

報 文

三郷堰頭首工の水理設計について

前川 勝朗* 中村 均** 相沢 周一*** 清野 真人***

I. はじめに

三郷堰頭首工は、山形市の北方約11 km の最上川に建設中の頭首工の名称である(図-1 参照)。

頭首工設置地点では、計画河床勾配は1/1350~1/1500で、みお筋はほぼ安定しており、河川幅は約400m(低水敷幅約200m)である。この地点の高水流量、平水流量、濁水流量はそれぞれ順に、3,100 m³/s、71.2 m³/s、9.1 m³/sで、頭首工の取水量は1.135 m³/sである。

なお、みお筋は左岸側に位置しているので左岸取水後に右岸側受益地に送水(堰体底部の上流側を送水路横断)すること等の関係から、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。

このように、三郷堰頭首工は、緩勾配河川における頭首工で、河川規模に比べて取水量が比較的少ない頭首工である。

本報告では、三郷堰頭首工の水理設計、とくに土砂吐近傍の水理構造、下流護床工について実験的に示したも

* 山形大学農学部(まえかわ かつろう)

** 群馬県農政部(なかむら ひとし)

*** 山形県農林水産部(あいさわ しゅういち、せいの まさと)

キーワード 護床工(頭首工)、取入口(頭首工)、流送、局所洗掘、水理模型実験

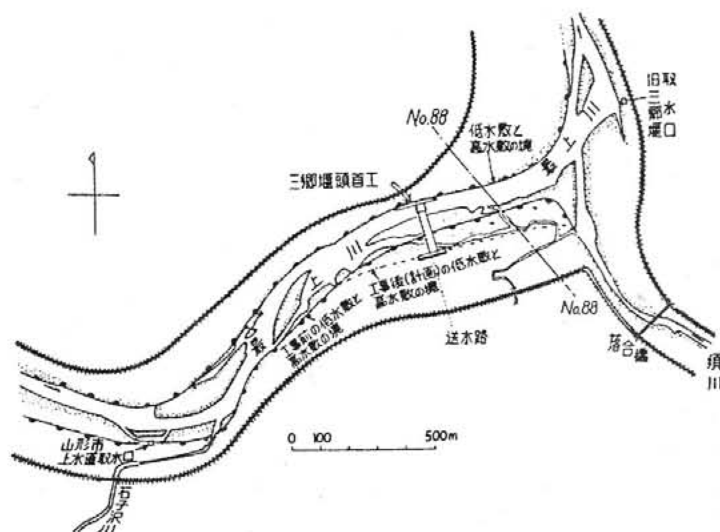


図-1 三郷堰頭首工位置図

のである。緩勾配河川における頭首工の水理設計に際し、参考資料になれば幸いである。

II. 実験装置

1. 縮尺 1/50 の模型

長さ約19m、幅4.1m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2m区間は移動床とし、その他の部分は固定床とした。頭首工設置地点等で土砂採取を行っ

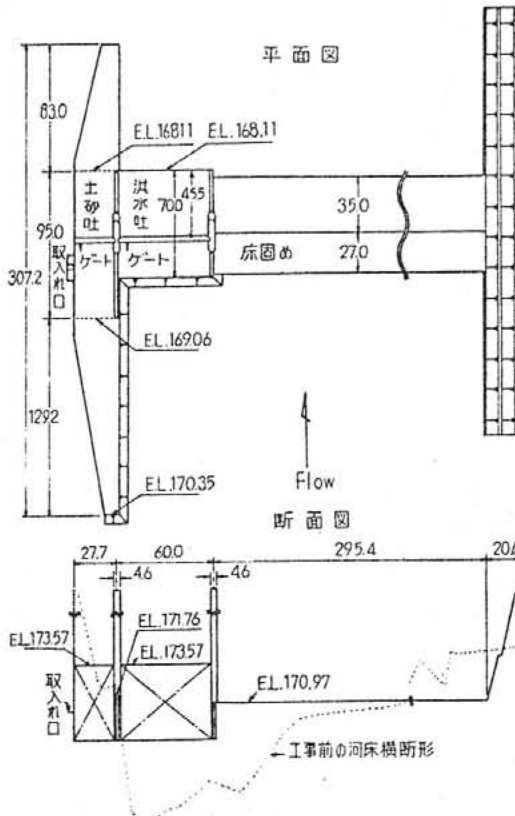


図-2 堰体の基本的配置
(単位: cm, 1/50模型縮尺表示)

たところ、重量通過百分率の100%粒径と90%粒径²⁾はそれぞれ9.4 cmと6.2 cm、平均粒径は2.18 cmであり、実験には砂粒径2.0~0.1 (mm)の範囲で平均粒径0.75mmのものを使用した。なお、実測の平均粒径2.18 cmに対応する模型の粒径は、岩垣の式³⁾を用いて計算すると0.64mmとなる。

さて、山形市の上水道取入れ口と石子沢川(排水河川で最上川合流点に逆水門を設置している)が、三郷堰頭首工の上流約1.2km地点に位置している(図-1参照)。三郷堰頭首工は取水量が比較的少ないこと、また緩勾配河川なので堰上げ背水による影響等を考慮し、ここでは堰上げによる取入れ口水位を低く抑えることにした。

一方、緩勾配河川において堰上げによる取入れ口水位を低く抑えると、射流排砂可能な沈砂池を設置することは困難となる。したがって、取入れ口における土砂流入防止策は重要となる。

ここでは、河川管理施設等構造令を遵守しながら、諸々の堰体配置状態(たとえば、土砂吐2水路方式⁴⁾等)で実験し検討を行った結果、堰体の基本的配置は土砂吐、

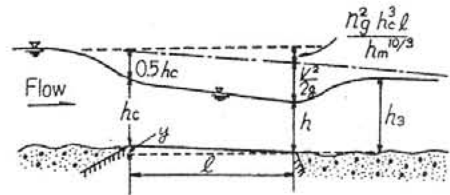


図-3 土砂吐の縦断模式図

洪水吐、床固めからなる 図-2 のように定めた。

2. 縮尺 1/25 の模型

長さ約10m、幅約2.6mの実験水路内に、取入れ口付近の実験装置を別途製作した。実験装置は、取入れ口、土砂吐、洪水吐、床固めの一部(1/25模型で床固めの越流幅約0.76m)から構成されている。この装置は、取水、護床工等の実験に使用した。

III. 土砂吐近傍の流況

1. 土砂吐について

緩勾配河川における土砂吐の勾配は、設計基準⁵⁾によると次式で表わされている(図-3参照)。

$$y = h - 1.5h_c + \frac{V^2}{2g} + \frac{n^2 g h_c^3 l}{h_m^{10/3}} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 y :土砂吐の始端と終端の標高差、 h :水深、 h_c :限界水深、 V :流速、 g :重力の加速度、 n :マンングの粗度係数、 l :土砂吐水平長、 $h_m = (h_c + h)/2$ 。

h に対するフルード数を1.75とすると、 $h = 0.495h_3$ 、 $V = 3.854\sqrt{h_3}$ 、単位幅当りの流量 $q = V \cdot h = 1.908 h_3^{3/2}$ となり、(1)式は次のようになる。ただし、 h_3 は土砂吐の下水深。

$$y = 0.1745 h_3 + 19.234 \frac{n^2 l}{h_3^{1/3}} \dots\dots\dots(2)$$

(2)式を用い、 h_3 、 n 、 l を与件として y は算出される⁶⁾。ここでは、平水量に対応する h_3 (1/50模型表示でE.L.171.25 cm)を用いて y を算出した。なお、三郷堰頭首工下流側の水位は、旧三郷堰(図-1参照)地点における三郷堰土地改良区による既往の観測水位値と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の流量値等を基に作成したNo.88地点(図-1参照)の河川流量と水位の関係から求めた。

さて、洪水吐ゲートを全閉にして土砂吐で射流が実現するか否かの判定は、取水堰構成各部の流況(完全越流か潜越流)を条件に組入れた複合堰における堰上げ水位の計算法⁷⁾を適用することで可能であろう。ここでは、床固めの堰高を低くかつ可動堰個数を少なくする方針で実験を行った。その結果、図-2 のような堰体の配置状

態で、洪水吐ゲート全閉時には土砂吐には射流が実現し、土砂が流下した。

なお、土砂吐始端を 図-2 の土砂吐上流側導流壁先端として出水時の実験を行くと、みお筋は左岸側に位置するので上流からの流送土砂は土砂吐に顕著に流入した。

一方、図-2 のように土砂吐底を上流に延長すると、この延長部分は洪水吐上流の堆砂河床と段差を生じて洪水吐方向におけるみお筋化が強まり、上流からの流送土砂は土砂吐底の上流延長部分に流入しにくくなる。ここでは、土砂吐上流に 図-2 のような延長部を設置した。また、洪水吐においても掃砂可能なよう実験的にその水理諸元を定めた。床固めの部分は、現地では重量 5 ton の「三連ブロック」を敷設している。

三郷堰頭首工は、貯留（堰上げ）エネルギーを小さめにし、かつ土砂吐で射流を実現させる躯体の配置となっている。堰上げ水位が小さければ、取入れ口敷高をほぼ一定とすると取入れ口敷高はこの水位に対応して低めになる。このことは、従来の取入れ口形状設計法⁹⁾と比較すると、取入れ口敷高と土砂吐敷高の標高差が小さくなり、また取入れ口敷高が土砂吐の上流側導流壁高に比べて低い・標高になるので、取水上の検討が必要になる。

2. 土砂吐の上流側導流壁高

1/50の模型実験装置を用いて、洪水吐ゲートを全閉にし土砂吐ゲートを全開にして、土砂吐流況に対する上流側導流壁高の影響について調べた。

上流側導流壁長とその標高をそれぞれ2通りに変え、様々の河川流量について実験を行った。実験例を 図-4, 5 に示した。図中の限界水深は、土砂吐ピア間で径 2 mm のビーター管を用いて流速測定を行い、土砂吐流下量を求めてこれより算出したものである。

図-4, 5 から、導流壁標高の高低に伴って射流の発生位置が異なっている。導流壁が高い場合は、導流壁先端直下流に一部はく離の流況がみられるが（測線⑤を参照）、導流壁先端近くから割合スムーズな射流が発生している。一方、導流壁が低い場合は（ここでは、取入れ口敷高と同標高である）、土砂吐ピア近くからは射流が発生している。また、導流壁長が長くなるに伴い射流区間が長

くなっている。

このように、土砂吐内にスムーズな射流を実現させるためには、従来程度の上流側導流壁高が必要であった。ここでは、図-4 の a) の場合における導流壁の標高とその長さを採用した。なお、下流側導流壁高は上流側の標

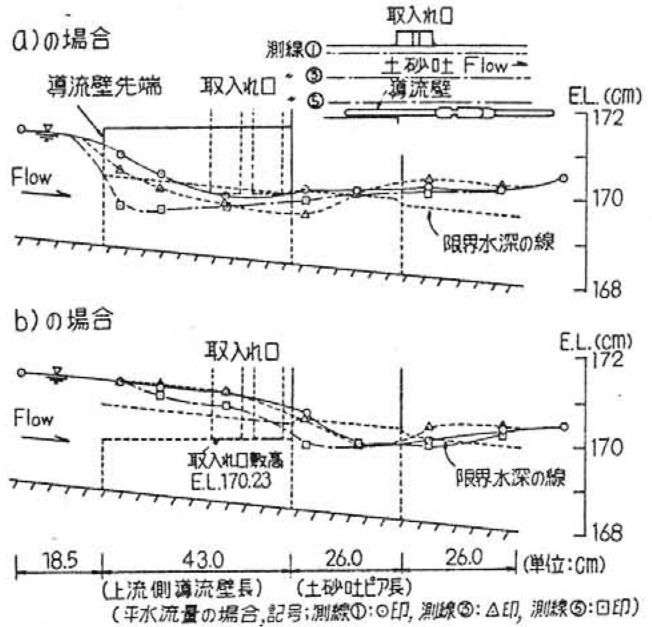


図-4 土砂吐の流況

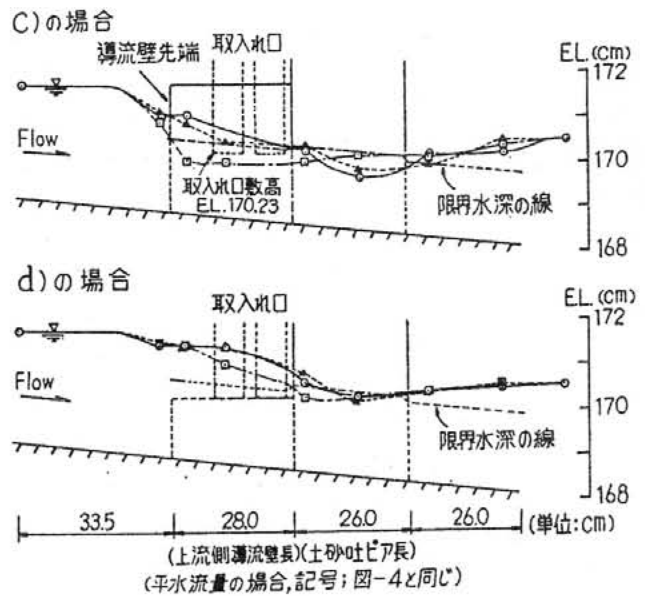


図-5 土砂吐の流況

高と同高とした。

さて、図-4のa)のように三郷堰頭首工では、土砂吐の上流側導流壁高は取入れ口敷高に比べて高い標高になっている。このような場合、上流側導流壁上に転倒ゲートを設置して、土砂吐掃砂時にはゲートを起立させ取水時には倒伏させる例がみられる²⁾。三郷堰頭首工では取水量が比較的少ないので取水上障害にならなければ、導流壁を固定化することは維持管理上等から有利と思われる。

3. 取水時における土砂吐近傍の流況

設計基準³⁾によると「……取水時の接近流速(取入れ口上流側河川内の流速)を0.4m/s以下とすることによって、農業用水路に流入して有害となる粒径0.3mm以上の土砂の流入を防止できる……。」としている。

最初に、1/25の模型実験装置を用い、所定の取水量を実現させて土砂吐近傍の流況を調べた。なお、取入れ口の流入型式は越流式であり、取入れ口*に原型どおりの表面取水の可動堰(水門)を設置した(図-6参照)。また、土砂吐、洪水吐の両ゲート高は実寸で2.5mとし、ゲート上の越流水深は水压強度上実寸で0.5mを上限とした。

実験は、プロペラ式流向流速計(計測技研型)を用いて、土砂吐内の水面下1cm地点の流向、流速を測定して行った。実験例を図-7, 8, 9に示した。

取入れ口前(土砂吐内)の概略の流況は次のようである。

河川流量が少ない時(土砂吐、洪水吐の両ゲート全閉時)、土砂吐上流側から流入した流水は取入れ口方向に

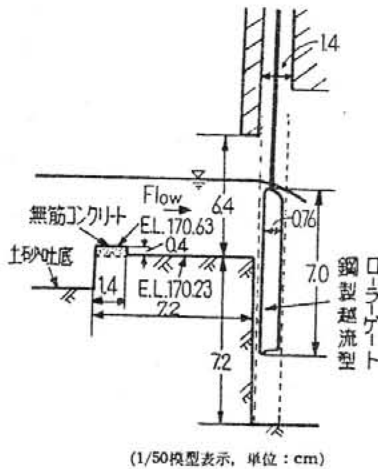


図-6 取入れ口の縦断概略図

* 床固めの沈下等によって取水量低下が生ずる場合があっても、ある程度対応できるように前もって図-6のように取入れ口先端部を無筋コンクリートで施工した。図-4, 5はこの無筋コンクリートを撤去した場合の実験であり、図-7~10は、取入れ口敷高標高 E. L. 170.63 cm (1/50模型表示)における実験である。

流下する(図-7参照)。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ゲートを越流する(図-8参照)。

洪水吐ゲートを全閉にすると、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(図-9参照)。この流況は、導流壁高が低い場合(取入れ敷高と同高の場合)の方が顕著である。

ところで、導流壁を越流する流況における取入れ口上流側河川内(土砂吐外側)の流速は、導流壁を設けると $z/h_2 \geq 0.4$ では導流壁の影響によって計算値に比べ実測値が大きいとされている⁴⁾(z :河床面からの導流壁高、

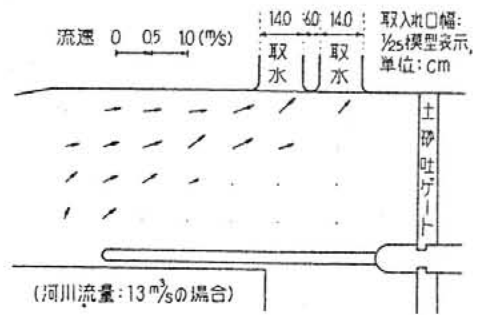


図-7 取水時における土砂吐の流況

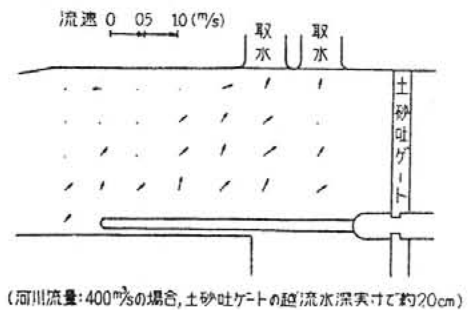


図-8 取水時における土砂吐の流況

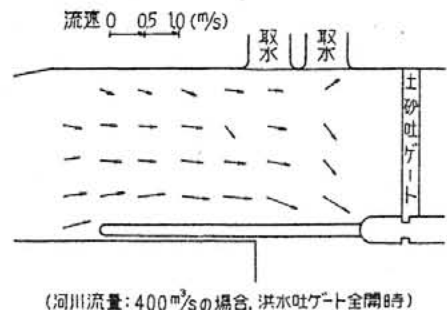


図-9 取水時における土砂吐の流況

h_2 : 接近流の水深)。ここでは、導流壁先端近くの上流側から有害粒子 0.3 mm に相当する 0.1 mm の微砂を直接投入し、その移動・流入状況を観察した。その結果、導流壁直上流(土砂吐外側)の乱れに伴う顕著な微砂の移動・流入は認められなかった。また、図-7 の流況においても同様であった。三郷堰頭首工の場合、導流壁高が取入れ口敷高に比べて高い標高になっているが、土砂吐、洪水吐の両ゲート全閉時には河川流量約 400 m³/s までは取水上とくに障害はみられなかった。

次に、1/50 の模型実験装置を用い、実測の河川横断面滞砂形状の状態に対し、標高 E. L. 168.73 cm (洪水吐エプロン上流側頂部標高) で堰体の上流方向にほぼ水平に実験砂を敷き並べて通水し、プロベラ式流向流速計を用いて水面下 1 cm 地点の流況を調べた。土砂吐、洪水吐の両ゲート全閉状態での実験例を図-10 に示した。図-10 は、土砂吐、洪水吐の両ゲートからの越流がない状態で導流壁を越流して取入れ口に向う流れが生じている場合である。

図-10 をみると、図中の点線によって概略河川の主流と取水前の流れに分離することは可能であろう。点線の左岸側は 0.4 m/s 未満の流速であり、導流壁の上流側周囲に 0.4 m/s 未満の緩流速域が存在している。図-10 の流況は、土砂吐外側の接近流速の点で問題はないと思われる。

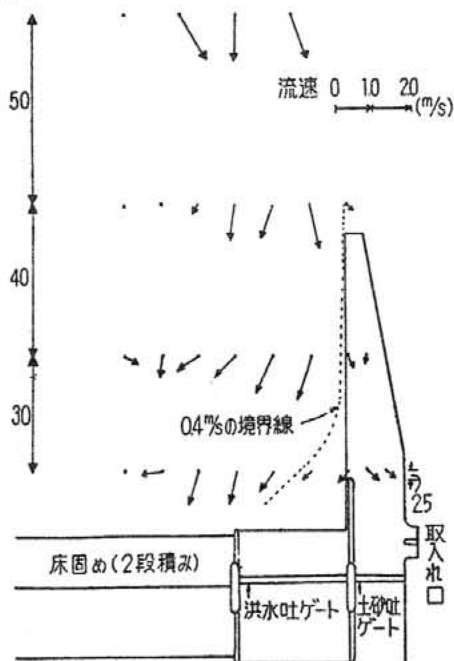


図-10 取入れ口上流側河川内の流速(河川流量 110 m³/s の場合、単位: m)

さて、上述の土砂吐近傍の流況を灌漑期における既往の河川流量発生頻度に対応させてみよう。

1/50 の模型装置を用い、土砂吐、洪水吐の両ゲートの開閉状況を変化させて、河川流量と堰体直上流水位の関係を求めた。この関係を用いると、土砂吐、洪水吐の両ゲートが全閉状態では、図-7 のような流況は河川流量約 70 m³/s 以下の状態で河川流量発生頻度からみると約 75% を占めており、また、両ゲートを越流する状態は河川流量約 320 m³/s 以上の状態で発生頻度は 1.5% 程度と少ない。したがって、実際には両ゲートを越流しない流況が大半を占めることになる。

また、堰体直上の河川全断面平均流速は、取水時の 0.4 m/s 以下とすることが防砂の点から必要である⁹⁾。河川流量と堰体直上流水位の関係をを用いて、堰体上流に堆砂した状態を想定し河川全断面平均流速を算出すると、河川流量が増加するに伴い平均流速は大になった。そして、土砂吐、洪水吐の両ゲート全閉状態では、河川流量発生頻度の約 4 割が 0.4 m/s 以上の場合に該当していた。一方、図-10 で使用した河川流量以上の流量は、その発生頻度からみると約 1 割に位置している。したがって、全断面平均流速が 0.4 m/s 以上になっても、実際には両ゲート越流状態近くまでは図-10 のように導流壁の上流側周囲に 0.4 m/s 未満の緩流速域が生ずる。

一般に、河川の流速が大きく取水時の接近流速が小さい場合には、取入れ口前庭に土砂の堆積が生ずる傾向になる⁹⁾。図-10 の場合、土砂吐外側の 0.4 m/s 未満の緩流速域は、堆砂域として機能することになる。

このように、三郷堰頭首工の場合、灌漑期における 1~2 度の出水時を除くと有害粒子が流入しない状態で取水可能と思われる。しかし、土砂吐外側の 0.4 m/s 未満の緩流速域の規模が十分とはいえないと思われるので、現地における取水管理の経験を基にして取水時の最高水位(河川流量の上限)を定めることにした。

IV. 下流護床工

在来、護床工は既成のブロックを使用したものが多いように思われる。ここでは、既成のコンクリートブロックのタイプである「三連ブロック」を(写真-1 参照)、三郷堰頭首工の護床工としてどのように配置したらよいかを実験的に検討したものである。

1. 1/50 模型による実験

使用した三連ブロックは、5 ton 型の 1/50 模型であり、石こう、セメント、鉄屑を混ぜ固め表面をビニコト塗装したものである。

河川流量を 100~900 m³/s とし、土砂吐と洪水吐のゲ

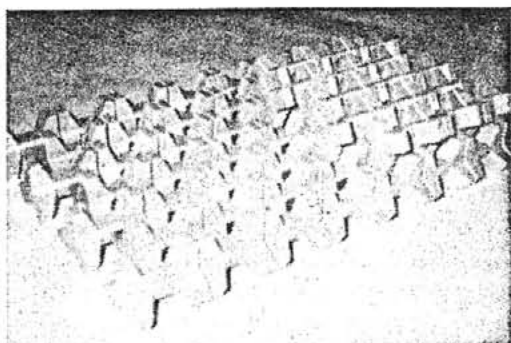


写真-1 模型三連ブロック

ート開閉状況をいろいろ組合せた各状態について実験を行った。そして、通水前・後の河床標高を測定し、とくに洗掘が認められるカ所についてはその位置と標高を測定して洗掘跡のスケッチを行った。なお、実験の通水時間は、ここでは洗掘の状況がほぼ安定する1時間にした。また、この実験では堰体上流からの給砂は行っていない。

さて、実験手順を3段階におけ、その模式図が図-11である。以下、各段階について説明する。

i) ④の段階 三連ブロックが未設置の状態、頭首工下流 No. 88 地点 (図-1 参照) の最深部標高と洪水吐エプロン末端標高とを結び (約 1/84)、この線上に実験砂をほぼ浸水状態で敷き並べ、そして通水した。図-12 は、堰体下流における局所的な洗掘カ所の実験結果をまとめたものである。

ii) ⑤の段階 ④の段階で求めた局所的な洗掘カ所を網羅するように、図-12 の点線まで三連ブロックを2段積みで水平に敷設して、④の段階と同様の実験を行った。その結果、三連ブロックと自然河床とのつなぎめで若干洗掘がみられた。

iii) ⑥の段階 ⑤段階の実験結果を参考にして、2段積み三連ブロックに連結する1段積みブロックを水平に敷設した。なお、⑥段階では、No. 88 地点の最深部標高と洪水吐センターの下流に位置する1段積みブロックの最下流頂部標高とを結び (約1/181)、この線上に砂を敷き並べて実験を行った。また、掃流砂は堰体上流に堆砂が進行してから下流に流下するので、この段階では、ブロックの間に土砂を入れないで実験を行った。

実験の結果、三連ブロックと自然河床のつなぎ目付近において顕著な洗掘はみられず、流況は割合スムーズであった。さらに、河川流量、土砂吐と洪水吐の両ゲート開閉状況をさまざまに変えながら5時間連続通水の実験を行ったが、局所的な洗掘カ所はみられず流況は割合スムーズであった。

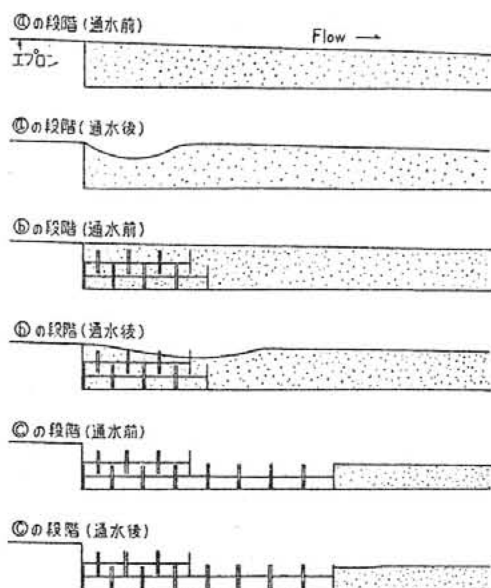


図-11 実験手順の模式図

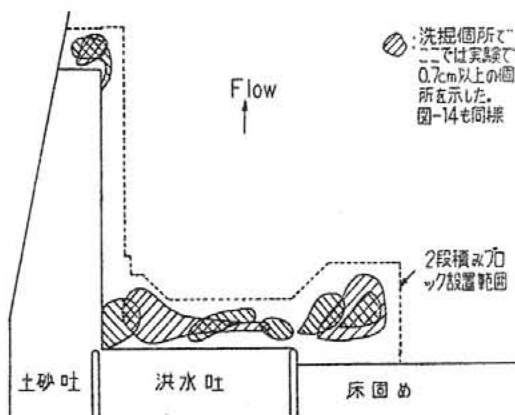


図-12 洗掘状況概略図

2. 1/25 模型による実験

縮尺1/25の模型実験装置を用いて、エプロン流下後における土砂堆積の様相、洪水吐エプロンと三連ブロックの接続部における段差 (実寸で 40 cm) の適否等について検討した。なお、三連ブロックは1/25模型のもので、1/50 模型と同材質のものである。実験砂には 5.0 ~ 0.1 (mm) の範囲のものを使用した。

実験によると、エプロン流下後の土砂の前丘はフロントを形成しながら順次ブロックの間に堆積し、間隙が満たされると護床工の下流に順次流下した。土砂吐排砂時においても同様の流況であった。

また、洪水吐エプロンと三連ブロックの接続部の段差

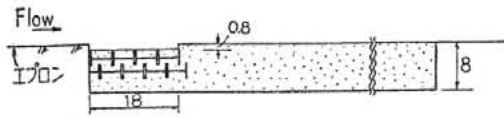


図-13 鉄製水路実験装置模式図

による洗掘への影響は、とくにみられなかった。さらに、段差のある場合について別途基礎実験を行った。実験は、幅 0.76 m、長さ 17 m の片側ガラス張りの鉄製長方形水路を用い、2 次元流について行った(図-13 参照)。なお、三連ブロックは合成樹脂製の 1/45 の模型を使用し、この縮尺に三郷堰頭首工の水理諸量をあわせた。

実験の結果、高水流量時程度の流況では写真-2 のように一部のブロック頂部は露出するが、この程度の段差は洗掘上とくに問題はないと判断された。

なお、エプロン末端と三連ブロックの接続部における段差は、1 段積みブロックと自然河床標高とのなじみから生じた段差である。

ところで、1/50 の模型実験装置では、洪水吐エプロン直下流におけるブロックの配列は、左岸側を横方向(ブロック 1 個の長辺が流下方向と直角の場合を以下このように呼ぶ)、右岸側を縦方向(ブロックの長辺が流下方向と同向の場合を以下このように呼ぶ)に設置していた。1/50 模型では判然としなかったが、1/25 模型によると、縦と横方向にブロック配列を二分したそのつなぎめが水みちのようになった。ブロック間隙に堆積した土砂は、この水みち付近においては流失したので、洪水吐エプロン直下流における三連ブロックの配列を縦方向に統一した。また、土砂吐エプロン直下流におけるブロック配列はその流況を考慮して行った。

3. 最終案について

堰体の基本的配置は図-2 であるが、取入れ口付近施工後(第 2 期工事後)に新たに魚道を設置することになった。そこで、図-14 の位置に魚道を設置し(越流幅 3

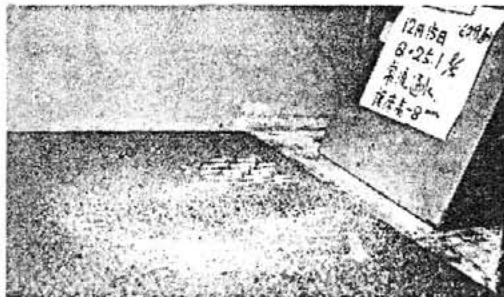


写真-2 段差のある洗掘基礎実験

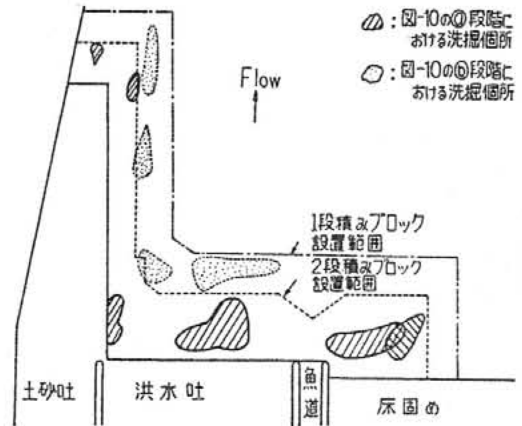


図-14 洗掘状況の概略と下流護床工の配置

m)、IV. 1. と同様の手順で実験を進めた。なお、魚道の両側壁標高(左岸側は洪水吐導流壁と兼用)は床固め標高と同高である。

実験の結果、三連ブロック未設置の場合の局部的洗掘カ所は図-14 に示すとおりである。そして、図-14 のブロック配置状態で、河川流量、土砂吐と洪水吐の両ゲート閉閉状態を様々に変えて実験を行ったが、局部的な洗掘カ所はみられず流況はスムーズであった。図-14 に示した下流護床工の配置を最終案にした。

さて、床固めの部分についても触れておこう。

取水時あるいは土砂吐排砂時の実験において、床固めで完全越流の流況がみられた。III. 3. に述べた河川流量と堰体直上流水位の関係、堰体下流における河川流量と水位の関係を用いて、完全越流時の最大の堰体下流水位(水深)を求めた。そして、この水深の約 8 倍を護床工の長さ¹⁰⁾とし、1 段積み三連ブロックを水平敷設状態で縦方向に配置した。このように配置したカ所は、床固め標高と自然河床標高が同標高程度の部分についてである(図-2 参照)。図-11 に示した実験手順により、護床工ブロックの設置範囲を定める方法があるが、床固めの越流幅は広幅で完全越流ではほぼ 2 次元の越流状況なので、ここでは前もって従来程度の護床工長を与えその適否を実験的に検討した。その結果、完全越流時といっても護床工上に露出射流は発生せず、局所洗掘上とくに問題はみられなかった。また、第 3 期工事(昭和 56 年度)には低水敷の約 2/3 が仮締切りされ、床固めだけを完全越流で流下する状態が生じたが、この場合も同様に問題はなかった。

床固めの越流部分は、2 段積み三連ブロックが水平敷設状態で縦方向に配置されている。水平に敷設した 1 段

積みと2段積みブロック(護床上)の段差は実寸で0.87mであり、床固めの護床工標高は洪水吐エプロン末端標高に比べ0.56m高くなっている。

なお、既成ブロックの選定は、ブロックの滑動・転倒に対する安全性、粗度等からなされよう。図-13の実験水路全幅に三連ブロックを長辺部が流下方向になるよう約3m、1段積みで並べ(ブロックは合成樹脂製の1/45模型)、ブロック間隙に土砂が堆積しない状態で別途基礎実験を入念に行ったところ、5ton型でマニングの粗度係数 $n \approx 0.035$ であった。現地河床粗度は $n \approx 0.03$ である。

4. 従来の護床工長との比較

模型実験によって下流護床工の設置範囲を定めたが、従来の2, 3の方法による護床工長さと比較してみよう。

(1) 萩原らの方法¹¹⁾ 萩原らは、エプロン直下流の洗掘状況について、河床勾配、河床材料の粒径、流量(水深)、三連ブロックの配置数をそれぞれ変化させて実験を行っている。そして、ブロック下流の最大洗掘深さ Z_{max} とエプロン末端からの Z_{max} 地点までの距離 l_1 との比 Z_{max}/l_1 を洗掘勾配とし、洗掘勾配と u_* / u_{*c} (u_* : 摩擦速度, u_{*c} : 限界摩擦速度)の関係図を実験的に示している。いま、実測の平均粒径2.18cmを用い、洗掘勾配を0.05として、この関係図を使用して護床工ブロックの配列数を求めると12列となり、さらに配列数と平均粒径の関係から護床工の長さ L は約14mとなる。

(2) 川合らの方法¹²⁾ 下流水深が共役水深より高い場合の L は、平均粒径移動限界時の水深の6倍を与えることにしている。平均粒径から岩垣の式³⁾で u_{*c} を求め、さらに平均粒径の移動限界水深を求めて護床工の長さを求めると、 $L \approx 16m$ となる。

(3) 設計基準による方法¹⁰⁾ 緩勾配河川における護床工の設定形状は、河床が安定する深さまで傾斜させる方法が考えられるとして、一応の目安は1/7程度を与えることにしている。いま、現況の最深部縦断河床に1/7で連結させると、 $L \approx 18m$ となる。

本実験結果では、三連ブロックの縦方向に対する個数は多いところで8個であり、5ton型三連ブロック1個の縦方向長さは2mなので、 $L \leq 16m$ であった。したがって、実験による護床工の長さは、(1)~(3)の方法によって求めた値と同程度の値であった。

ここでは、水理模型実験によって、局所的な洗掘カ所を把握し、この洗掘範囲に対応させて下流護床工を設置した。また、堰体の上流側についても図-11と同様の手順で実験を行ったところ、局所的な洗掘カ所の把握は可能であった。護床工敷設範囲設定の水理模型実験の際、図-11に示した実験方法は有効と思われる。

V. むすびに

三郷堰頭首工は、緩勾配河川における頭首工で、取水量が比較的少ない頭首工である。

ここでは、堰上げ水位を低めにかつ土砂吐で射流を実現させる堰体の配置を、河川管理施設等構造令を遵守しながら実験的に求めた。これに伴い、取入れ口において有害粒子流入の懸念が生じ、土砂吐近傍の流況を実験的に検討した。その結果、土砂吐上流側導流壁高が取入れ口敷高に比べて高い標高でかつ導流壁天端を固定化した水理構造でも、取水上の障害はみられなかった。

また、定常流時の水理模型実験を行って局所的な洗掘カ所を把握し、この洗掘規模に応じた下流護床工を設置した。護床工に使用した既成ブロックは「三連ブロック」で、ブロックは水平敷設とし流下方向に対し一部段差を設けて自然河床に連結させた(5ton型ブロックで2段積みと1段積みブロックの段差は0.87mである)。また、洪水吐エプロンと三連ブロックの接続部に0.40mの段差がある。このように段差を設けて護床工ブロックを敷設しても、局所洗掘上とくに問題はみられなかった。

ところで、頭首工の流況は、堰体の下流水位によって大きく左右される。とくに、緩勾配河川ではその影響は著しい。本実験ではNo.88地点(図-1参照)の下流水位に変動幅をもたせて実験を行ったが、現在、旧三郷堰(図-1参照)の床固め工撤去の程度を検討中である。

実験に際し、山形大学農学部昭和55年卒業藤 徹氏、北見寛一氏、鍋田 豊氏、同56年卒内山錦一氏、外塚勝志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) 三輪 式: 最上川(三郷堰付近)の河床形状の変化について、農土学会東北年報, pp.22~23 (1980)
- 2) 川合 亨: 水理実験に基づく河川工物の水理設計(その2)一頭首工の土砂吐とダム洪水吐, 農土誌46(6), pp.45~49 (1978)
- 3) 土木学会編: 水理公式集, pp.108 (1963)
- 4) 出口利祐・川合 亨: 頭首工土砂吐水理設計の新理念, 農土研31(7), pp.9~14 (1964)
- 5) 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.81~82 (1978)
- 6) 松下 玄: 複合セキの流れ, 三重大学農学報, No.39, pp.37~87 (1970)
- 7) 同上 5), pp.59~66
- 8) 同上 5), pp.147~148
- 9) 川合 亨・皆川勝美・岩崎和巳: 頭首工取入れ口の水理について, 農業土木試験場技報B第12号, pp.61~76 (1967)
- 10) 同上 5), pp.107~110
- 11) 萩原国宏・清水 哲: 三連ブロックによる床固工下流部の洗掘防止に関する模型実験について, 東洋大学工学部土木工学科河海コース研究室 (1968)
- 12) 川合 亨・岩崎和巳: 頭首工の護床工に関する新しい水理設計法, 水と土, 8号, pp.41~58 (1971)

[1982. 6. 28. 受稿]