

三郷堰頭首工の水理に関する研究

前 川 勝 朗

(山形大学農学部農業水利学研究室)

(昭和61年9月1日受理)

Hydraulic Studies of the Sangozeki Head Works

Katsuro MAEKAWA

Laboratory of Irrigation and Drainage, Faculty of Agriculture,
Yamagata University, Tsuruoka 997, Japan

(Received September 1, 1986)

山形大学紀要(農学)第10巻 第2号 別刷(昭和62年)

Reprinted from Bulletin of the Yamagata

University (*Agricultural Science*) Vol. 10 No. 2 (1987)

三郷堰頭首工の水理に関する研究

前川 勝 朗

(山形大学農学部農業水理学研究室)
(昭和61年9月1日受理)

Hydraulic Studies of the Sangozeki Head Works

Katsuro MAEKAWA

Laboratory of Irrigation and Drainage, Faculty of Agriculture,
Yamagata University, Tsuruoka 997, Japan
(Received September 1, 1986)

I. はじめに

三郷堰頭首工は、山形市の北方約11kmの最上川(最上川と須川の合流点より上流約700m地点)に建設された頭首工の名称である(図-1, 2参照)。この頭首工の取水量は、 $1.135 \text{ m}^3/\text{s}$ で、受益面積は約550haである。

本報は、三郷堰頭首工の取水地点付近を中心とした河川の諸特性(河川流量の発生頻度、河川水位、河床の構成材料等)と上、下流の河川工作物の状況のもとで水理模型実験を行い、三郷堰頭首工の水理特性のうち、主に堰体からの流況、土砂吐門扉高、仮締切り工事に伴う局所的洗掘と旧三郷堰床固めの撤去、新長崎大橋による三郷堰頭首工への影響について検討したものである。

以下、三郷堰頭首工設置までの経過の概要と三郷堰頭首工設置地点の流況に関わる上、下流の河川工作物について示す次のようである。

1. 三郷堰頭首工設置までの経過の概要

ここでは、経過の概要を主に取水と河況変化との関連で示した¹⁾²⁾。

明治20年代最上川から揚水し灌漑用水に利用しようという計画はあったが実現をみず、大正7, 8年の深刻な干ばつが契機となって、三郷堰耕地整理組合が設立され(三郷堰土地改良区の前身)、国庫・県からの補助を受けて工事がなされた。そして、大正9年最上川から揚水した水がはじめて受益地を潤すようになった。取水方式は自然取入れ方式で、取入れ敷高は最上川最大濁水面より1m下に設定された。

その後、ポンプの寿命等があった、昭和12年県営用水改良事業が始まり、原動機は蒸気タービンから電動機に

変わり、最上川からの取水口も30m上流に移設された。ポンプの能力もこれまでの $0.834 \text{ m}^3/\text{s}$ から $1.135 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。取水口は、最上川と須川の合流点より下流約400m地点の右岸側に位置し、図-2の旧三郷堰取水口がこれである。

さて、取水地点付近の最上川が、戦後の高度経済成長期における砂利採取等によって、急速な河況変化(主に河床低下)をおこしたのは昭和39年頃とされている。昭和12年の用水改良事業でも最大濁水時の事態をも考慮して構築された取水口も河況変化に伴って次第に取水が困難になっていく。砂利を用いたり、岩石を投入したりして堰上げしても一雨の増水で押流され、年毎に事態は悪化する一方となった。

また、河況変化は、最上川と須川の合流点下流の流況(みお筋等)にも変化をもたらした。以前は須川の水と最上川の水がよく混合したものを取水できたが、河況変化に伴い須川の水だけが取水口(旧三郷堰)に流入するようになった。須川は蔵王山の鉱毒水(自然湧水でpH1.6)を水源にもつ河川で、取水口付近では以前はpH6.0程度であったものがpH3~4に変化していった。これに伴い、ポンプのランナー等の著しい腐蝕や酸性水による水稲の減収等、用水施設や作物への被害がでるようになった。

抜本的対策として須川合流点の上流に取水施設を設置し、鉱毒水の流入しない水を取水する計画で昭和51年三郷堰地区県営鉱毒対策事業として着工の途についた。

当初、取水方式は最上川の河床に有孔管を埋設する集水暗渠方式が計画されたが、ボーリングによる地質調査等からこの方式では安定した取水量の確保が難しく、表流取水方式に切換えられた。表流取水の取水位置は、み

お筋が割合安定し受益地に近い図-2の三郷堰頭首工地点が選定された⁹⁾。

なお、須川合流点上流の最上川に取水地点を移設し取水すると、須川合流点下流における最上川の水質は相対的に悪化することになる。土地改良区の組合員と漁業

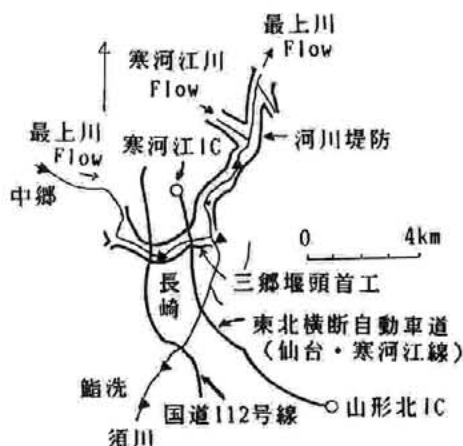


図-1 三郷堰頭首工付近の位置図 (▲:建設省の水位観測所)

権を有する関係者が重複していること、取水量が割合少ないこと等でこの地点からの表流取水は特に問題とはならなかった。

ところで、昭和52年5月下旬の出水は、旧三郷堰取水口付近の流況を大きく変え、取水口が干上がった、そして、堰上げのため、最上川兩岸から大型ダンプを乗り入れ岩塊の搬入がなされた(写真-1参照)。岩塊は大型ダンプ500台分、総事業費12,000千円で一箇月の日時を要した。この間、やむなく落合橋の下流から掘割で須川の水を導入しどうか干害を免れた。

昭和55年には河川の堰体は未完成であったが、右岸側の河川敷を掘割で結ぶ仮設の取水口によって新しい揚水機が稼働した。堰体は昭和56年度に完成し、57年三郷堰頭首工からの取水が開始され、同57年に旧三郷堰の床固工等も撤去された。

このように、最上川と須川の合流点下流約400m付近から60年間取水してきたが、後半の約15年間は取水地点付近の河況変化(主に河床低下)により、取水量確保と水質悪化に悩まされた。そして、須川合流点の上流約700mの最上川に取水地点が移設されたのである。

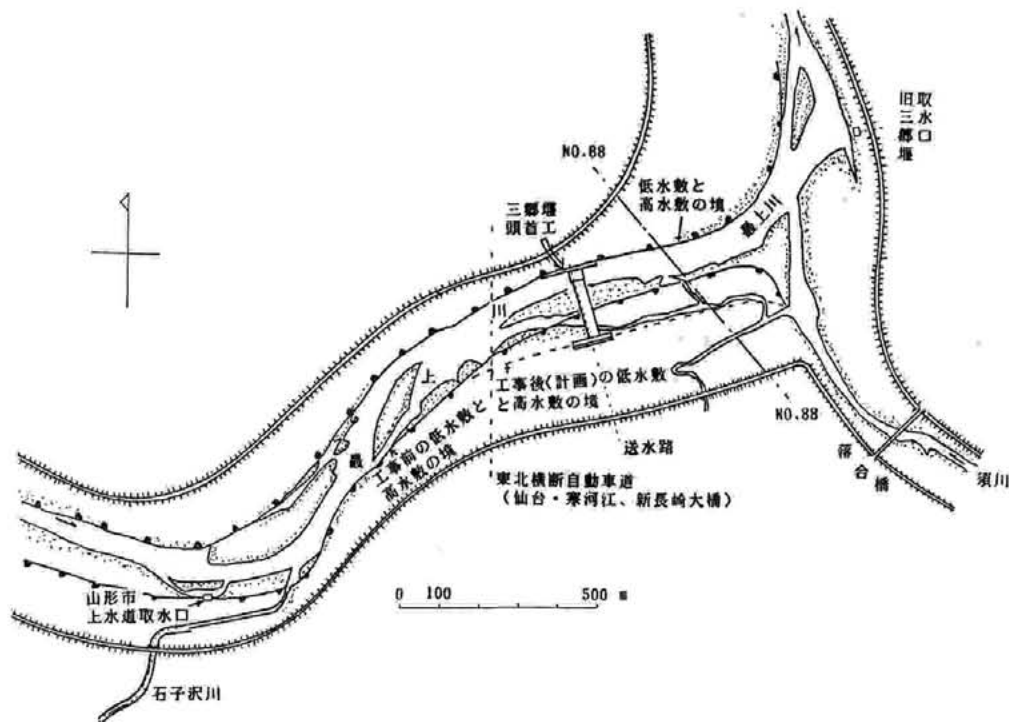


図-2 三郷堰頭首工位置図



写真一 旧三郷堰床固め(旧三郷堰取水口が写真右上に位置している)

2. 三郷堰頭首工設置地点の流況に関わる上、下流の河川工作物について

三郷堰頭首工設置付近の計画河床勾配は1/1350~1/1,500と緩勾配である。下流に位置する旧三郷堰取水地点の床固め(写真一)は、三郷堰頭首工の流況に影響しよう。また、旧三郷堰床固めを撤去した場合にも影響する位置関係といえよう。さらに下流には、村山橋の橋脚・橋台を除くと最上川と寒河江川の合流点直下流に床固工を有する天童堰(床固工は昭和47年設置)が位置するのみである。天童堰は三郷堰頭首工の下流約4 km地点に位置し、旧三郷堰床固めを撤去すると三郷堰頭首工の下流約4 km区間には床固工のような河床を規定する河川工作物がない状態の河況となる。なお、旧三郷堰床固めを撤去すると、最上川、須川の両河川水の混合状況も変化しよう。

一方、三郷堰頭首工の上流約1.2 km地点には山形市の上水道取入口と石子沢川(排水河川で最上川合流点に逆水門が設置されている)が位置している。緩勾配河川なのでこれらの河川工作物に対し、三郷堰頭首工の堰上げ背水による影響を考慮しなければならない位置関係といえよう。

また、堰体のおよそ半分が施工された昭和55年、三郷堰頭首工の上流約270 m地点に東北横断自動車道(仙台・寒河江線、新長崎大橋)建設の予定が示された。新長崎大橋は現在工事中である。頭首工設置地点の河川幅は約400 m(低水敷幅約200 m)であり、河川幅程度の上流に位置する新長崎大橋の橋脚による三郷堰頭首工の流況への影響は不明である。

II. 実験装置と実験方法

三郷堰頭首工などの位置関係を図一1, 2に示した。三郷堰頭首工は低水敷に堰上げ施設を有する堰上げ取入れ方式である。みお筋は左岸側に位置しているので、左岸取水された流水は堰体底部に設置した河川横断水路を流下し揚水機場で圧送され、落合橋の下流約200 m地点の須川を水管橋で横断して受益地に送水される。

1. 縮尺1/50の模型

長さ19 m, 幅4.1 mの実験水路内に、実測の河川横断面形にあわせて模型河道を製作した。模型河道には、取水地点上、下流の低水敷部分と一部高水敷部分が含まれている。堰体の上、下流約2 m区間は移動床とし、その他の部分は固定床とした。

2. 縮尺1/25の模型

長さ約10 m, 幅約2.6 mの実験水路内に、取入口付近の実験装置を別途製作した。実験装置は、取入口、土砂吐、洪水吐、床固めの一部(1/25模型で床固めの越流幅0.756 mであり0.144 mの魚道を含めた幅である)から構成されている。

3. 実験流量について

三郷堰頭首工の上流約2 kmに位置する建設省の長崎観測地点(図一1参照)の資料を基に、三郷堰頭首工地点の高水流量、平水流量、渇水流量はそれぞれ順に3,100 m³/s, 71.2 m³/s, 9.1 m³/sとなっている⁵⁾。

さて、当該河川の縦断河床勾配を形づくるのに最も影響度の大きい代表的流量(支配流量)は、経験的に1~

2年確率洪水量程度といわれている⁶⁾⁷⁾。この流量は長年月にわたって最も多くの土砂を運ぶ流量である。また、大河川での低水路の通水断面の規模は、経験的に1~2年確率の洪水量に対応している⁸⁾。

建設省の長崎観測地点よりさらに上流約5km地点に同省の中郷観測地点(図-1参照)があり、中郷地点の昭和30~51年の日流量資料によると、1~2年に一度生ずる中郷地点の支配流量は、概略500~1,300(m³/s)である。実験室ポンプの最大揚水量は60.0l/sなので、この値を上限流量として実験を行った。60.0l/sはフルード相似で縮尺1/50模型では実流量1,061m³/sに相当する。

図-3は、灌漑期(5月10日~9月11日)における河川流量発生頻度を示したものである。なお、この図は中郷観測地点の資料(昭和42年~51年)を流域面積比で換

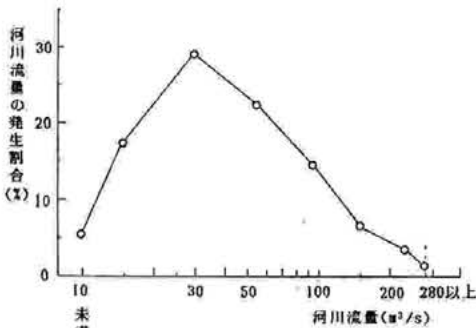


図-3 三郷堰頭首工地点の河川流量発生頻度

算し、三郷堰頭首工地点の河川流量として求めたものである。これによると、30m³/s程度の場合が最も多く、10~280(m³/s)では全体の約93%を占めている。なお、豊水量は約120m³/sである。

4. 堰体の下流水位(No. 88断面)について

堰体からの流況は、堰体下流にどのような下流水位を設定するかによって全く異なってくる。ここでは、図-2のNO. 88断面(建設省の一連番号)の水位と流量の関係の水理模型実験に使用することにし、この地点の水位-流量関係を以下のように定めた。

土地改良区による旧三郷堰取水口の観測水位と長崎観測地点の日流量の関係を示したのが図-4である。なお、旧三郷堰観測水位と長崎観測地点と鮎洗観測地点(建設省の須川観測地点名で図-1参照)の合計日流量の関係でデータをプロットしても図-4と比べ顕

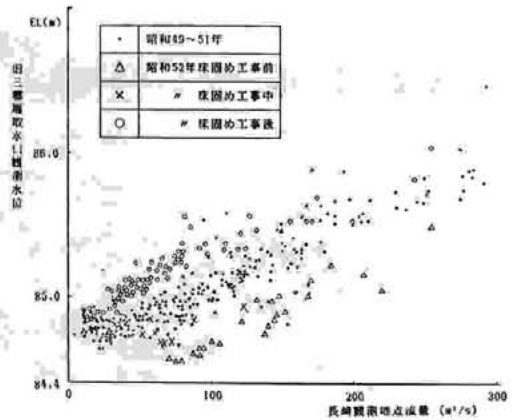


図-4 旧三郷堰取水口観測水位と長崎観測地点流量の関係

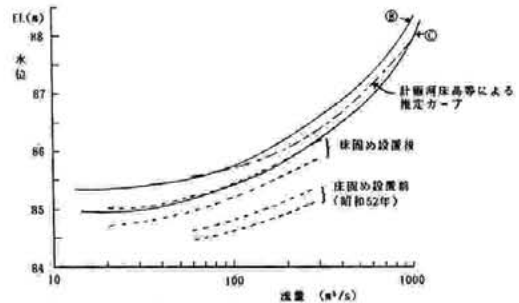


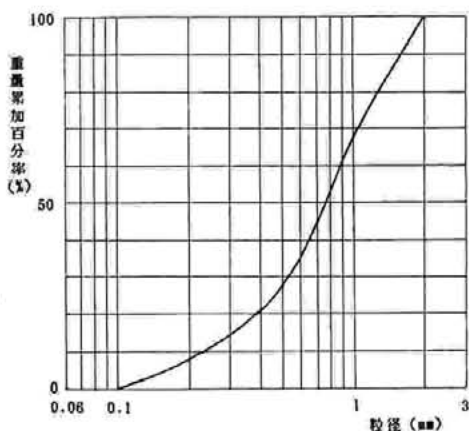
図-5 No. 88断面の水位-流量関係 (B: 上限水位, C: 下限水位)

著な差異はみられなかった。ここでは脂洗流量は無視することにした。

図-4によると、昭和49年~51年の水位-流量関係に比べ昭和52年の堰上げ工事前には水位が40cm程度低下したが、堰上げ工事(写真-1参照)によって水位を50cm程度回復した。図-4のデータを床固め設置前と設置後に分け、20~30cm程度の幅をもたせ図-5に旧三郷堰取水口地点の水位-流量関係として点線で挿入した。なお、旧三郷堰の堰上げ(床固め)工事は、最上川兩岸から岩塊を搬入しつつ、かつ4.5~6(m)の鋼矢板を貫入しながら河川中央部に向かって行われたが、工事の進行に伴い河川中央部の流速が大となり搬入岩塊の流亡等があり、河川中央部には床固工がない状態の床固めとなった。

さて、NO. 88断面における計画河床高などを基にして推定した水位-流量関係⁹⁾と旧三郷堰取水口地点の水位-流量関係を比較すると(図-5参照)、平行移動的な

傾向がうかがえる。そこで、等流状態と近似して、旧三郷堰取水口地点と NO. 88 断面間の距離を 600m とし河床勾配を 1/1,500 とすると、落差（損失水頭）は 0.4m となる。図一五の点線カーブに 0.4m を上積みすれば旧三郷堰取水口地点の関係を基にした NO. 88 断面の推定水位—流量曲線がえられることになる。本実験における NO. 88 断面における水位—流量関係は、計画河床高などを基にした関係⁹⁾と旧三郷堰取水口地点の水位—流量関係を基にした関係（床固め設置後の場合）の両者をほぼ含めた図一五の実線カーブ（20~30cm の幅をもたせ、上限水位をⒺで、下限水位をⒸで表わした）によって行うことにした。これは、旧三郷堰の床固めを全面撤去した場合、三郷堰頭首工下流部での今後の河況推定が難しいので、むしろ鋼矢板を計画河床標高程度で切断して存続させ、計画河床標高程度を旧三郷堰取水口地点に実現させようとしたためである。



図一七 実験砂の粒度加積曲線（縮尺1/50模型実験装置の場合）

以上なので¹⁰⁾、Rubey の式¹¹⁾を用いると縮尺1/50模型で 0.3 mm は 0.05 mm となる。

また、縮尺1/25模型とすると上述と同様に計算し、最大粒径（重量通過百分率の90%粒径）は 2.8 mm、最小粒径は 0.1 mm である。

本実験では市販のフィル目盛（JIS）の関連で縮尺1/50模型では図一七に示す 2.0~0.1 (mm) の実験砂を使用した。また、縮尺 1/25 模型では 5.0~0.1 (mm) の実験砂を使用した。

5. 実験砂について

三郷堰頭首工計画地点（右岸側）と山形市の上水道取水口地点（左岸側）で、それぞれ約 48 kg、約 40 kg の土砂を昭和53年12月20日採取し、110℃で24時間乾燥器で乾燥させ、粒度加積曲線を求めたのが図一六である。

三郷堰頭首工計画地点の平均最大粒径を 9.35 cm とし、岩垣の式⁸⁾を用いると縮尺1/50模型で 0.212 cm となる。最大粒径は重量通過百分率の90%粒径を用いるので⁹⁾、三郷堰頭首工計画地点について図一六から 6.8 cm とすると同様に 0.17 cm となる。

一方、灌漑用水で除去すべき最小粒径は普通 0.3 mm

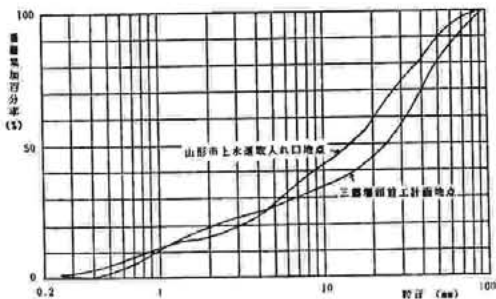
6. 堰体の基本的配置

頭首工計画地点の計画高水流量に伴い、河川管理施設等構造令により土砂吐、洪水吐の径間長等は規定される¹²⁾¹³⁾。土砂吐 2 水路方式¹⁴⁾等の様々の堰体配置状態で実験し検討を行った結果、堰体の基本的配置は土砂吐、洪水吐、床固めからなる図一八のように定めた。

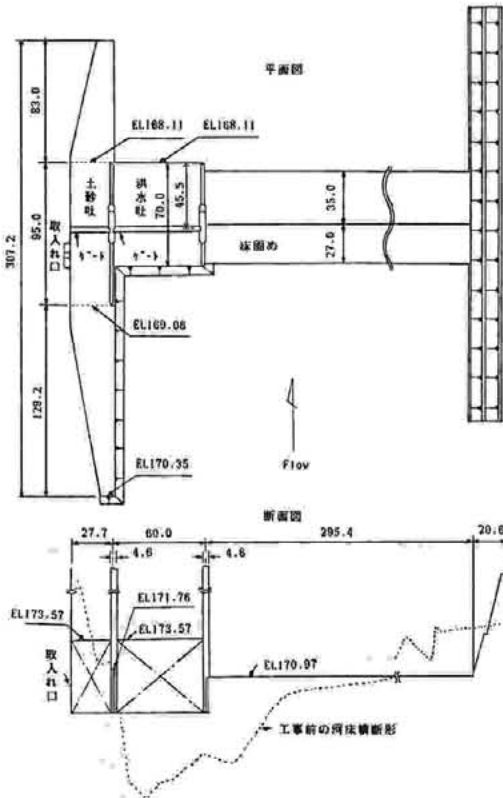
三郷堰頭首工地点は緩勾配河川であり、床固めの堰高を低くかつ可動堰個数を少なくし、土砂吐で射流が実現するよう堰体の配置を行った（洪水吐門扉全閉時）。また、本頭首工は河川規模に比べて取水量が少ない。これに伴い、取入れ口数高標高に比べて土砂吐上流側導流壁標高が高い水理構造とした¹⁵⁾。

III. 堰体からの流況に関する実験

堰体からの越流状況は、堰体の下流水位によって著しく異なる。下流水位の程度により堰体の各構成部（土砂吐、洪水吐等）では完全越流、潜越流が生じ、複合ゼキの流れとして運動量方程式を用いながら水理計算が行わ



図一六 採取土砂の粒度加積曲線



図一八 堰体の基本的配置 (単位: cm, 1/50模型縮尺表示)

れる¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾。なお、計算条件として河川流量、堰体の各構成部の標高と径間長、下流水深は既知とする。

一方、構成する堰が完全越流の場合、堰の流量式を用いるので¹⁹⁾、潜越流にもこの方法を適用することは水理計算が容易で平水流量程度で土砂吐に射流が生ずるかなどの判定には有用と思われる。ただし、設計洪水量の場合は対象外とする。

実験は、縮尺1/25模型装置を用いて行った。堰体は主に土砂吐、洪水吐、床固めから構成されている。なお、洪水吐と床固め間に魚道が位置しているが、ここでは魚道は床固めの一部として扱った。また、洪水吐、土砂吐のエプロン上流端には1:3のスカートを設置し、堰体の上、下流に滞砂がない状態で実験を行った。堰体上、下流の実験水路底と洪水吐上流端(頂部)との標高差は14 cmである。実験流量6~53 (l/s)で実験水路末端の可動堰により下流水位を変化させて、堰体構成各部で完全越流、潜越流を実現させた。

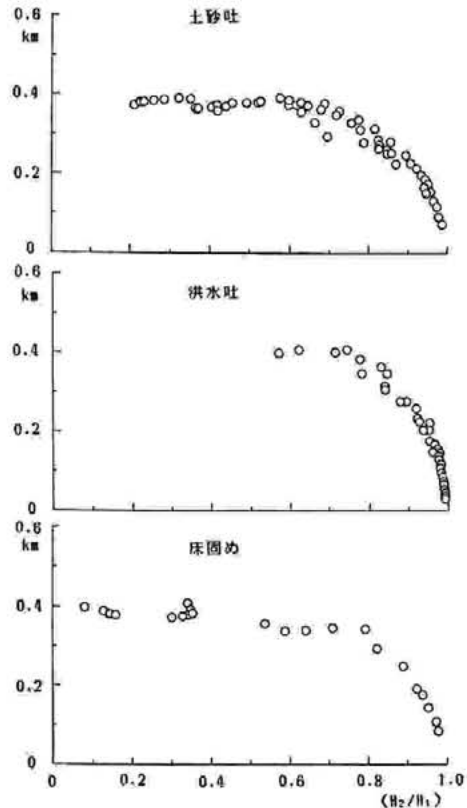
1. 堰体構成各部の越流特性

土砂吐、洪水吐、床固めの各部の越流特性を把握するため、洪水吐と床固めに止水板(壁)を設けて土砂吐に通水し水理諸量を測定した。次に、土砂吐と床固めを止水し洪水吐に通水し、さらに、土砂吐と洪水吐を止水し床固めに通水して測定した。なお、上流水位、下流水位の測定は洪水吐エプロン末端から上流約310 cm、下流約250 cm地点で行った。

いま、堰の流量式を次式で表わす。

$$q = km\sqrt{2g} \cdot b \cdot H_1^{3/2} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 q : 構成部堰の越流量、 km : 流量係数で完全越流の時 $k=1$ 、 g : 重力の加速度、 b : 構成部堰の幅員、 H_1 : 構成部堰の頂部を基準とした上流水深(越流水深)。各実験における q 、 H_1 を(1)式に代入し km を逆算して H_2/H_1 の関係でプロットしたのが図一九である¹⁹⁾ (H_2 : 構成部堰の頂部を基準とした下流水深)。図一九より、土砂吐部、洪水吐部、床固め部によって顕著な流量係数の差異はみられない。そして、完全越流と潜越流の境界は H_2/H_1



図一九 構成部堰の流量係数

$H_1 \approx 0.7$ で、完全越流時の流量係数は $km \approx 0.375$ である。
また、潜越流の流量係数を求めると次式となった。

$$km = 0.375 - 4.167 (H_2/H_1 - 0.7)^2 \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $0.7 < H_2/H_1 < 1$ の場合

2. 堰体上流水位の比較

堰体流入水量（河川流量）、下流水位、堰体構成各部の水理諸元を与件として、堰体構成各部の越流状況（完全越流、潜越流）の判定を含めて、土砂吐、洪水吐、床固めから流れる流量の和が河川流量に達するまで試算を繰返し上流水深を算出した。

上流水深の算出方法は、堰の流量式(1)、(2)を用いる方法と運動量方程式による方法¹⁰⁾（本実験では $W_h/D_2 > 0.3$ であった。 W_h ：最も高い堰の高さ、 D_2 ：下流水深）で行った。なお、運動量方程式を適用する際の詳細は略した。

洪水吐頂部を基準として堰体上流水位の実測値と計算値を比較したのが図-10である。図-10.1は、土砂吐、洪水吐、床固めのいずれの堰においても潜越流の場合で、図-10.2は、床固め部が完全越流で他の堰は潜越流の場合であり、図-10.3は、土砂吐、洪水吐、床固めのいずれの堰においても完全越流の場合である。図-10.1～10.3より、実測値と計算値はほぼ一致しており、堰の流量式による方法でも堰体の上流水位推定は可能といえよう。なお、堰柱の影響による損失をD'Aubuisson式¹⁰⁾で求めたが、その影響はわずかでありここでは無視し

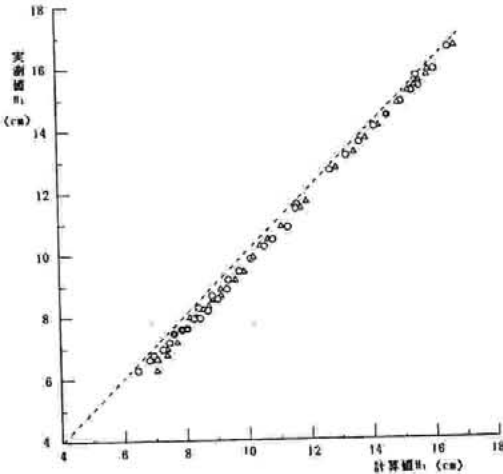


図-10.1 堰体上流水位の比較（構成部堰で潜越流の場合、○：流量式、△：運動量方程式適用による、記号：図-10.2も同じ）

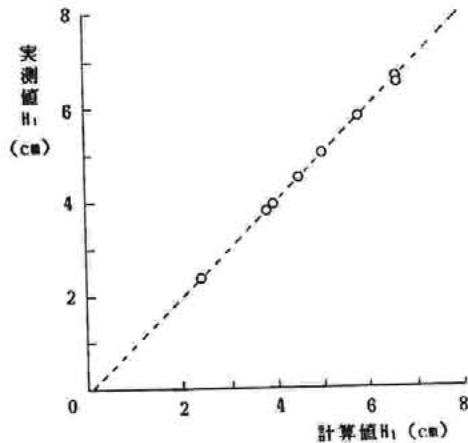


図-10.3 堰体上流水位の比較（構成部堰で完全越流の場合）

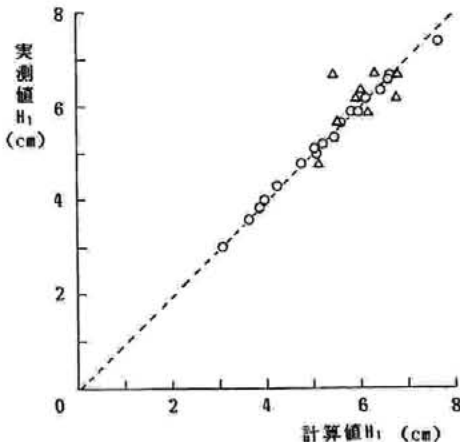


図-10.2 堰体上流水位の比較（床固めで完全越流の場合）

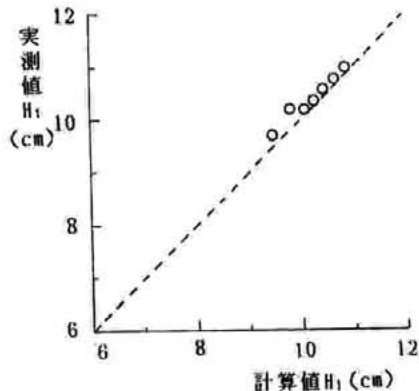


図-10.4 堰体上流水位の比較（洪水吐門扉全閉時）

た。

図-10.4は、洪水吐にのみ門扉（縮尺1/25模型で10 cmの高さ）を入れ、洪水吐門扉の越流係数を岩崎の式²⁰⁾を用いて堰体上流水深を算出したものである。実測値と計算値はほぼ一致している。

さて、三郷堰頭首工設置に伴う堰上げ背水による上流への影響を次のように検討してみた。

本頭首工上流約 1.5 km 区間に建設省の一連番号 No. 89~96の8断面が位置している（No. 89は、ほぼ頭首工設置地点）。これらの各横断面では横断面形状が実測されているので、昭和53年の資料を用いて任意の各水位に対する各断面の通水断面積と径深を求めた。そして、No. 88断面で各河川流量に対する水位を与え（図-5参照）、これを初期水位とし Escoffier の図式解法によって上流各断面の水位を求めた。次に、頭首工を設置した場合の堰体直上流の実験水位を初期水位とし同様に上流各断面の水位を求め、両者を比較した。その結果、主に堰体設置に伴う上流側低水敷の河道整備（図-2の堰体工事等に伴う上流側低水敷の拡幅）が原因で、1,000 m³/s 程度では山形市の上水道取水口などへの水位の影響はなかった。

IV. 土砂吐門扉高について

土砂吐門扉の設置は、所定の取水水位確保と取水時の接近速度を減ずることにあろう。有害粒子 0.3 mm 以上の土砂流入防止には、取水前の接近流速を 0.4 m/s 以下にすることになっており¹⁰⁾、ここでは、有害粒子移動流入の観点も考慮して土砂吐門扉高を定めた。

いま、 Q_1 を取水量（=1.135 m³/s）、 Q_2 を土砂吐越流量、合計流量を Q_0 とする。

$$Q_0 = Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots (3)$$

実験によると土砂吐門扉が全閉状態では完全越流なので Q_2 を次式で表わす。

$$Q_2 = CB_2(h-d)^{3/2} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 C : 土砂吐の越流係数（≒2.2）、 h : 土砂吐底（門扉地点）からの土砂吐門扉越流水深、 d : 土砂吐門扉高、 B_2 : 土砂吐門扉越流幅（=12.7 m）。(4)式を(3)式に代入すると次のようになる。

$$Q_0 = Q_1 + CB_2(h-d)^{3/2} \dots\dots\dots (5)$$

有害粒子の移動流入の流速から接近流速 V_0 は $V_0 \leq 0.4$ m/s であり、 $V_0 \approx Q_0 / (B_1 h)$ を用いて近似すると次のようになる（ B_1 : 取入れ口幅）。

$$Q_0 \leq 0.4 B_1 h \dots\dots\dots (6)$$

(5)、(6)式を整理すると次式となる。

$$d \geq h - \left(\frac{0.4 B_1 h - Q_1}{C B_2} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (7)$$

(7)式において、 C 、 B_1 、 B_2 、 Q_1 を既知すると d と h の関係式となる。

一方、 h は縮尺1/50模型において、 $d=1.5\sim 2.5$ (m, 実寸) で河川流量と h の関係を前以って実験的に作成した。この関係から h を選定し(7)式で d を求めた、さらに、径間長とも関わる門扉水圧強度上の点などからも検討し $d=2.5$ m とした。 $d=2.5$ m で取水可能な河川流量は約 500 m³/s までとなる。

なお、取水時における土砂吐近傍の流況の概略を示すと次のようである¹⁵⁾（土砂吐門扉全閉時）。

河川流量が少ない時（土砂吐、洪水吐の両門扉全閉時）土砂吐上流側から流入した流水は取入れ口方向に流下する。河川流量が増して取入れ口水位が導流壁高以上になると、導流壁を越流して取入れ口方向に向う流れが生ずる。さらに、河川流量が増すと両門扉を越流する。洪水吐門扉を全開にすると土砂吐の上流側導流壁を越流して洪水吐に流下する流れが生ずる。

V. 仮締切りに伴う局部的洗掘と旧三郷堰床固めの撤去

1. 仮締切りに伴う局部的洗掘

三郷堰頭首工の河川工事は三期に分けて行われ、第三期工事は最も大規模な工事となった。ここでは縮尺1/50模型を用いて局部的な洗掘箇所を把握し、対応策の資料を準備した。

実験は縮尺1/50模型に図-11のように仮締切りを配置

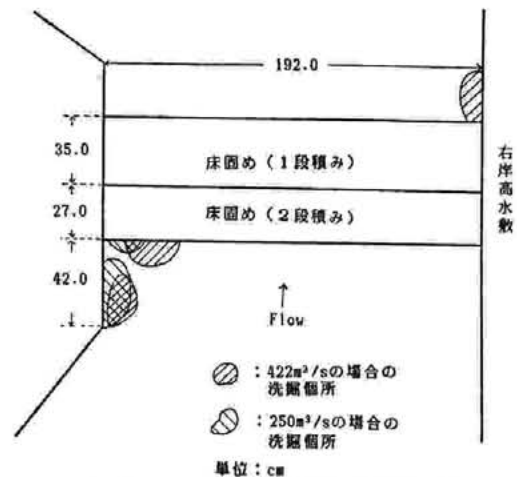


図-11 仮締切りに伴う局部的洗掘箇所

して行った。なお、実験砂は図-7に示したものを使用した。

実験は、通水前にはほぼ浸水状態で砂を堰体上流は2段積みブロック(床固め)標高に、堰体下流は1段積みブロック(床固めの護床)標高にそれぞれあわせて敷き並べ、その後通水した。そして、通水前後の河床標高を測定しその差から局所的な洗掘箇所を求めた。

なお、実験流量は実流量で422, 250 (m^3/s)の2組で通水時間は1時間とした。422 m^3/s は、施工期間中に発生した洪水のうち2~3位の流量に相当している(既往10年資料による)。

No. 88断面の下流水位を○の場合として実験した結果を図-11に示した。422 m^3/s では右岸の護床工直下流の部分と堰体直上流左岸部分に局所的な洗掘箇所がみられ、250 m^3/s では堰体直上流左岸部分に局所的な洗掘箇所がみられたので、この結果を基に洗掘対策がなされた。

なお、床固めでは完全越流の流れであり、この流況は推定と合致した。

2. 旧三郷堰床固めの撤去

旧三郷堰床固めの撤去の程度によって、No. 88断面での水位—流量関係は異なり、さらに三郷堰頭首工の流況に影響する位置関係にある。そして、三郷堰頭首工における下流護床工の配置規模も異なってくる。ここでは、旧三郷堰床固めを全面撤去した場合、建設省の計画河床標高まで撤去した場合について検討した。

i) 旧三郷堰床固めを全面撤去した場合

昭和56年9月10日に現地河川の水面勾配を測定した(河川流量約18 m^3/s)。長崎観測地点と三郷堰頭首工間の勾配は約1/1,100、旧三郷堰床固め直下流と天童堰間の勾配は約1/2,500であった。これを基に長崎観測地点の水位を基点とした1/1,100の勾配を旧三郷堰床固め下流にまで延長し、また、天童堰の堰標高を上流に水平に延長し両延長線を交差させ、このラインを旧三郷堰床固めを全面撤去した場合の縦断河床勾配と仮定した。これより、旧三郷堰取水地点の18 m^3/s の水面標高はEL 83.847 mとなり、旧三郷堰取水地点の水位—流量関係のELを移動させ、さらにNo. 88断面間の損失水頭を0.4 mとしてNo. 88断面の水位—流量関係とした。

ii) 建設省の計画河床標高まで床固めを撤去した場合
建設省の計画河床縦断図から旧三郷堰床固め地点の計画河床標高はEL 84.475 mである。この場合もi)と同様

に旧三郷堰の水位—流量関係のELを移動させ、損失水頭を0.4 mとしてNo. 88断面の水位—流量関係とした。この関係は、図-5の2本の実線カーブ内に入るものである。また、旧三郷堰床固めを現状のままとした場合もこのカーブ内に入るものである。

iii) 下流護床についての実験

最初に、図-5の○カーブを用い実験流量に対するNo. 88断面の水位を実現させ、水理設計した下流護床工¹⁵⁾への影響を確認した。洪水吐門扉全開、土砂吐門扉全開の状態ではNo. 88断面実水位EL 86.51 m(実流量530 m^3/s)として30分(模型実験の時間で以下同様)通水して排砂状況等を調べ、次に洪水吐門扉全開、土砂吐門扉全閉の状態では上限取水程度で30分通水し実験した(流量550 m^3/s , No. 88断面水位EL 86.55 m)。さらに、両門扉全開で800 m^3/s を30分通水した(No. 88断面水位EL 86.96 m)。これらの実験は、左岸側の流況を調べるためのものである。

右岸側の流況については、両門扉全閉で上限取水程度を実現させ、1時間通水した(450 m^3/s でNo. 88断面水位EL 86.36 m)。

以上の実験は、堰体上流に後述の新長崎大橋の橋脚を設置した場合の実験で、この橋脚が未設置の場合で土砂吐、洪水吐両門扉全開でも実験を行った(800 m^3/s の場合)。通水時間は1時間である。

上述の実験では、図-12に示す護床工配置(護床工として「三連ブロック」を使用)で下流に顕著な洗掘箇所は認められなかった。

次に、旧三郷堰床固めを全面撤去したi)のNo. 88断

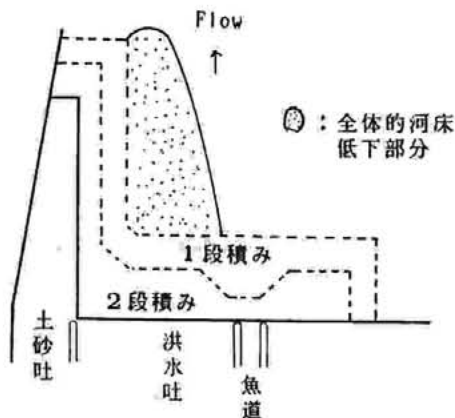


図-12 旧三郷堰床固めを全面撤去した場合の河床低下状況 (800 m^3/s の場合)

面水位での実験を行った。土砂吐、洪水吐両門扉全開で $800 \text{ m}^3/\text{s}$ を1時間通水した (No. 88断面水位 EL 86.36 m)。この実験は、新長崎大橋の橋脚設置と未設置の両者の場合について行った。その結果、橋脚の有無による顕著な差異はないが図-12に示すように洪水吐下流部において全体的 (相対的) な河床低下がみられた。

さらに、土砂吐門扉全開、洪水吐門扉全開で $200 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の実験を行った。この流況では堰体下流部の洗掘、河床低下は顕著でなかった。この場合も、新長崎大橋の橋脚設置と未設置の両者についての実験である (No. 88断面水位 EL 85.09 m)。

以上のことから、旧三郷堰床固めの撤去は、計画河床標高までとすることにした。しかし、実際の施工では鋼矢板は除去されてしまった。そして、魚道 (洪水吐の右岸側に隣接して設置) の最下流部の越流水位と下流水位に水位差が生じ、魚道の流況をスムーズにするため、昭和58年及び61年に補修工事が行われた。その間、数年三郷堰頭首工の下流部流況を観察してきたところでは、No. 88断面の水位は図-5に比べ 0.4 m 程度低下し、そのまま落着いている状態である。現在のところ憂慮すべき局所的洗掘などがないのは、洪水吐エプロン末端と2段積み三連ブロック間に 0.4 m (実寸) の段差があり、また、2段積みと1段積み三連ブロック間に 0.87 m (実寸) の段差があること、自然河川と1段積み三連ブロックの接続部に部分的ではあるが鋼矢板が設置されていることが影響していると思われる。今後とも堰体下流部の河道整備等については留意しておかねばならない事項である。

さて、エプロン末端と2段積みブロック、2段積みと1段積みブロック間の段差は、ブロックの規模 (5 ton の三連ブロックを水平に設置) に伴うなじみから生じた段差であり、実験的検討を行って配置したものであるが¹³⁾、段差に伴う減勢効果も期待したものである。堰体の下流水位設定が難しいような場合には、段差を与えた護床工法は有効な一工法と思われる。

VI. 新長崎大橋による三郷堰頭首工への影響

新長崎大橋の河川横断橋の橋脚は、写真-2に示すように前頭部が一円孤型の2本建てタイプである。以下、二連建一円孤型橋脚と呼ぶことにする。

新長崎大橋の河川横断箇所は、高水敷 (堤防) と低水敷の河道方向が異なり、堤防と平行な橋脚軸は低水敷満水時までは流向に対して 24° の角度を有している。頭首工

設置地点から河川幅程度の上流に橋脚が位置する場合の頭首工への影響に関する研究は見当たらないところである。ここでは、新長崎大橋の橋脚設置が三郷堰頭首工の流況にどのような影響を与えるかを実験的に調べた。また、二連建一円孤型橋脚の水理実験を行い定性的流況を調べた。

1. 三郷堰頭首工への影響に関する実験

i) 実験装置と実験方法

実験は、写真-3, 4に示した縮尺1/50模型装置を用い、

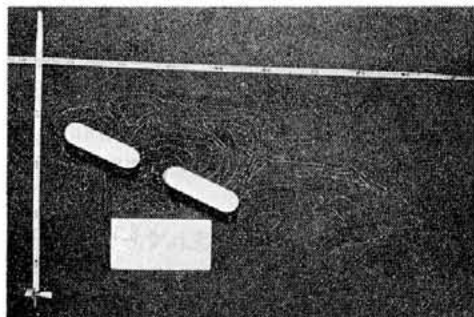


写真-2 二連建一円孤型橋脚の基礎実験 (模型縮尺 3/200)

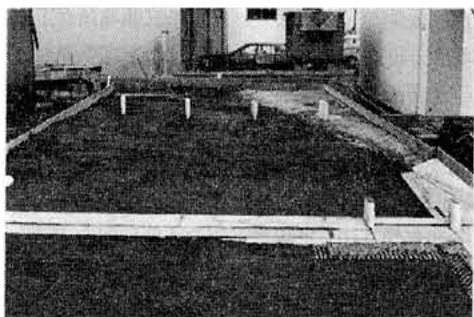


写真-3 新長崎大橋の橋脚設置における縮尺1/50模型の実験装置

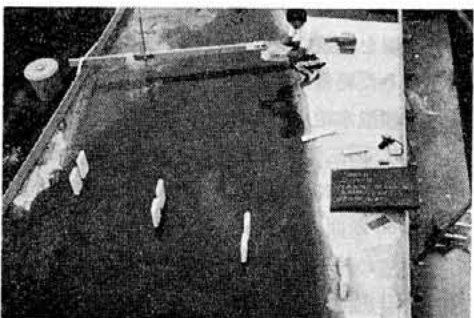


写真-4 下流側から撮影した No. 6 の流況

頭首工上流に橋脚を設置した場合と未設置の場合について表-1に示す流況で行った。ここでは、新長崎大橋の河川横断面と頭首工間の流向、流速を調べ比較した。測定は、図-13に示す○印の各点で、水面下1cmの流向流速をプロベラ式流向流速計(計測技研型で計測可能な最小流速は2cm/s)を用いて行った。なお、縮尺1/50模

型実験において新長崎大橋橋脚周囲に洗掘がみられ、洗掘箇所2cm程度の石を河床高程度に装てんして実験した。

ii) 実験結果

No. 88 断面水位が◎の場合における各横断面での測定流速を図-14に示した。図-14において横軸は、洪水吐と床固め間の堰柱を基準線0とし、この基準線から各測点までの河川横断距離を右岸側はプラス表示、左岸側はマイナス表示したものであり、縦軸は実流速に換算した値である。図中の①~④の数字は測定横断面を示し、点線は橋脚未設置、実線は橋脚設置の場合である。図-14によると流速値に差異がみられ、図-14.1~14.5の流水が低水敷内を流下する場合には橋脚設置は未設置の場合に比べ河川横断方向における流速分布の一様化傾向を強める。その結果、みお筋が不鮮明化するのである。一方、流水が高水敷をも流下するようになると図-14.6の

表-1. 橋脚設置有無における1/50模型での実験諸量

実験番号	河川流量	土砂吐門扉	洪水吐門扉	頭首工下流水位
No. 1	(m ³ /s)	全 閉	全 閉	◎
2				◎
3		全 開	全 閉	◎
4				◎
5	280	全 閉	全 開	◎
6				◎
7		全 開	全 閉	◎
8				◎
9		全 開	全 開	◎
10				◎
11	900	全 開	全 開	◎
12				◎

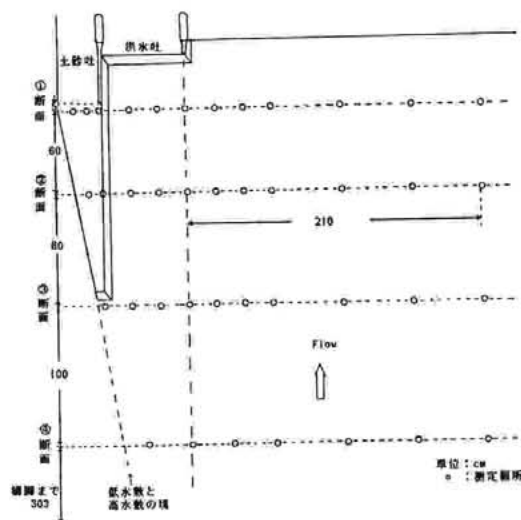


図-13 流向・流速の測定箇所

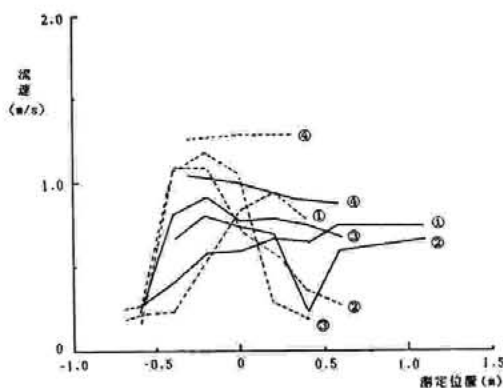


図-14.1 橋脚設置の有無による堰体上流の横断面流速(実験 No. 2 の流況, 実験 No. は表-1 参照)

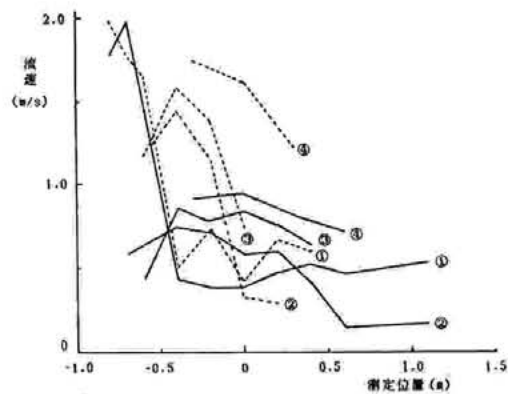
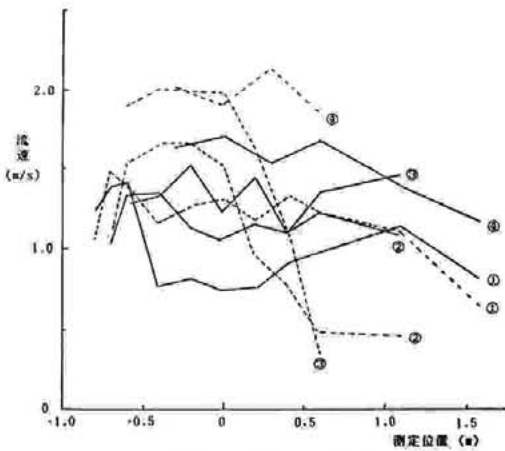
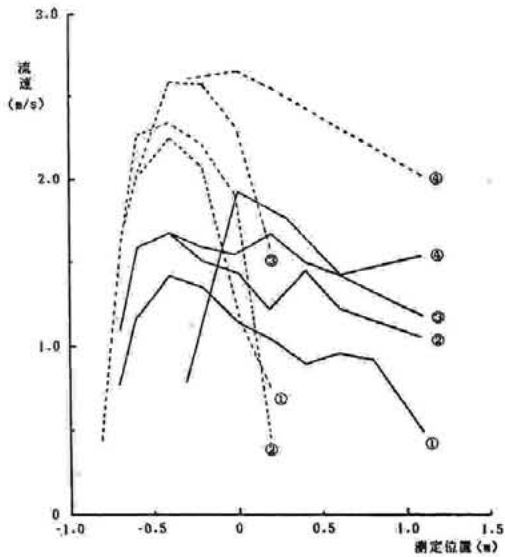


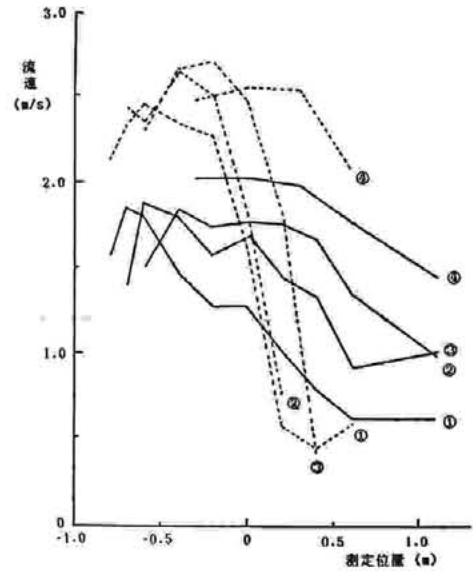
図-14.2 実験 No. 4 の流況



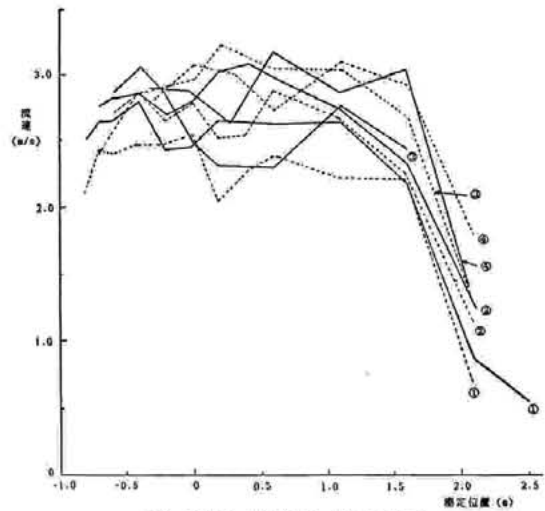
図—14.3 実験 No. 8 の流況



図—14.4 実験 No. 6 の流況



図—14.5 実験 No. 10の流況



図—14.6 実験 No. 12の流況

ように橋脚設置の有無の影響は次第に不明確になっていく。

流向については、顕著な傾向が認められなかった。各横断面におけるみお筋（最大流速点）の流速は、橋脚設置の場合には弱まるものの最大流速の発生個所には差がなかった。

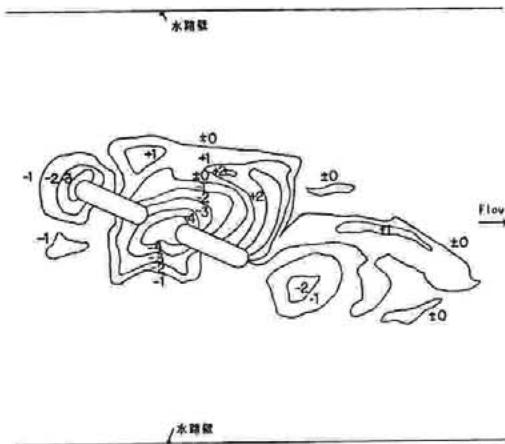
これらの傾向は、表—1の下流水位が⑥の場合にも同じであった。

2. 橋脚の洗掘に関する基礎実験

橋脚の洗掘実験は、橋台設置の資料となると共に橋脚

下流への流下土砂の様相もしることができよう。ここでは、長さ 20 m、幅 0.76 m の片側ガラス張り鉄製長方形水路を使用し、二連建一円孤型橋脚における洗掘の基礎実験を行った。

実験は新長崎大橋の橋脚に対しフルード相似で縮尺3/200で行い、実験砂は図—7のものを使用した。実験は、長さ 3 m、幅 0.76 m、深さ 0.1 m 部分の中ほどに二連建一円孤型橋脚を設置して砂を敷き並べ、浸水後砂表面を一定深さ 0.1 m にならし通水して観測した。そして、



図—15 縮尺 3/200 の橋脚の基礎実験 (実験流量 8.9 l/s, 水深 6.0 cm, 図中の数字の単位: cm)

停水後徐々に水をぬき白糸で 1 cm ごとの等深線をひき写真撮影した (写真—2 参照)。通水時間は予備実験を行い 4 時間とした。写真—2, 図—15 は新長崎大橋において低水敷がほぼ満水している状態 (高水敷に水のり寸前) の実験である。図—15 によると、橋脚周囲の洗掘土砂に伴い橋脚直下流に部分的に土砂の滞積がみられるが、橋脚の下流部には顕著な帯状の土砂滞積はみられない。

なお、参考までに橋脚の角度を流向にに対し 0° , 12° , 24° として、実験流量、水深を変化させ実験を行った。その結果、橋脚部の最大洗掘深は、角度が大になるに伴い、また流量が増加するに伴い、さらに水位が低くなるに伴い顕著に大きくなった。

VII. む す び に

当該河川の諸特性のもとで、様々な頭首工タイプとそれに伴う水理構造が設定される。三郷堰頭首工は、緩勾配河川における頭首工で取水量が河川規模に比べて少ない頭首工であり、これらを基に三郷堰頭首工の水理模型実験を行い、水理構造の諸元を決定した。三郷堰頭首工の水理特性 (水理設計) のうち、先に土砂近傍の水理構造と下流護床工について示し¹⁵⁾、本報では、堰体からの流況、土砂吐門扉高、仮締切り工事に伴う局所的洗掘と旧三郷堰床固めの撤去、新長崎大橋による三郷堰頭首工への影響について実験的に示した。成果は次のようである。

1) 実験的に求めた堰体の基本的配置を基に、堰体構成各部の越流状況を完全越流と潜越流にわけ、堰の流量式(1)を用いて堰体越流水位等を調べた。その結果、三郷堰頭首工の場合、取水の対象とする河川流量程度では堰

の流量式を用いて越流状況、越流水位の算定を行ってもよいことが判明した。また、堰体設置に伴う堰上げ背水による上流への影響についても述べた。

有害粒子移動流入の観点も考慮して土砂吐門扉高を設定した。

2) 仮締切り工事に伴う局所的洗掘箇所を実験的に調べた。洗掘箇所は主に堰体上流側では仮締切り形状の急変部直下流に、下流側では堰体上流側の流向を反映した右岸側に生じた。

次に、旧三郷堰床固めを全面撤去した場合と建設省の計画河床標高まで撤去した場合について、堰体下流護床の点から実験的に検討した。実験結果は計画河床標高までの撤去となったが、実際には全面撤去された。そして、堰体下流 No. 88 断面での水位低下度合は、約 7 km 区間の実測河川水面勾配を用いて線引きした縦断河床勾配による値 (全面撤去の場合) と同程度であった。

旧三郷堰床固めを全面撤去すると、堰体下流での水位低下と洪水吐下流部における河床低下 (実験による) をもたらす。堰体の下流水位設定が難しいような場合、段差を与えた護床工法は有効と思われる。なお、魚道の補修工事が行われた以外は特に問題は生じていない。

3) 低水敷内を流下する場合の堰体上流の流れは、新長崎大橋の橋脚設置によって河川横断面内の流速分布の一樣化傾向が強まっていた。しかし、みお筋は変化しない。

実験に際し、山形大学農学部昭和 55 年卒北見寛一氏、同 56 年卒中村 均氏、佐久間秀夫氏、外塚勝志氏、同 57 年卒渡部 昭氏の協力をいただいた。研究に際し、山形県山形平野土地改良事務所、三郷堰土地改良区の職員各位にご支援、ご鞭撻をいただいた。記して謝意を表する次第である。

引 用 文 献

- 1) 山形県：県営鉱毒対策事業三郷堰地区事業誌，pp. 1~16(1986)
- 2) 山形新聞：昭和 58 年 9 月 1 日付
- 3) 三輪 弼：最上川 (三郷堰付近) の河床形状の変化について，農士学会東北年講，pp. 22~23(1980)
- 4) 加藤武雄：最上川・須川合流点における頭首工仮設により生じた河川水の混合状況の変化，東北地理，34-3，pp. 165(1982)
- 5) 山形県山形平野土地改良事務所 (所取)：三郷堰取水施設水利諸元(1978)

- 6) 川合 享：水理実験に基づく河川工作物の水理設計 (その7) —頭首工の土砂吐とダム洪水吐—, 農土誌 46(12), pp. 61~67(1978)
- 7) 川合 享：水理実験に基づく河川工作物の水理設計 (その8) 農土誌47(1), pp. 47~52(1979)
- 8) 椿 東一郎・荒木正夫：水理学演習(下巻), pp. 191, 森北出版(1980)
- 9) 川合 享：水理実験に基づく河川工作物の水理設計 (その2) —頭首工の土砂吐とダム洪水吐—, 農土誌 46(6), pp. 45~49(1978)
- 10) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準, 設計, 頭首工, pp. 147~148(1978)
- 11) 同上 8), pp. 204
- 12) 日本河川協会編：解説・河川管理施設等構造令, pp. 165~218, 山海堂(1980)
- 13) 同上 10) pp. 38~51
- 14) 出口利祐・川合 享：頭首工土砂吐水理設計の新理念, 農土研31(7), pp. 9~14(1964)
- 15) 前川勝朗ら：三郷堰頭首工の水理設計について, 農土誌51(2), pp. 33~40(1983)
- 16) 同上 10), pp. 58~69
- 17) 農業土木学会：頭首工の設計, 演習書シリーズ No. 1, pp. 35~59(1982)
- 18) 松下 玄：複合セキの流れ, 三重大学農学報, No. 39, pp. 37~87(1970)
- 19) 小柳 彌, 松下 玄：低越流えん堤の実験—特に上下流面勾配の緩やかな場合について—, 三重大学農学報, 16, pp. 89~105(1958)
- 20) 土木学会：水理公式集—昭和60年版—, pp. 291, 技報堂(1985)

Summary

The hydraulic model of the Sangozeki Head Works was examined for the purpose of hydraulic design. The results are summarized as follows.

1) On the state of weir placement of the Sangozeki Head Works, the overflow characteristics of each weir were examined. It was determined that the observed values of overflow depth agreed approximately with the values calculated from the discharge formula (#1). However, experimental formula (#2) was applied in the case of submerged overflow. The construction of the Sangozeki Head Works had no influence on the flow conditions of upstream river structures.

The weir height of the sand sluiceway was investigated from the point of view of the inflow of

harmful sand.

2) Local scouring in the case of temporary cofferdam works was verified by the hydraulic model test. Next, the effects of the removal of the old ground sill of Sangozeki were investigated. This ground sill was completely removed during the actual construction. However, it was surmised that, nonetheless, the downstream riprap of the Sangozeki Head Works became effective because of the existing step variation.

3) It became clear that with the pier construction of the larger Shinnagasaki Bridge the velocity distribution at the upstream sections of the Sangozeki Head Works has tended to become more uniform.