



土木研究所資料 944 号

流路工に関する研究(Ⅲ)

—— 模型実験からみた流路工計画 ——
について

昭和 49 年 3 月

建設省土木研究所

TM-96 .FT-11.F-982

模型実験からみた流路工計画について

田 畑 茂 清*

1. 河川砂防技術基準にみられる流路工計画の考え方

現在の流路工の計画は、基本的には建設省河川砂防技術基準によっている。これは、従来の砂防工事の豊富な経験を集大成したもので、その信頼度もかなり高い。

そこで、本章では河川砂防技術基準の中から、流路工の計画と設計に関係する部分を抜き出して整理してみる。

1. 溪流、下流部、および砂れき円すい地に対する工法

溪流下流部の荒廃および砂れき円すい地に対しては、溪流の上流部が荒廃していないか、あるいは、砂防工事の施工によって整治された場合に、流路工を計画する。

2. 測 量

- (1) 平面測定は、測定流路計画法線を中心に、できる限り、左右両岸に広く、現状を正確に詳しく測定すること。平面図は縮尺 1/1000 を標準とする。
- (2) 縦断測定の測点は、溪床幅員ならびに想定計画流路のはば中心に選定し、20 m あるいは 50 m ごとに設置して、くい打ちをおこない、くい高を測定する既設道路・護岸（てんば及び基礎高）、橋（橋面・けた下・基礎高）、井ぞき（てんば、基礎高）用水路等の高さをともに測定し、横断測量より求めた各測点ごとの溪床最低高とともに、縦断面図に記入する。縦断面図の縮尺は、縦 1/200、横 1/1000 を標準とする。
- (3) 測点ごと、および変異横断を測定し、横断くいの位置・露出岩盤・既設工作物とともに、横断面図に記入する。縮尺は、1/100 を標準とする。

3. 計画条件

- (1) 流路工の計画に際しては、溪流上流部の荒廃状況を検討するものとする。
- (2) 溪流上流部が荒廃している場合の砂防工事は、

①未施工、②施工済み、③施工中の三つの場合について検討する。

- (3) 溪流の上流部が荒廃していない場合にも、下流部が屈曲あるいは乱流がはなはだしく浸食のいじめるしい場合は、流路工の計画を必要とすることが多い。
- (4) 流路工計画区域の上流端には原則として、貯砂ダムが必要である。
- (5) 流路工の計画に考慮する洪水流は、すでに砂防工事が完成しているものとしているので、土砂含有率の減少した洪水流を対象としなければならない。
- (6) 流路工は、一般に床固工と護岸工を併用して計画することを原則とする。

4. 溪床こう配

- (1) 床固工によって形成される溪床勾配は、上流部の状態がよく流下する砂れきの形状が小さいほど小なることに注目すべきである。
- (2) 流量（流速・水深）と溪床の抵抗力を考慮して、浸食と滞積のおこらない溪床勾配を作らねばならない。溪床勾配の屈折と曲流部の深掘れによっておこる溪床勾配の局部的変動に注意せねばならない。
- (3) 床固め下流のり先は、越流水流によって深掘られ溪床が低下するから、旧溪床の 1/2 よりゆるやかになることに注意せねばならない。
- (4) 流路の短縮によって溪床勾配が急になる場合が多いから、注意を要する。

5. 床固工の高さ

- (1) 溪床勾配が一様で、全区間にわたって床固工を計画する場合は、 $H/h = n$ $L/n = l$ の関係がある。（ここに H ：総落差、 L ：総延長、 h ：床固高、 l ：床固間隔、 n ：床固数）
- (2) 床固めの高さは 2.0 m 内外とし、水たたき、垂直壁を設ける時も、総落差 3.5 m が限度である。

TM-96 FT-11F 983

6. 床固工の位置

- (1) 溪床低下のおそれのある箇所に計画して、縦浸食に抵抗して溪床を安定せしめる。
- (2) 溪流の幅員が広く乱流がはなはだしい箇所に計画して整流をおこなう。
- (3) 支川の合流する場合は、合流点下流に計画する。
- (4) 工作物の基礎を保護する目的の場合は、それら工作物の下流部に計画する。
- (5) 屈曲部においては、屈曲部間をさけて、その下流に計画する。

7. 床固工の方向

- (1) 原則として、施工箇所下流部の流心線に直角とする。
- (2) 床固工を階段上に計画する場合は、床固工水通しの中心線が、その上流の床固工水通し中心において方向線に立てた垂線上にあるようにする。

3. 床固工の断面および天端幅

- (1) 一律に、下流のり勾配 $1:0.2$ 、上流のり勾配を垂直としてよい。
- (2) $1.0\sim 2.0\text{m}$ の天端幅は、高さ、流量および流下砂礫の大きさによって定める。

9. 床固工の水通し

- (1) 水通しの位置は、流心および床固工の方向をも加味して定める。
- (2) 水通し形状は、一般には溪流の上流部は台形とし、下流部においてはしばしば弧形にする必要がある。
- (3) 水通し断面積は、計画高水流量を流し得るように、充分に余裕を見込まなければならない。

10. 床固工のそで

- (1) 地形・地盤の硬軟、および護岸工の強度に応じて十分に貫入する。
- (2) 溪流屈曲部下流に設置する場合は、とっ曲部のそでを延長して、十分信頼できる地盤に貫入しなければならない。

11. 床固工の基礎

- (1) 床固工設置箇所の基礎が砂礫層からなる場合は原則として水たたきを設ける。岩盤が存在する場合及び大転石が累積する場合はこの限りでない。
- (2) 床固工基礎は、高さと間隔を考慮して、下流床固工の水通し天端と重複させねばならない。

12. 水たたき

- (1) 水たたき下流先端には必ず垂直壁を設け、水たたき下流の洗掘対策とする。
- (2) 床固工と垂直壁間の側壁護岸の基礎は床固工水通し両肩の直下より後退させねばならない。
- (3) 水たたき長さは、 $l = (2\sim 3)h$ 、(ここに h : 越流水面からの落差) 水たたき厚さは越流水深に応じて $0.7\sim 1.0\text{m}$ を標準とする。
- (4) 0.5m 程度の水クッションを設けるのがよい。

13. 護岸工の位置

- (1) 一般河川にくらべて、溪床勾配はなお急であるので、屈曲部はもちろん直線部においても、護岸が決壊しやすく、これを保護するために、護岸工を必要とする。
- (2) 決壊は長区間にわたり、しかも乱流の作用によって兩岸交互に浸食を受けることが多いから、護岸工も、兩岸に連続して、施工する必要がある。

14. 法線

できるだけ曲線をさけ、直線とすることがのぞましい。

15. 護岸工の高さ

- (1) 護岸工の天端高は、計画高水位以上とすることが原則である。
- (2) 溪流の曲流部における凹岸部の護岸は、強固にかつ天端高を増さねばならない。

16. 護岸工の基礎

- (1) 基礎は、少なくとも、計画河床高より 1m 以上根入れしなければならない。
- (2) 深掘れのおそれある箇所は、その防止のため、根固工、水制工、あるいは基礎工を施すべきである。

TM-96 FT-11F-984

17. 水制工の位置

左右兩岸対策の位置に計画して、各水制頭部間の新水路を水流で低下させ流路を固定する。その後、水制頭部を導流工、護岸工で連結させ、整治完了とする。

18. 水制工の方向

上向き水制が有利であるが普通直角水制とする。流線に対して $70^{\circ} \sim 90^{\circ}$ の間の角度が適当である。

19. 水制工の間隔・高さおよび頭部の形状

- (1) 間隔は、水制長の $1.5 \sim 2.0$ 倍とし、凸部、直線部、凹部の順に間隔を小とする。
- (2) 非越流水制を原則とし、頭部の基礎は、長く、深く溪床中に根入れするのが普通である。

2. 既設流路工にみられる流路工計画の考え方

実際に、個々の流路工を計画、設計する場合には、この河川砂防技術基準だけでは、不十分であり、それだけに各砂防技術者は、苦勞しているわけである。

そこで、本章では既設の流路工のデータから流路工計画はどのように考えられているかをさぐる。

(1) 設置場所

図-1は流路工の数を流域面積、こう配および上流の砂防ダムの個数別にみたものである。

最も平均的なものは、流域面積 $1 \sim 10$ km²、平均こう配 $1/30 \sim 1/100$ 、上流の砂防ダムの個数1個の場合である。これをはずれるものについては一応注意して計画していく姿勢が必要であろう。

(2) 流路工幅

図-2は流路工幅と流域面積との関係を示したものである。この図によれば、流路工幅は、概略、流域面積から推定することができるようである。流域面積が2 km²以下になると三面張りがふえ、流路工幅も、小さくなっていることがわかる。

(3) 計画こう配

図-3は、計画こう配と元河床こう配との関係を示したものである。計画こう配は $1/2$ 内外をとるということになっているが、現実には、こう配が $1/50$ 以下になると、元河床こう配と同じになっているものが多い。

(4) 床固工間隔

図-4は、床固工間隔と流路工幅との関係を示したものである。図によれば、床固工間隔は、流路工幅から推

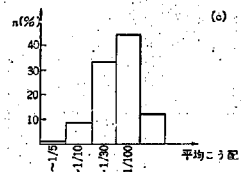
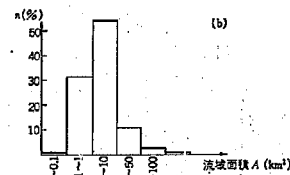
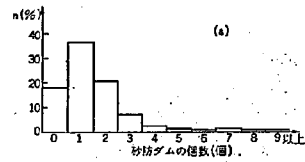


図-1

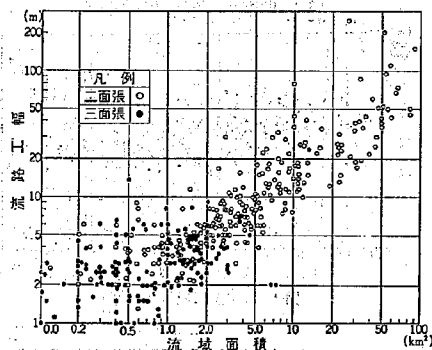


図-2 流路工幅平均と流域面積と関係

定することが可能のように思われる。しかし、これが最適な機能を発揮しうる床固工間隔であるということはいえず、水理実験や現地調査などの結果に待たねばならないだろう。

(5) 計画高水流量

図-5は、比流量と流域面積の関係を示したものである。ただし、これらは、実測による結果ではないので注意を要する。

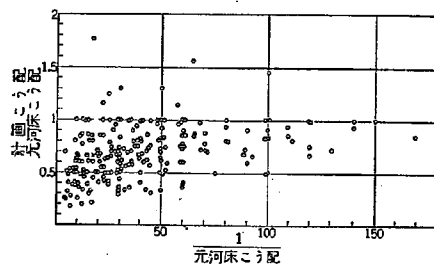


図-3 元河床こう配と計画との関係

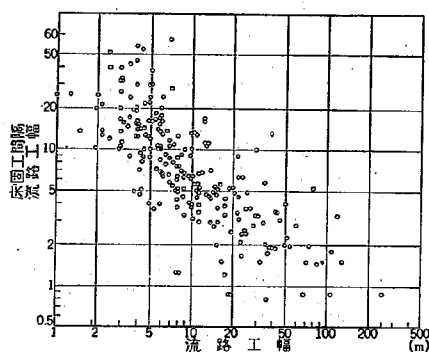


図-4 床固間隔と流路工幅との関係

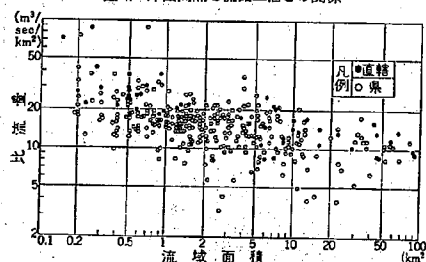


図-5 比流量と流域面積の関係

3. 模型実験からみた流路工計画の問題点

流路工を計画・設計していく場合の問題点は多い。これを解決していくには、科学的な調査・研究結果をもとにして、技術の向上を図らねばならないだろう。

そこで本章では、おもに実験等によって、今まで明らかにされてきた事柄について述べ、合理的な流路工計画・設計の一資料としたい。

(1) 流路工の機能

流路工は、護岸工と、床固工との組み合わせであるが、おのこの機能はあまり明確ではない。

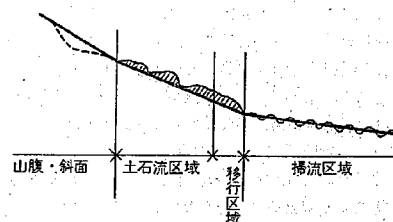
表-1は、それらについて今までの経験を整理したものである。

(2) 流路工の調査

流路工を設置しようとする場所の、災害の形態を明らかにすることがまず第一である。

①この地点に土石流がくるか否かを知る調査

土石流調査をすればよいが、簡単には、その地点のこう配をしらべればよい(図-6)。



溪床こう配	判定	対策
$>12^\circ$	土石流区域	上流砂防工事をしてから流路工事にとりかかる。
$12^\circ > 8^\circ$	移行区域	
$8^\circ >$	掃流区域	流路工工事にとりかかってもよい。

図-6

表-1

場所	災害	原因	防止対策	構造物被害
溪流下流部 扇状地	はんらん	乱流	護岸工による越流防止	深掘
	下流への土砂流出	護岸工による整流	床固工による整流	局所洗掘
		河床低下	床固工による河床低下防止	
	異常土砂堆積	土石流	上流砂防工事	

②河床低下によって、下流へ土砂が流出しているか否かを知る調査

河床変動測量結果を 図-7 のように整理することによって知ることができる。この場合、なるべく長期間にわたる資料が必要である。

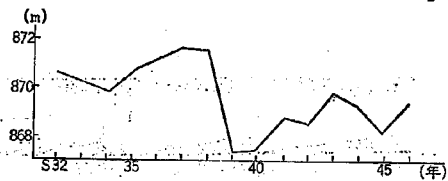


図-7 太田切川

③乱流によって、はんらんや下流への土砂流出があるか否かを知る調査

過去の航空写真を重ね合わせることで流路の変動を知ることができる。また、地形図や災害史、現地調査によってはんらん位置や、はんらん想定区域を知ることができる。(図-8)。

(3) 縦断こう配

計画縦断こう配の推定は非常にむずかしい。図-9 にもあるように、元河床こう配の $1/2 \sim 3/4$ にある時期が非常に長いので、経験的にこの値を採用しているのである。

また、縦断こう配が途中で変化している場合はその地点で、掃流力が変化するので、土砂の堆積を促進することになる。橋のある地点などは、このような場合が非常に多い。計画する時は一度、縦断的に掃流力を計算してみるとよい(図-10)。

(4) 床固工の間隔

流路工計画の中で最もたいせつなことは、この床固工の間隔と流路工幅の決定であるといっても過言ではない。

床固工の間隔をうまく決定できれば、確かに乱流を防止し、河床低下を防止するけれども(図-11)、一歩間違えると、それらの効果をなくするばかりでなく、逆に局所洗掘等を促進させて下流への流出土砂を増す結果となる(図-12)。

乱流防止のための床固工間隔は、流路工幅の $1.5 \sim 2.0$ 倍がよいといっている人もいるけれども、水理学的に明らかにされたとはいえないのが現状であり、土木研究所で、鋭意研究中である。

(5) 床固工のそで

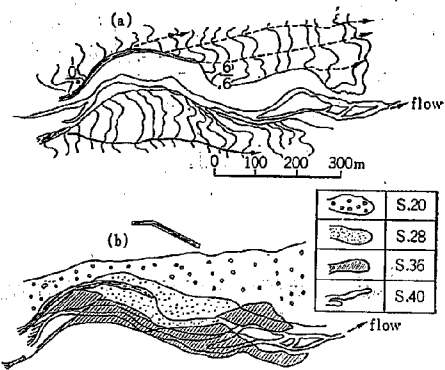


図-8(1) 太田切川

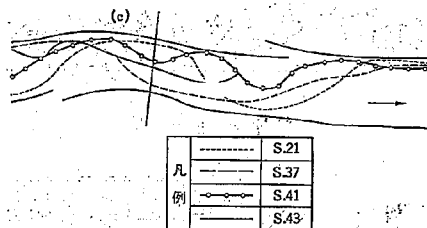


図-8(2) (c) 大井川, (d) あずき川

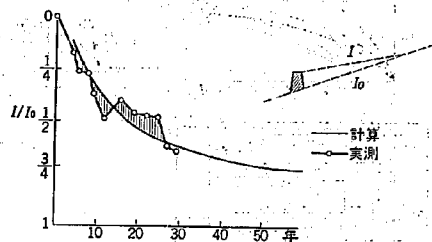


図-9 常原寺川

TM-96 .FI-11.F-987

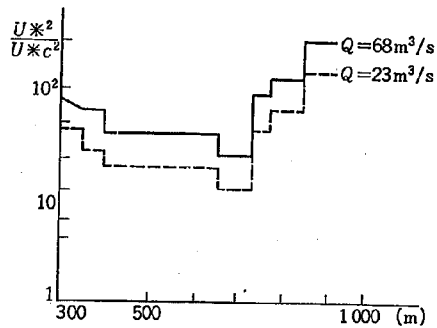
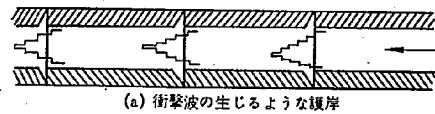
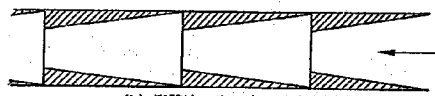


図-10 石 屋 川



(a) 衝撃波の生じるような護岸



(b) 衝撃波の生じないような護岸

図-14

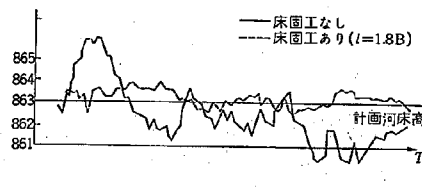


図-11 太 田 切 川

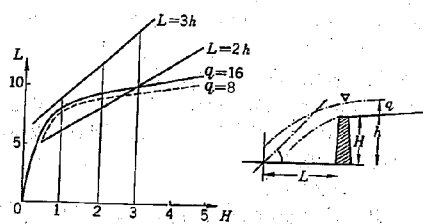


図-15

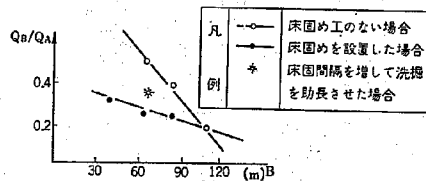


図-12 太 田 切 川

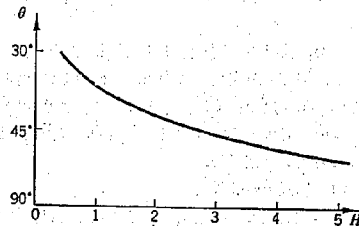


図-16

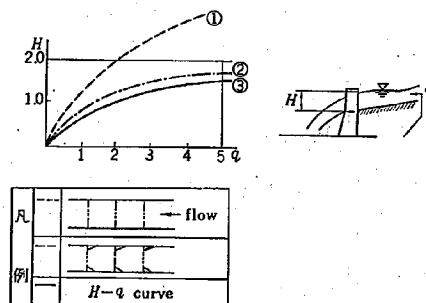


図-13 夜 間 瀬 川

床固工のそでを流路内に出しておくと、そこで水位があがり、越流、はんらんする可能性が出てくる(図-13)。そこで、そでの上流部をうまくすりつける工夫が必要となるが、あまり急すぎると、床固下流部に衝撃波が発生し、河床を乱す場合があるから気をつけねばならない(図-14)。

(6) 水たたき

水たたき長さは、図-15に示すように、河川砂防技術基準では不十分である場合が出てくる。

ましてや落下角度が水平にちかいから(図-16)、水た

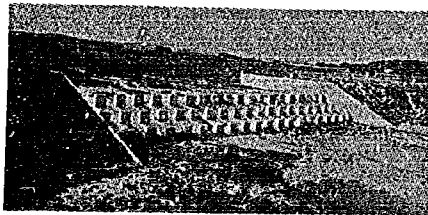


写真-1

たき先端部に最大流速が生じる場合が出てくる。

これを防止するには、十分な水たき長サをとると同時に、水たきの下流部にブロック等を敷きならべることが必要となる。

しかし、これでは多額の費用がかかるので、粒径の細かいところでは写真-1に示すような工法も考えられている。

(7) 流路工幅

乱流している川に流路工を作る場合、ある程度、河幅をせばめて流路を整理するが、この適正な流路工幅を決める基準は、いまのところない（前章で述べた経験的な法則しかない）。

ただ、現在の河幅から流路幅をせばめると確実に下流への流出土砂はふえる。これは、床固工によって抑止するわけであるが、これでも間に合わない場合（流路工の延長が数 km にわたる場合とか、流出土砂が比較的多い場合）には、ところどころに河幅の大なるところを作って、ポケットにする必要がある（図-17）、河幅による土砂の調節効果は、意外に大きいことが認められている（図-18）。

(8) 護岸工の高さと基礎

護岸工の高さは、計画高水位に余裕高をプラスして決めているが、河床変動のばげしいところでは図-19のようになる場合が多い。

このように河床変動高は、護岸工の高さと基礎を決める場合にプラスして考えねばならない。この河床変動高は、砂れき堆の波高を1つの目安にして決めることができる。

さらに、図-20のように、水たきクッションの下流では水位があがるので、護岸高を大きくする必要が出てくる。

(9) 法線

法線の決定も、流路工内の土砂の動きに重要な関係をもつ、ある程度の曲線は自然の水の流れであると同時に土砂の動きをなめらかにするといわれている（図-21）。

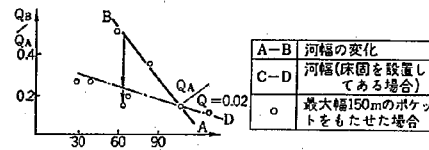


図-17 太田切川

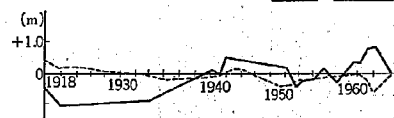
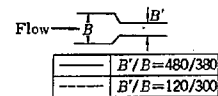


図-18 富士川

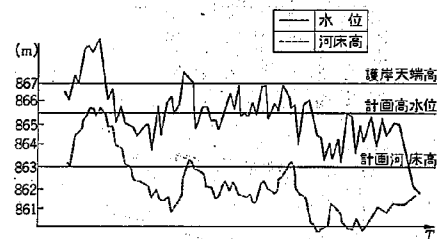


図-19 太田切川

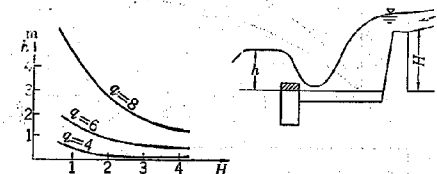


図-20

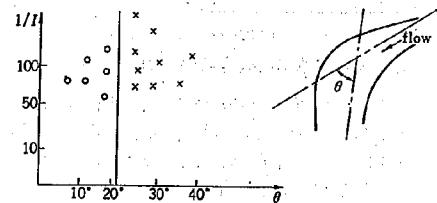


図-21

(10) 水 制

水制の設置は非常にむずかしい。急こう配の水の流れの中に水制を入れるといたずらに河床を乱し(図-22)、水位をあげる(図-23)結果となる。

ただし、水衝部の護岸保護のために長さの短い水制(長さ1~2m)を数多く入れることは効果がある

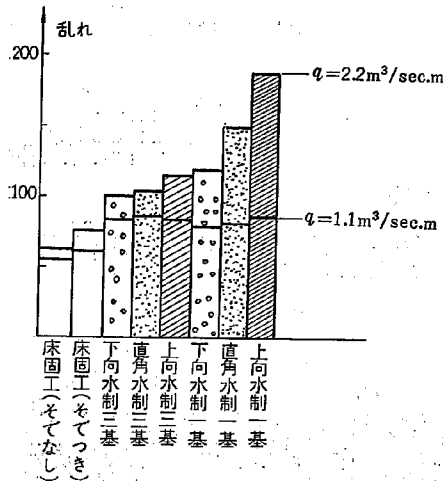
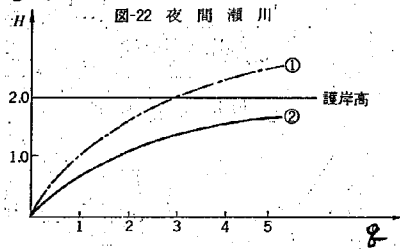


図-22 夜間瀬川



①	水 制
②	H~Qcurve

図-23 夜間瀬川

4. 流路工水理模型実験の実例

流路工は、数多くの床固工と護岸工の組み合わせであるから、多額の工費を必要とする。それゆえに綿密な計画を行なって、十分な機能を発揮させねばならない。この方法として、水理模型実験がある。

そこで、本章では、実際の例として2つの流路工の水

理模型実験結果を紹介する。

大田切川流路工水理模型実験

1. まえがき

太田切川扇状地に計画されている流路工に対して、水理模型実験からその妥当性を検討した。

2. 流域および模型概要

太田切川は、西駒ヶ岳(2,956m)に源を発し流域面積61.5km²、流路延長15.8km、平均こう配1/17を持った天竜川屈指の右支川である。

模型に取り入れた区域は、流路工起点の切石床固工(天竜川合流点より7.4km)から、県施工済流路工を終点とする約2.5kmである。流路工の起点である切石床固工よりさらに上流1.2kmおよび切石床固工直上流で合流する左支黒川を0.6kmを入れたのは、上流の影響がかなりあると考えられたからである。

模型縮尺は1/60としてフルード相似則を適用した。

模型の概略の形状は、長さ60m、最長幅5m、平均こう配1/18である。

3. 実験目的

計画された流路工が「安全か否か」「機能を十分に果たすか否か」が問題である。そのおもなものをあげてみると

- ① 計画された護岸高で十分かどうか
- ② 計画された護岸根入深で十分かどうか
- ③ 流水の集中によって水衝部になる地点がないかどうか、その地点の護岸は安全かどうか
- ④ 床固工によって土砂の乱流、偏流がうまくおさまるかどうか
- ⑤ 床固工による土砂調節効果がうまく発揮されるかどうか
- ⑥ 床固工前庭部は安全かどうか

これらの問題は法線形、流路工幅、護岸高あるいは上流の状態などによって、河床変動が左右されることによって生ずる。それゆえ、この種の問題を明らかにするために水理模型実験を行なうものである。

4. 実験方法

- ① 模型流路頭に設置した堰(太田切川は矩形堰、黒川は三角堰)から22l/sec(現地流量にして600m³/sec、300m³/sec)の一定流量を30分間流下させた。

太田切堰堤を越流落下開始するときを実験の開始時刻とした。また、実験時間は原則として河床変動の傾向が一定となる時間(30分)とした。

- ② 給砂: 本川は太田切堰堤、黒川は模型上流端から

TM-96 FT-11F-990

容量チェックを1分ごとに行ないながら、所定の土砂量をバケツによって給砂した。給砂材料の粒度分布は、河床のそれと同一であり $d_m = 8.33 \text{ mm}$ である。

③ 水位および河床高の測定：砂面測定機を用いて、上下流2断面について10秒間隔に測定した。

④ 流向測定：水性ペイントを流下させその流下状態をメモーションカメラにより1秒間隔に撮影した。そして10分ごとの流線の分布によって流向図を作成した。

⑤ 流速測定：実験終了後の河床をモルタルによって固定し、その後流水を流しビーター管によって流速を測定した。ただしこの測定は実験 No. 7 のみである。

⑥ 局所洗掘状況：規模、発生位置、発生時刻などをしらべた。

⑦ 流出土砂量の測定：実験終了後、模型下流端に流出した量をバケツによって測定した。

⑧ 堆砂高の測定：実験終了時に11断面の横断測量をスケールを砂中にさしこみ砂厚をはかることによって行なった。

5. 実験ケース

実験は7ケース行なった。その内容は表-2のとおりである。実験ケースごとの実験条件は、次のような考え方のもとにきめた。

(1) 実験 No. 1

現在の河床状況をそのまま模型化して実験を行なった。このケースの目的は次のようである。

① 現在の河床状況のもとで洪水があった場合、どのような氾濫形態、河床変動が生じて災害が発生するかをみる。

② フルードの相似律だけでは実験の妥当性が、はっきりしない（急こう配漢流の河床変動はフルードの相似律によって実験を行なって、結果が満足するか否かを確かめられない）。そこで、現在の実際の堆砂の状態、水衝部の位置、過去の氾濫点などを比較してそれらが、実験結果と同傾向にあるか否かを検討する。

③ このほかに流路工を計画するさいどのようなものが最適かを検討する資料とする。

(2) 実験 No. 2

いわば、机上での流路工の計画案を模型化して実験したこの計画案は、連続した護岸および計画縦断こう配を2/3として、床固工を河幅の約1~2倍の間隔で入れ、上流端の切石床固地点から下流端の既設流路工地点までつないだ流路工である。流路工幅は66m、護岸高は4mである。

表-2 実験ケース内容

実験ケース番号	実験条件			
	実験内容	流量	土砂濃度	実験時間
1	現況	900 (m^3/sec)	2 (%)	0.5 (時間)
2	計画 I	"	"	"
3	" I'	"	5	"
4	" I''	"	2	1.5
5	" II	"	"	0.5
6	" II'	"	"	"
7	" II''	"	0.1	"

(3) 実験 No. 3 および No. 4

前の実験とほぼ同じ流路工案による実験であるが、給砂量および実験時間を変えて行なった。これは、実験条件のうちで給砂量および実験時間が最も不確定で、かつ実験結果に大きな影響をもつと思われるからである。

(4) 実験 No. 5

実験 No. 2 の結果は次のような問題点を生じさせた。

① 連続した幅の一樣な流路工では、下流端への流出土砂量が非常に大きくなり、下流こう配が極端にゆるくなっていることから、土砂の異常堆積が生じる。

② 長区間連続した流路工内を土砂が、堆積なしに流送されることはない。間欠的移動によって土砂は流送される。その結果、各所で土砂の堆積および氾濫が生じる。

以上のことから流路工の中流部を假堤として土砂を堆積させ、その調節効果を発揮させることが必要と考えられた。本実験では、堆積傾向にある地点を実際の河床変動から堆積して、その地点の流路幅を広くとって假堤とした。

(5) 実験 No. 6

前実験によると、ただ流路工幅を広くとっただけでは土砂の堆積調節効果は必ずしも下流側に対して水衝部を新たに作るなどの悪影響がみられた。そこで本実験では、上流側の法線形を変えることによって、土砂の堆積の調節効果が出るようにすると同時に下流側の水衝部となる地点の護岸位置を少し変えた。

(6) 実験 No. 7

これまでの実験は、土砂濃度が計算される土砂濃度より大きい場合である。上流砂防ダムなどの効果が完全に発揮された後は、流砂量も極端に小さくなることが考えられる。流路工の床固工は、偏流を防止すると同時に上流からの土砂の補給が少なくなつたときの河床低下による土砂生産を防止する。そこで本実験では、土砂濃度を

TM-96 FT-11F 991

掃流砂量計算による値程度に少なくした。さらに実験終了後の河床をモルタルによって固定し、その後流水を流しビトー管によって流速を測定した。その他の条件は、前実験 No. 6 と同じである。

6. 実験結果

- ① 図-24 に実験 No. 2 の流線の変動を氾濫箇所、3 m 以上の洗掘箇所とあわせて示した。
- ② 図-25 に河床変動の縦断的变化を示した。
- ③ 表-3 に給砂量と下流端への流出土砂量およびその比率を示した。

(1) 実験 No. 1

- ① 流線の変動を現地から推定した洪水氾濫流線とは、乱流蛇行の状態、水衝部がよく一致している。
- ② 河床変動の縦断的变化は、図-25(1) のようになる。切石床固工上流部、流路計画の中流部および下流端の既設流路工地点が堆積区間となっている。これも現地の河床変動からみてよく一致している。

(2) 実験 No. 2

ほぼ現在の流路に沿って護岸を連続させ（ただし、内水排除のために霞堤とした箇所がある）、床固工 15 基、帯工 1 基によって計画こう配を元河床こう配の 2/3 とした。

- ① 護岸越水を生じさせた原因は次のように考えられる。
 - ・切石床固工部の越流は、本川の流水が左岸に寄って黒川の流水と合流して袖部に直進するからである。
 - ・駒ヶ根橋付近の右岸越流は、切石床固工通しを左岸から右岸に向かって流れ込むからである。これは、橋台が河につきており流況を乱すことにもよる。
 - ・T 7 ~ 9 の左岸側の越流は法線の屈曲による原因であり、T 11 ~ 13 右岸および T 20 ~ 22 左岸の越流は、湾曲による水位上昇の結果である。
- ② 河床変動は現況（実験 No. 1）に比べて非常に小さくなった。しかし床固工直下流の洗掘は非常にば

表-3 給砂量と流出土砂量

実験 ケース	給砂量 A (m³/sec)			流出土砂量 B (m³/sec)	B/A
	本 川	黒 川	計		
1	12	6	18	3.35	0.185
2	12	6	18	4.46	0.247
3	30	15	45	7.19	0.159
4	12	6	18	5.74	0.319
5	12	6	18	5.02	0.278
6	12	6	18	4.77	0.265
7	0.6	0.3	0.9	2.48	2.754

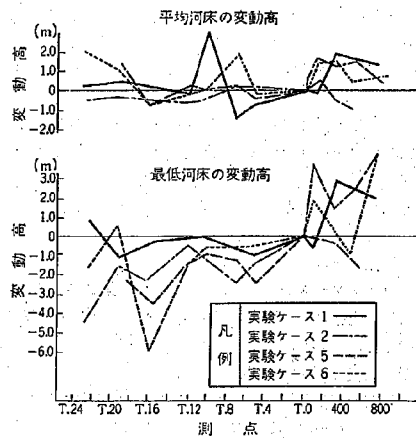


図-25 河床変動の縦断的变化

しい。図-24 a に洗掘深が 3.0 m 以上になった所を示した。このように、ほとんどすべての床固工下流で洗掘がはげしい。この原因は床固工を越流した流水が、水たたきの上に落下しないでその下流に直接落ちるからである。もちろん、もっと根元的な原因は、流水を流路工の中におしこめたからである。ただし、実験による洗掘深が過大に出ることは種々の実験結果より明らか

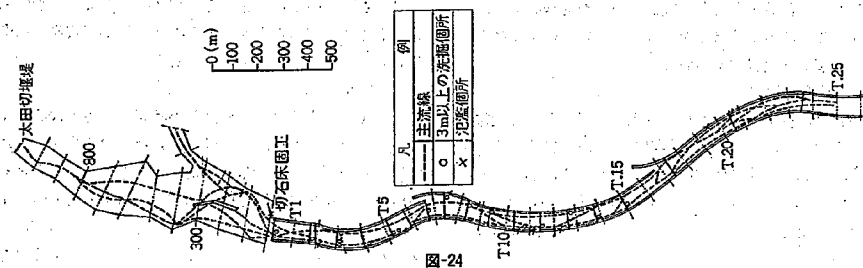


図-24

にされている。

③ 水制による湾曲部の保護は不可能である。逆に水流の跳やぐを大きくして越流させる結果となる。このように急こう配渓流において水制を有効に働かせることはむずかしい。

④ 下流への流出土砂量は、表-3のようである。流路工を施工することによって流出土砂量は非常に増え、下流に土砂堆積による災害が発生する可能性を示している。

(3) 実験 No. 3, 4

① 土砂濃度 5 名(実験 No. 3), 実験時間 1.5 時間(実験 No. 4)とする以外は、実験 No. 2 とほぼ同様の実験条件である。土砂濃度の変化は流路工内の流況、河床変動にはあまり変化がないことがわかる。また、実験時間の長さはそれらを相対的に強めることがわかる。

② 実験 No. 2 の結果から局所的な改良を次のように加えた。

- ・水制の撤去、その結果、水はねによる越水はなくなった。

- ・橋脚洗掘防止のために、床固工(1, 2号)を約20 m 下流に下げた。その結果橋脚洗掘防止にはなったが、新たに切石床固工前庭部の洗掘がはげしくなった。

- ・切石床固工下流に新たに床固工を入れた。その結果洗掘はほとんどなくなった。

(4) 実験 No. 5

実験 No. 2 から検討して種々の点を改良した。その改良点と、その結果生じた流況について述べる次のとおりである。

① 切石床固工部および直下流右岸の越水は切石床固工上流の砂防工事によって防止せねば根本的解決にはならない。しかし、これは流路工区域ではないので今回は懸案事項として残さざるを得ない。

② T7~9の法線の屈曲による越流は、流水の激突によるものであるから霞堤方式にせざるを得ない。また、これは下流への土砂流出防止にも役立つ。その結果は越流がなくなった。しかし図-25(1)に示すように、この地点での土砂堆積効果はあらわれてこなかった。そのため表-3に示すように流出土砂量は、霞堤方式にしない前実験結果と同程度になった。

③ T11~13右岸、T20~22左岸の湾曲による水位上昇の結果の越流に対しては、護岸天端のかさ上げによった。かさ上げ高は1 mとした。その結果まだ少し

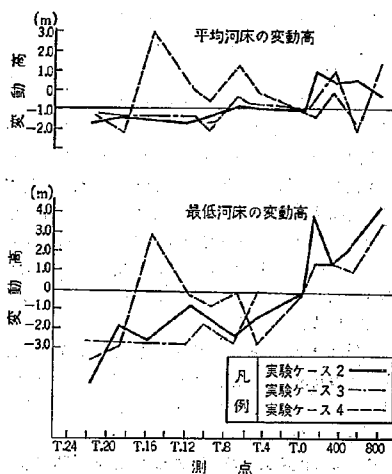


図-26 河床変動の縦断的变化

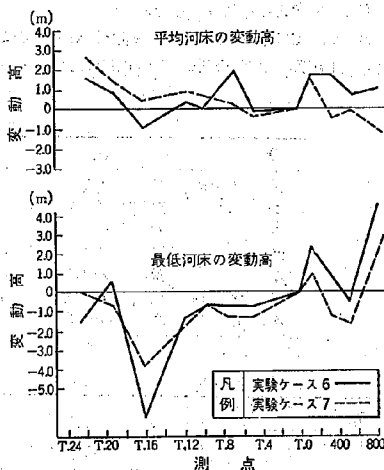


図-27 河床変動の縦断的变化

さ上げ高が不足するが、氾濫地点は極端に少なくなった。

④ 床固工下流の洗掘に対して水たき長さを延長し、河川砂防技術基準で示される最大とした。しかし洪水の落下位置は、水たき先端部となるため洗掘防止機能をばたさない。

⑤ 最下流の床固 (15号) をとり除いた結果、非常な深掘を生じ下流の既設流路工地点に大量に堆積した。

(5) 実験ケース No. 6

実験ケース No. 5 では、T 6 ~ 9 地点の土砂調節効果がうまく発揮されなかったで、上下流の法線形を変えて実験を行なった。その結果 図-25、26 に示すようにうまく土砂が堆積し、調節効果がでた。ただし、最下流の床固 (15号) をとり除いたままであったので、表-3 に示すように流出土砂量を減じる結果は出てこなかった。

また、T11~13右岸の湾曲部の越水は、その上流にある床固の方向がよくないことによるものと思われる。

(6) 実験ケース No. 7

土砂濃度を 0.1% にした以外は実験 No. 6 と同様である。土砂濃度による影響はあまりみられないようである。

6. 結 論

(1) この流路工は切石床固工直上流の砂防工事を行なった後に施工すべきである。切石床固工より上流では、① 800 地点の氾濫防止、② 黒川合流点の処理などが対策として考えられねばならない。

(2) 流路工は連続した護岸で一般的な河幅としてはならない。中流部および下流部に土砂調節のために広い河幅

をもつところをつくる必要がある。

(3) 下流路工が、こう配 1/40 の緩こう配である限りこの土砂堆積はまぬがれないから改良する必要がある。

(4) 床固工の水たき長さは、従来の方式による算定よりかなり大きくしなければ洗掘防止にはならない。

(5) 護岸水衝部の流速は非常に大きいので対策を必要とする。

潤井川流路工水理模型実験

1. まえがき

前年度の実験では三面張りとした場合、流速は 8 ~ 10 m/sec となった。経験的にはコンクリート構造物に対して許される最大流速は 7 m/sec 程度とされている。そこで本実験では粗度および縦断こう配を元計画の 1/2 として減勢に対する工夫を行なった。

2. 模 型

使用した 模型は縮尺 1/60 とし、模型と実物の関係はフルード相似律を適用した (表-4 参照)。

3. 実験方法

模型流頭部に設置した三角堰より所定流量 (図-28) を流下させ、模型最上流断面を流下するときを実験開始時刻とした。実験時間は、河床変動の傾向が一定 とな

表-4

諸 元			次 元		実物値の模型換算	模型値の実物換算
長 さ	水 深	L	n		1 : 0.01667	1 : 60
こ う	配	LL^{-1}	1		1 : 1	1 : 1
時 間	間	T	$n^{1/2}$		1 : 0.12917	1 : 7.74597
流 速	速	LT^{-1}	$n^{1/2}$		1 : 0.12917	1 : 7.74597
流 量	量	L^3T^{-1}	$n^{3/2}$		1 : 0.0000359	1 : 27886.2242
粗 度	係 数	$L^{-1/3}T$	$n^{1/6}$		1 : 0.50540	1 : 1.97860
流 量	係 数	$L^{1/2}T$	1		1 : 1	1 : 1

表-5

実験 ケース	流 速				水位および河床高		流 況	総合観察	流出土砂量
	ピ ト ー 管		表 面 流 速		メダスケール				
	位 置	時 間	位 置	時 間	位 置	時 間			
1	No.5, No.25+10	15分, 35	No.45床固～	ピトー管 と同時	No.5, No.25+10	流速測定	観察および問題のある所は 写真撮影	洗掘、堆積、 水衝部跳水等の 位置、規模 および発生時刻 等を観察した。	実験終了後模 型下流端にて 測定
2	No.50 の 3 地点	分, 55分	No.35床固、		No.50 の上下各	に合わせ 50m区間にて測 定			
3	にて測定	にて測定	No.25床固～						
4	(全ケース共)	(全ケー ス共)	No.15床固、						
5			間に測定						
6			(全ケース共)						
7									
8									

TM-96.FT-11.F-994

る時間 (60分) とした。給砂については模型上流端から、容量チェックを行ないながら、所定の土砂量をバケツによって人為的に給砂した。各種測定については表-5 に示した。

4. 実験ケース

実験ケースについては表-6 に示した。

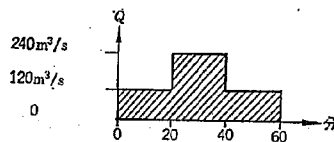


図-28

表-6

ケース No.	実 験 条 件				実験時間 (分)
	流 量	給 砂 量 (%)	粗 度 板	河 床 こ う 配	
1	ハ イ フ ロ	5	Pattern 1	こ う 配	60
2	"	5	" 2	"	"
3	"	5	" 3	"	"
4	"	10	" 3	"	"
5	"	5	" 4	"	"
6	"	5	" 5	計画こう配の1/2	"
7	"	5	" 6		"
8	"	10	" 6		"

※ 計画こう配 1号床固工～7号床固工 1/55

7号 " ～26号 " 1/50

26号 " ～49号 " 1/45

49号 " ～51号 " 1/35

5. 実験結果 (表-7 参照)

表-7

ケース No.	河 状	流 速 (m/s)	給 砂 量 (A) (m³/60min)	流出土砂量 (B) (m³/60min)	B/A	流 況
1	$h=0.30$ のウォータークッションを取り付け、床固工と床固工の間には $h=0.1$ mの粗度板を2本取り付けた。(Pattern 1とする)	3.2～6.5	28 800	27 718.2	0.963	31号右岸22号左岸7号左岸が水衝部となり越水する。 流路内に射流水路特有の複雑な波を生ずる。 三面張り区間では、土砂が浮遊状態で流送され、流路内にはほとんど堆積しない(240m/s時)。三面張りから二面張りに移る7号床固工下流は左岸沿いで局所洗掘を引き起こすばかりでなく、越水を生ずる。 跳水は水たたき直下流で発生する。
2	床固工と床固工の間に $h=0.33$ mの粗度板を2本取り付けた。(Pattern 2とする)	2.8～5.5	28 800	22 977.6	0.798	水衝部の位置はケース1と同じである。越水が発生する。 流路内に射流水路特有の複雑な波を生ずる。 跳水は水たたき直下流で発生し、水深は3～3.6mとなる。

TM-96 FT-11F 995

(表-7 つづき)

ケース No.	河 状	流 速 (m/s)	給 砂 量 (A) (m ³ /60min)	流出土砂量 (B) (m ³ /60min)	B/A	流 況
3	床固工と床固工の間に $h = 0.18\text{m}$ の粗度板を3本取り付けた。 (Pattern 3 とする)	3.5~7.5	28 800	26 993.1	0.937	水衝部の位置はケース1と同じである。越水が発生する。 実験開始11分後に段波が発生する(約1分間隔)。 跳水は水たたき直下流で発生する。二面張り区間では場所洗掘を引き起こす
4	同 上	2.7~6.6	57 600	35 526.1	0.617	流路内は満砂状態となり、流れは流路を無視するため各所で越水する。 39号床固工上流において、キュウリュウ状のスタンディングウェーブが発生する。 約1分間隔で段波が発生する。 段波の先端部水深は3~3.6mとなる。 跳水は30~60m間隔で発生する。
5	1号~7号を $i = 1/110$ 7号~26号を $i = 1/100$ 26号~49号を $i = 1/90$ 、49号~51号を $i = 1/70$ とし粗度板なし。 (Pattern 4 とする)	3.1~9.1	28 800	25 766.2	0.895	水衝部の位置はケース1と同じである。越水する(240m ³ /s時)。 跳水は床固工1基おきに生ずる。二面張り区間では跳水により一時的に床固直上流を洗掘される。実験開始より段波が発生する。
6	流路こう配1/2、粗度板はPattern 3と同様。 (Pattern 5 とする)	3.1~5.2	28 800	20 495.8	0.712	水衝部の位置はケース1と同じである。越水が発生する(240m ³ /s時)。 No.35付近において段波が発生する(約1分間隔)。 跳水は床固工1基おきに生ずる。位置は水たたき直下流である。
7	流路こう配1/2、粗度板はPattern 3と同様。 (Pattern 6 とする)	2.8~6.7	28 800	24 595.0	0.854	水衝部の位置はケース1と同じである。 跳水は水たたき内にて発生する。 No.25付近にて、小規模な段波が発生する。
8	同 上	2.2~4.8	57 600	34 354.9	0.596	流路内は満砂状態となり流れは流路を無視するため各所で越水する。 実験開始7~8分後にキュウリュウ状のスタンディングウェーブが発生する。

6. 結 論

1. 事務所原案の三面張り流路工は、流速が8~10m/secとなり、コンクリート施工上、および湾曲部越水等、不備を生じる。

そこで、流速を7m以下におさえる工法について水理模型実験を行なった。

その結果、次の諸元をもつ棧粗度を河床コンクリートにつけることがのぞましい(図-29 参照)。

すなわち、床固間に3個の棧粗度を等間隔につける上流側のものについては、高さ0.3m、他の2つは0.1m

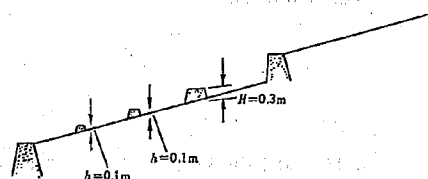


図-29

とする。幅については、上流側のもの1.0m、他の2つは0.5mである。

2. その他改善すべき点を以下にあげる。

TM-96 .FT-11.F-996

(1) 床固工直下の護岸の形を改める (図-30参照).

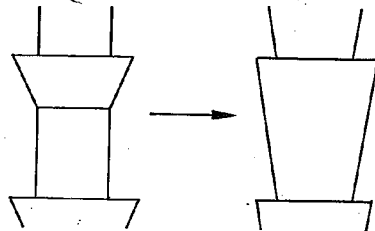


図-30

(2) 湾曲部 (31号床固工付近右岸側, 23号床固工付近左岸側, 7号床固工付近左岸側) の護岸かさ上げ 2.0~1.0m 必要である.

(3) 三面張り流路工終端は, 異常な局所洗掘を生じるので, ブロック等による河床の保護が必要である.

(4) 流路工は, 土砂濃度10%になると, いかなる流量のときでも土砂の堆積, 氾濫が生ずるので, 上流 (3号床固工より上流の扇状地) で土砂の堆積を促す工事が必要である.

現在の工事計画完成後は2%になる (別途実験によるので, 一応OKである).

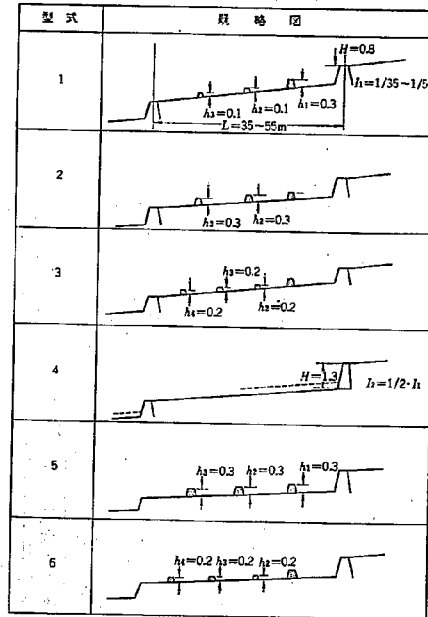


図-31

表-8

型 式	流 速	堆 積	流 況		そ の 他
			跳水位置	越水の箇所と水深	
1	(m/s) 3.2~6.5	(%) 4	水たたき直下	31R 23~22L 7L 3.0~4.0	
2	2.8~5.5	20	"	"	2.4~3.6
3	3.4~7.5	6	"	"	3.0~5.4
4	3.1~9.1	10	床固工中間	"	3.6~5.4
5	3.1~5.2	29	"	"	2.4~4.5
6	2.8~6.7	15	水たたき内	"	1.8~4.8

表-9

型 式	流 速	堆 積	流 況		総 合 判 定
			跳 水 位 置	越水の箇所と水深	
1	○	○	△	△	○
2	○	×	△	△	×
3	×	○	△	×	×
4	×	○	×	×	×
5	○	×	×	△	×
6	○	△	○	×	△
	○7 m/s以下のもの	○10%以下のもの	○安定	○OKのもの	
	×7 m/s以上のもの	△10~15%のもの	△改善すれば安定するもの	△かさ上げ1.5mすればOKのもの	
		×15%以上のもの	×不安定	×かさ上げ1.5m以上必要のもの	

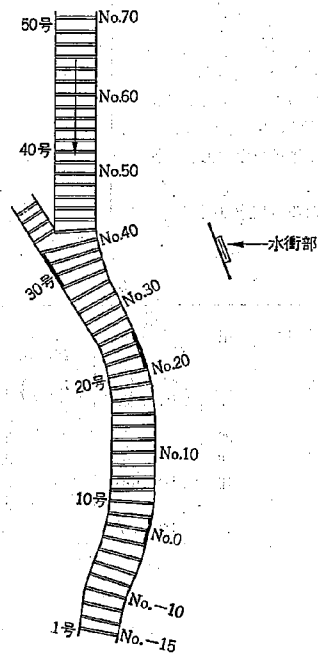


図-32 流路工平面図

TM-96 FT-11F-998