

土 木 研 究 所 資 料

第 403 号

赤川新川床固めに関する水理検討

昭 和 4 2 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

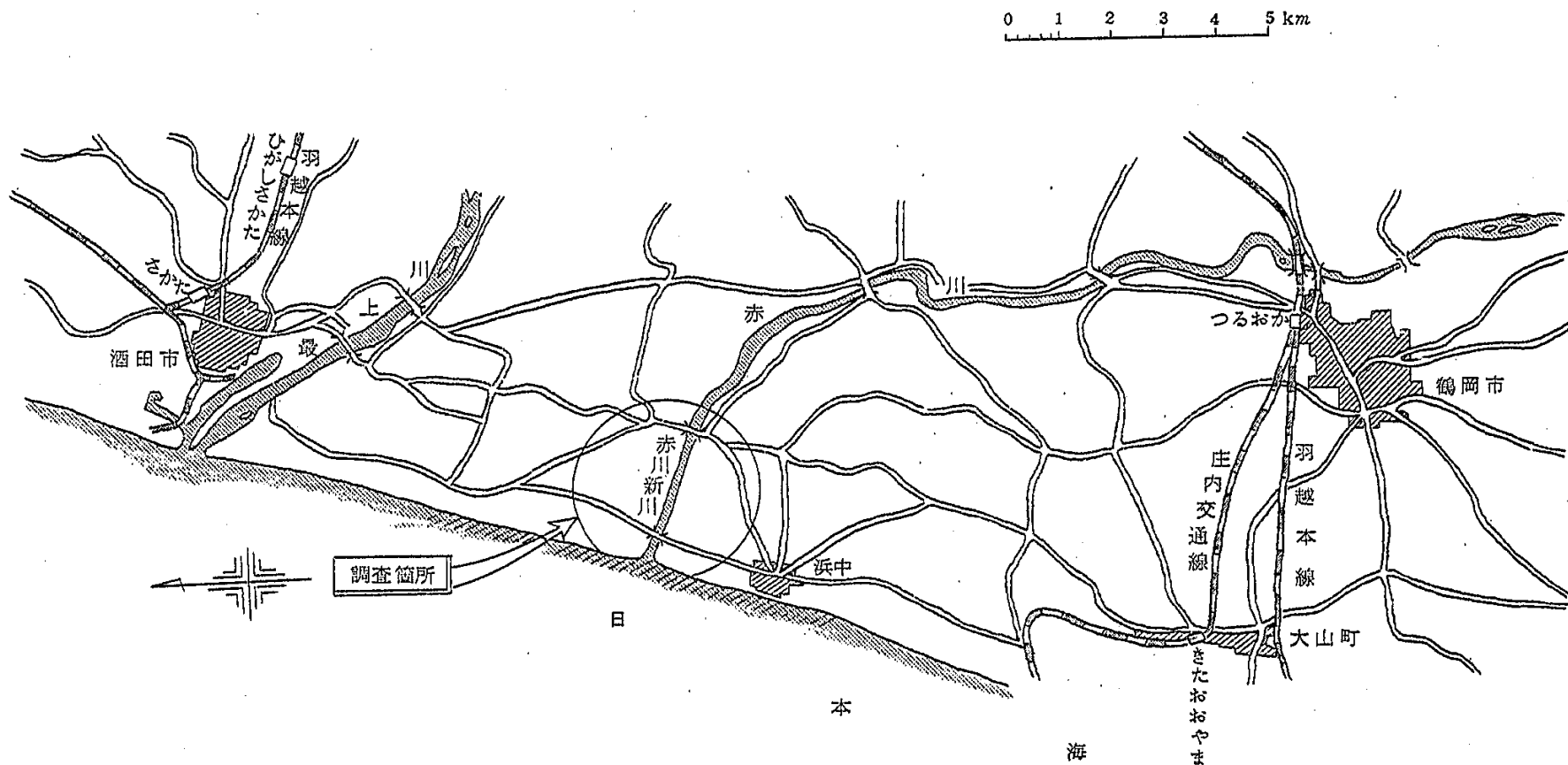


図 1 - 1 赤 川 新 川 概 念 図

目

次

1. 総 括	1
(1) 問 題 点	1
(2) 実 施 内 容	1
(3) 資料解析結果要約	2
(4) 対 策 案	3
(5) 模型実験結果要約	5
(6) 結 論	6
2. 赤 川 の 概 要	11
(1) 河川の概要	11
(2) 主要改修工事と流量改訂の経緯	12
3. 赤川新川床固群概要	18
(1) 過去の経緯	18
(2) 床固群の概要	19
(3) 各床固の概要	24
(4) 床固群の問題点	27
4. 床固下流の洗掘特性	28
(1) 各床固の特性	28
(2) 第2および第4床固について	32
5. 水理量および河床材料	56
(1) 水位と流量	56
(2) 潮 位	58
(3) 河 床 材 料	63
6. 水 理 計 算	72
(1) 水位縦断計算	72
(2) 粗 度 係 数	86
(3) 河床変動計算	89
(4) 平衡河床縦断形状	91
7. 模 型 実 験	96
(1) 実 験 計 画	96
(2) 実 験 内 容	98
(3) 固定床模型実験——現状流れの把握	104
(4) 固定床模型実験——副堰堤の影響	163
(5) 2次元移動床実験	225
8. む す び	249

1 総 括

(1) 問 題 点

日本海岸沿の砂丘を掘り割ってつくられた赤川新川（図 1.1 参照）には、河床保護の目的から短かい区間に多くの床固が設けられている。これらの床固の中には、十分その効果を発揮しているが、著しく損傷され、もしくは過去の出水において破壊流失したものもあり、床固群全体としてのバランスが崩されて、非常に危険な状態にあるといえることができる。たとえば、昭和 32 年の出水で第 3 床固の左半分が流失しているが、その後その上にある第 4 床固下流の局所洗掘が急速に進んで崩壊寸前の状態となっている。

赤川新川では、六基の床固群で河床を維持するよう計画されているが、床固間のバランスが崩れたために生じる連さ反応を阻止するための、合理的な改修計画が早急に樹立されなければならない事態に至った。

(2) 実 施 内 容

床固による河道維持の計画および床固下流の洗掘に関係する問題は、現在の研究段階では未解決のものを多く包含している。そのために、赤川新川床固群の局所洗掘に対する検討は極めてむずかしいものである。ここでは、なかなか十分とまではいかないが、三次元流に対する模型実験を中心として、次のような事項について検討が行われた。

a 現地河川に関する調査資料および実測資料に基づく検討

- (a) 河川の概要（歴史および現状）
- (b) 床固群の特性および洗掘量の経年変化
- (c) 水理量（流量および水位）
- (d) 河床材料および流砂量

b 水 理 計 算

- (a) 粗度係数の検討
- (b) 各床固におけるエネルギーの消費量
- (c) 水位の縦断変化（不等流計算）
- (d) 河床変動計算
- (e) 平衡河床計算

c 模 型 実 験

- (a) 固定床三次元模型（1/25）による現状流況の把握
- (b) 固定床三次元模型（1/25）による対策案の検討
- (c) 移動床二次元実験（1/25, 1/20）による床固下流の洗掘現象把握

(3) 資料解析結果要約

赤川新川に設置されている床固群について、現地資料やそれに基づく計算等によって検討を行った結果、各床固がどのような状態におかれているかについての大略を知ることができた。主なものを列挙すれば次の通りである。

- a 第2および第4床固の落差は特に大きく、小流量時はもとより大流量の場合も射流が現われている。
- b 第2および第4床固下流の洗掘が特に著しく、過去の床固崩壊例からみて、危険な状態にあるとみなすべきである。ただし、第5床固下流の洗掘深さも小さくない。
- c 床固にとって危険な流量は必ずしも大きい流量とは限らないが、災害記録等から判断すると、 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上が、特に危険な流量であり、床固下流の洗掘が著しく、護岸決壊あるいは床固の破壊等が発生している。
- d 各床固の構造は類似しているが、水叩部の長さはそれぞれ異なる。いずれの床固も水叩部が終了したところから急に洗掘が進んでいる。水叩の長さは概して短いから、エネルギーはほとんど減殺されないまま、この区間を通過してしまうであろう。
- e 河床材料は細砂であるから、流量が $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度より大きくなると砂が流されるようになる。しかし、床固下流の深掘ケ所は流量が小さいときは多少埋められる傾向がみられる。
- f 床固群に対するエネルギー配分には、かなり不均衡なものがある。また、床固にかかる負担は大きく、摩擦による全消費量にひつてきするほどである。
- g 床固の落差は、第2床固および第4床固を除けば、流量にあまり関係しない。第2床固および第4床固では流量の増大に伴って、減少の傾向がみられる。平均洗掘深には、直接には河床セン断力に関係し、流れの形態による。しかし、過去の記録では最大洗掘深さ（出水時の洗掘深は不明であるが）と、その実測直前の最大流量との関係には系統的なものがみられない。このことは、初期条件の影響が強く、洗掘深は最大流量だけでは、説明しえないこと、ある洗掘形状はある大きさ以上の流量が長い時間（数年間累計）流れた結果、形成されるものであることを物語るものであると考えるべきである。
- h 流れの三次元性については実験を行わないとわからないが、洗掘形状から判断すると、第4床固下流は複雑な流れ方をしていると考えられるが、第2床固下流は中央部に集中する流れに近い流況を呈しているものと考えられる。

なお、床固下流の流況や洗掘の三次元性、あるいは掃流砂の計算や粗度係数等については、なお一層の精度をあげて検討することが望ましく、床固によるエネルギー減殺量については簡単な形を想定して計算が行われたが、厳密には模型実験の結果と合わせて総合的に検討されなければならないであろう。

(4) 対 策 案

赤川新川の河道を新規に設計する立場と再改修の立場とがあるが、ここでは、後者の立場にたつて考えることにする。現状においては第2床固、第4床固および第5床固に大きな負担がかかっていて、この三つの床固が破損されない限り第3床固および第6床固には大きな負担がかかることはないと判断される。

まず、考えられる対策案（実現性の少ないものまでを含む）を列挙すると、

- a 第2床固および第4床固を直接保護する。流失しない程度の大ブロックあるいは水中コンクリートにより深掘ケ所を是正し、パットレス等を設けて床固本体が倒れないようにする。
- b 第2および第4床固のエプロンを強化する。
 - (a) 流れをできるだけ二次元的にする（床固本体の水通部および横断方向の勾配）
 - (b) 護岸保護を強化
 - (c) エプロンの長さを十分にとって、エプロン上でエネルギーを多く減殺するようにする。
 - (d) また、エプロンの先端に十分な長さのクイを打って、エプロン先端が洗掘されても破壊されないようにする。
- c 副堰堤を設ける。

第2床固および第4床固ともに、その下流側が無限に掘られるものではなく、洗掘が進むにしたがって、十分なエネルギーを減殺でき、しかも、河床自体もそれ以上あまり洗掘されない安定した形状に落ちつくものと考えられる。したがって、現在の第2床固および第4床固の洗掘形状を尊重し、ただこれ以上の洗掘が進行して床固本体が危険になるということのないように、いわば副堰堤の如き比較的小さい構造物を設けて、第2および第4床固を保護しようとするものである。

- d 第1床固および第3床固を設ける。

床固群全体のエネルギー配分を考慮し、第2床固および第4床固の負担を軽くする目的で建設するもので、再び過去の同床固のように流失することのないような合理的な床固を設ける。

- e 第2および第4床固の天端高を下げる。

現現在では第2および第4床固にかかる負担が大きいので、このぶんを第3、第5および第6床固にも負担してもらうものである。

- f 一番下流に大きい床固を設ける。

これは現在の各床固にかかっている負担を全部とり除いて、それらをすべて1ヶ所の床固の負担とするために、河口に大きい床固を設ける。これは、個々の小さい床固では跳水によって合理的にエネルギーを減殺することが困難であるから、1ヶ所に集めてフルード数の大きい射流を現出せしめ、いっきに跳水によってエネルギーを減殺するものである。

g 上流の河床を下げる。

赤川新川上流は河床勾配が新川に比して小さい。しかし、大きい水制等が数多く設置されている。これらの水制群について再検討し、もし、赤川新川上流の河床を下げることであれば、赤川新川床固群にかかっている負担を、上流の河床におわせることができる。

等の諸対策が考えられる。これらは独立させて考えてもよいが、二、三の対策を組み合わせることもできる。例えば、aとcなどは組合わされれば、一層の効果が期待されるであろう。

aは新信濃川の第2床固等で試みられたことがあるが、再び流失することのないように十分に注意することが必要である。床固下流の深掘れ部における流速や掃流力等を調べて、出水時の最大洗掘深さを推定し、それに十分対処できる構造物とする必要がある。この場合、構造物を設けると流れが変わることも考えられ、最大洗掘深さとしては構造物の影響を考慮して推定されなければならない。第2、第4床固および第5床固以外の床固は当分の間現状のままとし、出水による床固下流変化の様子を定期的に調査するものとする。これらの床固は急激に崩壊するおそれが少なく、かなり安定性があると判断される。

bは現状において床固下流の洗掘がエプロンの終了する付近から急に進行している事実に基づくもので、3つの目的を有している。それらは、①エプロン上で十分なるエネルギーの減殺を行う。②流れを二次元的にして下流の洗掘形状をも二次元的になるように計る。そのために護岸は強化する。③エプロン自体が破損されないように最大洗掘深さ以下に達する長い、かつ十分な強度となる数のクイをうって、床固にとつての決定的な洗掘を避ける、等である。これらはそれぞれ独立に考えることができる。エプロンの長さ l はマンニング式によれば、 $l = \Delta E \cdot h^{10/3} / (q^2 n^2)$ と表わされる。いま仮に第2床固をとって、 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($q = 20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) とすれば、 $h = 4.5 \text{ m}$ であるから、粗度係数 $n = 0.05$ のときまっただけで $\Delta E = 1 \text{ m}$ のエネルギーを減殺するにはエプロンの長さは約 150 m ということになる。エプロンの粗度 n と形状との関係は足立博士の計算法や坑力係数から推定する方法などがある。流れを二次元的にすることは局所的洗掘深さとその位置による。現状では、最大洗掘の位置は多少変化するが大きく移動することはないようである。したがって、この洗掘に対処しうる対策があれば、あえて流れを二次元的にして、そのみかえりとしての護岸を強化する必要はなくなってくるわけである。今後この洗掘形状特性をよく調べる必要がある。最後のエプロン先端にクイを打つ案はエプロン先端が洗掘されても棧橋のようになってエプロンの崩壊を防止するもので、エプロンの先端部構造が通常のものと考え方を異にする。

cの副堰堤を設ける案は、新信濃川第2床固で採用されることになっていた方法であり、副堰堤の位置や高さなどが問題となる。位置は、エプロンの末端部付近にするのがダムなどの場合は適当であるが、この場合はなお検討を要する。副堰堤を深掘れ部の直下流に設ける案は深掘の進行を防止し、かつある程度の深掘は残しておいてこの部分に発生する渦によってエネルギーの減

殺を計るものである。この場合床固上流から補給される土砂が掃流形式となるか、あるいは浮遊形式となってそのまま流下するののかといったことも問題となる。副堰堤の天端高は現在の床固の負担能力と副堰堤維持からその範囲が定められる。

dは災害復旧の考え方であるが、渦の特性を利用することができなく、cの副堰堤案の方が合理的であると考えられる。

eは天端を下げることは床固をつくりかえるようなことになるし、また第3、第5および第6床固に現在以上の負担をおわせることは好ましくない。

fは新信濃川第2床固などがこの系統に属する。跳水によってエネルギーを効果的に減殺するにはよい方法であるが、現在の床固を無視することになることや計画水位の上昇とそれに伴う護岸・橋梁等の改修に問題がある。かりに第4床固までを保護する床固を河口付近に設けるとすると、この床固の天端高は約T.P. 0.5 m程度となり、平均河床より約4 mの高さとなる。維持の問題は十分検討する必要がある。

gは上流河川構造物に与える影響が大きく、構造物の根入れ深さ等の現地調査を行って根本的な再検討を行わなければならない。しかし、実験開始の当時は現実的な案ではなかったので、検討は行われていない。

以上の各案については十分なる水理的検討の結果と、経済条件および施工条件等を考慮して決定される。しかし、水理条件としてはa、b、cの3案についてこれらを総括して検討されることが望ましい。

(5) 模型実験結果要約

赤川床固群下流部の三次元流の流況および洗掘特性について考察し、対策案検討のための資料を得る目的で床固群のうちの代表的な第2床固および第4床固が選ばれ、これらについて三次元固定床実験および二次元移動床実験が実施された。

模型の縮尺はたて横共に1/25である。三次元の固定床模型実験では、それぞれ第2床固および第4床固について、流量および下流端の水位を種々変化させた各実験ケースにおいて、水位・流速分布、河床セン断力分布、それに渦および流線など流況の測定が行われ、現状の場合と副堰堤が設置された場合などの間で比較検討が行われた。二次元の移動床実験は模型実験として計画されたものでなく、三次元固定床実験を補足する意味で、現状と似たような水理条件のもとで、洗掘部の砂の動きを観察し、洗掘機構について考察するために行われたものである。

赤川床固群下流部の現状状態における流況の概要について、固定床模型実験結果による主な点を列挙すれば次のようである。

a 第2床固下流における洗掘形状は、エブロン終端より、水路中央部のみが徐々に洗掘されて、それが長く続いていることが特徴的である。第2床固下流における流況は、流量および下流水

位のいかなるケースにおいても、次の諸点は共通している。すなわち、(a)流れは水路中央部に集中する。(b)深掘れ部の兩岸側の浅いところでは平面渦（垂直軸渦）の発生がみられ、有効流水幅を著しく減少させている。(c)運動量の横断方向への輸送、あるいは渦および跳水または波状跳水の発生により横断水位は水平にはならない。(d)底渦（水平軸渦）の発生はみられない。

b 第4床固における洗掘形状は、エブロン終端より、左・右岸寄りの二手にわかれて急激に洗掘を受け、それが短い距離で終っていることが特徴である。第4床固下流における流況は、流量条件に関係なく、次の諸点において共通している。すなわち、(a)第2床固ほどの激しい流れの集中はなく、横断水位はほぼ水平に近い。(b)二つの深掘れ部には底渦（水平軸渦）が発生している。

c 渦の発生がみられる場合は、水平軸渦および垂直軸渦を問わず、時間的変動がみられ、流向および流速ともに絶えず変動している。これは第4床固の場合のように補給砂が十分でなく、静的平衡に近づくようなかたちで洗掘が進行する場合には、洗掘現象とも密接な関係を有するように考えられている。

d 水路の兩岸側に平面渦のみられる第2床固の場合には、水路中央では、流速も速いが、補給砂も十分にあって、流速の大きさから想像されるほどの洗掘を受けない。しかし、深掘れ部に強い底渦が存在する場合には、補給砂も十分でなく、静的平衡に近づく傾向で洗掘が進行するものと考えられる。このとき、洗掘孔の上流側の斜面の勾配が急になる。また、逆流部の流速としては大きくなくても、渦の変動によりときどき生ずる大きい渦により洗掘が進行するものと考えられる。このことは二次元移動床の実験によっても裏づけられている。

e 流速は、第2床固の場合には、中央の深掘れ部に沿って相当下流まで高速流が続いている。第4床固の場合には、深掘れ部において逆流が生じており、その下流では短い区間で流速が遅くなっている。流速の最大値は、第2床固の場合、 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときは下流潮位に関係なく、ほぼ 10 m/s 程度、 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ のときはほぼ $8 \sim 9 \text{ m/s}$ 程度、流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下では潮位の影響を受けるが、 $5 \sim 8 \text{ m/s}$ 程度の流速となっている。第4床固の場合は流量により下流水位も上昇するので、流量による影響が比較的小さくなっている。第4床固下流 30 m 地点より下流では流速が 5 m/s 以下に落ちている。

f 河床最大流速（河床上 15 cm の高さにおける流速の最大）は、第2床固の場合は最大流速と同様の傾向にあって、かなり大きく、特に床固より 60 m 下流の地点では 6 m ($Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$)、および 5 m/s ($Q = 1000 \sim 1500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = -0.2 \text{ m}$) にも達する。これに対して第4床固の場合は、深掘れ部で逆流が生じているので小さくなっている。逆流の最大値は $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合で 1.6 m/s 、 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合で 1.0 m/s と逆の傾向になっているが、これはかなり速い流速といわなければならないであろう。河床せん断力についてもほぼ同様の傾向がみられた。

このように、赤川床固群の代表として選ばれた第2床固および第4床固下流の流況は、三次元的に非常に複雑である。床固下流の洗掘現象は純洗掘量と補給砂との関係で定められるので、一層むずかしい問題である。

床固下流の洗掘を防止する対策案の一つに副堰堤案がある。これは、下流水位を上昇させて床固のエネルギーの負担を軽くすると同時に、床固下流の流況を変えて高速流が河床付近から離れることを期待するものである。副堰堤の位置は、床固から近い場合と遠い場合ということで、第2床固および第4床固ともにそれぞれ代表として2ヶ所が選定された。それらは、第2床固の場合は床固本体から165mおよび275mの地点、第4床固の場合は105mおよび145mの地点である。副堰堤の横断形状としては簡単のため水平とし、その天端高として3種のものが比較検討された。

副堰堤設置による流況の変化で特徴的なことは次のようである。

- a 実験範囲では、副堰堤設置によって流況が一変するような激しいものではなく、副堰堤のない場合の流況が副堰堤に近づくにつれて少しずつその影響を受けるようになるといった程度のものである。副堰堤による流況の変化は副堰堤の直上・下流の局部的な範囲で著しい。
- b 床固下流の流況は副堰堤の高さが高いほど改善されるが、副堰堤が高くなると、副堰堤下流の流況がわるくなるという不都合な問題が生じる。
- c 副堰堤位置が床固本体より遠い場合は、副堰堤を設けることによって、その直上流の流線の急変の影響で流況改善がなされるものではなく、水位の堰上げの影響に期待が持たれるものであるから、副堰堤の天端高が低ければその効果は小さい。
- d 副堰堤位置が床固本体に近すぎる場合は、床固下流の流況の変化が大きく、底渦の発生が起りやすくなる。特に、これは二次元移動床実験の結果から明らかであるが、副堰堤前面に沿う下降流が生ずるときはこの部分に著しい深掘れを受ける。
- e 水位、流況、流速分布および河床せん断力などから判断して、副堰堤位置としては下流案の方が、副堰堤自身の維持の点でまざっているようであり、副堰堤の天端高としては、第2床固の場合は、 $T.P. - 2m$ より低くない方がよく、また第4床固の場合は、 $-0.5m$ より低くない方がよい。この高さの制限は副堰堤の維持の条件から与えられる。
- f 一般論として、第2床固のように水路中央の深掘れ部へ高速流が集中するような場合には、そこへ小さな副堰堤を設置して、流況が変わることに大きな期待を寄せることにはかなりの無理があり、その効率としてはあまりよい方ではないと考えられる。第4床固の場合には、深掘れ部にすでに底渦が発生している。副堰堤はこの水平軸渦を大きくして弱めるものである。これは第4床固の安全度を増大し、その効果もあなどれないものがあるが、流況を根本的に効果的に変えるものではないところに問題がある。

(6) 結 論

赤川床固群の再改修計画を考察する基礎資料を得る目的で、現地資料（水文資料、水理資料、および洗掘調査資料）に基づく解析、水理計算および模型実験などが行われた。その結果、床固群の現況と副堰堤の効果などが或る程度明らかにされ、種々の検討が行われた。検討の結果、明らかにされた主な点を列挙すれば次のようである。

- a. 赤川床固下流の洗掘は相当進んでおり、大きな出水があれば崩壊の危険もある。洗掘の大きい床固は第2、第4および第5床固である。このうち、第2床固および第4床固はかなり危険な状態にあるとみられる。
- b. 現在の河床縦断形は、水理計算の結果によれば、床固が存在し、かつ人工採取したり、補給土砂量が減少したりしない限り、急激な河床低下はないものと考えられる。したがって、問題は局所的なものに限定して取扱われてよいように思われる。
- c. 床固下流の洗掘形状は、第2床固は異なるが、第4床固および第5床固はかなりの類似点がある。そこで、問題は局所的なものであるから、床固群のうちから第2床固および第4床固が選ばれ、固定床模型実験が行われた。実験によって、複雑な床固下流の流況および流速分布などが明らかにされた。
- (a) 第2床固下流では、流れは水路中央部の深掘れ部に集中し、兩岸沿の浅い部分には平面渦（垂直軸渦）が発生し、有効流水幅を著しく狭めている。底渦の発生はなく、高速流が長い区間にわたって存在するが、補給砂も十分に存在するので、流速から予想される極端な深掘れの発生はなく、ただだか10m程度の洗掘にとどまっている。
- (b) 第4床固下流では、左・右岸付近に存在する深掘れ部に底渦（水平軸渦）が存在する。この深掘れ部は比較的短い区間で終了しており、第2床固のような極端な流れの集中はない。しかし第4床固の場合は深掘れ部では補給砂量が十分でなく、静的平衡に近づくようなかたちで洗掘が進行しているようにみられる。底渦には時間的に変動がみられ、逆流の平均流速は小さくとも相当の洗掘が進行する。
- d. 副堰堤は、床固のエネルギーの負担を一部肩がわりし、同時に床固下流の流況改善に対する寄与が期待されているものであるが、第2床固の場合には、水路中央部に集中している高速流のさへへ小さな副堰堤を設置して流況の改善に大きな期待を寄せることは多少無理があり、また第4床固の場合には、深掘れ部にすでに存在している底渦を大きくして、その強度を弱めることが期待されるが、これも流況を根本的に、かつ効率よく変えるものといえるかどうかというところに問題が残されている。

定性的、またある程度定量的な現状および副堰堤設置のときの状態が把握され、それに基づいて検討された床固群改修対策案について列挙すれば次のようである。ただし、対策案については、底質、施工の難易および経済性なども問題とされなければならないが、ここでは水理条件から判

断された範囲に限られる。

- a 第2床固下流の改修対策としての副堰提案は少し弱いように思われる。その理由としては、副堰堤の維持の点から高さが制限されるが、小さいものを入れたのでは大きく流況を変えることは期待されなく、洗掘は進行すると考えられることがまずあげられる。第1床固あるいはもっと大きい床固を考慮するの でなければ、施工や維持が大変なわりには、効果があまり期待されないということである。
- b 第2床固と第4床固とは掘れ方が異なる。第2床固の場合はエブロン下流から洗掘が急激に進行しているのではない。水が集中し始めると同時に掘れ始め、それが徐々に下流に伸びて、水路中央部に溝のような状態で深掘れ部を形成している。その両岸側の浅い部分には表面渦が発生している。もしもこのような流れ方が安定しているものであれば、床固直下流が急激な洗掘を受けることもなく、また護岸の安全度もかなり高いとみなされる。少なくとも床固下流の両岸沿に発達している堆積部が洗掘されることがなければ床固としての安全度が低下することはないように思われる。護岸の強化とともに、両岸からの浅い部分をやわらかい構造物で保護することが検討されることが望ましい。このほかに、エブロンを強化し、またそこに阻柱等の構造を設けて少しでもエネルギーの減殺をはかることも、あるいは床固が落差工に改修されることも意義あることと考えられる。
- c 第4床固の場合も、副堰堤の効果は認められ、その設置は第2床固の場合よりは有効のように考えられるが、やはり積極的な意義に欠ける。
- d 第4床固ではエブロン直下流が急激に洗掘を受け、この深掘れ部では逆流が生じている。ここでは静的平衡に近づくようなかたちで洗掘が進行しているものと考えられる。底渦は時間的な変動があるが、その流速は第2床固の深掘れ部の流速との比較ではずっと小さい。したがって、この場合には洗掘孔に大型のブロックを投入する案などが考えられる。ブロックの量はあまり大量にして洗掘孔内の流況を変えることは歓迎されない。ブロックの形は large scale の乱れが関与していることを考慮すれば、テトラポットのような構造物は有効なのではないかと考えられる。ブロックの大きさは十分大きなものが望まれる。これは時間平均の流速よりは大きい流速を対象として設計されなければならないであろう。特に、新信濃川の第2床固の改修工事（昭和28年）では、鉄骨枠を組んで水中コンクリートを施工し、さらに100tの蛇籠と大型のコンクリートブロックを深掘れ部に投入したが、これが後の出水で簡単に流失したという教訓が残されているので、ブロック等の設計に関しては慎重になされなければならないであろう。第4床固ではこのようなブロック施工にあわせて、エブロンを強化して阻柱などの構造物によって少しでもエネルギーを減殺すると同時に、エブロンを長いクイによって保護する方法などは不可能であろうか。クイの長さとしては土質力学的に要求されるもののほかに最大洗掘深以上のものが最低限必要である。また、床固を落差工に改修することも多少の効果

は期待されるであろう。

e 下流端に非常に大きい床固を設けて、既存の床固群を無視した状態で上流河床の安定をはかる案が考えられる。これは、上流区間の水位上昇と、床固下流の洗掘の問題があらたな大きな問題としてあげられる。

f 第5床固については、ほぼ第4床固と同様の考え方で検討されてよいと思われる。

赤川床固群の下流洗掘の問題は、流れが三次元で複雑であり、流砂機構も明らかでないので、非常にむずかしく、解析や実験の結果から絶対的な対策案をみいだすということが至難のわざであることが判明した。幸いにも最近事情がかわって、赤川は一級河川に指定された。したがって、さだかでないものに対して大々的な工事を実施するよりは、当面の安全を確保できる簡単な処置のみをほどこしておいて、同時に必要な調査を継続し、河川の変化をみながら問題に対処していくという方法をとる方がけんめいではないかと思われる。このような調査の段階をとおして、第2床固と第4床固の掘れ方が異なる原因（相逢点は潮位変化、エネルギーの負担率、海からの埋戻しおよび河床の軟らかなどがあげられる）や、第2床固下流で水路兩岸沿に砂がつく原因（片側だけが深掘れされない原因）なども明らかにされるものと期待される。なお、厳密な議論が行われるためには、移動床の模型実験が必要とされる。

最近、これまでの基礎的条件であつた、赤川新川上流部の河床高はさげられない事情が変わって、昭和47年からは用水問題が解決される見通しも生じ、また上流の鶴崎市の内水排除の問題もあって、今度は逆に上流河床を下げる案がとられ始めているという話がきかれる。この場合には、また別途、多角的な見地から今度は全川的な規模で検討されなければならないであろう。

2 赤 川 の 概 要

赤川は源を朝日山系の以東岳に発する河川で、大鳥湖を過ぎてから右支梵字川を合流して庄内平野に入る。以下が赤川と称されている。昭和の始めまで北流すること38kmで最上川の河口附近に合流していたが、改修工事の一部として大山川合流点の西方砂丘地掘削が完成されてから、赤川は直接日本海に放流されている。砂丘開削区間が赤川新川と呼ばれている。

(1) 河 川 の 概 要

海拔963mの大鳥湖から発する大鳥川と、月山、湯殿山連峰ならびに朝日連峰から発する梵字川との二大支流が朝日村落合地区において合流する。合流後は赤川と呼ばれる。赤川は、その後山形県の穀倉庄内平野を北上し、河口近くで母狩山系に源を発する大山川を合流し、日本海に注いでいる。流域内の地勢は極めて急峻で、大部分は山地状を呈しているが、大鳥荒沢に至り始めて川袋となる。荒沢より落合までは勾配1/80~1/200で処々平野部をなしており、発電にも利用されている。ちなみに、流域面積856.8km²のうち80%以上が山地である。大鳥川梵字川合流点より下流は扇状地により形成された蛇行状の河川となっている。

地質は荒沢堰堤より上流矢吹沢までは砂岩、礫岩、集塊岩、凝灰岩、安山岩、頁岩の累層からなる地帯で処々石英、粗面岩がこの累層を貫いている。この上流は朝日山塊に属する花崗岩地帯で冷水沢上流は大崩地があり、かなりおびただしい花崗岩礫を生産している。しかし、梵字川流路は大部分固い花崗岩よりなるので河底蝕は大鳥川よりおくれしており、峡谷の連続をなしている。林相は比較的良好であるといわれている。

二つの支川にはそれぞれ多目的ダムが建設された。ダム諸元は表1-1のようである。

表 1 - 1 ダ ム 諸 元

ダム名	支川名	着工年月日	竣工年月日	集水面積	有効貯水量	満水標高	計画洪水	調節	計画放水量
荒沢ダム	大鳥川	S.28.11	S.31.3	km ² 162	万トン 3087	m 254	m ³ /s 1200	m ³ /s 840	m ³ /s 360
八久和ダム	梵字川	S.30.4	S.33.1				1400	160	1240

鶴岡市から下流河口部までは勾配が緩やかで、堆積物に礫はほとんどなく、砂利河川である。その後、数キロ地点にて急に砂河川になっている。図2-1に縦断図を示す。図2-1の範囲の上流部で河床勾配が急激に大きくなり、短かい区間で非常に大きく変化していることが知れる。この河床勾配と河床材料の粒径とは密接な関係があるようであり、河床勾配の折れているところで河床材料の平均粒径も急変するのが普通である。赤川の場合、4里33丁(19.5km、赤川新

川河口が基準ではなく、昔の最上川との合流点がゼロ点)あたりを境にして、それより上流では砂利、下流部では砂である(図2-2)。ただし、図2-1では赤川新川河口にゼロ点をとっているため距離が多少異っている。河床材料の粒径にこのような急変点が存在するということは、砂利が短い区間で粉碎されるとも考えられないから、その地点では大径の砂利を運搬する掃流力が不足するものと思われる。赤川新川の上流で、河床材料が砂となっている区間は勾配が全川を通じて最もゆるく、河床勾配は $1/2500$ 程度である。また、この区間の下流部には写真1にみられるような大規模な水制が設けられている。兩岸から突き出ているT字水制群は低水路を $1/3$ 程度に固定しており、当然土砂の流下をさまたげているものと思われる。

赤川新川の区域は図2-1にもみられるように河床勾配は急である。この区間には現在5基の床固(うち1基は半分流失)が設けられている。これらはいずれも小さい床固であって、落差工としての性格は持たしていない。いわば帯工に近い。一例として、写真2に第4床固の平水時の状態を示す。河床材料の平均粒径は $0.4 \sim 1.0 \text{ mm}$ である。

河口部は、裏日本の河川の例にもれず、冬期には州が成長する。写真3は左岸より大きく伸びる砂州の様子を示す。右岸堤防から望んだものである。

(2) 主要改修工事と流量改訂の経緯

赤川の下流は、当初最上川4 km 付近左岸に合流していた。最上川下流は明治18年に専ら航路の改良を目的として低水工事に着手され、明治36年に竣工した。その後、洪水防禦を主とした改修工事を実施する必要に迫られ、大正6年より同15年に至る継続事業として掘削築堤および、これに伴う護岸、水制等の工事が計画され、大正8年に着手された。しかし、その後、計画は度々改訂され、追加工期になったり、欧州大戦による物価昂騰により予算を追加し、あるいは関東震災によって工事を延長したりした。

赤川は最上川改修計画の一部として計画され、施工されてきた。この計画の要は、河道改修のための掘削築堤、およびこれに伴う護岸等であり、その中で主要なものは赤川流末の酒田市大字黒森地区の大屈曲箇所における西山砂丘を開削し、延長2,800 mの新水路により、赤川を直接日本海へ放流させるものであった。赤川の計画最大流量は、上流の大宝寺においては明治37年7月洪水により、下流黒森においては大正3年7月の洪水に基づいて定められた。大宝寺は氾濫はなく、河道内流量で最高水位13尺7寸であり、そのときの流量は81,500立方尺(約 $2,300 \text{ m}^3$)とされている。黒森地点流量は、最上川流量の決定(流量および氾濫率を計算)と同じようにして求められた。(約 $2,300 \text{ m}^3$)。なお、赤川支川大山川は約 280 m^3 、京田川は約 360 m^3 であった。このような資料に基づいて赤川の計画最大流量は90,000立方尺(約 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$)とされていた。放水路工事の着工は大正11年であり、昭和11年に一応完成している。しかし、この当時は旧川と併用されており、放水路の完全通水は昭和26年であった。

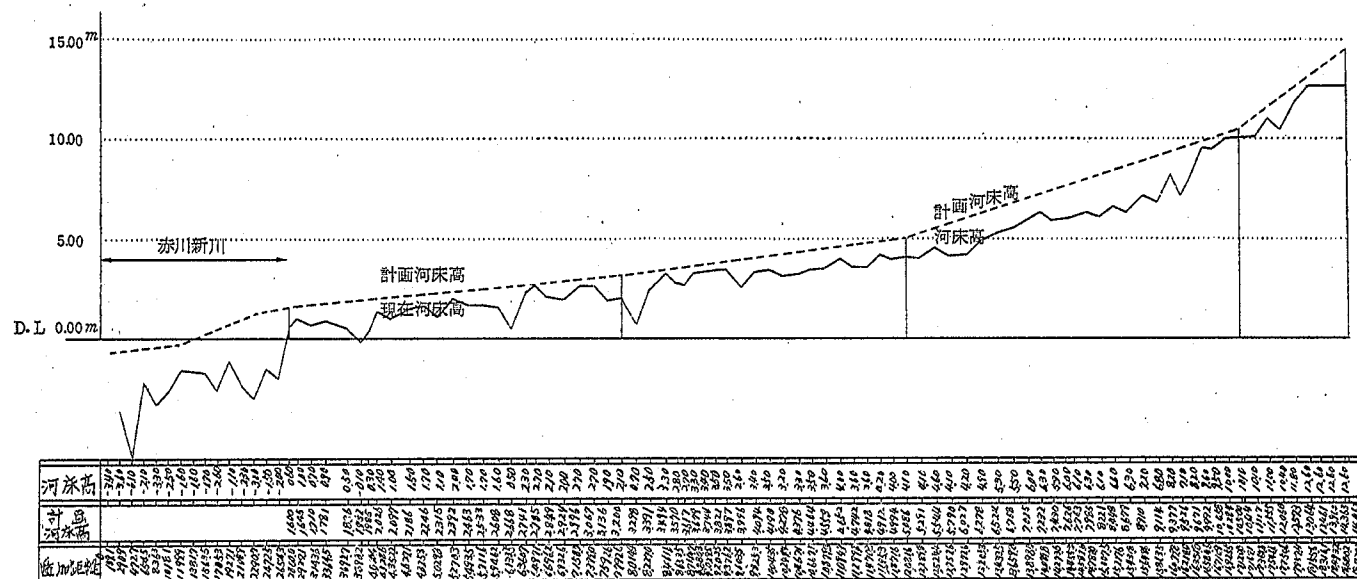
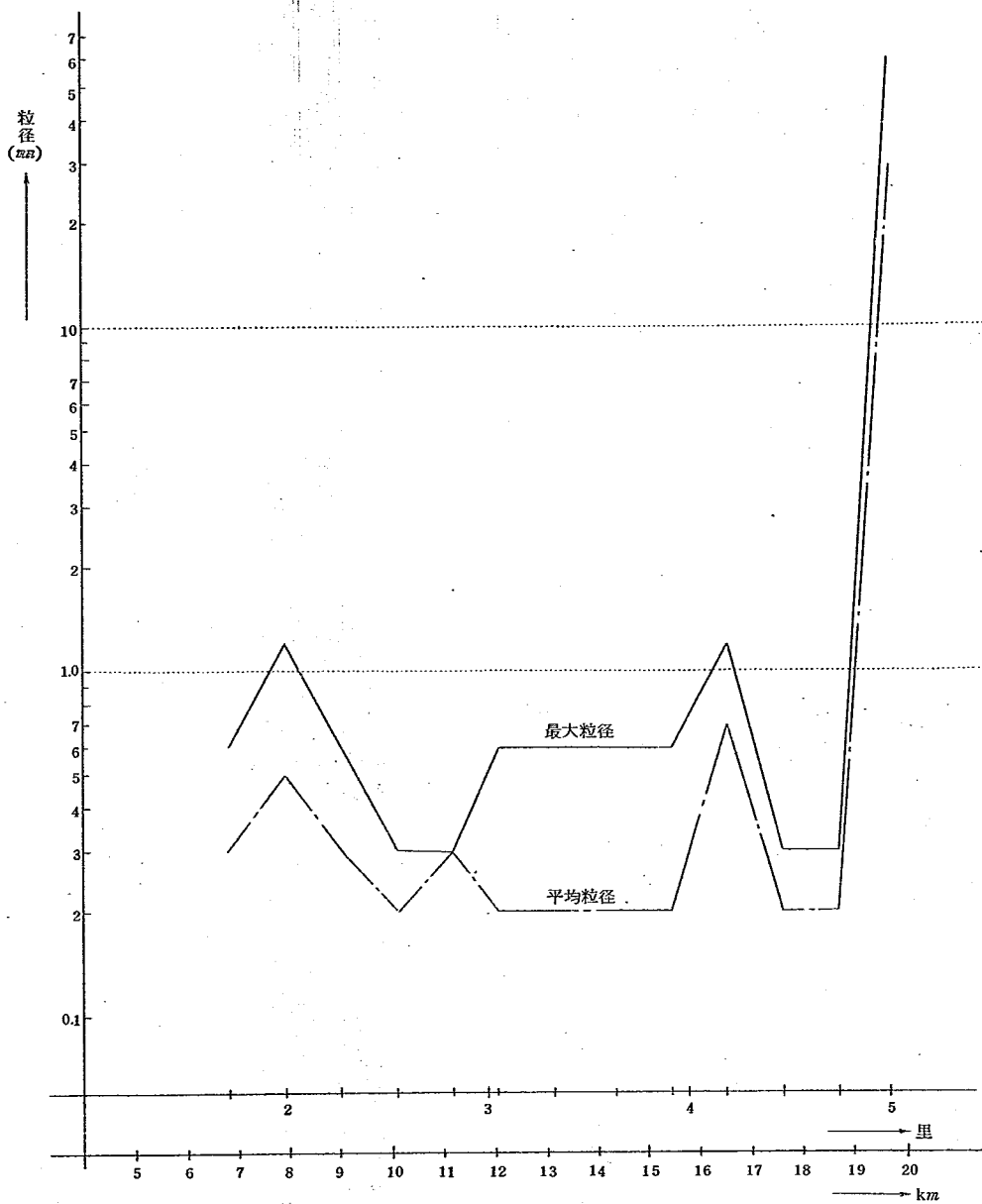


図 2 - 1 赤川筋河床計画縦断面図



〔注〕 % (0 km) は赤川新川河口ではなく、昔の最上川との合流点である。

図 2 - 2 河床材料粒度分布図 (昭和 39 年実測)



写真1 赤川（新川上流）の大水制群

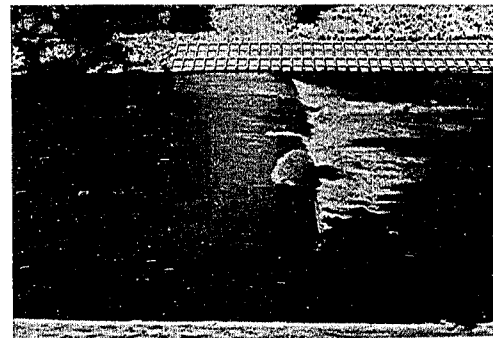


写真2 第4床固（平水時）

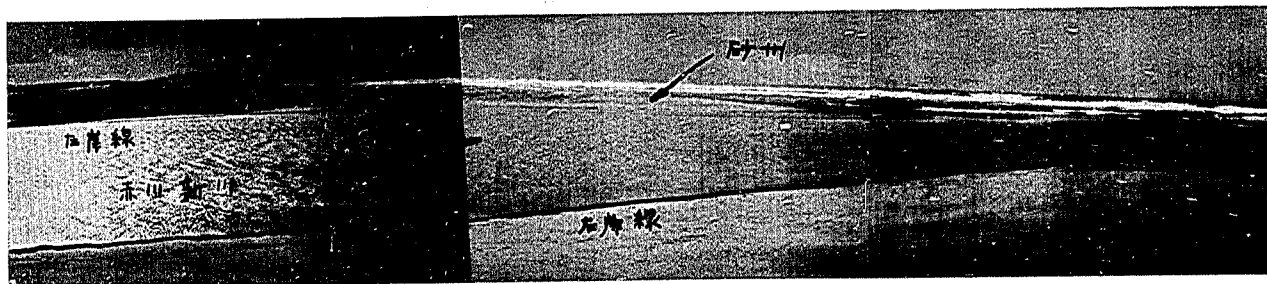


写真3 赤川新川河口の砂州

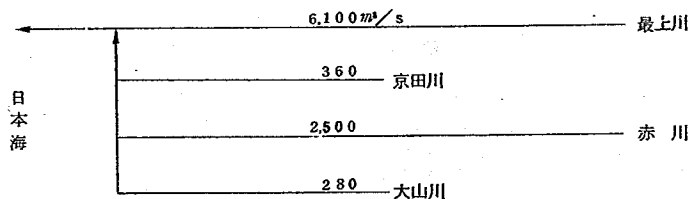


図 2 - 3 当初計画流量

a 第一次改訂計画流量（大正10年）

改修計画をもとにして大正6年より工事は着手されたが、なお赤川の改修計画においては黒森地点より日本海への放水路を作る要望が強く、引続き改修計画の検討を行なわれていた模様である。大正10年3月4日計画変更が行なわれた。

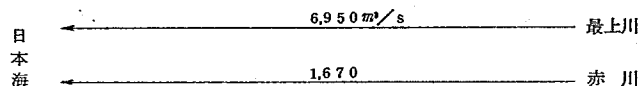


図 2 - 4 第一次改訂流量

b 第二次改訂計画流量（昭和15年）

昭和15年に赤川に計画洪水流量を越す出水があり、直ちに当所計画の90,000立方尺（2,500 m³/s）に流量改訂が行なわれたものと推定される。

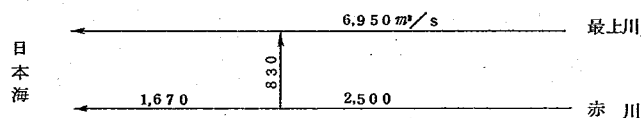
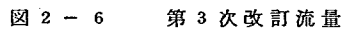


図 2 - 5 第二次改訂流量

c 第三次改訂計画流量（昭和24年）

昭和15年の出水量は2,700 m³/sと判断され、計画高水流量3,000 m³/sと改められたが、荒沢ダムにより、500 m³/sの調節が行われることとなった。なお、支川大山川は直轄改修区域に編入され、計画高水流量280 m³/sに決められた。赤川と最上川は完全分離に決定された。



赤川は八久和発電所建設に伴ない調節量を増加することになった。荒沢ダムにおいては $840 \text{ m}^3/\text{s}$ 、八久和ダムにおいては $160 \text{ m}^3/\text{s}$ の調節を行なうものとし、赤川本川の計画流量は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と決定された。

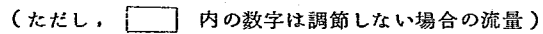


図 2 - 7 最終計画流量

3 赤川床固群概要

(1) 過去の経緯

最上川第一次流量改訂のとき、赤川新川の計画が起案され、大正11年より工事が始められた。赤川新川は砂丘地帯を切り開いてつくられたものであるから、河床は細砂で洗掘されやすく、また勾配も急であるという特殊条件があり、そのために各所に床固めが設置された。図3-1にその様子を示す。当初設けられた床固の構造は木杭を打込んで、その前後を沈床によって固めるとい程度の簡単なものである。施工年月は表3-1のようである。その後洪水等で度々流量改訂が行なわれ、第四次改訂では旧川を締切り全部を新川へ流しているが、完全通水後はまた破壊されたり、護岸をやられたりした。災害記録をみると表3-2のようである。

表3-1 床固群の施工年月

床 固	着手年月日	竣工年月日	備 考
第1床固	昭和5年5月3日		工事中たびたび破壊され工事途中で打切
第6床固	6. 3. 17	昭和7年1月20日	
第3床固	7. 9. 16	8. 1. 31	昭和9年増補
第4床固	8. 4. 1	11. 7. 25	
第2床固	9. 11. 21	11. 5. 5	
第5床固	10. 2. 9	10. 11. 30	破壊されて復旧工事

表3-2 主要災害復旧記録

床固および護岸	破壊年月	着手年月	竣工年月	備 考
第4床固	S30. 6. 26	S 31. 3	S 33. 1	$Q=1,440\text{ m}^3/\text{s}$
第5床固	30. 6. 26	31. 1	32. 3	◇
護岸第5床固左岸	30. 6. 26	31. 9	32. 3	◇ 護岸120m
◇ 右岸	30. 6. 26	31. 4	31. 10	◇ 護岸40m
第2床固	32. 7. 8	33. 2	35. 3	$Q=1,334\text{ m}^3/\text{s}$
護岸第4床固下流	32. 7. 8	32. 10	33. 3	◇ 護岸左右60m
第2床固	33.7.25~29	工事中に増破		$Q=1,140\text{ m}^3/\text{s}$
護岸第4床固下流	33.7.25~29	34. 6	36. 3	◇
護岸第5床固下流	38. 5. 27			$Q=810\text{ m}^3/\text{s}$
第4床固本体	39. 6. 13			新潟地震
第4床固下流左右岸	40. 7. 13			$Q=1,024\text{ m}^3/\text{s}$

昭和30年の第5床固の災害は、下流部で5,000~6,000 m^3 の土砂がぬけて護岸が欠損したものである。昭和32年には第2床固がとんでしまったが、このとき同時に第3床固も左半分が流失している。第3床固は現在もそのまま、右側半分が残っているだけである。昭和33年7月28日には第4床固下流で10,000 m^3 の土砂がぬけて護岸が欠損した。これは左岸から粗朶沈床を入れて復旧工事が行われた。このほかに小さい災害は数多くあるが、大きな災害は床固下流の深掘れと何んらかの関連を有しているようである。

(2) 床固群の概要

当初の床固群の計画は、赤川新川2,800 m の間に350~600 m 位の間隔で6基の床固を設けて河床の安定をはかることであつた。図3-1に赤川新川の平面および縦断図を示す。赤川新川は直線的であり、その川幅は約100 m である。第1床固は建設途中で流失しているので記入されていない。第2床固から第6床固までの床固はそれぞれ水通し部を有しており、その水通し部の高さが、一直線上に配置されている。計画河床高の縦断形も、水通し部をつらねる直線を少し平行移動した線とし、最下流端のみを海へ接続させるために多少の修正が加えられている。このことは当初の床固群の計画が、かなり帯工的性格を持たしていたものと推察される。したがって、初期の床固は軽い構造で、木杭と木工沈床、粗朶沈床等を施したものであつた。その後増補されたり、現在位置に新設された床固（改修時に当初の床固位置を多少ずらしたものがある）の構造は全て類似しているので、一例として第2床固についてのみ図3-2および図3-3に示す。各床固の横断図は図3-4~図3-8のとおりである。いずれも中央に切欠部を有し、約1/30~1/60程度の勾配で兩岸にとりつけられている。ただし、第6床固のみはかなり急で1/7.5である。

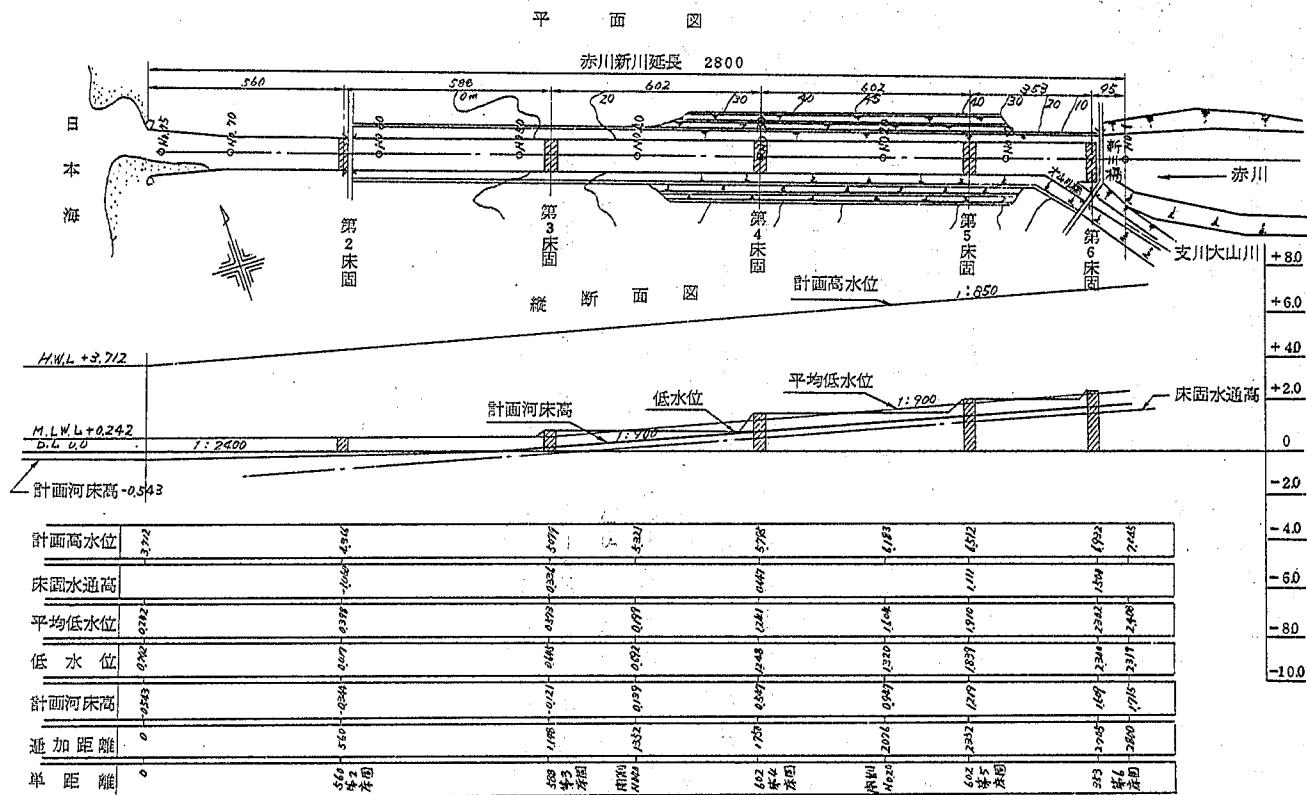
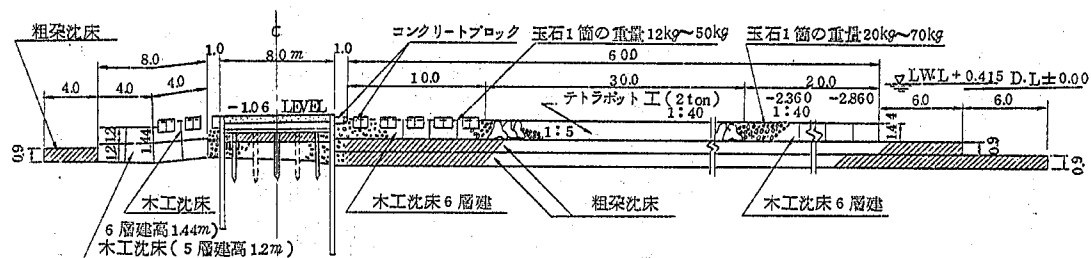


図 3 - 1 床 固 群 概 念 図

本体構造図(水通部) SCALE 1:400



SCALE 1:200

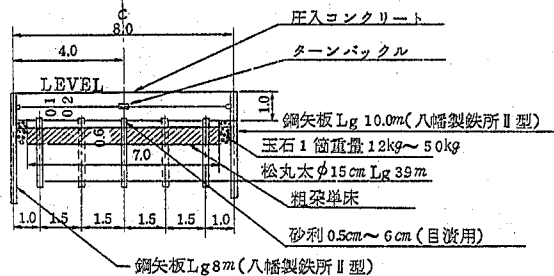
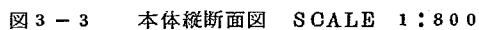


図 3 - 2 第 2 床 固 構 造 図



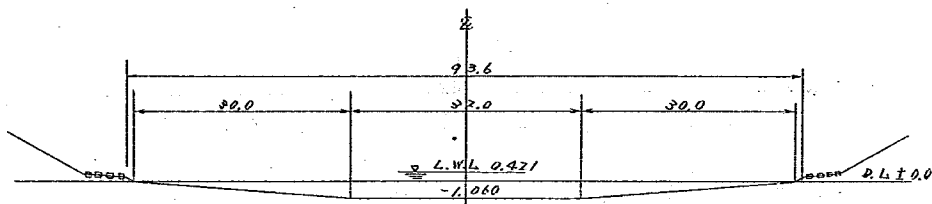


图 3-4 第 2 床固体縱断面図

$$\text{縦} = \frac{1}{200}$$

$$\text{横} = \frac{1}{500}$$

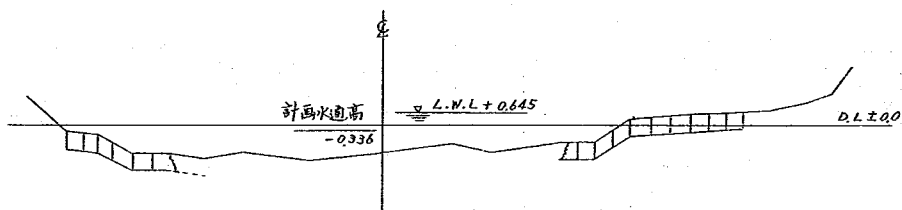


图 3-5 第 3 床固現況縱断面図

$$\text{縦} = \frac{1}{200}$$

$$\text{横} = \frac{1}{500}$$

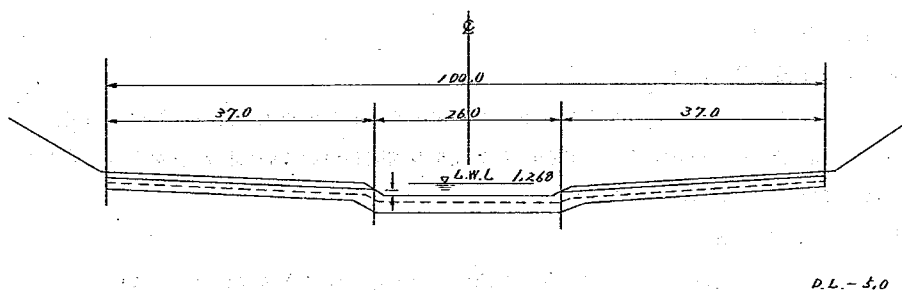


图 3-6 第 4 床固体縱断面図

$$\text{縦} = \frac{1}{200}$$

$$\text{横} = \frac{1}{500}$$

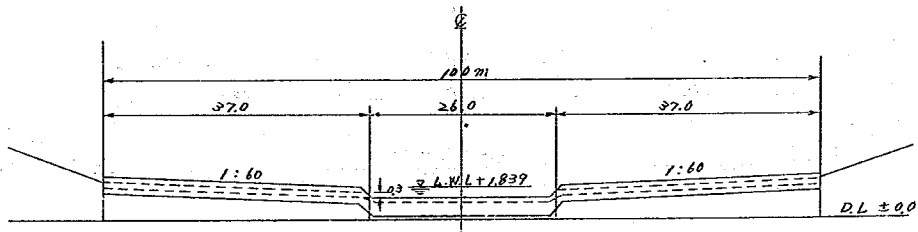


図 3 - 7 第 5 床固本体縦断面図 縦 = $\frac{1}{200}$
横 = $\frac{1}{500}$

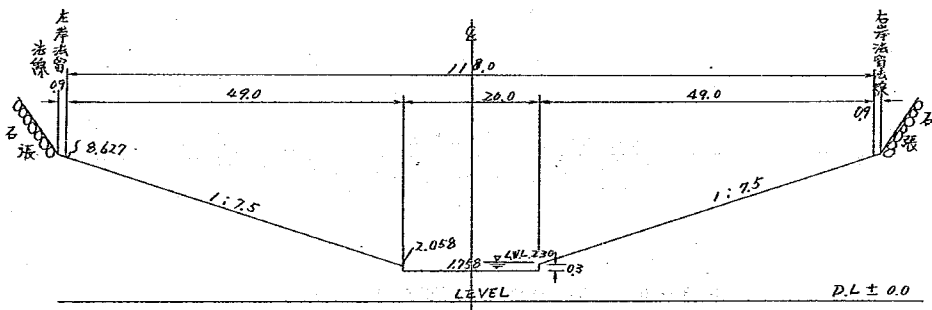


図 3 - 8 第 6 床固縦断面図 縦 = $\frac{1}{200}$
横 = $\frac{1}{500}$

(3) 各床固の概要

a 第 6 床固（最上流）

昭和の初期に設けられたもので、頂部をコンクリートで固め上下流は粗朶沈床木工沈床施工である。中心部は一段低く、両岸側へ 1 : 7.5 の勾配がついていて流れを中央へ集める構造となっている。床固めは安定している。

b 第 5 床固

現在の床固の下流両袖に旧床固の石が残っていて水制のような役目を果している。安定している。

c 第 4 床固

昭和 37 年 11 月の写真によると、床固頂部の流れはスムーズであるが、現在は頂中央部が床固多少破壊されており、流れがスムーズでなくなっている。これは昭和 39 年 6 月の新潟地

震に原因するものと考えられるが、床固下流の洗掘もひどく、床固自体が相当に危険な状態にあると考えられている。第4床固では中央の切欠部が大きく沈んでいるから、低水時はあたかも兩岸から長い水制を出したような形となっており、また下流には水路の中央部に取残されている粘板岩があるといわれており（掘削時ハッパが使われた）、そのために床固下流では流心が二手に分かれ、分かれた流れは下流で大きく渦をまいている。ただし、昭和40年9月の調査では第4床固下流の中央部に岩はなかったと報告されている。砂が堆積していたのではないかと考えられるが、いずれにせよ、岩の出る高さは正確にはわからない。水路の左右岸付近にはそれぞれ深掘れ部があり、高水時の流況も渦の位置が不安定で複雑であるといわれている。低水時には床固直下まで潮位の影響がある。図3-9～図3-11は浜中の流量が $250\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の資料であるが、床固の落差と浜中水位（流量）との関係を示したものである。第4床固まで潮位の影響を受けていることがわかる。

d 第3床固（表面が少し波打っているのみ）

昭和32年に床固の左半分が壊され、現在は右半分が残されている。平水時も水面下に設けているので、床固をみることはできない。ただ、この附近の水面がわずかに波打っている程度である。流れにおよぼす影響はわずかであると考えられる。

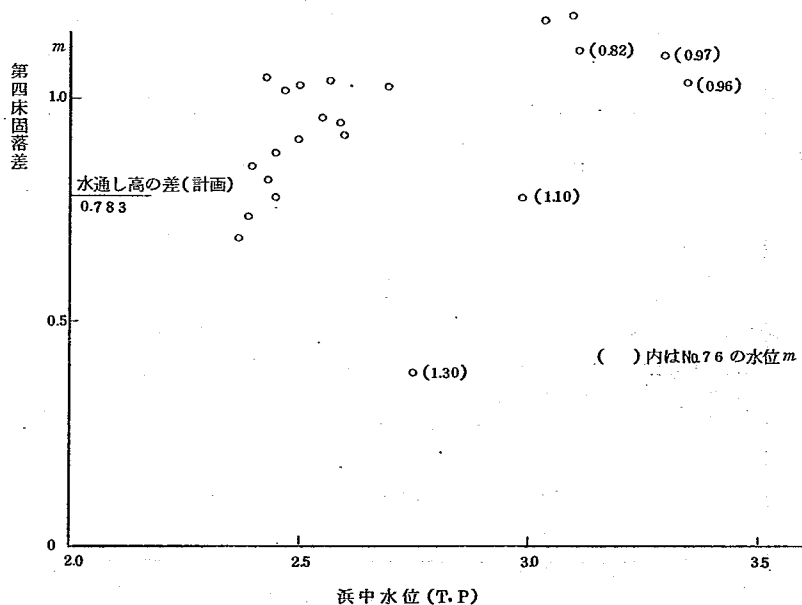


図3-9 床固落差

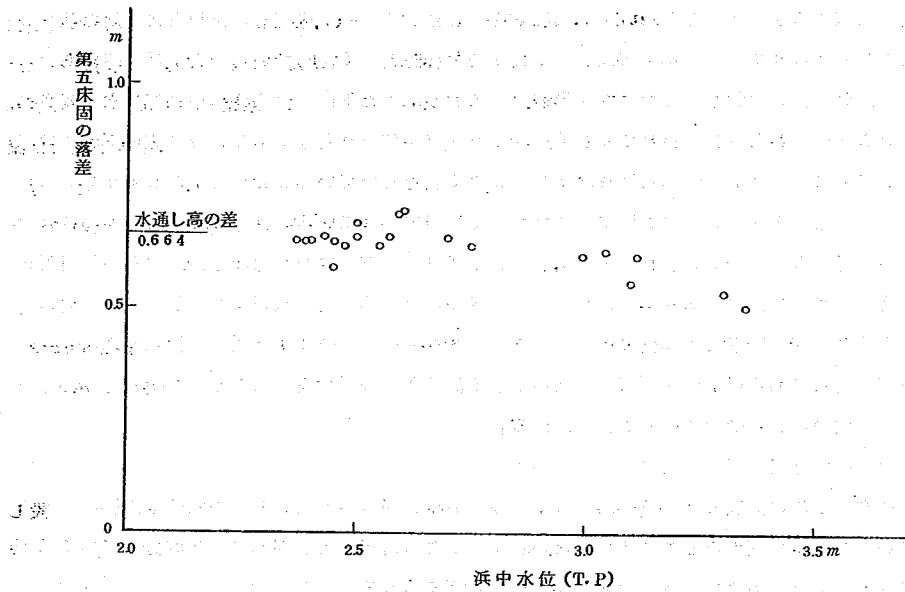


図 3 - 1 0 床 固 落 差

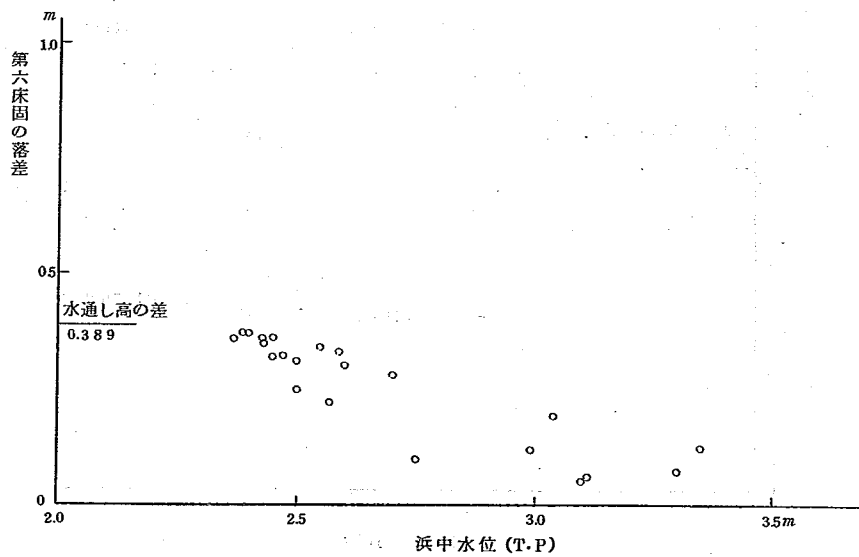


図 3 - 1 1 床 固 落 差

e 第 2 床 固

平水時も完全に滞っていて、小さい船が航行している。第1床固施工が困難になり工事の打ち切りをした結果、第2床固を設置する計画に切り換えられたというのが、現在の床固も下流側が大きく洗掘されているので危険な状態になっている。

f 第 1 床 固

河口近く護岸付近にやや木工沈床のあとが見えるので、その存在がわかるのみである。工事中にたびたび波に洗われて困難をきわめ床固の完成を見ずに、打切竣工にしたといわれている。

g 河 口

冬期は護岸天端T.P.3.82mまで波がかかる。河口砂州は高さにして4~5mになる事があるが水が出ればフラッシュされる程度である。左岸側の砂州が発達する場合に多いので、流心は右岸側へ寄る。

(4) 床固群の問題点

過去の災害記録から判断すると、床固や護岸はおおよそ $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量が出たときに主要な損傷を受けている。災害の種類としては、護岸法面崩壊、床固下流の大きな洗掘、床固流失等である。赤川新川の河床構成材料は、第4床固下流に部分的に粘板岩があるが、他は細砂で平均粒径は $0.4\sim 1.0\text{ mm}$ 位であるから、わずかの出水にも河床の変動がはげしい。そのうえ最上川へ開口していたものを直接日本海へ放流するようにしたため、勾配が急になり各床固で受持っているエネルギーの減殺量が大きく、その負担にたえかねて、床固下流の洗掘が著しく大きくなっているわけである。特に第2、第4の床固下流では、その洗掘が激しくT.P.下 1.0 m 位まで洗掘されている。各床固についての問題点は洗掘現象の定性的ならびに定量的判断と今後の安定対策についてであるが、具体的には、次の各項を挙げることができるであろう。

すなわち、 a 各床固のエネルギーの負担量と全体としてのバランス（全体の床固計画の問題）

b エネルギー減殺方法とエプロン（長さ、粗度および基礎）

c 流量水位等の水理量や河床材料などの洗掘におよぼす影響

d 洗掘の形態（出水時洗掘深さ）と防止対策

等である。

4 床固下流の洗掘特性

赤川新川の床固下流の洗掘は著しい。赤川新川の河床変化の様子は、不定期ではあるが、数多くの実測が繰返され、貴重な資料が得られている。図4-1は最深河床の縦断変化、図4-2は平均海底縦断図、図4-3～図4-6は各床固下流の平均河床高および最深河床高を表わす。

洗掘現象を最深河床高のみから判断することは危険であるが、図4-1から興味ある現象が見出される(後述)。そして床固の災害および流量の規模により、洗掘の大きさは見事に対応し、その変化の激しいことに驚かされる。また、洗掘の横断形状は流れの三次元性を推察させる。すなわち、最深河床高と平均河床高とはかなりの相違がみられ、局所的な深掘れが生じていることを示している。

(I) 各床固の洗掘特性

a 第2床固

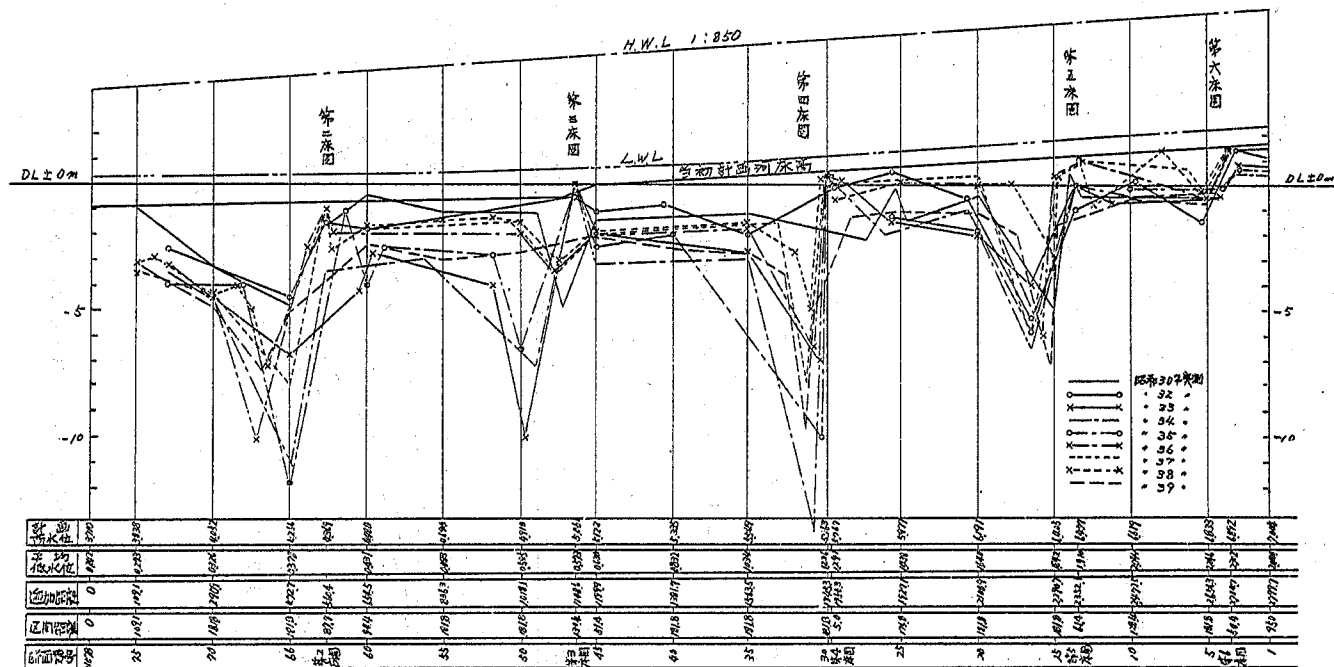
第1床固が施工中たびたび流失したので工事を中止し、少し上流側へ第2床固めを作ったと記録にある。河口に一番近い所にあり、潮位の低い時の計算では、かなり大きな射流現象がおり、現状において床固下流は大きく洗掘されている。水叩部が6.6mあり、その水叩きが終ったところから急に深くなり、そのまま河口近くまで洗掘が続いている。流量の記録と比較してみると、かなり少ない流量でも洗掘されているようで、そのままおし流された砂は河口近くでたまるものと考えられる。しかし、第3床固が半分流失しているので、上流からの給砂も多く、大洪水がしばらく来ないと徐々に浅くなっていく傾向にある。昭和32年に破壊された時は $1.334\text{ m}^3/\text{s}$ の流量であった。旧床固は現在の床固より構造的に弱かったとか、水叩長が短かった事などが考えられる。現在の床固の構造は図3-2および図3-3のようである。

b 第3床固

昭和32年第2床固めと共に流失し、現在は右側半分が残っている。水叩部も破壊されたものと考えられ、床固直下から洗掘されている。その下流は徐々に浅くなっている。この床固はその機能をやや失った感があり、水理計算でもわかるようにほとんど効果を發揮していない。床固付近の流れは滑らかである。昭和36年頃からはほとんど変化がなくなり、その洗掘深も水通高から3～4m位のところに落ちついている。第2床固が新しく作られてからは(昭和35年3月完成)ほとんど無視されたかっこうで第4床固の負担になっているといえる。

c 第4床固

第4床固は昭和30年に破壊されたが、その時の流量は $1.440\text{ m}^3/\text{s}$ と記録されている。新設後昭和33年以降は第3床固破壊も手伝って大きく洗掘されたり、あるいは堆積されたりして変化がはげしい。床固の水叩部の長さは約30mで下流は時に10m以上も洗掘される事が



縮尺 縦 1:200
横 1:1,200

図 4 - 1 赤川新川河床縦断図 (最深)

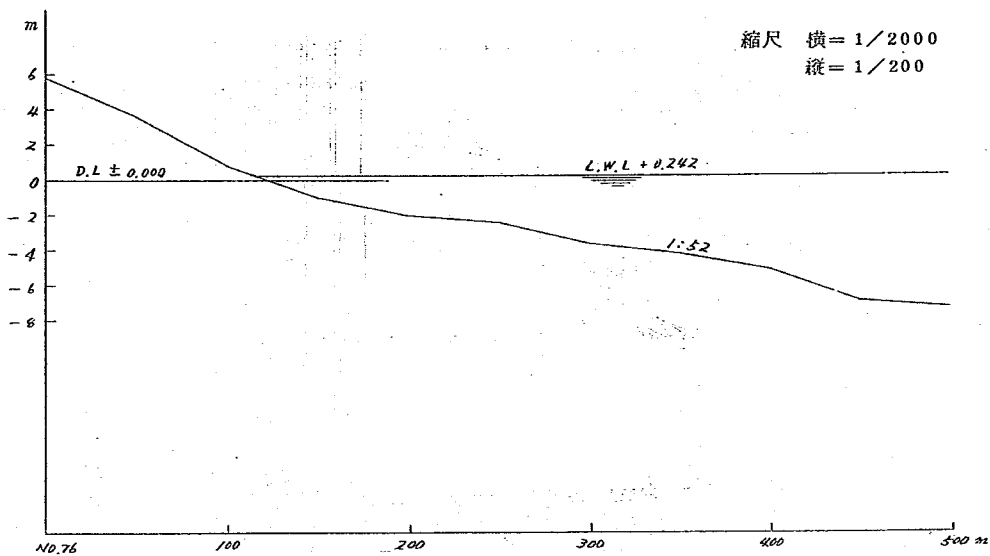


図 4 - 2 平均海底縦断面図

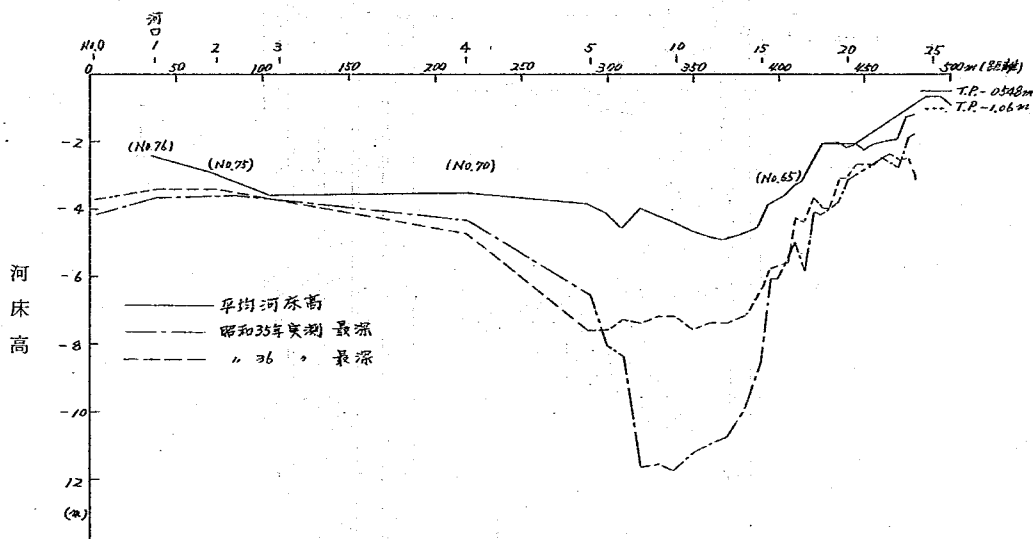


図 4 - 3 第 2 床固附近平均河床高および最深河床

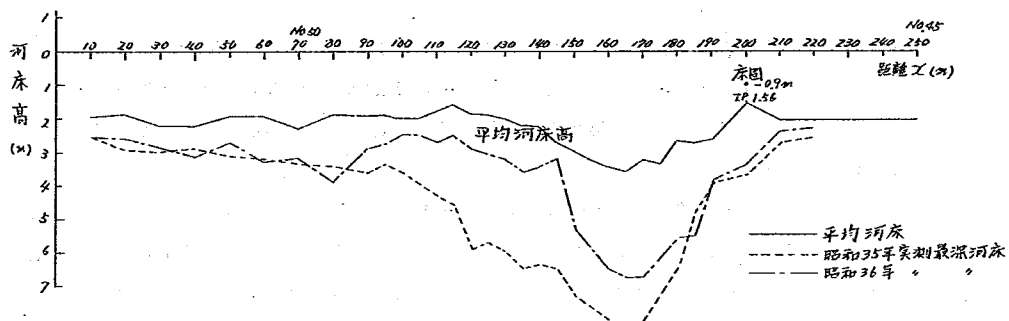


図 4 - 4 第3床固平均河床高

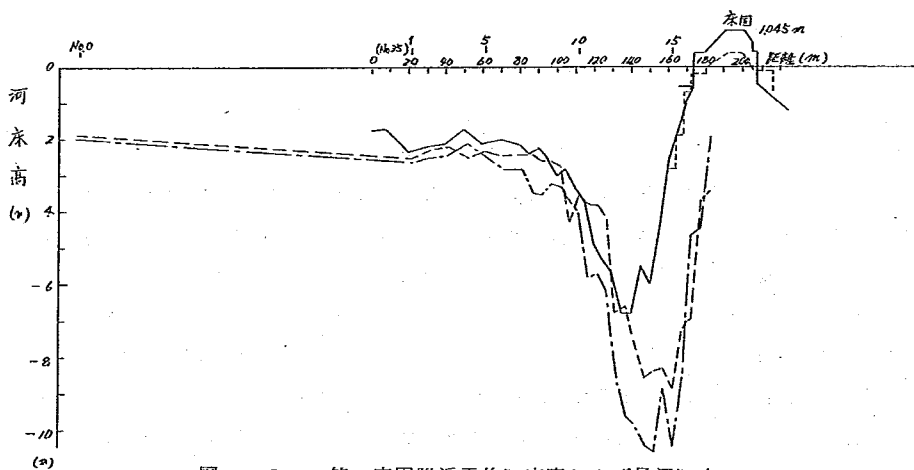


図 4 - 5 第4床固附近平均河床高および最深河床

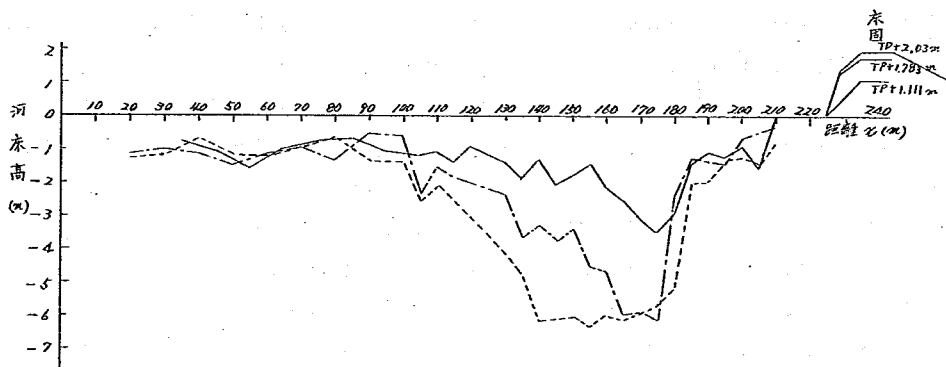


図 4 - 6 第5床固附近平均河床高

ある。水叩下流は流心が二手に分れ渦をまいて流れている。また、新潟地震の影響ともいわれるが床固頂部が不等であり、床固上の流れもスムーズでない。流量の少ない時は除々にうまっ
て行く傾向にあるが、この床固は第2床固と共に最も危険な状態にあるようである。

d 第5床固

水叩下流は相当大きく洗掘されているが、図4-1からも明らかなように他の床固に比して
最大洗掘深さの経年変化が少く、また流量によって大きく左右される事もなく、深掘れした状
態で一応安定している床固といえる。旧床固が水叩下流に残っていて、それも水叩きの役割を
果している。

e 第6床固

大して洗掘されずに安定している。第5床固が安定しているために、第6床固には大きい負
担はかからないからであろう。

(2) 第2および第4床固について

各床固の洗掘深さを比較したものが図4-7である。図4-8はその経年変化を表わしたもの
である。第3床固が流失してからの第4床固の動きなど顕著にその傾向がうかがえる。第2およ
び第4床固は後に述べる水理計算によれば、その消費するエネルギーが他に比して大きく、また
深掘の深さも大きい。第6床固はほとんど洗掘されていない。第3床固は第2床固が完成した昭
和35年を境にして洗掘されなくなった。第5床固は問題があり、洗掘と堆積を繰り返して
検討の要があるが、わずかの洗掘であれば旧へ復する能力があると解釈される。これに対して、
第2床固と第4床固が当面の最も重要な問題として残される。図4-9は床固下流水叩等深図を
もとにして洗掘された容積を求めたものである。32年頃の大洪水の時の記録がないが、どの床
固もその後 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の大きい出水がないので、だんだんうまってゆく傾向を示している。
床固下流は大なり小なり洗掘されるが、床固直下だけ洗掘され、下流へ行くにしたがって除々に
浅くなるものと、一旦洗掘されたら下流まで、または次の床固まで大きく洗掘が続くものがあり、
第4床固は前者に第2床固は後者に属する。次に、洗掘の三次元性の問題がある。深掘の位置や
最大洗掘深さと平均河床との比などが問題となるであろう。図4-10は床固直下とその下流側
との深さを計画高水位からの差をとって比較したものである。比が1に近づけば、深掘れが少く、
横断形が長方形に近いことを示している。これで見ると、第6床固は深掘れが少い。また、第3、
第5および第6床固は河床の洗掘形の変動量が大きくないようである。第3床固は床固が破壊さ
れたあとは落ちついている。第4と第2床固は差が大きく、洗掘の横断形の変化が激しいことを
示している。床固経年変化で昭和32年2月と33年2月とではどの床固をとって見ても大きく
変化している事に気づく、これは昭和32年8月洪水が大きく影響していると思える事が出来る。
復旧工事が終わらない昭和33年7月にも $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水に見まれ、床固をより危険な

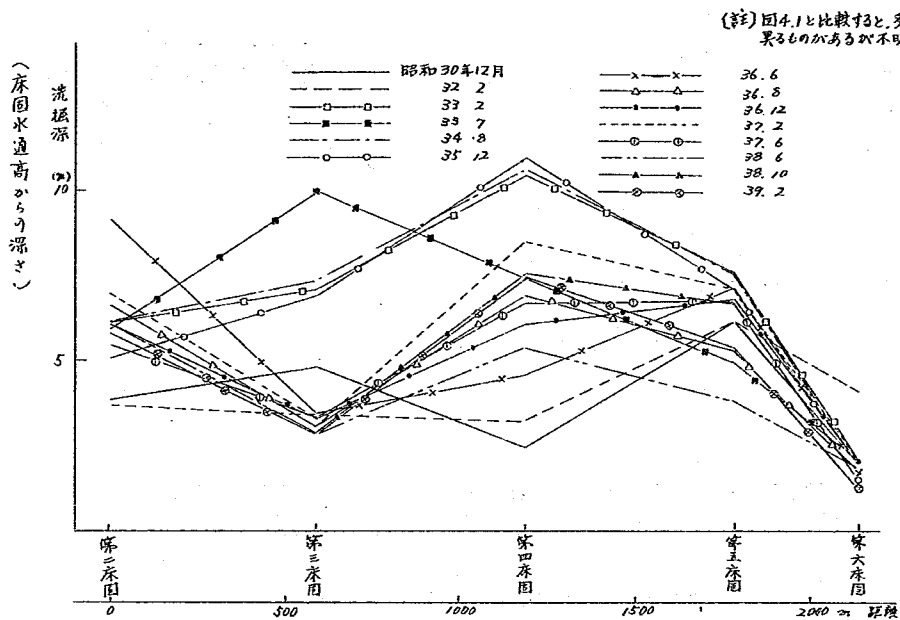


図4-7 各床固洗掘深比較 (最深)

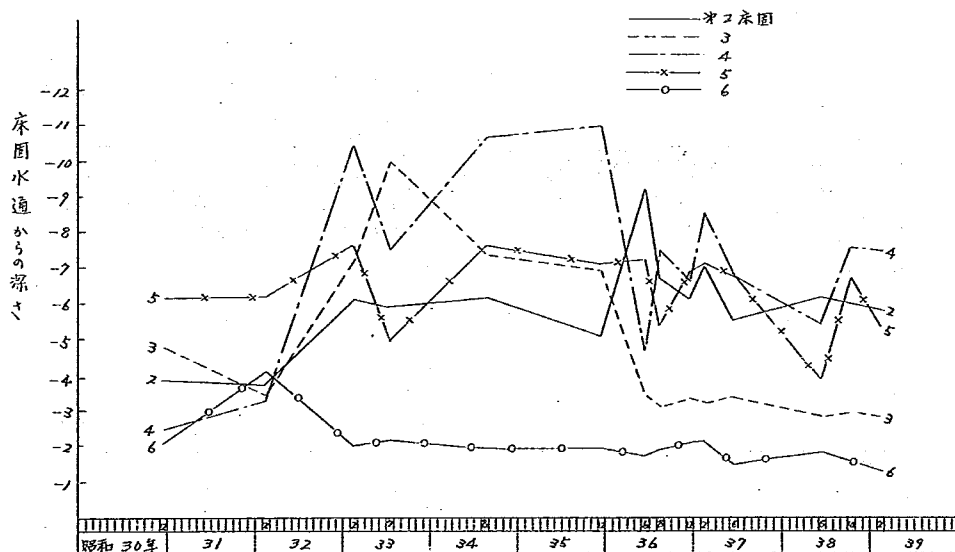


図4-8 各床固下流最深部洗掘深さ
経年変化

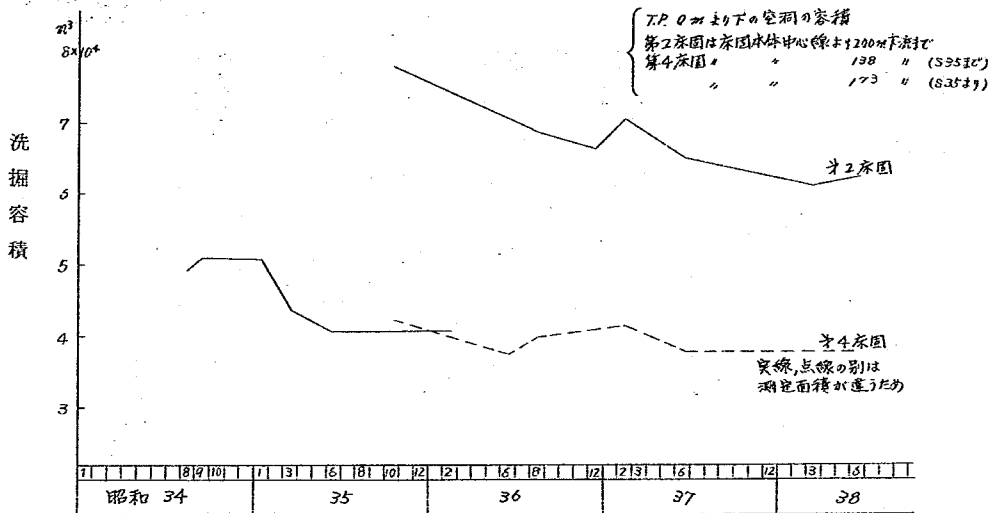


図4-9 床国下流洗掘容積の経年変化

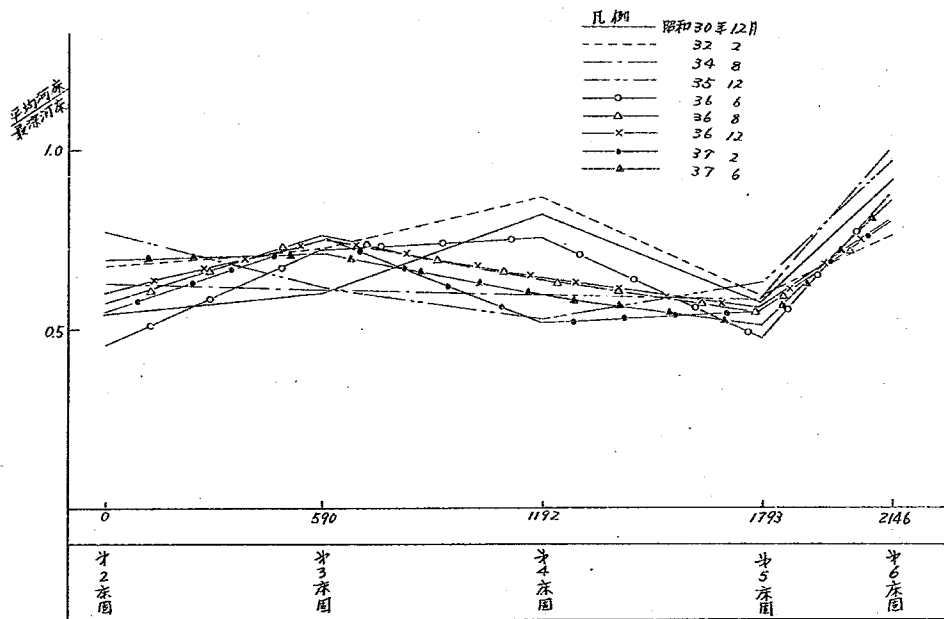
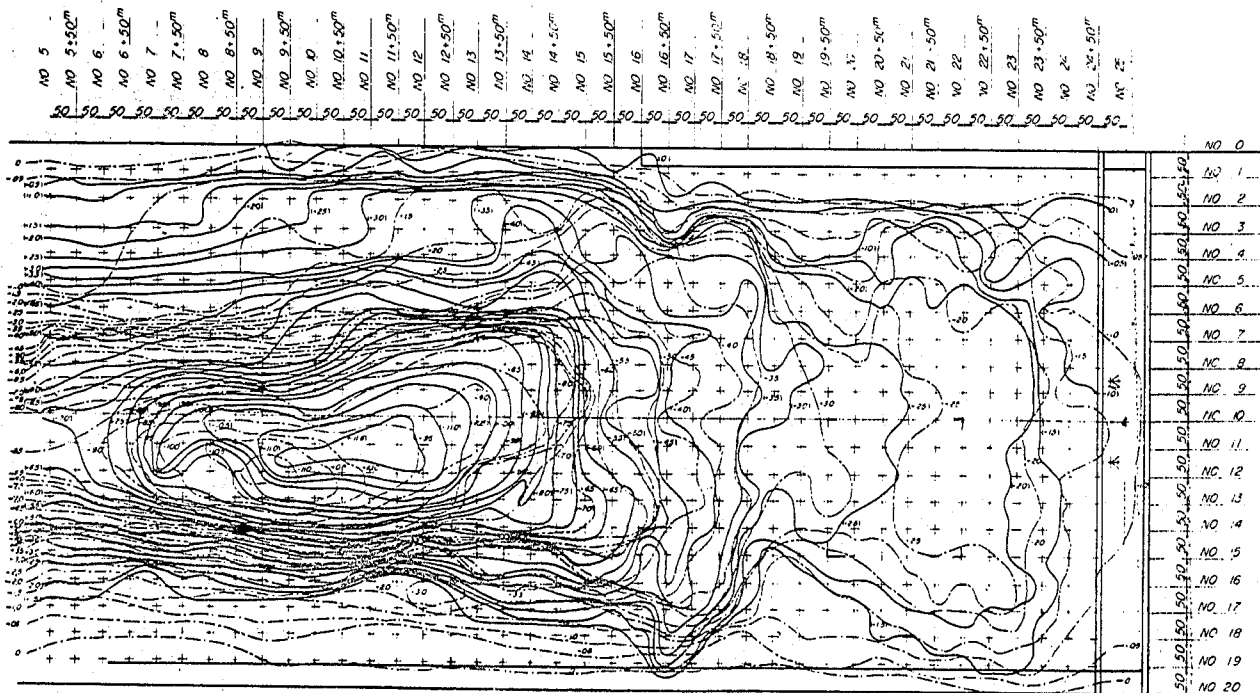


図4-10 最深ふかさと平均ふかさの比
(計画高水位からの深さの比較)

ものにしたと言えよう。しかしながら、ごく最近に至っては大きな洪水は出ていないために、床固下流の洗掘部はわずかながら次第に埋ってゆく傾向にみえる。

図4-11～図4-14は、第2および第4床固の洗掘形状の等深図である。両床固ともに深さは最近小さくなり、浅くなってきているが、洗掘形状としては極端な変化はない。第2床固は中央部が深くそれがかなり下流にまで続いているのが特徴であり、第4床固はエブロン直下流の左・右岸近くにそれぞれ深掘れ部が生じ、短い区間でそれが終るのが特徴となっている。最深部位置の平面的な変化は、第2床固および第4床固でそれぞれ図4-15および図4-16のようであり、多少の移動はあるが、だいたい同じような場所に深掘れが生じているものと判断される。図4-17～図4-31には第2床固の、また図4-32～図4-47には第4床固の横断の縦断変化が示されている。

図 4-11 第 2 床固水叩き減図の例



凡 例

— 昭和35年10月実測 ()

--- 昭和36年 6月実測

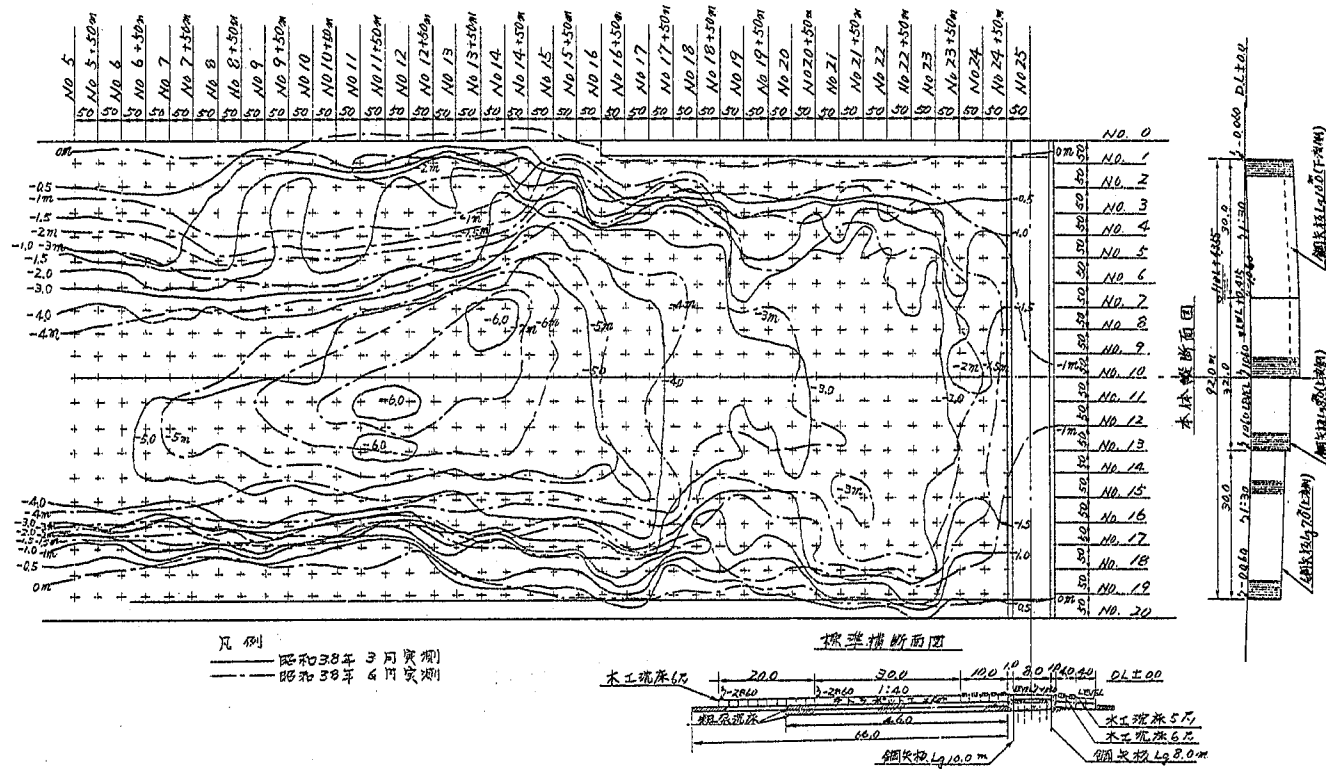
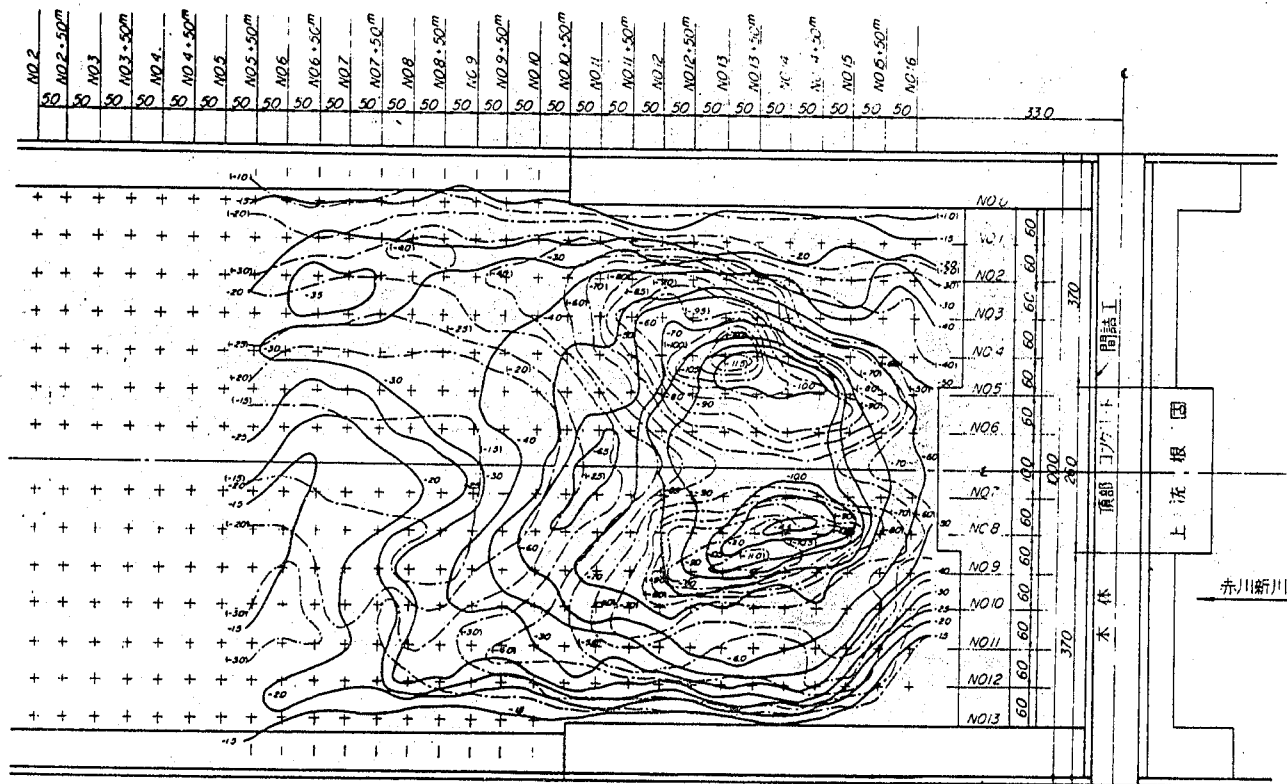


図4-12 第2床面水叩等深図の例

図 4 - 1 3 第 4 床固水叩等深図の例



凡 例

昭和35年3月実測

昭和35年6月実測()

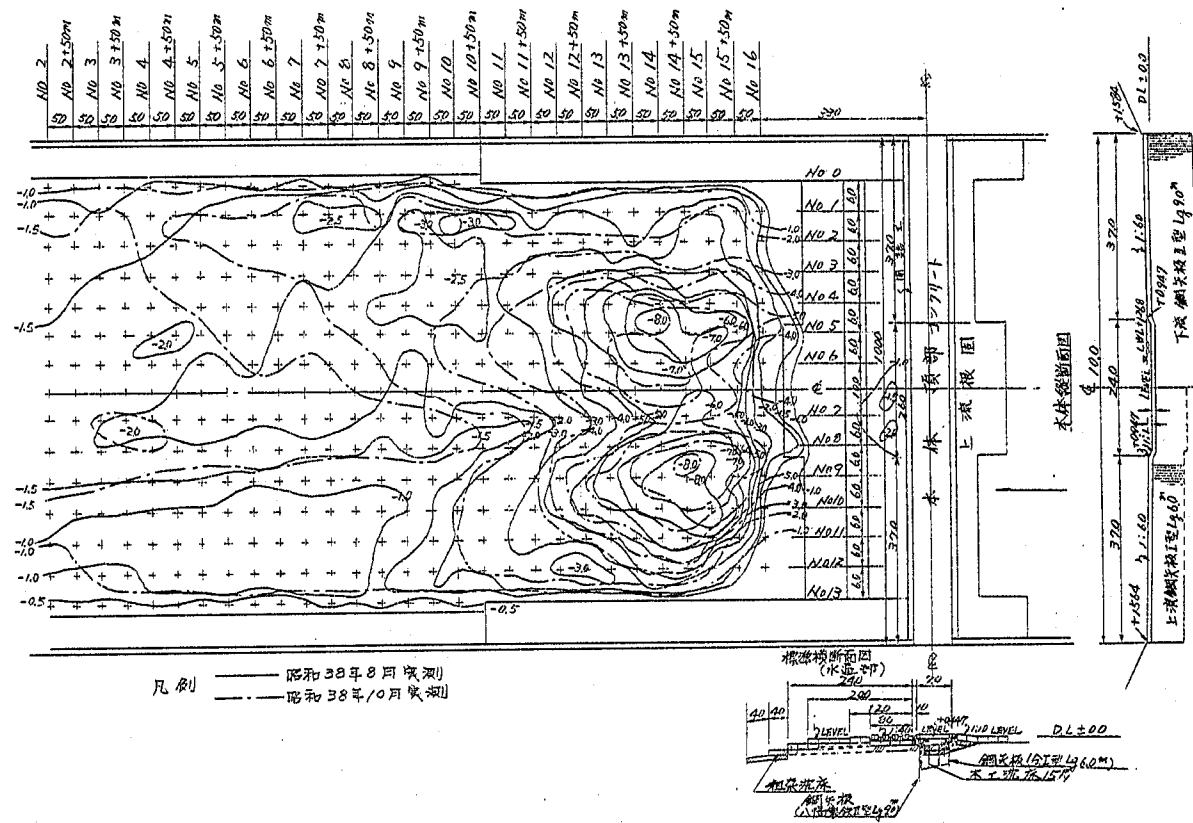


图 4 - 14 第 4 床固水叩等深图

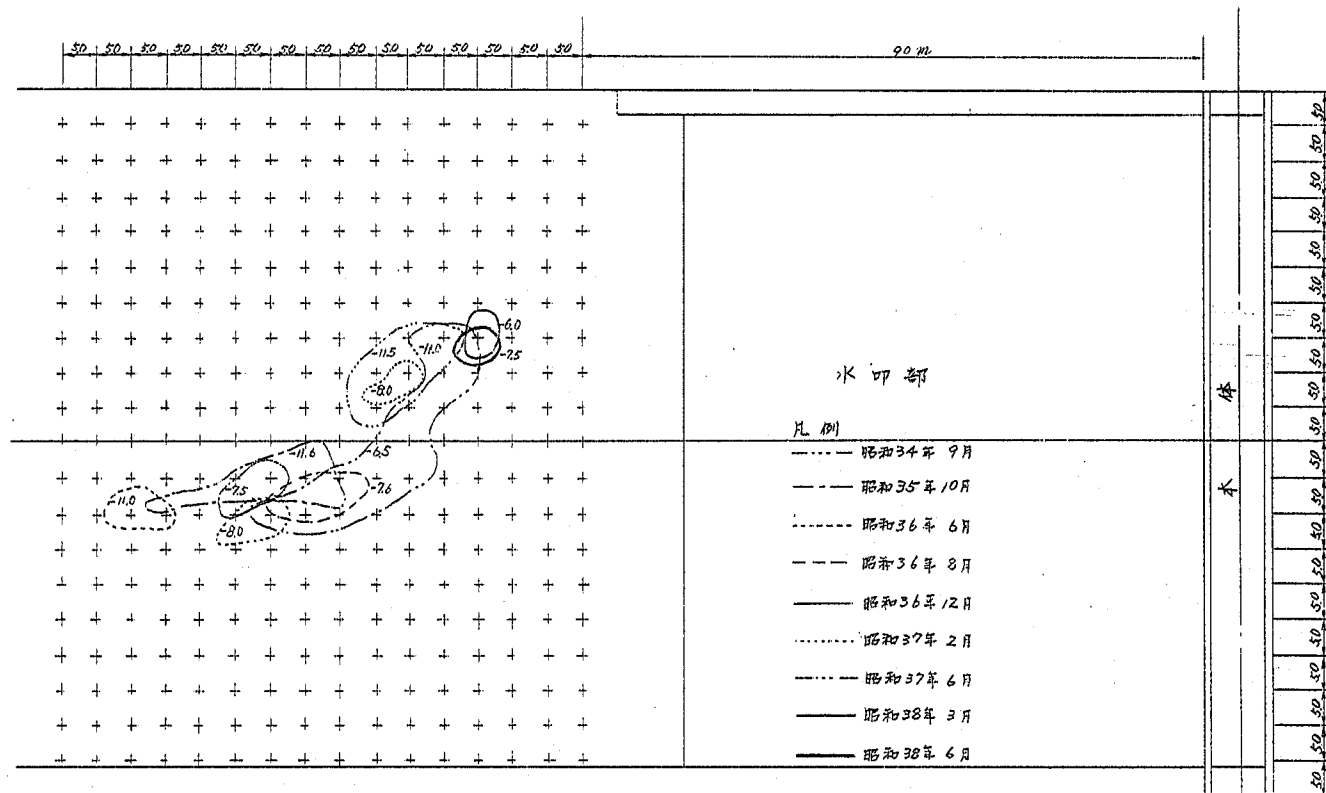


図 4-15 第2床固最深部の移動状況

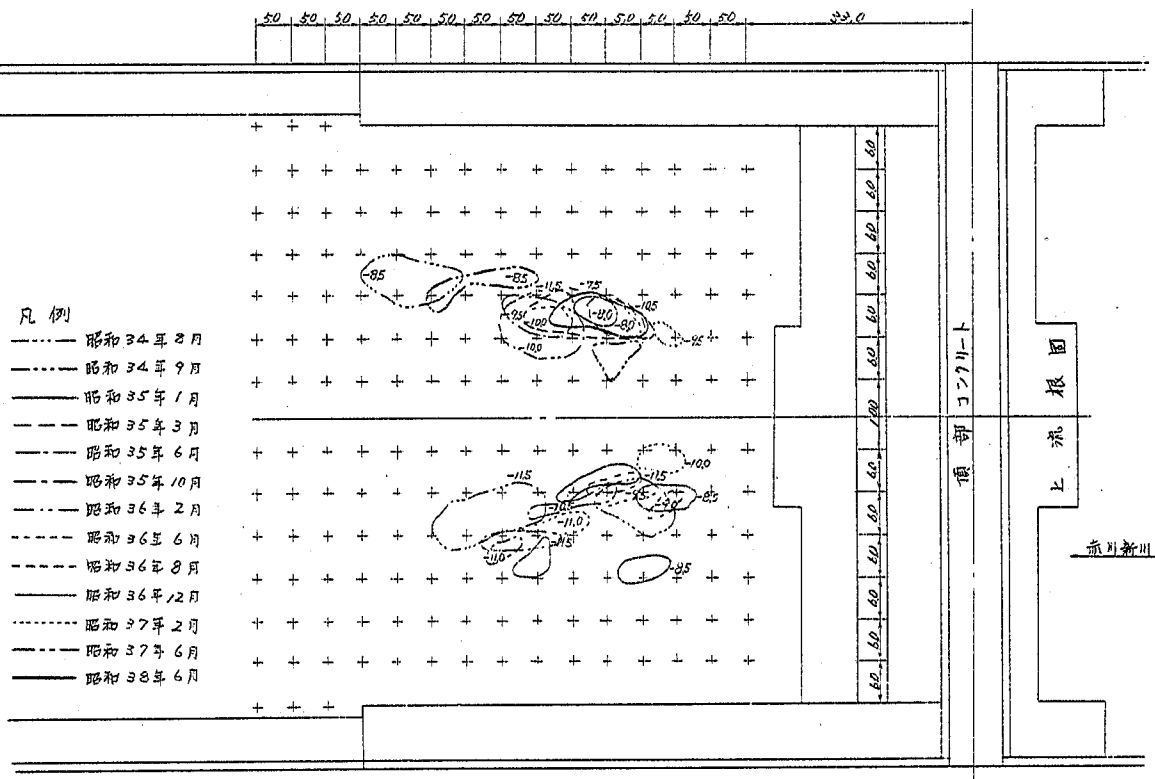


図 4 - 16 第 4 床固最深部の移動状況

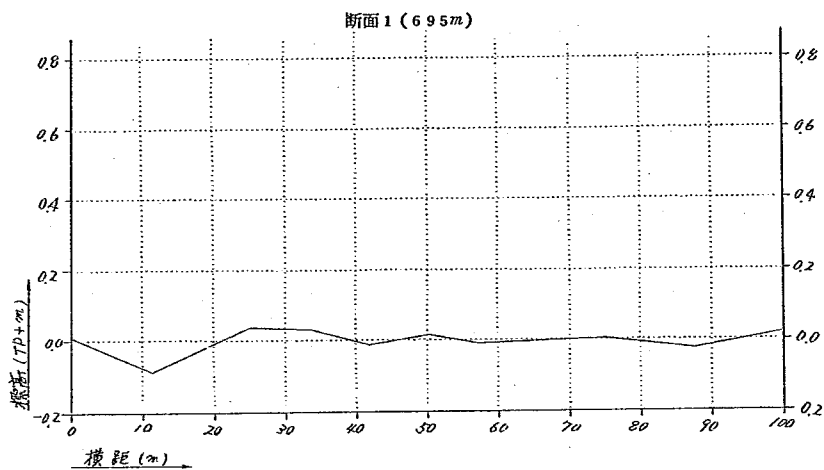


图 4 - 1 7 第 2 床固断面图

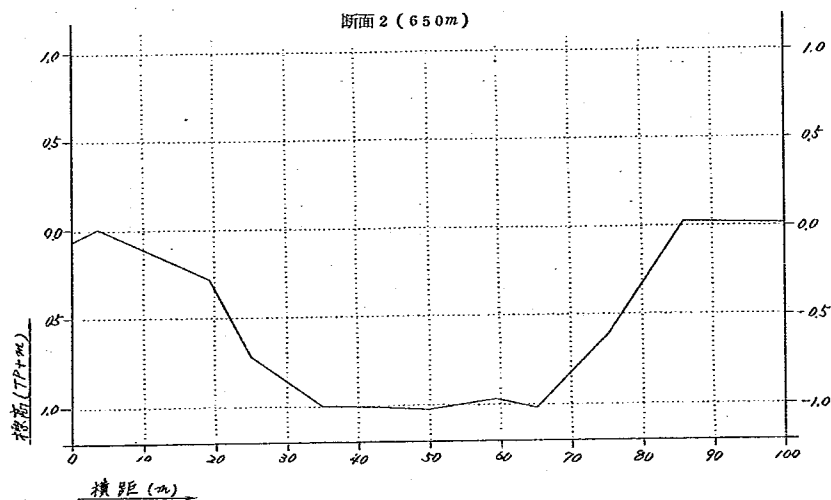


图 4 - 1 8 第 2 床固断面图

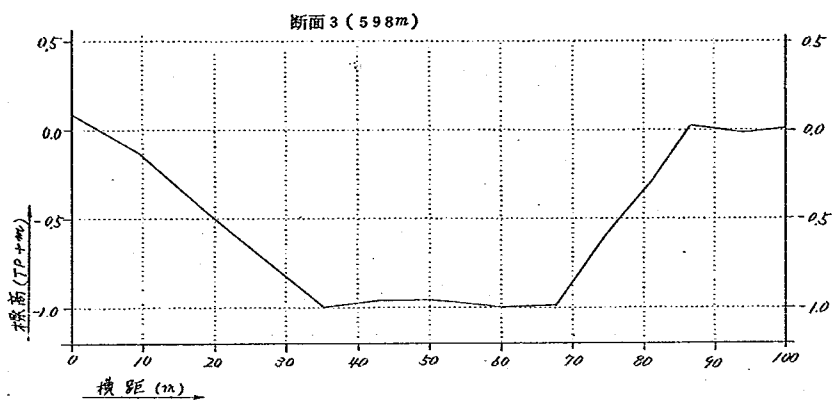


图 4 - 1 9 第 2 床固断面图

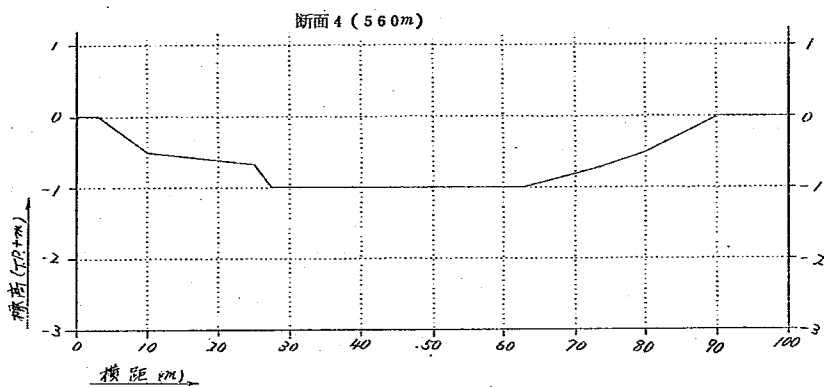


图 4 - 2 0 第 2 床固断面图

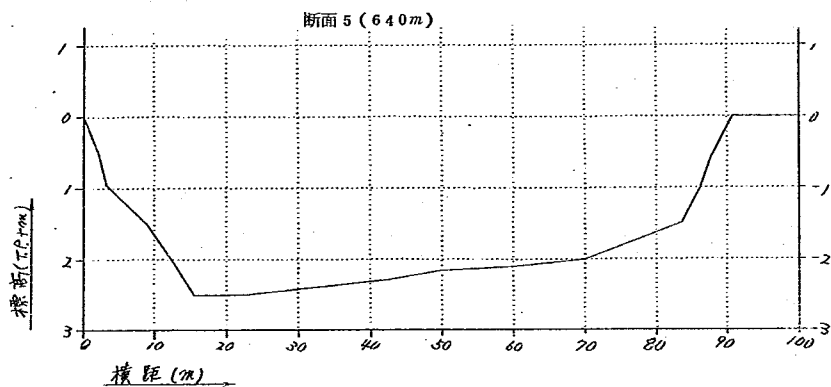


图 4 - 2 1 第 2 床固断面图

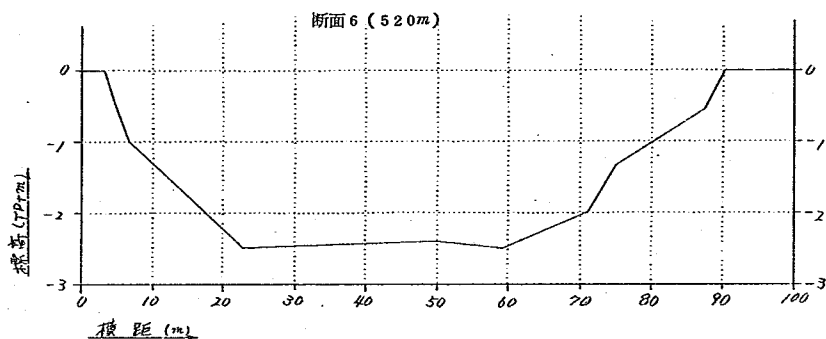


图 4 - 2 2 第 2 床固断面图

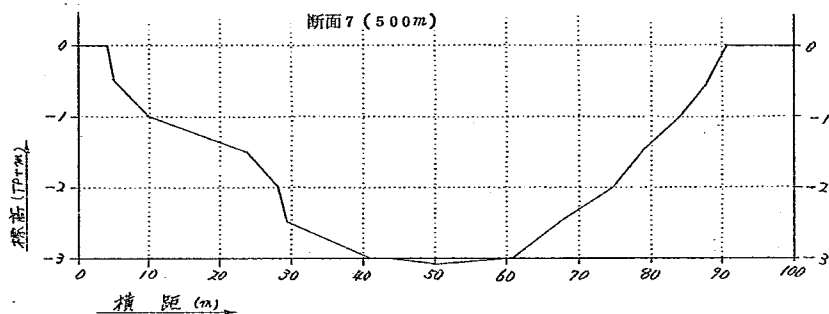


图 4 - 2 3 第 2 床固断面图

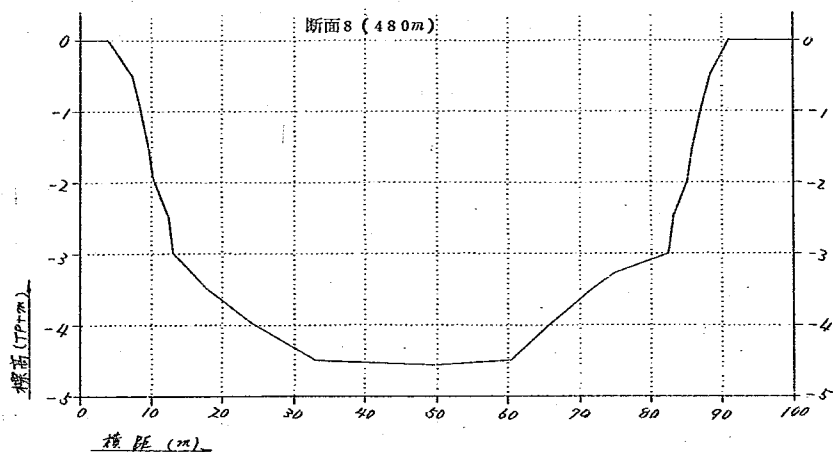


图 4 - 2 4 第 2 床固断面图

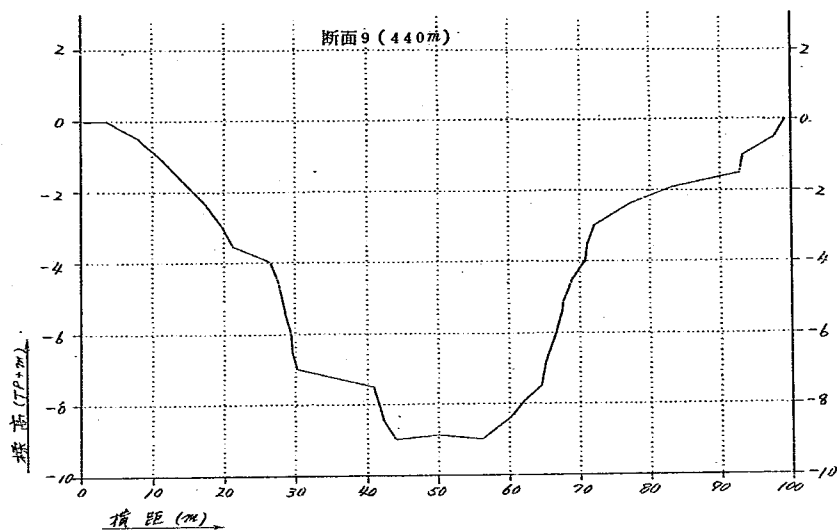


图 4-25 第 2 床固断面图

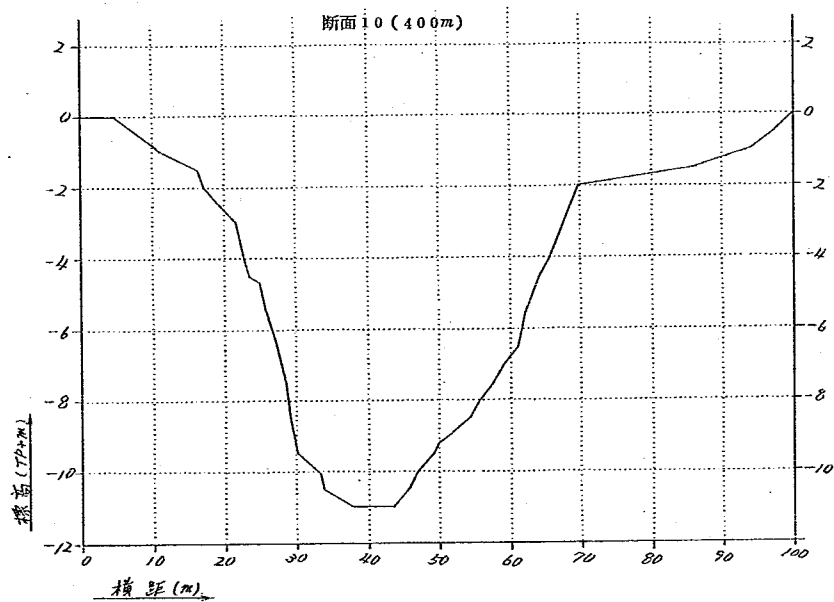


图 4-26 第 2 床固断面图

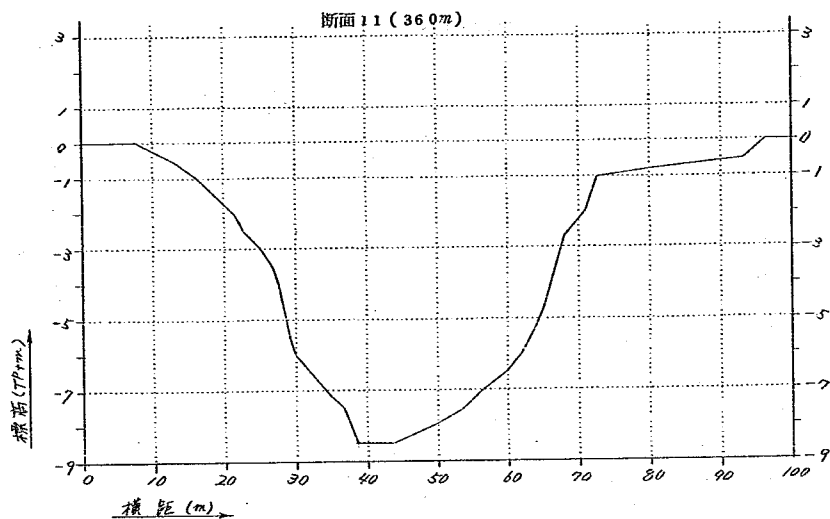


图 4-27 第 2 床固断面图

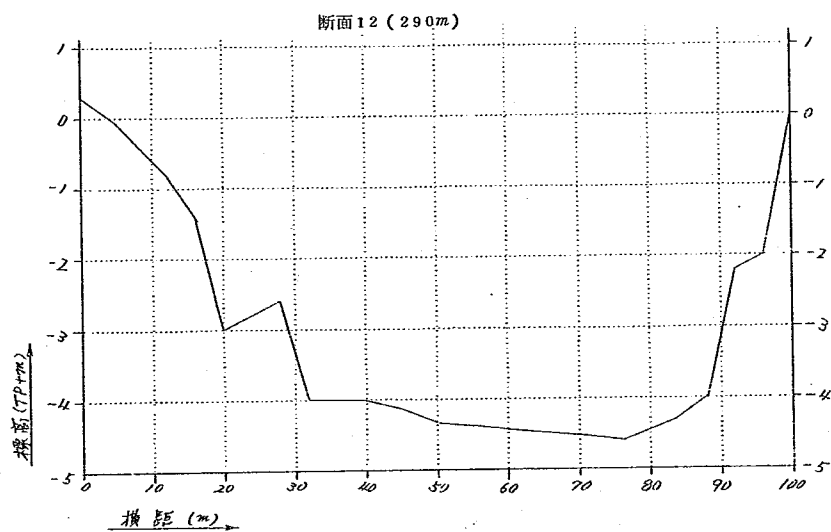


图 4-28 第 2 床固断面图

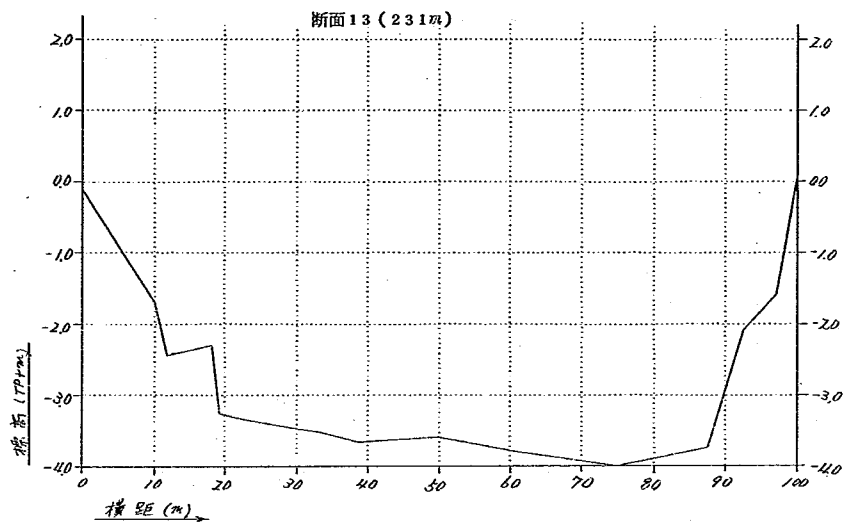


图 4 - 2 9 第 2 床固断面图

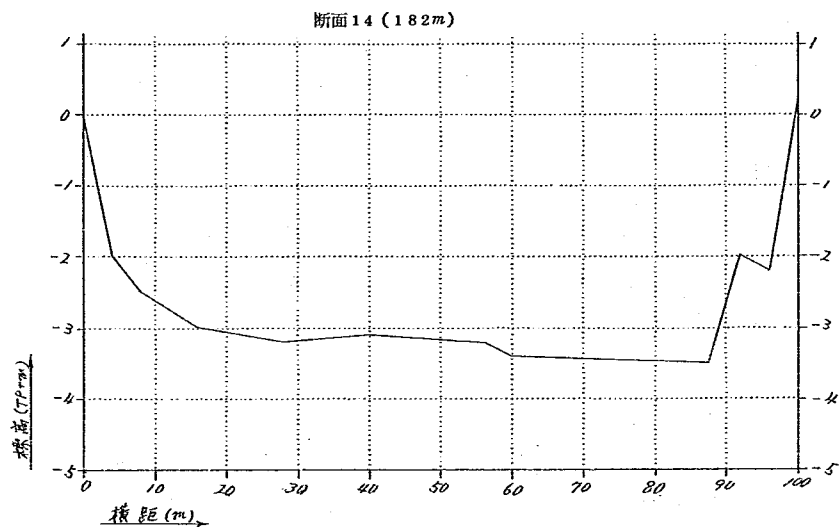


图 4 - 3 0 第 2 床固断面图

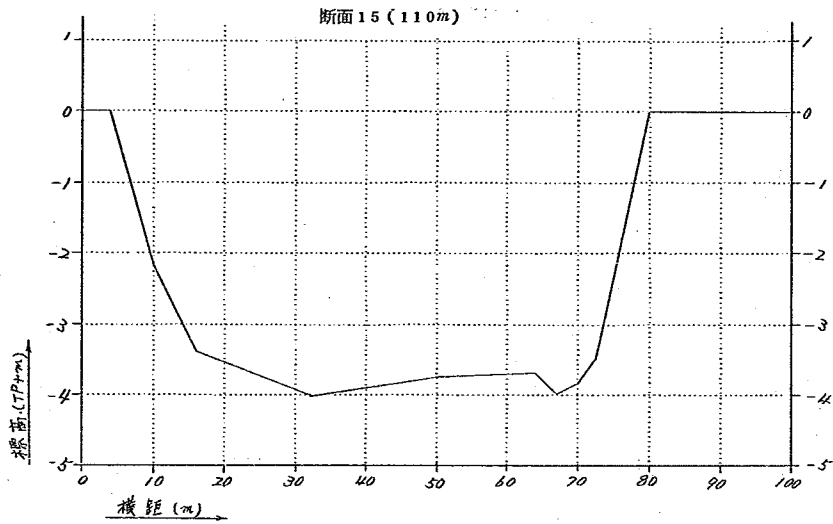


图 4 - 3 1 第 2 床固断面图

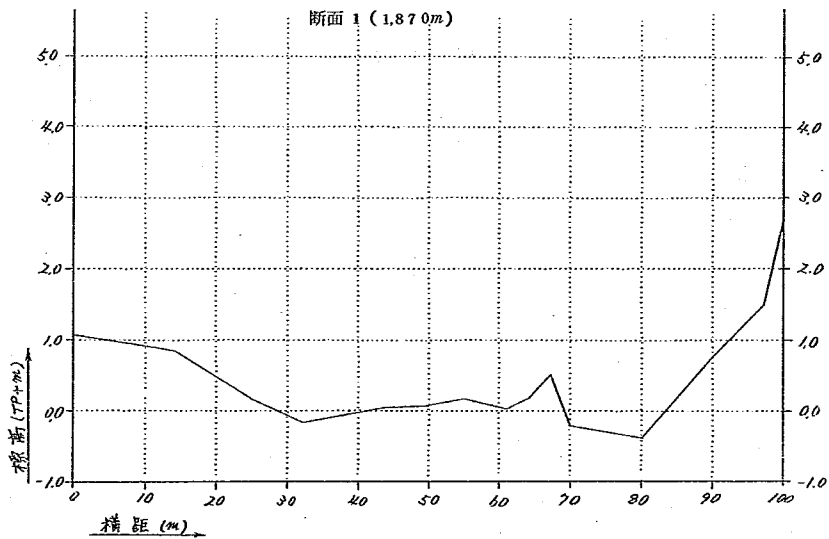


图 4 - 3 2 第 4 床固断面图

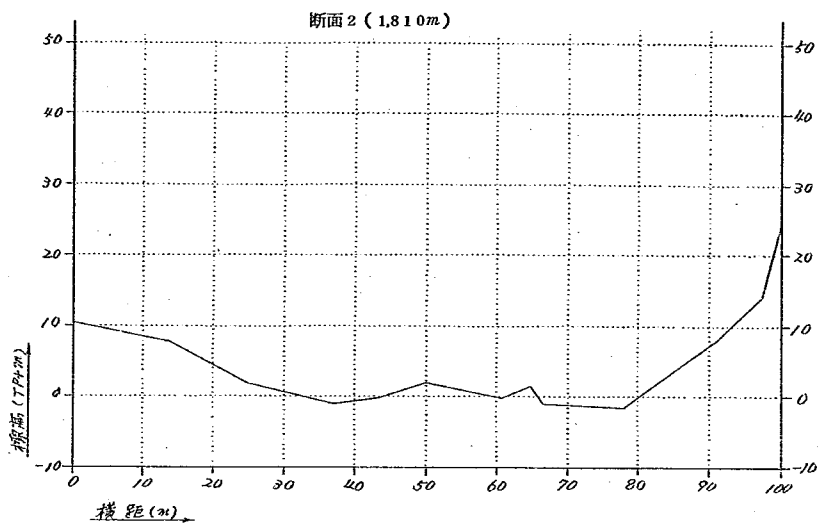


图 4 - 3 3 第 4 床固断面图

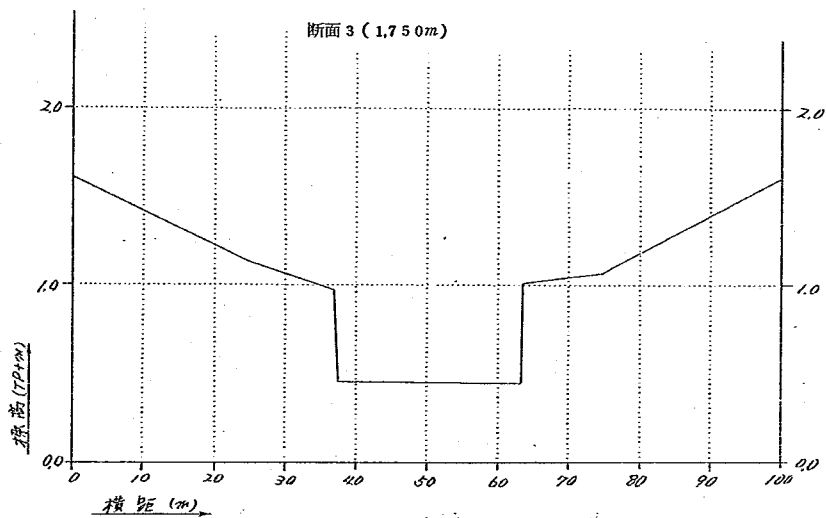


图 4 - 3 4 第 4 床固断面图

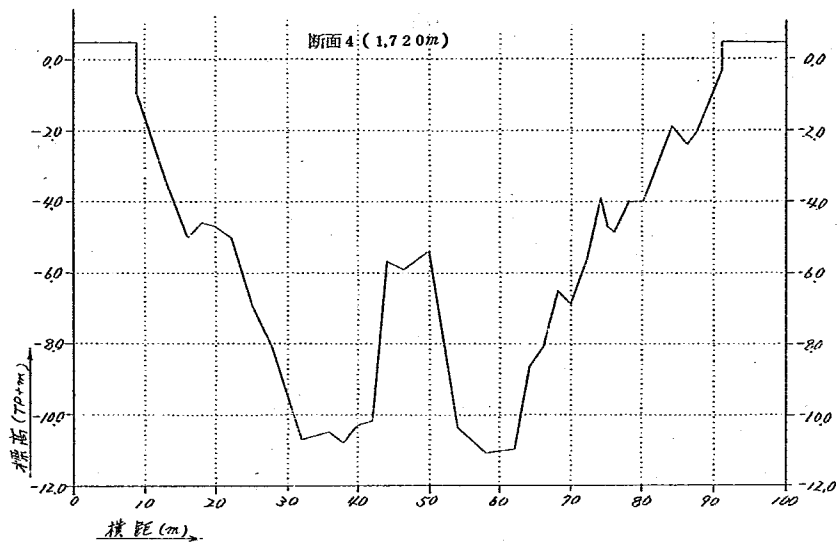


图 4 - 3 5 第 4 床固断面图

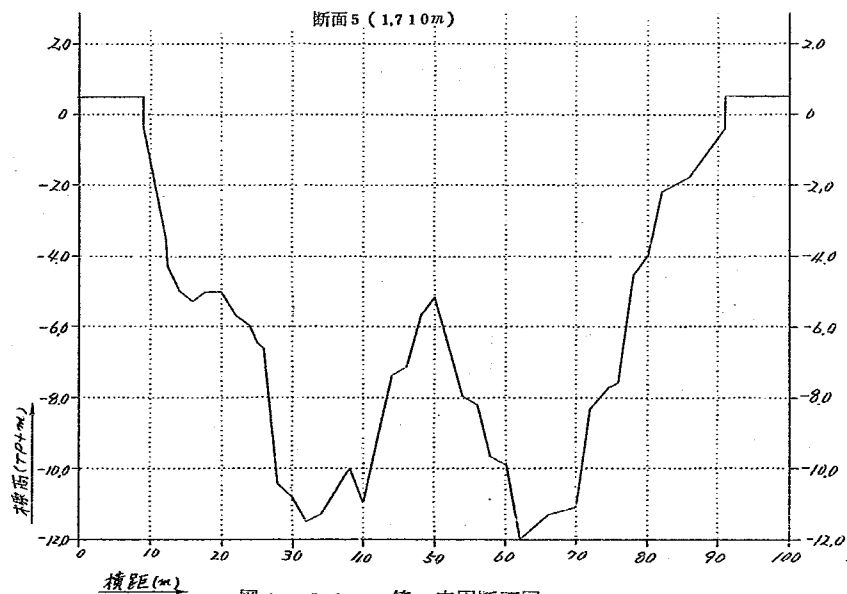


图 4 - 3 6 第 4 床固断面图

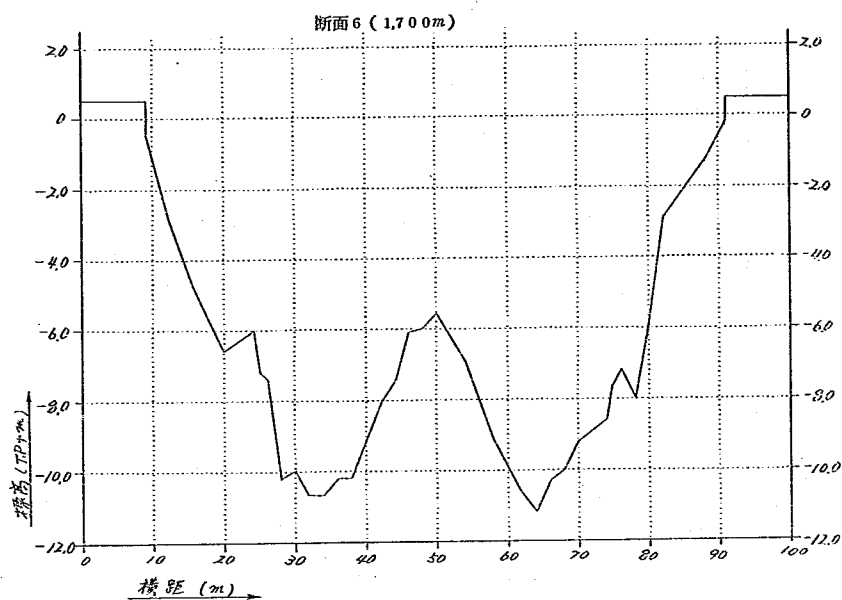


图 4 - 3 7 第 4 床固断面图

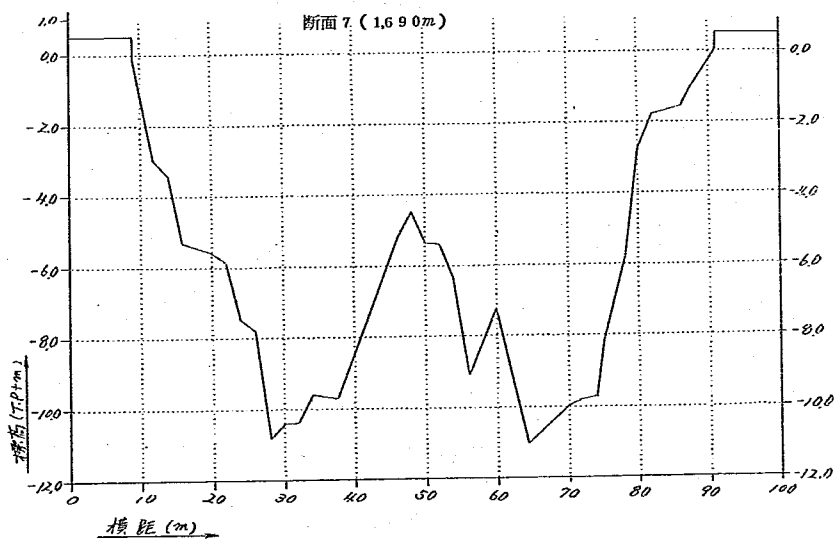


图 4 - 3 8 第 4 床固断面图

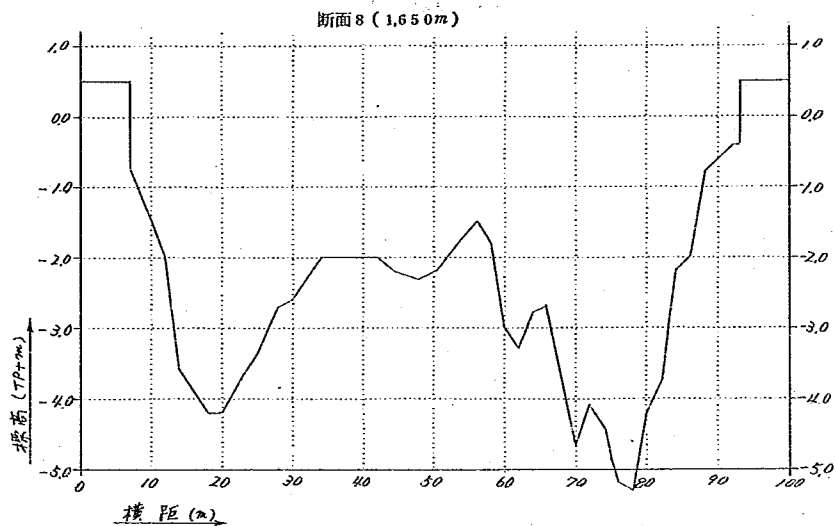


图 4 - 3 9 第 4 床固断面图

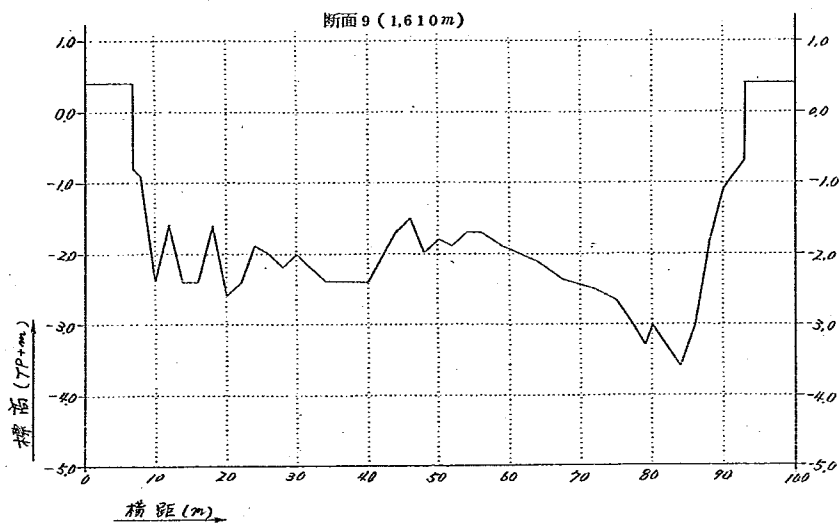


图 4 - 4 0 第 4 床固断面图

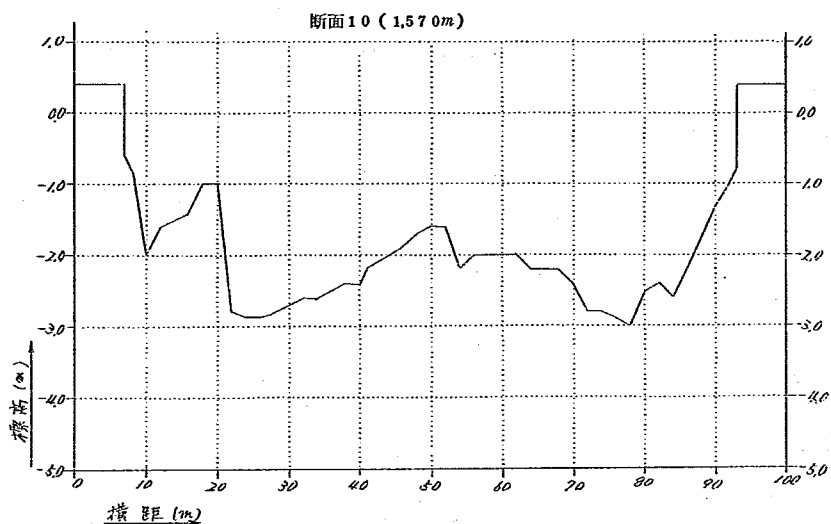


图 4 - 4 1 第 4 床固断面图

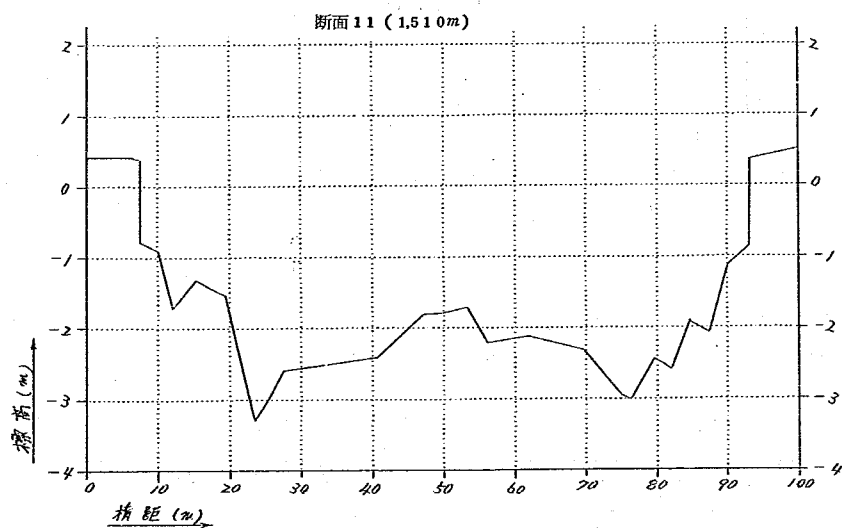


图 4 - 4 2 第 4 床固断面图

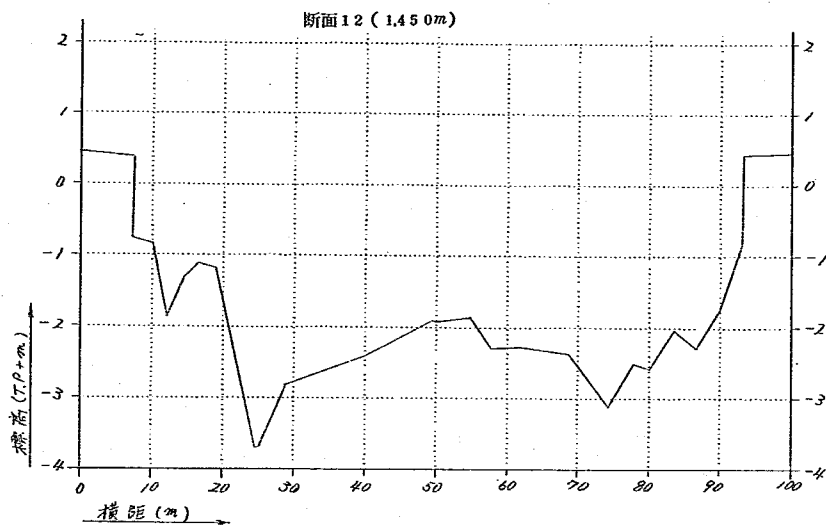


图 4-4 3 第 4 床固断面图

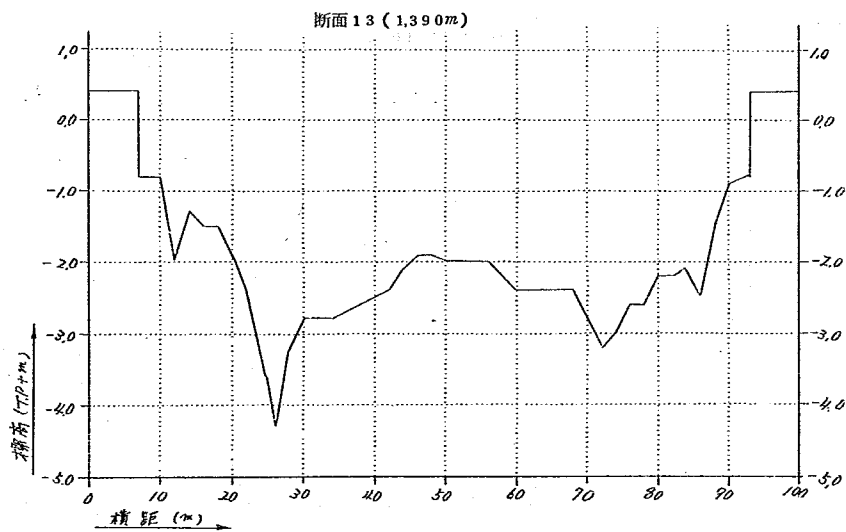


图 4-4 4 第 4 床固断面图

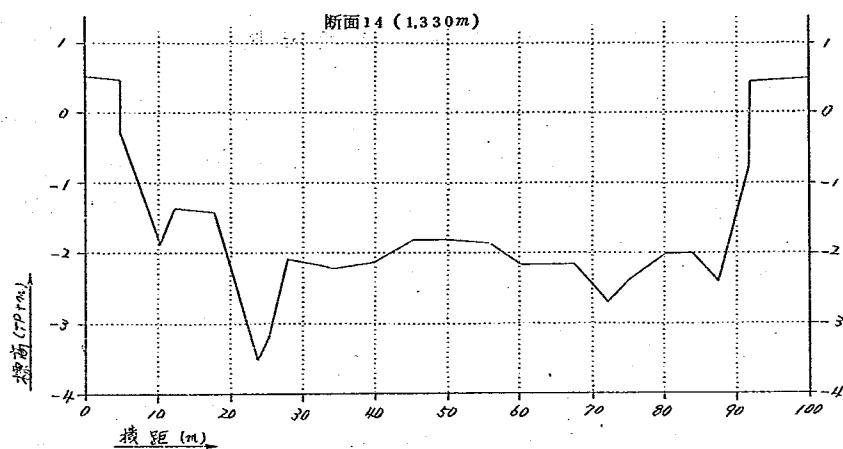


图 4-4 5 第4床固断面图

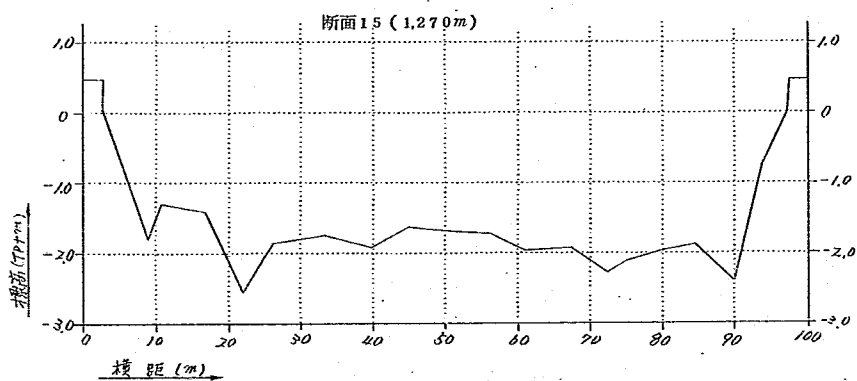


图 4-4 6 第4床固断面图

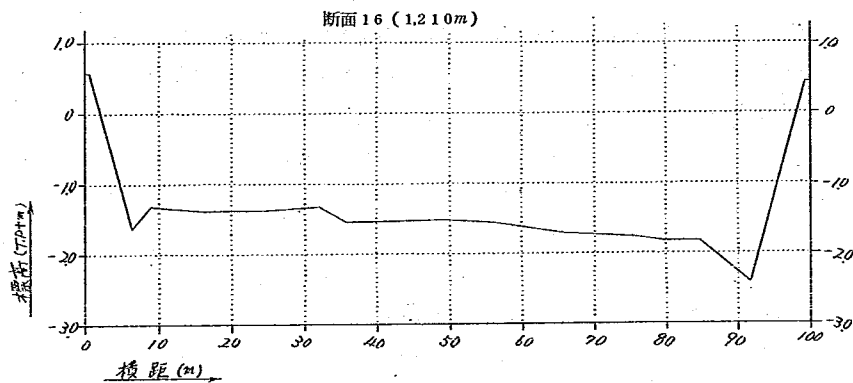


图 4-4 7 第4床固断面图

5 水理量および河床材料

流量記録は大山川合流点の上に浜中自記量水標があつて貴重な資料を提供している。ここで使う資料のすべては浜中量水標の記録に基づく。計画高水流量は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、災害記録から判断すると、大きな被害が発生しているのは大体 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で、護岸等の災害が発生し床固下流の洗掘も大きくなっている。

赤川の総流域面積は 856.79 km^2 である。表 5-1 に各支川の諸元を示す。

表 5-1 各 川 諸 元

区 分	流域面積	山地面積	平地面積	水路面積
赤 川	78.66 km^2	50.42 km^2	23.74 km^2	4.50 km^2
大 山 川	161.74	82.79	77.91	1.04
青 滝 寺 川	65.41	26.97	37.51	0.93
大 鳥 川	261.16	258.39	0.82	1.95
梵 字 川	289.82	288.22	0.42	1.18
合 計	856.79	706.79	140.40	9.60

(1) 水位と流量

浜中地点における実測の水位～流量曲線 ($H \sim Q$ curve) は図 5-1 のようである。大山川の流量はこれには入っていない。大山川の流域面積は赤川の全流域面積の 1.89% にも達するが、約半分が平地部の河川である。計画流量は $280 \text{ m}^3/\text{s}$ となっているが計画合流量はゼロである。中・小洪水でも、その最高流量に対してはあまり関与しなく、雪どけ水も山地が少い関係で多くはないので、赤川新川の流量としては、浜中地点の流量を考慮するものとする。同図には第 6 床固の限界エネルギー水位および不等流計算結果の水位がプロットされているが、これらの点も実測の曲線にかなりよくのっているようである。図 5-2 は浜中水位の大きい記録を示したものである。浜中地点の $H \sim Q$ 曲線をもとにして水位を流量に換算し、洪水記録を整理して、発生順に並べてみたものが図 5-3 である。これは 1 ケ月を上・中・下旬に分けて、10 日間のうちの最高水位一つをとり出してグラフにしたものである。ただし $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下は省略した。グラフで見ると、 $800 \sim 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量はおおよそその見当で 1 年に 1 回程度は起つていると考えることができ、 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量は雪どけ出水か小さい梅雨出水で、年間を通じ相当回数起るものと考えが必要がありそうである。そこで、一応の目安として

平均年最大高水 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

雪どけ出水 $500 \text{ m}^3/\text{s}$

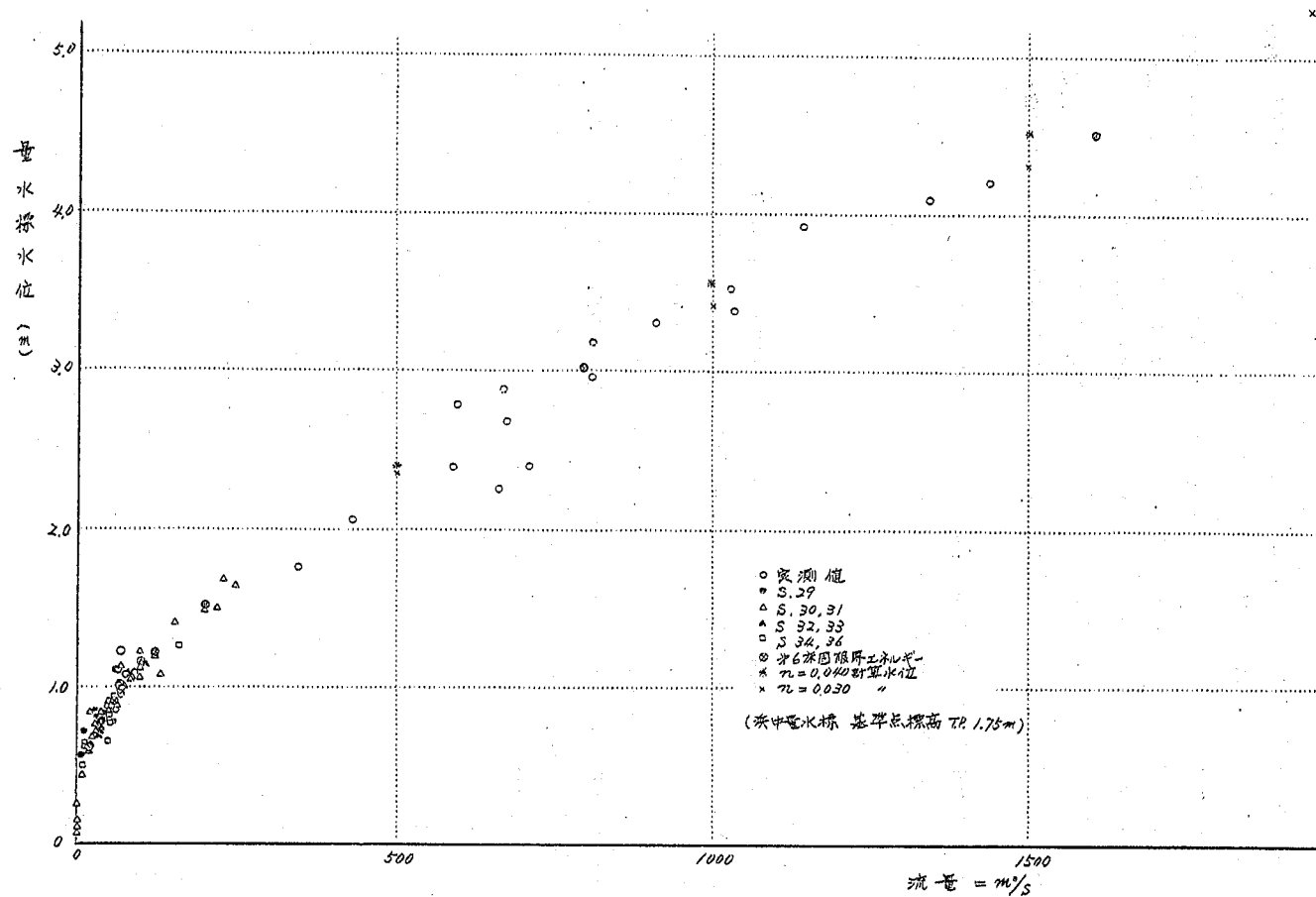


圖 5 - 1 洪中量水標 水位~流量突測值

として、解析をすすめていく方針とした。計画流量は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、酒田工事事務所の話ではこれ以上の流量については考慮の必要がないということである。

湧水期は 1～2 月と 8～9 月頃である。平均水位は 3～4 より 6～7 月の方が高いようである。冬期は流量は少ないが 3～4 月頃になると、雪どけ出水のためにふえる傾向にある。6～7 月の梅雨期は一年中で最も流量がふえる。河川としては洪水期間が長いのが特徴である。浜中量水標地点の水位と H～Q カーブを基に毎出水のハイドログラフを描くと図 5-4 を得る。洪水時間はそれほど長くない。床固下流の洗掘等への影響のある流量として $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 位から考慮する必要がある。

図 5-5 はハイドログラフ（昭和 26～昭和 36 年）をもとにして、各流量の継続時間は合計してグラフに現わしたものである。資料が少なく正確とはいえないが、おおよその傾向を知ることができる。

(2) 潮 位

河口の潮位変化の様子は図 5-6 のようである。第 2、第 3 床固は T.P. 0.00 m 以下にある。そのため低水時には第 4 床固下流まで潮位の影響を受ける。ただし、日本海の潮位変化はあまり大きくないので（約 30 cm）、その影響も顕著でない。第 4 床固より上流には潮位の影響はない床固の洗掘の問題では、潮位の低い時の方が一般に危険側であると考えられる。各年の最高、最低記録は表 5-2 のようであり、昭和 23～36 年の最高潮位 T.P. 8.29 cm，最低潮位 T.P. -14.6 cm，平均 T.P. 3.22 cm であった。ただし既往最高・最低記録は表 5-3 のようであり、この 13 年間の記録とはかなり異っている。

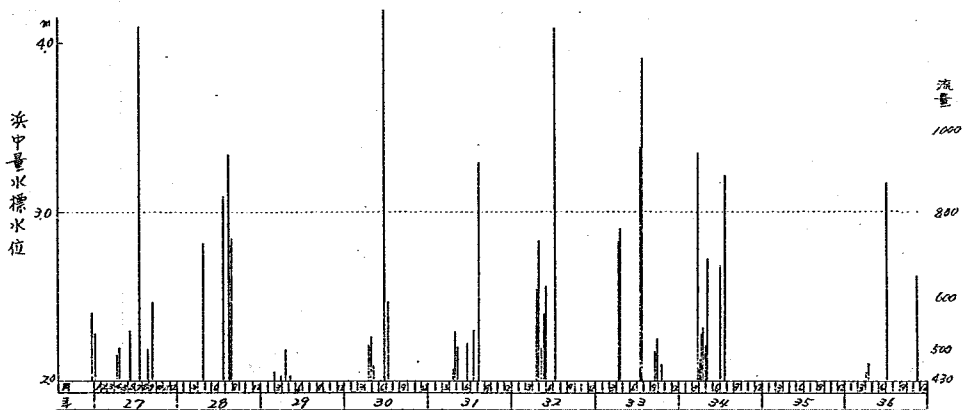


図 5-2 赤川洪水頻度（浜中水位 2.00 m 以上）

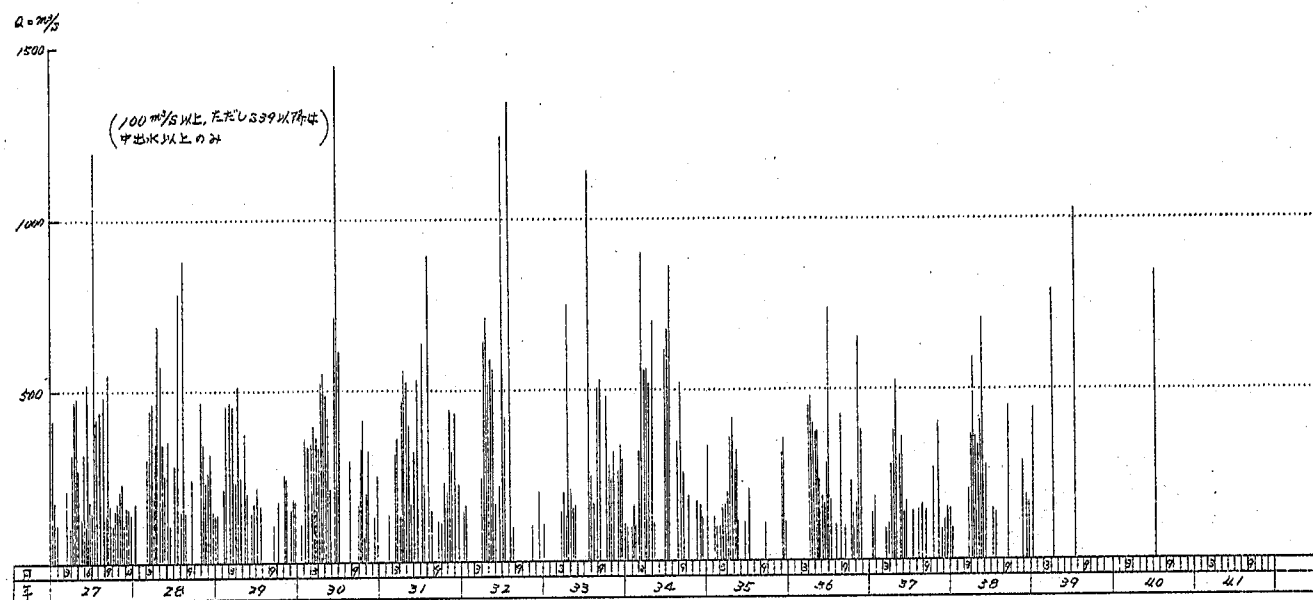


図 5 - 3 洪水記録

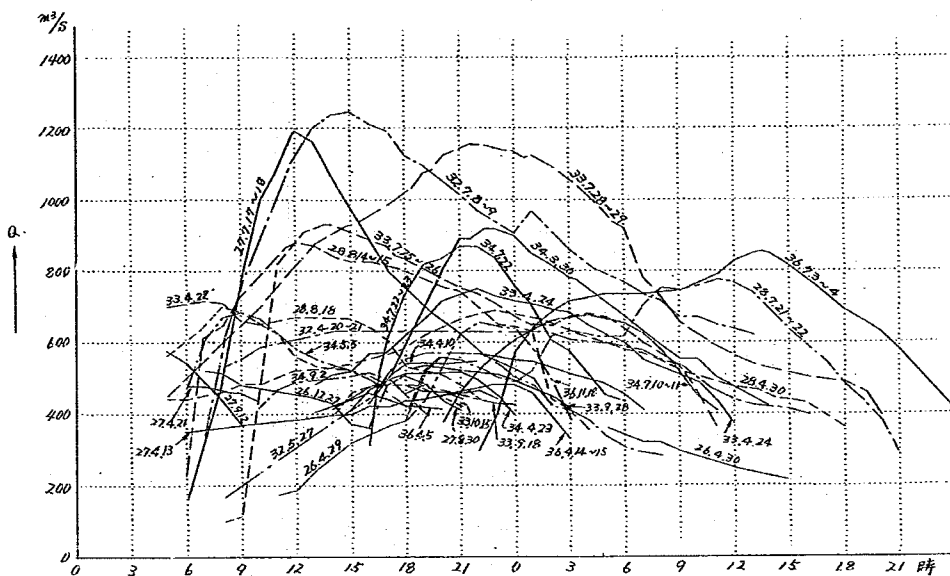


図 5 - 4 各出水ハイドログラフ (年代：昭和)

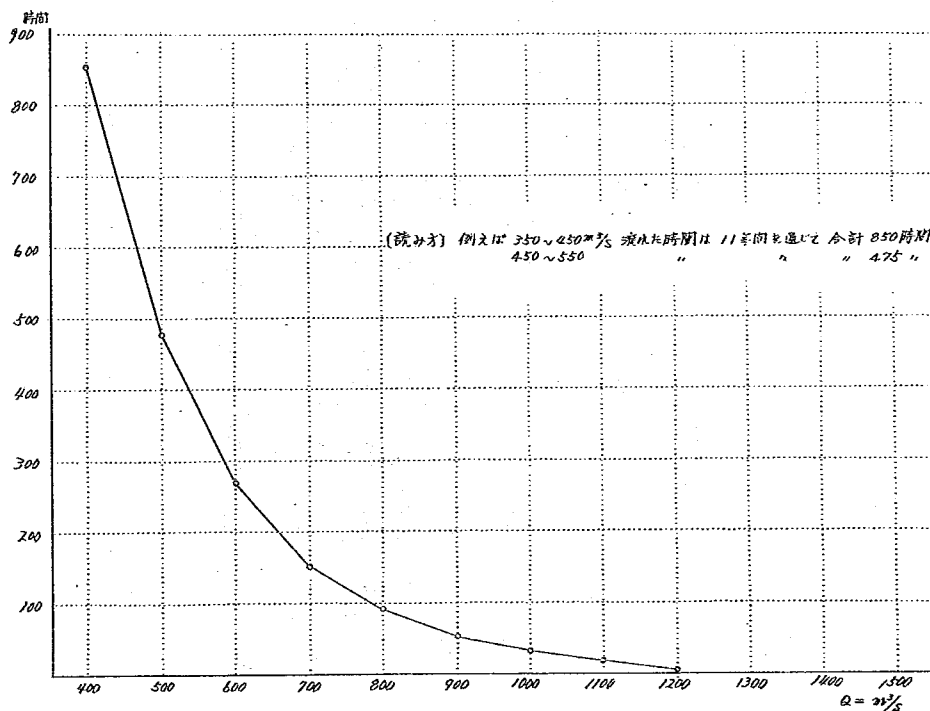


図 5-5 流量とその累加継続時間の関係(昭和26年~36年の11年間累計)

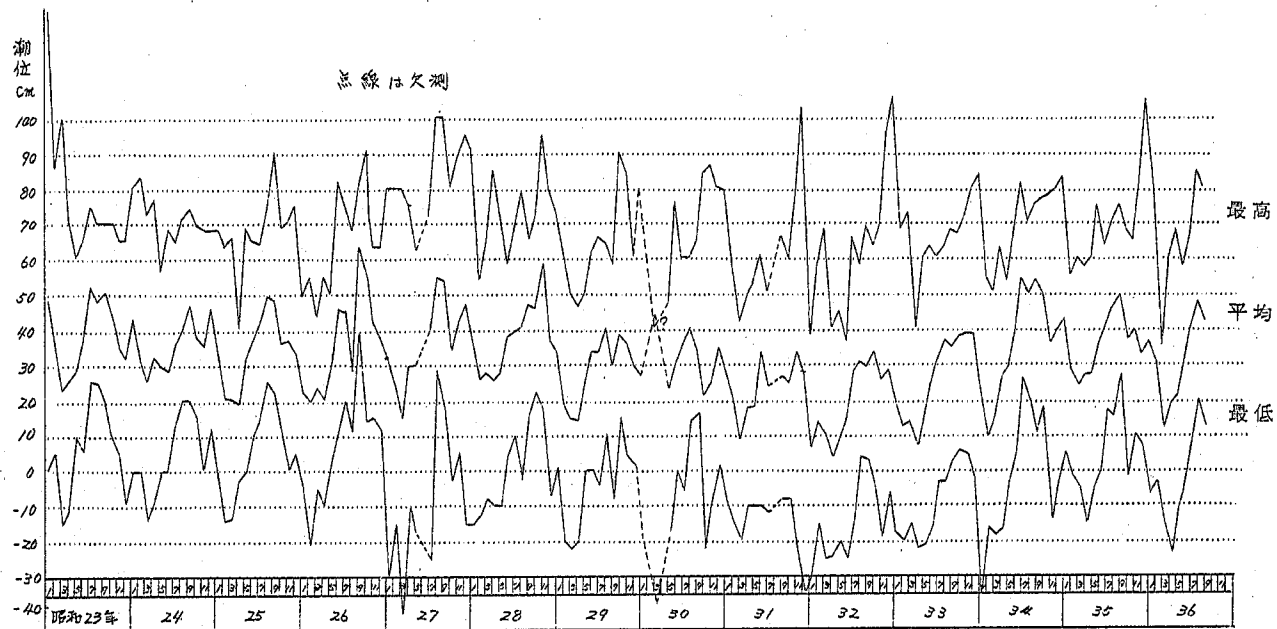


图 5 - 6 潮 位 记 录

表 5 - 2 潮位記録 (昭和 23 年 ~ 36 年)

年 別	最 高	最 低	平 均
23	7 6.6	5.8	3 8.0
24	7 0.8	4.9	3 5.8
25	6 7.7	4.9	3 3.8
26	6 4.9	6.9	3 5.9
27	8 2.9	- 9.5	3 6.2
28	7 3.8	0.3	3 7.3
29	6 3.7	- 3.5	2 8.9
30	6 7.8	- 7.8	3 1.5
31	6 3.2	- 1 2.7	2 3.8
32	5 8.8	- 1 4.6	1 9.2
33	6 8.3	- 8.8	2 5.8
34	6 9.4	- 2.3	3 7.7
35	6 7.8	4.3	3 6.2
36	7 0.6	- 2.4	3 0.9
平 均	6 9.0 2	- 2.4 1	3 2.2 1

表 5 - 3 既往最高・最低潮位

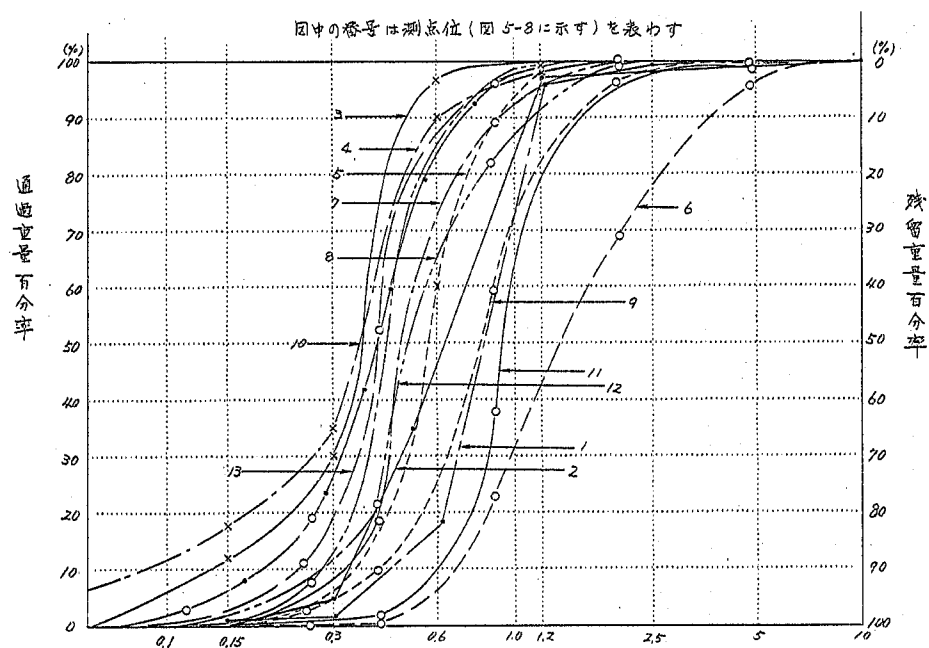
潮 位 の 種 類	T・P・m
既 往 最 高	1.3 5
〃 最 低	- 0.4 5
〃 平 均	0.3 0
遡 望 平 均 満 潮 位	0.5 4
遡 望 平 均 干 〃	0.0 0

なお、赤川新川の計画河口水位はT・P・3.712mに計画されているようである。これは計画高水位に対するもので、河口閉そくを考慮してのものであろう。堤防計画にはこれでよいが、このような高い河口水位を与えると床固下流部の河床洗掘は起りにくくなるので、床固の洗掘問題の検討に対してはもう少し低い出発水位を対象としなければならない。

(3) 河 床 材 料

赤川の河床構成材料は20 kmあたりより上流では砂利または礫であるが、それより下流では砂である。図2-2に昭和39年実測の平均粒径および最大粒径の縦断変化を示す。赤川新川は砂丘を開削された水路である。したがって、初期の河床材料と、数年経過した後上流から流下してきた砂と多少なりともおきかわっている状態の河床材料とでは一般に多少異なる。図5-7は赤川新川の河床材料粒度分布を表わす。昭和37年実測が2点、昭和39年実測が3点および昭和40年実測が8点である。それぞれの資料の測点位置は図5-8に示す。全体として、資料によってかなりのバラツキがあり、平均粒径の最大は1.75 mm, 最小は0.4 mmである。昭和39年の資料は昭和37年より小さくなっている。これは上流の河床材料の平均粒径が0.3~0.4 mm程度であるから、この砂が流下してきたものであるとも考えられるが、昭和40年の資料では場所によって非常にばらついている。No.12およびNo.13は砂丘の砂であるが、河床材料と特に大きな相違はない。このような調査結果から、赤川新川の河床材料は現在なお変化の途上にあると判断されるべきではなからうか。

床固下流の洗掘の深さを論ずるときには、床固下流付近の河床材料の力学的性質を知る必要がある。図5-9~図5-13は5本のボーリング結果を示したものである。第2床固下流1本、第3床固下流1本および第4床固下流3本である。いずれも岩は出ていなく、概して軟いようである。



河床No.	採取年月	平均粒径
1	S.37.2.20	0.73 mm
2	"	0.81
3	S.39	0.4
4	"	0.4
5	"	0.6
6	S.40	1.75
7	"	0.52
8	"	0.49
9	"	0.60
10	"	0.86
11	"	0.42
12	"	0.42
13	"	0.98

図5-7 赤川新川河床材料粒度分布

廣 田 市

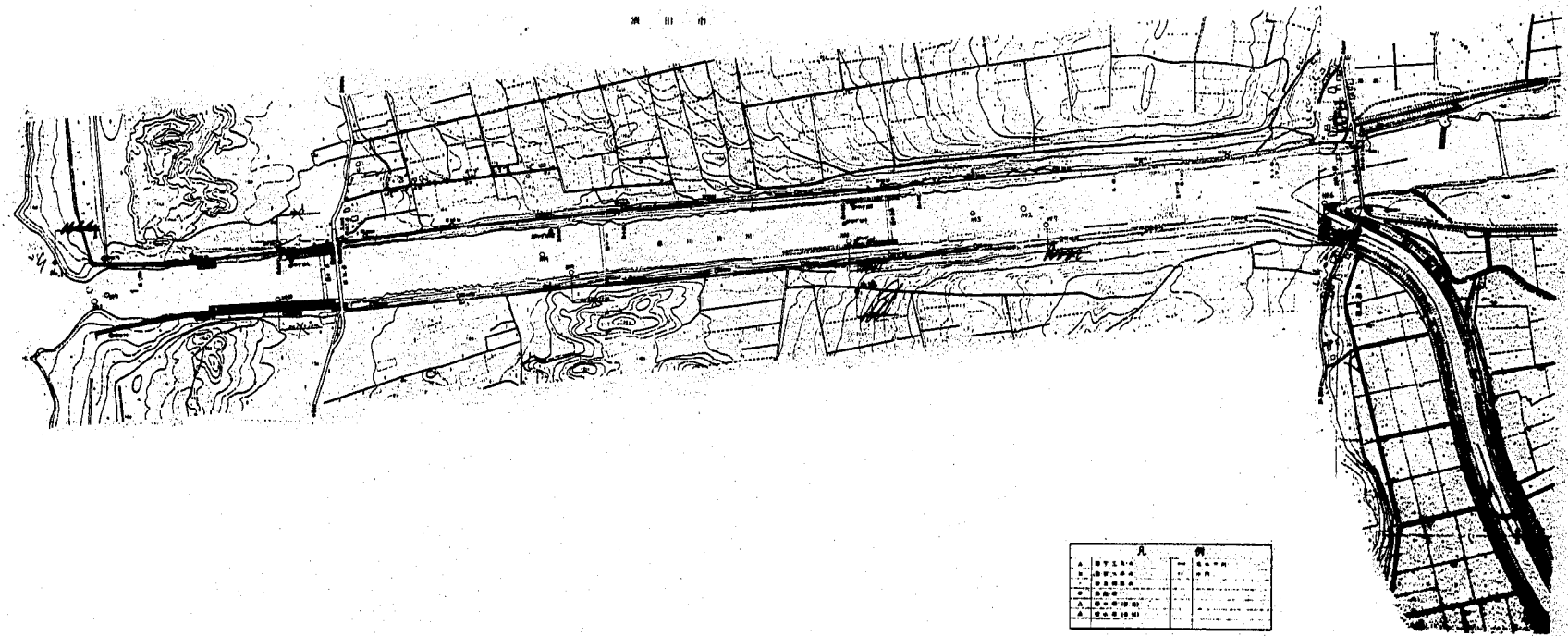


図 5 - 8 赤川新川河床材料採取箇所

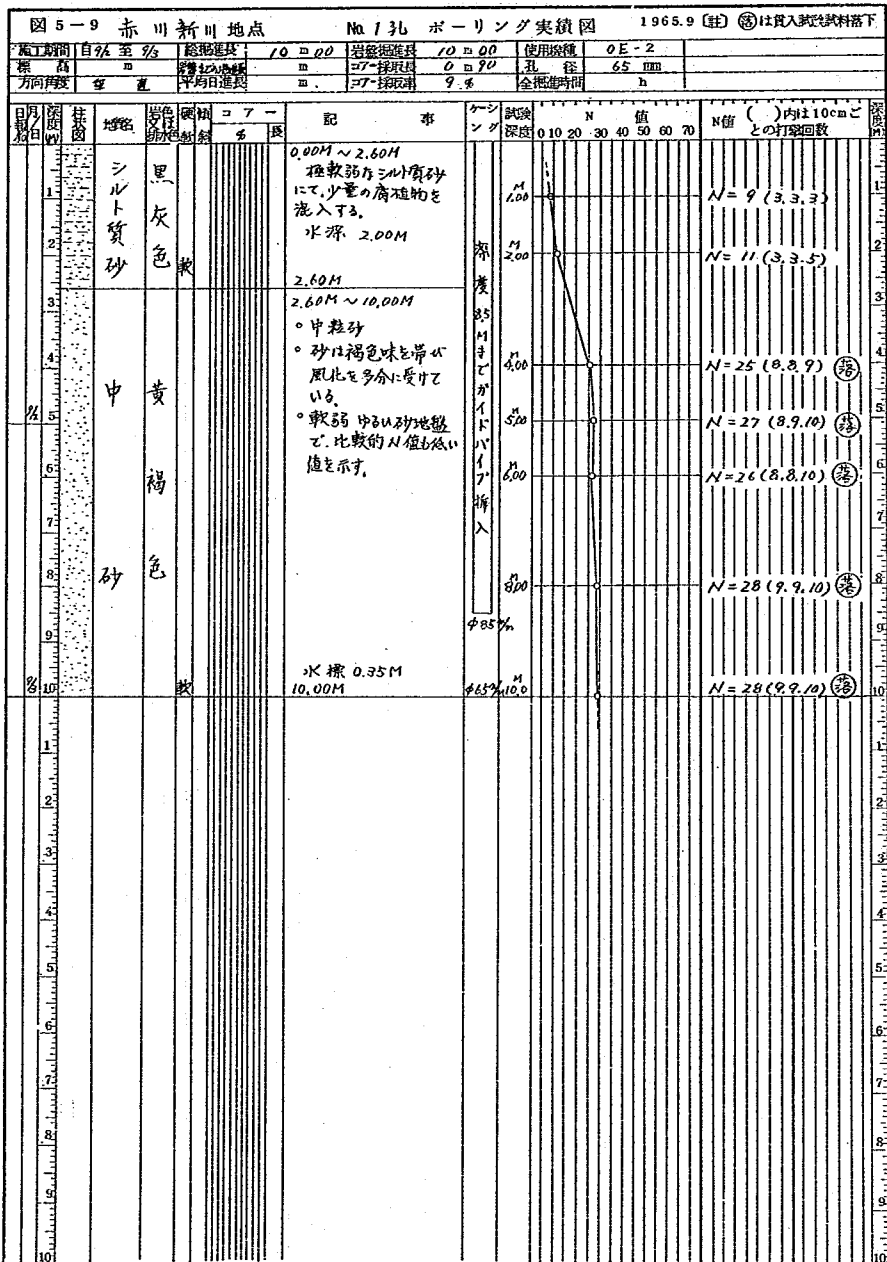


図 5 - 9

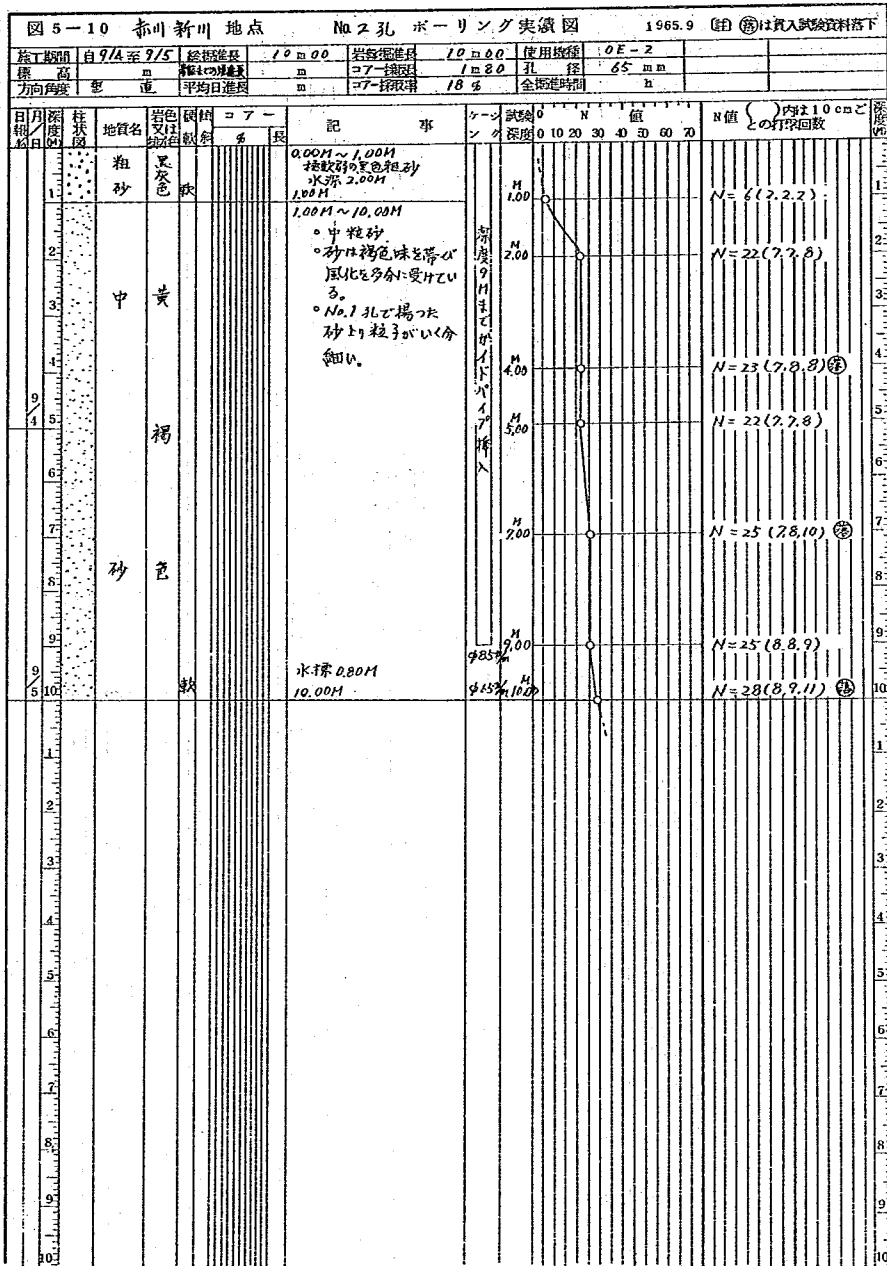


図 5 - 10

施工期	自 3/6 至 3/7	验收组长	15 00	岩盘掘进	15 00	使用设备	0E-2
标高	高	平均组长	07	孔	4 00	钻	65 mm
方向	角度	平均组长	07	掘进率	26.7 %	全部时间	h



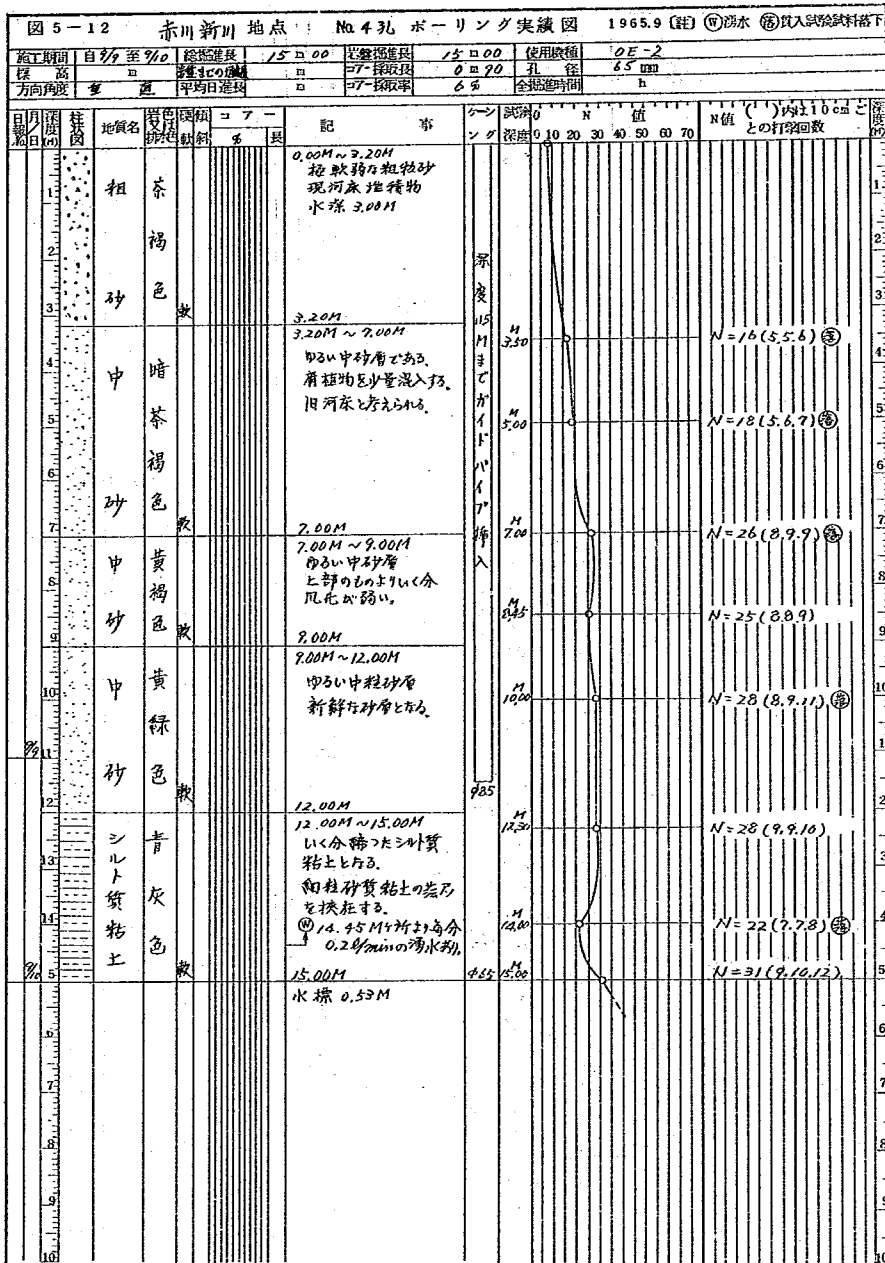


図 5 - 12

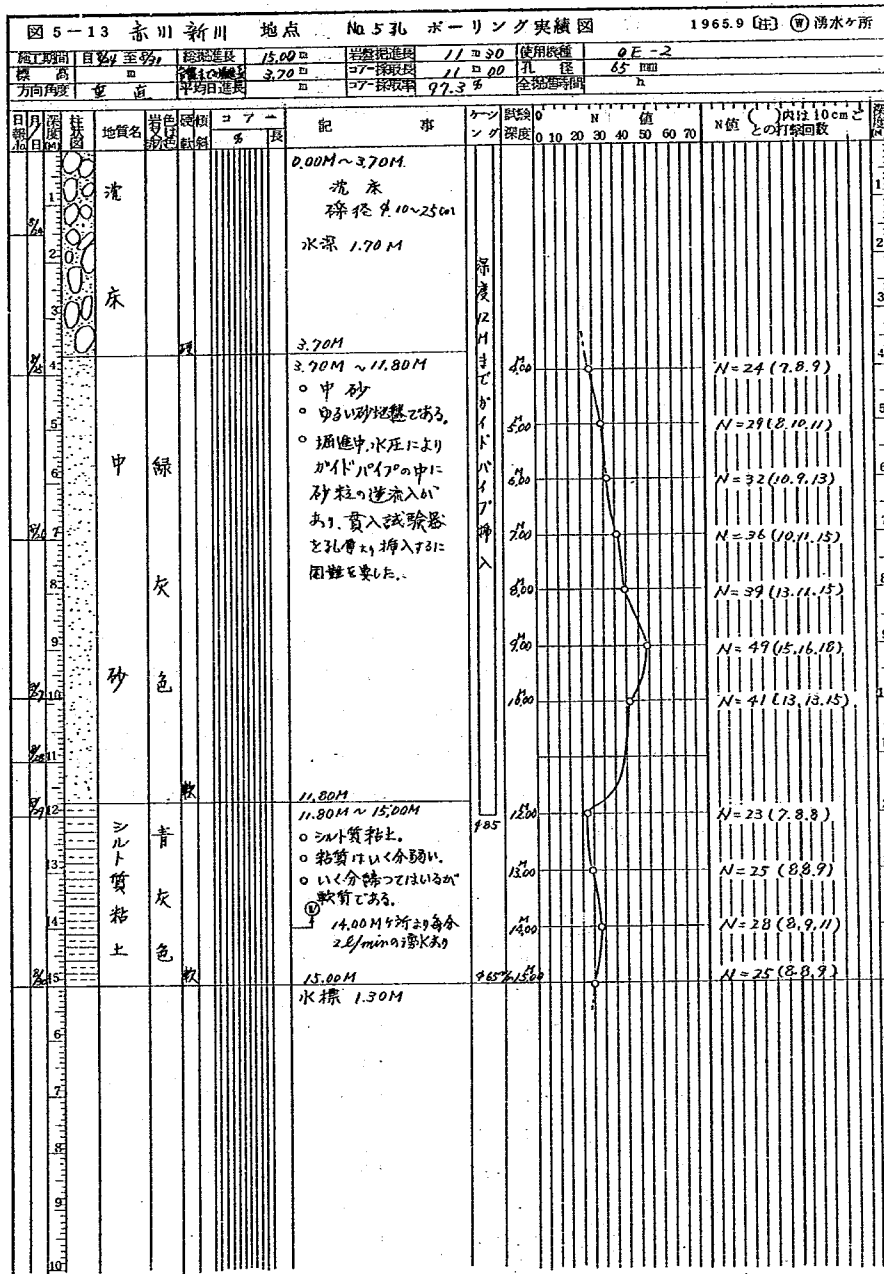


図 5 - 13

6 水 理 計 算

各床固の現状を量的に把握し、その果たす役割について、計算値と実測値とをともに検討を行う。

(I) 水位縦断計算

a 計 算 条 件

流量は計画高水流量の $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ から雪どけ出水程度の $500 \text{ m}^3/\text{s}$ までの4段階について考慮することとし、出発水位は河口近くの断面76地点の水位とした。

表 6-1 計 算 条 件

流 量	河口水位 (No.76)	粗度係数 n
$2,000 \text{ m}^3/\text{s}$	T.P. - 0.2, 1.2	0.030, 0.040
1,500	〃, 〃	〃, 〃
1,000	〃, 〃	〃, 〃
500	〃, 〃	〃, 〃

粗度係数に対する本格的検討は行われていない。ただし、赤川新川の平水時の値は $n=0.04$ 、あるいはそれより大きい程度の値を示しているの、ここでは $n=0.03$ と $n=0.04$ の二種の粗度係数について計算を行ってみることにした。河道条件として、床固区間については簡単のため近似的な取扱いをした。すなわち、第6床固以外の床固の前後断面の形状は長方形断面で近似し、側壁は無視して $R=h$ とした。なお、各床固上流断面の $H \sim A$ 、 $H \sim R$ 曲線はその一つ上流断面と同じものを使用することにした。

表 6-2 床固付近断面数値表

	河 床 高	川 巾	備 考
第2床固下流	T.P.-4.700m	110m	
第2床固	-0.548	110	平均高さ
第3床固下流	-2.900	110	
第3床固	-0.900	110	平均高さ
第4床固下流	-2.400	100	
第4床固	1.045	100	平均高さ
第5床固下流	-1.500	100	
第5床固	1.783	100	平均高さ
第6床固下流	0.500	110	

〔注〕 以上の9断面は、短形断面である。側壁は無視する。したがって $R=h$

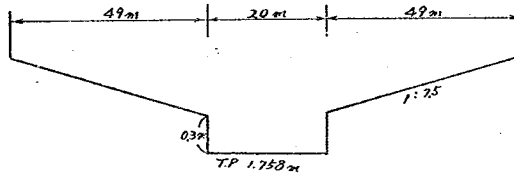


図 6 - 1 第 6 床固計算断面形

第 6 床固のみは図 6 - 1 の断面を使用した。各測定間の距離は表 6 - 3 のようである。

表 6 - 3 区 間 距 離

測 点	区 間 距 離	累 加 距 離	備 考
G.S. 開 No 7 6	3 6.4 m	0	河 口 部
〃 No 7 5	1 8 1.8	3 6.4	
〃 No 7 0	1 4 1.8	2 1 8.2	
第 2 下 流	1 2 5.7	3 6 0.0	} 段 落 ち 部
第 2 床 固	2 0.0	4 8 5.7	
第 2 上 流	7 6.1	5 0 5.7	
No 6 0	1 8 1.8	5 8 1.8	
No 5 5	1 8 1.8	7 6 3.6	
No 5 0	6 9.6	9 4 5.4	
第 3 下 流	6 0.8	1,0 1 5.0	} 段 落 ち 部
第 3 床 固	2 0.0	1,0 7 5.8	
第 3 上 流	3 1.4	1,0 9 5.8	
No 4 5	1 8 1.8	1,1 2 7.2	
No 4 0	1 8 1.8	1,3 0 9.0	
No 3 5	7 9.2	1,4 9 0.8	
第 4 下 流	1 0 7.6	1,5 7 0.0	} 段 落 ち 部
第 4 床 固	2 0.0	1,6 7 7.6	
第 4 上 流	1 5 6.8	1,6 9 7.6	
No 2 5	1 8 1.8	1,8 5 4.4	
No 2 0	1 4 3.8	2,0 3 6.2	
第 5 下 流	9 9.4	2,1 8 0.0	} 段 落 ち 部
第 5 床 固	2 0.0	2,2 7 9.0	
第 5 上 流	1 0 0.4	2,2 9 9.4	
No 1 0	1 5 1.0	2,3 9 9.8	
第 6 下 流	8 2.0	2,5 5 0.8	} 段 落 ち 部
第 6 床 固		2,6 3 2.0	

b 計 算 法

摩擦損失に関しては通常の不等流計算式によった。

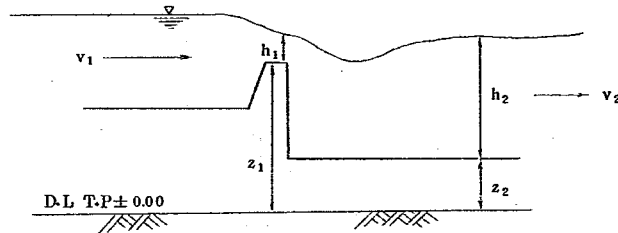


図 6 - 2

床固については、近似的に段落ち部と考へて、芦田博士の方法によつて計算を行なつた。第2～第5床固の4つの段落ち区間は次の方法による。

(a) 常流と射流の判定

$$\text{常流； } F_2^{\frac{2}{3}} < -\frac{2}{3} K - 2\sqrt{\frac{1}{3} \left(1 + 2F_2^2 + \frac{1}{3} K^2\right)} \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$$

$$\text{射流； } F_2^{\frac{2}{3}} > -\frac{2}{3} K - 2\sqrt{\frac{1}{3} \left(1 + 2F_2^2 + \frac{1}{3} K^2\right)} \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$$

ただし

$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g h_2}}$$

$$K = \frac{Z_1 - Z_2}{h_2}$$

$$\cos\varphi = \frac{\frac{1}{2} \left\{ 2F_2^2 + \frac{2}{3} K \left(1 + 2F_2^2\right) - \frac{2}{27} K^3 \right\}}{\left\{ \frac{1}{3} \left(1 + 2F_2^2 + \frac{1}{3} K^2\right) \right\}^{\frac{3}{2}}}$$

段落ち部では常流であるか射流であるかを判定するが、赤川新川の場合は床固が水にもぐつたりしているので流量によつて結果はかなり異なつて来る。

(b) 射流の場合

床固のある断面で限界水深を計算し、上流へ計算をすすめる。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b_c^3}}, \quad \therefore H_1 = Z_1 + h_{c1}$$

(c) 常流の場合

$$\beta_1 = -\frac{2}{3} K - 2\sqrt{\frac{1}{3} \left(1 + 2F_2^2 + \frac{1}{3} K^2\right)} \cdot \cos\frac{\varphi}{3}$$

* 芦田和男；開水路断面急拡部の水理に関する研究，土木研究所報告105号 昭和36年

$$\beta_2 = -\frac{2}{3}K - 2\sqrt{\frac{1}{3}} \left(1 + 2\eta F_2^2 + \frac{1}{3}K^2\right) \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$$

$$\beta_3 = \quad \quad \quad \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

ここに $\eta = \alpha = 1.0$ とする。

上式の β の中で正根の大きい方が常流に対する解である。

β が求まれば、次式

$$\frac{\Delta h_e}{h^2} = K + \beta - 1 + \frac{\alpha F_2^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2} - 1\right)$$

によって Δh_e を得、したがって、下流側の水位 H_2 より床固上の水位 H_1 を知る。

$$H_1 = H_2 + \frac{1}{2g} (v_2^2 - v_1^2) + \Delta h_e$$

(d) 第6床固の水位は、次の方法によって計算する。

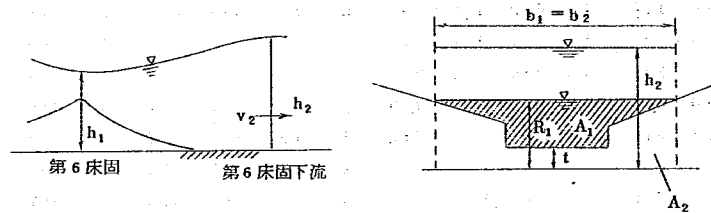


図 6 - 3

床固地点とそれより下流の断面の間で運動量を計算することにより、

$$2F_2^2 \cdot \frac{h_2 b_2}{A_1} + \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 - 2F_2^2 - 1 = 0$$

但し、 b_2 = 下流断面の川巾 110 m

A_1 = h_1 に対する床固通水断面積

$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g h^2}}$$

c 計 算 結 果

赤川新川の水位について、床固による段落ち部を考慮して不等流計算を行った結果は図6-4のようである。河口より第2床固の間の水位・縦断面は図6-5～図6-8に示す。表6-5からも判断されるように、河口 (No.76地点) において $Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ および $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は水位が -0.2 では射流となるので、限界水深 (フルード数 $F_r = 1$) を出発条件とした。

表 6 - 4 H - A , R 表

H ^m	A ^m	B ^m	R ^m	H ^m	A ^m	B ^m	R ^m	H ^m	A ^m	B ^m	R ^m	H ^m	A ^m	B ^m	R ^m
Na 76				Na 60				Na 40				3	328	105	3.12
-4	0	22	0	0	191	110	1.74	0	176	100	1.76	4	434	107	4.06
-3	34	45	0.76	1	305	118	2.58	1	278	103	2.70	5	542	109	4.98
-2.5	62	55	1.13	2	426	125	3.41	2	382	105	3.64	6	652	111	5.88
-2	89	64	1.39	3	554	130	4.26	3	488	108	4.52	Na 15			
-1.5	125	72	1.73	4	686	135	5.08	4	598	111	5.38	0	203	69	2.94
-1	161	80	2.01	5	826	146	5.66	5	710	114	6.22	1	280	85	3.29
-0.5	203	84	2.42	6	974	150	6.50	Na 35				2	374	104	3.60
±0	245	87	2.82	7	1126	155	7.26	0	165	96	1.72	3	480	109	4.40
+0.5	291	92	3.16	Na 55				1	264	103	2.57	4	590	111	5.32
+1	337	96	3.51	0	193	110	1.75	2	368	106	3.51	5	702	114	6.16
Na 75				1	306	116	2.64	3	474	108	4.39	6	818	117	7.00
-4	0			2	424	120	3.53	4	584	111	5.27	Na 10			
-3	24	48	0.50	3	552	135	4.09	5	696	114	6.11	0	16	21	0.76
-2	85	76	1.12	4	690	142	4.86	6	814	117	6.96	1	69	80	0.86
-1	165	83	1.99	5	834	146	5.72	Na 30				2	164	109	1.50
±0	273	92	2.97	6	986	157	6.28	0	96	82	1.17	3	280	123	2.28
+1	374	110	3.40	7	1144	159	7.20	1	187	100	1.87	4	405	127	3.19
+2	496	134	3.70	8	1304	160	8.15	2	288	102	2.82	5	534	131	4.08
+3	633	140	4.52	Na 50				3	391	104	3.76	6	667	135	4.94
+4	775	144	5.38	0	232	101	2.30	4	496	107	4.63	Na 5			
Na 70				1	335	105	3.19	5	604	109	5.54	0	8	15	0.53
0	268	85	3.15	2	442	109	4.06	6	714	112	6.38	1	86	69	1.25
+1	362	102	3.55	3	552	112	4.93	Na 25				2	240	144	1.66
+2	466	107	4.36	4	666	117	5.70	0	27	33	0.82	3	384	145	2.65
+3	575	111	5.18	5	785	121	6.49	1	101	94	1.08	4	531	149	3.57
+4	688	115	5.98	Na 45				2	199	102	1.95	5	682	152	4.49
Na 65				0	205	98	2.09	3	302	105	2.88	6	836	156	5.36
0	186	76	2.45	1	304	101	3.01	4	409	109	3.75	Na 20			
+1	266	85	3.13	2	407	105	3.88	5	520	112	4.64	0	43	38	1.13
2	354	90	3.93	3	514	109	4.72	6	634	116	5.46	1	122	100	1.22
3	446	94	4.75	4	626	114	5.49	Na 20				2	224	103	2.18
4	546	106	5.15	5	742	118	6.29	0	43	38	1.13				
5	654	110	5.94					1	122	100	1.22				
6	766	114	6.72					2	224	103	2.18				
7	882	118	7.48												

表 6 - 5 No.7 6 水位～流量（限界水位）

H	A	B	R	$Q = A \sqrt{gH}$
+ 1.5	3 9 0	1 0 6	3. 6 8	2, 3 4 0
+ 1	3 3 7	9 6	3. 5 1	1, 9 7 5
+ 0.5	2 9 1	9 2	3. 1 6	1, 6 1 5
± 0	2 4 5	8 7	2. 8 2	1, 2 8 5
- 0.5	2 0 3	8 4	2. 4 2	9 9 0
- 1	1 6 1	8 0	2. 0 1	7 1 5
- 1.5	1 2 5	7 2	1. 7 3	5 1 5
- 2	8 9	6 4	1. 3 9	3 2 8
- 2.5	6 2	5 5	1. 1 3	2 0 6
- 3	3 4	4 5	0. 7 6	9 2
- 4	0	2 2	0	

第2床固地点において、水位がそれぞれ2点ずつ記入されているのは床固を下流と床固上の水位のことで、常流でも直下流の水位の方が床固上の水位より高いことはありうる。*印は床固上で射流となっていることを示す。床固直下流の水位は常流である。これで見ると第2床固においては通常の平均潮位付近の出発水位であれば、ほとんど射流が現われるものと思われる。射流が現われないのは、潮位がかなり高く流量が小さい場合に限られる。河口部は冬期には砂州が成長するが、これは出水時フラッシュされるものである。したがって、実際の出水中の断面は計算に用いた断面と変っていることがありうるから、第2床固下流の水位は、場合によってはさらに上流の水位も、河口砂州の影響をかなり受けるものと考えなければならないであろう。河口砂州の問題については、水位の高くなる問題であるから、むしろ低い水位が問題となる床固下流の洗掘の検討には考慮しないことにする。

赤川新川の水位で特筆されることは、河口断面が小さいときに現われる低下背水と第2床固および第4床固で射流が現われることであろう。第5床固でもそれに近い状態にはなるが、床固におけるエネルギーのロス第2および第4床固に比して小さい。赤川新川の河道維持には第2と第4床固のこうげん度が大きい。第2床固下流と第4床固下流の洗掘が大きいことがうなずかれる。第3床固の影響はほとんどなくなっている。図6-9は平均流速の縦断変化を表わしたものである。河口に至るにしたがい、流速はところもち増大する傾向がみられるが、床固地点においては第4および第2床固上が大きく、次いで第5床固となっている。

不等流計算の結果から、表現方法をかえて主要地点における流量と水位およびエネルギーの関係を示したものが、それぞれ図6-10および図6-11である。線の間隔の大きいところ

がエネルギー損失が大きいわけで、第2床固および第4床固にかかる負担が全流量を通じて大きくなっている。また、各床固におけるエネルギー損失水頭はわずかながら流量の増大に伴って減少の傾向がみられる。ただし第2および第4床固以外はその量は極くわずかである。なお参考のために、各床固の限界水位および限界エネルギーを求めれば図6-12のようである。ここでは、床固横断で比エネルギーを一定と仮定して計算されているので、水位は横断方向によって異なるが、図6-12の水位は水通し上の水位である。第2床固と第4床固の間の限界水位の差は大きく、第4床固において射流が現われやすいことを示しているが、第4と第5床固間および第5と第6床固間の差はわずかであり、射流にはなりにくいことを示している。

さて、第2床固および第4床固におけるエネルギーの減殺量は流量の増加に伴ってかなり減少することは既述のとおりであるが、その様子は図6-13および図6-14、あるいは図6-15によってもうかがうことができる。ただし、図6-13～図6-15では、第2床固の上・下流の水位差については河口水位の与え方に大きく影響される。この場合には、多少現状にぞぐわないところもあるが、表6-6の条件を用いているので、流量の増大に伴って水位差が急速に減ってくる結果となっている。第2床固より上流では第2床固上で射流が現われるので出発水位の条件には左右されない。

表6-6 計算条件(図6-10～11, 図6-13～15)

流 量	河 口 水 位 (No. 76)
2,000 m^3/s	T.P. 1.05 m
1,500 "	0.34
1,000 "	-0.47
500 "	-1.50

赤川新川では以上の計算結果から、特に第2および第4床固は全体としての減殺さるべきエネルギーのうちのかかなりの部分を受け持つて、自己の維持の問題を除外すれば、新川の河床安定に寄与するところは大きいことが理解される。その大きさは、図6-15によれば、第2床固および第4床固で減殺されるエネルギーが摩擦によって失われるエネルギーにひつてきするほどである。図6-15では損失水頭のほかにまさつエネルギー勾配も記入してある。また第2床固のエネルギー損失および第2床固下流の値は下流端水位の影響で多少変化するものである。図6-15では各区間および各床固の比較のほかに、摩擦によって失われるエネルギー水頭およびエネルギー勾配は流量の増大に伴ってわずかに増大し、床固によって失われるエネルギー水頭は流量の増大に伴って減少することが再確認される。一方、床固下流の洗掘には、直接には補給砂の量と河床における掃流力が関係し、例えば跳水では大きなエネルギーが減殺されるが河床はそれほど洗掘されないという事実にもみられるように、エネルギー消費量のみに

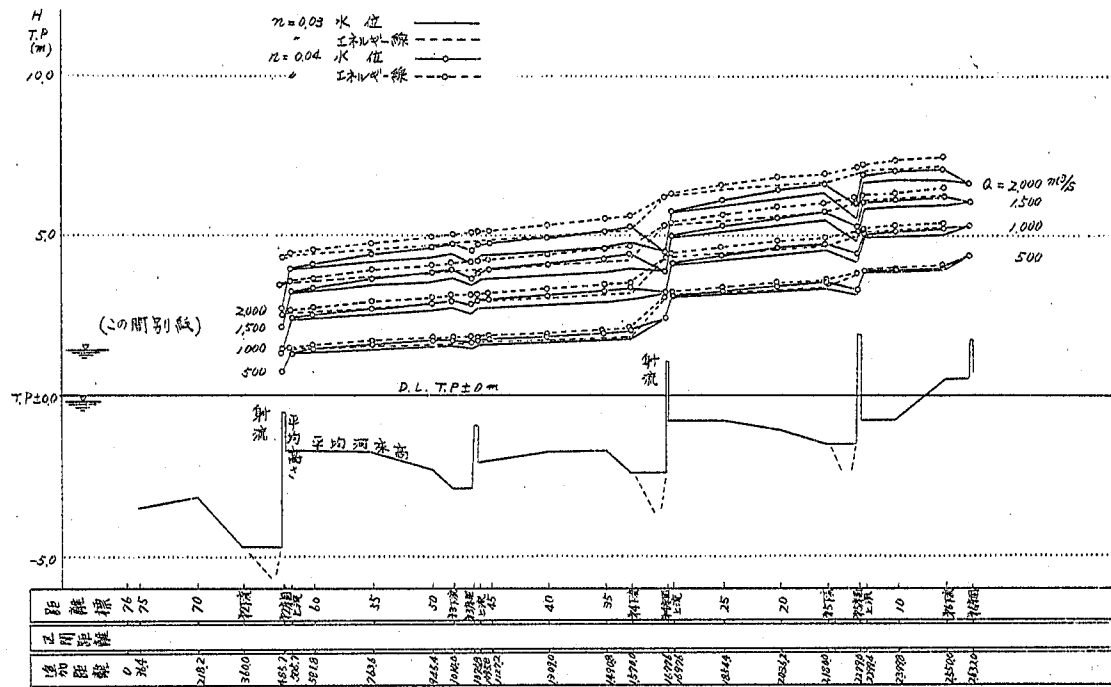


図 6 - 4 赤川新川水位—縦断面図

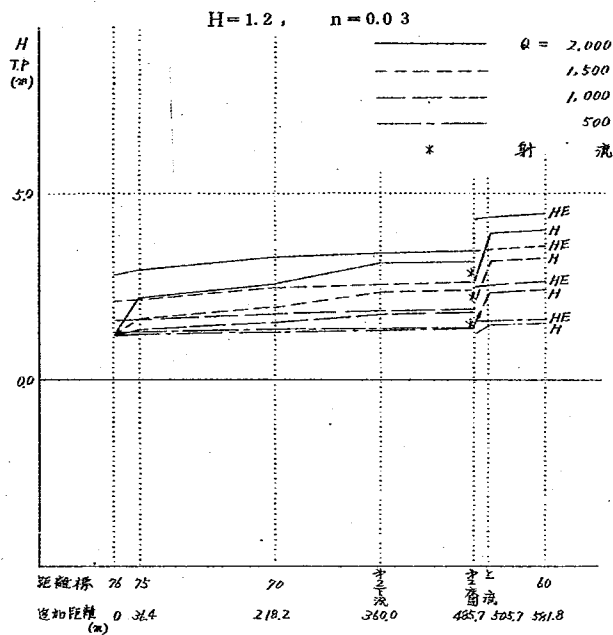


图 6-5 水位纵断面图 第 2 床固下流

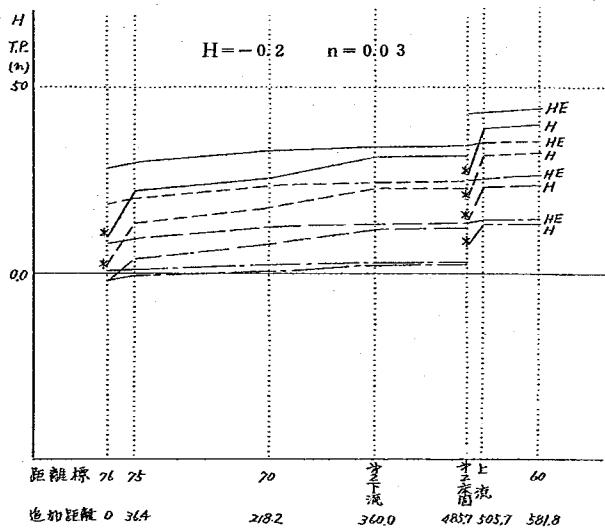


图 6-6 水位纵断面图 第 2 床固下流

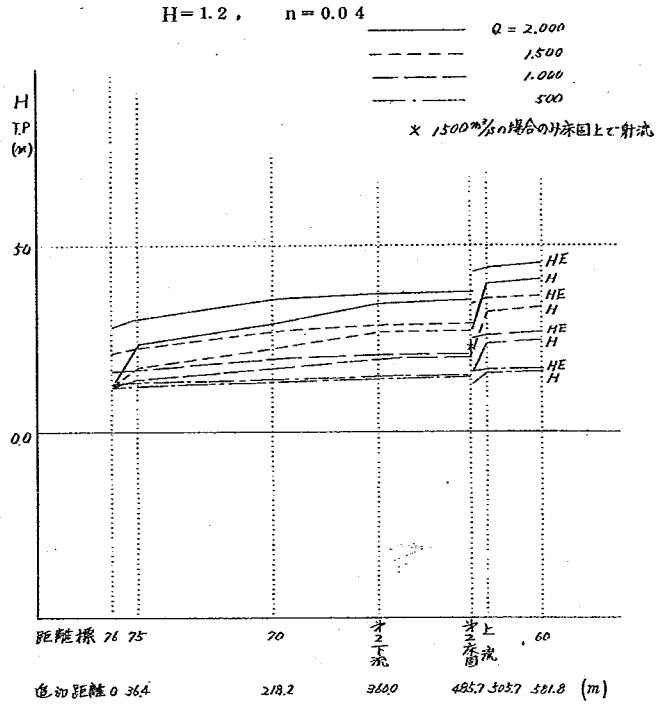


図 6-7 水位縦断面図 第2床固下流

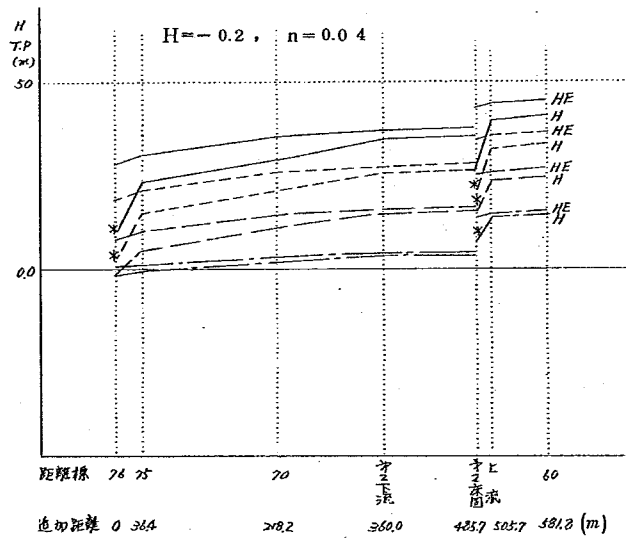
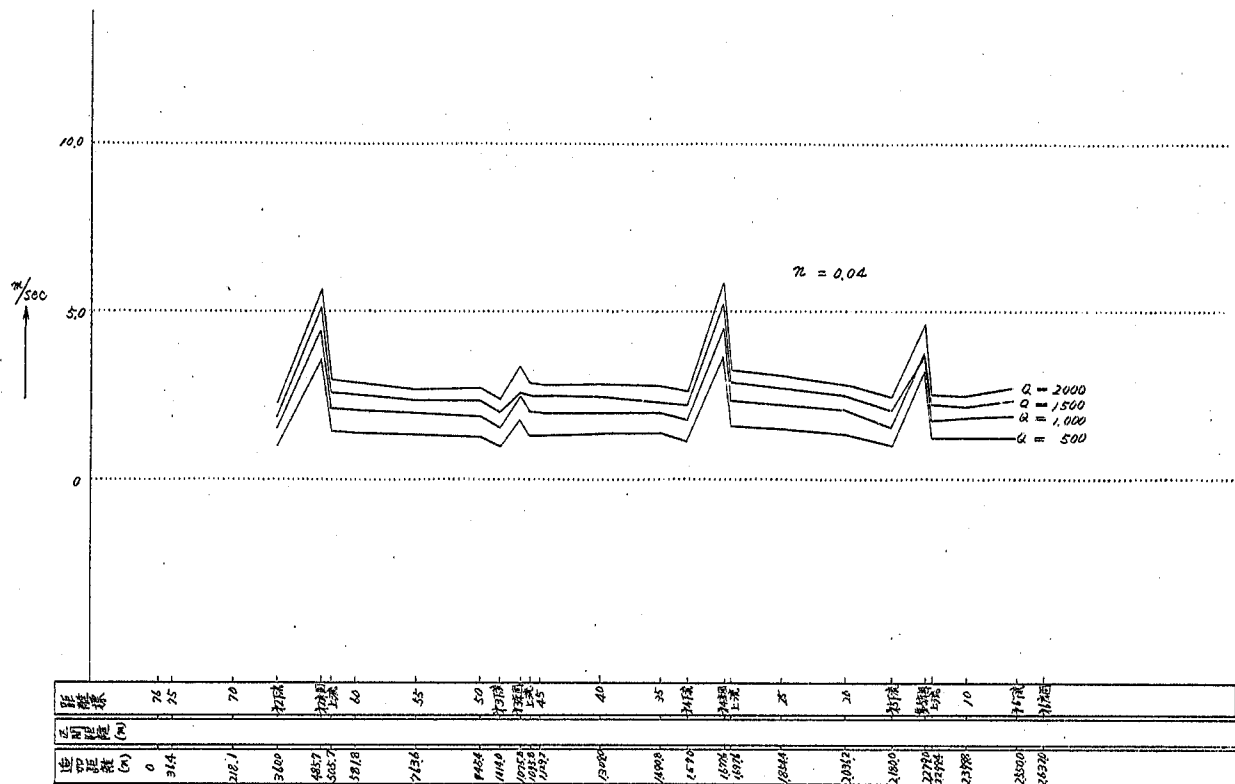


図 6-8 水位縦断面図 第2床固下流



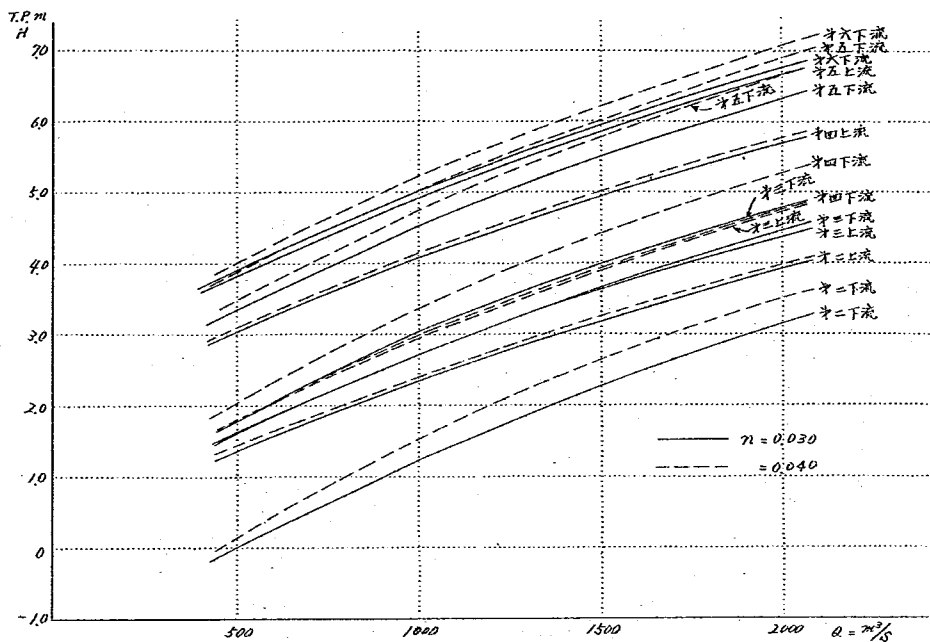


図 6 - 1 0 各地点の計算水位と流量との関係

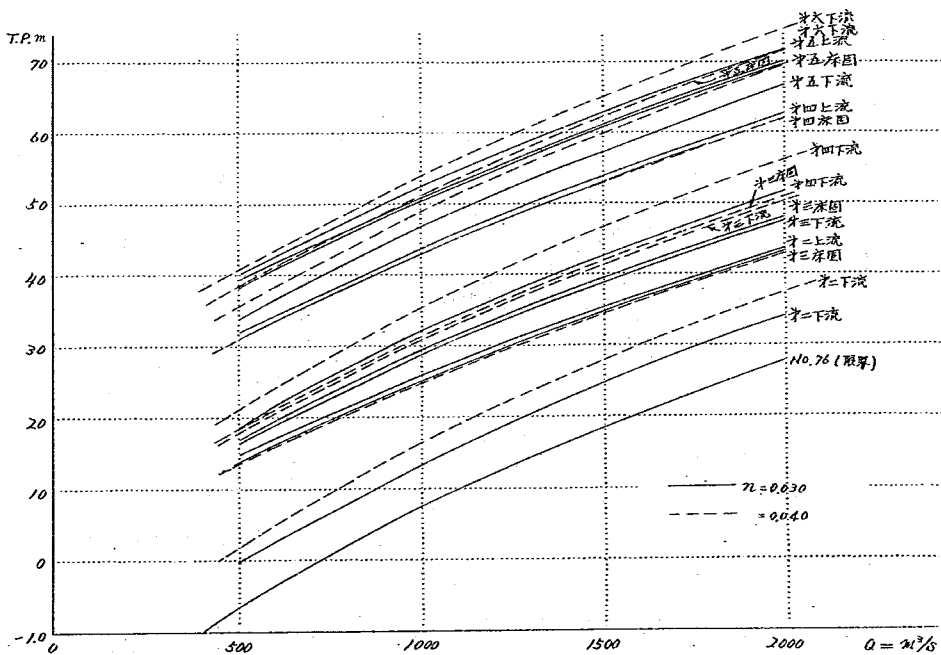


図 6 - 1 1 各地点の比エネルギーと流量との関係

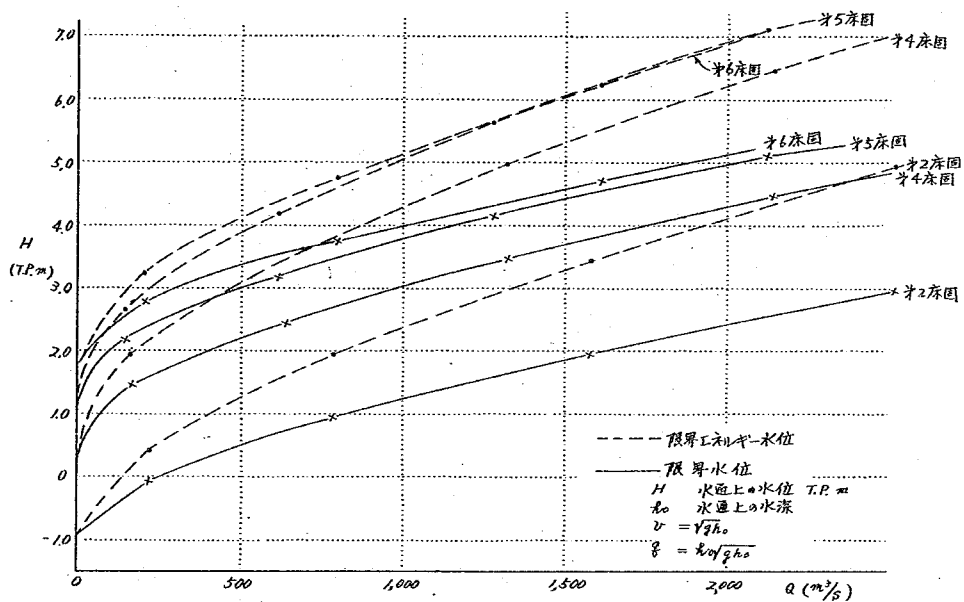


图 6-12 各床面限界水位

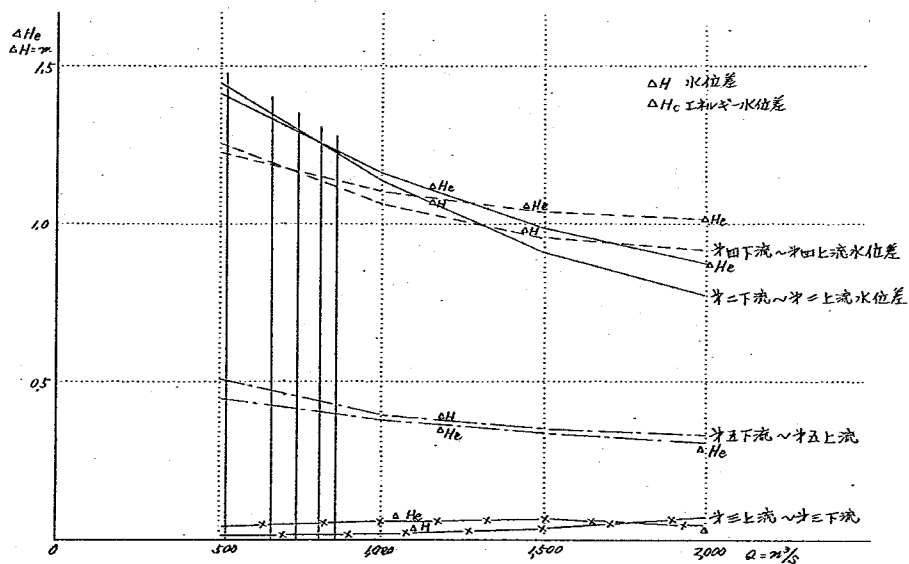


图 6-13 各床面上下流水位差 $n = 0.03$

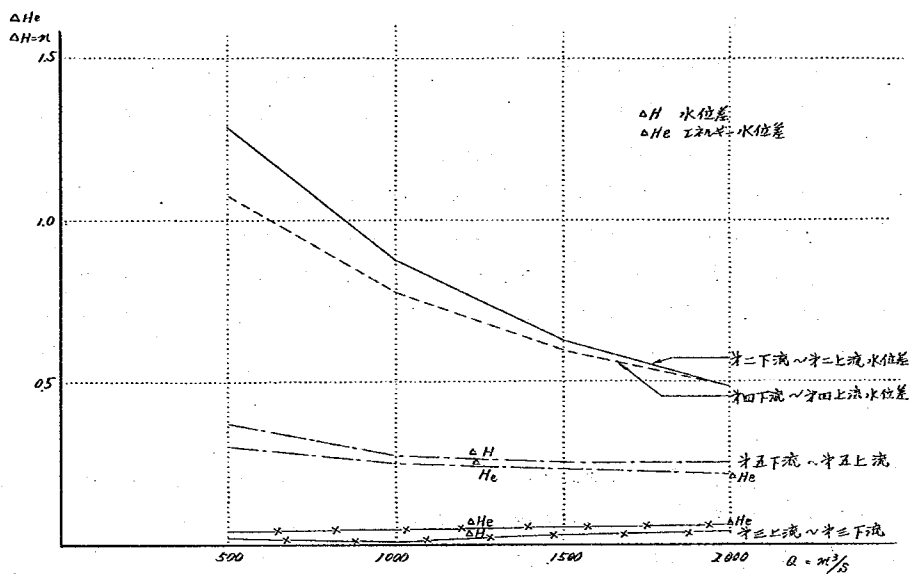


図 6-14 各床固上下流水位差 $n = 0.04$

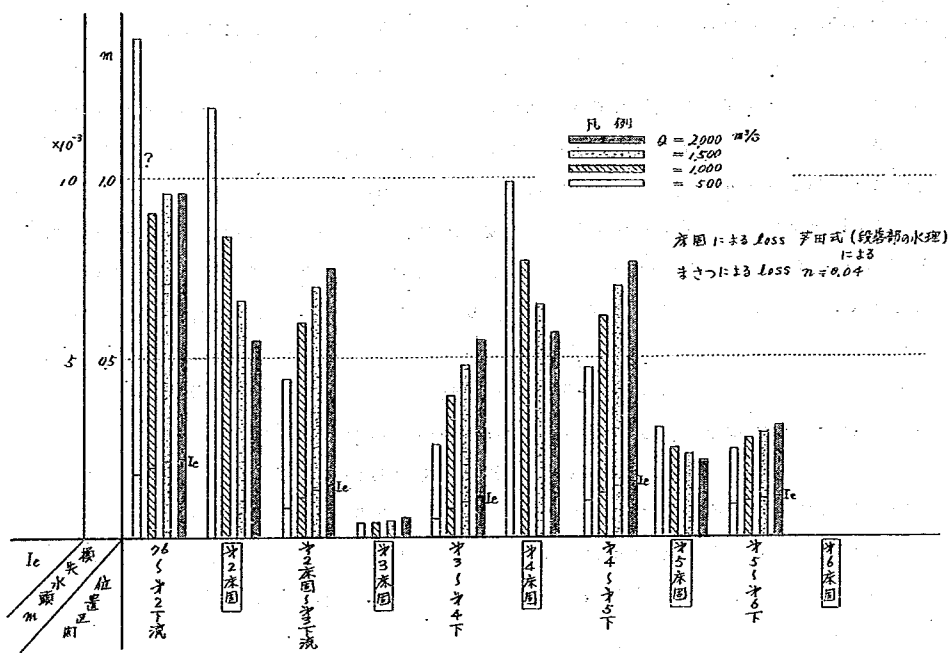


図 6-15 各地点に於いて消費されるエネルギー-水頭

よるものでなく、流れの形態が重要な問題となる。現状では、第2床固および第4床固が大きな負担をおっており、流れの形態が都合のわるいものであれば、エネルギー減殺量と流量との積の何割かの量は直接洗掘に関与するであろう。

床固下流の洗掘深さを測定した結果によっても第2および第4の床固下流が大きく洗掘されているが、計算結果でも大きな射流になっている事から容易に想像されるところである。現在は第1床固と第3床固の半分がなく、そのため第2、第4床固へかかる負担が大きくなっているのである。第3床固前後でエネルギー差はほとんどなく、第2および第4床固では1m位の差がある。第5、第6はほとんど安定していて差も0.25m位である。

(2) 粗 度 係 数

赤川新川の粗度係数 n の値は平水時の測定結果では、図6-16および図6-17に示すように、かなりばらついているが、 $n = 0.03 \sim 0.06$ とかなり大きな値を示している。これは短い区間に床固が多数あり、しかも河床に深掘れのある場所などがあって、誤差が大きく出るものであるが、図6-17によれば、流量の増大に伴って粗度係数が減少する傾向がみられるように思われる。

高水時の粗度係数の実測値は不明であるので、高水時に対しては計算によって検討が行われた。計算の方法は、ある洪水について粗度係数を数種類仮定して不等流計算により、そのときの水位縦断曲線を求め、これを実際の痕跡水位と比較して、これに合致する粗度係数を選ぶものである。赤川新川の場合は、粗度係数として $n = 0.03$ および 0.04 を仮定して計算が実施されたが、その結果は図6-18に示すとおりである。水位縦断曲線には粗度係数による差があまりはつきり現われないが、 $n = 0.04$ の方が実測値に合うようである。

次に、河床材料と水理量より推定された粗度係数の値を図6-19に示す。芦田博士の方法*および篠原・椿両博士の方法**ともに未だ確証されているところまでは至っていないものであるが、計算結果をみると、後者は前者よりかなり小さく、しかも勾配の影響が逆に出ている。現在のところ、河床材料等からの粗度推定値は参考値の範囲にとどめられ、一応の目安程度に用いられているようである。赤川新川の場合は、水路としては直線的であるが、床固下流の洗掘の影響で河床に大きい規模の凹凸が存在するようであり、このような河床の不整の影響で粗度係数は多少大きくなる傾向にあるように考えられる。

赤川新川の粗度係数としては、痕跡水位の不等流追跡計算の結果を尊重し、一応 $n = 0.04$ が採用されることとなったが、これは床固下流の洗掘の問題にとっては、概算値でも影響するところは大きくないと判断されるので、これ以上の検討が行われなかったためである。

* 芦田和男「河川の粗度について」土木技術資料 昭和34年7月

** 篠原・椿「移動河床の粗度」第2回水理講演会 昭和32年

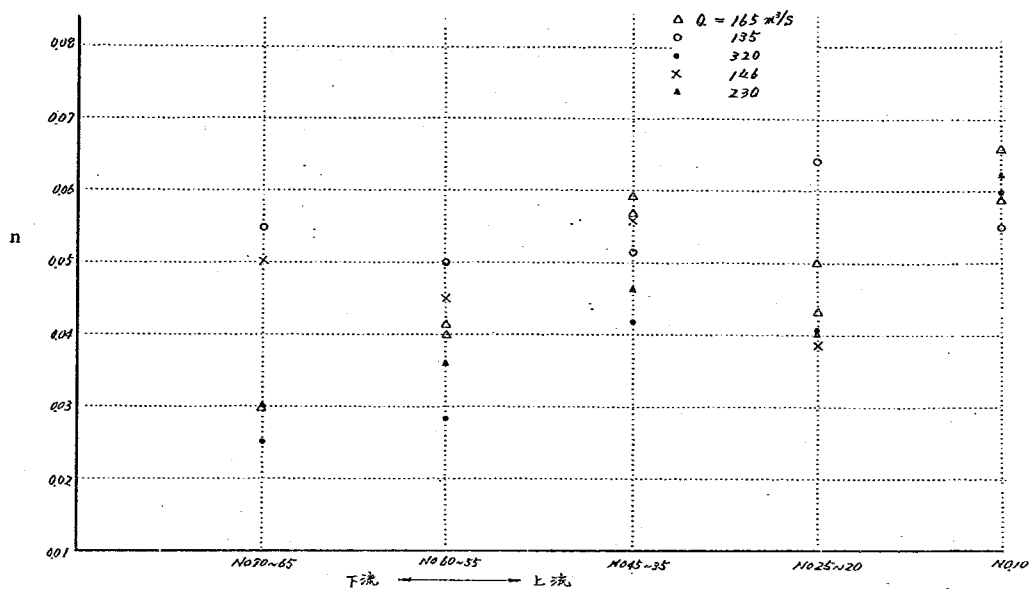


図 6 - 1 6 赤川 n (低水の場合)

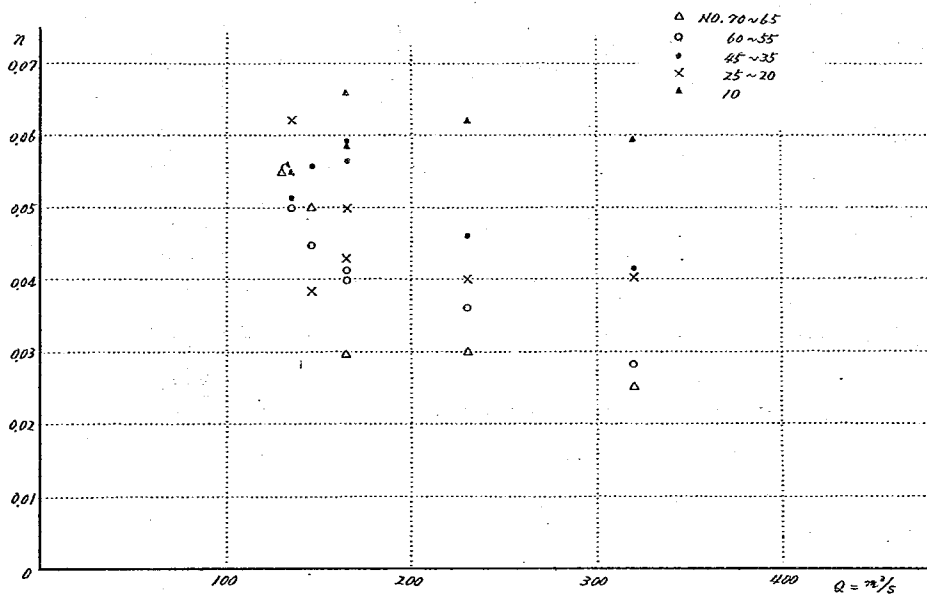


図 6 - 1 7 赤川 n (低水の場合)

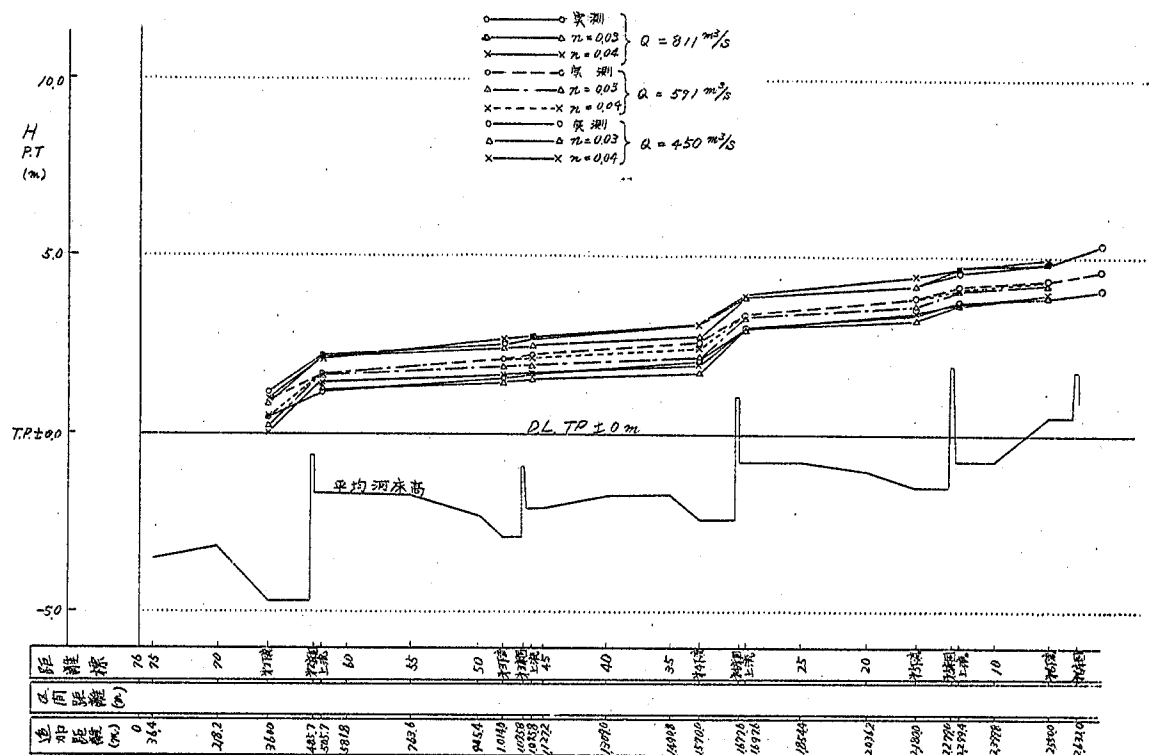


図 6 - 1 8 赤川比エエネルギー - 実測 - 計算

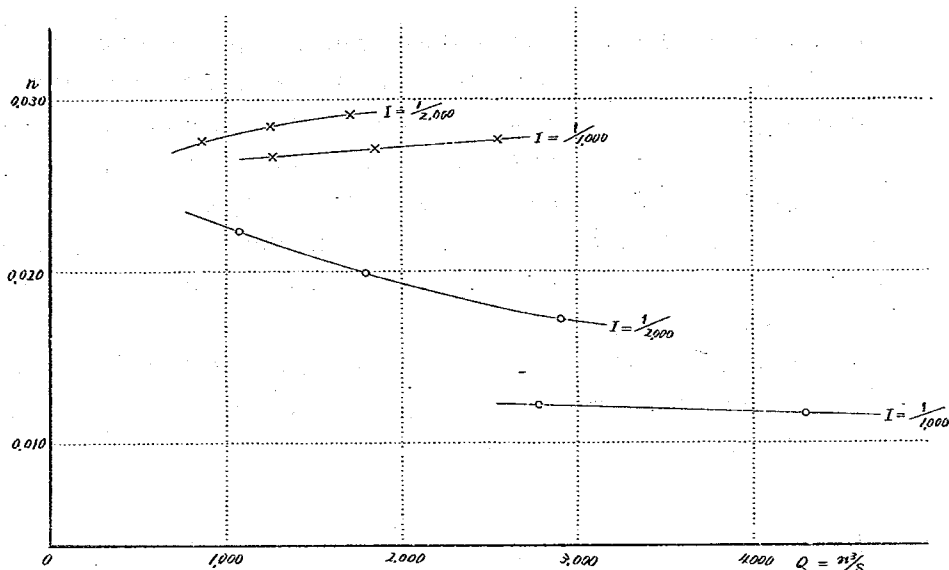


図 6 - 1 9 粗 度 係 数 の 推 定

(3) 河床変動計算

赤川新川は砂丘地帯を切り開いて作ったもので、河床構成材料は細砂で、わずかに第 4 床固下流中央部付近に粘板岩が出ているに過ぎない。河床材料については昭和 37 年、昭和 39 年および昭和 40 年に測定した結果があり、図 5 - 7 に示されている。それによると平均粒径は年や場所によって多少ばらついており、 $dm = 0.4 \sim 0.8$ mm 程度である。

流砂型式としては、浮遊砂となる部分もあると考えられるが、一応の目安を得る目的であるから、試算的に掃流砂のみが考慮の対象とされた。掃流砂量公式としては、多くの式があるが、ここではよく用いられる佐藤・吉川・芦田公式（土研公式）によって流砂量の大体の量の計算が行われた。土研公式では掃流力が限界掃流力に比して十分大きいときには粒径の大きさに無関係となる。 $dm = 0.8$ mm とすると限界掃流力になる流量は $180 \sim 230 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であるから、大きい流量の場合の流砂量の計算値は、赤川新川の場合粒径に無関係としてよい。

計算は次の 4 つの区間に大別して行なわれた。

すなわち、(a) No. 60 ~ No. 55, (b) No. 40 ~ No. 35, (c) No. 25 ~ No. 20, (d) No. 10 ~ 第 6 床固下流の 4 区間である。

単位巾単位時間当りの掃流砂量を河巾 100 m と仮定して、実際河川の 1 時間当り総流砂量を重量であらわし、それをグラフに表わしたのが図 6 - 20 である。河川で二つの断面について考

える場合、流入してくる砂と流出していく砂の量が等しければ、河床自体は変化してもボリュームとしては変らない。均衡が破れると洗掘がおきたり、反対に堆積したりする。計算結果では各断面間に相当な差が認められ、新川全体からみると、ある所では洗掘がおき、ある所では堆積しているような結果になっている。そこで昭和26年から昭和36年までの11年間、流量と流砂量の関係が変わらないとして、この11年間の各断面間の掃流砂量の差をとって、それを堆積、洗掘の量として計算されたものが図6-21である。基準高として平均河床高は計画水通高からの差がとられている。計算は4点よりないので、はっきりした結論は出せないが傾向としては類似しているといえることができるようである。

赤川新川の河床変動計算は区間距離をもっと小さくとして詳細な検討が行われることが望ましい。しかし、この区間には多くの床固が設置されており、その床固が不変である限り、河床変動量としては極くわずかなものである。

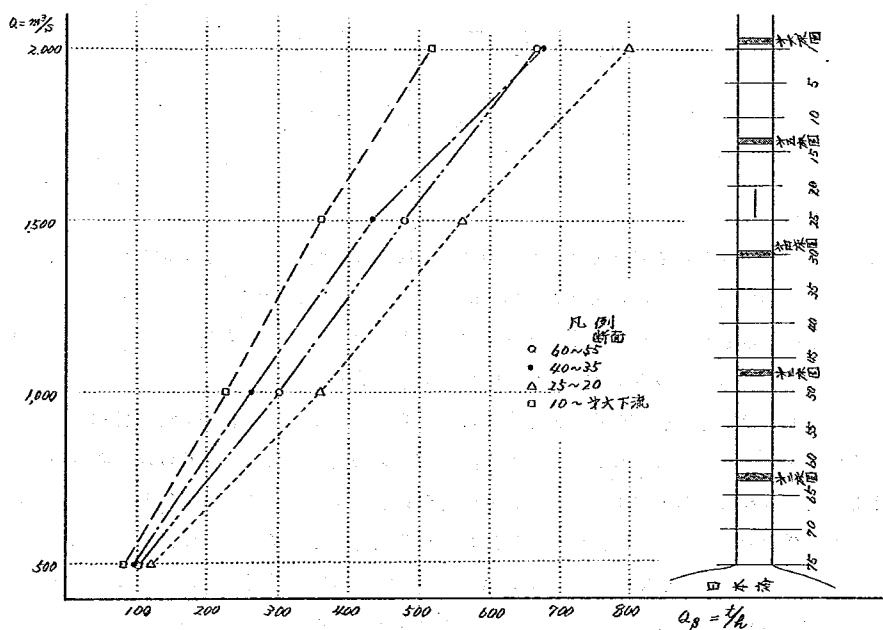


図 6 - 2 0 掃 流 砂 量

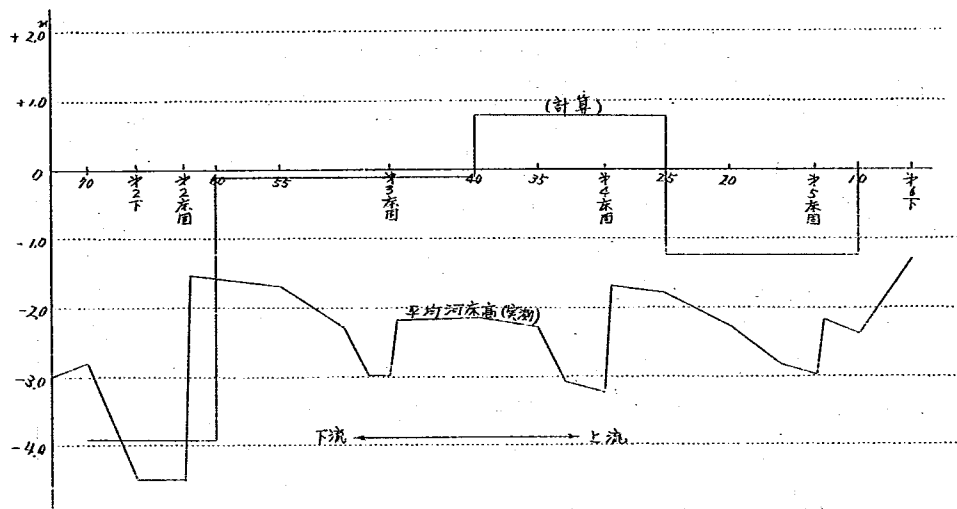


図 6 - 2 1 計算～実測河床変化

(4) 平衡河床縦断形状

平衡河床の状態としては、河床材料が限界掃流力の状態で安定する静的平衡と、流砂がある状態で安定する動的平衡が理論的に取扱われている。静的平衡の河床縦断形は流量のほかに、河床材料の代表径と粗度係数の影響を受けるが、動的平衡では補給砂量と粗度係数の影響を主として受ける。ただし、動的平衡の河床高が流量によって著しく変化しないのは、基準点の河床高を一定と考えた場合であって、このときは河床高があまり変わらないで水位が流量によって変ることになる。ところが赤川新川の場合は短かい区間にたくさんの床固があつて、しかも第2床固と第4床固では多くの場合射流が現われる。床固上で限界水位になるという条件を与えると、この水位の流量による上昇度は大きくなく、流量によって、水位はあまり大きく変わらないことになる。これは、流量は床固上の水深の $3/2$ 乗に比例するが、床固上の水深が全体の水深に比して小さいから、流量による全体の水深の増大する量のうちで、床固上の水深の増加量の占める割合が小さいことを意味する。したがって、赤川新川の場合には、流量の変化に伴って、平衡河床高はかなり変化する。

赤川新川の補給砂量としては、経年的に河床変動が少く、安定していると考えられる浜中量水標地点の流砂量をもって代表させる。浜中量水標地点の断面特性は表 6 - 7 および図 6 - 2 2 に示すようであり、佐藤・吉川・芦田公式による掃流砂量の計算値は図 6 - 2 3 のようである。

($u_* B$)_上 とあるのは、佐藤・吉川・芦田公式では、掃流力が限界掃流力に比して十分大きいときは、掃流砂量 $Q_B \propto U_*^3 B$ と表わされるからである。これは、マンニング式によれば、

表 6 - 7 浜中測水所附近断面特性 (ゼロ点高 1.75 m)

No	水 位 (m)	河 巾 B(m)	断 面 積 a(m ²)	累 加 A(m ²)	R=A/B (m)	平均河床高 (H-R)
1	2.60	107.4	141.0	141.0	1.313	1.287
2	3.60	122.0	114.7	255.7	2.095	1.505
3	4.60	137.5	129.8	385.5	2.800	1.800
4	4.72 (警戒)	137.9	16.5	402.0	2.915	1.805
5	5.60	141.0	122.7	524.7	3.72	1.880
6	5.71 (本省)	141.4	15.5	540.2	3.82	1.890
7	6.60	144.4	127.2	667.4	4.62	1.98
8	6.98 (H.W.L.)	145.8	55.1	722.5	4.96	2.02
9	7.60	176.7	100.0	822.5	4.66	2.94

$$u_*^3 B = q^{\frac{3}{2}} B \left\{ \frac{n Q}{A R^{\frac{1}{6}}} \right\}^3 \dots\dots\dots (6.1)$$

によって計算される。粗度係数による差は 3 乗できいてくるので影響するところが大きい、掃流砂量は二次元水路では掃流力が十分大きいときはほぼ Q に比例して増大する。

赤川新川の横断形状としては、どういう形で落着くかは不明であり、簡単に長方形断面と仮定したり、現在の横断形がそのまま上・下した形で維持されるとするなどいろいろの仮定がもうけられる。

長方形断面と仮定したときは河口部の水深 h_0 およびエネルギー勾配 I_0 はそれぞれ

$$h_0 = \left[\frac{q^{\frac{3}{2}} n^3 Q^3}{B_0^2 (u_*^3 B)_{\text{上}}} \right]^{\frac{2}{7}} \dots\dots\dots (6.2)$$

$$I_0 = \left[\frac{(u_*^3 B)_{\text{上}}}{B_0^{\frac{1}{6}} Q^{\frac{3}{2}} n^{\frac{3}{2}} g^{\frac{5}{2}}} \right]^{\frac{4}{7}} \dots\dots\dots (6.3)$$

で表わされる。河口水位としては平均潮位を与えればほぼ一定であるから、河床高は流量および粗度係数により変化する。また、補給砂量 $(u_*^3 B)_{\text{上}}$ が変化すると、 h_0 および I_0 ともに変化するが、補給砂が増大する場合には、水深が減少し(河床が上昇)エネルギー勾配が増大するのに対し、補給砂が減少する場合には、水深が増大(河床が掘れる)し、エネルギー勾配がゆるくなる。したがって床固にとっては補給砂が減少することが危険である。

床固群がある場合の平衡河床計算では、床固によるエネルギーの損失を考慮に入れて計算するのであるが、赤川新川では第2床固および第4床固ではほとんど射流が現われ、第5床固でも条件によっては射流が現われるのが現状であるから、現在より掘れた状態では当然射流が現われる。そこで、赤川新川の平衡河床計算では、簡単なために次のような仮定をして計算を行った。

- a 床固地点で限界水深（水位だけを与える）
- b 床固上流の1断面は床固地点と同形とし、エネルギー消費量の計算はこの断面の値とし、平均化を行わなかった。
- c 横断形は現状のものが将来も不変とし、これがそのまま上・下するものとした。河床高 Z は $Z = H - R$ によって与えた。

計算条件としては動的平衡で流量は $Q = 500, 1000, 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の3種、粗度係数 $n = 0.04$ 、補給砂量としてはそれぞれの流量に対して計算値の5倍、3倍、2倍、1倍、 $1/2$ 倍および $1/4$ 倍の6種のものについて行われた。計算結果は図6-24のようである。曲線はそれぞれの流量について6本ずつ、計18本記入されており、その他に現在の平均河床高が比較のために記入されている。各床固ともに流量が小さいほど、また補給砂量が多いほど河床が高くなっている。第3床固ではよほど深く掘れたとき以外は射流にはならないから河床高は修正されなければならないであろう。第2床固下流については海部との接続の問題があり計算が行われていない。計算結果よりみると、補給砂が現状と不変で流量が $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の場合が、平均河床高の曲線に近くなっている。

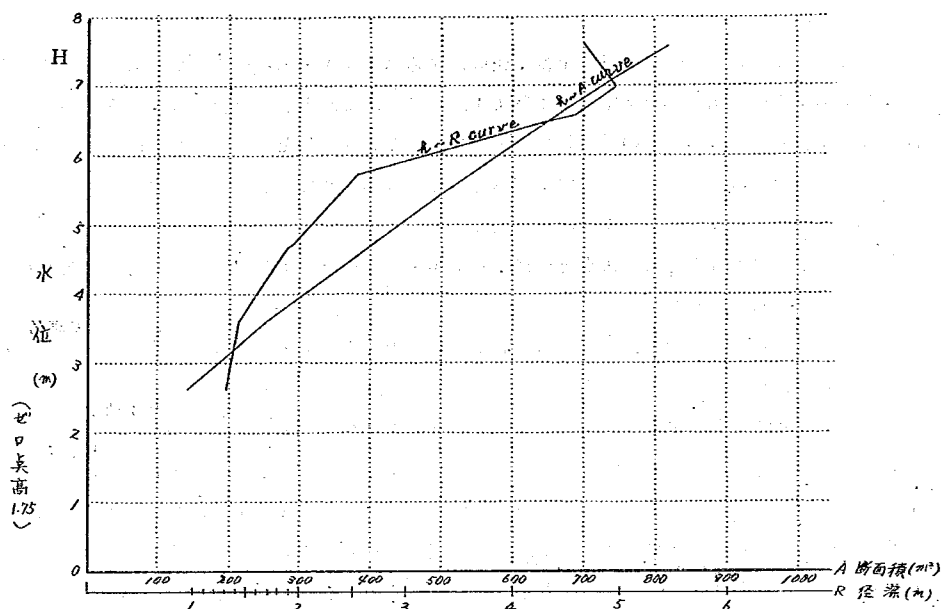


図 6 - 2 2 浜中測水所附近断面特性曲線

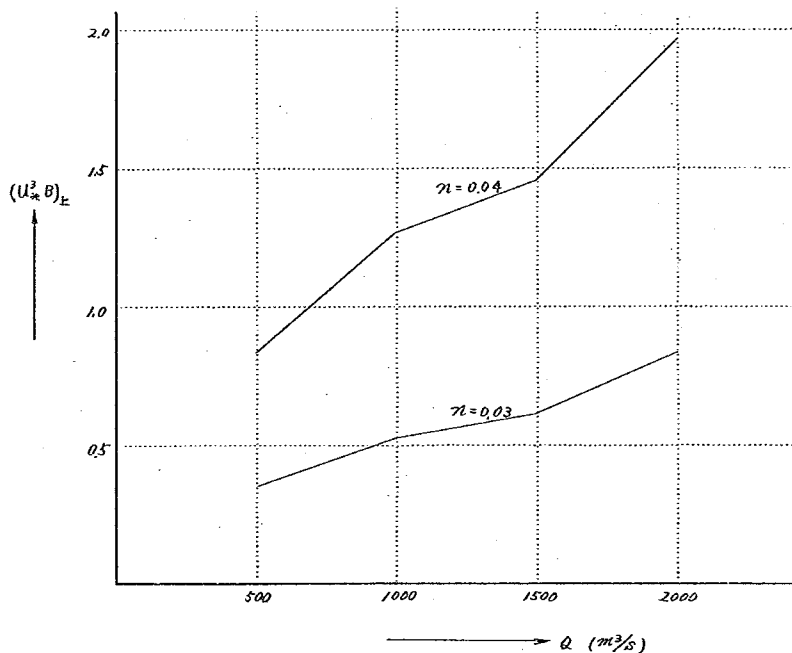


図 6 - 2 3 浜中における掃流砂量 (補給砂量)

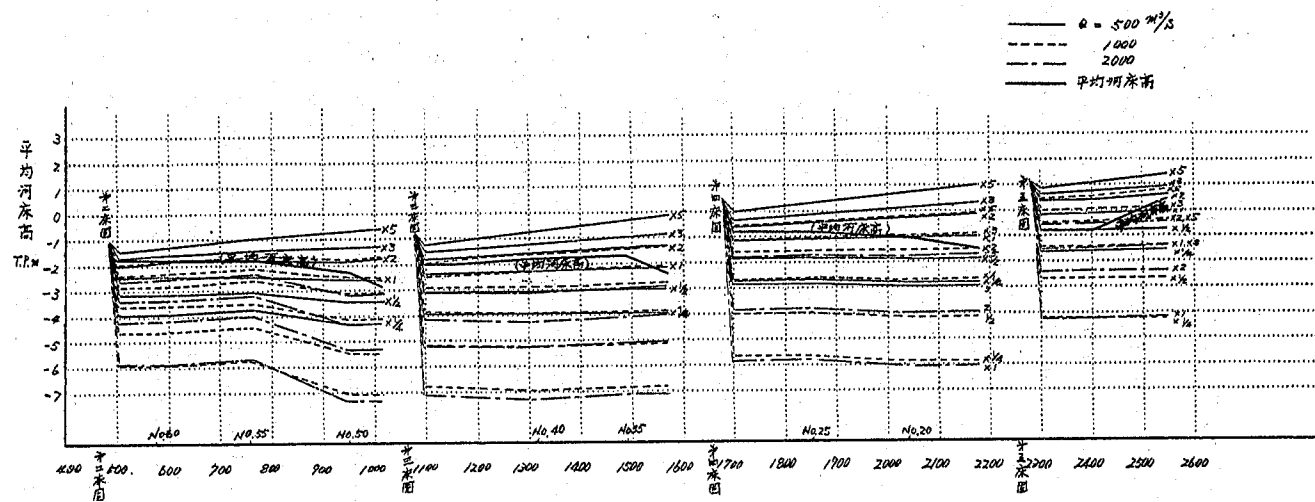


图 6 - 2 4 赤川新川平衡縦断河床形状

7 模 型 実 験

(1) 実 験 計 画

現地資料に基づく解析ならびに水理計算の結果、赤川新川の床固群の全体としての姿や洗掘特性の概略について知ることができた。

しかし、床固下流の極く限られた局所洗掘の問題を考察するには、水の流れと土砂の動きについてさらに詳しい知識を必要とされる。殊に、水路は直線的であるが、床固下流の流れが必ずしも二次元的でないことは判断を一層困難にする。実験に対する要請はこの段階で強まってきたものである。ところが、赤川新川の床固群の問題は、当初実験にはあまりはっきりした見通しがたてにくいところから、実験を実施することはすぐには検討されなかった。これは、他の多くの河川の模型実験の例のように実験を行うことによって何んらかの解決策がかためられる確信がうすいと考えられ、実験のみに依存することが適当でないと考えられたことが原因である。床固の洗掘の問題は二次元的なものでも研究が十分でなく、その洗掘機構は明らかにされていない。三次元の模型実験と二次元の実験とは性格が必ずしも同じではないが、床固群の実験は非常にむずかしく、実験を行うことが問題解決の決め手になるかどうかあやぶまれていたわけである。しかし、赤川新川床固群の洗掘の問題を解決するには、あるいは解決とまではいなくても、少なくとももう少し検討が行われるためには、さらに詳しい知識が必要とされることも事実である。そしてなによりも、出水時の水の流れのパターンおよび流速の程度を知ることは問題を考えるうえに不可欠であると考えられる。

このような事情から、水の流れに関する何んらかの資料が得られればよいということで、床固群のうちで洗掘が大きく、かつ特徴的な第2床固および第4床固を切り離して取り出し、模型実験が計画された。

模型は、水平軸渦の問題が含まれているときにはたて横の縮尺をひずめることは適当でない。模型実験は、三方向の縮率は一定にした。ひずませていない固定床の模型によって、出水時の流況、河口付近の流速、およびせん断力等を検討し、移動床模型によって洗掘、形状や最大洗掘深、および洗掘特性におよぼす構造物の影響などを調べるのが普通の方法である。しかし、移動床の実験については、その河床変動の時間縮率がフルードの相似律によるものよりも極端に大きくなり、床固下流などのように掃流力のはげしい場合には、混乱が起ることが予想されるので、赤川新川の床固の場合には移動床模型実験はとりやめることになった。三次元移動床実験を行わないこの他の理由としては、縮尺された河床材料は非常に細くなり、流れが激しいので流砂形式（浮遊および掃流）についての相似が得られるかどうか分からない点が多いこと、現地の河床（岩の様子など）がよくわからないこと、移動床実験用の模型を造りかえる必要のあること、および移動床実験の数の多くすることは大変な経費がかかることがあげられる。赤川新川床固群の

検討は、固定床模型実験によって大方の見通しをつけ、移動床模型実験の代りには、基礎的な現象をみておく必要があるので、二次元移動床実験によって補足することが計画された。

床固下流の洗掘の問題は、局所的な流れを詳細に観測する必要があるから、模型の縮率をあまり大きくすることは適当でない。これは実験場の敷地、給水設備および経費などの関係で定められる。表7-1は模型縮尺を決めるための資料で、いろいろの縮尺に対する模型流量、水深、面積および模型製作費などを比較したものである。この結果、模型縮尺としては1/25が選定された。

表7-1 模型縮尺選考資料

a 流量と模型縮率 模型流量 ℓ/s

実流量 \ 模型縮率	1/50	1/40	1/35	1/30	1/25	1/20	備考
2000 m^3/s	113.0	197.8	276.0	405.8	640.0	1,118.1	
1500	84.7	148.3	207.0	304.3	480.0	838.6	
1000	56.5	98.9	138.0	202.9	320.0	559.0	
500	28.2	49.4	69.0	101.4	160.0	279.5	

b 水深と模型縮率 模型水深 cm

実水深	15 m	3.0	3.75	4.3	5.0	6.0	7.5	
	10	2.0	2.5	2.9	3.3	4.0	5.0	
	5	1.0	1.25	1.4	1.7	2.0	2.5	

第4床固模型水深 m (射流)

実流量 2000 m^3/s	6.52	8.15	9.31	10.87	13.04	16.30	
1500	5.32	6.65	7.60	8.87	10.64	13.30	
1000	3.98	4.98	5.69	6.63	7.96	9.95	
500	2.32	2.90	3.31	3.87	4.64	5.80	

c 模型製作 第2床固の場合 $800 \times 130 m$ (河口までは $1200 m$) @ 2000 円

模型縮率	模型長 $\times$ 巾 m	模型面積 m^2	模型製作費概算
1/30	26.7×4.33	115.6	25万円
1/25	32.0×5.2	166.4	35
1/20	40.0×6.5	260.0	55

模型の河床材料は、現地河床材料が $d_m = 0.4 \sim 0.8 mm$ であるから、模型縮尺1/25程度とすれば、比重の小さい材料を選べば相似条件は満足されるものと考えられ、スタイロン（比重 $\rho_s = 1.05$, $d_m \approx 0.7$ ）が用いられることになったが、ほかに砂による実験を行われた。

(2) 実験内容

模型実験は床固群のうちから代表的な第2床固および第4床固をとりだして、これについて固定床の実験が行われた。また、床固下流の水の流れと砂の動きを観察するため二次元移動床実験が行われた。

実験内容としては、固定床模型実験の場合、流量および下流端水位をいろいろ変えた各実験において、水位、流速分布、河床セリ断力分布、渦および流線等流況の測定および投入した砂の動きの観察が行われ、現状模型および副堰堤を設けた場合とで比較が行われた。副堰堤については位置および高さをいろいろ変えて比較検討が行われた。二次元移動床実験では、同様に流量および水位をいろいろ変えた各実験において水位、流速分布、流線、砂の動きおよび河床変化の様子を観測し、副堰堤のある場合とない場合などの比較が行われた。

実験ケースは固定床模型実験では表7-2、二次元移動床実験では表7-3および表7-4のようである。実験に用いられた流量は、計算の場合と同様に、主として500、1000、1500および2000 m^3/s （計画流量）の4種であり、第2床固の下流端の水位としてはT.P.-0.2、0.4、および1.2 mの3種を、第4床固下流端の水位としてはそれぞれの流量に対する計算値が用いられた。

下流端水位の位置は、三次元模型実験では、第4床固の場合は不等流計算による計算値（ $n = 0.04$ ）を、また第2床固の場合は、河口より110 m地点（約川幅相当分だけ上流—図7-1参照）において潮位が修正なしにそのままの値で与えられた。これは河口部の横断形状の影響をいちじるしく受け、通常の場合水位はこれより上昇するはずである。したがって、床固の洗掘にとっては厳しい条件が与えられていることになる。二次元の移動床実験では、縮尺の関係はほぼ現地の水理量程度となっているが、これは厳密には模型実験として行われたものではなく、およそその水の流れと砂の動き、およびそれに伴う河床変化の様子を知るために行われたものである。水理量としては現地量に換算して与えられているが、概略の比較を行うために配慮されただけである。下流端水位としては、床固下流端より6 m下流（縮尺1/25では150 m、縮尺1/35では210 m）地点において与えられている。

なお、二次元移動床実験用片面ガラス張り水路は赤羽支所構内に、三次元模型実験用水路（第2床固、および第4床固）は篠崎試験所構内に設けられている。模型の縮尺は縦横ともに1/25で模型としてはかなり大きい。これは、局所的な水の流れをみるために計画されたものである。第2床固の模型は河口上流49 mから740 mまで、約691 m、第4床固の模型は1185 mから1930 mまで、約745 mの区間がとり入れられ、それぞれ単独に切離されて製作された。河幅は全川を通じて約100 mであり、左右岸の堤防部分は軽量ブロックで鉛直に作られている。模型の河床はモルタル仕上げとし、粗度調整のため、小砂利をモルタルにまぶして付着させている。第2床固および第4床固の模型はそれぞれ写真7-1および写真7-2に示すとおりである。

模型の相似律はフルード則に従うものとし、この報告において取扱われる数値は、すべて表 7-5 により現地量に換算されたものである。

表 7-2 a 第 2 床固実験ケース

Q	H ₀	潜堰位置	潜堰天端高	摘 要
m ³ /sec	T.P.+m	m	T.P.+m	
500	-0.200			現 状
500	1.200			"
1000	-0.200			"
1000	1.200			"
1500	-0.200			"
1500	1.200			"
2000	-0.200			"
2000	1.200			"
1000	0.400	285	-2.000	
1000	0.400	"	-3.000	
1000	-0.200	"	-3.000	
1000	1.200	"	-3.000	
1500	0.400	"	-2.000	
1500	-0.200	"	-3.000	
1500	0.400	"	-3.000	
1500	1.200	"	-3.000	
1500	-0.200	"	-2.500	
2000	0.400	"	-2.000	
2000	-0.200	"	-3.000	
2000	0.400	"	-3.000	
2000	1.200	"	-3.000	
2000	-0.200	"	-2.500	
1000	0.400	395	-2.000	
1000	0.400	"	-3.000	
1000	0.400	"	-4.000	
1500	0.400	"	-3.000	
2000	0.400	"	-3.000	

b 第4床固実験ケース

Q	H ₀	潜堰位置	潜堰天端高	摘 要
m ³ /sec	T.P + m	m	T.P + m	
500	1.805			現 状
1000	3.003			"
1000	2.003			"
1000	2.503			"
1500	3.958			"
1500	2.958			"
1500	3.458			"
1000	3.003	1605	0.500	
1000	3.003	"	-0.500	
1500	3.958	"	0.500	
1500	3.958	"	-0.500	
1500	3.958	"	-1.500	
1500	3.958	"	-0.500	
2000	4.777	"	0.500	
2000	4.777	"	-0.500	
2000	4.777	"	-1.500	
2000	4.777	"	-0.500	
1000	3.003	1645	0.500	
1000	3.003	"	-0.500	
1000	3.003	"	-1.500	
1500	3.958	"	-0.500	

表7-3 二次元移動床実験ケース(現状,副堰堤なし)

a 実験河床材料が砂の場合(縮尺1/25)静的平衡 12ケース

床 固	現地流量 m ³ /s	500	1000	1500	2000
	模型流量 l/s				
	下流水位 T.P.m	8	16	24	32
第2床固に相当	0.2	○	○	○	○
	1.2	○	○	○	○
第4床固に相当	2.05	○			
	3.30		○		
	4.40			○	
	5.30				○

b 実験河床材料にスタイロン使用の場合(縮尺1/35)動的平衡 12ケース

床 固	下流水位 T.P. m	現地流量 m ³ /s	300	500	750	1000
		模型流量 l/s				
		補給砂量	2.8	4.83	7.2	9.65
第2床固に相当	0.4	q _B	○	○	○	○
	0.4	2 q _B	○	○	○	○
	0.4	1/2 q _B	○	○	○	○

表 7-4 二次元移動床実験ケース (副堰堤のある場合) 30 ケース

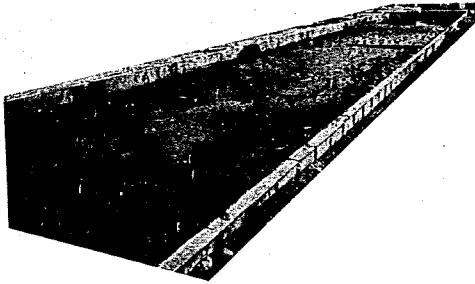
縮尺 1/25, 砂使用

	模型流量 (ℓ/s)	現地流量 (m^3/s)	下流端水位 H (m)	副 堰 堤		最終通水時間 (hr)
				河口距離 L (m)	高さ Z (m)	
現 状	4	250	1.2	426	-2.0	3.0
	4	250	-0.2	426	-2.0	4.0
	8	500	-2.7	—	—	4.0
	8	500	1.2	426	-2.0	5.0
	8	500	-0.2	426	-2.0	5.0
	8	500	1.2	446	1.2	5.0
	8	500	-0.2	446	-0.2	5.0
	16	1000	-0.2	426	-0.2	20.0
	16	1000	-0.2	426	-0.3	23.0
	16	1000	-0.2	406	-0.2	18.0
	16	1000	-0.2	406	-0.3	18.0
	16	1000	-0.2	416	-0.2	18.0
	16	1000	-0.2	416	-0.3	21.5
	16	1000	-0.2	436	-0.2	18.0
	16	1000	-0.2	436	-0.3	18.0
	16	1000	-0.2	446	-0.2	19.0
現 状	16	1000	-0.2	446	-0.3	19.0
	16	1000	-3.3	—	—	43.0
	16	1000	1.2	426	-1.0	19.0
	16	1000	1.2	426	-2.0	7.0
	16	1000	1.2	426	-3.0	5.0
	16	1000	1.2	446	-1.0	5.0
	16	1000	1.2	446	-2.0	6.5
	16	1000	1.2	446	-3.0	6.5
	16	1000	1.2	—	—	5.0
	16	1000	-0.2	—	—	6.0
現 現 状	24	1500	1.2	426	-2.0	5.0
	24	1500	-0.2	426	-2.0	5.0
	24	1500	1.2	446	1.2	5.0
	24	1500	-0.2	446	-0.2	5.0

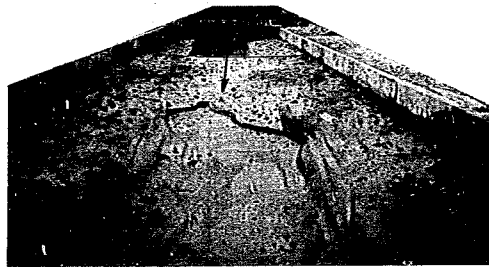
表 7-5 模型諸量の実物に対する縮率

諸 元	次 元	縮 率			備 考
		n	1/25	1/25	
長さ, 水深	L	n	1:0.040	1/25	
時 間	T	$n^{1/2}$	1:0.2	1/5	
流 速	$L T^{-1}$	$n^{1/2}$	1:0.2	1/5	
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{5/2}$	1:0.00032	1/3125	
セ ン 断 強 度	$ML^{-1} T^{-2}$	n	1:0.040	1/25	
越 流 係 数	1	1	1:1	1/1	

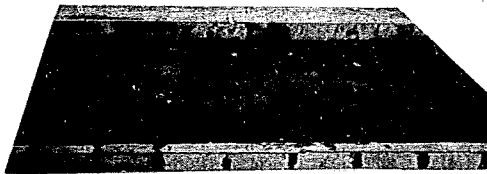
写真 7-1 第 2 床固 固定床模型



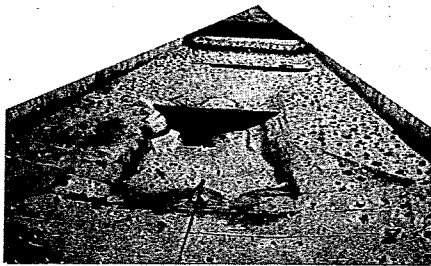
a 上流右岸より
副堰堤位置 285 m, 天端高 T.P. - 3 m



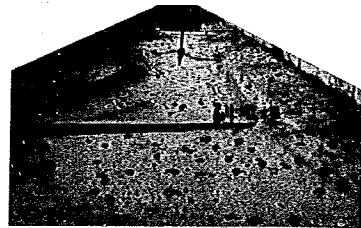
b 床固下流の深掘れ部



c 床固下流の深掘れ部

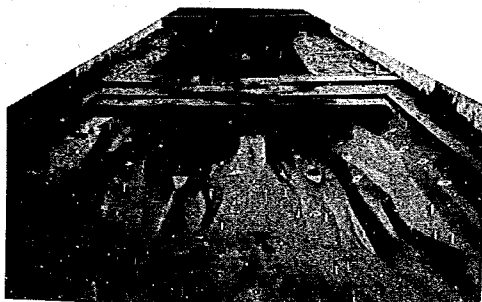


d 副堰堤の比較
手前 位置 395 m, 天端高 T.P. - 3 m
前方 位置 285 m 天端高 T.P. - 2.5 m

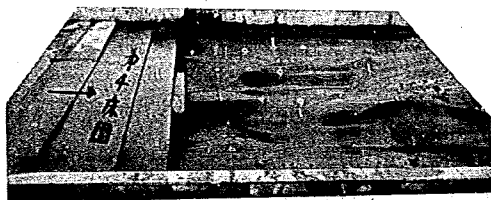


e 副堰堤位置 285 m
天端高 T.P. - 3 m

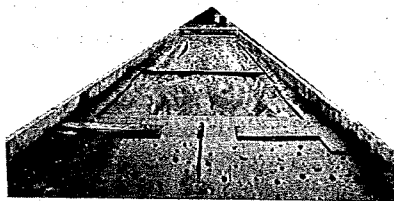
写真 7-2 第 4 床固 固定床模型



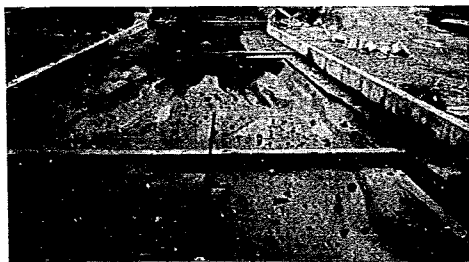
a 床固下流の深掘れ部



b 床固下流の深掘れ部



c 副堰堤 位置 1605 m
高さ T.P. 0.5 m



d 副堰堤 位置 1605 m
天端高 0.5 m

(3) 固定床模型実験 — 現状流れの把握

土木研究所篠崎試験所構内に設けられた縮尺 $1/25$ の固定床模型（第2床固および第4床固）により、流量や下流条件がいろいろ変ったときの、昭和36年実測の洗掘形状における水の流れ方が検討された。

第2床固および第4床固の測点は、それぞれ図7-1および図7-2に示すようである。

a 粗度調整

各種測定の本実験前に現地粗度の $n = 0.04$ に模型粗度を一致させるため、最初に模型の表面仕上のモルタル面のままで両模型を各々4区間に分け、その各断面につき3～5点の水位測定を $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ につき行つて、この算術平均水位により各区间についての粗度 n の計算値は全区間共かなり下廻つて $n = 0.02$ 程であつた。これを $n = 0.04$ に合せる為の粗度調整には径4cm程の砂利にセメントペーストをまぶし、これを河床に撒布して良く養生して附着させ、十分とまではいかないが、ほぼ満足すべき結果が得られた。

b 流況

流れの三次元性を概観するうえで流況観察は有効である。観測方法は、水面付近については上流より投下された色素溶解液を追跡し、跳水現象、迂廻流、垂直軸渦（平面渦）および盛りあがり地点等の測定が行われた。また、河床付近では、ポイント・ゲージの先端に糸をつけ、糸の方向により流れの方向を測定するように計画された。ところが、この糸の方向の測定は、実験用水の濁りがひどく、覗き水中眼鏡により行われたために、水平方向の測定は精度よく行われたが、鉛直方向はおおよそその目測程度のもとなってしまうため数値に表わすことはとりやめとなった。

第2床固についての流況図は図7-3～図7-14のようである。流量が $500 \text{ m}^3/\text{s}$ および $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合については鉛直方向の流向も測定されている。流跡線スケッチの平面図は、流量4ケース（ 500 、 1000 、 1500 および $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ —計画流量）のそれぞれについて下流端水位を2ケース（T.P.-0.2およびT.P.1.2m）を与えたもので、それぞれのケース毎に合計8図に分割されて示されている。これらの図で第2床固の位置は断面番号4（河口から560mの位置）にある。流向は上層、中層および下層の3つに分けて記入されているが、これらは表面と河床およびその地点の水深の中央の意味である。そしてこれは流速と流向を同時に表わすベクトルではなく、流向のみを示すものである。また、同図には、ほとんど迂廻流もなく流れのあまりない死水域ともくされる部分や陸地部も記入されている。流跡線スケッチの縦断面図では左岸寄り、中央、および右岸よりの部分でそれぞれ左岸からの距離が25m、50mおよび75mの3測線について一つの図にまとめられている。

第2床固下流の流況図において特徴的なことは、水位や流量の影響もあるが、洗掘形状との関連において、渦の発生や流れの集中などその流れ方が非常に複雑であるということであろう。

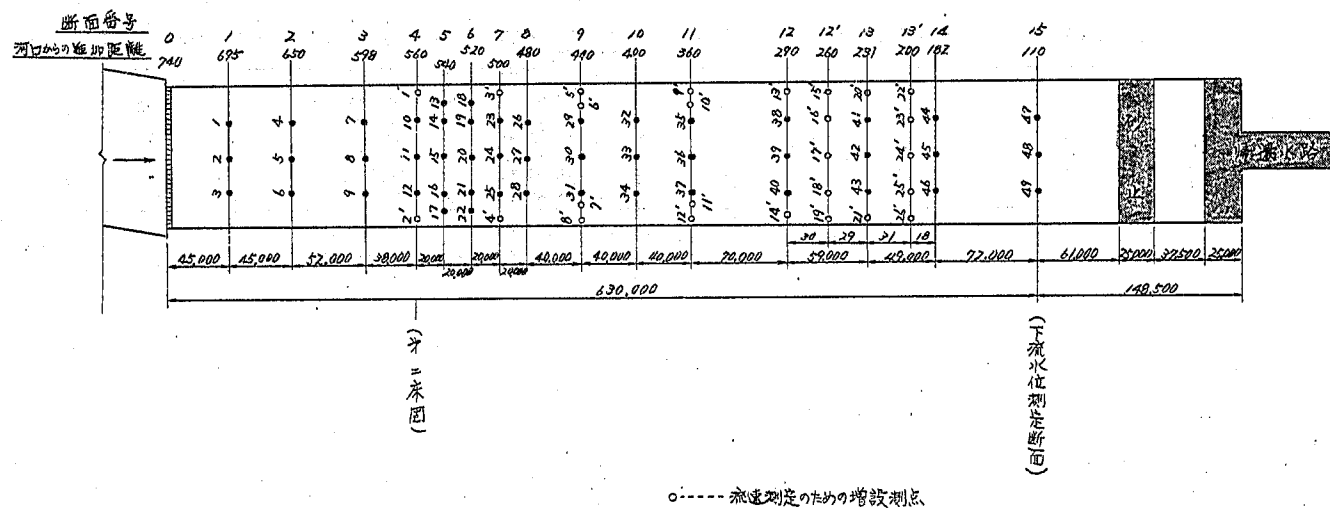


図 7 - 1 測定点位置図 (第 2 床固)

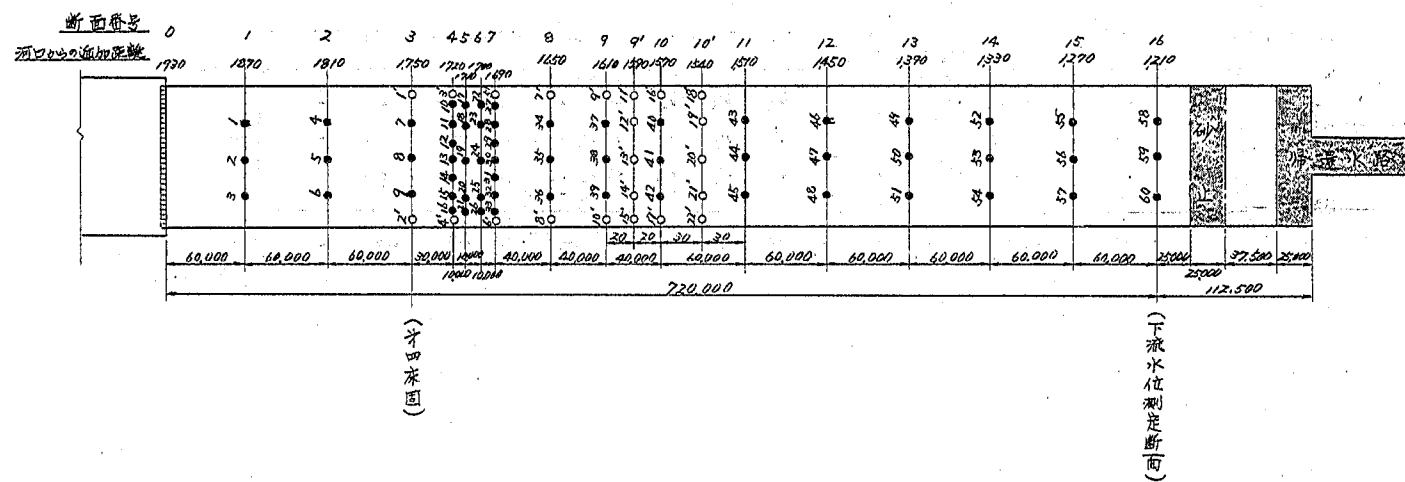


図 7 - 2 測定点位置図 (第 4 床固)

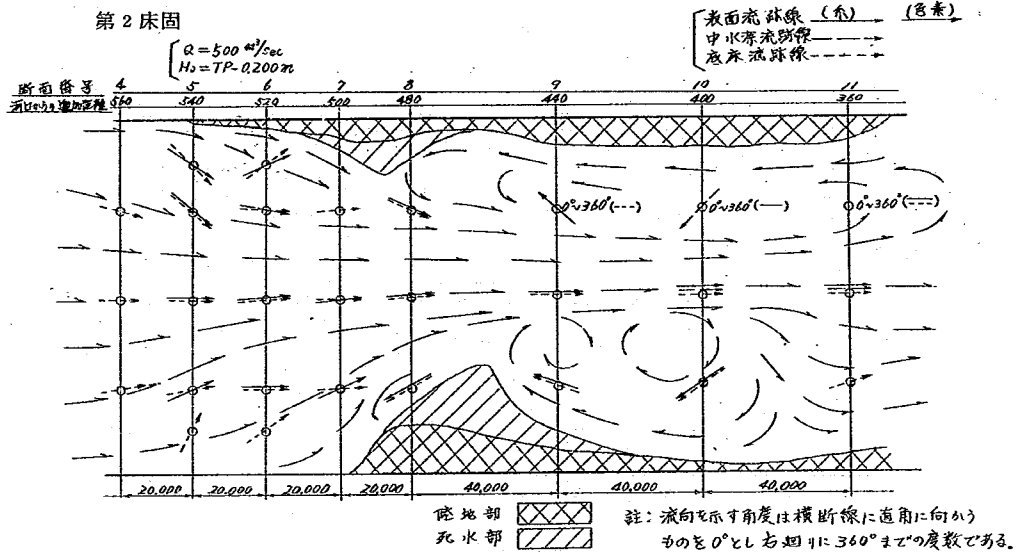


図 7 - 3 流跡線スケッチ平面図

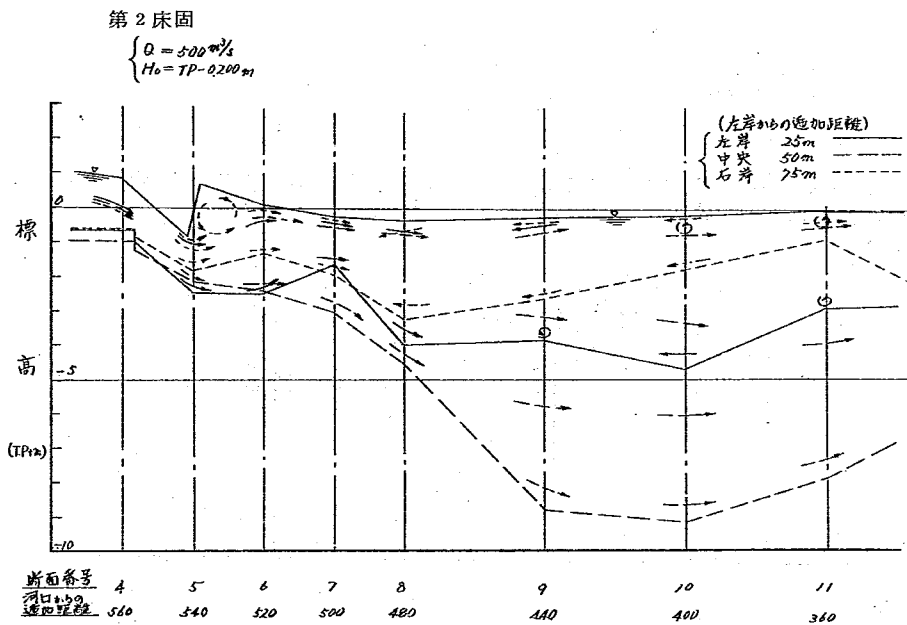


図 7 - 4 流跡線スケッチ縦断面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = TP + 1.200 \text{ m} \end{cases}$$

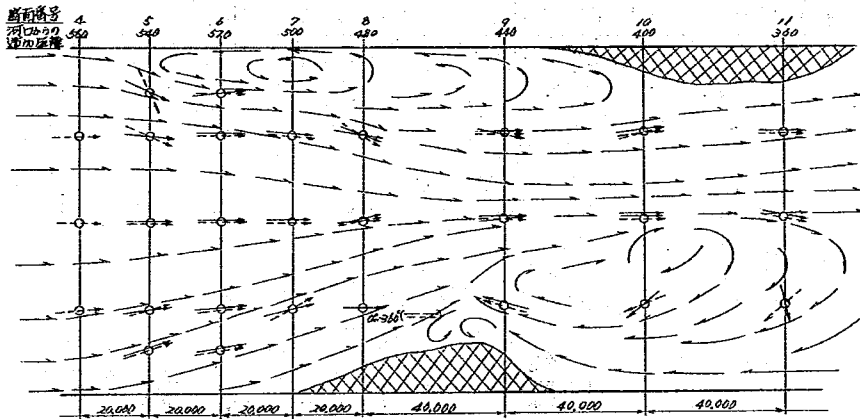


図 7 - 5 流跡線スケッチ平面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = TP + 1.200 \text{ m} \end{cases}$$

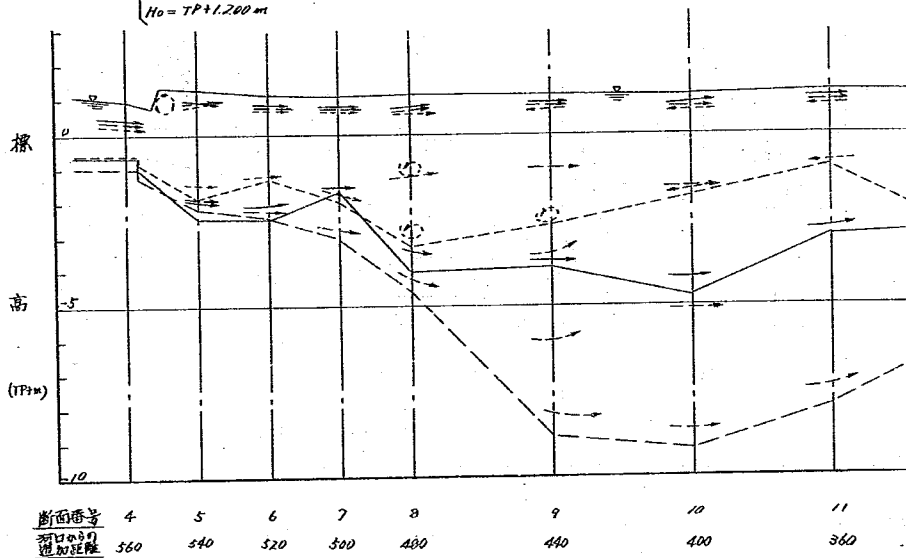


図 7 - 6 流跡線スケッチ縦断面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = TP - 0.200 \text{ m} \end{cases}$$

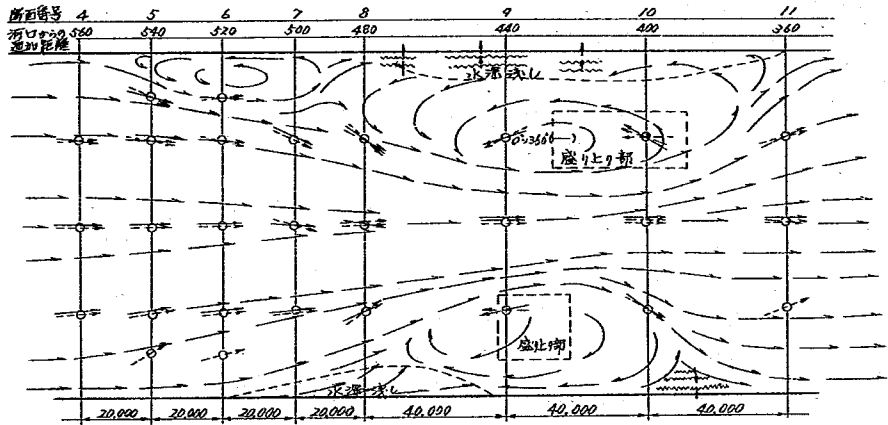


図 7 - 7 流跡線スケッチ平面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = TP - 0.200 \text{ m} \end{cases}$$

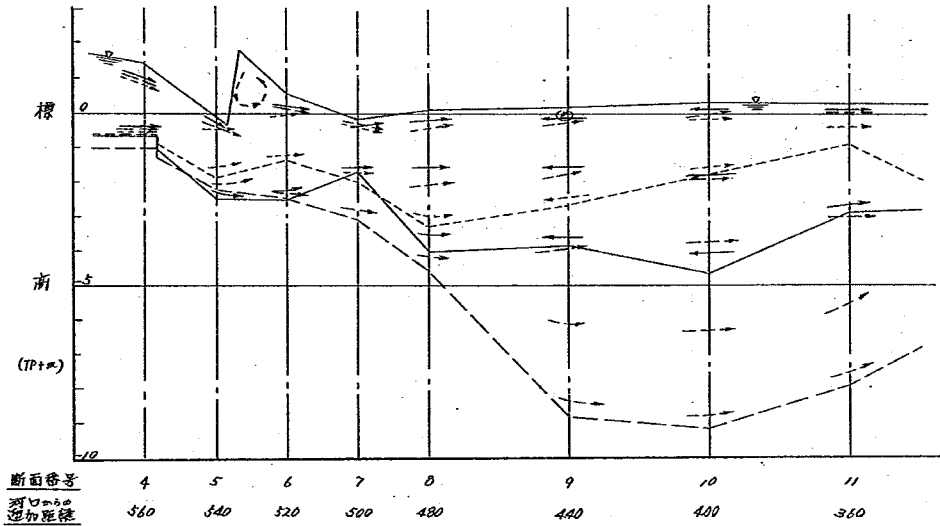


図 7 - 8 流跡線スケッチ縦断面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = TP + 1,200 \text{ m} \end{cases}$$

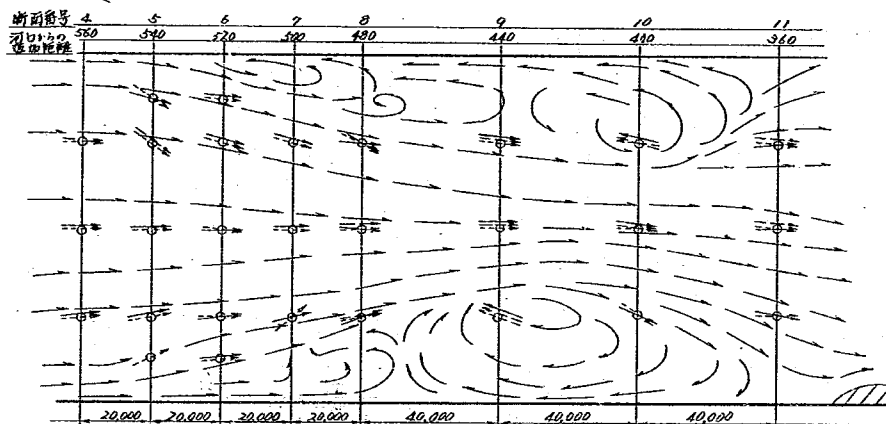


図 7 - 9 流跡線スケッチ平面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = TP + 1,200 \text{ m} \end{cases}$$

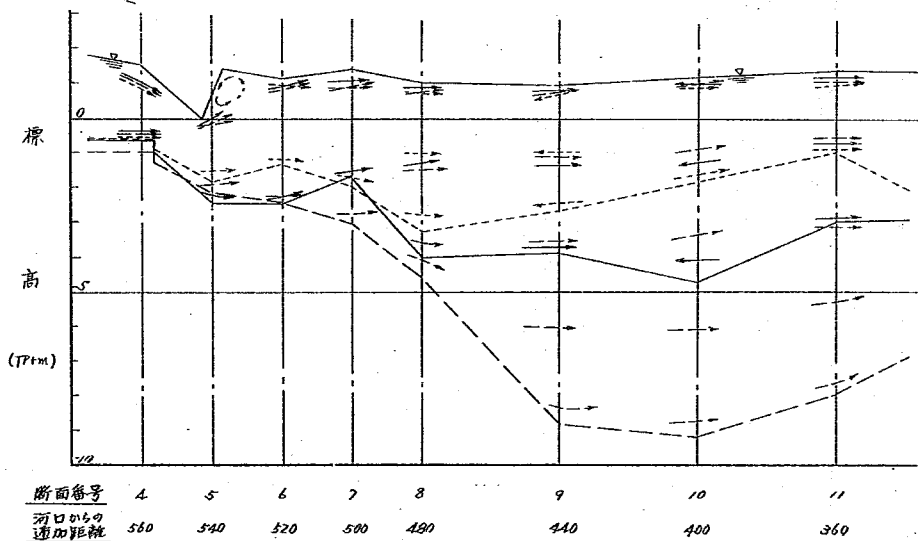
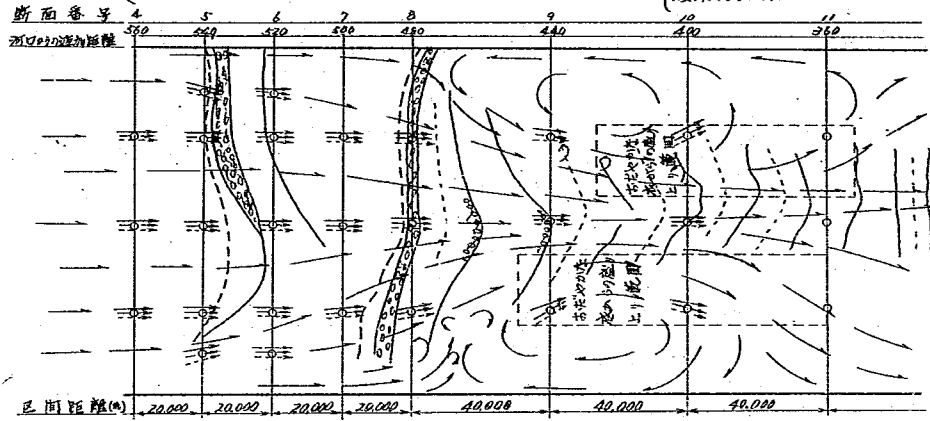


図 7 - 10 流跡線スケッチ縦断面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP - 0.200 \end{cases}$$

(赤) (青)
表面流跡線
中水流跡線
底水流跡線



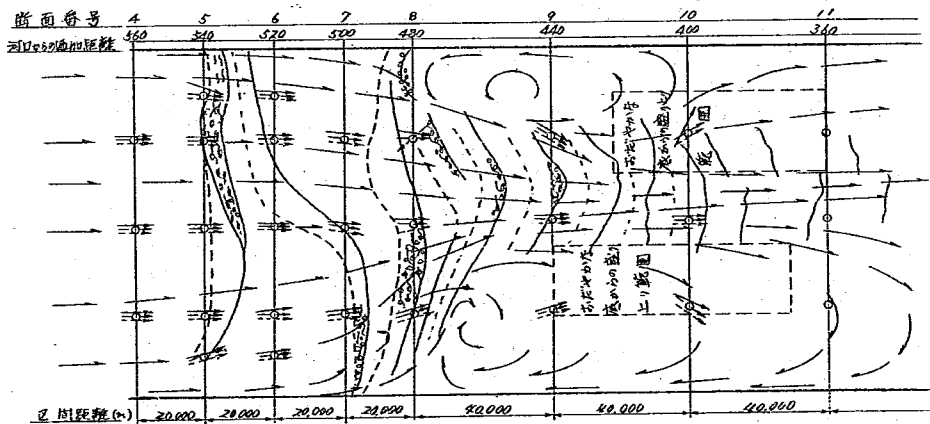
注: 流向を示す角度は横断線に直角に下流に向かうものを0°とし右廻りに360°までの度数である。

図 7 - 11 流跡線スケッチ平面図

第2床固

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 1.200 \text{ m} \end{cases}$$

(赤) (青)
表面流跡線
中水流跡線
底水流跡線



注: 流向を示す角度は横断線に直角に下流に向かうものを0°とし右廻りに360°までの度数である。

図 7 - 12 流跡線スケッチ縦断面図

第2床固

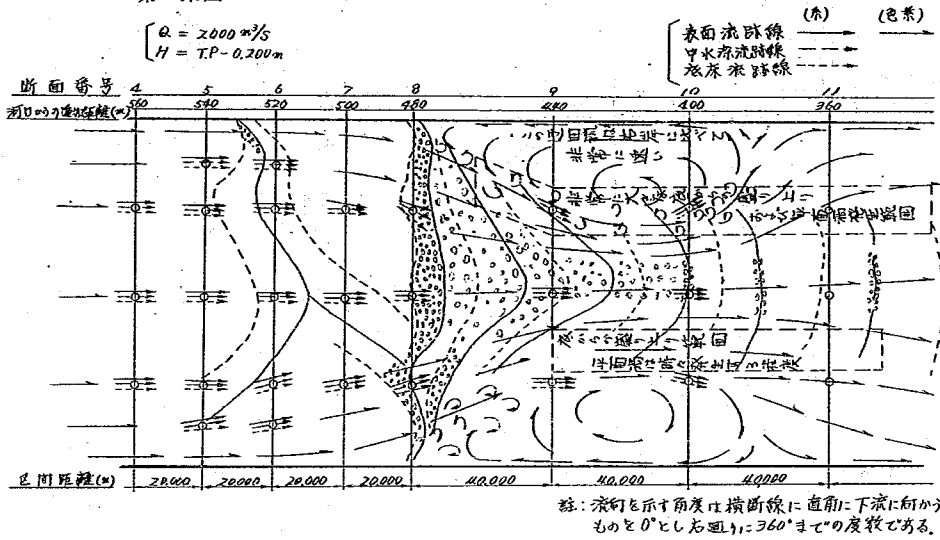


図 7 - 1 3 流跡線スケッチ平面図

第2床固

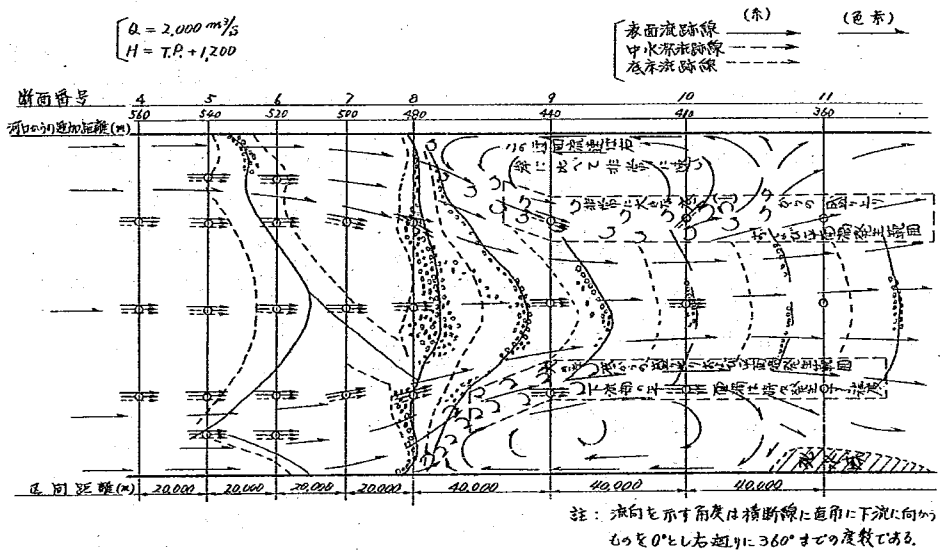


図 7 - 1 4 流跡線スケッチ縦断面図

このことは、横断方向の運動量の輸送がかなりあって水面形が水平ではなく、その影響が流下方向にもおよんで複雑な波が発生していること、また複雑な流速分布の様子などを示さず。水の流れは、水路中央の深掘部では各層の流向はほとんど一致しているが、床固直下流で水が中央の深掘れ部に集中し始めるあたりの横断面の左・右岸付近では鉛直面内の流向が必ずしも一致しなく、これは時間的な変動もみられる。また、断面番号9, 10あたりの最深部の両岸付近では、流れが剥離して激しい垂直軸渦（平面渦）が発生し、このあたりの有効通水幅を著しく減少させている。このことは、流跡線スケッチの縦断面図によると、洗掘形状との関連が一層明瞭になる。すなわち、中央測線では逆流はみられないが、両岸測線の比較的浅いところでは逆流が現われており、その向きは水深方向ではほぼ一致しているように思われる。最深部両岸付近に発生する平面渦のあたりでは水面は盛り上がり、中央の流速の大きい部分は水位が下っている。

有効流水幅、渦の発生する位置あるいは床固直下流部の跳水の様子などは、流量や下流水位の影響を受ける。流量 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ では、潮位の低い場合は有効流水幅は非常に小さくなる。このときは、床固直下流の左岸の $540 \sim 350 \text{ m}$ の区間および右岸の $500 \sim 300 \text{ m}$ の区間で岸沿に陸地部が現われ、また左岸の $510 \sim 460 \text{ m}$ 、および右岸の $490 \sim 420 \text{ m}$ 付近では一部死水域となるが、その下流部一体に迂回流が発生する。この範囲は左岸では $480 \sim 300 \text{ m}$ でその幅は約 25 m 、右岸では $460 \sim 420 \text{ m}$ でその幅は 40 m ほどもあり、そのために $440 \sim 360 \text{ m}$ の区間では有効流水幅が 20 m にもなるわけである。流量は同じ $500 \text{ m}^3/\text{s}$ でも、潮位が高くなると（T.P. 1.2 m ），平面渦の位置が大きく変化する。すなわち、右岸の渦はますます大きくなり、左岸の渦の位置が上流に $60 \sim 80 \text{ m}$ 移動し、その渦の下流側に陸地部が現われるようになる。これはかなり左右比対称である。陸地部の位置は左岸では $430 \sim 340 \text{ m}$ であるが、右岸では $500 \sim 425 \text{ m}$ の区間になり、渦は左岸では位置が $540 \sim 400 \text{ m}$ の区間に移動し、右岸では上流端は変らないがその下流端が 320 m の位置まで延長拡大している。有効流水幅はたいして変化がみられない。この二つの実験を通じて、渦は流向や流水幅にほぼ影響が大きい、それがあまり安定していないことが判明した。

流量が $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の実験では陸地部および水がほとんど静止する死水域は見られなくなる。 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $H_0 = -0.2 \text{ m}$ の場合は、迂回流は左岸側で $550 \sim 490 \text{ m}$ 、および $490 \sim 350 \text{ m}$ の2つの迂回区域がみられ、その幅はそれぞれ 20 m および 30 m ほどである。右岸の渦は区間 $470 \sim 390 \text{ m}$ で、その幅は 30 m ほどである。有効流水幅は 30 m あまりとなっている。この渦は下流水位が高くなると、区間は変らないまま、幅が縮小される傾向にあり、有効流水幅も 40 m 余に拡大されて、流れはスムーズになる。そして、潮位の低い場合にみられた底からの湧きあがる流れ（図7-7参照）はみられなくなった。

流量が $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上でも渦はやはりほぼ同じ位置に発生する。しかし、流量や潮位の

影響で位置や大きさは多少変化し、それにつれて有効流水幅も変化する。その様子は図7-11～図7-14のようである。平面渦の発生範囲はおおよそ480～360m程度であるが、左右の渦は同じ大きさと強さをもったものではなく、例えば流量が2000 m³/s のときは潮位のいかに限らず、左岸の渦の流速が大きくなっている。有効流水幅は流量の増大につれて広がる傾向がみられるが、左・右岸の渦はおしつぶされてしまうことはなく、縮小しながらも流速の大きい激しい渦に変化してゆく。

流量が大きくなるにつれ、また水位が低くなるにしたがって、顕著に現われる現象に、跳水あるいは表面渦と波の発生がある。流量が1000 m³/s 以下の4ケースの実験では、 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = -0.2 \text{ m}$ の場合が顕著である。このときは40m離れた2個所で疑似跳水が発生し、その下流では流下するにしたがって中央に集中する波状跳水となっている。流量が1500 m³/s 以上の実験では、水面に発生する疑似跳水は一層の激しさを増す。床固を越えた流れは、540m付近より岸寄りの部分が幾分中央に向う傾向を示すが、この付近より不規則な跳水現象が起って、流れも非常に乱れる。480m付近では第2の疑似跳水が起り、その後は中央部に集中し、波状跳水となって流下しながら減衰する。300mより下流では再び水路全体にひろがって、スムーズな流れとなる。この傾向は1500 m³/s 以上の流量および潮位の影響はほとんどなく、共通しているように思われる。

写真7-3～写真7-6は表面からみた流況を示す。流量が500 m³/s 程度のときは水面の乱れも少く、静かな流れ方をしているが、流量が多くなると流れが激しくなる。下流水位の影響は、流量が小さいときはかなり顕著であるが、流量が大きくなるとわずかになる。流量が2000 m³/s になると水面の流況は $H_0 = 1.2 \text{ m}$ と $H_0 = -0.2$ の場合でほとんど変わらず、識別することが困難なほどである。全てのケースを通じて、床固下流で流れが中央に集まり、兩岸側に渦が発生していること、および跳水は発生する位置が横断方向に一直線にはなっていない、かなり複雑な様相を呈していることなどが明らかにされている。

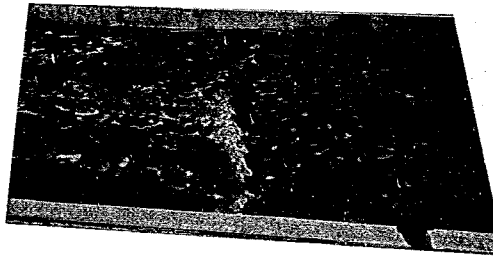
第4床固についての流況図は、図7-15～図7-22のようである。第4床固下流洗掘の特徴はエブロン直下流で急激な深掘れ部があり、それが第2床固のように下流までつづいていなく、すぐにもとの河床高に戻っていることである。また、洗掘形状は水路中央部に少し浅い部分があつて、その両側にそれぞれ深掘れ部があることである。したがって、第2床固の場合のように、床固下流の兩岸付近に渦ができて、流れが極端に中央へ集中するということではなく、水面の流れのみをみている限りではややスムーズな感じを受ける。しかし、測定結果から判断されるところは決して単純な流れではなく、深掘れ部の底付近には逆流があり、また流線が不安定ということで、流れはかなり複雑である。

流量500 m³/s のときは、洗掘形状の影響を著しく受け、複雑な渦の発生がみられる。図7-15に示されているように、床固直下流の深掘れ部左岸には、水面では平面渦が発生して

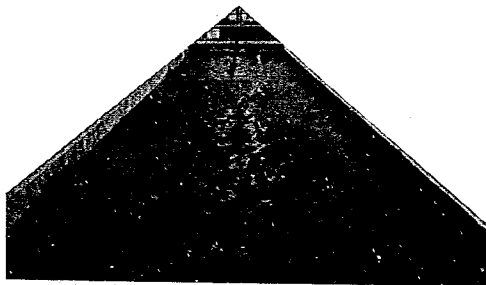
写真 7-3 流況 第2床固 現状 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$



a $H_0 = 1.2$ 跳水なし

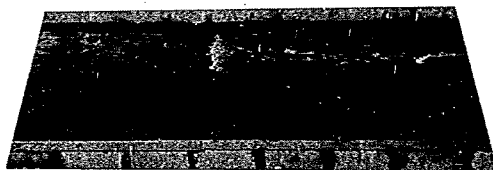


b $H_0 = -0.2$ 跳水あり

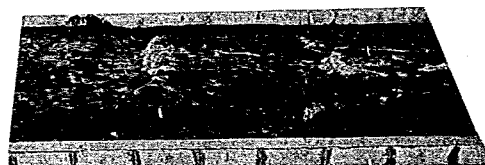


c $H_0 = -0.2$ 有効流水幅

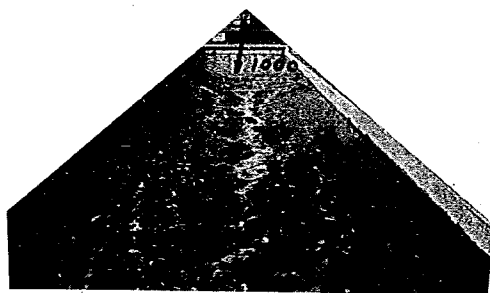
写真 7-4 流況 第2床固 現状 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$



a $H_0 = 1.2$ 一部跳水

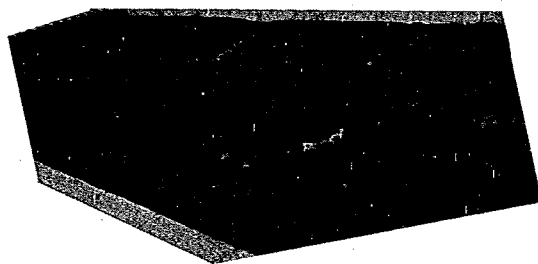


b $H_0 = -0.2$ 2段に跳水

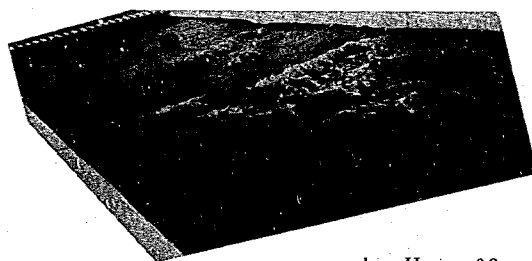


c $H_0 = -0.2$ 有効流水幅 $1/3$ 以下

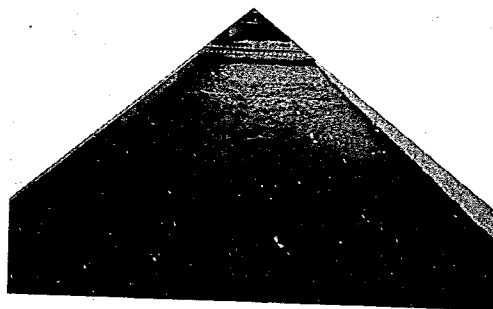
写真 7-5 流況 第2床固 現状 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$



a $H_0 = 1.2 \text{ m}$

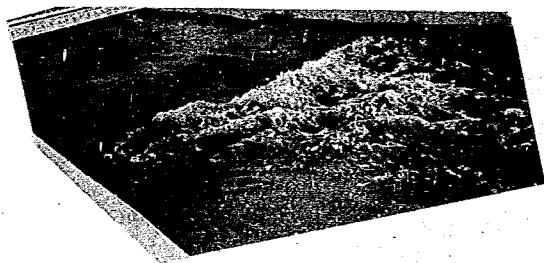


b $H_0 = -0.2$

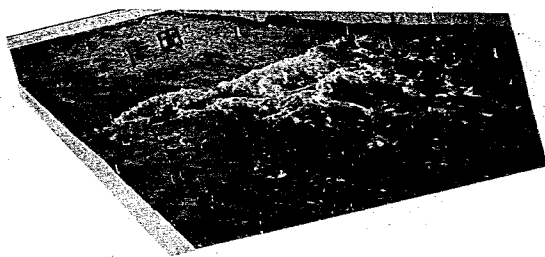


c $H_0 = -0.2$

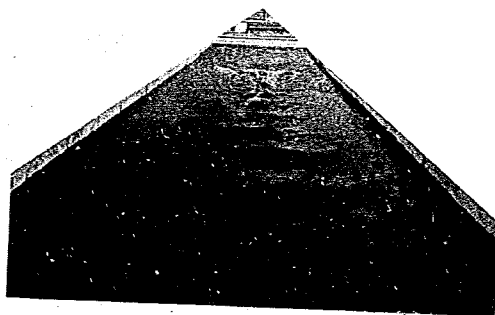
写真 7-6 流況 第2床固 現状 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$



a $H_0 = 1.2 \text{ m}$



b $H_0 = -0.2$



c $H_0 = -0.2$

いるが、これは水深方向には多少変化している。図7-16によれば、左岸側25mの縦断面における流向線からこの面内で少くとも3つの水平軸渦が存在しているのではないかとと思われる。

流量が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ になっても、左岸の表面の平面渦が消失するだけで、流れ方はあまりよくなっていない。図7-17にみられるように、表面の流線はほぼ下流方向を向いているが、深掘部の終端付近において、その水面付近に水面のもりあがりがあり、同期的に弱い平面渦が発生する。そのためその下流の流向が一定しない。中・下層では深掘れ部以外ではよいが、深掘れ部ではその流れは非常に複雑であり、かつ時間的な変動もみられる。図中には流線変化の範囲が数値で示されている。流量が $1500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、表面の平面渦の発生範囲が少し上流側へ広がり、依然として複雑な流況を呈しているが、流量が $2000\text{ m}^3/\text{s}$ になると、表面付近の平面渦の発生範囲もやや下流へ移動し、深掘れ部においても底層部の渦の部分を除いて、流れはかなりスムーズな流れと変っているようである。しかし、流れの激しさは流量が増大するほどひどくなっており、洗掘作用は流量が $2000\text{ m}^3/\text{s}$ のときが最大であろうと思われる。

全ての実験を通じて、断面No.4～7付近の深掘れ部では逆流が生じているが、 $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ のときの底流速は $1\text{ m}/\text{s}$ 前後にも達している。逆流部の範囲はNo.4では底より3～4.5mである。深掘れ部のおわるNo.8では、いずれの場合も逆流はみられず、すべて順流となっている。

図7-23～図7-30は、第2床固が一部または全部崩壊した場合を想定し、流量が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ および $1500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合について下流水位をそれぞれ1mおよび0.5m低い場合の流況図である。渦のでき方などはかなり変化し、洗掘作用も急増するものと考えられる。

写真7-7および写真7-8は水面の流況を各ケースについて比較したものである。流量の増大および下流水位の低下にともない流れの激しさが加わっている。

第4床固

$$\begin{cases} Q = 500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 1.805 \text{ m} \end{cases}$$

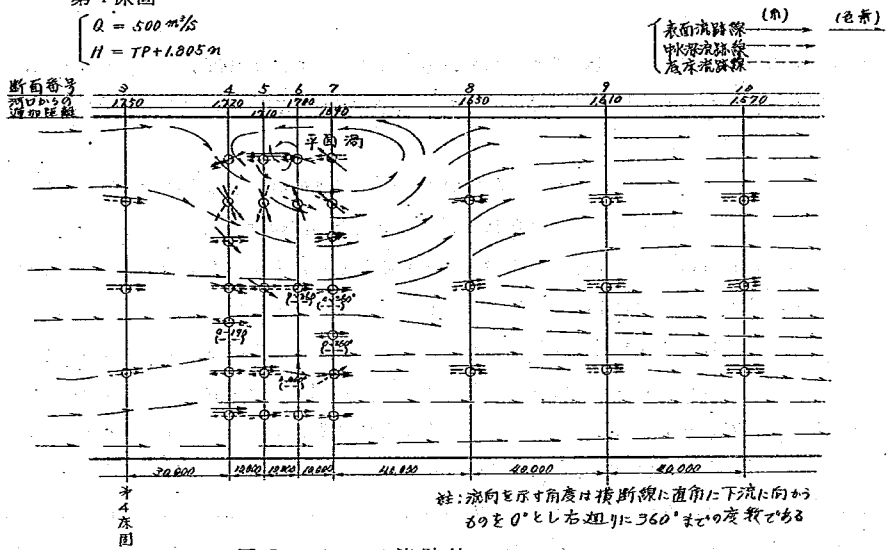


図 7 - 15 流跡線スケッチ平面図

第4床固

$$\begin{cases} Q = 500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 1.805 \text{ m} \end{cases}$$

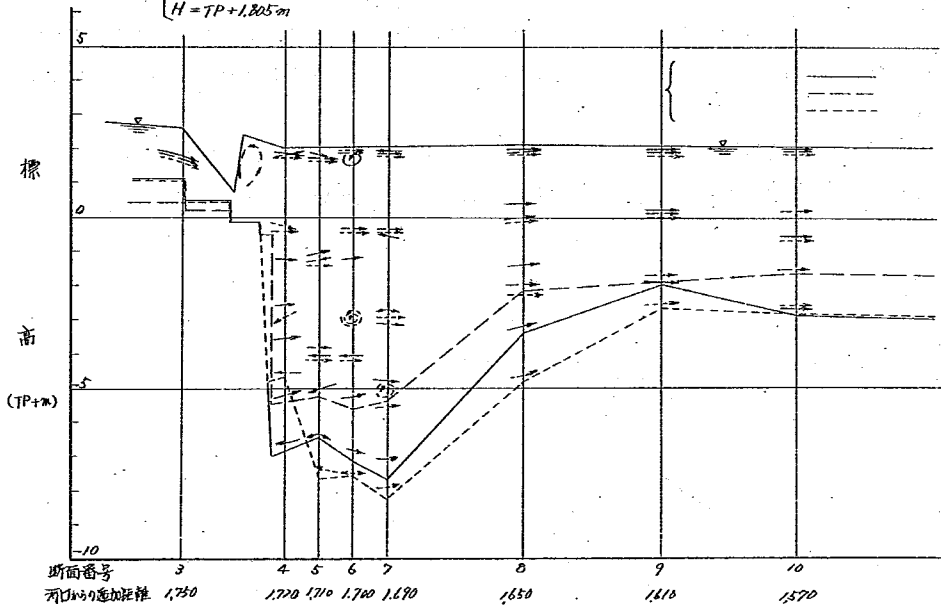


図 7 - 16 流跡線スケッチ縦断面図

第4床固

$$\begin{cases} Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.003 \end{cases}$$

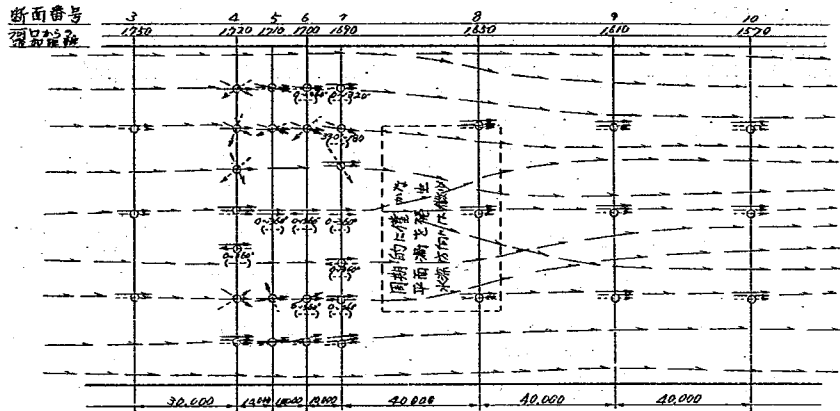


図 7 - 17 流跡線スケッチ平面図

第4床固

$$\begin{cases} Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.003 \text{ m} \end{cases}$$

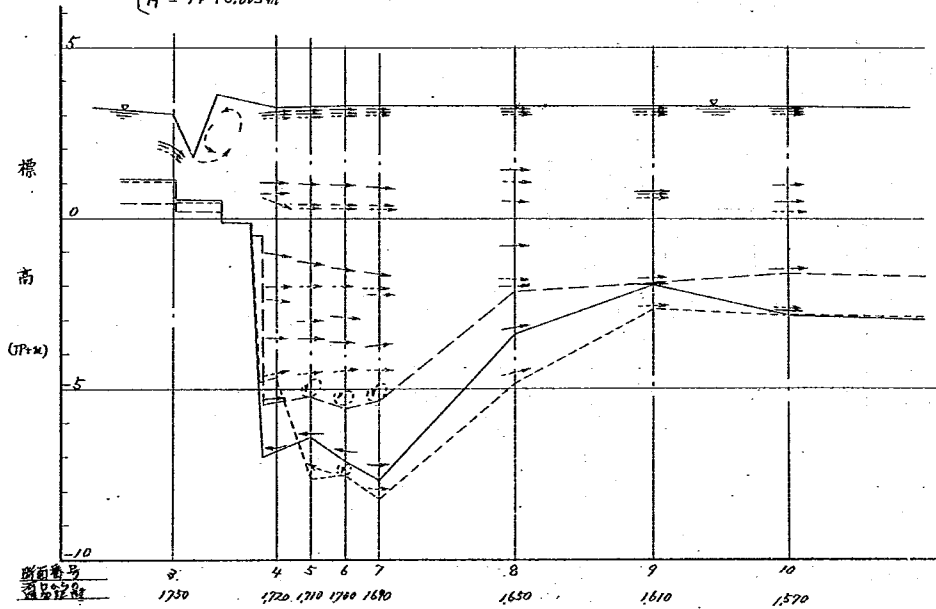


図 7 - 18 流跡線スケッチ縦断面図

第4床固

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.958 \text{ m} \end{cases}$$

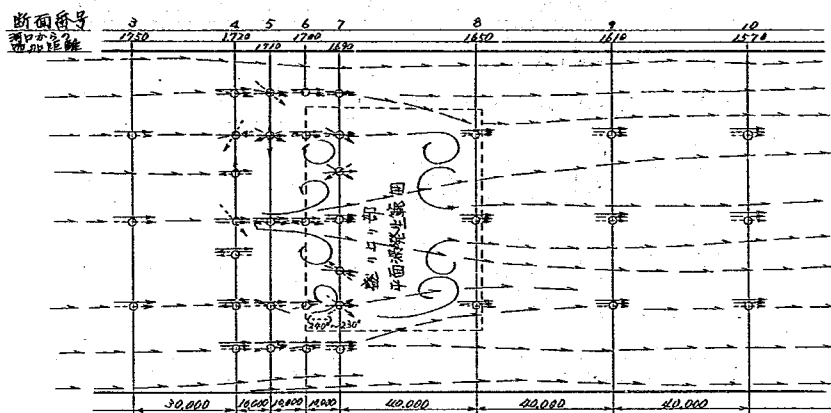


図 7 - 19 流跡線スケッチ平面図

第4床固

$$\begin{cases} Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.958 \text{ m} \end{cases}$$

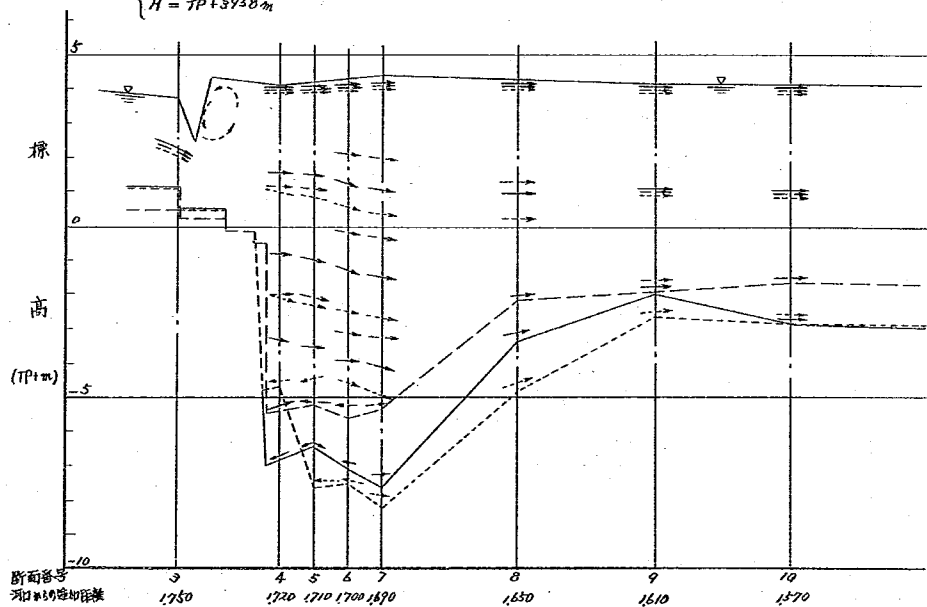


図 7 - 20 流跡線スケッチ縦断面図

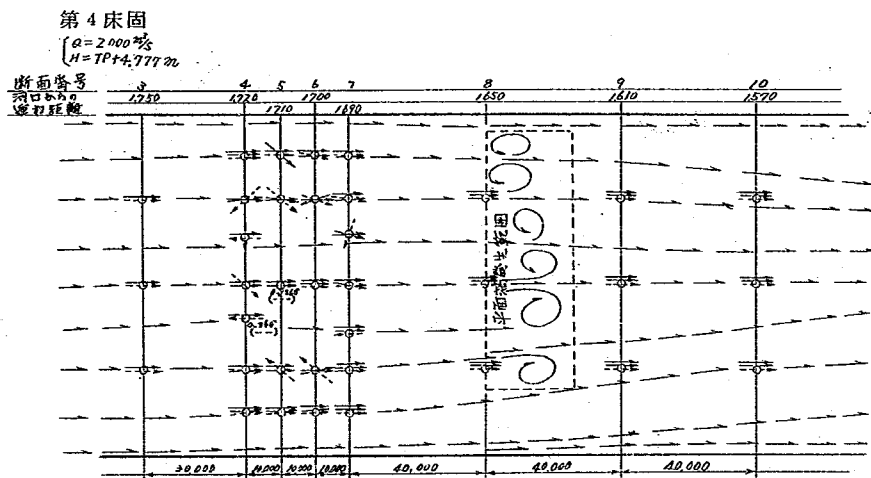


図 7 - 21 流跡線スケッチ平面図

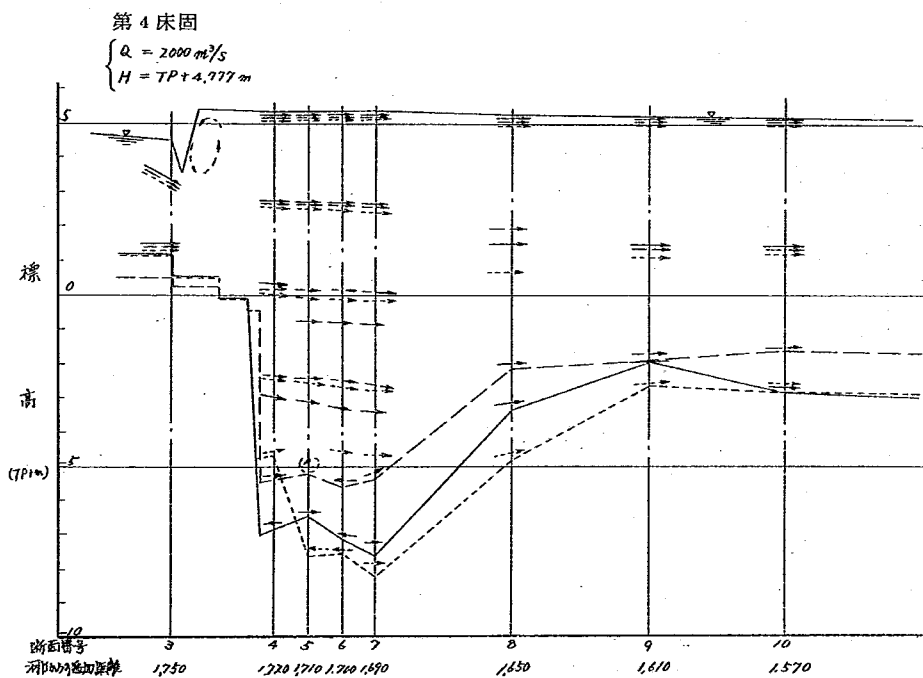


図 7 - 22 流跡線スケッチ縦断面図

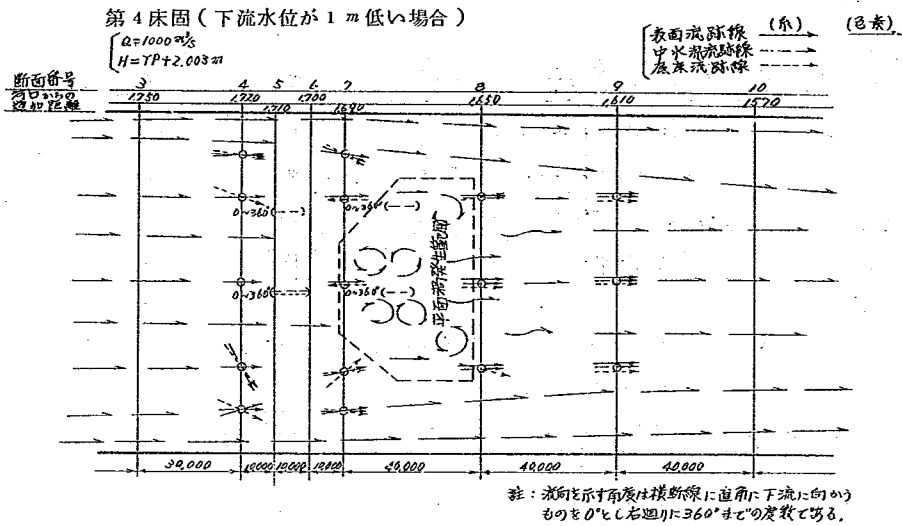


図 7-23 流跡線スケッチ平面図

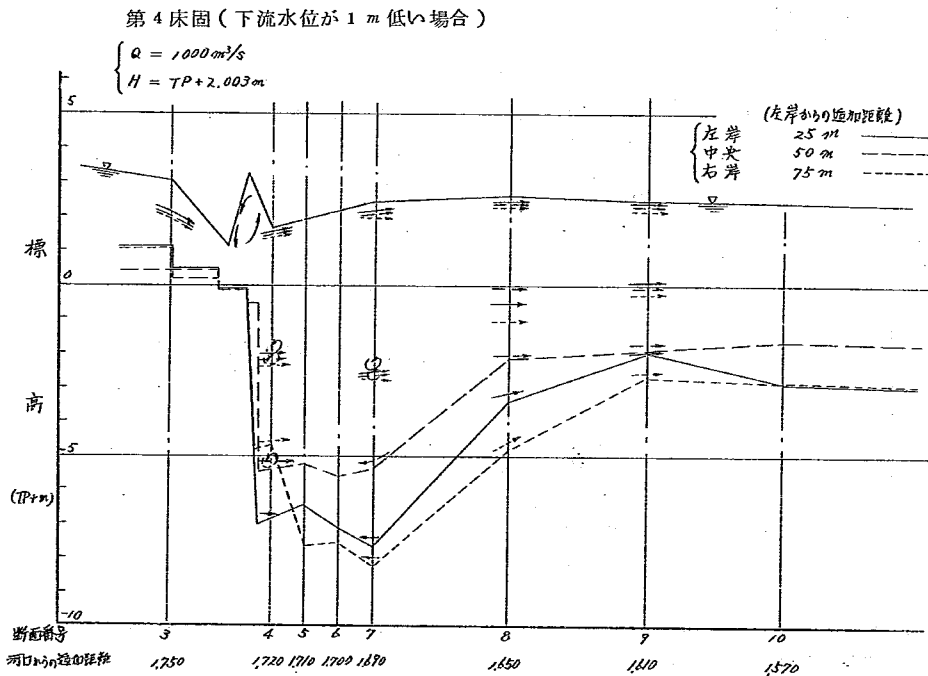


図 7-24 流跡線スケッチ縦断面図

第4床固（下流水位が0.5 m低い場合）

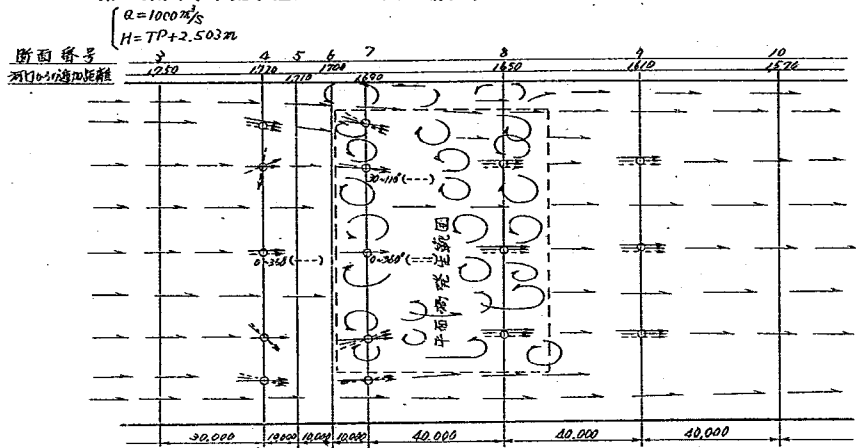


図 7 - 2 5 流跡線スケッチ平面図

第4床固（下流水位が0.5 m低い場合）

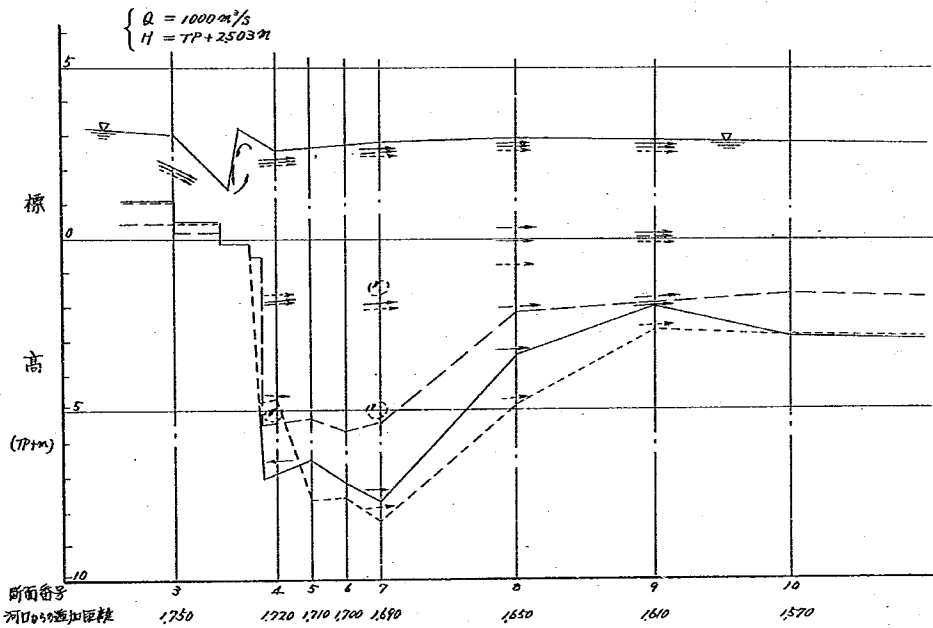


図 7 - 2 6 流跡線スケッチ縦断面図

第4床固（下流水位が1 m 低い場合）

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 2.958 \text{ m} \end{cases}$$

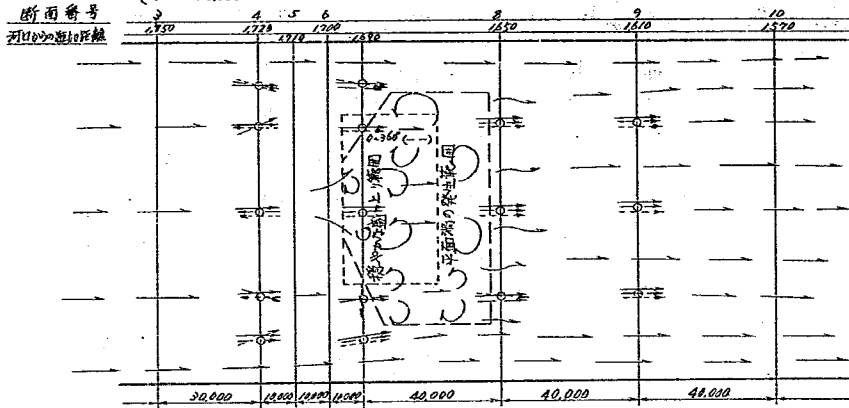


図 7 - 27 流跡線スケッチ平面図

第4床固（下流水位が1 m 低い場合）

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 2.958 \text{ m} \end{cases}$$

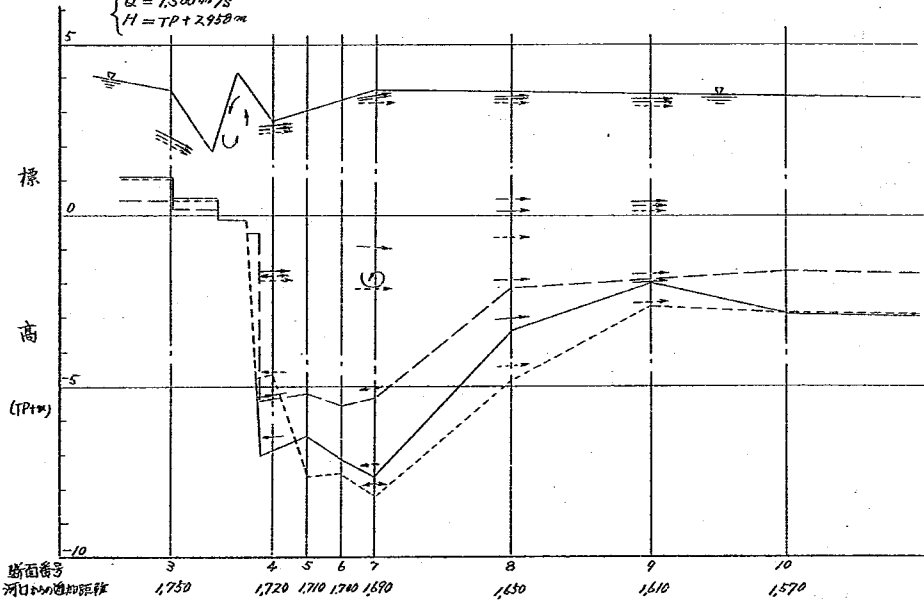


図 7 - 28 流跡線スケッチ縦断面図

第4断面(下流水位が
0.5m低い場合)

$$\begin{cases} Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.458 \text{ m} \end{cases}$$

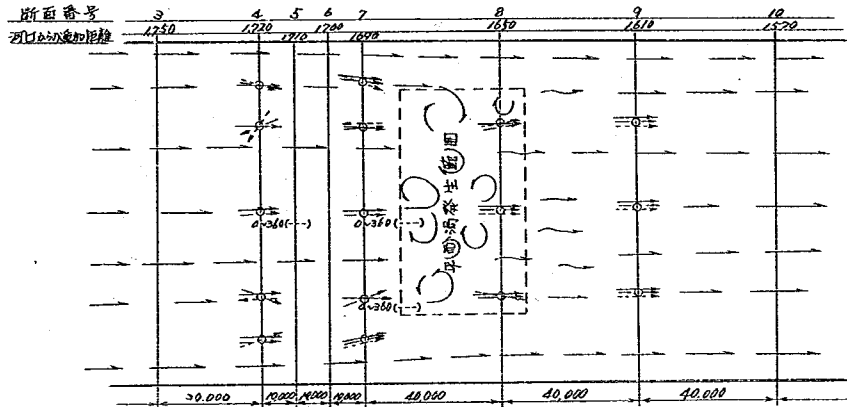


図 7 - 2 9 流跡線スケッチ平面図

第4断面(下流水位が
0.5m低い場合)

$$\begin{cases} Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.458 \text{ m} \end{cases}$$

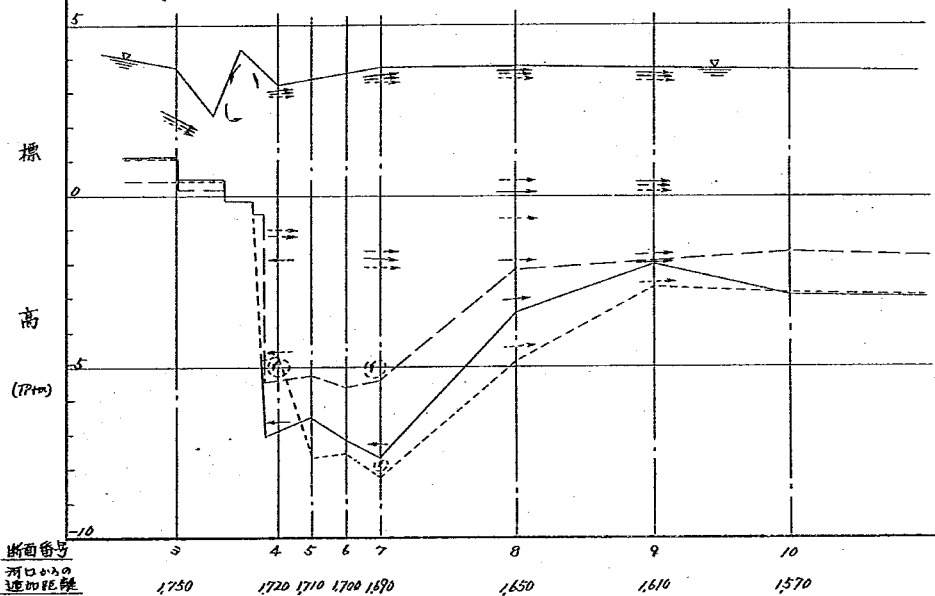


図 7 - 3 0 流跡線スケッチ縦断面図

写真 7-7 流況 第4床固 現状

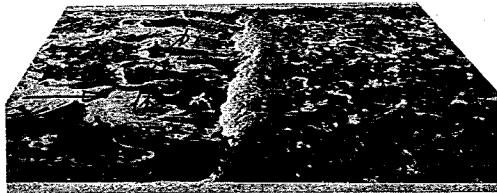
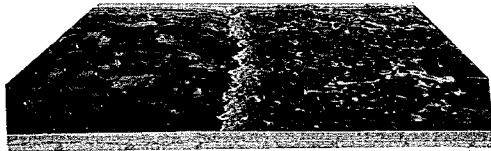
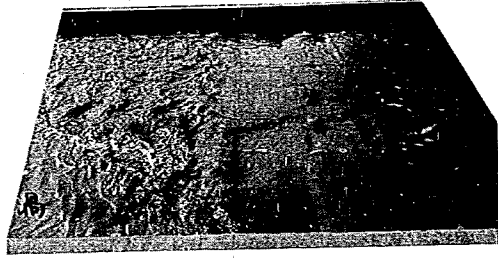
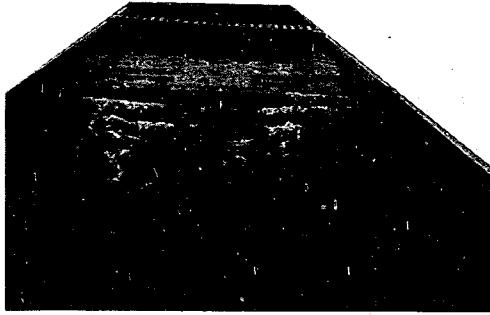
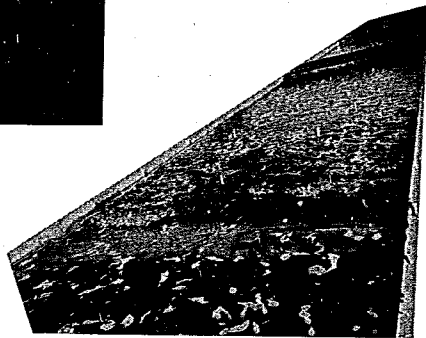


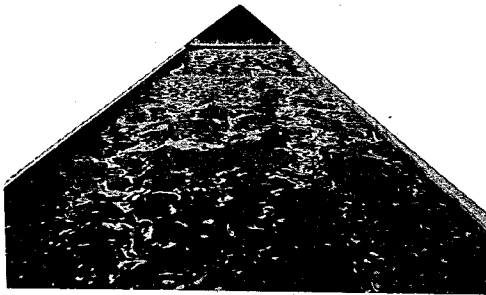
写真 7-8 流況 第4床固 現状



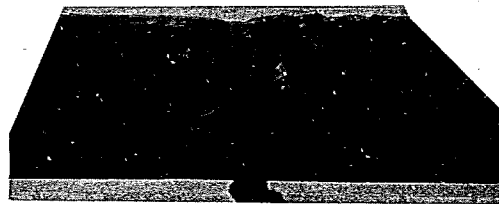
a 下流水位が1 m低い場合



b



c



d 下流水位が1 m低い場合

c 水 位

水位測定は図7-1および図7-2の各測点について精度0.1mmのポイント・ゲージにより行われた。これらの測点においては、埋設基準鉄高より水深の測定により求められたが、跳水発生個所の水面形は、それぞれ発生位置が移動するため、発生位置の上部に移動足場を設置し、左岸より25m, 50m, 75mの3個所でレベルにより測定が行われた。

水位縦断曲線は、第2床固および第4床固の場合で、それぞれ図7-31および図7-32のようである。各断面における横断水面形は後述(7-(3)d)のように水平ではなく、とくに床固直下流部では複雑な曲面を呈している。このような横断面の平均水位としては、シンプソンの公式等を用いて計算すべきであろうが、ここでは簡単に算術平均がとられている。

第2床固の水位は $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_0 = 1.2 \text{ m}$ の場合を除いて、いずれも跳水を起している。そして多くの場合、その跳水は2回起っている。流量が $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、最下流端の100mくらいの区間を除いて、水位および跳水の仕方に潮位の影響はほとんどない。1000 m^3/s および500 m^3/s の場合は潮位の影響がかなりあるようである。

第4床固付近の水位-縦断曲線は流量4種に対する正規の下流水位を与えた曲線4本と、計算曲線4本、および流量1000 m^3/s および1500 m^3/s に対して下流端水位を0.5mおよび1m下げた場合の曲線4本が記入されている。第4床固の場合はその下流における跳水が

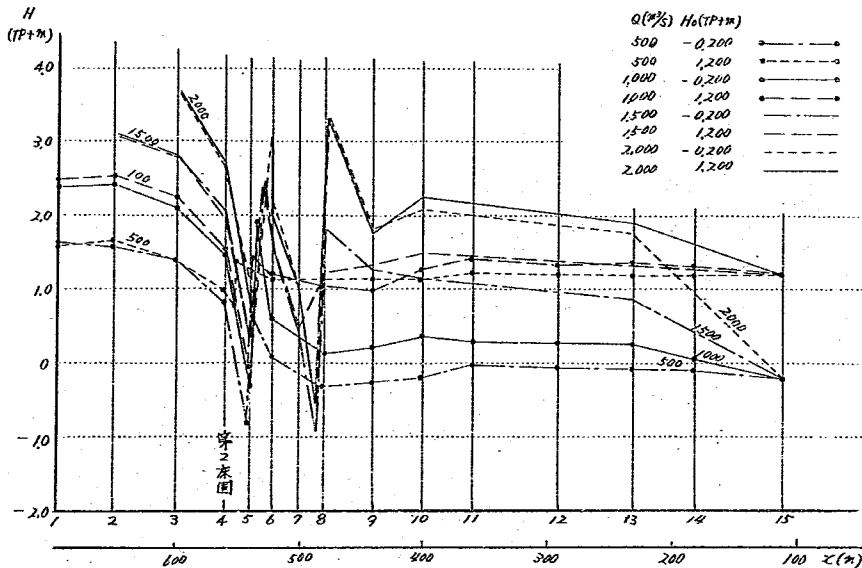


図7-31 水位縦断図(第2床固)

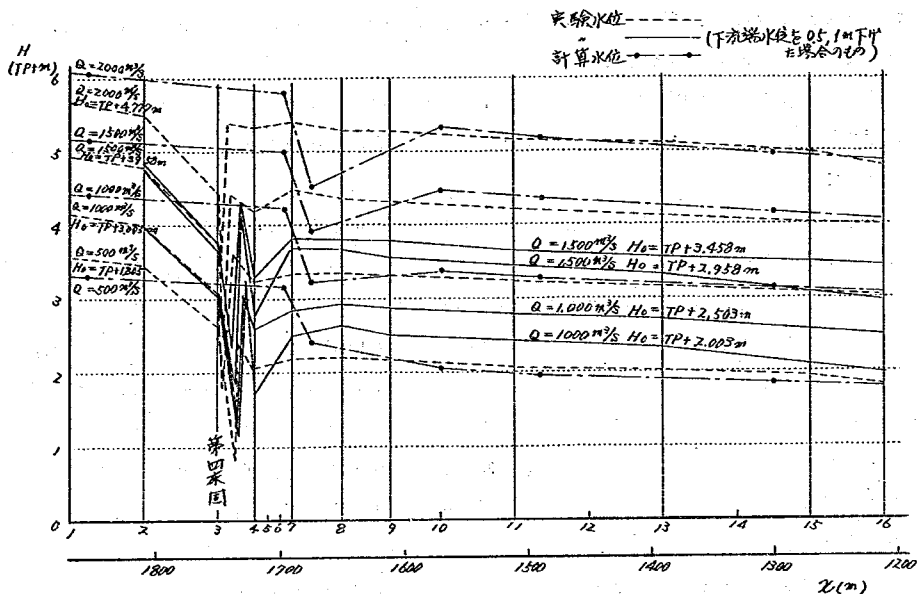


図 7 - 3 2 水位縦断面図 (第 4 床固)

不完全なものである。そのために深掘れ部における逆流などを考慮しない計算値とは、その上流端においては水位がやや異っている。床固上流の水位は、不完全ながらも跳水に近い現象もあり、流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上では、下流端水位の 1 m 程度の変動の影響は受けない。床固下流におけるエネルギー消費の大きさは、流量の増大に伴い、減少している。

d 流速分布と横断水位

およそその流速の程度、断面内の流速分布および横断の水面形の変化の様子について、実験結果に基づいて検討が行われる。

流速分布および横断の水面形について、第 2 および第 4 床固のそれぞれについての 2, 3 の測定例は図 7-33 ~ 図 7-36 のようである。同図でカッコ内は流向を示す角度で、横断線に直角に下流に向うものを 0° とし、右廻りに 360° までの角度で示されている。記載の流速の値は角度により修正を行わず、測定のままのものである。また、 $90^\circ \sim 270^\circ$ までのものは逆流として逆方向に図示されている。現状模型における流速の値は、参考になるところが大きいと考えられるので、資料が多くのものである。

第 2 床固下流の流速分布例としては、流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 下流水位 -0.2 m および流量 $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 下流水位 1.2 m のものにつき、縦断的に Na 4 (560 m) ~ Na 10 (400 m) の間で 7 断面が、図 7-33-1 ~ 図 7-33-7 および図 7-34-1 ~ 図 7-34-7 に示さ

れているが、流量および下流端水位による変化は、流速や水位の絶対値の変化はあるが、傾向としてはかなり似ていると考えられる。

第4床固についても同様のケースにつき、縦断的にNa3(1750m)～Na9(1610m)の間で7断面が、図7-35-1～図7-35-7および図7-36-1～図7-36-7に示されている。

流速の測定資料から、各断面の最大流速をプロットしたものが、第2床固および第4床固について、それぞれ図7-37および図7-38のようである。第2床固の場合には中央に深掘れ部があって、それが下流にまで長く続いているために、流速としてもかなり大きく、しかも流速の減衰がわずかであって、相当下流まで高速流が続いている。流速の最大は多くの場合床固から30mほど下流であるNa5地点に生じているが、60m下流のNa7地点においても大きくになっている。流速の最大の値は流量 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合は下流潮位に関係なく、ほぼ 10 m/s 程度、流量 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合はほぼ $8\sim 9\text{ m/s}$ 程度、流量 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下では潮位の影響を受けるが、 $5\sim 8\text{ m/s}$ 程度の流速となっている。これに対して第4床固の場合には、流速の最大値はかなり小さく、第4床固下流30m地点より下流では流速が 5 m/s 以下に落ちている。これは流量による影響が比較的小さくなっている。

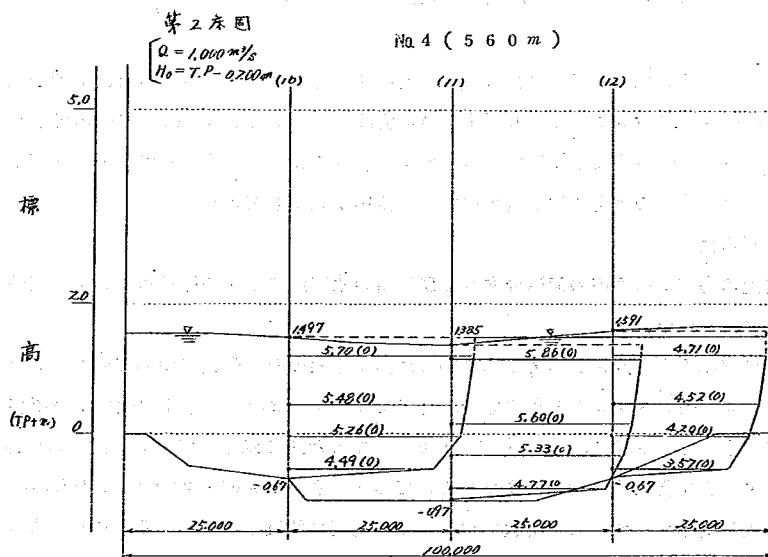


図7-33-1 流速分布図

第2床固

No. 5 (540 m)

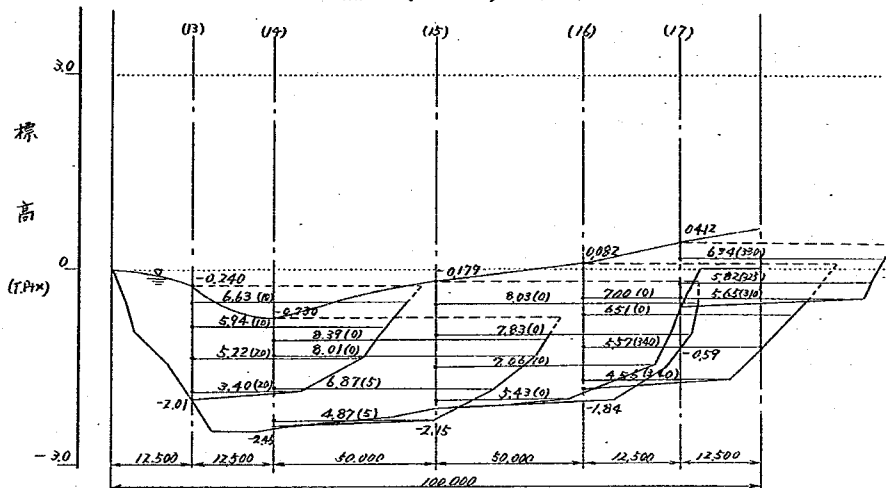


图 7-33-2 流速分布图

第2 床固

Na 6 (520 m)

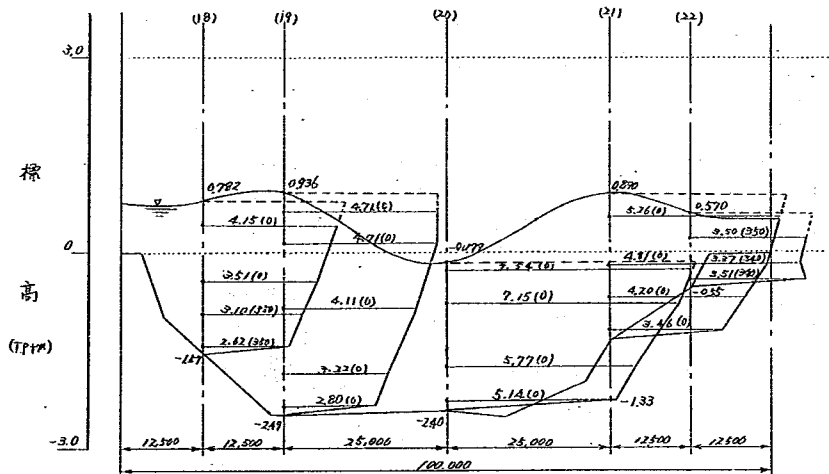


图 7-33-3 流速分布图

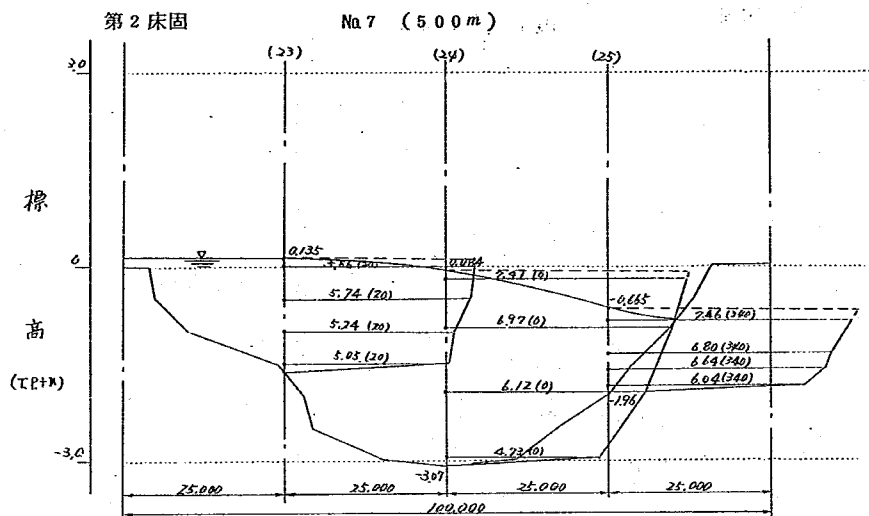


图 7-33-4 流速分布图

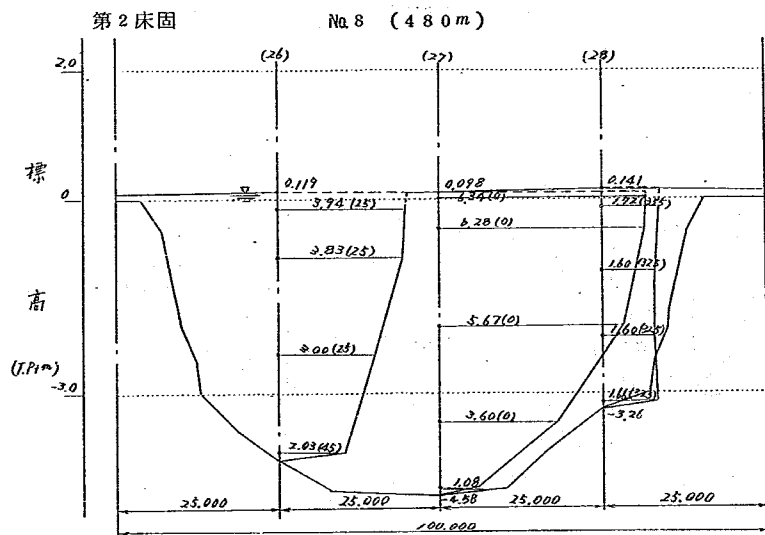


图 7-33-5 流速分布图

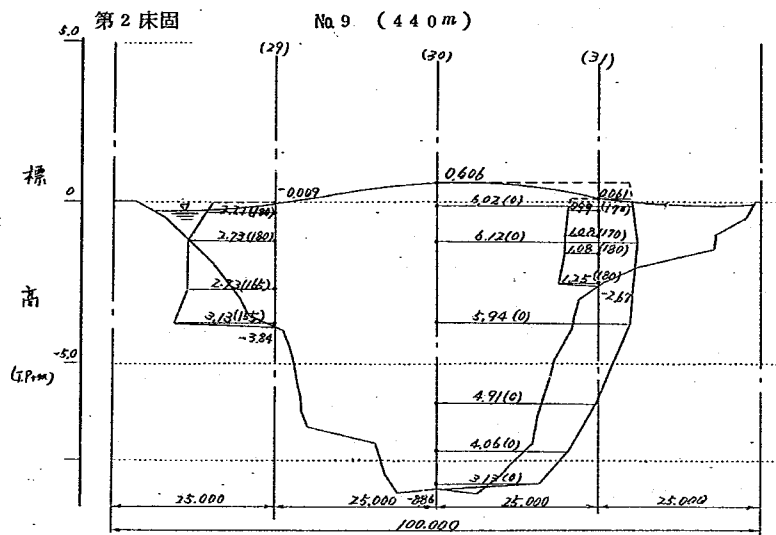


图7-33-6 流速分布图

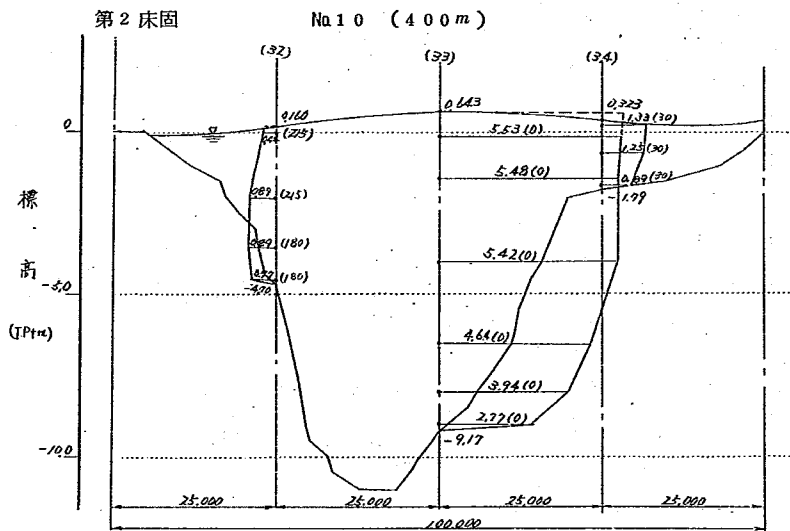


图7-33-7 流速分布图

第2床固

$Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{T.P.} + 1.200 \text{ m}$ No.4 (56'0m)

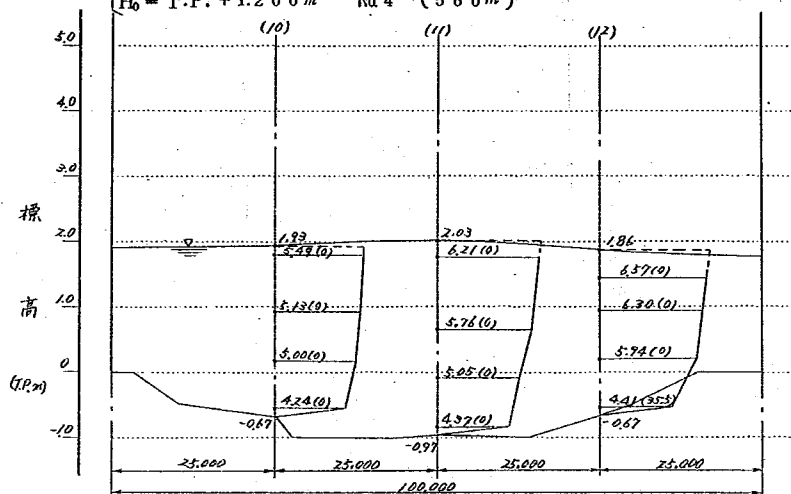


図 7-34-1 流速分布図

第2床固

$Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = \text{T.P.} + 1.200 \text{ m}$ No.5 (54'0m)

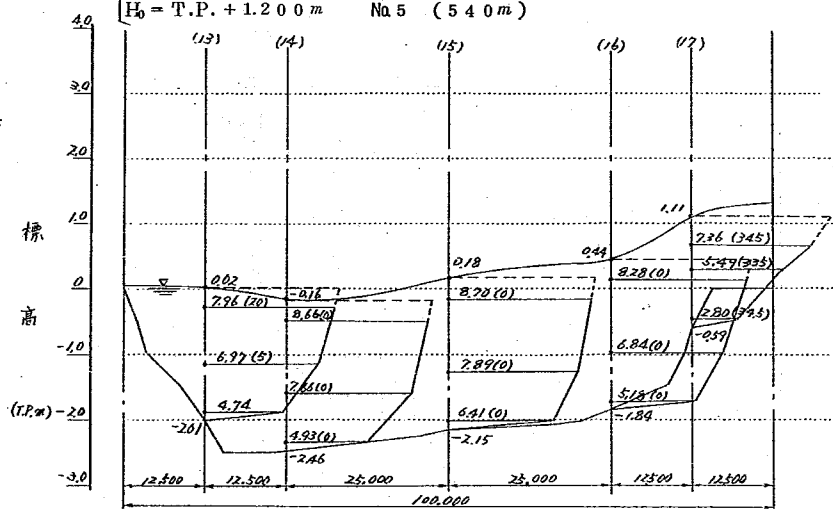


図 7-34-2 流速分布図

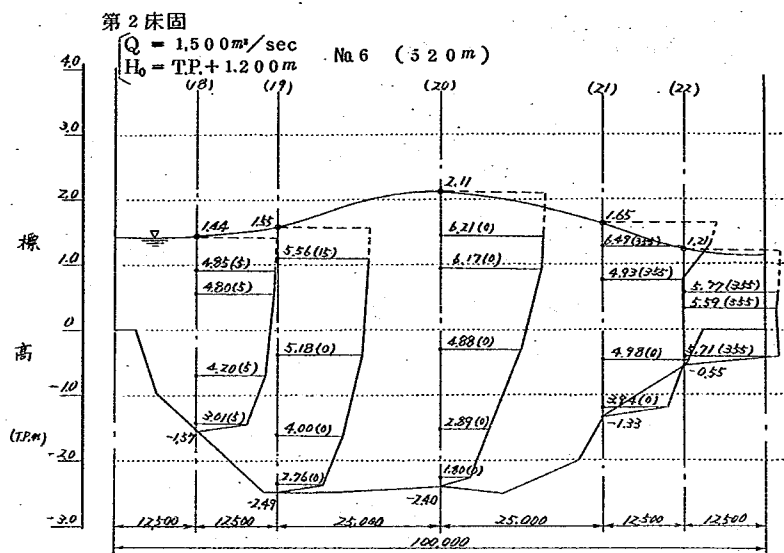


图7-34-3 流速分布图

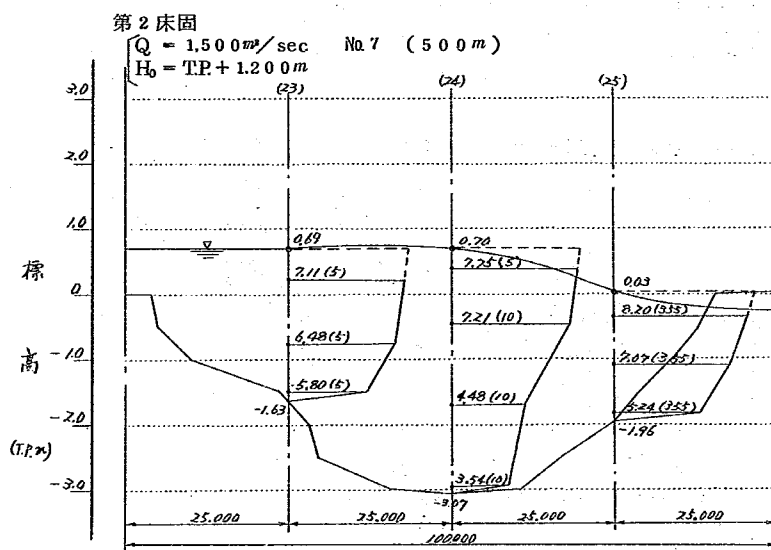


图7-34-4 流速分布图

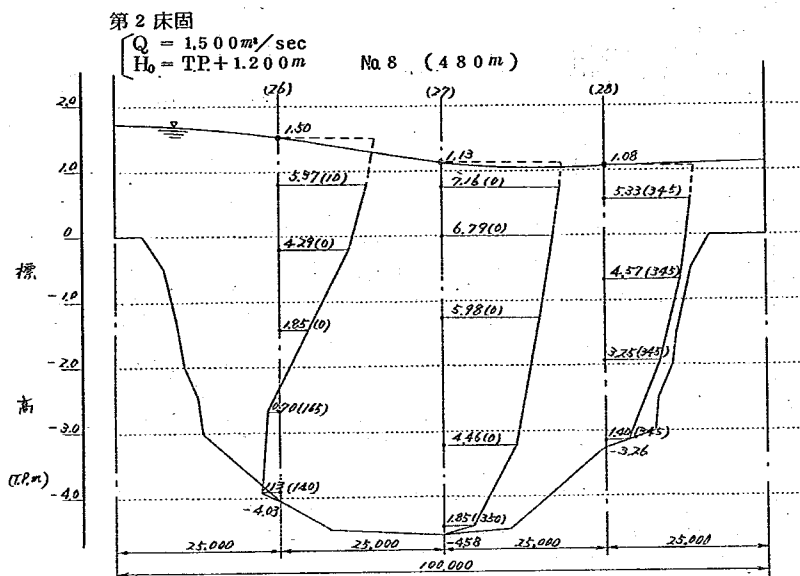


图 7-34-5 流速分布图

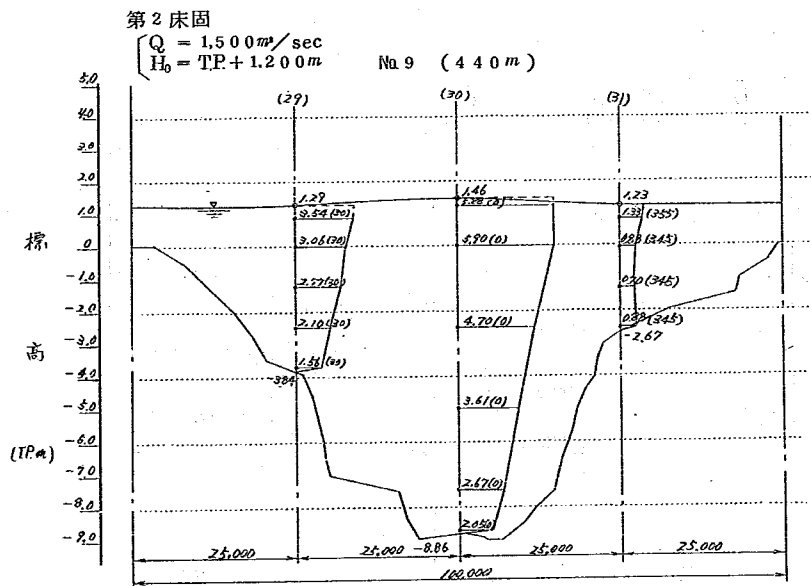


图 7-34-6 流速分布图

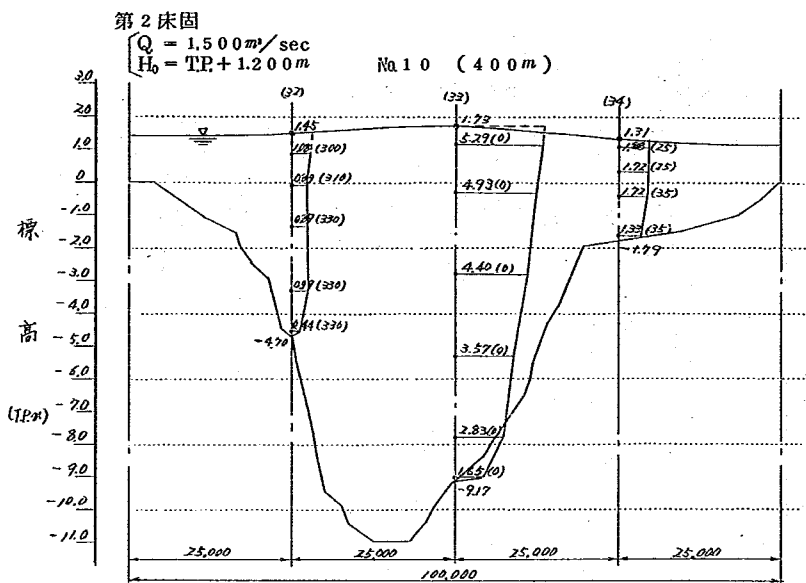


图 7-34-7 流速分布图

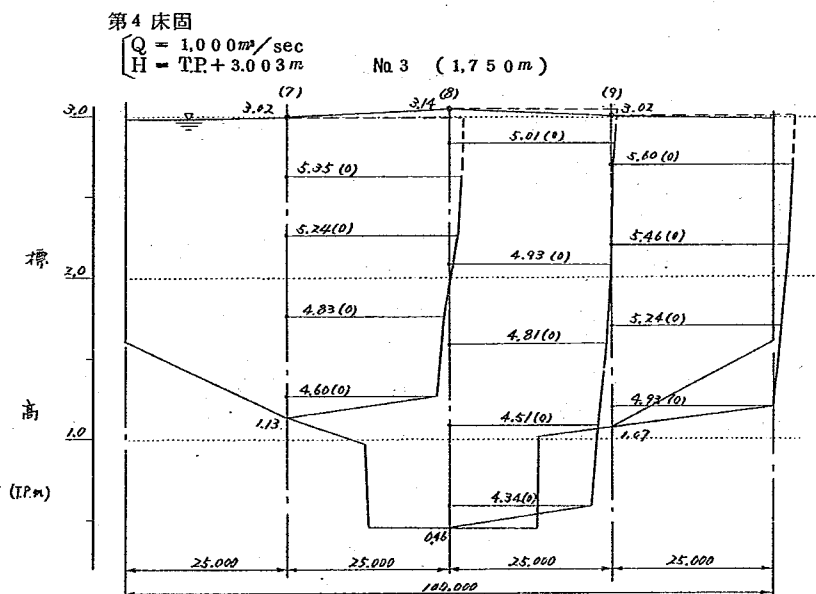
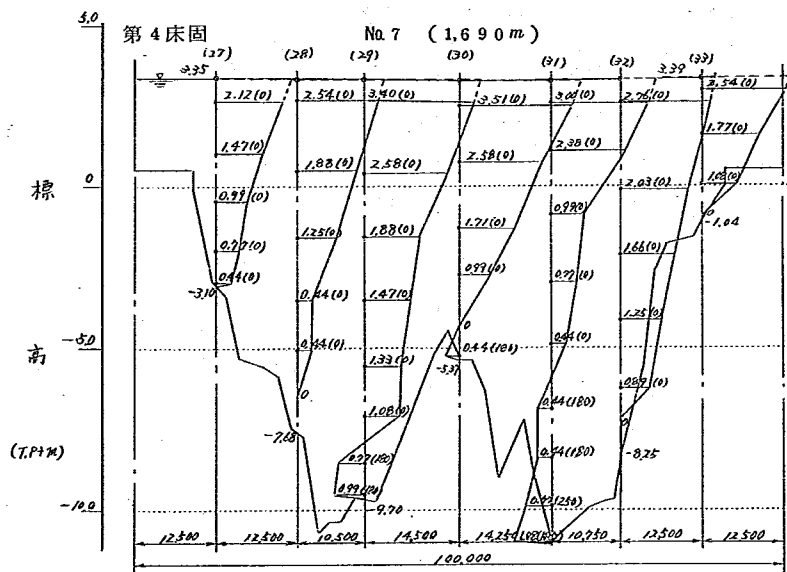
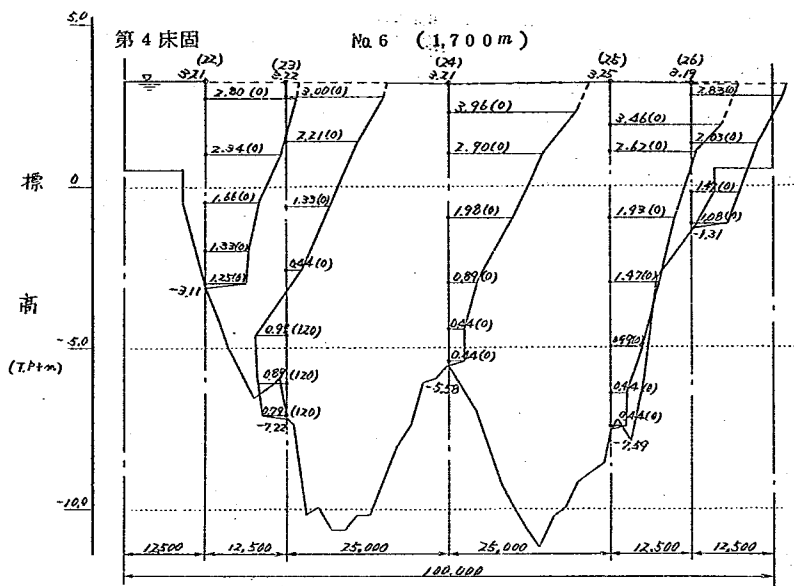


图 7-35-1 流速分布图



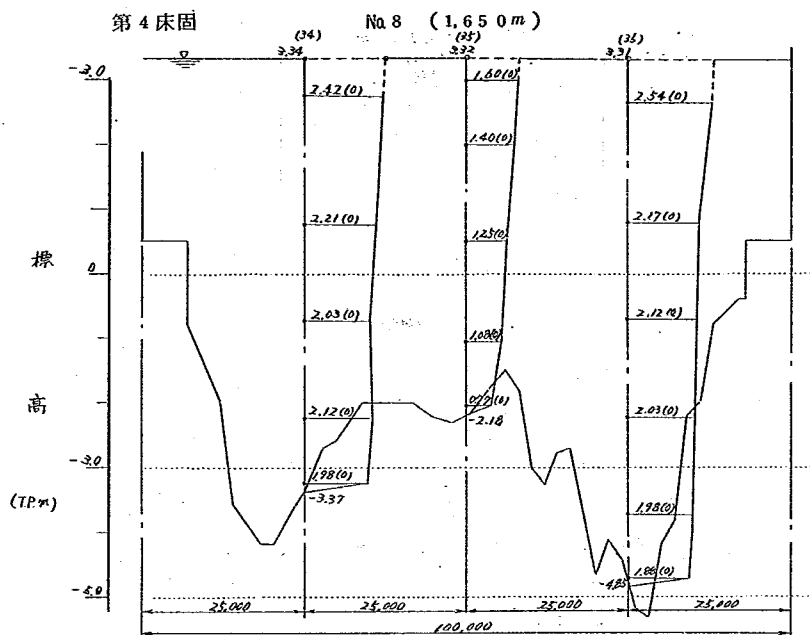


图 7-35-6 流速分布图

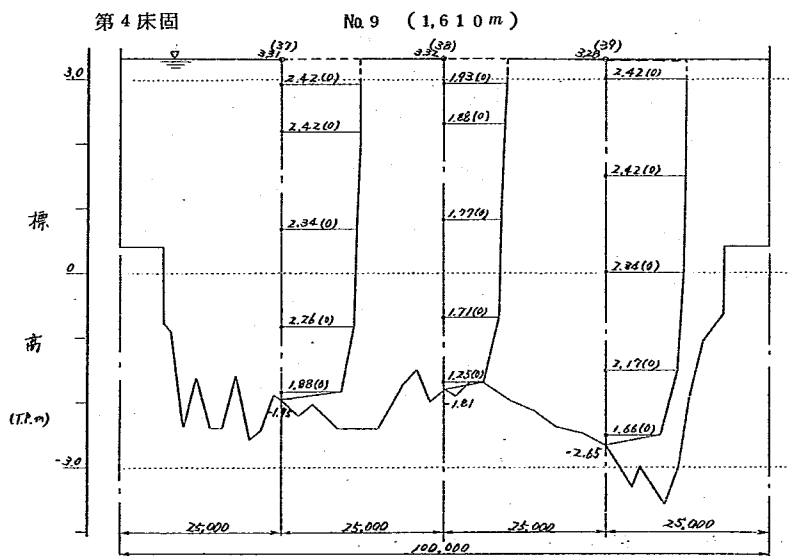


图 7-35-7 流速分布图

洗掘形状を考慮外として、最大洗掘深についてみる限り、第2床固と第4床固とでは、むしろ第4床固の方が深掘れしているが、最大流速は逆に第2床固の方がずっと大きいことが明らかにされた。しかし、洗掘現象は河床付近の流れが問題となるのであって、局部的には掃流土砂量と補給土砂量の関係でさまなるものであるから、次に河床における最大流速の比較が行われた。河床における最大流速とは、河床から15cmの点における流速のことである。図7-39

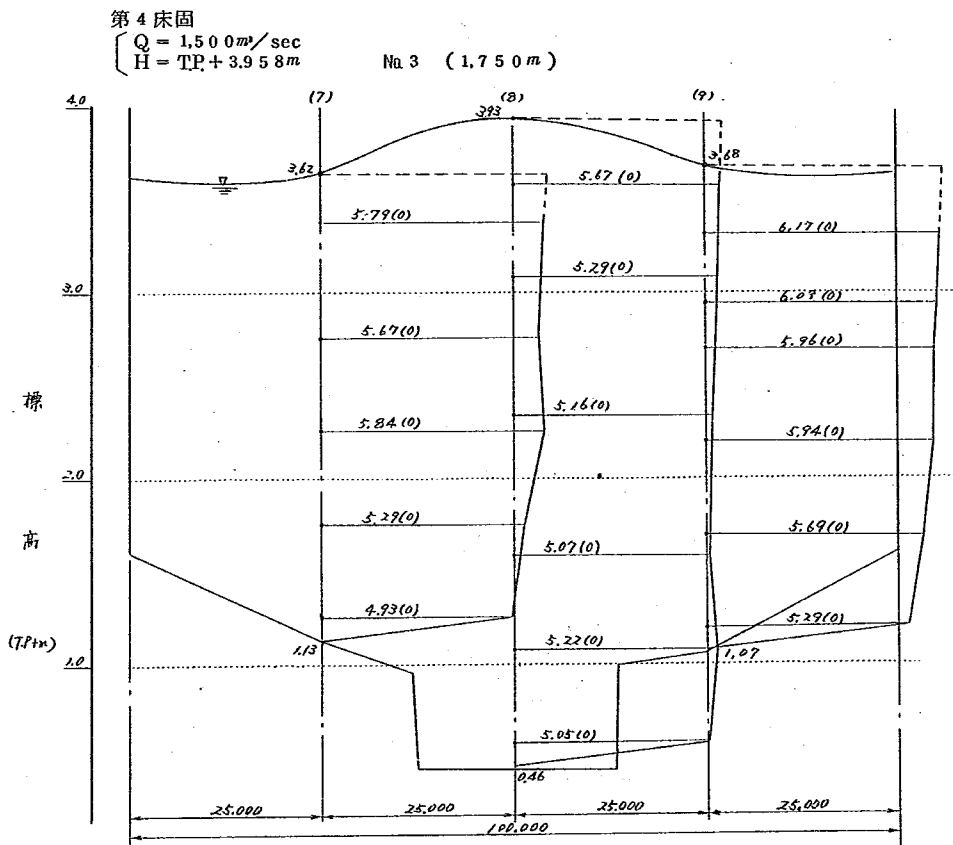


図7-36-1 流速分布図

は第2床固の場合、図7-40は第4床固の場合の実験値である。第2床固の場合は、最大流速と同様の傾向であり、やはりかなり大きく、特にNo.7の床固より6.0 m下流の地点では底流速が 6 m/s ($Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$)、 5 m/s ($Q=1000\sim1500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0=-0.2 \text{ m}$) にも達する。これに対して第4床固の場合は、深掘れ部では逆流が生じているので小さくなっている。

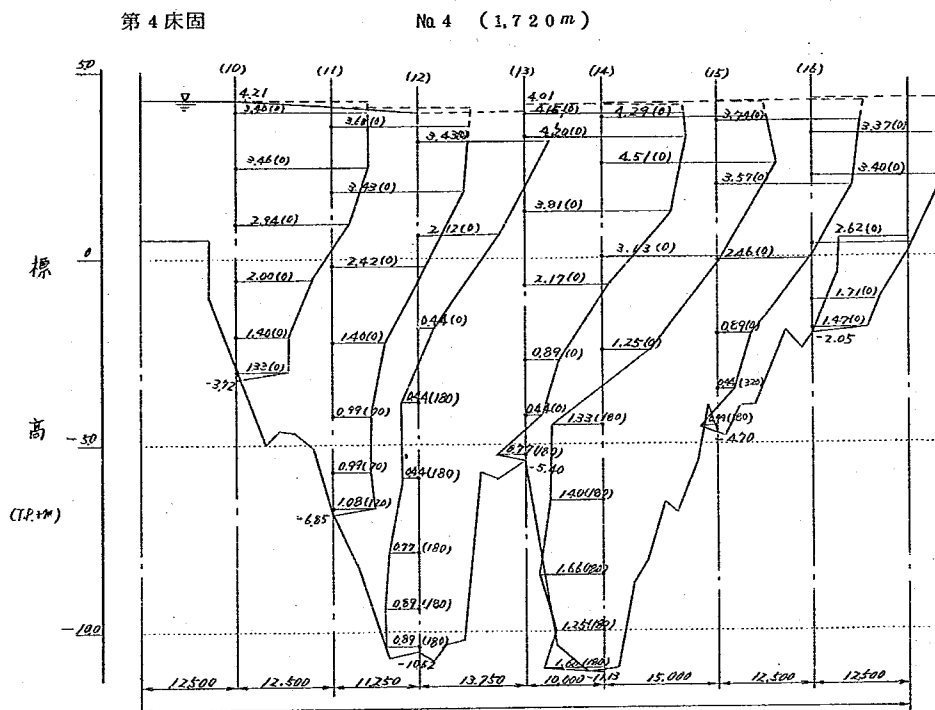


図7-36-2 流速分布図

逆流の最大値は $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合で 1.6 m/s , $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合で 1.0 m/s と逆の結果となっているが、かなり早い流速といわなければならないであろう。底の流速が大きければ必ず掘れるとは限らないが、これは改修対策を検討するうえにも一つの重要な参考値であろうと考えられる。

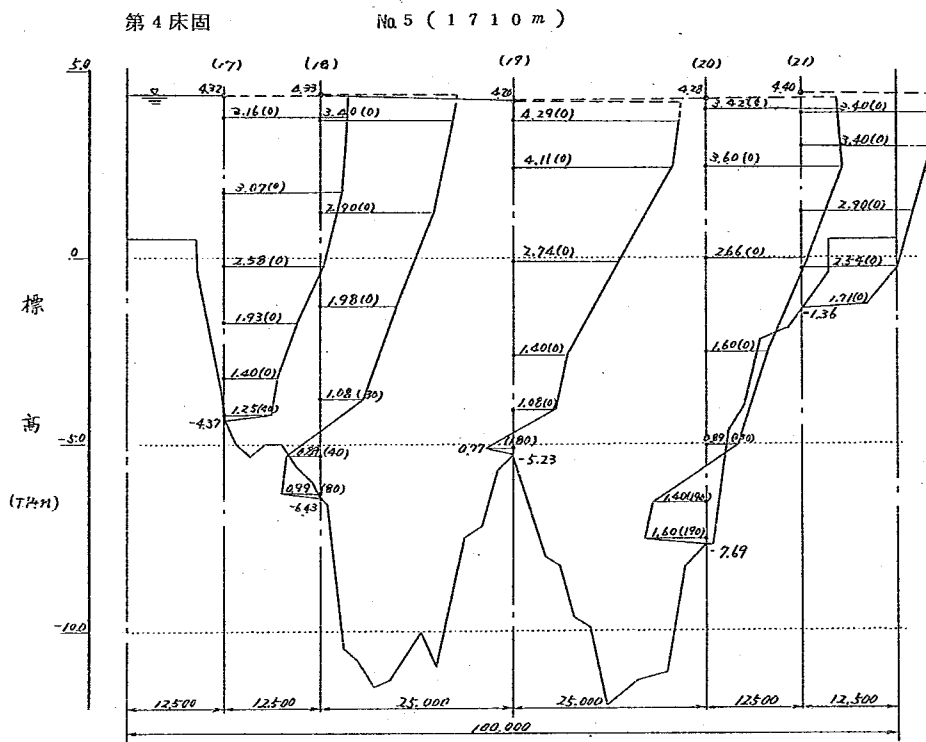


図 7-36-3 流速分布図

面が凸の場合正)をとって、その縦断変化が、それぞれ第2床固および第4床固の場合について表わされている。これによると、第2床固下流においては横断面内の水位差 ΔH が非常に大きく、その ΔH は流量の増大に伴って大きくなる傾向にあるように思われる。殊に、流量 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には 2 m 以上の水位差が生じている。これに対して第4床固の場合は ΔH は小さく、最

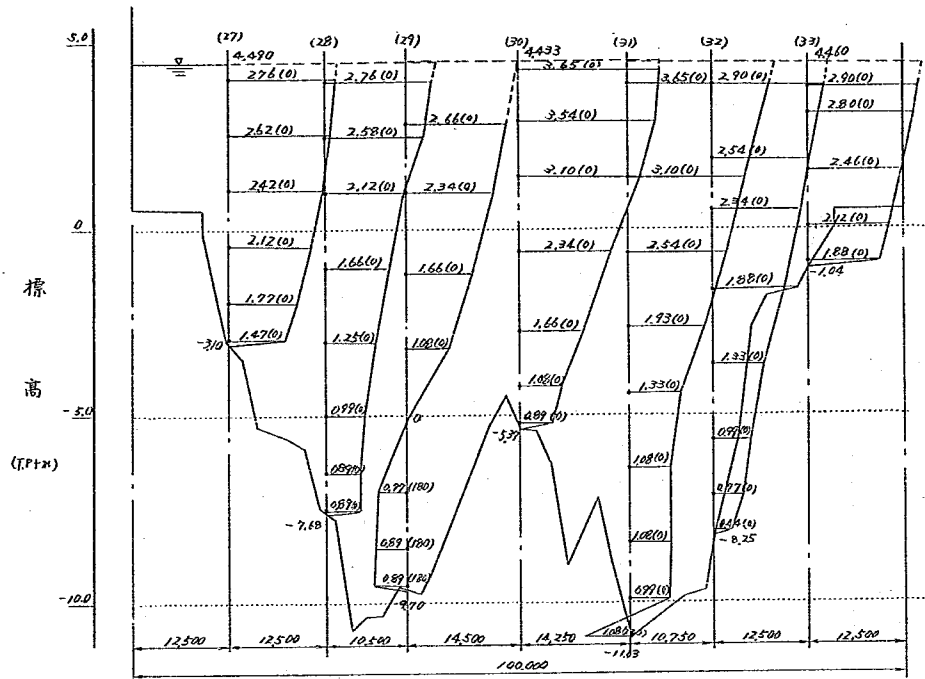


図 7-36-5 流速分布図

大でも 0.5 m ほどである。これは第 2 床固下流では流れが極端に中央に集中するが、第 4 床固下流では両岸側にそれぞれ深掘部があって、流れが中央へ集中するということがないためであるとうと判断される。

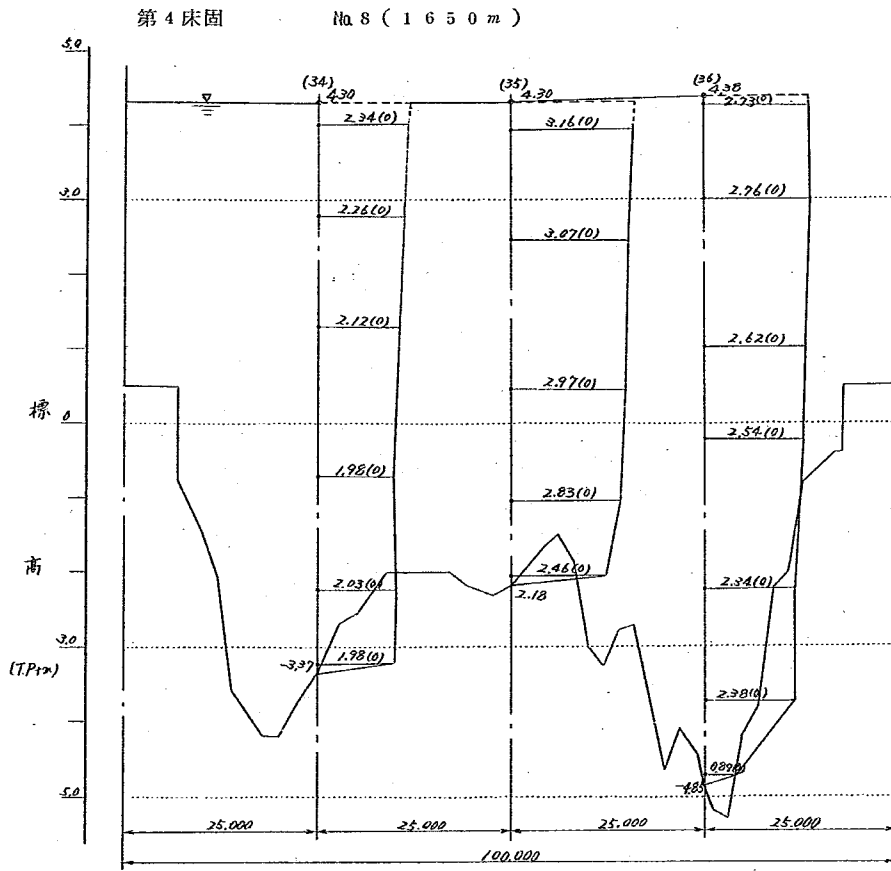
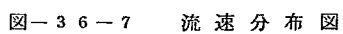


図-36-6 流速分布図

No. 9. (1 6 1 0 m)

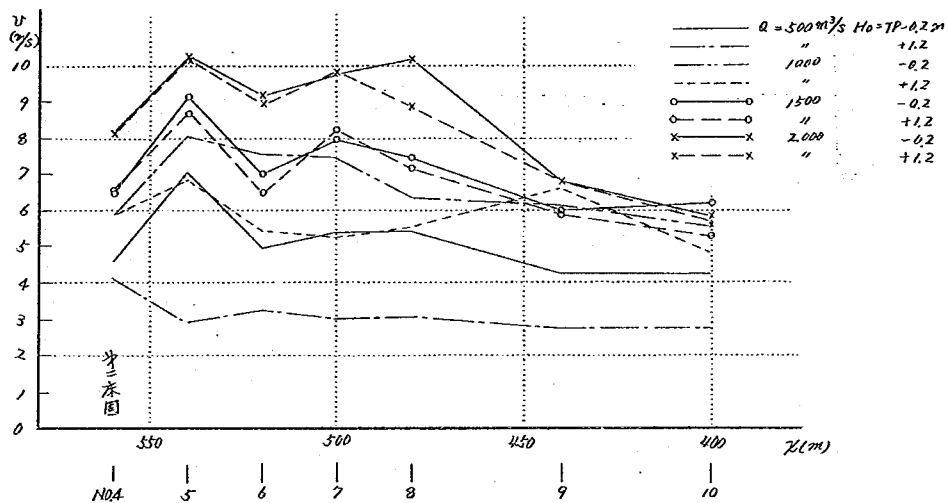


图 7-37 最大流速 (第2床面)

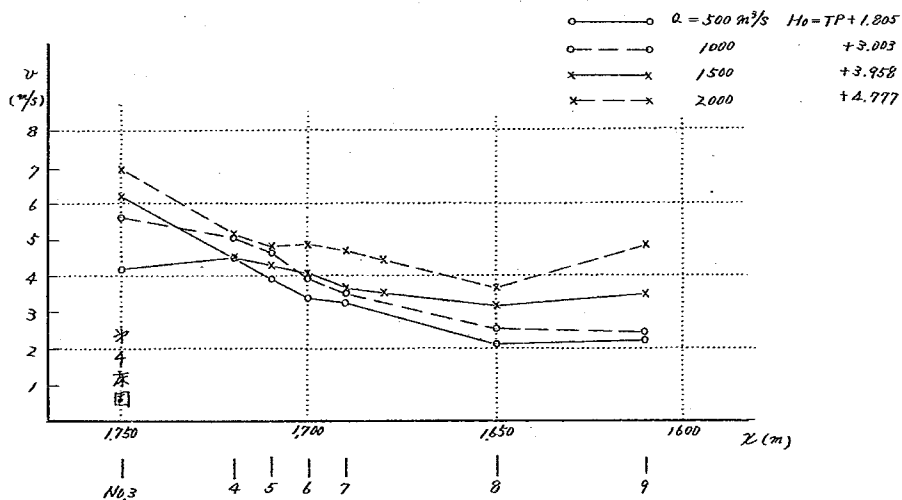


图 7-38 最大流速 (第4床面)

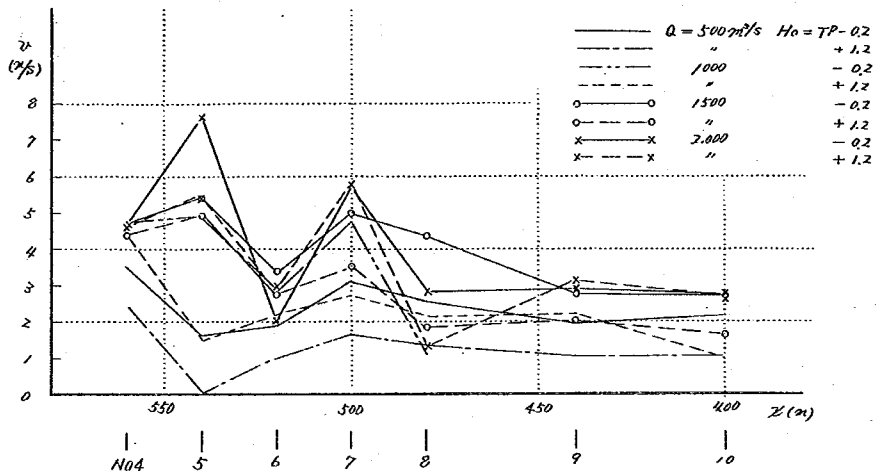


图 7-39 最深河床流速 (第 2 床固)

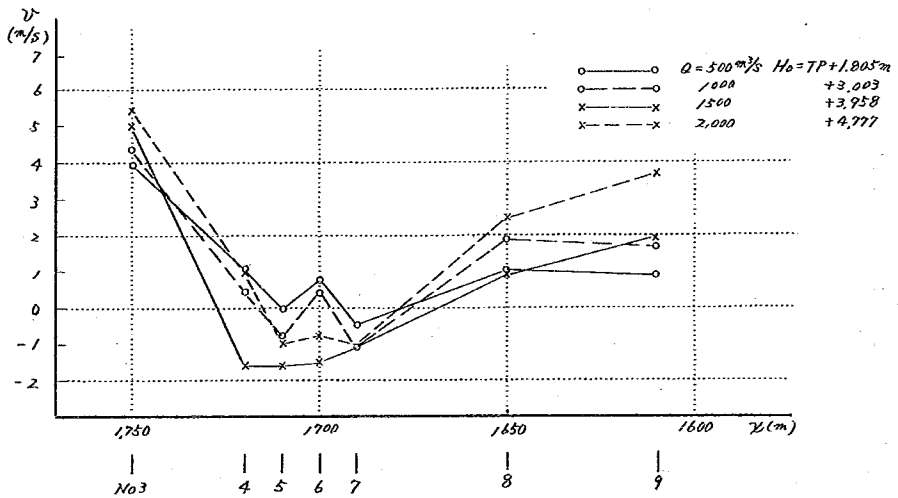
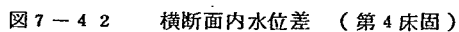
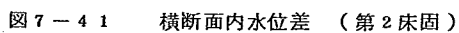


图 7-40 最深河床流速 (第 4 床固)



e 河床セン断力分布

床固下流の洗掘現象に関する主要素としては、補給砂量にその地点から掃流される土砂量が問題とされる。河床におけるセン断力 τ_0 はその地点の掃流土砂量に関係し、一般に τ_0 が大きくなるにつれて、その地点から流れ去る土砂量も増大するわけである。河床変動は上流から補給される土砂とその地点を流下する土砂の量の差で生ずるものであるから、河床セン断力が大きくても、補給砂が十分にあれば、洗掘されなく、また河床セン断力が小さくても（ただし、限界掃流力 τ_c よりは大）補給砂が少なければ洗掘がすすむというように、河床セン断力は洗掘現象を単独で支配するものではないが、一つの参考資料とすることはできるであろう。

河床セン断力の測定は Preston type のピトー管によって行われた。これは二次流の大きい流れでは、多少の誤差は生じるが、流れの流速分布が指数則に近いときはよい値を示すことが知れている。

河床セン断力の測定結果は、第2床固については図7-43～図7-50に、第4床固については図7-51～図7-58に示されている。このうち、第4床固についての図7-55～図7-58は下流端の水位を1 mおよび0.5 m上げたときのものであって、第2床固が一部または全部破損した場合を想定している。河床セン断力 τ_0 は現地スケールに換算し、ベクトルで記入されている。流速分布が複雑な場所の値は、多少の誤差が入っているが、一応の参考資料として考察のうえに役立つものと思われる。

河床セン断力の測定結果から、その値が場所的に大きな変動があり、河床材料の粒径がほとんど同じであるとすれば、静的平衡の状態にはなっていないことがわかる。分布の仕方に流量によっても、また下流水位によっても異なる。深掘れ部以外ではやや整然としているが、深掘れ部では複雑に分布している。また、傾向として、第2床固では深掘れ部で河床セン断力が大きくなっているが、第4床固では小さく、負になっている場合が多い。このことは、仮りにそれぞれの床固の下流河床形状が安定の方向に近づいているものとすれば、第2床固では動的平衡の方向で、また第4床固では静的平衡の方向で洗掘が進行しているのではないかとと思われる。第4床固は、深掘れ部が短区間で終了しているために、上流からの補給砂がそのまま深掘れ部の補給砂とはなっていないのかも知れなく、十分とまではいかななくても、かなり深く洗掘が進行した状態であると判断することも、いちがいに無理とばかりはいえないように思われる。

第2床固の測定結果によると、床固直下流の深掘れ部で河床セン断力の方向が中央に集中する傾向がみられ、 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $H_0 = 1.2 \text{ m}$ 以外のケースでは、セン断力が大きくなっている。床固より150 m以遠ではかなり小さくなる。流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の2ケースは τ_0 の方向がかなり乱れている。

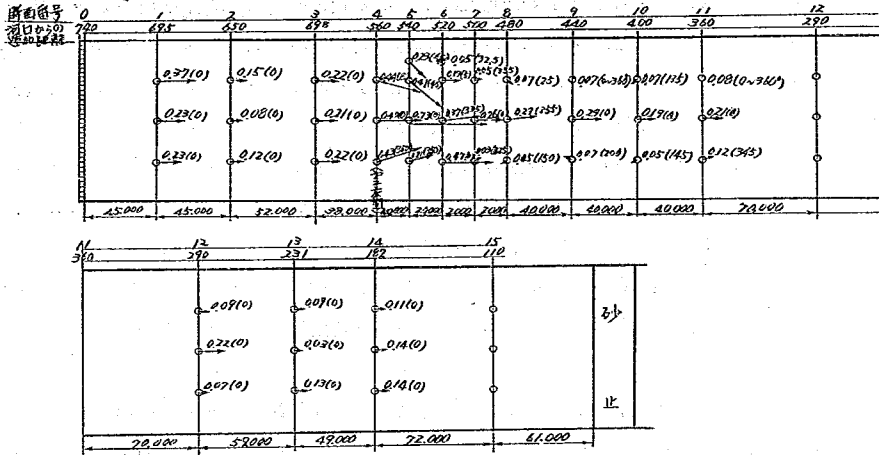
第4床固では、河床のセン断力は下流水位がさがってもあまり大きい影響を受けないようである。

才2床図

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

セン断力 R
0 0.5 1.0 (g/cm²)



注: 流向を示す角度は横断線に直角に下流に向かうものを0°とし右廻りに360°までの度数である。

図7-43 河床セン断力分布図

才2床図

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = TP + 1.200 \text{ m}$$

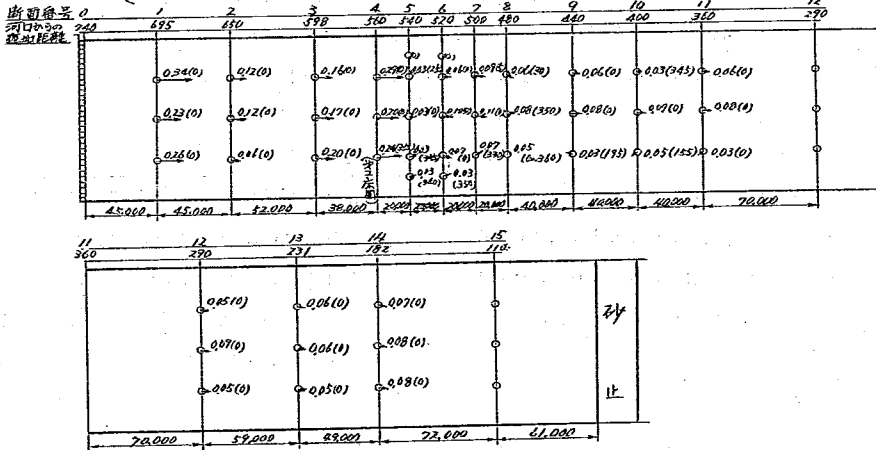


図7-44 河床セン断力分布図

★ 工 床 園

$$\begin{cases} Q = 1,000 \pi^3/s \\ H_0 = TP + 1.200 \pi/s \end{cases}$$

$$H_0 = TP + 1.20\%N_1$$

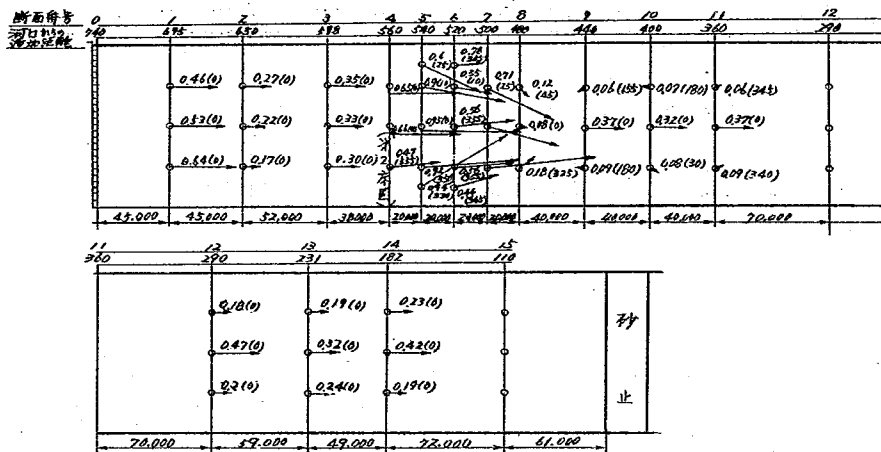


図 7-4-5 河床セシ断力分布図

才之亦固

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = T.P + 1,200 \text{ m}$$

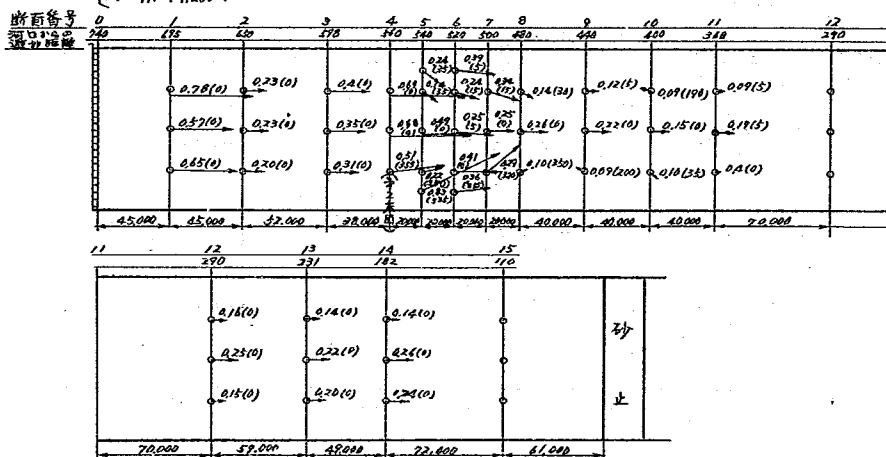


図 7-46 河床セシ断力分布図

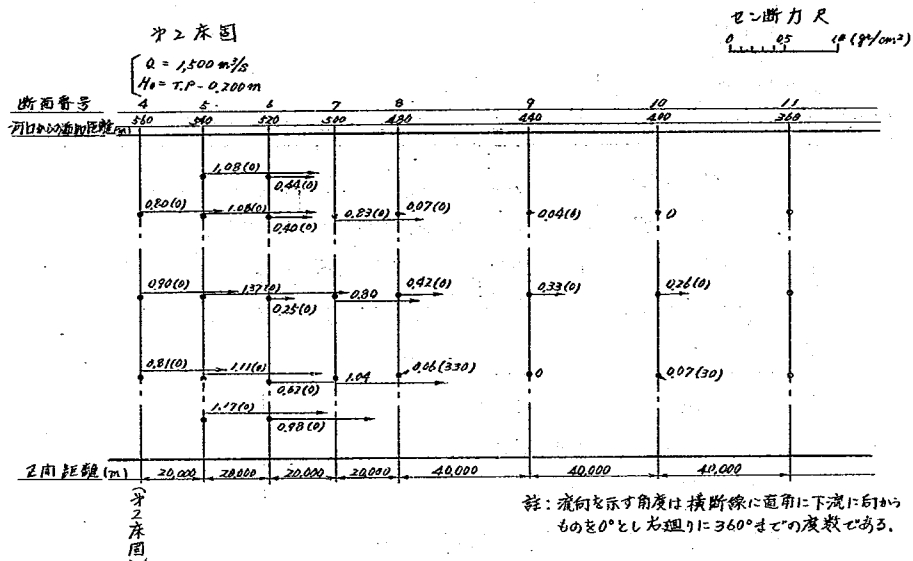


図 7-47 河床セシ断力分布図

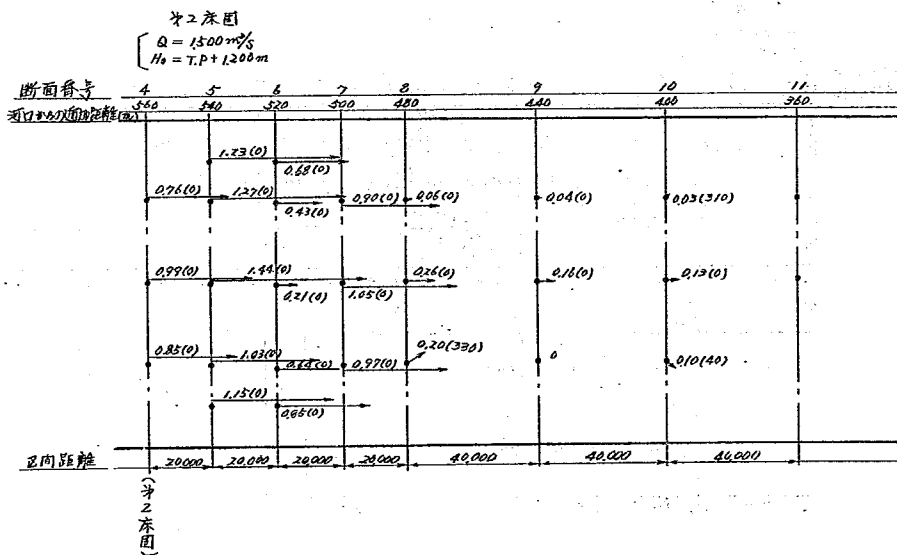


図 7-48 河床セシ断力分布図

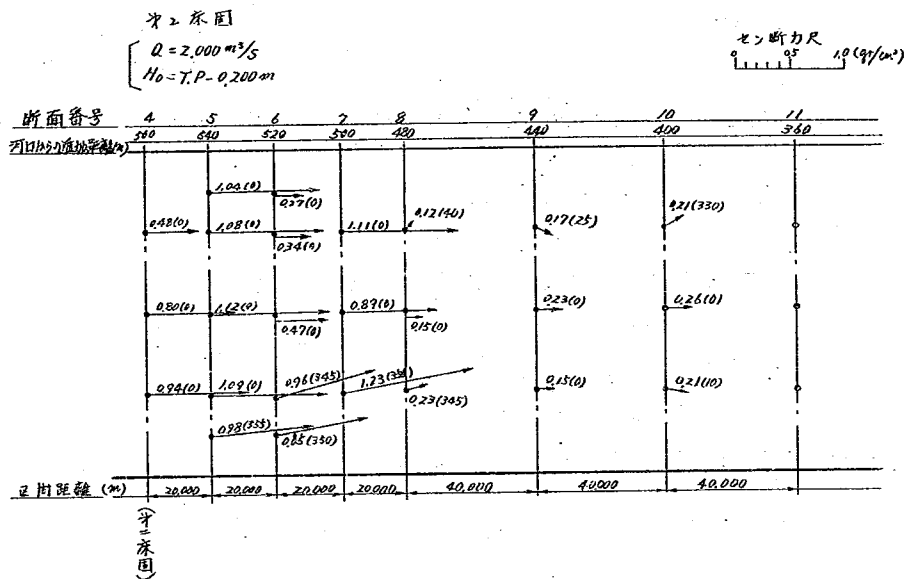


図 7-49 河床断面力分布図

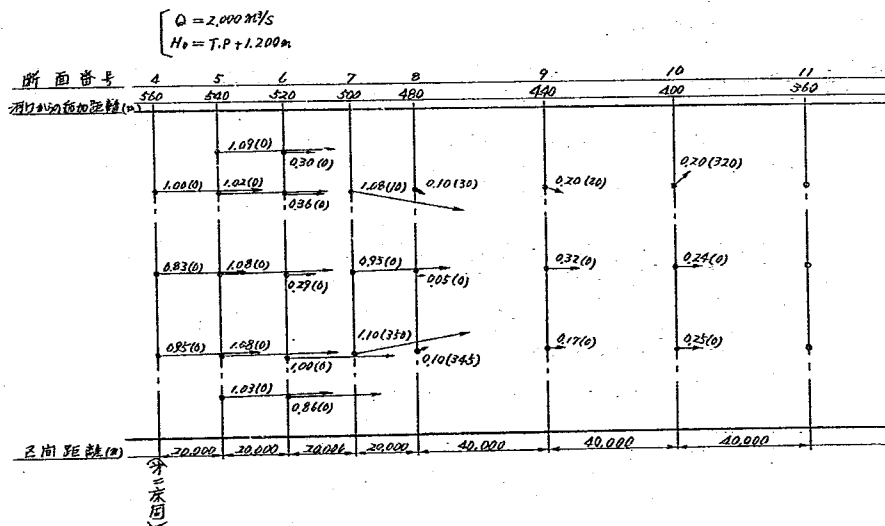
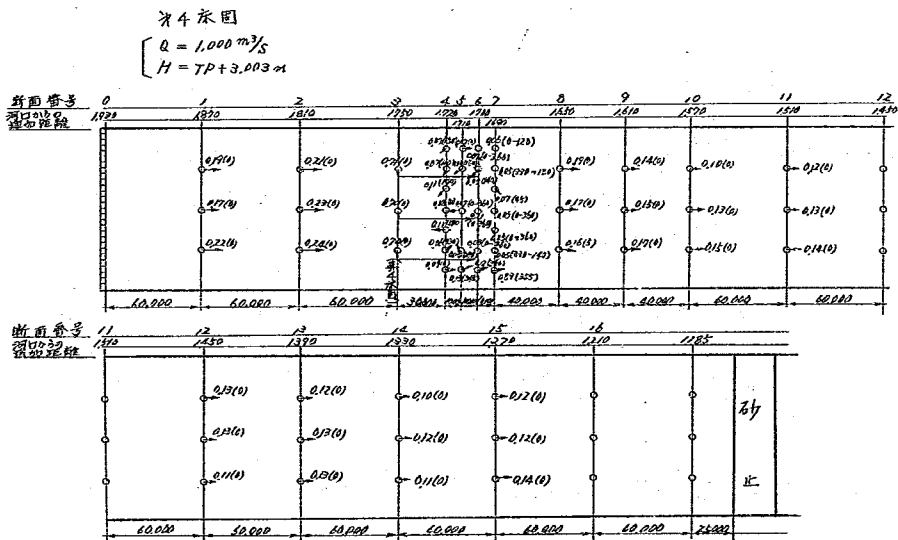
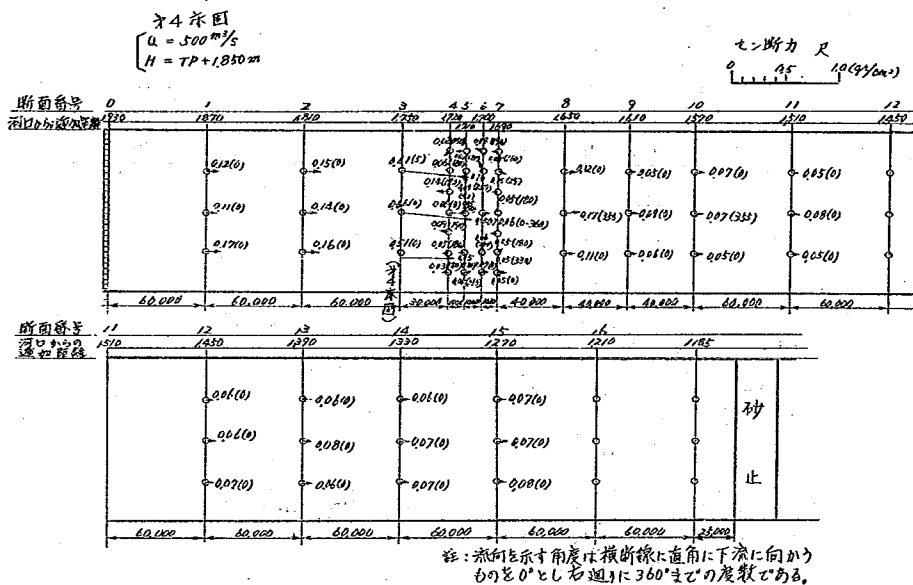


図 7-50 河床断面力分布図



才 4 床 図

$$\begin{cases} Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 3.958 \text{ m} \end{cases}$$

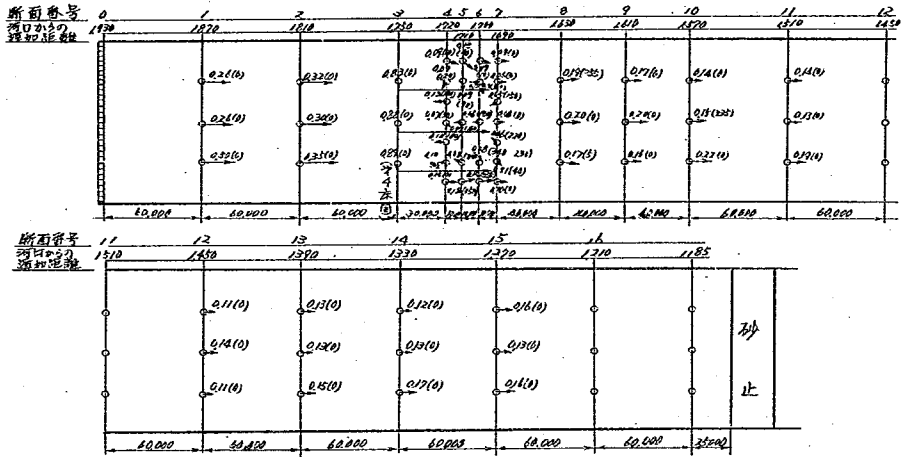


図 7-53 河床セン断力分布図

才 4 床 図

$$\begin{cases} Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = TP + 4.777 \text{ m} \end{cases}$$

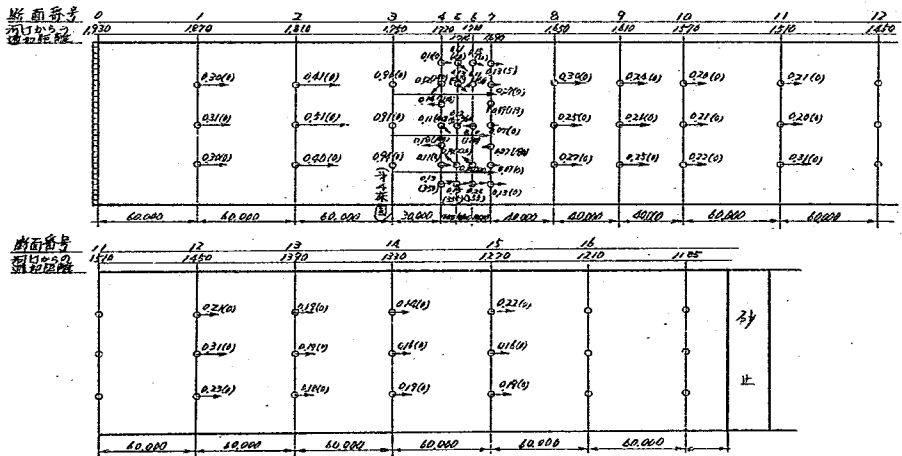


図 7-54 河床セン断力分布図

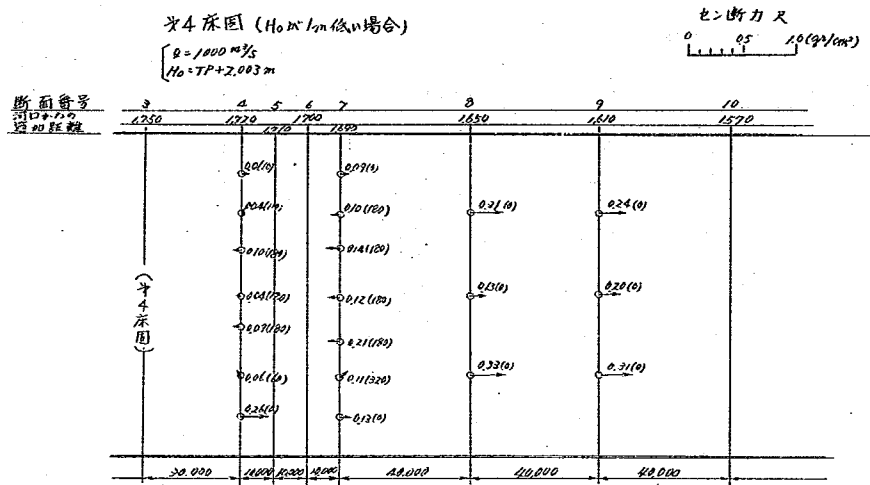


図 7-55 河床セリ断力分布図

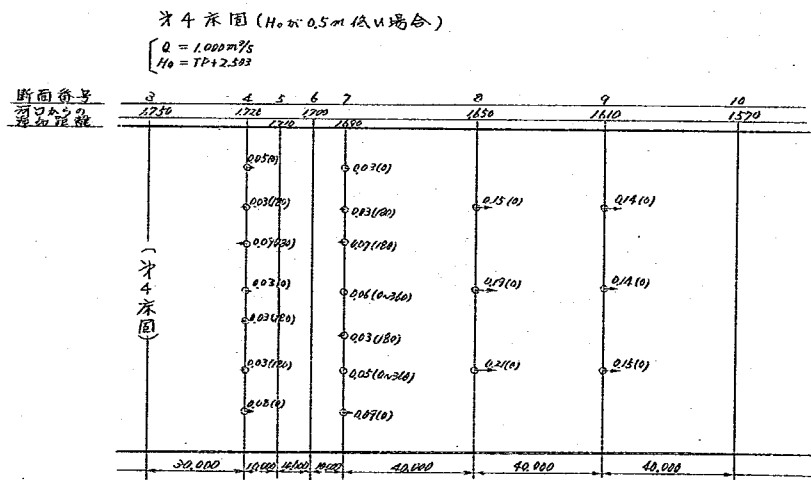


図 7-56 河床セリ断力分布図

※4床図 (H_0 が1m低い場合)

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = T.P. + 295.8 \text{ m} \end{cases}$$

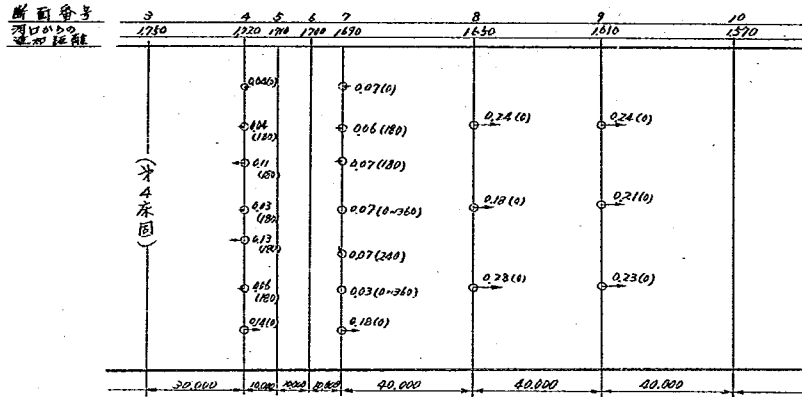


図 7-57 河床セン断力分布図

※4床図 (H_0 が0.5m低い場合)

$$\begin{cases} Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = T.P. + 345.8 \text{ m} \end{cases}$$

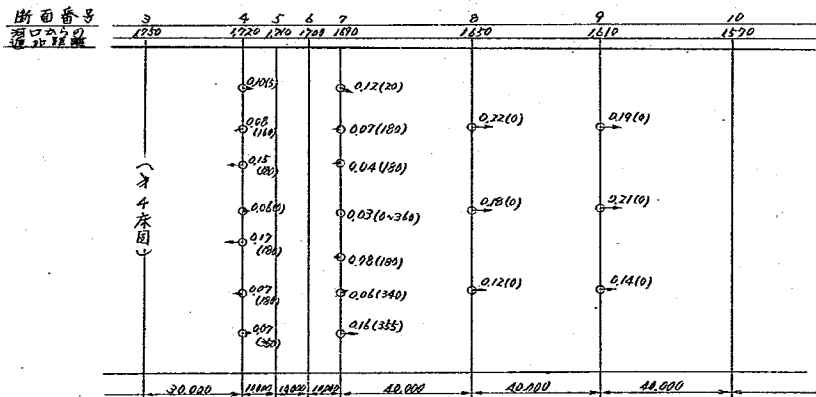


図 7-58 河床セン断力分布図

f 固定床実験総括

水路は直線的であるが、模型水路の流れは必ずしも二次元的ではなく、非常に複雑な流況を呈している。この三次元性の程度は、水位や流速あるいは流線などの測定の結果、想像あるいは外観よりは相当いりこんでいることが判然としてきた。このように流れが三次元的に複雑になると、二次元的な仮定に基づく理論計算の結果とはおのずから差が出てくることが想像される。また、二次元実験の結果もそのままでは現象の説明に適用できないであろう。局所的に流れや水路断面が急激に変化するような場合には、断面の水位を平均水位、また断面の流速を平均流速で議論するだけでは不十分であると考えられる。

赤川床固群の代表として選ばれた第2床固および第4床固下流の流況は、やはり実験をしてみなければわからないほど複雑であった。計算結果や二次元実験の資料のみから、対策案について検討し結論をだすことは危険であり、現状模型の実験資料は参考となるところが大きいと考えられる。欲をいえば、三次元の移動床の実験が望ましいところであるが、模型改造や時間と予算の都合（固定床の場合の10倍以上の時間と予算が必要）、また影響するところの大きい補給砂量のきめ方などの問題があつて、これはやむをえないものと思われる。

三次元固定床実験の結果は、水位（縦断、横断）、流速、河床せん断力および流況（流線および渦）に整理され、洗掘形状との関連において検討された。

第2床固の場合は水路の中央部が洗掘されていて、それがかなり下流にまでおよんでいるケースであるが、流れは中央の深掘れ部に集中し、流速はかなり下流まで大きいことが特徴である。床固直下流で流れが中央へ集中するために、水面の横断形が水平でなくなり、その影響が下流におよぶ。一般的に、中央に深掘れ部があれば水が集まり、流れが集中すれば深く掘れるであろう。また、流れが極端に中央に集まって水位がさがれば、その下流の水路の両端には渦が発生しやすくなり、渦が発生すれば、その部分に堆積がおこって流れの中央集中を促進させる結果となる。第2床固の場合は、流れの集中が水路の中央にあるという幸運がある。中央の溝状に長く掘れたところでは、流速は相当下流までおとろえないが、補給砂もここへ集まるので洗掘が現在程度にとどまっているとみなすことができるであろう。

第4床固の場合は、床固直下流部で左・右岸沿いにそれぞれ深掘れ部があり、それが短い区間にもとの河床高にもどっているケースである。この場合は、流れの集中が第2床固の場合ほど激しくなく、深掘れ部の底の方では逆流が生じていることが多い。第4床固下流では逆流で洗掘されているものと考えられる。第2床固ではエブロン下流で徐々に洗掘が進んでいるが、第4床固ではエブロン下流で急激に掘れている。これなどは ground roller の存在を裏づけるものであろう。

流線と渦の存在は密接な関係にある。渦の生消が流線の位置に直接影響する。したがって、安定した渦が常に発生している場合は流れは安定する。しかし、渦が下流水位や流量の影響を

うけるときにはあまり安定しない。このようなときには流線は条件によって変化し、流速分布やセン断力分布あるいは補給砂分布も変化し、水路そのものが不安定になる。固定床の実験を通じて、第2床固および第4床固ともにかなり安定した渦が発生しているようである。したがって流線の極端な変動はみられない。このような意味では第2床固および第4床固ともに安定化の状態に進行中であると判断されてもよいであろう。第2床固と第4床固とでは、後者の方がより安定である。ここでいう安定とは流れの安定のことであって床固の安定とは一応別問題である。第2床固下流の流況は多少流量や潮位の影響を受ける。

渦が発生するとこれは時間的に変動することが多い。そのために流向は必ずしも一定しない。これは洗掘現象にも関係するものと考えられている。

河床セン断力分布の実験値から明らかなように、第2床固および第4床固の下流はともに静的平衡の状態にはなっていない。しかし、流況から判断して、仮りにそれぞれの床固の下流の河床形状が安定化の方向に進行中であるとすれば、第2床固では動的平衡の方向で、また第4床固ではどちらかといえばむしろ静的平衡の方向で洗掘が進行しているのではないと思われる。第4床固では、深掘れ部に存在する ground roller が洗掘現象に直接関与しているものと考えられるが、渦の時間的な変動の影響は小さくなく、たとえ平均の底流速としてはわずかであっても、ときどき大きくなれば、補給砂が少なれば洗掘が進行する。したがって、洗掘部に大きなブロックを投入して洗掘の進行を防止する対策を考慮するときには、測定の底流速のみを対象として検討することは危険である。

(4) 固定床模型実験 — 副堰堤の影響

a 検討方法

床固本体を保護する対策案の1つに副堰堤案がある。これは下流水位を上昇させて床固のエネルギーの負担を軽くすると同時に、床固下流の流況を変えて高速流が河床付近から離れることを期待するものである。

副堰堤の検討方法としては、先に副堰堤の間で比較し、しかるのちにその中の有効な案について、現状々態と比較する方法がとられた。したがって、第2床固の副堰堤の場合には、下流端水位としては多くのケースにおいて平均の T.P. 0.4 m が与えられている。これは実験数を少くするためのもので、現状模型では下流端水位 0.4 m のケースは実験が行われていない。

副堰堤の位置としては、床固から近い場合と遠い場合ということで、各床固ともに代表としてそれぞれ2ヶ所が選定された。第2床固の場合は、図7-59および図7-60に示される位置で、それぞれ床固本体から165m、および275mの地点である。第4床固の場合は、図7-61および図7-62に示される位置で、それぞれ床固本体から105mおよび145mの地点である。副堰堤の横断形状は、簡単のため水平とし、検討の行われた高さは3種でそれ

それ図に示されている通りである。

各案の副堰堤の比較のための選択基準としては、経済性、水中施工の難易の程度なども重要であるが、水理条件のみを考慮するものとして、流速、河床せん断力および流況によって比較検討される。

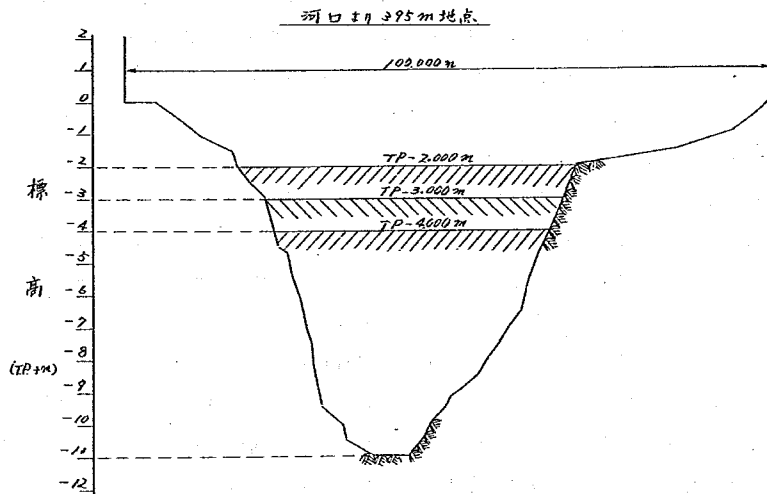


図 7-59 潜堰設置断面図 (第2)

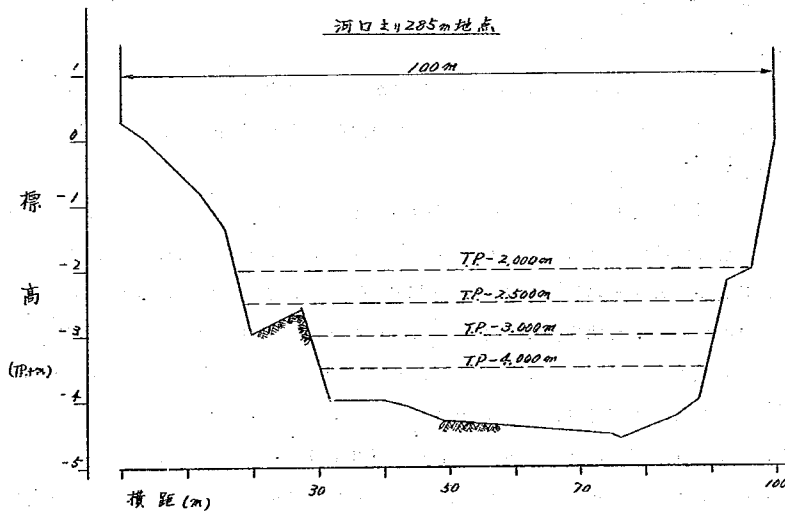


図 7-60 潜堰設置断面図 (第2)

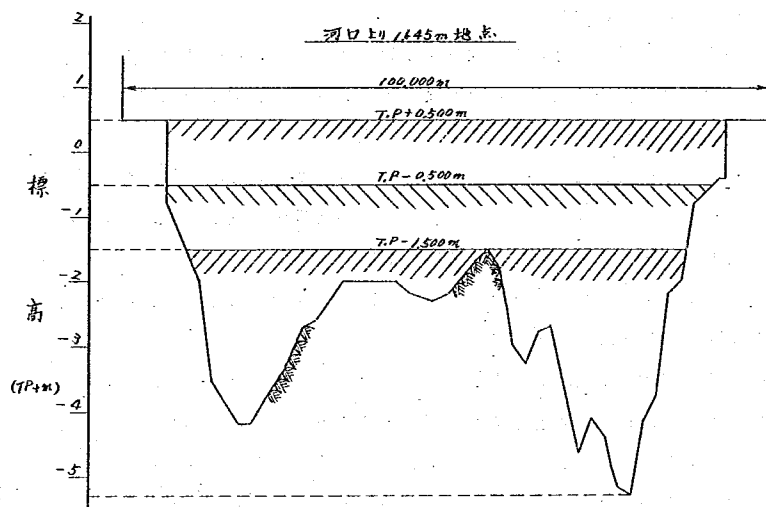


図 7 - 6 1 潜堰設置断面図 (第 4)

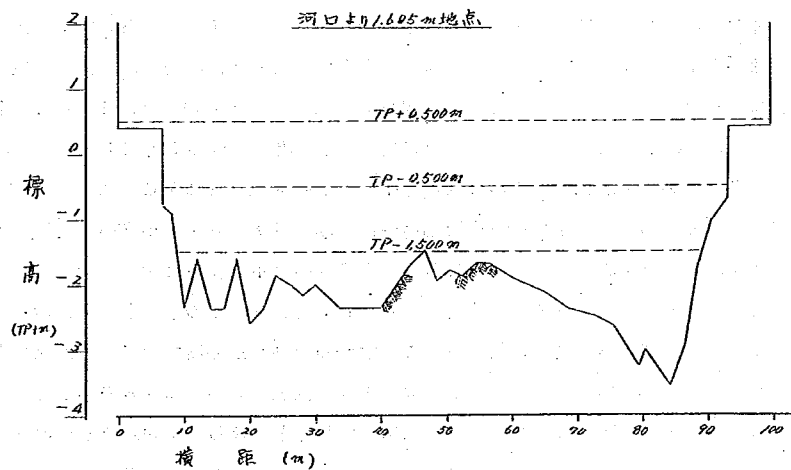


図 7 - 6 2 潜堰設置断面图 (第 4)

b 副堰堤設置による流況の変化

副堰堤を適当な位置に設けることによって、エネルギーの負担軽減のほか、流況改善が期待されるが、実験の結果は第2床固の場合および第4床固の場合で、それぞれ図7-63～図7-88および図7-89～図7-107のようである。第2床固で、図7-63～図7-70は副堰堤の設置位置が床固に近い場合、図7-71～図7-88は遠い場合である。第4床固で図7-89～図7-96は副堰堤の設置位置が床固に近い場合、図7-97～図7-107は遠い場合である。それぞれ副堰堤の天端高が高い方から順に並べてあり、副堰堤の位置と高さが同じケースでは実験流量の小さい方から大きい方に並べてある。これらの図は現状の場合と比較され、かつそれぞれの副堰堤の実験の間で比較される。

これらの実験範囲では、副堰堤による流況の変化は、副堰堤直上・下流の局部的な範囲で著しいようである。ただし、全体としての流況は一変するような激しいものではなく、副堰堤のない場合の流況が副堰堤に近づくにつれて、わずかずその影響を受けるといった程度である。床固下流の流況は副堰堤が高いほど改善されるが、副堰堤が高くなると、副堰堤下流の流況がわるくなるという不都合な問題がある。

第2床固で副堰堤位置が395mの場合には、副堰堤高が-2mのときは、左右岸に発生している平面渦が多少小さくなる傾向がみられるが、副堰堤下流中央部では跳水が発生し、流況が乱れる。副堰堤高が低くなるにつれて、副堰堤がない場合の流況に近づき、床固下流の左・右岸に発生する平面渦は大きくなる。天端高-3m以下では副堰堤下流で跳水は発生せず、ゆるやかな平面渦がみられる程度で流況としてはわるくはない。このケースは床固直下流のまだ流速の大きいところに副堰堤を設けて、流況改善を期待するものであるから、その天端高は必ずしも高いことが要求されない。

第2床固で副堰堤位置が285mの場合には、床固からかなり下流になるので、流況の極端な変化はないが、流れ全体がゆるやかなスムーズなものになる。副堰堤下流の流況特性は、副堰堤の位置にそれほど関係しないから、この場合も位置が395mの場合とほとんど同じである。このケースでは、床固下流の深掘れ部の流況を、副堰堤を設けることによって、その直上流の流線の急変の影響で改善するものではなく、水位がせき上げられたことによって流況改善が期待されるものであるから、副堰堤の天端高が低くければその効果が小さい。副堰堤天端高-2mの場合は副堰堤下流で跳水がみられるが、平面渦の発生はみられず、水面形としてはかなりなめらかである。床固下流では波状跳水が発生し、それは流量の増大とともに激しくなるが、流下するにつれて水路中央部に集まる。この水面の変動は副堰堤で消されるかたちとなる。副堰堤天端高-2.5mの場合は床固下流、副堰堤上流の流況は天端高2.0mの場合と比較してほとんど差がないが、副堰堤下流では完全跳水に近い状態とはなるが、複雑な水面の盛り上がり、平面渦の発生等がみられる。副堰堤の天端-3mの場合には副堰堤上流の流況は副堰堤の

ない場合とあまり変わらない。副堰堤下流ではわずかに波状跳水となるが、水面の盛りあがり、平面渦の発生等はみられない。その効果がうすらいでいる感じである。

第4床固で副堰堤位置が1645mの場合は、副堰堤天端高0.5mのときはその下流で波状跳水が発生し、流れがやや乱れる。天端高が-0.5mになると副堰堤下流の流況は跳水は起らず、左右岸付近にわずかな渦の発生がみられる程度である。副堰堤高が-1.5mになるとその効果はうすらいで副堰堤がない場合の流況にかなり近づく。

第4床固で副堰堤位置が1605mの場合は、副堰堤が床固に近い場合に比して副堰堤周辺の流速は小さくなっているから副堰堤上流側の維持は容易になっている。これも第2床固の場合と同様に、水位を堰上げることによって床固下流の流況改善を期待するものであるから、その天端高が低いと効果がうすれる。副堰堤の天端高が0.5mの場合は副堰堤下流に波状跳水が生じて多少乱れる。天端高が-0.5以下になると波状跳水は流量が大きいときだけで流れもおだやかである。床固下流の流況変化については水位上昇ぶんの効果は期待されるが、みただけではわかりにくく、流速分布や河床セン断力の測定値をもって評価される。

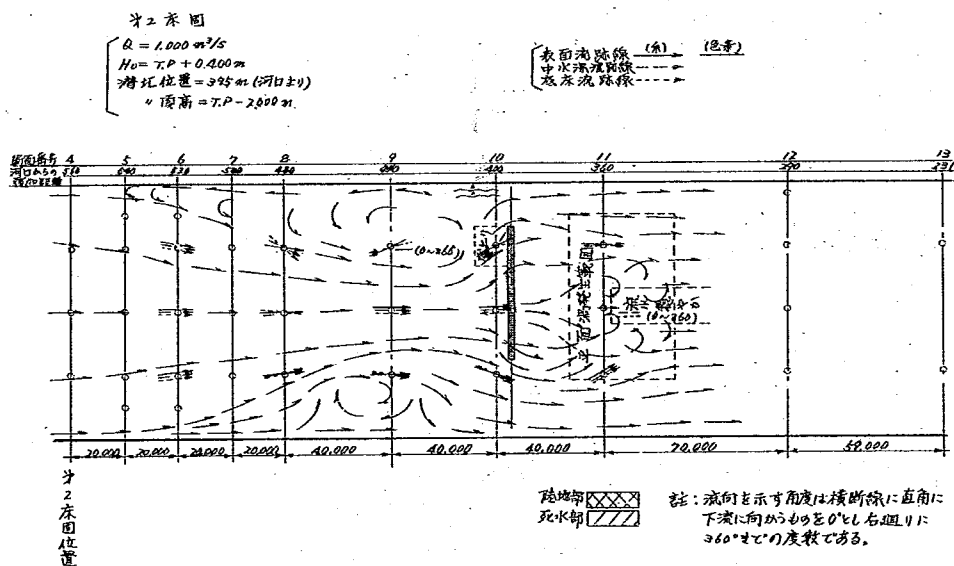


図 7-63 流跡線スケッチ平面図

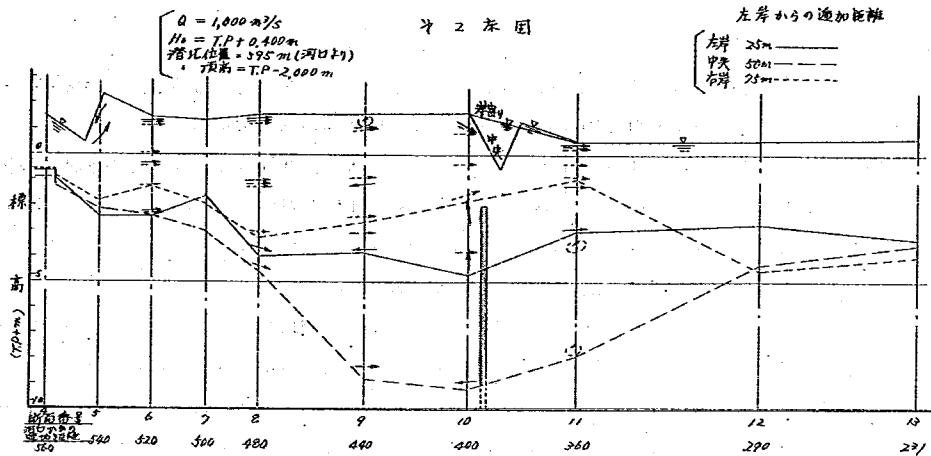


図 7 - 6 4 流跡線スケッチ縦断面図

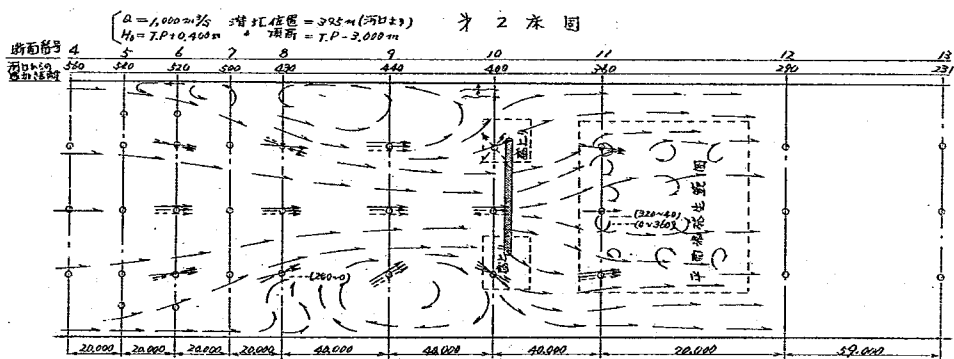


図 7 - 6 5 流跡線スケッチ平面図

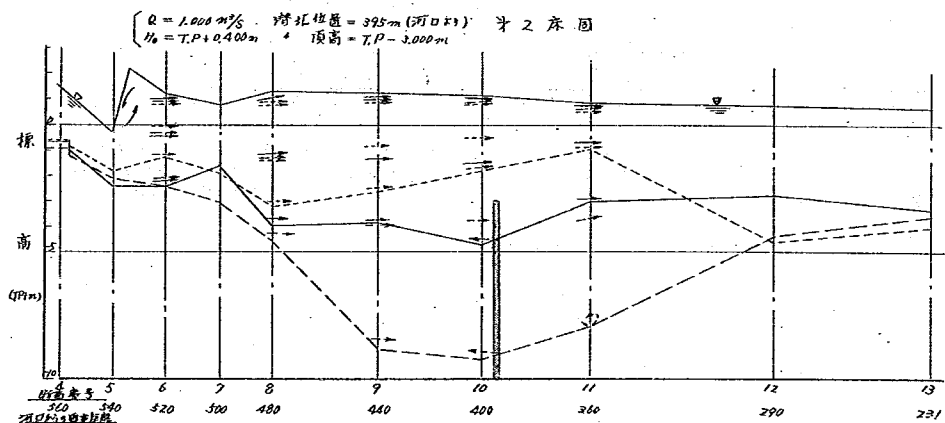


図 7 - 6 6 流跡線スケッチ縦断面図

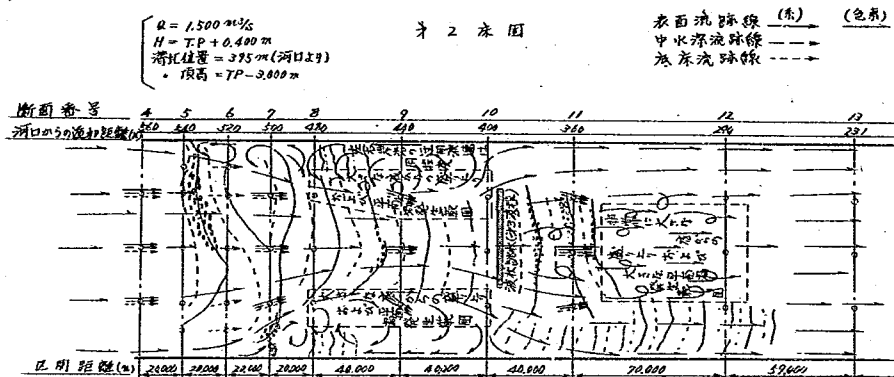


図 7 - 6 7 流跡線スケッチ平面図

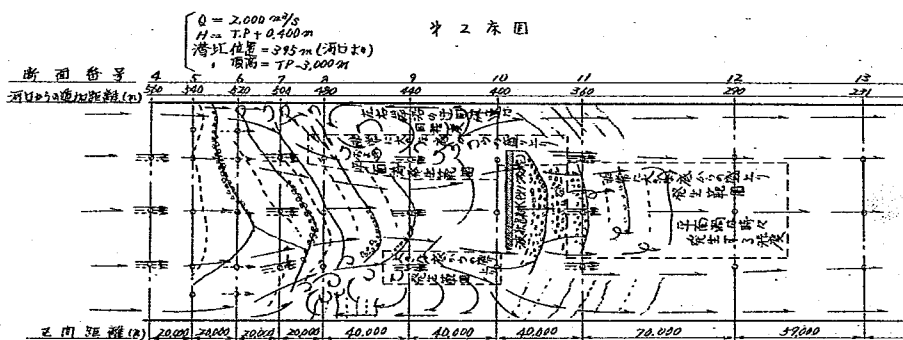
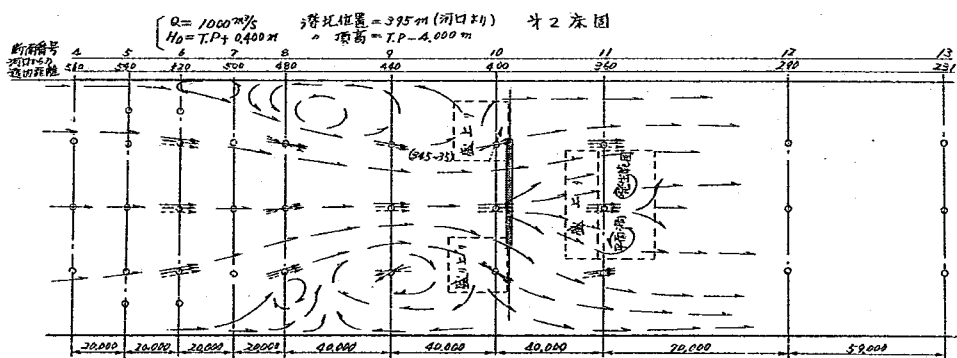


図 7 - 6 8 流跡線スケッチ縦断面図



○ 環状湧水は No.5 断面附近より No.11 断面附近まで見られる。

図 7 - 6 9 流跡線スケッチ平面図

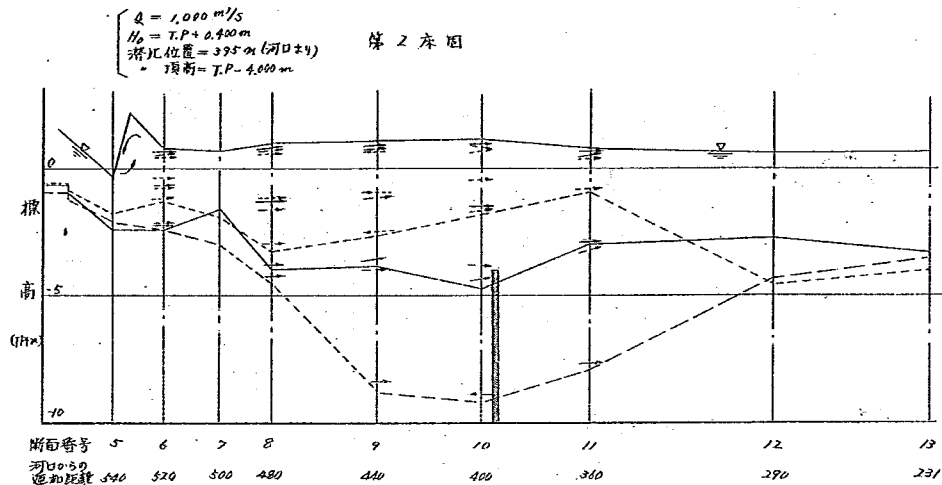


図 7-70 流跡線スケッチ縦断面図

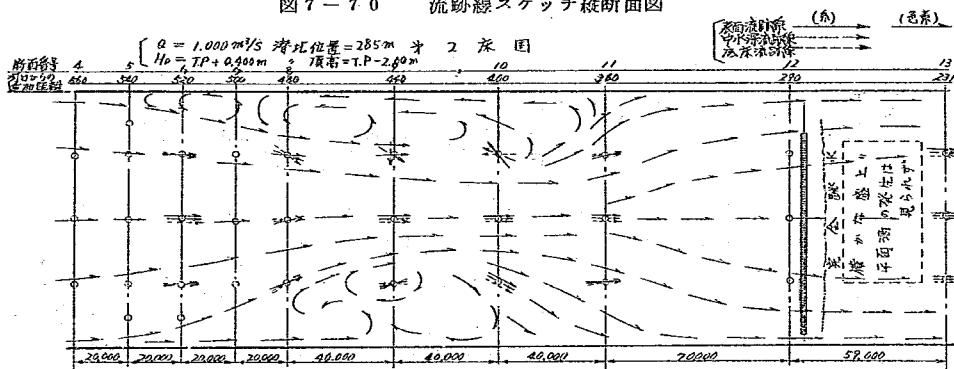


図 7-71 流跡線スケッチ平面図

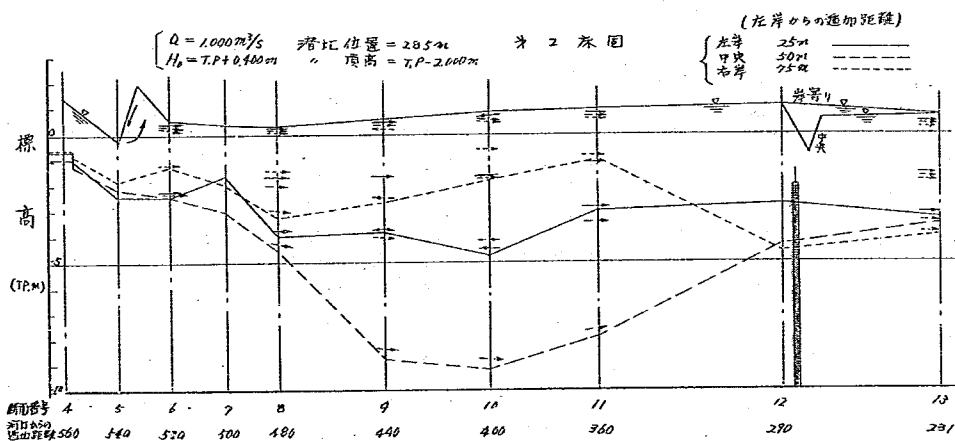


図 7-72 流跡線スケッチ縦断面図

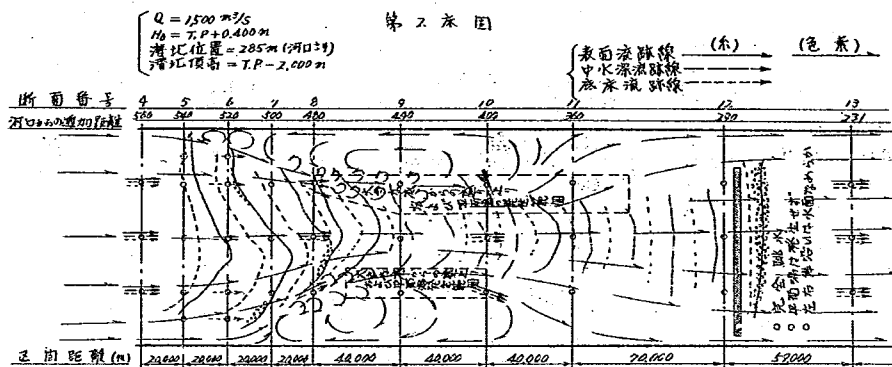


図 7-73 流跡線スケッチ平面図

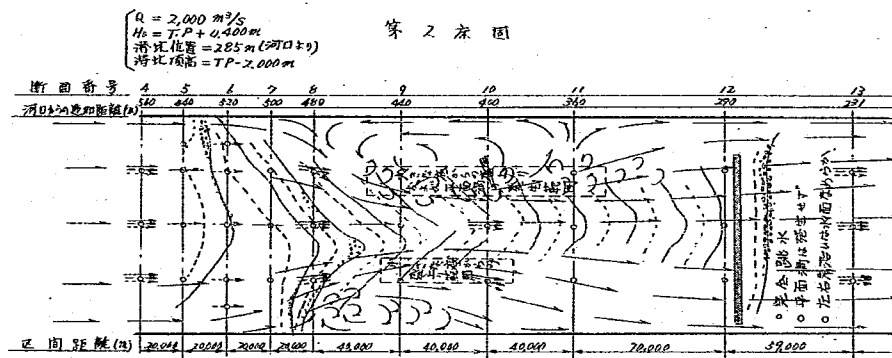


図 7-74 流跡線スケッチ平面図

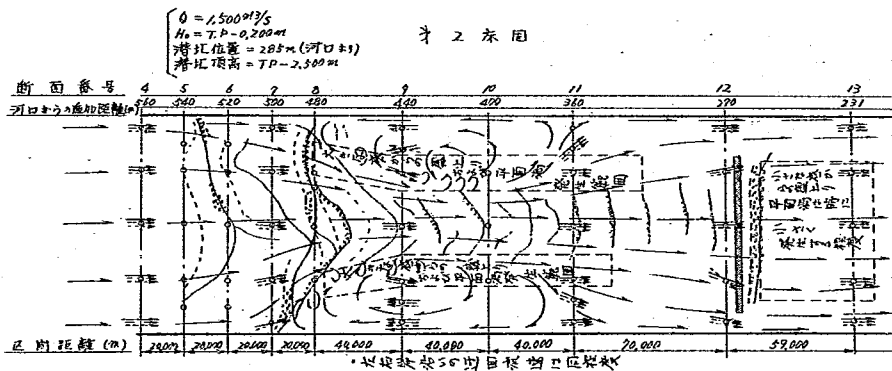


図 7-75 流跡線スケッチ平面図

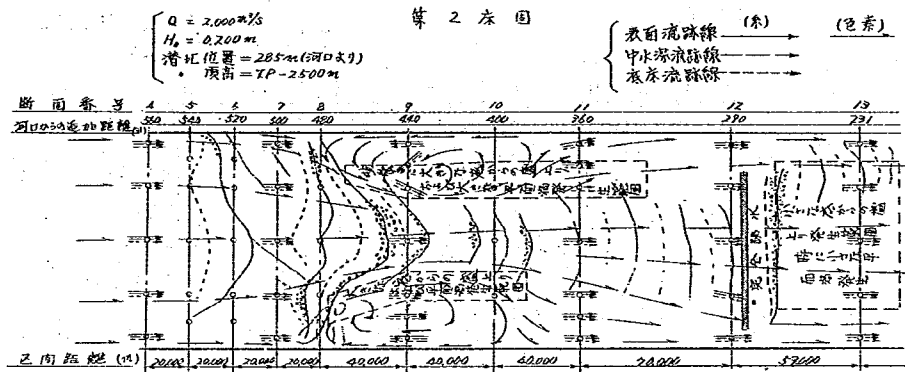


図 7-76 流跡線スケッチ平面図

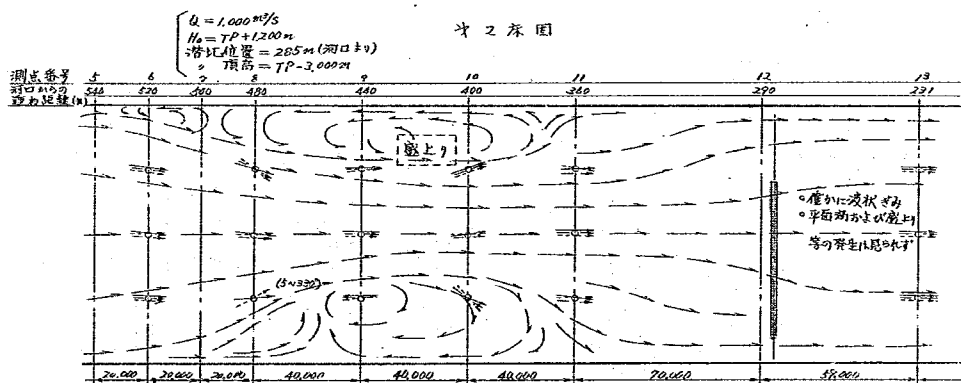


図 7-77 流跡線スケッチ平面図

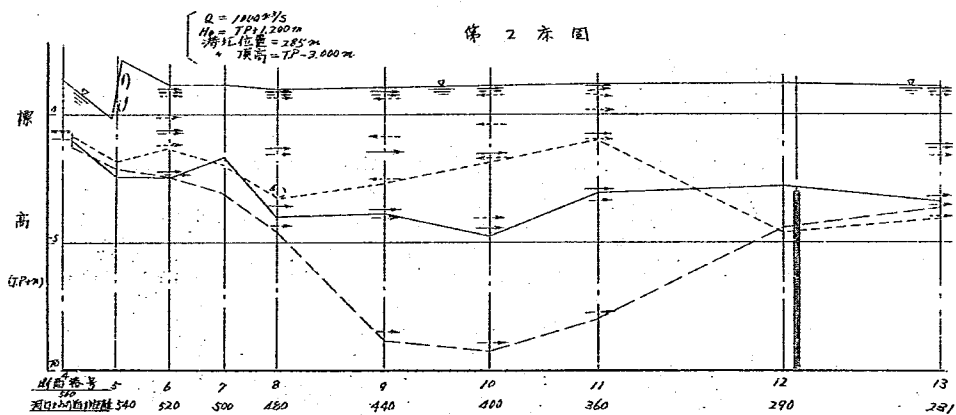


図 7-78 流跡線スケッチ縦断面図

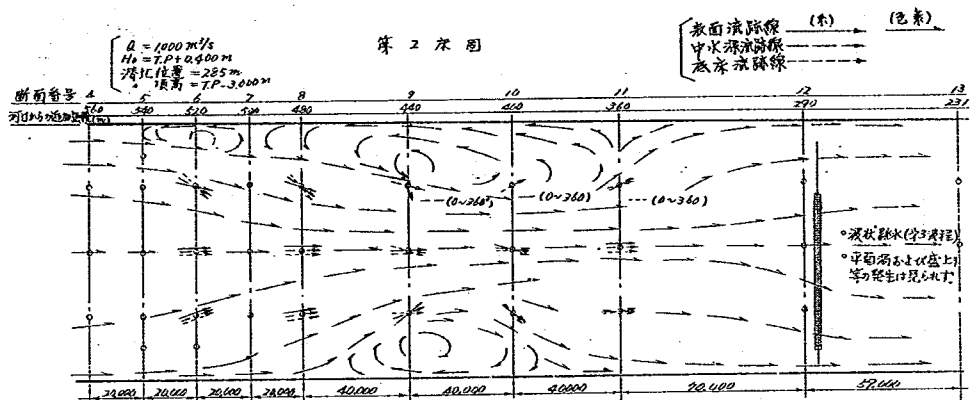


図 7-79 流跡線スケッチ平面図

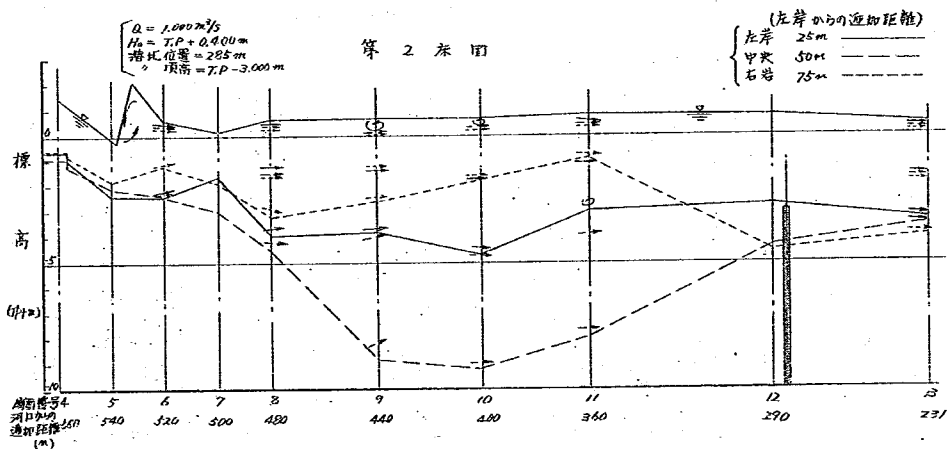


図 7-80 流跡線スケッチ縦断面図

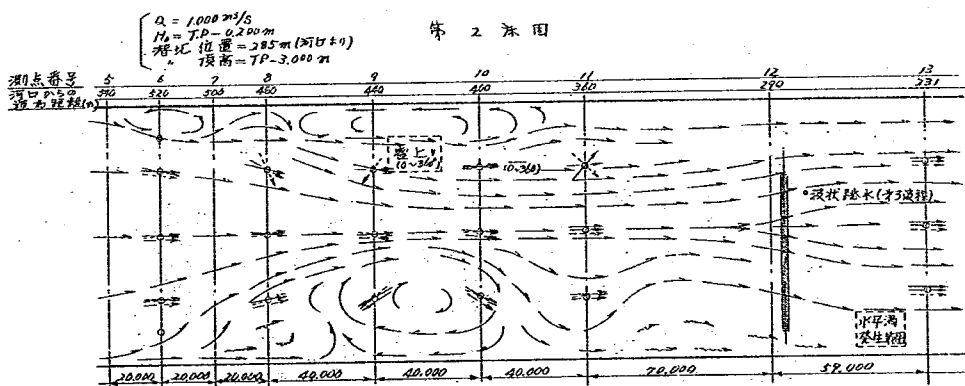


図 7-81 流跡線スケッチ平面図

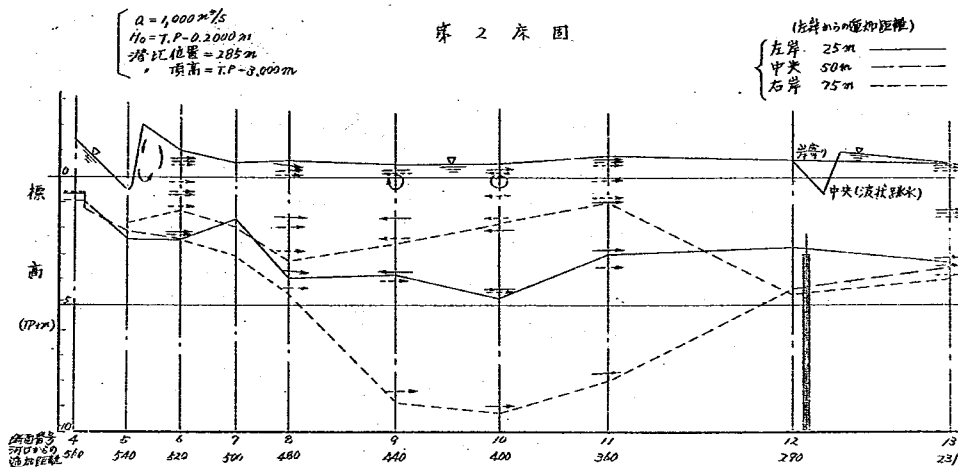


図 7-82 流跡線スケッチ縦断面図

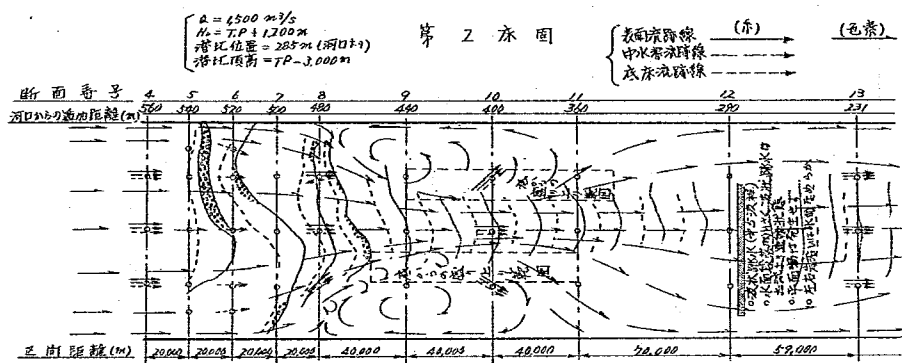


図 7-83 流跡線スケッチ平面図

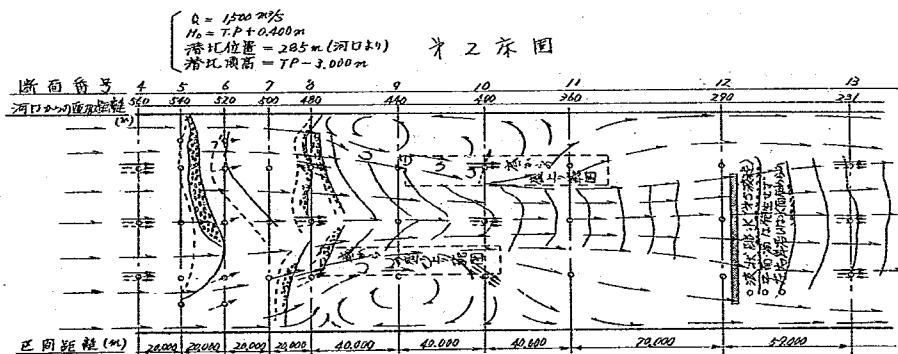


図 7-84 流跡線スケッチ平面図

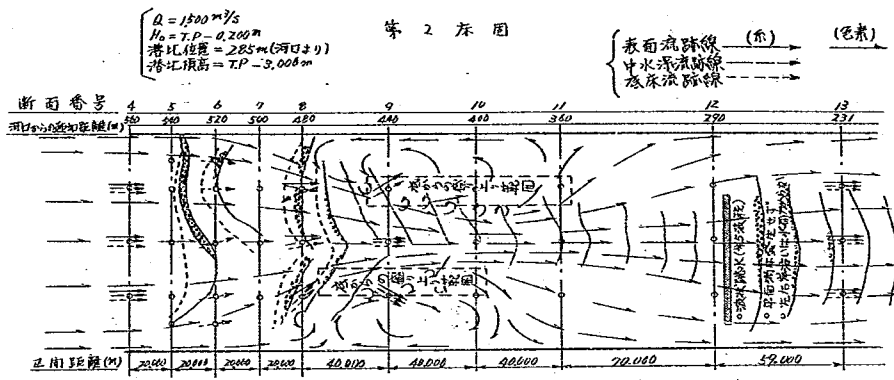


図 7-85 流跡線スケッチ平面図

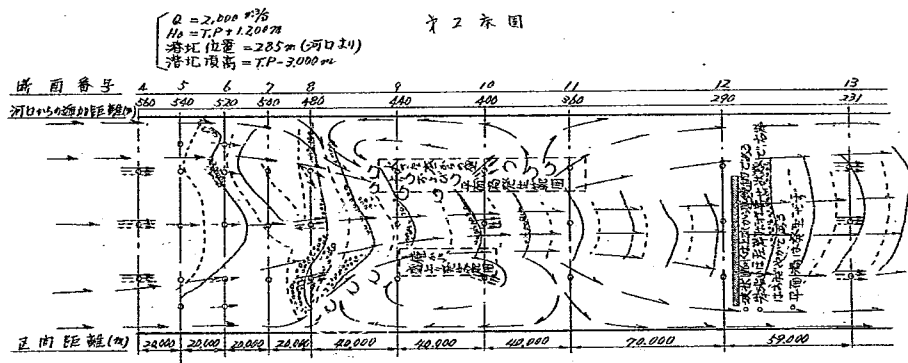


図 7-86 流跡線スケッチ平面図

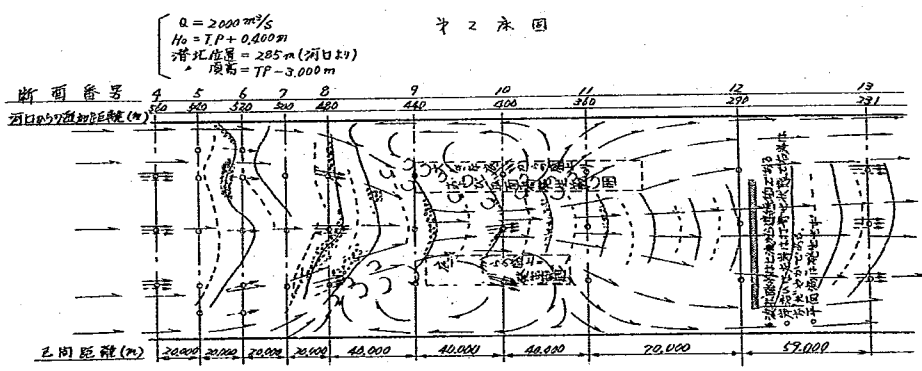


図 7-87 流跡線スケッチ平面図

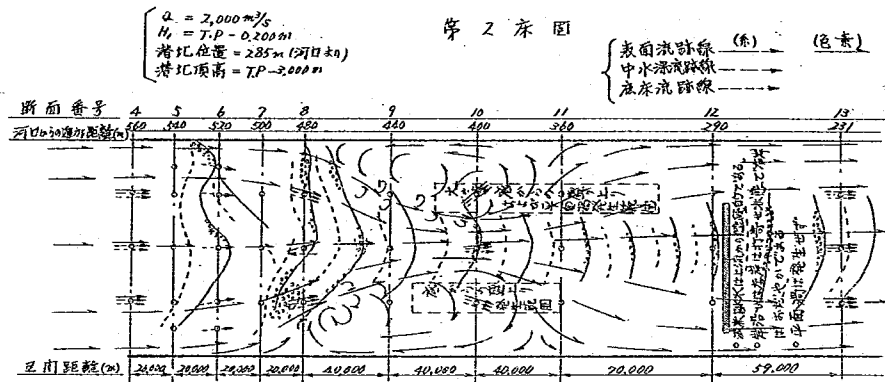


図 7-88 流跡線スケッチ平面図

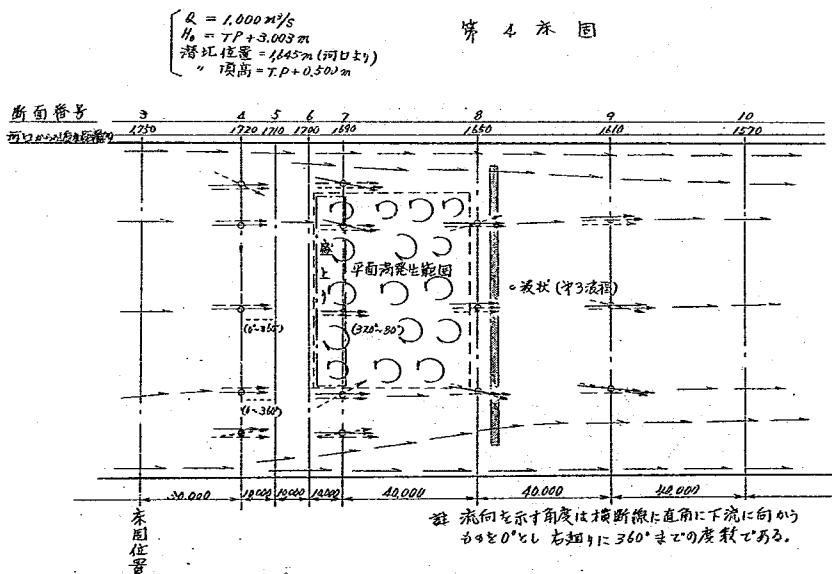


図 7-89 流跡線スケッチ平面図

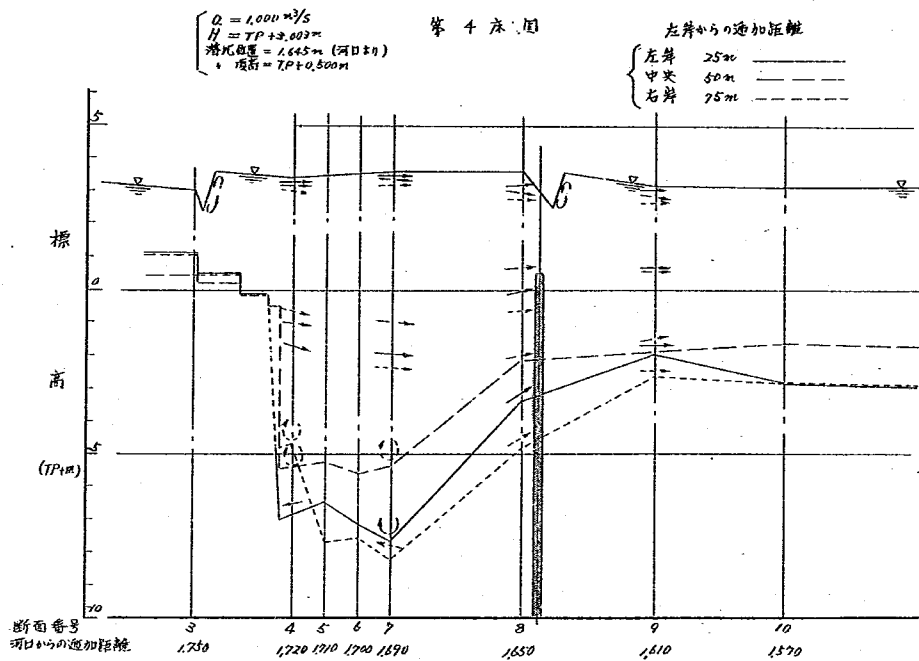


図 7 - 9 0 流跡線スケッチ縦断面図

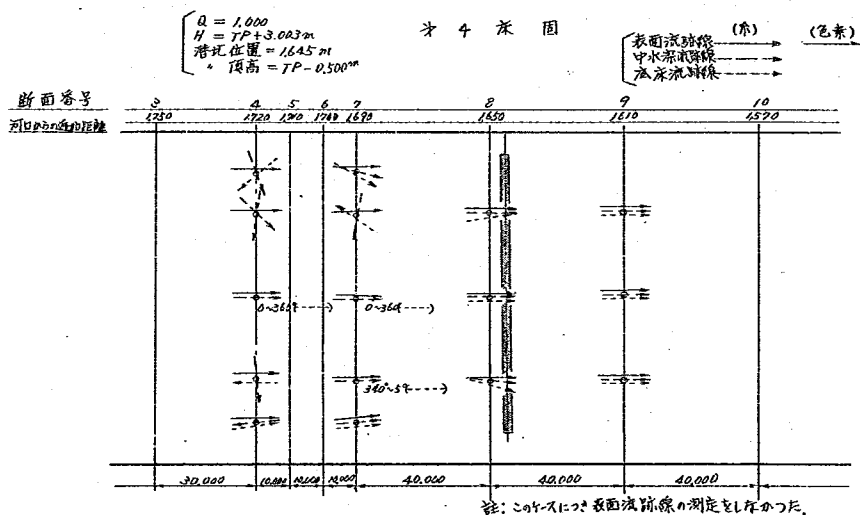


図 7 - 9 1 流跡線スケッチ平面図

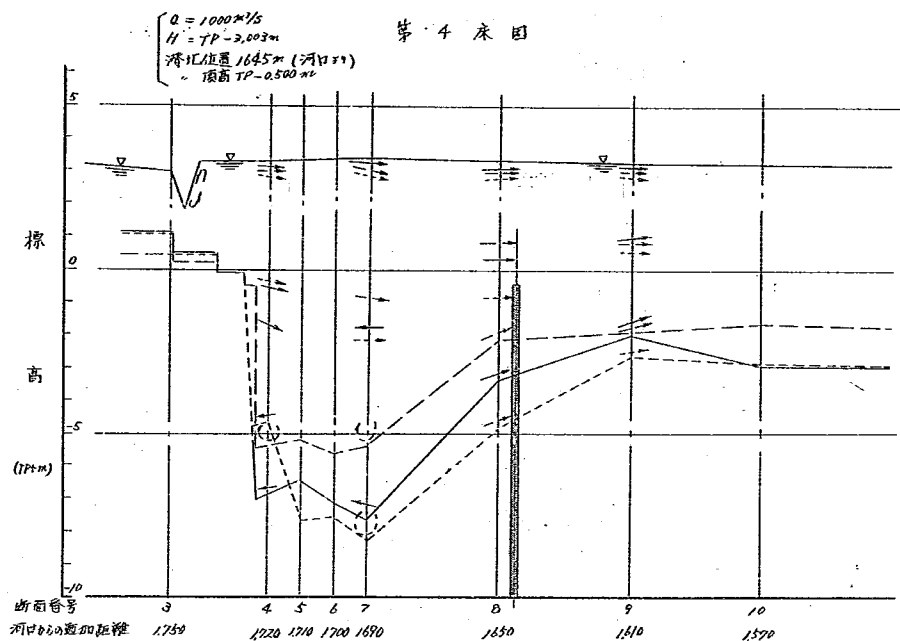


図 7-92 流跡線スケッチ縦断面図

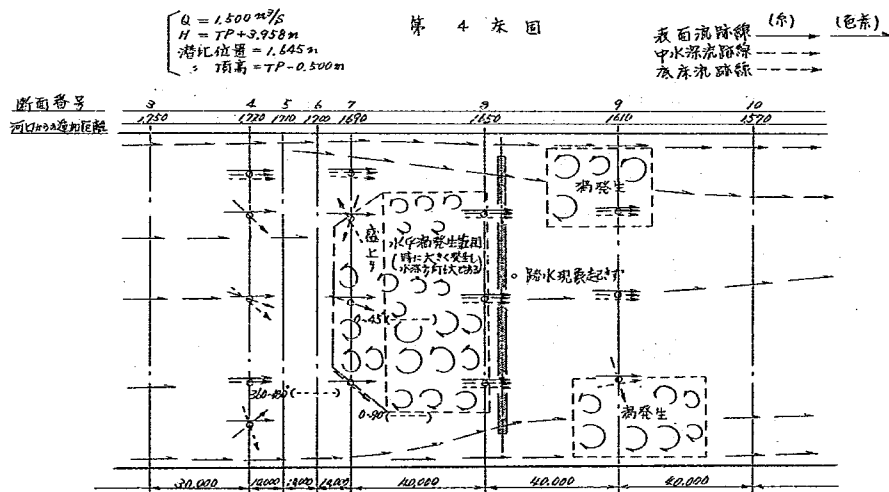


図 7-93 流跡線スケッチ平面図

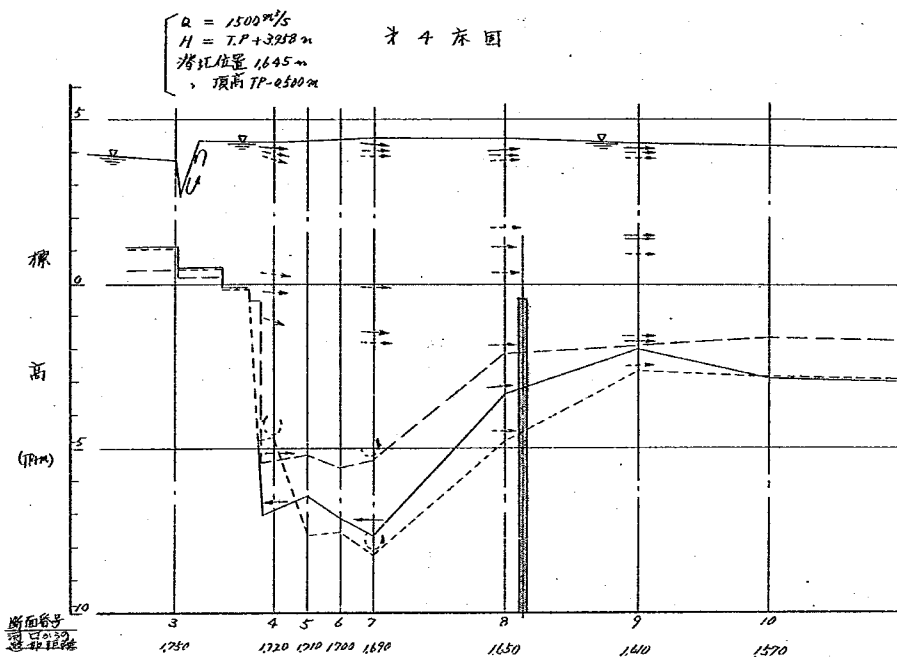


図 7-94 流跡線スケッチ縦断面図

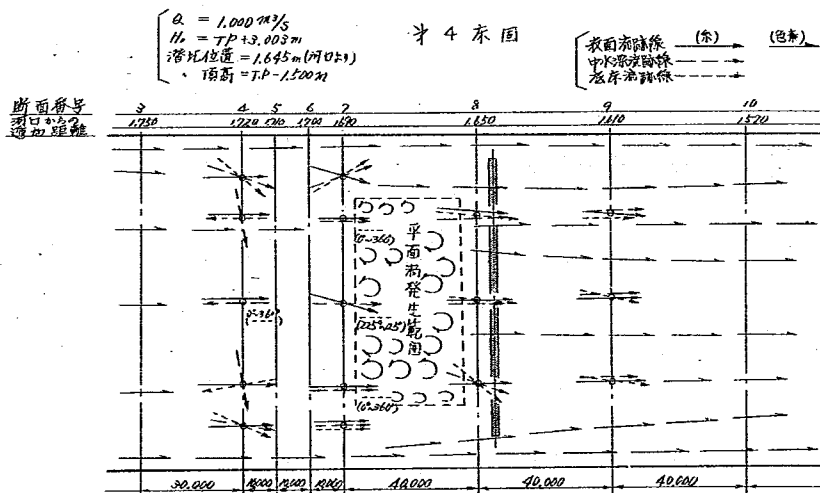


図 7-95 流跡線スケッチ平面図

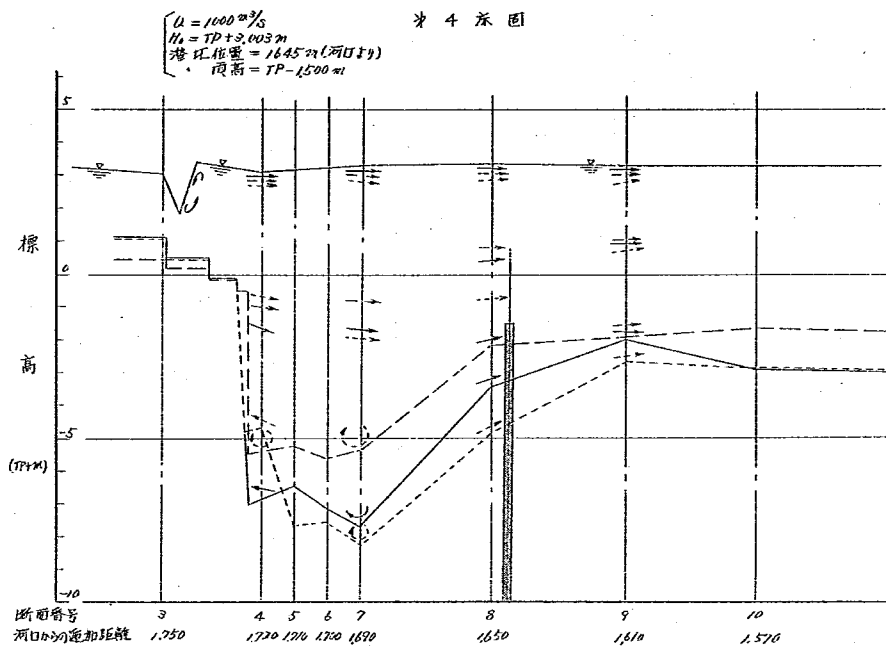


図 7-96 流跡線スケッチ縦断面図

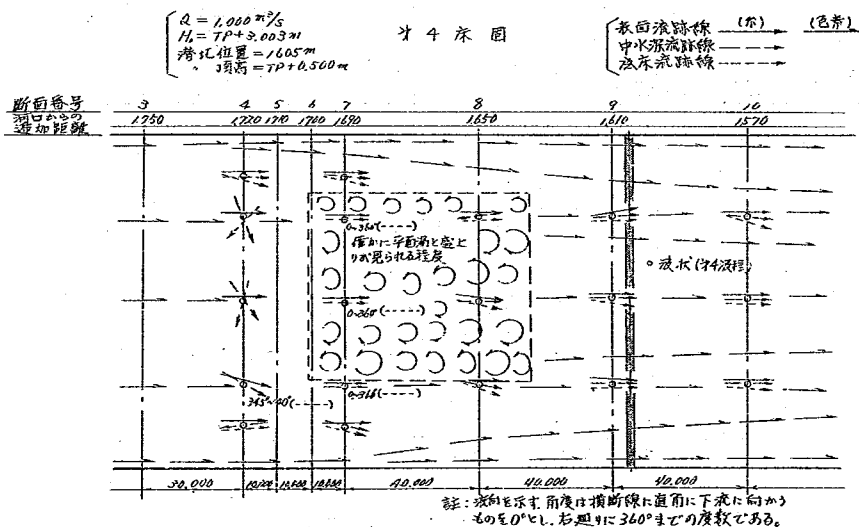


図 7-97 流跡線スケッチ平面図

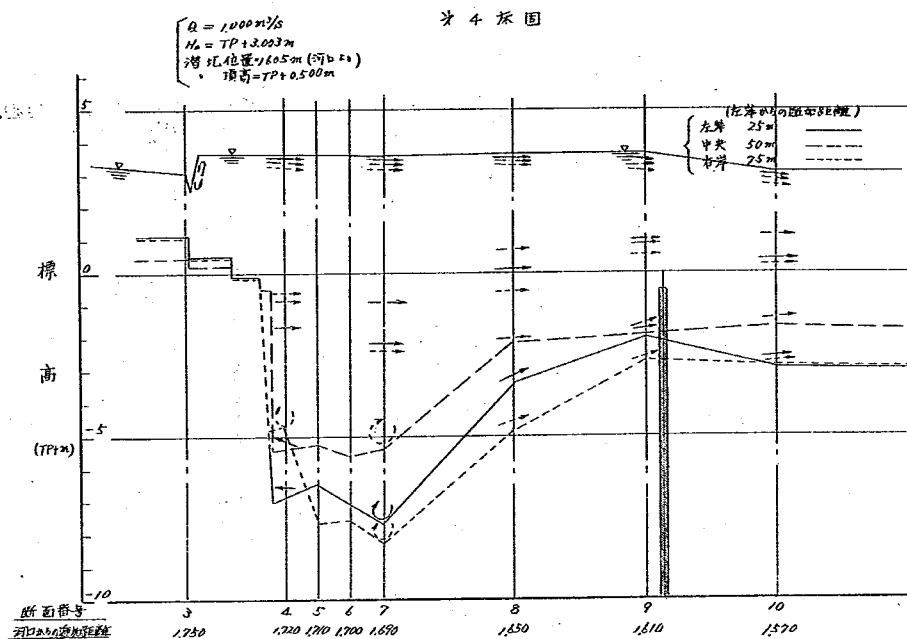


図 7-98 流跡線スケッチ縦断面図

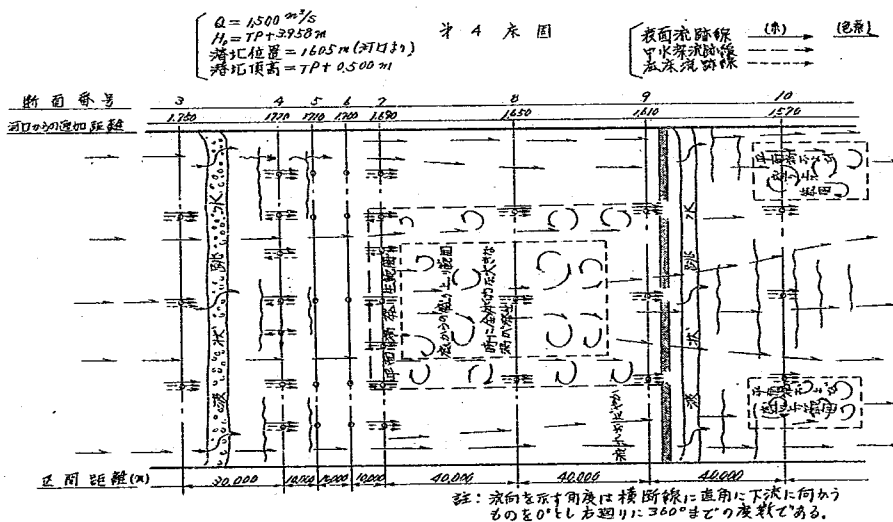


図 7-99 流跡線スケッチ平面図

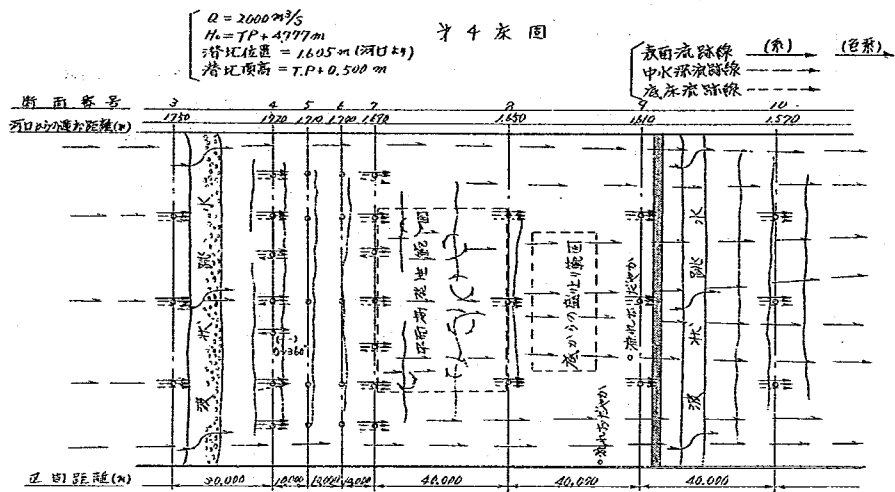


図 7-100 流跡線スケッチ平面図

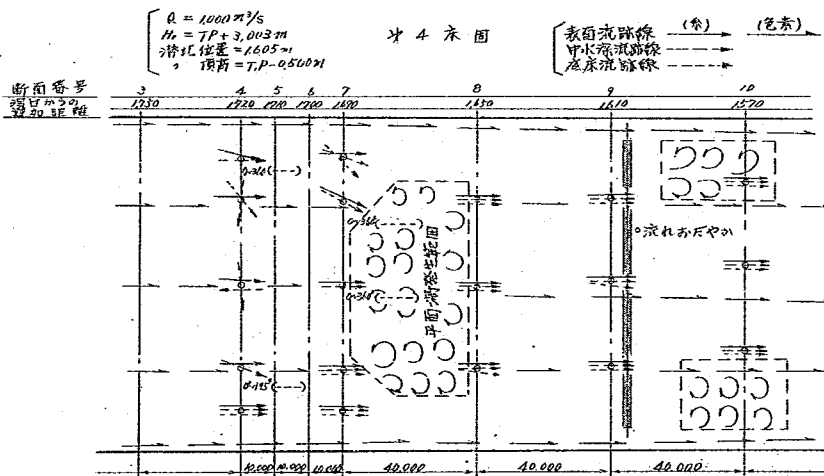


図 7-101 流跡線スケッチ平面図

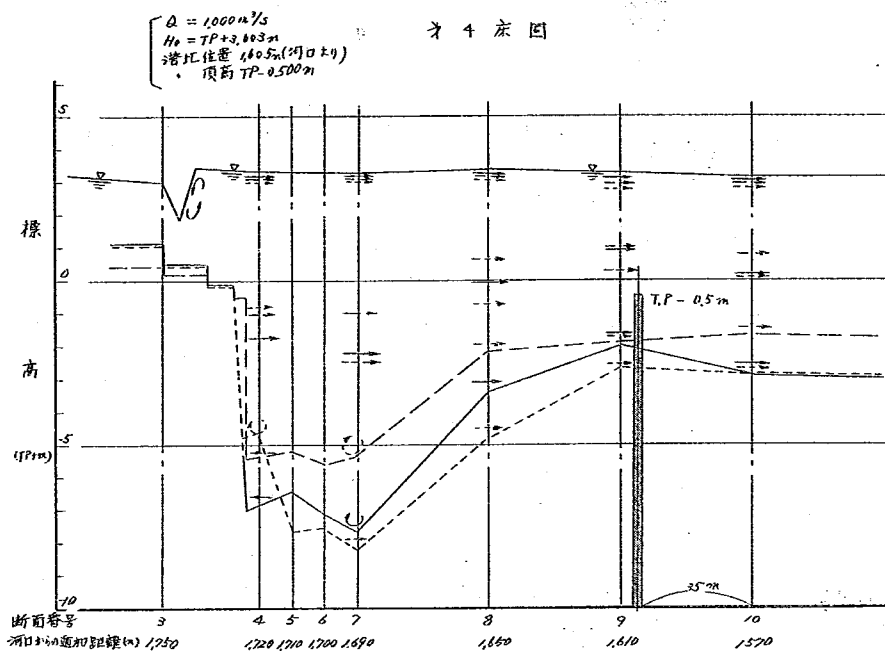


図 7-102 流跡線スケッチ縦断面図

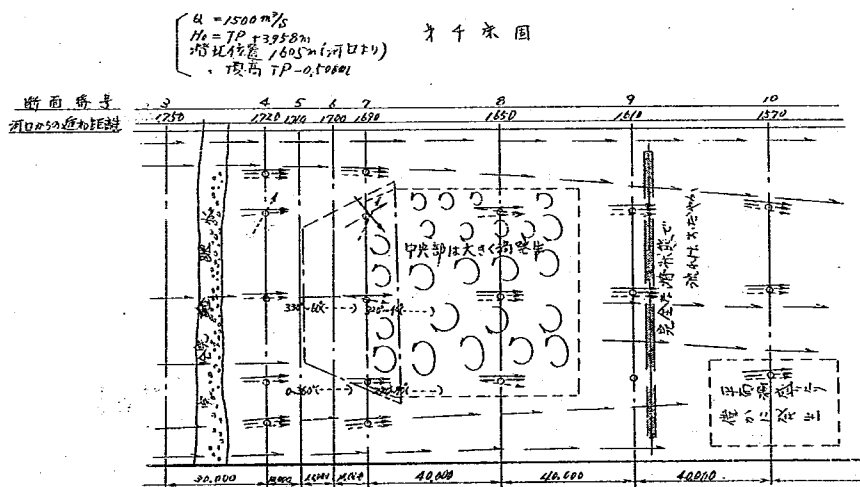


図 7-103 流跡線スケッチ平面図

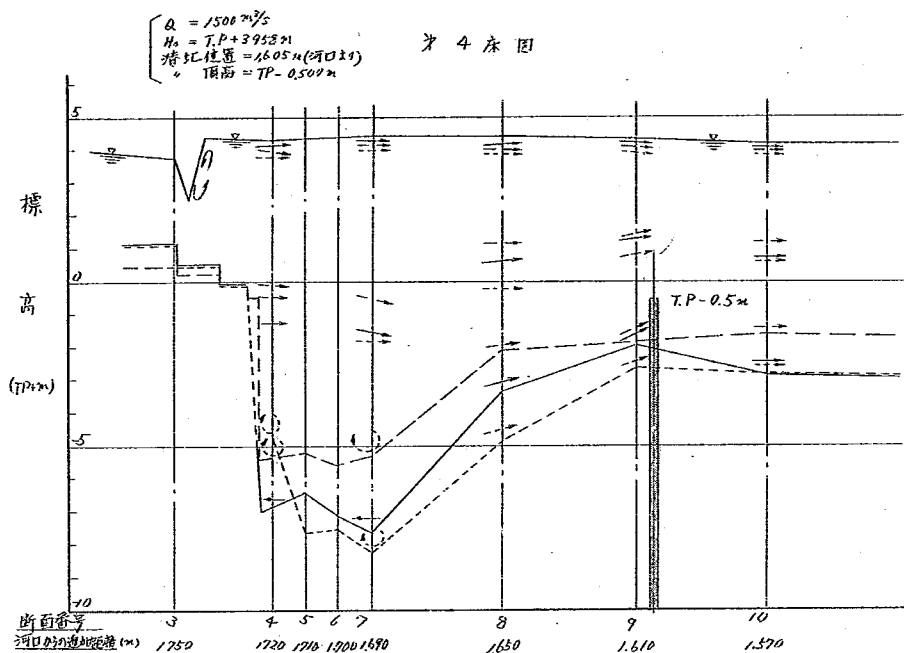


図 7-104 流跡線スケッチ縦断面図

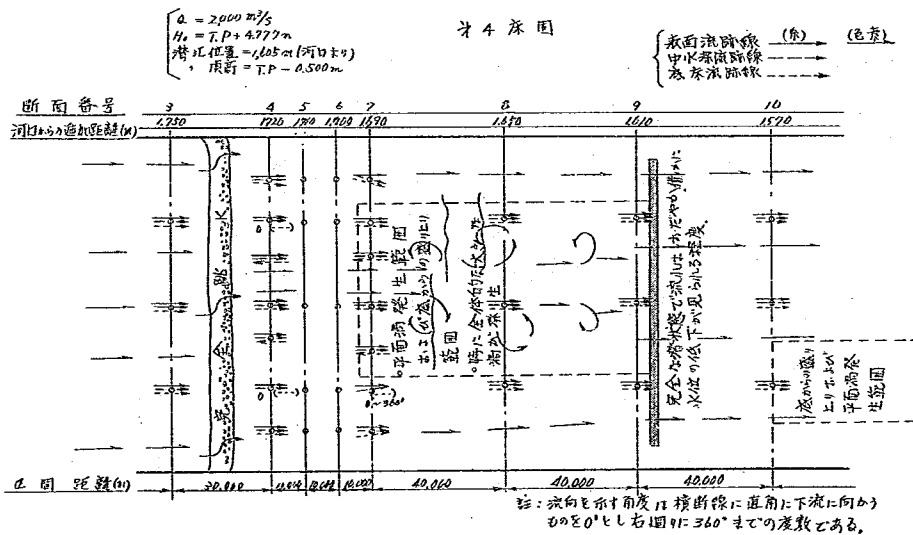


図 7-105 流跡線スケッチ平面図

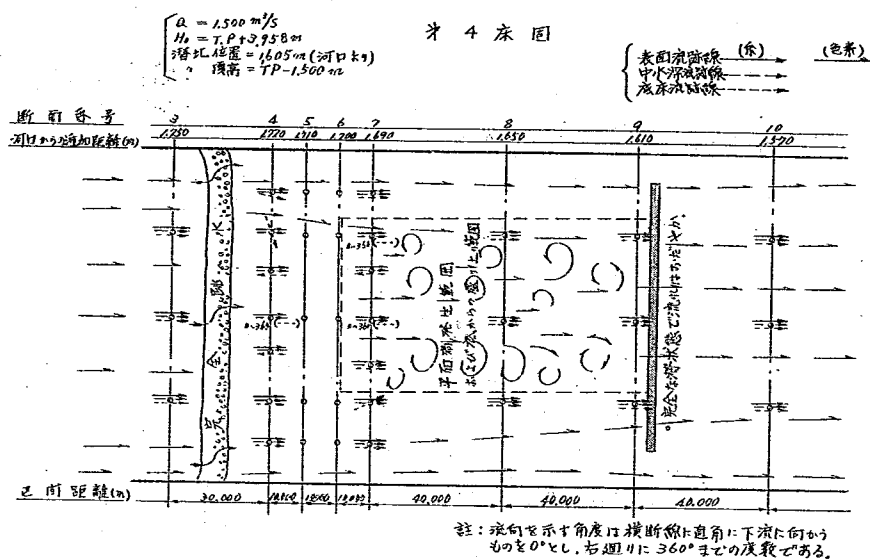


図 7-106 流跡線スケッチ平面図

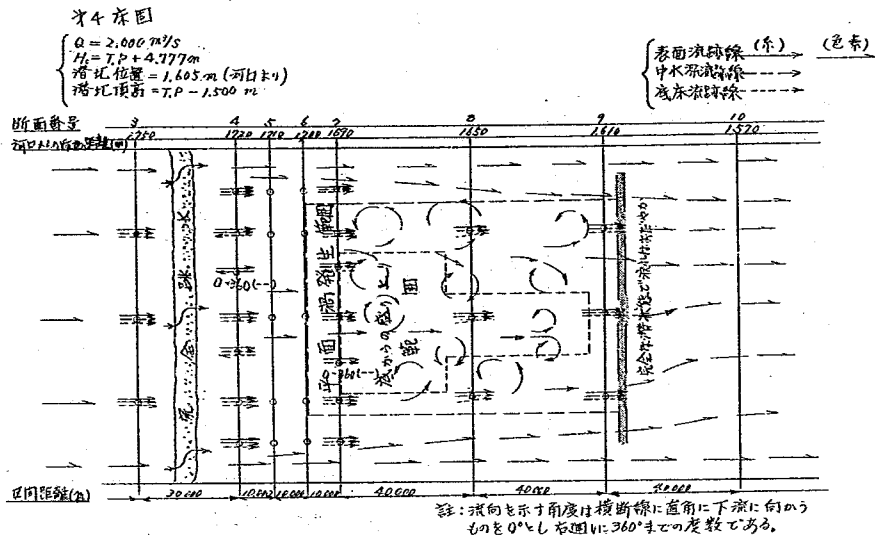


図 7-107 流跡線スケッチ平面図

c 水位縦断曲線におよぼす影響

副堰堤を設けた場合の水位縦断曲線は図 7-108～図 7-111 のようである。第 2 床固および第 4 床固について、それぞれ副堰堤の位置の近い場合と遠い場合のケースがある。水位縦断図は各ケース毎にいろいろの流量および下流端水位の条件に対して、副堰堤の天端高の影響が比較されている。

図 7-108 は、第 2 床固で副堰堤が本体に近い場合のものである。流量が $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ と $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の曲線は 1 本づつしかないが、流量が $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には副堰堤の天端高が -2, -3 および -4 m の場合について比較が行われている。これで見ると副堰堤の高さが低い方が水位が低く、したがって床固直下流の跳水も大きくなっている。しかし、-3.0 m および -4.0 m のケースはそれほど差がないが、-2.0 m のケースはやや跳水が小さくなっている。ところが、副堰堤下流では他のケースに跳水がみられないのに、このケースはここでも跳水を起している。副堰堤がない場合の水位縦断図は図 7-31 に示されている。これは下流端水位が 1.2 m と -0.2 m のケースであって直接の比較にはならないが、現状の場合には、流量が $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ と $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき 2 回跳水が起っているのに対し、図 7-108 によれば多少改善されているとみなすことができるであろう。

図 7-109 は、同じく第 2 床固であるが、副堰堤の位置が遠い場合のものである。これは副堰位置の近い場合に比して副堰堤のない現状のものに近く、跳水も小さくなっている。

図7-110は第4床固で副堰堤位置が近い場合のものである。これは副堰堤がない場合の水位縦断曲線(図7-32)とよく似ている。流量1000 m³/s の場合には副堰堤天端高の影響が比較されている。水位は一応順番に天端高の高いほど水位も高くなっているが、その差は極くわずかである。

図7-111は同じく第4床固であるが、副堰堤の位置が遠い場合のものである。これも現状のものにかなり近く、副堰堤の天端高による影響もその順番になって現われている。第4床固では跳水発生位置が比較的安定していると考えられてもよいように思われる。

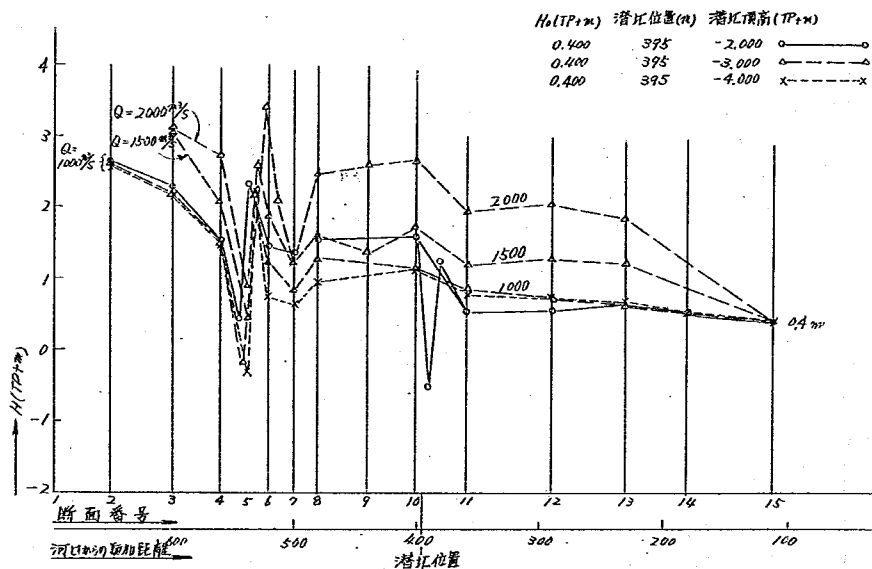


図7-108 水位縦断面図(第2床固)

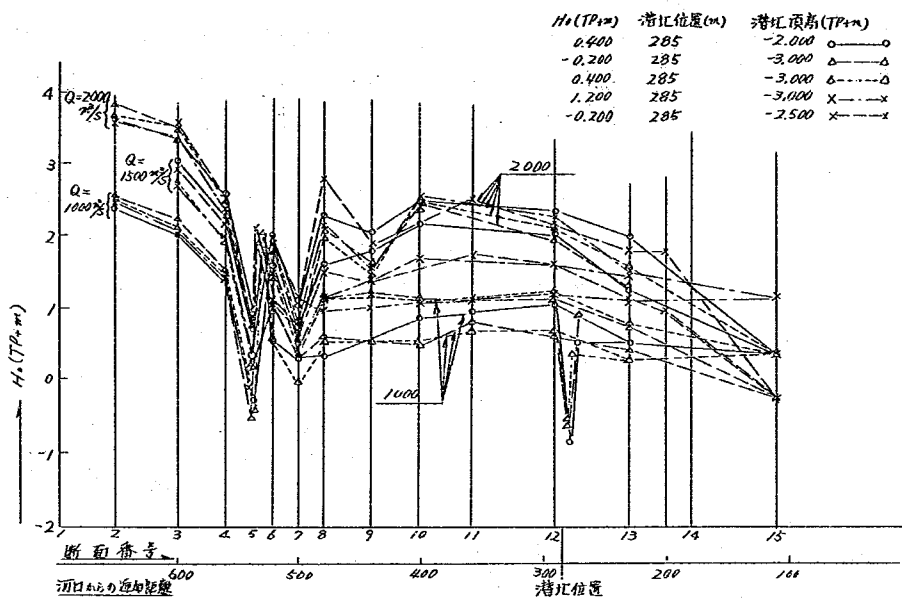


图 7-109 水位纵断面图 (第 2 床固)

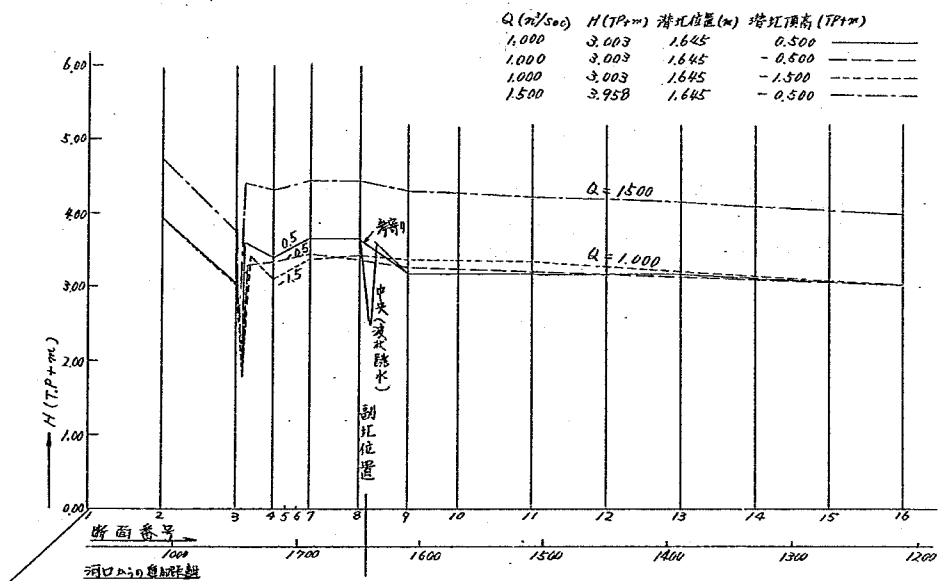


图 7-110 水位纵断面图 (第 4 床固)

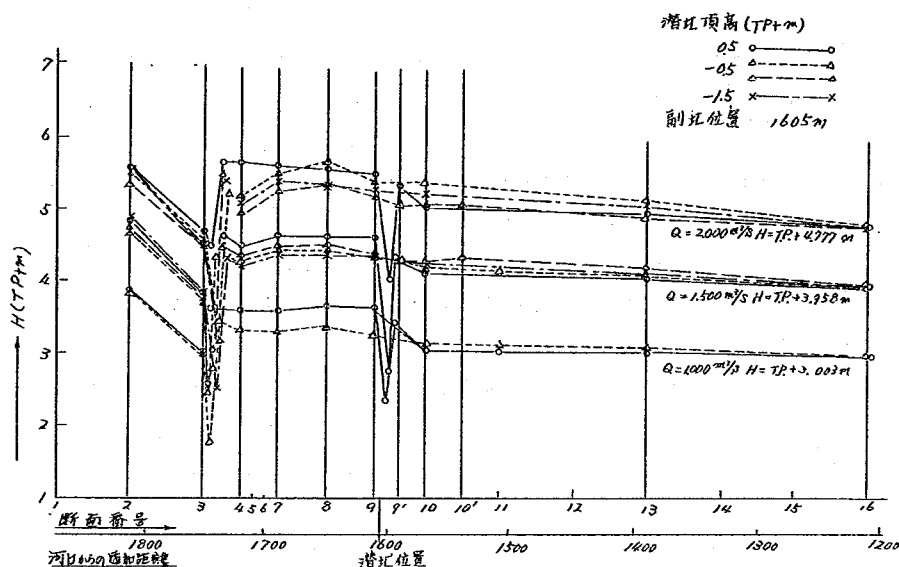


図 7-111 水位縦断面 (第 4 床固)

d 流速分布におよぼす影響

副堰堤の影響は流況図によって全体的な概略が理解されるが、流速分布図によれば一層明瞭になる。流速測定値の一部は等流速のコンタ図として表わされ、副堰堤のない場合と比較されたものは図 7-112～図 7-139 のようである。

図 7-112～図 7-121 は第 2 床固の場合で、副堰堤の位置が下流側の 285 m でその天端高が T.P. - 3 m のケースについて、その流速分布を副堰堤がない場合のものと比較されたものである。比較の行われたケースは流量 1000 m³/s、1500 m³/s、および 2000 m³/s でそれぞれの下流端水位が T.P. - 0.2 m および 1.2 m であり、場所的には 8 (480 m - 第 2 床固より 80 m 下流) および 10 (400 m - 第 2 床固より 160 m 下流) の横断が選ばれている。いずれの場合も実線が現状の場合の等流速線であり、負の流速のものは線を変えて記入されている。このケースは副堰堤位置としては床固より 275 m も下流に位置し、天端高もそう高くないが、特に下流端水位が T.P. - 0.2 m の場合には流速分布や横断の水面形の変化が顕著にみられる。それは流量の増大に伴って著しくなるようである。横断の位置としては、副堰堤に近い方の 8 10 ではそれほどの変化ではないが、8 8 では流量が 1500 m³/s 以上のケースで流速分布の変化が著しく、たとえば最大流速や、最大河床せん断力に変化がなくても、横断の水面形や流況が意外なほどに変化していることが注目される。

図 7-122 図～図 7-139 は第 4 床固の場合である。このうち、図 7-122～図 7-

129は副堰堤位置が1645m(床固より105m下流)の場合であり、図7-130~図7-139は副堰堤位置が1605(第4床固より145m下流)の場合である。第4床固の場合は副堰堤の位置の他に副堰堤の天端高がよく比較できるように実験ケースが選定されている。横断の位置としては $\Delta 4$ (1720m-第4床固より30m下流)および $\Delta 9$ (1610m-第4床固より140m下流)が選定された。

副堰堤位置が1645mの場合、副堰堤天端高が-0.5m以下では、ほとんどその効果がないようである。 $\Delta 4$ では兩岸寄りの二つの深掘れ部にできる渦が多少変わる程度、 $\Delta 9$ では水路中央付近の流速が副堰堤を設けることによって一様になり、ない場合に比して多少大きくなっている程度の相違である。天端高0.5mの場合には水路中央上層に水が集まる傾向があり、多少副堰堤の効果が認められる。副堰堤を設置したための水位上昇はわずかである。

副堰堤位置が1605mの場合には、副堰堤を設けたことによる水位の上昇がかなりみられるケースが多い。このときは底付近では流速が小さくなるが、渦が大きくなつたり、また上層部では流れが集まる傾向がありながら流速の値としてはむしろ小さくなるという状態がみられる。副堰堤の高さとしては、高くなるほど流況は改善されている。特に0.5mのケースが一番よいようである。

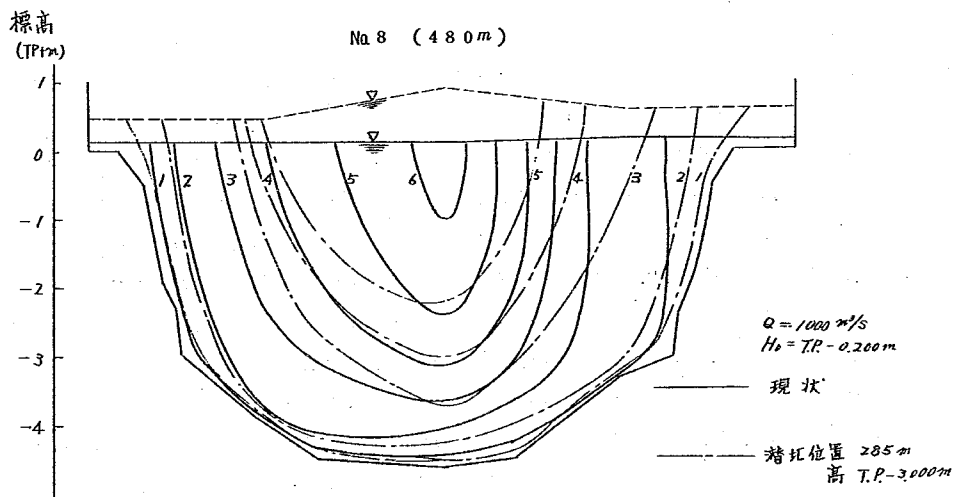


図7-112 等流速線図(第2床固)

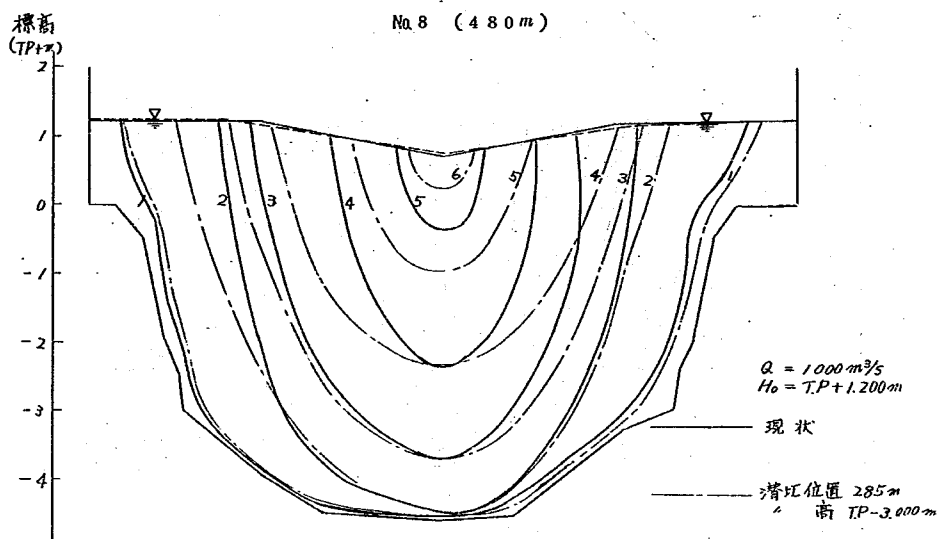


图 7-113 等流速线图 (第 2 床固)

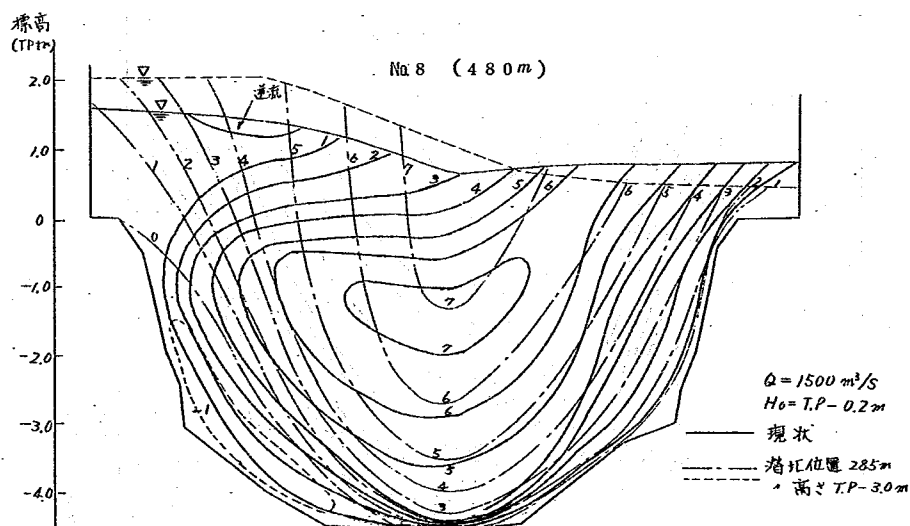


图 7-114 等流速线图 (第 2 床固)

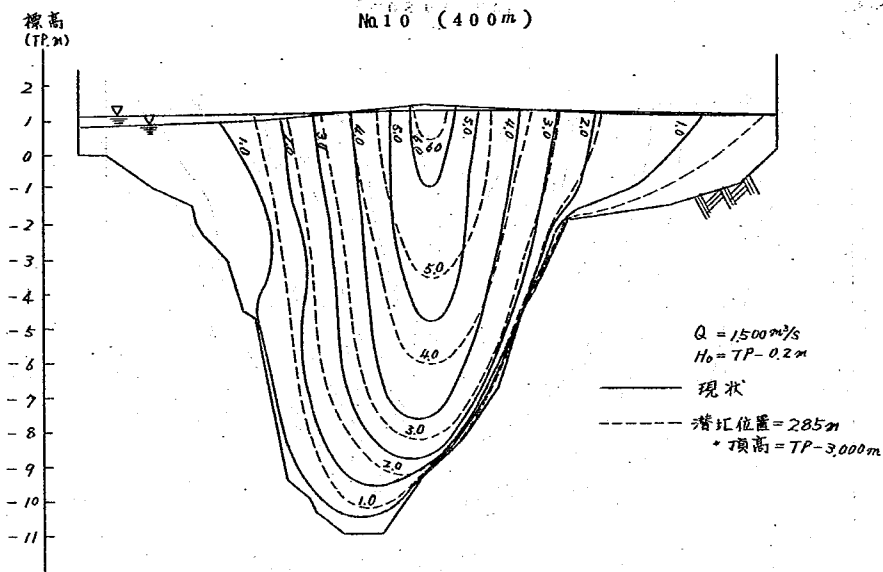


图 7-115 等流速线图 (第2床固)

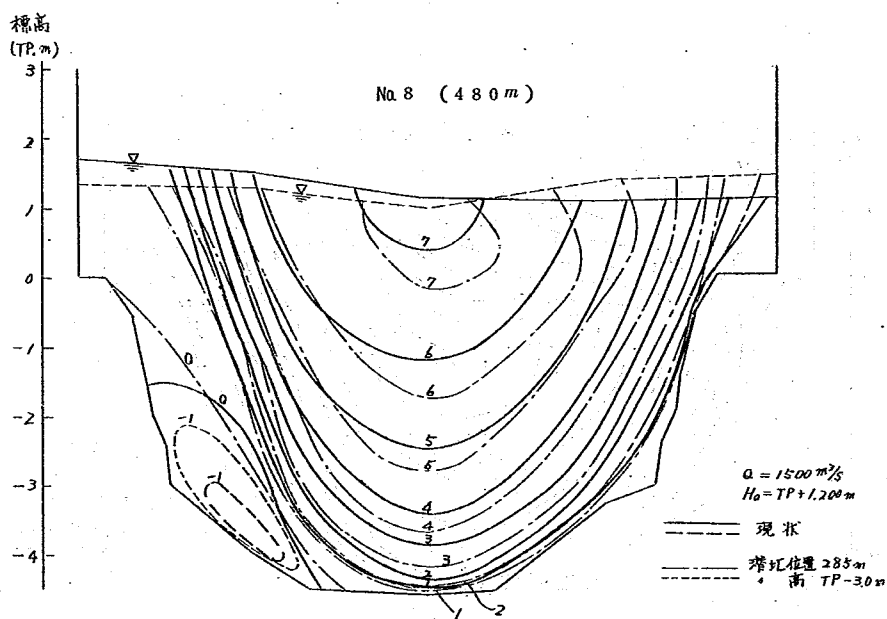
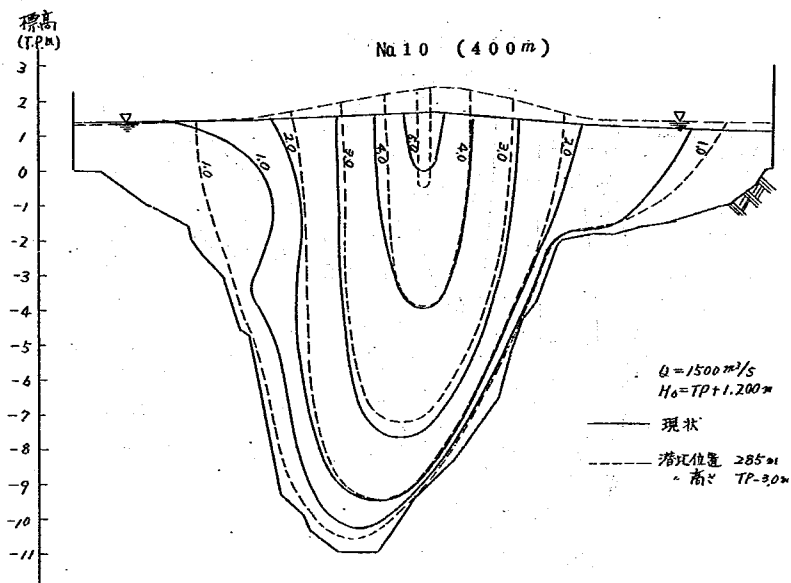


图 7-116 等流速线图 (第2床固)



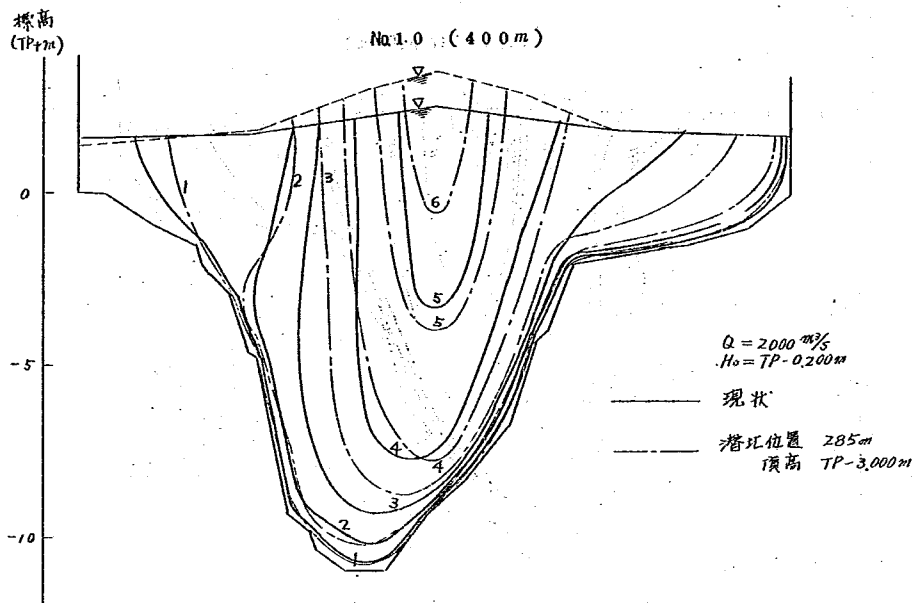


图 7-1.1.9 等流速线图 (第 2 床固)

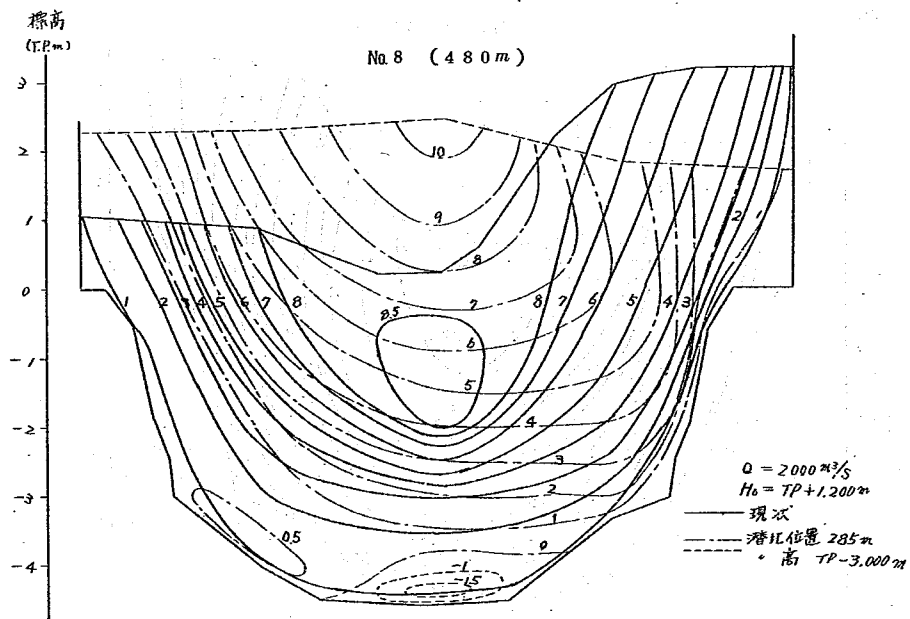


图 7-1.2.0 等流速线图 (第 2 床固)

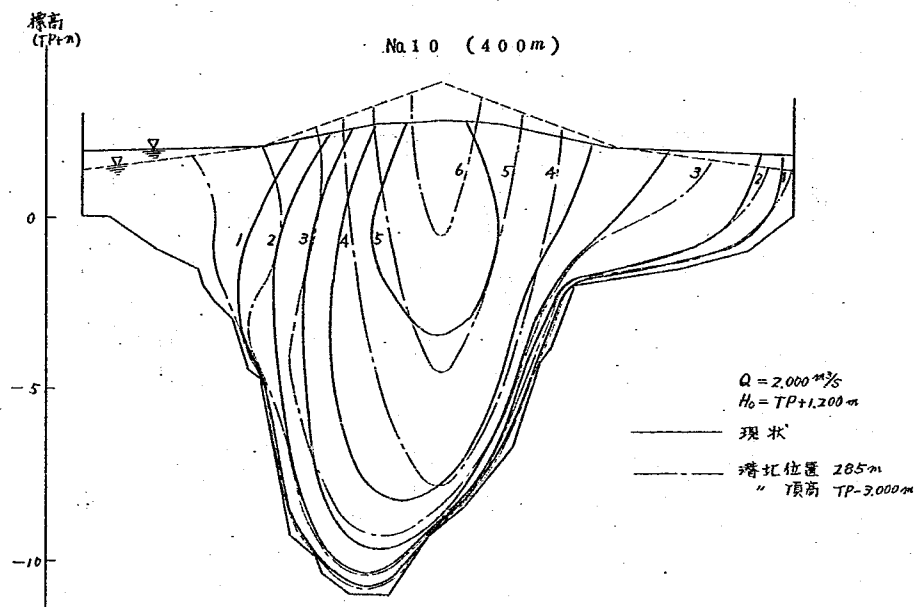


図 7-121 等流速線図 (第 2 床固)

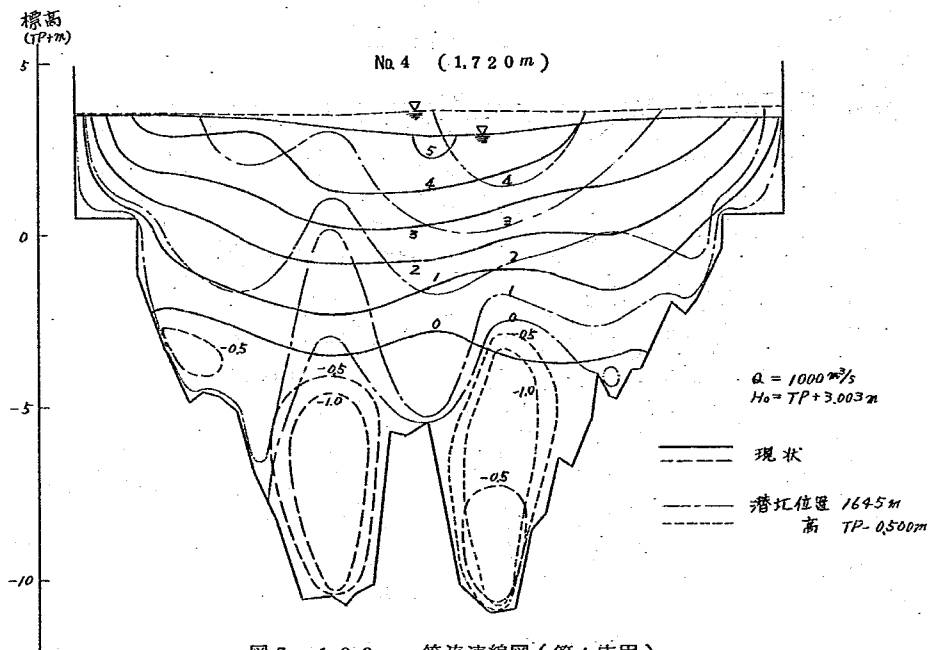


図 7-122 等流速線図 (第 4 床固)

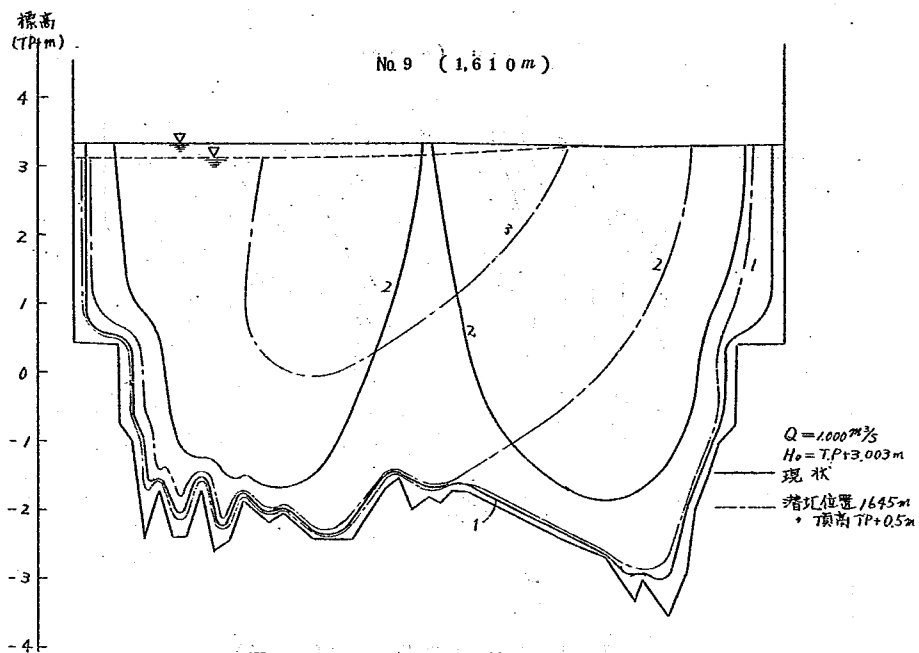


图 7-123 等流速线图 (第 4 床固)

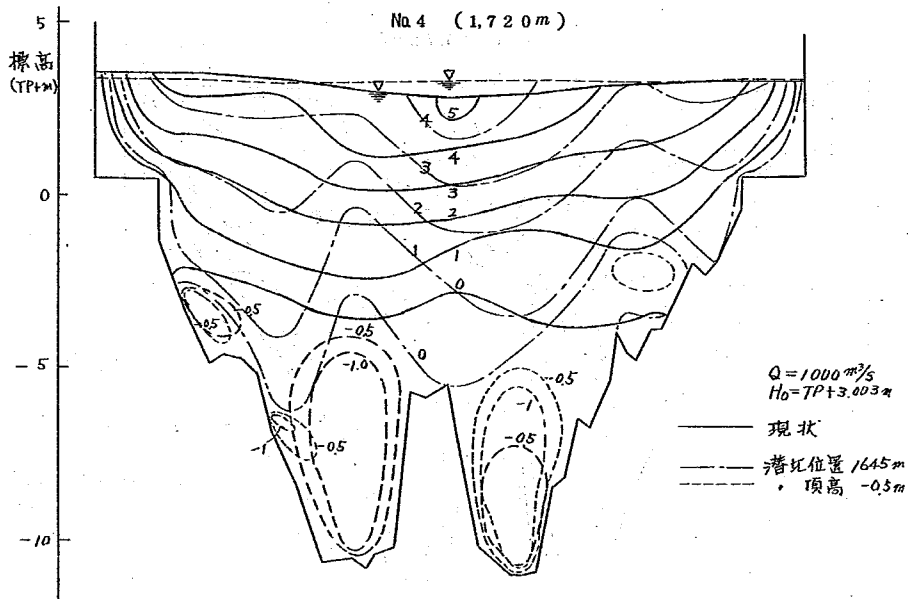


图 7-124 等流速线图 (第 4 床固)

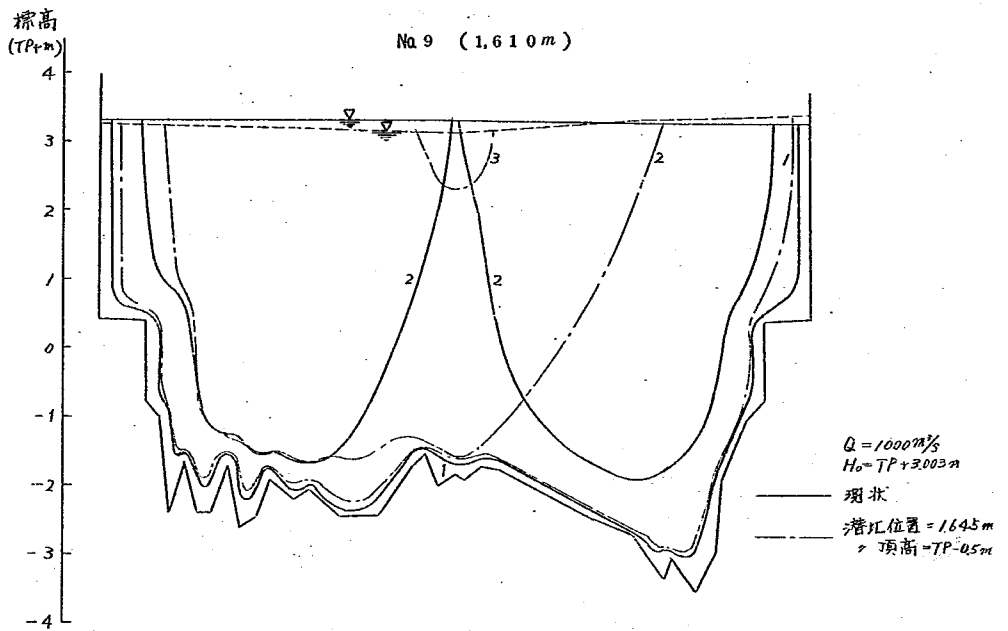


图 7-125 等流速线图 (第 4 床固)

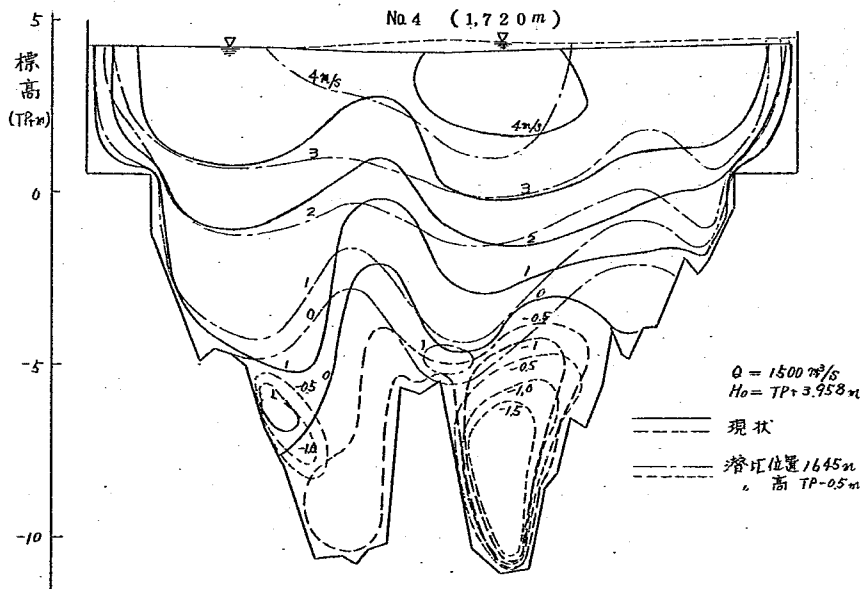


图 7-126 等流速线图 (第 4 床固)

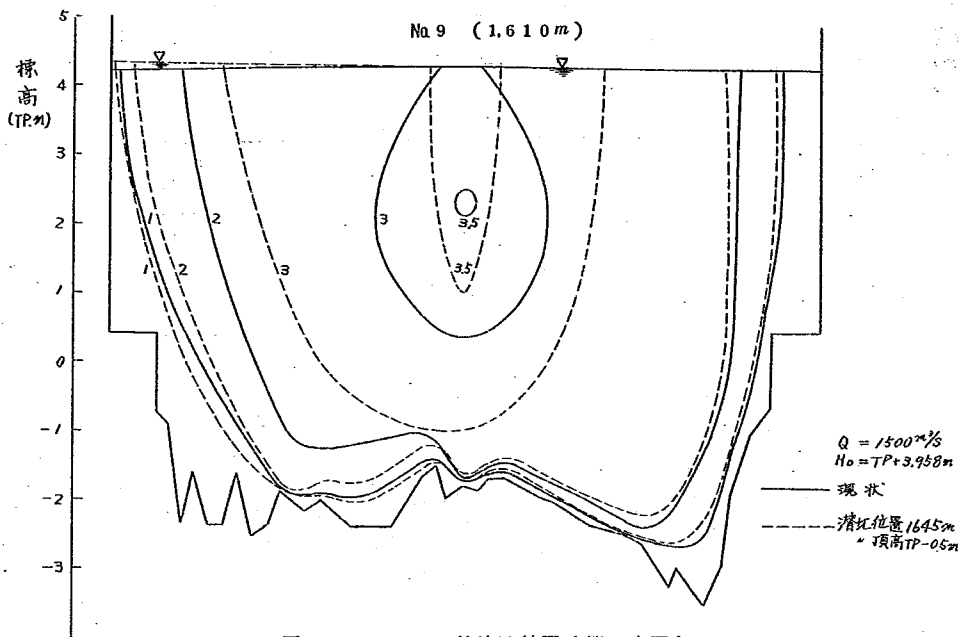


圖 7-127 等流速線圖 (第 4 床固)

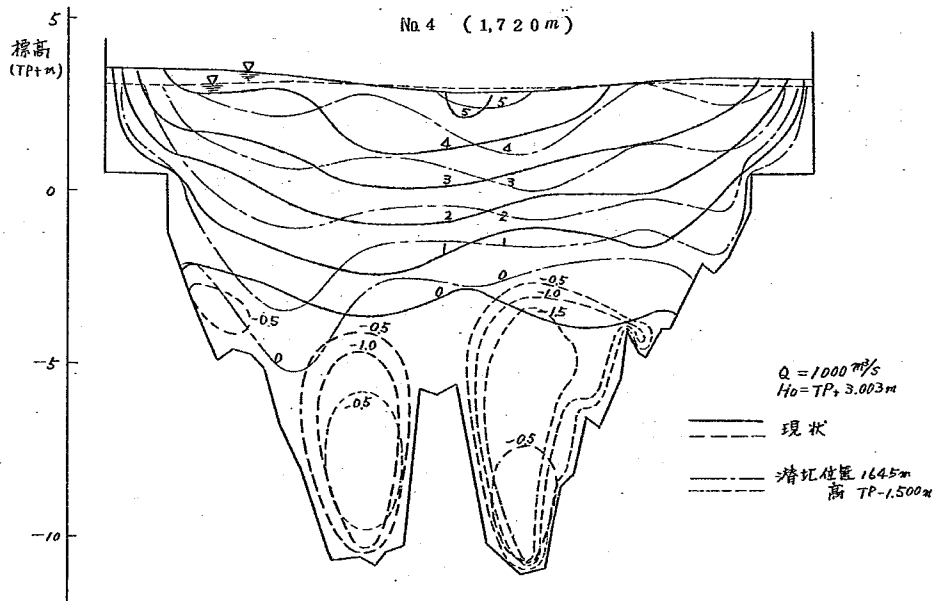


圖 7-128 等流速線圖 (第 4 床固)

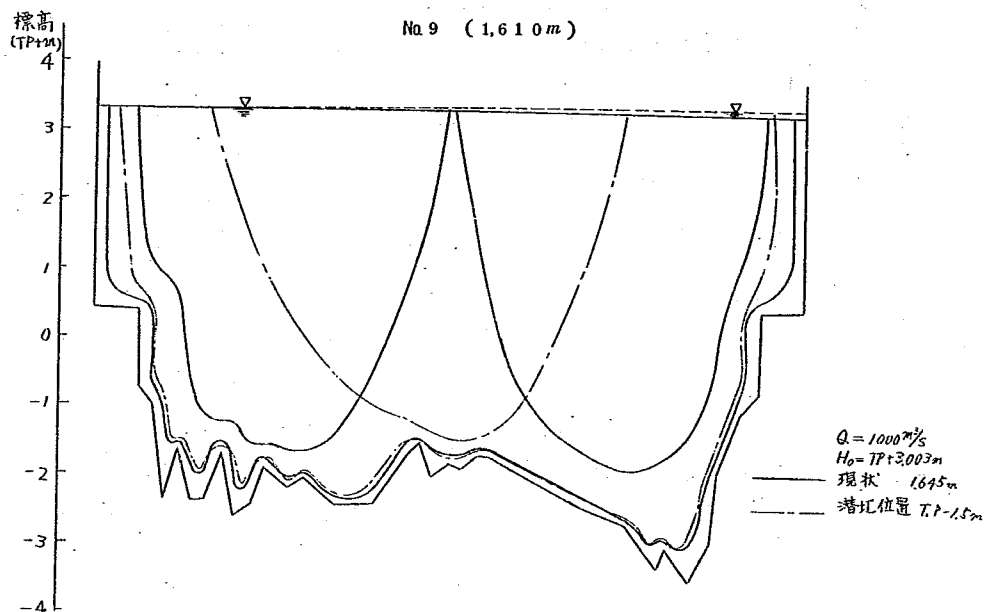


图 7-129 等流速线图 (第4床固)

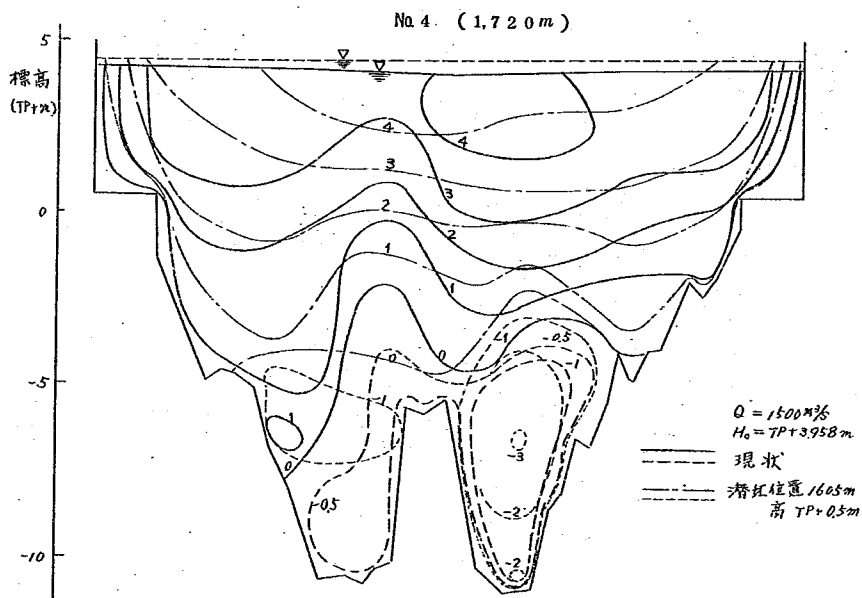


图 7-130 等流速线图 (第4床固)

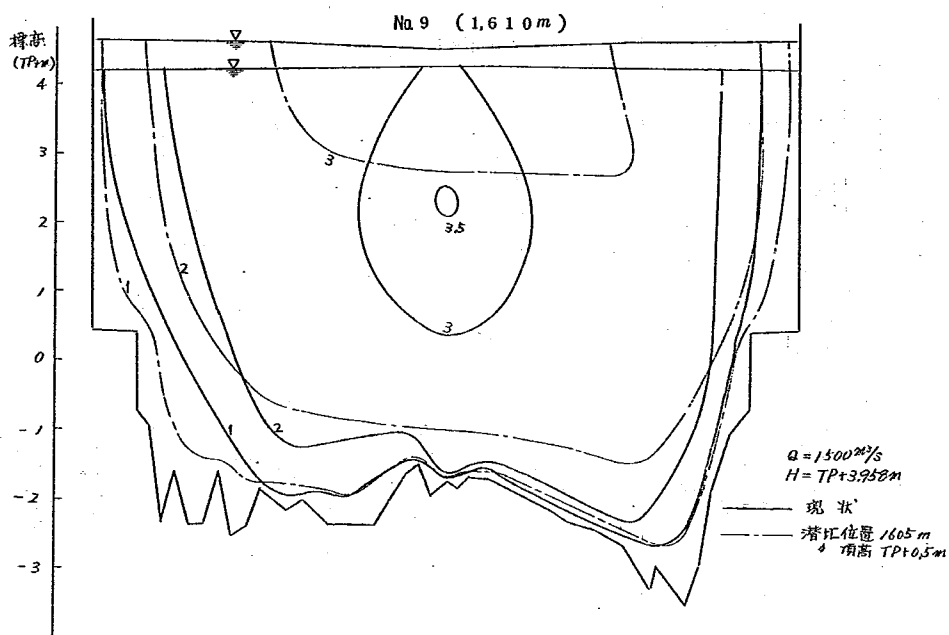


圖 7 - 1 3 1 等流速線圖 (第 4 床固)

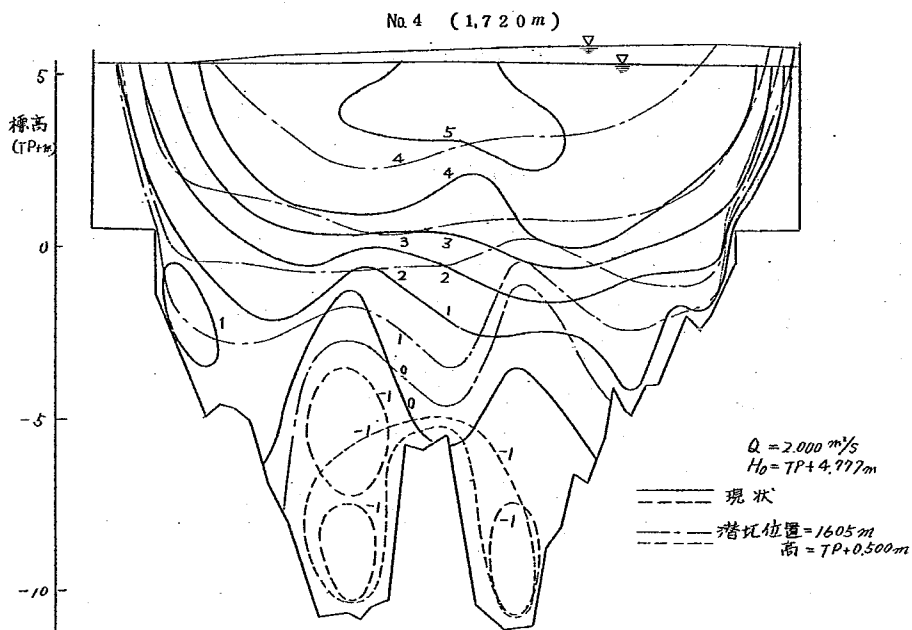


圖 7 - 1 3 2 等流速線圖 (第 4 床固)

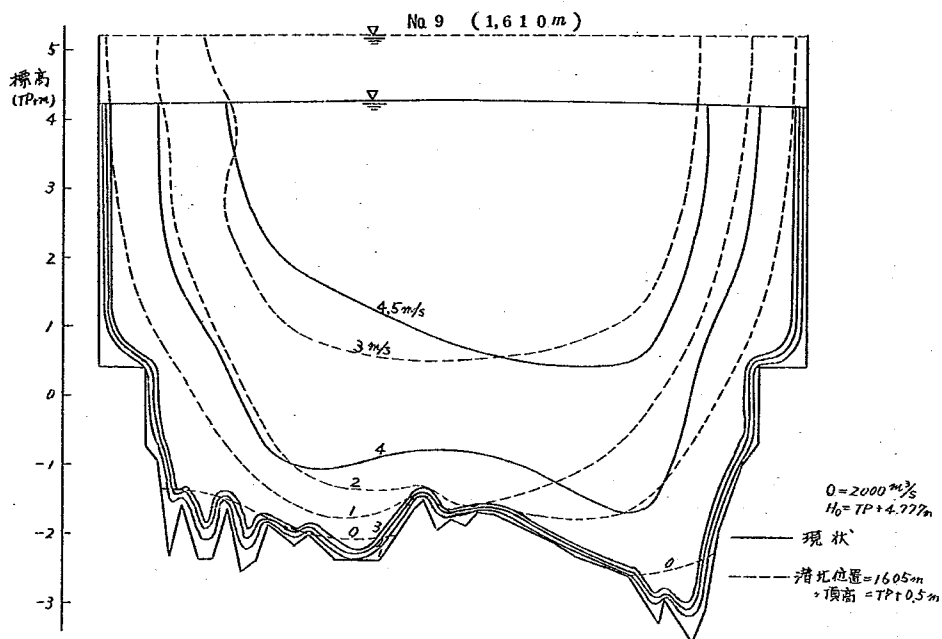


图 7-133 等流速线图 (第 4 床固)

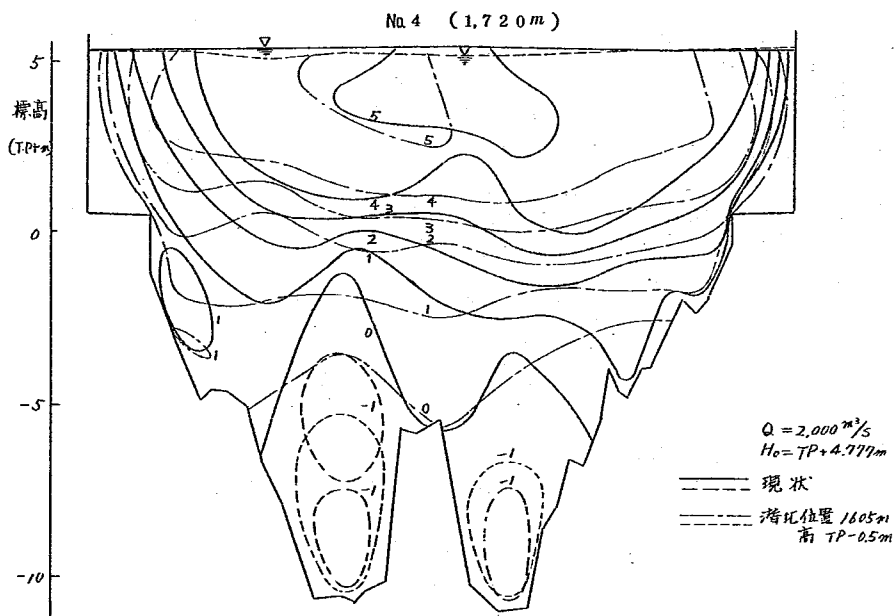


图 7-134 等流速线图 (第 4 床固)

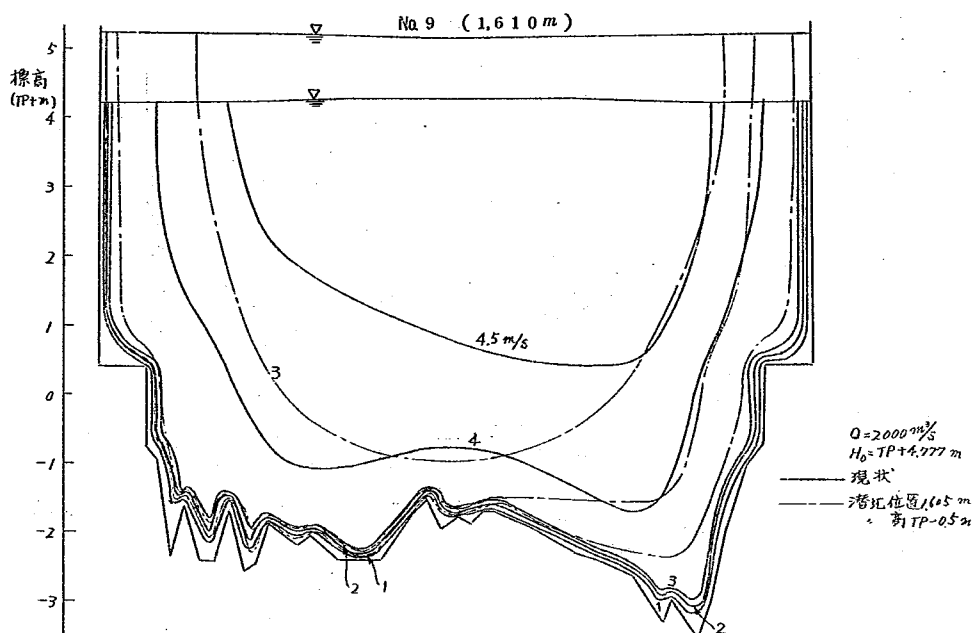


图 7 - 1 3 5 等流速线图 (第 4 床固)

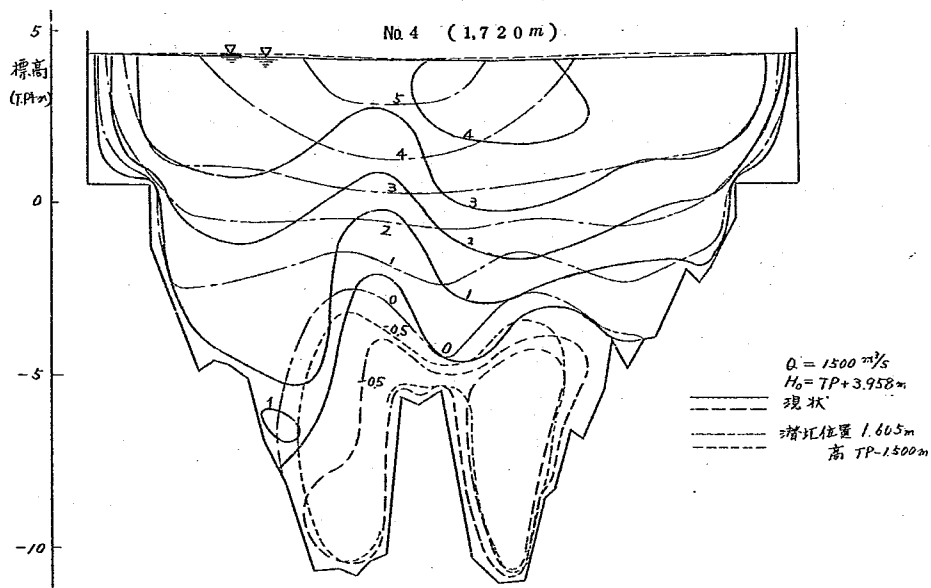


图 7 - 1 3 6 等流速线图 (第 4 床固)

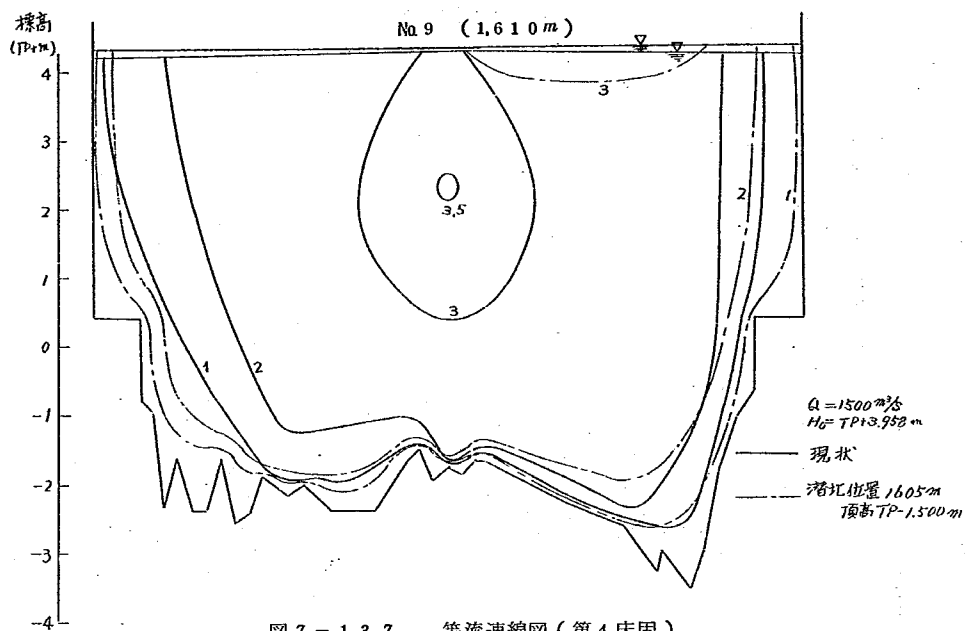


図 7 - 1 3 7 等流速線図 (第 4 床固)

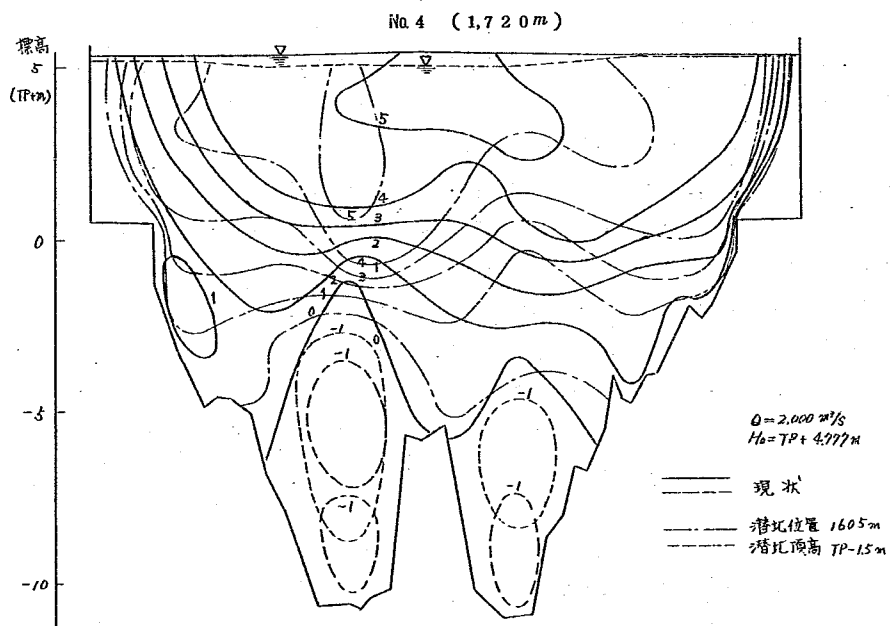


図 7 - 1 3 8 等流速線図 (第 4 床固)

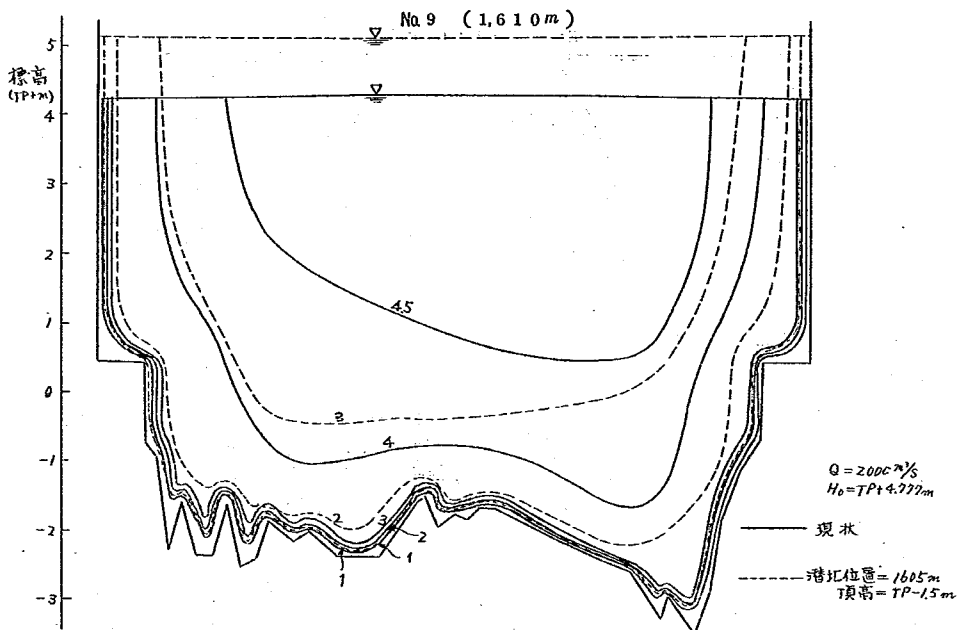


図 7 - 1 3 9 等流速線図 (第 4 床固)

e 河床セン断力および河床流速におよぼす影響

床固の維持の点からいうと、高速流が河床から離れた状態で、流速分布としてはなるべく均一に近づいて最大流速が小さくなることが望ましい。実験では測定の横断面数が限られているが、その測定の行われた中での水路全体の最大値や河床流速 (底より 15 cm の高さの点の流速) の最大値あるいは河床セン断力の最大値などが、流量や下流水位、あるいは副堰堤の位置や高さによって変化する様子が調べられた。調査範囲は床固下流 (床固断面を除く) より副堰堤上流断面であり、副堰堤下流については下流数断面である。

図 7-140 は、最大流速と河床最大流速について整理されたものである。たて軸に流速、横軸に副堰堤の天端をとり、第 2 床固および第 4 床固のそれぞれについて流量ケース別に並べられている。総じて副堰堤の高さが高くなれば、最大流速は小さくなる傾向にあるようであるが、あまり顕著ではないようである。中には副堰堤の高さが変わっても同じか、あるいは期待されたものと逆の傾向がみられるものも存在する。最大流速と河床最大流速とはかなり似た傾向がみられる。第 4 床固については副堰堤がない場合の値とも比較が同一の図で行われた。副堰堤があると多少小さくなっている傾向はみえるが、流量 1000 m³/s の場合のほかは顕著ではない。第 2 床固の場合は下流端水位を T.P.0.4 m で実験が行われているので、副堰堤がない場合の資料はない。いずれのケースにおいても、流量の増大に伴って、最大流速および河床最大

流速ともに増大する傾向がみられる。河床最大流速は、流量が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ のときは副堰堤をもうけることによって $2\sim 3\text{ m/s}$ におさめられるが、流量が $2000\text{ m}^3/\text{s}$ になると、 4 m/s ほどになる。第4床固では現状の場合とほとんど変わっていないようである。図7-141は、第2床固において、副堰堤を設けた場合とそれを設けない現状の場合との比較によって、最大流速あるいは河床最大流速の減少にあらわれた副堰堤の効果について示されたものである。たて軸に流速、横軸に流量とし、下流端水位T.P.-0.2 mとT.P.+1.2 mの場合にわけられている。比較が行われたのは、副堰堤の位置として285 m、天端高は-3 mのケースである。副堰堤のない現状の場合には、流速は流量が増大するにつれて増大し、下流端水位の影響は潮位の低い方が流量が小さい範囲に大きく効いてきている。この限りにおいては、ほぼ理くつ通りとみなすことができるであろう。しかし、これに対する副堰堤の効果としては、流量が $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 以上のときに大きく効いていて、流量が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ のときにはまったく効いていないという結果が示されている。図7-140の潮位0.4 mのケースでは、特に流量が $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 以上で最大流速と河床最大流速が特に小さくなるという傾向はあらわれていないようであるが、この実験結果に基づく限り、第2床固では潮位が高かったり、あるいは低かったりすると、副堰堤の効果の現われ方が変わってくるようである。流量が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度のときには副堰堤としてはそれほどの効果が期待されないように思われる。

次に河床セン断力 τ の最大値の変化の様子は図7-142～図7-144に示される。図7-142は第2床固の場合で、横軸に副堰堤の高さをとり、各流量ケース毎にあらわされている。これによると、副堰堤の位置としては第2床固に近い395 mの場合の方が、河床セン断力が小さくなっている。この副堰堤の位置の影響としては、図7-140の最大流速および河床最大流量の場合にはまちまちであった。副堰堤の高さによる傾向もまちまちである。この中には、流れが時間的にも変動し、かつ流況が複雑なことによる実験誤差も含まれている可能性はみておく必要があると思われる。図7-143は同じく第2床固の場合で副堰堤のある場合とない場合とが比較されている。副堰堤としては、位置285 m、天端高-3 mの場合である。最大流速の方では流量 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ ケースでは副堰堤の効果ははっきり現われなかったが、河床セン断力ではいずれのケースにおいてもかなり明瞭にその効果が現われている。しかし、河床セン断力は流速分布に関係するものであって、必ずしも河床最大流速と直接関係なくともよいが、疑問な点もある。それは最大値が現われる位置が必ずしも一致しないこと、測定器が複雑な流速分布の場合には信頼性がやや欠けることなどであり、流量が同じ $1000\text{ m}^3/\text{s}$ でも下流端水位が中間のT.P.0.4 mの場合には図7-142にみられるように、かなり大きいセン断力を示していることなどもうなずけない。これらは時間的な変動もある複雑な流況のもとにある測定値であるから、誤差をとり除くために総合的に判断されることが必要であると思われる。図7-144は第4床固の場合である。副堰堤天端高による変化、および副堰堤位置に

よる変化は明瞭でない。また、現状の場合ともあまりかわっていないようである。第4床固の場合は、深堀部が急激なものであって、通常逆流が生じているわけであるから、副堰堤の効果は流況にはあらわれても、直接河床セン断力の変化としては現われにくいのであろう。なお図中(一)印は逆流部の値をさしている。

図7-145および図7-146はそれぞれ第2床固および第4床固における定点において、副堰堤のある場合とない場合の流速および河床セン断力を比較したものである。図7-145は第2床固のNo10(400m-第2床固より160m下流)のもので、副堰堤の影響は顕著ではない。図7-146は第4床固のNo9(1610-第4床固より140m下流)のもので、副堰堤の上・下流にもほとんど関係なく、同様に副堰堤の影響は顕著ではない。

副堰堤下流では、その天端高が高くなると、流れが乱れて複雑な流況となるが、流速や河床セン断力に現われた変化をさらに詳しく調べると図7-147および図7-148のようである。図7-147では横軸に副堰堤の高さをとり、縦軸に流速(横断最大流速および河床最大流速)および河床最大セン断力をとり、第2床固および第4床固のそれぞれについて流量ケース毎に示されている。選ばれた横断の位置は副堰堤よりやや下流で、エブロン終点付近と考えられる場所とし、副堰堤より35~54m下流の地点である。この場合には、副堰堤の天端が高くなるほど流速やセン断力は増大するものと予想されたが、第2床固ではむしろ逆であり、第4床固では顕著ではない。また現状の場合との比較は、第2床固では図7-148に、第4床固では図7-147(b)に示されているが、副堰堤を設けた場合で著大な増大はなく、第4床固で流量が2000 m³/s のケースではむしろ減少している。このことは測定位置にも、また副堰堤の整流作用にも関係するが、小さい堰の場合には或る程度下流の地点であれば、副堰堤の影響はあまりないと考えられてよいと思われる。

ただし、これらの最大流速と最大河床流速の生じる位置はほぼ一致するが、最大河床セン断力の生ずる位置とは必ずしも一致しない。この最大流速と最大河床流速、あるいは最大河床セン断力の生じるおおよその位置は、現状の場合も副堰堤が設置されている場合も、また設置位置やその天端高が多少変化しても、あるいは流量条件が変化しても、極端な変化はないようである。おおよその位置的感覚は現状模型の測定値からも把握されるが、副堰堤の設置されている場合の測定例は図7-149~図7-162のようである。第2床固の場合は流速は水路中央の深堀れ部で大きくなっているが、河床セン断力は床固直下流の右岸寄りのあたりが大きくなっているのが特徴である。第4床固の場合は床固直下流の深堀れ部で河床セン断力が非常に小さくなっており、逆流が生じ易くなっていることが特徴である。

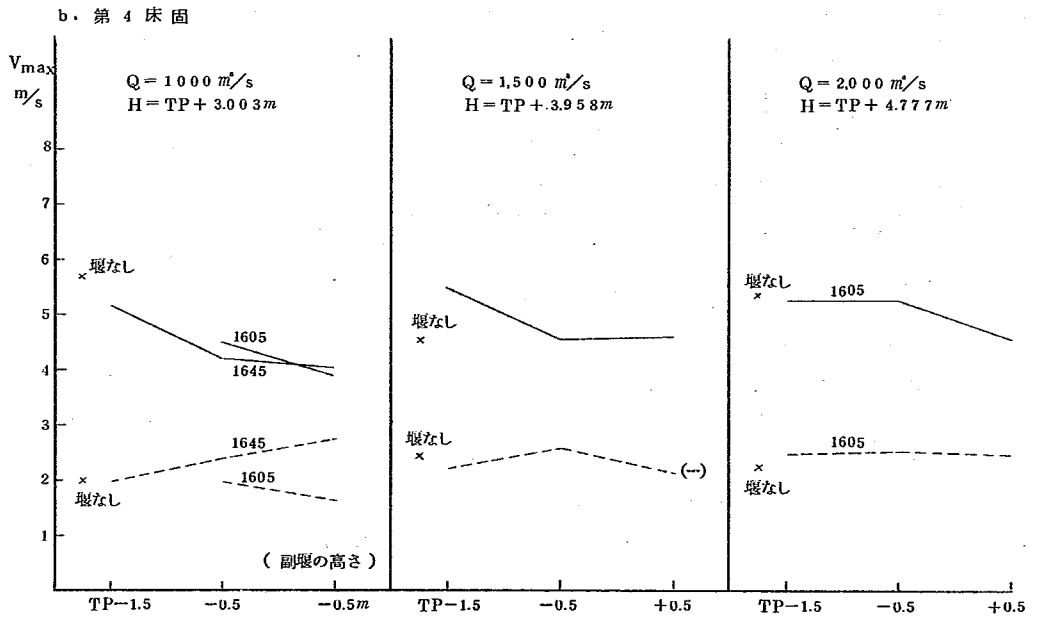
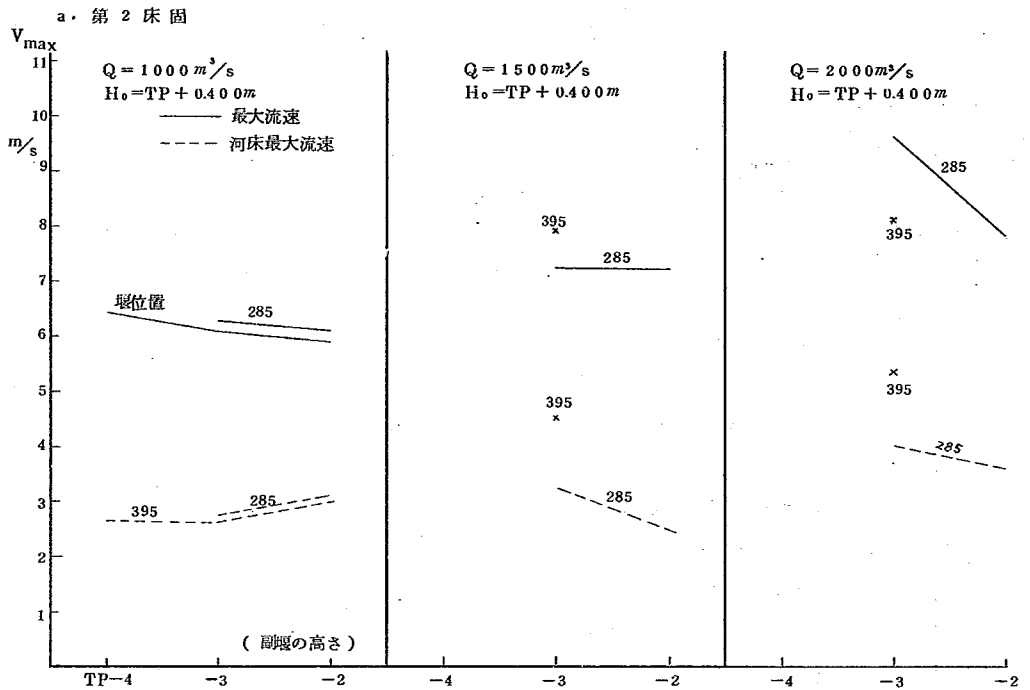


図7-140 最大流速の各条件による変化

(第 2 床固)

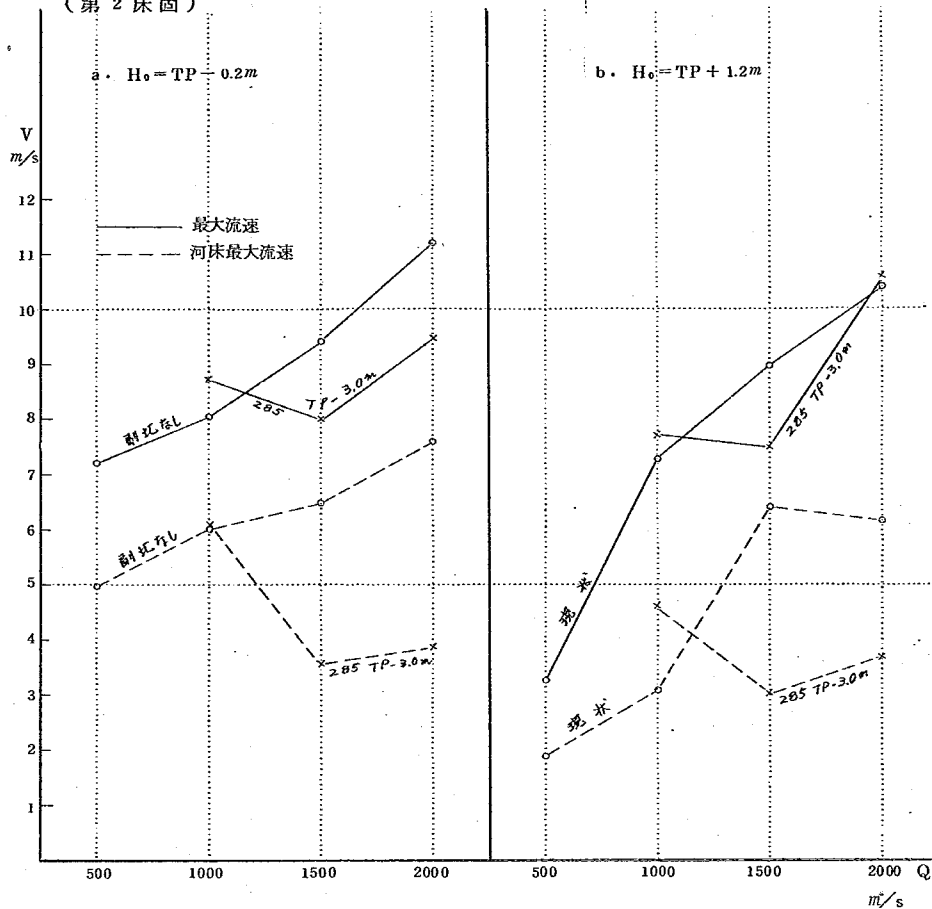


図 7-141 最大流速の変化

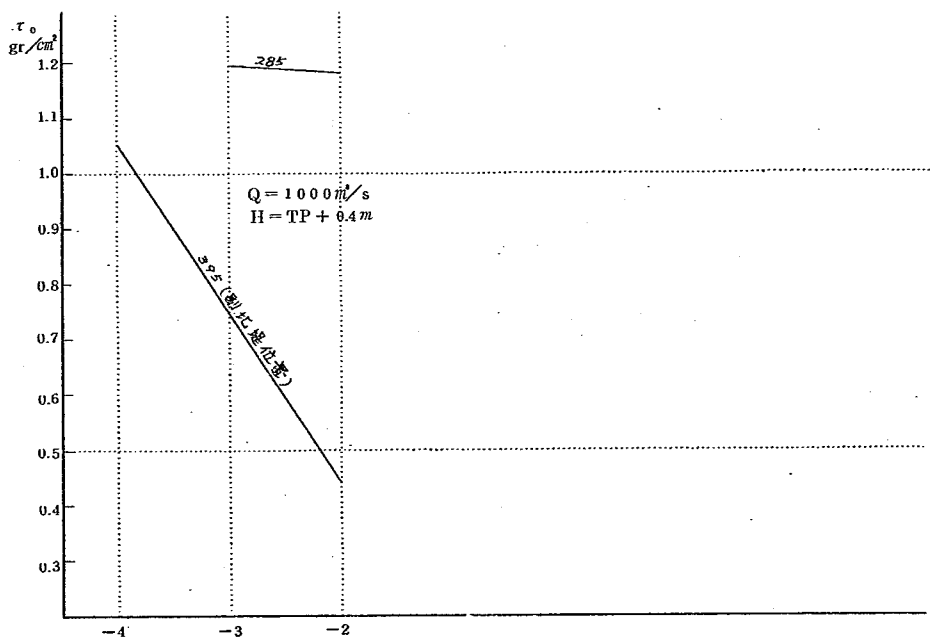
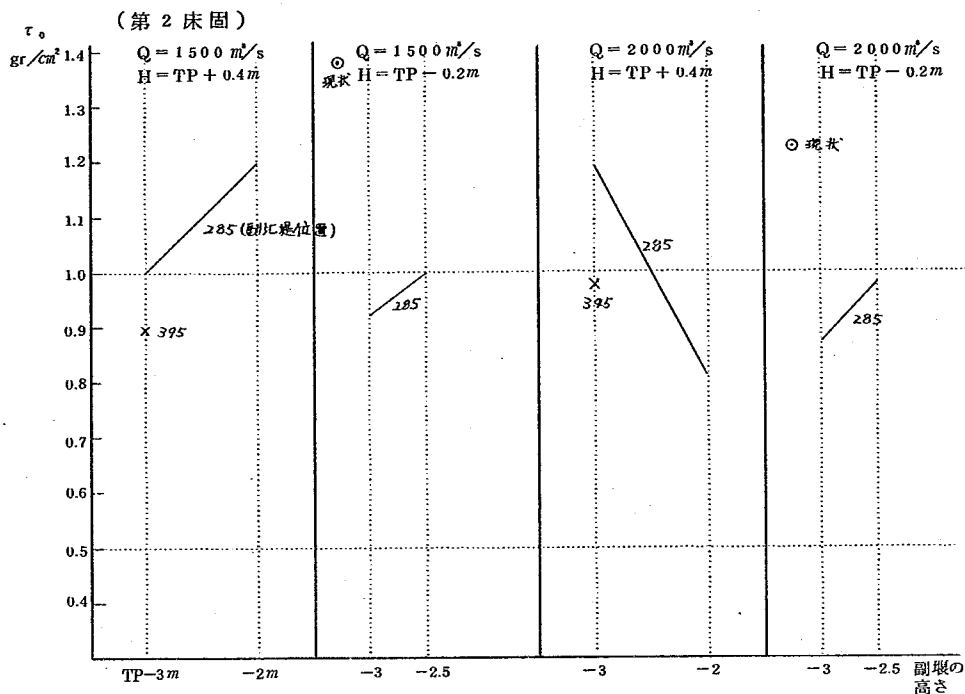


図7-142 河床せん断力の最大値

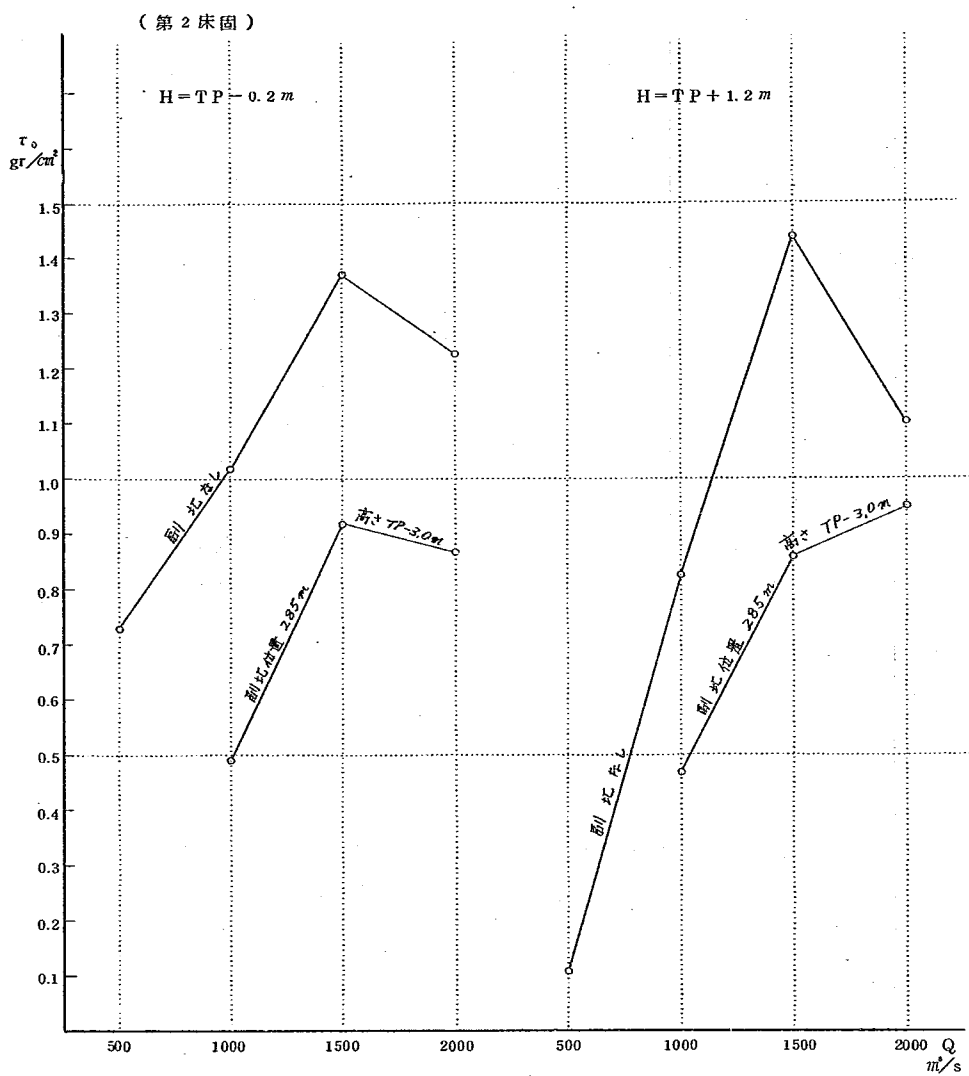


図7-143 河床せん断力の最大値

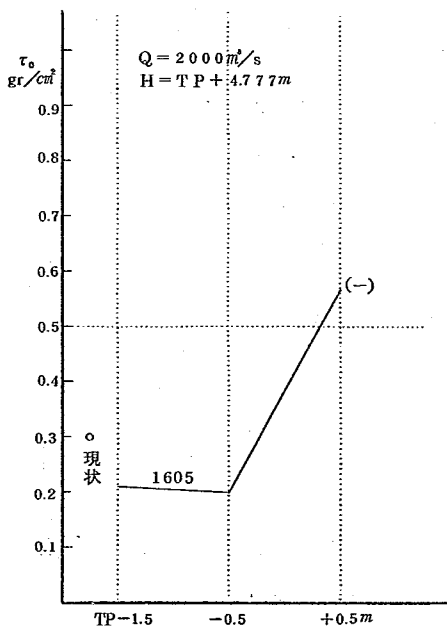
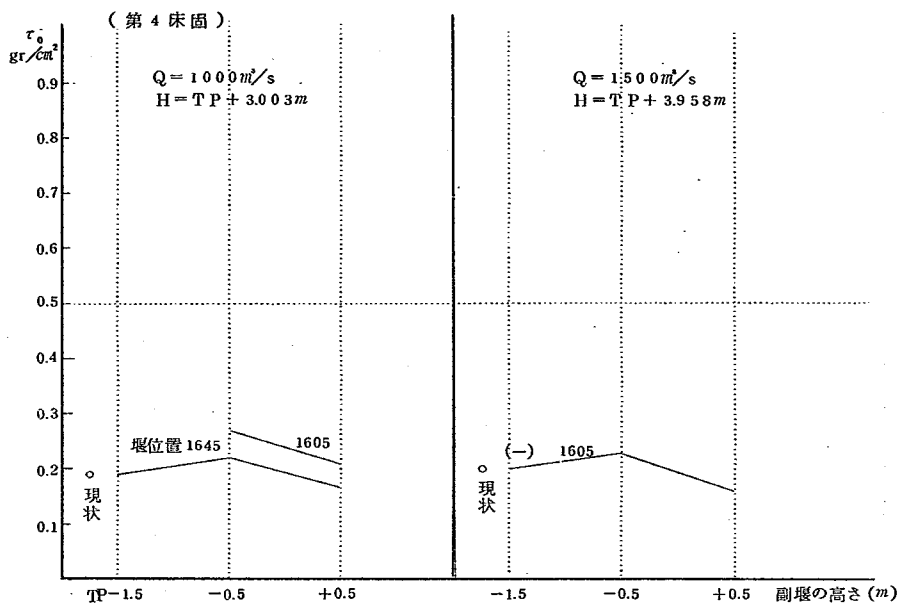


図7-144 河床せん断力の最大値

(第2床固) (潜堰位置 285 m 高さ TP-3.0 m)

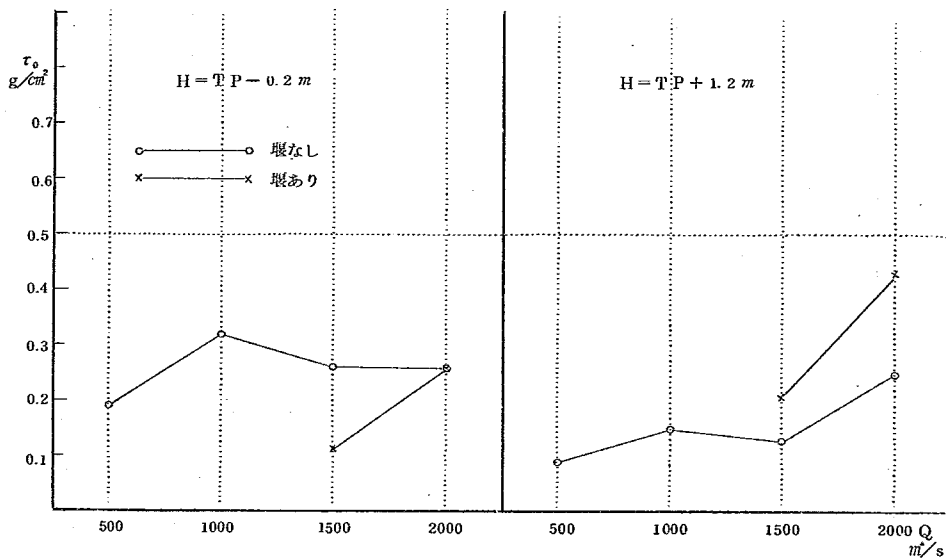
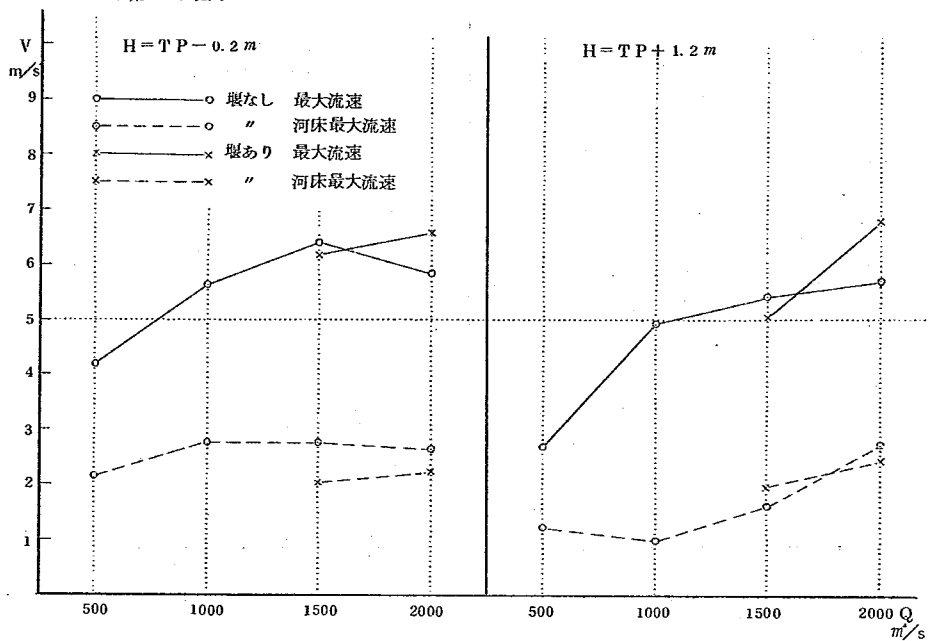


図 7-145 №10 (400 m) における潜堰のある時と
ない時の比かく

(第4床固)

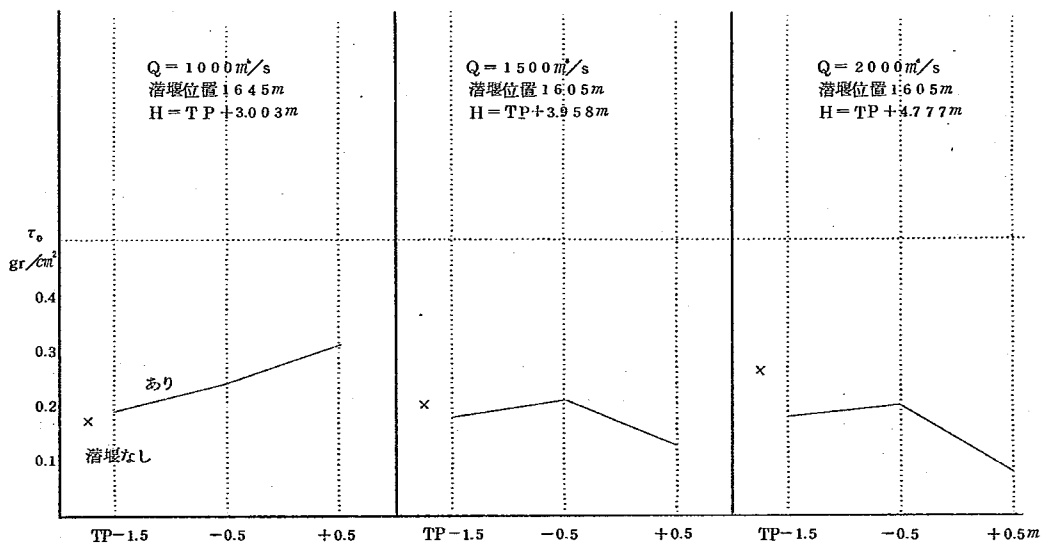
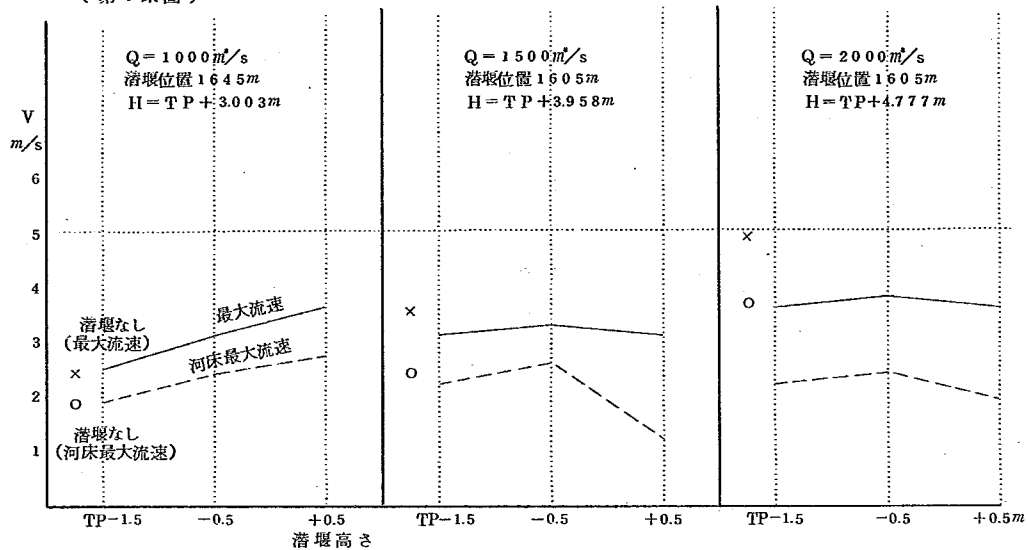


図 7-146 № 9 (潜堰位置 1605 → 堰より 5 m 上流)
" 1645 → " 35 m 下流)

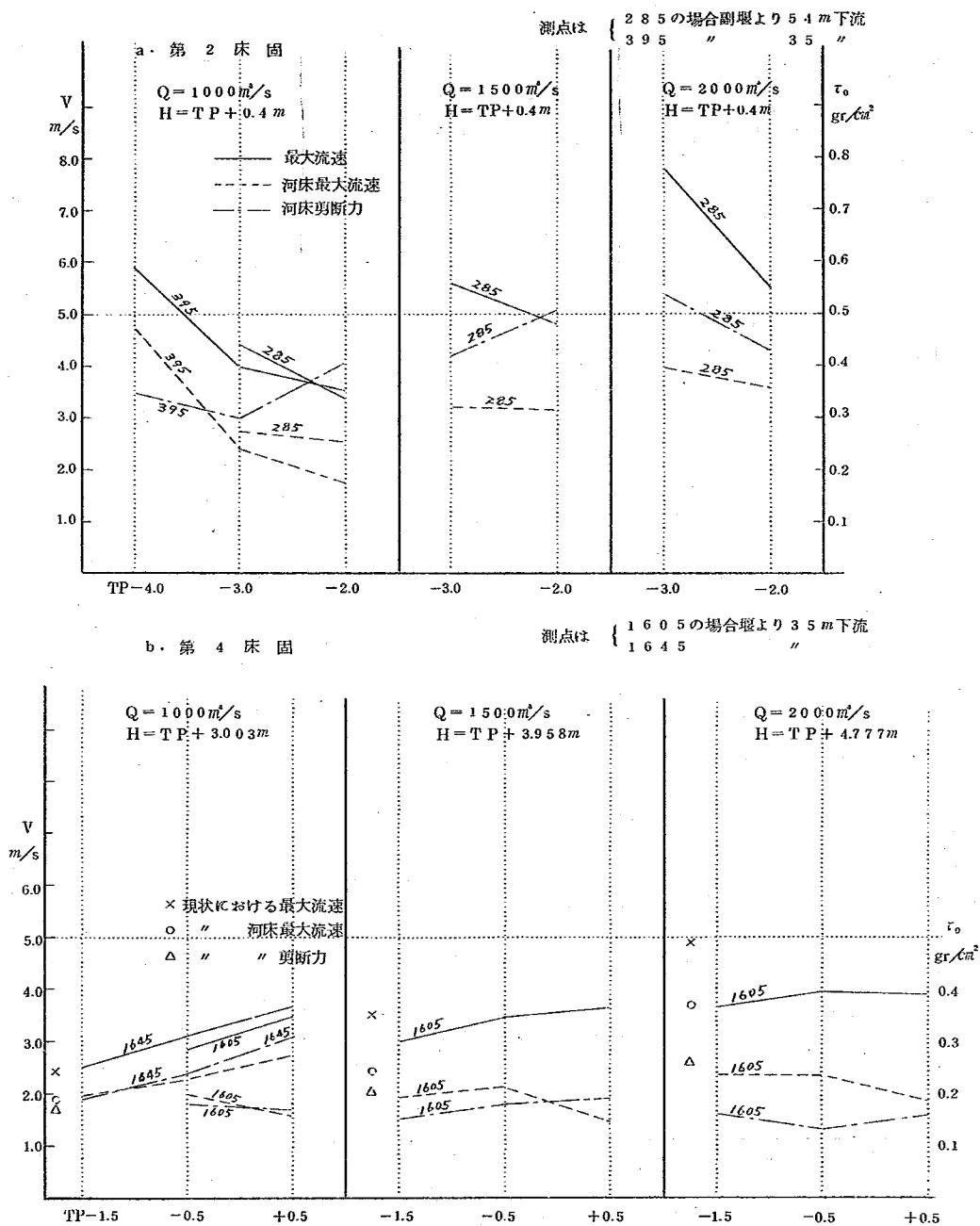


図 7-147 副堰堤下流の流速およびせん断力

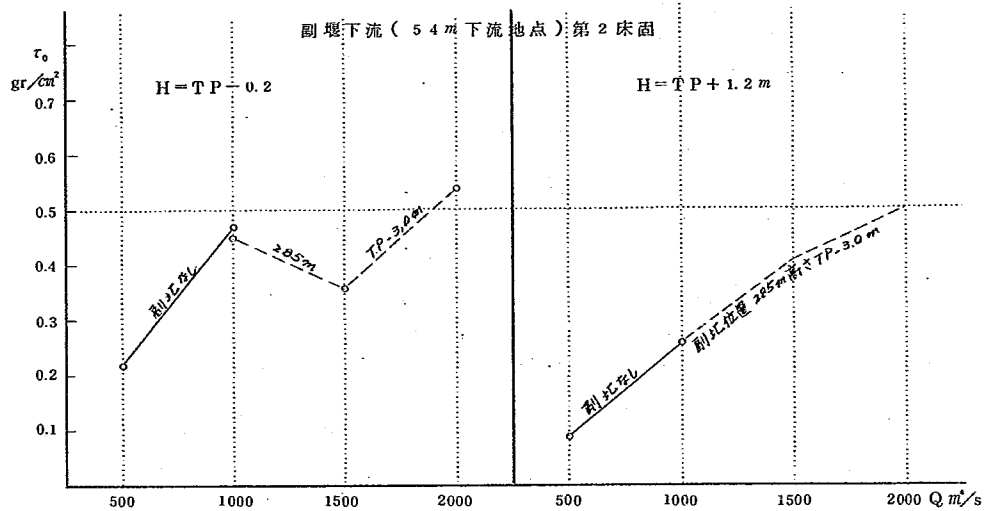


図 7-148 河床 セ ン 断 力

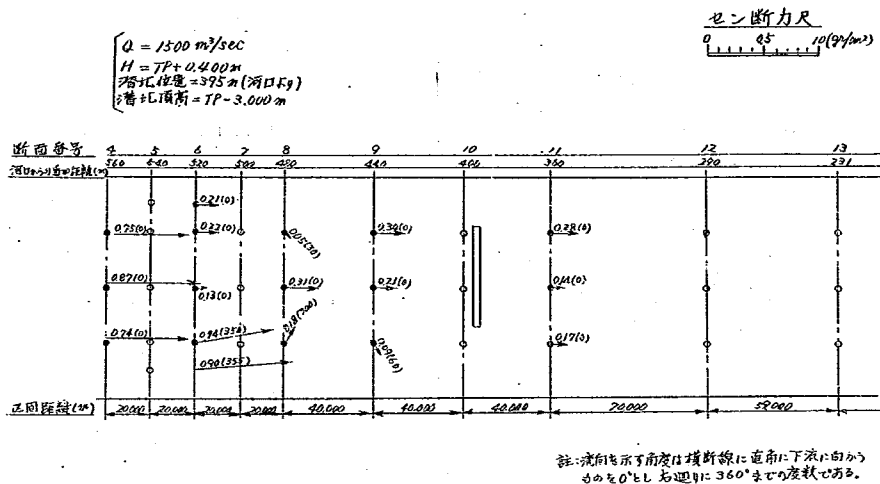


図 7 - 1 4 9 河床セー断力分布図 (第 2 床固)

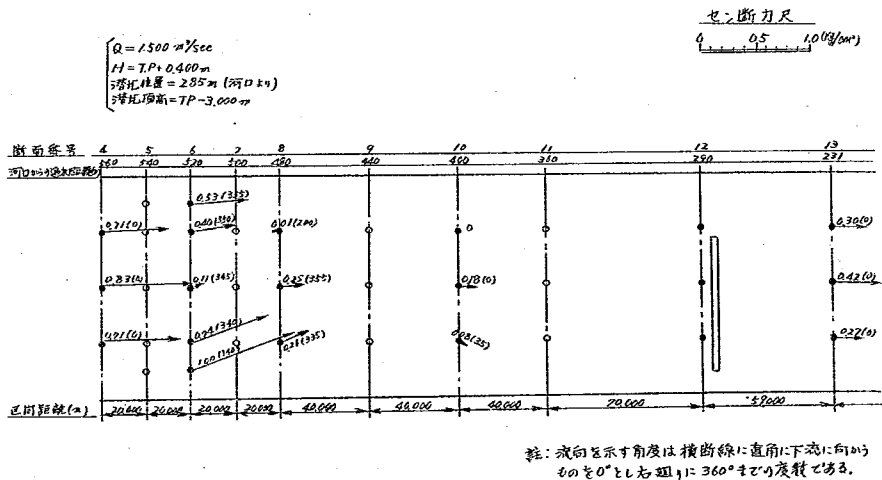


図 7 - 1 5 0 河床セー断力分布図 (第 2 床固)

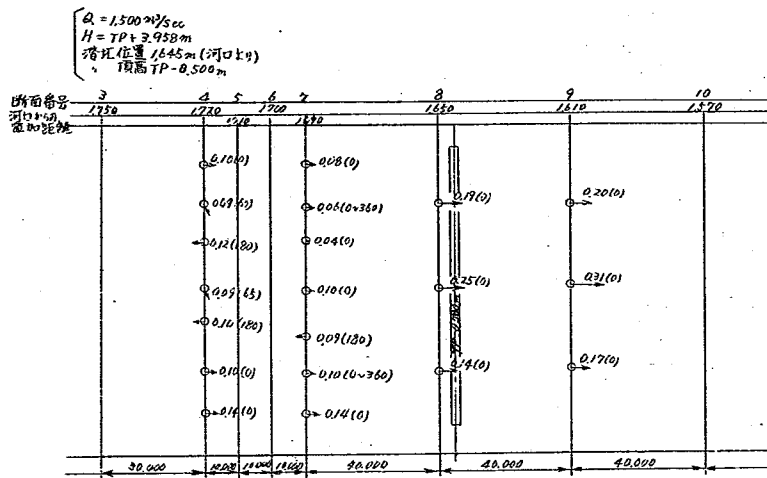


図 7 - 1 5 1 河床セン断力分布図 (第 4 床固)

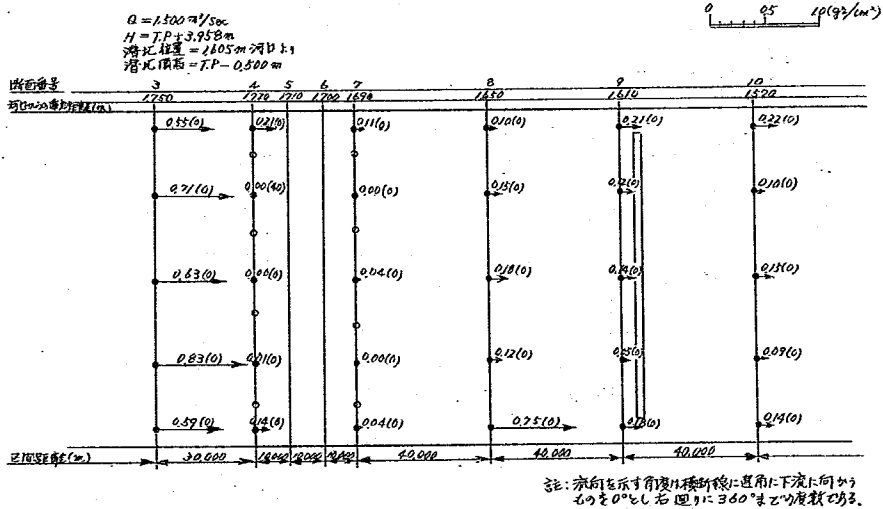


図 7 - 1 5 2 河床セン断力分布図 (第 4 床固)

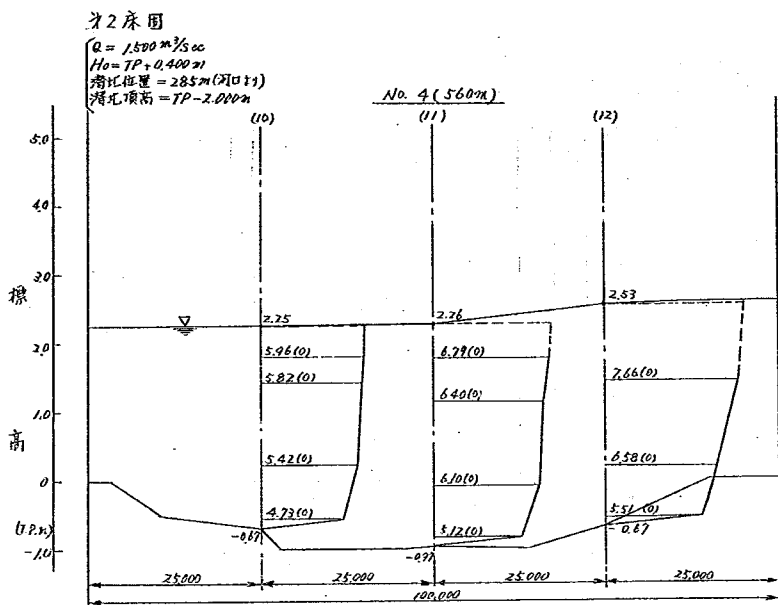


图 7-153 流速分布图

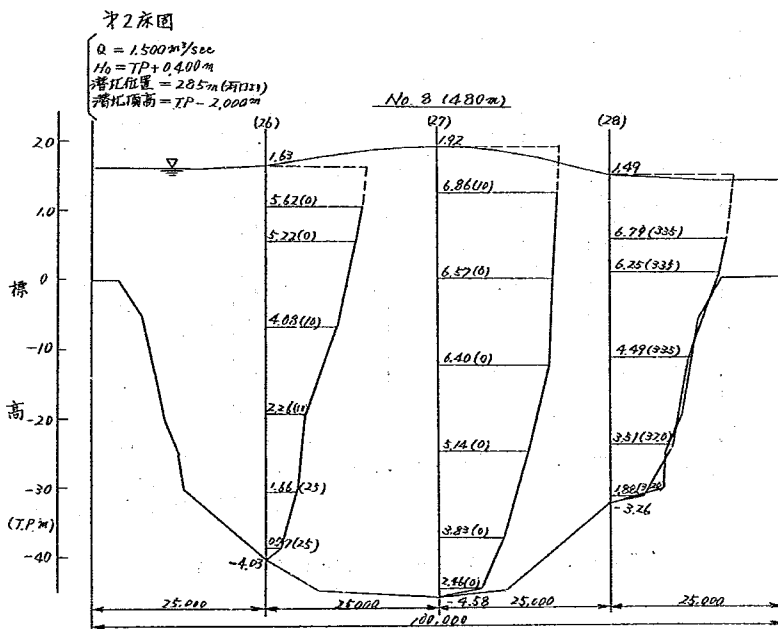


图 7-154 流速分布图

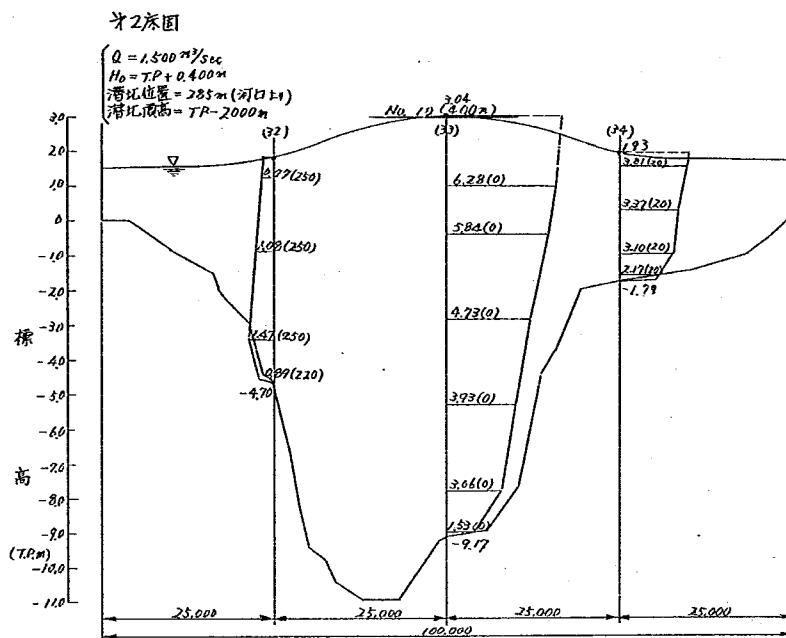


図 7-155 流速分布図

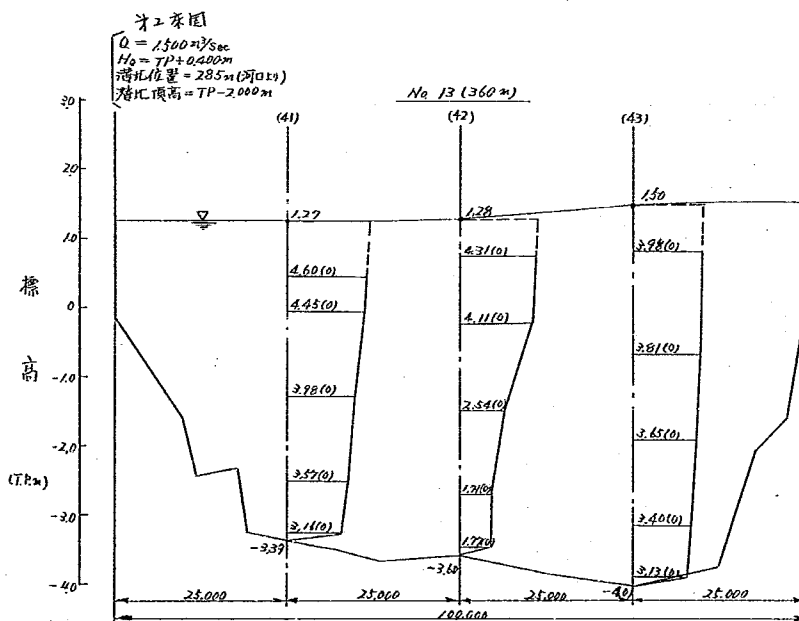


図 7-156 流速分布図

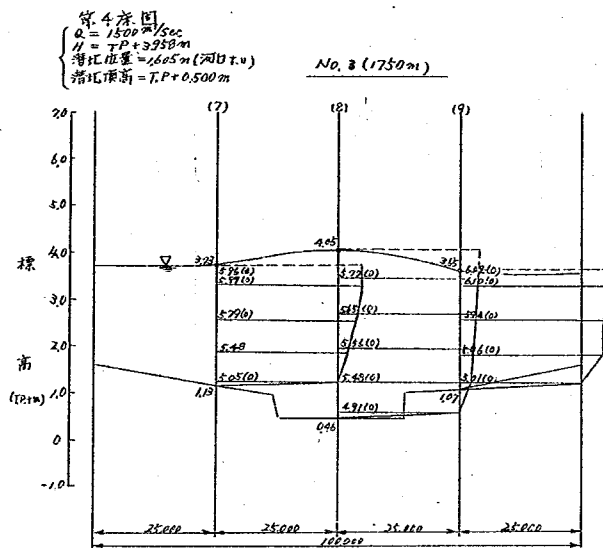


图 7-157 流速分布图

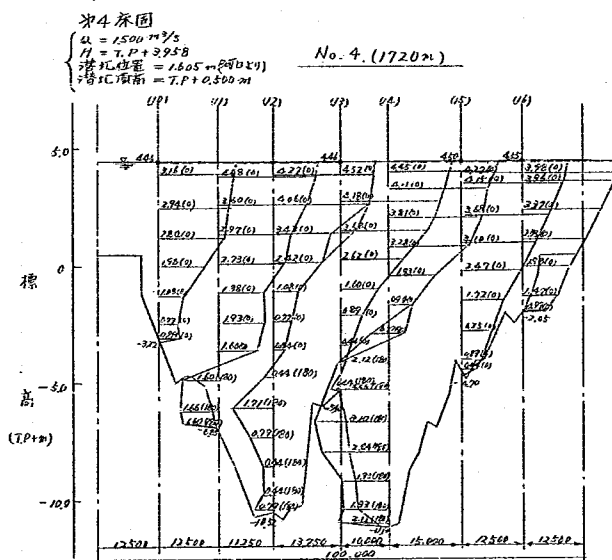


图 7-158 流速分布图

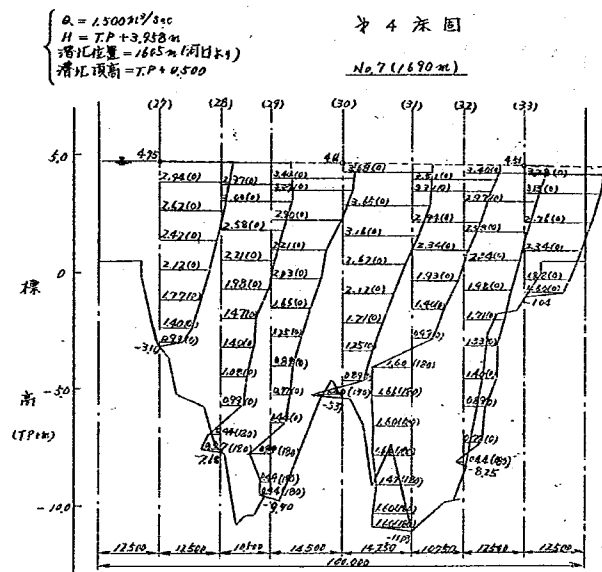


图 7-159 流速分布图

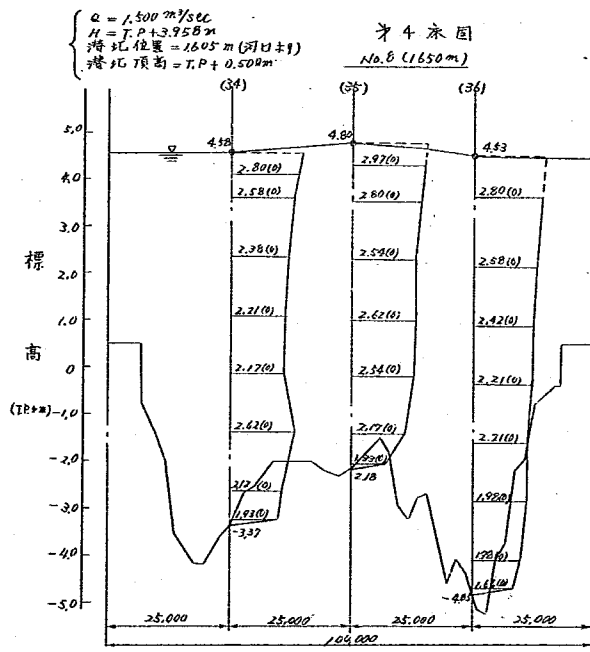


图 7-160 流速分布图

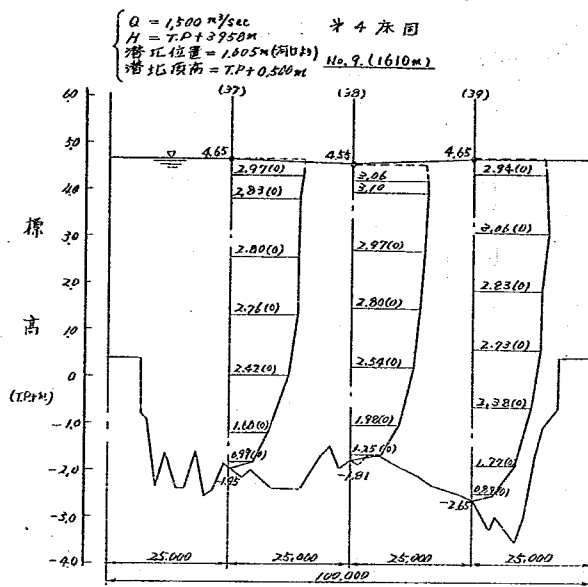


图 7-161 流速分布图

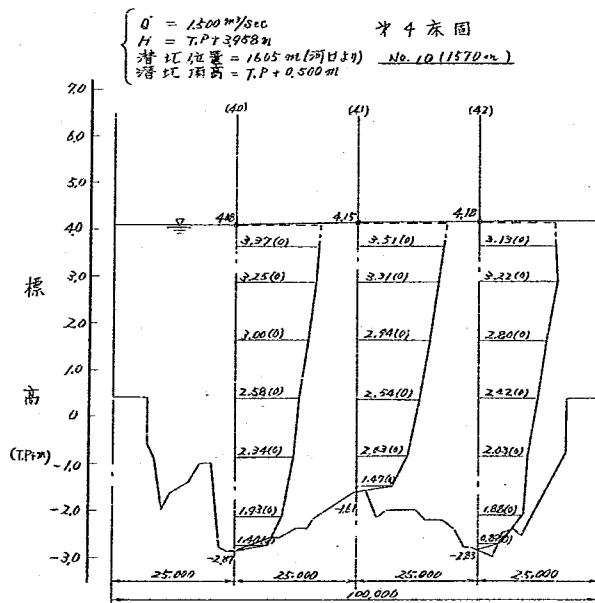


图 7-162 流速分布图

f 副堰堤案の総合検討

この実験の目的は床固下流の三次元流が副堰堤を設けることによってどのように変化するか、また副堰堤を設けるとすれば、そのおよそその位置と高さとしては、どの程度のものが適当であるかを判断する資料を得ることである。

副堰堤の主要な効果としては、エネルギーの負担によって床固下流水位を堰き上げること、および河床付近の高速流を表面近くへ移動させるなどの流況改善であると考えられる。このような副堰堤の効果という点からすると、副堰堤の位置としては或る適当な区間内であれば、その中での多少の移動はほとんど関係ないといわれている。そこでこの実験では、床固から近い範囲とやや離れている範囲とに区別され、洗掘形状との関連からそれぞれの代表位置が選定された。副堰堤の天端高としては、3案程度について比較が行われた。

各案の副堰堤のよしあしをきめる判定基準としては、水位（エネルギー損失）、流速、河床セン断力および流況などによって総合的になされる。比較の順序としては、原則として始めに各種の副堰堤案の間で比較が行われ、しかるのちに現状のものと比較するという方法がとられた。

副堰堤設置による流況変化の特徴は、副堰堤直上・下流部のかなり限られた範囲で著しく、全体としての変化はこの実験範囲に関する限り、ゆるやかなものであった。床固下流の流況は副堰堤が高いほど改善されるが、それにつれて副堰堤下流の流況もゆるくなる。一般に、副堰堤に対する期待は非常に大きいのであるが、第2床固および第4床固ともに、床固としてのスケールは大きくなく、少しくらい水位が堰き上っても、またわずかな壁をつくって流れをさえぎってみても、全体としての流況を大きく変えることは不可能であった。この点はたとえばスケールの大きい新信濃川の第2床固とは根本的に異なる点と考えられる。赤川床固群の場合は、スケールは大きくはないが、さりとて床固下流の洗掘深さも小さくないというところに、いわば中途半端なものであるといわれるゆえんが存在するのであろう。したがって、赤川床固群の副堰堤案について検討することは、あまりたやすいこととは考えられていなかったのである。

しかし、副堰堤に関する実験の結果からは、流況、水位、流速、分布、および河床セン断力のいずれについても、わずかながら傾向としては期待されたものも現われている。たとえば、副堰堤の高さの影響はかなり明瞭に現われており、しかし、なかには逆の傾向のものもあった。したがって、これまでに実験結果に基づいて、副堰堤の各案の間の比較や現状の場合との比較が行われたが、それらは、ここでふたたび総括的に検討されなければならないであろう。

今回実験の行われた副堰堤案は、極端なものは避けてあるので、流況におよぼす影響は顕著ではない。副堰堤直上下流部や渦の大きさとその規模にみられる程度である。水位縦断曲線は副堰堤設置に伴う水位の上昇による跳水や波状跳水の変化の様子および副堰堤下流部の水面の乱れ具合を示す。横断面内の流速分布（等流速線図）や横断水位は限られた横断のものしか測定が行われていないが、副堰堤設置の細部的な影響を表わして興味深い。副堰堤の存在する場合

合としない場合で、河床流速やセン断力が等しくても、流速分布の形としては非常によくなっているような例もある。最大流速や河床最大流速あるいは河床セン断力の生じる位置は、各種の水理条件や副堰堤の設置条件によって著しく変化するものではないが、これらは必ずしも同じ位置で生じていない。どこに生じようが、その最大値が減少して均一の方向に近づく状態は一つの判断の基準にされようが、たんにその大きさだけで比較されるだけでは、片手落ちであり、やはり総合的に判断されなければならないであろう。

まず、第2床固の場合は、床固下流の中央に除々に深くなるという形で細長い深掘れ部が存在する。床固を越えた流れは、この深掘れ部へ落ち込むように集中し、その兩岸側には大きく強烈な渦が発生する。この渦は洗掘形状が現在のような形をしている限り、下流端水位が多少変わっても、また流量が変わっても消失することはない、その位置や大きさ、あるいは強度が多少変化するだけである。したがって、あまり極端な副堰堤を設けない限り、流況が大きく変化することはない。流況の変化は微妙なものである。副堰堤を設けることによって、水位が上昇するために床固直下流の跳水がスムーズになるが、これは副堰堤の位置よりはむしろ副堰堤の高さによる。床固下流で発生した波は深掘れ部に集って、副堰堤まで流下するにつれて中央に集中し、いったん副堰堤で弱められる。その度合は副堰堤の高さによる。副堰堤下流では中央部で波状跳水となることが多いが兩岸寄りの水面は滑らかである。流速および河床セン断力は副堰堤の天端高が高くなるにつれてわずかながら改善される。しかし、その高さとしては -2 m より低くない方がよい。この高さの制限は副堰堤の維持の条件から与えられる。副堰堤の位置としては、固定床実験の結果のみからは顕著の相違点はみられない。ただ、副堰堤付近の流況が副堰堤付近の河床形状や流況によって影響を受ける。したがって、その効果よりは、副堰堤の維持の点から判断された場合には下流案の方がよいようである。

第2床固に対しては、固定床の実験からは、この実験範囲に関する限り、わずかの差で副堰堤としては下流案で、その高さとしては一番高い -2.0 m 程度がよさそうであるという結果になった。これはその位置や高さの多少の変更はさしつかえないものであるが、副堰堤の維持には十分留意されなければならない。

しかし、一般論として、第2床固のように水路中央の深掘れ部へ高速流が集中するような場合には、そこへ小さな副堰堤を設置して、流況を大きく変えて、大きな効果を期待することにはかなりの無理がある。この場合には、副堰堤を設けることによって、直接流況を変化させるのではなく、むしろわずかの水位を堰きあげ、あるいは下流の潮位変動の直接の変動を少しやわらげて、その結果としての流況改善を期待するものであるものであるから、その効率としてはあまりよい方ではないと考えられる。

次に、第4床固の場合には、床固下流の洗掘の形状が第2床固とは全く異なる。第4床固ではエブロン直下流からほとんど垂直に洗掘が進み、深掘れ部を形成している。またこの深掘れ

部は短区間で終わっている。横断的には中央でいったん浅くなっているところがあって、その左右両岸側にそれぞれ深掘れ部が存在し、ここでは流れは底の方で逆流となっている。横断方向の運動量の輸送は第2床固ほど大きくなく、水面形はかなり水平に近い。第4床固では深掘れ部に存在する水平軸渦で掘れるものと考えられる。

第4床固では副堰堤はこの水平軸渦を大きくして弱め、深掘れ部の洗掘防止を期待するものである。副堰堤の位置としては、床固に近い方が床固直下流の底流速の比較ではいくぶんよいが、副堰堤下流部の状態は床固より速い場合の方がよい。この二つの相反する性格を比較すると、流況や流速分布にそれほど大きな違いがないところから、下流河床の保護の点で下流案（1605mの位置）の方が秀れていると思われる。副堰堤の天端高は高いほど、床固下流の洗掘防止には役立つが、逆に副堰堤直下流の洗掘作用が大となり、これらの兼ね合いから-0.5m~-0.00m程度がよいように思われる。

第4床固の場合には、深掘れ部では流水の直接の洗掘作用はほとんど受けていなく、派生した水平軸渦により洗掘されているものと判断される。副堰堤は深掘れ部の渦の強度を弱める作用を助けるものであって、流況を根本的に変えるものではない。安全度は増大し、確かにその効果もあなぞれないものがあるが、第4床固の場合も同様に副堰堤に大きな効率を期待することには多少の問題があるように思われる。

以上は固定床の実験結果に基づく検討結果である。この実験に不足するところの一部は二次元移動床実験によって補われる。

(5) 二次元移動床実験

赤川床固群の下流の流況は、固定床実験の結果によれば、複雑な三次元流となっていることが明らかにされている。したがって、平均流的な考えに基づく二次元の移動床実験の結果は、そのままでは赤川の床固下流の洗掘の問題には適用されない。しかしここでは、赤川床固の平均的なものになるべく近い状態を考え、主として砂の動きや副堰堤の効果などについて実験的な検討が行われた。これらは洗掘現象を考察するうえに参考になるものと思われる。なお、実験に用いられた河床材料は砂およびスタイロン（比重1.05）で、スタイロンが用いられた実験では、限界掃流力がほぼ現地と相似の関係にある。

二次元の移動床実験水路は、長さ8m、幅20cmの片面ガラス張り水路（図7-163）である。実験内容はすでに7(2)で述べられているが、砂を用いた静的平衡（完全に相似ではない）とスタイロン（ $P_s = 1.05$ ）を用いた動的平衡に関する実験とが行われ、洗掘過程などの検討も行われた。

用いられた河床材料の砂およびスタイロンの平均粒径は表7-6のようであり、粒度曲線は図7-164のようである。

表7-6 実験用河床材料

		砂 (mm)	スタイロン (mm)
平均粒径 (dm)		0.579	1.004
安息角	dry	33° 35'	53° 41'
	水中	28° 23'	

二次元の移動実験は、平均値がほぼ相似の関係に近くなるように計画されているが、これは現地の模型実験ではない。また、この実験に関しては、この他にも問題がある。それらは、a. 側壁の影響があり、横断方向の水位や流速分布は等しくない。また、ときには三次元的な渦の発生もみられる。b. 水路の長さ8mは十分でない。c. この実験ではエブロンを考慮していない。また、床固上のフルード数が現地のもものと必ずしも一致していない。実験の方が多少大きくでている。以上のような事情により、二次元移動床実験の結果からは床固下流の洗掘に関する基礎的な、定性的な問題の考察がわづか行われるにとどまった。

a 流 況

床固下流に跳水あるいは波状跳水が生じているときは、大きな変動を伴いながら洗掘が進行し、ある程度洗掘孔が発達した状態では、流れに剥離が生じて底渦（水平軸渦）が発生する。跳水による表面渦と底渦とは方向が逆である。このような状態では、河床の土砂は、洗掘部では底渦によって下流から上流へ運ばれる。深掘れ部の上流端にまで運ばれた土砂は渦によってまき上げられ、主流によって下流に流下されるが、このとき小径の砂は洗掘部の下流側に、また大径の砂は再び洗掘部に戻される。補給砂があまりない状態では深掘れ部の洗掘はこのようにして急速に進行する。底渦が存在するとき、深掘れ部の上流側の河床勾配はかなり急であり、下流水位が低くて、強烈な底渦が発生するときは、この勾配は非常に大きくなる。はなはだし場合はエブロンの下がえぐられることもまれではない。第2床固では、このような底渦は発生していないものと考えられるが、第4床固ではかなり強い底渦が存在し、そのために、エブロン下流で急激に洗掘が進行しているものと考えられる。第4床固の場合は河床に沿う wall jet の高速流によって掘られるのではなく、底渦が原因していることは明らかである。これが解析を非常に困難にしている。また、このような底渦は時間的にも不安定である。常に変動を繰り返し、ときには非常に大きな変動を生ずることもある。この変動は表面渦の変動とも密接な関係を有しているようである。補給砂が、洗掘孔に十分補給されない場合で、安定形状の状態として静的平衡に近いものとするれば、洗掘孔の河床材料の限界掃流力はかなり小さくとられることも必要である。逆にいえば、洗掘孔では、ときたま起る大きな渦によって、かなり深くまで洗掘が進行する危険が存在するということである。この洗掘孔における底渦の変動が表面渦に関係があるとするれば、これは水路の規模などの影響についてもなお検討されなければならないであろう。このような底渦が存在して、その変動の影響が大きいような場合には定常流の

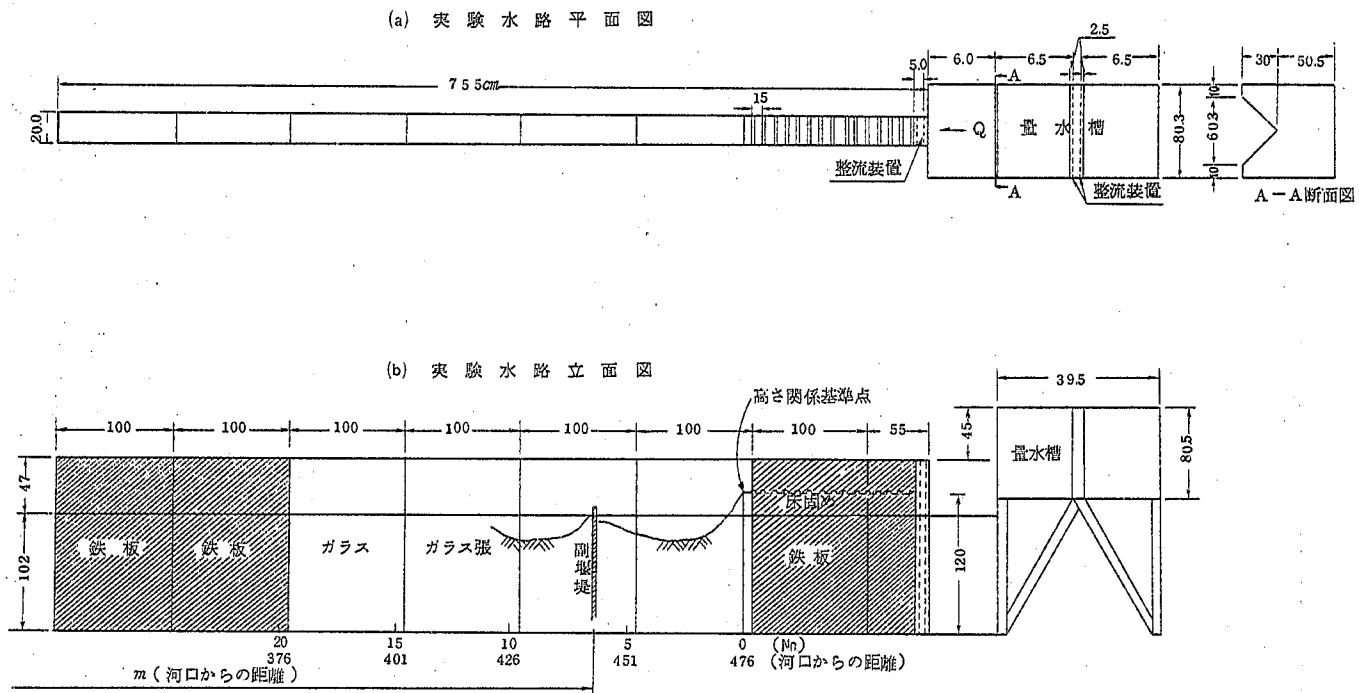


図7-163 水路模型概要図

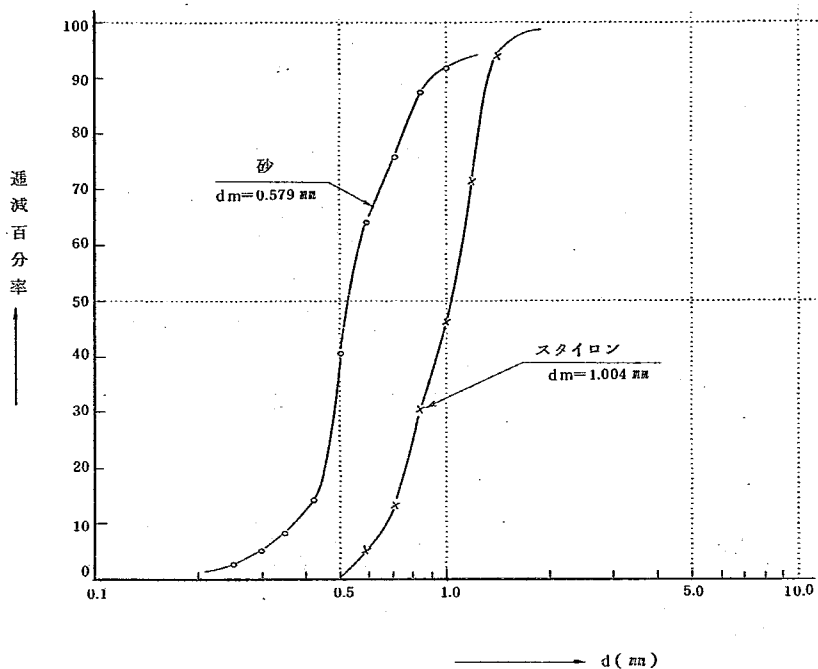


図 7-164 河床材料粒径加積曲線

仮定に基づく解析だけでは不十分である。渦の変動の洗掘形状におよぼす影響は、動的平衡の状態ではかなり少くなる。

b 床固下流の洗掘の様子

床固としては、一応第2床固および第4床固を想定し、あるいはこれに近い状態が考えられている。比較のために全ケースの床固の高さはTP-1 mに合わせ、丁度第2床固のケースに近い状態がとられた。

砂を用いた静的平衡に関する実験では、洗掘深さは時間と共に増大するが、ある程度時間が経過するとその速度は非常にぶつてきて、最終の安定形状に近づく。洗掘形状は時間とともに著しく変形するというほどのことはないようである。図7-165～図7-169は流況および河床形状の時間変化を示す例である。これは一般的にいえることであるが、床固下流で急激に深掘部が生ずるか、あるいは、エプロンから除々に下流にいくにしたがい洗掘される形態をとるかという問題は、流量の影響もさることながら、下流水位の影響が顕著のようである。

これは下流水位がさがって、床固におけるエネルギーの減殺量が増大すると、強力な底渦が発生し、そのために洗掘孔の上流側斜面の傾斜角が増大し、ついにはエプロンの下までえぐりとなるようになるものと想像される。上流向の砂と下流向の砂の境界は、図7-169にも見られるように最深部よりは少し下流になっている。

スタイロンを用いた動的平衡に関する実験結果の例としては図7-170～図7-172のようである。これは現地の条件にかなり近いものである。流量は少さく($750 \text{ m}^3/\text{s}$)、下流水位は高い(1.5 m)が、かなり深く掘れている。補給砂量としては、河床変動の少い安定している場所として浜中量水標地点の流砂量(q_B)が基準と仮定された。これは佐藤・吉川・芦田公式(土研公式)によって算出されたもので、実験は計算値をそのまま補給した場合、半分の場合および2倍の場合とそれぞれ3種類行われている。スタイロンによる動的平衡の実験から、補給砂の量によって洗掘孔や洗掘深さは変化するが、その形状はほぼ相似となっていること、洗掘深さは補給砂量の減少に伴って増大することなどが明らかである。

流量や下流水位の流速分布および洗掘形状(静的平衡)におよぼす影響は、かなり顕著なものがある。図7-173～図7-184はその例である。図7-173～図7-175は流量が $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の場合で、順に下流水位が高い場合から低い方へ、すなわちフルード数の小さい方から大きい方に並べられている。フルード数が大きくなると床固下流で表面渦が発生し、洗掘深さも大きくなる。洗掘孔が大きくなると底渦が発生する。図中、数値は模型流速(cm/s)である。実物に換算するときはこれを5倍することによって与えられる。洗掘位置はフルード数によって多少変化するようである。床固下流から徐々に洗掘されている状態で、フルード数が大きくなり、洗掘孔の深さが大きくなって底渦が発生すると、洗掘孔の上流面が洗掘を受けるようになり、図7-175のように下流水位が著しく低いときは、最大洗掘深の位置が上流寄りとなり、床固のすぐ下がえぐりとられるようになる。図7-174は下流水位がほぼ第4床固の関係に近い場合のものである。

このことは、流量が大きい場合でもほぼ同様の傾向がみられ、下流水位が低下するにつれて底渦が発生し、その渦の強度が増大する。図7-176～図7-180は流量がほぼ $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に相当する。第4床固に近いケースは図7-177のようであって、洗掘孔の最深部に逆流がみられる。流量の増大に伴う変化として、洗掘孔が大きくなることが顕著である。洗掘孔の上流側斜面の勾配は逆流の発生に大きく影響を受け、その強度が増大するにつれて急勾配となる。

図7-181と図7-182は流量が $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合であり、図7-183と図7-184は $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の例である。図7-181および図7-183はほぼ第4床固、図7-182および図7-184はほぼ第2床固の状態に近いケースのものである。流量が大きくなると洗掘はかなり進行している。

—— 通水後 1.0 hr
 - - - " 2.0 hr
 - - - " 4.0 hr

床固 T.P : -1.0 m

河床材料: 砂

流量 $Q: 8 \ell/s$

下流水位 T.P : 2.70 m

現地単位巾当り流量 $5.0 m^3/s/m$
 (500 t/s)

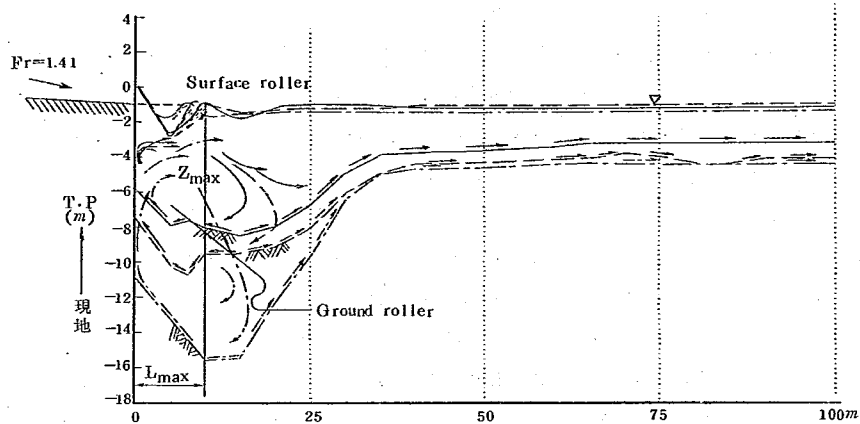


図 7-165 流況 — 時間変化図

—— 通水後 1.0 hr
 - - - " 3.0 hr
 - - - " 5.0 hr

床固 T.P : -1.0 m

河床材料: 砂

流量 $Q: 16 \ell/s$

下流水位 T.P : 1.2 m

現地単位巾当り流量 $10.0 m^3/s/m$
 (1000 t/s)

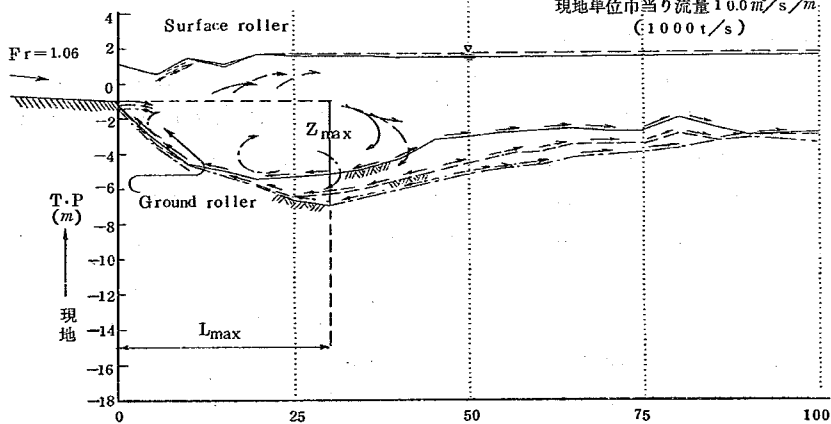


図 7-166 流況 — 時間変化図

—— 通水後 1.0 hr
 - - - " 3.0 hr
 - · - " 6.0 hr

床固 T.P : -1.0m
 河床材料 : 砂
 流量 Q : 16 l/s
 下流水位 T.P : -0.2m
 現地単位巾流量 $10.0\text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$
 (1000 t/s)

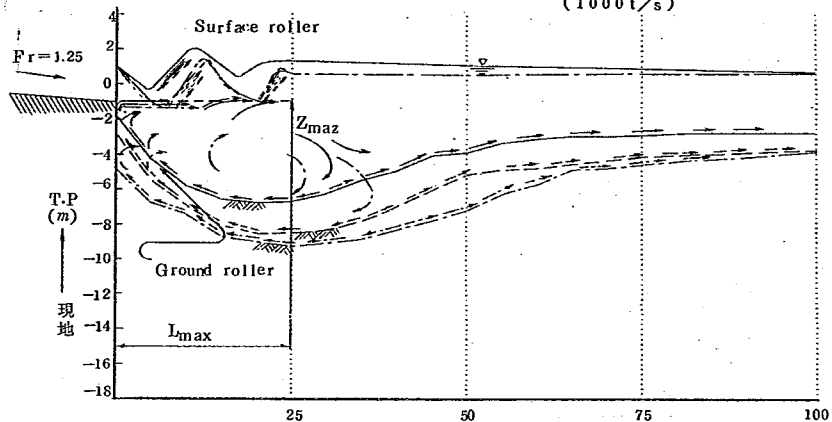


図 7-167 流況 — 時間変化図

—— 通水後 1.0 hr
 - - - " 3.0 hr
 - · - " 43.0 hr

床固 T.P : -1.0m
 河床材料 : 砂
 流量 Q : 16 l/s
 下流水位 T.P : -3.35m
 現地単位巾流量 $10.0\text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$
 (1000 t/s)

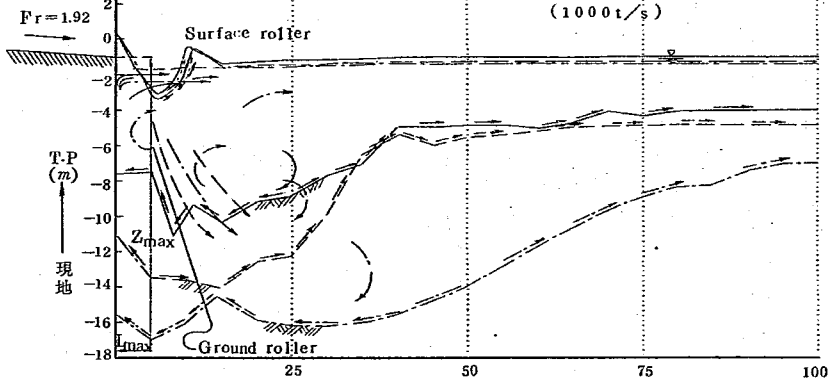


図 7-168 流況 — 時間変化図

— 通水後 1 hr
 - - - " 4 hr
 ····· " 23 hr

河床材料: 砂
 流量 $Q: 24 \text{ l/s} (1500 \text{ l/s})$
 下流水位 T.P: 2.3 m

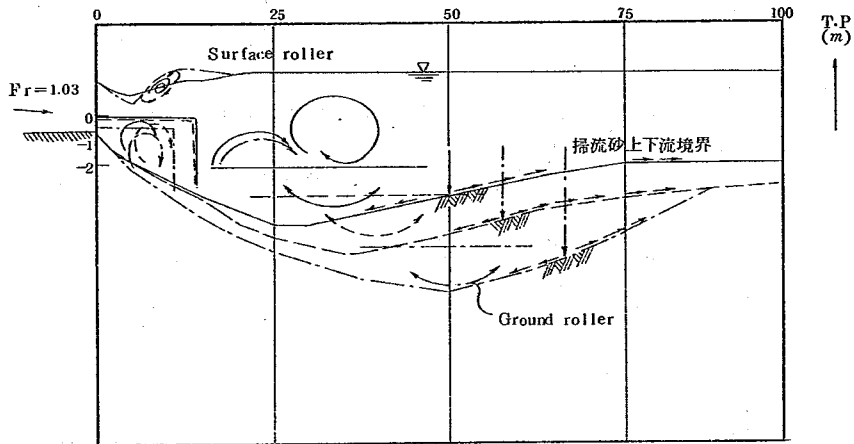


図 7-169 流況 — 時間変化図

— 通水後 10 min
 - - - " 80 min

河床材料: スタイロン
 流量 $Q: 7.2 \text{ l/s} (750 \text{ m}^3/\text{s})$
 下流水位 T.P: 1.5 m

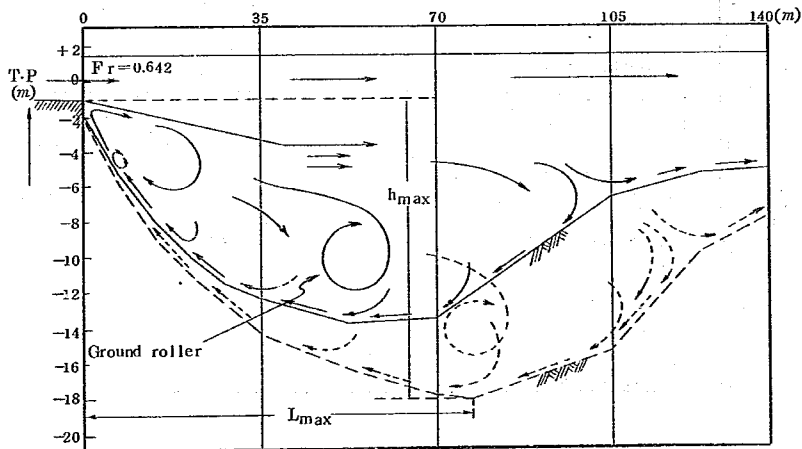


図 7-170 流況 — 時間変化図

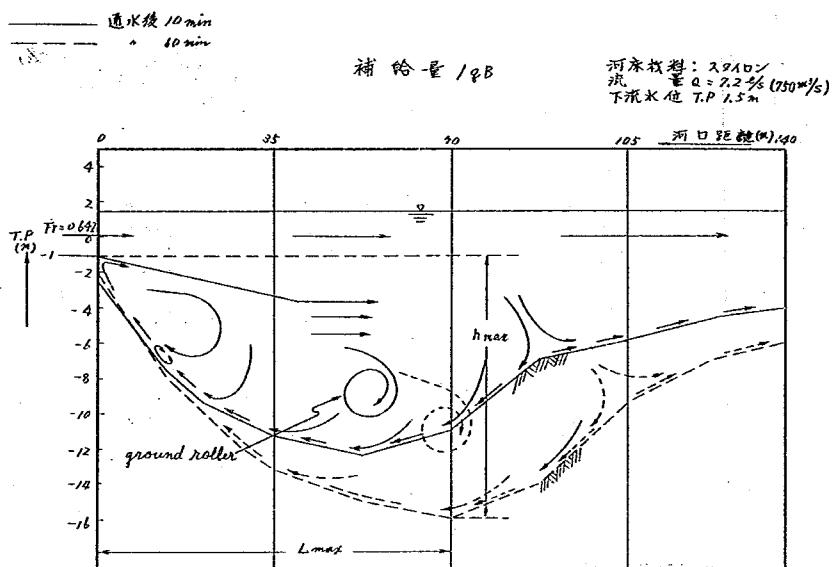


図 7-171 流況 — 時間変化図

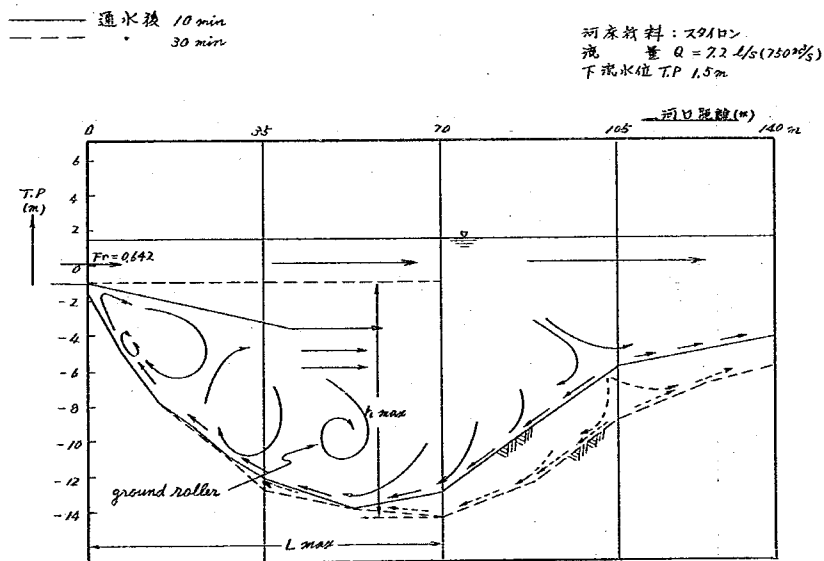


図 7-172 流況 — 時間変化図

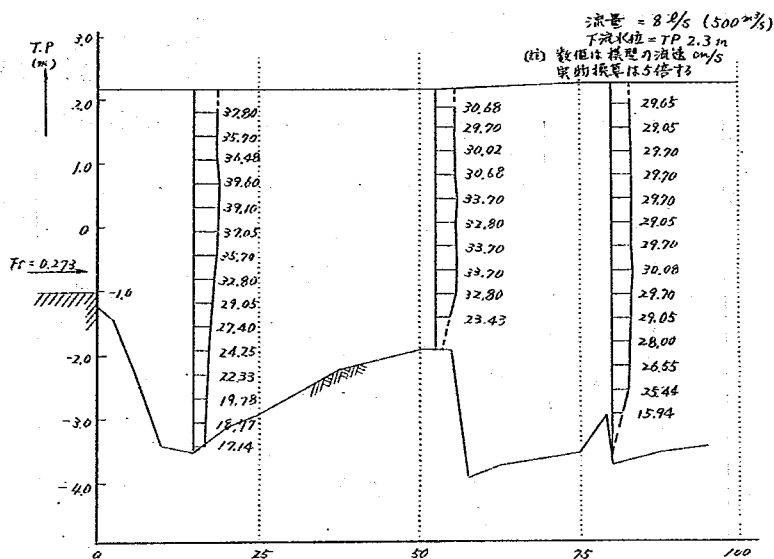


图 7-173 流速分布图

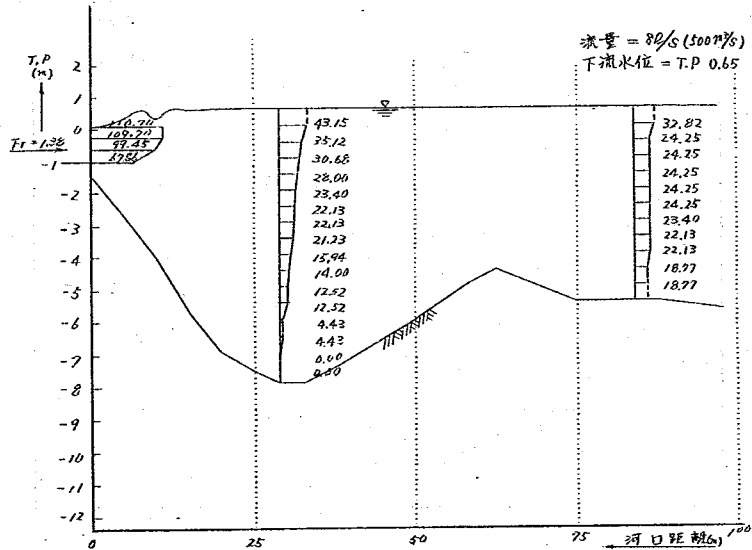
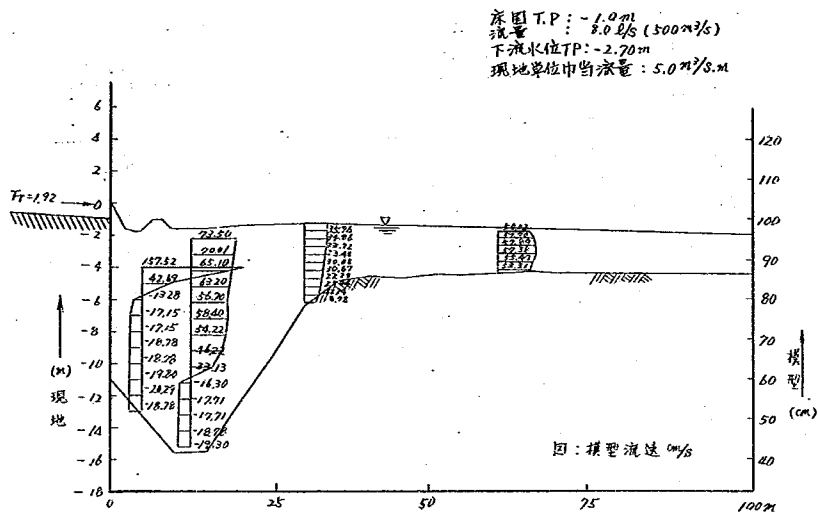


图 7-174 流速分布图



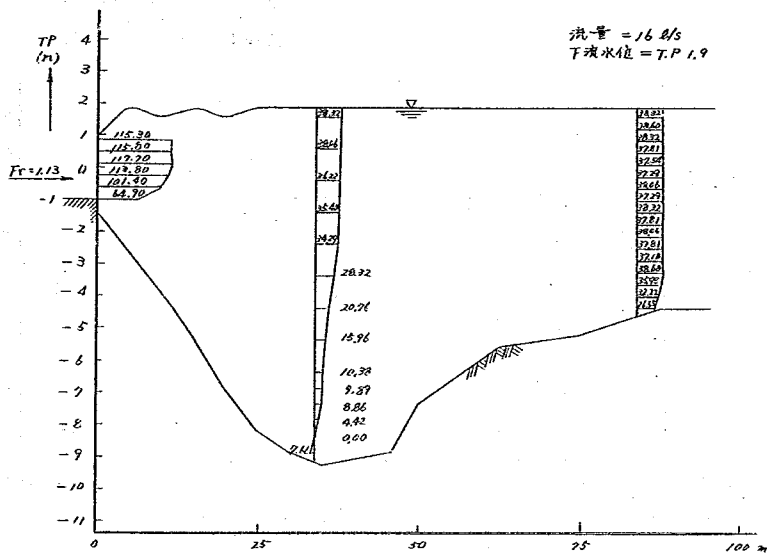


图 7-177 流 速 分 布 图

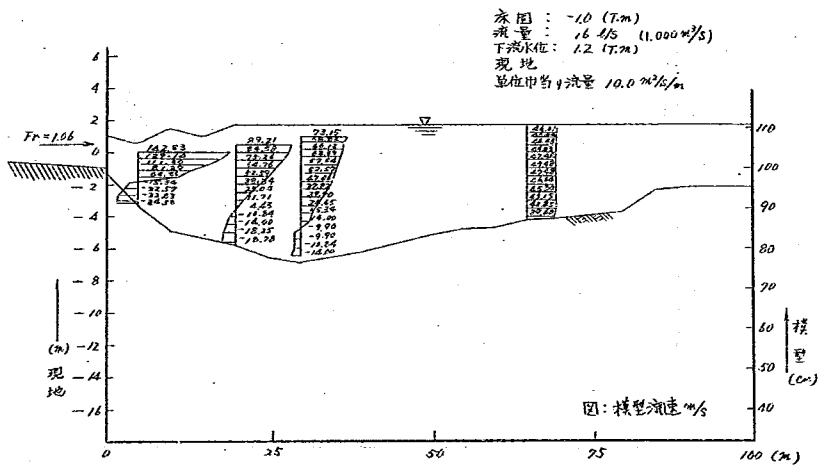


图 7-178 流 速 分 布 图

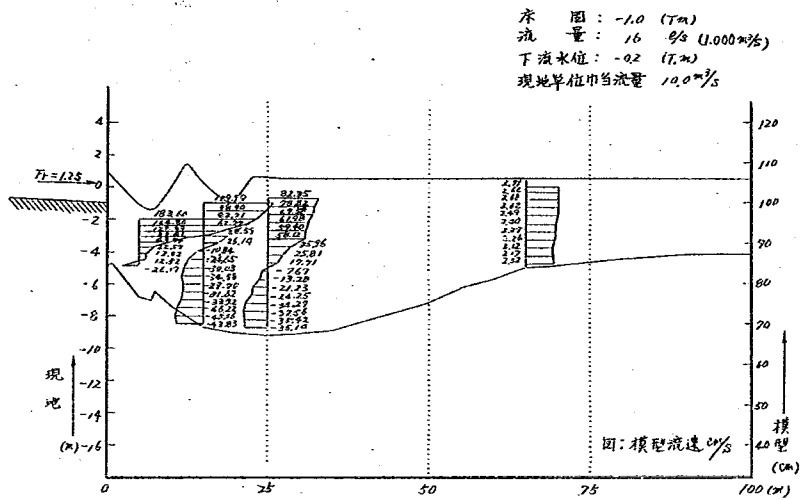


图 7-179 流速分布图

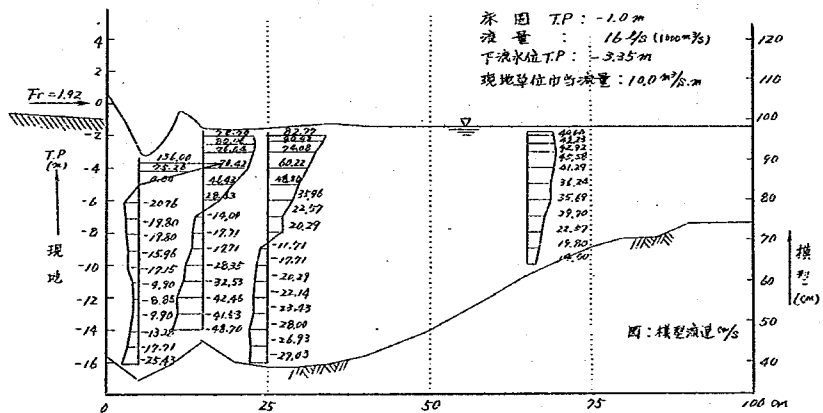


图 7-180 流速分布图

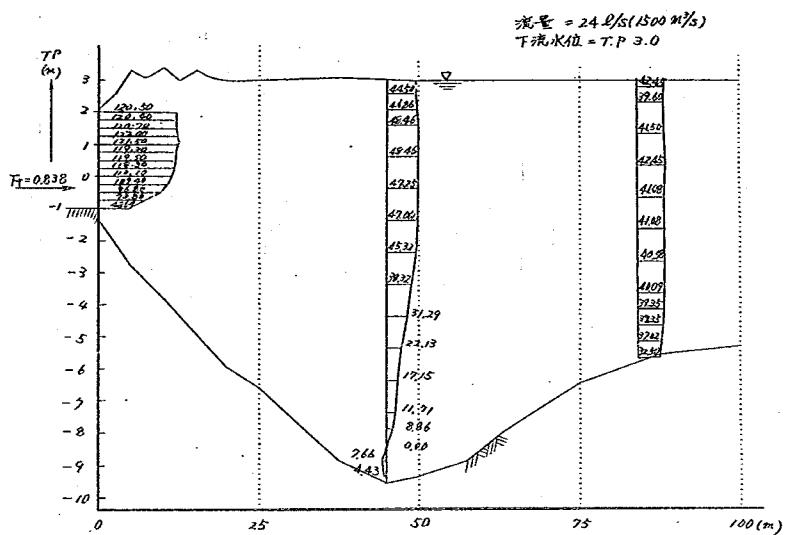


图 7-181 流速分布图

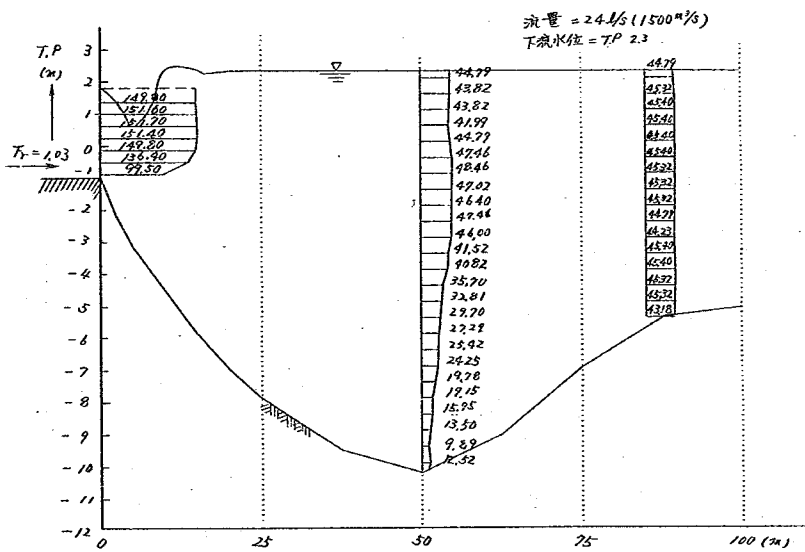


图 7-182 流速分布图

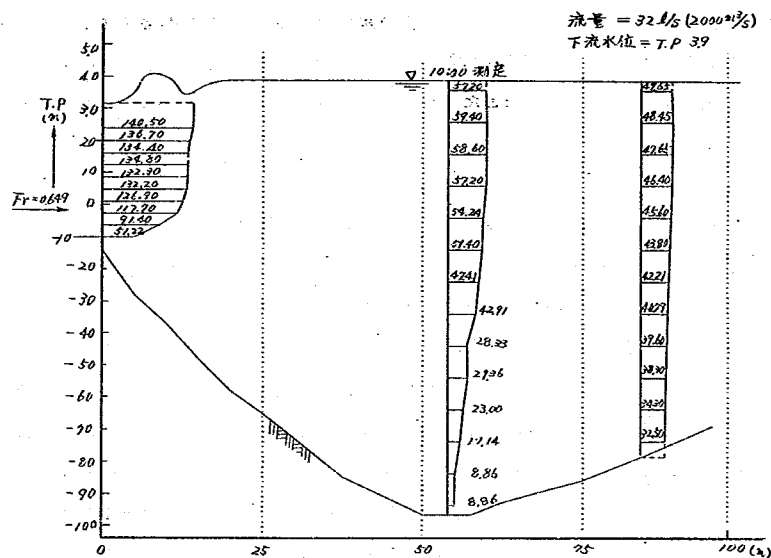


图 7-183 流速分布图

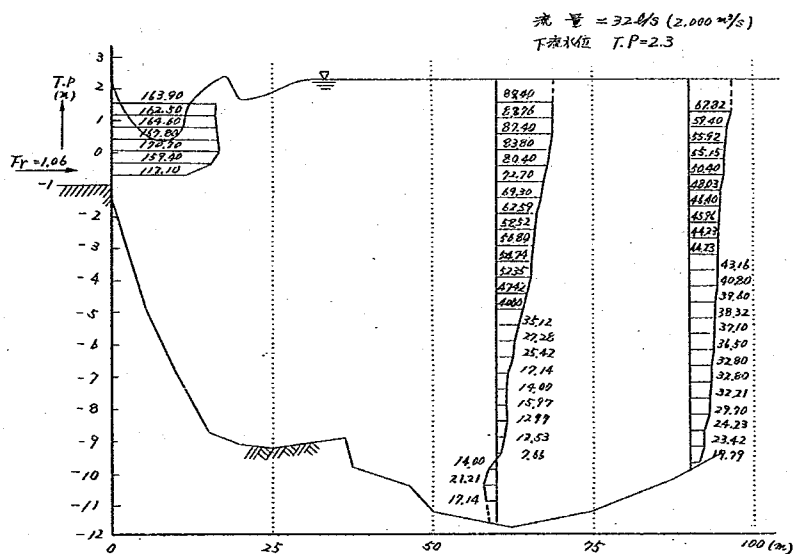


图 7-184 流速分布图

以上の例は砂を用いた実験であって限界掃流力は現地と相似の関係にない。図7-170～図7-172のスタイロンを用いた実験では洗掘深が非常に大きくなっている。しかし、この量的な関係を現地の最大洗掘深とただちに結びつけることは差しひかえられなければならないと思われる。

c. 二次元移動床実験における副堰堤の影響

二次元移動床実験による副堰堤の影響に関する実験は興味深いものがある。副堰堤の主要な働きとして、エネルギー減殺の一部を負担することのほか、流況改善がある。これは河床付近の高速流を水面近くへ移動させるものであるが、そのために底渦を発生させ、また強度を大きくすることがあると、場合によっては逆効果になることもありうる。とくに、流れが速く、フルード数が大きい場合には副堰堤の直前にきて流向が急激に変化することがある。副堰堤の上流面に当たった流れが、ここで強い下向流に変るときは副堰堤前面に非常に大きな深掘れ部を生じることがある。図7-185～図7-191は流況の時間変化を示している。これらはいずれも流量 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 、下流水位 -0.2 m の例であるが、図7-185～図7-187は副堰堤の高さが -3 m のときの位置による変化の様子を、また図7-188～図7-191は副堰堤の高さが -2 m のときの副堰堤の位置による影響について比較されているものである。副堰堤の高さによる変化としては、一般に副堰堤の高さが高くなるにつれて、上流側の洗掘が減少して、下流側の洗掘が増大する。これは実験の範囲ではそれほど極端な差が生じるほどには至っていないようであった。これに対し、副堰堤の位置の影響は非常に顕著のようである。すなわち、あまり床固に近いと、副堰堤前面に生ずる下向流のために、副堰堤前面が著しく洗掘を受けることである。表7-7はこのような副堰堤前面の洗掘が生じるケースと生じないケースとを分類したものである。同表には副堰堤の高としては、 -1 、 -2 、および -3 m の3種のものがまじっているが、高さによる差はあまりはっきり現われていないので、その影響については無視されている。副堰堤前面で深掘れが生ずる条件は、床固からの距離が近いこと、流量が大きいこと、また下流端水位が低いことであり、表7.7において破線より下がほぼ副堰堤前面深掘れの条件に該当する。なお、下流端水位の影響は副堰堤で時流が現われれば上流部への影響はないが、時流が現われないときは上流部への影響があり、今回の実験範囲は後者の場合に該当する。河床材料の粒径が小さいときは副堰堤前面の洗掘深はさらに増大するものと推定される。

副堰堤前面の深掘れの大きさは、副堰堤がない場合と比較すると、通常これより大きくなる可能性は十分にあり、副堰堤の計画においては、まず副堰堤の前面が掘られないような位置について十分検討されなければならないであろう。

図7-192～図7-204は副堰堤の存在するときの静的平衡の状態における流速分布の測定例である。すべて流量 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ で、副堰堤の位置、高さおよび下流端水位の影響が比較

されている。副堰堤のない場合に比して高速流が表面に近づいていること、逆流ができやすくなっていることが理解される。

表 7-7 副堰堤上流部の深掘のケース (副堰高 $-1 \sim -3 \text{ m}$)

a $H_0 = 1.2 \text{ m}$ の場合

○ 掘れている
△ 少し掘れている
× 掘れていない

副堰堤位置の 床固からの距離 の距離 流量 m^3/s	30	40	50	60	70
2 5 0			×		
5 0 0			×		
1 0 0 0	○		×		
1 5 0 0	○		△		

b $H_0 = -0.2 \text{ m}$ の場合

2 5 0				×	
5 0 0		△		×	
1 0 0 0	○	○	○	○	×
1 5 0 0	○			△	

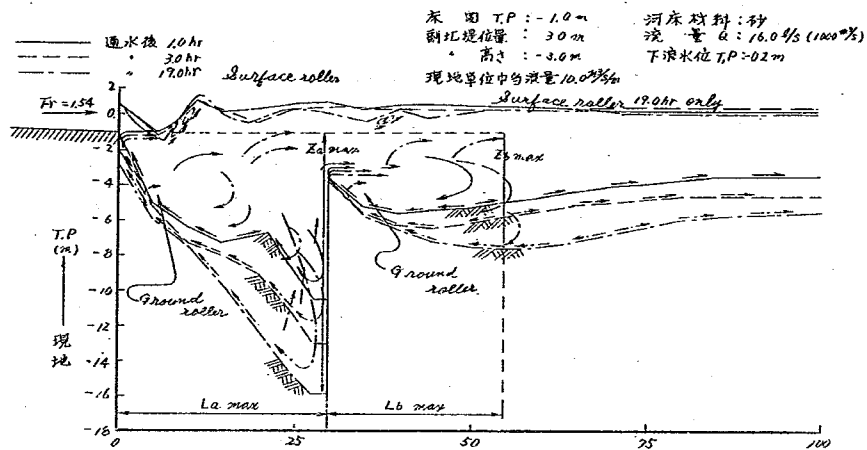


図 7-185 流況 — 時間変化図

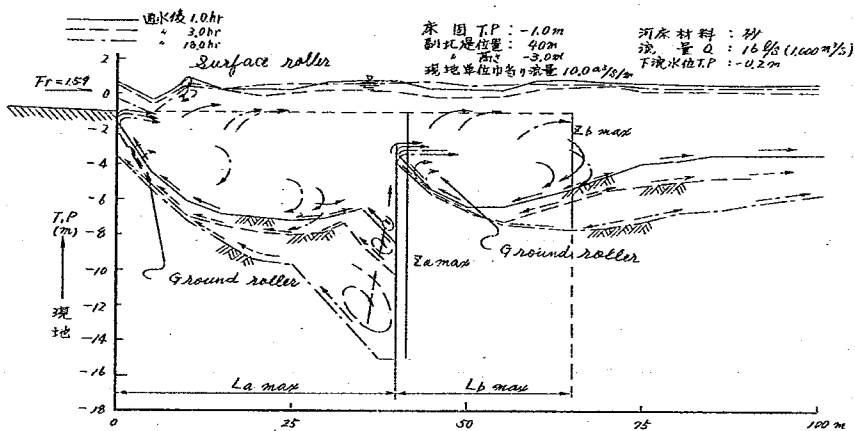


図 7-186 流況 — 時間変化図

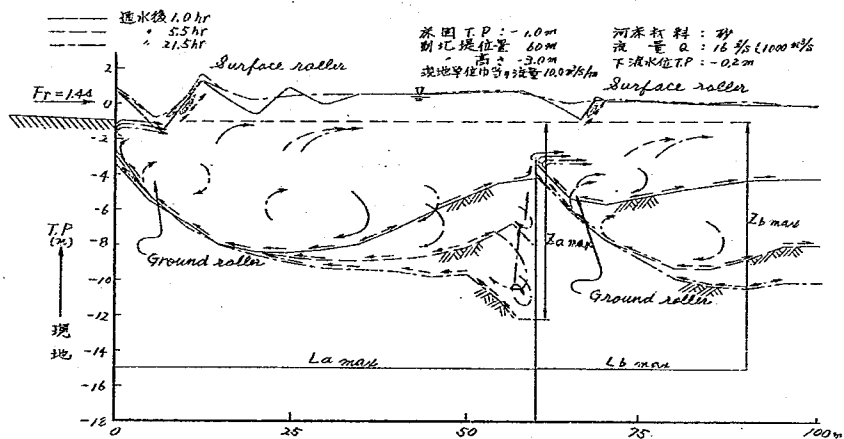


図 7-187 流況 — 時間変化図

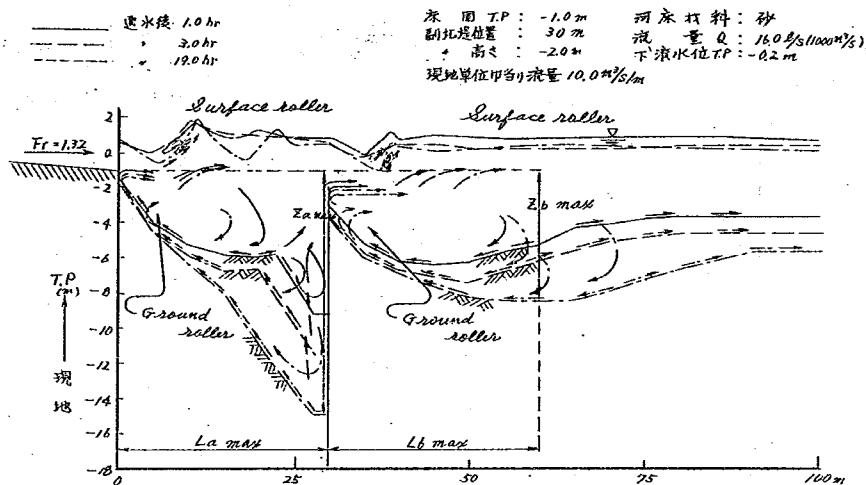


図 7-188 流況 — 時間変化図

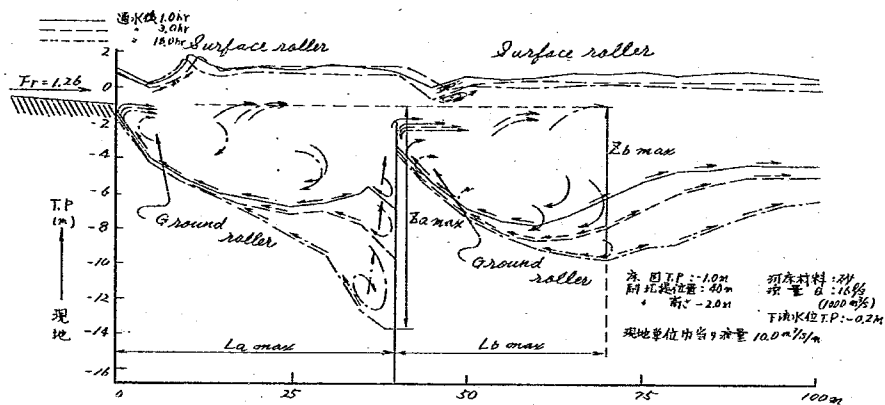


図 7-189 流況 — 時間変化図

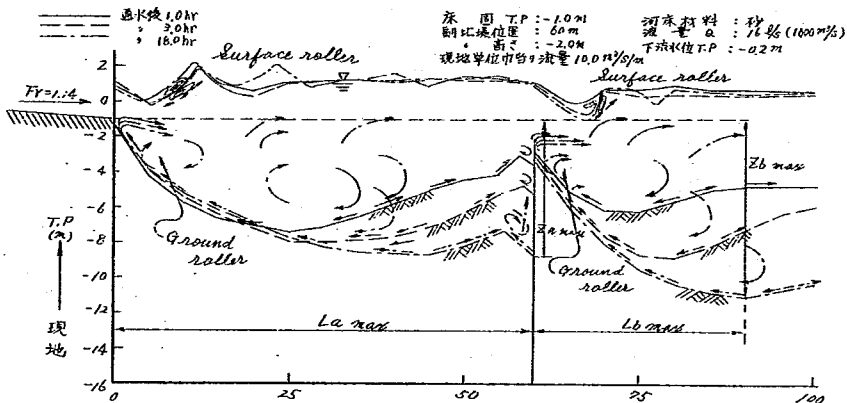


図 7-190 流況 — 時間変化図

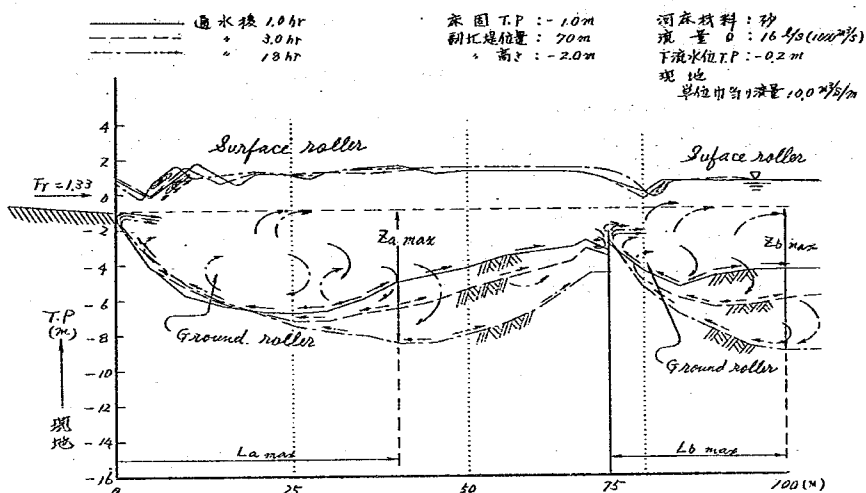


図 7-191 流況 — 時間変化図

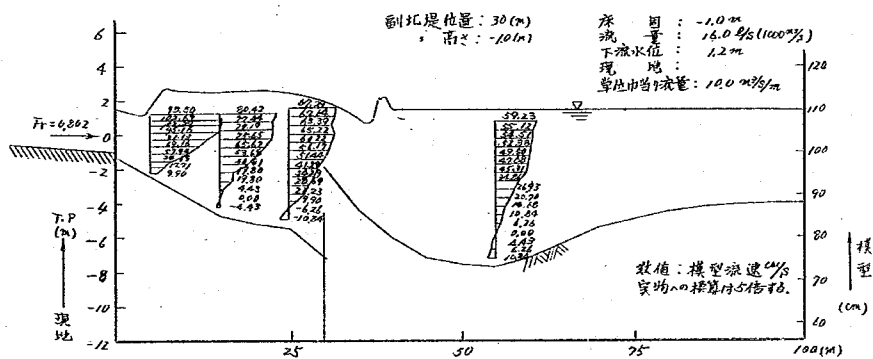


図 7-192 流速分布図

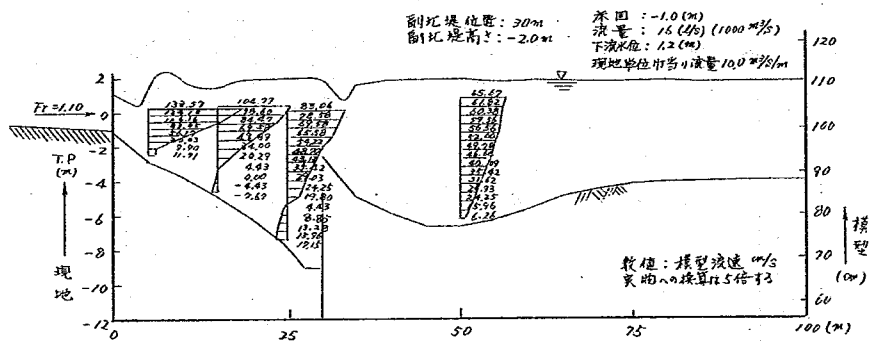


図 7-193 流速分布図

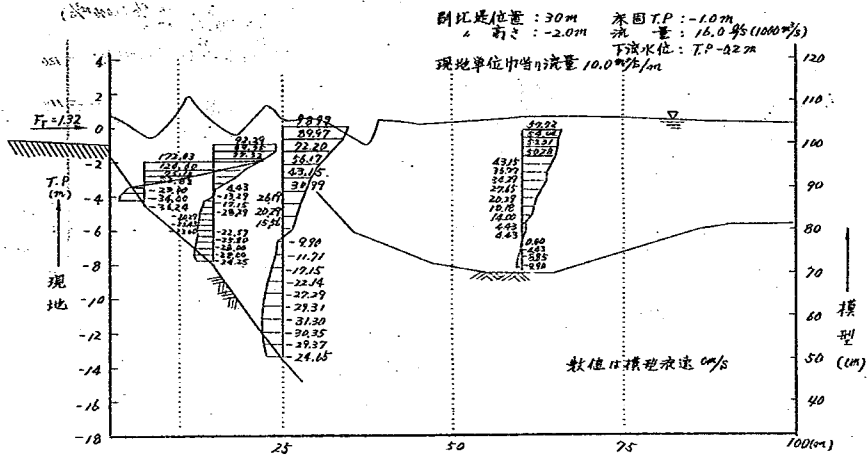


图 7-194 流速分布图

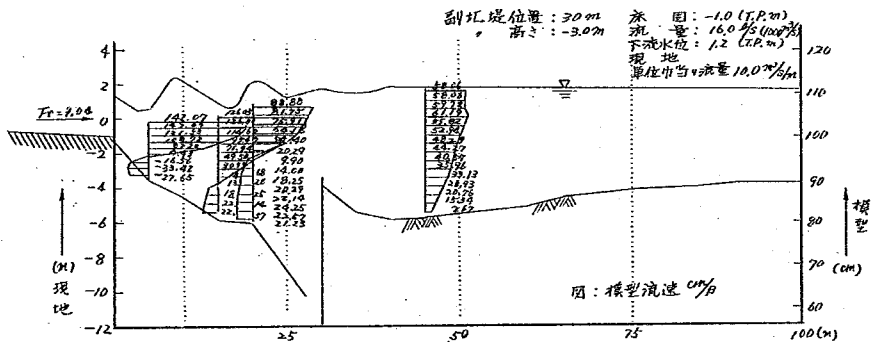


图 7-195 流速分布图

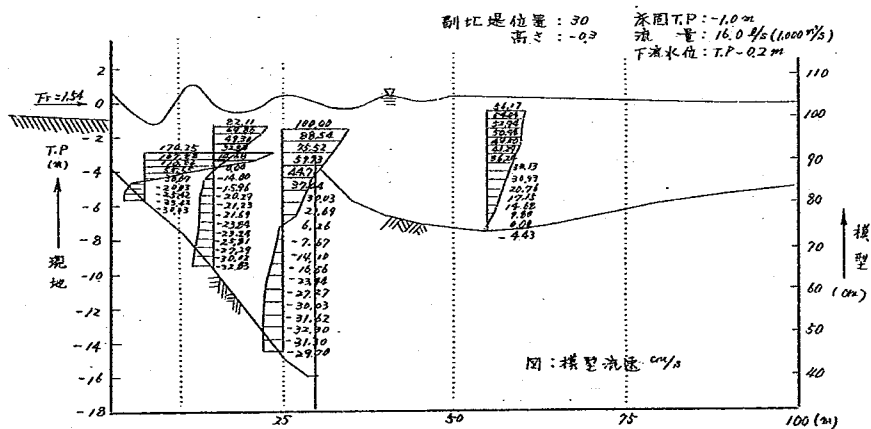


图 7-196 流速分布图

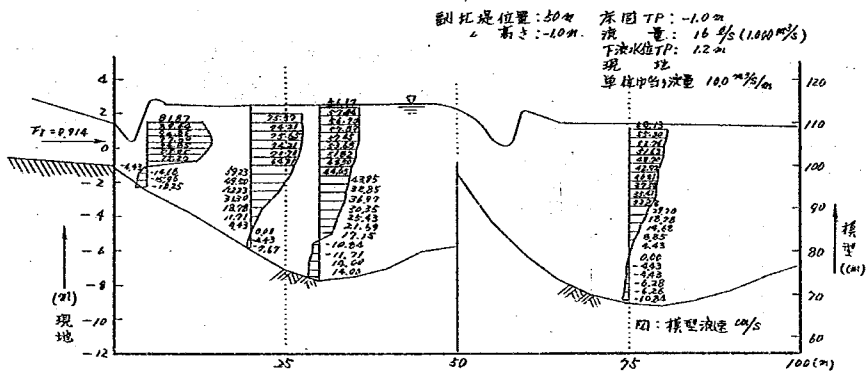


图 7-197 流速分布图

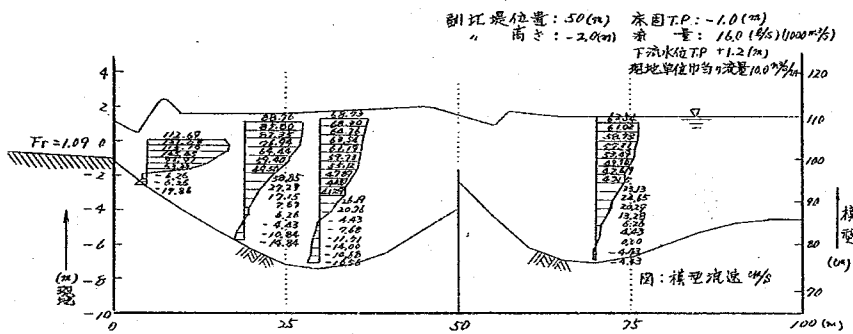


图 7-198 流速分布图

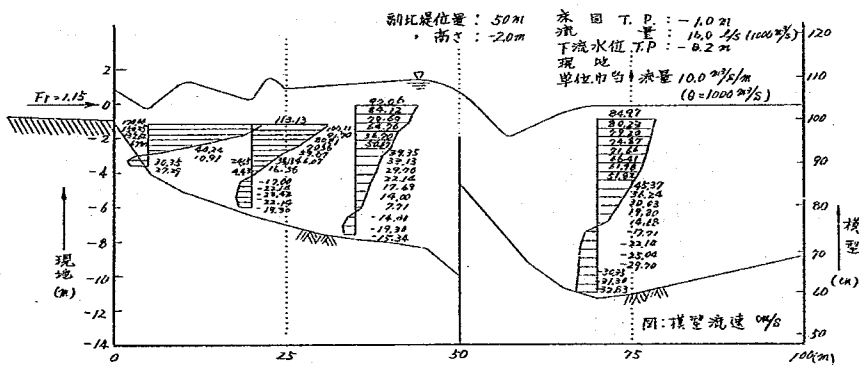


图 7-199 流速分布图

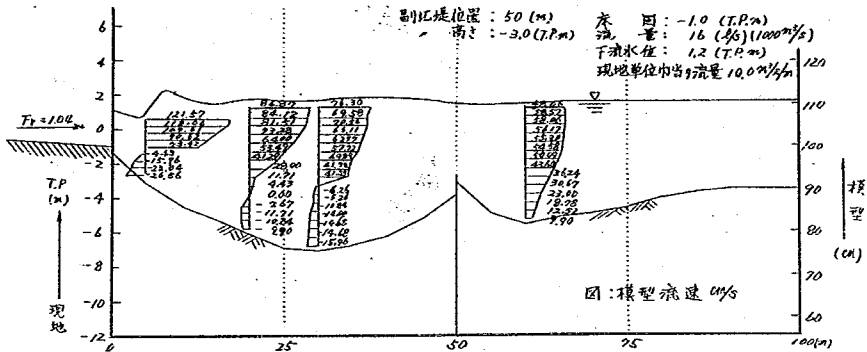


图 7-200 流速分布图

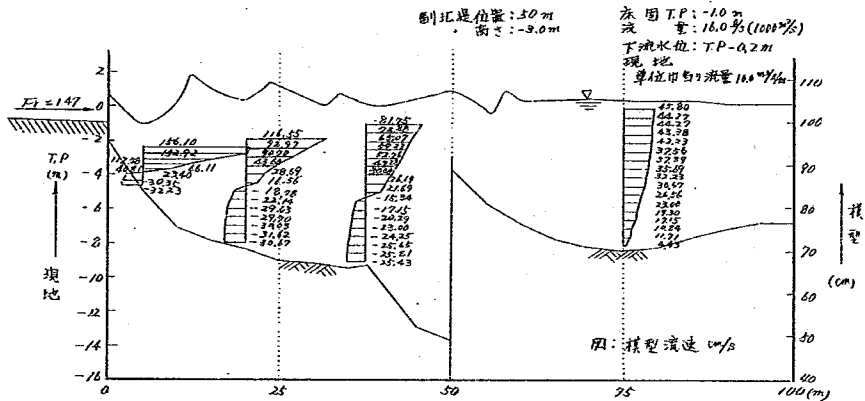


图 7-201 流速分布图

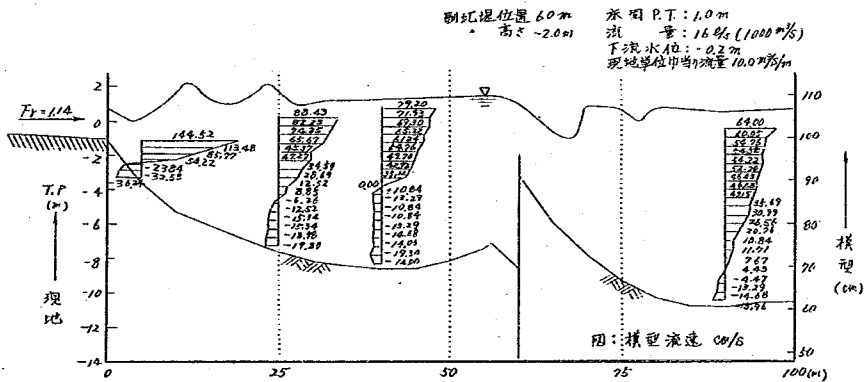


图 7-202 流速分布图

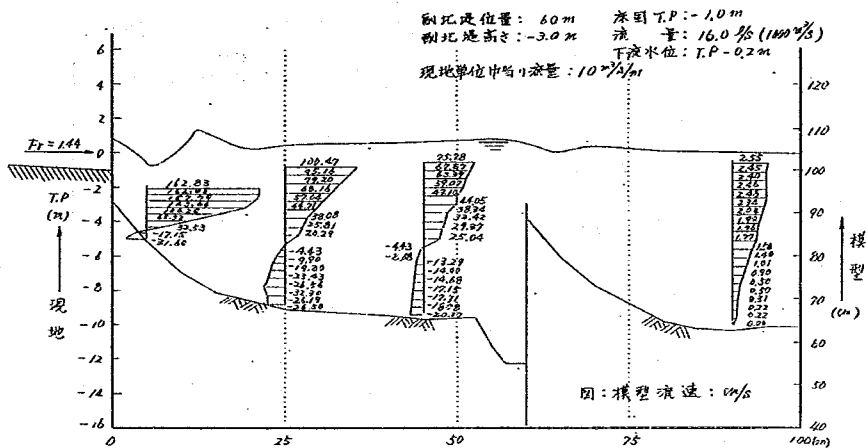


图 7-203 流速分布图

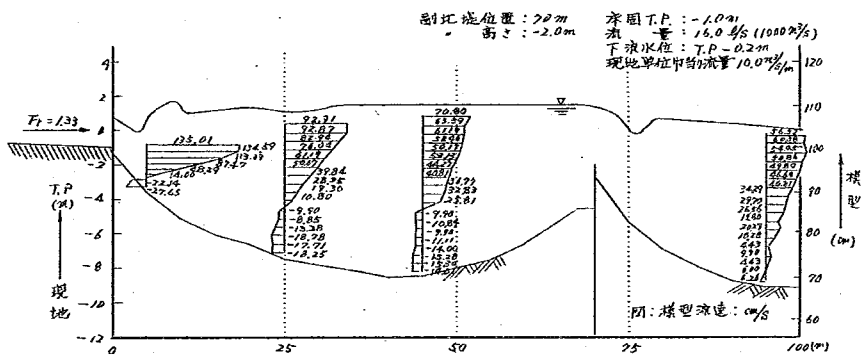


图 7-204 流速分布图

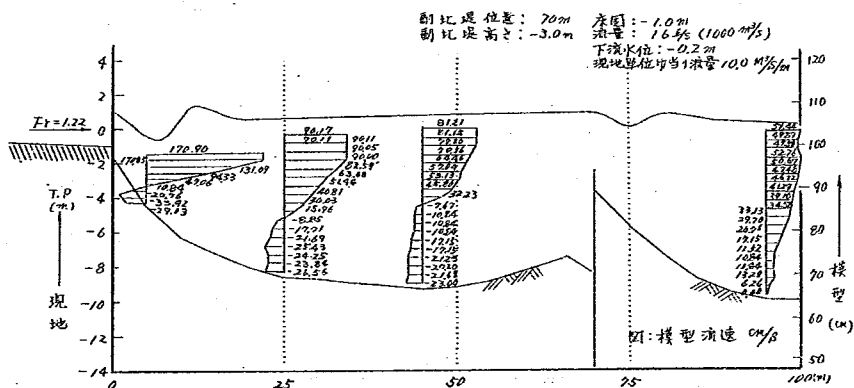


图 7-205 流速分布图

8. む す び

この報告書は赤川新川の床固群の再改修のための検討資料とする目的で作成された。主な内容は、現地の水理・水文資料の解析、床固下流の洗掘資料の解析、不等流や平衡河床に関する水理計算、床固群のうちの代表的な第2床固および第4床固に関する固定床模型実験による検討、および二次元移動床実験による検討などであり、赤川床固群の床固下流の洗掘現象の解明を試みるとともに改修対策について2・3の考察が加えられた。

一般に床固下流の洗掘現象は、表面渦や底渦のほかに複雑な三次元流となっているために、その解明が極めて困難なものである。二次元モデルにおいてさえ、現在までのところでは、床固下流の水の流れ方や土砂の動きに関しての十分な知識が得られていない。したがって、本報告書において取扱われているものは、床固下流の流況のリンクがわずかに述べられているに過ぎないものである。床固の改修についての本格的な検討が行われ、最終案が決定づけられるまでには、なお相当のあらゆる角度からの細部にわたっての精度よい検討が必要であろうが、本書がその一部にでも役立つところがあれば幸である。

結局のところ、本書において調査・研究が行われた範囲では、はっきりした結論が得にくい状態にあった。事情が変わっても幸にも、赤川は一級河川に指定され、建設省の直轄管理が行われることになっているので、改修の基本的な態度として、大々的な工事を避け、大災害の発生を防止するそちを講じたいうえで、洗掘の状況などの調査を継続し、臨機応変に対策を講じていくという方法が、最もむだが多くてすむ方法ではないかと考えられる。

それに最近、赤川床固群に関する情勢が変化してきているという話がきかれる。すなわち、赤川新川上流の河床（低水位）は現状状態で維持されなければならないとされていたものが、用水問題の改善でその必要がなくなる可能性が生じてきたことと、上流の鶴崎市の内水排除改善の問題で河床低下に対する要請が生じていることである。この場合には床固群の撤去と安定河床の問題が生ずるわけであるが、この問題については別途検討されなければならないであろう。

なお、現地調査の実施は東北地建酒田工事事務所が担当し、当初現地資料の解析には土木研究所河川研究室長吉川技官（現に東大および東工大教授）、木下技官（現、水文研究室長）、および神谷技官（現に中国地建河川管理課長）の多大な功献があった。本件は東北地建よりの依託研究として実施されたもので、予算額は昭和40年度300万円、昭和41年度250万円であった。

河川研究室 室 長 土 屋 昭 彦

” 研究員 須 賀 堯 三