

土 木 研 究 所 資 料

第 4 6 0 号

北上大堰（飯野川可動堰）に関する
水 理 検 討 報 告 書

昭 和 4 4 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

序

北上川は、流域面積 $10,245 \text{ km}^2$ 、計画高水流量 $6,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の東北地方第1の大河川である。

現在、河口より 25.2 km 地点柳津において旧川を分派しているが、これは昭和の初期に新北上川を人工的に開削して追波湾に放流する放水路計画が完成したからである。このため、 15 km 地点に飯野川可動堰を設け（昭和7年完工）旧北上川に対する維持流量の確保が図られている。

その後既に30数年を経過し、治水計画の変遷、ゲート操作維持管理上に種々の問題を生じ老朽化等もあつて改築をすることとなり、昭和40年度より調査に着手し、新北上川河口より、 17.2 km 地点に新堰（北上大堰）を建設することとなつた。

堰建設に伴い多くの技術的な問題が提起されたが、そのうち次の様な事項について土木研究所に検討を依頼された。

- (1) 仮締切工周辺の洗掘対策。
- (2) 工事区間周辺の掘削計画
- (3) 水叩長の設計
- (4) 現堰撤去後の河床変動

(1)については、建設地点の河床が細砂であり、平水流量も 200 t/sec 前後とかなり多く、締切周辺の洗掘が懸念される。そのため、模型実験により、捨石工法、マツトレス工法、水制工法などが検討された。

(2)については、新堰が現堰の上流側にあり、現堰により河床がせき上げられているため、新堰の工事にはかなりの掘削を行なわねばならない。この為の掘削が上流からの流砂によつて何の程度埋め戻されるかを検討したものである。

(3)については、洪水の初期にゲートの操作方法と関連して、高速流の流出が予想されるので、それに対する安全な水叩きを求めたものである。

(4)については、北上大堰が完成后、現堰を撤去した後の河床変動を推定したものである。

これらの検討は、昭和42、43年度に総額500万円をもつて土木研究所において実施された。

本報告書はこれらを取りまとめたものであるが、資料の蒐集解析については北上川下流工事事務所の協力を頂いた。

昭和43年3月

河川研究室長 土 屋 昭 彦

研究員 石 崎 勝 義 本 間 勝 一

本 間 久 枝 矢 崎 恒 夫

目 次

I 仮締切の洗掘防護対策について	1
第1章 洪水時の仮締切周辺の洗掘問題について	1
1-1 飯野川可動堰の工事概要	1
1-2 仮締切周辺の洗掘問題について	1
第2章 模型実験の相似則について	5
2-1 移動床模型実験の相似則	5
2-2 北上川模型の相似性	8
第3章 第1期仮締切の保護工の実験	14
3-1 実験目的	14
3-2 模型の作製	14
3-3 水位測定	14
3-4 流速測定	22
3-5 実験内容と結果	23
3-6 第1期仮締切・洗掘実験の結論	57
第4章 第3期仮締切の保護工の実験	58
4-1 目 的	58
4-2 模型改造及び実験準備	58
4-3 水位測定	60
4-4 流速測定	63
4-5 実験内容と結果	66
4-6 第3期仮締切・洗掘実験の結論	82
第5章 砂袋の安定について	83
5-1 砂袋の安定について(1)	83
5-2 砂袋の実験	83
(1) 小型水路の実験	83
(2) 静水中の実験	85
(2)-1 普通ポリエチレンの場合	85
(2)-2 麻の場合	85
(3) 大型水路の実験	86
5-3 砂袋の安定について(2)	86
5-4 砂袋の先端のめくれについて	87
第6章 結 論	87
第7章 あとがき	88

II 工事区間周辺の掘削計画	89
1. まえがき	89
2. 目 的	89
3. 流砂量公式の検討	90
(1) 実験による検討	91
(2) 現地における検討	97
4. 掘削箇所の堆積計算	106
5. 結 論	110
6. あとがき	111
III 水門下流の減勢について	119
1. 水門下流の流況と問題点	119
2. 跳水の検討(水門操作によるコントロール)	123
3. 潜流について	128
4. 水叩き下流の洗掘問題	129
5. あとがき	133
IV 現堰撤去後の河床変動	139
1. まえがき	139
2. 北上川の概要と河状	139
3. 検討の目的	141
4. 河床変動計算	142
5. 結 論	155

I 仮締切の洗掘防護対策について

北上大堰（飯野川可動堰）に関する水理検討 I

仮締切の洗掘防護対策について

北上川 17.2 km に建設予定の飯野川可動堰に関する水理検討のうち工事途次における洪水による仮締切周辺の洗掘を防護する工法について検討を行ったものである。

検討は第一期仮締切及第三期仮締切について実験を行いそれぞれ必要な防護工の形式及諸元を求めた。

1. 洪水時の仮締切周辺の洗掘問題について

はじめに飯野川可動堰建設計画の概要を記し、次に仮締切周辺の洗掘問題について一般的な考察を行う。

1-1 飯野川可動堰の工事概要

北上川飯野川堰は 15.0 km にある現堰の代替として 17.2 km に建設するものである。計画によると高水敷部分は敷高 KP 1.7 m とし 3 門で合計河巾 120 m、低水路部分は敷高 KP-1.5 m とし 50 m 水門 3 門合計河巾 150 m となっている。

建設に伴う仮締切は図 1-1 の如く大体水門 2 門分（100 m 巾）となっている。これは河巾の 30% 近くに達するので洪水時期には仮締切を撤去することになっている。仮締切の構造等において考慮する出水としては当初 $2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に定め保護工の検討もこの流量で行ったものである。しかしその後対象とする出水を $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ に変更したため実験においても途中から流量が変更になっている。

なお北上川の流況、17.2 km 附近の水理的な特性等についてはⅡ「削工の検討」、Ⅲ「水門下流の減勢」、Ⅳ「将来の河床変化の推定」等に記したのでここでは割愛する。

1-2 仮締切周辺の洗掘問題について

仮締切のような流れの中におかれた構造物がその周辺を洗掘される理由を考えるとまず構造物上流側で発生する二次流（鉛直流）が河床の底質をまきあげ平均流によつて下流に運ばれる



ことによつて洗掘が進行することが考えられる。橋脚の前面や水制の上流側にもこのような現象がみられる。一方構造物の上流側のかど（肩の部分）では構造物によつて妨げられた流れが集中するため流れの掃流力が大きくなつて河床を洗掘する。もちろん洗掘によつて河積が増大すれば流速が小さくなり掃流力も減少するがやはり平衡に達するまでにかなり河床が洗掘される。

橋脚の側面や水制先端に生じる大きな洗掘はこのような理由によるものであつて、橋脚、水制等の場合には洗掘深がもとの水深の0.8～1.2倍位になることが報告されている⁽¹⁾。飯野川堰の仮締切の場合流量 $1,500\text{ m}^3/\text{sec}$ で水深は4 m程度になるからそのまま放置すれば洗掘深が4 m位になり仮締切にとつて脅威となる。従つて適当な保護工を用いることによつて仮締切のごく近傍における洗掘を防ぐことが必要になる。

二次流による洗掘を橋脚等において観察すると洗掘の初期には二次流の強さもそれほど大きくないのに対し洗掘の進行に伴つて河床附近において渦流が生じこれが洗掘を激しくしているように思える。そこで前面の洗掘は洗掘の拡がらない初期に適当な防設対策（例えば仮締切周辺の捨石等）を施すことによつてかなり緩和されることが期待できる。（図1-2）

一方仮締切の肩の部分に生じる流れの集中による洗掘に対する防設対策としては二つの方向が考えられる。その一つは流れの集中そのものを緩和するために仮締切上流側において別の構造物を設けたり仮締切から長い水制を出して水をはねようとする方法である（図1-3）。この方法は洗掘の生じる場所が仮締切と離れた位置になるために洗掘規模が大きくなつても全体が流失しないかぎり仮締切は安全であるという利点がある。しかし水制自体は大きい洗掘をうけるので構造的、強度的に規模が大きくなり費用も大きくなる。利根川河口堰の仮締切の場合にはこの方式が採用されており水制工としては鋼管パイルを隙間を確保しながら並べて用いている。

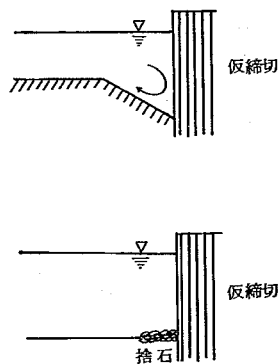


図-1-2

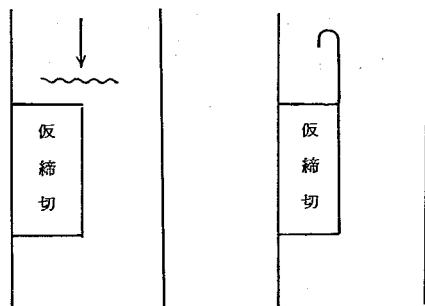


図-1-3

もう一つの方法は仮締切の肩の部分に直接保護する方法である。一般に流れが集中して掃流力が大きくなるのは仮締切の肩附近のごく一部であつてこの部分さえ河床を保護すれば洗掘は発生しない。従つて砂袋、碎石等を用いて仮締切の肩の部分に保護すれば殆んど洗掘を見ないで済む（図1-4）。この方法は流れを乱すことが少なく洪水の疎通等に悪影響を与えないことと工法が簡単で経費の小さいという利点をもつ。しかし万一河床保護工が流失したときは

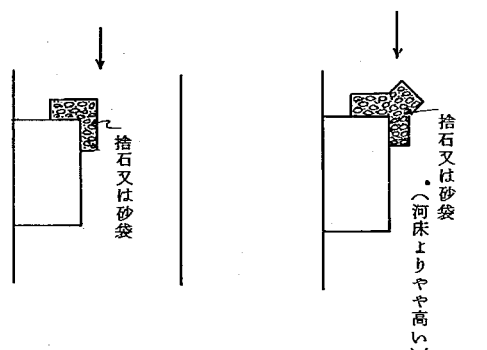


図-1-4

直接仮締切に悪影響を及ぼすことになるから河床保護工が洪水時に絶対に流失しない事が要求される。従つて河床保護工に用いる材料としては捨石、ブロックの如く河床とよくなじむものが要求される。

今回の仮締切はその規模が河巾に比べてもかなり大きくなるので流れに対する抵抗を小さくすることを考えて後者の方法及前者と後者の中間的な方法について検討してみた。

すなわち捨石を河床高程度よりあまり高くならないように仮締切のかど附近に施す案と水はね効果を少し期待して捨石を越流型水制の如く河床高よりやや高く施工する案について試験を行った。その結果捨石等の河床保護によつて洗掘を防止できることがわかつた。捨石の施工高は、これを高くすると水をはねることが出来るから流れが仮締切附近に集中することを避けることが出来る。しかし流積が小さくなるため仮締切のかど附近の流速は必ずしも小さくならない。一方捨石の施工高さを低くすると水はね作用は期待できないが流積が大きいため流速そのものは小さくなり河床を乱すことが少ない。試験の結果捨石の施工基面は低い方がよいことがわかつた。

以上の如く今回の試験は捨石等による保護工を中心にしたが始めに述べた長大な水制による方法も採用可能と思われる。その場合には流れに対する抵抗がやや大きくなることと経費が多額になることを覚悟しなければならない。

2. 模型実験の相似則について

今回の実験は河床材料として石炭粉を用いた移動床実験であつて現地と模型の相似性についてはとくに関心のもたれるところである。そこで相似則について簡単に説明し今回の模型の相似性について述べることにする。

2-1 移動床模型実験の相似則

模型実験とは現象を支配している運動方程式を模型によつて解くことによつて現地の現象を知ろうとするものである。従つて現地の現象を支配している運動方程式が模型のそれと同一のものであるかどうかについて検討しなければならない。又現地と模型の対応する運動方程式が同値になるために諸物理量の縮尺について一定の条件が必要になる。

現地の流れを支配している運動方程式は現象を一次元的なものとなせば

$$\frac{\eta}{f} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2f} \right) + \frac{\eta_p^2 u_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

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

(1)は流れの運動方程式, (2)は連続式である。

模型においても同様に

$$\frac{\eta}{f} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x} - i_m + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u_m^2}{2f} \right) + \frac{\eta_m^2 u_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (3)$$

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

ここに t : 時間, x : 距離, u : 流速, h : 水深, i : 河床勾配, η : マニングの粗度係数, 添字 P は prototype (現地) m は model (模型) を示す。

ここで各量の縮尺を次のように定める。

$$T = t_p / t_m \quad (5)$$

$$X = x_p / x_m \quad (6)$$

$$U = u_p / u_m \quad (7)$$

$$H = h_p / h_m \quad (8)$$

$$N = n_p / n_m \quad (9)$$

(5)~(9)を (1)に代入することによつて (10) 式が求まる。

$$\frac{U}{T} \frac{\eta}{f} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{H}{X} \left(\frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m \right) + \frac{U^2}{X} \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2f} \right) + \frac{N U^2}{H \sqrt{f}} \frac{\frac{n_m}{h_m} \frac{u_m^2}{h_m^{1/2}}}{h_m^{1/2}} = 0 \quad (10)$$

(10) 式が (B) 式と同値になるためには (11) ~ (13) 式が必要となる。

$$\frac{U}{T} = \frac{H}{X} = \frac{U^2}{X} = \frac{N^2 U^2}{H \sqrt{f}} \quad (11), (12), (13)$$

次に流量Q, 流積Aは次のように表わされる。

$$Q_p = B_p h_p u_p$$

$$Q_m = B_m h_m u_m$$

$$A_p = B_p h_p$$

$$A_m = B_m h_m$$

従つて

$$Q_p/Q_m = B_p/B_m \cdot h_p/h_m \cdot u_p/u_m = X \cdot H \cdot U \quad (14)$$

$$A_p/A_m = B_p/B_m \cdot h_p/h_m = X \cdot H \quad (15)$$

(14), (15) を (2) に代入すると

$$\frac{XHU}{X} = \frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{X \cdot H}{T} \cdot \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0$$

これが (4) と同値になるために

$$\frac{XHU}{X} = \frac{XH}{T} \quad (16)$$

今回の実験は流れは定流として扱うので (11), (12), (13), (16) のうち (11), (16) の成立は必要とされない。

次に流砂に関しては流砂量公式として土研公式の type のものを用いると次のように表わされる。

$$Q_{BP} = B_p \frac{\varphi_p F_p}{(\sigma/\rho - 1)_{p\beta}} u_{*p}^3 \quad (17)$$

$$u_{*p} = \sqrt{g h_p i_{ep}} \quad (18)$$

$$\frac{\partial Q_{BP}}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (19)$$

ここで土研公式のタイプという意味は流砂量が水理量の代表として u_{*}^3 を用い、限界掃流力附近の特性を表わす係数F, 流れの configuration を表わす係数 φ 及定数を乗ずることによ

つて表わされるような構造をもっていることを指している。土研公式は掃流砂に対して適用されるが係数 φ を u_{*w_0} によつて変化する係数として扱うならば濃度のあまり大きくない範囲で浮遊砂の領域まで適用できる。すなわちこのような領域の実験公式に Laursen 公式があるがこれを変形すると土研公式と同じ構造をもっていることがわかる。Laursen 公式についての説明は「掘削工の検討」の項でくわしく行う。

模型についての同様な式が次のように表わされる。

$$Q_{Bm} = B_m \frac{\varphi_m F_m}{(\sigma/\rho-1)_{mg}} u_{*m}^3 \dots\dots\dots (20)$$

$$u_{*m} = \sqrt{g h_m i_{em}} \dots\dots\dots (21)$$

$$\frac{\partial Q_{Bm}}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \dots\dots\dots (22)$$

ここで

$$i_{ep} \div \frac{h_p}{l_p} = \frac{H h_m}{X l_m} = \frac{H}{X} i_{em} \dots\dots\dots (23)$$

$$u_{*p} = \sqrt{g h_p i_{ep}} = \sqrt{g \cdot H \cdot h_m \cdot \frac{H}{X} i_{em}} = \sqrt{\frac{H^2}{X}} \cdot u_{*m} \dots\dots\dots (24)$$

更に係数 φ 、 F 、 $(\sigma/\rho-1)$ の縮尺を次のようにおくとこれから流砂量に関する現地と模型の縮尺が求められる。

$$\varphi_p = \varphi_m \cdot n(\varphi) \dots\dots\dots (25)$$

$$F_p = F_m \cdot n(F) \dots\dots\dots (26)$$

$$(\sigma/\rho-1)_p = (\sigma/\rho-1)_m \cdot n(\sigma/\rho-1) \dots\dots\dots (27)$$

$$\begin{aligned} Q_{Bp} &= X \cdot B_m \cdot \frac{\varphi_m \cdot n(\varphi) \cdot F_m \cdot n(F)}{n(\sigma/\rho-1) \cdot (\sigma/\rho-1)_m \cdot g} \left(\sqrt{\frac{H^2}{X}} \right)^3 u_{*m}^3 \\ &= \frac{X \cdot n(\varphi) n(F)}{n(\sigma/\rho-1)} \left(\frac{H}{X} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{B_m \varphi_m F_m}{(\sigma/\rho-1)_m g} u_{*m}^3 \dots\dots\dots (28) \end{aligned}$$

(28)を(20)と比較することによつて流砂量の縮尺が次のように求まる。

$$Q_{Bp}/Q_{Bm} = n(Q_B) = \frac{X \cdot n(\varphi) n(F)}{n(\sigma/\rho-1)} \left(\frac{H}{X} \right)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (29)$$

一方流砂の連続式より(30)式が求まる。

$$\begin{aligned} \frac{n(Q_B)}{X} \frac{\partial Q_{Bm}}{\partial x_m} + \frac{H \cdot X}{T} \frac{\partial A_m}{\partial t_m} &= 0 \\ \frac{n(Q_B)}{X} &= \frac{H \cdot X}{T} \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

いま模型縮尺として鉛直方向縮尺 H , 水平縮尺 X を与えられたとして諸物理量の縮尺を(12), (13), (28), (30)より求めると次のようになる。

$$U = \sqrt{H} \dots\dots\dots (31)$$

$$N = \frac{H^{\frac{2}{3}}}{X^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (32)$$

$$Q = XH^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (33)$$

$$n(u_*) = \frac{H}{X^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (34)$$

$$n(Q_B) = \frac{n(\varphi) \cdot n(F)}{n(\sigma/\rho - 1)} \cdot \frac{H^3}{X^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (35)$$

$$n(i_e) = \frac{H}{X} \dots\dots\dots (36)$$

$$T = \frac{X^{\frac{5}{2}}}{H^{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{n(\sigma/\rho - 1)}{n(\varphi)n(F)} \dots\dots\dots (37)$$

以上は流れを一次元的に取扱っており今回の如く仮縮切附近で流れの方向が変化する場合の相似性の保証がない。この点については1957年I. A. H. R. にオランダの学者が流線の相似についての検討を行っており粗度の縮尺が正しく保証されているならば流線の相似も満たされることがわかっている。(2)

2-2 北上川模型の相似性

(1) 模型の縮尺

北上川の模型の縮尺は敷地及河床材料の量の制約から水平縮尺 X を $X = 50$ と定めた。掃流力に関する縮尺をなるべく小さく(現地に近く)するため歪みのある模型にして鉛直縮尺 H を $H = 30$ と定めた。河床材料としては石炭粉を求めた。図2-1に石炭粉の粒度分布を示す。

模型の範囲は, 16.8 kより17.8 kまでとした。これは模型としてはやや短く流向の調整に苦心することになった。

各物理量に関する縮尺は次のようになる。

流 速	$U = \sqrt{H} = 30^{\frac{1}{2}} = 5.5$
流 量	$Q = XH^{\frac{3}{2}} = 50 \times 30^{\frac{3}{2}} = 8200$
摩 擦 速 度	$n(u_*) = HX^{-\frac{1}{2}} = 30 \times 50^{-\frac{1}{2}} = 4.2$
エネルギー勾配	$n(i_e) = HX^{-1} = 0.67$
粗 度 係 数	$n(n) = H^{\frac{2}{3}} X^{-\frac{1}{2}} = 1.35$

(2) 粗度係数の検討

粗度係数の相似は流向についての相似を保証するために重要である。実験において測定された粗度係数を現地に換算すると表2-1のようになる。現地での粗度係数は0.028程度とさ

れているので大体一致していると考えることが出来る。

(3) 流砂現象相似について

流砂現象，とくに仮締切附近の洗掘問題を模型実験によつて調べる場合最も困る問題は模型の相似性の保証である。これは洗掘現象の機構が明確でなく，合せるべき運動方程式そのものが不明確になっているためである。そこで一般的に流砂の移動形式と輸送量が流れの状態に応じてどのように変化するかを考えてその領域がなるべく模型と現地で一致するように模型を設定することで満足しなければならぬ現状である。

①限界掃流力附近の問題

流れの掃流力が河床材料の限

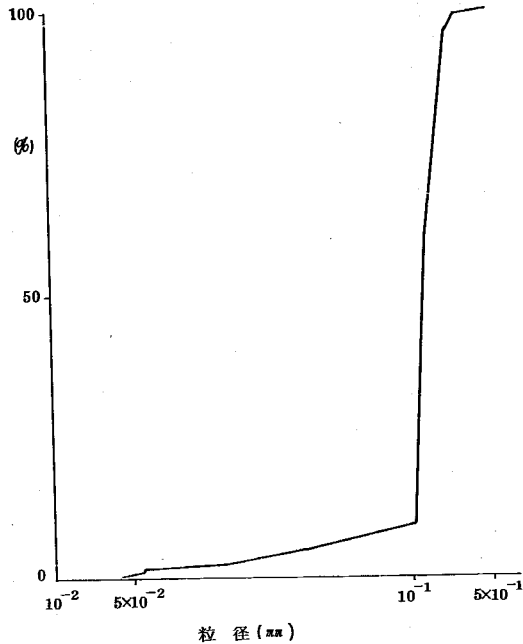


図-2-1 北上大堰（飯野川可動堰）模型河床料石炭粉累加曲線。

表 2-1

	位 置 Km	水 位 m	流 積 m ²	流 速 m/s	径 深 m	粗度係数
case4 (現状)	17.6	5.817	1483	1.349	5.204	0.020
	17.4	5.784	1391	1.438	4.416	0.040
	17.2	5.621	1186	1.686	3.940	0.031
	17.0	5.574	1335	1.498	3.729	
case5 (掘削)	17.6	5.805	1414	1.414	4.944	0.0235
	17.4	5.731	1221	1.638	4.016	0.0472
	17.2	5.540	1212	1.550	4.027	0.0249
	17.0	5.521	1351	1.480	3.774	

界掃流力より小さいときは河床砂は殆んど動かない。一方掃流力が大きくなつてもその大きさが河床材料の限界掃流力附近のときは流砂は少ない。土研公式で考えると流砂量が摩擦速度の3乗に比例するようになるのは流れの掃流力が河床材料の限界掃流力の大体3倍をこえ

るようになってからであり、それまでの段階では河床材料の限界掃流力が流砂量を決めるのに大きな影響力をもっている。この効果が模型と現地で相似であるためには流れの掃流力 τ と河床材料の限界掃流力 τ_c の比 τ/τ_c が模型と実物において等しくなればよい。現地において各流量のときの τ/τ_c の値を求めたものが表2-2に記してある。これに対して模型上での τ/τ_c の値が同表に記してある。 τ/τ_c の現地、模型に対する値を比較すると両者は必ずしも一致していない。

表2-2

17.2k 水理量

$n=0.028$, 現地 $\tau_c=3 \text{ dyn/cm}^2$

模型 $\tau_c=0.6 \text{ dyn/cm}^2$

流量 Q m^3/s	14.8k 水位 H m	河床高 Z m	水位 H m	河巾 B m	径深 R m	流速 V m/s	掃流力 τ dyn/cm^2	現地 τ/τ_c	模型 τ/τ_c
200	2.36	1.02	2.77	248	1.75	0.46	15.2	5.1	1.7
	3.25	1.09	3.40	258	2.31	0.33	6.8	2.3	0.8
	4.28	1.26	4.39	275	3.13	0.23	2.8	0.9	0.3
500	3.02	1.12	3.58	261	2.46	0.78	35.8	11.9	4.0
	4.48	1.31	4.65	279	3.35	0.54	14.4	5.8	1.6
900	3.27	1.22	4.15	271	2.92	1.14	70.0	23.3	7.7
	4.46	1.34	4.80	281	3.46	0.93	42.4	14.1	4.7
2000	4.8	1.45	5.56	291	4.10	1.68	129.3	43.0	14.4
4000	6.5	1.60	7.27	300	5.67	2.35	217.0	72.2	24.0
6500	7.45	1.64	8.44	302	6.80	3.17	363.0	121.0	40.3

例えば流量 $200 \text{ m}^3/\text{sec}$ 14.8k水位が4.28mのときを考えると現地では $\tau/\tau_c = 2.8$ であつて流砂量がかなり存在するのに反し模型では $\tau/\tau_c = 0.9$ であつて流砂量が存在しないことになり相似が成立っていない。一方流量が今回の実験で対象としている $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度のときは現地で $\tau/\tau_c = 43.0$, 模型で $\tau/\tau_c = 14.4$ となりその値は異なるがこれによつて定められる係数 F は共に $F=1$ であつて限界掃流力の影響に関しては両者ともその効果の無視できる領域に入っていることになる。しかしこのことは断面全体の平均的な水理量に関して言えることであつて局所的に流速のおそい所では掃流力も小さく模型と現地の関係はちよつと流量が $200 \text{ m}^3/\text{sec}$ のときの関係と同じような状態にある。

すなわち今回定めた模型縮尺における限界掃流力の影響に関する相似は流量が $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合流速のおそい局所的な流れに関しては成立していないが平均流に近い領域では満足していることになる。

以上のように今回の模型が流砂に関する限界掃流力の影響についての相似が不完全である理由は模型に用いる河床材料の大きさに限度があつて幾何学的縮尺に応じた小さい河床材料が用いられないことにある。模型に歪みをつけて掃流力を大きくしたり、河床材料として石炭粉を用いて限界掃流力を大きくしたことはいずれも模型における τ/τ_c の値を現地のそれに近づけようとした結果である。

②輸送形式の問題

一般に輸送される土砂の粒径が小さい場合には流砂は河床附近ばかりでなく乱れによつて水中にまいて流れとともに輸送され、いわゆる浮遊状態を呈することが知られている。

流砂が掃流状態から浮遊状態にうつると輸送される土砂の量も急激に増大するばかりでなく鉛直流、渦等の局所的な流れによつても河床砂が容易に移動するようになる。このことから局所的な洗掘問題を扱うにはこのような輸送形態が現地と相似の状態になるように模型を設定することが重要と思われる。

一般にこのような流砂の輸送形態を示す表示量として流れの摩擦速度 u_* と河床粒子の沈降速度 w_0 の比 u_*/w_0 が用いられる。 u_* は流れの流速の規模と大体比例関係にある量である。一方沈降速度 w_0 は一定の質量力(この場合は重力)による静水中の進行速度であつて流体と粒子の相対速度の表示量と考えることが出来る。従つて u_* が w_0 にくらべて大きいということは粒子がほとんど水と一緒に動くということを意味するものである。

浮遊砂の濃度分布や全流砂量を水理量から求める場合には u_*/w_0 の値が重要な役割を果たしている。更に Liu の実験をみると河床に生じる Sand wave が ripple になるか dune になるかを決定するものとして u_*/w_0 の値が重要な役割を果たしている。

以上の如く、そのメカニズムまでは明確でないが u_*/w_0 が粒子の浮遊のしやすさを表す表示量として重要であり、模型と現地で u_*/w_0 の値が異なると両者が浮遊のしやすさという点で互に別の領域に属すようになる恐れがある。

現地における u_*/w_0 の値と模型における u_*/w_0 の値を算出してみると表 2-3 のようになる。これをみると u_*/w_0 の値は模型の方が大きくて現地の値の約 2.3 倍となつている。従つて模型の方が砂が浮遊しやすいことになる。このことから模型の流砂の濃度が現地のそれより大きくなることが予想される。いま流砂量公式として Laursen 公式をとつて濃度を与える係数 f の値をしらべてみると例えば流量が 2000 m^3/sec のとき現地における u_*/w_0 の値は 1.37 でありこれより $f = 1.8$ 程度となる。一方模型における u_*/w_0 の値は 3.20 であり $f = 6.0$ 程度となる。すなわち模型の流砂濃度は現地のその約 3 倍となつていることがわかる。

このように模型と現地で u_*/w_0 の値が異なることは相似性の点から言えば好ましくないが模型の方が流砂が浮遊しやすいということは模型による判断が安全側の結論を生むことになる。すなわち模型では洗掘現象が実際現象よりやや誇張されて生ずるものと思われる。

表 2-3

現地 $w_0 = 8.35 \text{ cm/s}$ 模型 $w_0 = 0.85 \text{ cm/s}$

流 量 Q	14.8k 水 位 HI m	河床高 Z m	水 位 H m	河 巾 B m	径 深 R m	流 速 V m/s	摩擦速度 u* cm/s	現 地 u*/w ₀	模 型 u*/w ₀
200	2.36	1.02	2.77	248	1.75	0.46	3.9	0.46	1.07
	3.25	1.09	3.40	258	2.31	0.33	2.6	0.31	0.72
	4.28	1.26	4.39	275	3.13	0.23	1.68	0.2	0.47
500	3.02	1.12	3.58	261	2.46	0.78	6.0	0.72	1.68
	4.48	1.31	4.65	279	3.35	0.54	3.8	0.45	1.05
900	3.27	1.22	4.15	271	2.92	1.14	8.4	1.01	2.35
	4.46	1.34	4.80	281	3.46	0.93	6.5	0.78	1.82
2000	4.8	1.45	5.56	291	4.10	1.68	11.4	1.37	3.20
4000	6.5	1.60	7.27	300	5.67	2.35	14.7	1.76	4.10
6500	7.45	1.64	8.44	302	6.80	3.17	19.1	2.29	5.35

なお u^*/w_0 の値を現地と模型で同じにするためには模型の河床材料としてもう少し大きいものを用いたり模型の歪度を小さくすることが必要であるが、このことは r/r_c の値に関して模型と現地の差を大きくするように働くから結局今回程度の模型規模では u^*/w_0 に関する相似はこの程度で我慢せざるを得ないものと思われる。

(4) 流砂量の縮尺について

(29) 式によつて流砂量の縮尺を与える式が導かれているのでこれより流砂量の縮尺を求め、更に時間縮尺を求めておこう。

$$n(Q_B) = \frac{X}{n(\sigma/\rho-1)} \cdot \frac{n(\phi) \cdot n(F)}{n(\sigma/\rho-1)} \left(\frac{H^2}{X} \right)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (29)$$

流量が $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度のときは流砂に浮遊の影響が加わり ϕ は一定とはみなせず u^*/w_0 の函数となる。これは先に検討した如く模型の方が大きくて $n(\phi) = 0.3$ 程度である。

流量が $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度において平均流を中心に考えれば模型、現地とも $F = 1$ であつて $n(F) = 1$

河床材料として石炭粉を用いているので $n(\sigma/\rho-1) = (2.65-1)/(1.5-1) = 3.3$ である。

以上を (29) 式に代入すれば

$$n(Q_B) = \frac{50 \times 0.3 \times 1}{3.3} \times \left(\frac{30^2}{50}\right)^{\frac{5}{2}} = 345$$

又時間縮尺は

$$T = \frac{X^{\frac{5}{2}}}{H^3} \frac{n(\sigma/\rho-1)}{n(\phi) \quad n(F)} = \frac{50^{\frac{5}{2}} \times 3.3}{30^2 \times 0.3 \times 1} = 217$$

模型における30分程度の実験は現地においては100時間位に相当することになる。

3. 第1期仮締切の保護工の実験

3-1 実験目的

北上川17^k2地点付近に建設する飯野川可動堰の第1期仮締切工事を右岸部高水敷上で行う時の流向の変化、仮締切周辺の河床変化、防砂工先端付近の河床変化などを観察し、仮締切の安全性を求めるとともに、施工のしやすい防護工法、適切な防砂工の位置、防砂材料を求める為の実験である。

3-2 模型の作製

飯野川可動堰の設置を計画されている17^k2断面を中心に、仮締切の模型を設けた。図3-3に示すように17^k2断面と直角方向に左岸堤防肩より250mの地点を通り、17^k2断面の下流側に180m上流側110mの区域を仮締切とし、合せて洗掘を見るために、17^k2断面の左岸掃防肩より150m地点より17^k2断面に直角に上流側へ250mの所の左岸側(仮締切周辺)をKP-12.0mまで切り下げる改造を行つた。又仮締切の上流面には観測装置と書いてあるところへ透明アクリル板をはめ込んだ。

3-3 水位測定

実験第1～3回目までは $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、下流水位(H_0)= $K \cdot P + 5.474 \text{ m}$)に16^k8の水位を調節し、実験中の水位を15分間隔で測定を行つた。結果は図3-4～6、表3-1に示す通りである。図及び表にも示すように各実験共、水位が大きく変動することはなかつた。なお図3-7のように実験終了時における各断面平均水位を縦断図にして記載してあるから参照されたい。実験第4回目では実験開始時に流量1,500 m^3/sec に対し下流水位16^k8を $K \cdot P + 5.474 \text{ m}$ になるように調節したが10分後から図3-8に示す16^k8の水位流量曲線に基づいて下流水位を $K \cdot P + 4.900 \text{ m}$ に調節して実験を行つた。その為実験開始時の水位が一段と高く測定されていた。実験開始10分後からは各断面共時間の経過と共に幾分水位上昇する傾向があるが大きな変動は見られなかつた。実験第5回においても実験第4回と殆んど変化はなく時間の経過と共に水位が幾分上昇する傾向があつた。詳しくは図3-9～11表3-2を参照されたい。又水位測定位置については図3-1を参照されたい。

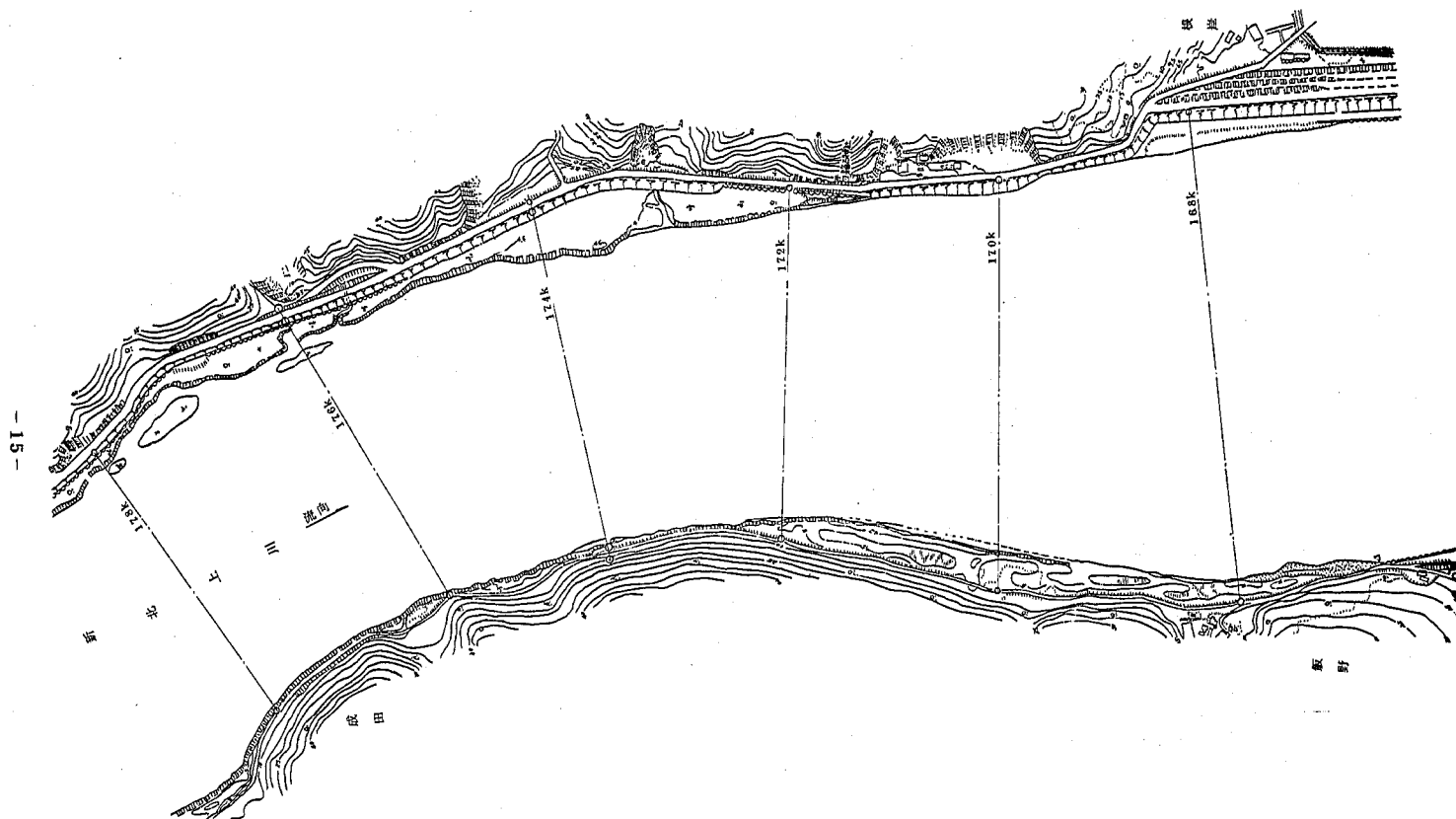


图 3-1 新北上川平面图 $S = 1 : 2,500 \times 0.5$

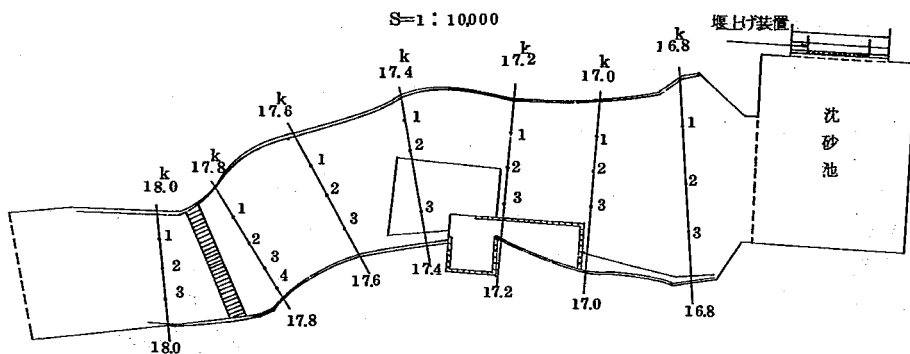


図 3 - 2 飯野川堰仮締切実験模型全図
(第1期仮締切工事)

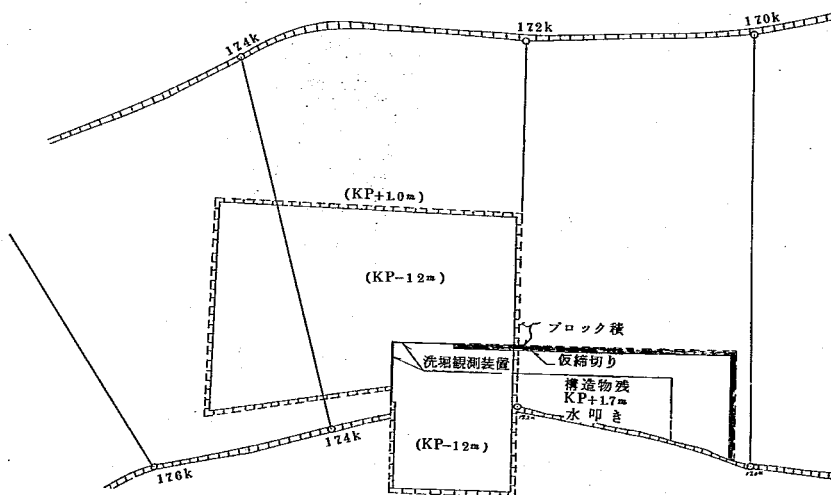


図 3 - 3 仮締切り附近模型平面図 $S = 1 : 2,500 \times 0.55$

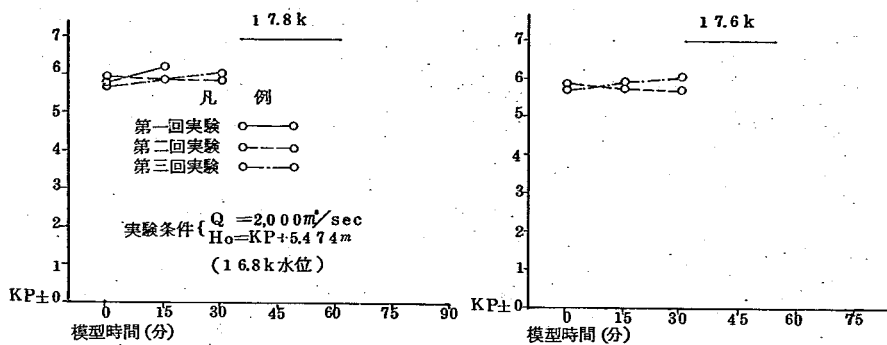


圖 3-4 水 位 變 化 圖

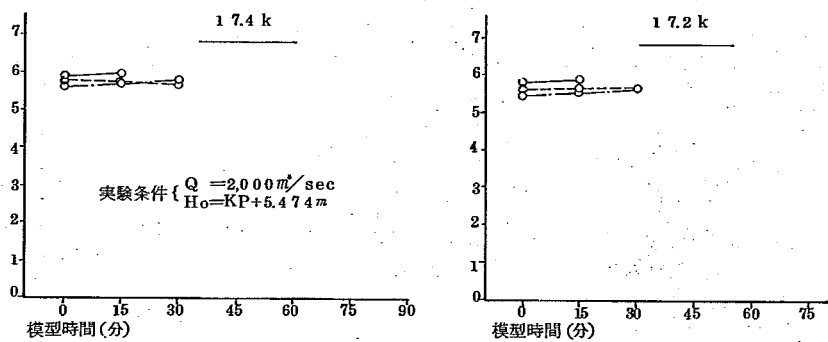


圖 3-5 水 位 變 化 圖

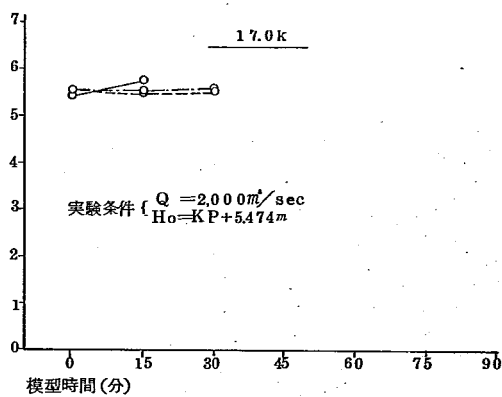


圖 3-6 水 位 變 化 圖

表 3 - 1 水位測定値表

Q=2.000m ³ /sec H ₀ =KP+5.474 ^m 第 1 回実験				
断面	測点	水 位		
		0 分	15 分	
K 標	番号			
K.M	ℓ	KP.m		
17.8k	1	5.820	6.195	
	2	5.855	6.254	
	3	5.712	6.183	
17.6k	1	5.601	5.799	
	2	5.842	5.965	
	3	5.855	5.920	
17.4k	1	5.849	5.987	
	2	6.006	6.006	
	3	5.821	5.927	
17.2k	1	5.736	5.859	
	2	5.879	5.891	
	3	5.871	5.811	
17.0k	1	5.495	5.675	
	2	5.376	5.721	
	3	5.460	5.730	

Q=2.000m ³ /sec H ₀ =KP+5.474 ^m 第 2 回実験				
断面	測点	水 位		
		0 分	15 分	30 分
K 標	番号	開始時		終了時
K.M	ℓ	KP.m		
17.8k	1	5.922	5.979	5.964
	2	5.720	5.734	5.734
	3	5.991	5.937	5.937
17.6k	1	5.916	5.757	5.757
	2	5.942	5.795	5.759
	3	5.666	5.698	5.660
17.4k	1	5.855	5.747	5.657
	2	5.751	5.697	5.676
	3	5.775	5.762	5.735
17.2k	1	5.664	5.664	5.664
	2	5.603	5.645	5.645
	3	5.643	5.648	5.691
17.0k	1	5.546	5.531	5.531
	2	5.508	5.451	5.451
	3	5.475	5.482	5.559

Q=2.000m ³ /sec H ₀ =KP+5.474 ^m 第 3 回実験				
断面	測点	水 位		
		0 分	15 分	30 分
K 標	番号	開始時		終了時
K.M	ℓ	KP.m		
17.8k	1	5.844	5.922	6.060
	2	5.624	5.875	5.981
	3	5.647	5.847	6.015
17.6k	1	5.623	5.727	5.934
	2	5.893	5.983	6.163
	3	5.767	5.899	5.931
17.4k	1	5.774	5.699	5.735
	2	5.514	5.709	5.823
	3	5.646	5.730	5.829
17.2k	1	5.497	5.502	5.736
	2	5.473	5.531	5.615
	3	5.479	5.628	5.717
17.0k	1	5.524	5.519	5.642
	2	5.501	5.551	5.511
	3	5.483	5.502	5.502

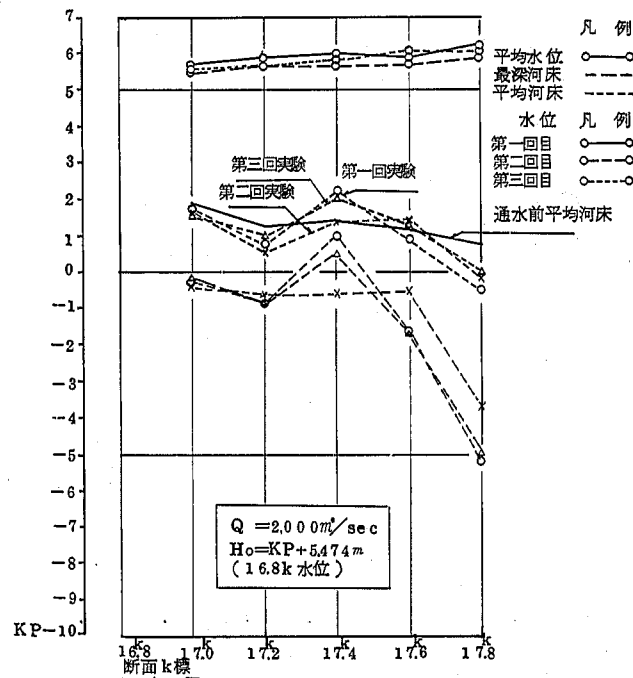


図 3-7 実験終了時における平均水位, 平均河床, 最深河床高縦断面図 (洗掘実験)

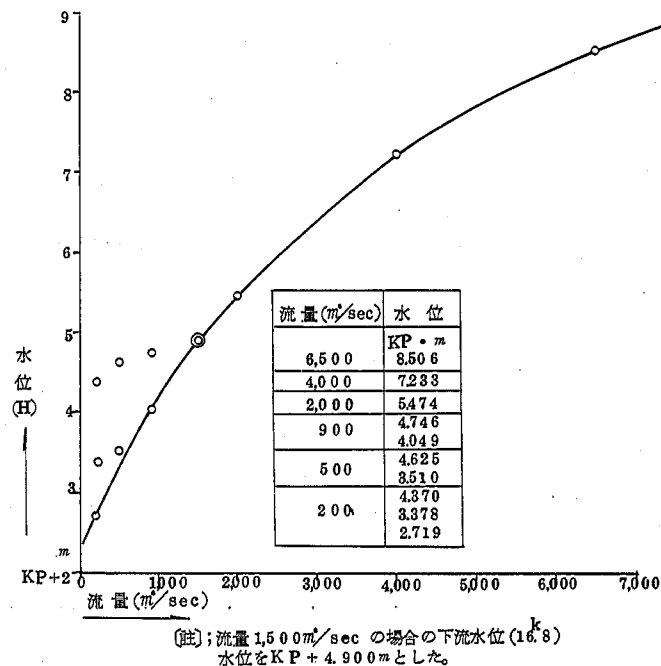
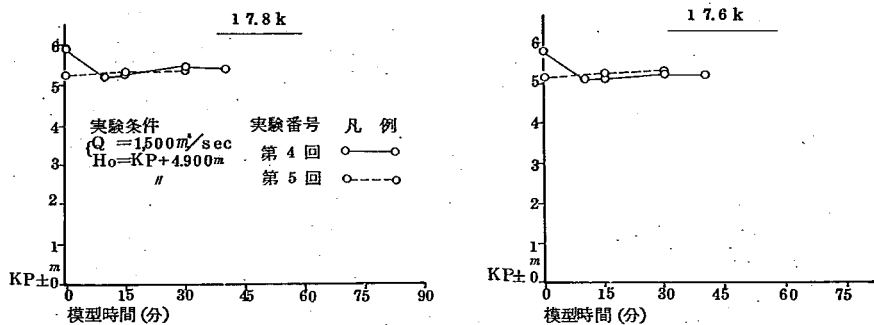


図 3-8 16.8k 断面水位流量曲線図



〔註〕;第4回実験の実験開始時は下流水位 (16.8 k 水位) を $KP + 5.474 \text{ m}$ に調節して測定を行ったものである。開始 10 分後からは下流水位 ($KP + 4.900 \text{ m}$) に調節して測定したものである。

図 3-9 水位変化図

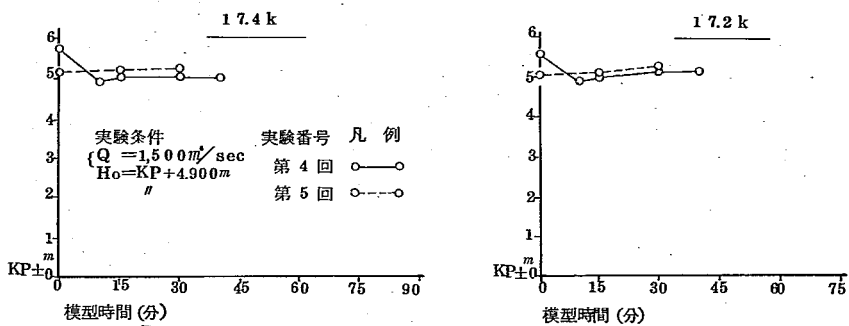


図 3-10 水位変化図

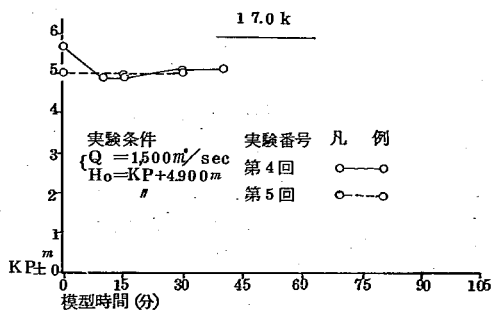


図 3-11 水位変化図

表 3 - 2 水 位 測 定 値 表

(註) ; 測点番号は左岸を1番として記入した。

Q=1.50 0mm/sec 下流水位は16.8k 断面の水位を実験開始時はKP+5.474m に調節し実験開始10分後からはKP+4.900m に調節して実験を行なった。
仮締切の上流端には水制を設置し水制の先端は径5~6mm小砂利で根固した。
第4回実験

断 面	測点	水 位				
K 標	番号	0 分 開 始 時	1 0	1 5	3 0	4 0 終 了 時
K . M	‰	K P . m				
17.8k	1	5.979	5.316	5.325	5.490	5.439
	2	5.936	5.336	5.336	5.516	5.432
	3	5.862	5.133	5.262	5.475	5.340
17.6k	1	5.799	5.175	5.202	5.403	5.331
	2	5.785	5.077	5.122	5.314	5.248
	3	5.743	5.063	5.063	5.009	5.123
17.4k	1	5.837	5.084	5.096	5.219	5.222
	2	5.593	4.921	4.945	4.968	4.926
	3	5.747	4.900	4.983	4.933	4.933
17.2k	1	5.730	4.947	5.016	5.142	5.142
	2	5.681	4.909	4.991	5.147	5.111
	3	5.592	4.968	5.010	5.199	5.190
17.0k	1	5.720	4.910	4.946	5.093	5.132
	2	5.706	4.893	4.884	5.241	5.181
	3	5.703	4.989	4.917	4.920	5.055

Q=1.50 0mm/sec Ho=KP + 4.900m 仮締切上流先端部にr=20mの円弧を付けその円弧の前面をKP+3.000mまで小砂利を敷き根固めを設けた。
第5回実験

断 面	測点	水 位		
K 標	番号	0 分 開 始 時	1 5	3 0 終 了 時
K . M	‰	K P . m		
17.8k	1	5.364	5.364	5.439
	2	5.242	5.312	5.356
	3	5.219	5.349	5.478
17.6k	1	5.178	5.250	5.355
	2	5.187	5.233	5.287
	3	5.141	5.213	5.270
17.4k	1	5.098	5.174	5.240
	2	5.138	5.184	5.223
	3	5.188	5.284	5.263
17.2k	1	5.095	5.106	5.160
	2	5.030	5.062	5.184
	3	5.065	5.167	5.209
17.0k	1	4.886	4.985	5.075
	2	4.949	4.949	5.010
	3	4.905	5.044	5.056

3-4 流 速 測 定

洗掘実験時における流速測定は水位測定と同時にを行った。測定結果は下表に示す通りである。
なお第3回実験時においては、水草の流出が激しく測定不能となり、第3回実験時の流速は測定を行わなかった。

なお、測定にはホトランジスター型流速計を用いた。

右記表の測定断面の（測定位置）
は 17.2^k (1)は左岸より185m,
 17.2^k (2)左岸より240m, 17.4^k
(1)は左岸より105m の位置である。
なお第2回実験時の(1)は水制方向に
仮締切先端より5m (2)は20mの位
置で測定したものである。詳しくは
写真3-1を参照されたい。

実験番号	測定断面又は測定場所	流 速 m/sec		
		0分	15分	30分
第1回実験	17.2^k (1)	2.79	2.53	
	17.2^k (2)	1.97	1.79	
	17.4^k	2.21	2.56	
第2回実験	(1)	2.28	2.03	2.15
	(2)	2.03	2.11	1.74

実験第号	測 定 所	測定番号	流 速 (m/sec)				
			0分	10分	15分	30分	40分
第4回実験	水制先端	1	1.37 1.11	1.64 1.64	1.51 1.53	1.99 2.05 2.14	1.97 2.04 1.94
			平均1.24	平均1.64	平均1.52	平均2.06	平均1.98
	水制先端 より10m	2	1.17 1.07	1.20 1.32	1.20 1.26	1.36 1.12 1.41	1.22 1.34
			平均1.12	平均1.26	平均1.23	平均1.30	平均1.28

実験第4～5回の流速測定については、測定は各実験時共鉛直方向約K. P + 4.000m

実験番号	測 定 所	測 点 番 号	流 速 (m/sec)		
			0分	15分	30分
第5回実験	仮締切 円弧部より3m	1	2.05 2.13	2.13 2.09	2.29 2.32
			平均2.09	平均2.11	平均2.31
	仮締切 円弧部より13m	2	1.85 1.92	1.94 1.90	1.96 1.88
			平均1.89	平均1.92	平均1.92

の地点の流速を測定した。上の表に示すように第4回実験時に比較して第5回実験時の流速は全体に速く測定されていた。これは仮締切根固め部分をK. P + 3.000mと現状河床より約2.0mも高く小砂利を敷き詰めてあり水深が浅くなっていることが原因しているものと思われる。

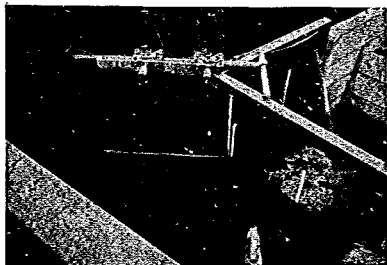
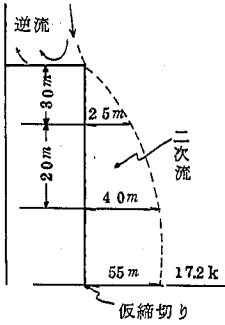


写真3-1 実験開始前の仮締切り附近の河床状態（水制設置）
（第2回実験）

3-5 実験内容と結果

実験番号	条 件	防 護 工	通 水 時間(分)	結 果	考 察
第 1 回	$Q=2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0=K.P+5.474\text{ m}$ (16.8水位)	無	15	(流向の変化) 実験開始時には、全体に左岸沿いの流れが鈍く、特に17.4^kの直下流の彎曲部は静かな逆流が見られた。この逆流域を含め左岸沿いの流速の鈍い区域は経過と共に、上流より徐々に洗掘され、下流に進むにつれて、17.4^k付近の逆流も消え実験開始15分(模型)後には17.4^kの上流50m付近までコンクリートが露出していた。河川中央部の流線は大きな変化もなく流下していたが、17.4^k付近で流線が幾分左岸に寄る傾向があった。又右岸沿いの流れは17.5^k付近までは大きな変動もなく流下していたが、仮縮切の影響を受け、急に流線が左岸側に向き仮縮切の上流面は静かに逆流していた。仮縮切の先端より下流左図に示す区域には二次流が発生し、粉炭が巻き上げられていた。この二次流の影響を受け観測装置周辺の洗掘が激しく実験開始10分(模型)後には、厚さ13mの石炭粉が底まで流出しコンクリートが露出していた。17.2^kより下 	何らかの水制を設けなければならないことがわかった。

				流の仮締切り沿いは、全体に流れが鈍く、堆積する傾向を見せていた。図3-12, 写真3-2-6参照(仮締切周辺の河床変化)図3-13の仮締切り付近等高線図にも示すように、観測装置の回りは10分程でコンクリートが露出するまで洗掘された。洗掘は二次流の発生によってフラッシュ状態となつて粉炭が巻き上がった。この巻き上げられた粉炭は17^{k2}の下流側の死水域状態となっている区域に堆積した。その堆積は仮締切りの壁沿いほど激しかった。写真3-7~11参照	
第2回	#	仮締切りに接した長さ20m, 深さ12m(K.P-12~±0m)の2本の板を間隔10mにて設けた。その間に厚さ2mの小石をつめた。図3-14, 写真3-1参照	30	(流向の変化)全体的に第1回実験とほとんど変化なかったが、水制設置の影響を受け、17^{k4}付近から流線が全体に左岸に寄り、17^{k2}~17^{k0}の左岸沿いの洗掘が激しかった。又水制の下流側の仮締切り周辺は17^{k2}付近まで静かな逆流を呈しており、仮締切りの壁沿いは、仮締切りの先端まで堆積する傾向を見せていた。又、17^{k2}から下流の仮締切り周辺は流速は鈍いが、正方向の流れを見せていた。図3-15, 写真3-12~21参照(仮締切周辺の河床変化)図3-16に示すように仮締切の上流側は実験開始後15分まで幾分、洗掘傾向を示していたが、その後、急激な洗掘を示し、実験終了時には、水制付近が最深K.P-8.0mにも洗掘された。又水制下流側の仮締切沿は実験開始直後を除けばほとんど安定し、2~3mの堆積傾向を示した。写真3-22~25参照。(防設工先端付近の河床変化)約K.P-6.5m程、洗	仮締切上流側が激しく揺られ、又水制間に詰められた小石が沈下した為、次の実験のような水制を設けることにした。

				屈を受け、先端直下流部には最深K.P-8.0mに達する洗掘箇所があつた。図3-17参照（防砂工の変化）小石が、その下に敷き詰められた粉炭のすいだしによつて、約K.P-7mに沈下した。図3-16参照	
第3回	"	2回目に対して、小石の厚さを1mとし、その下に1m厚の砂を敷いた。尚敷石の面積もかなり拡大した。図3-18参照。	30	（流向の変化）第2回実験とは同じであつた。図3-19、写真3-26~34参照（仮締切周辺の河床変化）仮締切の上流側はほぼ現状河床を維持した。又水制下流側の仮締切沿については、根固め上部に約4mの堆積があり、下流部に従い減少するが平均約2.5m程の堆積を受けた。図3-20、写真3-35~37参照。（防砂工先端付近の河床変化）図3-21のように防砂工先端右方向にK.P-7.0mに達する洗掘を受けた。しかし、上流側の河床は現状河床に近く、洗掘の範囲は第2回実験と比較して、かなり縮小した。（防砂工の変化）、先端部の小石が幾分崩れ落ちたにとどまり、他の部分は変化なかつた。	水制上面での洗掘沈下は見られず効果があることがわかつた。しかし、仮締切施工上の問題から仮締切流向沿には水制を設けることはよくないことがわかつた。そこで次実験では水制を仮締切上流側のみに設けることにした。又、冬期（施工期）流量を500m³/sec落して1,500m³/sec, H₀=K.P+4.900mとしてみることにした。
第4回	Q=1,500m³/sec H₀=K.P+4.900m (1.6^k水位)	仮締切の上流端に長さ20mの水制を設け、その先端部に径5~6mmの小石を詰め、根固めとした。図3-22、写真3-38参照。	"	（流向の変化）1.7^k8から注入した色素は1.7^k4付近までは大きな変化もなく流下しているが1.7^k4の直下流付近から流線が全体に左岸に寄る傾向があつた。これは図-24(a)に示すように水制直下流に発する二次流の影響を受け主流が左岸による為で、その為仮締切周辺は流速が遅くなつていた。その為、仮締切周辺には堆積し、又、流速の速い左岸側は全体に洗掘される傾向があつた。又、仮締切の上流面には右岸1.7^k5辺から水制先端付近にか	仮締切の防砂法は良好であつた。しかし、河床がK.P-8.00mにも屈られる結果が生じた。これは非越流型水制を設けた為と思われる。又、水制なしの根固めのみでも防砂され

				けて静かな逆流が見られた。なお、$17^k6 \sim 17^k2$ 付近の左岸沿いには陸地部が有り、その周辺の流れは流速が鈍い。図3-25, 26, 写真3-39~46参照。仮縮切周辺の河床変化) 図3-27に示すように実験中ほとんど河床の変化なく、全体に渡って現状河床を維持していた。写真3-47~51参照(防砂工先端付近の河床変化) 防砂工先端上流部はほぼ現状河床を維持していた。又下流部には最深K.P-8.00mにも及ぶ洗掘箇所が有った。図3-28参照。(防砂工の変化) 根固め用の小石が幾分沈下したのみであつた。	るものと思われる。故に、次実験では防砂工法は水制を設けず根固めのみとした。
第5回	〃	仮縮切上流端に図3-23のように根固めを設けた。写真3-52参照。	〃	(流向の変化) 各横断河床変化は前回実験結果と大きく変わることがないが17^k6断面が前回実験と比較して平均河床高にして約0.3m程高くなつていた。又、仮縮切周辺の河床変動状態も全体的な傾向としては前回実験と大きな変化はなかつた。図3-24(b), 29, 30, 写真3-53~60参照。(仮縮切周辺の河床変化) 図3-31に示すように前回実験よりも全体に渡り、堆積傾向を示し、平均約2.0m程堆積していた。写真3-61~64参照。(防砂工先端付近の河床変化) 前回実験と比較してほぼ同様の河床形状であつたが最深部はK.P-6.5mと前回実験より1.5m程減少した。(防砂工の変化) 根固めを現状河床の上に設けた為、幾分崩れたが全体として変化なかつた。	根固めのみでも防砂効果のあることがわかつた。

なお、 $17^k8, 17^k6, 17^k4, 17^k2, 17^k0$ の計5断面の洗掘堆積の横断変化は図3-32~41に示す通りである。又、実験終了における平均水位、平均河床、最深河床縦断面(図3-42)と表3-3~4, 図3-43~44の各断面における平均河床変動量縦断面合せて参照されたい。

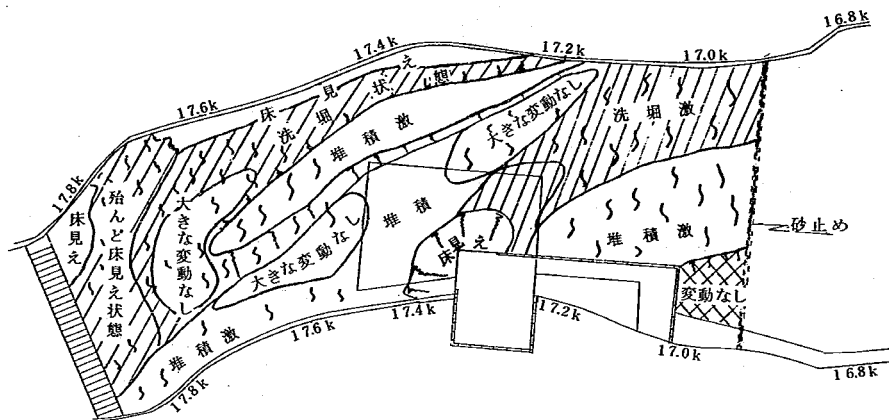
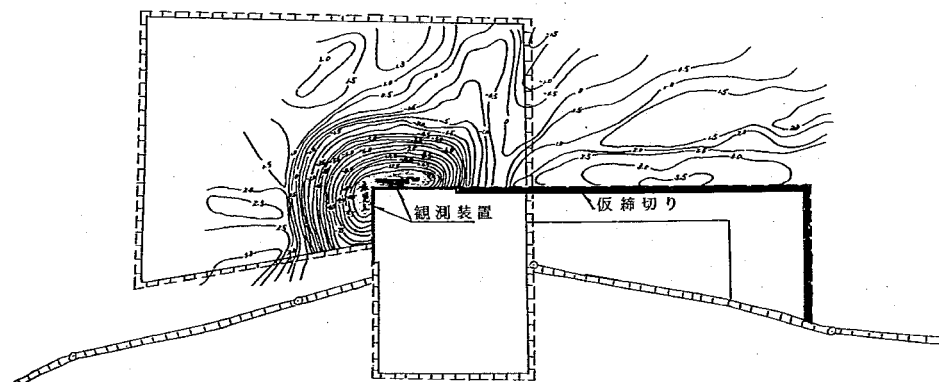


図3-12 実験終了時における河床状態

$$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec} \quad S = 1:5,000 \times 0.7$$

$$H_0 = KP + 5.474 \text{ m} \quad (16.8 \text{ k 水位})$$

第1回実験



$$H = 1/50, V = 1/30$$

平面図

水制横断面図
(a-a'断面)

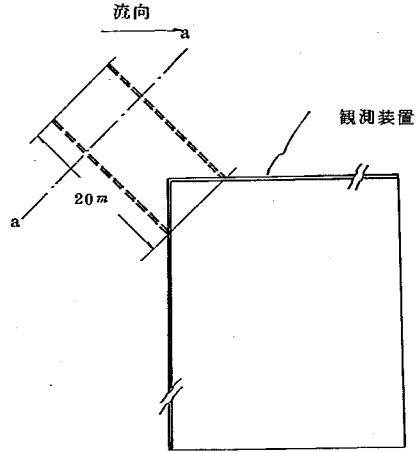
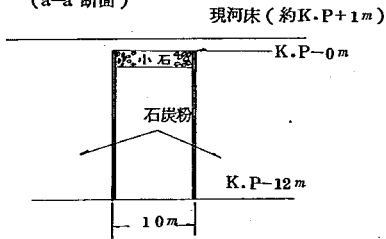


図3-14 第2回実験

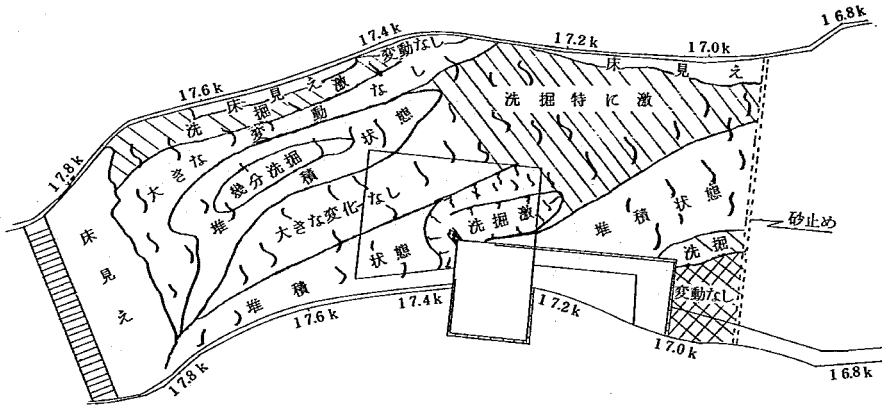
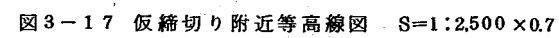
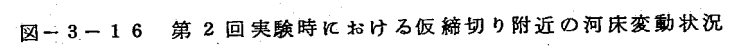


図3-15 実験終了時における河床状態

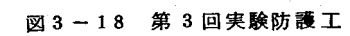
$$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec} \quad S = 1 : 5,000 \times 0.7$$

$$H_0 = \text{KP} + 5.474 \text{ m} \quad (16.8 \text{ k水位}) \quad \text{第2回実験}$$



実験条件 { $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 第 2 回実験
 $H_0 = \text{HP} + 5.474 \text{ m}$

(註) ;水制を設置した場合。



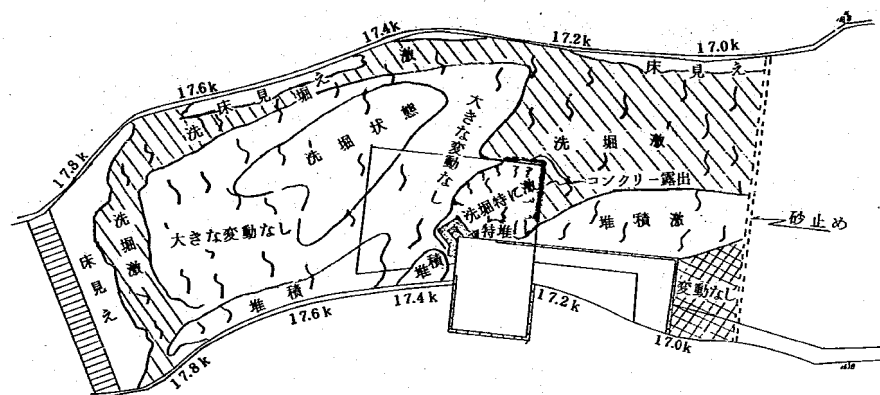


図3-19 実験終了時における河床状態
 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S=1:5000 \times 0.7$
 $H_0 = KP + 5.474 \text{ m}$ (16.8 k 水位)
 第3回実験

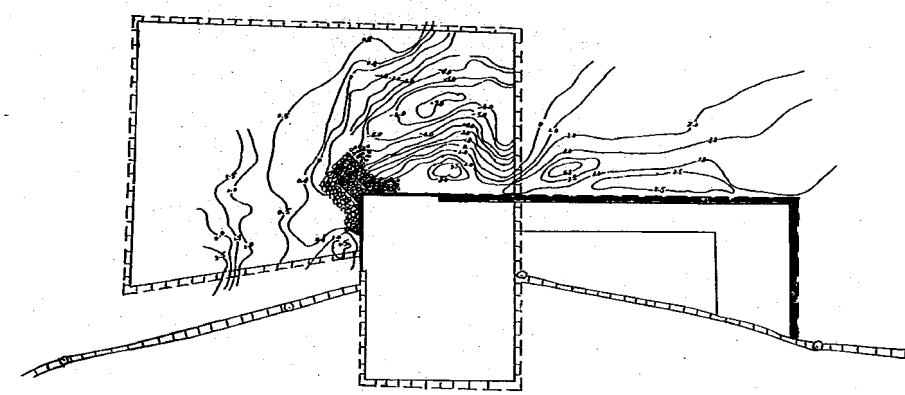


図3-21 仮締切り附近等高線図 $S=1:2,500 \times 0.7$
 実験条件 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 第3回実験
 $H_0 = KP + 5.474 \text{ m}$
 (註) ; 水制を設置し KP-2 m から 1 m 厚に 2~3 mm の小砂利を敷き詰めさらにその上に 2~3 cm の小石を 1 m 厚に敷き詰めた場合。

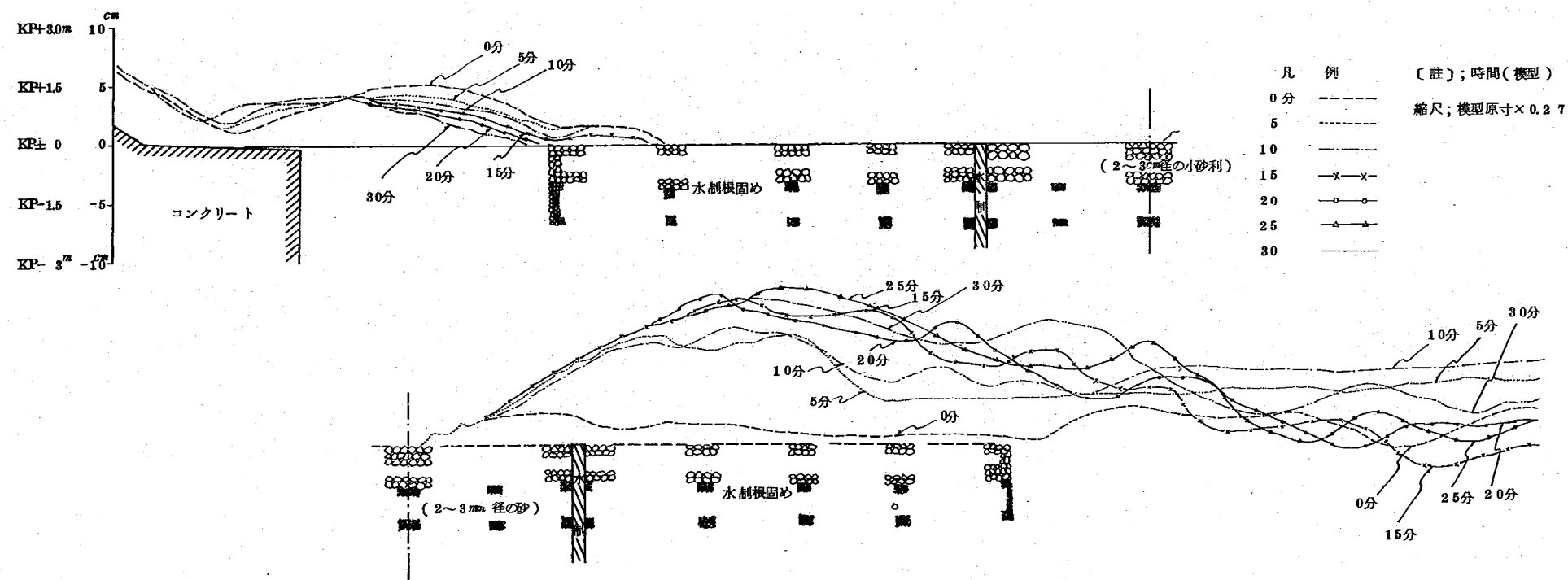


図-3-20 第3回実験時における仮締切り附近の河床変動状況

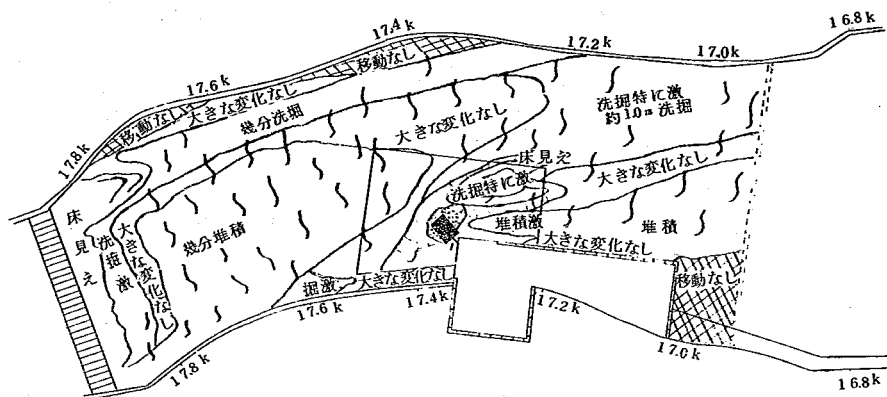
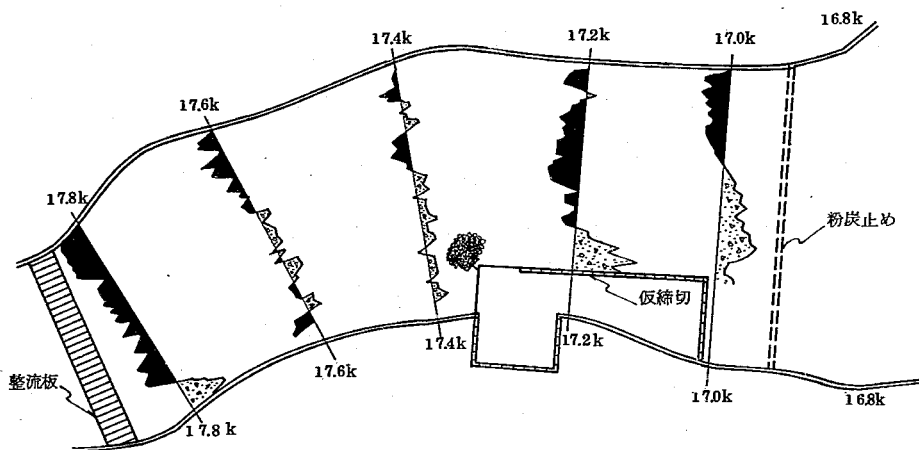


図3-25 実験終了時における河床状態

実験条件 ($Q=1,500\text{m}^3/\text{sec}$ $S=1:5,000 \times 0.7$
 $H_o=KP+4,900\text{m}$ (16.8k 水位))

(註) ; 仮締切の上流端に非越流型水制を設けその先端部を径5~6mmの小砂利で根固めをした場合。第4回実験



凡例



図3-26 仮締切附近洗掘堆積図

実験条件 ($Q=1,500\text{m}^3/\text{sec}$ $S=1:5,000 \times 0.7$
 $H_o=KP+4,900\text{m}$)

(註) ; 仮締切の上流端に非越流型水制を設けその先端部を径5~6mmの小砂利で根固めをした場合。第4回実験

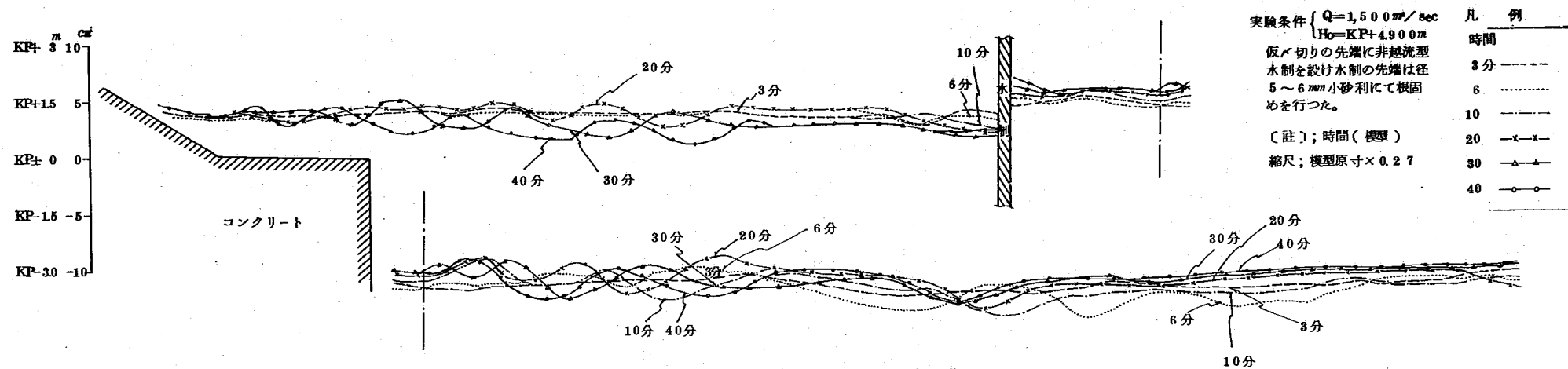


図-3-27 第4回実験時における仮締切り附近の河床変動状況

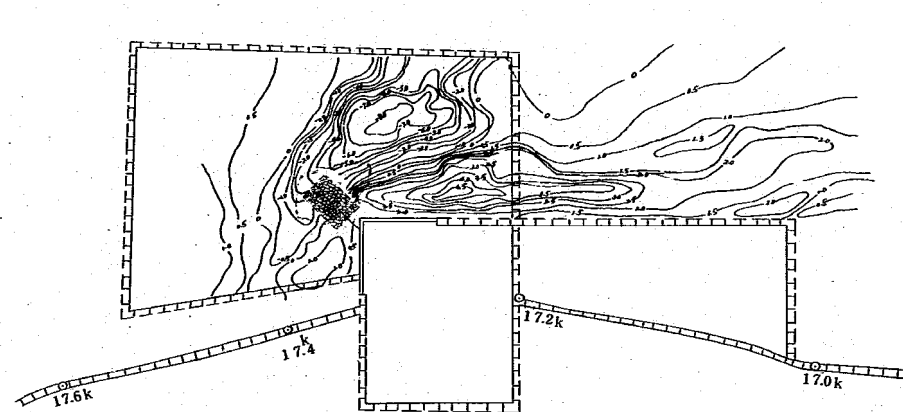


図3-28 仮締切り附近等高線図

実験条件 $Q=1,500\text{ m}^3/\text{sec}$ $S=1:2,500 \times 0.7$
 $H_0=KP+4.900\text{ m}$

〔註〕; 仮締切りの上流部に非越流型水制を設
 けその先端部を径5~6mmの小砂利
 で根固めをした場合。第4回実験

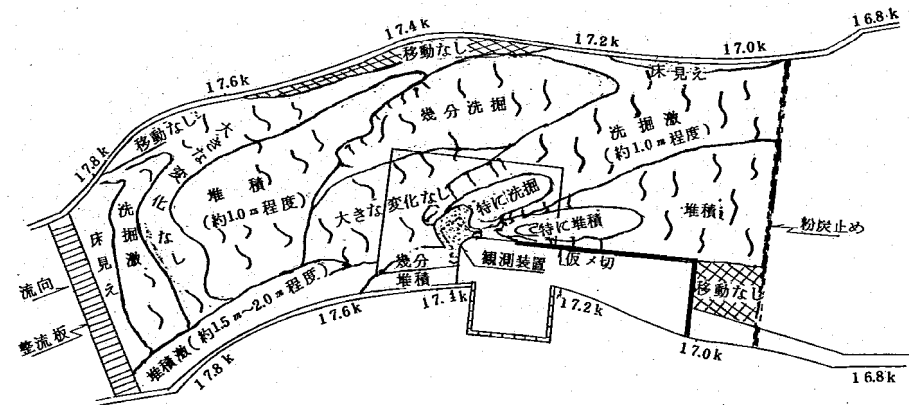
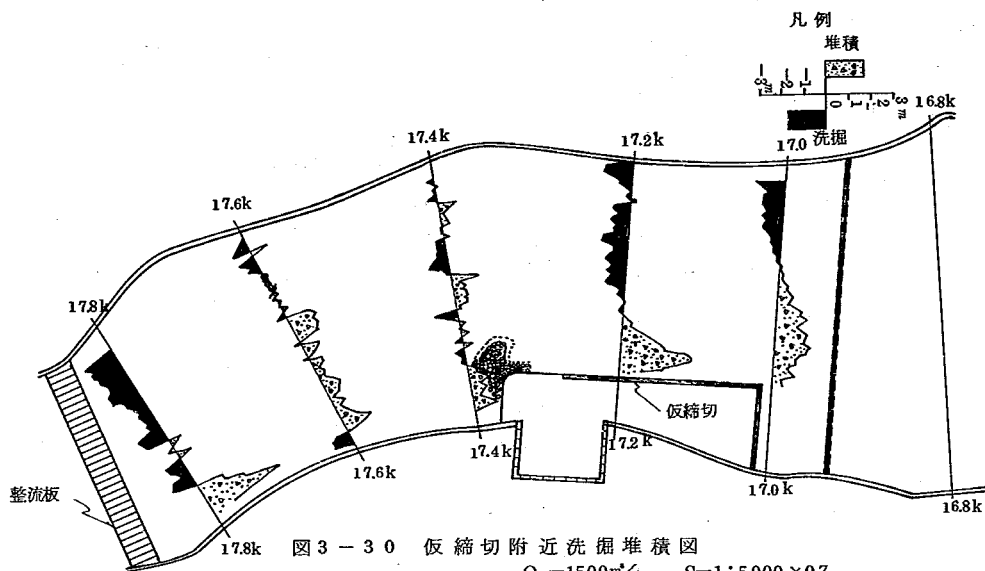


図3-29 実験終了時における河床状態

実験条件 $Q=1,500\text{ m}^3/\text{sec}$ $S=1:5,000 \times 0.7$
 $H_0=KP+4.900\text{ m}$

〔註〕; 仮締切りの上流先端部に $r=20\text{ m}$ の円
 弧を付けその円弧の部分を図-23に
 示すように根固めを設けた。
 第5回実験



(註) ; 仮締切の上流先端部に $r = 20 \text{ m}$
 の円弧を付けその円弧の部分を図
 3-23 に示すように根固めを設けた。
 第 5 回実験

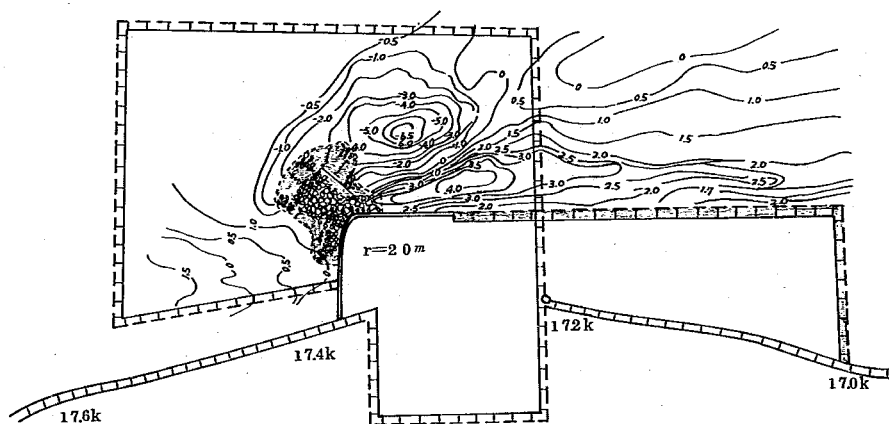


図 3-31 仮締切り附近等線図

実験条件 { $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:2,500 \times 0.7$
 $H_0 = KP + 4900 \text{ m}$

(註) ; 仮締切の上流先端部に $r = 20 \text{ m}$
 円弧を付けその円弧前面を図 3-23
 に示すように根固めを設けた。
 第 5 回実験

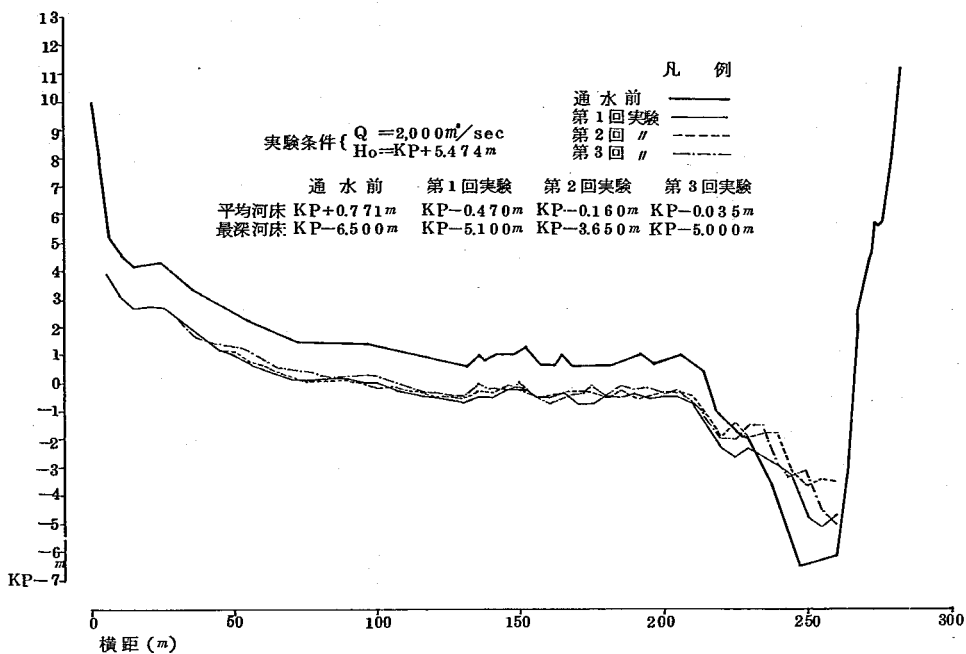


图 3-32 洗堀，堆積横断面图 (17.8 k)

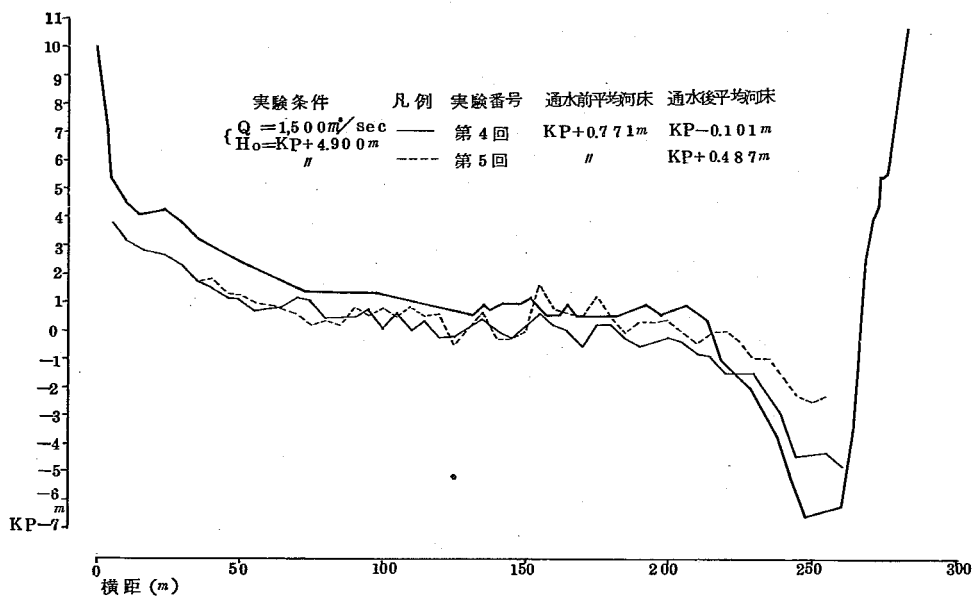


图 3-33 洗堀，堆積横断面图 (17.8 k)

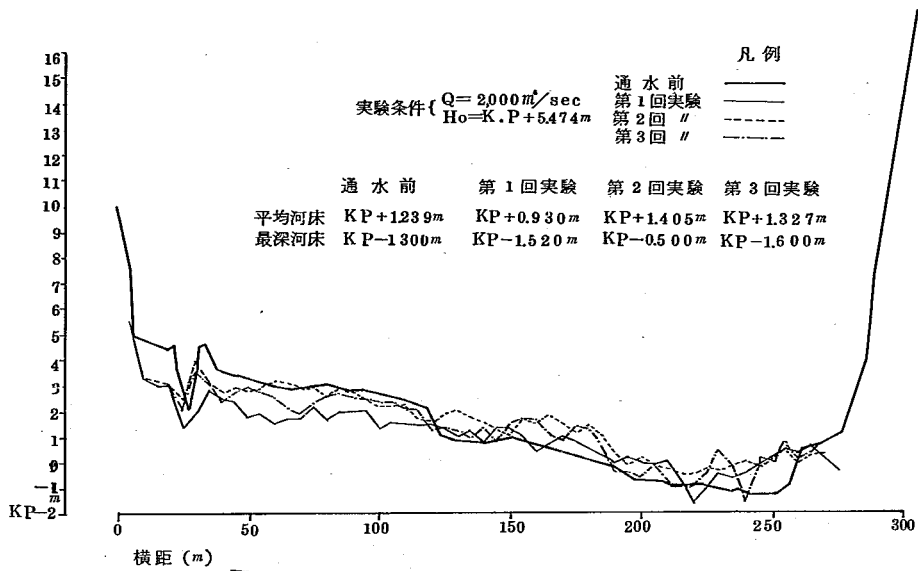


图 3-34 洗掘，堆積横断面图 (17.6k)

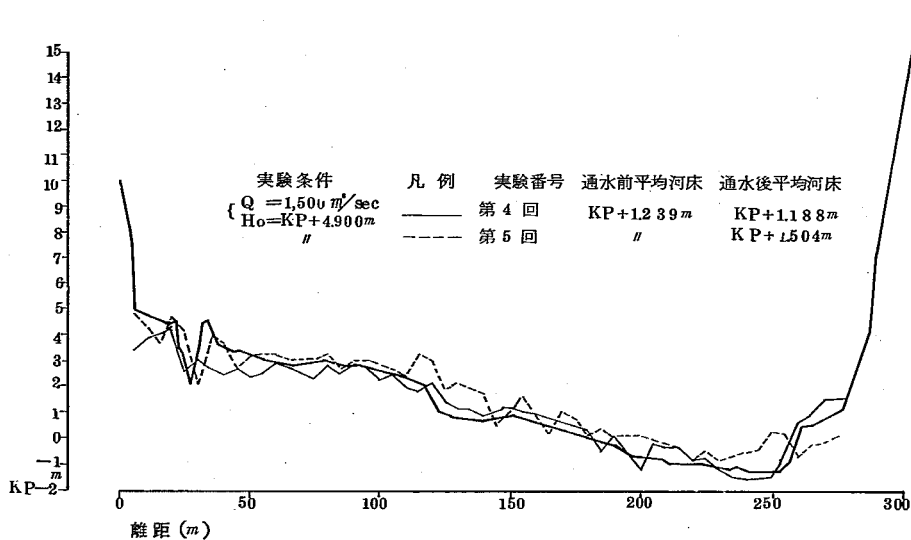


图 3-35 洗掘，堆積横断面图 (17.6k)

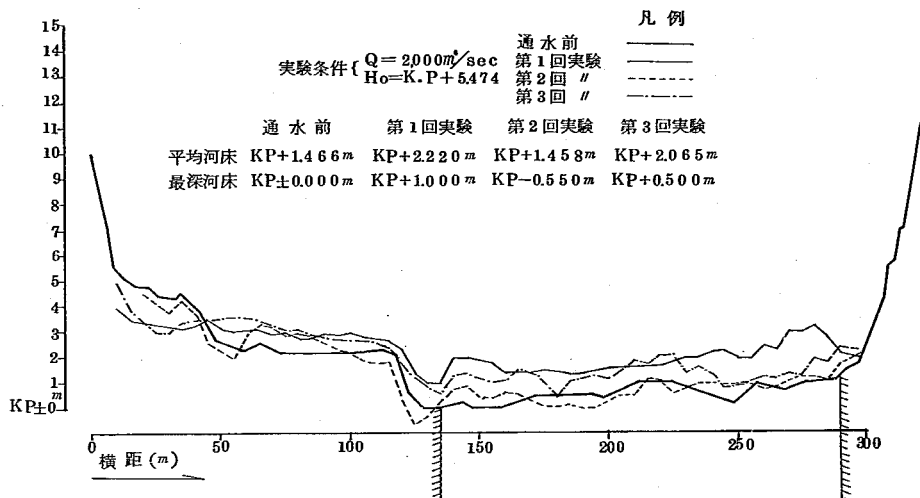


图 3-36 洗掘，堆积横断面 (17.4k)

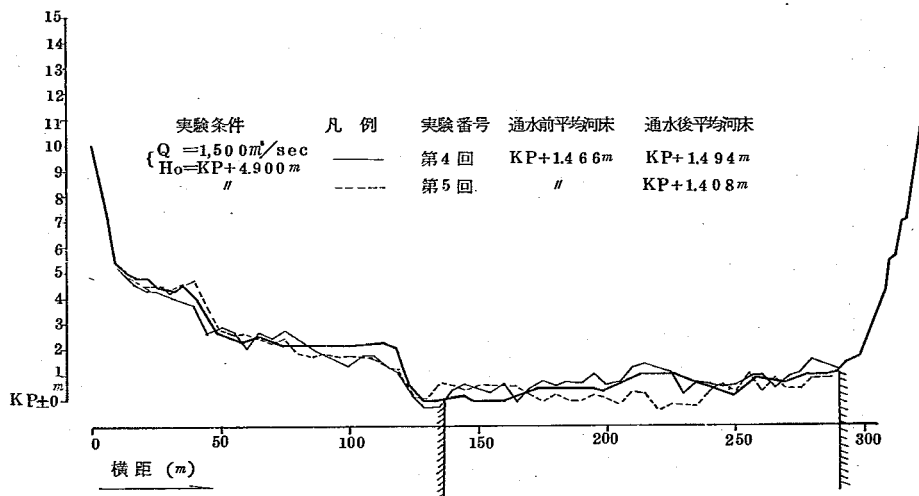


图 3-37 洗掘，堆积横断面 (17.4k)

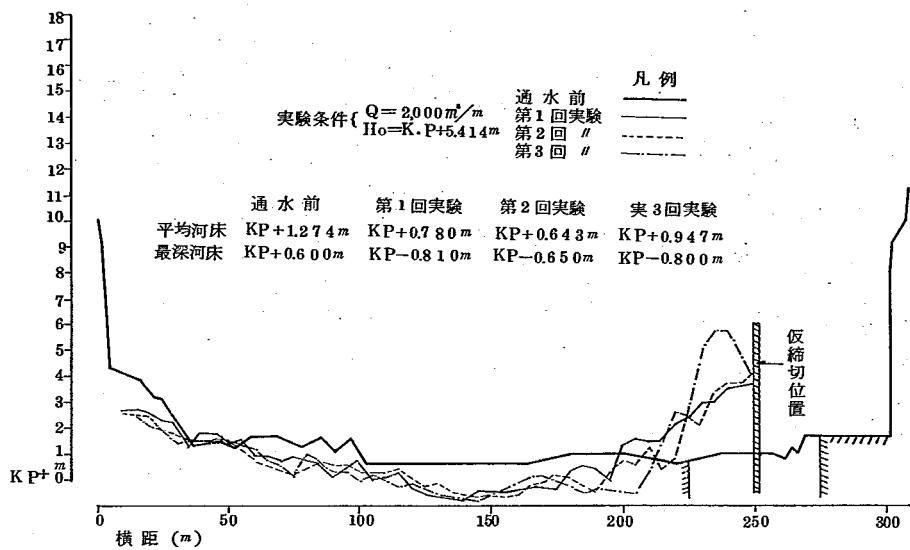


图 3-38 洗掘，堆积横断面 (17.2k)

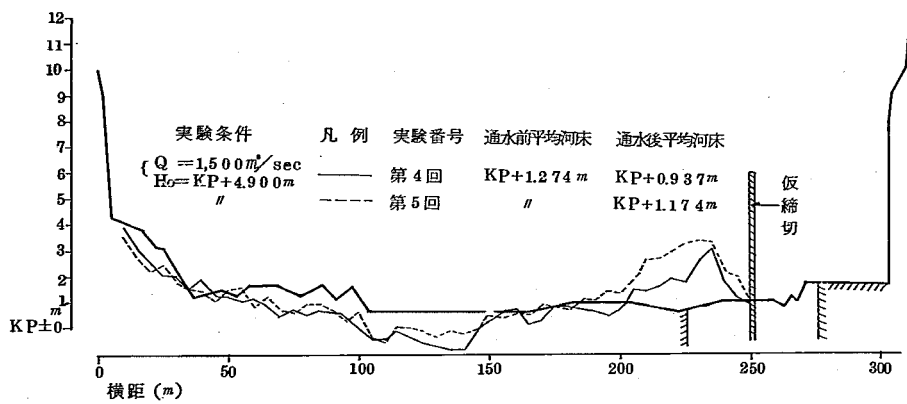


图 3-39 洗掘，堆积横断面 (17.2k)

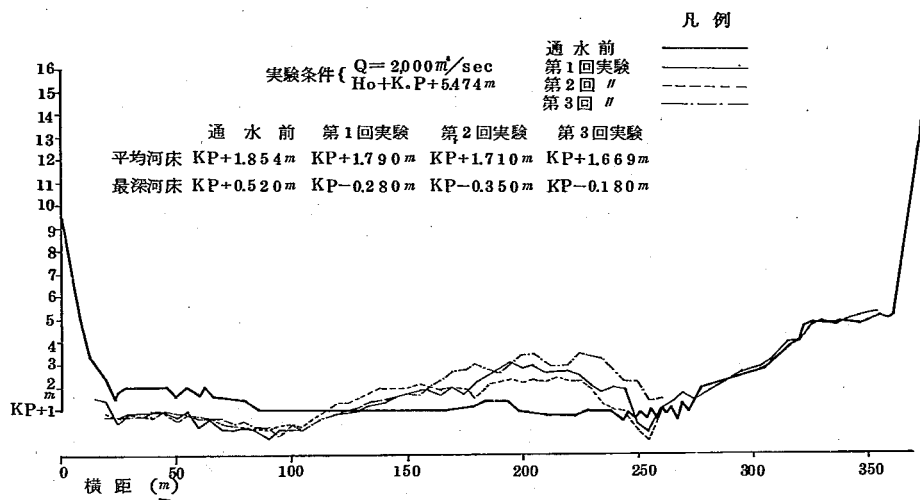


图 3-40 洗堀，堆积横断面 (17.0 k)

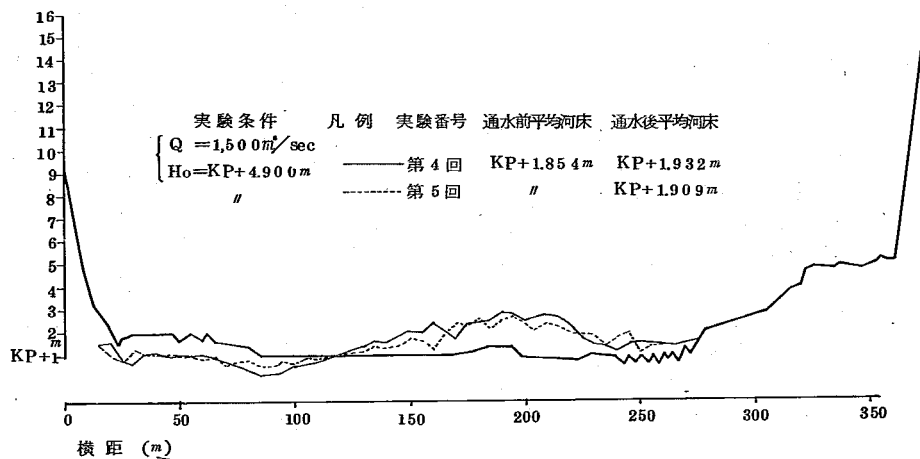


图 3-41 洗堀，堆积横断面 (17.0 k)

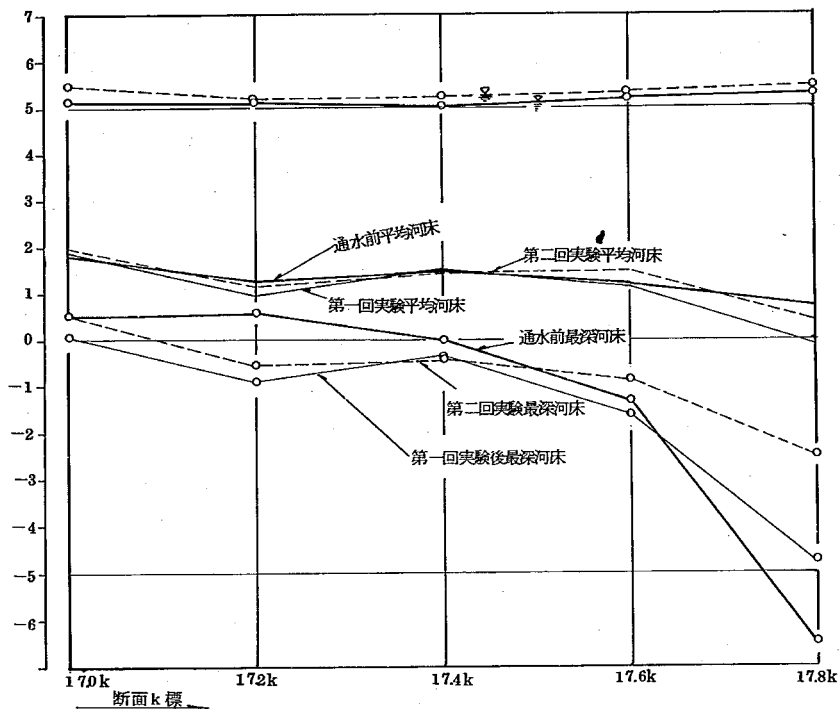


図 3 - 4 2 実験終了時における平均水位，平均河床，最深河床高縦断面図

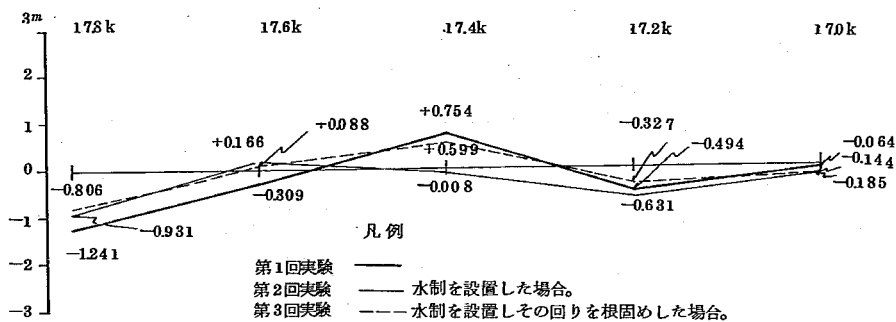


図 3 - 4 3 各断面における平均河床高変動量縦断面図

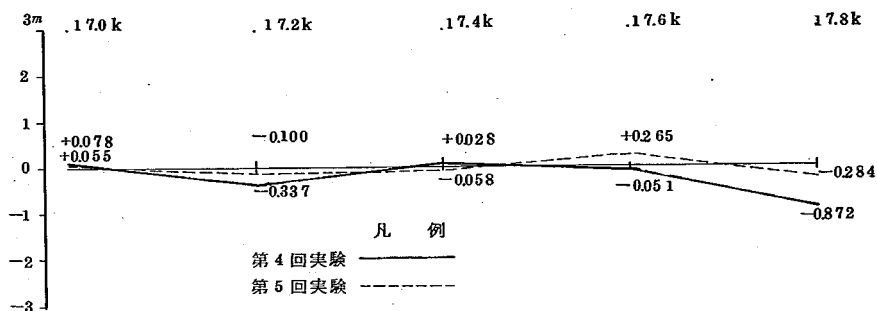


図 3 - 4 4 各断面における平均河床高変動量縦断面

表 3 - 3 最深河床及び平均河床算出計算関係表

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 第 1 回 実験 $H_o = KP + 5.474 \text{ m}$ 水制なし				
断 面 K 標	平 均 河 床 高		平均河床 変 化 高	通 水 後 最 深 河 床 高
K.M	KP m		m	KP m
17.8	0.771	-0.470	-1.241	-5.100
17.6	1.239	0.930	-0.309	-1.520
17.4	1.466	2.220	-0.754	1.000
17.2	1.274	0.780	-0.494	-0.810
17.0	1.854	1.790	-0.064	-0.280
$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 第 2 回 実験 $H_o = KP + 5.474 \text{ m}$ 水制設置した場合				
17.8	0.771	-0.160	-0.931	-3.650
17.6	1.239	1.405	0.166	-0.500
17.4	1.466	1.458	-0.008	-0.550
17.2	1.274	0.643	-0.631	-0.650
17.0	1.854	1.710	-0.144	-0.350
$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 第 3 回 実験 $H_o = KP + 5.474 \text{ m}$ 水制を設置しその回りを径2~3cmの砂利で根固めした場合				
17.8	0.771	-0.035	-0.806	-5.000
17.6	1.239	1.327	0.088	-1.600
17.4	1.466	2.065	0.599	0.500
17.2	1.274	0.947	-0.327	-0.800
17.0	1.854	1.669	-0.185	-0.180

表 3-4 最深河床及び平均河床算出計算関係表

$Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0 = KP + 4.900 \text{ m}$ 仮縮切の上流端に非越流型水制を設け水制先端部を径 5~6 mm の小砂利で根固めをした場合。第 4 回実験				
断面	平均河床高		平均河床	通水後最深河床高
K 標	通水前	通水後	変化高	
K . M	KP . m	m	m	KP . m
17.8 ^k	0.771	-0.101	-0.872	-4.750
17.6	1.239	1.188	-0.051	-1.570
17.4	1.466	1.494	+0.028	-0.250
17.2	1.274	0.937	-0.337	-0.890
17.0	1.854	1.932	+0.078	+0.100
$Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0 = KP + 4.900 \text{ m}$ 仮縮切の上流先端部に $r = 2.0 \text{ m}$ の円弧を付けその円弧の前面を小砂利にて根固めをした。第 5 回実験				
断面	平均河床高		平均河床	通水後最深河床高
K 標	通水前	通水後	変化高	
K . M	KP . m	m	m	KP . m
17.8	0.771	0.487	-0.284	-2.480
17.6 ^k	1.239	1.504	+0.265	-0.850
17.4	1.466	1.408	-0.058	-0.320
17.2	1.274	1.174	-0.100	-0.550
17.0	1.854	1.909	+0.055	+0.500

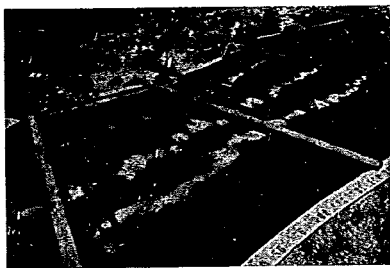


写真3-2 17.4kの左岸より上流部の
流況状態を
 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = kD + 5.474 \text{ m}$
第1回実験水制なし

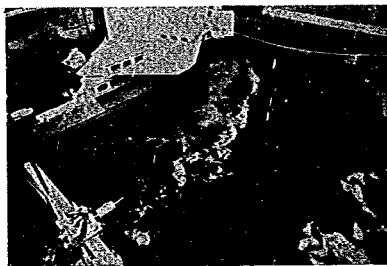


写真3-3 仮締切り附近の流況状態を
17.2kより。

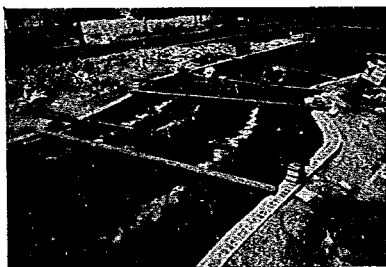


写真3-4 17.4kの左岸の上流部の流況
状態を。(実験開始15分後)



写真3-5 17.4kの左岸より下流部の流
況状態を。



写真3-6 仮締切り附近の流況状態を
17.4kより。

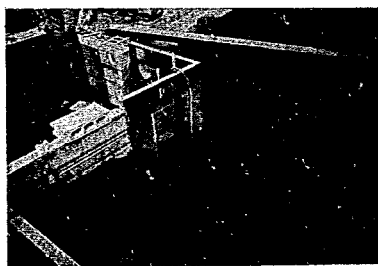


写真3-7 仮締切り附近の洗掘状態を
17.2kより。(第1回実験)

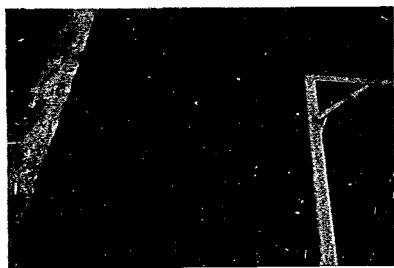


写真3-8 仮締切り附近の洗堀状態を
締切り附近の右岸より



写真3-9 17.2kの左岸より上流仮締切
り附近の河床状態を。

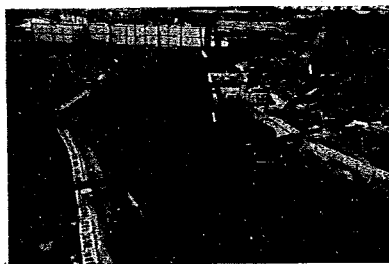


写真3-10 17.8kより下流部の河床状
態を。

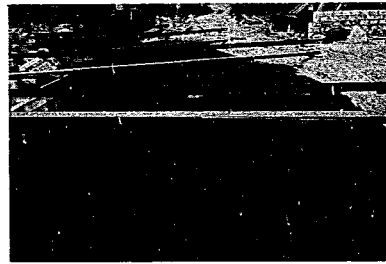


写真3-11 17.0kより上流部の河床状
態を。



写真3-12 17.5kより上流部の流況状
態を。(洗堀実験第2回目
実験開始時) $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = k_p + 5.474 \text{ m}$
水制設置した場合

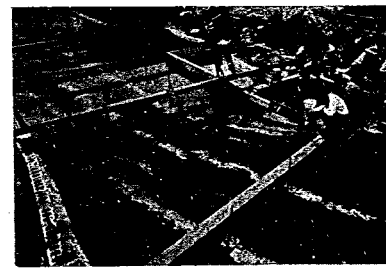


写真3-13 17.5kの左岸より下流部の
流況状態を。

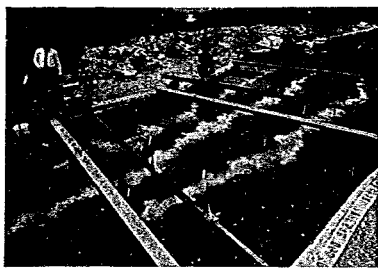


写真3-14 11.4kの左岸より上流部の
流況状態を。(実験開始
20分後)

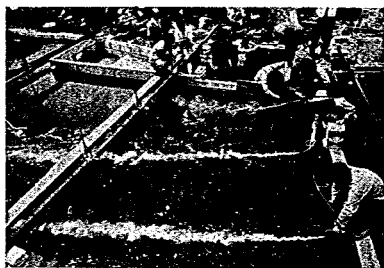


写真3-15 17.4kの左岸より下流部
の流況状態を。

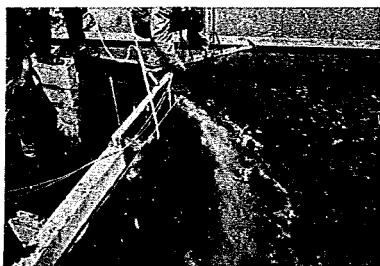


写真3-16 仮締切り附近の流況状態を
17.2kより



写真3-17 観測装置から見た河床及び
流況状態

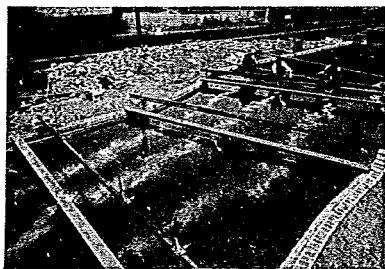


写真3-18 17.4kより上流部の流況状
態を(実験開始30分後)

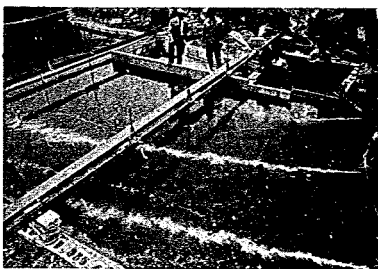


写真3-19 17.4kの左岸より下流部の
流況状態を。



写真3-20 仮締切り附近の流況状態を
17.2kより

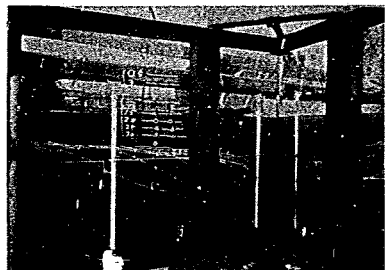


写真3-21 観測装置から見た河床及び
流況状態を。

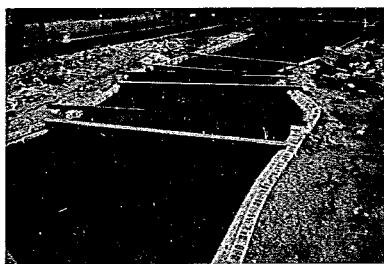


写真3-22 17.4kの左岸より上流部の
河床状態を。(洗堀実験第
2回目)

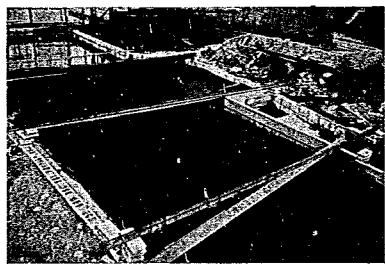


写真3-23 17.4kの左岸より下流部の
河床状態を。

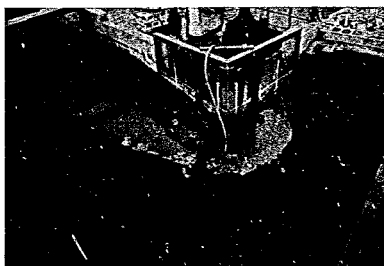


写真3-24 仮締切り附近の洗堀状態を
17.4kより

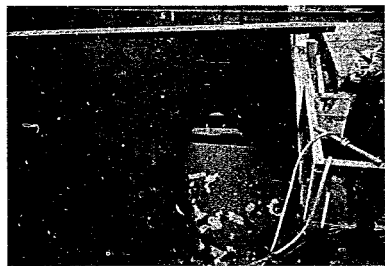


写真3-25 17.4kより下流部仮締附近
を。



写真3-26 17.4kの左岸より上流部の
流況状態を $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = k_p + 5.474 \text{ m}$ 洗堀実験第三
回目水制の回に捨石をした場合



写真3-27 仮締切り附近の流況状態を
17.2kより

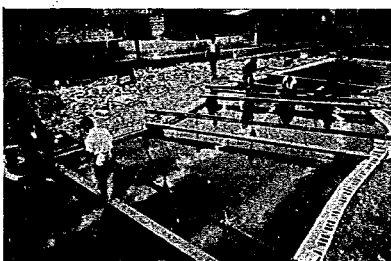


写真3-28 17.4kの左岸より上流部の
流況状態を。(実験開始15
分後)



写真3-29 17.3kの左岸より下流部の
流況状態を。



写真3-30 17.2kより仮締切り附近の
流況状態を。

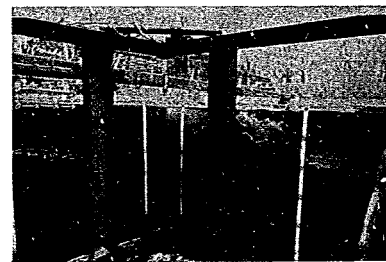


写真3-31 観測装置から見た河床の
洗堀状態を。(実験開始
20分後)

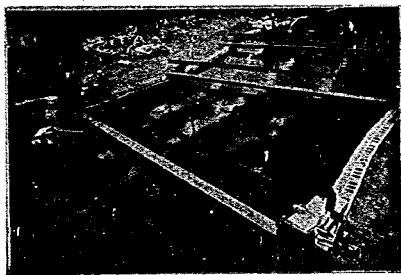


写真3-32 17.3kの左岸より上流部の
流況状態を。(実験開始30
分後)



写真3-33 17.4kの右岸より上流部の
河床状態を。

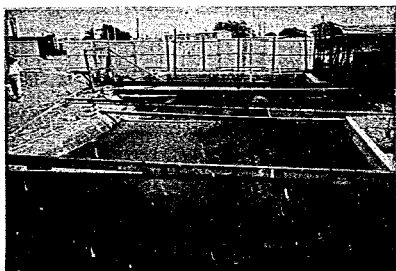


写真3-34 17.4kより下流部の河床状
態を。



写真3-35 仮締切り附近の洗堀状態を
17.4kより。(実験終了後)

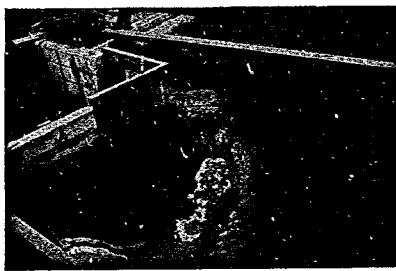


写真3-36 17.2kの左岸より仮締切り
附近の洗堀状態を。

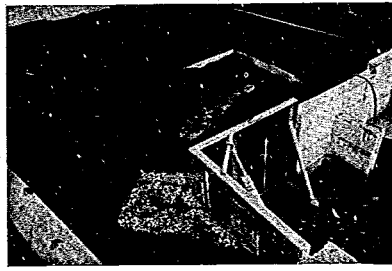


写真3-37 17.4k右岸より仮締切り附
近の洗堀状態を。

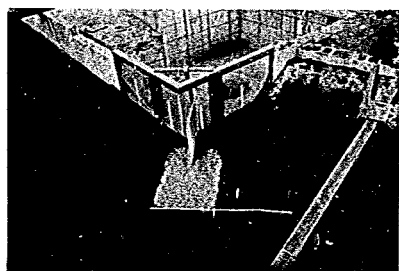


写真3-38 仮縮切り周辺の河床状態を
17.4kの中央部より（通水
前）

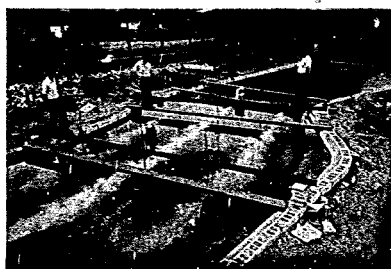


写真3-39 17.4kより上流部の流況
状態を17.4kの左岸より。
 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_b = k_p + 4900 \text{ m}$
実験開始時第1回実験

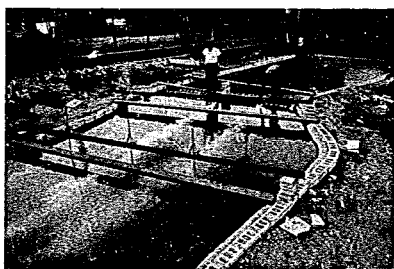


写真3-40 17.4kより上流部の流況状
態を17.4kの左岸より。（
（実験開始15分後）

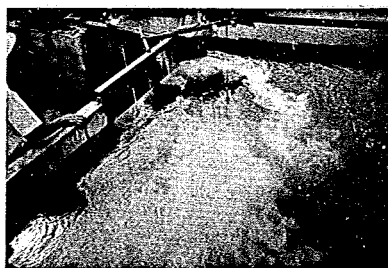


写真3-41 仮縮切り周辺の流況状態を
17.4kより。（実験開始
分後）

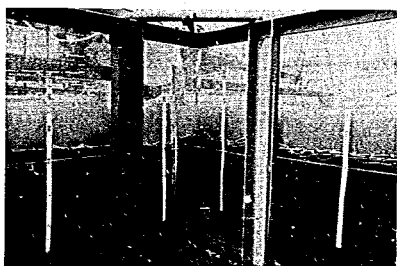


写真3-42 観測装置から見た実験開始
20分後の河床状態。

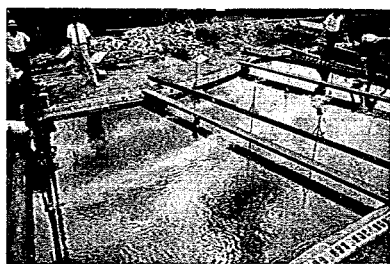


写真3-43 17.4kの左岸より上流部の
流況状態を。（実験開始
40分後）

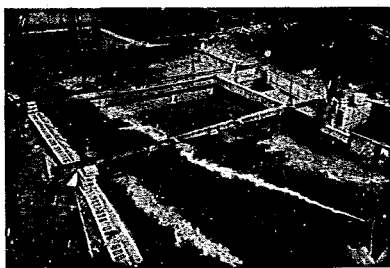


写真3-44 17.2kの左岸より下流部の流況状態を。(実験開始40分後)

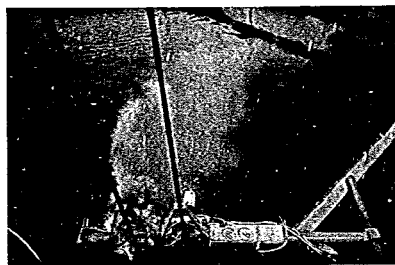


写真3-45 仮締切り周辺の流況状態を17.4kの右岸より

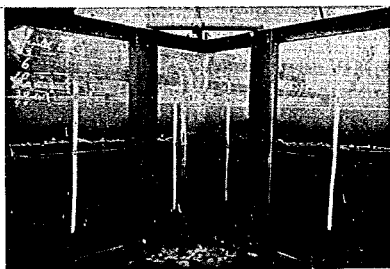


写真3-46 観測装置から見た実験開始40分後の河床状態。

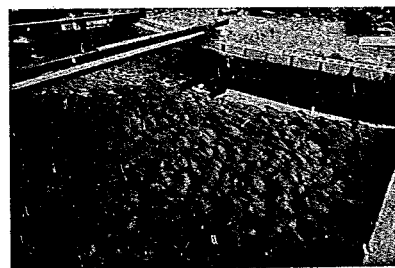


写真3-47 17.8kの左岸より17.6k附近右側の河床状態を。(実験終了後)

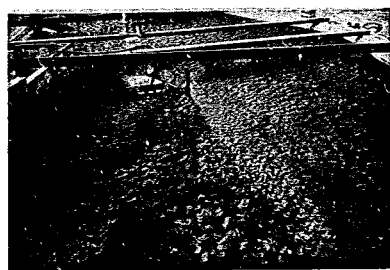


写真3-48 17.0kより上流部の河床状態を。



写真3-49 仮締切り周辺の河床状態を17.4kの右岸より。

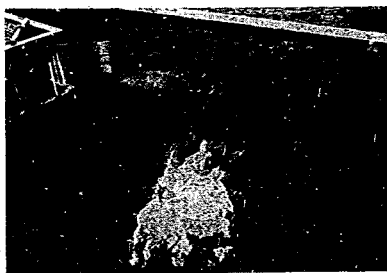


写真 3 - 50 仮締切り周辺の河床状態を
172k の中央部より

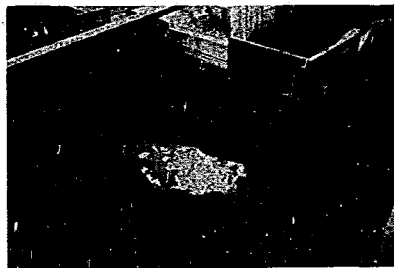


写真 3 - 51 仮締切り周辺の河床状態を
174k の中央部より。

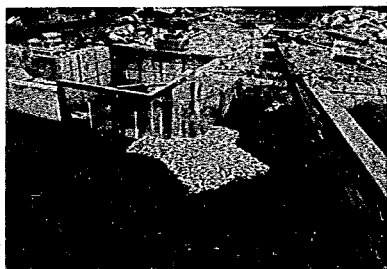


写真 3 - 52 仮締切り周辺の河床状態
を 174k の中央部より。
(通水前)



写真 3 - 53 174k の左岸より上流部の
流況状態を。(実験開始時)
 $Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = k_p + 4.900 \text{ m}$
第二回実験

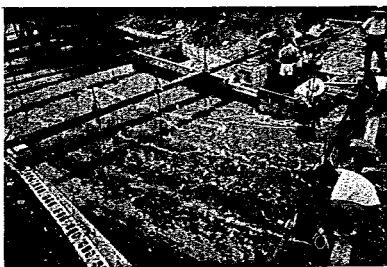


写真 3 - 54 174k 左岸より下流部の流
況状態を。

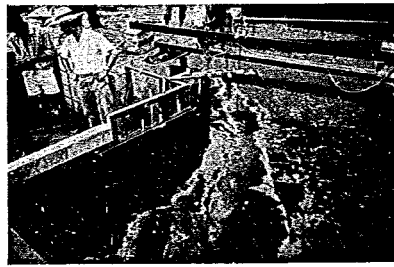


写真 3 - 55 172k より上流仮締切り
附近の流況状態を。

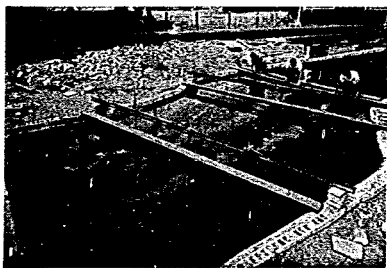


写真3-56 17.4kの左岸より上流部の
流況状態を。(実験開始15
分後)



写真3-57 17.2kの左岸より仮締切り
附近の流況状態を。

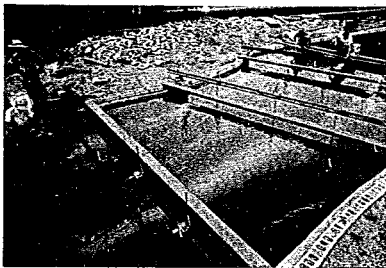


写真3-58 17.4kの左岸より上流部の
流況状態を。(実験開始30
分後)



写真3-59 17.2kより上流仮締切り周
辺の流況状態を。(実験
開始30分後)

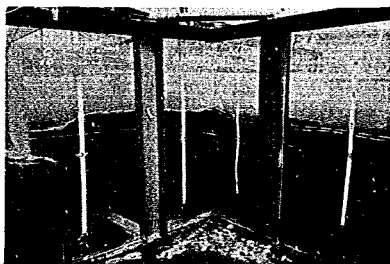


写真3-60 観測装置から見た実験開
始30分後の河床状態。



写真3-61 17.6kより下流部の河床
状態を。(実験終了後)

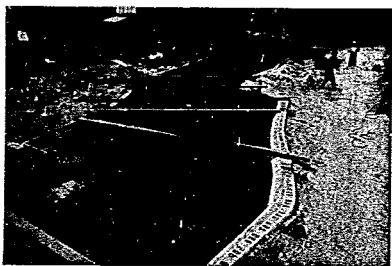


写真3 - 62 17.2kの左岸より上流部の河床状態を。

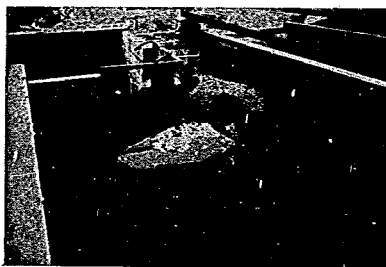


写真3 - 63 17.2kの左岸より仮締切り附近の河床状態を。

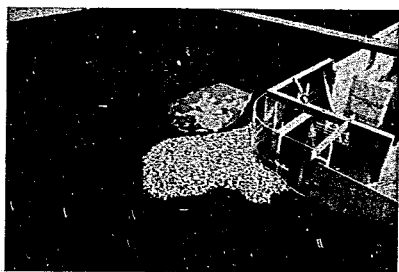


写真3 - 64 17.4kの右岸より仮締切り周辺の河床状態を。

3.6 第1期仮締切・洗掘実験の結論

5回の実験は実験1～3まで $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を使い、又、実験4～5は $Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を使って冬期(施工期)流量を変えてみた。そして実験1～5までを行うことによつて、実験目的になつた防護工法を見つけることに努めた。第1回実験からは、何らかの水制を設けなければならないことがわかつた。第2回実験からは、仮締切上流側が激しく掘られ、又水制間に詰められた小石が沈下するという結果が生じたので仮締切上流側洗掘防護工の必要性和水制間にある粉炭のすい出しを防ぐ必要があることがわかつた。第3回実験からは、同実験で用いた防護工がかなり効果のあることがわかつた。しかし、次実験へ移る前に、仮締切の変更が提出された。それは仮締切角を半径 $R = 20 \text{ m}$ とする。仮締切の流向方行の壁沿からは水制としての矢板を打つことはできない。というものであり、これにもとずき、次の実験を行うことにした。第4回実験からは、仮締切の防護工法が良好であり、仮締切周辺もほぼ現状河床を維持していることがわかつた。しかし、河床が最深K.P. - 8.00 mにも洗掘される結果を生じた。これは非越流型水制を設けたことによる流積の減少にともなう影響と思われる；しかも仮締切防護は、根固めのみでも効果があると思われた為；次実験では根固めのみによる防護工法を用いることにした。第5回実験からは、仮締切維持がかなり良好であり、又最大洗掘深もK.P. - 6.5 mとかなり小さくなつた。よつて、今回実験の防護工はかなり良好であることがわかつた。

4. 第3期仮締切の保護工の実験

4.1 目 的

工事中、最も防護を必要と思われる第3期仮締切について行うことにした。目的は第1期仮締切・実験と同じであるが、他に第3期仮締切の特徴として堤防4.2, 4.3, 4.4, の安全性と水叩きの安全性についても考慮することにした。

4.2 模型改造及び実験準備

第1期仮締切を取りはずし、第3期仮締切を設ける改造を図4-1に示すように行つた。次に改造結果の概略を述べる。まず最初に第1期仮締切を取りはずし、K.P-12mの部分で左岸沿いまで掘り下げ、図4-1に示すように巾103.8m長さ260mの第3期仮締切を設けた。又仮締切の隅角部は $r=20m$ の円弧とし、第1期仮締切実験で使用した観測装置(アクリル性)は上流隅角部の左岸側に設置した。仮締切は軽量ブロック積みモルタル仕上げとした。又第1期及び第2期工事で竣工している水叩きを模型ではモルタルで製作し、その高さはK.P+1.700mとK.P-1.500mとした。今回製作した水叩き部分は図4-1に斜線で示してある。模型改造については上記の様に一通り終り、次に実験準備として防護工の設置及び河床

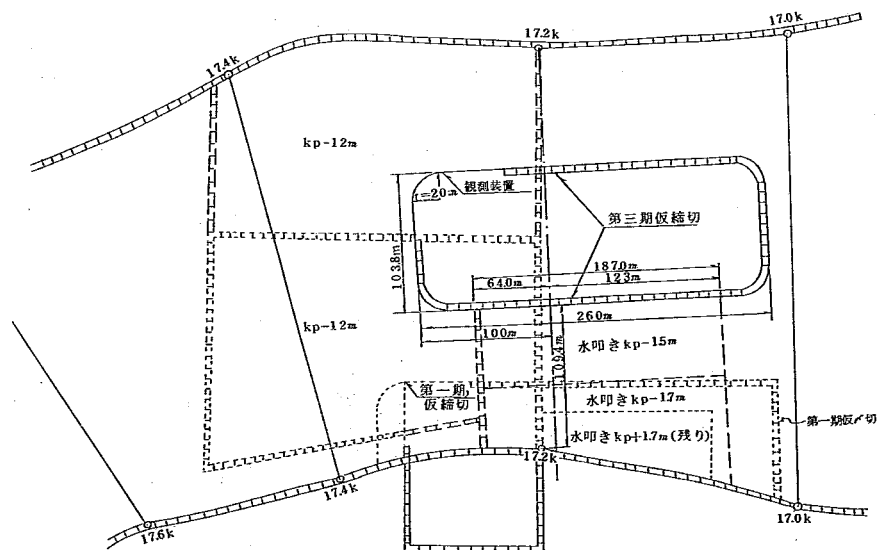


图 4-1 第三期仮締切設置改造図

$$S=1 : 2.500 \times 0.6$$

の成形（粉炭を1.5 mの等厚に敷き詰め現状河床に成形）を行つた。防護工形状については図4-2に示すように、第1期仮締切の最終案形の改良案形状を仮締切上流隅角部の左右両方に設置した。詳しくは図4-2の平面図及び断面図に示すように現状河床（約K.P+1.000 m）上に2~3 mmの小砂利を1 m敷き詰め、更にその上に2~3 cmの小石を1 m（K.P+3.000 m）まで敷き詰め、捨て石水制を設置した。又水叩きの上下流部は図4-3に示すように粉炭を敷き詰め巾10 mはK.P-3.4 mにし、それより現状河床にすり付けた。以上は第1回実験の防護工の細部について述べたものであるが第2回実験の場合の形状をここに合せて述べれば、各部に修正が加えられ次のような形になっている。仮締切の左岸隅角部を巾10 m高さK.P-2.0~-1.0 mまでは2~3 mmの小砂利を、K.P-1.0 $\pm$ 0 mまでは2~3 cmの小石で保護し右岸隅角部は巾15 m高さK.P-3.0~-2.0 mまでは2~3 mmの小砂利をその上更に1 m（K.P-1.0 mまで）を小石とした。又水叩き上流前面も巾10 mの区域を高さK.P-3.5~-2.5 mまでは2~3 mmの小砂利をK.P-2.5~-1.5 mまでは2~3 cmの小石で保護した。又現状河床とのすり付けは1:10の勾配にし、水叩きの下流側は第1回実験と同じように現河床にすり付けた。詳しくは図4-2の平面図及び断面図を参照されたい。

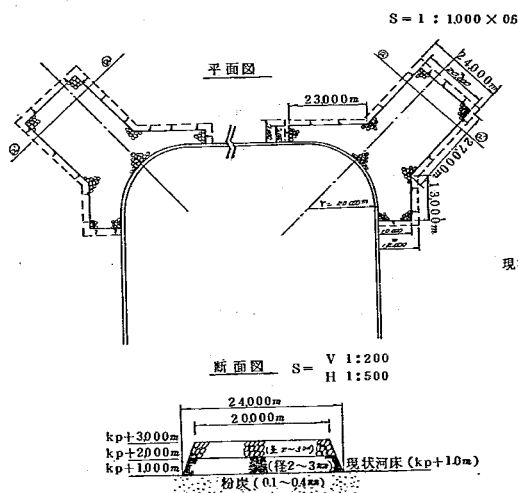


図4-2 防護工第1回実験
S=1:1,000×0.6

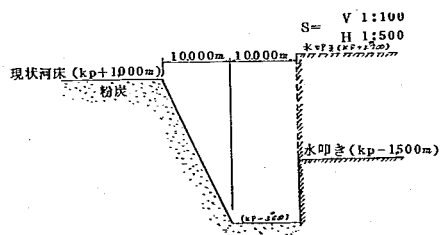


図4-3 現状河床と水叩き部
との河床すり付図

$$S = \begin{matrix} V & 1:100 \\ H & 1:500 \end{matrix}$$

4.3 水位測定

水位測定については17.8k, 17.6k, 17.4k, 17.2k, 17.0kの計5断面において、図4-4に示ように横断方向に3~4点、15分間隔に測定を行つた。結果は図4-5~7, 表4-1に示す通りである。これら実験結果を考察すると図4-5~7, 表4-1に示す様に17.8k, 17.6k, 17.4kの仮締切上流断面の水位が第1回実験時に比較して第2回実験時の方が20~40cm程低下している。これは仮締切の上流隅角部に設置した仮締切根固めが高さK・P+3.0mと現状河床より2.0m程高くなっていることと、又仮締切より3.3mも突き出て流水断面を狭くしていることが第1回実験時の水位が高い原因と思われる。17.2k, 17.0k断面は第1回, 第2回実験時共大きな差はない。詳しくは図4-5~7及び図4-8, 表4-1を参照されたい。

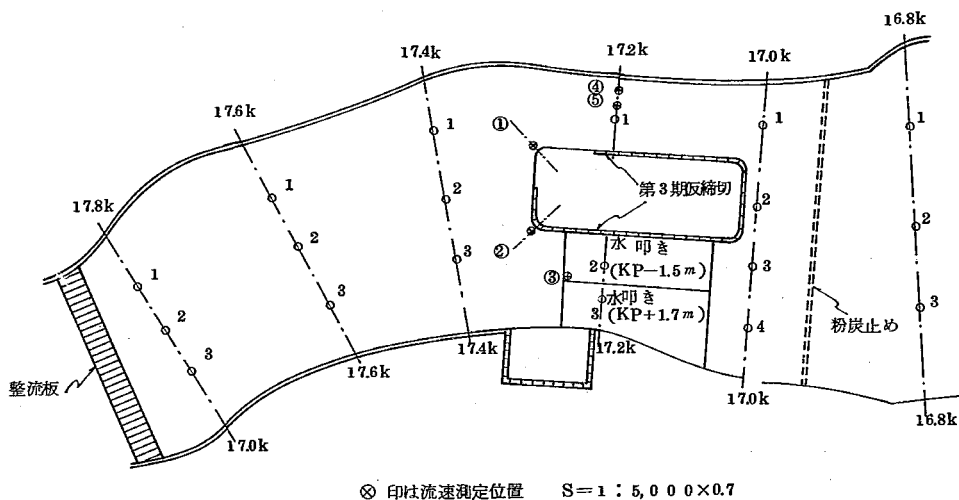


図4-4 水位測定位置図

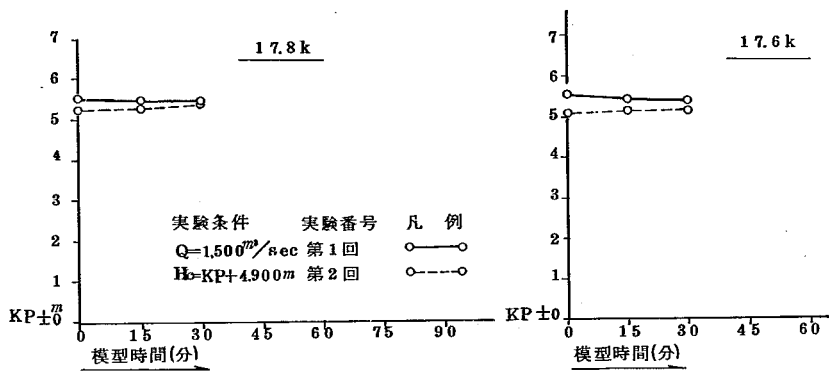


图 4-5 水位变化图

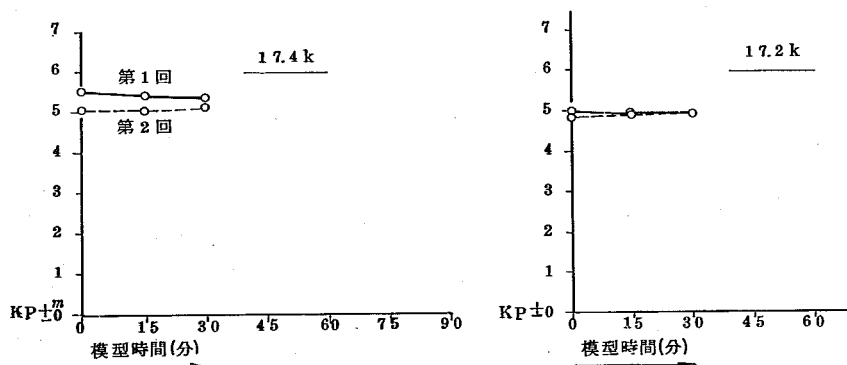


图 4-6 水位变化图

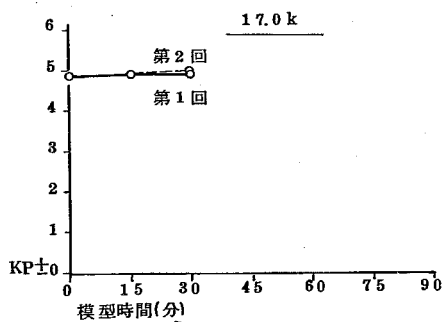


图 4-7 水位变化图

表4-1 水位測定値表

$Q=1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 下流水位 $H_o=KP+4.900 \text{ m}$ (16.8k)
 仮締切の上流先端部の $r=20 \text{ m}$ 円弧部の両側に小砂利を敷き詰め根固めを行った。
 詳しくは図一を参照されたい。実験第1回目

断面 k 標	測点 番号	水位		
		0分 開始時	15分	30分 終了時
k.M	%	K P . m		
17.8 ^k	1	5.541	5.529	5.511
	2	5.474	5.507	5.471
	3	5.595	5.442	5.424
	平均	5.537	5.493	5.469
17.6 ^k	1	5.445	5.361	5.388
	2	5.599	5.410	5.365
	3	5.539	5.407	5.350
	平均	5.528	5.393	5.368
17.4 ^k	1	5.517	5.304	5.235
	2	5.625	5.370	5.322
	3	5.517	5.604	5.574
	平均	5.553	5.426	5.377
17.2 ^k	1	5.067	5.073	5.022
	2	4.893	4.893	4.893
	3	5.004	4.836	4.866
	平均	4.988	4.934	4.927
17.0 ^k	1	4.812	4.830	4.830
	2	4.950	4.917	4.917
	3	4.851	4.926	4.926
	平均	4.824	4.935	4.935

$Q=1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_o=KP+4.900 \text{ m}$ 仮締切上流円弧部の前面の左岸を巾10m高さ $KP \pm 0 \text{ m}$ にし右岸は巾15m高さ $KP-1.0 \text{ m}$ に又水叩きの前面も巾10m高さ $KP-1.5 \text{ m}$ に小砂利で根固めした。実験第2回目

断面 k 標	測点 番号	水位		
		0分 開始時	15分	30分 終了時
k.M	%	K P . m		
17.8 ^k	1	5.436	5.263	5.373
	2	5.285	5.285	5.348
	3	5.139	5.262	5.301
	平均	5.287	5.272	5.341
17.6 ^k	1	5.103	5.178	5.232
	2	5.059	5.029	5.063
	3	5.074	5.082	5.106
	平均	5.079	5.096	5.134
17.4 ^k	1	4.947	5.046	5.118
	2	5.061	5.085	5.112
	3	5.094	5.056	5.121
	平均	5.034	5.062	5.117
17.2 ^k	1	4.869	4.956	4.974
	2	4.790	4.821	4.846
	3	4.749	4.866	4.866
	平均	4.803	4.881	4.895
17.0 ^k	1	4.815	4.879	4.915
	2	4.844	4.930	4.900
	3	4.814	4.902	4.989
	平均	4.852	4.915	4.981

(註) ; 測点番号は左岸を1番として記入した。 水位変化図には平均水位をプロットした。

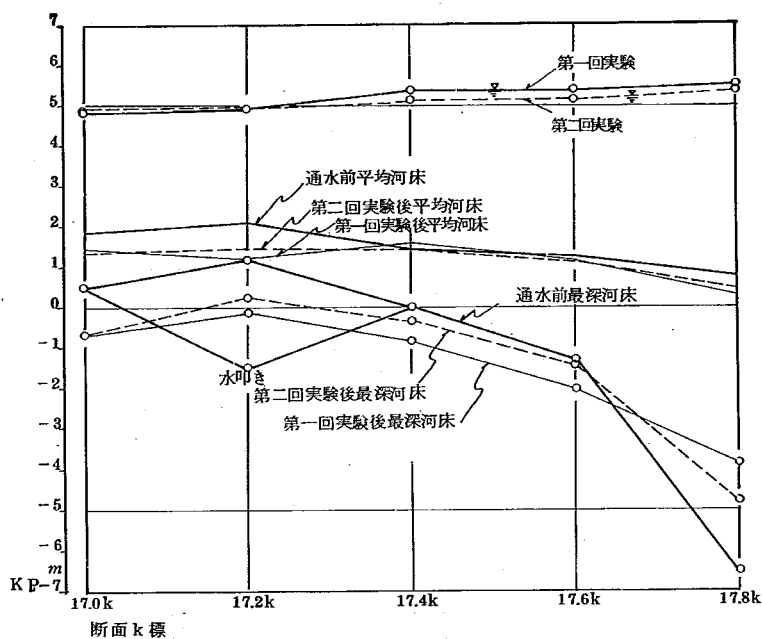


図 4 - 8 実験終了時における平均水位，平均河床，最深河床縦断面

4.4 流速測定

流速の測定にはホットランジスタ式 (SV101 型) 小型流速計を使用した。測定結果は表 4-2 に示す通りである。次に測定結果について述べる。第 1 回実験では仮締切上流左右隅角部前面より 5 m 離れた場所の仮締切根固め上で、水深方向に水面より 1.5 m (約 K.P + 4.0 m) の点で測定を行った。第 2 回実験では仮締切上流隅角部での測定場所は平面的には同じであるが、水深方向での位置を水面より 2.1 m (約 K.P + 3.0 m) の点に変更し、そのほかに右岸側では水叩き上流先端部 1 箇所と、仮締切左岸側で 17.2 k 断面で 2 箇所の計 5 箇所と同時に測定を行った。その結果は表 4-2 に示す様に、仮締切上流隅角部は第 1 回目実験開始時の流速が速く 2.6 ~ 3.0 m/sec 程となっている。なお実験開始 15 分後からは第 1 ~ 2 回実験とも 2.1 ~ 2.4 m/sec と比較的大きな変化なく、左右隅角部の流速差も少なく大体均一な流れを示している。又水叩き上及び 17.2 k の仮締切左岸側の流速測定は第 2 回実験のみについて測定したものであるが仮締切の左右両側を比較してみると全体的な傾向としては右岸側が幾分速く感じられる程度である。又水叩き先端部では流速が速く 2.7 ~ 2.9 m/sec となっている。仮締切の左岸側に於いては仮締切沿い及び中央部、左岸沿いの流速の時間的な変化が激しく特に仮締切の左岸側中央部は実験開始 12 ~ 13 分後に二次流が発生しこの影響に依るものと思われる。詳しくは表 4-2 図 4-9 の流況図及び写真 4-1, 2 を参照されたい。測定位置については図 4-2 を参照されたい。

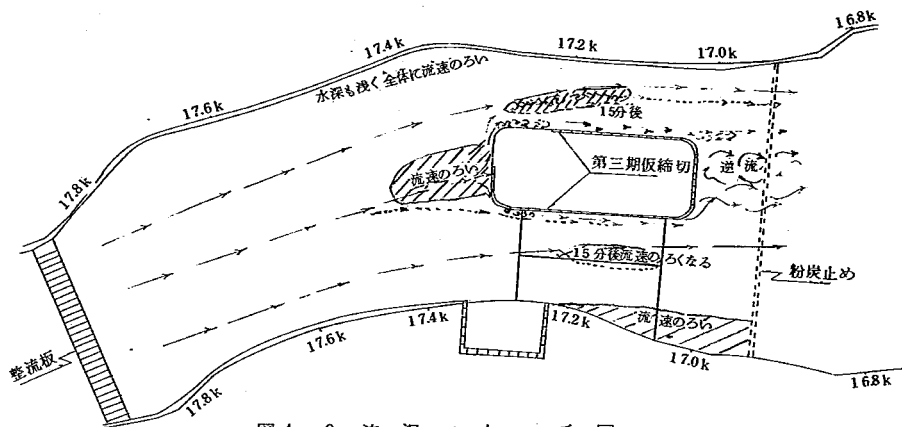


図4-9 流況スケッチ図

実験条件 { $Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:5,000 \times 0.7$
 $H_0 = K P + 4.900 \text{ m}$

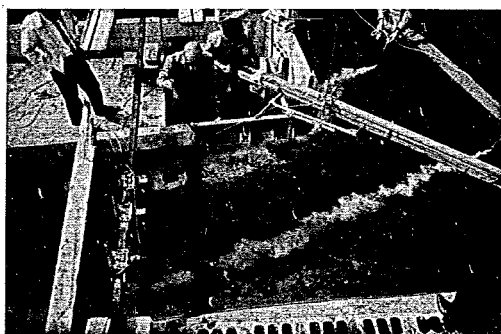


写真4-1 仮バ切左岸側の流況状態を。(開始15分後)

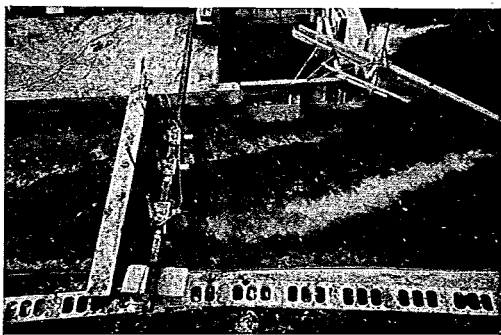


写真4-2 仮バ切右岸側の流況状態を。(開始30分後)

表4-2 流速測定値表

(註) ; 流速の測定はフォートドランジスター式
(SV101型)小型流速計にて行つた。

Q = 1.500 m ³ /sec H ₀ = KP + 4.900 m 仮締切上流端部に r = 2.0 m の円弧を設けその左右両側の円弧の部分の前面を径 2 ~ 3 cm の小砂利で根固めをした。詳しくは図一を参照。実験第 1 回目										
測定場所	測定時間 測定番号	m/sec								
		0 分			1 5 分			3 0 分		
		1	2	平均	1	2	平均	1	2	平均
仮締切円弧部前面より 5 m (左)		2.67	2.64	2.66	2.26	2.27	2.27	2.30	2.28	2.29
仮締切円弧部前面より 5 m (右)		2.95	2.87	2.91	2.33	2.24	2.29	2.33	2.22	2.28

Q = 1.5 0 0 m ³ /sec H _o = KP + 4.9 0 0 m 仮締切円弧部の前面の左岸を巾 1 0 m 高さ KP ± 0 m にし 右岸は巾 1 5 m 高さを KP - 1.0 m に又水叩きの前面も巾 10 m 高さ KP - 1.5 m に小砂利で根固めをした。 実験第 2 回目									
流速 測定時間 測定番号 測定場所	m/sec								
	0 分			1 5 分			3 0 分		
	1	2	平均	1	2	平均	1	2	平均
① 仮締切円弧部前面より5m (左)	2.36	2.36	2.36	2.39	2.25	2.32	2.29	2.27	2.28
② 仮締切円弧部前面より5m (右)	2.30	2.35	2.33	2.23	2.31	2.27	2.11	2.12	2.12
③ 水叩き(KP-15m)上流面仮締切右岸壁より48m右岸寄り	2.73	2.77	2.75	2.90	2.83	2.87	2.86	2.92	2.89
④ 17.2kの左岸より1.5m	1.41	1.40	1.41	1.22	1.23	1.23	1.55	1.51	1.53
⑤ 17.2kの左岸より3.5m	2.44	2.38	2.41	1.74	1.69	1.72	1.55	1.53	1.54

4.5 実験内容と結果

実験番号	条 件	防 設 工	通 水 時間(分)	結 果	考 察
第.1回	$Q_0 = 1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0 = K.P + 49.00 \text{ m}$ (16.8水位)	仮締切上流両角に根 固めを設けた。その断 面形状は第1期仮締切 の第5回と同様である 図4-2, 写真4-3 参照	30	(流向の変化) 仮締切より上流の流線は大きな変化もな く河心に沿って流下しているが時間の経過と共に多少右 岸に寄る傾向を示した。仮締切上流左岸沿いの流況は、 17.6kの直下流から17.2kの直上流この区域の左岸 沿いは特に流速が遅く、その流速の遅い区域は時間の経 過と共に下流に伸び、開始15分後には17.0k付近ま で伸びた。仮締切上流左右隅角の流況への影響を見ると、 隅角部より発する二次流の影響を受け仮締切左右壁沿い は流速が鈍く、特に左岸側は流速の鈍い区域が時間の経 過と共に徐々に広がる傾向があつた。17.2kの右岸沿 い湾曲部の下流側は流れが遅かつた。仮締切下流の流況は 死水域状態となっており周期的に弱い逆流も見られた。 仮締切の左右岸の流況については、仮締切の左岸側は流 速の遅い区域が時間の経過と共に広がり、流量も少な くなり、仮締切の右岸側に集中し水叩き止の流れが速く なり、多数の並列した停止波を生じていた。図4-10 ~12 写真4-4~13参照(仮締切周辺の河床変化) 仮締切上流側はほぼ現状河床であつた。仮締切の左岸に 面した壁は幾分洗掘を受けたのみであまり変化はなかつ た。図4-13 写真4-14~16参照(防設工先端付 近の河床変化) 防設工としての根固めが長く突き出して いることと、根固め天端高が現状河床より高くなってい	水叩き上流側は床見え (K.P-1.2m)になり、 又仮締切左岸側はK.P -8.00mにもおよぶ洗 掘を受けたので、次実 験では左岸側の河積増 加及び水叩きの洗掘防 止を満足するような根 固めを設けることにし た。

				る為に、仮締切の為河巾を著しく狭められた左右の両方の両水道に更に制約を加え、流速の局部集中を招集し、右岸側水道では施工済みの水叩きのすぐ上流で水叩きにつき当った渦乱流の為図 4-13 に示すような局所洗掘を生じ、床見え状態となつてしまった。左岸水道では直接仮締切に影響する位置ではないが、左岸堤防の基礎の洗掘に著しく影響を及ぼす結果となつた。最大洗掘深は K.P-8.00 m にもおよんだ。下流隅角部は左右共洗掘は認められず、下流側の壁に沿つては殆ど変化がなかつた。(防護工の変化) 両根固めとも最深部に向かつて幾分崩れたにとどまつた。	
第2回	#	仮締切上流両角及び水叩き上流に現状河床より低い根固めを設けた。図 4-14, 写真 4-17, 18 参照	#	(流向の変化) 仮締切より上流の流線については第1回実験とほぼ等しく河心に沿つて流下していた。17.8 k の直下流から 17.2 k の直下流は第1回実験と同様左岸沿いは特に流速の遅い区域があるが、時間的には変動しなかつた。仮締切上流左右隅角の流況への影響については、実験開始時には小さな二次流を発しその影響を受け仮締切沿いは流れが幾分鈍くなつていたが、実験開始 8 ~ 10 分後には二次流が消え、仮締切沿いの流れが速くなつた。又、実験開始時には 17.2 k より下流の左岸堤防沿いに流れが集中する傾向があつた。実験開始 15 分後には仮締切左岸側中央部には二次流が発生した。仮締切右側水叩きの K.P + 17.00 m と K.P-15.00 m 境界付近は極端に流れが鈍くなつた。仮締切下流部は第1回実験とは同じであつた。図 4-9, 15, 16, 写真	防護材料、防護工位置、施工の難易等を考えるにかなり良好な根固めであることがわかつた。

			4-1, 2, 19~25 参照 (仮締切周辺の河床変化) 図 4-17 に示すように仮締切周辺に渡り幾分洗掘傾向を示しているのみであつた。写真 4-26~30 参照。 (防砂工先端付近の河床変化) 左岸側根固めについては、先端付近が幾分洗掘を受け K.P-3.00 m となつたにすぎず、左岸になるに従い、河床は現状河床に近づく傾向を示していた。よつて前回実験のように左岸側堤防の基礎洗掘という問題は解消された。右岸側根固めについては、先端が K.P-4.00 m 程に洗掘を受けたにすぎず、又洗掘範囲も小域にとどまつた。水叩きの洗掘は全く見られなかつた。(防砂工の変化) 先端部の一部が崩れたのみで安定していた。	
--	--	--	---	--

河床横断形状は第 1 期仮締切、実験と同じ 17.8 k, 17.6 k, 17.4 k, 17.2 k, 17.0 k の計 5 断面について測定を行い、洗掘堆積の横断変化図として図 4-18~22 に示した。

又、実験終了時 (水位は通水停止直前) 平均水位、平均河床、最深河床縦断図 (図 4-8) と図 4-23 の各断面における平均河床変動量縦断図及び、表 4-3 も合せて参照されたい。

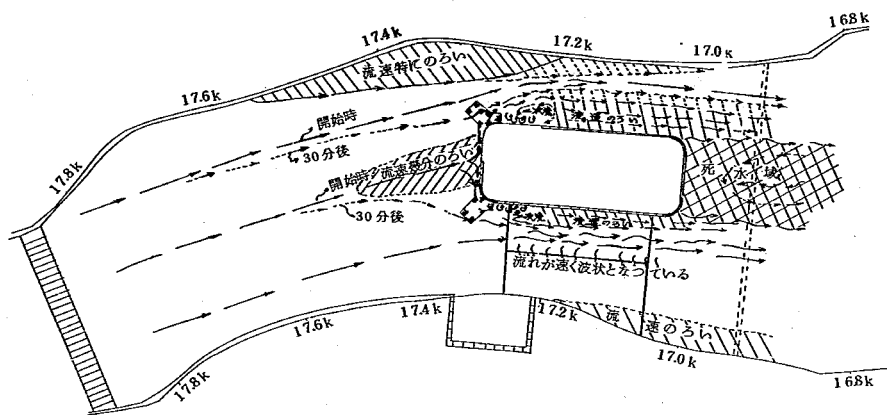


図 4-10 流況スケッチ図

実験条件 { $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:5000 \times 0.7$
 $H_0 = KP + 4.900 \text{ m}$ 第 1 回実験

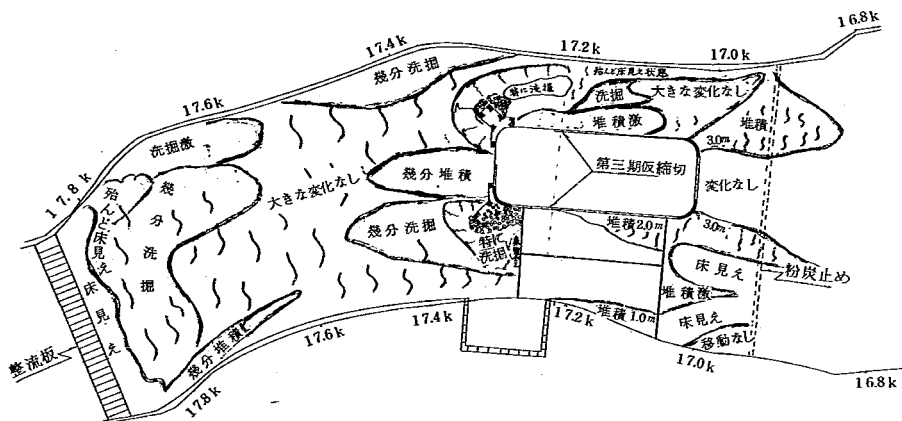


図 4-11 実験終了時における河床状態

実験条件 { $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:5000 \times 0.7$
 $H_0 = KP + 4.900 \text{ m}$ 第 1 回実験

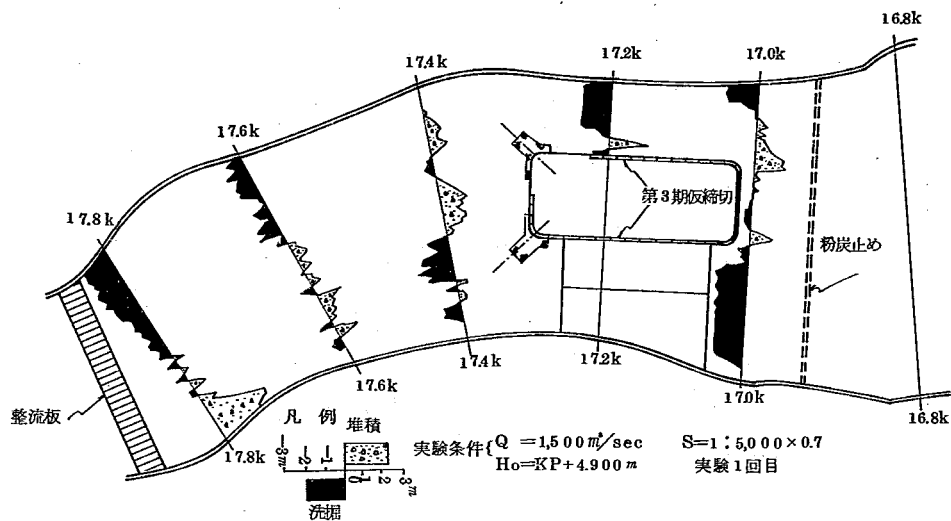


図 4-12 仮締切附近洗掘堆積図

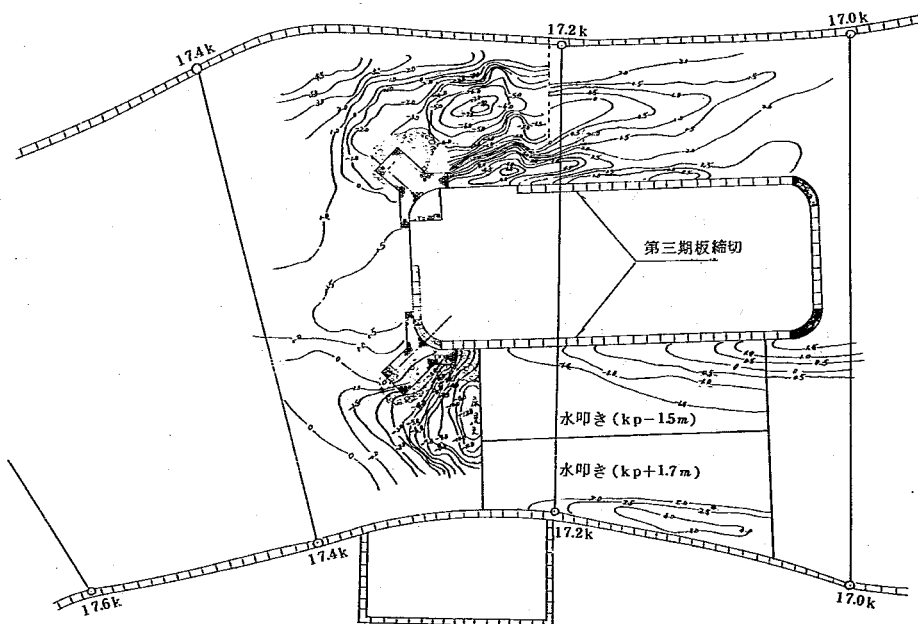


図 4-13 仮締切り附近等高線図

実験条件 { $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:2500 \times 0.7$
 $H_o = KP + 4.900 \text{ m}$ 第 1 回実験

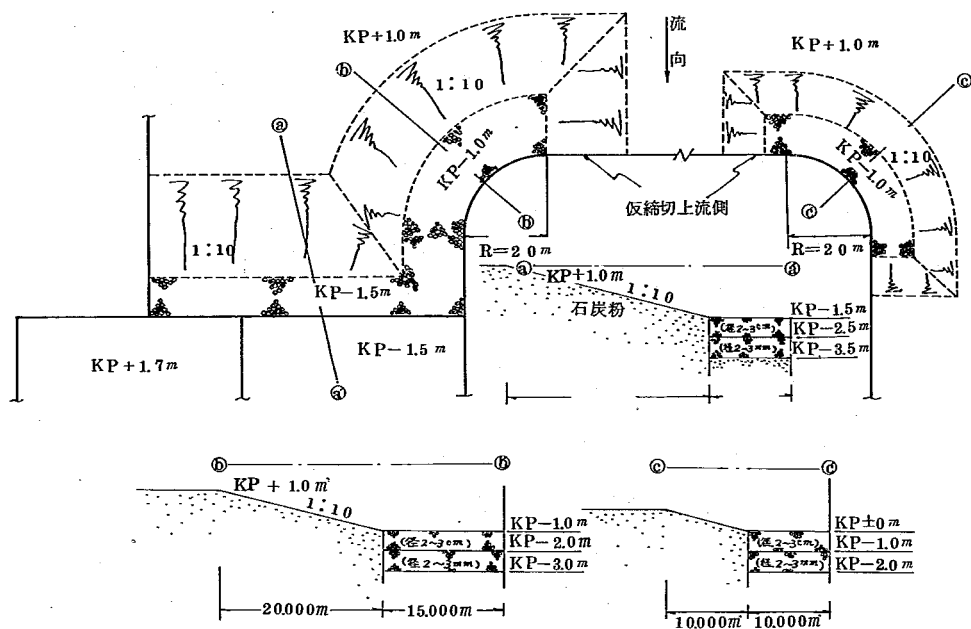


図 4 - 1 4 防 護 工 (第 2 回実験)

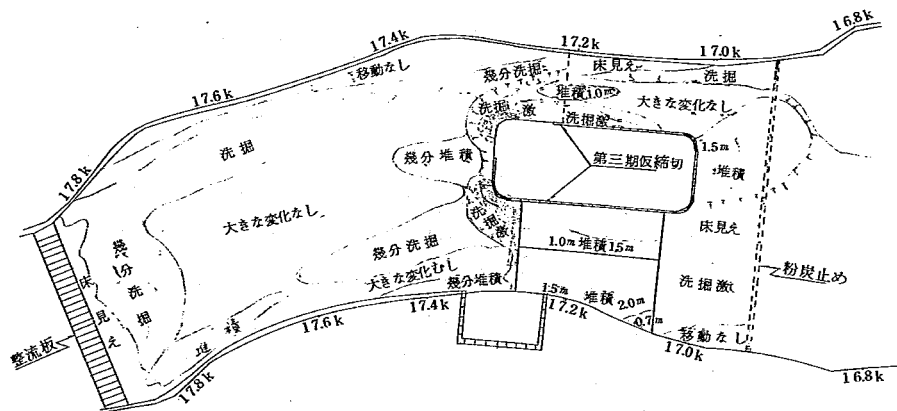


図 4 - 1 5 実験終了時における河床状態

実験条件 { $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:5,000 \times 0.7$
 $H_0 = \text{KP} + 4900 \text{ m}$ 第 2 回実験

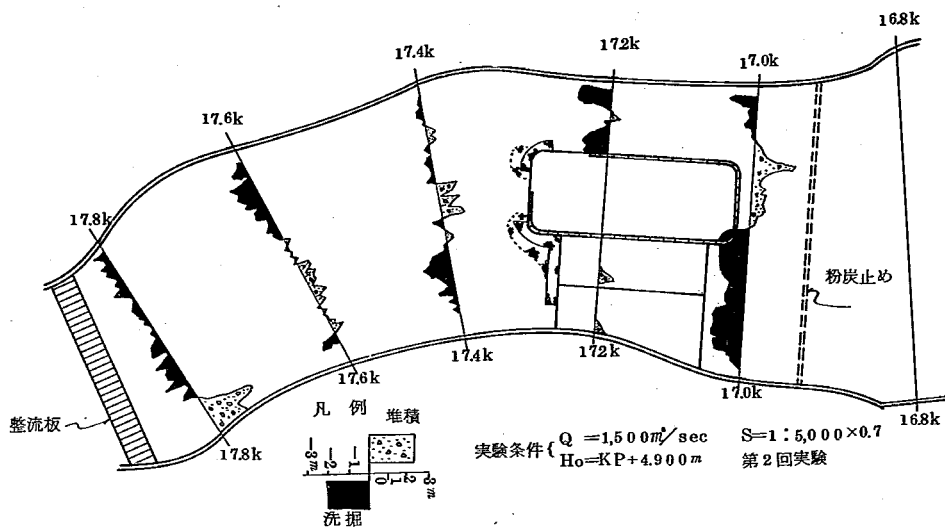


図4-16 仮締切附近洗掘堆積図

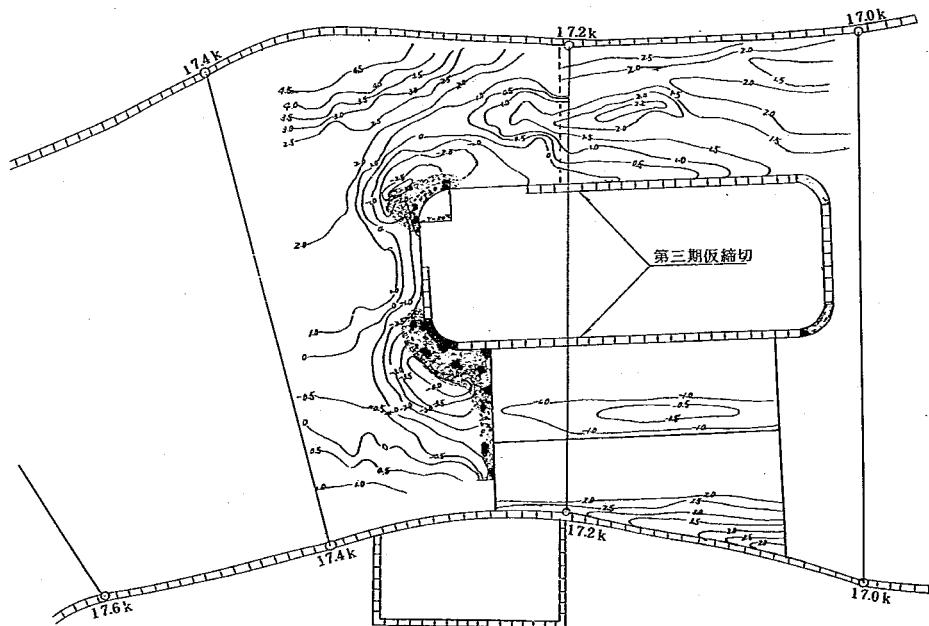


図4-17 仮締切り附近等高線図

実験条件 { $Q = 15,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ $S = 1:2,500 \times 0.7$
 $H_o = KP + 4.900 \text{ m}$ 第2回実験

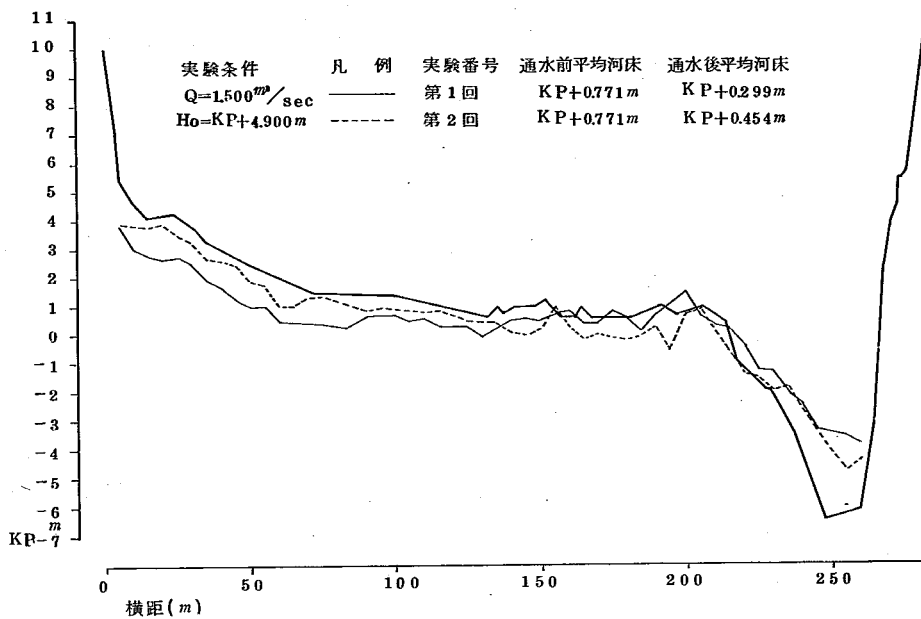


図 4 - 1 8 洗掘，堆積横断面図 (17.8k)

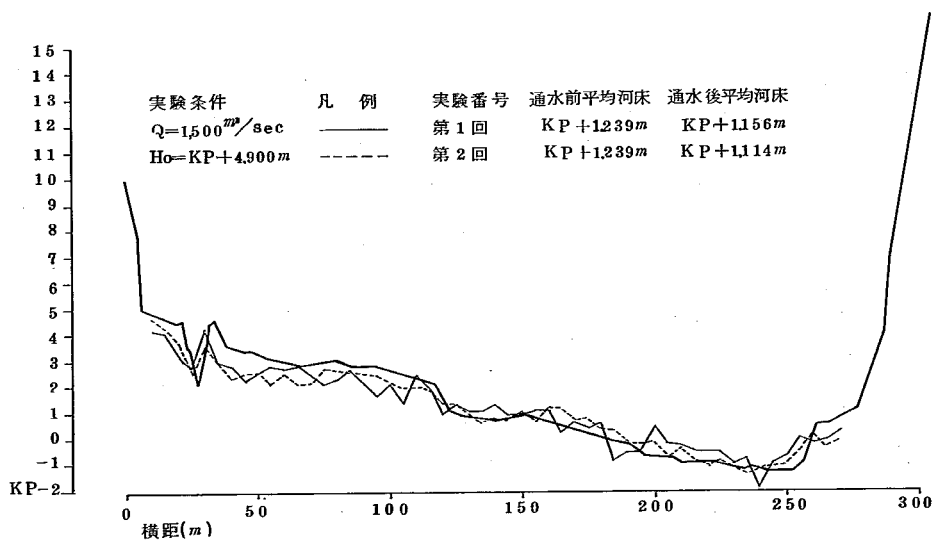


図 4 - 1 9 洗掘，堆積横断面図 (17.6k)

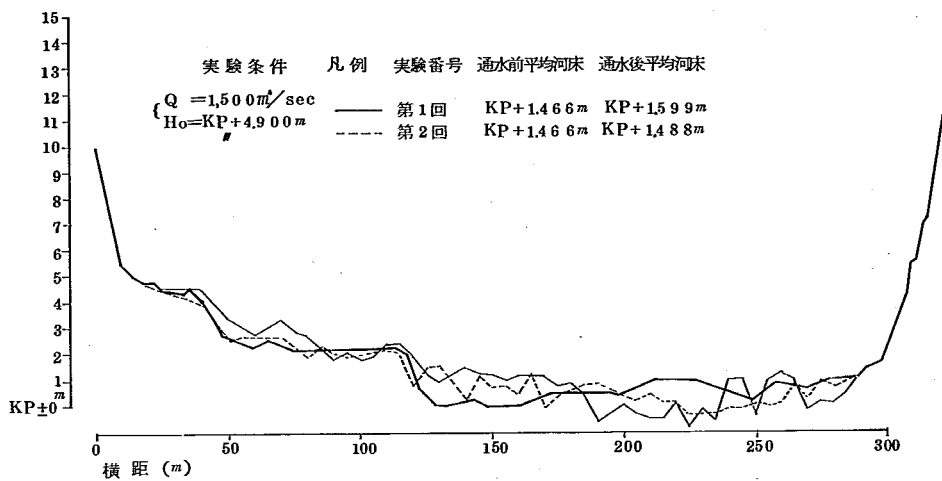


図 4 - 2 0 洗堀，堆積横断面図 (17.4 k)

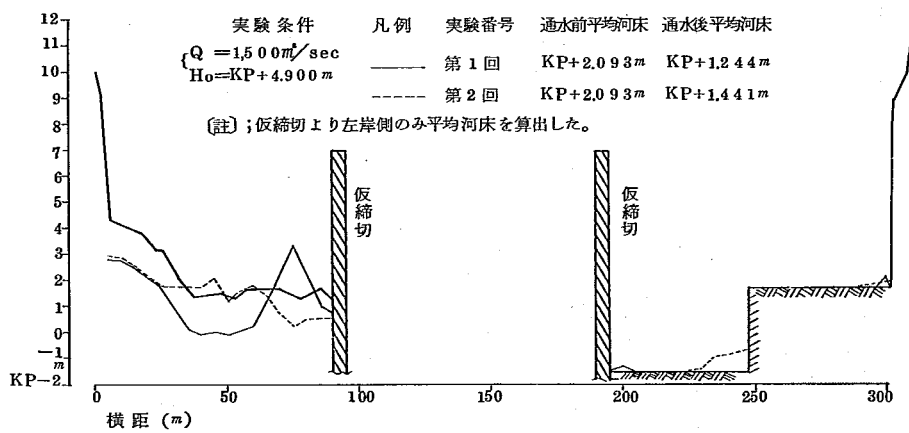


図 4 - 2 1 洗堀，堆積横断面図 (17.2 k)

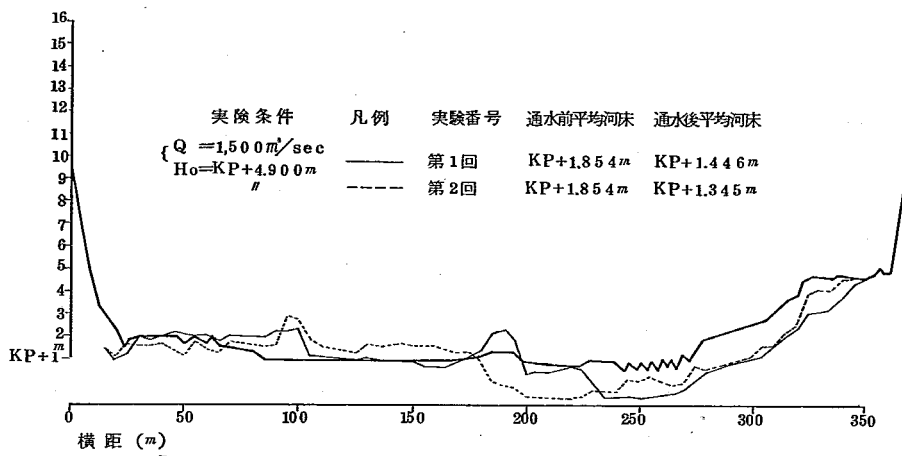


図4-22 洗掘，堆積横断面図(17.0k)

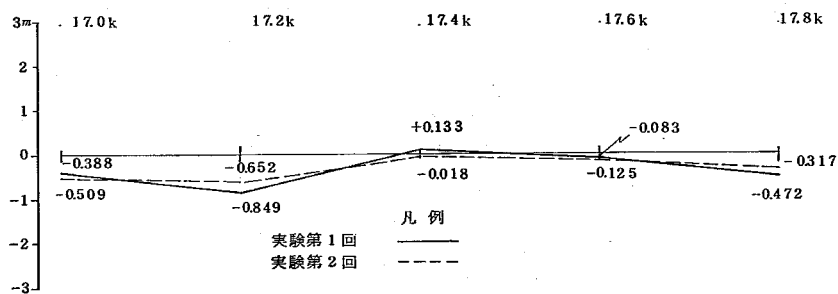


図4-23 各断面における平均河床高動量縦断面図

表 4-3 最深河床及び平均河床算出計算関係表

$Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_o = KP + 4.900 \text{ m}$ 仮縮切上流先端部に $r = 20 \text{ m}$ の円弧を設けその左右両側の円弧の部分の前面を径 $2 \sim 3 \text{ cm}$ の小砂利で根固めをした。
第 1 回実験

断面 K 標	平均河床高		平均河床 変化高	通水後 最深 河床高
	通水前	通水後		
K.M	KP . m		m	KP . m
1 7 ^k 8	0.771	0.299	-0.472	-3.850
1 7 ^k 6	1.239	1.156	-0.083	-2.000
1 7 ^k 4	1.466	1.599	+0.133	-0.850
1 7 ^k 2	2.093	1.244	-0.849	-0.100
1 7 ^k 0	1.854	1.466	-0.388	-0.700

$Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_o = KP + 4.900 \text{ m}$ 仮縮切上流円弧部の前面の左岸を巾 10 m 高さ $KP \pm 0 \text{ m}$ にし右岸は巾 15 m 高さ $KP - 1.0 \text{ m}$ に又水叩きの前面も巾 10 m 高さ $KP - 1.5 \text{ m}$ に小砂利で根固めした。 第 2 回実験

断面 K 標	平均河床高		平均河床 変化高	通水後 最深 河床高
	通水前	通水後		
K.M	KP . m		m	KP . m
1 7 ^k 8	0.771	0.454	-0.317	-4.750
1 7 ^k 6	1.239	1.114	-0.125	-1.380
1 7 ^k 4	1.466	1.448	-0.018	-0.330
1 7 ^k 2	2.093	1.441	-0.652	+0.220
1 7 ^k 0	1.854	1.345	-0.509	-0.700

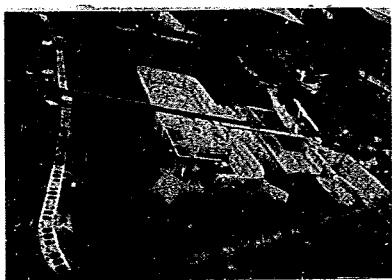


写真4-3 仮締切周辺の河床成形状態を
(通水前)



写真4-4 17.4kより上流部の流況状態
を17.5k左岸より。
 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 実験開始時
 $H_0 = kD + 4.900 \text{ m}$ 第1回実験

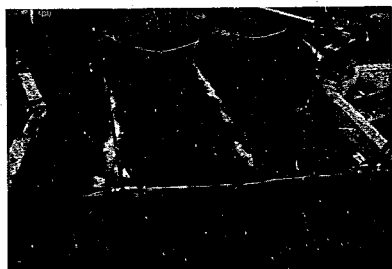


写真4-5 仮締切附近の流況状態を(仮
締切の右岸側)(開始時)



写真4-6 仮締切附近の流況状態を(仮
締切の左岸側)(開始時)

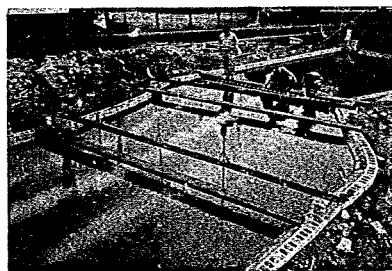


写真4-7 17.4kの左岸より上流部の流
況状態を(実験開始15分後)

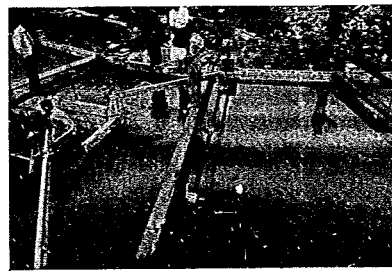


写真4-8 17.6kの左岸より下流締切周
辺の流況状態を(開始15分後)



写真4-9 仮締切附近の流況状態を。
(仮締切の左岸側)(開始
15分後)

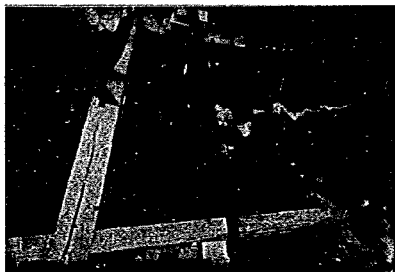


写真4-10 仮締切附近の流況状態を。
(仮締切の右岸側)(開始
15分後)

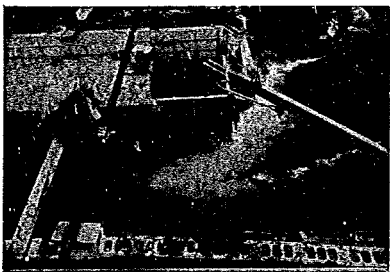


写真4-11 仮締切附近の流況状態を。
(仮締切の左岸側)(実験
終了時)

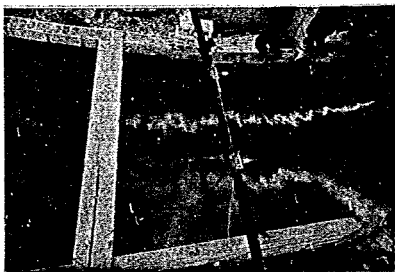


写真4-12 仮締切附近の流況状態を。
(仮締切の右岸側)(実験
終了時)

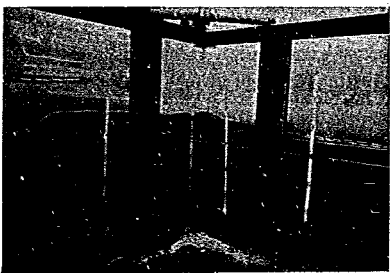


写真4-13 観測装置から見た実験終了
時流況状態を。

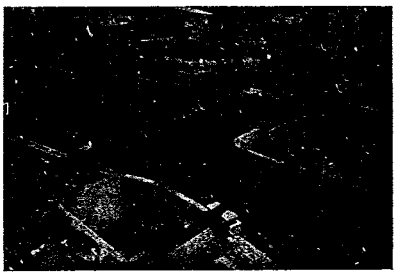


写真4-14 17.0kの右岸より上流部の
河床状態を。(実験終了後)

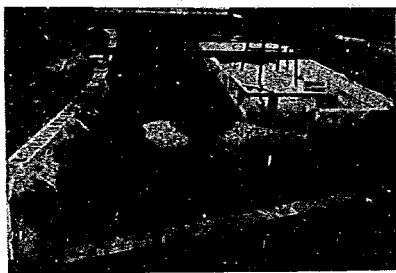


写真4-15 17.4kより下流仮締切左岸側の河床状態。(実験終了後)



写真4-16 17.4kの右岸より仮締切右岸側根固め附近の河床状態を。(実験終了後)

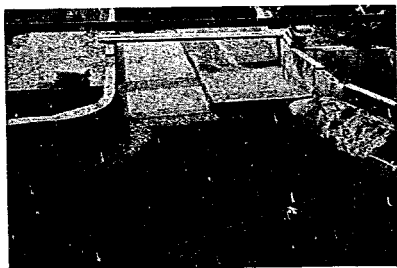


写真4-17 仮締切右岸側根固め附近の河床成形状態を。
第2回実験
通水前

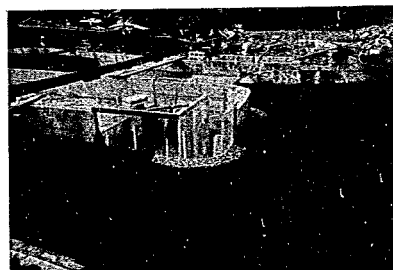


写真4-18 17.4kの左岸より仮締切左岸側根固め附近の河床成形状態を。第2回実験
通水前

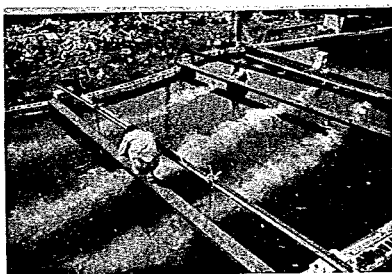


写真4-19 17.4kの左岸より上流部の流況状態を。
 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = k_p + 4.900 \text{ m}$
第2回実験
実験開始時

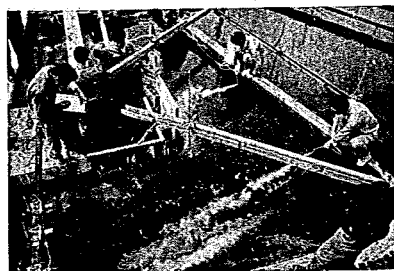


写真4-20 仮締切左岸側の流況状態を。
(実験開始時)

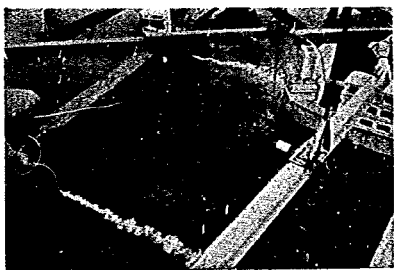


写真4-21 仮締切右岸側の流況状態を。
実験開始時)

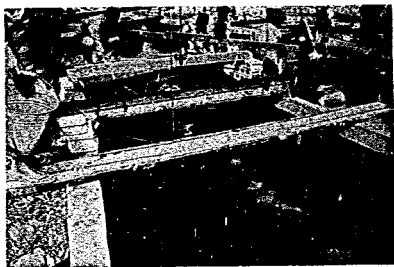


写真4-22 仮締切右岸側の流況状態を。
(開始15分後)

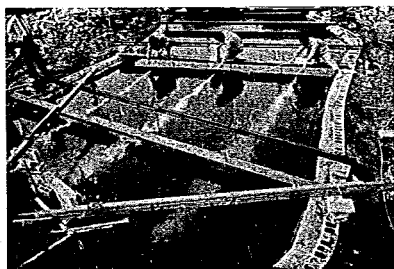


写真4-23 172kの左岸より上流部の
流況状態を。(開始30分
後)



写真4-24 仮締切右岸側の流況状態を。
(開始30分後)



写真4-25 観測装置から見た実験開始
30分後の流況状態を。

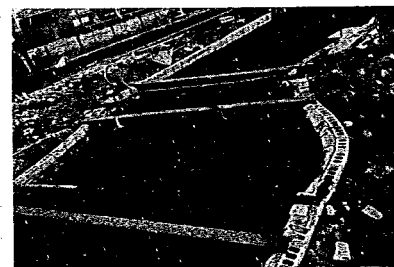


写真4-26 175k附近より上流部の河
床状態を。(実験終了後)

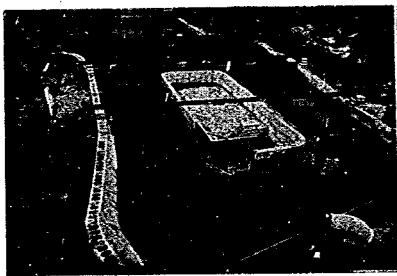


写真4 - 27 17.4kより下流部の河床状態を。(実験終了後)

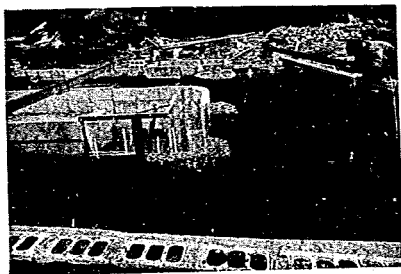


写真4 - 28 仮締切附近の河床状態を17.3k附近の左岸より。(実験終了後)

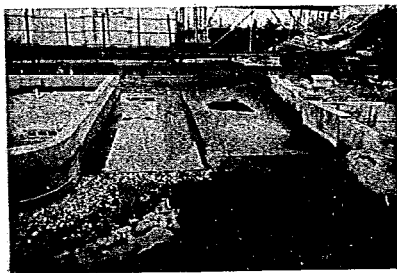


写真4 - 29 仮締切右岸側の河床状態を17.4kより(実験終了後)

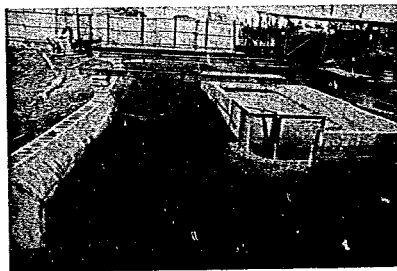


写真4 - 30 仮締切左岸側の河床状態を17.4kより(実験終了後)

4.6 第3期仮締切・洗掘実験の結論

以上2つの実験結果をまとめると、実験1回目からは、次のことがわかった。水叩き上流側が床見え(K.P-12m)になり、又仮締切左岸側はK.P-8.00mにもおよぶ洗掘を受けた。しかも左岸堤防の基礎も洗掘された。これらの結果を生じた原因は、根固めが長く突き出しているうえ、根固め天端高が現状河床より高くなっている為に、仮締切によつて河巾を著しく狭められた左右の両水道に更に制約を加えることにより流速の局部集中が起つた為であると思われる。そこで、河積の拡大と水叩き上流側の洗掘防止の機能をあわせ発起するような根固めを設ける必要があることがわかった。実験2回目からは、実験1回目で指摘された欠点をかなり満しうる根固めであることがわかった。又防護材料、防護位置、施工の難易等についてもかなり良好な根固めであることがわかった。

5 砂袋の安定について

北上大堰（飯野川可動堰）仮締切建設工事において仮締切の上流部角に用いる根固め材の一つの候補として砂袋を取りあげ、砂袋の安定について検討してみることにした。砂袋を用いるときの利点は1.仮締切建設用の矢板を打込むとき砂袋なら容易に貫通し障害にならない。2.取扱いやすく値段もそれほど高くない、等である。しかし、この砂袋の物理的な性質、とくに流水中において移動しないで河床にとどまる能力については不明であり、この点についての試験がのぞまれる。

そこで各種砂袋について、流水中と静水中において試験を行うことにした。その結果から摩擦係数を算出し、この摩擦係数に含まれている問題点を考えてみるとともに、現地最大流速に対する必要な砂袋の長さや砂袋規格品に対する許容最大流速を算出し砂袋の現地への適用性を考えた。又砂袋先端のめくれ方についても簡単に考えてみた。

5-1 砂袋の安定について (1)

砂袋が動いた時の摩擦力を f とすると、この f は砂袋に作用する抗力と摩擦力との関係から求められる。

$$\text{抗力 } F_d = C_d \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot h \quad \text{抗力の単位は、} \quad \text{砂袋} \quad \text{砂}$$

(g : 重 $/cm$, cm -sec 系)

$$\text{摩擦力 } F_f = f \cdot h \cdot \rho \cdot \ell \quad \text{同} \quad \text{砂袋} \quad \text{砂}$$

(g : 重 $/cm$, cm -sec 系)

$$\rho' = (\sigma - \rho) \cdot (1 - \lambda) = 1.65 \times 0.6 = 0.99 \approx 1$$

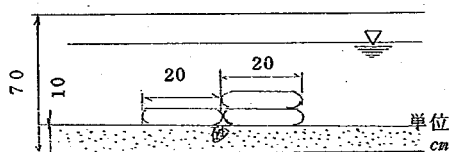
C_d : 抗力係数, h : 砂袋の高さ, f : 摩擦係数 σ : 砂の密度 ($= 2.65 g/cm^3$), λ : 空隙率 ($= 0.4$), ρ : 砂袋の流れ方向の長さ

$\frac{F_d}{F_f} = \frac{C_d V^2}{2 g f \ell}$ とすると $\frac{F_d}{F_f} \leq 1$ ならば砂袋は安定していることになる。すなわち $f = \frac{C_d V^2}{2 g \ell}$ のとき安定となる。なお摩擦係数以外の問題点としては通水中に発生する波が砂袋の安定に及ぼす影響と揚力の作用の砂袋の安定に及ぼす影響が考えられるが、この問題は、小型水路の実験・静水中の実験、大型水路の実験を行って検討した。

5-2 砂袋の実験

(1) 小型水路の実験

当実験は建設省土木研究所赤羽支所の可傾水路を使用した。水路の概要は次のようである。長さ $20m$ 、巾 $0.60m$ 、深さ $0.70m$ 、砂袋は水路の中央部に下図のように敷きつめた。



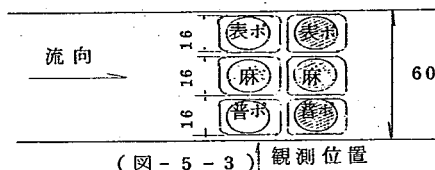
(図-5-2)

普ポ：普通ポリエチレン

麻：麻

表ポ：表面加エポリエチレン

注) 斜線部は二重である。



流れ方向には同一種類の砂袋を使用し、実験対象砂袋は観測位置の近くに並べた。(図-5-3)は普通ポリエチレン製砂袋実験の場合である。

(1)-1 普通ポリエチレン製の場合

Q：流量計から求めた流量 (ℓ/sec)，h：水深 (cm)，V：流速 (cm/sec) とすると、

ℓ	20	cm
Q	126	ℓ/sec
h	38	cm
V	50	cm/sec

レイノルズ数 Re は $\text{Re} = \frac{\rho V D}{\mu}$

$V = 50 \text{ cm}/\text{sec}$ ， $D = 5 \text{ cm}$ (砂袋の厚さ)， $\rho = 1 \text{ g}/\text{cm}^3$

$\mu = 10.09 \times 10^{-3} \text{ g}/\text{cm} \cdot \text{sec}$ (20°C) を上式に代入すると、

$\text{Re} = \frac{1 \times 50 \times 5}{10.09 \times 10^{-3}} = 2.48 \times 10^4$ によつて普通ポリエチレンの砂袋を円柱とすれば、上記レイ、

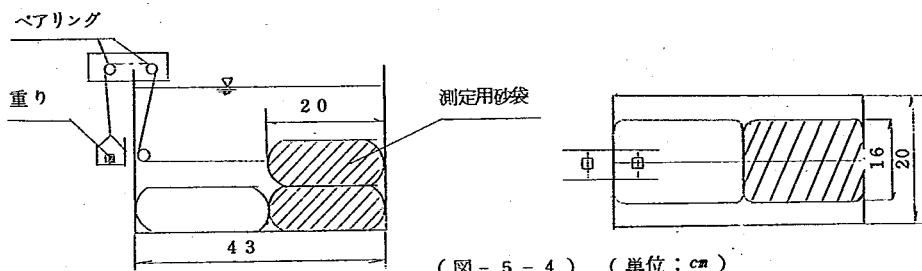
ルズ数に対応する抗力係数 C_D は $C_D \approx 1$ となる。故に $f_{\text{普ポ}} = \frac{C_D V^2}{2 g \ell} = \frac{1 \times 50^2}{2 \times 980 \times 20} = 0.06$ 。

なお、実験終了時には二重にした袋のうち、上の袋の上流に面した部分がちががり、砂袋が幾分ずれた。

(1)-2 麻製の場合

流速計を砂袋から上 30 cm の位置に固定した。実験終了時の流速を求める前に、流量計から求めた流速と流速計から求めた流速との比較を行つてみた。流量計から $Q = 126 \ell/\text{sec}$ ， $h = 44 \text{ cm}$ のとき、流速 $V_1 = \frac{126000}{44 \times 66} = 43 \text{ cm}/\text{sec}$ ，これに対応した流速計の読み V_2 は $V_2 = 37 \text{ cm}/\text{sec}$ である。両者の比は $\alpha = \frac{V_2}{V_1} = 0.86$ となる。以下においては流量計の値を正しいと考え流速計で求めた値も流量計の値に換算して計算することにする。

麻製砂袋実験終了時の流速計による流速 V は $V = 58 \text{ cm}/\text{sec}$ となつた。しかし、水面に波が発生し激しい変動を呈したので、この V と α とによつて流量計から求まる流速 V' に換算しこの値を計算に用いた。 $V' = \frac{V}{\alpha} = \frac{58}{0.86} = 67 \text{ cm}/\text{sec}$ である。Re を計算すると、 $\text{Re} = \frac{1 \times 67 \times 5}{10.09 \times 10^{-3}} = 3.38 \times 10^4$ ，よつて $C_D \approx 1$ 故に、麻製砂袋の摩擦係数 $f_{\text{麻}}$ は $\ell = 20 \text{ cm}$ とすると、 $f_{\text{麻}} = \frac{C_D V'^2}{2 g \ell} = \frac{1 \times 67^2}{2 \times 980 \times 20} = 0.12$ となる。



(図 - 5 - 4) (単位: cm)

なお、実験終了時には一番上流に設置した砂袋がとばされた。

以上、小型水路の実験結果から得られる摩擦係数はあまりにも小さい。これには水面の波（せき上げ）の影響や砂袋附近の揚力の影響等が考えられるので波の影響も、揚力の影響もない静水中と、十分水深が得られ波の影響をほとんどうけないような大型水路で実験を行い比較することにした。

(2) 静水中の実験

実験装置は図5-4 のようである。

実験は上図のおもりの位置に分銅を静かに載せ、測定用砂袋が移動しはじめた時の重さを測った。

(2)-1 普通ポリエチレンの場合

W: 重りの重さ, ℓ : 引張方向の砂袋の長さ, b: 砂袋の巾長, $\rho' \approx 1$ とすると

$$f = \frac{W}{b h \ell \rho'} \text{ である。}$$

W	540 g
ℓ	20 cm
b	16 cm
h	4.5 cm

$$f_{\text{普通}} = \frac{540}{16 \times 4.5 \times 20 \times 1} = 0.38$$

(2)-2 麻の場合

W	1,550 g
ℓ	20 cm
b	16 cm
h	5 cm

$$f_{\text{麻}} = \frac{1,550}{16 \times 5 \times 20 \times 1} = 0.97$$

以上の静水中の実験結果と小型水路における実験結果を表にまとめる。

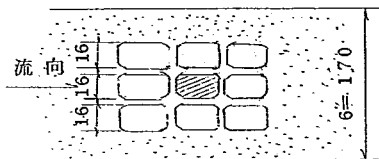
使用袋 実験番号	普通ポリエチレン	麻
小型水路	0.06	0.12
静水中	0.38	0.97

よつて、普通ポリエチレンの場合、小型水路と比較して静水中の摩擦力が約6倍、麻は約8倍

とかなり異なることがわかった。この理由は、小型水路においては波の影響か揚力の影響を甚だ受けたと思われる。しかし、実際の河川においては流水中に砂袋が設置されており、水深がかなり大きいので波の影響を受けないにしても揚力の影響は受けるに違いない。そこで、次の実験としては水深が十分得られ、しかも波が発生しないような水路として大型水路を用いることにした。なお、普通ポリエチレンと麻と比較すると麻の方が摩擦力が大きいので麻のみについて実験した。

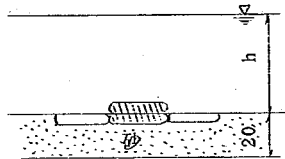
(3) 大型水路の実験

水路の概要は次のようである。長さ 80m、巾 170m、深さ 120m。砂袋は水路の中央部に図 5-5、5-6 のように敷きつめた。



斜線部は実験砂袋の位置である。(単位, cm)

(図-5-5)



(図-5-6)

実験は次のようである。ポンプ能力から許される最大流量を流しておき、水深 h を下げ、砂袋が移動したときの水深を測定した。

Q	540 l/sec
l	9.0 cm
h	36 cm
b	170 cm

$$V = \frac{540,000}{36 \times 170} = 88 \text{ cm/sec} \text{ よつて } Re \text{ 数は } Re = \frac{1 \times 88 \times 5}{10.09 \times 10^{-3}} = 4.36 \times 10^4 \text{ となるから、これに対する } C_D \text{ は } C_D = 1 \text{ となる。}$$

$$\text{故に、} f_{\text{麻}} = \frac{C_D V^2}{2g l} = \frac{1 \times 88^2}{2 \times 980 \times 9.0} = 0.44 \text{ となつた。}$$

5-3 砂袋の安定について (2)

以上の実験のうち麻袋の摩擦係数をならべてみると次のようである。

小型水路	0.12
大型水路	0.44
静水中	0.97

もちろん摩擦係数そのものが上に大きく変化するものでなく揚力や、圧力勾配の影響を摩擦係数の中に入れて算出しているものである。現地の場合水深に対する砂袋の大きさはそれほど大きいものではないから水面の波(せき上げ)の影響はないものと思われ、今回の実験では大型水路の結果が一番現地の現象に近いものと思われる。

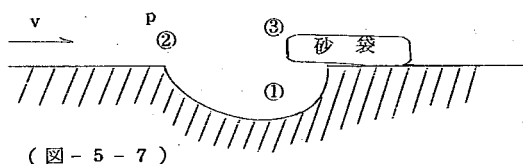
そこでこの摩擦係数を用いて現地の流速に耐えられるかどうかを検討してみよう。

いま砂袋として長さ60cmの規格品を用いることにすると許容流速は一応 $V = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \times 9.80 \times 0.44 \times 100} = 29.4 \text{ m/s}$ と求められる。現地の最大流速は実験によると第3期仮締切工事の根固め上で236m/s程度となっており上記の許容流速より小さいとは言え許容流速そのものにかつ実験からの外押であつてあまり精度を期待できないことを考えると必ずしも安全と言えないことがわかる。

なお実験において砂袋が動き出す様子を見ると、砂袋が下流へすべり出す場合だけでなく、前面がめくれて動き出す現象が見られる。そこでこの点につき次に考えてみる。

5-4 砂袋の先端のめくれについて

砂袋の先端が洪水時にも完全に地中に埋つているという保証はならないから図5-7のように河床に出ていることを考える。



②の点で静圧をPとすると①の点はよどみ点であるから袋を用いる場合にも注意すべきことであつて、ふとんの先端及側面では河床内への埋めこみを充分に行つたり、ふとんの単位重量を増したりしてめくれの現象が生じないように配慮すべきものと思われる。

6 結 論

飯野川堰建設の仮締切の保護工について第1期、第3期を対象として、仮締切周辺を捨石等によつて直接保護する方式によつて試験を行つた。その結果第1期仮締切の場合は5回目の実験で行つた保護工が、又第3期の仮締切の場合には2回目の実験の保護工が効果的と思われた。又捨石材料として砂袋を用いる場合には現状規格品程度の大きさのものでは必ずしも安全でないこと、ふとん等を用いる場合には前面のめくれについて充分な配慮が必要ながことが明らかになつた。

7 あ と が き

この検討で行った実験は砂袋関係のものを除き全て建設技術研究所に委託したものであり、阿部彦七氏がこの実験を担当した。この報告書のとりまとめは1章、2章を石崎が担当し3章～6章を矢ヶ崎が担当した。

石 崎 勝 義

矢ヶ崎 恒 夫

文 献

- (1) 「突堤状構造物の洗掘」土木技術資料8-5(1966)
- (2) 「緑川模型実験報告書」土木研究所資料(1965)に抄録あり

Ⅱ 工事区間周辺の掘削計画

北上大堰（飯野川可動堰）に関する水理検討 II

工事区間周辺の掘削計画

1. ま え が き

本報告書は土木研究所が東北地方建設局より依頼をうけた飯野川堰に関する一連の検討事項のうち堰上流の掘削工についての検討結果を報告するものである。

2. 目 的

今度建設される飯野川堰の敷高は、計画河床高に合わせて施工されるために現河床よりかなり低い位置になる。そのため水門操作の観点から堰上流の河床を1部計画河床高に掘削しておく計画がある。その場合、掘削箇所における土砂の堆積の程度が問題となる。

もし、新北上川のように河床が小さな粒径の砂より構成されている場合、上流からの流砂は掘削箇所に堆積することなく主流方向の流れにのつて、浮遊状態で下流へ運ばれるものであれば掘削箇所の維持は容易であり掘削工は有効な方法となる。

しかし反対に、掘削箇所に上流からの流砂がそのまま砂堆状となつて堆積されるものとすれば、そこの維持は困難となり掘削工は有効な方法とはならない。

そこで、本検討は掘削箇所の堆積量を推定し、掘削工を行なうことが適当であるか否かを判定することを目的とするものである。

3. 流砂量公式の検討

掘削箇所の堆積量を推定する前に、流砂量公式としてなにを用いたなら現地の現象を一番表現できるか、検討する必要がある。

特に新北上川の場合、河床材料は細砂であるので、低水時はともかくとしても洪水時における土砂の輸送形式が問題となつてくる。

土砂輸送が浮遊状態で行なわれる場合、土砂濃度が大きいことが知られており、輸送形式が浮遊かどうかは、摩擦速度 U^* と粒子の沈降速度 W_o の比 U^*/W_o によつて判断できる。この値が1を越えると、土砂輸送は掃流から浮遊形式に変わる。

新北上川の場合、洪水時には U^*/W_o が1を越えるので、土砂の輸送を掃流砂のみとして取扱うだけでは不充分である。

一方、 U^*/W_o の値が1程度のときには、流砂濃度の水深方向の分布は、河床付近に大きく集中している。従つて、掘削部のような位置での、水理量の変化に対する流砂量の変化は敏感であり、流砂はこのような意味では、浮遊砂というよりは掃流砂に近い挙動を示すものと思われるので、土砂輸送を浮遊砂のみとして取扱うのにも無理がある。

そこで、流砂量公式の検討を掃流砂量公式と浮遊砂量公式の両式について行うことにする。

掃流砂量公式としては一般によく用いられている佐藤、吉川、芦田公式について行なう。

浮遊砂量公式としては、これまで Kalinske 公式および Einstein 公式が長く用いられているが、これらは、河床附近の濃度についての取扱いがやや仮定的であり、かつ実測による検討も、採水器によつて行つていたので、今回のように河床のごく近くを流れる流砂の取扱いには、適していないと思われる。一方、Laursen 公式は、理論的な検討は充分でないが、流砂量を、掃流砂と浮遊砂を含めた全量として取扱つており、実測値も、河床において全量を捕捉している点で、今回のような流れの領域については適していると思われる。

そこで浮遊砂量公式としては、Laursen 公式をとり上げて、佐藤、吉川、芦田公式とともに、実験と現地観測の両面より流砂量公式の検討を行う。

佐藤、吉川、芦田公式および Laursen 公式を(1)、(2)式に示しているが、Laursen 公式の構成は(1)、(2)式にみられるように、佐藤、吉川、芦田公式のそれとほとんど同じであつて、佐藤、吉川、芦田公式の ϕ にあたる係数 f が U^*/W_o の関数として表示されている。

佐藤、吉川、芦田公式

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{1}{\phi_o(\sigma/\rho-1)} F \cdot \phi \cdot i \dots\dots\dots (1)$$

Laursen 公式

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{1}{265\varphi(\sigma/\rho-1)} \cdot \left(\frac{d}{h_o}\right)^{1/6} \cdot \left(\frac{\tau_o'}{\tau_o} - \frac{\tau_c}{\tau_o}\right) \cdot f \cdot i \quad (2)$$

$$\tau_o' = 0.017 \quad V^2 = \left(\frac{d}{h_o}\right)^{1/3} \quad (\text{cm-sec})$$

ここに, Q_s : 単位時間当り流砂量

Q : 流量

φ_o : $h_o^{1/6} / \sqrt{F} \cdot n$ (マニング公式),

$Ar + \frac{5.75}{K} \log \frac{h_o}{ks}$ (対数公式)

$\sigma \cdot \rho$: 粒子と水の密度

F : τ_o / τ_c の関数

φ : Manning の粗度係数 n によつて定まる値

$$n \geq 0.025 ; \varphi = 0.623$$

$$n \leq 0.025 ; \varphi = 0.623(40n)^{-3.5}$$

i : エネルギー勾配

ϕ : 限界掃流力公式の係数 (≈ 0.05)

d : 河床材料の平均粒径

h_o : 水深

τ_o : 流れの掃流力

τ_c : 河床材料の限界掃流力

f : 図-1に示すような U^* / W_o の関数

V : 平均流速

(1) 実験による検討

実験によつて流砂量公式の検討と, 掘削箇所の堆積形状を調べるために, 平均粒径 $0.45^m / m$ の砂を用い, 次に述べるような実験を行つた。

1) 実験装置とその方法

実験に用いた水路は, 図-2に示すような幅 60 cm, 深さ 70 cm, 長さ 20 m (うち 10 m が両面ガラス張りの可傾水路である。)

測定項目と測定器具は次の通りである。

流量.....ベンチュリーメーター

水位.....ポイントゲージ

水面形.....音響測深器

河床形 —— 音響測深器

実験の方法は、水路床上に、
10cm 厚に砂を敷均し、そ
の下流端を安息角に成形す
る。

次に、上流より徐々に水を
流して、実験水位より高い
水位まで水を溜めておく。
そして流量を順次増し、実
験流量に合わせ水位が実験
水位になるよう水路下流端
にある水位調整板を整理す
る。

流れが安定した後、河床形
と水面形を一定時間間隔で、
音響測深器により測定する。
そして、実験終了後、水路
下流に溜つた砂を集め、こ
の量を計る。

このような方法で表 - 1
に示すような条件で、合計
6 Case の実験を行つた。

$$f = \frac{\bar{c}}{\left(\frac{dn}{yo}\right)^{1/2} \left(\frac{\tau_o}{\tau_c} - 1\right)}$$

$\bar{c} : \%$

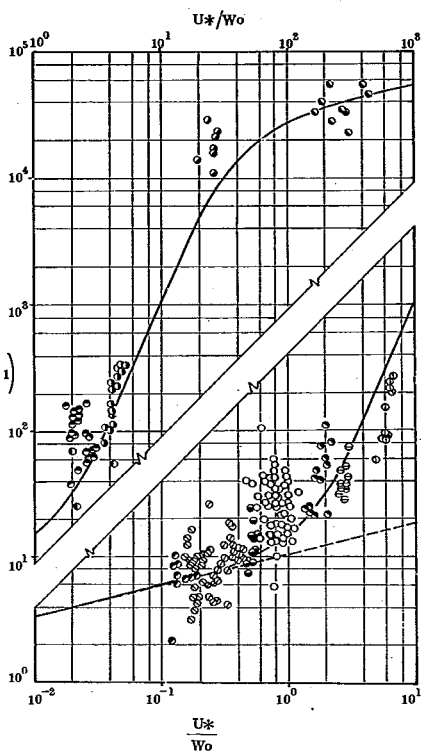


図 - 1 Laursen 公式

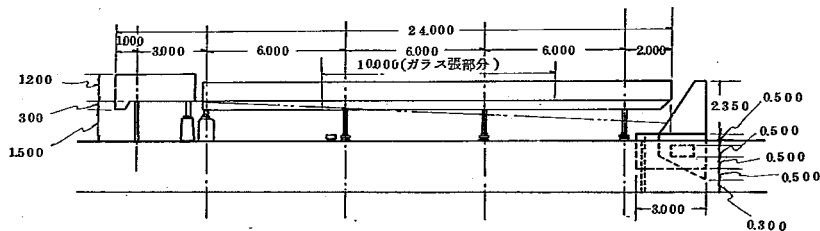


図 - 2

表 - 1 実験条件

CASE	1	2	3	4	5	6
H (cm) 水深	16	17	17	17	19	20
I' (河床勾配)	0.00097	0.00130	0.00177	0.00362	0.00520	0.00065
Q (cm ³ /s)	38.8×10 ³	46.0×10 ³	53.0×10 ³	76.5×10 ³	91.4×10 ³	118×10 ³
U (cm/s)	39.6	44.5	52.0	75.0	82.3	95.5
d _m (cm)	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
F = U / √gH	0.32	0.34	0.40	0.58	0.60	0.68
Wo (cm/s)	7.3	7.3	7.3	7.3	7.3	7.3

ii) 実験結果

図 - 3 ~ 8 は、各Case 毎に、時間経過と河床の変化の様子を音響測深器の記録紙より読み

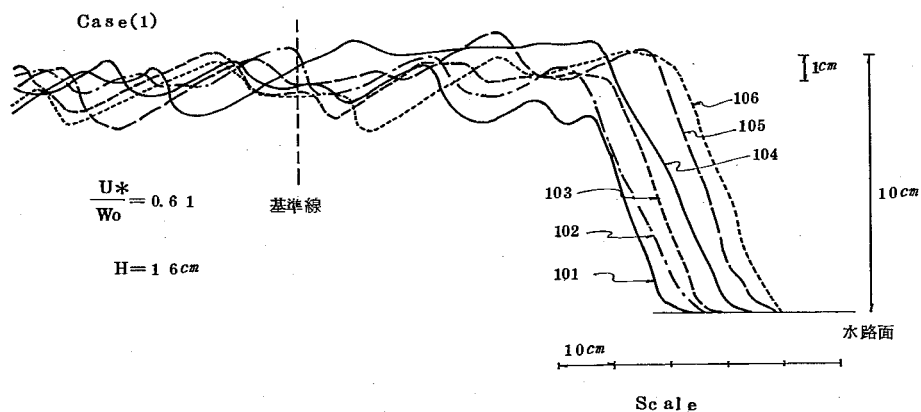


図 - 3

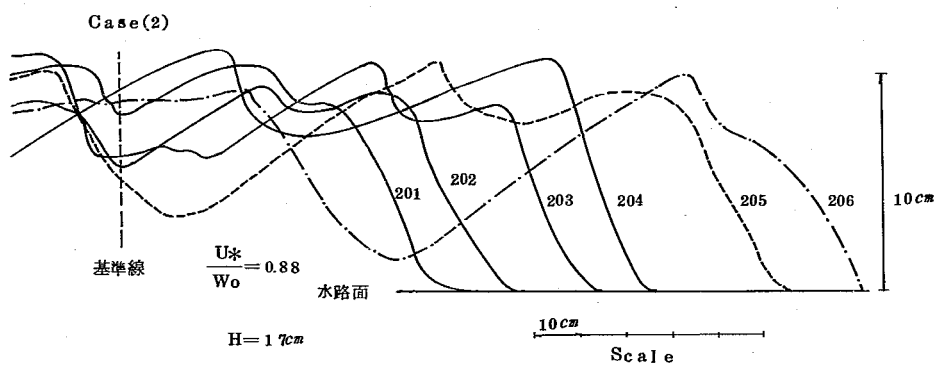


図 - 4

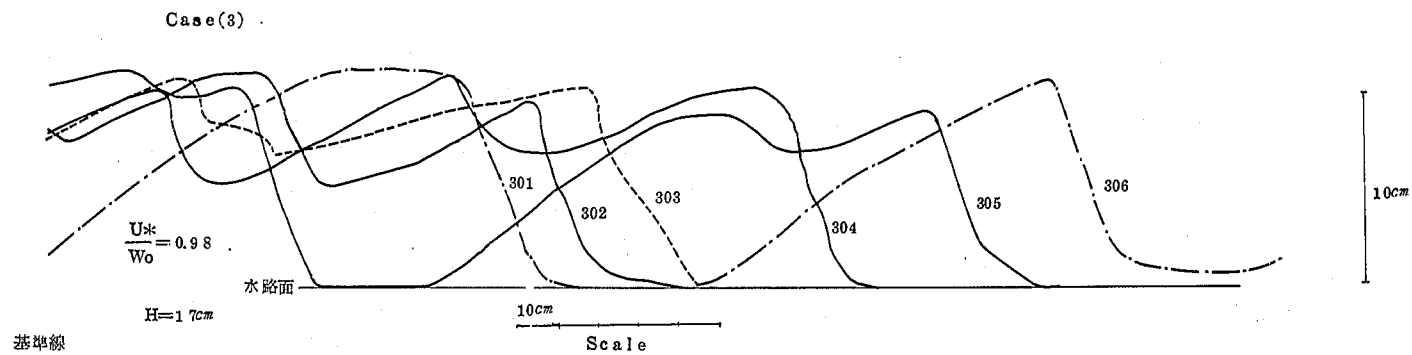


図 - 5

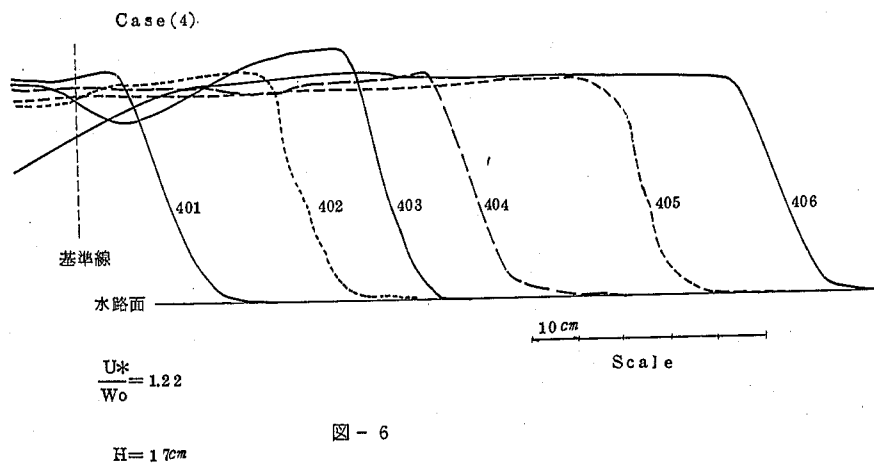


図 - 6

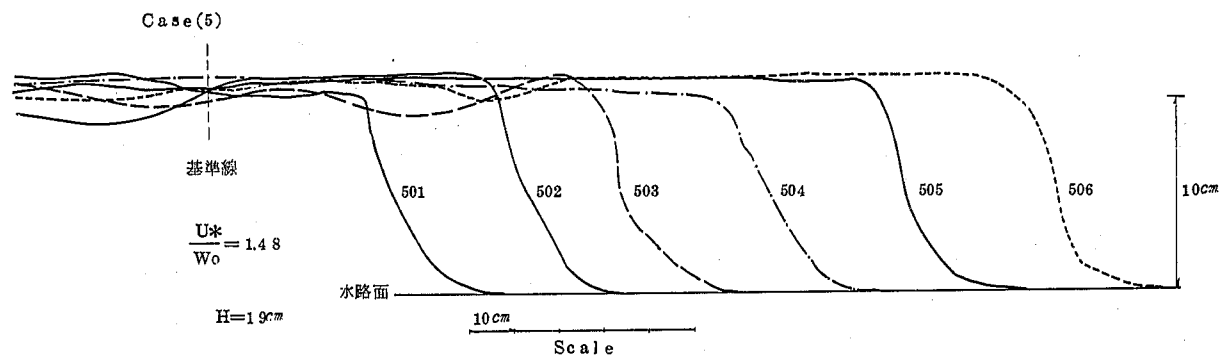


図 - 7

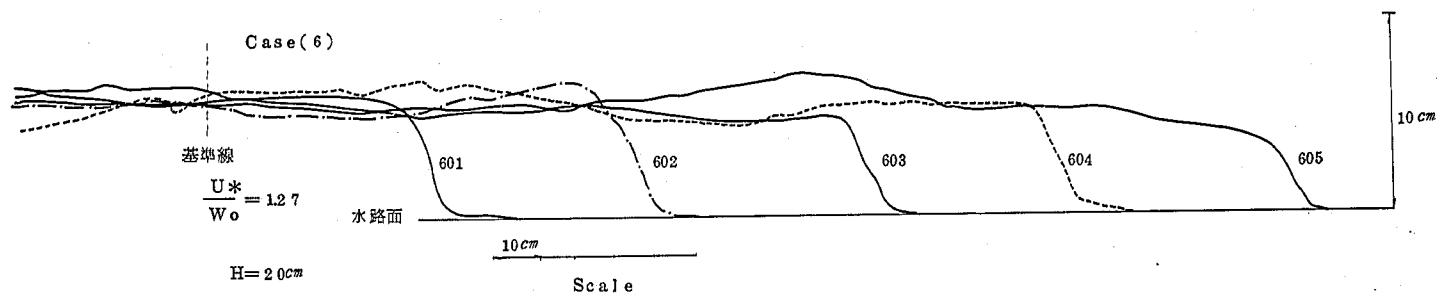


図 - 8

とり、整理したものである。これらの図より、今回実験を行つた U^*/W_o の範囲 (0.61~1.27) では、土砂は主流によつて下流に運ばれることなく、上流側より砂堆状となつて堆積することがわかる。

表 - 2 は、実験結果をまとめたものであり、流砂量 Q_b は、図 - 3 ~ 8 から各時間毎の流砂

表 - 2 実験結果

CASE	1	2	3	4	5	6
H (cm) 水深	16	17	17	17	19	20
I ^{II} (水面勾配)	0.00025	0.00113	0.00128	0.00125	0.00125	0.0038
Q _r (cm ³ /s)	38.8×10 ³	46.0×10 ³	53.0×10 ³	76.5×10 ³	91.4×10 ³	118×10 ³
N (粗度係数)	0.026	0.034	0.033	0.026	0.032	0.024
τ_c/τ	0.43	0.20	0.17	0.105	0.072	0.098
Regime	dune	dune	dune	dune	dune	transition
Q _{tr} (cm ³ /s)	2.5	6.1	12.4	43.2	65.7	1010
Q _b /Q×10 ⁻⁴	0.64	1.33	2.34	5.65	7.20	8.57
U [*] /W _o	0.61	0.88	0.98	1.22	1.48	1.27

量を求め、平均した値である。また各 regime の粗度係数を一定として Laursen 公式の f の値を計算したものが図 - 9 であり、今回の実験結果とよく一致している。

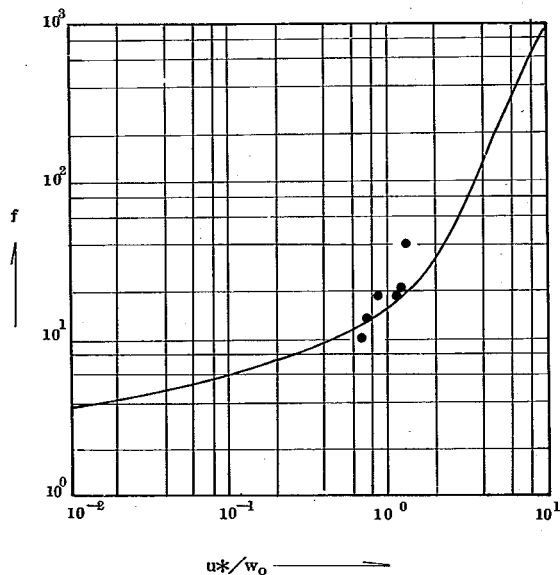


図 - 9

表 - 3 は、佐藤、吉川、芦田公式の φ を計算したものであるが実験結果の方がかなり大きな値を示している。以上のように、実験の結果では、Laursen 公式の方が、新北上川に用いる流砂量公式としては適していると思われる。

表 - 3

CASE	1	2	3	4	5	6
ϕ (補正後)	0.58	1.14	1.32	1.72	2.24	3.38

(2) 現地における検討

昭和42年3月に新北上川の河口より12.8~13.2 Km の範囲で長さ400 m, 幅200 m, 深さ

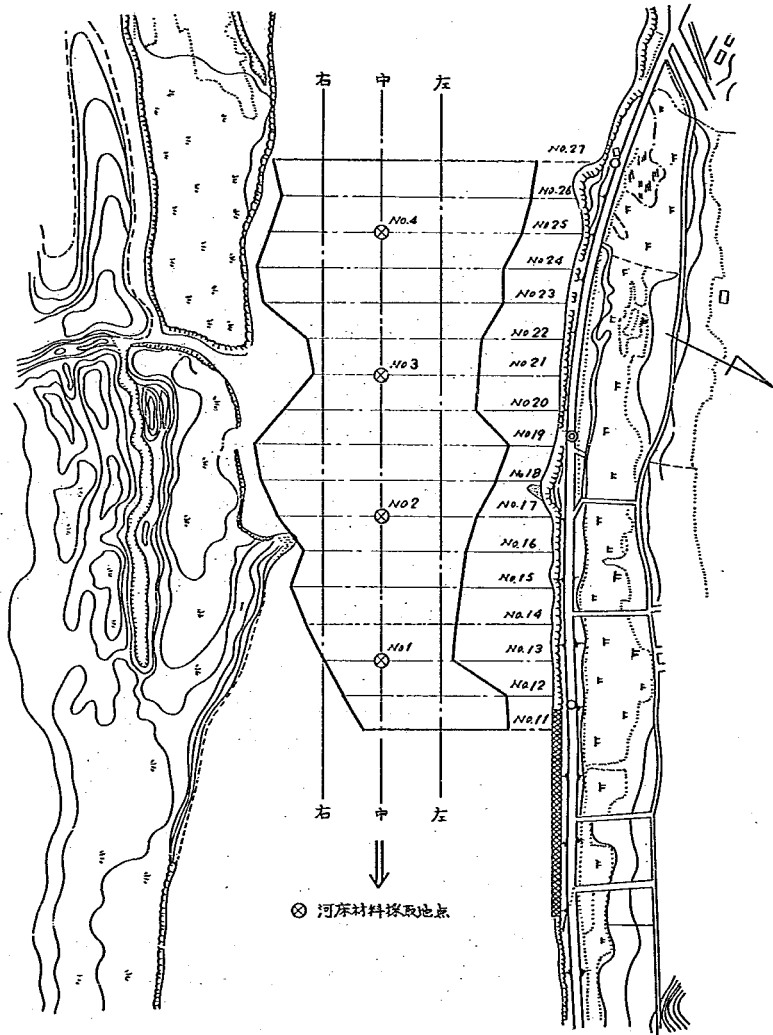


図-10 北上川橋浦浚渫箇所概要図

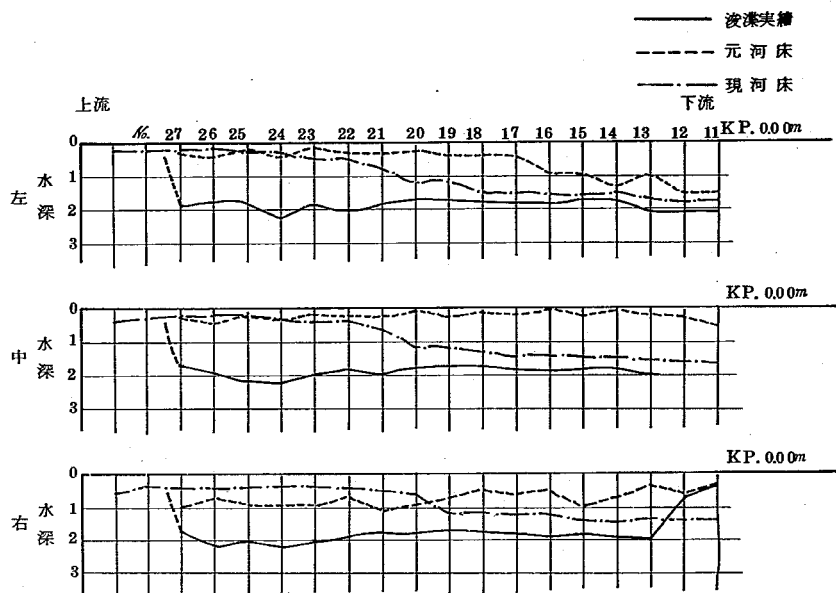


図-11 浚渫箇所縦断面図

3mの浚渫を行い翌年7月にこの地点の測量を縦断方向に3本、横断方向に25mピッチに17本行つた。

図-10は浚渫箇所の概要を示したものであり、図-11はその測量結果を示したものである。この図より浚渫箇所においても実験と同様に、上流測より順次元河床まで埋戻されていることがわかる。

そこで、13k地点において浚渫前と浚渫後の各々について昭和42年4月～昭和43年7月までの期間の流砂量を計算し、その差を堆積量として測量結果とこの量を比較することにより流砂量公式の検討を行つた。

a. 計算に用いた水理資料

水 位…… 浚渫箇所の13k附近は感潮区域であるが幸いこの地点に中島水位観測所があり自記記録がある。そこで計算には中島の水位を用いることにして、1日のうちで水位変動の少ない場合はその平均値、また水位変動の大きい場合と洪水時は1日を4つにわけた各々の水位について計算を行つた。

流 量…… 31.5k地点に登米流量観測所があるのでこの流量記録を50 m^3/s 毎にクラス分けを行い、26K地点で旧北上川に分派しているのでこの分流量を1割として、計算には登米流量から1割差引いた値を用いた。表-4, 5は昭和42年4月～昭和43年7月までの登米の日流量である。

表 - 4 日 流 量 (登 米)

年 月 日	4 2								
	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	559.9	513.9	171.2	290.4	179.2	187.5	240.8	280.1	208.9
2	681.1	607.6	144.4	206.7	163.3	183.3	220.0	260.1	222.3
3	570.7	528.1	126.7	394.3	151.8	189.6	187.5	222.3	224.6
4	697.0	409.7	121.6	898.7	148.1	195.9	171.2	213.3	198.0
5	888.0	376.4	189.6	801.1	139.0	265.0	181.3	217.8	185.4
6	676.0	350.1	373.4	486.8	133.7	300.8	171.2	220.0	191.7
7	563.6	338.9	306.2	353.1	116.6	265.0	171.2	231.5	200.2
8	490.2	447.3	185.4	314.2	100.8	236.1	193.8	222.3	211.1
9	434.7	467.0	157.5	265.0	97.8	213.3	322.3	217.8	179.2
10	473.5	364.8	148.1	341.8	91.8	191.7	275.0	243.2	191.7
11	611.6	333.4	171.2	641.9	97.8	171.2	200.2	240.8	191.7
12	645.7	322.2	167.2	480.1	140.8	195.9	191.7	211.1	193.8
13	507.2	295.5	159.4	314.2	217.8	391.3	177.2	314.2	198.0
14	421.9	265.0	155.6	260.1	500.3	527.9	191.7	421.9	183.3
15	416.2	255.4	167.2	350.2	600.2	403.4	215.5	322.3	179.2
16	403.2	240.9	153.7	493.5	480.1	350.2	217.8	453.8	195.9
17	361.8	220.0	137.2	344.6	622.8	344.6	200.2	403.4	204.5
18	367.5	217.9	185.8	285.2	741.9	325.1	183.3	336.1	183.3
19	361.8	213.5	173.2	364.6	534.9	391.3	181.3	306.2	175.2
20	1115.6	200.2	167.2	295.6	388.3	473.4	148.1	270.0	175.2
21	2454.2	198.0	159.4	245.6	319.6	412.6	140.8	245.6	215.5
22	1632.1	163.3	142.6	250.4	280.1	741.9	144.4	236.1	231.5
23	1011.2	144.5	144.4	240.8	265.0	954.2	181.3	217.8	236.1
24	754.6	144.5	126.7	208.9	260.1	681.0	213.3	200.2	250.4
25	600.3	150.1	116.6	185.4	240.8	514.0	204.5	175.2	204.5
26	500.4	148.1	213.3	169.9	211.1	415.7	200.2	159.4	198.0
27	467.0	140.9	373.4	155.6	181.3	350.2	185.4	171.2	195.9
28	453.7	144.5	250.4	159.4	159.4	300.8	290.4	177.2	191.7
29	460.1	155.0	400.3	229.2	183.3	265.0	570.7	183.3	191.7
30	517.6	200.2	500.3	295.6	217.8	245.6	415.7	187.5	183.3
31		204.5		233.8	195.9		298.2		159.4

表 - 5 日 流 量 (登 米)

年 月 日	4 3						
	1	2	3	4	5	6	7
1	1594	1463	1463	6535	4345	4282	1594
2	1537	1518	1712	5599	3913	3531	1752
3	1408	1500	1833	4834	3705	2852	1938
4	1481	1444	1556	4219	3853	5314	2178
5	1633	1337	1500	4219	6457	8011	1672
6	1792	1390	1712	3973	5314	4188	1594
7	1752	1481	2002	4538	4668	3169	4935
8	1672	1426	2269	3853	7010	2801	2852
9	1672	1481	2750	4219	8805	2361	2045
10	1672	1444	2552	3943	5071	2178	2269
11	1772	1481	2023	5349	3617	2750	2626
12	1896	1166	1959	4734	3306	4314	2133
13	1792	1250	2045	3531	6810	2956	2002
14	1792	1372	2133	3474	15276	2504	1792
15	1833	1390	2133	3251	9216	2178	1752
16	1813	1337	2361	3223	6613	2133	2002
17	1792	1284	2650	3588	4868	2904	1854
18	1792	1284	3062	4034	4157	2878	2023
19	1772	1102	2675	4095	3617	2269	7461
20	1752	1233	3196	6228	3763	2045	8271
21	1692	1408	2776	4282	5037	2650	4935
22	1556	1426	4034	3852	4734	6692	3705
23	1614	1426	5349	4065	3943	3853	5563
24	1633	1444	4768	4065	3588	2504	4935
25	1672	1408	4282	3853	3306	2178	3617
26	1653	1327	3793	3793	3062	1813	3008
27	1653	1408	3617	3913	3088	1732	2456
28	1594	1372	3617	4126	4188	1854	2223
29	1372	1444	3675	3973	4868	1896	2133
30	1463		3675	4473	4095	1813	2269
31	1443		4473		3973		2246

b. 計算の方法

- (i) 断面特性は変断面の影響を井田氏の方法で考慮して13kの横断面図より浚渫前と浚渫後について、次のような特性を作成する。

$$H \sim \int_0^B h^{5/3} dx$$

ここに, H: 水位

h: 水深

x: 横断方向距離

B: 河幅

- (ii) 次にエネルギー勾配 i を次式により求める。

$$i = \left(\int_0^B \frac{Q}{h^{5/3}} dx \right)^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここに, Q: 流量 n: manning の粗度係数 (今回は 0.028)

- (iii) 摩擦速度 $U_* = \sqrt{gh_0 i}$ (4)

ここに, g: 重力の加速度 h_0 : 平均水深

このようにして求めた i, U_* を用いて表-6, 7, 8, 9 に示するような手順に従って、佐藤、吉川、芦田公式および Laursen 公式で浚渫前と浚渫後の流砂量を計算した。

Laursen 公式において掃流力として河床材料の影響を考慮した値 τ_0' を用いているが今回の場合 τ_0' を用いると τ_0'/τ_c が 6 以上にしないと計算上流砂量が 0 という結果となり、これまでの限界掃流力の考えに反することになった。

そこで今回の計算においては τ_0' を用いなくて流れの掃流力そのものを用いて $\tau_0' = \tau_0$ として計算した。

c. 計算結果

計算結果は表-10 のようであり、実測値と比較してみると佐藤、吉川、芦田公式で計算した堆積量は実測値の約 $1/6$ である。一方 Laursen 公式ではほぼ実測値と同じ値となっている。

このように新北上川の場合には一応 Laursen 公式で現地の流砂量を推定できることが解つた。

掘削前

表 - 6 佐藤, 吉川, 芦田公式

$$d = 0.44 \text{ m/m}$$

$$\tau_c = 2.8 (\text{cm/s})^2$$

$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$H (\text{m})$	$U_* (\text{cm/s})$	τ_o	τ_o/τ_c	f	$U_*^3 (\text{cm}^3/\text{sec}^3)$	q_b	$B (\text{m})$	$N (\text{日数})$	$q (=Q/B)$	$N \cdot q_n$	$Co = q_b/q (\text{ppm})$
86.2	1.47	0.95	0.90	0.32	—	8.57×10^{-1}	—	266	3	3.24×10^3	—	—
123.8	1.39	1.37	1.88	0.67	—	2.58	—	266	56	4.65 "	—	—
158.3	1.45	1.81	3.27	1.16	0.15	5.94	3.48×10^{-2}	266	121	5.95 "	4.15×10^2	0.06
197.2	1.48	2.27	5.15	1.83	0.60	11.7	271 "	266	81	7.41 "	2195 "	0.37
239.7	1.50	2.66	7.06	2.51	0.83	18.8	6023 "	266.5	40	8.99 "	2409 "	0.68
289.2	1.54	3.17	10.00	3.56	0.94	31.8	11538 "	267	28	1.08×10^4	3231 "	1.07
335.9	1.56	3.66	13.40	4.77	0.97	49.0	18346 "	267	46	1.26 "	8439 "	1.46
376.9	1.64	3.98	15.80	5.62	0.98	63.0	23832 "	267.5	33	1.41 "	7864 "	1.69
428.8	1.72	4.43	19.60	6.98	1	87.0	3.36×10^{-2}	268	23	1.60 "	7728 "	2.10
466.2	1.77	4.78	23.80	8.47	1	109.0	4.21 "	268.5	16	1.74 "	6736 "	2.42
507.1	1.84	5.17	26.80	9.54	1	138.2	5.23 "	269	6	1.88 "	3198 "	2.84
559.7	1.95	5.44	29.50	10.50	1	161.0	6.21 "	269.5	8	2.08 "	4968 "	2.98
607.5	1.96	5.90	34.90	12.42	1	205.0	7.91 "	269.5	8	2.25 "	6328 "	3.52
651.2	2.01	6.20	38.50	13.70	1	238.0	9.19 "	270	2	2.41 "	1838 "	3.81
679.1	2.15	6.21	38.50	13.70	1	239.0	9.23 "	270.5	1	2.51 "	923 "	3.68
732.7	2.26	6.45	41.50	14.77	1	269.0	10.38 "	271	2	2.70 "	2076 "	3.84
795.8	2.01	7.23	52.20	18.58	1	379.0	14.63 "	270	2	2.95 "	2926 "	4.96
829.4	2.60	6.56	43.00	15.30	1	282.0	10.88 "	272.5	1	3.04 "	1088 "	3.58
1004.0	2.34	8.47	72.00	25.62	1	608.0	23.47 "	271.5	1	3.70 "	2347 "	6.34
1376.6	3.32	8.36	70.00	24.91	1	585.0	22.58 "	275.5	1	5.00 "	2258 "	4.52
560.5	2.05	5.52	30.50	10.85	1	168.2	6.52 "	269.6	1	2.08 "	652 "	3.13
667.7	2.22	6.10	37.20	13.24	1	227.0	8.73 "	271.0	1	2.50 "	873 "	3.49
721.0	2.30	6.37	40.60	14.45	1	258.5	9.98 "	271.3	1	2.66 "	998 "	3.75
790.8	2.58	6.26	39.30	13.99	1	245.3	9.49 "	272.6	1	2.64 "	949 "	3.59
858.8	2.56	6.92	48.00	17.08	1	331.4	12.80 "	272.3	1	3.15 "	1280 "	4.06
910.1	2.52	7.40	54.80	19.50	1	405.2	15.65 "	272.2	1	3.34 "	1565 "	4.68
1468.9	3.59	9.20	84.50	30.07	1	778.7	30.1 "	275.5	1	5.33 "	301 "	5.65
2208.8	4.36	10.17	103.00	36.65	1	1051.9	40.57 "	278.7	1	7.92 "	4057 "	5.12
667.7	2.54	5.40	27.10	10.36	1	157.5	6.08 "	272.2	1	2.45 "	608 "	2.48

掘削後

表 - 7 佐藤, 吉川, 芦田公式

$$\tau_c = 2.8 (cm/s)^2$$

$Q(m^3/s)$	$H(m)$	$U*(cm/s)$	$\tau_o(cm/s)^2$	τ_o/τ_c	f	$U*^3$	q_n	$B(cm)$	$N(\text{日数})$	$q=(Q/B)$	Nq_n	$Co=q_n/q(ppm)$
86.2	1.47	0.73	0.53	0.19	—	0.38	—	2660	3	324×10^3	—	—
128.8	1.39	1.08	1.17	0.42	—	1.26	—	2660	56	465 "	—	—
158.3	1.45	1.36	1.85	0.66	—	2.52	—	2660	121	595 "	—	—
197.2	1.48	1.67	2.79	0.99	0.05	4.66	0.90×10^{-4}	2660	81	741 "	0.73×10^{-2}	0.01
239.7	1.50	2.02	4.08	1.45	0.37	8.24	11.77 "	2665	40	899 "	4.70 "	0.13
289.2	1.54	2.39	5.71	2.03	0.70	13.65	3688 "	2670	28	10.8×10^4	10.33 "	0.34
335.9	1.56	2.77	7.67	2.73	0.87	21.25	7136 "	2670	46	126 "	32.82 "	0.57
376.9	1.64	3.02	9.12	3.24	0.92	27.54	9780 "	2675	33	141 "	32.27 "	0.58
428.8	1.72	3.37	11.36	4.04	0.96	38.27	14181 "	2680	23	160 "	32.43 "	0.87
466.2	1.77	3.62	13.10	4.66	0.97	47.44	17762 "	2685	16	174 "	28.42 "	1.02
507.1	1.84	3.80	14.44	5.14	0.98	54.87	20756 "	2690	6	188 "	12.45 "	1.10
559.7	1.95	4.07	16.56	5.89	0.99	67.42	25764 "	2695	8	208 "	2.61 "	1.24
607.5	1.96	4.39	19.27	6.86	1	84.60	326×10^{-2}	2695	8	225 "	26.12 "	1.80
651.2	2.01	4.72	22.28	7.93	1	105.15	406 "	2700	2	241 "	8.12 "	1.89
679.1	2.15	4.67	21.81	7.76	1	101.85	393 "	2705	1	251 "	3.93 "	1.57
732.7	2.26	4.82	23.23	7.91	1	111.98	432 "	2710	2	271 "	8.64 "	1.59
795.8	2.01	5.78	33.41	11.89	1	193.10	745 "	2700	2	295 "	14.90 "	2.53
829.4	2.60	4.94	24.40	8.68	1	120.55	465 "	2725	1	304 "	4.65 "	1.53
1004.0	2.34	6.29	39.56	14.08	1	248.86	961 "	2715	1	370 "	9.61 "	2.60
1376.6	3.32	7.01	49.35	17.56	1	344.47	1.33×10^{-1}	2755	1	500 "	13.29 "	2.66
560.5	2.05	4.19	17.56	6.25	1	73.60	2.85×10^{-3}	2696	1	208 "	2.85 "	1.14
667.7	2.22	4.51	20.34	7.24	1	91.70	354 "	2710	1	250 "	3.54 "	1.42
667.7	2.54	4.07	16.56	5.89	0.99	67.40	261 "	2722	1	245 "	2.61 "	1.06
721.0	2.30	4.80	23.04	8.20	1	110.60	418 "	2713	1	266 "	4.18 "	1.69
790.8	2.58	4.70	22.09	7.86	1	103.80	414 "	2726	1	264 "	4.14 "	1.57
858.8	2.56	5.20	27.04	9.62	1	140.60	548 "	2723	1	315 "	5.48 "	1.74
910.1	2.52	5.10	26.01	9.26	1	132.60	528 "	2722	1	334 "	5.28 "	1.58
1468.9	3.59	7.20	51.84	18.45	1	373.20	1462 "	2755	1	533 "	14.62 "	2.74
2208.8	4.36	9.20	84.64	30.12	1	778.70	3028 "	2787	1	792 "	30.28 "	3.82

掘削前

表 - 8 Laursen 公式

$$d = 0.44 \text{ m/m}$$

$$W_0 = 7.55 \text{ cm/sec}$$

$$\tau_c = 2.8 \text{ (cm/s)}$$

$$\varphi = 4.4 \times 10^{-2}$$

$$\textcircled{5} \frac{1}{(265\varphi(\frac{\sigma}{\rho} - 1))} = 5.12 \times 10^{-2}$$

Q(m ³ /s)	H(m)	U*(m/s)	U*/W ₀	f ①	h ₀ (m)	d/h ₀	(d/h ₀) ^{1/6} ②	1/(ατ _c) ③	1/(ατ _c) ④	i ⑤	q ⑥	q _n (= ①×②×③×④×⑤×⑥)	N(日数)	Nq _n	Co=q _n /q(ppm)
86.2	1.47	0.95	1.26×10 ⁻¹	6.5	2.476	1.78×10 ⁻⁴	0.238	—	—	3.72×10 ⁻⁶	3.24×10 ³	—	3	—	—
123.8	1.39	1.37	1.81 "	7.2	2.391	1.84 "	0.239	—	—	8.03 "	4.65 "	—	56	—	—
158.3	1.45	1.81	2.40 "	7.7	2.455	1.79 "	0.238	0.86	0.14	13.63 "	5.95 "	1.06×10 ⁻³	121	12.80×10 ⁻²	0.18
197.2	1.48	2.27	3.01 "	8.2	2.483	1.77 "	0.237	0.55	0.45	21.16 "	7.41 "	7.02 "	81	56.86 "	0.95
239.7	1.50	2.66	3.52 "	8.6	2.500	1.76 "	0.237	0.40	0.60	28.82 "	8.99 "	1.62×10 ⁻²	40	64.80 "	1.80
289.2	1.54	3.17	4.20 "	9.0	2.544	1.73 "	0.236	0.28	0.72	40.26 "	1.08×10 ⁻⁴	3.40 "	28	952.0 "	3.15
335.9	1.56	3.66	4.85 "	9.7	2.564	1.72 "	0.236	0.21	0.79	53.10 "	1.26 "	6.20 "	46	2852.0 "	4.92
376.9	1.64	3.98	5.27 "	10.0	2.645	1.66 "	0.234	0.18	0.82	61.07 "	1.41 "	8.46 "	33	279.18 "	6.00
428.8	1.72	4.43	5.87 "	10.8	2.720	1.62 "	0.233	0.14	0.86	73.47 "	1.60 "	13.02 "	23	299.46 "	8.14
466.2	1.77	4.78	6.33 "	11.0	2.775	1.58 "	0.233	0.12	0.88	83.87 "	1.74 "	16.85 "	16	269.60 "	9.68
507.1	1.84	5.17	6.85 "	11.6	2.848	1.54 "	0.232	0.10	0.90	95.77 "	1.88 "	22.33 "	3	133.98 "	11.88
559.7	1.95	5.44	7.21 "	12.0	2.955	1.49 "	0.230	0.10	0.90	1.02×10 ⁻⁴	2.08 "	27.00 "	8	216.10 "	13.00
607.5	1.96	5.90	7.81 "	12.5	2.960	1.49 "	0.230	0.08	0.92	1.20 "	2.25 "	36.56 "	8	292.48 "	16.25
651.2	2.01	6.20	8.21 "	13.0	3.010	1.46 "	0.230	0.07	0.93	1.30 "	2.41 "	44.61 "	2	89.22 "	18.51
679.1	2.15	6.21	8.22 "	13.0	3.150	1.40 "	0.228	0.07	0.93	1.25 "	2.51 "	44.28 "	1	44.28 "	17.61
732.7	2.26	6.45	8.54 "	13.3	3.260	1.35 "	0.226	0.07	0.93	1.30 "	2.71 "	50.42 "	2	100.84 "	18.61
795.8	2.01	7.23	9.58 "	14.4	3.010	1.46 "	0.230	0.05	0.95	1.77 "	2.95 "	84.12 "	2	168.24 "	28.52
829.4	2.60	6.56	8.69 "	13.5	3.600	1.22 "	0.223	0.06	0.94	1.22 "	3.04 "	53.74 "	1	53.74 "	17.68
1004.0	2.34	8.47	1.12	16.7	3.340	1.32 "	0.226	0.04	0.96	2.19 "	3.70 "	75.11 "	1	150.22 "	40.73
1376.6	3.32	8.36	1.11	16.6	4.320	1.02 "	0.216	0.04	0.96	1.65 "	5.00 "	145.40 "	1	145.40 "	29.08
560.5	2.05	5.52	7.81×10 ⁻¹	12.3	3.050	1.44 "	0.229	0.09	0.91	93.20×10 ⁻⁶	2.08 "	25.44 "	1	250.44 "	12.23
667.7	2.22	6.10	8.08 "	12.9	3.220	1.37 "	0.227	0.08	0.92	1.13×10 ⁻⁴	2.50 "	39.00 "	1	39.00 "	15.60
667.7	2.54	5.40	7.15 "	11.8	3.540	1.24 "	0.223	0.10	0.90	83.20×10 ⁻⁶	2.45 "	24.72 "	1	24.72 "	10.09
721.0	2.30	6.37	8.44 "	13.2	3.300	1.33 "	0.226	0.07	0.93	1.19×10 ⁻⁴	2.66 "	45.00 "	1	45.00 "	16.92
790.8	2.58	6.26	8.29 "	13.1	3.580	1.23 "	0.223	0.07	0.93	1.06 "	2.64 "	38.92 "	1	38.92 "	14.74
858.8	2.56	6.92	8.26 "	13.1	3.560	1.24 "	0.223	0.06	0.94	1.34 "	3.15 "	59.34 "	1	59.34 "	18.84
910.1	2.52	7.40	9.80 "	14.8	3.520	1.25 "	0.224	0.05	0.95	1.54 "	3.34 "	82.94 "	1	82.94 "	24.83
1468.9	3.59	9.20	1.22	18.0	4.590	0.96 "	0.214	0.03	0.97	1.46 "	5.33 "	148.87 "	1	148.87 "	27.93
2208.8	4.36	10.17	1.35	20.0	5.360	0.82 "	0.209	0.03	0.97	2.00 "	7.92 "	328.83 "	1	328.83 "	41.52

掘削後

表 - 9 Laursen 公式

$$d=0.44m/\tau_c=2.8(cm/s)^2$$

$$W_0=7.55cm/sec \quad \varphi=4.4 \times 10^{-2}$$

$$\textcircled{6} 1/(2650(\frac{\sigma}{\rho}-1))=5.12 \times 10^{-2}$$

Q(m/s)	H(m)	U*(cm/s)	U*/W ₀	f ①	h ₀ (m)	d/h ₀	(d/h ₀) ^{1/3}	1/(a ₀ τ _c)	1-1/(a ₀ τ _c)	i ④	q ⑤	q _n ($\frac{Q \times 2 \times 8 \times}{4 \times 5 \times 6}$)	N(日数)	Nq _n	Co=q _n /q(ppm)
86.2	1.47	0.73	9.63×10 ⁻²	6.1	3.176	1.38×10 ⁻¹	0.228	—	—	1.70×10 ⁻⁶	3.24×10 ³	—	3	—	—
123.8	1.39	1.08	1.43×10 ⁻¹	6.8	3.091	1.42 "	0.228	—	—	3.90 "	4.65 "	—	56	—	—
158.3	1.45	1.36	1.80 "	7.2	3.155	1.39 "	0.228	—	—	6.00 "	5.95 "	—	121	—	—
197.2	1.48	1.67	2.21 "	7.6	3.183	1.38 "	0.228	—	—	8.90 "	7.41 "	—	81	—	—
239.7	1.50	2.02	2.68 "	8.0	3.200	1.38 "	0.228	0.69	0.31	1.30×10 ⁻⁵	8.99 "	3.38×10 ⁻³	40	1352×10 ⁻²	0.38
289.2	1.54	2.39	3.16 "	8.2	3.244	1.36 "	0.227	0.50	0.50	1.80 "	1.08×10 ⁻⁴	926 "	28	25.93 "	0.86
335.9	1.56	2.77	3.67 "	8.7	3.264	1.35 "	0.226	0.37	0.63	2.40 "	1.26 "	1.92×10 ⁻²	46	88.32 "	1.52
376.9	1.64	3.02	4.00 "	8.9	3.345	1.32 "	0.226	0.31	0.69	2.78 "	1.41 "	2.78 "	33	91.74 "	1.97
428.8	1.72	3.37	4.46 "	9.4	3.420	1.29 "	0.225	0.25	0.75	3.4 "	1.60 "	4.42 "	23	101.66 "	2.76
466.2	1.77	3.62	4.79 "	9.6	3.475	1.27 "	0.224	0.21	0.79	3.85 "	1.74 "	7.06 "	16	112.96 "	4.06
507.1	1.84	3.80	5.03 "	9.8	3.548	1.24 "	0.224	0.19	0.81	4.16 "	1.88 "	7.12 "	6	42.72 "	3.79
559.7	1.95	4.07	5.39 "	10.2	3.655	1.20 "	0.222	0.17	0.83	4.64 "	2.08 "	9.29 "	8	74.32 "	4.47
607.5	1.96	4.39	5.79 "	10.5	3.600	1.22 "	0.222	0.14	0.86	5.46 "	2.25 "	12.60 "	8	100.80 "	5.60
651.2	2.01	4.72	6.25 "	11.0	3.710	1.18 "	0.222	0.13	0.87	6.14 "	2.41 "	16.10 "	2	32.20 "	6.68
679.1	2.15	4.62	6.12 "	10.8	3.850	1.14 "	0.220	0.13	0.87	5.78 "	2.51 "	15.40 "	1	15.40 "	6.14
732.7	2.26	4.82	6.38 "	11.0	3.960	1.11 "	0.220	0.13	0.87	5.99 "	2.71 "	17.50 "	2	35.00 "	6.46
795.8	2.01	5.78	7.66 "	12.4	3.710	1.18 "	0.222	0.08	0.92	9.18 "	2.95 "	35.10 "	2	70.20 "	11.90
829.4	2.60	4.94	6.54 "	11.2	4.300	1.02 "	0.216	0.12	0.88	5.79 "	3.04 "	19.20 "	1	19.20 "	6.32
1004.0	2.34	6.29	8.33 "	13.1	4.040	1.09 "	0.219	0.07	0.93	1.00×10 ⁻⁴	3.70 "	50.50 "	1	50.50 "	13.65
1376.6	3.32	7.01	9.28 "	14.2	5.020	0.88 "	0.211	0.06	0.94	1.00 "	5.00 "	80.30 "	1	80.30 "	16.06
560.5	2.05	4.19	5.55 "	10.3	3.750	1.17 "	0.221	0.16	0.84	4.35×10 ⁻⁵	2.08 "	8.860 "	1	8.86×10 ²	4.26
667.7	2.22	4.51	5.97 "	10.8	3.920	1.12 "	0.220	0.14	0.86	5.17 "	2.50 "	13.50 "	1	13.50 "	5.40
667.7	2.54	4.07	5.39 "	10.2	4.240	1.04 "	0.217	0.17	0.83	3.94 "	2.45 "	9.10 "	1	9.10 "	3.71
721.0	2.30	4.80	6.36 "	11.0	4.000	1.10 "	0.219	0.12	0.88	6.36 "	2.66 "	18.40 "	1	18.40 "	6.92
790.8	2.58	4.70	6.22 "	11.0	4.280	1.03 "	0.217	0.13	0.87	5.52 "	2.64 "	15.50 "	1	15.50 "	5.87
858.8	2.56	5.20	6.89 "	11.4	4.260	1.03 "	0.217	0.10	0.90	6.51 "	3.15 "	23.80 "	1	23.80 "	7.56
910.1	2.52	5.10	6.75 "	11.5	4.220	1.03 "	0.217	0.11	0.89	7.46 "	3.34 "	28.30 "	1	28.30 "	8.47
1468.9	3.59	7.20	9.54 "	14.5	5.290	0.83 "	0.209	0.05	0.95	9.59 "	5.33 "	75.30 "	1	75.3 "	14.13
2201.0	4.36	9.20	1.22	18.0	6.060	0.73 "	0.205	0.03	0.97	1.39×10 ⁻⁴	7.92 "	201.70 "	1	201.7 "	25.47

表-10 単位巾あたり堆積量の比較(北上川)

計 算 値			実 測 値	
	土 研 公 式 $q_b = \frac{\phi \cdot F}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)q} U_{*c}^3$	Laursen 公式 $q_b = \frac{1}{265} \left(\frac{\alpha}{y_0} \right)^{\frac{7}{6}} \left(\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1 \right) \cdot f \cdot q$	左 岸	370 m^3/m
			中 央	420 m^3/m
掘削上流	116 m^3/m	511 m^3/m	右 岸	386 m^3/m
掘削部	48 m^3/m	195 m^3/m	平 均	392 m^3/m
堆 積 量	68 m^3/m	316 m^3/m		

4. 掘削箇所 の 堆 積 計 算

前節の流砂量公式の検討によつて Laursen 公式で現地の流砂量を推定できることがわかつた。そこで、Laursen 公式を用いて 17.2k 地点に新設する飯野堰の上流を掘削した場合、1 年間にどの位土砂が堆積するか推定するために土木研究所の電子計算機 TOSBAC-3400 を用いて計算を行つた。

i) 計算区間

15.0k~21.0k まで 6.0 Km 間

ii) 掘削箇所の河床高

河床高は 17.2k 地点の計画河床高 $K.P - 1.5m$ として図-12 に示すように 17.2k~18.0k 間を掘削したものととしてその間を 50m ビッチで断面を設けて計算した。

iii) 河床変動計算の時間間隔

計算における掘削箇所の断面間隔を 50m とかなり小さくとつたので計算における時間間隔も小さくとる必要があり一応 1/50 年間隔とした。

IV) 計算条件

出発水位 15.0k の出発水位は 14.8k にある現堰を撤去した場合について河口より不
等流計算を行い、その水位を用いた。

流 量 昭和 35 年の登米流量観測所の流量記録を表 - 11 に示すようなクラス分
けを行つてその代表流量を用いた。

河 床 高 15.0k と 21.0 k の河床高は変動させない。

表 - 11 昭和 35 年登米流量記録

クラス分け範囲	$100 \sim 300 \left(\frac{m^3}{s} \right)$	$301 \sim 500 \left(\frac{m^3}{s} \right)$	$501 \sim 1000 \left(\frac{m^3}{s} \right)$	$1001 \sim 1500 \left(\frac{m^3}{s} \right)$
代 表 流 量	200	400	750	1250
合 計 流 量	50,485.8	32,346.8	22,495.6	5,692.2
日 数	252	80	33	4

V) 飯野堰のゲート操作

計算においては、ゲート操作を考慮するために、飯野堰ゲート操作案を参考にして次のよ
うな方法をとつた。

1 年間を灌漑期と非灌漑期の 2 期に分けて流量が $800 \frac{m^3}{s}$ 以下の場合、灌漑期には堰上流水位を $K \cdot P + 4.40m$ とし、また、非灌漑期にはフラップゲートを全倒伏した場合の天端高 $K \cdot P + 3.0 m$ に限界水深を加えたものを堰上流水位とした。この場合、メーングートは降ろしてあるので、堰上流と下流で流砂量は連続しない。一方、流量が $800 \frac{m^3}{s}$ 以上の場合には、メーングートによつて水位調節を行うので、計算上では、堰がない状態と同じ扱いをし、流砂量を連続させる。

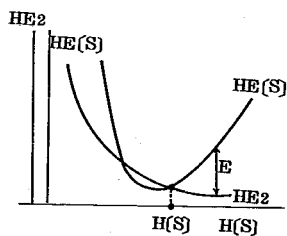
VI) 計算に用いたプログラム

計算に用いたプログラムと、その説明を以下に述べる。

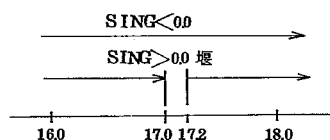
使用文字説明

NO (S)	断面番号
L (S)	河道累加距離 (Km)
N	粗度係数
HC (S, M)	断面特性 (m , m , m')
BC (S, M)	
AC (S, M)	
DM (S)	平均粒径 (cm)

QQ(X)	クラス分け代表流量
H1(X)	ある代表流量QQ(X)の時の15.0kの出発水位
H6(X)	堰の水位
D(X)	の頻度(日数)
SN	断面数
MN(S)	断面特性組数
TN	計算回数
QN	代表流量組数
AA(J)	U^*/W_o と F の関係
BB(J)	(AA(J): U^*/W_o , BB(J):F)
CC(J)	dm と W_o の関係
EE(J)	(CC(J): dm , EE(J): W_o)
TI	河床変動の時間間隔
ZZ(S)	初期の平均河床高(m)
TFC(S)	DM(S)に対する τ_c
H(S)	水位(m)
B(S)	川幅(m)
A(S)	河積(m')
R(S)	水深(m)
V(S)	平均流速(m/sec)
HE(S)	エネルギー水頭(m)
FR(S)	フルード数
IE(S)	エネルギー勾配(不等流計算)
HE(S)	損失水頭
HE2	下流側断面のエネルギー水頭と損失水頭の和
E	HE2と仮定水位により算出したHE(S)との差
IR(S)	断面Sのエネルギー勾配(流砂量計算)
TF(S)	τ_o
US(S)	U^*
UBW(S)	U^*/W_o
F(S)	U^*/W_o の関数
TFR	τ_o/τ_c
QB(S)	流砂量
QBB(S)	$QB(S) \times 3600$



BETA	補正係数
DQBB(S)	上流側断面と下流側断面の流砂量の差
DQBBSU(S)	DQBB(S)の合計
QBBSUM(S)	S断面の流砂量の合計
AS(S)	上流側断面との間の水面積
DR(S)	河床高変動量
DRSUM(S)	河床高変動量の合計
ZN(S)	変動した河床高(m)
ZZN(S)	初期河床からの河床変動量(m)
SING	堰の所で流砂量が切れるか否かの判定をする。



vii) 計算結果

計算結果は図-12に示す通りである。これによると1年間に約30mm程度堆積することになる。

掘削箇所における堆積は実験結果と同様に砂推状となつて進むことがわかる。

また、掘削箇所の堆積高は18.0kの水位が低い場合の平均河床高に等しい。これは流量が少ない場合の方が頻度が多く流砂量に対する影響が大きいために、このような結果になつたと思われる。

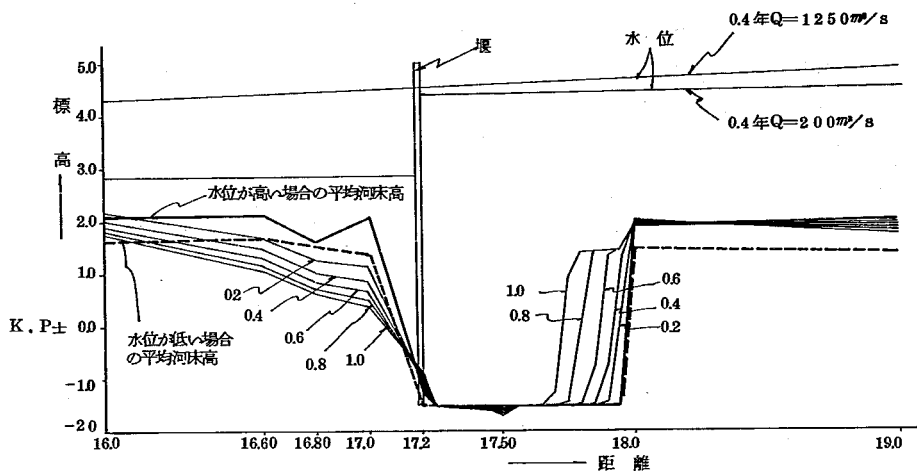


図 - 1 2

5. 結 論

これまでの検討の結果を要約すると

- 1) 新北上川における流砂量公式はLaursen 公式が適している。
- 2) 掘削箇所において堆積は砂堆状となつて進む。
- 3) 掘削箇所の1年間の堆積量は約30万 m^3 程度である。そのため新北上川の場合、掘削工を施工しても掘削箇所を維持するために多額の費用を用するので掘削工の施工は将来計画に対して有効な手段であるとは思われない。

6. あ と が き

本検討を行うにあたり資料を提供して下さいた北上川下流工事事務所に対して謝意を表します。

なお、旧堰撤去にともなう将来河床の予測については別紙「北上大堰（飯野川可動堰）に関する水理検討Ⅳ」を参照されたい。

最後に本検討は昭和43年度に土木研究所河川研究室において実施したものである。実験および解析には下記のものがあつた。

河川研究室研究員 石 崎 勝 義
本 間 勝 一


```

1
2
3
4 begin
5   comment R. SHIN KITAKAMI kussaku kasho no taishek1 keisan;
6   real Q,E,N,HE2,TFR,W,DA,DB,TS,SUMA,SUMB,DB1,DATE,SAMHR,QL,N1,N2,N3,Q1,Q2,NON1,NON2,NUQ,C,A,P,
7   TI,BETA,SING;
8   integer S,M,J,SN,J,I,T,TN,MM,BLOCK,K,LINE,P,LD,SS,QN,XI
9   array H,B,A,R,V,HE,FR,IE,L,DHE,TF,TFC,AAT,F,BBT,QB,NU,DM,DQBBSU,QBBSUM,DRSUM,AS,ZN,HS,QBB,UQBB,
10  ZZ,ZZN,DR,US,USC,UBW,W0,RH,IR[1:40],HC,BC,AC[1:40,1:25],AA,BB,Q0,H1,H6[1:1
11  0],CC,EE[1:4];
12   integer array MN,D[1:40];
13
14   procedure P1;
15   begin
16     PRINTS('#####S#####NO#####L#####HC#####BC#####AC#####ZO');
17     CRLF(1); LINE=LINE+1;
18   end;
19
20   procedure NP1;
21   begin
22     LINE=LINE+1;
23     if LINE=LINE+60*60 then begin NEWPAGE; P1; end;
24   end;
25
26   procedure P3;
27   begin
28     PRINTS('#####YEAR#####NO#####DQBBSUM#####QBBSUM
29     #####DRSUM#####HC1#####ZN#####ZN-ZO');
30     CRLF(1); LINE=LINE+1;
31   end;
32
33   procedure NP3;
34   begin
35     LINE=LINE+1;
36     if LINE=LINE+60*60 then begin NEWPAGE; P3; end;
37   end;
38
39   procedure HRET;
40   begin
41     L1:
42     if H[S]<HC[S,1] then begin PRINTS('H#IS#SMALL'); SPACE(3);
43       PRINTS('S='); PRINTI(2,S); SPACE(3); PRINTS('HC=');
44       PRINTF(2.2,HC[S,M]); SPACE(3); PRINTS('H='); PRINTF(2.2,H[S]);
45       CRLF(1); E=0.0; go to END; end;
46     for M=1 step 1 until MN[S]-1 do
47       if (HC[S,M]<H[S]) ^ (HC[S,M+1]>H[S]), then
48       begin
49         L2: R[S]=(HC[S,M+1]-BC[S,M])/(HC[S,M+1]-HC[S,M])*(H[S]-HC[S,M])
50           +DC[S,M];
51         L3: A[S]=(AC[S,M+1]-AC[S,M])/(HC[S,M+1]-HC[S,M])*(H[S]-HC[S,M])

```

```

51         +AC[S,M];
52         go to LC;
53     end;
54     JI=MN[S];
55     B[S]=RC[S,JI];
56     L4:
57     A[S]=AC[S,JI]+(H[S]-HC[S,JI])*BC[S,JI];
58     LC:
59     R[S]=A[S]/B[S];
60     V[S]=Q/A[S];
61     HE[S]=H[S]+V[S]*2/19.0;
62     L5:
63     FR[S]=V[S]/SQRT(R[S]*9.8);
64     end;
65
66     procedure SUIKEISAN;
67     begin
68         L6:
69         for S=1 step 1 until SN do
70             begin
71                 if ((S=1) v ((SING>0.0) ^ (S=6))) then go to L30 else H[S]=H[S-1]+R[S-1]+
72                 S.0;
73                 L30:
74                 for J=1 step 1 until 100 do
75                     begin
76                         HRET;
77                         if FR[S] > 1.0 then
78                             begin
79                                 for J=1 step 1 until 40 do
80                                     begin
81                                         if ABS(FR[S]-1.0) < 0.02 then go to LH;
82                                         E=(1.0-FR[S])*R[S]+2.5*R[S]*2.0/Q;
83                                         H[S]=H[S]-E*0.5;
84                                         HRET;
85                                     end;
86                                 LH: PRINTS('SUPER#FLOW'); CRLF(1);
87                                 E=0.0; go to LF;
88                             end;
89                         if ((S=1) v ((SING>0.0) ^ (S=6))) then
90                             begin
91                                 E=0.0; go to LF;
92                             end;
93                         SS=S-1;
94                         L8: IE[S]=(N*Q)+2/2.0*(1.0/(R[S]+(4.0/3.0)*A[S]+2)+1.0/(R[SS]+(4.0/3.0)
95                             *A[SS]+2));
96                         DHE[S]=IE[S]*(L[S]-L[SS])*1000.0;
97                         HE2=HE[SS]+DHE[S];
98                         E=HE2-HE[S];
99                         if ABS(E)<0.01 then
100                             LF: go to LD;

```

```

101      H[S]:=H[S]+E*0.5;
102      end;
103      LD:
104      end;
105      end;
106
107      procedure RYUSAKEISAN;
108      begin
109          for S=2 step 1 until SN do
110              begin
111                  IR[S]:=(N*Q)+2.0/(R[S]+(4.0/3.0)*A[S]+2.0);
112                  TF[S]:=IR[S]*R[S]+98000.0;
113                  US[S]:=SQRT(TF[S]);
114                  for J=1 step 1 until 3 do
115                      begin
116                          if (CC[J]<DM[S])^(CC[J+1]>DM[S]) then
117                              begin
118                                  WU[S]:=(EE[J+1]-EE[J])/(CC[J+1]-CC[J])*(DM[S]-CC[J])+EE[J];
119                              end
120                          go to LA;
121                      end;
122                  end;
123              LA:
124                  URW[S]:=US[S]/WU[S];
125                  for J=1 step 1 until 9 do
126                      begin
127                          if (AA[J]<URW[S])^(AA[J+1]>URW[S]) then
128                              begin
129                                  F[S]:=(BB[J+1]-BB[J])/(AA[J+1]-AA[J])*(URW[S]-AA[J])+BB[J];
130                              end
131                          go to LR;
132                      end;
133                  end;
134              LB:
135                  TFR:=TF[S]/TFC[S];
136                  ALP:=(0.25*DM[S]+(1.0/6.0)/6.75/N)+2;
137                  if ((SING>0.0)^(S=0)) then
138                      begin
139                          QB[S]:=0.0;
140                          QBB[S]:=0.0;
141                          go to L35;
142                      end;
143                  BETA:=1.24;
144                  QB[S]:=(DM[S]/R[S]/100.0)+(1.0/6.0)/265.0/0.04/1.65*(1.0-1/TFR)*F[S]*IR[S]
145                  *Q*BETA;
146                  if QB[S]<0.0 then QB[S]:=0.0;
147                  QBB[S]:=QB[S]*3600.0;
148                  L35:
149                  end;
150              end;

```

```

151
152      comment US/W0 to F, AA--US/W0, BB--F;
153      I:=0;
154      for C=0.01,0.4,0.8,1.5,2.5,20.0,40.0,60.0,150.0,1000.0 do
155      begin
156          I:=I+1;
157          AA[I]:=C;
158      end;
159
160      I:=0;
161      for C=3.5,8.0,13.0,20.0,40.0,5000.0,14000.0,20000.0,33000.0,55000.0 do
162      begin
163          I:=I+1;
164          BB[I]:=C;
165      end;
166
167      comment DM to W0, CC--DM, EE--W0 (cm);
168      I:=0;
169      for C=0.02,0.034,0.05,0.077 do
170      begin
171          I:=I+1;
172          CC[I]:=C;
173      end;
174
175      I:=0;
176      for C=1.0,3.7,7.2,13.0 do
177      begin
178          I:=I+1;
179          EE[I]:=C;
180      end;
181
182      READ(SN);
183      LINE:=0;
184      NEWPAGE;
185      P1;
186      for S=1 step 1 until SN do
187      begin
188          READ(N0[S],L[S],MN[S]);
189          SPACE(3); PRINTI(3,S); PRINTF(3.2,N0[S]); PRINTF(3.2,L[S]);
190          for M=1 step 1 until MN[S] do
191          begin
192              READ(HC[S,M],BC[S,M],AC[S,M]);
193              PRINTF(2.3,HC[S,M]); PRINTF(4.3,BC[S,M]); PRINTF(5.3,AC[S,M]);
194              if M=MN[S] then begin
195                  J:=MN[S];
196                  ZZ[S]:=HC[S,J]-AC[S,J]/BC[S,J];
197                  PRINTF(2.3,ZZ[S]);
198              end;
199              CRLF(1); NP1; SPACE(27);
200          end;

```

```

201      CRLF(1); NP1;
202      end;
203      NEWPAGE;
204      LD=0;
205      PRINTS('####NO####DM####TFC#####NO####DM####TFC');
206      CRLF(1);
207      for S=1 step 1 until SN do
208      begin
209          READ(DM[S]);
210          TFC[S]:= if 0.0565<DM[S] then (55.0*DM[S]) else (8.41*DM[S]+(11.0/32.0));
211          PRINTF(2.1,NO[S]); PRINTF(1.4,DM[S]); PRINTF(2.4,TFC[S]); SPACE(5);
212          LD=LD+1; if LD=LD+2*2 then CRLF(1);
213      end;
214      LINE=0;
215      NEWPAGE;
216      READ(TN);
217      T=1;
218      RSTART;
219      READ(N);
220      L60;
221      READ(QN);
222      for X=1 step 1 until QN do
223          READ(QQ[X],H1[X],H6[X],D[X]);
224      L70;
225      for S=2 step 1 until SN do
226      begin
227          DQBB[S]=0.0;
228          QBB[S]=0.0;
229          DRSUM[S]=0.0;
230      end;
231      for X=1 step 1 until QN do
232      begin
233          Q=QQ[X];
234          H[1]=H1[X]; H[6]=H6[X];
235          if H[6]>1.5 then SING=1.0 else SING=-1.0;
236          SUIKEISAN;
237          RYUSAKEISAN;
238          for S=2 step 1 until SN-1 do
239          begin
240              if (SING>0.0)^(S=6) then begin DQBB[6]=QBB[7]; go to L102; end;
241              if (SING>0.0)^(S=5) then begin DQBB[5]=-QBB[5]; go to L102; end;
242              DQBB[S]=QBB[S+1]-QBB[S];
243          L102;
244              SS=S+1;
245              J=MN[S];
246              AS[S]=RC[S,J]*(L[SS]-L[S])*1000.0;
247          L200;
248              TI=0.02;
249              DR[S]=DQBB[S]/AS[S]/0.6;
250              DQRRSU[S]=DQRRSU[S]+DQBB[S]*D[X]*24.0*TI;

```

TOSBAC-3400 TOPS-14 VERSION 1 GENERATED

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

```

251      L101:
252      QBRSUM[S]:=QBRSUM[S]+QBB[S]*D[X]*24.0*TI;
253      DRSUM[S]:=DRSUM[S]+DR[S]*D[X]*24.0*TI;
254      L100:
255      end;
256      end;
257      for S=2 step 1 until SN-1 do
258      begin
259          J=MN[S];
260          for M=1 step 1 until J do
261              HC[S,M]:=HC[S,M]+DRSUM[S];
262          ZN[S]:=HC[S,J]-AC[S,J]/BC[S,J];
263          ZZN[S]:=ZN[S]-ZZ[S];
264      end;
265      P3;
266      L80:
267      for S=2 step 1 until SN-1 do
268      begin
269          if (S=2) then PRINTF(2.2,T/50.0) else SPACE(8);
270          PRINTF(2.2,N0[S]);
271          PRINTR(5,QBRSUM[S]);
272          PRINTR(5,QBRSUM[S]);
273          PRINTR(5,DRSUM[S]);
274          PRINTF(2.3,HC[S,1]);
275          PRINTF(2.3,ZN[S]);
276          PRINTF(2.3,ZZN[S]);
277          CRLF(1); NP3;
278      end;
279      if T=TN then go to END;
280      T=T+1;
281      if T=T+25+25+1 then go to L60 else go to L70;
282
283      END:
284      end;

```

Ⅲ 水門下流の減勢について

北上大堰（飯野川可動堰）に関する水理検討Ⅲ 水門下流の減勢について

1 水門下流の流況と問題点

はじめに水門下流の流況について考察し、各流況に関する問題点を明らかにする。これらの問題点につき次章以下において検討することにする。

1-1 水門及水たたきの諸元について

北上川飯野川可動堰の水門及水たたきに関する諸元は図1-1のようである。いま問題となる低水路についてみると巾50mの水門が3連となつている。水門の下流側約65mはコンクリート水たたきとなつておりそれより下流約30mにコンクリートブロック、更に30mの粗朶沈床を設けている。これらの敷高はK.P-1.5mであつてこの附近の現状の平均河床高K.P.1.0mにくらべて約2.5m低くなつている。しかし現在の河床高は15.0kにある現堰によつて維持されているものであり、新堰の完成をまつて、現堰が撤去される将来には当然河床の低下が予想されるものである。現堰の下流側では河床高はK.P-1.0m程度であつて感潮区間となつている。新堰完成後にはおそらく堰下流側が感潮区間になるものと思われる。現堰の場合せき下流の水位は、低潮時にK.P.0.6m、平均潮位のとときK.P.1.2m程度とされており、新堰の下流側の水位もこの程度の値が予想される。以上は流量が小さい場合であつて流量が大きいときは当然せき下流の水位も高くなる。

次に水門の操作を見ると流量が小さいときはゲートを閉じ流れはフラップより落下させている。しかし流量800m³/sec以上になると水門を開く。水門敷高、水たたき高さは同一であるから水門が完全に水面から離れるときの流れは普通の河道部分の流れと殆んど同一になる。

ゲートを開く途中ではゲート下部から自由流出又はもぐり流出で流れが流出する。ゲートを開く前の水位はかんがい期でK.P.4.4mとなつている。非かんがい期ではこれより低くなる。

なお北上川の計画洪水流量は6,500 m³/sec、このとき水門地点での計画洪水水位はK.P.9187mとなつている。

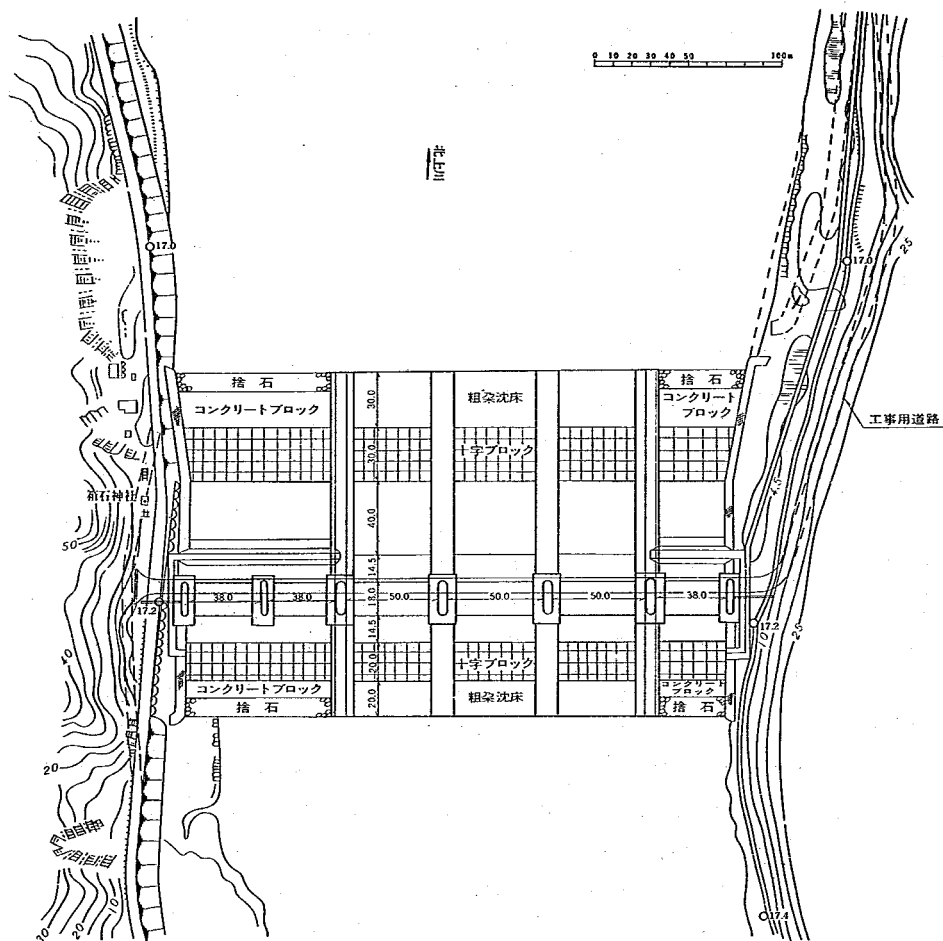


図 1-1 北上大堰平面図

1-2 水門下流の流況

水門下流の流況を定める条件としては上流側水位、水門開度、下流側水位の三者がある。流出する流量はこれらの条件から決定される。水門下流の減勢が問題となるのは水門の半開時であつて上流側水位の高い時である。そこで以下の検討は上流側水位を K. P. 4.4 m として行ふ。

いまゲートの開度を A とすると流れの収縮のために下流の水脈は μA となる。又上下流の水位差を h とすると流速は $\sqrt{2gh}$ となる。

ゲートの直下流で流れが射流であると考えてその共役水深 $\frac{\mu A}{2}(\sqrt{8F^2+1}-1)$ が下流水深 h_2 より大きいときは露出射流のかたちで流下し(自由流出)、共役水深が下流水深より小さい

ときは露出状態とはならず、もぐり状態になる（もぐり流出）（図1-2）。

図1-3は下流水位及ゲート開度をいろいろ変えてそのとき生じる流出の様子を調べたものである。いま下流水位を一定としてゲート開度を次第に大きくしていくときの流出状態をみると、ゲート開度が小さいときにもぐり流出となる。ゲート開度がある大きになると自由流出となる。しかし露出射流の距離は小さく、わずかな距離を射流で流下するだけですぐ跳水をおこし水たたき上で下流水位に接続することになる。ゲート開度がもつと大きくなると露出射流の距離が長くなりついには跳水位置が水たたきより下流に移ることになり、河床保護の強さが比較的小さい十字ブロック又は粗朶沈床上で跳水をおこすことになり危険な状態となる。従つて一定の下流水位に対して跳水位置を水たたき上におさめるためにはゲート開度の大きさに一定の限界が存在することになる。図1-3に示した添字（下側）は上流水位K.P. 4.4 mの場合につき、下流水位、開度を変化させたときの跳水位置と水門位置の距離を示したものである。これを見ると例えば下流水位0.6 mの場合跳水が水たたき上におさまるのはゲート開度が0.6 mまでであつて、許される最大の流量は $56.27 \text{ m}^3/\text{sec}$ ということになる。このような許容流量を下流水位のいろいろな値について求めてみると図1-4に示した如くであつて下流側水位が大きいほど許容流量も大きくなることがわかる。下流水位が高いときはかなりの流量を流出させても安全であるが下流水位が低いときは流出させることのできる流量が小さく、この点が問題である。この対策として水たたき長さを大きくすることと下流水位を放流等によつて高めることの二点が考えられる。後者の場合は水門の操作が中心となるが飯野川可動堰の場合操作の自由度が比較的大きいので場合によつては水門の操作を適切に行うことによつて現在計画している水たたき規模でも流れを安全に流下させることが出来るかも知れない。もちろんこのことは水門の操作を適切に行うための体制が用意されることを前提にしている。この問題は第2章において検討される。

以上は自由流出の場合の問題点であるが、もぐり流出の場合にはいわゆる潜流が問題となる。すなわち水門下側から噴出する高速の流れが河床附近をそのまま進む現象である。もちろん噴流は河床面の摩擦抵抗を受けるとともに水脈が上方にも拡がるので水門から下流にゆくに従つてその流速は次第に減ずることになる。しかしこのような減勢の様子は水門開度、上下流水位によつてかなり異なる。従つていろいろな条件の下で水たたき終端附近で減勢が充分に行われているかどうかを検討することが必要になる。この検討は第3章において行う。

以上のような自由流出ともぐり流出の中間的な領域においては水門下流附近の流況が不安定であり変動がはげしい。このため水門の振動がはげしくなり操作上危険な状態が生じる。いま水門の開度を一定にして下流水位を徐々に上げてゆくと水門下流の流れは始め自由流出であつたものがもぐり流出にかわる。水理実験¹⁾によるとゲートの振動の激しくなるのは流れが自由流出からもぐり流出にかわる下流水位の値から50 cm程度上昇するまでの間とされており、このことは水門の操作の際に当然考慮に入れることが必要と思われる。図1-3においてこの

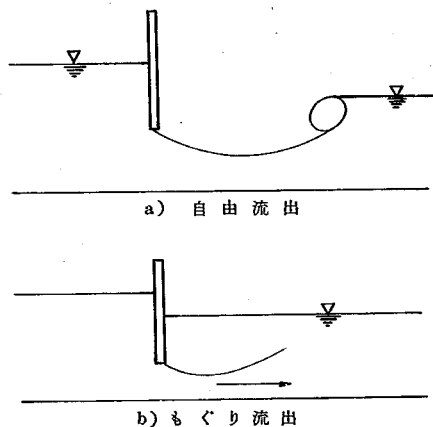


図-1-2 流れのパターン

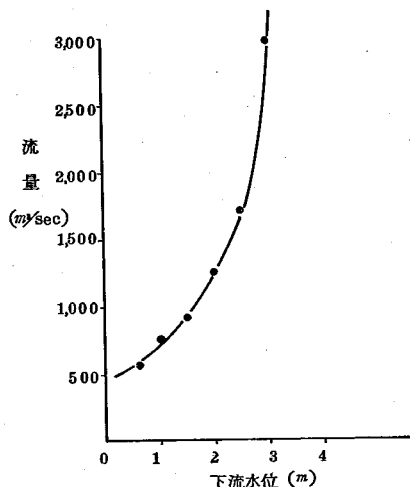


図-1-4 下流水位と許容流量との関係

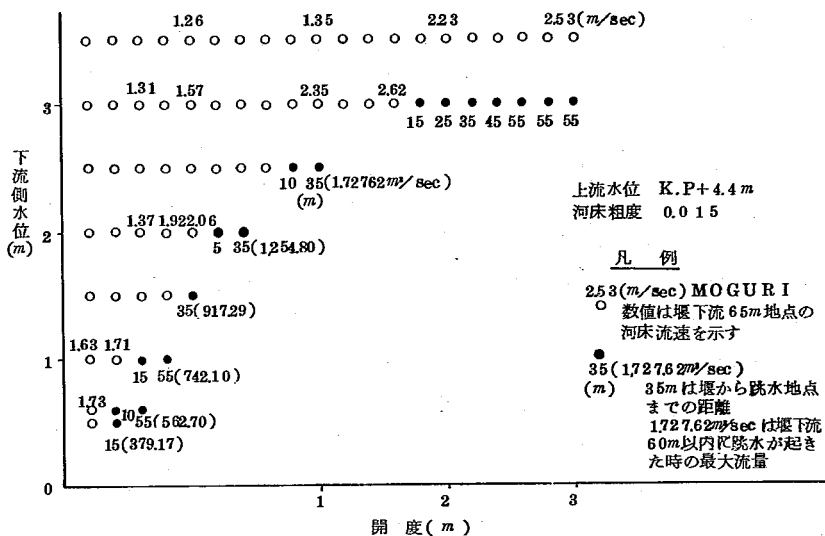


図-1-3 水門下流の流況

範囲を図示しておいた。

一般に水門や堰の水たたきの下流側では河床の低下が生じ局所的な洗掘問題が発生することもある。このような洗掘問題は、その発生機構が明らかでないが水路実験の結果を中心に考察をすすめた結果跳水が水たたき内におさまる場合には極端な洗掘の発生は防止できるとの見通しを得た。この検討は第4章において行う。

以上の検討を通じ飯野川可動堰の水門下流の減勢に関しては水門の操作に多少の考慮を加えることによつて現在の計画案のままでも安全性に支障がないとの結論に達した。

2 跳水の検討（水門操作によるコントロール）

前章に述べたように自由流出の場合には下流水位が高いほど多くの流量を安全に放流することが出来る。従つて下流水位は高いほど望ましい。この章は水門の操作によつて下流水位を高め、これによつて逐次許容流量を大きくしようとする検討である。

2-1 計 算 方 法

不定流の一般式は次の二式で表わされる。

$$\frac{\eta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha}{g} v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2}{R^3} v^2 = 0 \quad (2-1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (Av)}{\partial x} = 0 \quad (2-2)$$

ここに H : 水深, v : 平均流速, R : 径深, A : 断面積, α , η : 流速分布状態によるエネルギーの補正係数

今回検討する流れの F_r 数は 0.5 程度以下であつて速度水頭の大きさの変化が水位, エネルギー損失にくらべて小さいので (2-1) 項において第2項を neglect する。又計算の便宜上第1項を省略する。この省略は後に述べるように結果が安全側になるように影響する。以上の省略により (2-1) 式は次のようになる。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2}{R^3} v^2 = 0 \quad (2-3)$$

ここで平均流速 v の代りに $Q = A v$ をとり $\frac{\partial A}{\partial t} = B \frac{\partial H}{\partial t}$ であることを考えると今回の計算の基礎式は次のようになる。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2}{R \frac{4}{3} A^2} Q^2 = 0 \quad (2-4)$$

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2-5)$$

計算を行うときの差分式は図 2-1 において次のようになる。

$$\frac{1}{\Delta x} (H_{i+1,j} - H_{i,j}) + \frac{n^2 Q_{i+\frac{1}{2},j}^2}{\left\{ \frac{R(H_{i+1,j}) + R(H_{i,j})}{2} \right\}^{\frac{4}{3}} \left\{ \frac{A(H_{i+1,j}) + A(H_{i,j})}{2} \right\}^2} = 0$$

$$\frac{1}{\Delta x} (H_{i,j} - H_{i-1,j}) + \frac{n^2 Q_{i-\frac{1}{2},j}^2}{\left\{ \frac{R(H_{i,j}) + R(H_{i-1,j})}{2} \right\}^{\frac{4}{3}} \left\{ \frac{A(H_{i,j}) + A(H_{i-1,j})}{2} \right\}^2} = 0$$

$$\frac{B_{i,j}}{\Delta t} (H_{i,j+1} - H_{i,j}) = \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+\frac{1}{2},j} - Q_{i-\frac{1}{2},j})$$

2-2 計算条件と計算結果

以上の基礎式に基いて水門からの放流による下流水位の上昇を求める。計算は土木研究所の TOSBAC 3400 によつた。

計算区間と計算間隔

計算区間は河口より堰地点 (17.0 k) までとしこの間を 1 Km 毎にわけて水位計算点とした。又計算の対象の時間は 17.0 k において水位が 4.5 m 程度になるまでを考えた。計算の時間間隔は 2.0 秒とした。

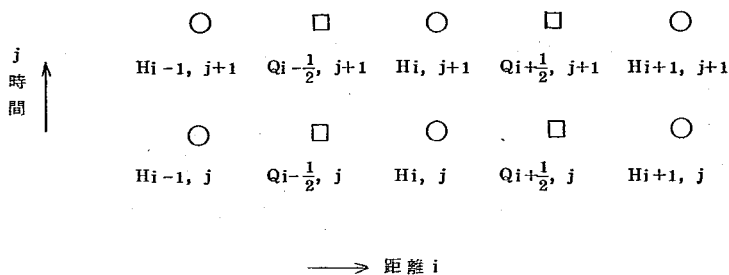


図-2-1

計算の初期条件

計算の初期条件としては水門の操作について最も厳しい状態として下流側の水位をすべて干潮位 $K.P. 0.6\text{ m}$ に等しいとおいた。

計算の境界条件

下流端 (OK) の水位を常に $K.P. 0.6\text{ m}$ に等しいと置いた。これは実情と必ずしも一致しないかも知れないが安全側の仮定である。

上流端においては各時刻について放流量 $Q_{17+\frac{1}{2}, j}$ を与える。

断面資料

各断面における流積、河巾、径深と水位の関係は北上川の不等流計算に用いている特性をそのまま用いた。しかし 15 k , 16 k , 17 k の河床高は可動堰完成後低下することが予想されるのでこの区間は巾 150 m , 河床高 1.0 m の長方形断面を与えることにした。

粗度係数 n は 0.028 とした。

放流量

上流端で与える放流量は下流水位を高めるためには多いほどよい。従つてその時点における下流水位に応じた許容流量を与えることにする。しかしゲートの開度をあまり厳しく運転することは無理かも知れないので一たん開度を設定してから 20 分間はそのままの流量を放流し 20 分後にあらためて放流量をそのときの下流水位に応じた流量にかえることにした。下流水位と流量の関係は第1章で求めたものを用いる。

計算結果

計算結果を流量、水位について図示すると図 2-2, 2-3 のようになる。流量をみると計算の初期に不安定をおこしていることがわかるがこれは水面勾配が 0 のためであつて水面勾配が大きくなるに従つて計算は安定に向うようになる。

又水位をみると約 20 分で 17 k 水位が 2 m に達し, 40 分後には約 3 m に達することがわかる。従つて放流によつて下流水位は容易に上昇し許されるゲート開度の範囲が増すことがわかる。 40 分後に放流可能な流量は約 $3,000\text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

なおこのときの水位をみると河道の下流部分では水面は殆んど水平であり、放流の伝播が下流に及んでいないことがわかる。

今回の計算では (2-1) 式において慣性項とよばれる第1項を省略したが、この項は放流の伝播を遅くさせるように働くのでもしこの項を付加えるならば 17 k 地点の水位の上昇は更に大きくなることが予想される。

以上の検討によつて潮位が低い場合でも放流の初期にゲートの操作を慎重に行えば現在計画している水たき長さでも安全であることがわかる。

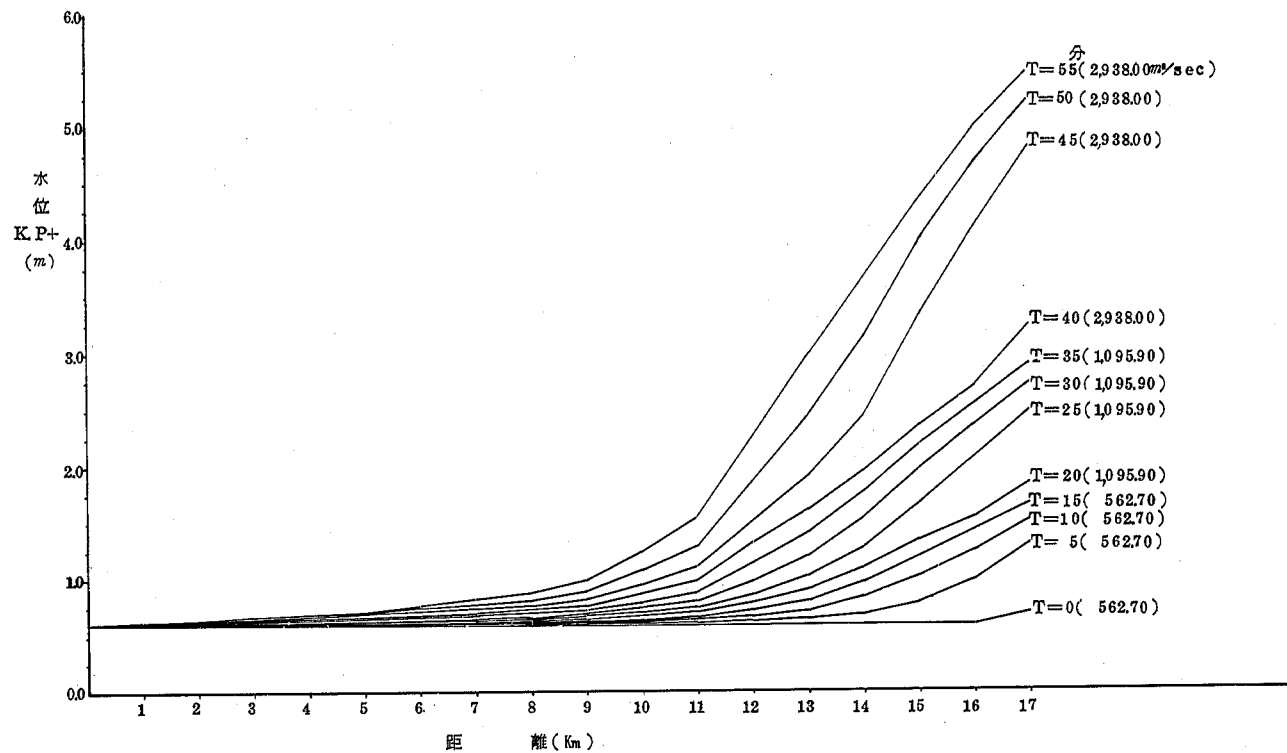


図-2-2 北上川ゲート操作に伴う水位変化

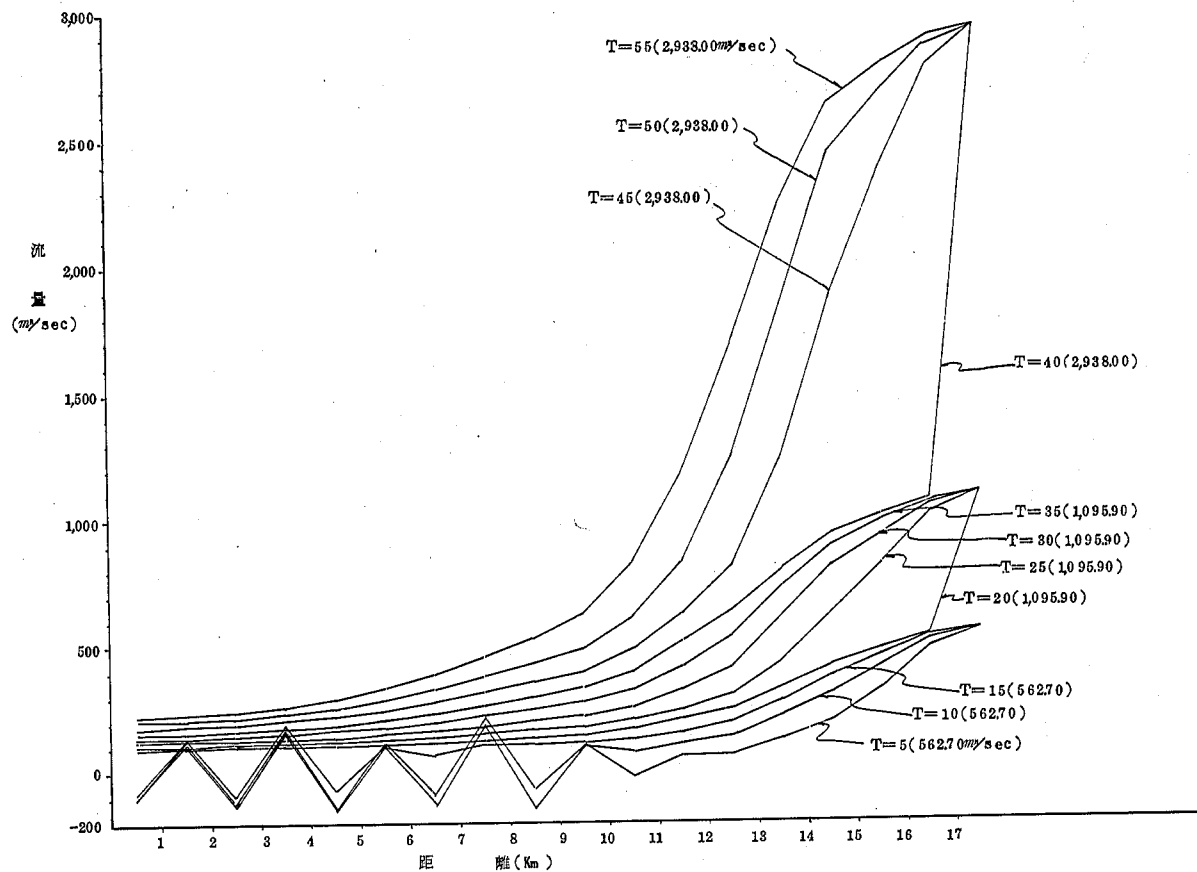


图 - 2 - 3

3 潜流について

水門から噴出して河床附近を進む速度の大きい流れ、いわゆる潜流は wall jet と取扱う

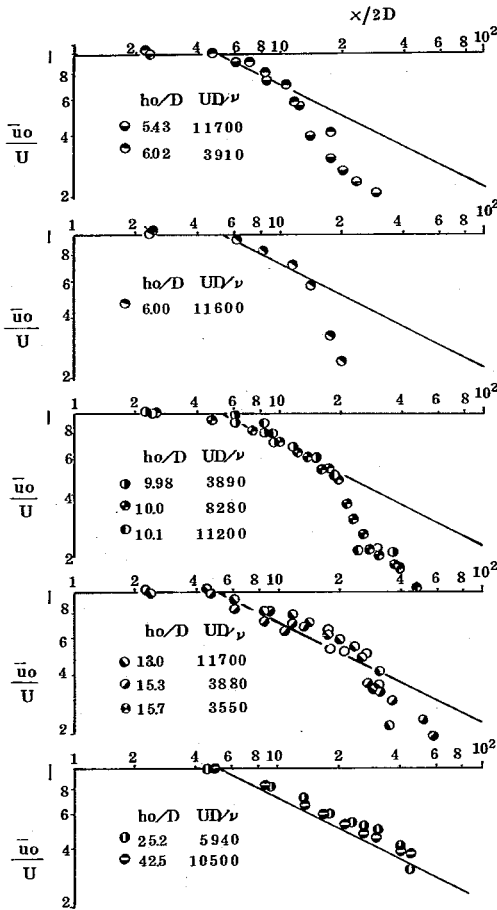


図-3-1 $\bar{u}_0/U$ と $x/2D$ との関係

ことが出来る。潜流の流速の低減は wall jet の減衰とみなすことが出来る。この種の研究として土屋義人氏の wall jet の研究²⁾がある。土屋氏は $50 \times 25 \times 450 \text{ cm}$ の片面ガラス張り鋼製水路において水門開度 0.56, 1.08 cm の場合につき種々の実験を行い、外径 0.07, 0.2 cm のビーター管を用いて流速の測定を行つた。このうち河床附近の最大流速に関する実験結果を示すと図 3-1 のようである。ここに U は水門出口附近の初期流速、 $\bar{u}_0$ は水門下流の各地点におけるその断面内の最高流速、 x は水門から下流に向つて測つた距離、 D は水門出口附近の水脈巾であつて開度の 0.6 倍程度の値、 ho は下流水深である。図中の直線は Albertson が Free jet の実験で求めた結果である。実験値をみると Wall jet の場合にも初期の流速が殆んど維持される領域 (Zone of flow establishment) と最大流速が距離の平方根に反比例して減少する Zone of established flow の領域が存在することがわかる。しかし Wall jet の場合には $x/2D$ が大きく

なると最大流速の減少の割合が大きくなり free jet にくらべて流速が小さくなる領域に入ることである。この原因は河床附近の境界層の発達のためであつて抵抗法則を適切に見積ることによつてこの現象の生じる境界を説明しようとしている。

そこで今回はこの実験によつて飯野川可動堰の水たたき末端の潜流の大きさを計算してみる

と表 3-1 のようである。図 1-3 におけるもぐり流出の場合の添字はこの値を示す。これを見ると水たたき末端における河床附近の流速は 2.6 m/s 程度であつて計画洪水時の流速約 25 m/sec と比較すると潜流の大きさはこれと同程度である。従つて現在計画している水たたきの長さは潜流に関しても充分であつてとくに潜流防止の構造物を考える必要はないと思われる。

表 3-1 堰下流 6.5 m 地点の河床・流速
上流水位 $K.P+4.40 \text{ m}$

下流水位 h_g ($\text{kp}+\text{m}$)	開 度 A (m)	ヘッド (m)	U (m/sec)	水脈巾 D (m)	流 量 Q (m^3/sec)	$32.5/D$	h_o (m)	h_o/D	$\bar{U}_o/U$	$(\bar{U}_o)^{65}$ (m/sec)
0.6	0.2	3.8	8.64	0.12	155.5	270.8	2.1	17.5	0.20	1.73
1.0	0.4	3.4	8.15	0.24	293.4	135.4	2.5	10.4	0.21	1.71
"	0.2	"	"	0.12	146.7	270.8	"	20.8	0.20	1.63
2.0	1.0	2.4	6.87	0.60	618.3	54.17	3.5	5.8	0.30	2.06
"	0.8	"	"	0.48	494.6	67.71	"	7.3	0.28	1.92
"	0.6	"	"	0.36	371.0	90.28	"	9.7	0.20	1.37
3.0	2.6	1.4	5.23	1.56	1223.8	20.8	4.5	2.9	0.50	2.62
"	2.0	"	"	1.20	941.4	27.1	"	3.8	0.45	2.35
"	1.0	"	"	0.60	470.7	54.2	"	7.5	0.30	1.57
"	0.6	"	"	0.36	282.4	90.3	"	12.5	0.25	1.31
3.5	4.0	0.9	4.21	2.40	1515.6	13.5	5.0	2.1	0.60	2.53
"	3.0	"	"	1.80	1136.7	18.1	"	2.8	0.53	2.23
"	2.0	"	"	1.20	757.8	27.1	"	4.2	0.44	1.85
"	1.0	"	"	0.60	378.9	54.2	"	8.3	0.30	1.26

4 水たたき下流の洗掘問題

せき、床固め等の下流では水たたき（河床をコンクリート、ブロック等により保護している部分）の下流側で洗掘又は河床低下が生じエブロン等の維持に苦心する例が多い。

しかし河床低下又は洗掘問題はその機構が明らかでなく、従つてその対策も経験なものにな

らざるを得ない現状である。

飯野川可動堰の場合、可動堰の全閉又は半開時には上流から流送されてくる土砂は全て水門の上流側に堆積するはずである。すなわち流れは水門のごく近くの水たたき上では掃流力が大きい。水たたき上流端附近の掃流力はせき上げのため非常に小さくて土砂を輸送することが出来ない。結局水門を通過する流れは掃流力こそ大きい。土砂の供給を受けないので殆んど土砂を含まないものとなるはずである（図4-1）。この流れは水たたきから土砂の露出している部分に移った所で河床から土砂の補給を受け、その掃流力に見合う土砂を下流に運ぶことになる。従って水たたき下流側の河床は土砂の供給輸送のバランスの観点からみて低下傾向を示すことになる。しかしこのような意味での河床低下は一定の限度がある。それは洪水時に水門が引き上げられたとき上流に堆積した土砂が流送されてきて流送能力の小さい河床の低い部分に堆積することと、河床からの土砂流出のためには土砂が輸送可能でなければならず、ある程度河床が低下すると土砂が輸送不能になつて河床低下が停止するからである。

土砂の供給、輸送の不均衡に基く河床低下は上に述べた如くそれほど問題とは思われない。

一方水たたき末端において渦等によつてひき起される局所的な洗掘は場合によつてはかなり問題である。

いま初期河床と同じ高さに水たたきを設置して種々の下流水位、流量を与えて河床の洗掘状態を観察すると次のようなことがわかる⁸⁾

(1) 水たたき下流ではある程度洗掘が進行すると底渦（横断方向の軸をもつた渦）が発生する。河床の土砂は洗掘部では底渦によつて下流から上流へ運ばれる。深ぼれ部の上流端まで運ばれた土砂は渦によつてまき上げられ、主流によつて下流に流下するが、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（図4-2）。

(2) 下流水位が低いときは強烈な底渦が発生し深ぼれ部の上流側の河床勾配が非常に大きくなる。はなはだしい場合は水たたきの下側がえぐられることもある。すなわち深ぼれはWall jet による高速流によつて発生するものではなく底渦によつて洗掘が進行するのである。このような底渦は時間的に一定のものではなく場所的にも時間的にも非常に変動が大きい。

（図4-3）

(3) 下流水位が高いときは水たたき下流端から下流に行くに従い徐々に河床が洗掘されていく。水たたき下流でただちに深掘部が生じることはない。（図4-4）

以上のように水たたき下流の洗掘現象には図4-3の如く水たたき末端で直ちに深ぼれを生じる場合と図4-4の如く水たたき末端から次第に深さを増すものとの2つの形態のあることがわかる。このうち前者は直接水たたきの破壊に結びつくものであつて非常に危険である。そこで次に2つの形態が生起する条件について検討をしてみる。

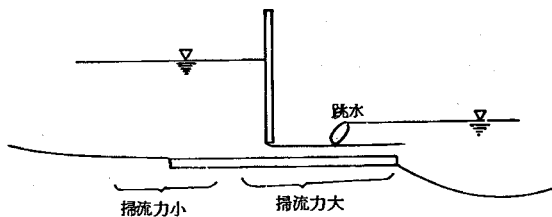


図 4 - 1

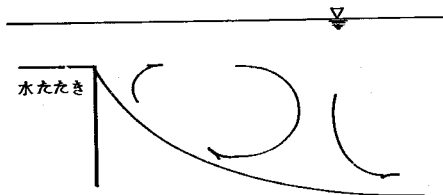


図 - 4 - 2 流況概念図

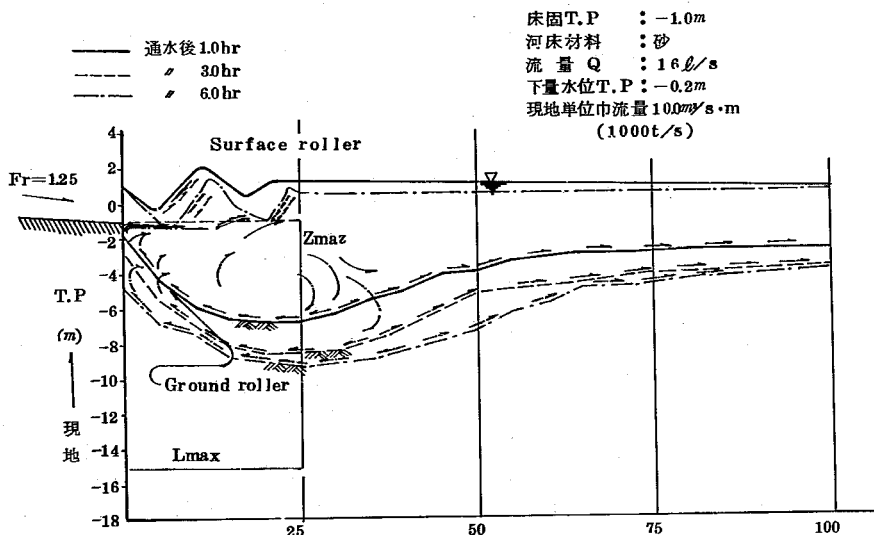


図 - 4 - 3 流況 - 時間変化図

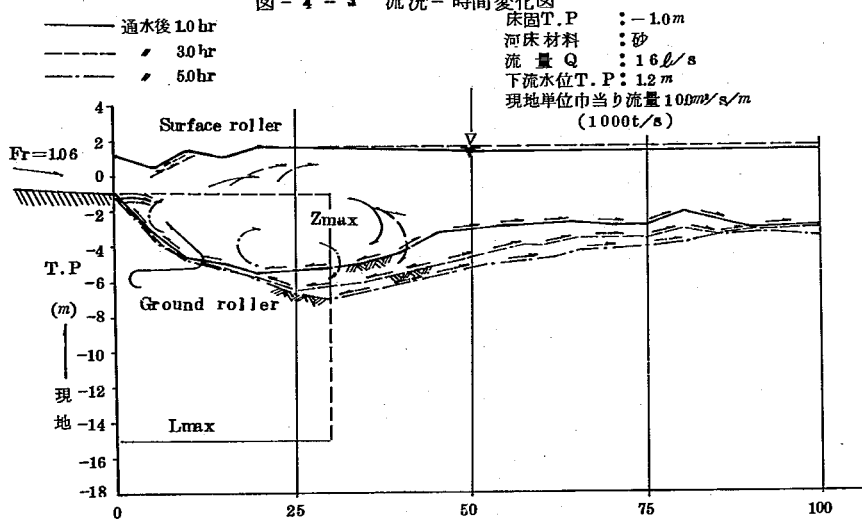


図 - 4 - 4 流況 - 時間変化図

表4-1は12caseの実験の下流水位と限界水深及下流の洗掘深をまとめたものである。ここで Z_0 とは水たたき末端における洗掘深、 Z_{10} とは水たたきより10m下流地点の洗掘深のことである(図4-5)。

表4-1

case	下流水位 (水たたき 高さを0とす) m	限界水深 (水たたき上) m	水位差 (限界水深 - 下流水位) m	洗掘深 Z_0 m	Z_{10} m
1	1.80	3.43	1.60	-4.0	-8.3
2	1.80	2.82	1.02	-8.1	-8.0
3	1.80	2.10	0.30	-5.3	-5.3
8	3.20	3.43	0.23	-0.5	-6.0
9	1.55	1.35	-0.20	"	-3.1
7	3.20	2.82	-0.38	-0.1	-3.6
4	1.80	1.35	-0.45	-0.2	-2.6
10	2.80	2.10	-0.70	-0.5	-3.0
11	3.90	2.82	-1.08	"	-2.9
6	3.20	2.10	-1.10	-0.2	-2.6
12	4.80	3.43	-1.37	-0.5	-2.8
5	3.20	1.35	-1.85	-0.3	-2.5

この実験は赤川床固めの模型実験として行われたため数値は現地寸法に換算してある。

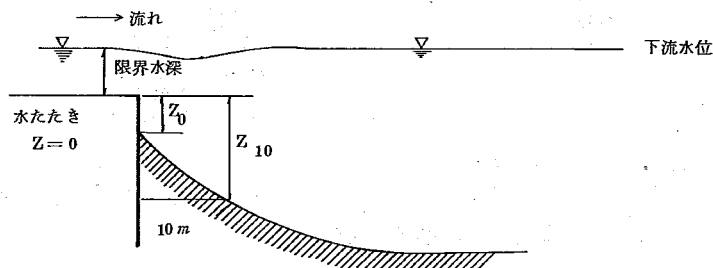


図-4-5

これをみると下流水位と限界水深の差が大きいほど洗掘規模の大きくなっていることがわかる。このうち水たたき末端の洗掘深 Z_0 をみると下流水位が限界水深より低い場合にかぎって大きくなっていることがわかる。下流水位が限界水深より低いときは水たたき末端で大きいエネルギーの損失があることになる。底渦の強さが大きいときは底渦によるエネルギーの損失に見合うエネルギーが主流によつて補給されなければならない、従つて水たたき末端でエネルギー

に差のあるときに限つて底渦の強さが維持されるものと考えられる。このように考えると水たたき末端における洗掘を防止するためには限界水深が下流水位より高くなるような放流を避けなくてはならないことがわかる。

一方2章において跳水をコンクリート水たたき上におさめるための操作を検討したが、このような条件の下では水たたき末端の流れは常流であつて限界水深は必ず下流水位より低いはずである。従つて第2章で考えたような操作を行うかぎり水たたき末端において直ちに深ばれの生じることはないと考えることが出来る。

なお現堰の水たたきの敷高はK.P.Om程度であつて干潮位と同程度であるが新堰の低水路水たたきはK.P-1.5mとなつて干潮位より完全に低くなるので下流の洗掘状態も大いに改善される見込みである。

以上水たたき下流の洗掘に関して、明確な推定は困難であるが直接破壊につながる極端な洗掘は生じないことと、現在のせきの洗掘状態よりは改善されることが予想される。

あ と が き

飯野川可動堰の水門下流の減勢及洗掘問題につき検討した。その結果自由流出の場合、もぐり流出の場合とも現在の計画案が安全であることがわかつた。又水たたき末端の洗掘についても極端な破壊は生じないとの見通しを得た。

この検討は著者等にとつて経験の少ない分野の問題であるため意外な誤りを犯している可能性もあり大方の御批判をお願いしたいと思つている。なお射流の計算及不定流の計算に用いたプログラムをこの報告書の末尾に載せておく。この検討のうち水理計算は矢ヶ崎恒夫（河川研究室）、高島智晴（技術管理室）があたり全体のとりまとめを石崎勝義（河川研究室）が行つた。不定流計算については小池長春（技術管理室）の御指導を頂いた。

参 考 文 献

- 1) 建設技術研究所「飯野川可動堰ゲート水理模型実験報告書」(昭和43年3月)
- 2) 土屋義人「水門下流部における洗掘限界に関する研究」土木学会論文集
第82号(1962)
- 3) 土屋, 須賀「赤川, 新川床固に関する水理検討」土木研究所資料
第403号(1967)

```

/JOB    A010
/TALG
begin

```

```

integer I,J,M,PP,P,ON, TIME;
real DH,N,R,DT,DX,RB,HS1,HS2,HE1,HE2,TS,T,H1,H2,H3,H4,H5,SH,IE;
array HC,AC,BC,FC(0:50,0:50),MN,F,H,Q,B,A(0:50),QC,HHC(1:10);
READ(DT,DX,TS,PP,M,SH,ON,TIME);
if ON=1VON=10 then
begin
  NEWPAGE: PRINTS('◇◇◇◇◇◇◇ KyoKaIJoKen ◇◇◇◇◇◇◇'); CRLF(2);
  PRINTS('DT='): PRINTF(3.2,DT): SPACE(3);
  PRINTS('DX='): PRINTF(4.3,DX): SPACE(3);
  PRINTS('TS='): PRINTF(4.1,TS): SPACE(3);
  PRINTS('PP='): PRINTI(5,PP): CRLF(2); NEWPAGE;
end;
for I:=0 step 1 until M do
begin
  READ(N,MN[I]);
  if ON=10 then
  begin
    PRINTS('NQ='): PRINTI(2,I): SPACE(3);
    PRINTS('N='): PRINTF(1.5,N): SPACE(3);
    PRINTS('MN='): PRINTI(2,MN[I]): CRLF(1);
  end;
  for P:=1 step 1 until MN[I] do
  begin
    READ(HC[I,P],BC[I,P],AC[I,P]);
    R:=AC[I,P]/BC[I,P];
    FC[I,P]:=AC[I,P]/N*R*(2/3);
    if ON=10 then
    begin
      PRINTS('HC='): PRINTR(4,HC[I,P]): SPACE(3);
      PRINTS('BC='): PRINTR(7,BC[I,P]): SPACE(3);
      PRINTS('AC='): PRINTR(7,AC[I,P]): SPACE(3);
      PRINTS('FC='): PRINTR(7,FC[I,P]): CRLF(2);
    end;
  end;
end;
for I:=0 step 1 until M do
begin
  HI[I]:=SH;
end;
J:=0;
HS2:=HI[0];
READARRAY(QC,1,6);
READARRAY(HHC,1,6);
START:
HS1:=HS2;
for I:=1 step 1 until 6 do
  if HHC[I]≤H[M] ∧ H[M]≤HHC[I+1] then
    Q[M]:=(QC[I+1]-QC[I])/(HHC[I+1]-HHC[I])*(H[M]-HHC[I])+QC[I];

```

```

if H[M]<HHC[1] v HHC[6]<H[M] then
begin
PRINTS('DATA*NASHI'); CRLF(2);
PRINTR(5,H[M]); CRLF(1); go to END;
end;
for T=0 step DT until TS-DT/2 do
begin
H[0]:=(HS2-HS1)*T/TS+HS1;
for I=0 step 1 until M do
begin
if HC[I,1]≡H[I]AH[I]<HC[I,MN[I]] then go to LAL
else if H[I]<HC[I,1] then PRINTS('***Hsissssmall***')
else PRINTS('***Hsissssover***'); CRLF(1);
PRINTS('I='); PRINTR(3,I); PRINTS('H='); PRINTR(5,H[I]); CRLF(2);
go to END;
LAL:
for P=1 step 1 until MN[I]-1 do
if (HC[I,P]≡H[I]) ^ (H[I]<HC[I,P+1]) then
begin
F[I]:=(FC[I,P+1]-FC[I,P])/(HC[I,P+1]-HC[I,P])*(H[I]-HC[I,P])
+FC[I,P];
B[I]:=(BC[I,P+1]-BC[I,P])/(HC[I,P+1]-HC[I,P])*(H[I]-HC[I,P])
+BC[I,P];
A[I]:=(AC[I,P+1]-AC[I,P])/(HC[I,P+1]-HC[I,P])*(H[I]-HC[I,P])
+AC[I,P];
end;
end;
for I=0 step 1 until M-1 do
begin
H4:=H[I+1]-H[I];
H5:= if H4<0.0 then -SQRT(ABS(H4/DX)) else SQRT(H4/DX);
Q[I]:=H5*(F[I]+F[I+1])*0.5;
end;
for I=1 step 1 until M-1 do
begin
H[I]:=(Q[I]-Q[I-1])*DT/(B[I]*DX)+H[I];
end;
H[M]:=(Q[M]-Q[M-1])*DT/(B[M]*DX/2)+H[M];
if T-ENTIER(T/300)*300=0 then
begin
NEWPAGE; PRINTS('TT='); PRINTR(5,T); CRLF(2);
SPACE(2); PRINTS('NO.'): SPACE(12); PRINTS('B');
SPACE(12); PRINTS('A'); SPACE(12); PRINTS('R');
SPACE(12); PRINTS('H'); SPACE(12); PRINTS('I');
SPACE(12); PRINTS('Q'); CRLF(2);
for I=0 step 1 until M do
begin
PRINTR(3,I); PRINTR(5,B[I]); PRINTR(5,A[I]);
PRINTR(5,A[I]/B[I]); PRINTR(5,H[I]);
if I=M then SPACE(9) else PRINTR(5,(H[I+1]-H[I])/DX);
PRINTR(5,Q[I]); CRLF(1);
end;
end;

end;

J:=J+1;
if J≠ENTIER(J/PP)*PP then go to LABEL;
PRINTS('T='); PRINTR(4,J); CRLF(1);
PRINTS('—H—'); CRLF(1);
for I=0 step 1 until M do
PRINTR(4,H[I]);
CRLF(2); PRINTS('—Q—'); CRLF(1);
for I=0 step 1 until M do
PRINTR(4,Q[I]);
CRLF(5);
LABEL:
if J≠(TIME/TS) then go to START;
END:
end;

```

/JOB C06804
/TALG

```

begin
  real N,C,H2,Z,DH0,V1,QB,DH2,V2,FR2,RC,E,SM,VM,QUP,H0,NL,HS:
  array H1,A,DH1,Q,L,H,R,V,HF1,FR,IE,HE2,HM1:201:
  integer S,SN,CA,CASE,J:

  N=0.015: C=0.6: Z=-1.50: H0=4.40:
  SPACE(5):
  PRINTS('N='): PRINTF(1.3,N): PRINTS('***C='): PRINTF(1.1,C): PRINTS('***Z=KP'): PRINTF(1.2,Z):
  READ(SN):
  READ(CASE):
  PRINTS('***H0=KP+'): PRINTF(1.2,H0): CRLF(2):

  for H2=0.50 step 0.50 until 5.10 do
  begin
    PAGE(1):
    PRINTS('CASE***H1*****H2*****A*****DH1*****Q*****MOGURI*****L*****FR*****H*****R*****V*****IE'):
    CRLF(1):
    for CA=1 step 1 until CASE do
    begin
      A[CA]=0.2*CA: H1[CA]=Z+A[CA]*C:
      PRINT(2,CA): PRINTF(1.2,H1[CA]): PRINTF(1.2,H2): PRINTF(1.2,A[CA]):
      QH0=H0-H1[CA]: V1=SQRT(19.6*QH0): QB=V1*C*A[CA]: DH2=H2-Z: V2=QB/DH2: FR2=V2/SQRT(9.8*DH2):
      DH1[CA]=DH2*(SQRT(1+8*FR2+2.0)-1.0)/2: Q[CA]=QB*150.00:
      PRINTF(1.2,DH1[CA]): PRINTF(4.2,Q[CA]):
      if DH1[CA]<C*A[CA] then
      begin
        PRINTS('*****o**'): CRLF(2):
        go to END:
      end:

      for S=1 step 1 until SN do
      begin
        if S=1 then L[S]=0.00 else L[S]=L[S-1]+5.00:
        if L[S]>60.00 then begin QUP=Q[CA-1]: PRINTS('QUP='): PRINTF(4.2,QUP): CRLF(3): go to LEND: end:

        RC=(QB+2.0/9.8)*(1.0/3.0):
        if S=1 then go to L1:
        HL=RC: HS=0.00: HM[S]=RC/2:

        L1:
        for J=1 step 1 until 120 do
        begin
          if S=1 then HM[S]=H1[CA]-Z:
          R[S]=HM[S]:
          V[S]=QB/R[S]:
          H[S]=R[S]+Z:
          HF1[S]=H[S]+V[S]*2.0/19.6:
          FR[S]=V[S]/SQRT(9.8*R[S]):

          if S=1 then begin E=0.00: go to L2: end:
        end
      end
    end
  end

```

```

RM=(R[S]+R[S-1])/2.0;
VM=(V[S]+V[S-1])/2.0;
IE[S]=(VM+2.0*V[S-1])/RM*(4.0/3.0);
HE2[S]=HE1[S-1]-IE[S]*(L[S]-L[S-1]);
E=HE1[S]-HE2[S];

```

L2:

```

    if ABS(E)<0.01 then
    begin
    if S=1 then SPACE(9) else SPACE(5);
    PRINTF(4.2,L[S]); PRINTF(3.2,FR[S]); PRINTF(1.2,H[S]); PRINTF(1.2,R[S]);
    PRINTF(2.2,V[S]); if S=1 then go to L3; PRINTR(3,IE[S]); CRLF(2);
    go to F1;
    end;

```

```

    if E>0.00 then HS=HM[S] else HL=HM[S]; HM[S]=(HS+HL)/2;

```

```

end;
begin
SPACE(29);
PRINTS('SHURENWSHINAI'); PRINTF(4.2,L[S]); PRINTF(3.2,FR[S]); PRINTF(1.2,H[S]); PRINTF(1.2,R[S]);
PRINTF(2.2,V[S]); PRINTR(3,IE[S]); CRLF(2);
go to END;
end;

```

F1:

```

    if (R[S]≠0H1CA1) then
    go to END;

```

L3:

```

    CRLF(1);
end;
END;

```

```

LEND: end; CRLF(1);
end: end;

```

Ⅳ 現堰撤去後の河床変動

北上大堰（飯野川可動堰）に関する水理検討 N

現堰撤去後の河床変動

1. ま え が き

本報告書は、昭和43年度に土木研究所が東北地方建設局より依頼をうけた飯野川可動堰に関する一連の水理検討事項のうち、飯野川可動堰完成後に行う現堰撤去後の将来河床の変化について検討した結果を報告するものである。

2. 北上川の概要と河状

北上川は、岩手県岩手郡岩手町御堂に源を発し、途中大小の支川を合流して、一ノ関市の狹窄部を経て宮城県に入り柳津先で旧北上川と新北上川に分派する。その後旧北上川は石巻湾に、新北上川は追波湾に注ぎ、流域面積10,244km²、幹川流路延長250kmの東北地方第一の大河川である。

図-2は、今回検討を行う新北上川の河口より37.0kまでの河床高を示したものであるが、全体にわたって他の河川に類を見ないほど凹凸が激しく、特にわん曲部や床固下流部での深掘れが著しい。

また、河床勾配は河口より現堰のある15k地点まではほとんどレベルであり、その上流で若干勾配がつく程度で全体としてはかなり緩勾配の河川である。

表-1は0.0kより37.0kまでの河床材料の50%粒径を示したものである。これによる

表-1

断 面	50%粒径 (mm)	断 面	50%粒径 (mm)	断 面	50%粒径 (mm)
0.0	0.22	13.0	0.44	26.0	0.59
1.0	0.35	14.0	0.40	27.0	0.59
2.0	0.23	15.0	0.40	28.0	0.60
3.0	0.38	16.0	0.52	29.0	0.38
4.0	0.28	17.0	0.29	30.0	0.60
5.0	0.37	18.0	0.50	31.0	0.59
6.0	0.32	19.0	0.34	32.0	0.61
7.0	0.44	20.0	0.38	33.0	0.53
8.0	0.42	21.0	0.66	34.0	0.58
9.0	0.41	22.0	0.47	35.0	0.59
10.0	0.56	23.0	0.56	36.0	0.59
11.0	0.44	24.0	0.59	37.0	0.37
12.0	0.55	25.0	0.61		

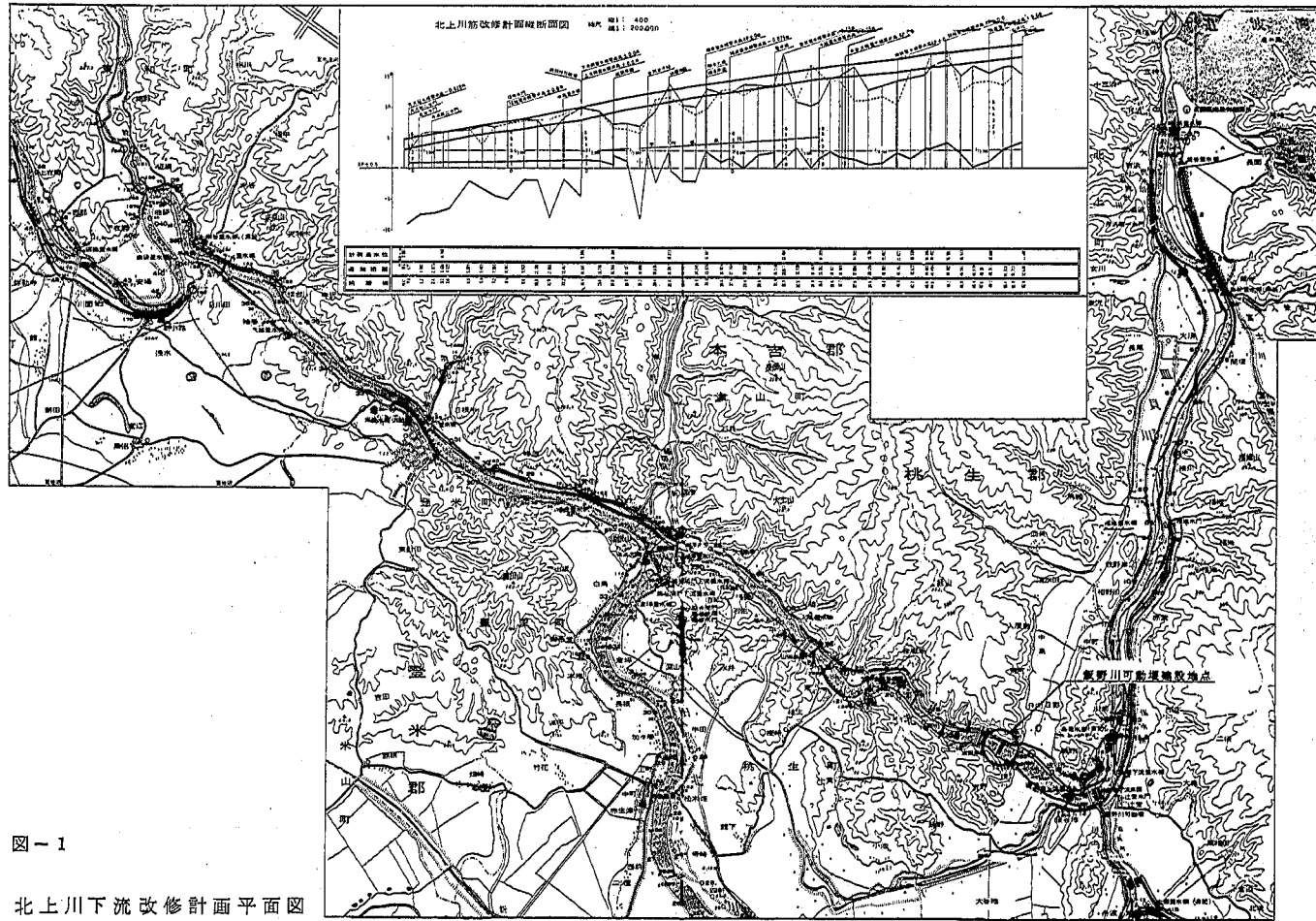


図-1

北上川下流改修計画断面図

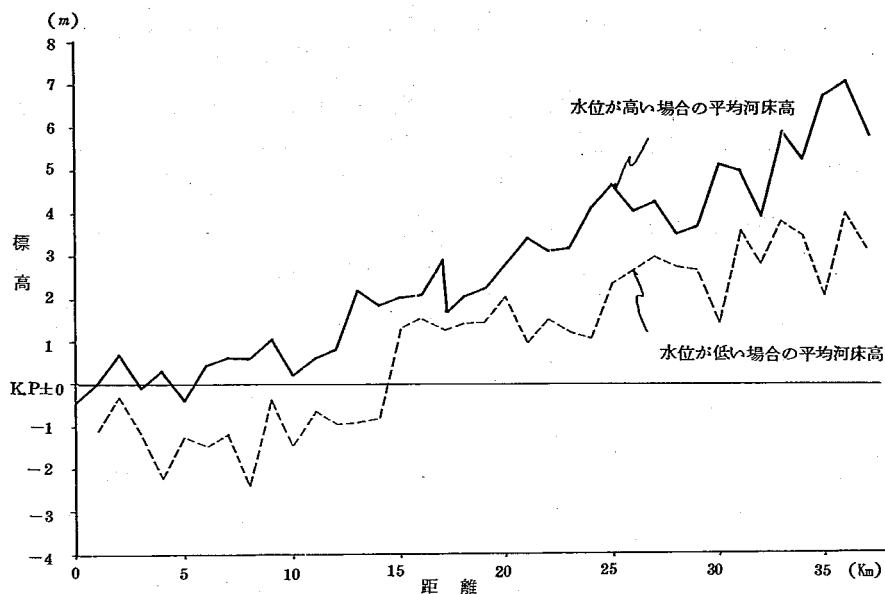


図-2 新北上川縦断面図

と新北上川の河床は平均 0.4 m/m 程度の細砂より構成されており、上流部と下流部で粒径にそれほど変化がないことがわかる。

このように河床材料の小さいことがわん曲部および床固下流部での深掘れを助長しているものと思われる。

以上述べたように新北上川は河床の縦断形状および河床材料の粒径の点で他の河川とは異なつた性質を持っている。

3. 検討の目的

飯野川可動堰は、現在 14.8 k 地点にある可動堰の老朽化等にもない、その代替として 17.2 k 地点に旧北上川への分流、当該流域のかんがい用水の確保および塩害防止の目的で建設されるものである。

そのため新堰完成の昭和 50 年度以降に現堰は撤去されることになる。

一般に河川は、築堤および掘削等の工事が施工された場合、それにより縦断形状は変化し、その影響はその地点のみにとどまらず広範囲におよぶものである。

特に新北上川において計画されているような堰の撤去は、他の工事に比べ河川の縦断形状に与える影響は大なるものがある。そのため、このような工事が施工されるに当つてはあらかじめ堰が撤去された後の縦断形状の変化を推定しておくことは大切なことである。

新北上川の場合の現堰上、下流の河床高を調べてみると図-2より堰上流では $K.P. + 1.3 \text{ m}$,

またその下流ではK. P-1.0 mとなっており上流の河床が下流のそれに比べ2 m強高くなっている。

しかし、この上流側の河床は現堰によつて維持されているものであつて、これが撤去された場合、当然この河床が低下することは予想され、それによつて下流側の河床も変化することが考えられる。

そのため本検討は、現状河道について河床変動計算を行い現堰撤去後の河床低下の程度およびその進行速度、新堰完成にともなう堰上流側の河床変動等の縦断形状の変化についての検討を行い、将来の改修計画および河道計画を樹立する際の資料とすることを目的とするものである。

4. 河 床 変 動 計 算

新北上川の河床材料は細砂であることは前に述べた通りであり、このように粒径の小さな河川の流砂現象を取扱う場合、その運動形式が問題となりそれによつて流砂量公式を選定しなければならない。

特に新北上川の場合、洪水時には摩擦速度 U_* と粒子の沈降速度 W_o との比 U^*/W_o （この値より土砂の運動形式が浮流かどうか判断できる）が1を越えるので土砂輸送を掃流のみとして取扱うことには問題がある。また U^*/W_o が1程度のときには流砂濃度の水深方向の分布は河床附近に大きく集中しており、流砂はこのような意味では浮遊砂というよりは掃流砂に近い挙動を示すものと思われ、土砂輸送を浮遊砂のみとして取扱うのにも無理がある。このように河床変動計算を行う場合流砂量公式としてどの公式を用いるか検討する必要がある。

この点の検討については「北上大堰（飯野川可動堰）に関する水理検討Ⅱ」に述べたので、ここでは流砂量公式としては洪水時における流砂の運動形式を考慮して流砂量を掃流砂と浮遊砂を含めた全量として取扱っているLaursen公式を用いることにする。

Laursen 公式

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{1}{265 \phi (\sigma/\rho - 1)} \cdot \left(\frac{d}{h_o} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{\tau_o'}{\tau_o} - \frac{\tau_c}{\tau_o} \right) \cdot f \cdot i \quad \cdots \cdots (1)$$

$$\tau_o' = 0.017 V^3 (d/h_o)^{1/3} \quad \text{cm-sec 単位}$$

ここに、 Q_s : 単位時間当り流砂量

Q : 流 量

ϕ : 限界掃流力公式の係数 (= 0.05)

$\sigma \cdot \rho$: 粒子と水の密度

d : 河床材料の平均粒径

h_o : 水 深

- τ_0 : 流れ山の掃流力
 τ_c : 河床材料の限界掃流力
 f : 図-3に示すような u_*'/ω_0 の関数
 i : エネルギー勾配
 v : 流速

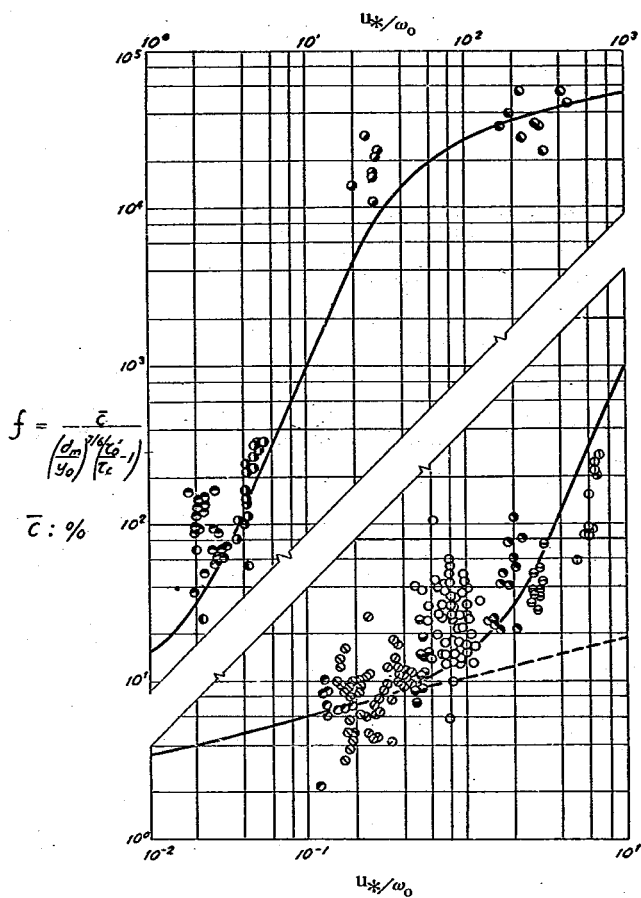


図-3 Laursen 公式

ただし、Laursen 公式においては掃流力としては河床材料の影響を考慮した値 τ_0' を用いているが、今回の場合 τ_0' を用いると τ_0/τ_c が6程度にならないと計算上、流砂量が零となる不合理が生ずる。そこで今回の計算においては掃流力としては流れの掘流力をそのまま用い

ることにして $\tau_0' = \tau_0$ として計算する。

計算には、土木研究所の電子計算機TOSBAC-3400を用い一応8年間の河床変動計算を行つた。

(1) 計算区間と断面間隔

0.0k~37.0kまでの37km間について断面間隔を1kmとして計算した。ただし飯野川可動堰の建設地点の17.2kは断面を設けた。

(2) 河床変動の時間間隔

断面間隔が1kmであることおよび旧堰撤去後の過渡期であることを考慮して時間間隔は一応1/20年とした。

(3) 計算条件

流量……………昭和35年~昭和42年までの8年間の登米流量観測所の流量記録を表-2に示すようなクラス分けを行つてその代表流量を用いた。ただし、26k地点で旧北上川に分派しているので、この分派量を1割として26kより下流については登米流量より1割差引いた値を用いた。

表-2 新北上川流況(日数)

流量範囲 代表流量 年	100~ 300m ³ /sec	301~ 500m ³ /sec	501~ 1000m ³ /sec	1001~ 1500m ³ /sec	1501~ 2000m ³ /sec	2001~ 2500m ³ /sec
	200m ³ /sec	400m ³ /sec	750m ³ /sec	1250m ³ /sec	1750m ³ /sec	2250m ³ /sec
35	252	80	33	4		
36	231	87	41	7	3	
37	241	60	42	11		
38	266	67	31	5		
39	238	60	47	13	3	
40	231	73	53	4	4	1
41	192	101	69	14		2
42	247	62	29	3		1
計	1898	590	345	61	10	4

粗度係数……………粗度係数は計画樹立のときの値を用い、次の3区間に分け変化させた。

0.0k~8.0k…………… $n=0.022$

9.0k~27.0k…………… $n=0.028$

28.0k~37.0k…………… $n=0.034$

上、下流端の河床高……………上流端と下流端の河床高は8年間ではそこまで変動の影響がおよばないものと考えて計算においては変動させない。

(4) 飯野川可動堰のゲート操作

計算において新堰のゲート操作を考慮することにして、表-3に示したような「飯野川可動

表-3 「飯野川可動堰ゲート操作案」

1 灌漑期における操作（4月中旬より9月中旬迄）

堰上流水位を $K.P+4.40m(\pm 10cm)$ に保持することを目的として別紙操作表(案)のとおり略 $800m^3/sec$ の流量迄フラップゲート全開及フラップゲートとメインゲートにてOver, Under flow併用して調節放流を行い、それ以上の流量増の場合Under flowのみにて下流水位の急上昇を避け乍ら全開操作を行う。

2 非灌漑期における操作

フラップゲート3門共全倒伏しゲートの操作をしないでOver flowで自然放流する。流量が増加し堰上流水位が $K.P.+4.40m$ 以上に上る時は、1と同様ゲート全開操作をする。

∴ ゲート操作時における上、下流水位差

上流水位は $K.P+4.40$ 一定

水深 $5.9m$

下流水位

Over flow の場合

$KP\pm 0\sim KP+2.4m$ 位

Over Under 併用の場合

$KP+2.0m$ 位 $\sim KP+3.0m$ 位

Under の場合

$KP+3.0m$ 位

∴ 水門の操作は1門か2門か

流量により $0\sim 400m^3/s$

Over 3門

$400\sim 780$

Over 1 $\sim$ 2門

Under 1 $\sim$ 2門

780 以上

Under 3門

下流水位 $KP+4.4m$ に達した時

6門全開

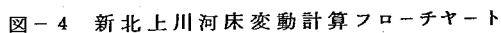
堰ゲート操作(案)」を参考にして次のような方法をとった。

1年をかんがい期と非かんがい期の2期に分け、流量が $800m^3/s$ 以下の場合、かんがい期には堰上流水位を $K.P+4.40m$ とし、また非かんがい期にはフラップゲートを全倒伏した場合の堰天端高 $K.P+3.0m$ に各代表流量の限界水深を加えた値を堰上流水位とした。この場合、メインゲートは降ろしてあり流れは堰天端よりOver flowとなつて流れるから、堰の上流と下流で不等流計算および流砂量は連続させない。

一方、流量が $800m^3/s$ 以上の場合、かんがい期と非かんがい期でゲートの操作方法が異なるがいずれにしても流量が大きくなると全門開放となるので計算上では、堰がない状態と同じ扱いとして、堰の上流と下流で不等流計算および流砂量は連続させた。

(5) 計算に用いたプログラム

計算に用いたプログラムおよびその中で用いられている文学の説明は図-4および表-4の如しである。



/JOB C00413
/TALG

TOSBAC - 3400 TOPS-14

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```

1
2
3 begin
4   comment R. SHIN KITAKAMI kasho hendo keisan;
5   real Q,E,N,HE2,TFP,W,DA,DB,TS,SUMA,SUMB,DB1,DATE,SAMHR,OL,N1,N2,N3,Q1,Q2,NON1,NON2,NOQ,C,ALP,
6   TI,RETA,SING,HI;
7   integer S,M,JI,SN,J,I,T,TH,MH,BLOCK,K,LINE,P,LD,SS,QN,X;
8   array H,B,A,R,V,ME,FR,IE,L,DHE,TF,TFC,AAT,F,BBT,QB,NO,DM,DQBRSU,QBBSUM,DRSUM,AS,ZN,HS,QBB,DQBB,
9   ZZ,ZZN,DR,US,USC,UHW,H0,RH,IR[1:45],HC,BC,AC[1:45,1:27],
10  AA,BB,QQ,HI,H19[1:10],CC,EE[1:4];
11  integer array HN,JH[1:45];
12
13  procedure NP;
14  begin
15    LINE=LINE+1;
16    if LINE=LINE+57*57 then begin NEWPAGE; LINE=0; end;
17    if LINE=LINE+58*58 then begin NEWPAGE; LINE=0; end;
18    if LINE=LINE+59*59 then begin NEWPAGE; LINE=0; end;
19    if LINE=LINE+60*60 then begin NEWPAGE; LINE=0; end;
20  end;
21
22  procedure P1;
23  begin
24    PRINTS('#####S#####N0#####P1#####HC#####BC#####AC#####Z0*');
25    CRLF(1); LINE=LINE+1;
26  end;
27
28  procedure NP1;
29  begin
30    LINE=LINE+1;
31    if LINE=LINE+60*60 then begin NEWPAGE; P1; end;
32  end;
33
34  procedure P2;
35  begin
36    PRINTS('#####Q#####I#####B#####A#####IR#####IE
37    #####TF#####US/W0#####F#####HE#####QB*');
38    CRLF(1); LINE=LINE+1;
39  end;
40
41  procedure NP2;
42  begin
43    LINE=LINE+1;
44    if LINE=LINE+60*60 then begin NEWPAGE; P2; end;
45  end;
46
47  procedure P3;
48  begin
49    PRINTS('#####QBB#####DQBR#####AS
50    #####DR#####HC1#####ZL#####ZN#####ZN-Z0#####Co*');

```

TOSBAC - 3400 TOPS-14

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```

51  CRLF(1); LINE=LINE+1;
52  end;
53
54  procedure NP3;
55  begin
56    LINE=LINE+1;
57    if LINE=LINE+60*60 then begin NEWPAGE; LINE=0; P3; end;
58  end;
59

```

```

60 procedure HRET;
61 begin
62   L1:
63   if H[S]<HC[S,1] then begin PRINTS('H[S]SMALL'); SPACE(3);
64     PRINTS('S='); PRINTI(2,S); SPACE(3); PRINTS('HC=');
65     PRINTF(2,2,HC[S,M]); SPACE(3); PRINTS('H='); PRINTF(2,2,H[S]);
66     CRLF(1); NP2; E=0,0; go to END; end;
67   for M=1 step 1 until MN[S]-1 do
68     if (HC[S,M]<H[S]) A (HC[S,M+1]>H[S]) then
69       begin
70         L2: B[S]=(BC[S,M+1]-BC[S,M])/(HC[S,M+1]-HC[S,M])*(H[S]-HC[S,M])
71           +BC[S,M];
72         L3: A[S]=(AC[S,M+1]-AC[S,M])/(HC[S,M+1]-HC[S,M])*(H[S]-HC[S,M])
73           +AC[S,M];
74         JH[S]=M;
75         go to L2;
76       end;
77     JI=MN[S];
78     B[S]=BC[S,JI];
79     L4:
80     A[S]=AC[S,JI]*(H[S]-HC[S,JI])+BC[S,JI];
81     LC:
82     R[S]=A[S]/B[S];
83     V[S]=0/A[S];
84     HE[S]=H[S]*V[S]*2/19.6;
85     L5:
86     FR[S]=V[S]/SORT(R[S]*9.8);
87   end;
88
89 procedure SUIKEISAN;
90 begin
91   L6:
92   for S=1 step 1 until SN do
93     begin
94       if ((S=1) v ((SING>0,0) A (S=19))) then go to L30 else H[S]=H[S-1]*R[S-1]
95       +5,0;
96       L30:
97       for J=1 step 1 until 100 do
98         begin
99           HRET;
100          if FR[S] > 1.0 then

```

TOSBAC-7400 TOPS-4 VERSION 1

PAGE 4

TOSBAC - 3400 TOPS-14

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```

100   begin
101   for J=1 step 1 until 40 do
102     begin
103       if ABS(FR[S]-1,0) < 0.02 then go to LH;
104       E=(1,0-FR[S])*R[S]*2,5*B[S]*2,0/0;
105       H[S]=H[S]-E*0,5;
106       HRET;
107     end;
108   LH: PRINTS('SUPERFLOW'); CRLF(1); NP2;
109     E=0,0; go to LF;
110   end;
111   if ((S=1) v ((SING>0,0) A (S=19))) then
112     begin
113       E=0,0; go to LF;
114     end;
115   if NO[S]=NON1 then N=N2;
116   if NO[S]=NON2 then N=N3;
117   if NO[S]=H00 then O=02;
118   SS=S-1;
119   IE[S]=(N*0)+2/2,0*(1,0/(R[S]*(4,0/3,0)*A[S]*2)+1,0/(R[SS]*(4,0/3,0)
120     *A[SS]*2));
121   DHE[S]=IE[S]*(L[S]-L[SS])*1000,0;
122   HE2=HE[SS]+DHE[S];
123   E=HE2-HE[S];
124   if ABS(E)<0,01 then
125     LF: go to LD;
126   H[S]=H[S]+E*0,5;
127   end;
128   LD:
129   end;
130 end;
131
132 procedure RYUSAKEISAN;
133 begin
134   N=N1; O=01;
135   for S=2 step 1 until SN do
136     begin
137       IR[S]=(N*0)+2,0/(R[S]*(4,0/3,0)*A[S]*2,0);
138       TF[S]=IR[S]*R[S]*98000,0;
139       US[S]=SORT(TF[S]);
140       for J=1 step 1 until 3 do
141         begin
142           if (CC[J]<DH[S]) A (CC[J+1]>DH[S]) then
143             begin
144               W[S]=(EE[J+1]-EE[J])/(CC[J+1]-CC[J])*(DH[S]-CC[J])+EE[J];
145             go to LA;
146           end;
147         end;
148       LA:

```

TOSBAC - 3400 TOPS-14

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```

149     UBW[S]=US[S]/W0[S];
150     for J=1 step 1 until 9 do
151     begin
152         if (AA[J]<UBW[S])^(AA[J+1]>UBW[S]) then
153         begin
154             F[S]=(BB[J+1]-BB[J])/(AA[J+1]-AA[J])*(UBW[S]-AA[J])+BB[J];
155             go to LB;
156         end;
157     end;
158 LB:
159     TFR=TF[S]/TFC[S];
160     if NO[S]=N0M1 then N=N2;
161     if NO[S]=N0M2 then N=N3;
162     if NO[S]=N00 then O=O2;
163     if ((SING>0.0) ^ (S<19)) then
164     begin
165         OB[S]=0.0;
166         OBB[S]=0.0;
167         go to L35;
168     end;
169     BETA=1.24;
170     OB[S]=(DM[S]/R[S]/100.0)+(1.0/6.0)/265.0/0.04/1.65*(1.0-1/TFR)*F[S]=IR[S]
171
172     *O=BETA;
173     if OB[S]<0.0 then OB[S]=0.0;
174     OBB[S]=OB[S]*3600.0;
175     L35:
176     if S=2 then begin NP; PRINTF(2,2,T/20.0); PRINTS('year##0='); PRINTI(4,0);
177         PRINTF(3,2,D); PRINTS('day'); CRLF(1); P2; end;
178     PRINTF(2,2,NO[S]);
179     PRINTI(4,0);
180     PRINTF(2,2,H[S]);
181     PRINTF(4,1,B[S]);
182     PRINTF(5,1,A[S]);
183     if ((SING>0.0)^(S=19)) then begin CRLF(1); go to L40; end;
184     PRINTR(4,IR[S]);
185     PRINTR(4,IE[S]);
186     PRINTF(2,2,TFR);
187     PRINTR(5,UBW[S]);
188     PRINTF(2,2,F[S]);
189     PRINTR(4,HE[S]);
190     PRINTR(4,OBB[S]);
191     L40:
192     if S<SN then NP2;
193     end;
194     CRLF(1); NP;
195     end;
196     comment US/W0 to F, AA--US/W0, BB--F;

```

TOSBAC - 3400 TOPS-14

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```

197     I=0;
198     for C=0.01,0.4,0.8,1.5,2.5,20.0,40.0,60.0,150.0,1000.0 do
199     begin
200         I=I+1;
201         AA[I]=C;
202     end;
203
204     I=0;
205     for C=3.5,9.0,13.0,20.0,40.0,5000.0,14000.0,20000.0,33000.0,55000.0 do
206     begin
207         I=I+1;
208         BB[I]=C;
209     end;
210
211     comment DM to W0, CC--DM, EE--W0 (c*);
212     I=0;
213     for C=0.02,0.034,0.05,0.077 do
214     begin
215         I=I+1;
216         CC[I]=C;
217     end;
218

```

```

219 I:=0;
220 for C=1,0,3,7,7,2,13,0 do
221   begin
222     I:=I+1;
223     EE(I):=C;
224   end;
225
226 READ(SN,N0Q,NGN1,NGN2);
227 LINE:=0;
228 NEWPAGE;
229 P1;
230 for S=1 step 1 until SN do
231   begin
232     READ(ND(S),L(S),MH(S));
233     SPACE(3); PRINTI(3,S); PRINTF(3,2,N0(S)); PRINTF(3,2,L(S));
234     for M=1 step 1 until MH(S) do
235       begin
236         READ(HC(S,M),BC(S,M),AC(S,M));
237         PRINTF(2,3,HC(S,M)); PRINTF(4,3,BC(S,M)); PRINTF(5,3,AC(S,M));
238         if M=MH(S) then begin
239           J:=MH(S);
240           ZZ(S):=HC(S,J)-AC(S,J)/BC(S,J);
241           PRINTF(2,3,ZZ(S));
242         end;
243         CRLF(1); NP1; SPACE(27);
244       end;
245     CRLF(1); NP1;
246   end;

```

TOSBAC-3400 TOPS-4 VERSION 1

PAGE 7

TOSBAC - 3400 TOPS-14

ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```

247 NEWPAGE;
248 LD=0;
249 PRINTS('#####DM#####TFC#####NO###DM#####TFC');
250 CRLF(1);
251 for S=1 step 1 until SN do
252   begin
253     READ(DM(S));
254     TFC(S):= if 0.0565<DM(S) then (55.0*DM(S)) else (8.41*DM(S)+(11.0/32.0));
255     PRINTF(2,1,N0(S)); PRINTF(1,4,DM(S)); PRINTF(2,4,TFC(S)); SPACE(5);
256     LD:=LD+1; if LD=LD:2*2 then CRLF(1);
257   end;
258
259 LINE:=0;
260 NEWPAGE;
261 READ(TN);
262 T:=1;
263 READ(N1,N2,N3);
264 RSTART;
265 READ(Q2,H(1),H(19),D);
266 Q1=Q2*0.9;
267 Q:=Q1; N:=N1;
268 if H(19)>1.5 then SING=1.0 else SING=-1.0;
269 SUIKESAN;
270 RYUSAKETSAN;
271 for S=2 step 1 until SN-1 do
272   begin
273     if (SING>0.0)^(S=19) then begin DOBB(19)=QBB(20)*D=24.0;
274     go to L102; end;
275     if (SING>0.0)^(S=18) then begin DOBB(18)=QBB(18)*D=24.0; go to L102; end;
276     DOBB(S)=(QBB(S+1)-QBB(S))*D=24.0;
277   L102;
278     SS=S+1;
279     J:=MH(S);
280     AS(S)=B(S)*L(SS)-L(S)=1000.0;
281     DR(S)=DOBB(S)/AS(S)/0.6;
282   end;
283   for S=2 step 1 until SN-1 do
284     begin
285       for M=1 step 1 until JH(S) do
286         HC(S,M)=HC(S,M)+DR(S);
287       for M=JM(S)+1 step 1 until MH(S) do
288         AC(S,M)=AC(S,M)-DR(S)*B(S);
289       J:=MH(S);
290       ZN(S)=HC(S,J)-AC(S,J)/BU(S,J);
291     end;
292   L80;
293   Q:=Q1;
294   P3; NP3;
295   for S=2 step 1 until SN-1 do
296     begin

```

TOSBAC - 3400 TOPS-14

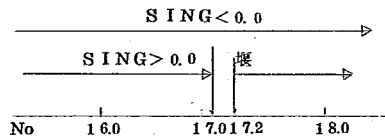
ALGOL SOURCE PROGRAM LIST

68/08/31

```
297       if S=28 then Q:=Q2;  
298       PRINTF(2,2,N0(S));  
299       PRINTR(5,QRR(S));  
300       PRINTR(5,QRRB(S));  
301       PRINTR(5,AS(S));  
302       PRINTR(3,DR(S));  
303       PRINTF(2,3,HC(S,1));  
304       PRINTF(2,3,(H(S)-(A(S)/R(S))));  
305       PRINTF(2,3,ZH(S));  
306       PRINTF(2,3,(ZN(S)-ZZ(S)));  
307       PRINTR(3,OR(S)/O);  
308       CRLF(1); NP3;  
309       end;  
310       CRLF(1); NP1;  
311       T:=T+1;  
312       if T=TN+1 then go to END else go to RSTART;  
313       END;  
314     end;
```

表-4 新北上川河床変動計算使用文字説明表

NO(S)	断面番号
L(S)	河道累加距離 (Km)
N	粗度係数
HC(S, M)	断面特性 (m, m, m')
BC(S, M)	
AC(S, M)	
DM(S)	平均粒径 (cm)
QQ(X)	クラス分代表流量
HI(X)	ある代表流量 QQ(X) の時の 0.0 k の出発水位
H19(X)	堰の水位
D(X)	の頻度 (日数)
SN	断面数
MN(S)	断面特性組数
TN	計算回数
QN	代表流量組数
AA(J)	U*/Wo と F の関係 (AA(J): U*/Wo, BB(J): F)
BB(J)	
CC(J)	dm と Wo の関係 (CC(J):, EE(J): Wo)
EE(J)	
SING	堰の所で流砂量を切るか否かの判定をする。



ZZ(S)	初期の平均河床高 (m)
TFC(S)	DM(S) に対する τ_c
H(S)	水位 (m)
B(S)	川幅 (m)
A(S)	河積 (m^3)
R(S)	水深 (m)
V(S)	平均流速 (m/sec)
HE(S)	エネルギー水頭 (m)
FR(S)	フルード数
IE(S)	エネルギー勾配 (不算流計算)
DHE(S)	損失水頭
HE2	下流側断面のエネルギー水頭と損失水頭の和
E	HE2 と仮定水位により算出した HE(S) との差
IR(S)	断面 S のエネルギー勾配 (流砂量計算)

TF(S)	τ_0
US(S)	U_*
UBW(S)	U_*/W_0
F(S)	U_*/W_0 の関数
TER	τ_0/τ_c
QB(S)	流砂量
QBB(S)	$QB(S) \times 3,600$
BETA	補正係数
DQBB(S)	上流側断面との流砂量の差
AS(S)	上流側断面との間の水面積
DR(S)	河床変動量
ZN(S)	変動した後の平均河床高
ZZN(S)	初期河床からの河床変動量

(6) 計算結果

計算結果は図-5, 6に示した。図-5は平均河床高について整理したものであり、図-6は最低河床高について整理したものである。

まず、堆積個所に調べてみると7, 8, 11, 28k断面で約1.0m程度5, 11, 21, 23, 27, 35, 36k断面で約50cmの堆積となつている。この理由を調べてみると図-7に示されているようにこれらの断面はいずれもその上流側の断面に比べ流積が多くなつており、そのため上流側断面に比べ掃流力が小さく堆積する結果となつている。

一方、洗掘個所について調べてみると2, 15, 16k断面において50cm前後の洗掘がみられる。15, 16k断面は現堰上流の断面であり、これまで現堰によつて維持されていた河床が現堰の撤去にともない低下するものである。この点について詳細には図-6において示してある最低河床高の変化をみれば良くわかる。すなわち、15, 16k断面より流出した土砂がその下流側の10~14k間に堆積している。

また、その進行速度は最初の1年で急激に進みそれ以後の進み方は少ない。このように堰撤去のような直接河川の縦断形状に影響を与えるような工事がなされた場合、それに対する河川の反応の早いことをこの結果は示しているものと思われる。

また、図-6においては17kの河床が1.5m程度洗掘されているがこれは堰下流の断面であり平水時には土砂の供給がないために洗掘されるものである。

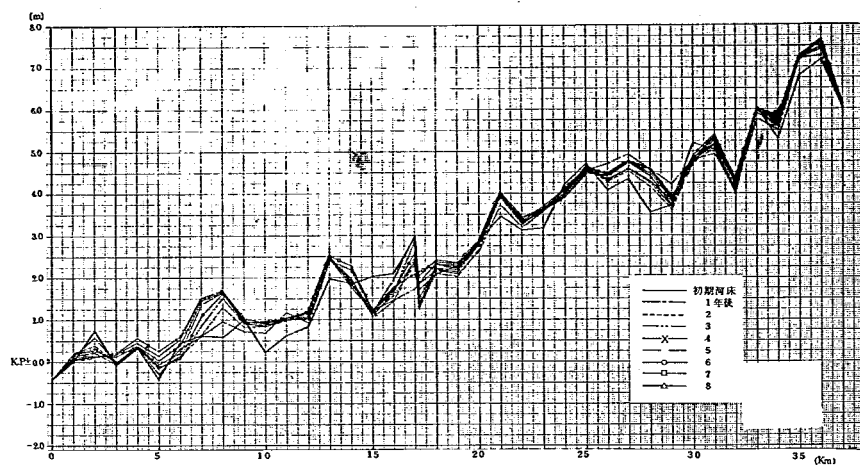


図-5 新北上川平均河床高の変化

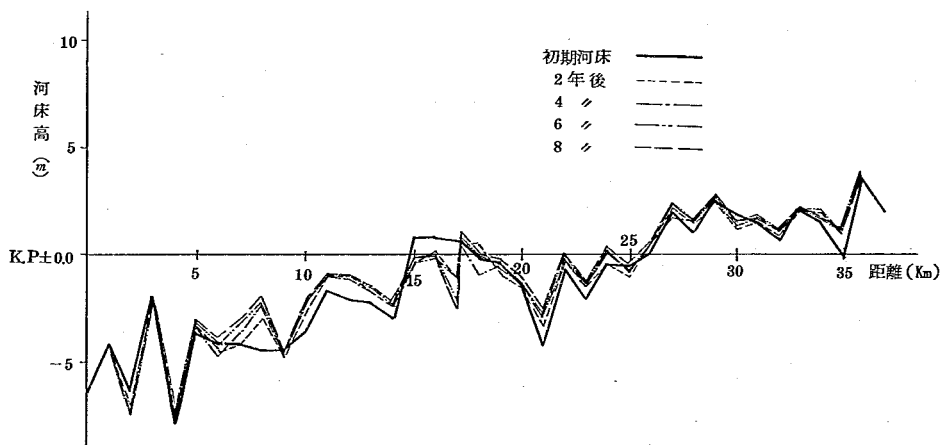


図-6 新北上川最低河床変化図



図 - 7 流 積

5. 結 論

これまでの検討結果を要約すると次の通りである。

- (1) 現堰上流断面の河床低下は8年間で約50cm程度である。
- (2) その進行速度は最初の1年で急激に進み以後あまり変化しない。
- (3) 下流側への堆積は、8年間で大体10k地点まで進む。
- (4) 新堰上流の河床変化はそれほど顕著ではなく断面補正（流積の均一化）程度の変化である。
- (5) 堰下流の河床は1.5m程度洗掘される。
- (6) 0k～37kまでを全体的に見てみると、一応8年間で断面補正が終りこれ以後の河床の変化は少ないものと思われる。

最後に本検討を行うにあたり資料を提供していただいた北上川下流工事事務所の関係者に対して厚くお礼申し上げます。

河川研究室長 土 屋 昭 彦

研究員 石 崎 勝 義

本 間 勝 一

本 間 久 枝