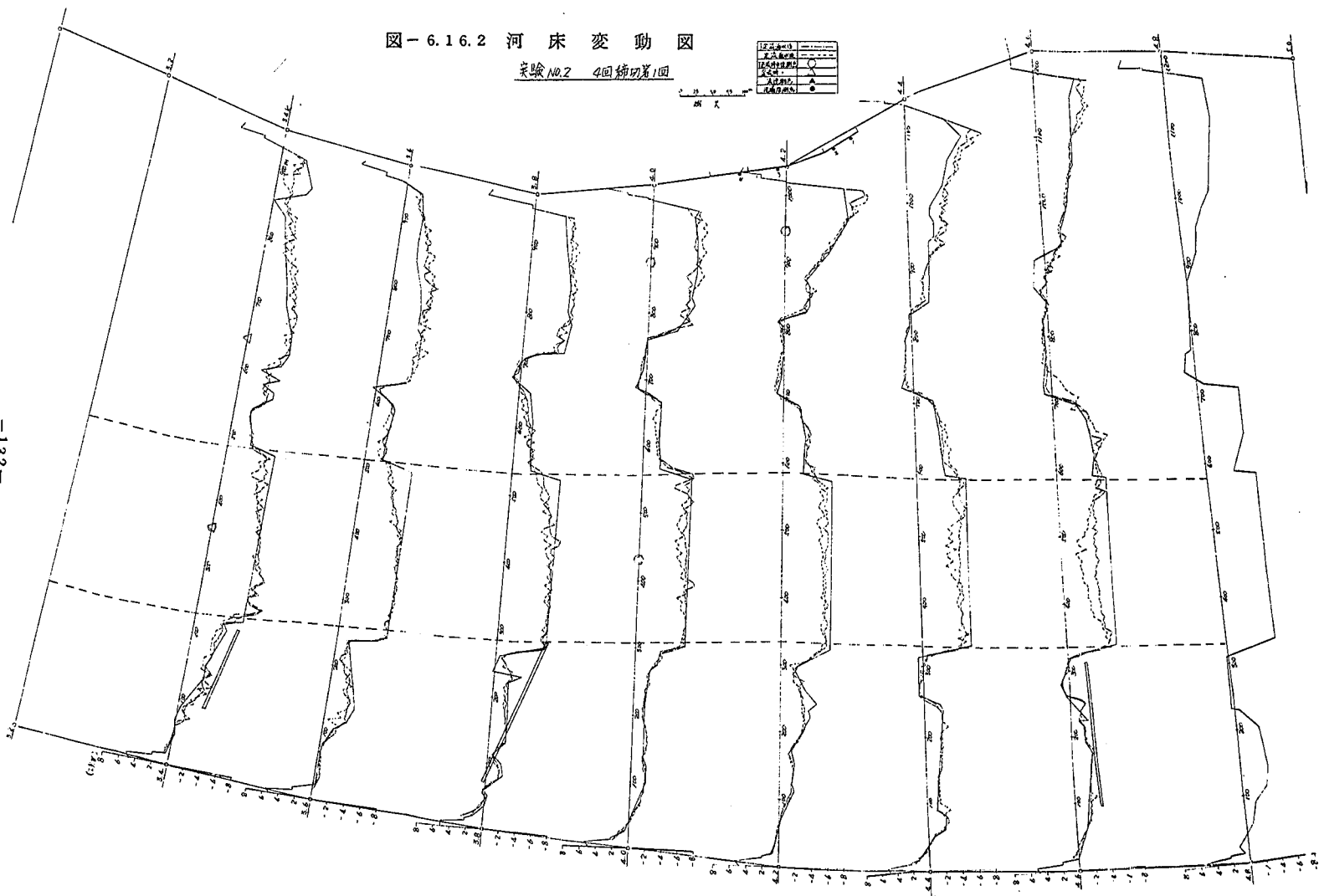




圖-6.17.1 河床變動圖

比例尺 1:1000

图-6.17.2 河床变动图

美陵河 3/4 河床变动图

河床变动线	—
河床变动点	△
河床变动量	○
河床变动方向	→

比例尺 1:1000

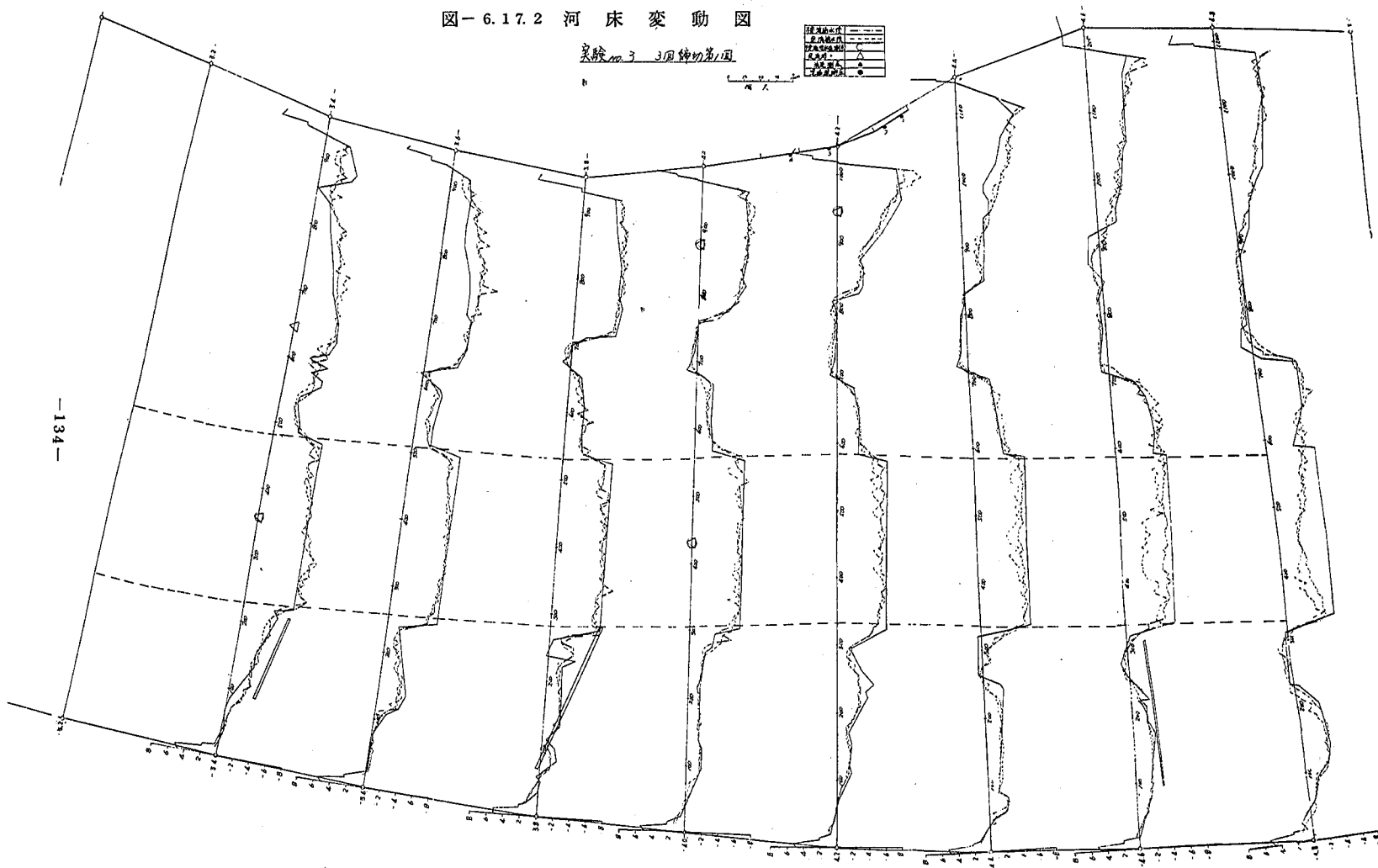




圖-6.18.2 河床變動圖

第104号 40年10月3日

1. 測量方法	水准測量
2. 測量日期	1954年10月3日
3. 測量地點	河床
4. 測量人員	王德勝
5. 測量儀器	水准儀

比例尺 1:1000

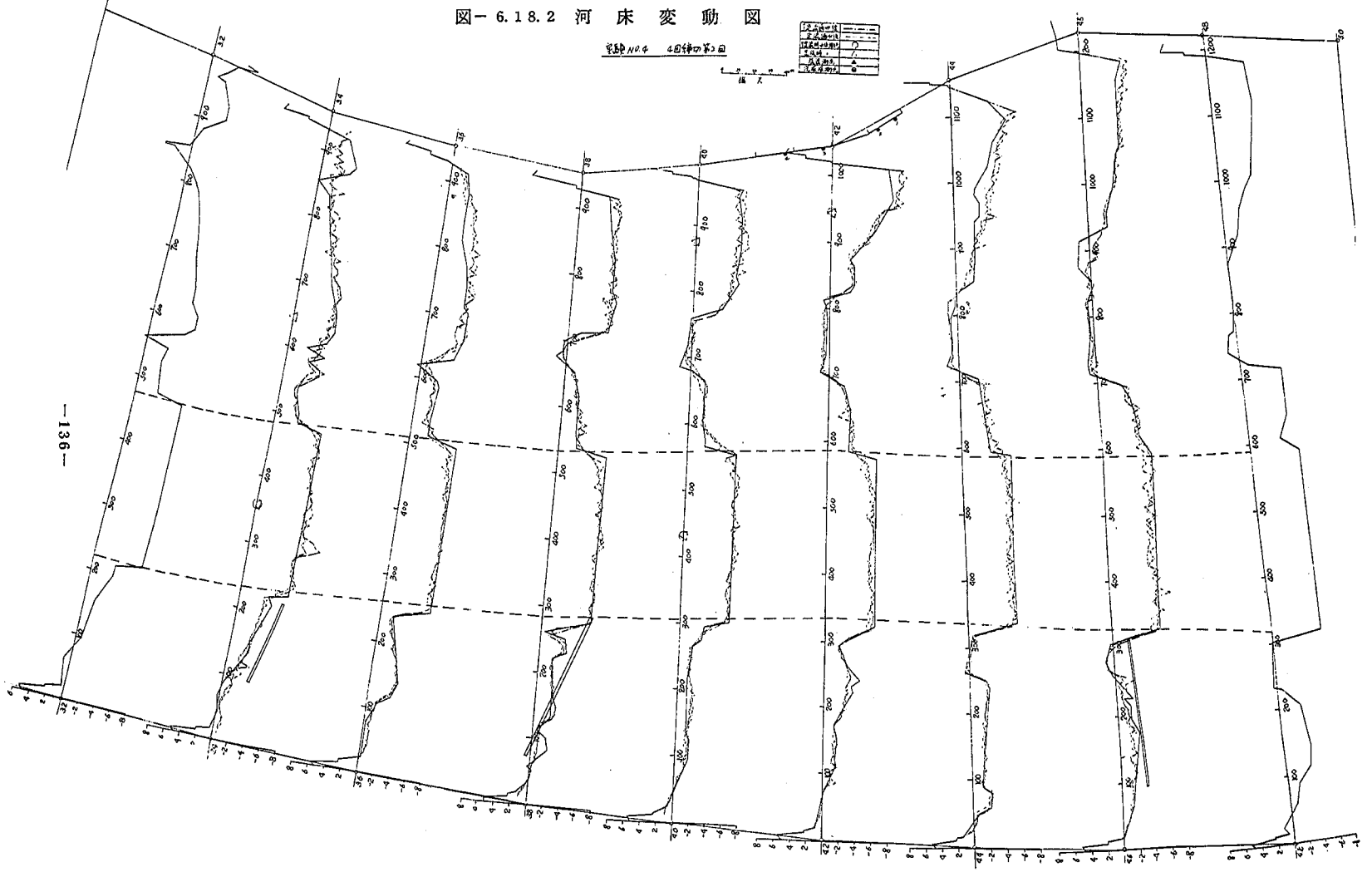


図-6.19.2 河床変動図

定線 NO 5 3回観測の第3回

河床変動	○
河床平均	△
河床最低	●
河床最高	×

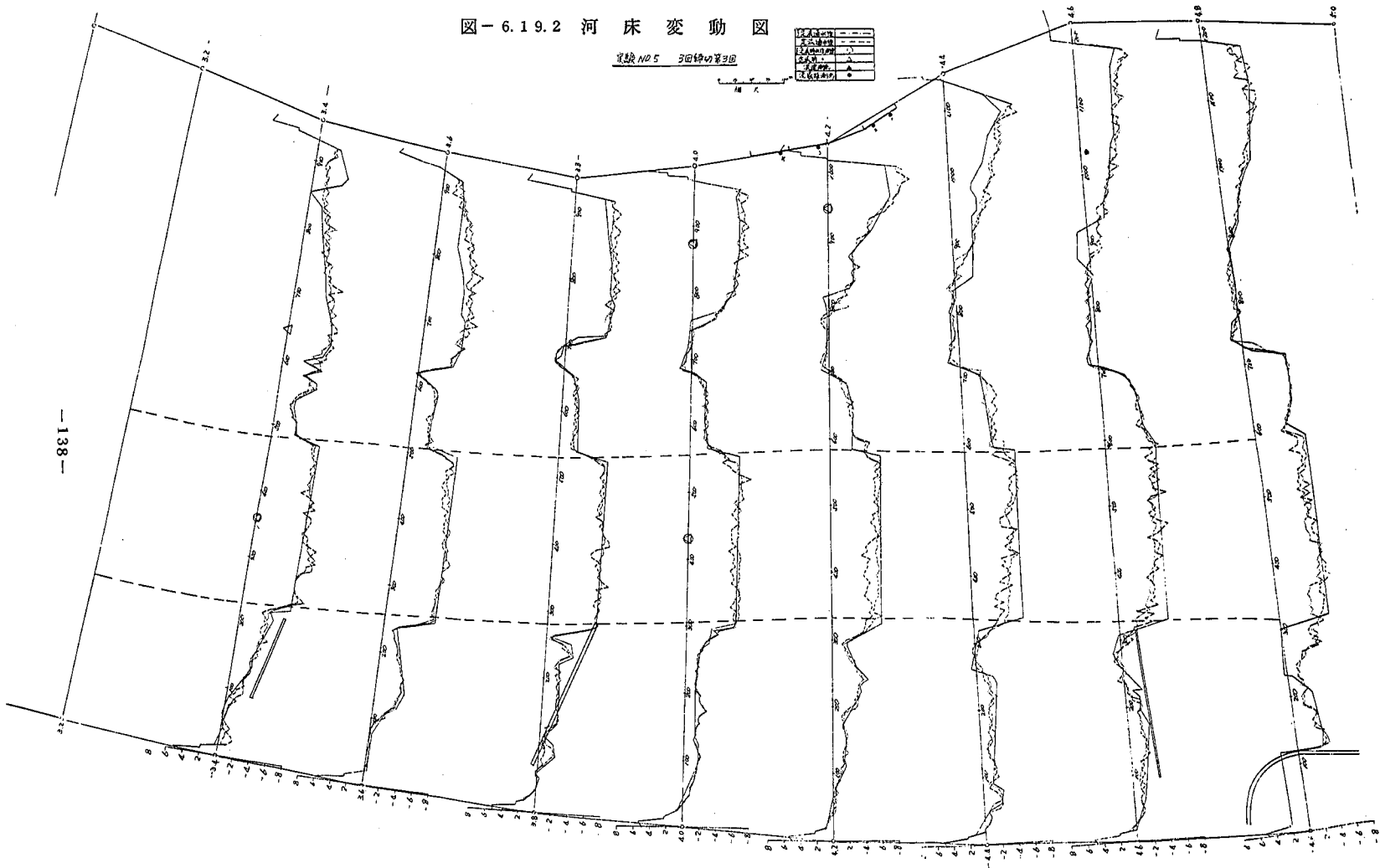




图-6.20.2 河床变动图

图例

1. 设计河床	2. 设计河床
3. 设计河床	4. 设计河床
5. 设计河床	6. 设计河床
7. 设计河床	8. 设计河床
9. 设计河床	10. 设计河床
11. 设计河床	12. 设计河床
13. 设计河床	14. 设计河床
15. 设计河床	16. 设计河床
17. 设计河床	18. 设计河床
19. 设计河床	20. 设计河床
21. 设计河床	22. 设计河床
23. 设计河床	24. 设计河床
25. 设计河床	26. 设计河床
27. 设计河床	28. 设计河床
29. 设计河床	30. 设计河床
31. 设计河床	32. 设计河床
33. 设计河床	34. 设计河床
35. 设计河床	36. 设计河床
37. 设计河床	38. 设计河床
39. 设计河床	40. 设计河床
41. 设计河床	42. 设计河床
43. 设计河床	44. 设计河床
45. 设计河床	46. 设计河床
47. 设计河床	48. 设计河床
49. 设计河床	50. 设计河床
51. 设计河床	52. 设计河床
53. 设计河床	54. 设计河床
55. 设计河床	56. 设计河床
57. 设计河床	58. 设计河床
59. 设计河床	60. 设计河床
61. 设计河床	62. 设计河床
63. 设计河床	64. 设计河床
65. 设计河床	66. 设计河床
67. 设计河床	68. 设计河床
69. 设计河床	70. 设计河床
71. 设计河床	72. 设计河床
73. 设计河床	74. 设计河床
75. 设计河床	76. 设计河床
77. 设计河床	78. 设计河床
79. 设计河床	80. 设计河床
81. 设计河床	82. 设计河床
83. 设计河床	84. 设计河床
85. 设计河床	86. 设计河床
87. 设计河床	88. 设计河床
89. 设计河床	90. 设计河床
91. 设计河床	92. 设计河床
93. 设计河床	94. 设计河床
95. 设计河床	96. 设计河床
97. 设计河床	98. 设计河床
99. 设计河床	100. 设计河床

比例尺 1:1000

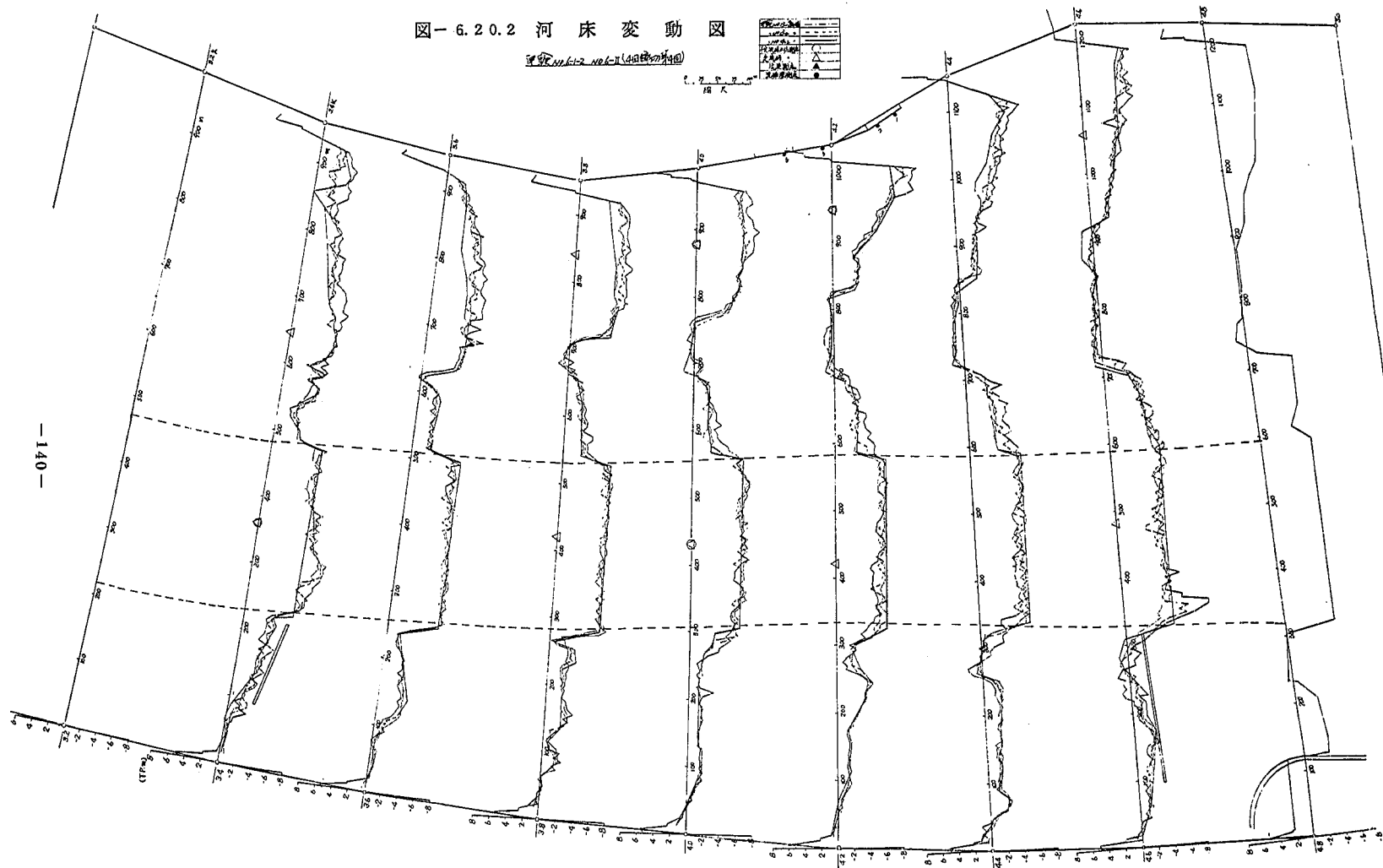


圖-6.2.1.1 時間-洗掘深曲線 (假締切)

單點 NO.2 4回締切1回

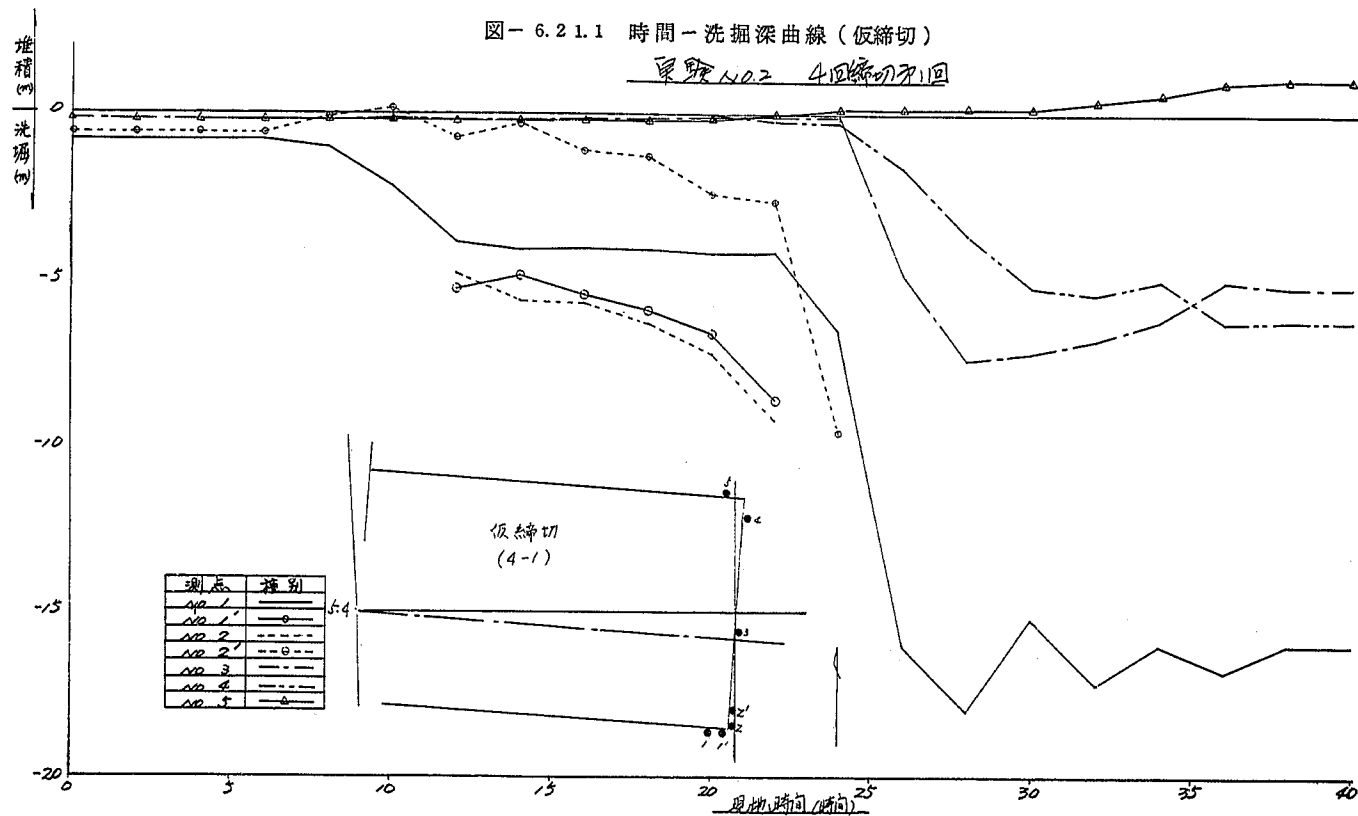


图-6.2.1.2 時間-洗掘深曲線 (仮締切)

実験 No. 3 3回締切第1回

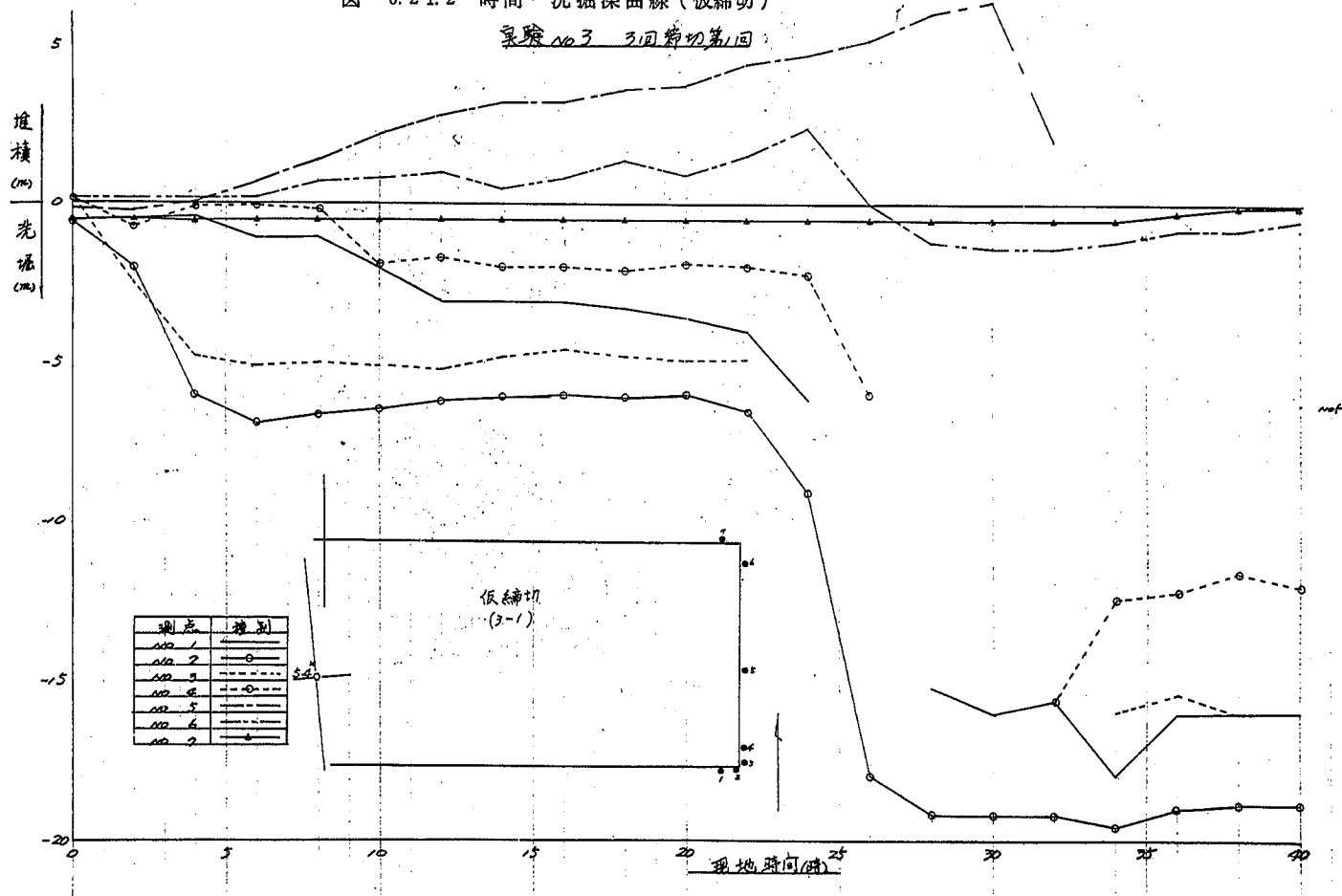


図-6.2.1.3 時間-洗掘深曲線 (仮締切)

実験 NO. 4 同締切第 2 回

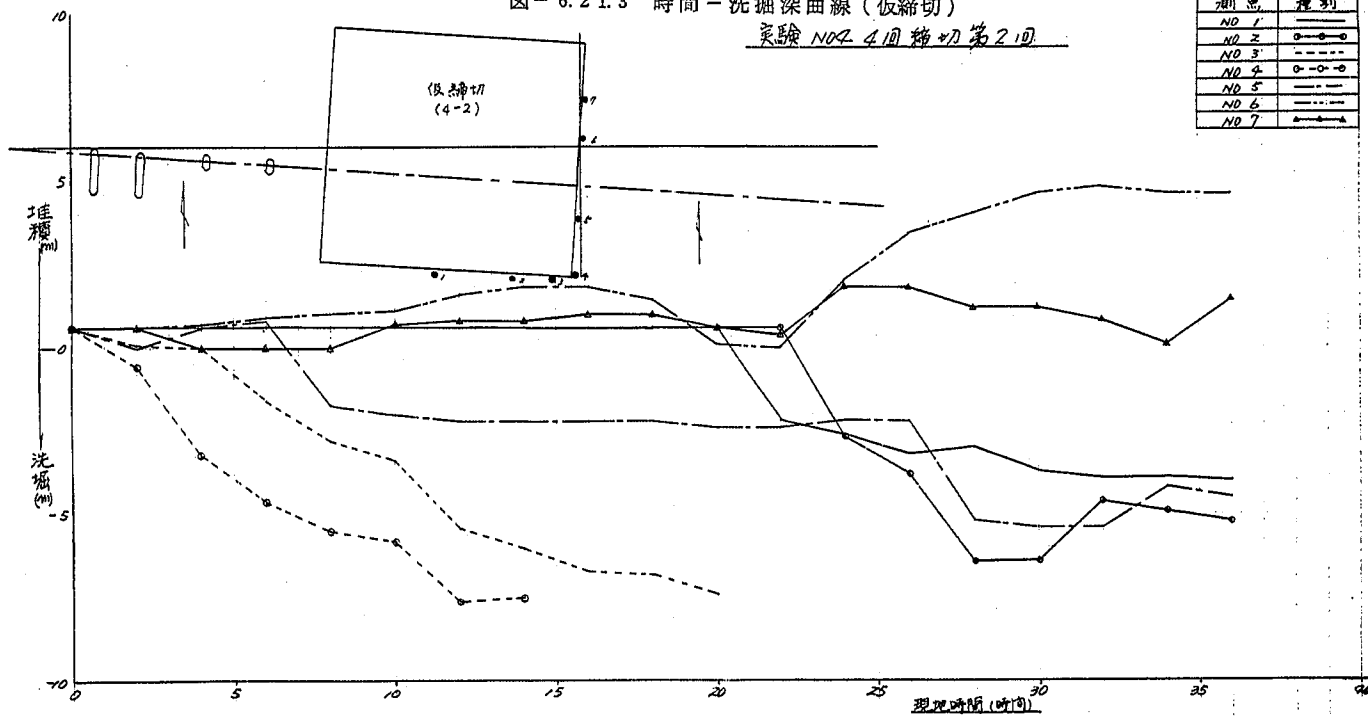


図-6.2.1.4 時間-洗掘深曲線 (仮締切)

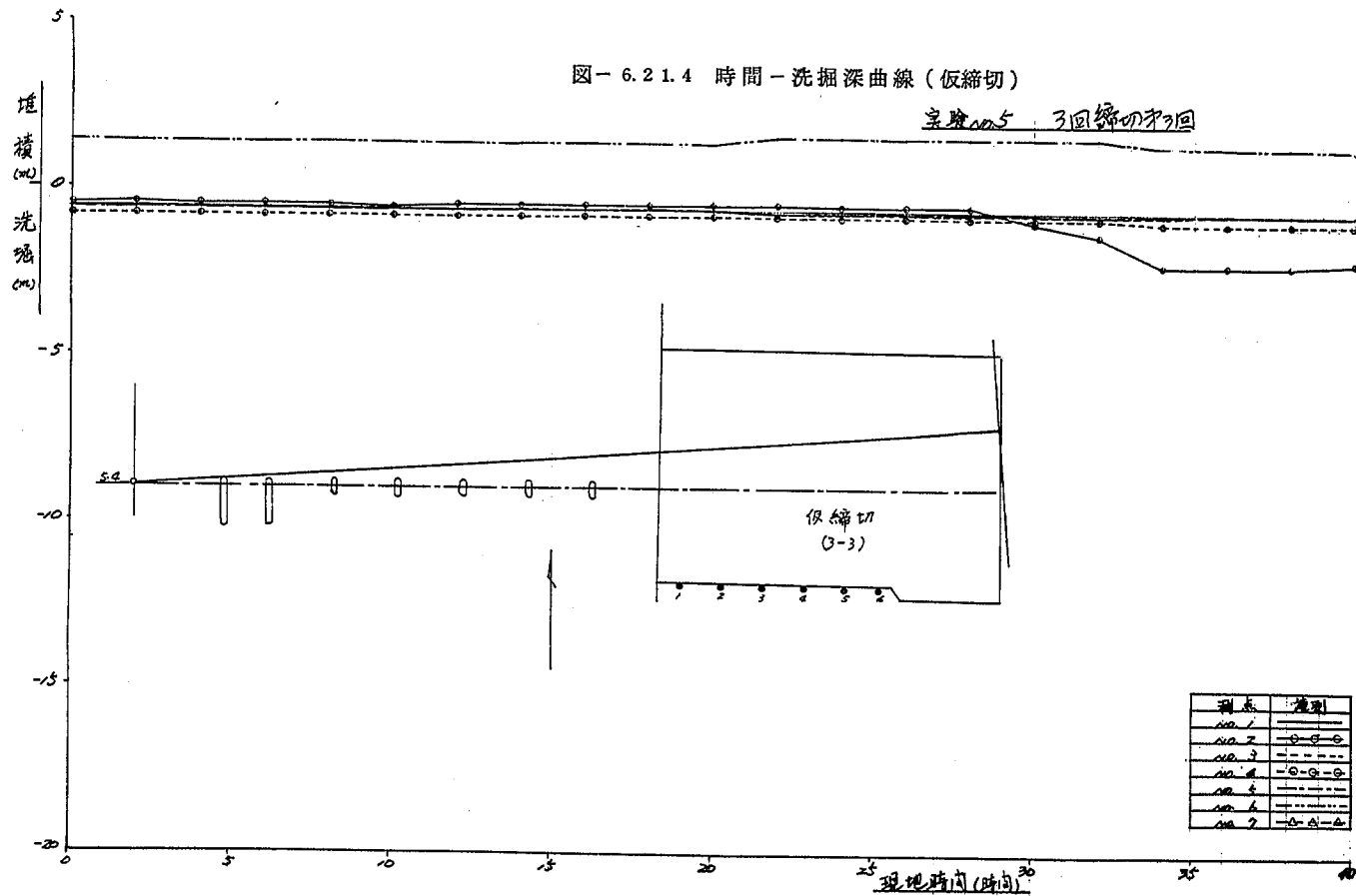


図-6.22.i 等高線図 実験No.2-1(4回締切第1回)

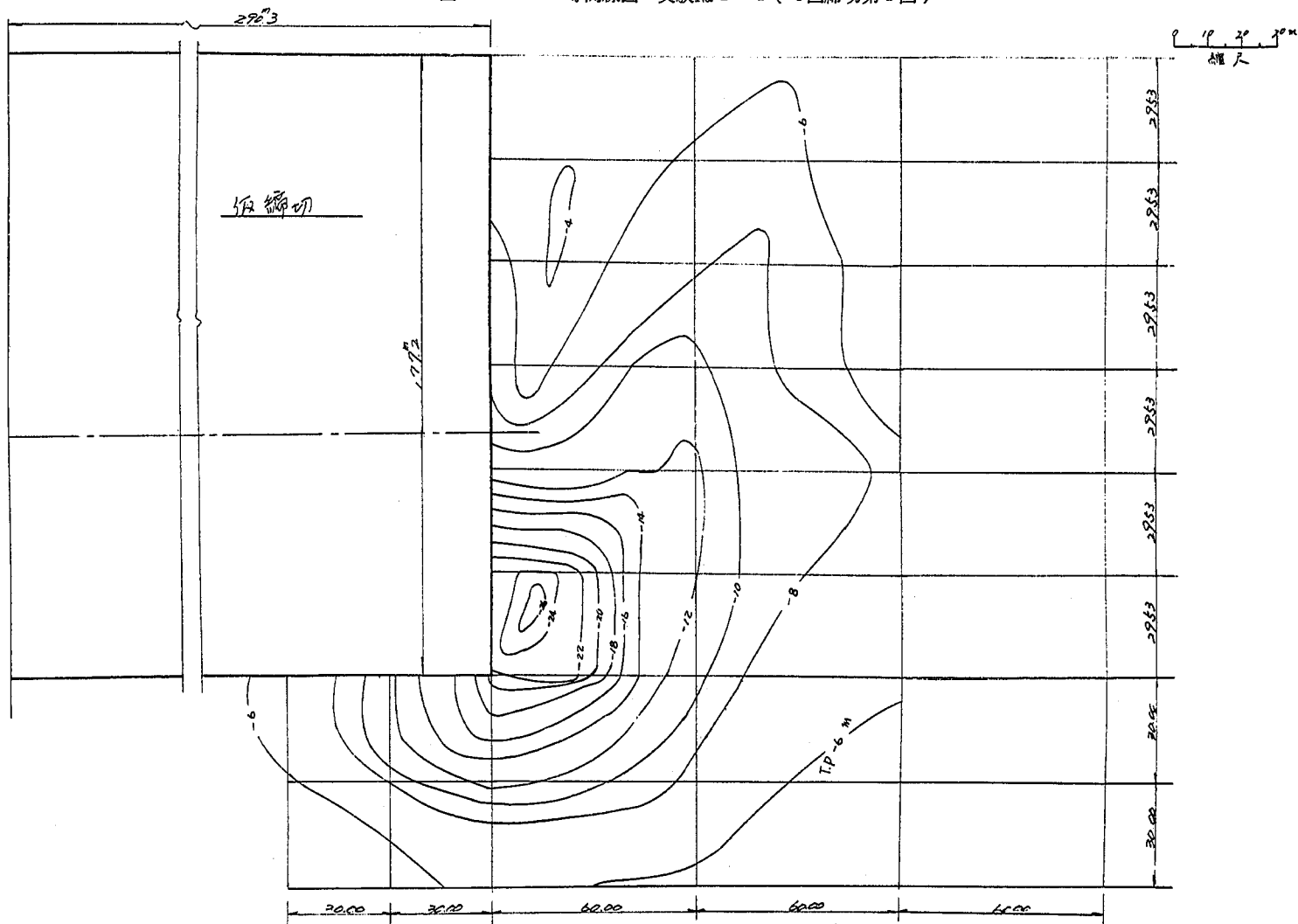


図-6.2.2.2 等高線図 実験No.2-2(4回締切第1回)

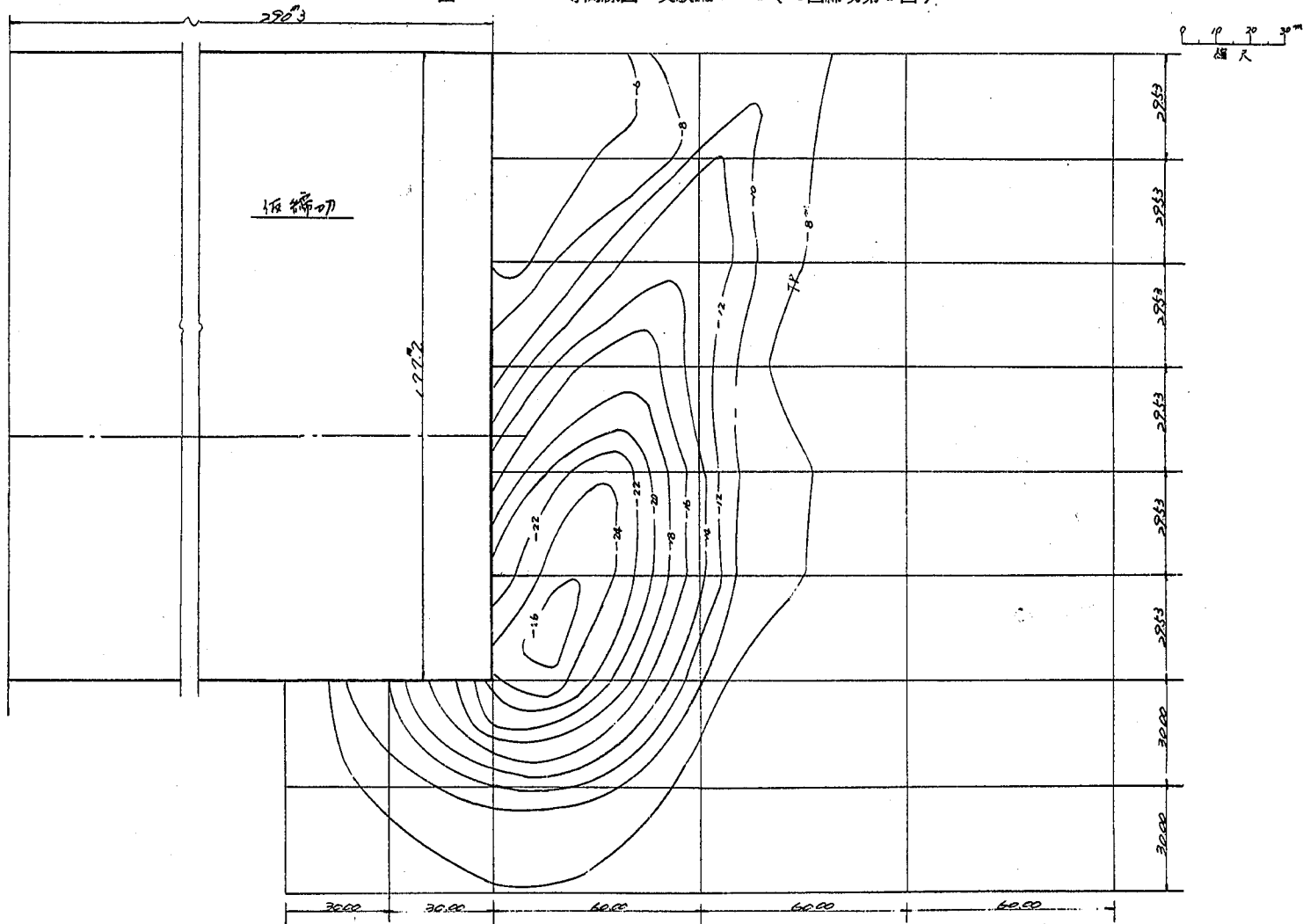


図-6.23.1 等高線図 実験No.3-1(3回締切第1回)

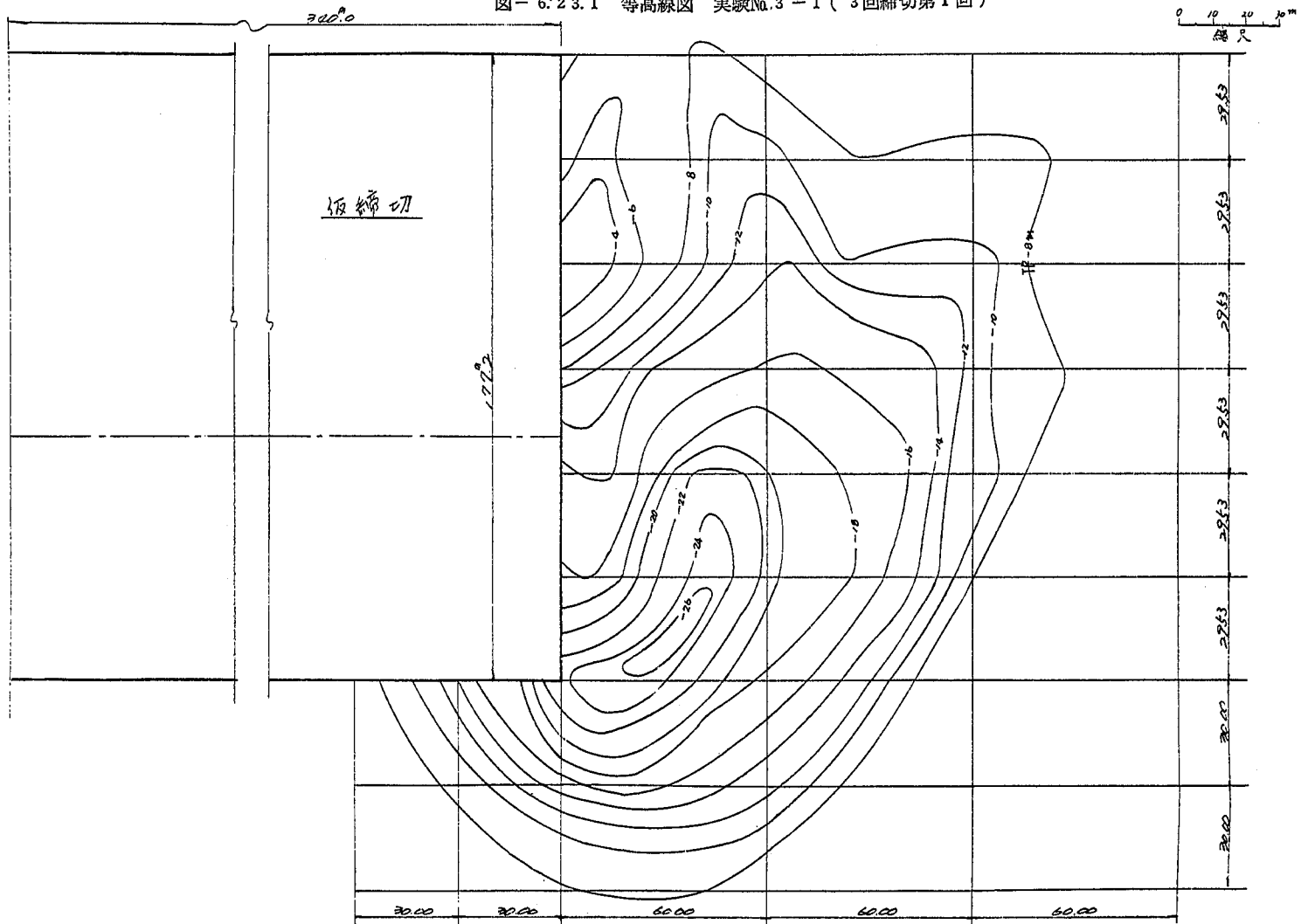


図-6.23.2 等高線図 実験No.3-2 (3回締切第1回)

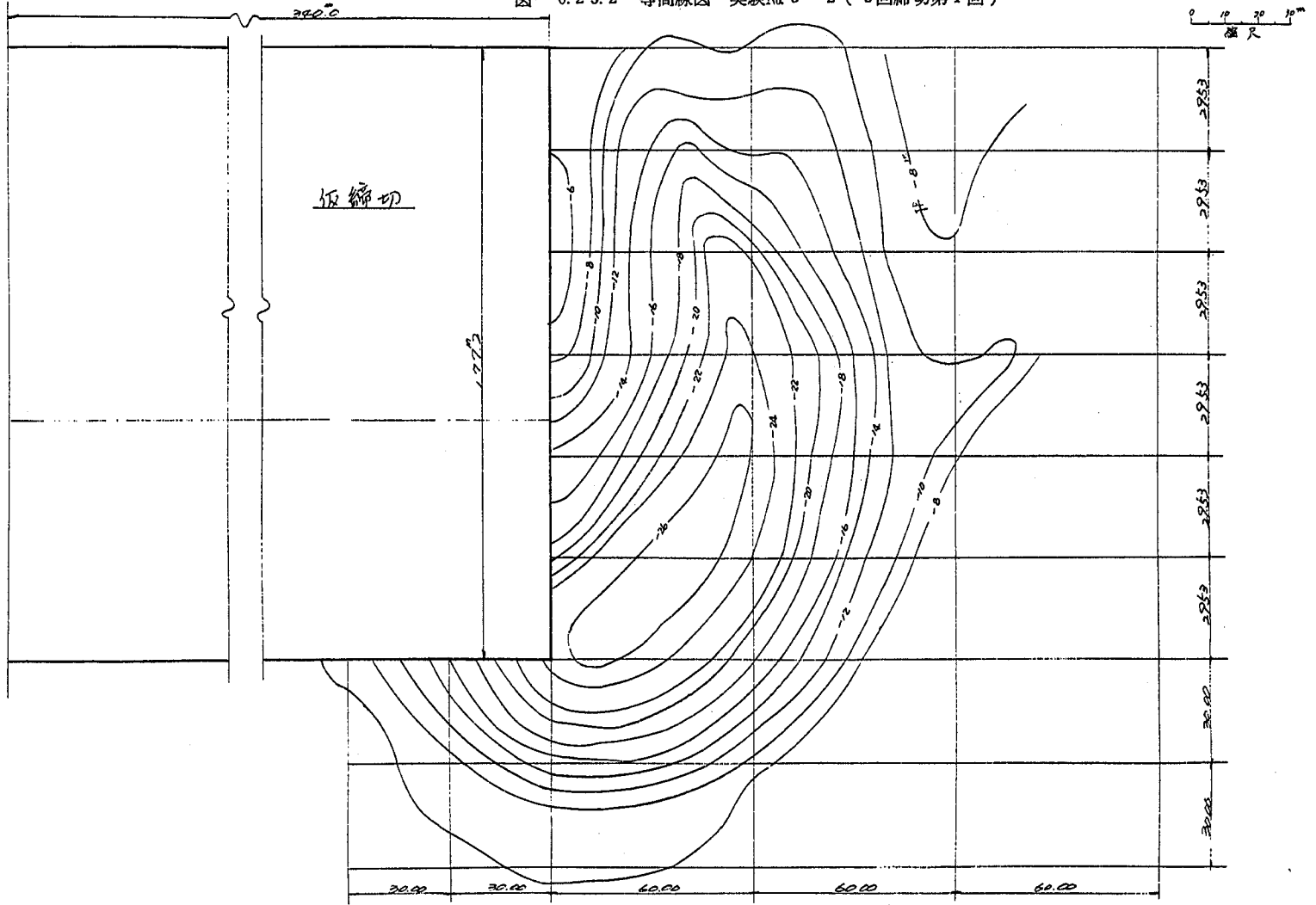


图-6.24.1 等高线图 实验 NO. 4-2 (4回样切半法)

0 10 20 30 40
厘米

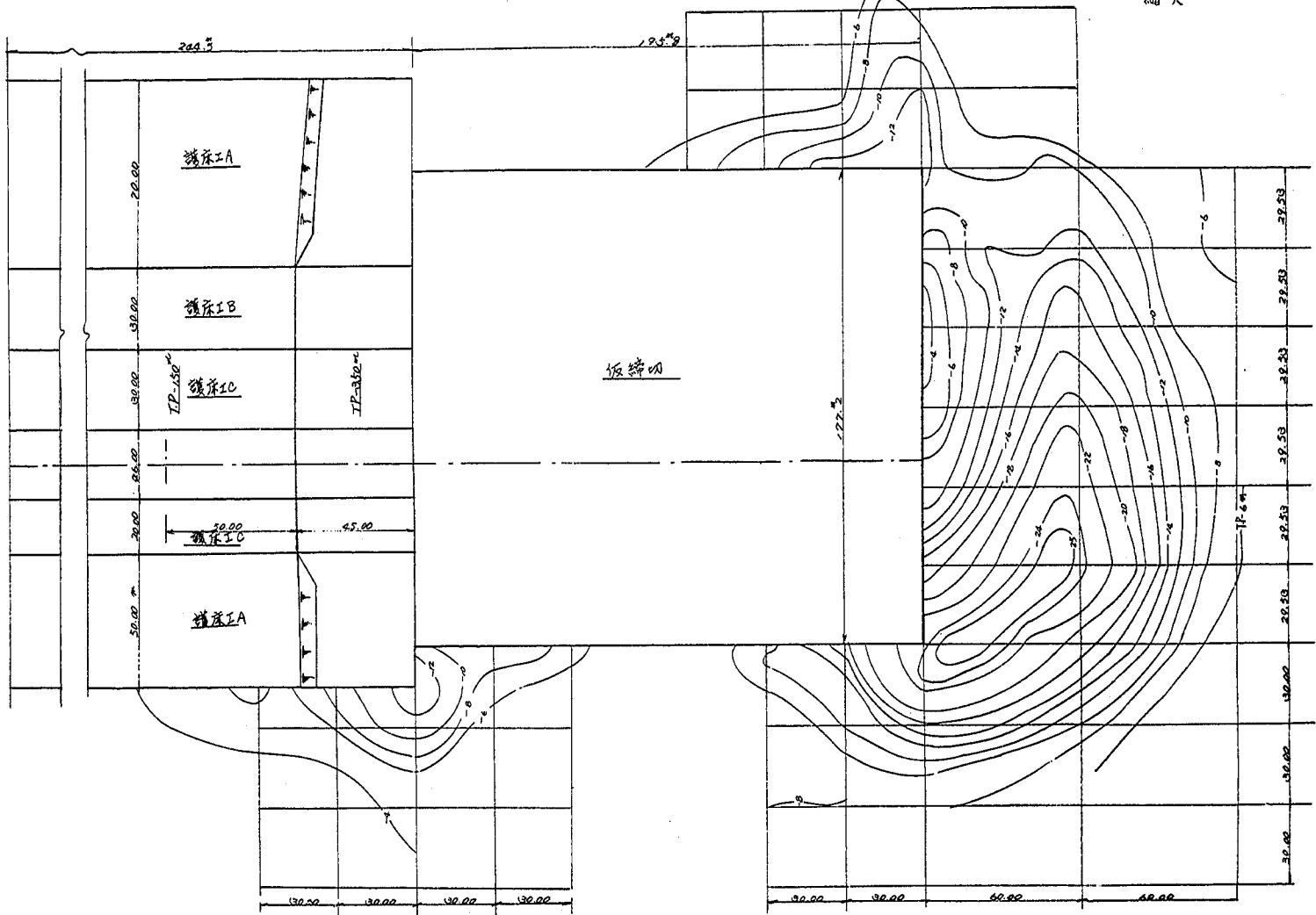


图-6.24.2 等高线图 单线 NO. 4-1 (4回线切本回)

0 10 20 30 40
米

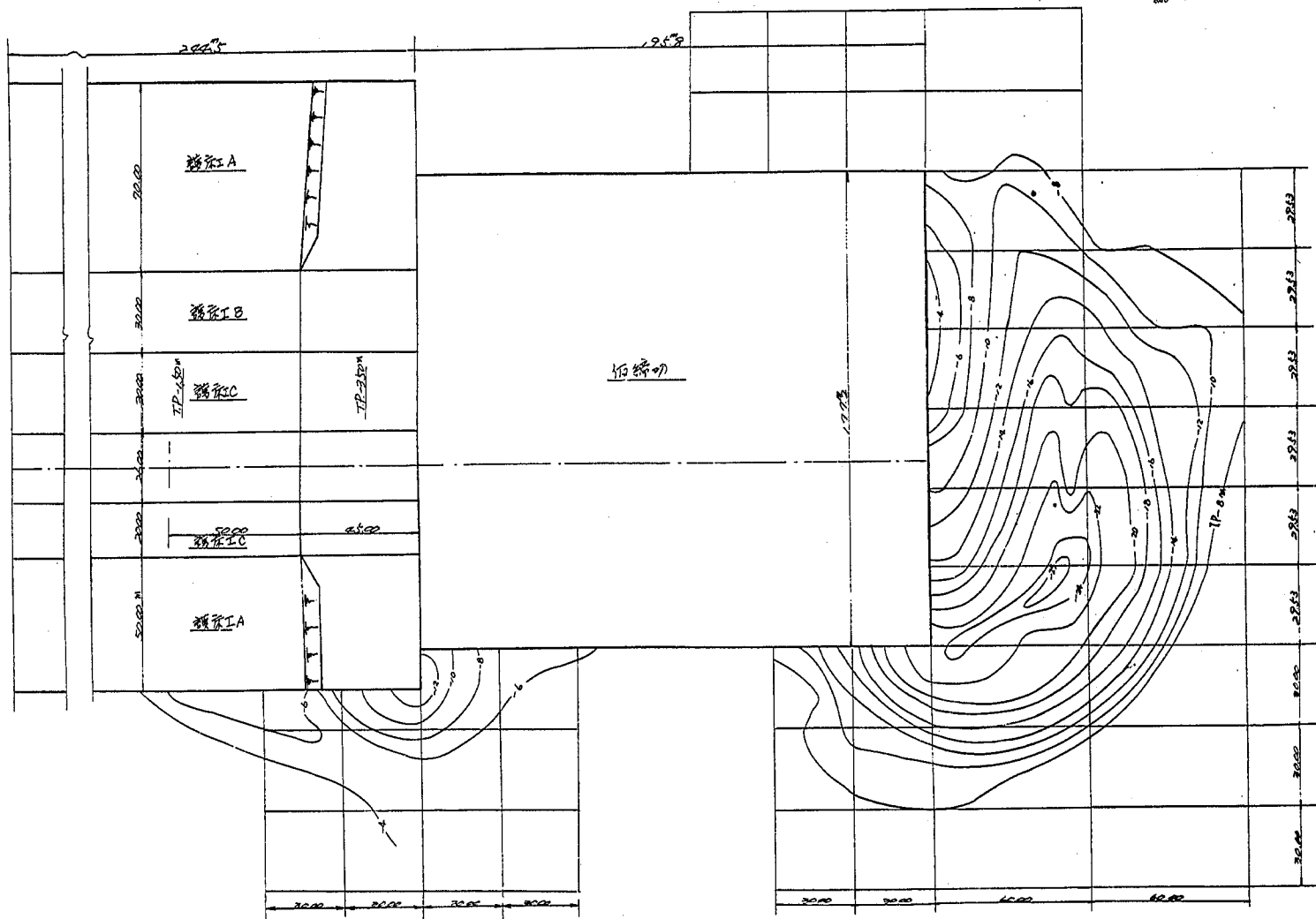


图-6.25.2 等高线图 审核人: 李 (3000000000)

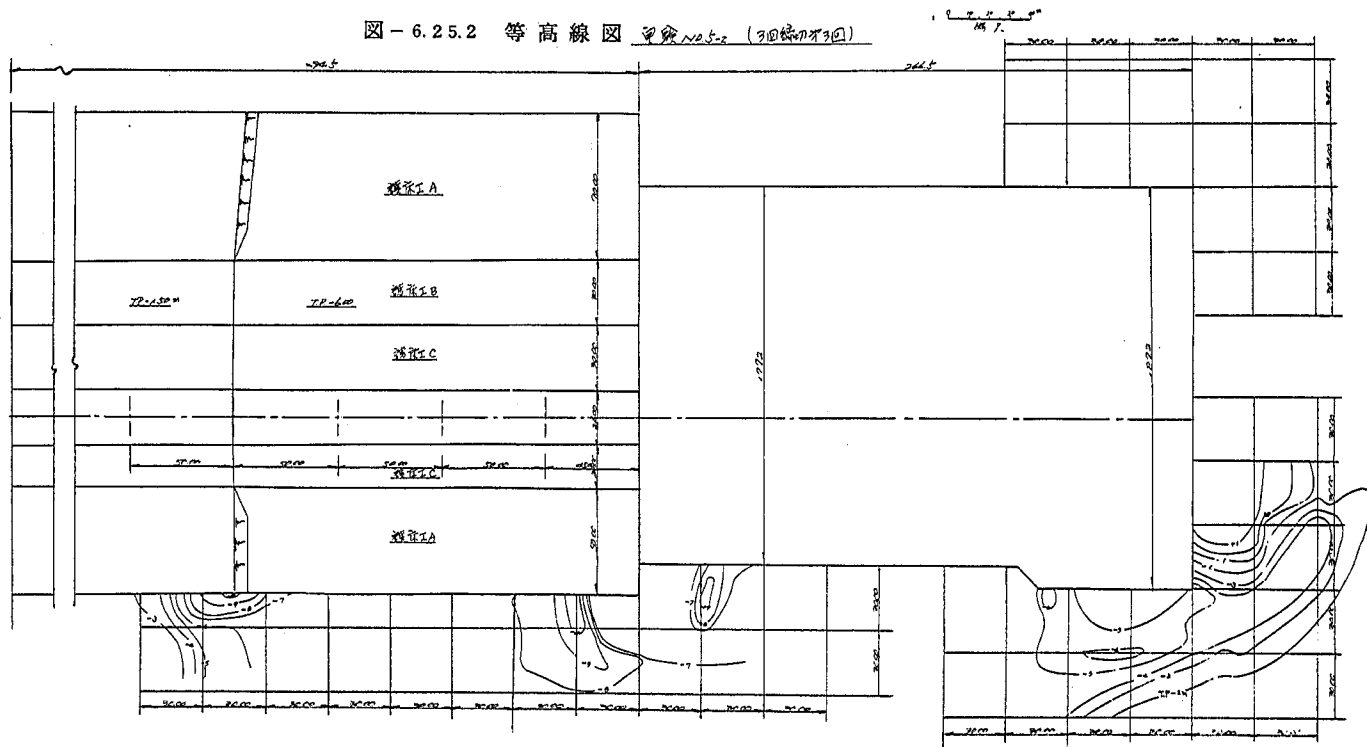


図-6.26.1 時間-洗掘深曲線 (伊勢大橋)

実験 NO. 1 現状形

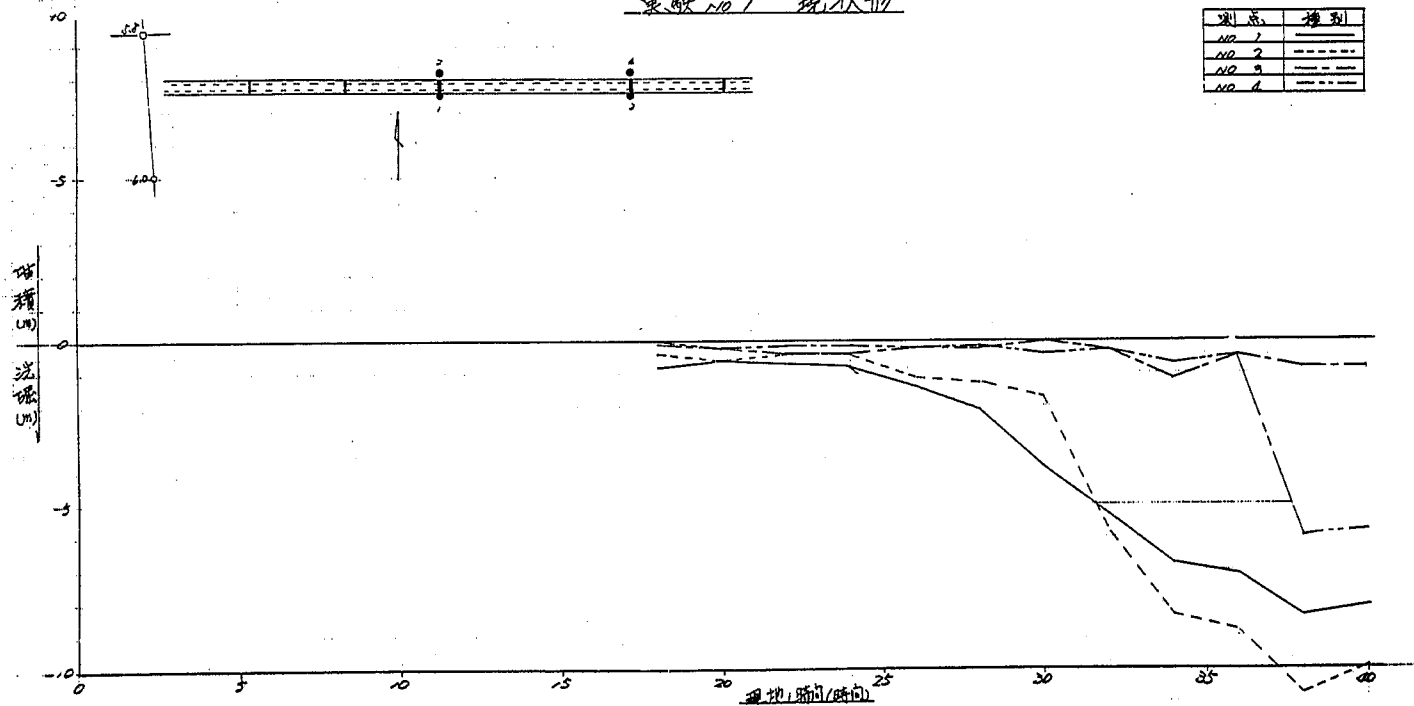


図-6.26.2 時間-洗堀深曲線 (伊勢大橋)

実験 No. 2 4回掃切第1回

測点	掃別
NO. 1	-----
NO. 2	-----
NO. 3	-----
NO. 4	-----

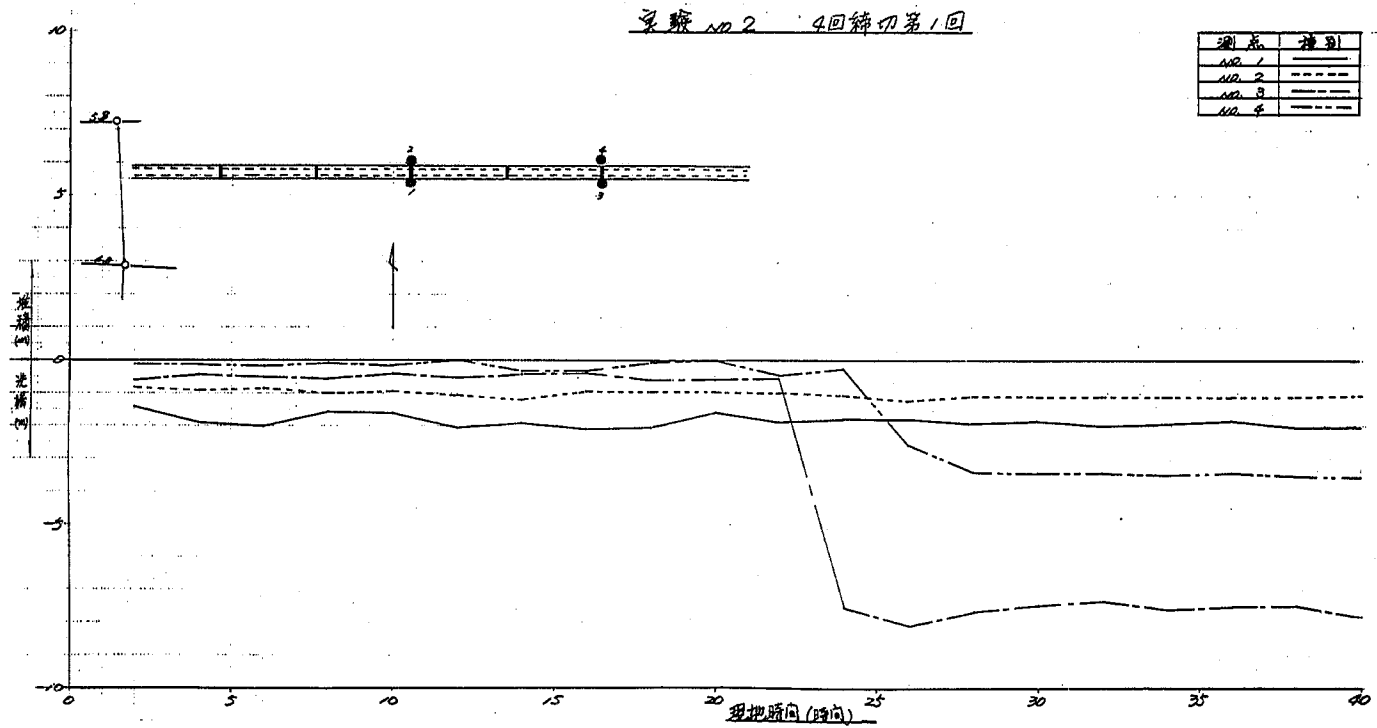


図 - 6.26.3 時間 - 洗堀深曲線 (伊勢大橋)

実験 No 3 3回節切第1回

測定	種類
No 1	——
No 2	——
No 3	——
No 4	——

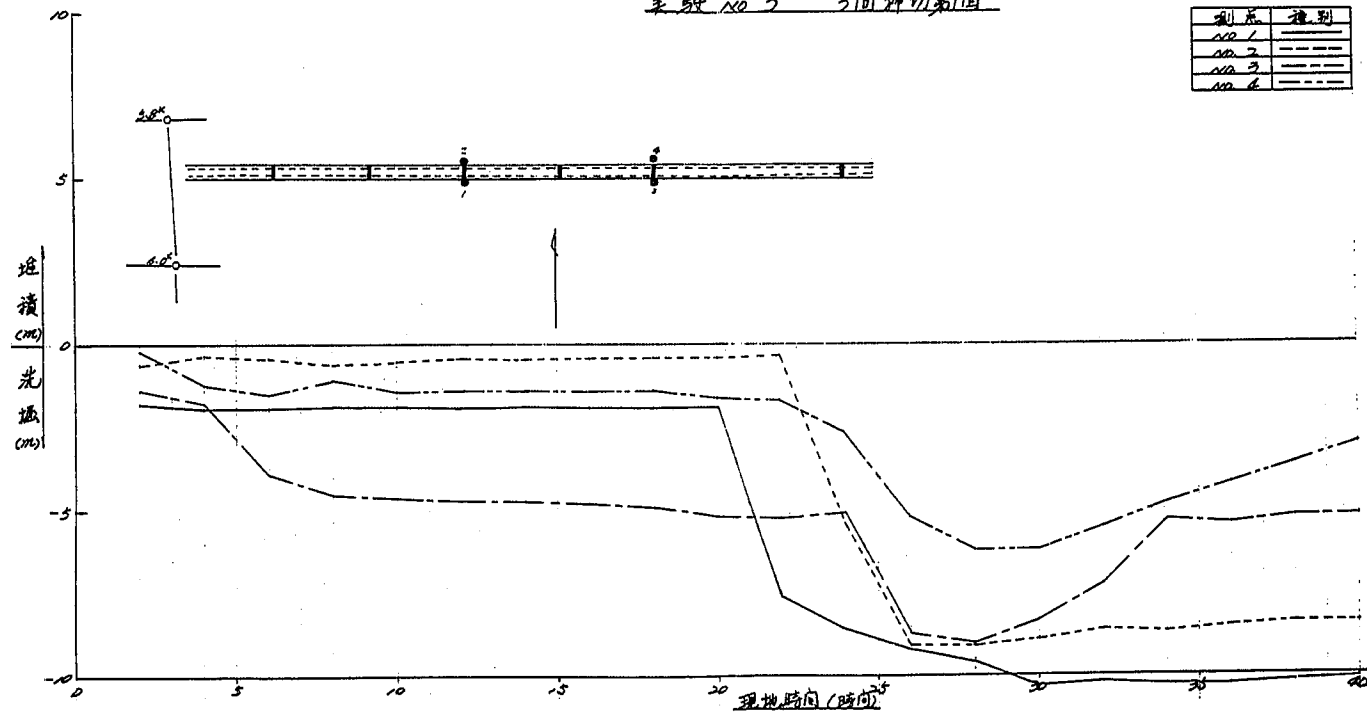


図-6.26.4 時間-洗堀深曲線 (伊勢大橋)

実験 NO.4 4回掃切 第2回

測点	種類
NO.1	——
NO.2	----
NO.3	----
NO.4	----

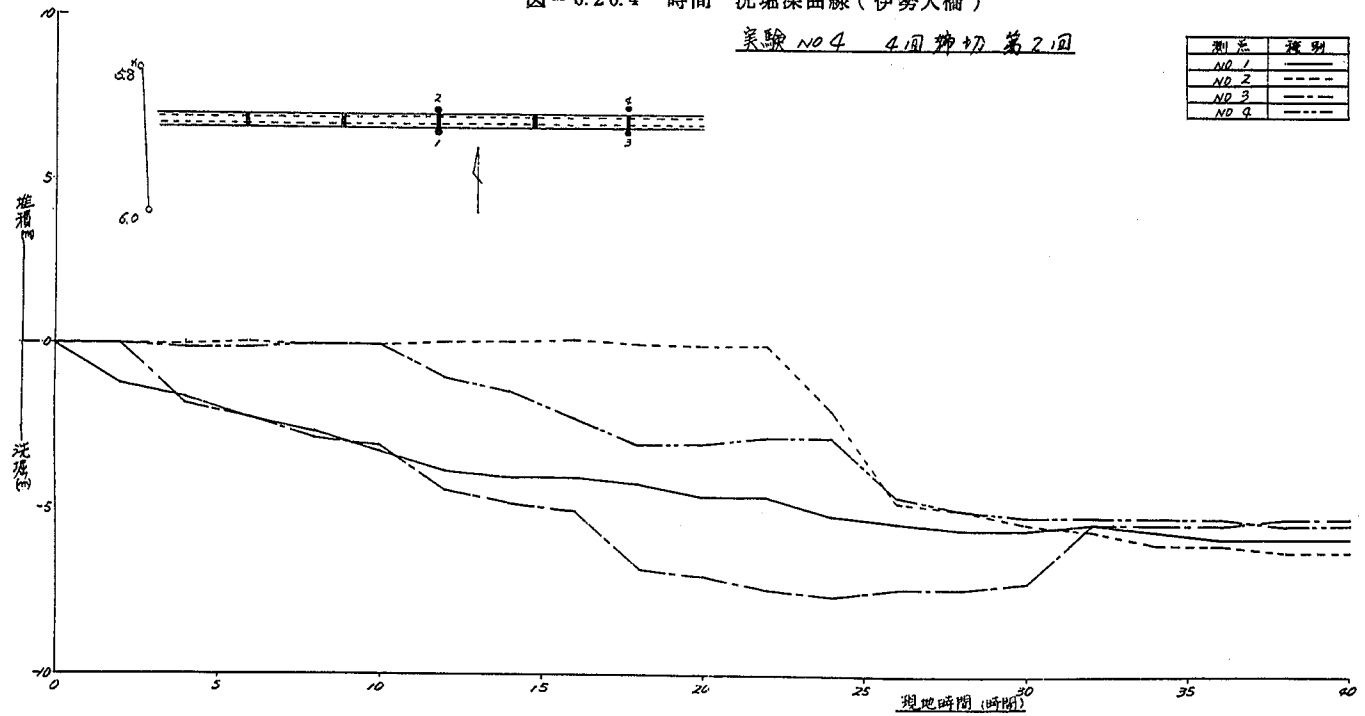


図 - 6.26.5 時間 - 洗堀深曲線 (伊勢大橋)

実験 No. 5 3回掃り3回

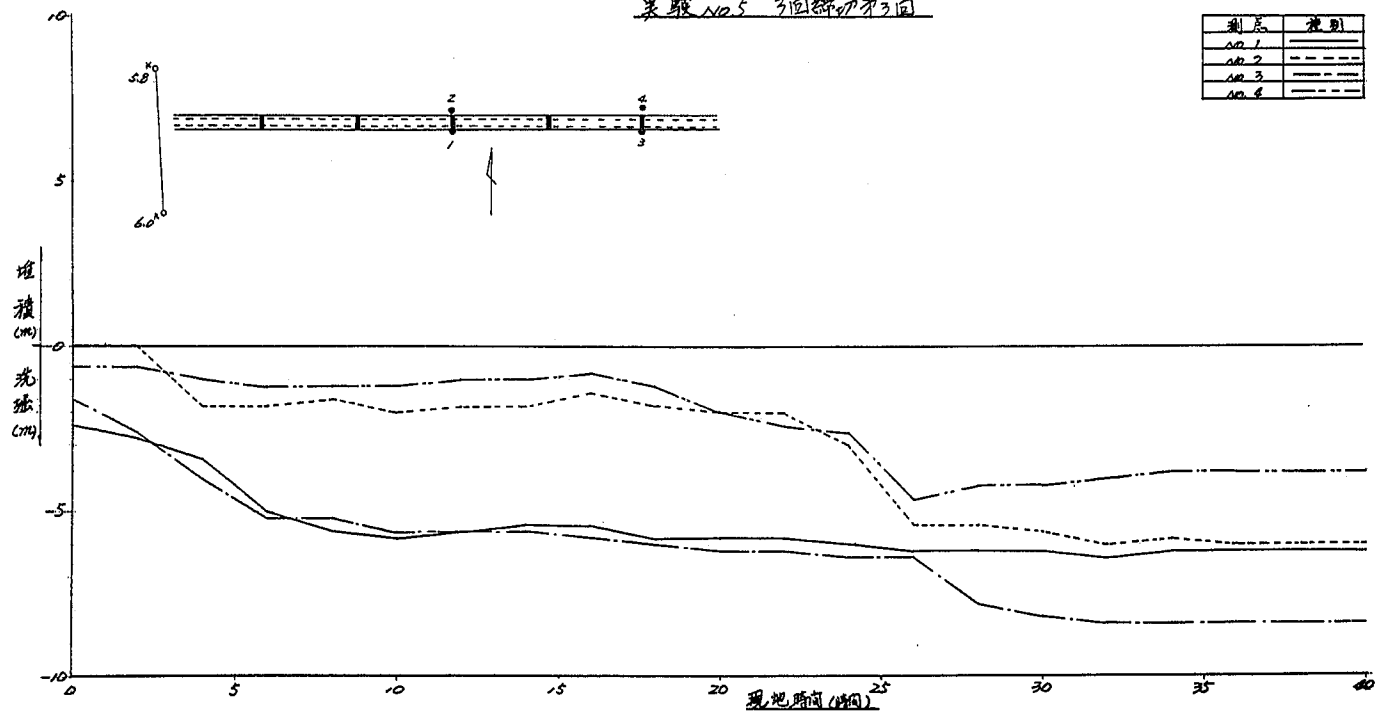


圖 - 6.26.6 時間 - 洗堀深曲線 (伊勢大橋)

資料 6.26.1 (4回繰切第4回)

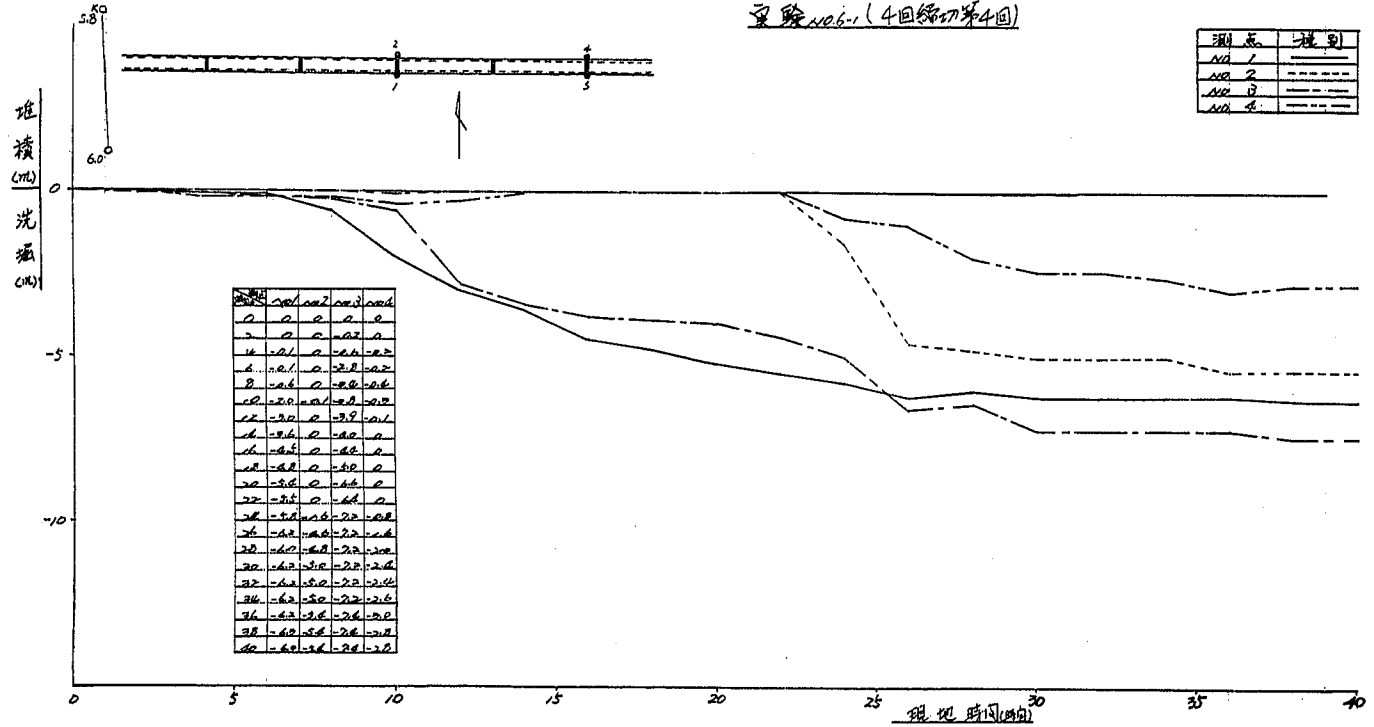
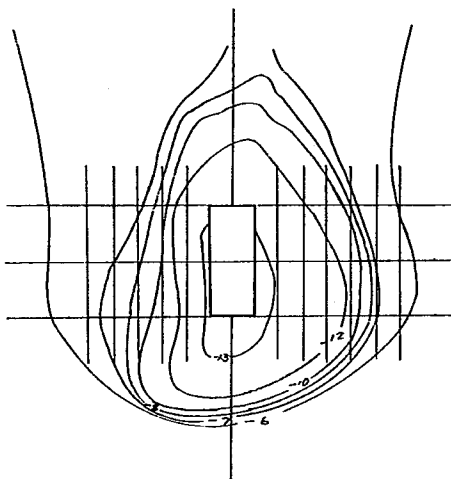


図-6.27.1 等高線図（伊勢大橋）

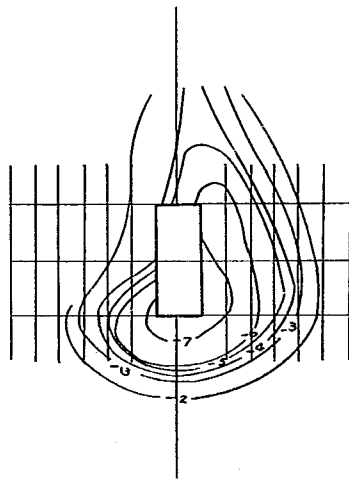
0 5 10 15 20 m
橋天

実験 NO.1-1 (現状形)

NO.3 ピア-

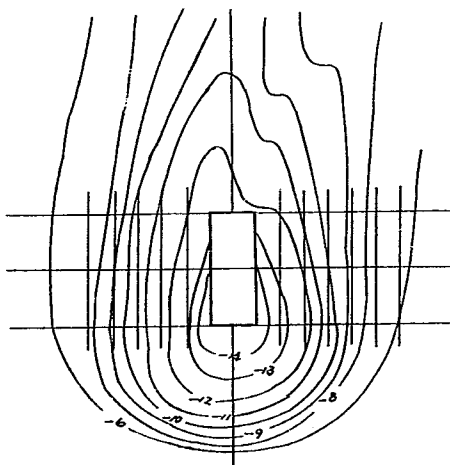


NO.5 ピア-



実験 NO.1-2 (現状形)

NO.3 ピア-



NO.5 ピア-

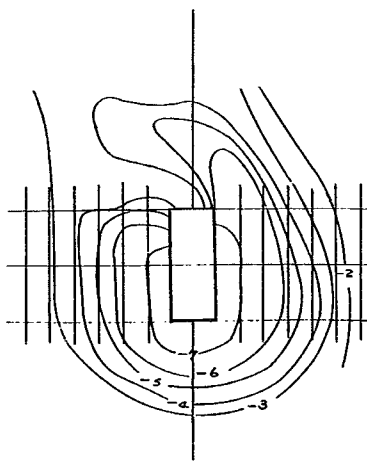
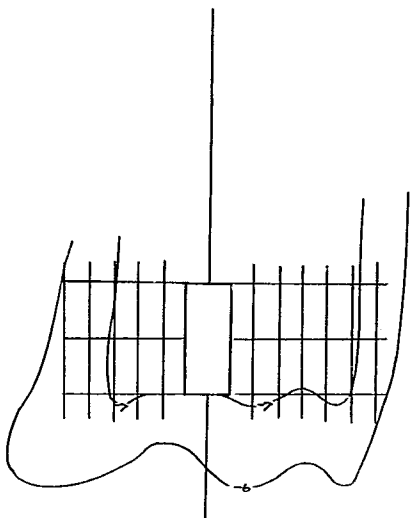


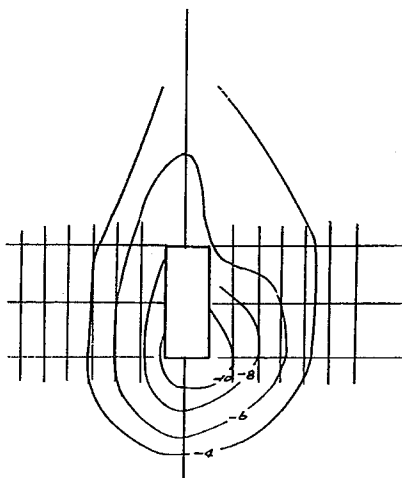
図-6.27.2 等高線図（伊勢大橋）

実験NO2-1(4回締切才1回) 縮尺 1:10,000

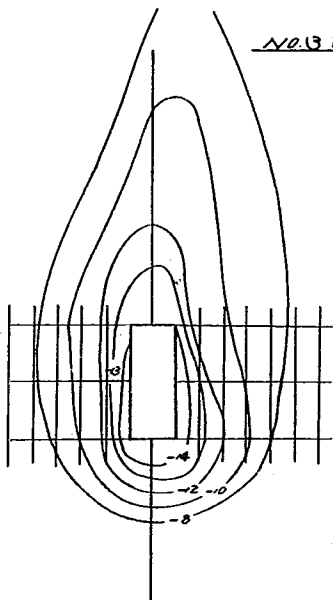
NO.3 江戸



NO.5 江戸



NO.3 江戸



NO.5 江戸

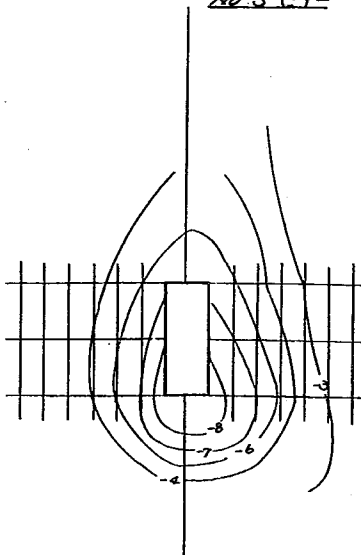
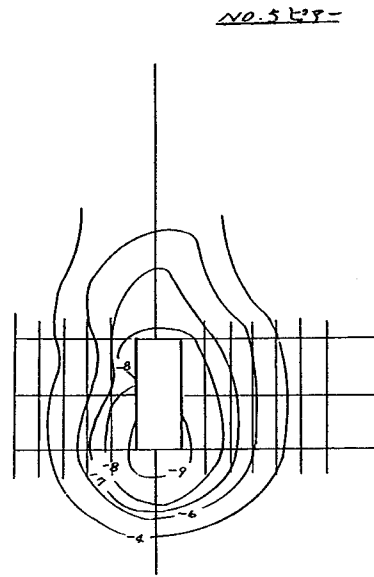
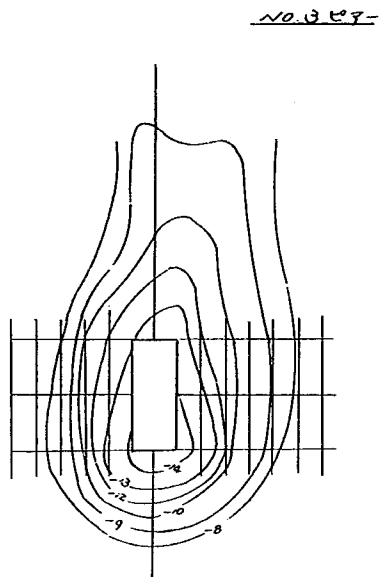


図-6.27.3 等高線図 (伊勢大橋)

実験 NO.3-1 (3回繰り返し1回) 2 3 4 5 6 7 8 9 10
倍尺



実験 NO.3-2 (3回繰り返し1回)

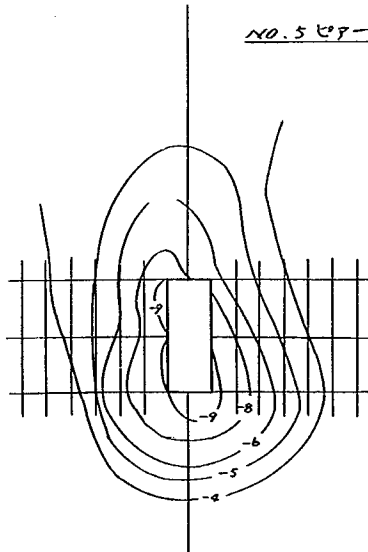
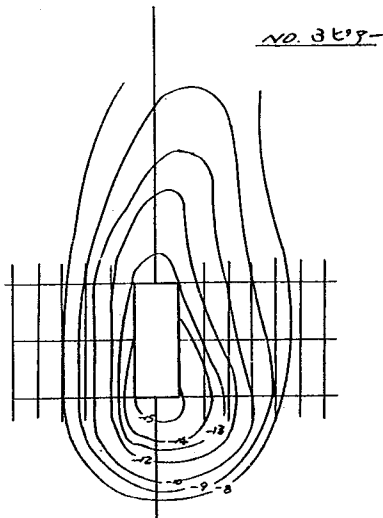
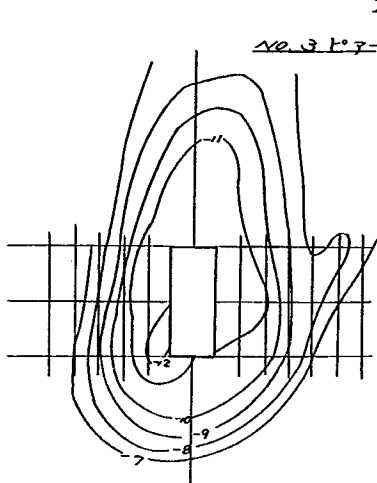


図-6.27.4 等高線図（伊勢大橋）

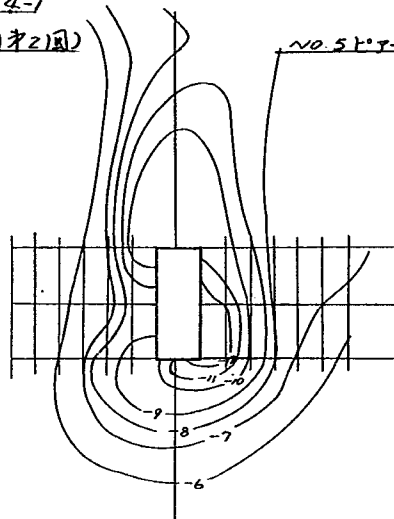
9.1.10.11.12
高さ

実験 NO.4-1

NO.3トア- (4回繰り返し2回)

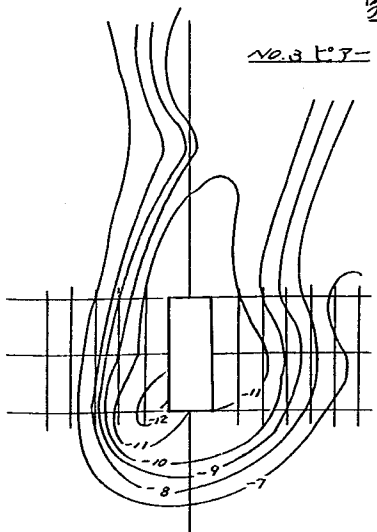


NO.5トア-



実験 NO.4-2

NO.3トア- (4回繰り返し2回)



NO.5トア-

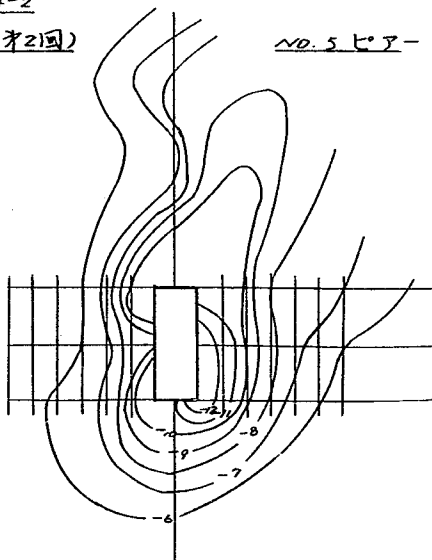


図-6.27.5 等高線図 (伊勢大橋)

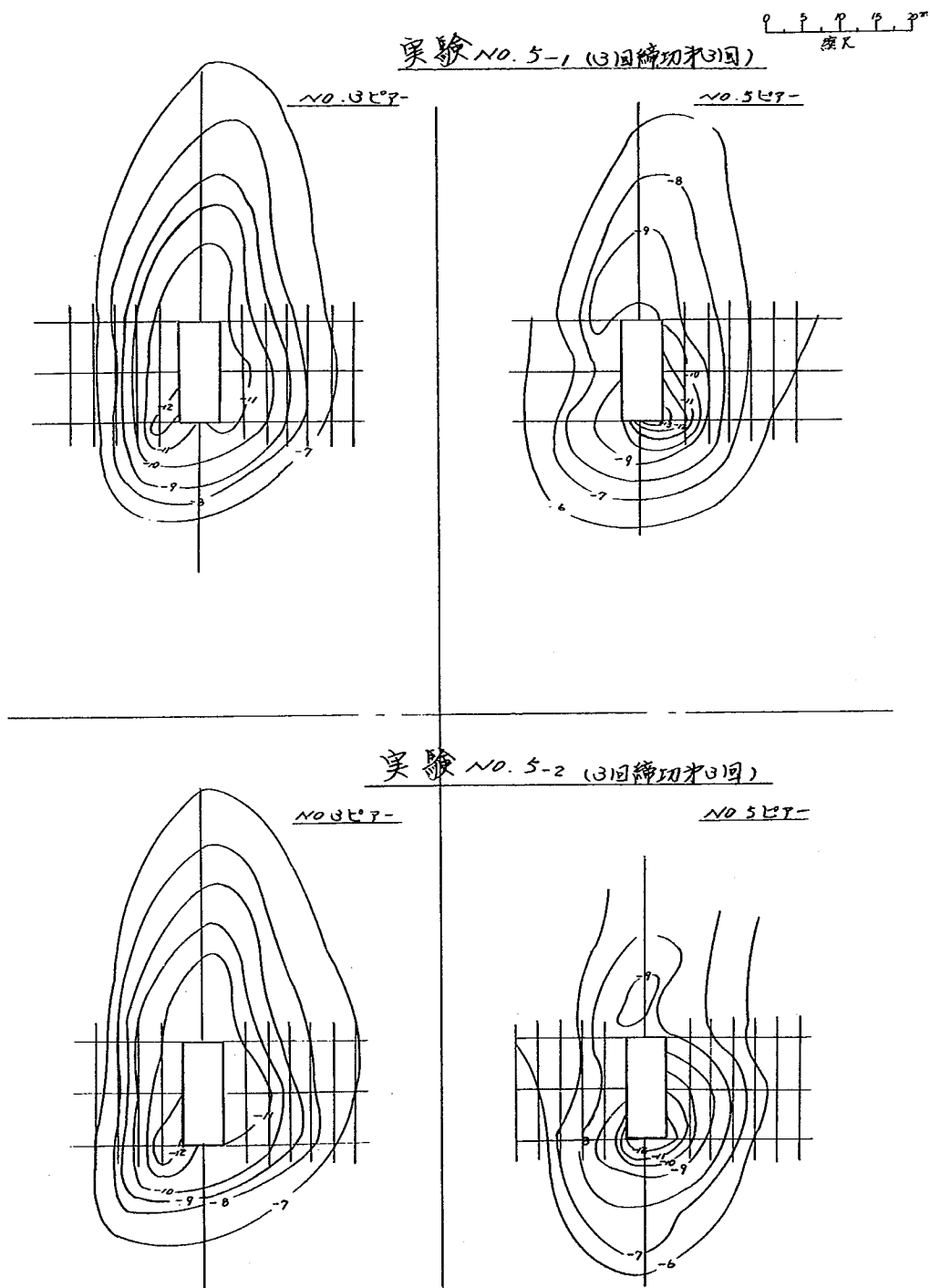


図-6.27.6 等高線図 (伊勢大橋)

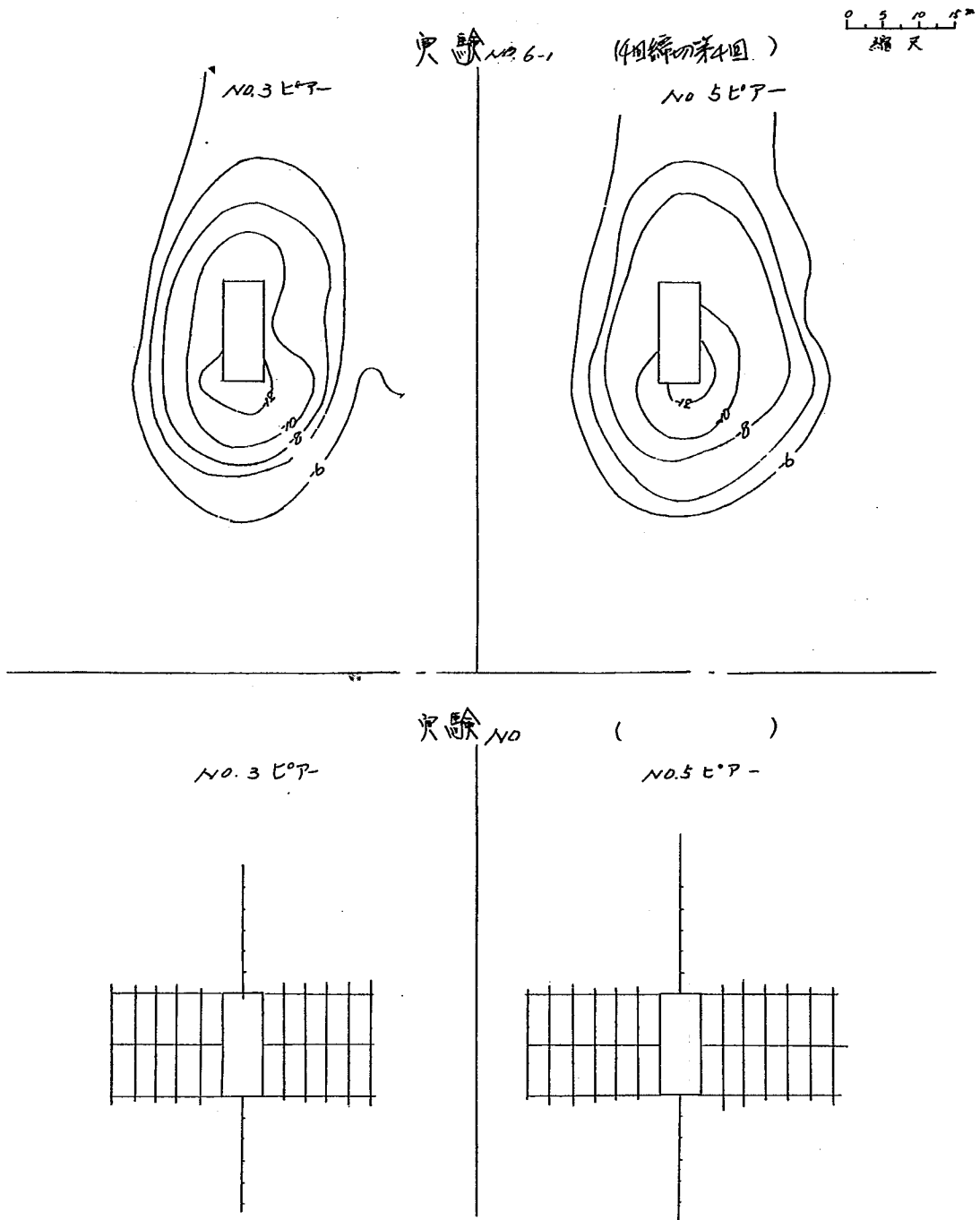


図-6.28.1 時間-洗堀深曲線 (吉の丸護岸)

実験 NO.1 現状形

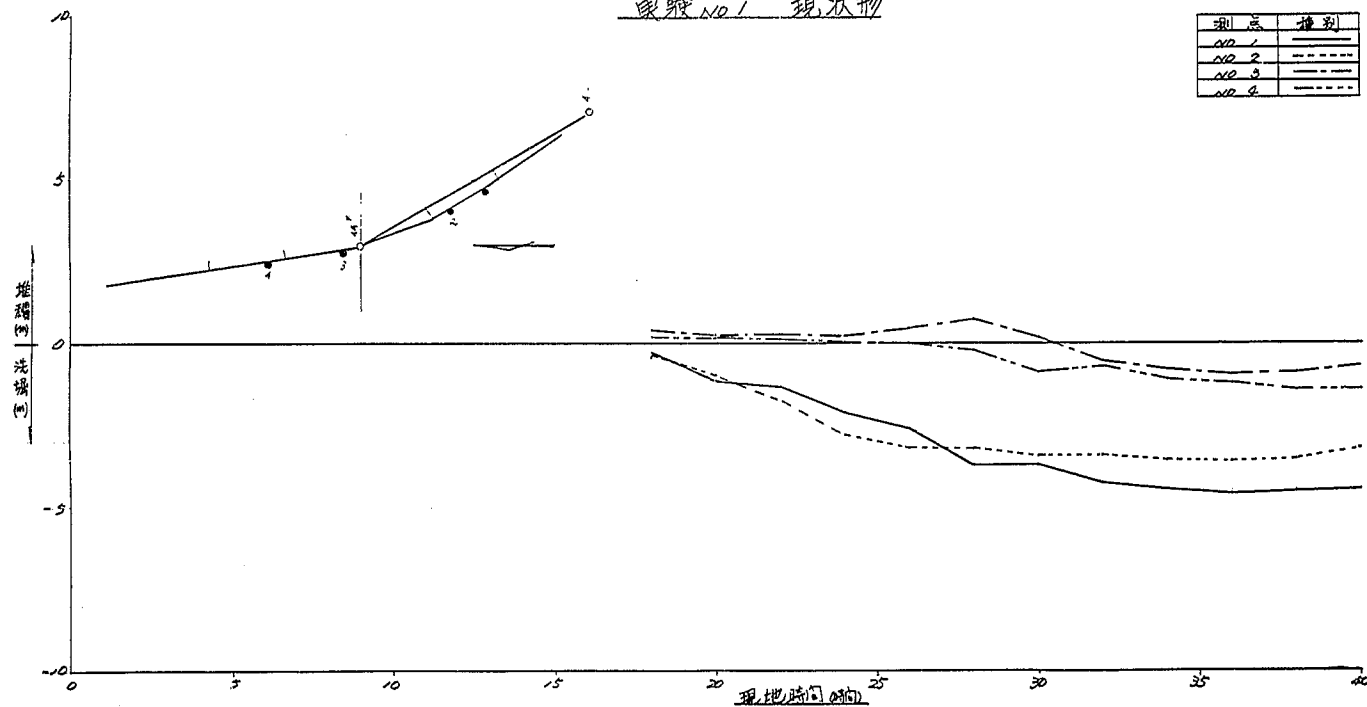


図-6.28.2 時間-洗堀深曲線 (吉の丸護岸)

実験 NO.2 4回締切第1回

測点	種類
NO.1	-----
NO.2	-----
NO.3	-----
NO.4	-----

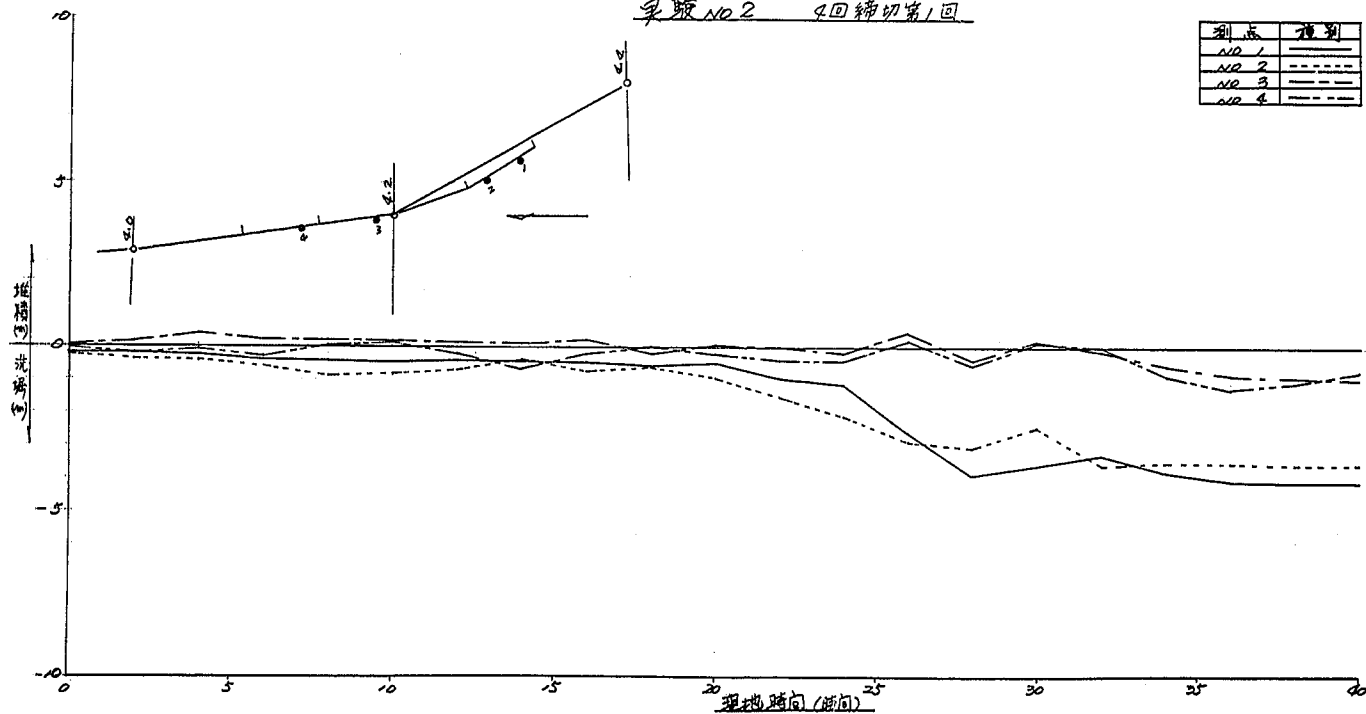


図-6.28.3 時間-洗堀深曲線(吉の丸護岸)

実験 NO.3 3回掃切第1回

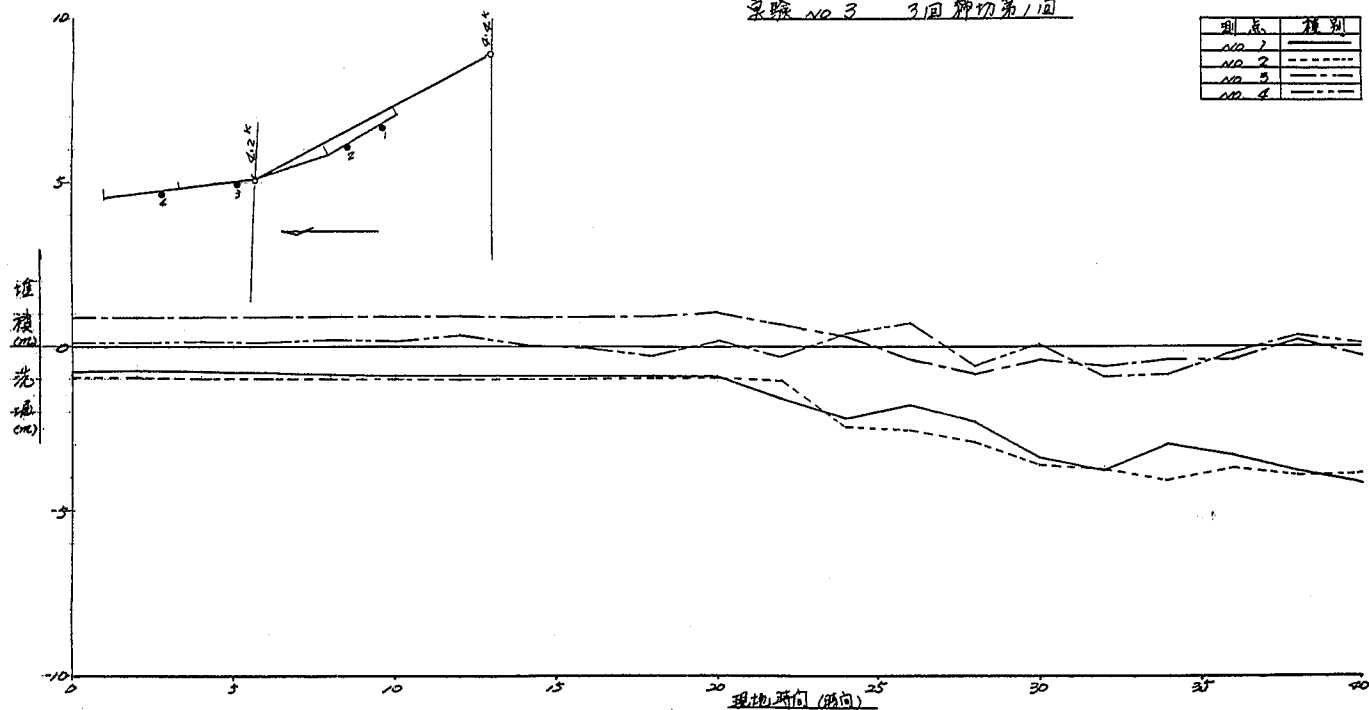


図-6.28.4 時間-洗堀深曲線(吉の丸護岸)

実験 NO.4 4回 平均第2回

測点	種別
NO. 1	-----
NO. 2	-----
NO. 3	-----
NO. 4	-----

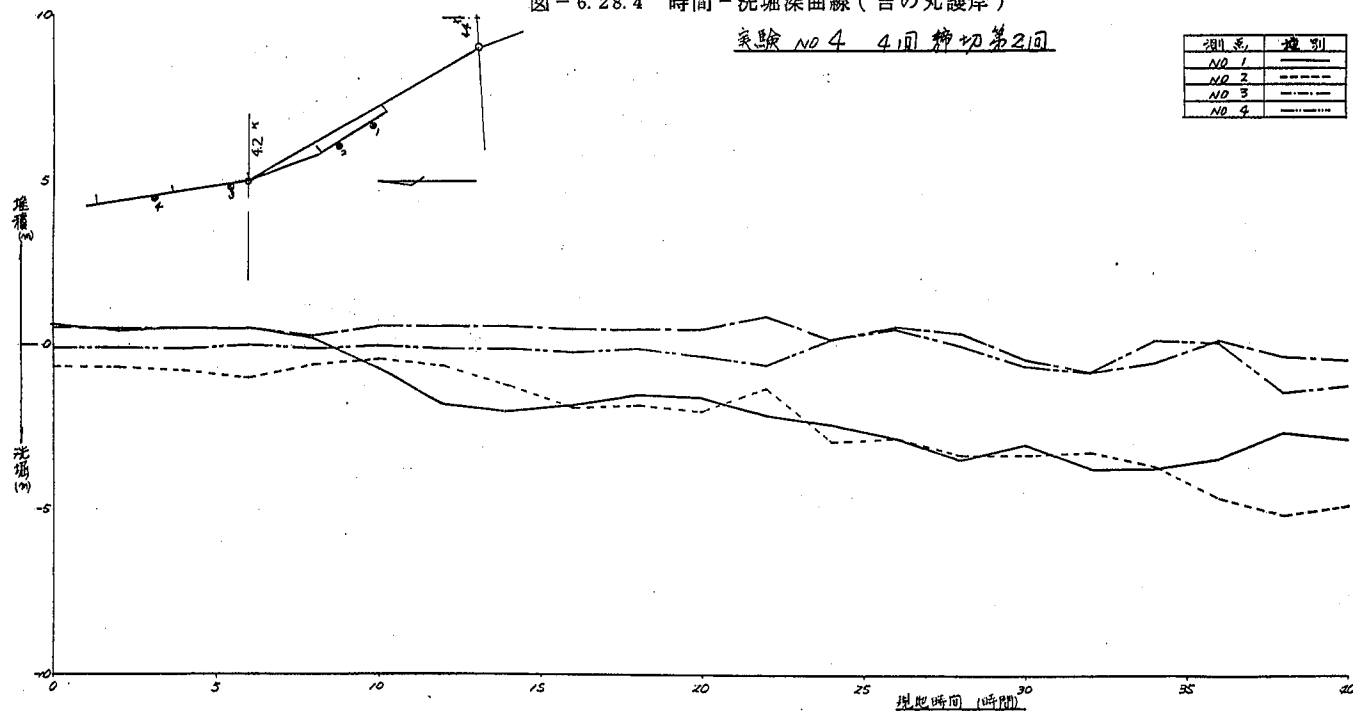


図-6.28.5 時間-洗堀深曲線 (吉の丸護岸)

実験10.5 3回繰り返す

測点	種類
10.1	-----
10.2	-----
10.3	-----
10.4	-----

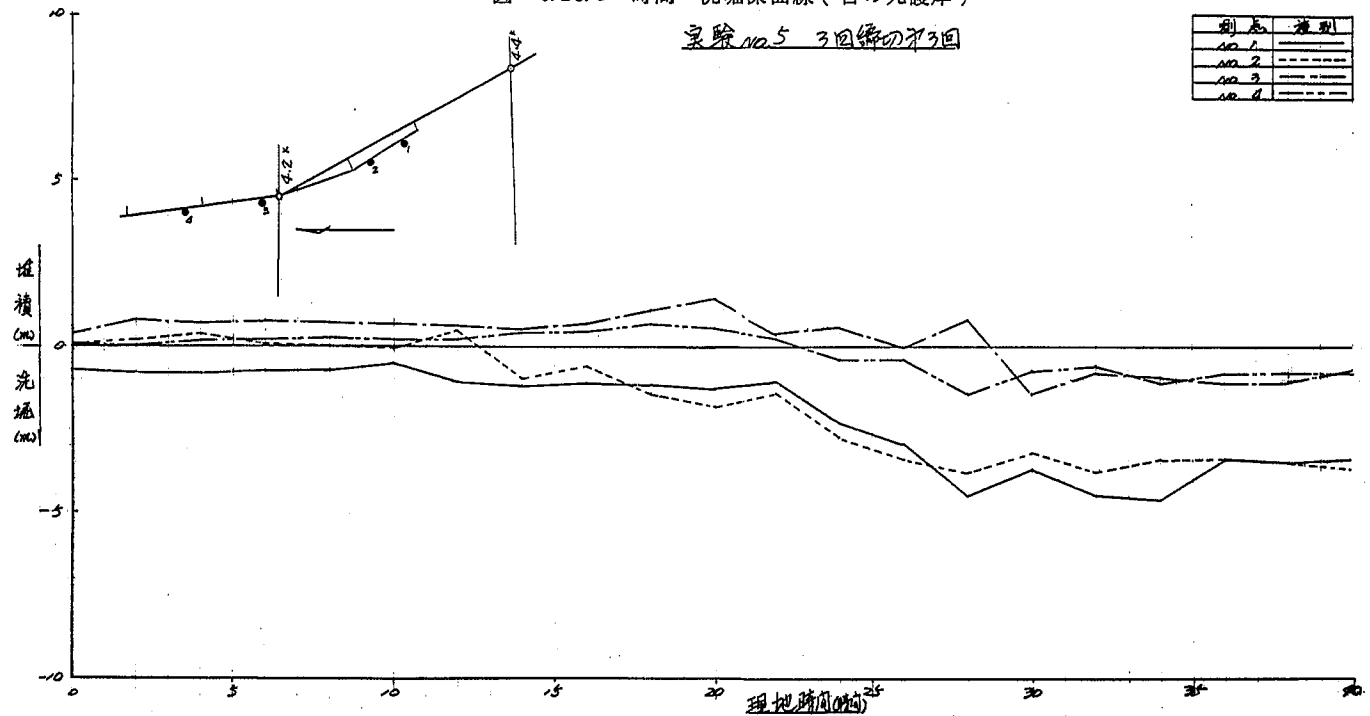


図-6.28.6 時間-洗掘深曲線 (吉の丸護岸)

実験 126-1 (4回録の第4回)

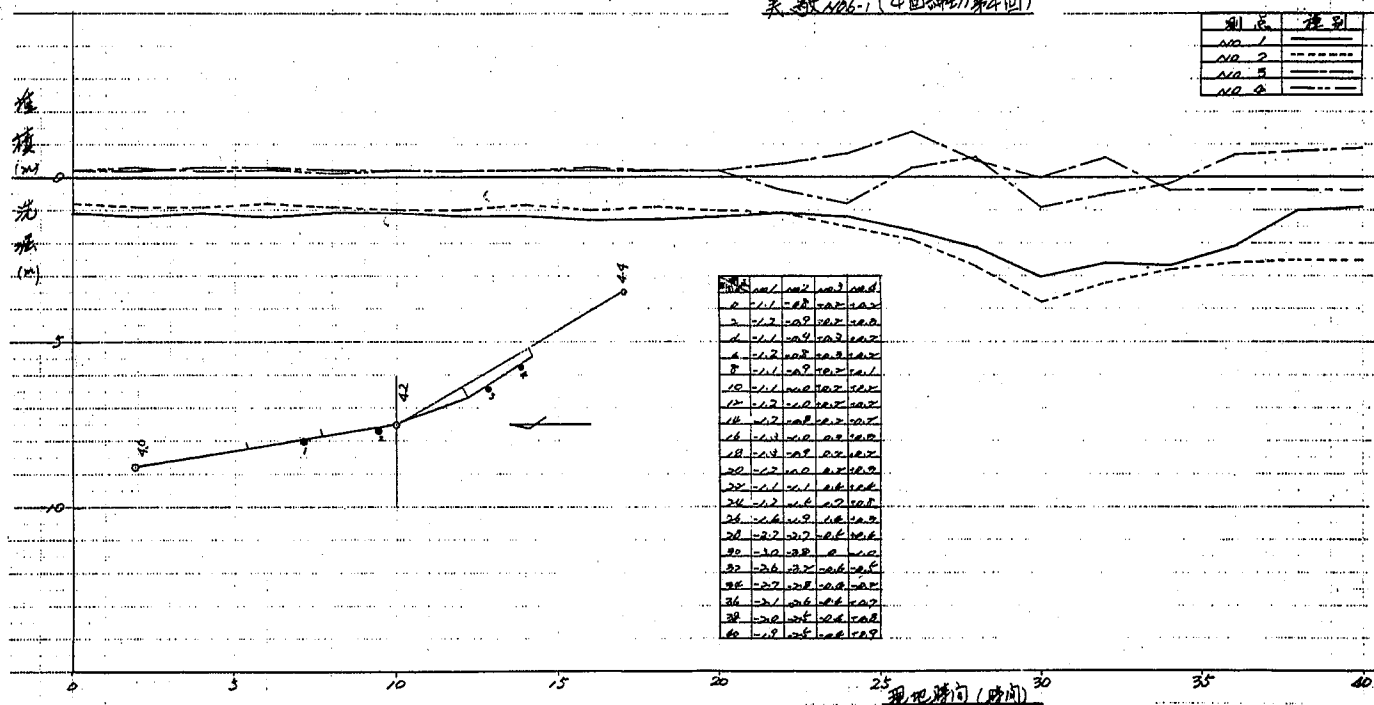
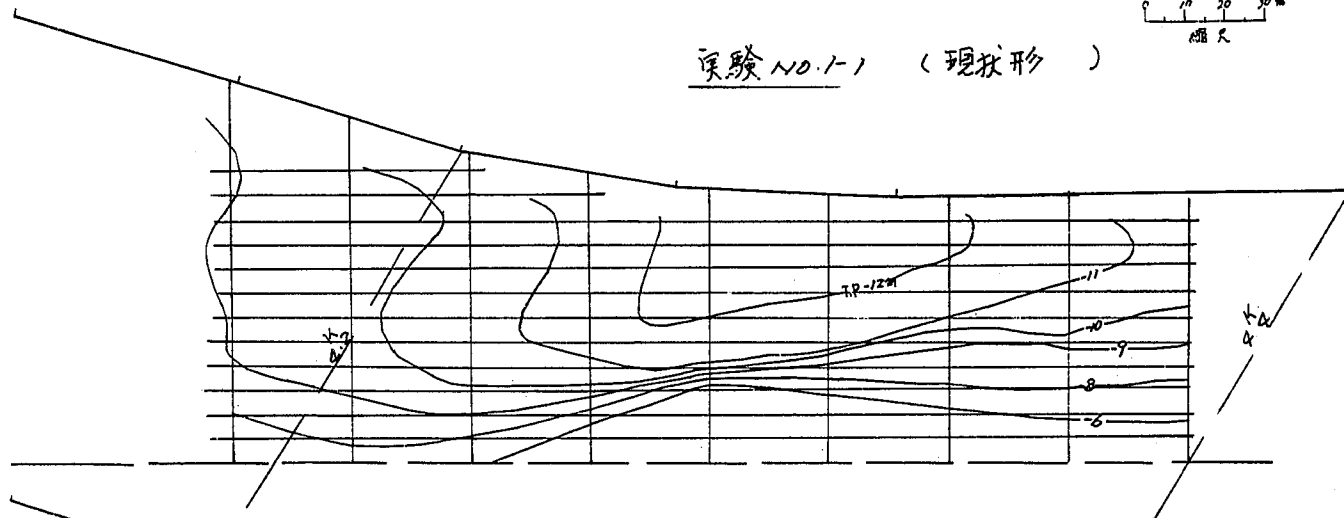


図 - 6. 29. 1 等高線図 (吉の丸護岸)

0 10 20 30 m
縮尺

実験 NO. 1-1 (現状形)



実験 NO. 1-2 (現状形)

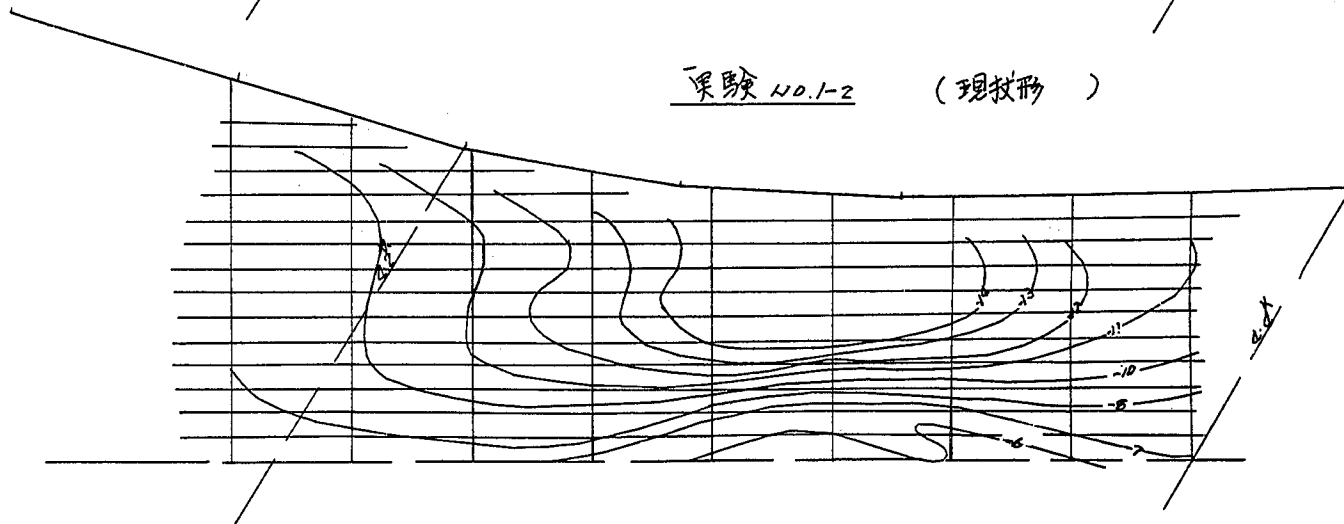
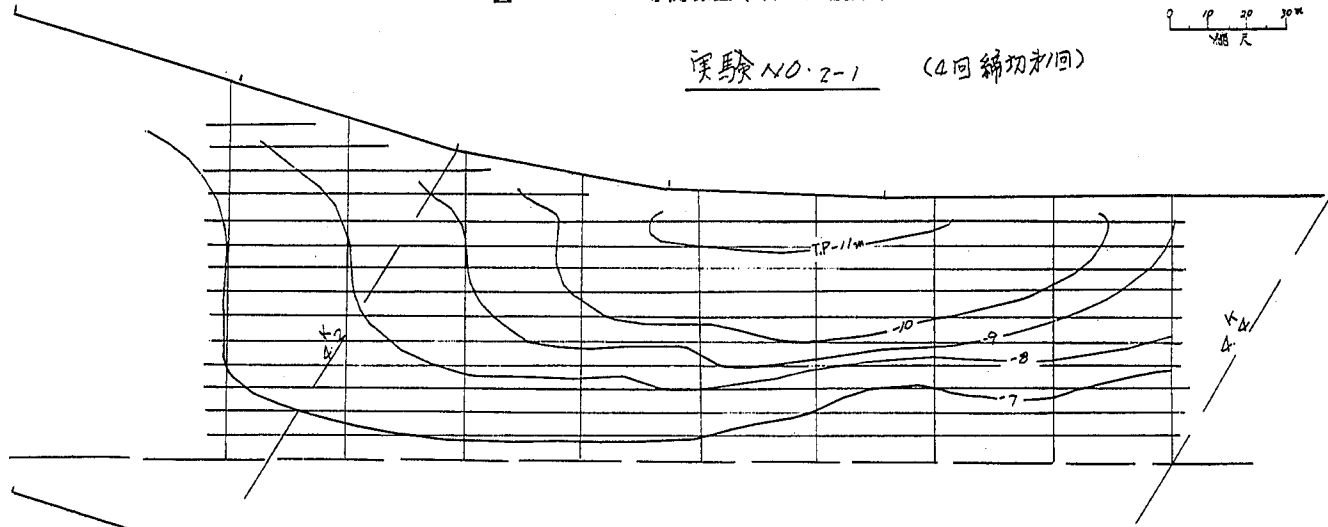


図 - 6. 29. 2 等高線図 (吉の丸護岸)

0 10 20 30 m
縮尺

実験 NO. 2-1 (4回締切初回)



実験 NO. 2-2 (4回締切初回)

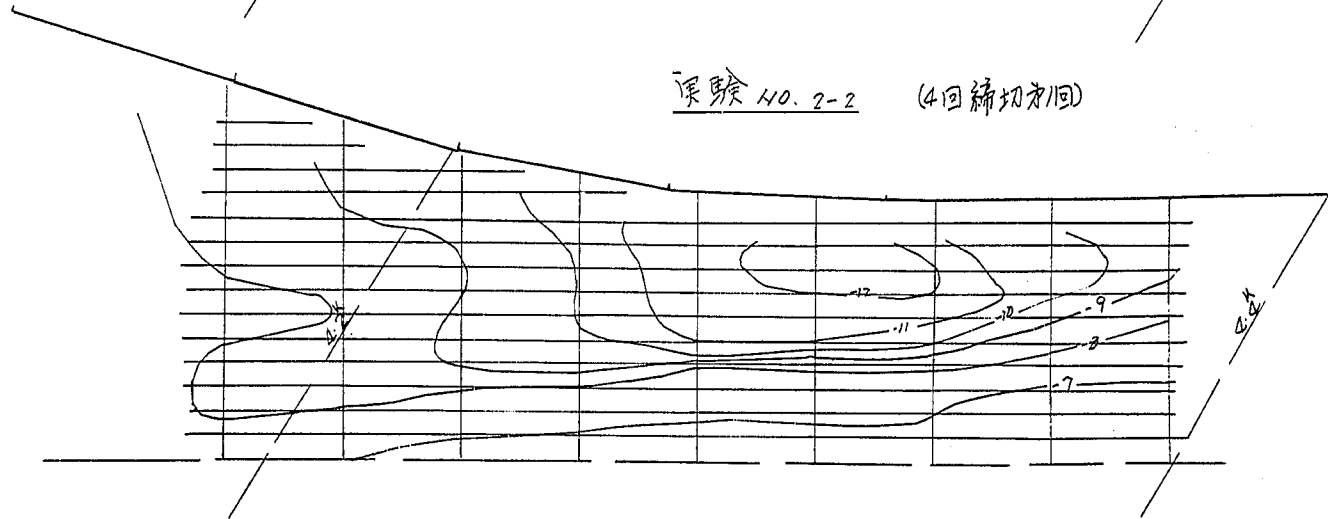
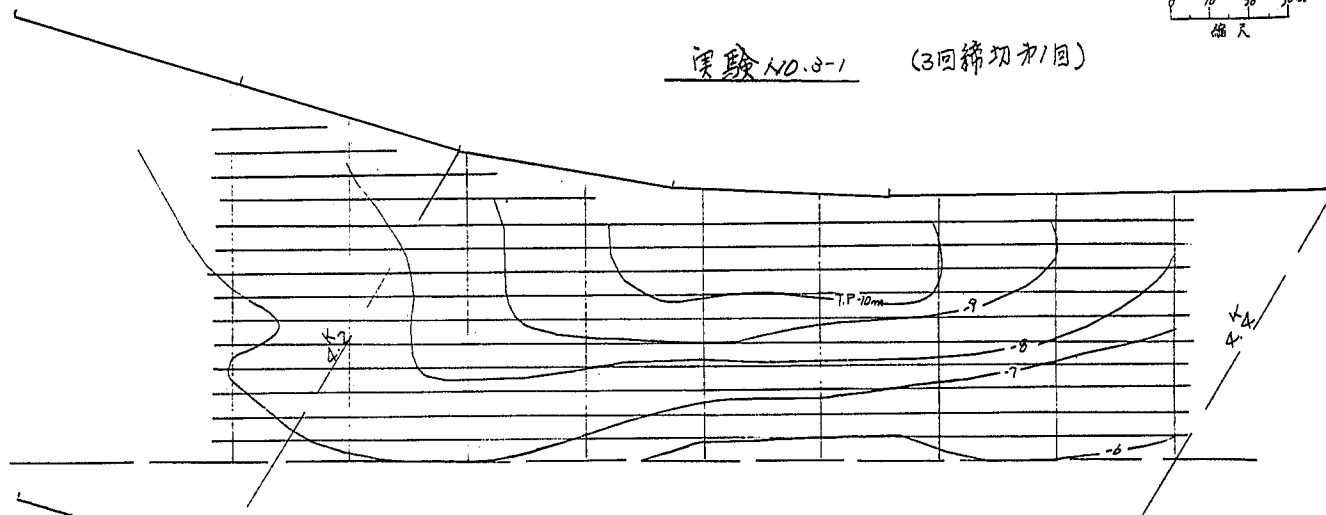


図-6.29.3 等高線図(吉の丸護岸)

0 10 20 30 m
横尺

実験 NO. 3-1 (3回締切才1回)



実験 NO. 3-2 (3回締切才1回)

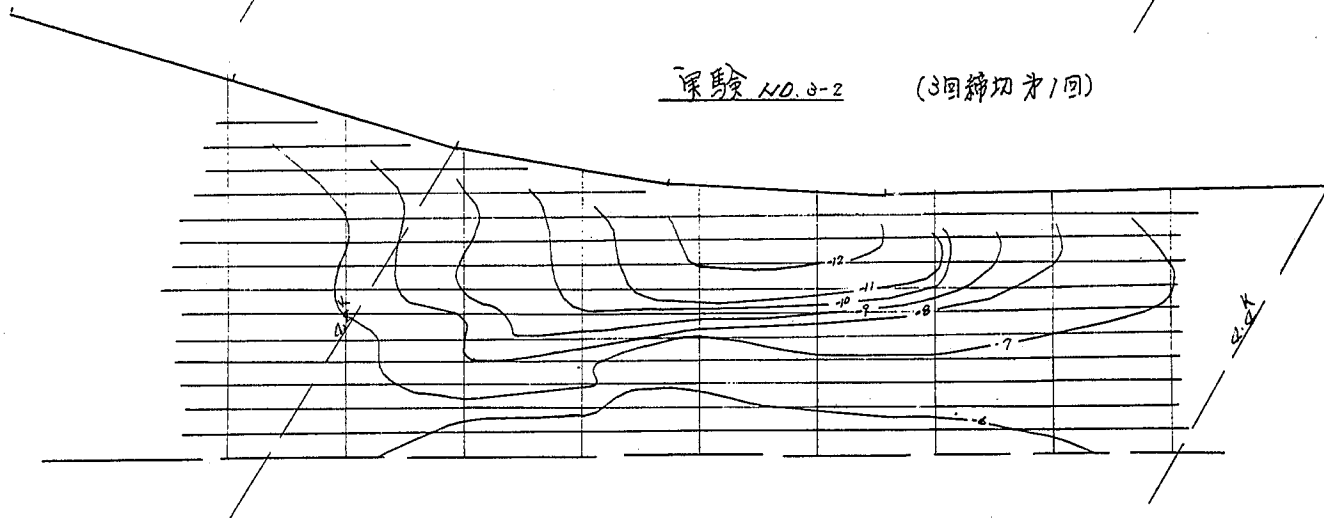


図 - 6. 29. 4 等高線図 (吉の丸護岸)

10 20 30m
横尺

深験 NO. 4-1 (4回締切 2回)



深験 NO. 4-2 (4回締切 2回)

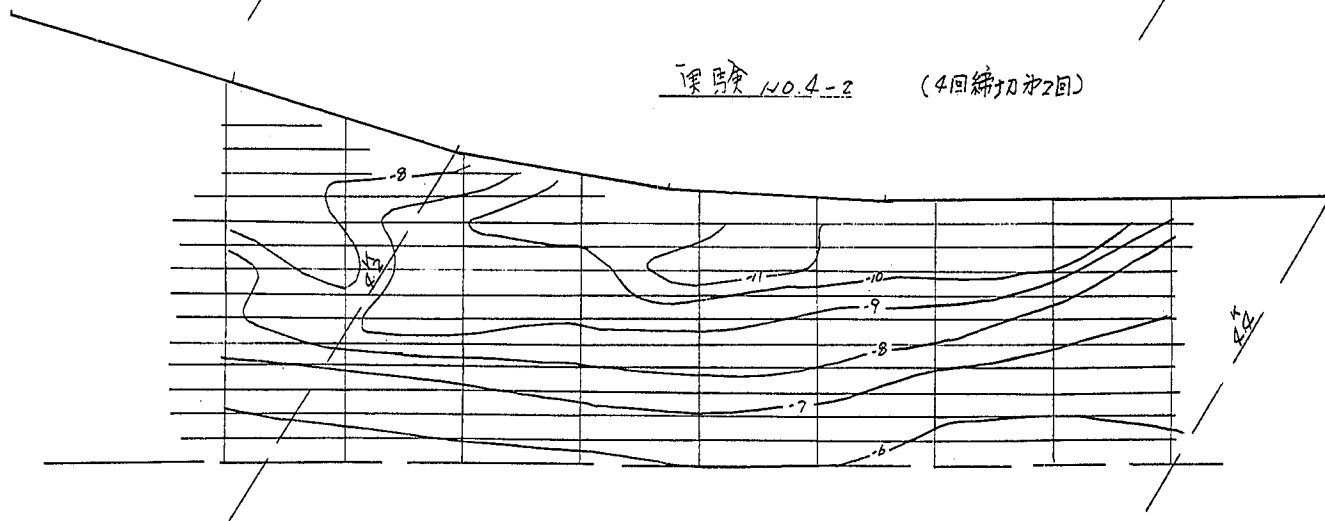
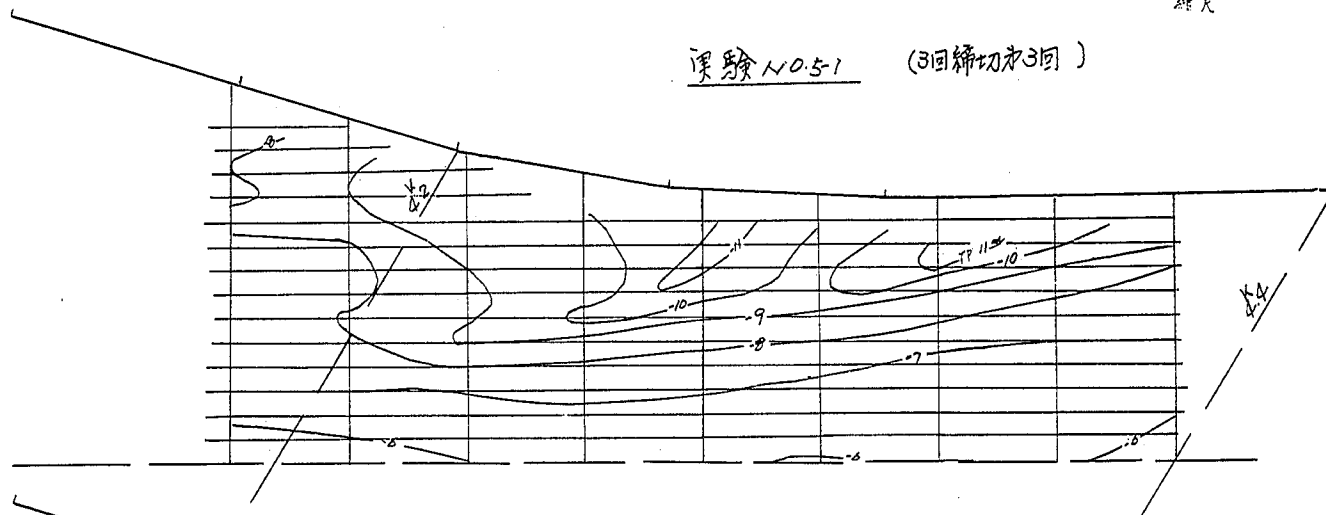


図 - 6. 29. 5 等高線図 (吉の丸護岸)

0 10 20 30 m
メートル

実験 NO. 5-1 (3回締切水3回)



実験 NO. 5-2 (3回締切水3回)

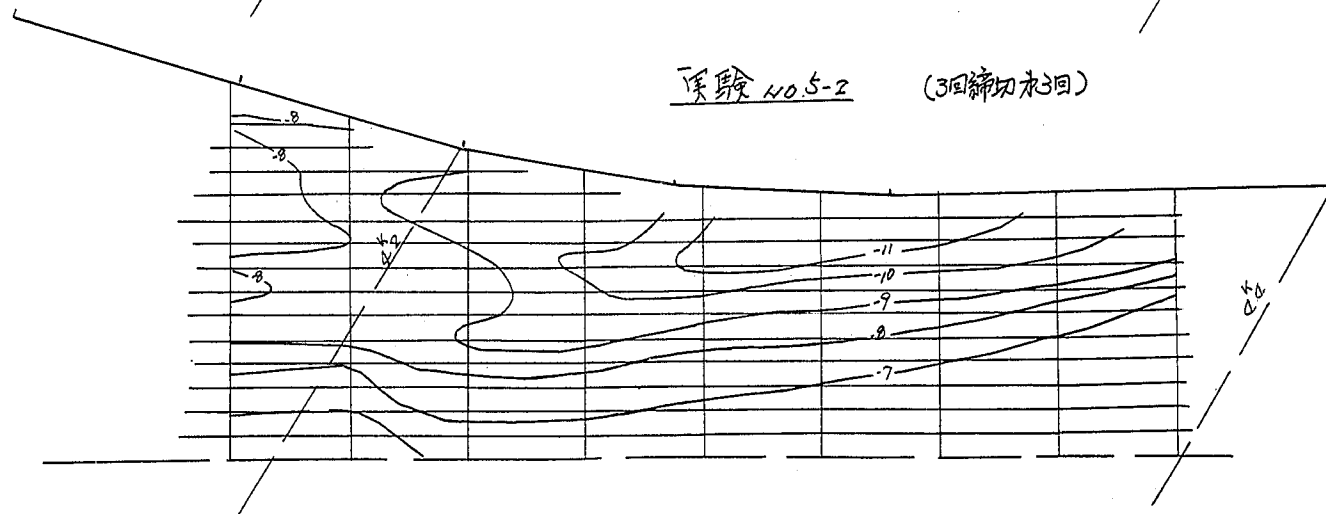
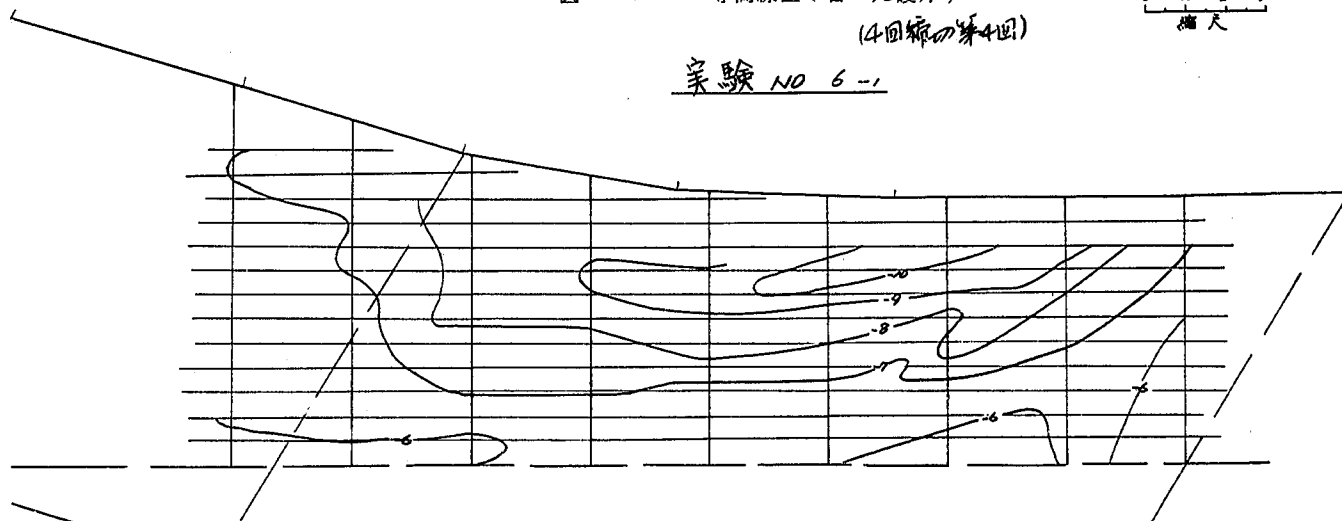


図 - 6. 29. 6 等高線図 (吉の丸護岸)

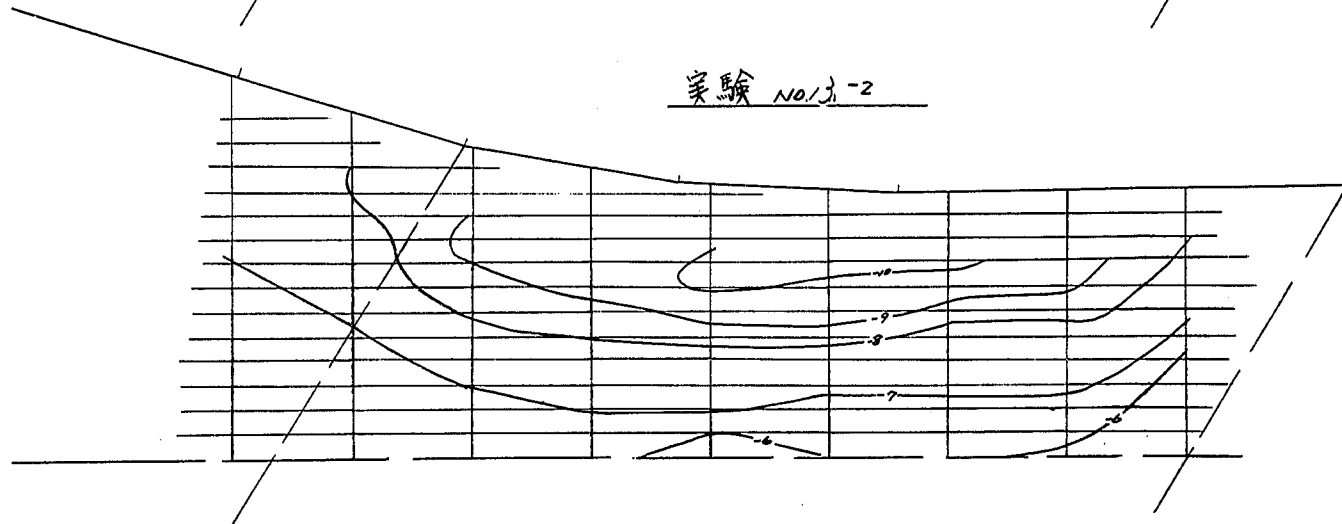
(4回線の第4回)

0 10 20 30
m
縮尺

実験 NO 6-1



実験 NO 6-2



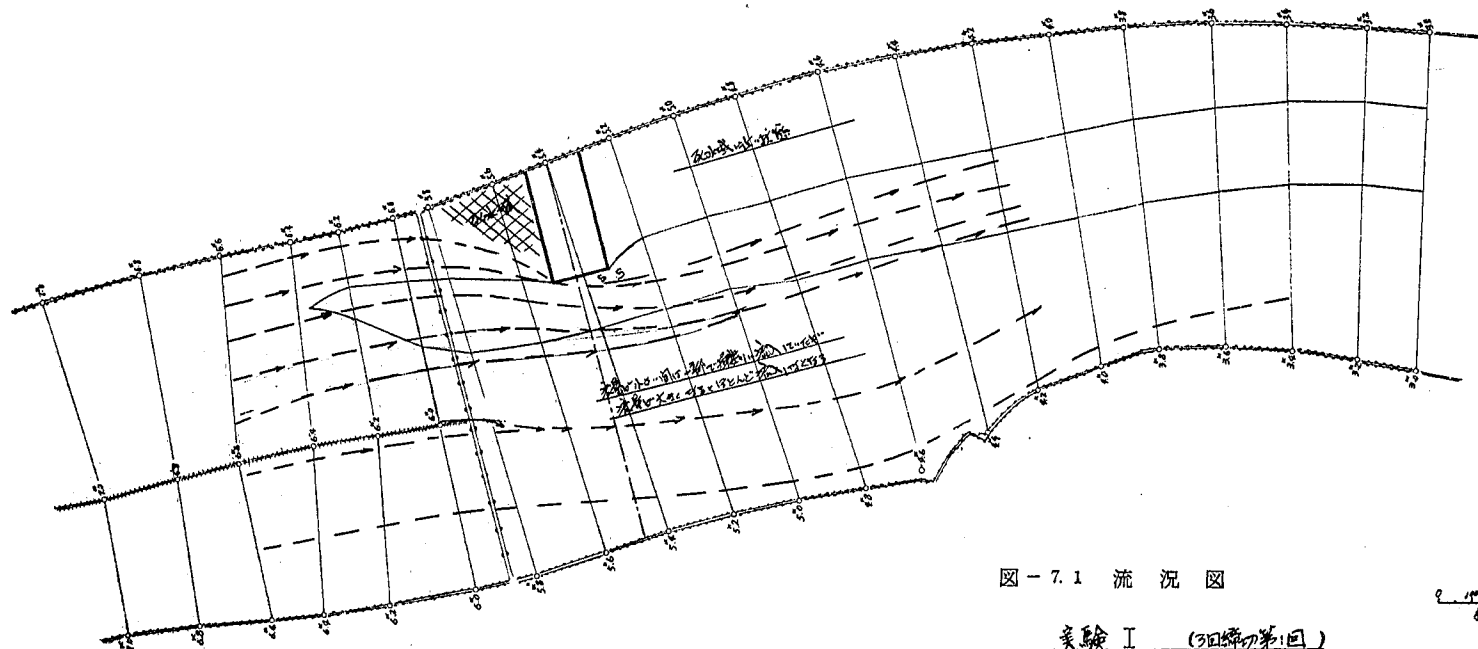


图-7.1 流況図

実験 I (3回繰り返し)
 流量 $Q_{max} = 7500 \text{ m}^3/\text{s}$
 流速 $Q_{max} = 3.000 \text{ m/s}$

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 310 320 330 340 350 360 370 380 390 400 410 420 430 440 450 460 470 480 490 500 510 520 530 540 550 560 570 580 590 600 610 620 630 640 650 660 670 680 690 700 710 720 730 740 750 760 770 780 790 800 810 820 830 840 850 860 870 880 890 900 910 920 930 940 950 960 970 980 990 1000

流線	—→
水流区	⊗
流速	⊘
洗掘	■

圖 - 7.2 時間 - 洗掘深曲線 (假縮切)

表 7.2 (不同縮切不同洗掘深)

測點	洗掘深
ND 1	0.00
ND 2	0.00
ND 3	0.00
ND 4	0.00
ND 5	0.00
ND 6	0.00
ND 7	0.00

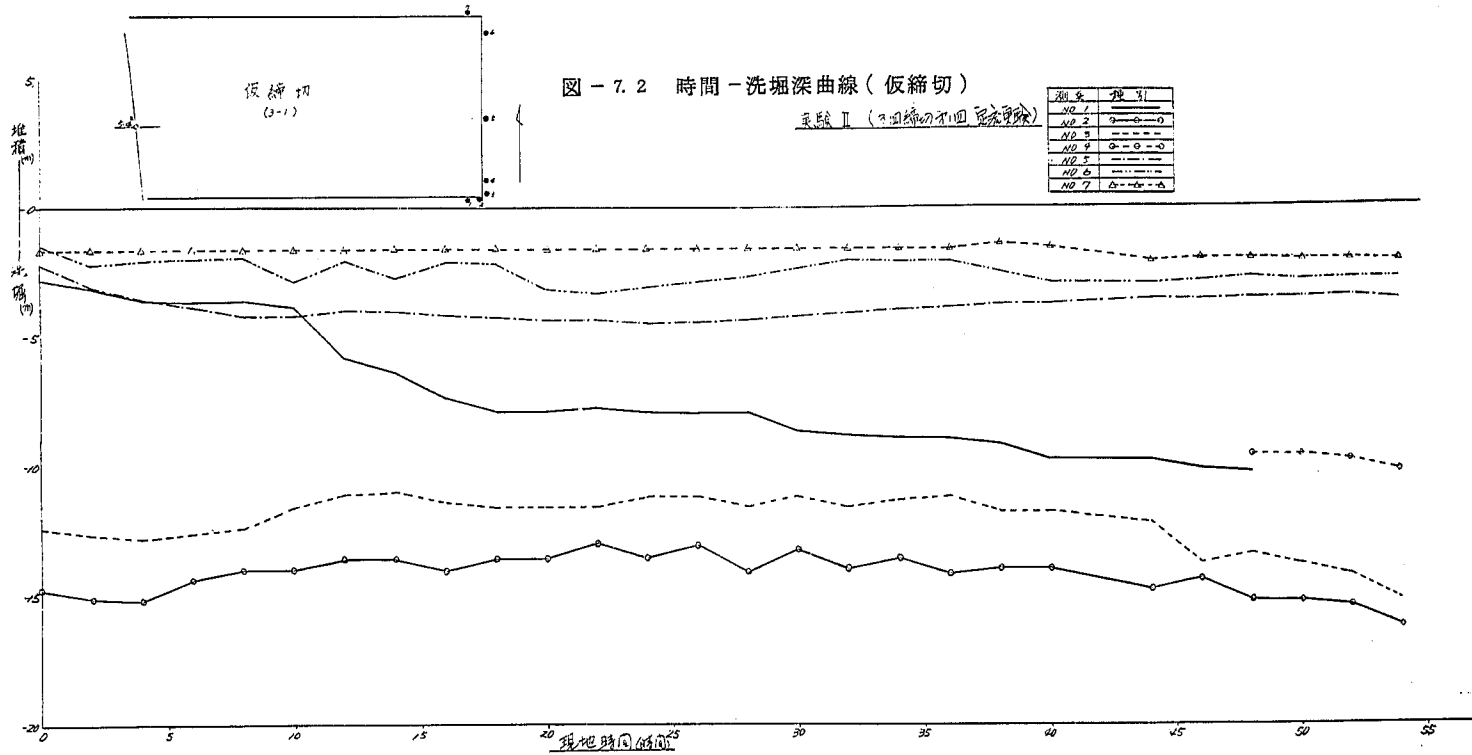


図-7.3 等高線図

実験Ⅱ

(3回締切初回, 逆流実験)

長良川 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}$

揖斐川 $Q=1270$

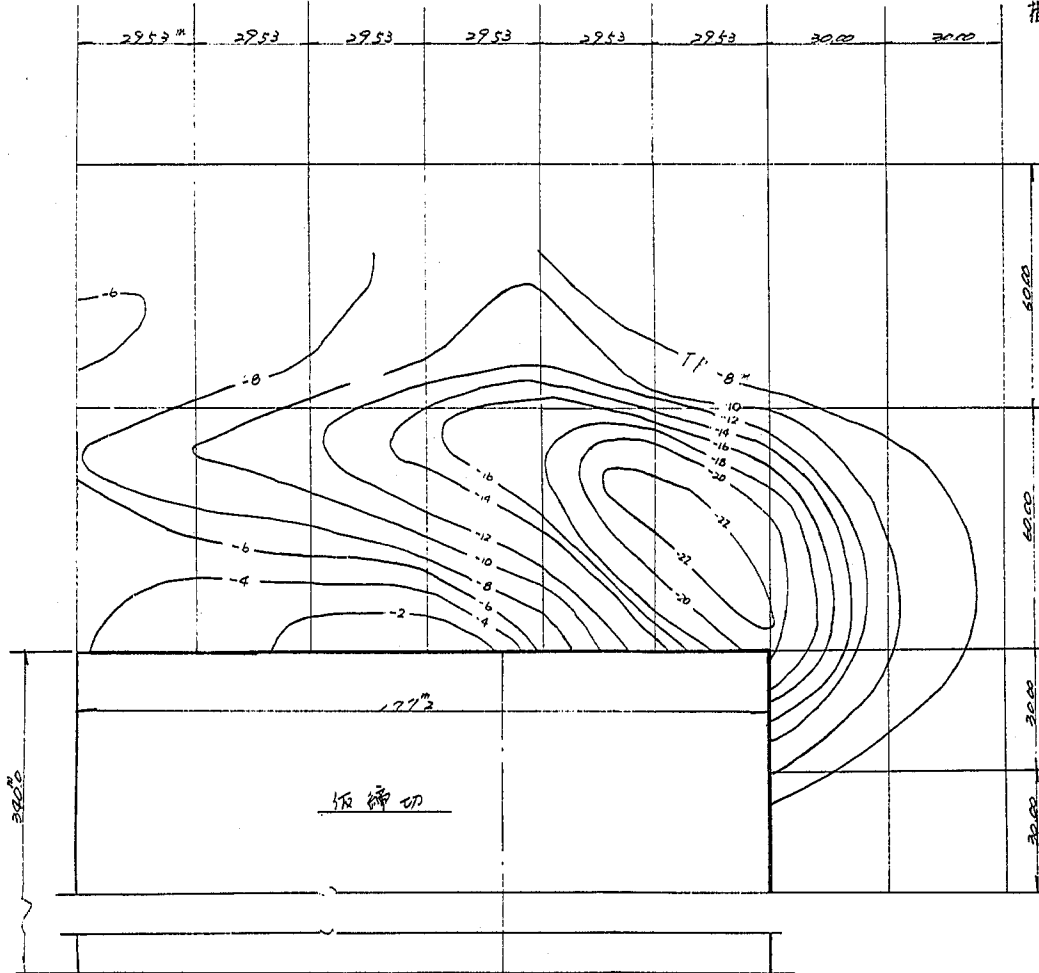
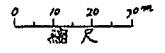


圖 - 7. 4 時間 - 洗掘深曲線 (假締切)

實驗 III (3回締切不四, 不發掘或洗掘量)

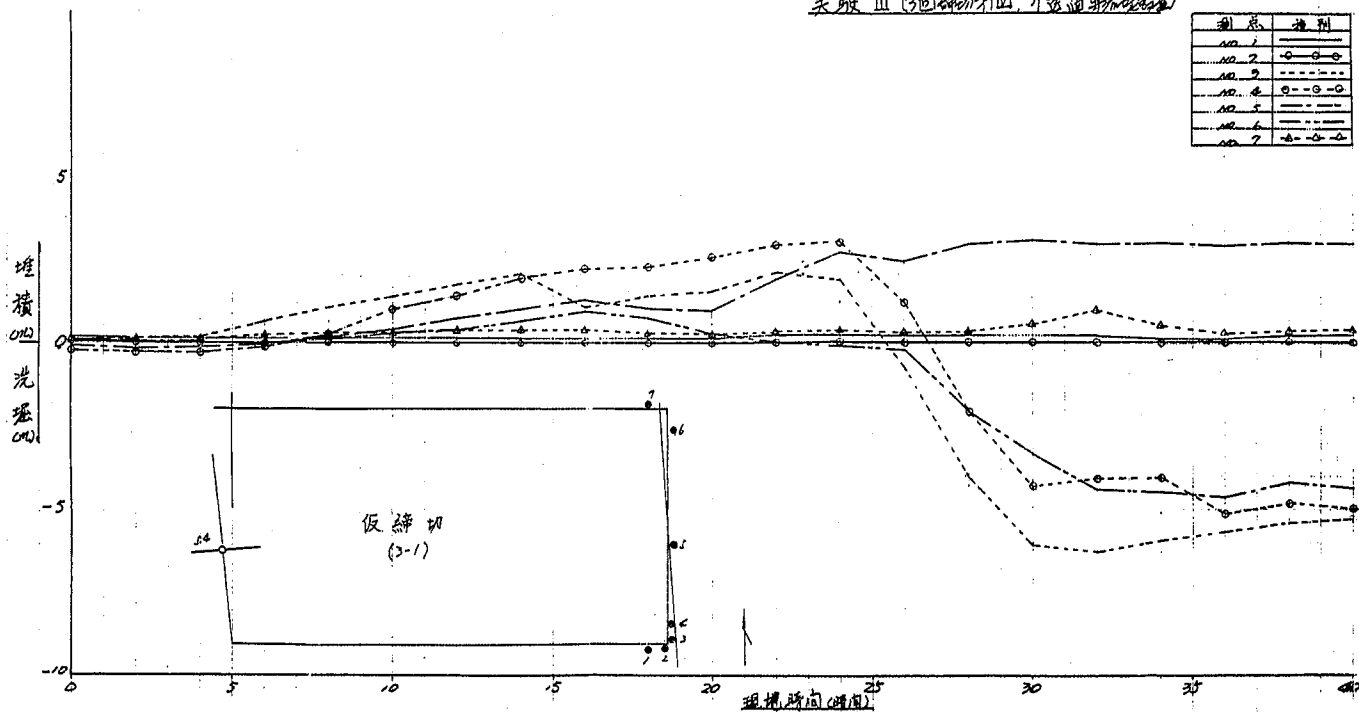


圖-7.5 等高線圖 實驗Ⅲ (3回歸切不回 不透通導流裝置)

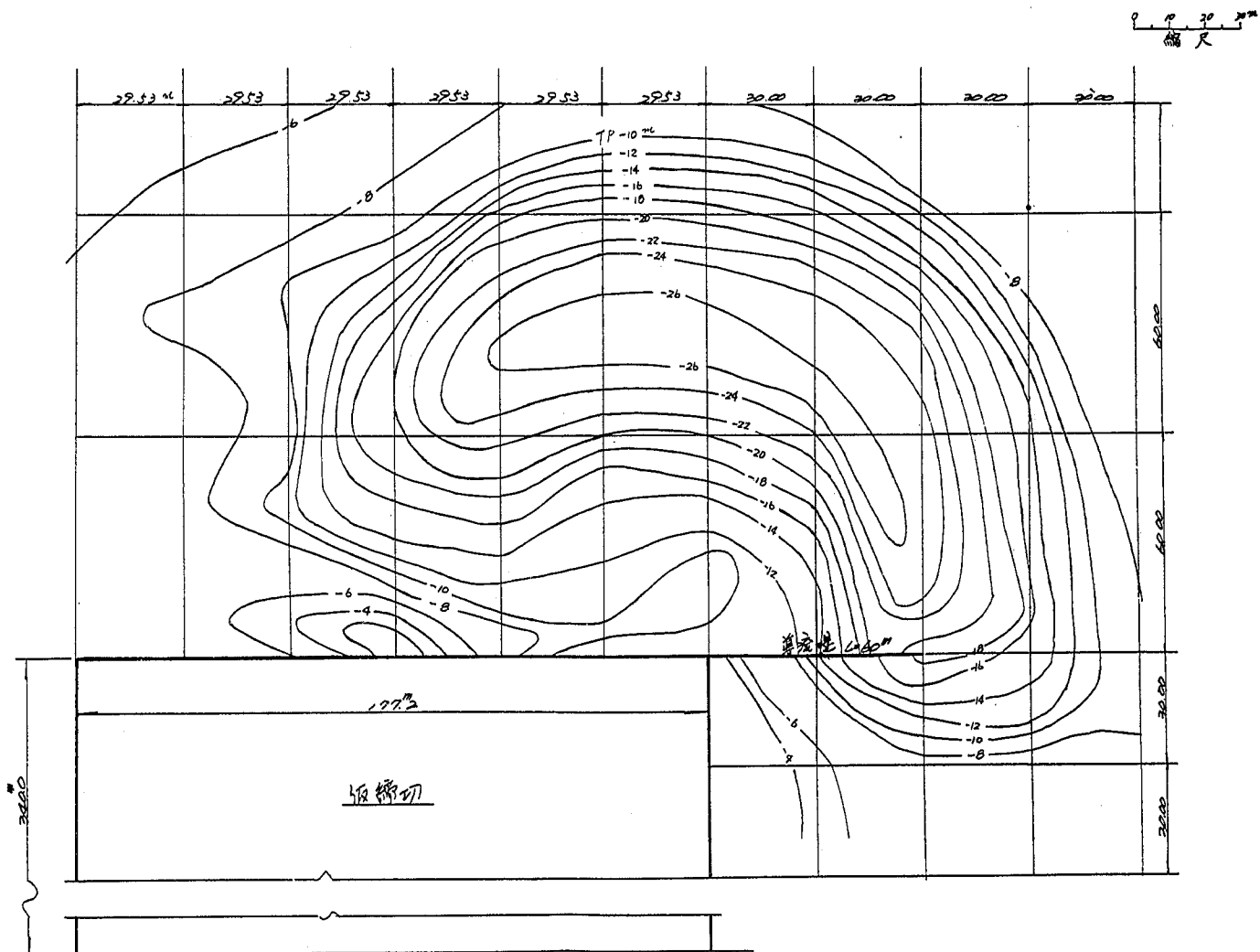


图 - 7.6 時間 - 洗堀深曲線 (假締切)

实验 IV (3個締切不回 普通集水装置)

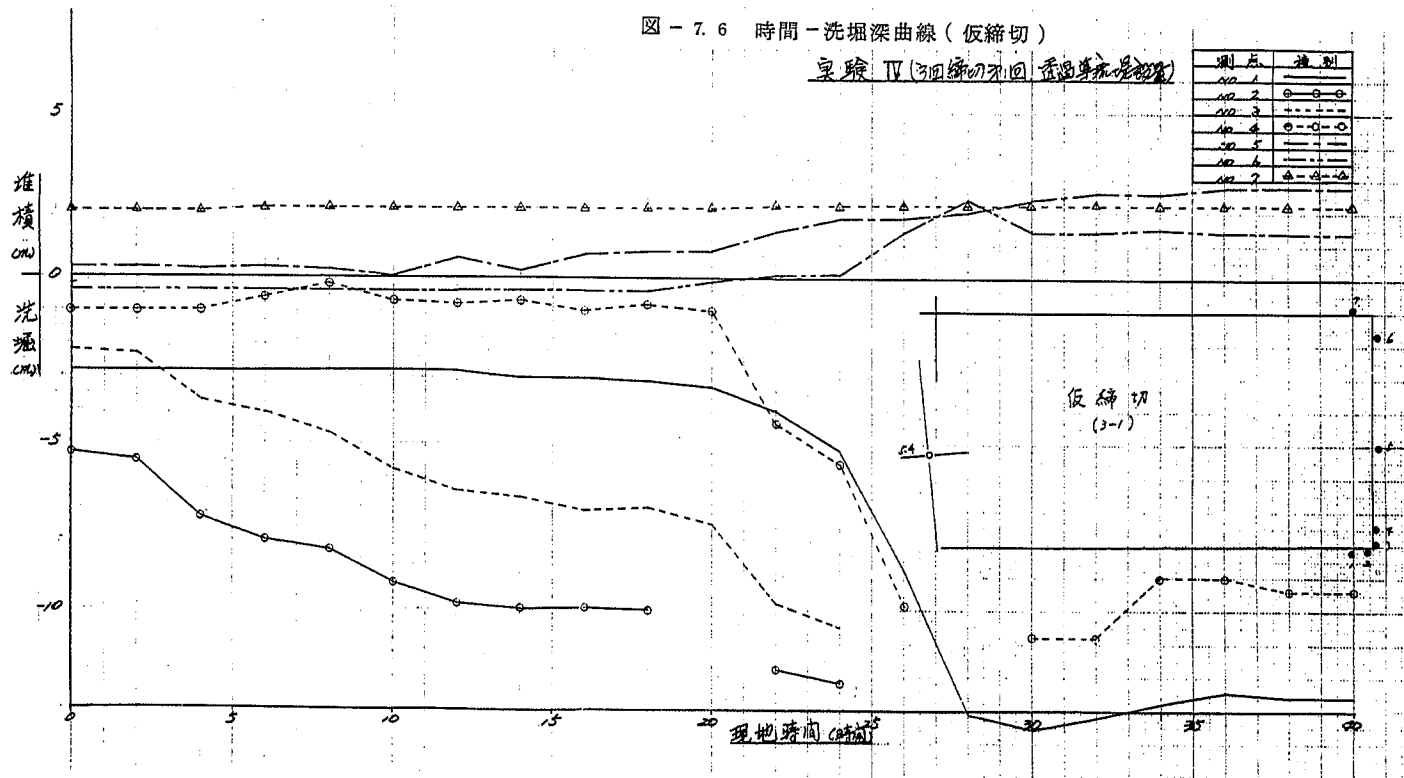


圖-7.10 等高線圖 實驗Ⅶ (4回總的初回, 透不透過航堤砂量 $L=50m$)

0 10 20 30m
縮尺

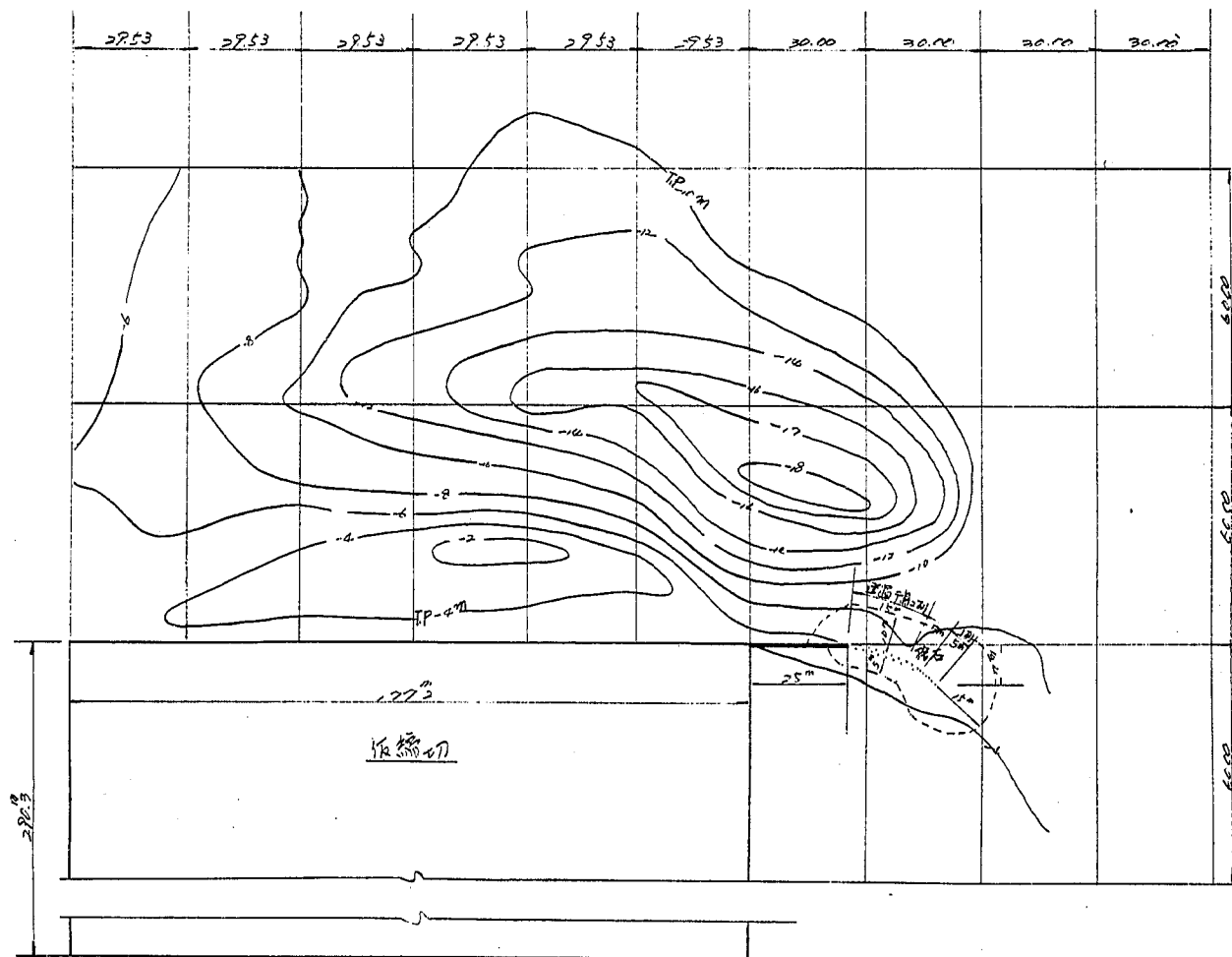
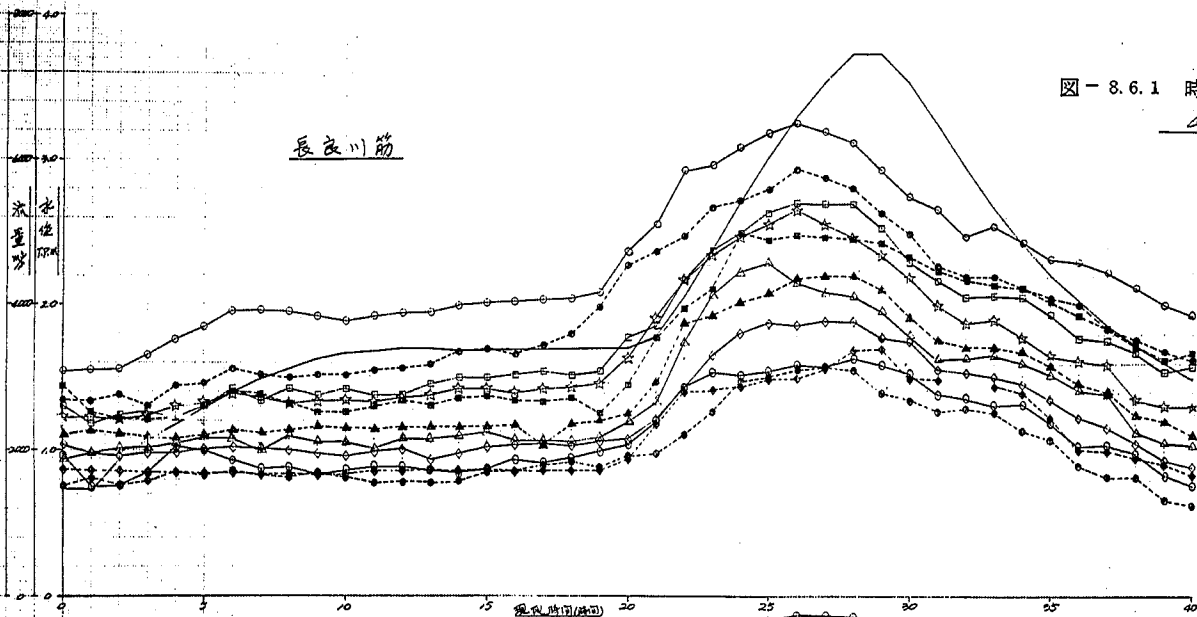


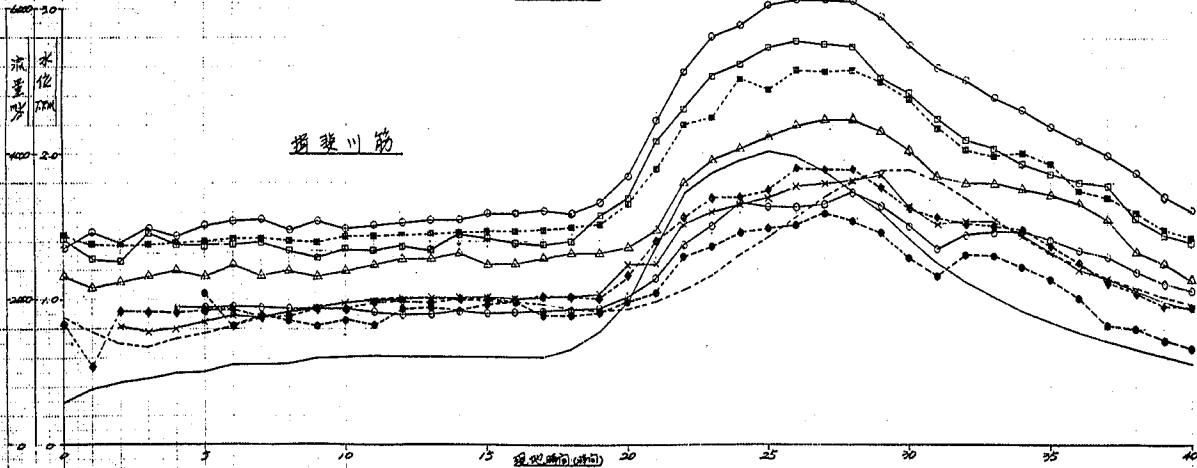
图-8.6.1 時間-水位曲線

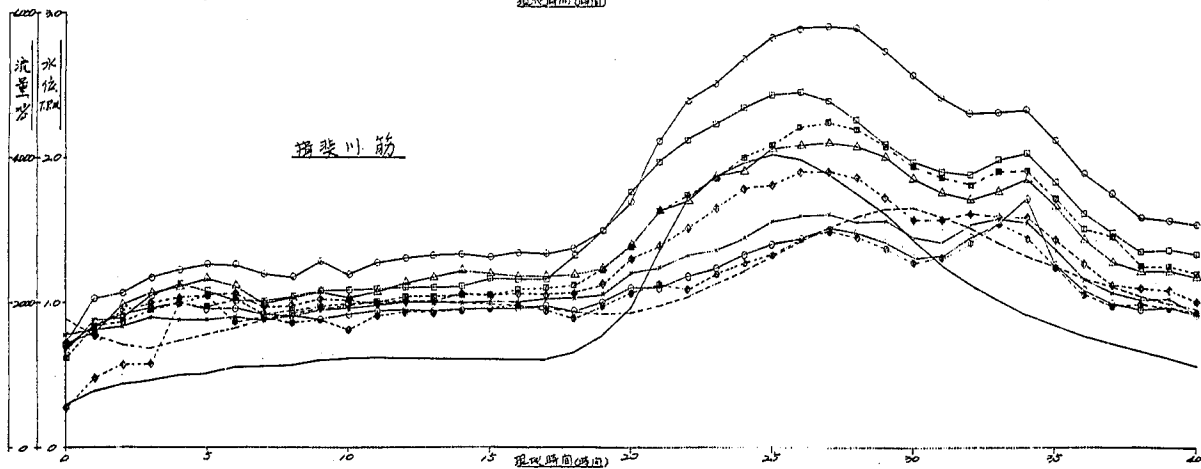
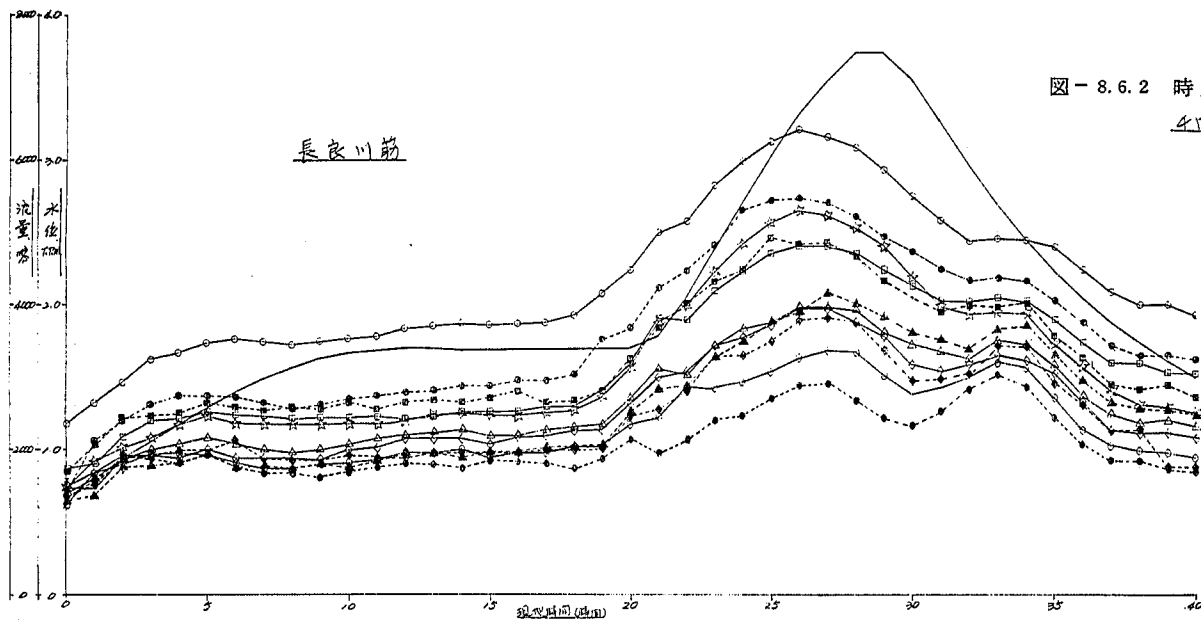
4回繰りかえし

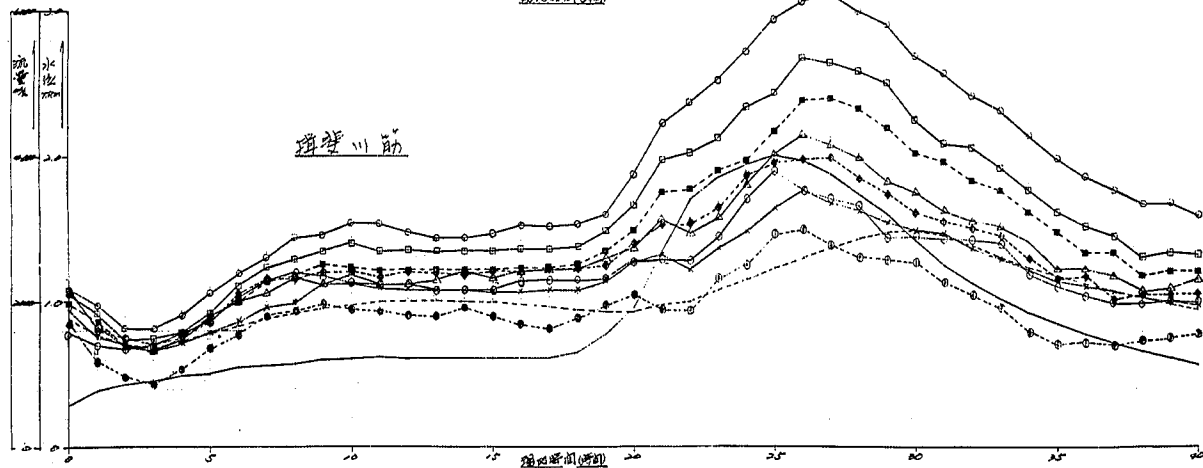
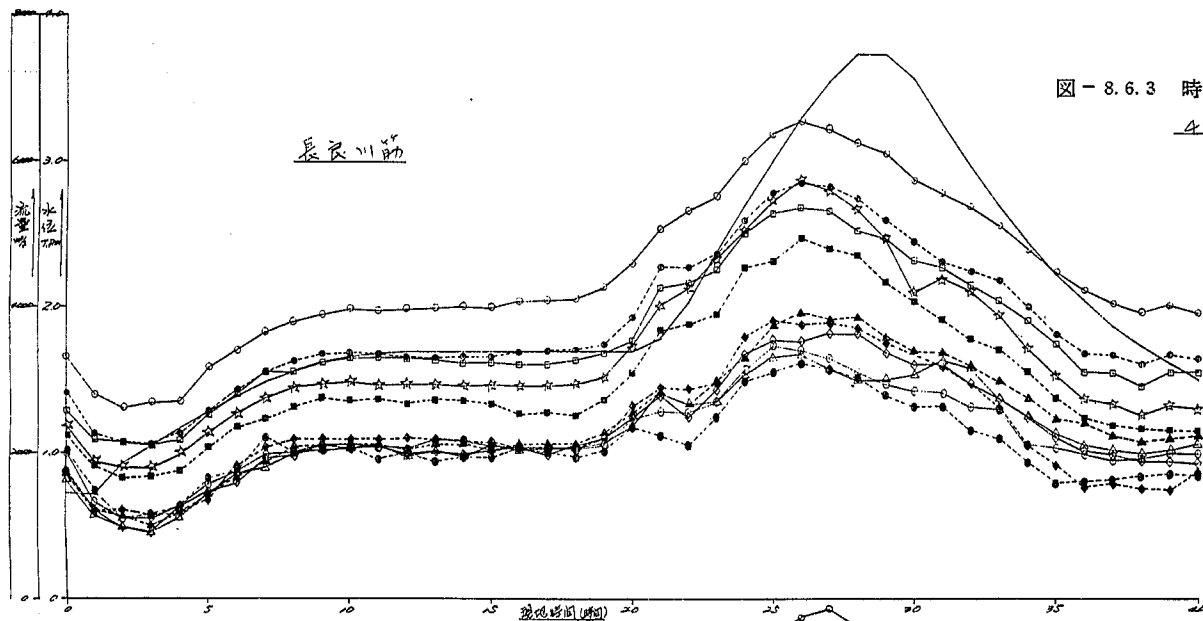
長良川筋



揖斐川筋







4回締切アリ回
アリ栗

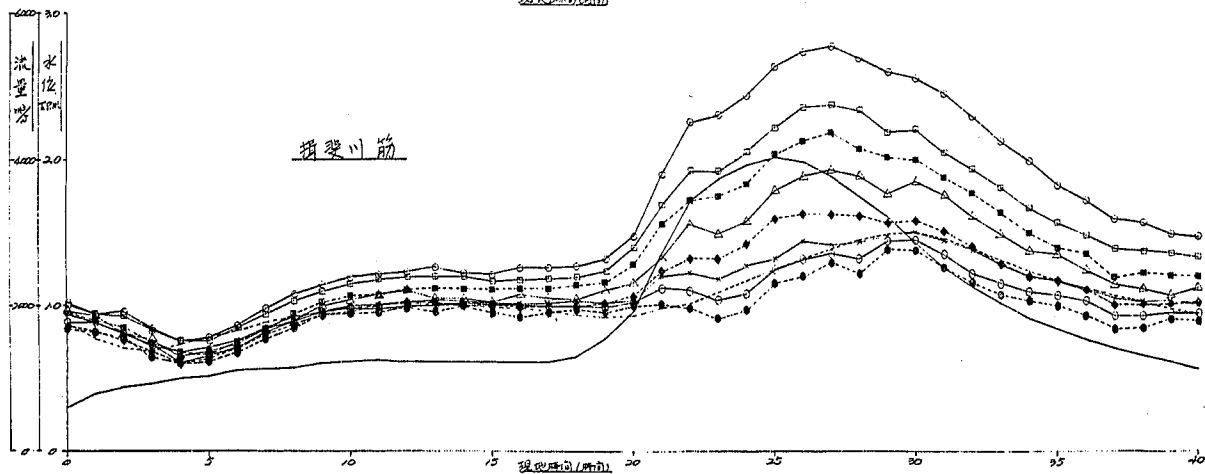
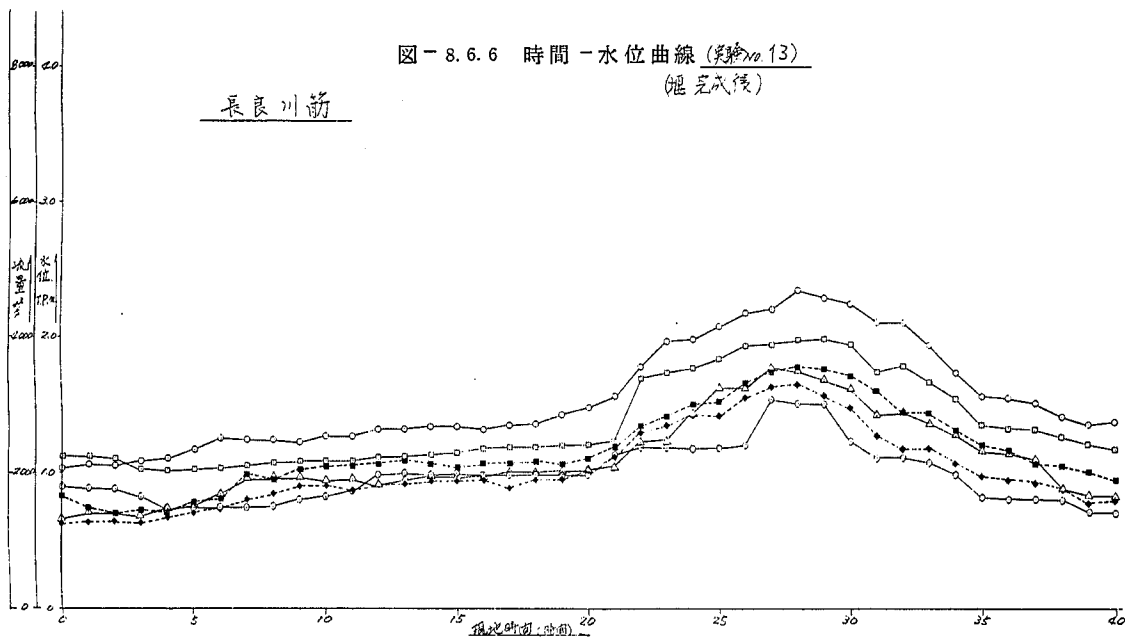


図-8.6.6 時間-水位曲線 (第13)

(堰完成後)

長良川筋



猪俣川筋

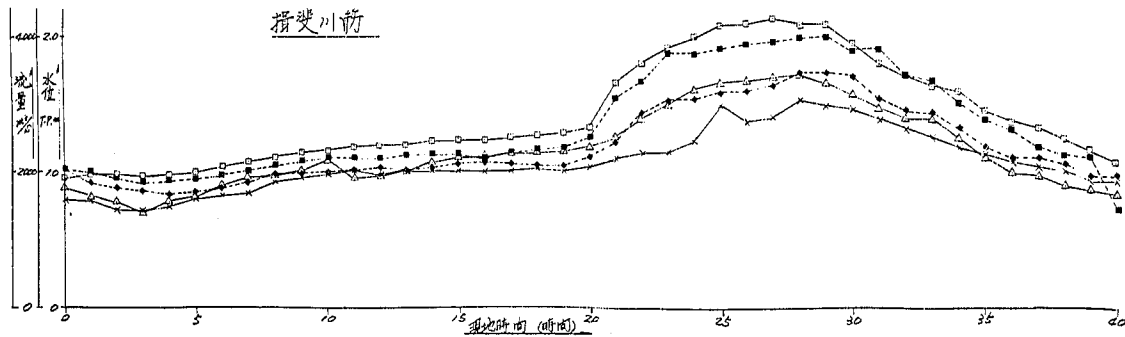


図-8.9.1 長良川水位縦断面図

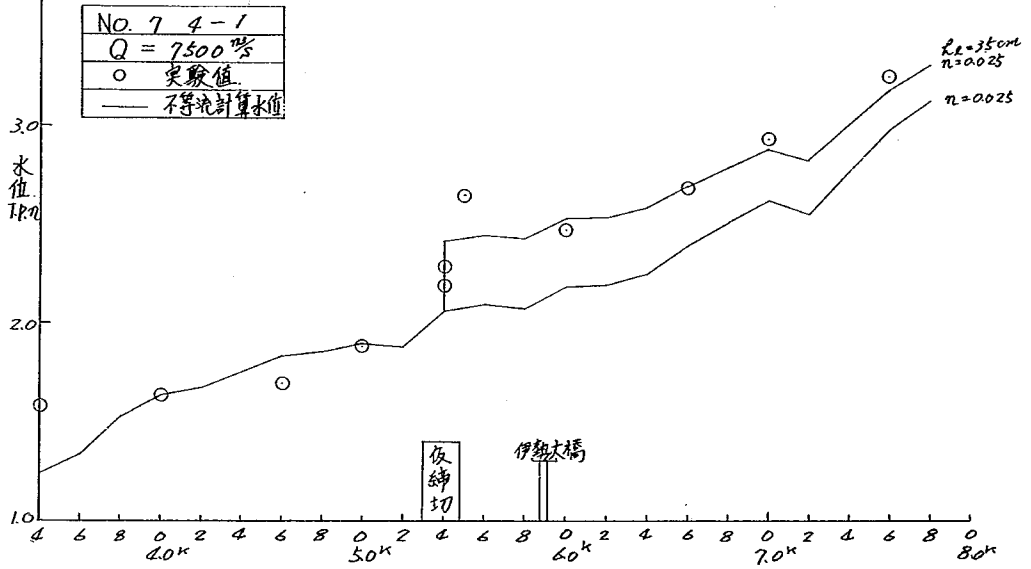


図-8.9.2 長良川水位縦断面図

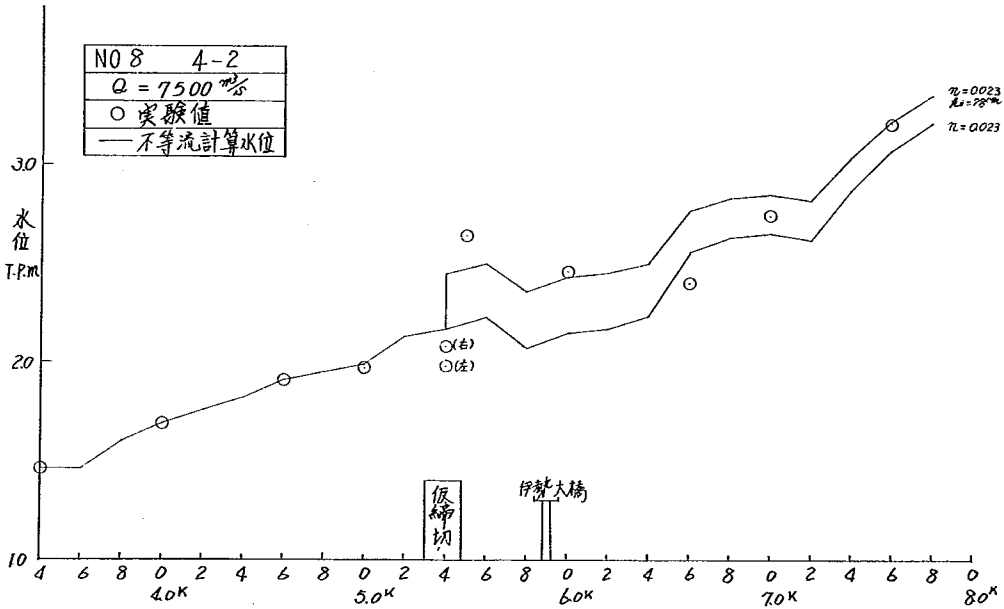


図-8.9.3 長良川水位縦断面図

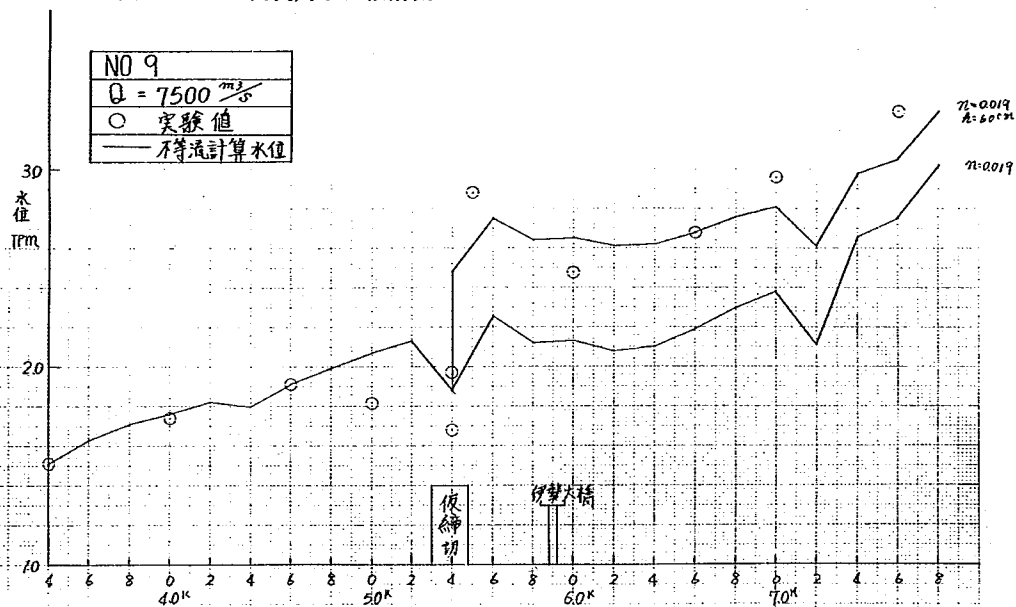


図-8.9.4 長良川水位縦断面図

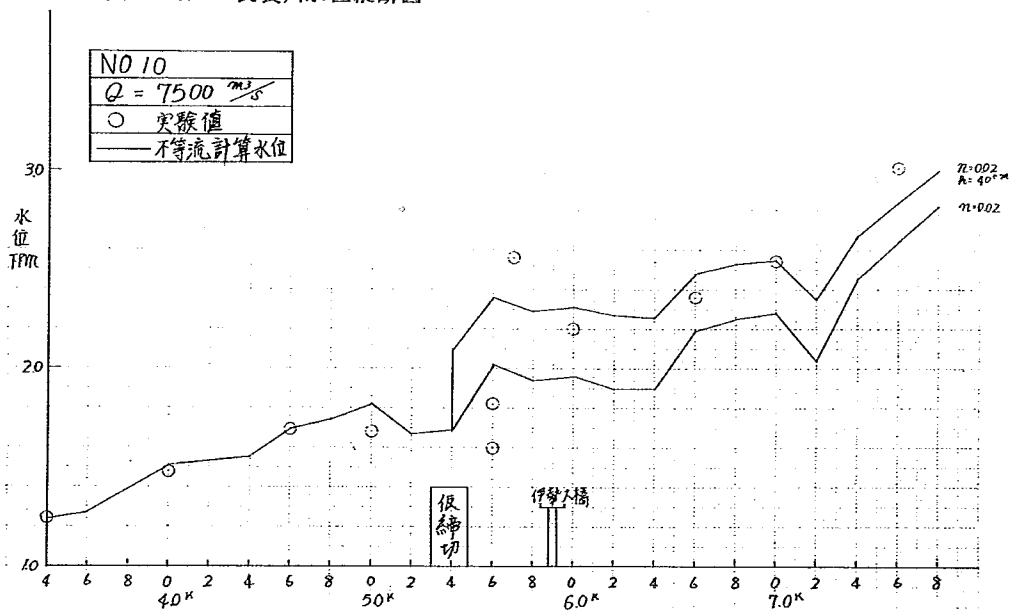


図-8.9.5 長良川水位縦断面図

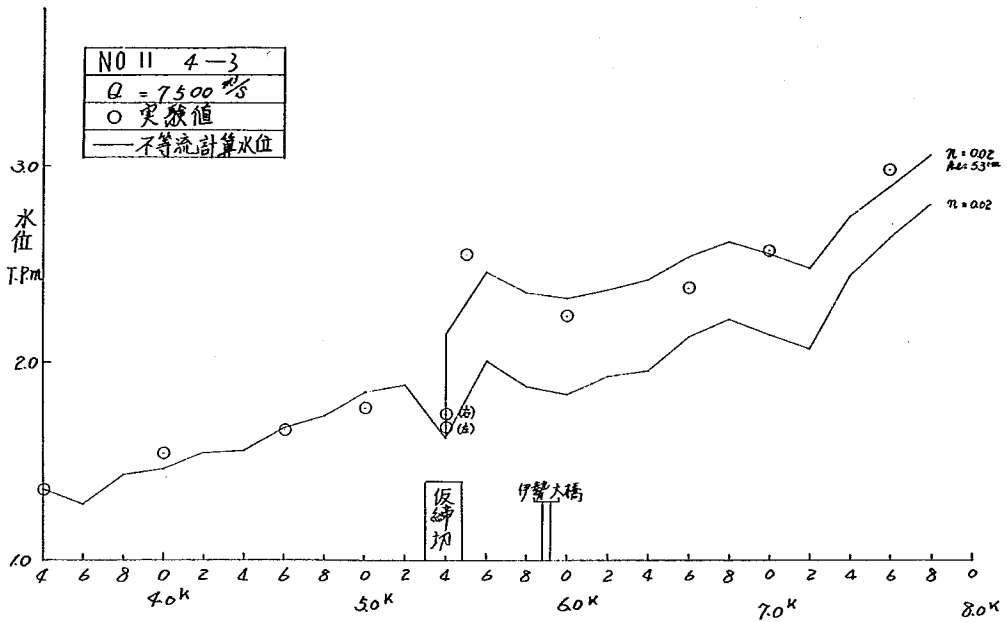


図-8.9.6 長良川水位縦断面図 (定流)

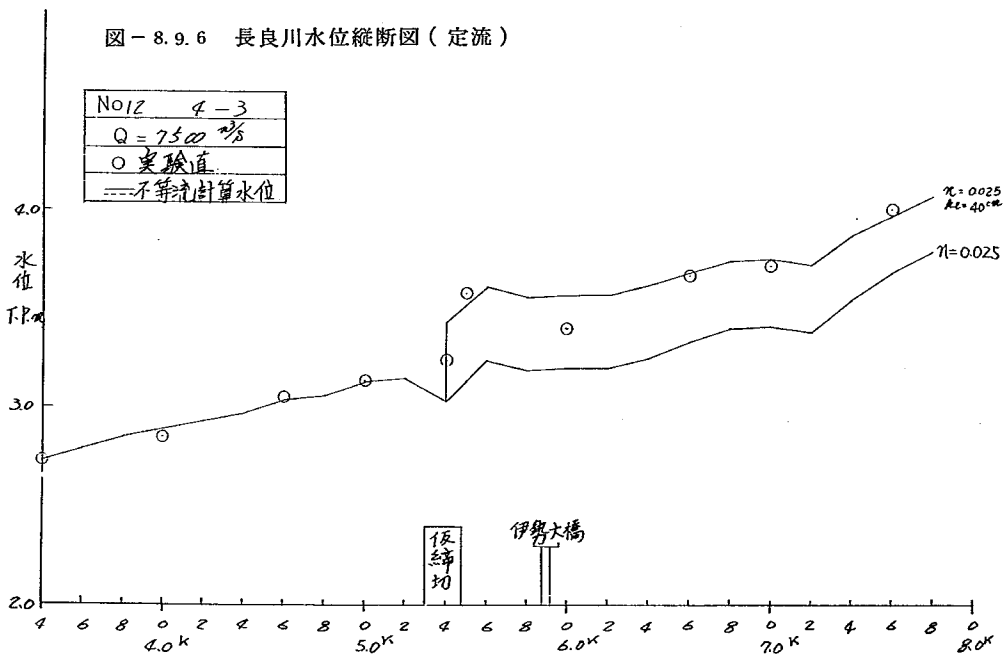
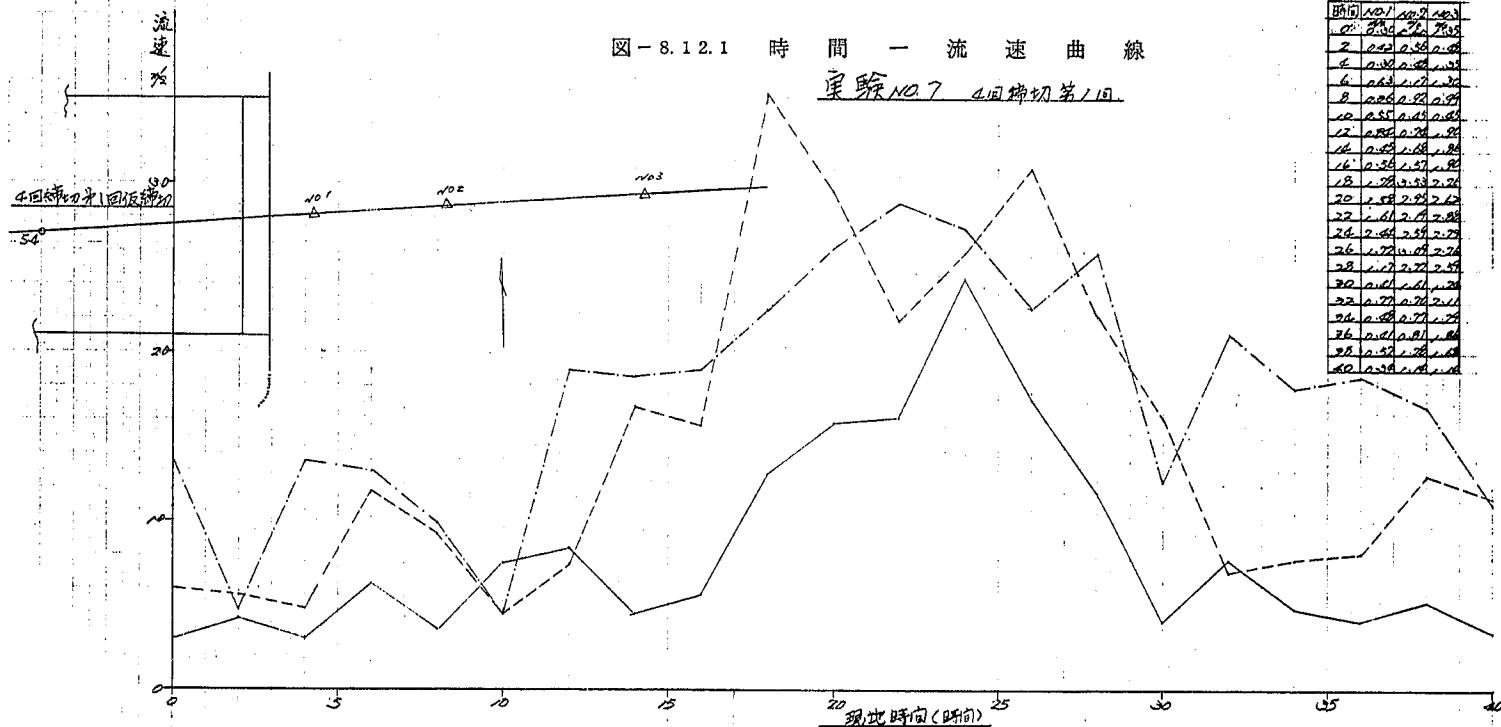


圖-8.12.1 時間一流速曲線

實驗 NO. 7 4 回掃切第 1 回

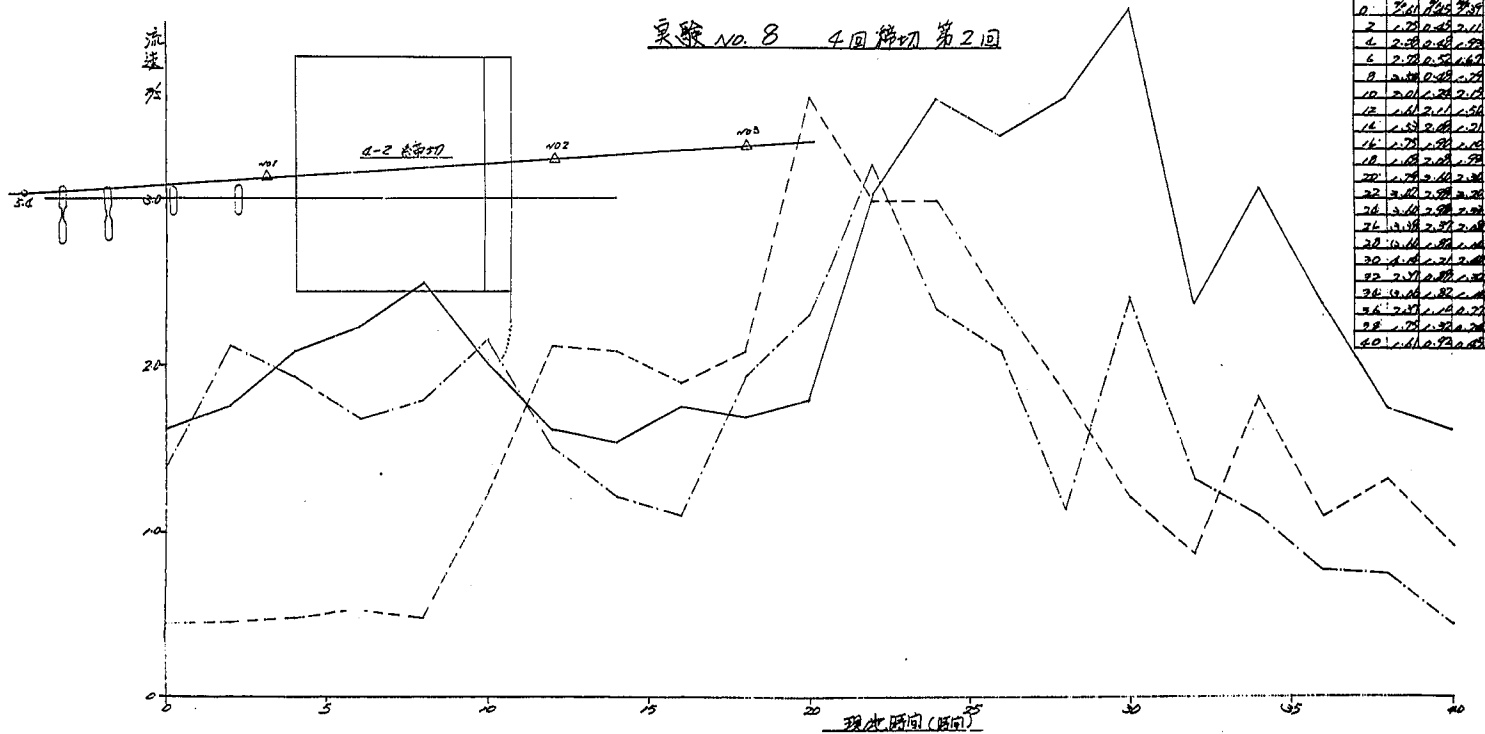


時間	NO. 1	NO. 2	NO. 3
01	2.35	2.75	2.35
02	0.45	0.55	0.45
04	0.35	0.45	0.35
06	0.35	1.15	1.35
08	0.25	0.95	0.95
10	0.55	0.45	0.65
12	0.85	0.35	0.95
14	0.45	0.65	0.85
16	0.55	1.55	0.95
18	1.75	3.55	2.75
20	1.55	2.95	2.65
22	1.60	2.15	2.05
24	2.45	3.55	2.75
26	1.75	1.05	2.75
28	1.15	2.75	2.55
30	0.65	1.65	1.35
32	0.75	0.75	2.15
34	0.45	0.75	1.75
36	0.65	0.85	1.65
38	0.55	1.75	1.65
40	0.35	0.45	1.05

測定	標別
NO. 1	—
NO. 2	—
NO. 3	—

圖 - 8.12.2 時間 - 流速曲線

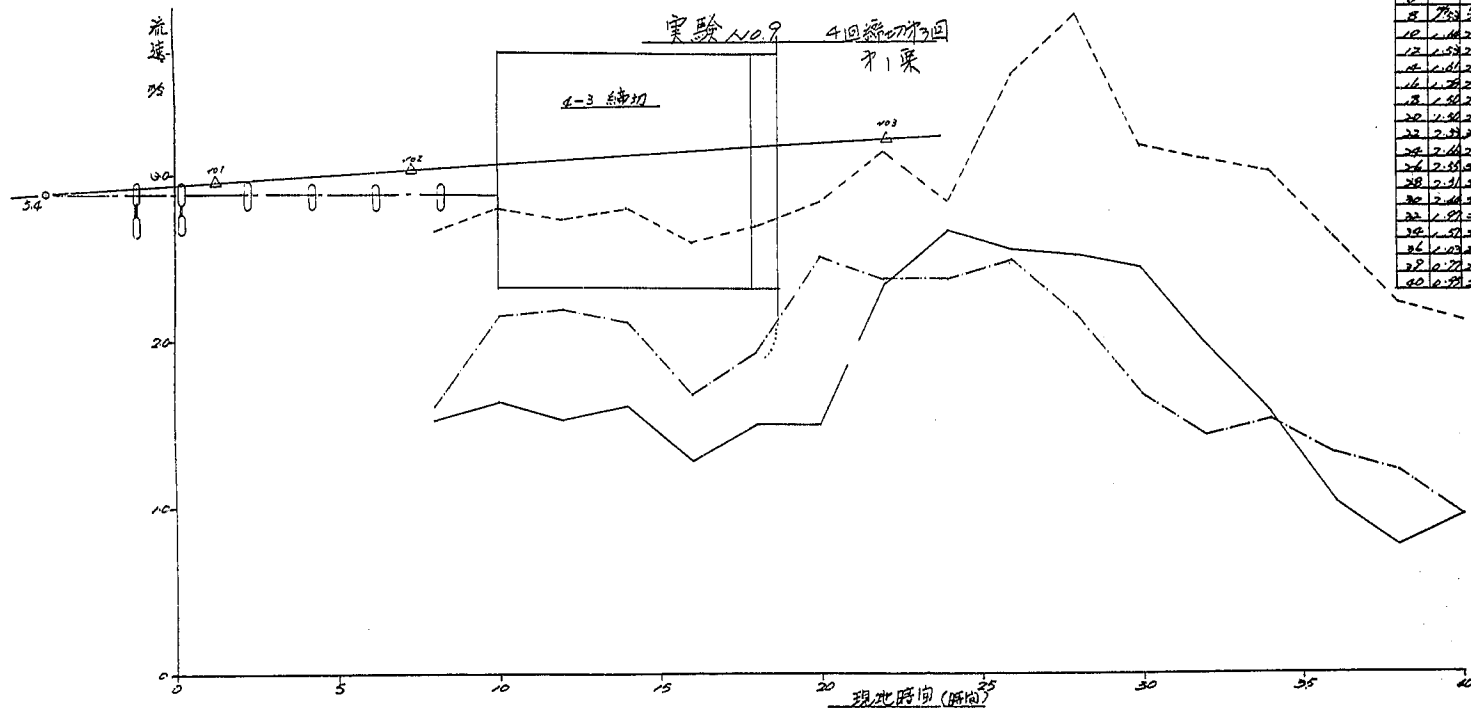
實驗 No. 8 4回掃切 第2回



時間	10.1	10.2	10.3
0	2.01	2.01	2.01
2	2.01	2.01	2.01
4	2.01	2.01	2.01
6	2.01	2.01	2.01
8	2.01	2.01	2.01
10	2.01	2.01	2.01
12	2.01	2.01	2.01
14	2.01	2.01	2.01
16	2.01	2.01	2.01
18	2.01	2.01	2.01
20	2.01	2.01	2.01
22	2.01	2.01	2.01
24	2.01	2.01	2.01
26	2.01	2.01	2.01
28	2.01	2.01	2.01
30	2.01	2.01	2.01
32	2.01	2.01	2.01
34	2.01	2.01	2.01
36	2.01	2.01	2.01
38	2.01	2.01	2.01
40	2.01	2.01	2.01

測定	種類
110.1	—
110.2	—
110.3	—

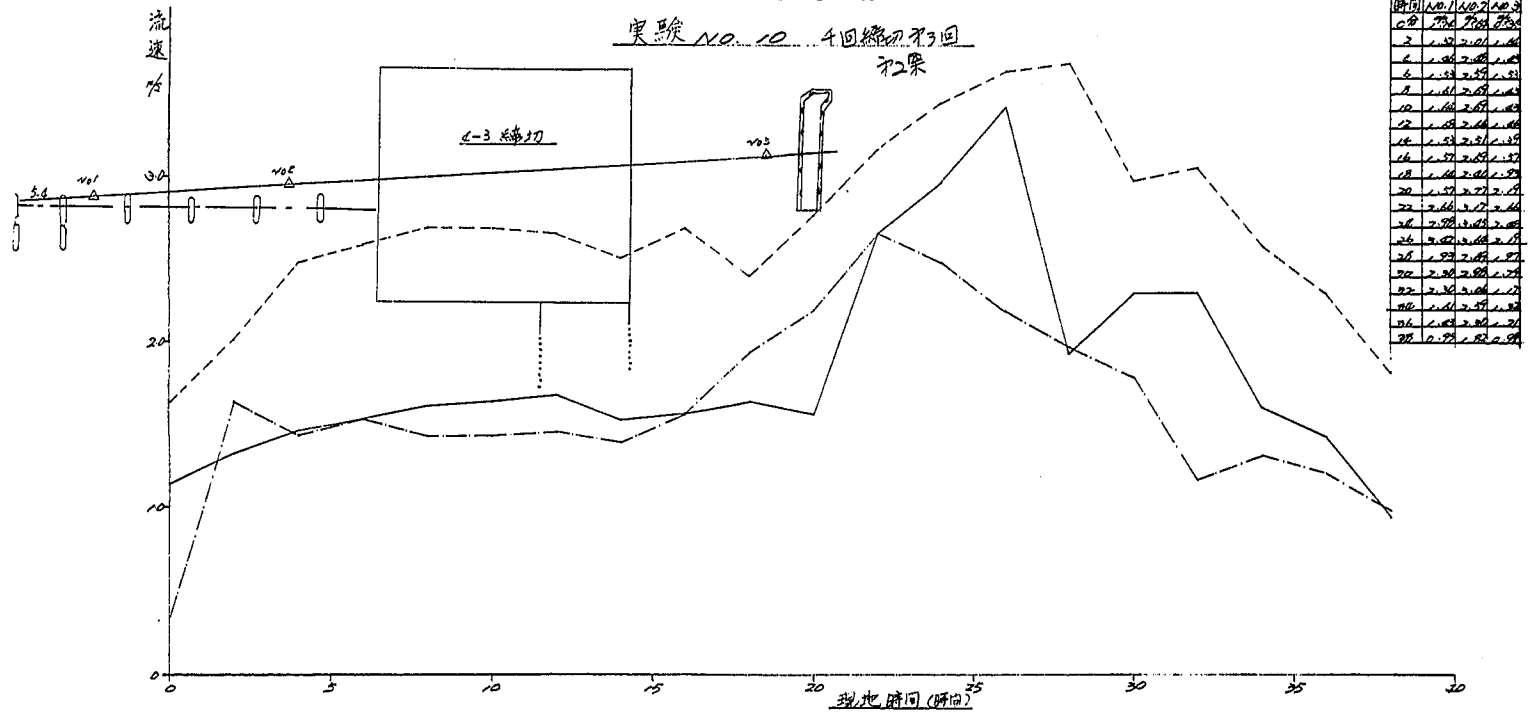
圖-8 12.3 時間-流速曲線



時間	10.1	10.2	10.3
0			
2			
4			
6			
8	7.33	7.46	7.61
10	1.44	2.18	2.18
12	1.53	2.73	2.11
14	1.61	2.82	2.11
16	1.76	2.59	1.68
18	1.56	2.41	1.53
20	1.56	2.41	2.11
22	2.33	2.41	2.11
24	2.44	2.85	2.37
26	2.53	2.41	2.48
28	2.51	2.78	2.15
30	2.44	2.11	1.68
32	1.57	2.11	1.53
34	1.57	2.11	1.53
36	1.53	2.41	1.53
38	2.77	2.22	1.21
40	0.77	2.11	0.53

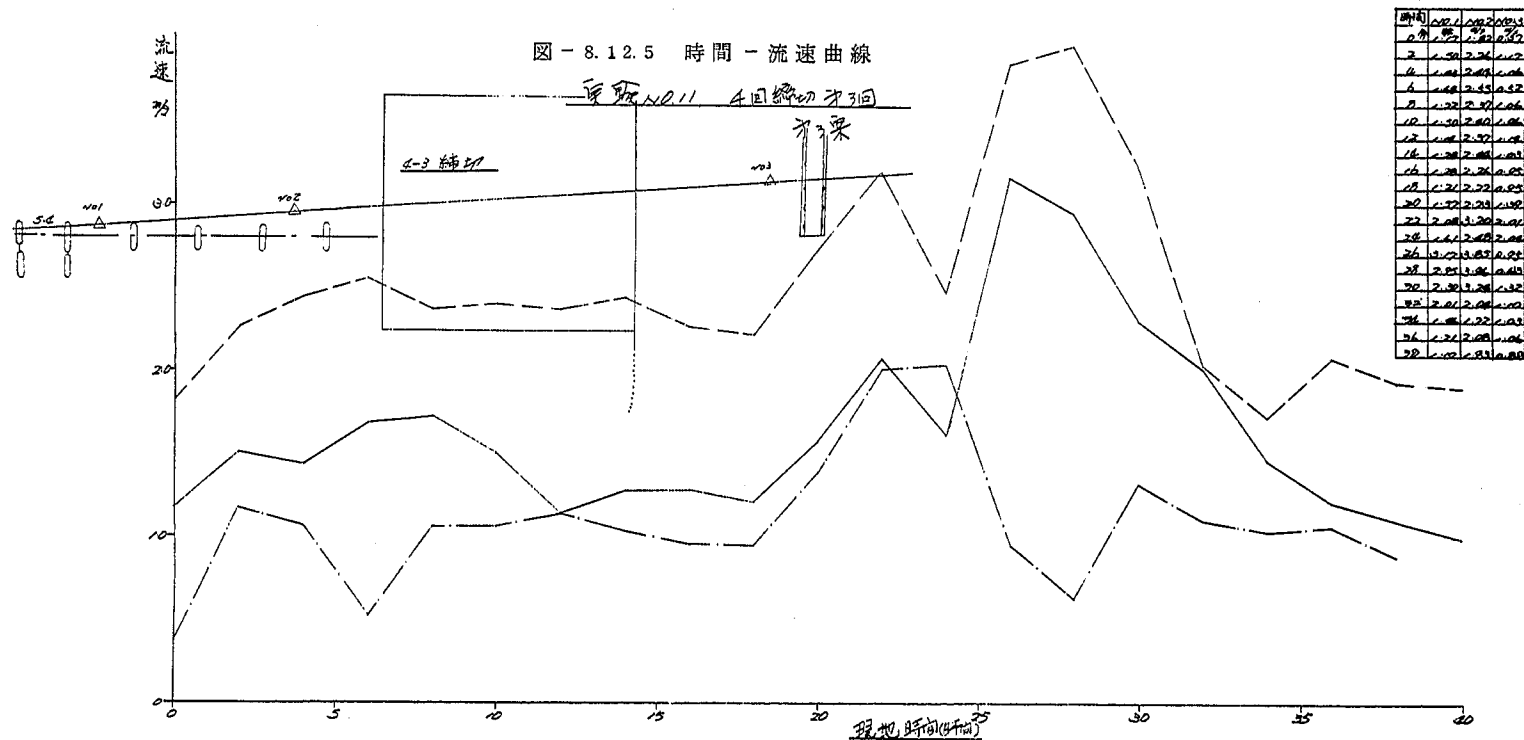
測定	種類
NO. 1	-----
NO. 2	-----
NO. 3	-----

図-8.12.4 時間-流速曲線



測点	種類
10.1	——
10.2	----
10.3	-.-.-
10.4	

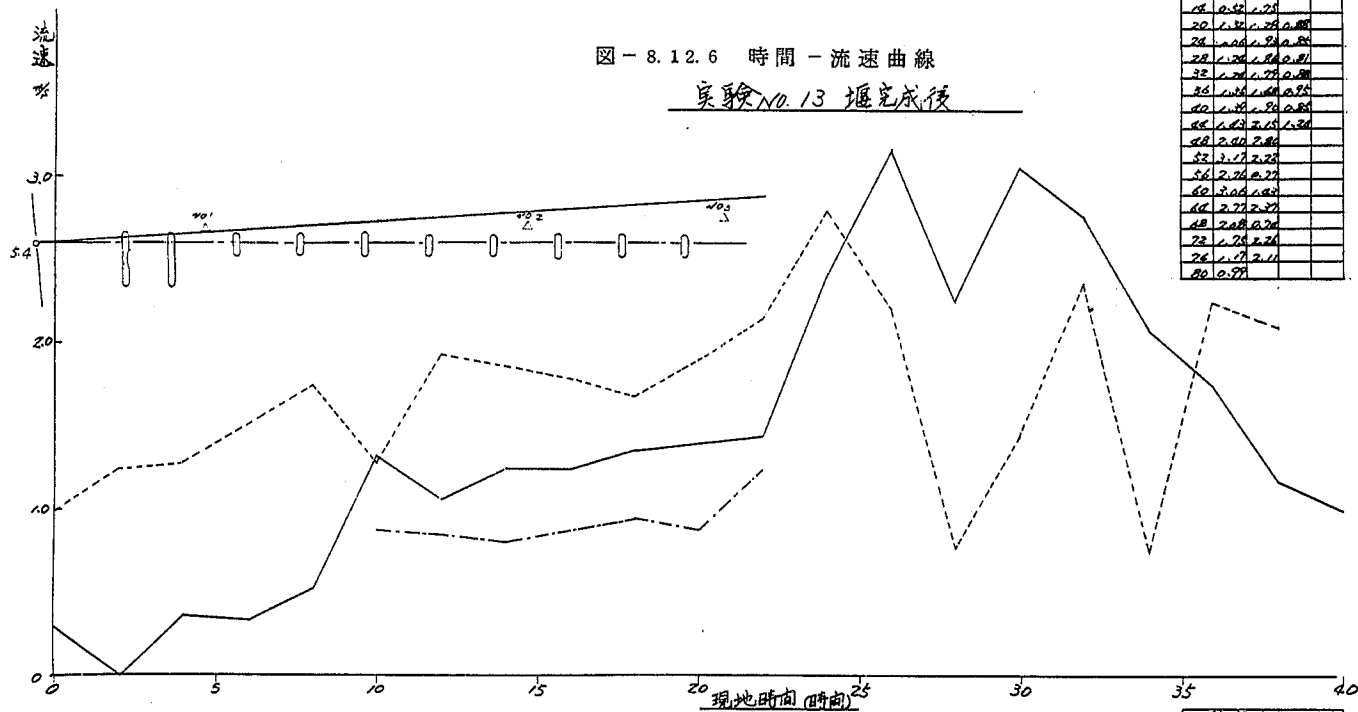
圖-8.12.5 時間-流速曲線



時間	0.00	1.00	2.00	3.00
NO. 1	18.00	22.00	25.00	28.00
NO. 2	12.00	15.00	18.00	22.00
NO. 3	5.00	8.00	12.00	15.00
NO. 4	10.00	12.00	15.00	18.00
NO. 5	15.00	18.00	22.00	25.00
NO. 6	20.00	25.00	28.00	30.00
NO. 7	25.00	28.00	30.00	32.00
NO. 8	30.00	32.00	35.00	38.00
NO. 9	35.00	38.00	40.00	42.00
NO. 10	40.00	42.00	45.00	48.00
NO. 11	45.00	48.00	50.00	52.00
NO. 12	50.00	52.00	55.00	58.00
NO. 13	55.00	58.00	60.00	62.00
NO. 14	60.00	62.00	65.00	68.00
NO. 15	65.00	68.00	70.00	72.00
NO. 16	70.00	72.00	75.00	78.00
NO. 17	75.00	78.00	80.00	82.00
NO. 18	80.00	82.00	85.00	88.00
NO. 19	85.00	88.00	90.00	92.00
NO. 20	90.00	92.00	95.00	98.00
NO. 21	95.00	98.00	100.00	102.00
NO. 22	100.00	102.00	105.00	108.00
NO. 23	105.00	108.00	110.00	112.00
NO. 24	110.00	112.00	115.00	118.00
NO. 25	115.00	118.00	120.00	122.00
NO. 26	120.00	122.00	125.00	128.00
NO. 27	125.00	128.00	130.00	132.00
NO. 28	130.00	132.00	135.00	138.00
NO. 29	135.00	138.00	140.00	142.00
NO. 30	140.00	142.00	145.00	148.00
NO. 31	145.00	148.00	150.00	152.00
NO. 32	150.00	152.00	155.00	158.00
NO. 33	155.00	158.00	160.00	162.00
NO. 34	160.00	162.00	165.00	168.00
NO. 35	165.00	168.00	170.00	172.00

图-8.12.6 時間-流速曲線

实验 No. 13 堰完成後



時間	No. 1	No. 2	No. 3
0.0	0.30	0.25	
0.5	0.28		
1.0	0.27	1.28	
1.5	0.26	1.50	
2.0	0.25	1.75	
2.5	1.50	1.75	0.85
3.0	1.28	1.80	0.80
3.5	1.28	1.75	0.80
4.0	1.25	1.60	0.75
4.5	1.25	1.50	0.65
5.0	1.60	2.15	1.30
5.5	2.00	2.80	
6.0	3.10	2.20	
6.5	2.20	0.20	
7.0	2.00	1.80	
7.5	2.70	2.20	
8.0	2.00	0.20	
8.5	2.00	0.20	
9.0	1.50	2.10	
9.5	0.90		

測点	種類
No. 1	—————
No. 2	-----
No. 3	

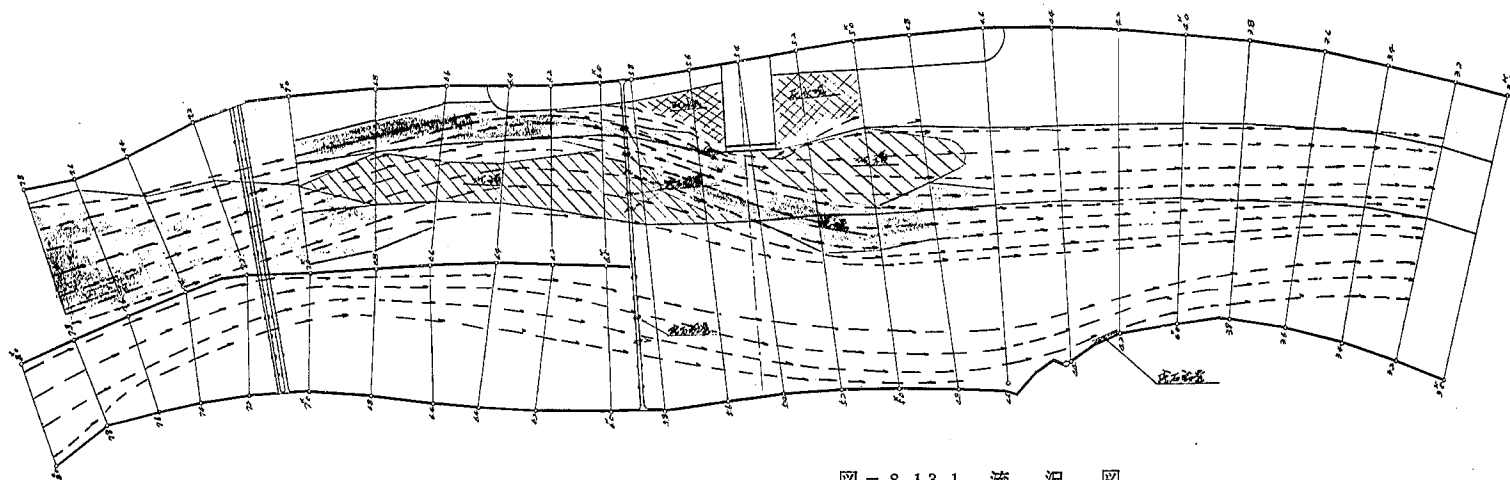


図-8.13.1 流況図

原線 NO.7
4回線力不四

0 100 200 300
m

流線	---
取水口	▨
増設	▧
流況	▩

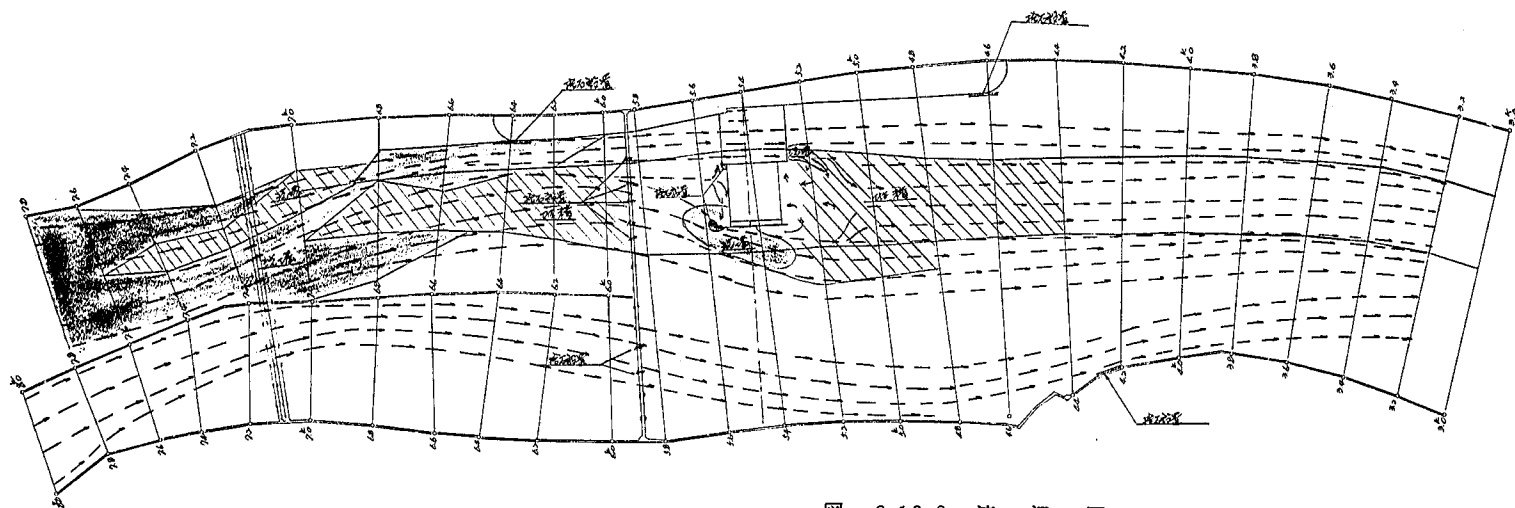


图 - 8.13.2 流 況 图

实验 NO. 8

4 回 测 点 不 同

0 100 200 300
米

流线	—→
死水或	交叉线
堆积	斜线
洗塘	点状

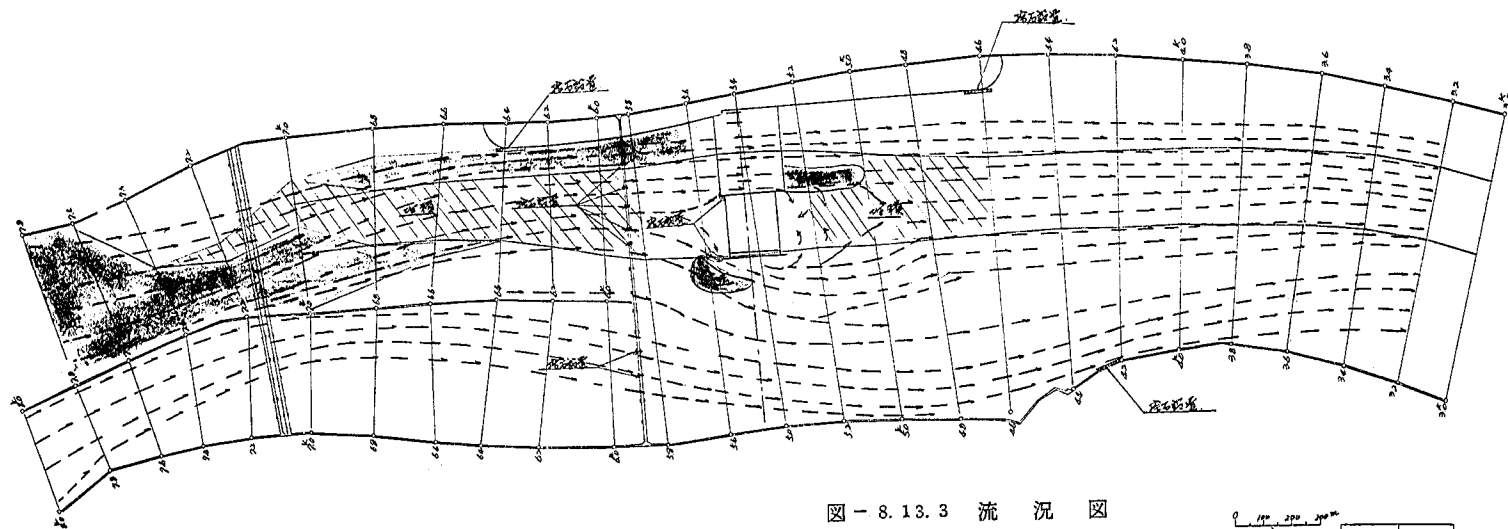


图 - 8.13.3 流 沉 图

京 察 107
 北 回 转 勿 同 不 采

0 100 200 300 400
 米

流 线	—→
死 水 域	斜 线
堆 积	点 状
沉 积	点 状

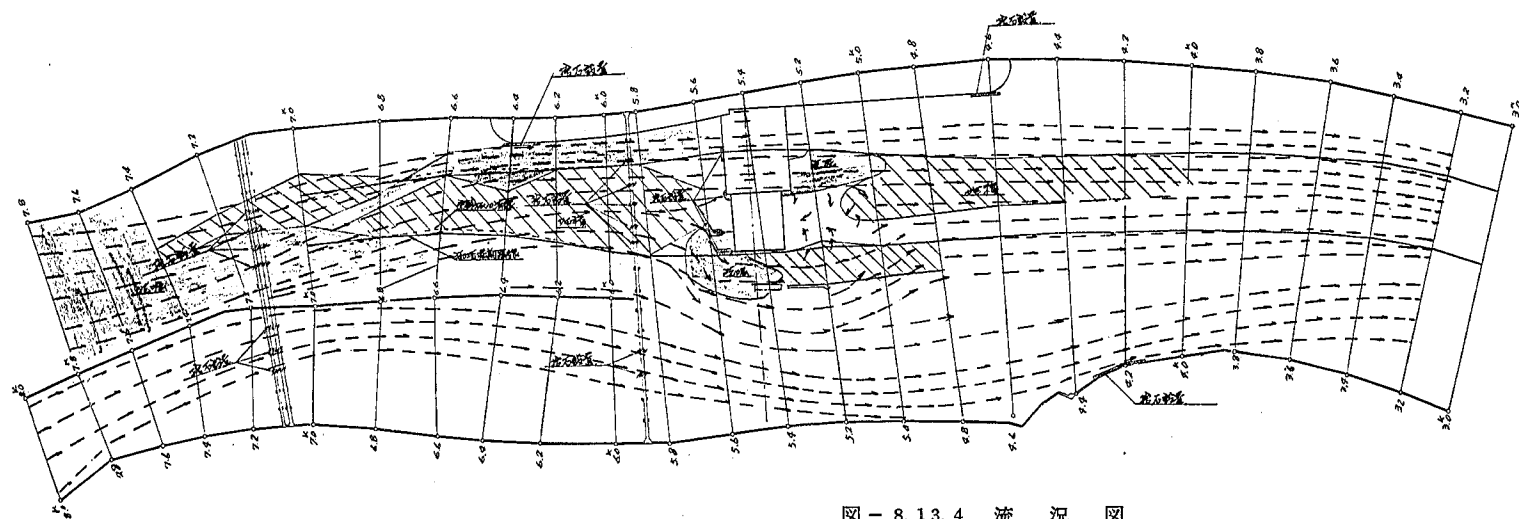
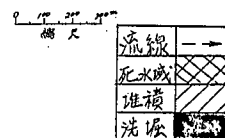


图 - 8.13.4 流況図

実験 NO. 10
4回繰り返し 結果



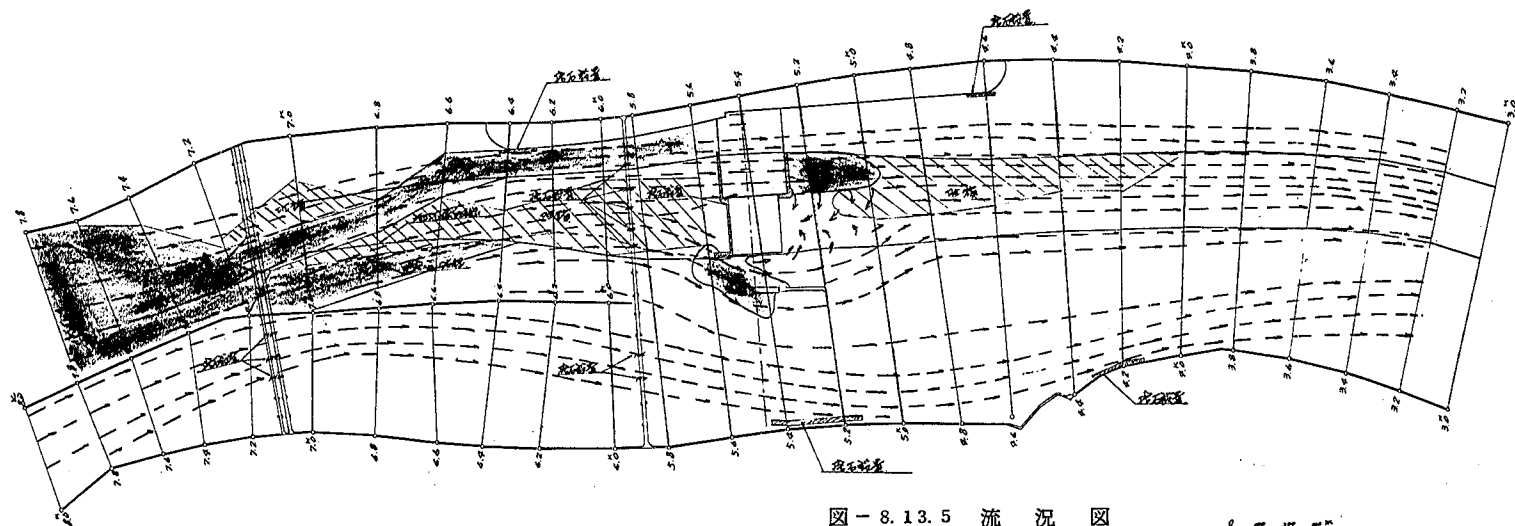
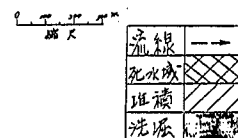


图-8.13.5 流況圖

实验 NO. 1
40 级 40 级 40 级



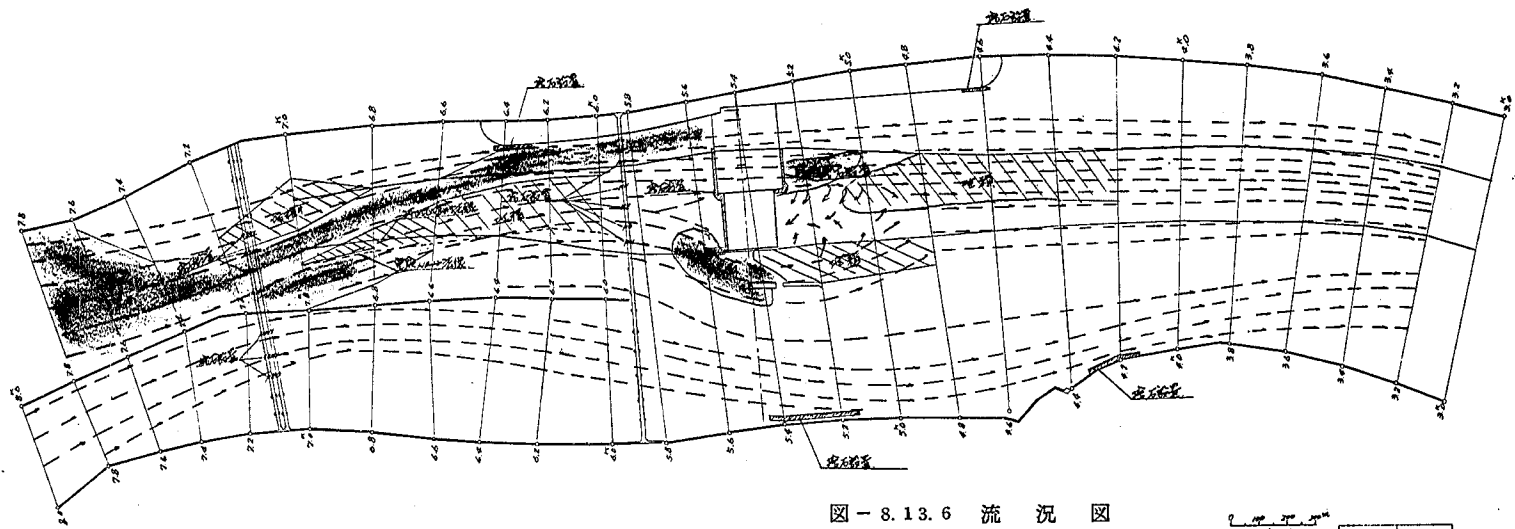


图 - 8.13.6 流況図

実験 NO. 12
4日間の平均流速 流速図

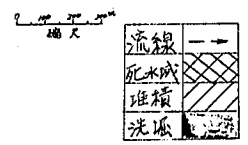


圖 - 8.14.1 時間 - 洗堀深曲線 (仮締切)

実験 NO.7 4 回締切第 1 回

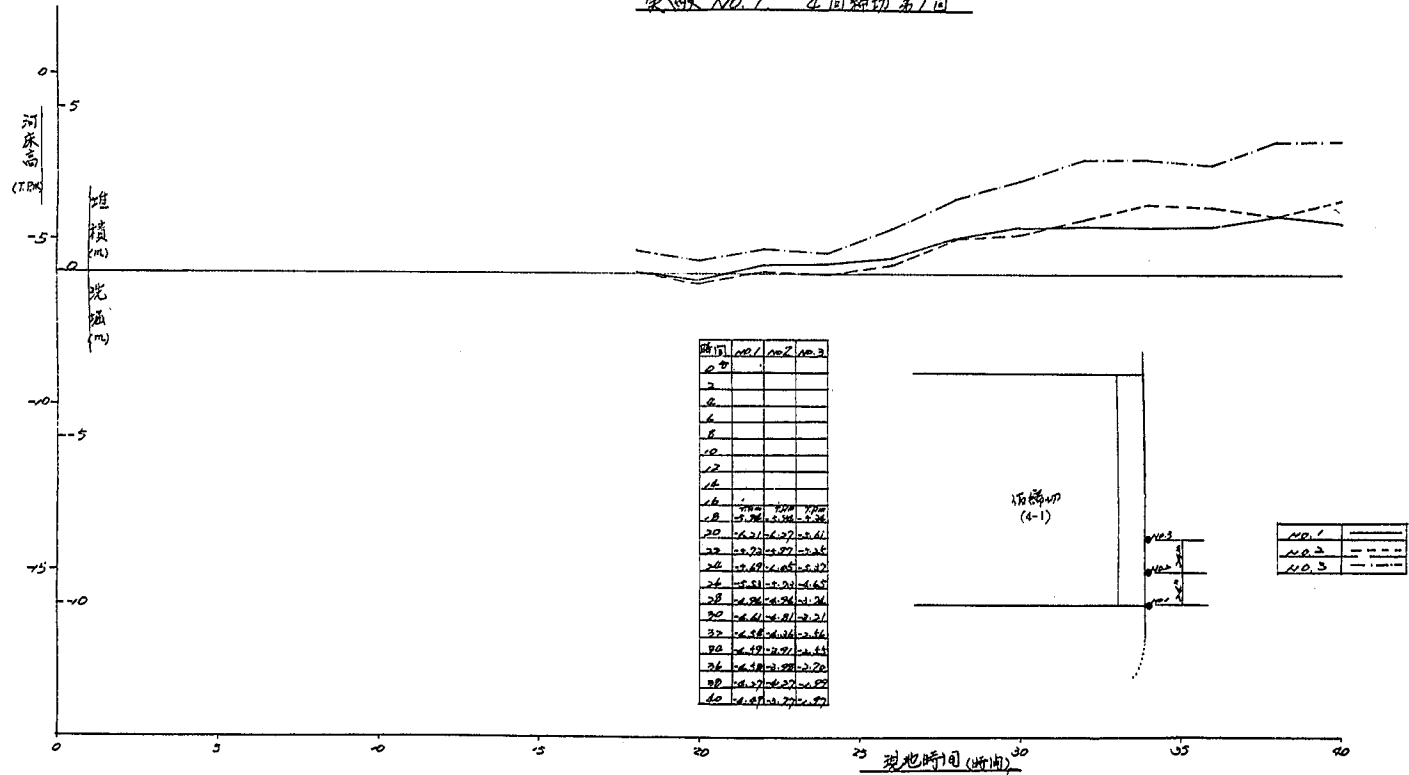


图 - 8.14.2 时间 - 洗堀深曲线 (仮締切)

実験 NO. 8. 4回締切2回

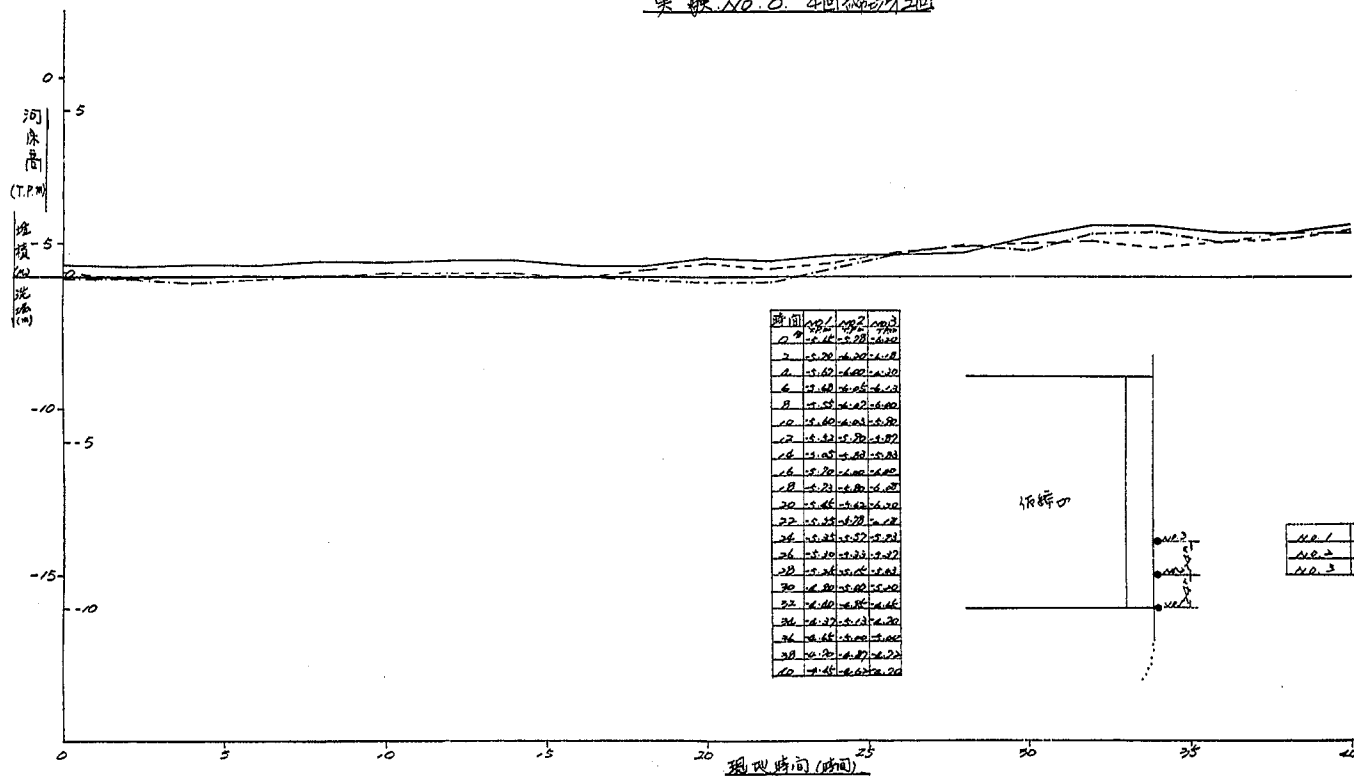


圖 - 8.14.3 時間 - 洗堀深曲線 (假縮切)

實驗 NO. 9 4個縮切打迴才要

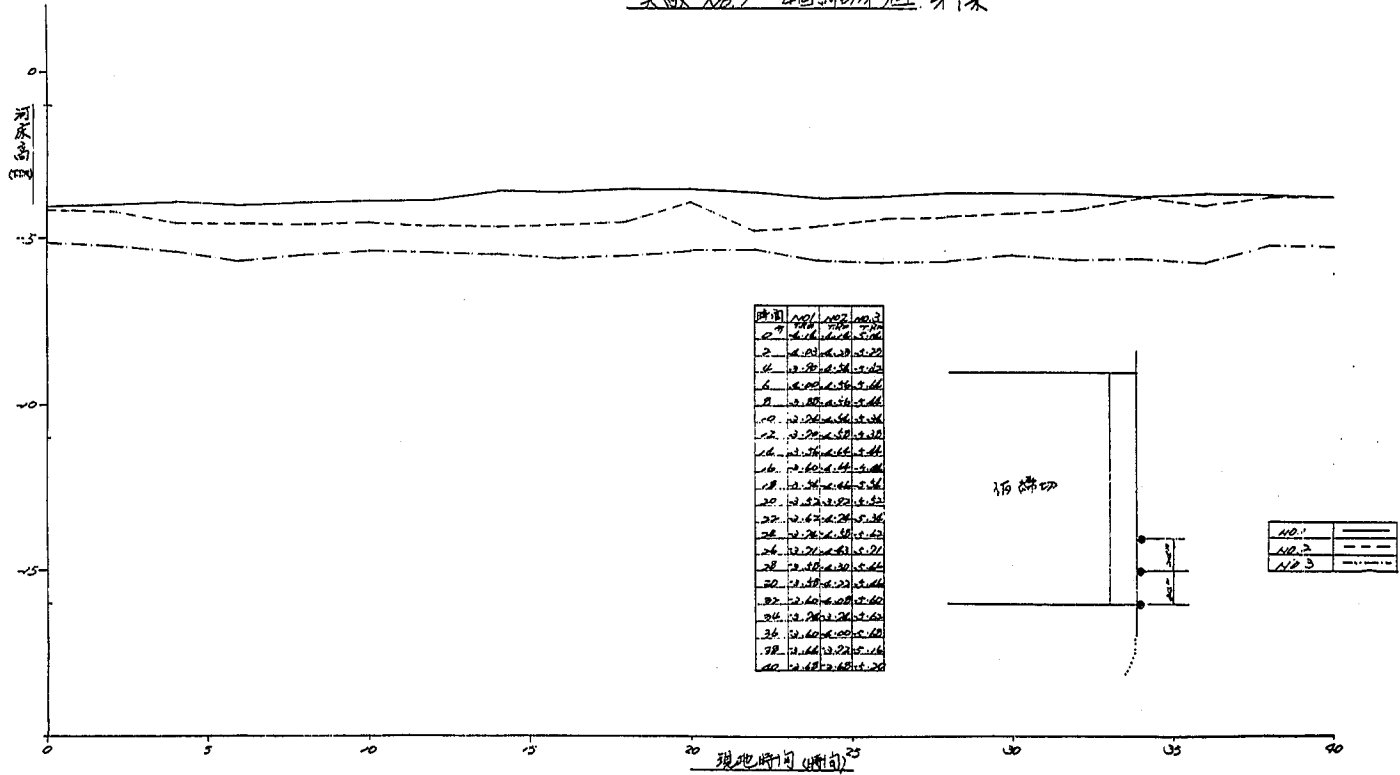


图-8.14.4 時間-洗堀深曲線 (仮締切)

実験 NO. 10 4回繰りかえり 第2案

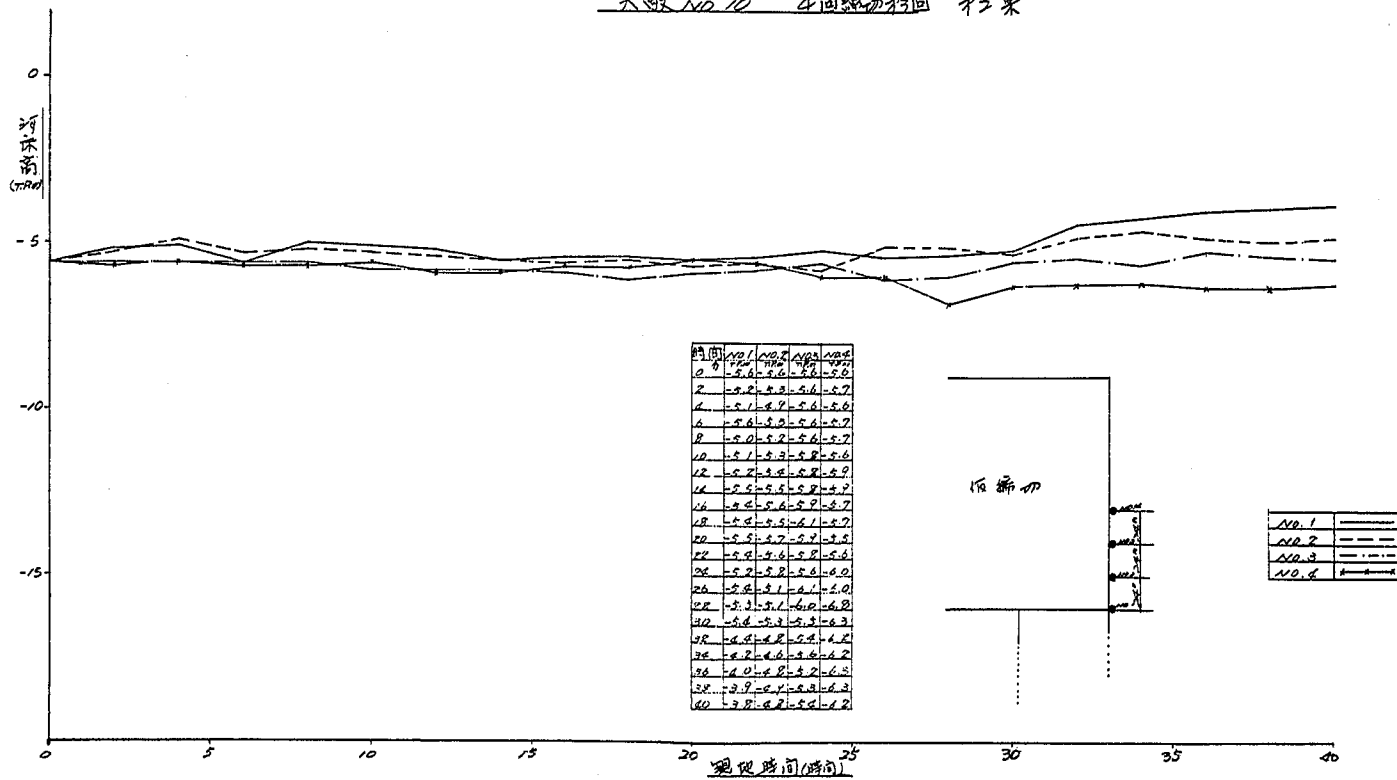


図 - 8.14.5 時間 - 洗堀深曲線 (仮縮切)

実験 NO. 11 4回繰り返し 不採

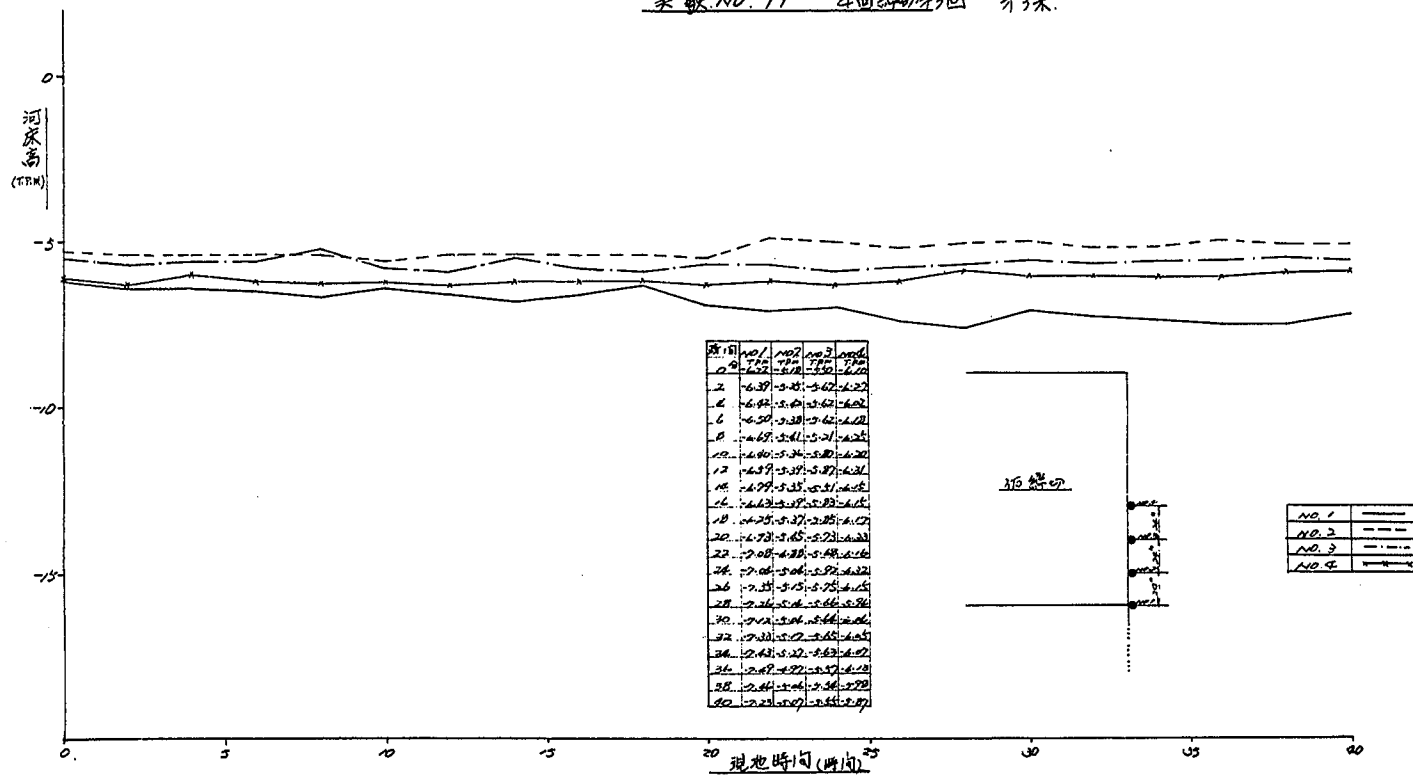
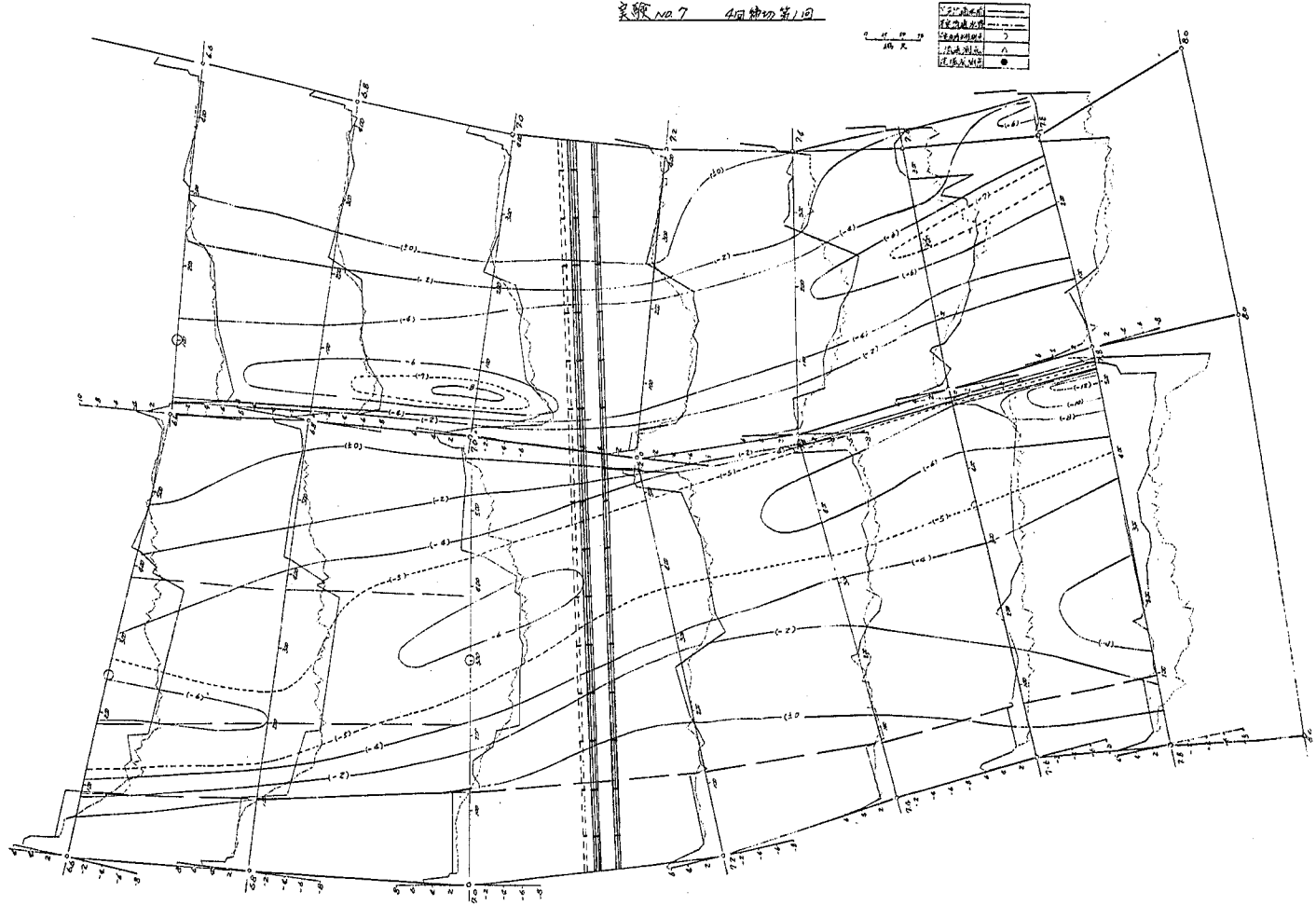
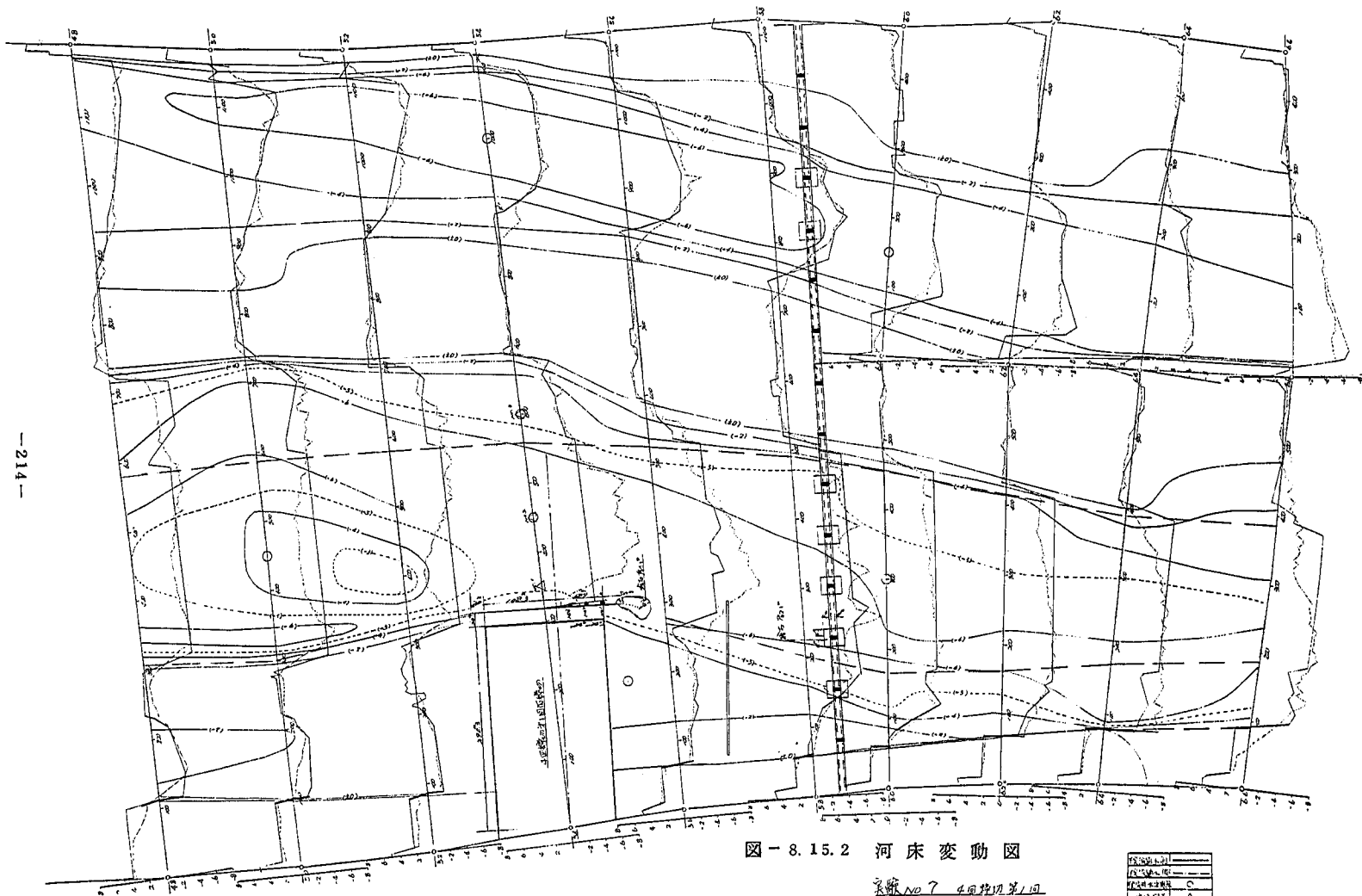


図-8.15.1 河床変動図

支線 No. 7 河床切欠図





鳕鱼 no 7 4月梯切第1回

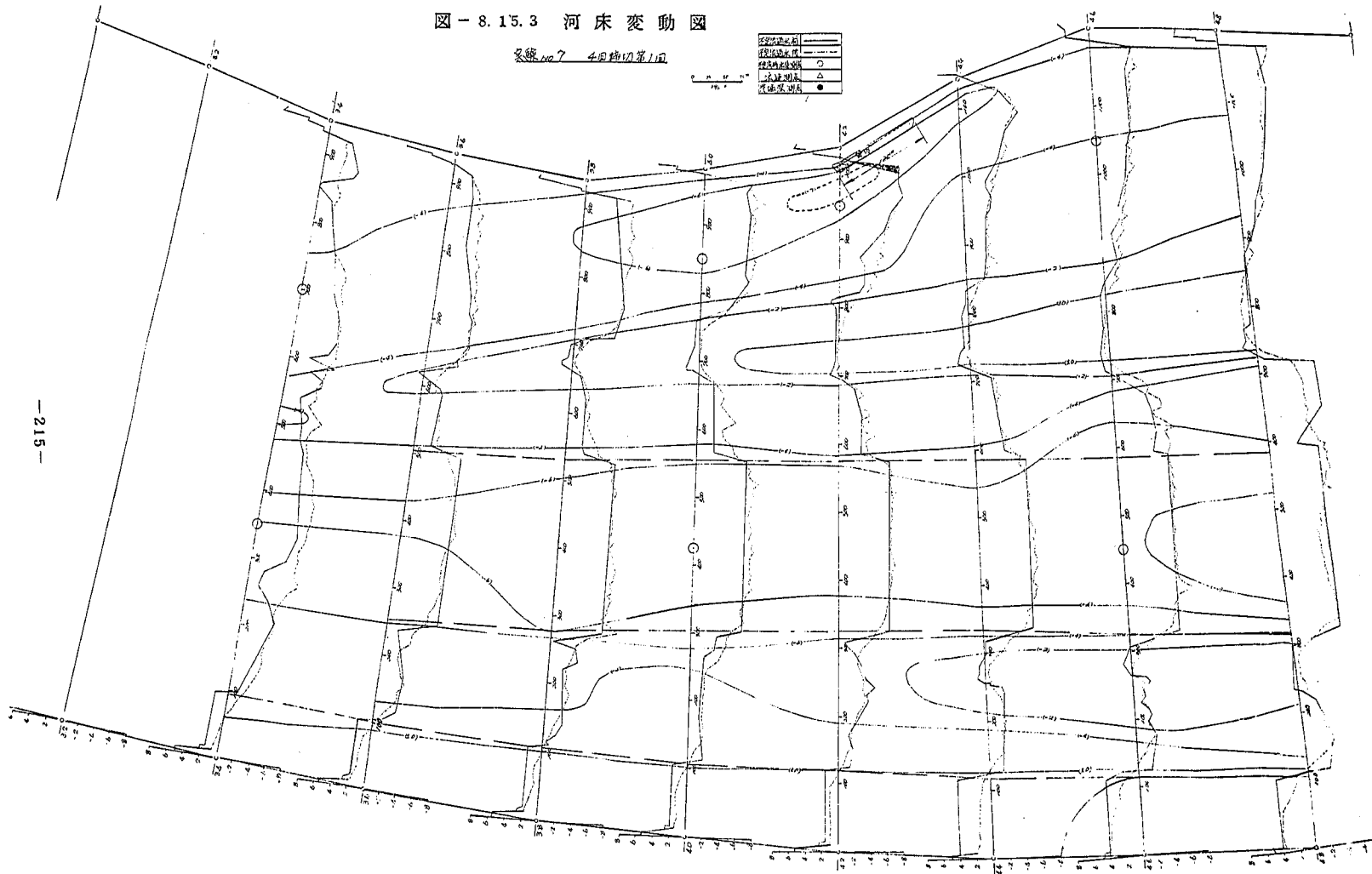
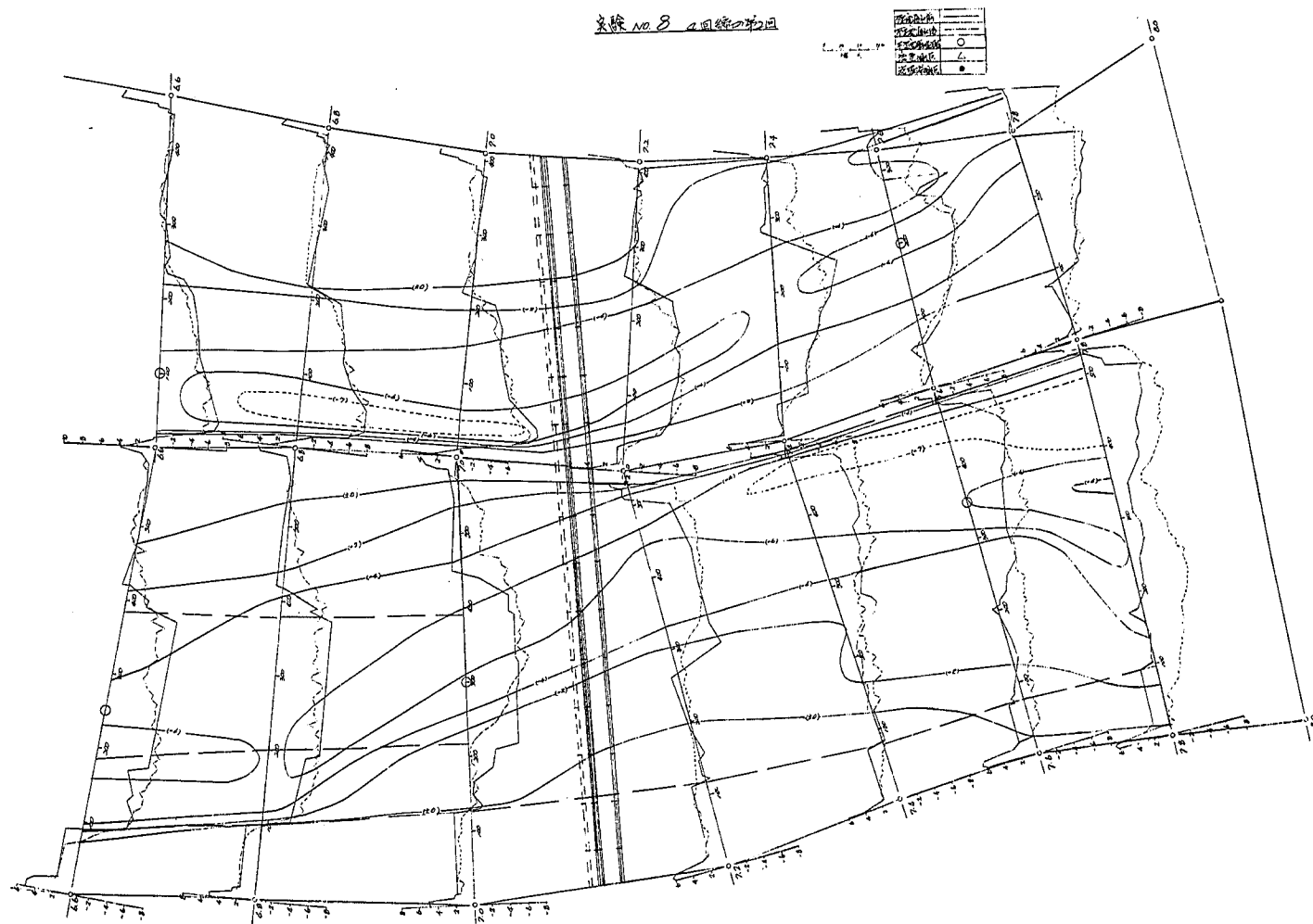


图-8.16.1 河床变动图

系按 10.8 比例尺缩小的图



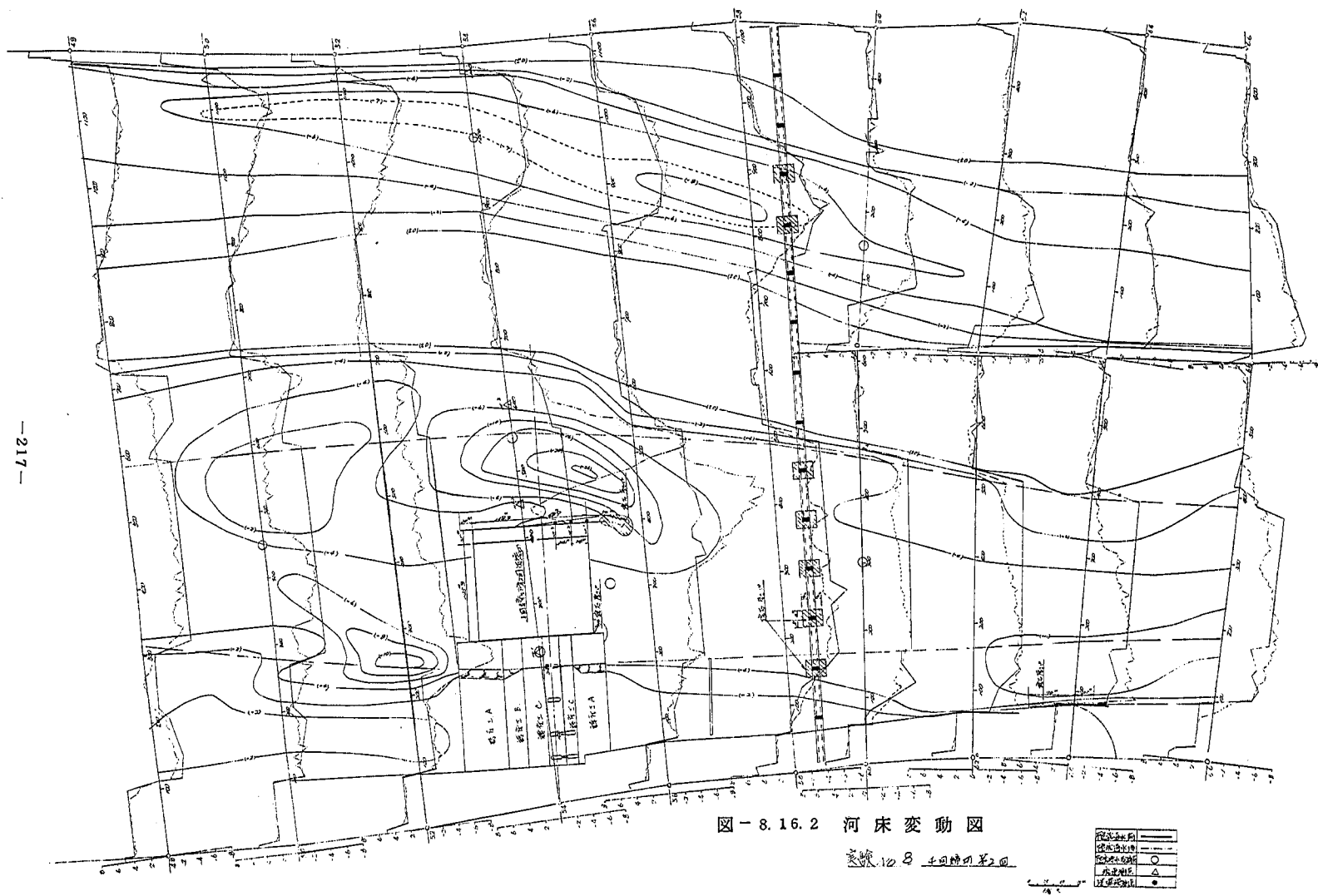


図-8.16.3 河床変動図

支線 NO. 8 土間部(平均)

1:1000

河床変動線	—
河床変動線	—○—
河床変動線	—△—
河床変動線	—●—

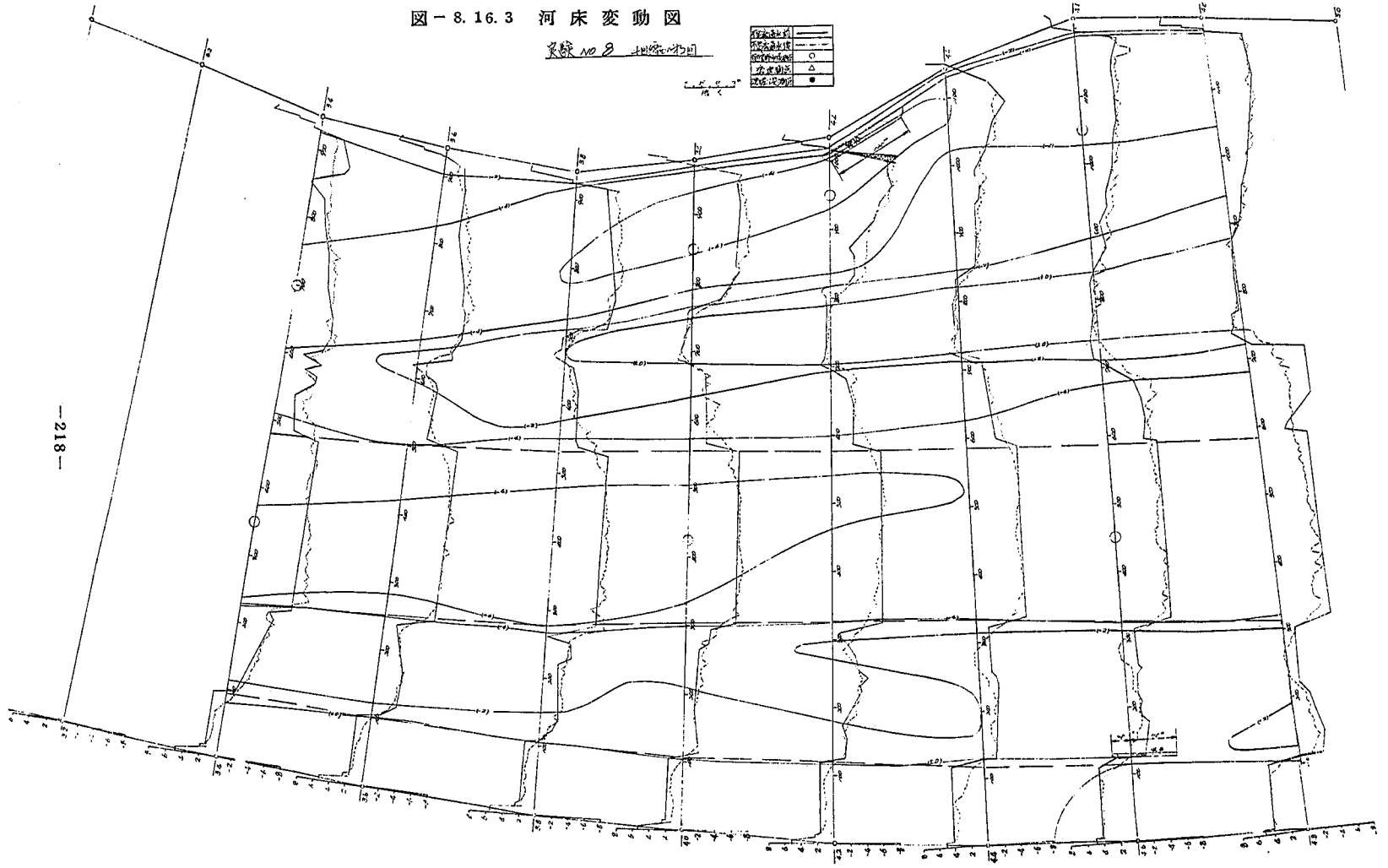
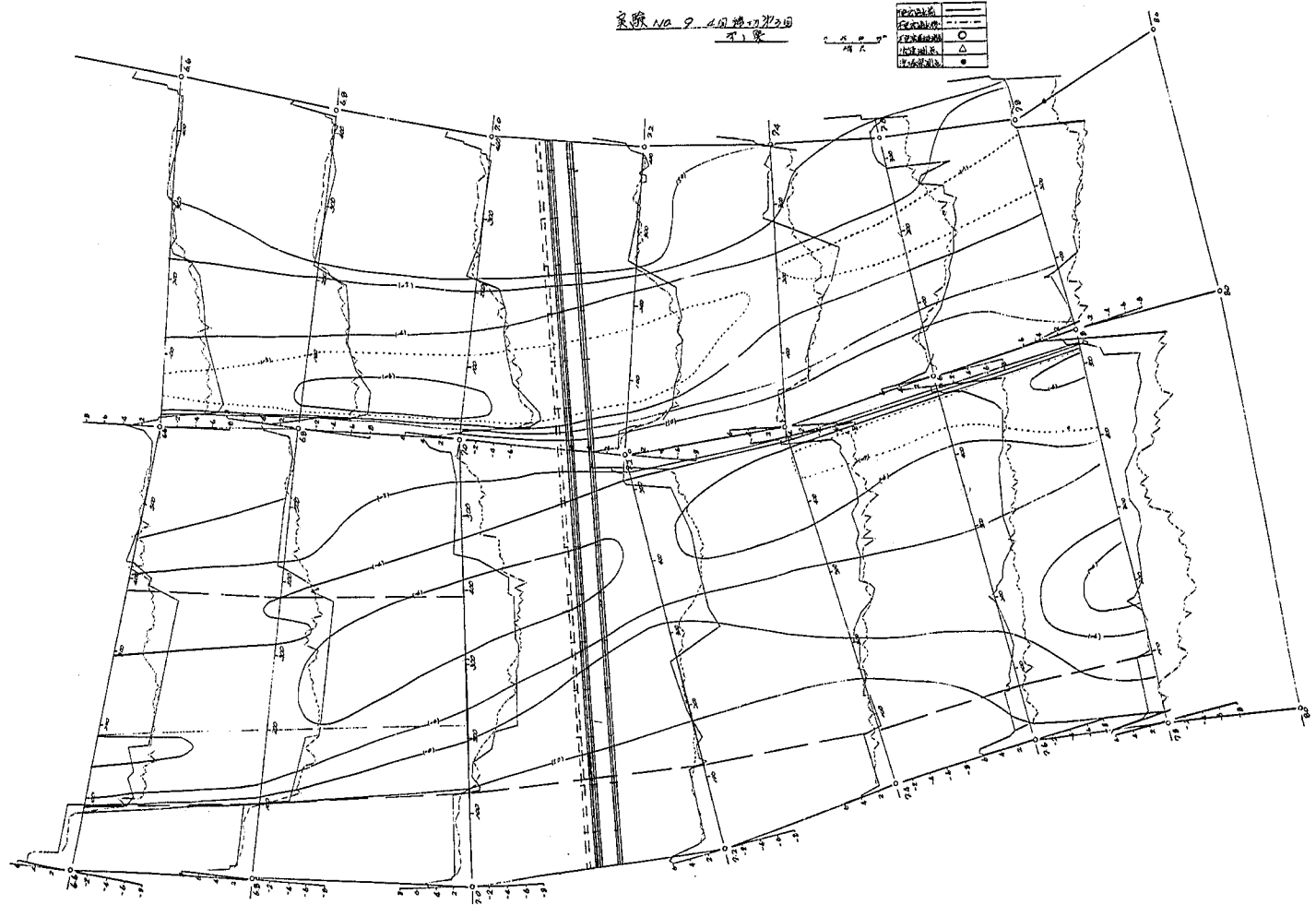


图-8.17.1 河床变动图



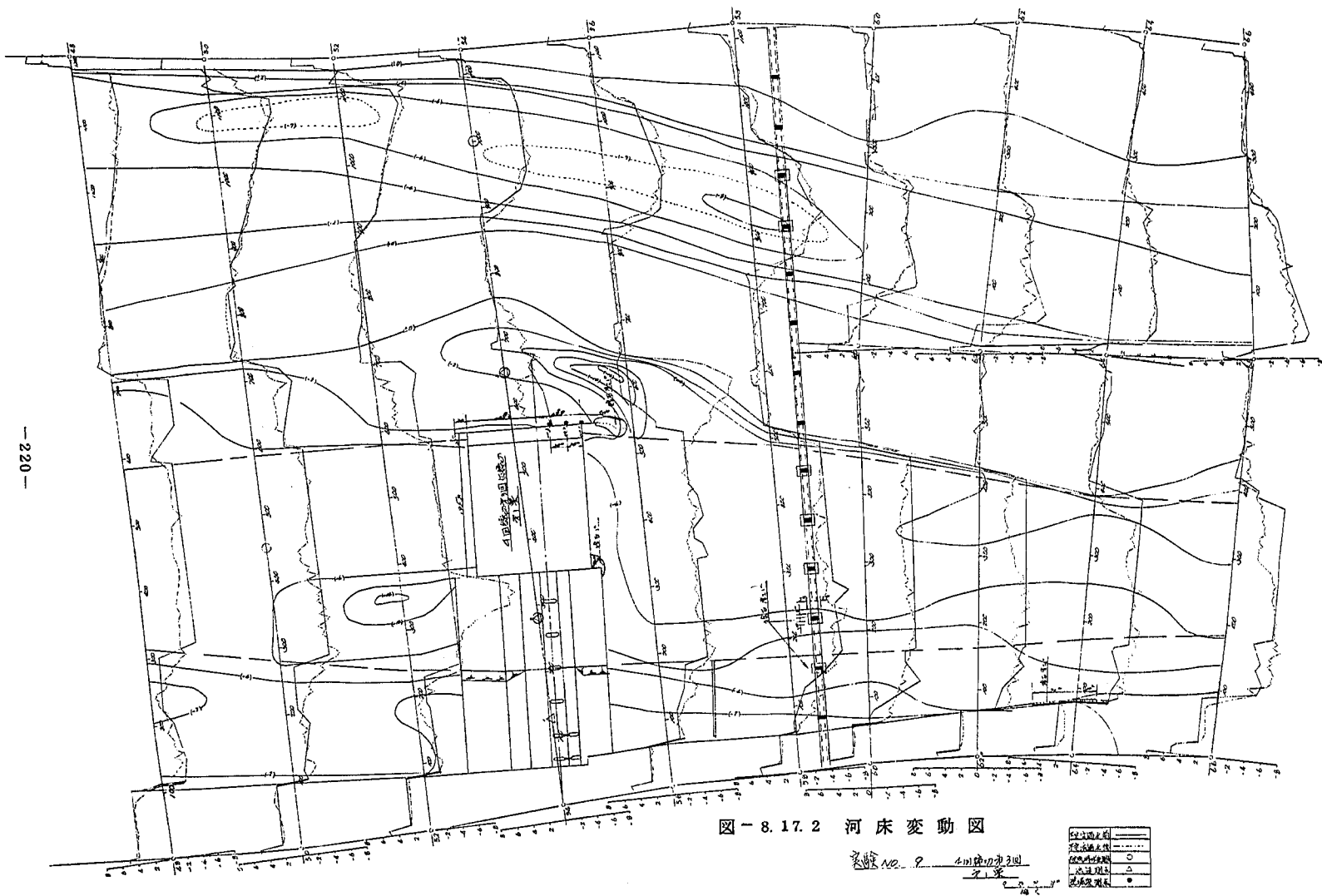


图-8.17.2 河床变动图

图-8.18.1 河床变动图

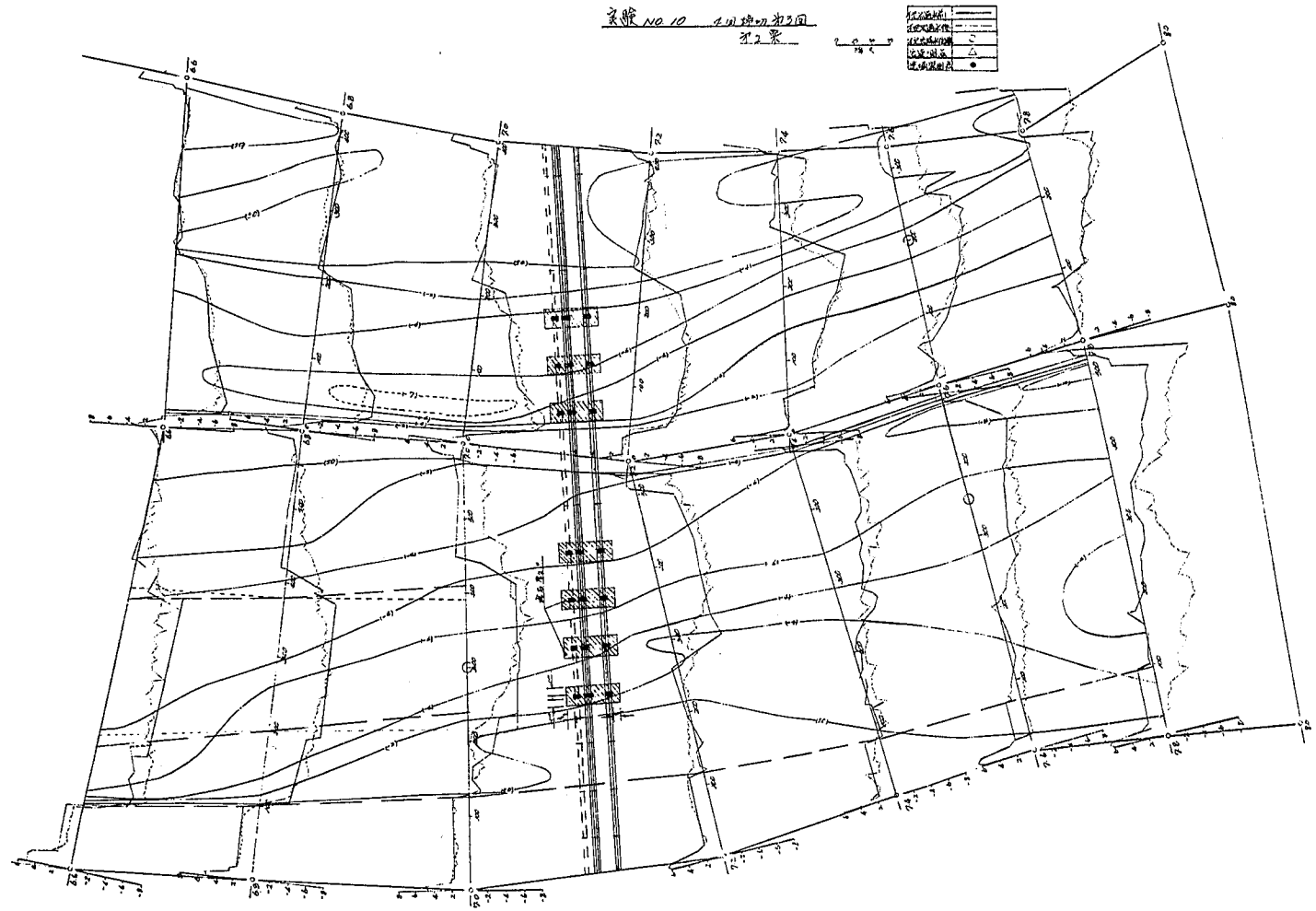


图-8.18.2 河床变动图

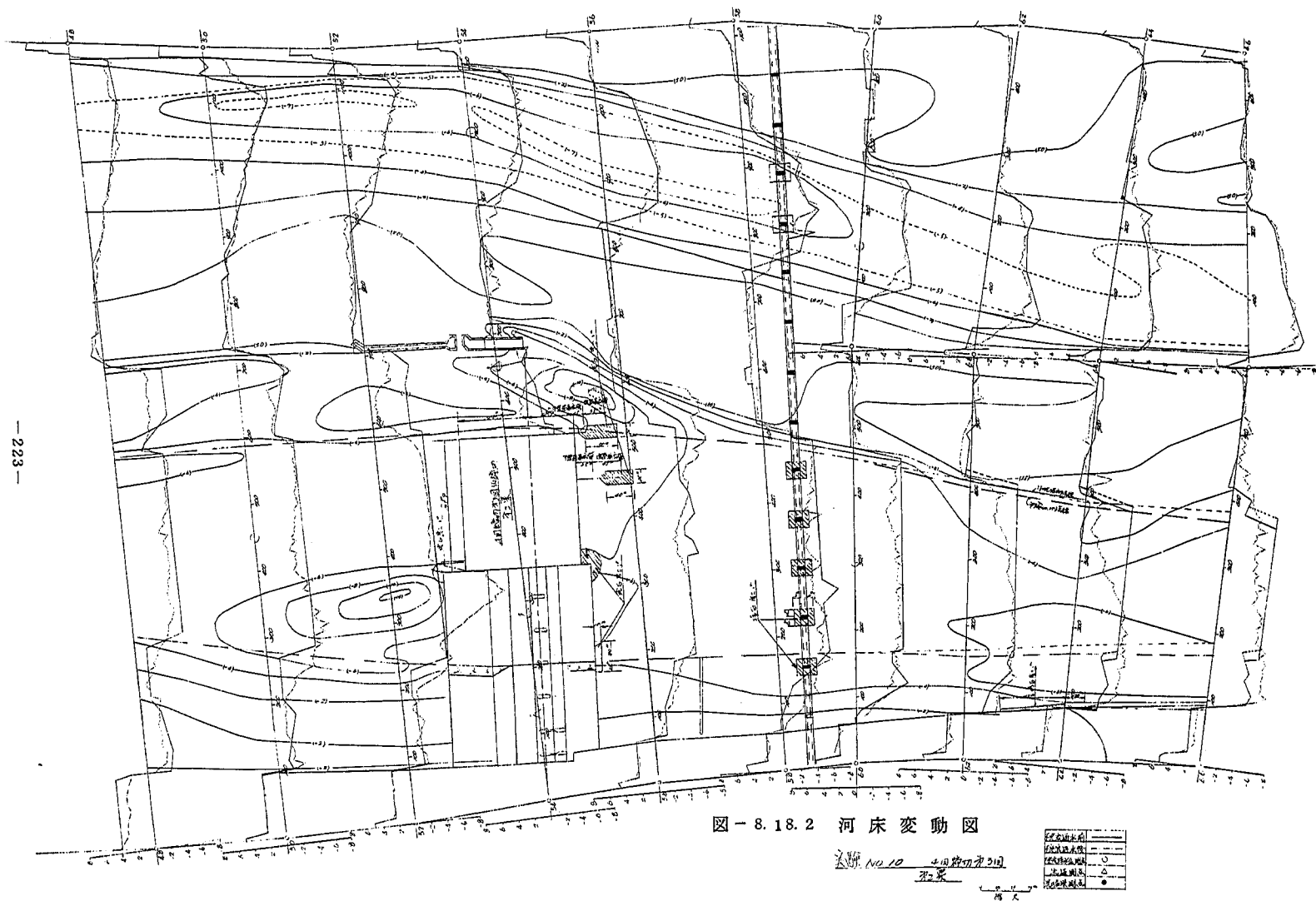


図-8.18.3 河床変動図

主線 NO.10 河床変動図 200 米

10 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100

河床変動図	河床変動図
河床変動図	河床変動図
河床変動図	河床変動図
河床変動図	河床変動図
河床変動図	河床変動図

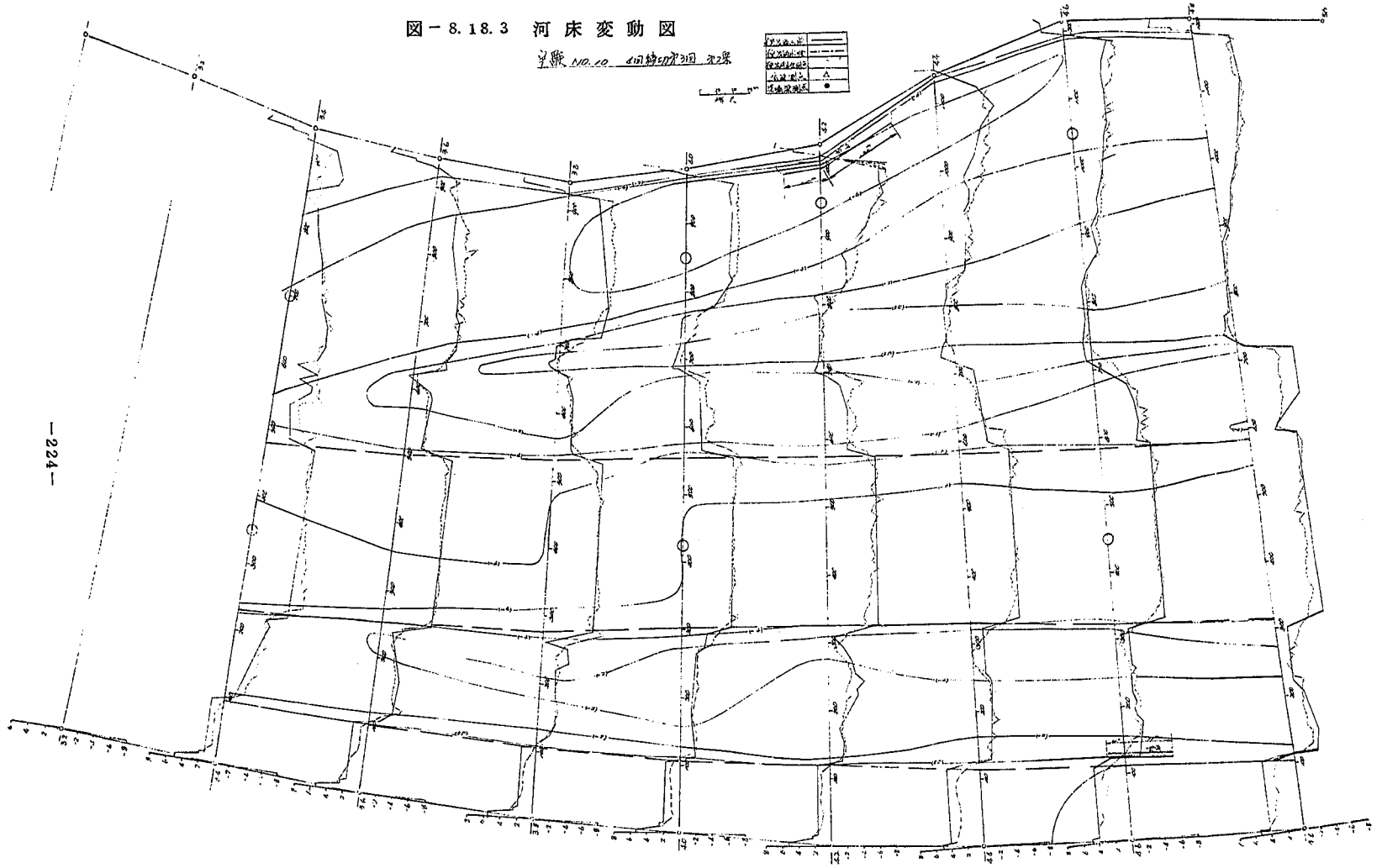
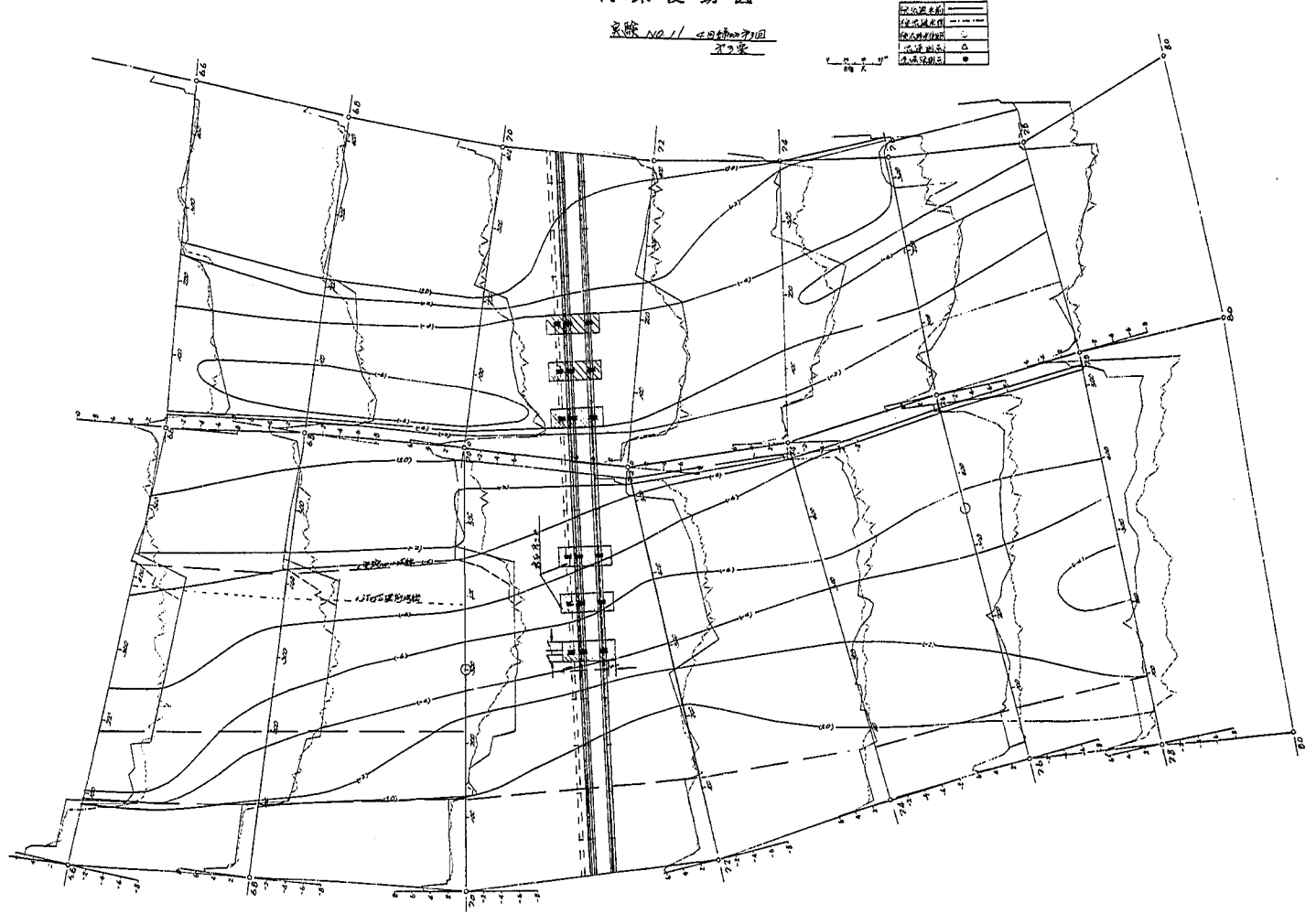


图-8.19.1 河床变动图



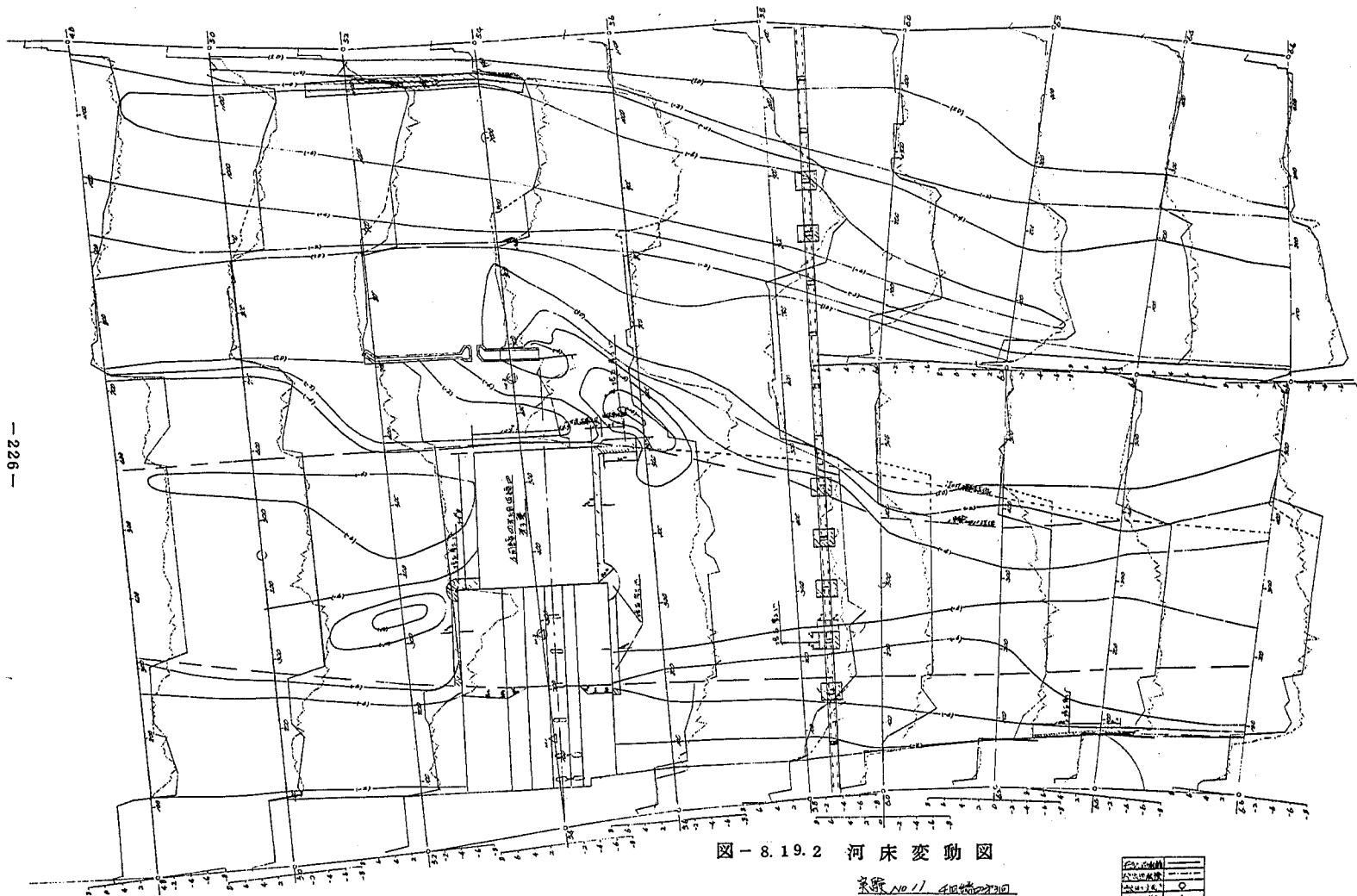


图-8.19.2 河床变动图

系数 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 2.0 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6 2.7 2.8 2.9 3.0 3.1 3.2 3.3 3.4 3.5 3.6 3.7 3.8 3.9 4.0 4.1 4.2 4.3 4.4 4.5 4.6 4.7 4.8 4.9 5.0 5.1 5.2 5.3 5.4 5.5 5.6 5.7 5.8 5.9 6.0 6.1 6.2 6.3 6.4 6.5 6.6 6.7 6.8 6.9 7.0 7.1 7.2 7.3 7.4 7.5 7.6 7.7 7.8 7.9 8.0 8.1 8.2 8.3 8.4 8.5 8.6 8.7 8.8 8.9 9.0 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 10.0

1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0	5.1	5.2	5.3	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.9	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0	7.1	7.2	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

图-8.19.3 河床变动图

美家 No. 11 4 回线河床变动图

河床变动线	—
河床变动范围	○
河床变动点	△
河床变动量	●

比例尺 1:1000

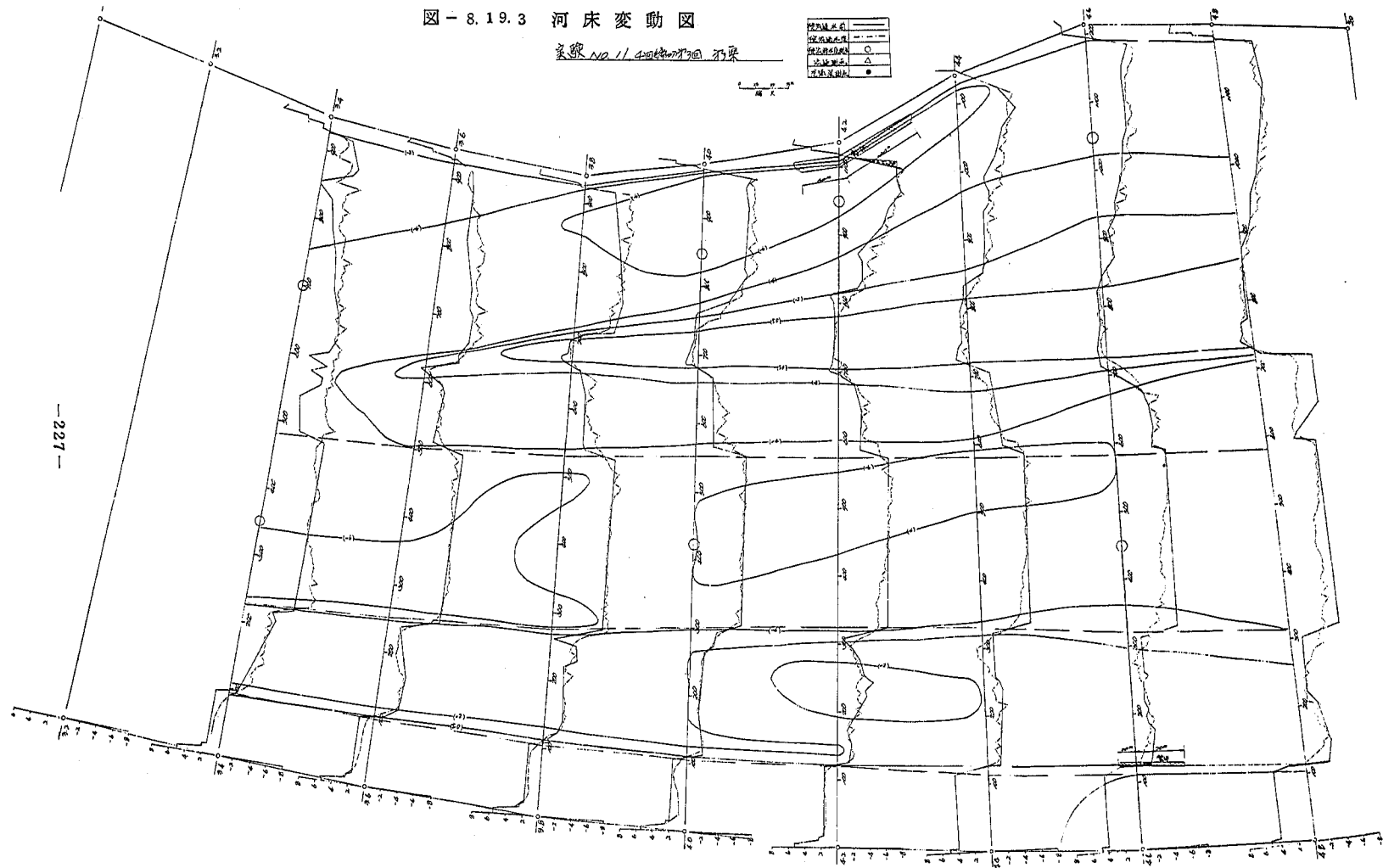
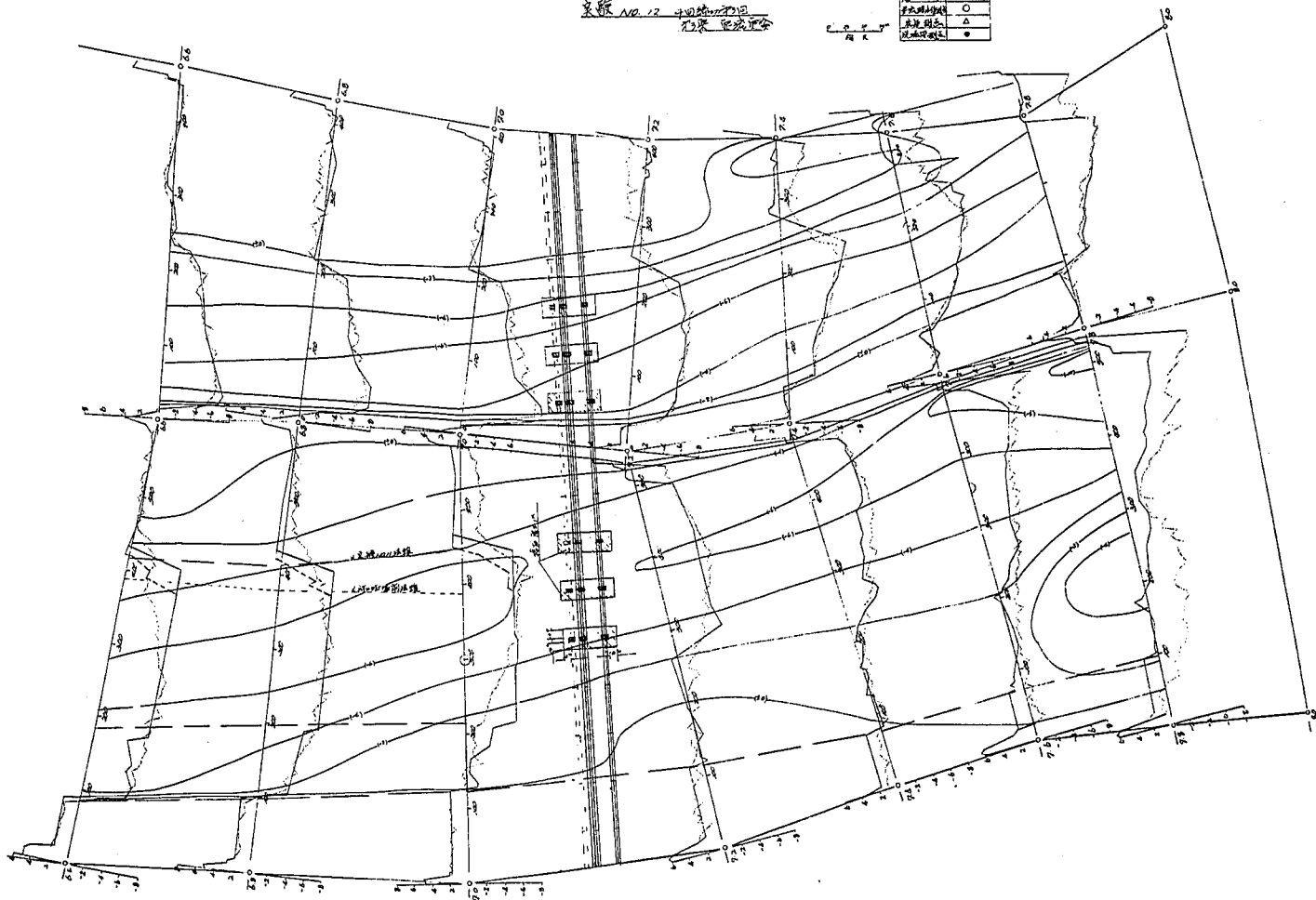


图-8.20.1 河床变动图

京杭运河 1952.12 中河桥附近河段
元月 元月 元月

比例尺 1:10000

设计水位	——
设计流量	——
设计流速	○
设计冲刷	△
设计淤积	●



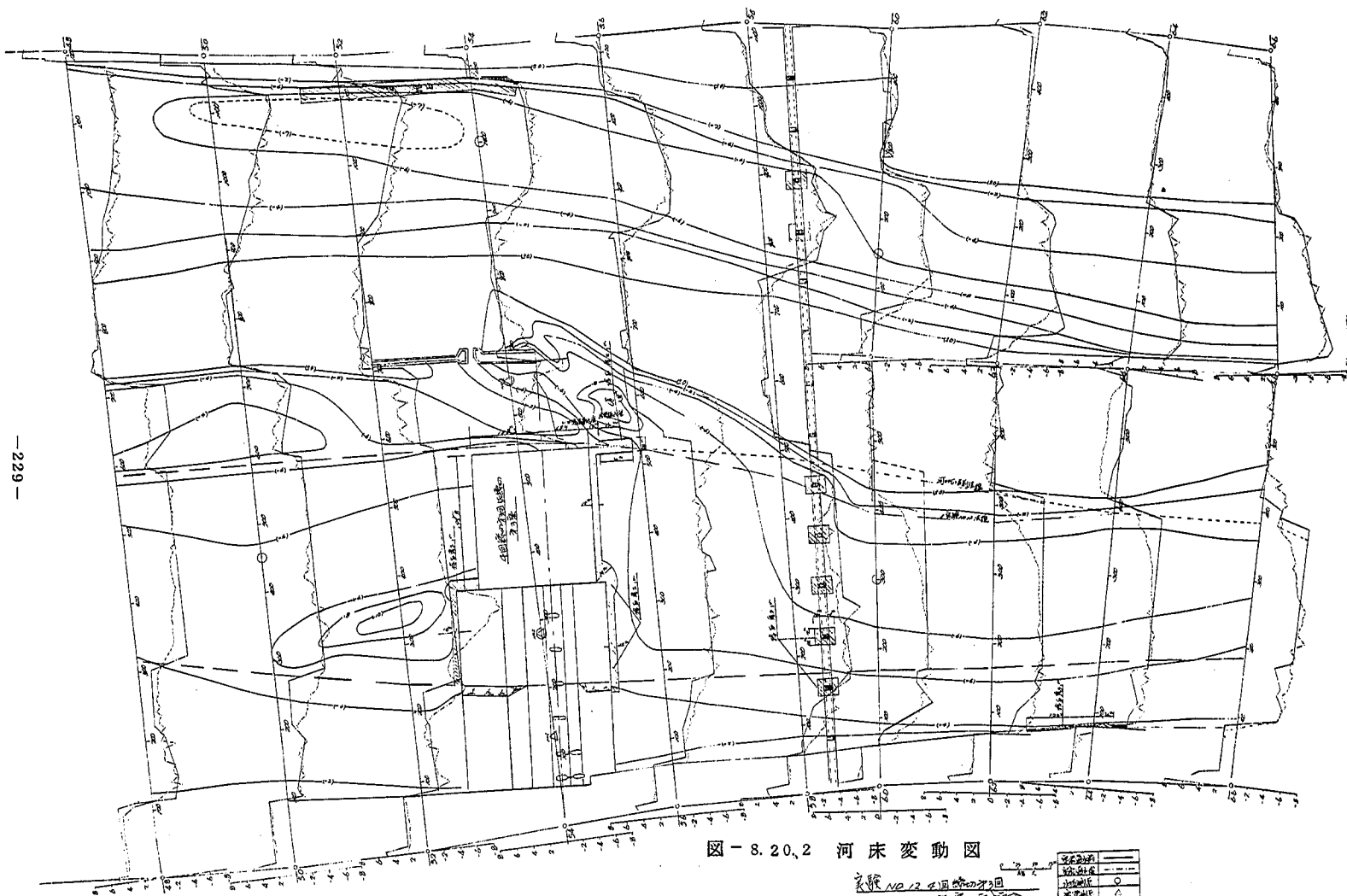


圖-8.20、2 河床變動圖

图-8.20.3 河床变动图

系数 10/12 手回线力加力乘
至右岸线

1:1000

河床变动	—
河床稳定	—
河床冲刷	○
河床淤积	△
河床堆积	●

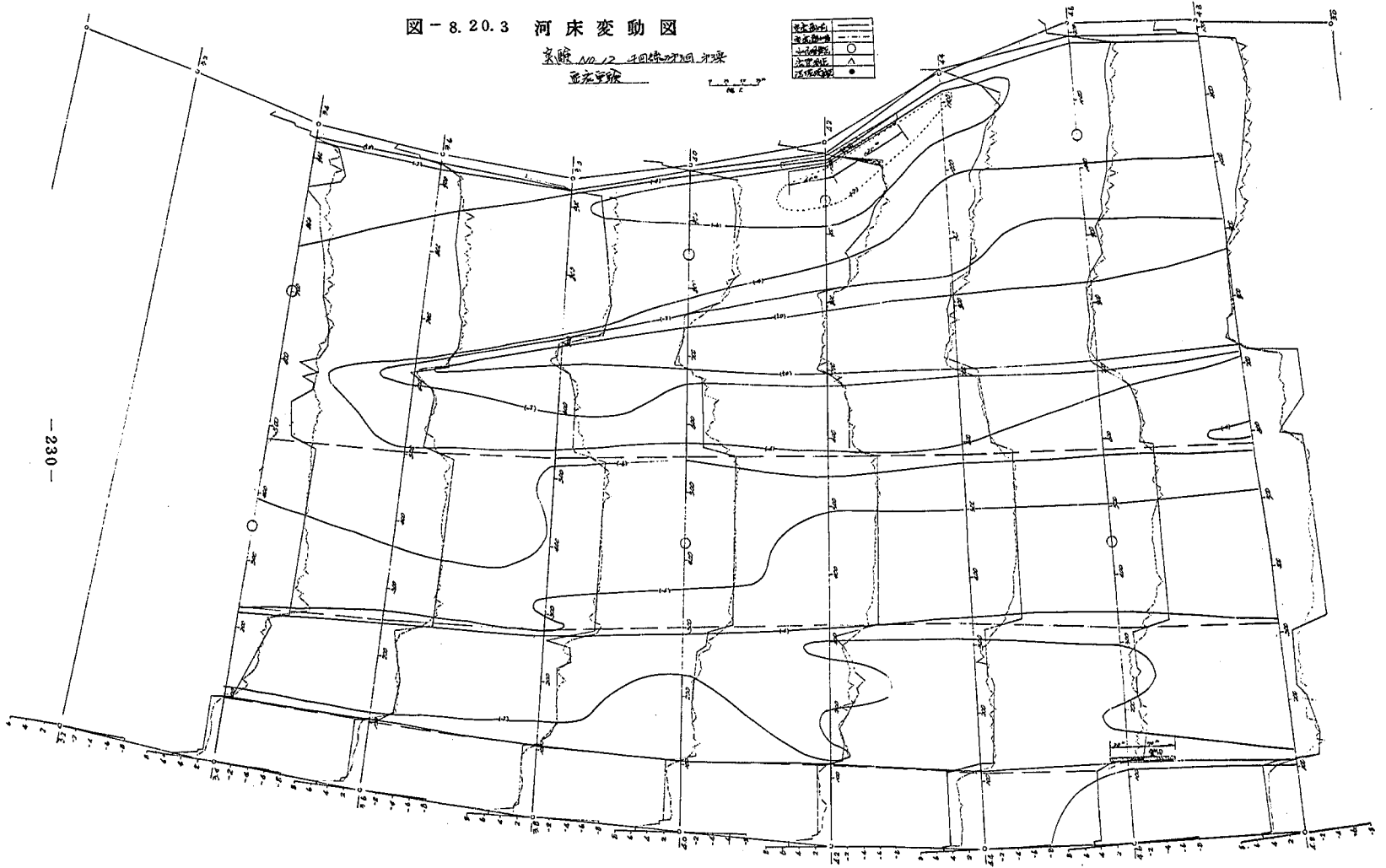




图-8.21.2 河床变动图

实验 No. 13
堰后水势

1 25 50 75m
公尺

设计水位	——
实际水位	- - -
设计河床	——
实际河床	- - -

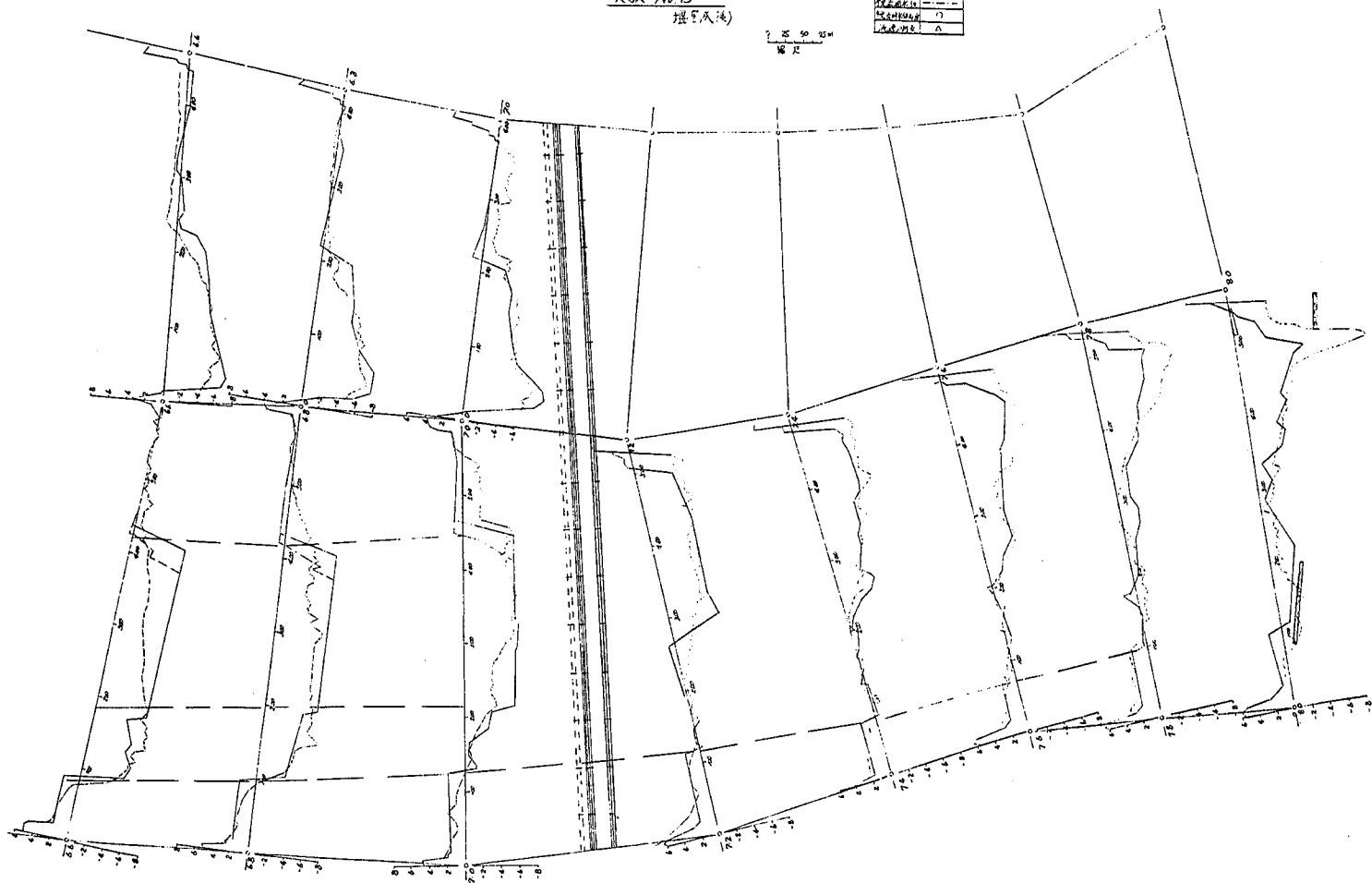


图 8.21.3 河床变动图

头段 13
(堤尾成後)

0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360 380 400 420 440 460 480 500 520 540 560 580 600 620 640 660 680 700 720 740 760 780 800 820 840 860 880 900 920 940 960 980 1000 1020 1040 1060 1080 1100 1120 1140 1160 1180 1200 1220 1240 1260 1280 1300 1320 1340 1360 1380 1400 1420 1440 1460 1480 1500 1520 1540 1560 1580 1600 1620 1640 1660 1680 1700 1720 1740 1760 1780 1800 1820 1840 1860 1880 1900 1920 1940 1960 1980 2000 2020 2040 2060 2080 2100 2120 2140 2160 2180 2200 2220 2240 2260 2280 2300 2320 2340 2360 2380 2400 2420 2440 2460 2480 2500 2520 2540 2560 2580 2600 2620 2640 2660 2680 2700 2720 2740 2760 2780 2800 2820 2840 2860 2880 2900 2920 2940 2960 2980 3000 3020 3040 3060 3080 3100 3120 3140 3160 3180 3200 3220 3240 3260 3280 3300 3320 3340 3360 3380 3400 3420 3440 3460 3480 3500 3520 3540 3560 3580 3600 3620 3640 3660 3680 3700 3720 3740 3760 3780 3800 3820 3840 3860 3880 3900 3920 3940 3960 3980 4000 4020 4040 4060 4080 4100 4120 4140 4160 4180 4200 4220 4240 4260 4280 4300 4320 4340 4360 4380 4400 4420 4440 4460 4480 4500 4520 4540 4560 4580 4600 4620 4640 4660 4680 4700 4720 4740 4760 4780 4800 4820 4840 4860 4880 4900 4920 4940 4960 4980 5000 5020 5040 5060 5080 5100 5120 5140 5160 5180 5200 5220 5240 5260 5280 5300 5320 5340 5360 5380 5400 5420 5440 5460 5480 5500 5520 5540 5560 5580 5600 5620 5640 5660 5680 5700 5720 5740 5760 5780 5800 5820 5840 5860 5880 5900 5920 5940 5960 5980 6000 6020 6040 6060 6080 6100 6120 6140 6160 6180 6200 6220 6240 6260 6280 6300 6320 6340 6360 6380 6400 6420 6440 6460 6480 6500 6520 6540 6560 6580 6600 6620 6640 6660 6680 6700 6720 6740 6760 6780 6800 6820 6840 6860 6880 6900 6920 6940 6960 6980 7000 7020 7040 7060 7080 7100 7120 7140 7160 7180 7200 7220 7240 7260 7280 7300 7320 7340 7360 7380 7400 7420 7440 7460 7480 7500 7520 7540 7560 7580 7600 7620 7640 7660 7680 7700 7720 7740 7760 7780 7800 7820 7840 7860 7880 7900 7920 7940 7960 7980 8000 8020 8040 8060 8080 8100 8120 8140 8160 8180 8200 8220 8240 8260 8280 8300 8320 8340 8360 8380 8400 8420 8440 8460 8480 8500 8520 8540 8560 8580 8600 8620 8640 8660 8680 8700 8720 8740 8760 8780 8800 8820 8840 8860 8880 8900 8920 8940 8960 8980 9000 9020 9040 9060 9080 9100 9120 9140 9160 9180 9200 9220 9240 9260 9280 9300 9320 9340 9360 9380 9400 9420 9440 9460 9480 9500 9520 9540 9560 9580 9600 9620 9640 9660 9680 9700 9720 9740 9760 9780 9800 9820 9840 9860 9880 9900 9920 9940 9960 9980 10000 10020 10040 10060 10080 10100 10120 10140 10160 10180 10200 10220 10240 10260 10280 10300 10320 10340 10360 10380 10400 10420 10440 10460 10480 10500 10520 10540 10560 10580 10600 10620 10640 10660 10680 10700 10720 10740 10760 10780 10800 10820 10840 10860 10880 10900 10920 10940 10960 10980 11000 11020 11040 11060 11080 11100 11120 11140 11160 11180 11200 11220 11240 11260 11280 11300 11320 11340 11360 11380 11400 11420 11440 11460 11480 11500 11520 11540 11560 11580 11600 11620 11640 11660 11680 11700 11720 11740 11760 11780 11800 11820 11840 11860 11880 11900 11920 11940 11960 11980 12000 12020 12040 12060 12080 12100 12120 12140 12160 12180 12200 12220 12240 12260 12280 12300 12320 12340 12360 12380 12400 12420 12440 12460 12480 12500 12520 12540 12560 12580 12600 12620 12640 12660 12680 12700 12720 12740 12760 12780 12800 12820 12840 12860 12880 12900 12920 12940 12960 12980 13000 13020 13040 13060 13080 13100 13120 13140 13160 13180 13200 13220 13240 13260 13280 13300 13320 13340 13360 13380 13400 13420 13440 13460 13480 13500 13520 13540 13560 13580 13600 13620 13640 13660 13680 13700 13720 13740 13760 13780 13800 13820 13840 13860 13880 13900 13920 13940 13960 13980 14000 14020 14040 14060 14080 14100 14120 14140 14160 14180 14200 14220 14240 14260 14280 14300 14320 14340 14360 14380 14400 14420 14440 14460 14480 14500 14520 14540 14560 14580 14600 14620 14640 14660 14680 14700 14720 14740 14760 14780 14800 14820 14840 14860 14880 14900 14920 14940 14960 14980 15000 15020 15040 15060 15080 15100 15120 15140 15160 15180 15200 15220 15240 15260 15280 15300 15320 15340 15360 15380 15400 15420 15440 15460 15480 15500 15520 15540 15560 15580 15600 15620 15640 15660 15680 15700 15720 15740 15760 15780 15800 15820 15840 15860 15880 15900 15920 15940 15960 15980 16000 16020 16040 16060 16080 16100 16120 16140 16160 16180 16200 16220 16240 16260 16280 16300 16320 16340 16360 16380 16400 16420 16440 16460 16480 16500 16520 16540 16560 16580 16600 16620 16640 16660 16680 16700 16720 16740 16760 16780 16800 16820 16840 16860 16880 16900 16920 16940 16960 16980 17000 17020 17040 17060 17080 17100 17120 17140 17160 17180 17200 17220 17240 17260 17280 17300 17320 17340 17360 17380 17400 17420 17440 17460 17480 17500 17520 17540 17560 17580 17600 17620 17640 17660 17680 17700 17720 17740 17760 17780 17800 17820 17840 17860 17880 17900 17920 17940 17960 17980 18000 18020 18040 18060 18080 18100 18120 18140 18160 18180 18200 18220 18240 18260 18280 18300 18320 18340 18360 18380 18400 18420 18440 18460 18480 18500 18520 18540 18560 18580 18600 18620 18640 18660 18680 18700 18720 18740 18760 18780 18800 18820 18840 18860 18880 18900 18920 18940 18960 18980 19000 19020 19040 19060 19080 19100 19120 19140 19160 19180 19200 19220 19240 19260 19280 19300 19320 19340 19360 19380 19400 19420 19440 19460 19480 19500 19520 19540 19560 19580 19600 19620 19640 19660 19680 19700 19720 19740 19760 19780 19800 19820 19840 19860 19880 19900 19920 19940 19960 19980 20000 20020 20040 20060 20080 20100 20120 20140 20160 20180 20200 20220 20240 20260 20280 20300 20320 20340 20360 20380 20400 20420 20440 20460 20480 20500 20520 20540 20560 20580 20600 20620 20640 20660 20680 20700 20720 20740 20760 20780 20800 20820 20840 20860 20880 20900 20920 20940 20960 20980 21000 21020 21040 21060 21080 21100 21120 21140 21160 21180 21200 21220 21240 21260 21280 21300 21320 21340 21360 21380 21400 21420 21440 21460 21480 21500 21520 21540 21560 21580 21600 21620 21640 21660 21680 21700 21720 21740 21760 21780 21800 21820 21840 21860 21880 21900 21920 21940 21960 21980 22000 22020 22040 22060 22080 22100 22120 22140 22160 22180 22200 22220 22240 22260 22280 22300 22320 22340 22360 22380 22400 22420 22440 22460 22480 22500 22520 22540 22560 22580 22600 22620 22640 22660 22680 22700 22720 22740 22760 22780 22800 22820 22840 22860 22880 22900 22920 22940 22960 22980 23000 23020 23040 23060 23080 23100 23120 23140 23160 23180 23200 23220 23240 23260 23280 23300 23320 23340 23360 23380 23400 23420 23440 23460 23480 23500 23520 23540 23560 23580 23600 23620 23640 23660 23680 23700 23720 23740 23760 23780 23800 23820 23840 23860 23880 23900 23920 23940 23960 23980 24000 24020 24040 24060 24080 24100 24120 24140 24160 24180 24200 24220 24240 24260 24280 24300 24320 24340 24360 24380 24400 24420 24440 24460 24480 24500 24520 24540 24560 24580 24600 24620 24640 24660 24680 24700 24720 24740 24760 24780 24800 24820 24840 24860 24880 24900 24920 24940 24960 24980 25000 25020 25040 25060 25080 25100 25120 25140 25160 25180 25200 25220 25240 25260 25280 25300 25320 25340 25360 25380 25400 25420 25440 25460 25480 25500 25520 25540 25560 25580 25600 25620 25640 25660 25680 25700 25720 25740 25760 25780 25800 25820 25840 25860 25880 25900 25920 25940 25960 25980 26000 26020 26040 26060 26080 26100 26120 26140 26160 26180 26200 26220 26240 26260 26280 26300 26320 26340 26360 26380 26400 26420 26440 26460 26480 26500 26520 26540 26560 26580 26600 26620 26640 26660 26680 26700 26720 26740 26760 26780 26800 26820 26840 26860 26880 26900 26920 26940 26960 26980 27000 27020 27040 27060 27080 27100 27120 27140 27160 27180 27200 27220 27240 27260 27280 27300 27320 27340 27360 27380 27400 27420 27440 27460 27480 27500 27520 27540 27560 27580 27600 27620 27640 27660 27680 27700 27720 27740 27760 27780 27800 27820 27840 27860 27880 27900 27920 27940 27960 27980 28000 28020 28040 28060 28080 28100 28120 28140 28160 28180 28200 28220 28240 28260 28280 28300 28320 28340 28360 28380 28400 28420 28440 28460 28480 28500 28520 28540 28560 28580 28600 28620 28640 28660 28680 28700 28720 28740 28760 28780 28800 28820 28840 28860 28880 28900 28920 28940 28960 28980 29000 29020 29040 29060 29080 29100 29120 29140 29160 29180 29200 29220 29240 29260 29280 29300 29320 29340 29360 29380 29400 29420 29440 29460 29480 29500 29520 29540 29560 29580 29600 29620 29640 29660 29680 29700 29720 29740 29760 29780 29800 29820 29840 29860 29880 29900 29920 29940 29960 29980 30000 30020 30040 30060 30080 30100 30120 30140 30160 30180 30200 30220 30240 30260 30280 30300 30320 30340 30360 30380 30400 30420 30440 30460 30480 30500 30520 30540 30560 30580 30600 30620 30640 30660 30680 30700 30720 30740 30760 30780 30800 30820 30840 30860 30880 30900 30920 30940 30960 30980 31000 31020 31040 31060 31080 31100 31120 31140 31160 31180 31200 31220 31240 31260 31280 31300 31320 31340 31360 31380 31400 31420 31440 31460 31480 31500 31520 31540 31560 31580 31600 31620 31640 31660 31680 31700 31720 31740 31760 31780 31800 31820 31840 31860 31880 31900 31920 31940 31960 31980 32000 32020 32040 32060 32080 32100 32120 32140 32160 32180 32200 32220 32240 32260 32280 32300 32320 32340 32360 32380 32400 32420 32440 32460 32480 32500 32520 32540 32560 32580 32600 32620 32640 32660 32680 32700 32720 32740 32760 32780 32800 32820 32840 32860 32880 32900 32920 32940 32960 32980 33000 33020 33040 33060 33080 33100 33120 33140 33160 33180 33200 33220 33240 33260 33280 33300 33320 33340 33360 33380 33400 33420 33440 33460 33480 33500 33520 33540 33560 33580 33600 33620 33640 33660 33680 33700 33720 33740 33760 33780 33800 33820 33840 33860 33880 33900 33920 33940 33960 33980 34000 34020 34040 34060 34080 34100 34120 34140 34160 34180 34200 34220 34240 34260 34280 34300 34320 34340 34360 34380 34400 34420 34440 34460 34480 34500 34520 34540 34560 34580 34600 34620 34640 34660 34680 34700 34720 34740 34760 34780 34800 34820 34840 34860 34880 34900 34920 34940 34960 34980 35000 35020 35040 35060 35080 35100 35120 35140 35160 35180 35200 35220 35240 35260 35280 35300 35320 35340 35360 35380 35400 35420 35440 35460 35480 35500 35520 35540 35560 35580 35600 35620 35640 35660 35680 35700 35720 35740 35760 35780 35800 35820 35840 35860 35880 35900 35920 35940 35960 35980 36000 36020 36040 36060 36080 36100 36120 36140 36160 36180 36200 36220 36240 36260 36280 36300 36320 36340 36360 36380 36400 36420 36440 36460 36480 36500 36520 36540 36560 36580 36600 36620 36640 36660 36680 36700 36720 36740 36760 36780 36800 36820 36840 36860 36880 36900 36920 36940 36960 36980 37000 37020 37040 37060 37080 37100 37120 37140 37160 37180 37200 37220 37240 37260 37280 37300 37320 37340 37360 37380 37400 37420 37440 37460 37480 37500 37520 37540 37560 37580 37600 37620 37640 37660 37680 37700 37720 37740 37760 37780 37800 37820 37840 37860 37880 37900 37920 37940 37960 37980 38000 38020 38040 38060 38080 38100 38120 38140 38160 38180 38200 38220 38240 38260 38280 38300 38320 38340 38360 38380 38400 38420 38440 38460 38480 38500 38520 38540 38560 38580 38600 38620 38640 38660 38680 38700 38720 38740 38760 38780 38800 38820 38840 38860 38880 38900 38920 38940 38960 38980 39000 39020 39040 39060 39080 39100 39120 39140 39160 39180 39200 39220 39240 39260 39280 39300 39320 39340 39360 39380 39400 39420 39440 39460 39480 39500 39520 39540 39560 39580 39600 39620 39640 39660 39680 39700 39720 39740 39760 39780 39800 39820 39840 39860 39880 39900 39920 39940 39960 39980 40000 40020 40040 40060 40080 40100 40120 40140 40160 40180 40200 40220 40240 40260 40280 40300 40320 40340 40360 40380 40400 40420 40440 40460 40480 40500 40520 40540 40560 40580 40600 40620 40640 40660 40680 40700 40720 40740 40760 40780 40800 40820 40840 40860 40880 40900 40920 40940 40960 40980 41000 41020 41040 41060 41080 41100 41120 41140 41160 41180 41200 41220 41240 41260 41280 41300 41320 41340 41360 41380 41400 41420 41440 41460 41480 41500 41520 41540 41560 41580 41600 41620 41640 41660 41680 41700 41720 41740 41760 41780 41800 41820 41840 41860 41880 41900 41920 41940 41960 41980 42000 42020 42040 42060 42080 42100 42120 42140 42160 42180 42200 42220 42240 42260 42280 42300 42320 42340 42360 42380 42400 42420 42440 42460 42480 42500 42520 42540 42560 42580 42600 42620 42640 42660 42680 42

図-8.23 等高線図 東側N.C.P

0 10 20 30 40
m

4回線切第2回

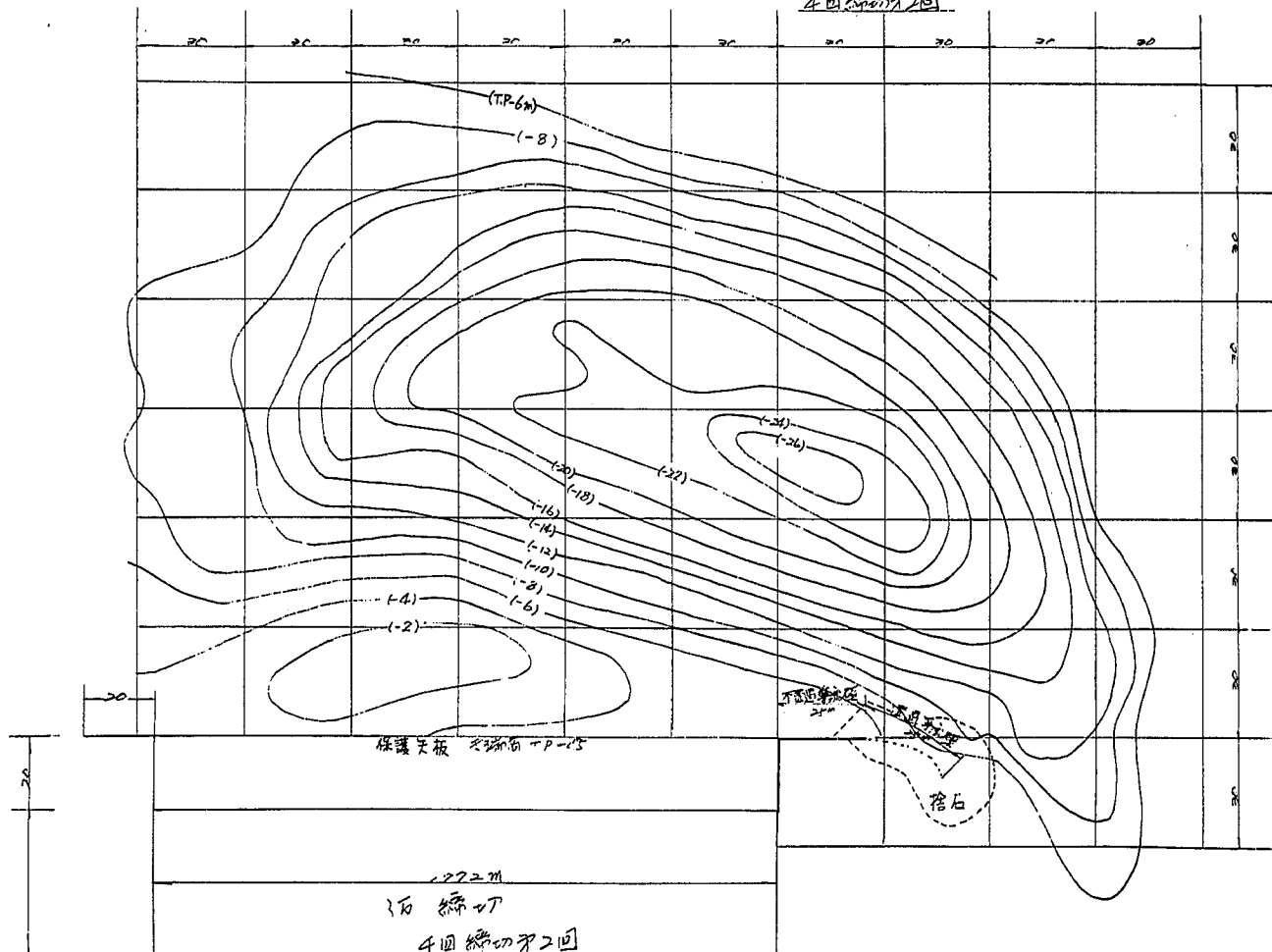


図-8.24.1 等高線図 実験 No.9

4回締切才3回 才束

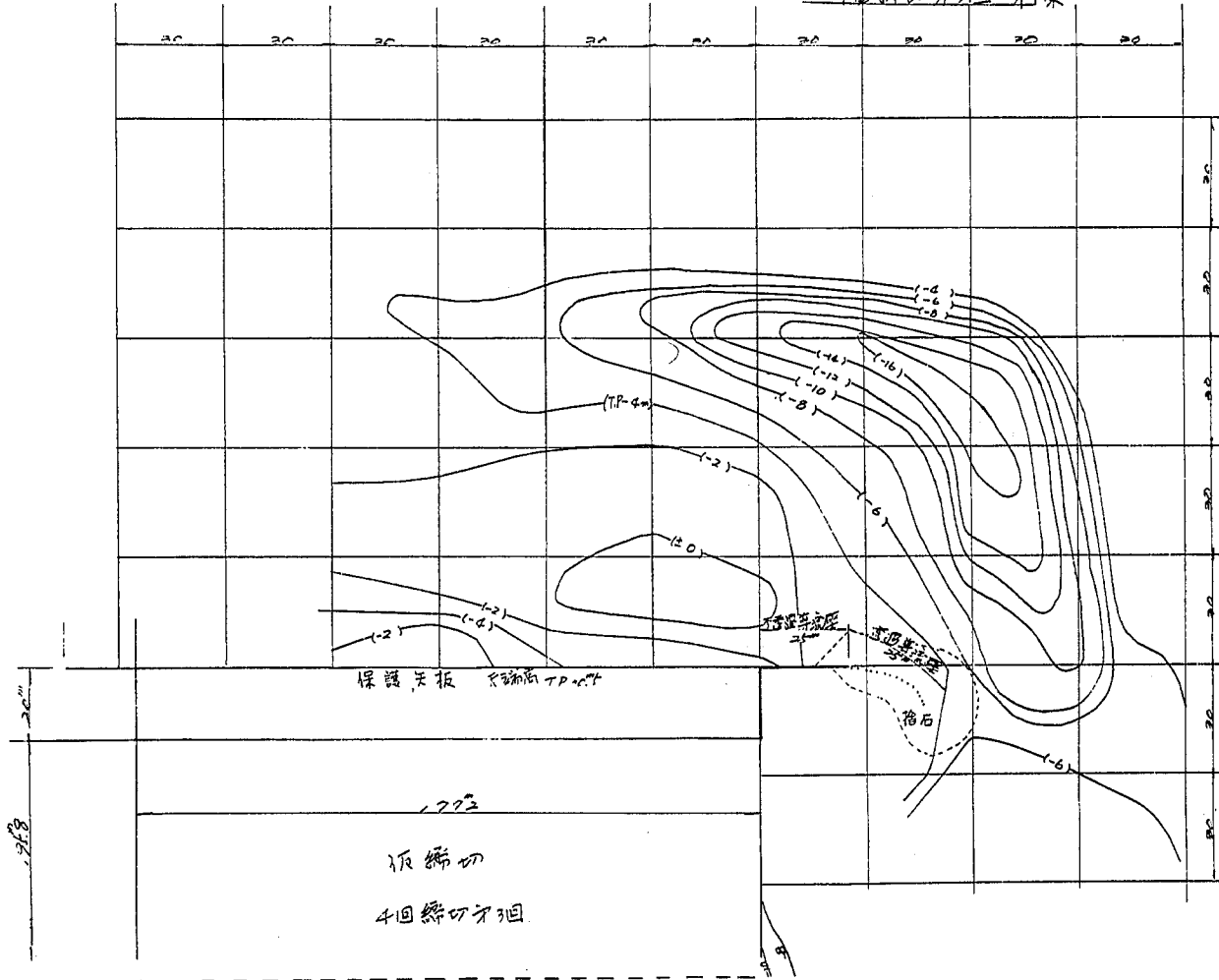
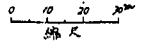


图-8.24.2 等高线图 算例 No.9

4国線切方3回 不栗

0 10 20 30 40 m
縮尺

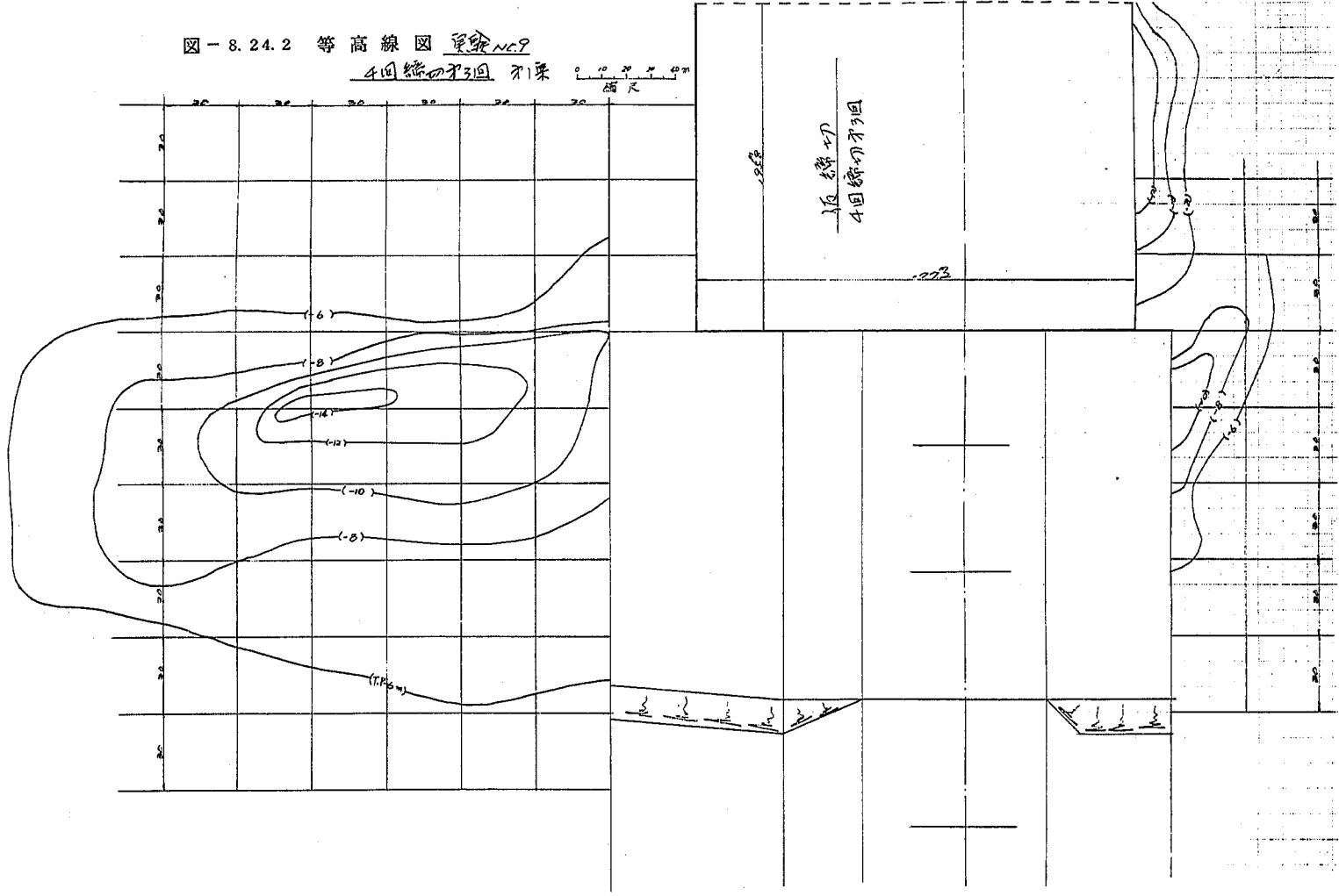


図-8.25.1 等高線図 資料 NO.10

0 10 20 30m
縮尺

4回締切第3回 第2案

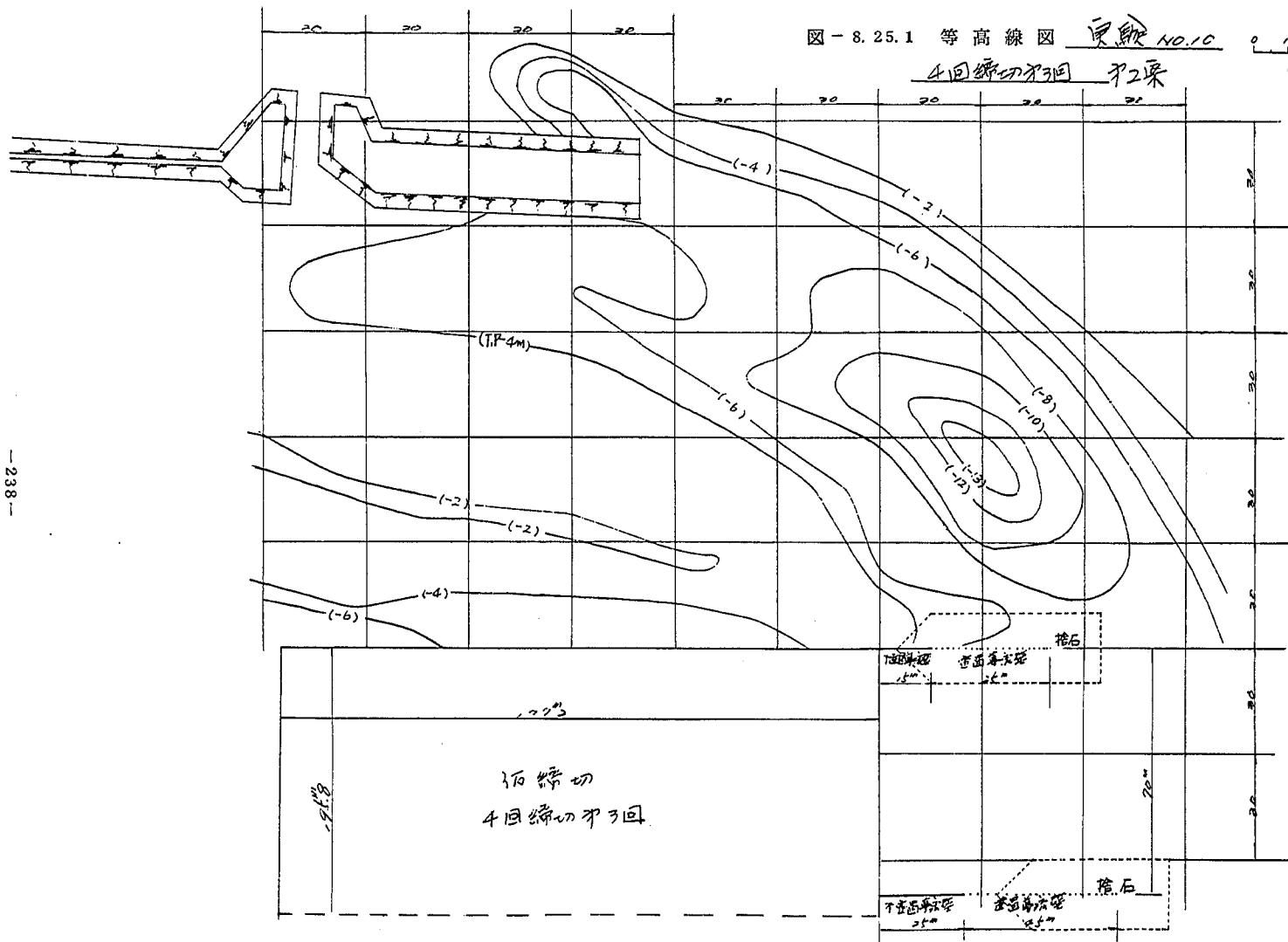


図-8.25.2 等高線図 変分 40.10

4回繰回す3回 不要

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 310 320 330 340 350 360 370 380 390 400 410 420 430 440 450 460 470 480 490 500 510 520 530 540 550 560 570 580 590 600 610 620 630 640 650 660 670 680 690 700 710 720 730 740 750 760 770 780 790 800 810 820 830 840 850 860 870 880 890 900 910 920 930 940 950 960 970 980 990 1000

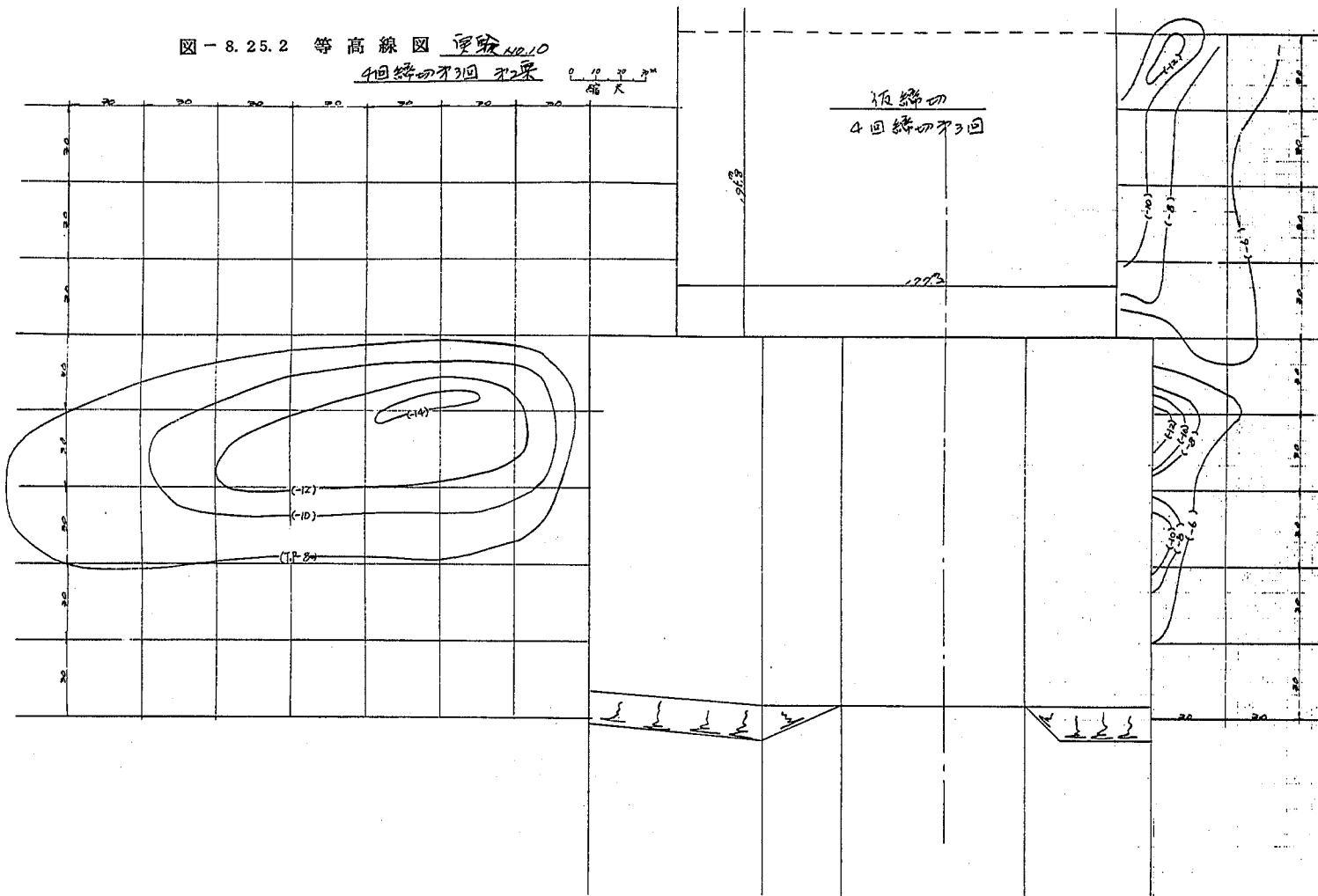
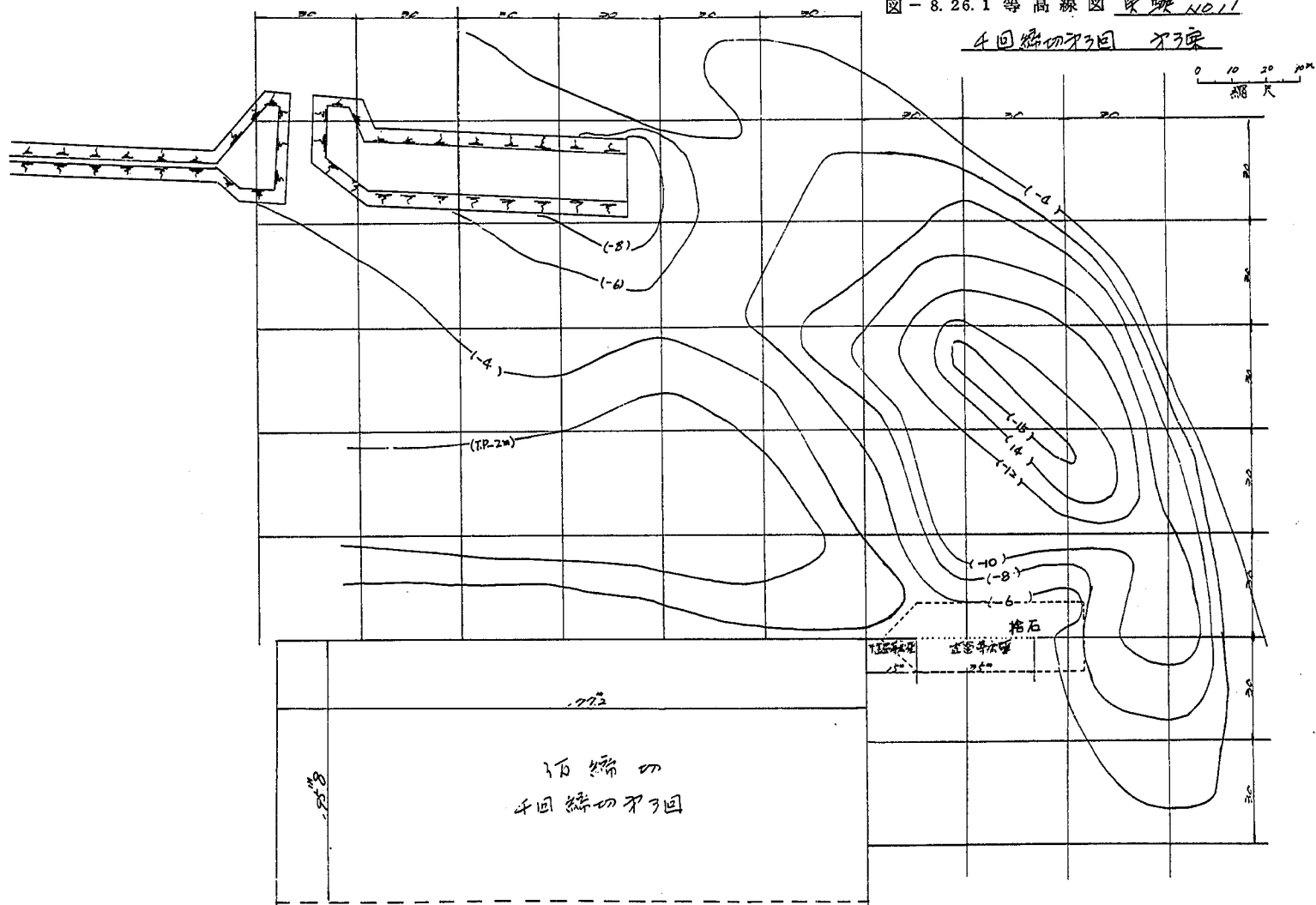


図 - 8.26.1 等高線図 実験 NO.11

4回締切才3回 才3束



1万 締切
4回 締切才3回

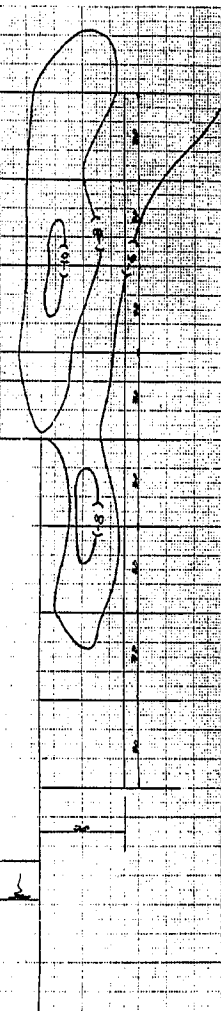
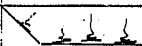
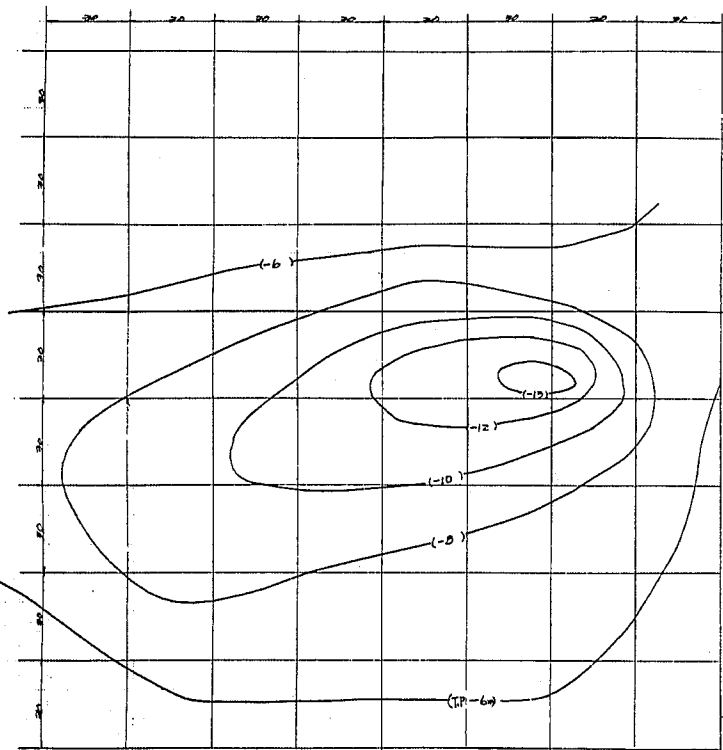
図-8.26.2 等高線図 実験 No.11
4回締切不同 73票

0 1 2 3 4 5
 横尺

16 締切
4回締切不同

2/3

1.72



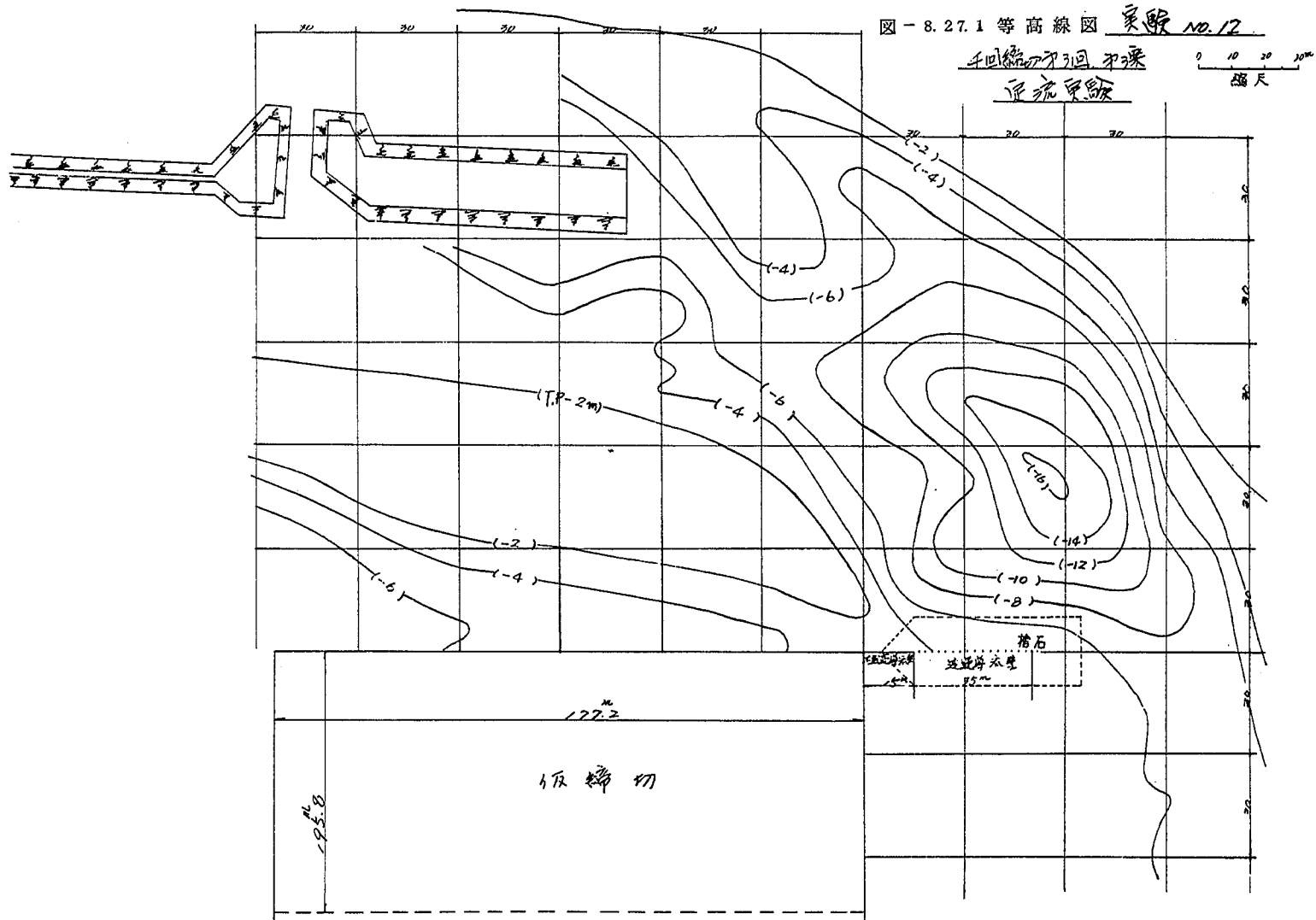


图-8.27.2 等高线图 永隆 10.12

4 同 标 高 不 同 不 要

定 标 高 距

0 10 20 30 40
公尺

