

土 木 研 究 所 資 料

第 363 号

川内川(湯之尾地区)河道計画検討報告書

(Ⅱ)

昭和43年3月

建設省土木研究所

目 次

ま え が き	1
11. 分流路の検討	2
(1) 分流点の流況の改善	2
(2) 分流路規模の検討	4
12. 水 門 の 検 討	8
(1) 水門の諸元について	8
(2) 第一案の実験	9
(3) 第二案の実験	11
(4) 水門附近における高水敷の取扱い	20
(5) 河道の水位	23
13. 河床変動の検討	29
(1) 実 験 方 法	29
(2) 計画案の実験	30
(3) 市街地附近の河床変動問題	33
(4) 流頭部の河床保護について	38
あ と が き	41

ま え が き

川内川湯之尾地区の改修計画の検討は土木研究所が九州地方建設局より委託を受けて昭和40年度より実施してきたものである。昭和41年度までの検討結果については前報「川内川（湯之尾地区）河道計画検討報告書(I)」(土木研究所資料第267号)にとりまとめている。この報告書はそれに続く42年度の検討結果をとりまとめたもので、今回の委託に対する最終報告である。

昭和41年度までの検討は主として河床切下げ、河道拡巾、水門、放水路等の互に関連し合う諸要素を組合せて所定の目的を満足する計画の骨子を作りあげることが中心であった。その結果計画の骨子について次のような結論が得られた。

- (1) 河床高を2～5 m切下げ、河道巾を7.9 kmで80 m～100 mとすること及び滝をバイパスする河道を設けることによって計画高水を地盤高と同程度の高さの計画高水位内に収めることが出来る。
- (2) 湯之尾市街地を通過する河道内の流速緩和のため河巾約25 mの放水路を設ける。
- (3) 温泉及農業用水用の低水位を確保するため7.8 km附近に水門を設ける。

以上が昨年度までの検討結果の要旨である。

今年度は細部検討として以下にあげる項目について試験・検討を行った。

- (1) 分流路の検討(分流路拡巾, 分流点流況の改善)
- (2) 水門の検討(位置・諸元の検討, 高水敷の取扱い)
- (3) 河床変動問題

この報告書は上記検討の経過の概略と結論を中心にしてまとめ、測定資料については載せていない。測定資料は実際の設計に参考になると思われるので別冊としてまとめる予定である。

11 分 流 路 の 検 討

分流路の検討事項として考えられるのは(1)分流路の規模、(2)分流点即ちのみ口の問題、(3)合流点の問題があげられる。前報までの検討によって川内川湯之尾地区の場合には合流点の流況はかなり良くて計画案のままでも問題はないと思われた。これに対して分流点の流況はあまりよくない、即ち左岸側に逆流領域が生じているため分流路への流れが妨げられていることが判った。そこで分流点の流況の改善が一つの検討事項となる。これは模型実験によって行った結果、流況は改善された。改善された状態で本川の流速を測定すると79.8 km 断面において平均4.7 m/sec、最大6.1 m/secであることが明らかになった。ここで改めて分流路規模が問題となり打合の結果、分流路川巾を10 m 拡げて平均35 m とすることになった。拡巾された分流路について模型実験によって効果の確認を行った。以上がもう一つの検討事項である。以下にそのあらましを述べる。

(1) 分流点の流況の改善

分流点左岸側の逆流領域及右岸側の死水域を小さくする一案として80.4 km~80.6 km 断面附近の右岸高水敷を約10 m 取除いて低水路と同じ河床高とする事と本川80.0 km 断面の狭窄(わん曲)部の内側(左岸側)を約10 m 拡巾した。

その結果水位については附Ⅱ-30図、附表Ⅱ-18~13の如く80.4 km の水面の異常低下が消えた。

表 11-1

流 量 m^3/sec	本 川		放 水 路	
	分流量 m^3/sec	比 率 %	分流量 m^3/sec	比 率 %
1,800	1,173.6	65.2	626.4	34.8
1,300	831.1	63.9	468.9	36.1
800	493.6	61.7	306.4	38.3
400	273.2	68.3	126.8	31.7

分流量は附図Ⅱ-31~38の測定より求め表11-1のようになった。これは改造前の文流量の配分と殆んど同じである。

次に拡巾した80.0 km 断面の流速分布を見ると附図Ⅱ-53のようであって彎曲部の内側を拡巾したにも拘らず流れはよくそれについて拡っており速い流れは兩岸にはなく中央よりやや左寄りとなっている。

次に問題の分流点の流況を底附近の流速測定によって見てみよう。これは底より模型で1 cmの点をピトー管で測定したものである。これを図示すると図11-1のようであって改造前の流況（前報図9-16）にくらべると著しくよくなっている。改造前にあった逆流域・死水域は消えている。（写真1，2参照）

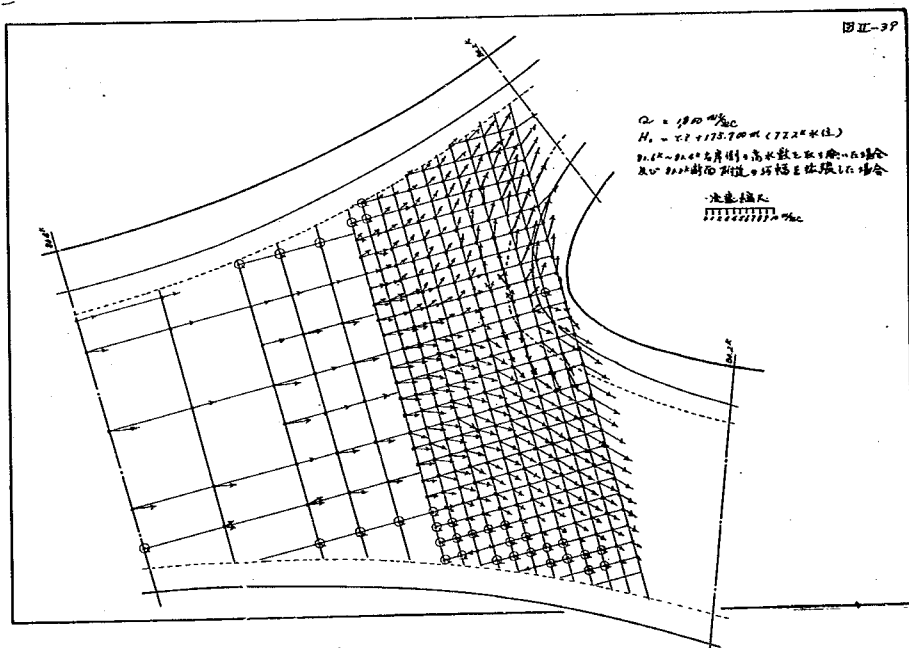


図 11-1 上流分派点附近底流速ベクトル量測定図

以上のように分流点の流況は80.4 km 高水敷の切取と80.0 km 左岸の拡巾によってかなり改善されることがわかった。

なお分流点中央の島状の部分には上流からの流れがつき当たるため局部的に水位が高まることは免れえない。図11-2は $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合について堤防より上流側に向けて順次水位を測定したものであって点線はときどき堤防に沿ってはい上るものを示している。

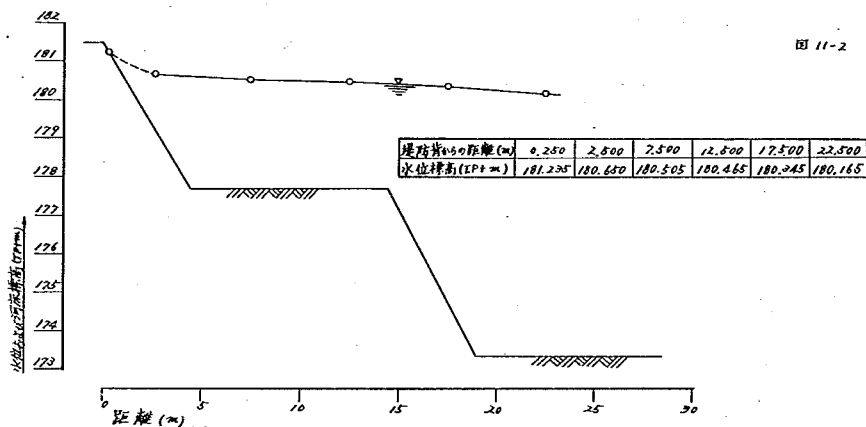


図 11-2 放水路分派点の水位の高まり

(2) 分流路規模の検討

① 当初計画案の分流路の効果

当初計画案の分流路規模は前報の如く平均川巾 2.5 m, 河床高は本川と大体等しくとてある。川内川の場合分流路を設ける目的は本川の流速を小さくすることである。分流点の流況を改善した後の本川及び分流路の流量・流速は表 11-2 のようであつて本川の負担はかなり重くなっている。そこで分流路をもう少し拡げて本川の流速がどのように変わるかを検討しよう。

表 11-2

	河巾 (7.98 km)	流 量	水深 (7.98 km)	流速 (Q/A)	最大流速 (実験)
	m	m ³ /sec	m	m/sec	m/sec
本 川	4.0	1130	6	4.7	6.1
分 流 路	2.5	670	6	4.5	5.7

② 分流路規模の検討

ここで考えているような小さい分流路の場合には分流路の規模を変えても水位にはそれほど

影響しない。そこで本川の河積は分流路の規模には関係しない。従って、本川の流速は流量が本川と分流路の双方にどのように分れるかということによって定まる。

説明図において合流点と分流点の間のエネルギー損失を ΔH_e 、本川及び分流路のエネルギー勾配を I_1, I_2 とすると次の関係が成立する。

$$\Delta H_e = I_1 \ell_2 = I_2 \ell_2 \quad (1)$$

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{\ell_2}{I_1} \quad (2)$$

本川及び分流路のこの部分の平均河巾を B_1, B_2 、平均水深を h_1, h_2 とすると I_1, I_2 はマニング公式によって次のようになる。

$$I_1 = \frac{n^2 Q_1^2}{h_1^{10/3} B_1^2}, \quad I_2 = \frac{n^2 Q_2^2}{h_2^{10/3} B_2^2} \quad (3)$$

(3)式を(2)式に代入すると本川と分流路の流量比は(4)式のようにになる。

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \sqrt{\frac{\ell_2}{\ell_1}} \frac{B_1}{B_2} \cdot \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^{5/3} \quad (4)$$

総流量に対する本川及び分流路の流量の割合は次のように表わされる。

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{\sqrt{\ell_2} \cdot B_1 \cdot h_1^{5/3}}{\sqrt{\ell_2} \cdot B_1 \cdot h_1^{5/3} + \sqrt{\ell_1} \cdot B_2 \cdot h_2^{5/3}} \quad (5)$$

$$\frac{Q_2}{Q} = \frac{\sqrt{\ell_1} \cdot B_2 \cdot h_2^{5/3}}{\sqrt{\ell_2} \cdot B_1 \cdot h_1^{5/3} + \sqrt{\ell_1} \cdot B_2 \cdot h_2^{5/3}} \quad (6)$$

川内川の場合の延長、平均河巾、水深より流量比を算出し実験値と比較すると表 1 1 - 3 のようであって(5), (6)式のような簡易式でも計算できることがわかる。

そこで分流路の河巾を上げた場合の流量の概算値を(5), (6)式より求めると図 1 1 - 3 のようになる。流積が変らないとして 7 9.8 km において平均流速を求める。分流路河巾 3 5 m のとき

説明図

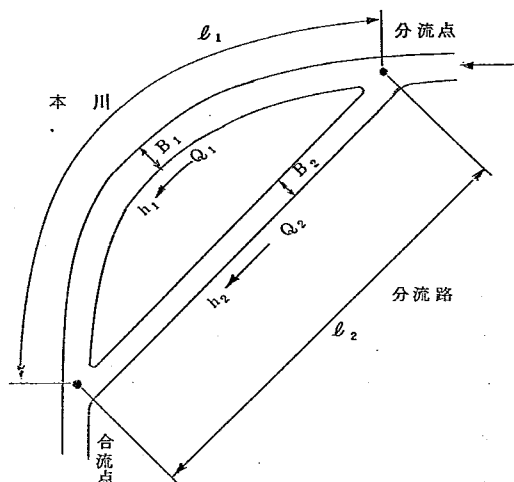


表 11 - 3

	河道延長 ℓ m (79.3k~80.4k)	平均河巾 m	水 深 m	流量比(計算)	流量比(実験)
本 川	1 0 7 1	5 0	6	0.6 3 3	0.6 5 2
分 流 路	7 9 1	2 5	6	0.3 6 7	0.3 4 8

4.15 m/sec, 分流路河巾 45

m のとき 3.7 m/sec となる。

分流路河巾の大巾な増加は用地取得の困難を伴うので地建当局と協議した結果、当初計画案より 10 m 拡げて 35 m の河巾にする事に決定した。

③ 模型実験による検討

分流路の拡巾は放水路 79.4 ~ 80.2 km 断面において 10 m, 79.2, 79.3, 80.4 km 断面で 5 m, それぞれ山側に対して行い, 80.45 km, 79.0 km ですりつけた。その詳細は附図 III 1 ~ 3 を参照されたい。

図 11-4, 附表 II-18 ~ 23 は本川及び分流路の水位測定の結果であって問題はないと

思われる。なお上流部分の河床高については河床変動の検討の結果この案を少し改良している。

次に分流量を本川・分流路の 79.8 km 断面の流速測定より算出すると図 11-3 のようであって大体予想通りである。図 11-3 には分流路巾 25 m の場合につき、分流点改善前及び改善後の分流量測定の結果ものをせてある。これを見ると分流点のかなり大巾な改良にも拘らず分流量はそれほど変化していないことが見られる。分流量を決定する要因としては本川・分流路の諸元が大きい役割を果し、分流点の流況はそれほど大きい役割を果していないことがわかる。

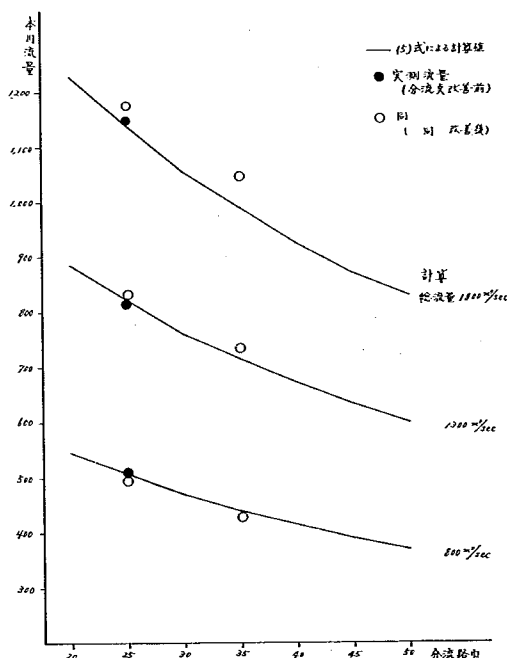


図 11-3 分 流 路 の 効 果

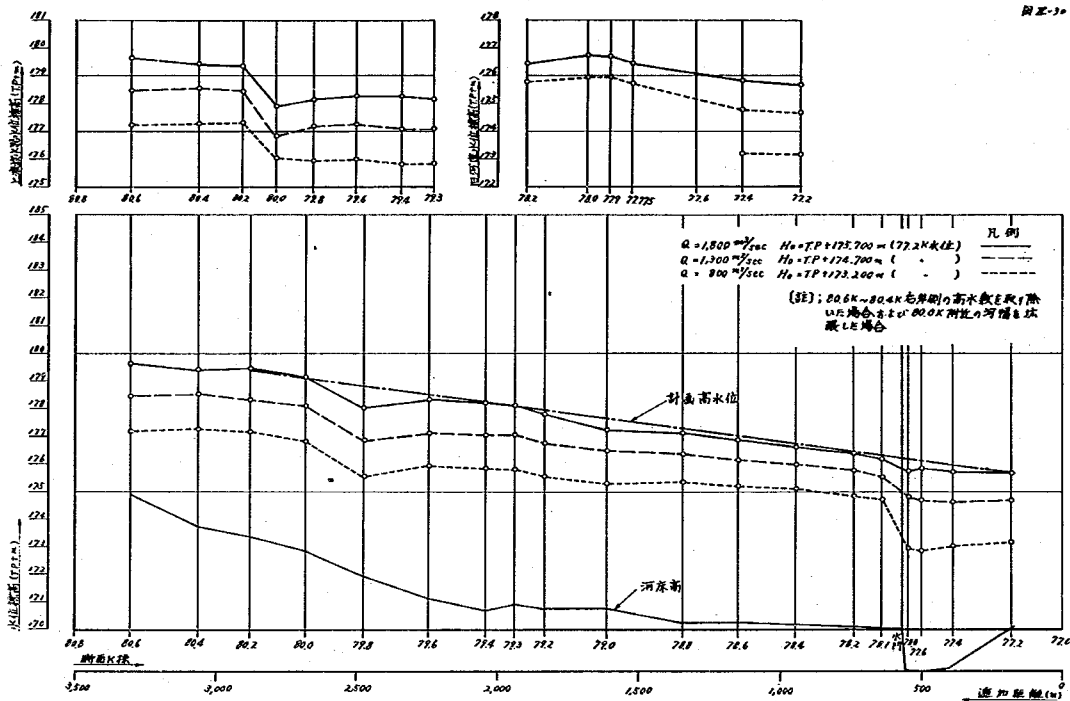


図 11-4 水位縦断面図

次に流量 $1800 \text{ m}^3/\text{sec}$, $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$, $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の3種につき本川 8.02, 8.00, 7.99, 7.97, 7.96 km 断面及び分流路 8.02, 8.00, 7.96 km 断面において流速分布の測定を行った。測定結果は附図Ⅲ 12~35 に示すがこれを要約すれば次のようになる。

本川については 8.02 km において左岸側に流速 $5 \text{ m}/\text{sec}$ 以上の流れがあるが、この速い流れは 7.99 km で右側にわたりそのまま右岸に沿って流下する。従って 8.02 km ~ 8.00 km 左岸と 7.99 km ~ 7.98 km 右岸が要注意箇所である。

放水路については 8.02 km において右岸側に大きい流速が生じておりこれは 8.00 km まで続いている。又 8.02 km 高水敷上には高流速が生じているので保護が必要である。

以上が分流路の検討の結論のあらましであるが分流点及び分流路は河床の変動や局所洗掘の問題がある。この点については後述する「河床変動の検討」のところを参照されたい。

12 水 門 の 検 討

水門を設置する目的は前報に述べた。それをまとめると洪水時に湯之尾地区を守るために湯之尾下流の河床高を大巾に切下げる必要がある。しかし二つの農業用水取水位の確保及び温泉に支障を起さぬために平水時において現在の水位を維持する必要がある。この二つの要求を満たすように水門の諸元を定めなければならない。そのように定められた水門に対し上下流の流況を試験し治水及び水門操作の上での支障を取除く事がこの章の検討の目的である。

(1) 水門の諸元について

水門の堰板天端高は現在の低水時の水位によって定められる。厳密には兩用水取入口の構造を調査し、取水量を確保しながら取水位を下げる可能性があるか否か検討して水門堰板の天端高を決定すべきである。

いずれにしても現在の水位を決定している湯之尾滝の天端高が17.52m程度であるので今回設けようとする水門堰板の天端高もこの程度の標高となるであろう。

次に水門の通水巾については、上下流の流積を確保するという意味で低水路部について60mとし、これを一応3門にわけることとする。

水門の敷高は一応上下流の河床高と同程度の高さに定めた。もちろん水門の敷高を河床高より高くすれば水門の建設に要する費用は少なくなるが、上流に対して水位を高めたり、下流の河床保護に対する負担が増す恐れがある。この点について実験によって最も有利な敷高を見出すことも可能であるが今回は検討を加えなかった。

次に水門の低水路部の両側に高水敷部を設けるか否かについては、上流下流に堤防保護の目的で高水敷を設けているので水門についても一応高水敷部を設けることとし、その高さを計画高水位と河床高の間をとって17.30mと定めた。

以上のように定めた水門の諸元を図示すれば図12-1のようである。しかし模型実験によると左岸側の高水敷は必ずしも有効ではないので左岸側に高水敷を設けるか否かについてあらためて検討を加えた。

水門の位置については湯之尾滝に並べて別の水路を設け、その途中に設置することにした。これは湯之尾滝上にある珍しい植物を保存することと、湯之尾滝岩盤切下げが経費的に得策でないことを考慮したものである。

滝を迂回する水路の敷地は図12-2に見られる如く地表近くに岩盤があり、施工基礎の観点から見れば水門をどの位置に選んでも差支えない。一方水理的に見ると迂回水路は大きくわん曲

する事になる
 ので流れ
 の剥離や集
 中が生じや
 ずい。そこ
 で水門の位
 置としては
 水路の法線
 形状と関連
 させて水理
 的な検討に
 よって定め
 ることとし、
 図 12-2
 に見られる
 ような二案
 について模
 型実験を行

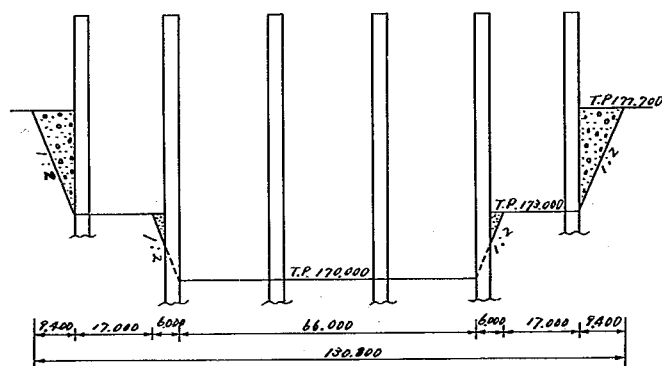
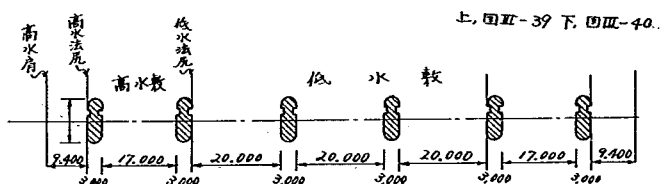


図 12-1 平 面 図

った。第一案は水路の上下流をなめらかな法線でわん曲させ、その途中に水門を設けるものである。
 第二案は水路の上流において大きくわん曲させ、水門下流は大体直線になるように法線を定め、
 水門の堰柱に流向の調整機能をもたせたものである。詳しい寸法は 参照されたい。

(2) 第一案の実験

① 水位測定

第一案における水位を流量 $1800 \text{ m}^3/\text{sec}$, $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$, $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合につき下
 流端より 79.3 km 断面まで測定した。その結果は附図Ⅲ-41, 附表Ⅲ-3 に示してある。こ
 れまでの実験のため仮に設けた水門にくらべて今回の水門は通水巾が大きいので水位もいくら
 か低くなっている。

$1800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合について水位の低下量を示すと表 11-1 のようであって湯之尾地区
 の水位, 分流路検討に対する影響はあまりないと思われる。

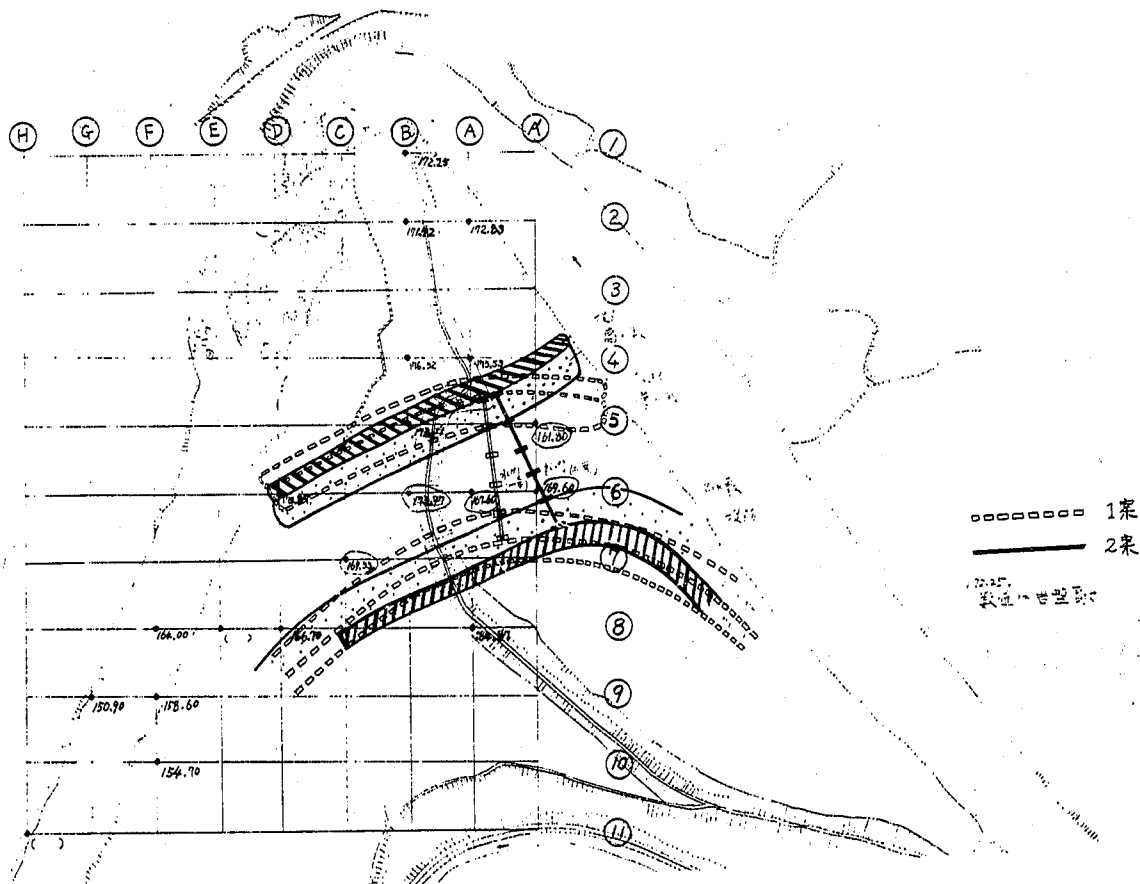


表 12-1 水位比較 $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{sec}$

断 面 $k\text{m}$	仮水門のとき m	今回の水門のとき m	差
79.3	178.140	177.915	-0.225
79.0	177.253	176.833	-0.420
78.6	176.893	176.343	-0.550
78.2	176.418	176.015	-0.403

② 滝及び水門の分流量

水門全開時における滝及び水門の通過流量を流速計によつて調べたところ附図Ⅲ-42, 43 のようであつて滝 $167 \text{ m}^3/\text{sec}$ (9.3%), 水門側 $1633 \text{ m}^3/\text{sec}$ (90.7%) のように流量の大部分は水門を通過して流れる。又流量 $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ のとき滝を流れる流量は敏少であり $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ のときはすべて水門側を流れる。

③ 水門附近の流速分布

流速分布を流量 $1800 \text{ m}^3/\text{sec}$, $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$, $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ について断面 $78.1^k, 78.0^k + 66^k \text{ m}$, $78.0^k + 33^k \text{ m}$, $78.0^k, 77.6^k, 77.4^k, 77.2^k$ において測定した。結果は附図Ⅲ-43~66 (横断図に記入), 附図Ⅲ-67~69 (平面図に記入) に示す。その一例として流量 $1800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合を図 12-3 に示す。その特徴をあげると,

① 78.0 km 附近に大きい死水域がある。

死水域が存在することは水門の有効巾を減少させるばかりでなく土砂の堆積をひきおこし水門操作の支障となりやすいので好ましくない。

② 全体に流れが右岸にかたよっている。

水門上流で右岸低水護岸附近に $4 \text{ m}/\text{sec}$ 以上の流速を生じているがこれは水門下流にも約 200 m つづいている。

図 12-3', 附図Ⅲ-70~72 は水門附近の流況をスケッチしたものである。

以上の傾向は流量 $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$, $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合についても言えることであつて第一案は水理的にかなり問題が多いことがわかる。

(3) 第二案の実験

① 水位測定

第一案と同様の測定を行った。その結果は附図Ⅲ-74, 附表Ⅲ-4, 図 12-4, 附図Ⅲ-74 に示す。結果は第一案と殆んど同じであつた。

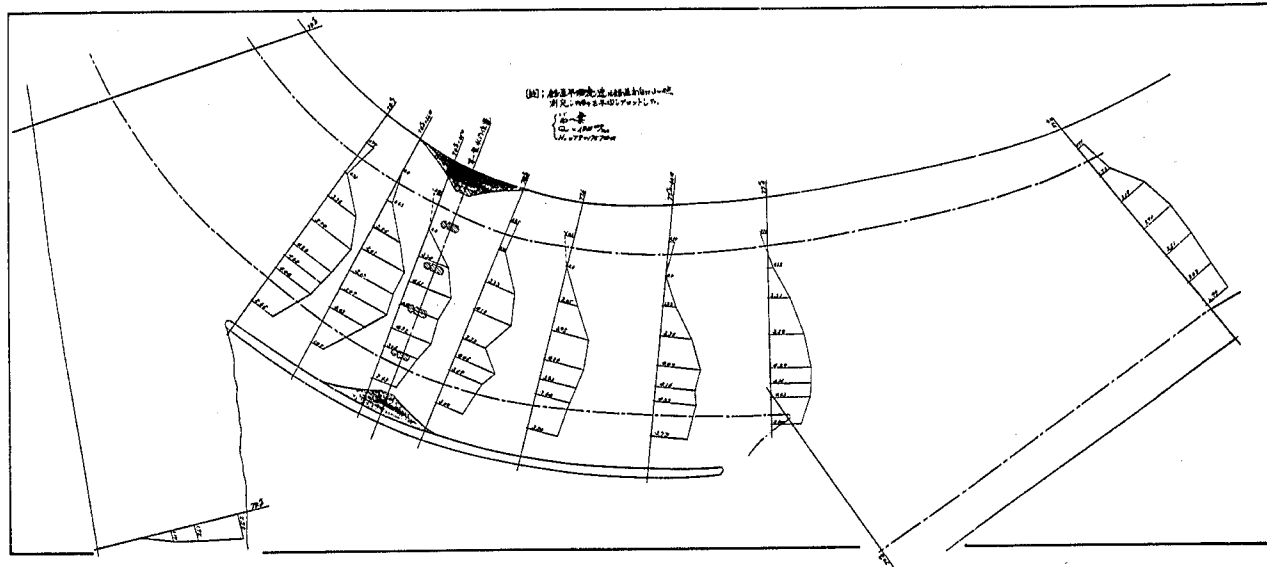


图 13-3 上流放水路附近洗坝堆积图

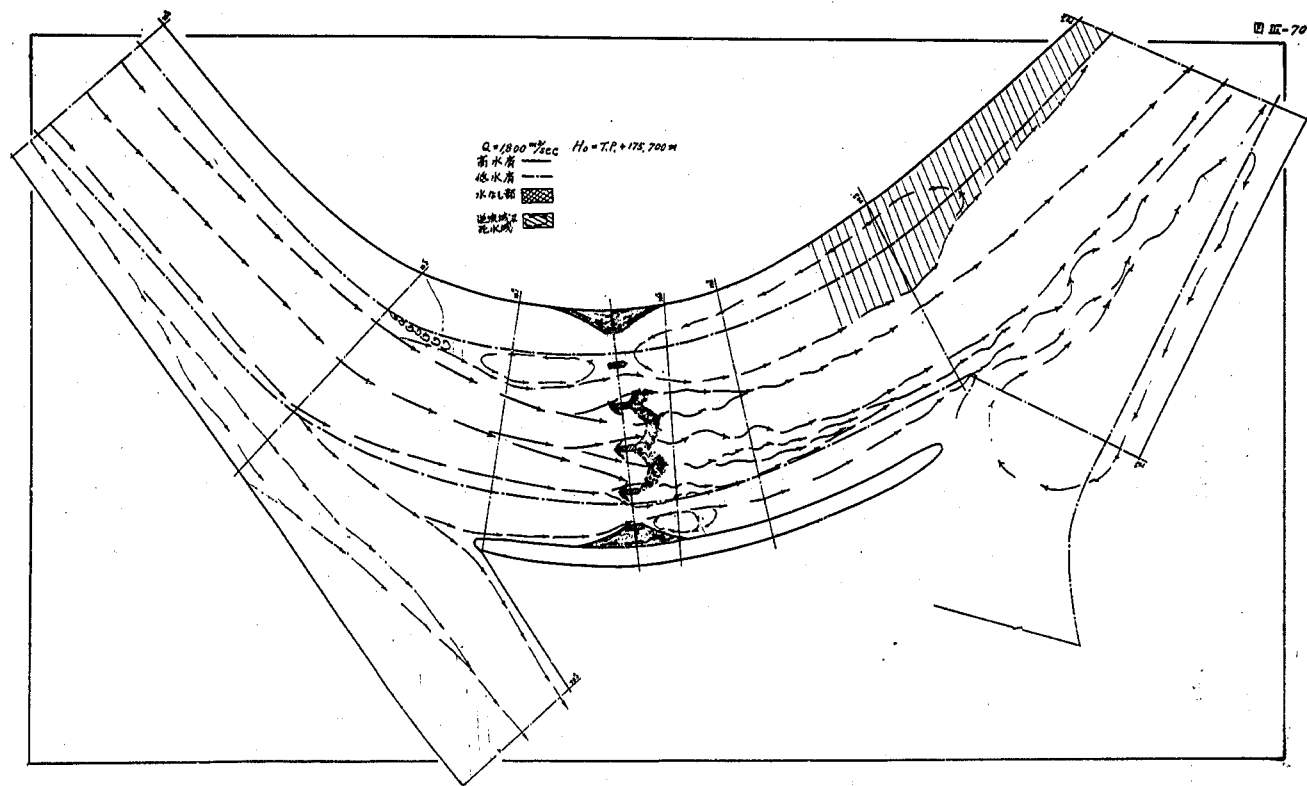


图 12-3' 下流放水路分流点附近流跡线图 (第一案)

② 分 流 量

第一案と同様の測定を行った。その結果は附図Ⅲ-75, 84に示す。流量 $1800\text{ m}^3/\text{sec}$ に対し滝側 $153\text{ m}^3/\text{sec}$ (8.5%), 水門側 $1647\text{ m}^3/\text{sec}$ (91.5%)で第一案と大体同様である。

③ 流速分布測定

流量 $1800\text{ m}^3/\text{sec}$, $1300\text{ m}^3/\text{sec}$, $800\text{ m}^3/\text{sec}$ に対し断面78.2k, 78.1k+55m, 78.1k, 78.0k+60m, 78.0k+35m, 78.0k, 77.6k, 77.4k, 77.2kの各9断面について流速分布の測定を行った。その結果横断分布を附図Ⅲ-76~105, 平面分布を図12-4~6に示す。

実験結果の概要を流量 $1800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合について述べれば次のようである。

78.2k断面では左岸低水路岸附近の流れが特に速く水面附近の最大流速が $6.0\text{ m}/\text{sec}$ 位, 低流速が $4.4\text{ m}/\text{sec}$ となっている。左岸高水敷上と右岸側に死水域が存在する。

78.1k断面では主流がほぼ河の中央に寄り, 水面で $5.9\text{ m}/\text{sec}$, 底流速が $4\text{ m}/\text{sec}$ となっている。

78.0k+60m断面は水門の中心より上流10mの位置であるが, この断面では流れが全体に右岸側に寄る傾向を見せている。最大流速は河の中央附近で $5.7\text{ m}/\text{sec}$, 河床附近で $3.8\text{ m}/\text{sec}$ となっている。また左岸の高水敷上の逆流は周期的に流速が変化している。

78.0k+35m断面は水門の中心より下流12.5mの地点にあたるが流れは全体に右岸にわたる傾向を見せており水面附近で最大 $6.9\text{ m}/\text{sec}$ の流速が測定されている。高水敷上では $-1.6\text{ m}/\text{sec}$ 位の逆流が見られる。水門下流の78.0k, 77.6k, 77.4k+60m, 77.4k断面は低水路内で略, 均一に流れている。

流量 1300 , $800\text{ m}^3/\text{sec}$ についても大体上記と同様の傾向をもっている。

④ 第二案の流況と問題点

第二案の流況観察の結果を附図Ⅲ-109~111に示す。その一例として流量 $1800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合を図12-8に示す。第二案の流況を見ると水利的には78.2k断面において既に彎曲部の影響を受けており78.1k+57m断面においてわん曲内側の流速が外側にくらべて大きくなる, いわゆる自由渦の領域に入っている。このような流速分布はわん曲を進むにつれて, わん曲の外側の流速が内側より大きくなる, いわゆる強制渦の流速分布型に移行する。この場合78.0k+35m断面においてそのような領域に達すると同時に彎曲を終り下流直線部に入っている。片よった流速分布もこれより回復して77.0km附近で平常に復している。問題の水門は

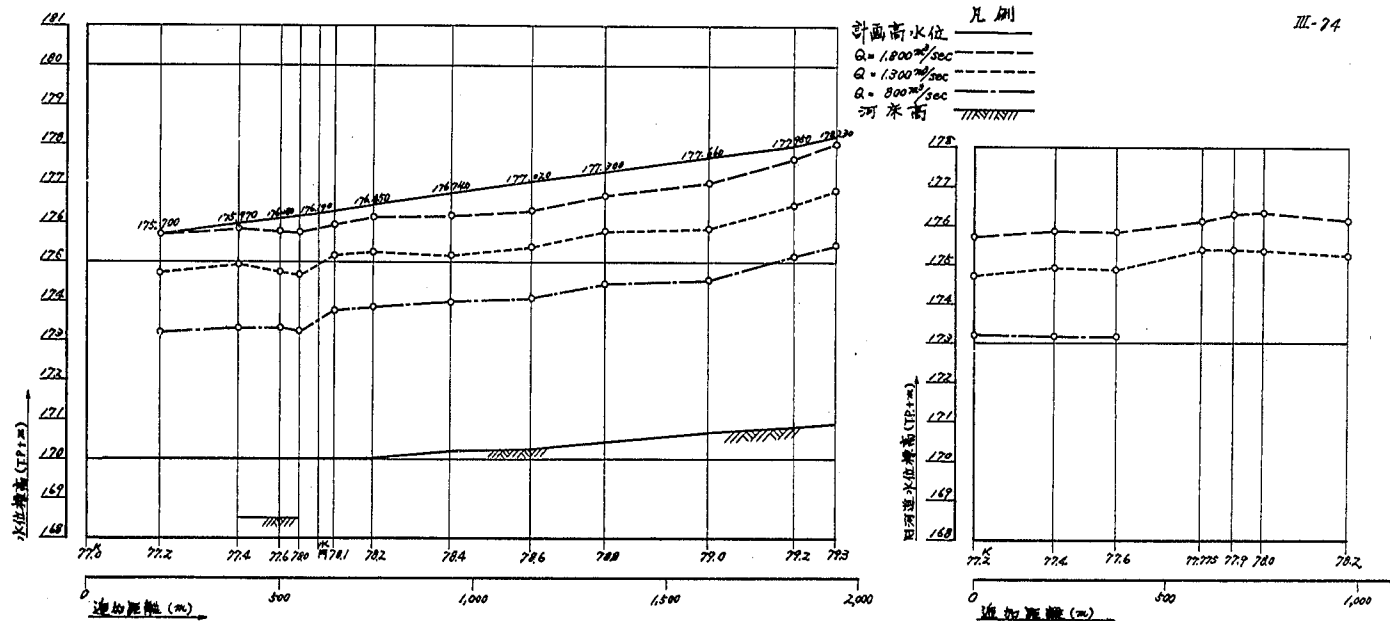


图 12-4 水位纵断面图 (第二案)

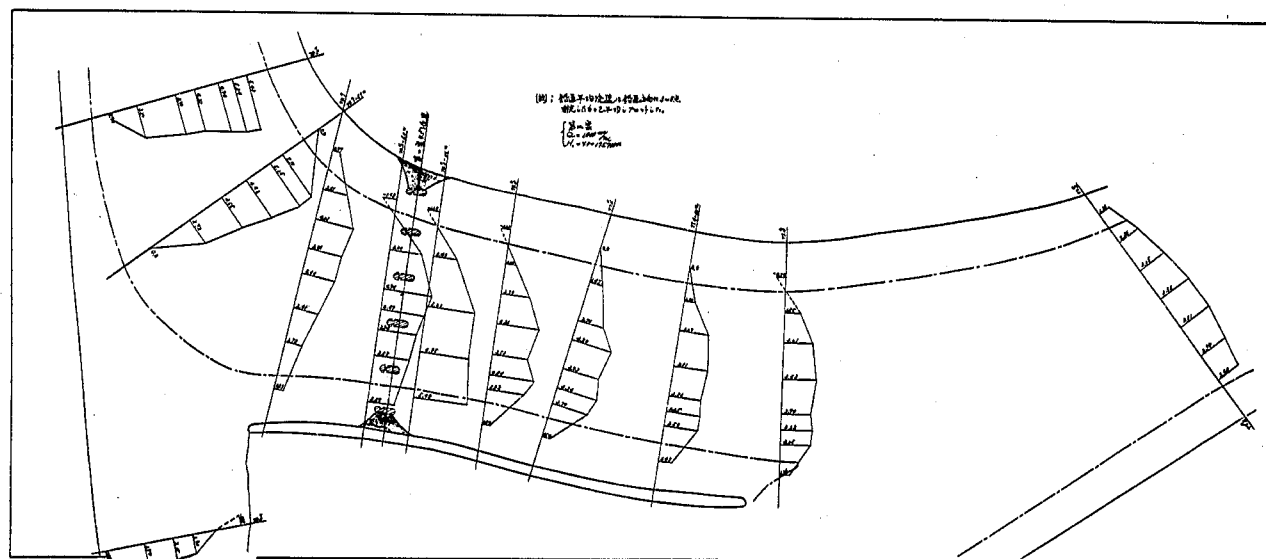


图 12-5 下流放水路铅直平均流速横断分布图

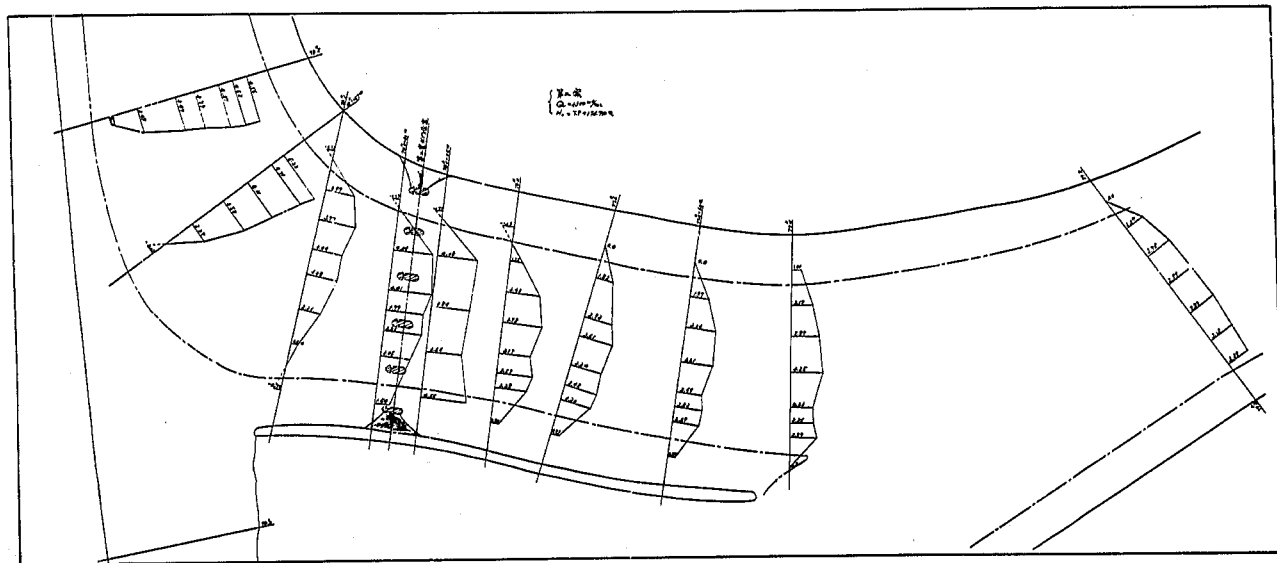


图 12-6 下流放水路铅直平均流速横断分布图

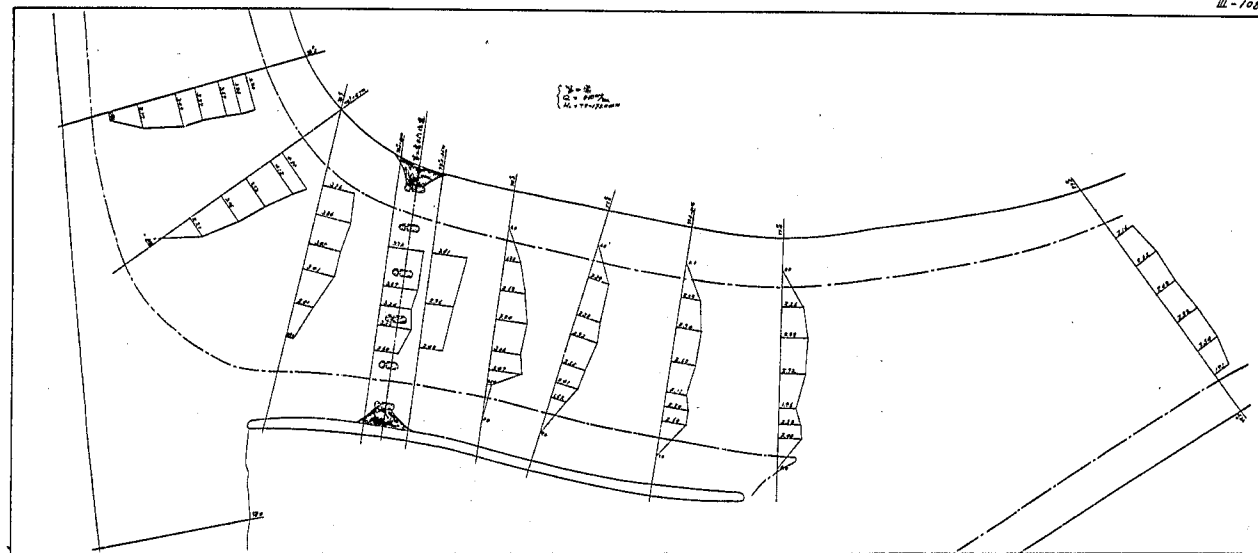


图 12-7 下流放水路铅直平均流速横断分布图

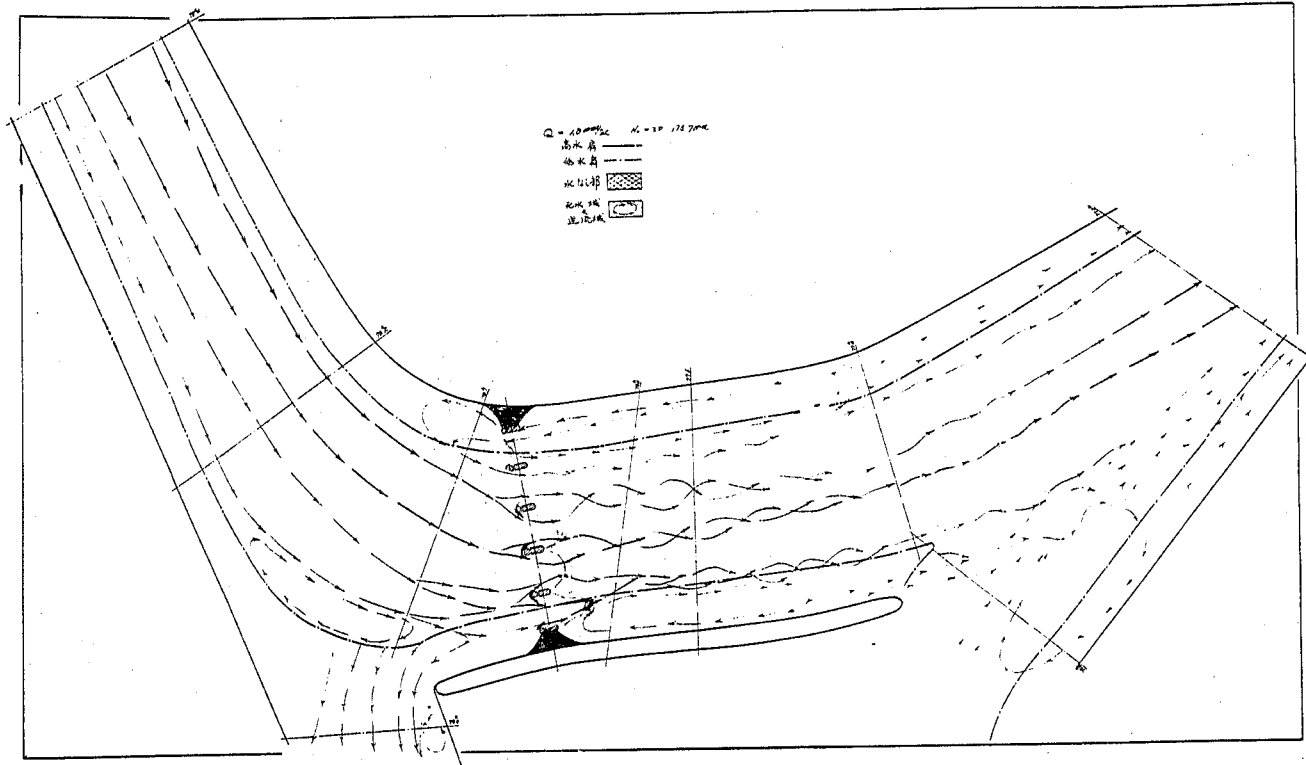


图 12-8 下放水路分流点附近流跡线图 (第二案)

流速分布型が自由渦より強制渦に移行する遷移領域に位置して極端な流速分布の片よりを避けられる事が有利な点である。しかし左岸側上流において高流速と高水敷より低水路への落込み流れが生じていること、水門附近で左岸に剝離を生じ強い逆流を生じているのが難点である。

7.8.1 k+5.7 m 右岸には死水域が生じている。これは第二案の当初案においてこの附近で低水路巾を広くとりすぎた事に原因があると思われる。

全般的に第二案は水門上流左岸に難点があるがこれを改良できれば水門の下流の流況がよいので第一案より優れていると思われる。

⑤ 第二案の改良

水門上流の低水路は右岸側で旧河道に深く掘り込み、これに沿って流水を左に曲げて流線が水門に対して直角に入ることを期待したのであるが、実験において断面 7.8.2 k 附近で流心は左岸に沿っており右岸の掘り込んだ部分には巾 2.5 ~ 3.0 m 位の逆流域が生じており掘込みの意味のないことが明らかになった。そこで附図Ⅲ-112, 附図Ⅲ-38 のように低水路を右岸側より約 1.0 m 縮小したところ逆流は小さくなった。又水門附近の流速を測定したところ附図Ⅲ-113 ~ 115 の如く修正前とあまり変っていないことがわかった。

次に水門上流左岸高水敷の高速流を緩和する意味で 7.8.4 ~ 7.8.2 km の高水敷を 1.74 m に切下げる修正を行った。

又低水路の右岸側は更に 1.0 m 縮小して逆流域を無くす事を試みた。改造のようすは上記の附図にある。

その結果を見ると左岸の高速流は幾分小さくはなったがやはりかなりの流速を保持している。又水門直上流は水門左岸側第一昏間を生じている正逆流の周期的交代の影響をうけて射流を呈することがある。

水門附近の流速分布を見ると附図Ⅲ-116 ~ 118 に示すように当初案とあまり違わない。

又右岸側の逆流についてはかなり弱いものになり、巾 2.0 m 程度の死水域が残る程度である。

結局改良によって右岸側の流況はよくなったが左岸側の高流速は消えず、十分な保護を行うか、高水敷の取扱を再検討するかのいずれかを取らねばならない。後者については次に検討する。

(4) 水門附近における高水敷の取扱い

これまでは水門の構成について低水路（敷高 17.0.0 m, 水深約 6 m, 通水河積 1 門 12.0 m²）3 門と高水敷（敷高 17.3.0 m, 水深約 3 m, 通水河積 1 門 5.1 m²）2 門と定めて検討を行ってきたものである。

表 12 - 2 水門附近 各案の比較

	第 一 案	第 二 案	第一次改良案	第二次改良案
内 容	B案に基づく (水 門) 低水路水門 20m×3門 高水敷水門 17m×2門 (堤防法線) 上下流をなめらかに つなぐ。 (断 面) 低水路河床高 上流170m 下流168.5m 高水敷河床高 170mを中心に 1/300勾配	同 左 上流で方向を変え水 門下流は直線とする 同 左	第二案にくらべて ① 上流左岸78.15 km附近を約10m 前に出す。	第一次改良案にくら べて ① 上流左岸78.15 km附近を更に7 m位前に出す ② 右岸高水敷を 173.5m位まで下 げる(782~784) ③ 上流左岸の高水 敷を引く
水門附近の 流 況	右岸側より3門が有 効 4門目は半分位有 効 5門目は死水域	右岸側より4門まで 有効 5門目は死水域	同 左	5門目に大きい渦
下流の流況	左岸側の死水域が大 (77.2km位まで) 左岸直下流に高水敷 よりの落込み流れあ り	左岸側に死水域 (77.45km位まで)		同 左
上流の流況	左岸側に剝離あり 右岸良好	左岸側78.2~78.1 km 速い。 高水敷より落込み流 れあり 右岸 低水のり肩よ り25m位死水域	死水域は小さくなる。	○落込み流れはな くなる。 ○死水域は殆んど ない。

実験の結果は低水路水門3門と右岸側高水敷水門は有効であるが左岸側高水敷水門は弱い正逆流をくりかえしており河積としては有効でないことがわかった。又水門のすぐ上流の左岸側高水敷には速い流れが存在し、ときどき射流状態になったり、低水路への落ち込み流れを生じていることがわかった。

一般に河道の横断形は複断面形が採用されている。そのときの高水敷の役割は低水時に流れが

河道内で乱れることを防ぐ意味と高水時に堤防の安全を確保する意味をもっていると思われる。川内川の河道計画においてもこのような意味で被断面形として河道を設計して来た。しかし水門附近においてはやや事情が異なり高水敷を両側とも設ける事は必ずしも必要でない。それは低水時には水門上流では湛水しており流路固定の必要がなく、高水時の堤防保護については水門附近は他の河道部分と異って十分な堤防保護を行うので高水敷の果す役割は少ないと言える。

以上のような考えで今回特に問題の多い左岸側の高水敷をとりやめて流況の改善が得られるかどうかを検討したものが以下に述べる検討である。

① 水門の構成及び位置について

左岸側の高水敷上は現在河積として有効な役割を果たしていないが、この高水敷をとり除くにあたってはその河積分を低水路3門にふり分けるものとする。即ち低水路水門は巾を1門あたり3m増して23mとする。これによって1門あたりの通水河積は約18 m^2 増加し138 m^2 となる。右岸の高水敷は有効な役割を果たしておりそのまま残す。従って全体の構成は図12-9のように低水路3門、高水敷1門となる。

更に水門と河道の横断形の関係について、これまでの案では上下流の堤防に傾斜がつけてある都合上水門のある断面において橋台の一部が河道内に突出するようになっていたものを改め、堤防の法尻を水門の両端まで引くことによって水門位置で橋台が流れを防げることのないようにした。このため水門上下流の堤防の傾斜は水門に近づくに従って急になり水門のある断面で直立するようになる。

以上のような理由で水門のある断面における河巾はかなり小さくなるの

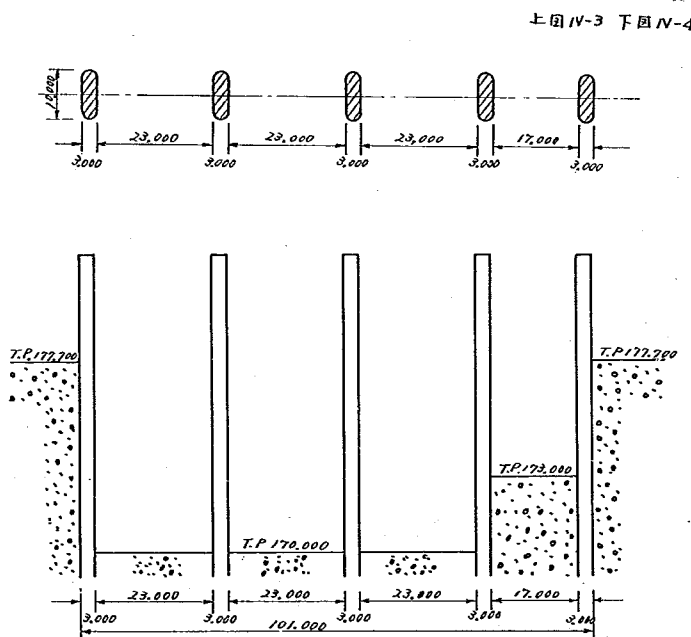


図 12-9 平 面 図

でこれにあわせて水門前後の堤防法線及び水門の方向を少しかえ、図12-11のような配置とした。

② 流速測定

流量1800, 1300, 800 m^3/sec の3種に対し78.2k, 78.155k, 水門上流15m, 水門下流15m, 78.0k, 77.6k, 77.4k+60m, 77.4k, 77.2kの9断面について流速分布の測定を行った。その結果は附図IV-12~38及び附図IV-9~11に示す通りである。これを前図の第二案と比較すると表12-2のようであって78.2k断面で今回の案の方がいくらか大きい流速を生じているが全般に流速分布は図12-12に見られるように左右岸の片よりが少なく前回の案にくらべて改良されていると言えよう。

③ 流況について

附図IV-5~7に示した流況スケッチからわかるように流況は大体正常である。これを前回の流況と比較すると表12-3のようであって前回の案にくらべて改良されていると言える。

以上の検討より水門の構成としては低水路3門, 高水敷1門の今回の案が表12-3に示したような理由で最も水理的に好ましいと思われる。

(5) 河道の水位

水門を閉じた場合及び開放した場合の水門上流の水位は水門操作の基礎資料として重要と思われる。これは不等流計算によっても求められるが模型によって簡単に求められるので測定したものである。

水門を閉じた場合については図12-13に示す。この場合の下流水位は湯之尾滝が支配断面となっているので滝地点で確定する。滝附近の水位-流量については前報で述べた通りである。

次に水門を開放したときの水位曲線は図12-14に示す。このときの水門は(4)に述べた最終案によるものである。下流水位は77.2kmにおいて次のように定めた。即ち流量1800 m^3/sec に対しては計画高水位をそのまま用いる。1300, 800 m^3/sec に対しては粗度係数 n と水面勾配 I が1800 m^3/sec のそれと同一であると考え、従って流量は断面積 A と径深 R の $2/3$ 乗の積 $AR^{2/3}$ に比例するものと考えて図12-15より求めたものである。

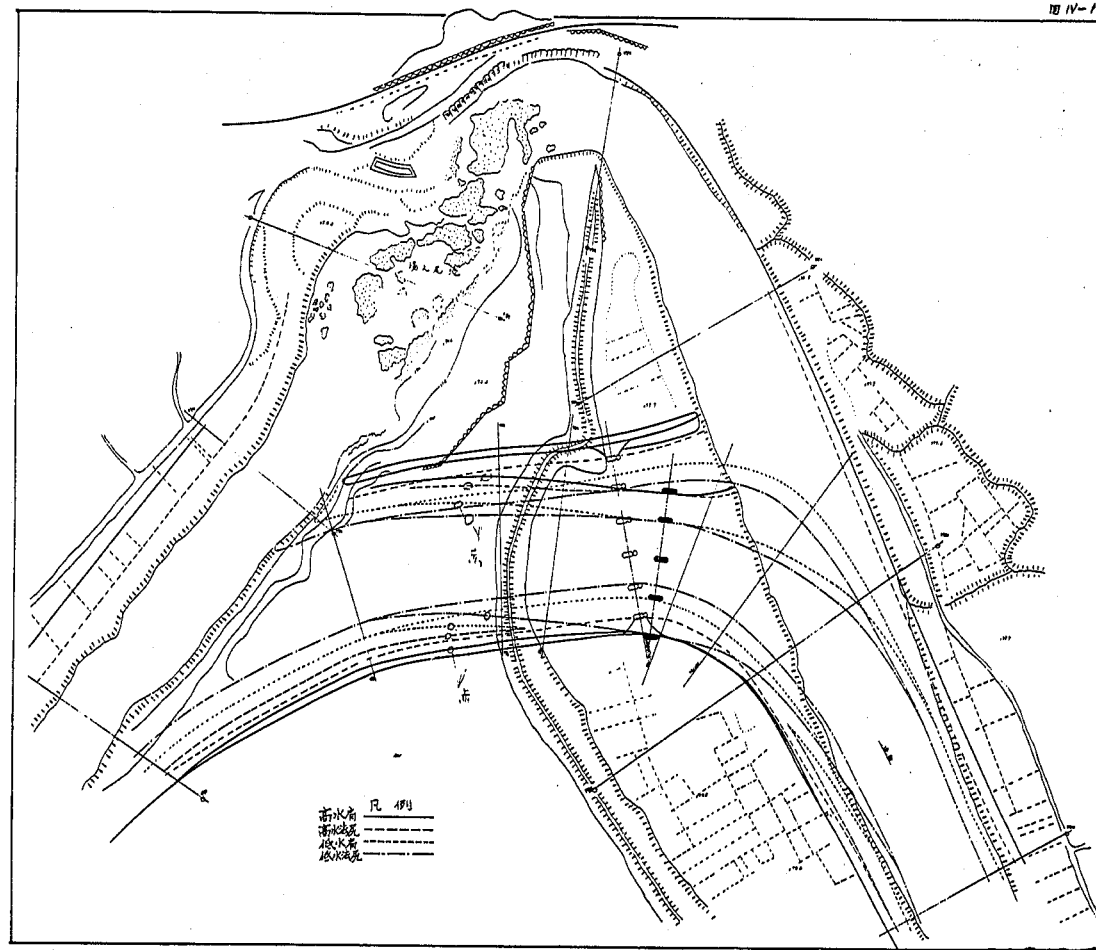


图 12-11 川内川下流放水路附近平面图

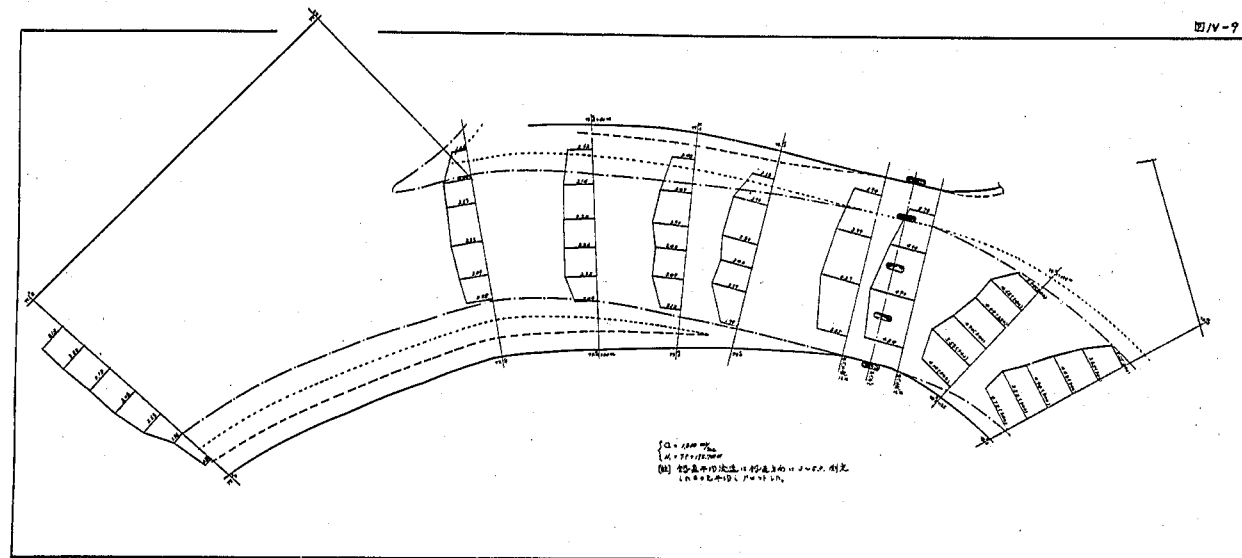


图 12-12 下流放水路铅直平均流速横断分布图

表 12 - 3

$Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0 = TP + 175.700 \text{ m}$						
断面	9 月 報 告 第 2 案			今 回 実 験		
k 標	最大底流速 (m/s)	最大流速 (m/s)	鉛直平均流速 の最大(m/s)	最大底流速 (m/s)	最大流速 (m/s)	鉛直平均流速 の最大(m/s)
78.2	4.43	5.99	5.43	4.70	6.57	5.52
78.155	4.08	6.15	5.25	4.26	6.60	5.58
水門上流 15m	3.78	5.69	4.94	3.64	5.69	4.90
水門下流 15m	5.24	6.93	5.48	2.71	5.33	4.27
78.0	4.03	5.24	4.36	3.36	4.08	3.80
77.6	3.83	4.81	4.24	3.28	4.37	3.90
77.4+60m	2.97	3.96	3.61	2.80	3.83	3.36
77.4	2.80	3.78	3.53	2.71	3.50	3.33
77.2	3.13	4.38	3.61	2.80	3.57	3.20
$Q = 1,300 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0 = TP + 174.700 \text{ m}$						
78.2	3.83	5.24	4.62	3.77	5.51	4.80
78.155	4.31	5.48	5.23	4.26	5.64	5.15
水門上流 15m	3.65	5.29	4.41	3.43	4.95	4.28
水門下流 15m	4.60	5.65	4.66	2.21	5.00	3.80
78.0	3.22	4.49	3.98	3.21	3.96	3.72
77.6	3.28	3.91	3.61	3.35	4.02	3.81
77.4+60m	2.90	3.57	3.31	2.71	3.70	3.22
77.4	2.73	3.51	3.25	2.52	3.28	3.07
77.2	2.62	3.22	2.99	2.32	3.28	2.99
$Q = 800 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H_0 = TP + 173.200 \text{ m}$						
78.2	3.15	4.38	3.86	3.57	4.80	4.29
78.155	3.37	5.05	4.50	3.57	4.85	4.35
水門上流 15m	3.13	4.08	3.72	3.13	4.20	3.78
水門下流 15m	2.54	5.65	3.61	1.71	4.54	3.31
78.0	2.97	3.70	3.47	2.32	3.05	2.81
77.0	2.42	3.22	2.92	2.52	3.13	2.86
77.4+60m	2.42	2.97	2.74	2.52	3.13	2.72
77.4	2.42	3.13	2.88	2.10	2.89	3.07
77.2	2.34	2.90	2.62	2.32	2.80	2.69

(註)；曲線は本川のみについてプロットした。

III-36

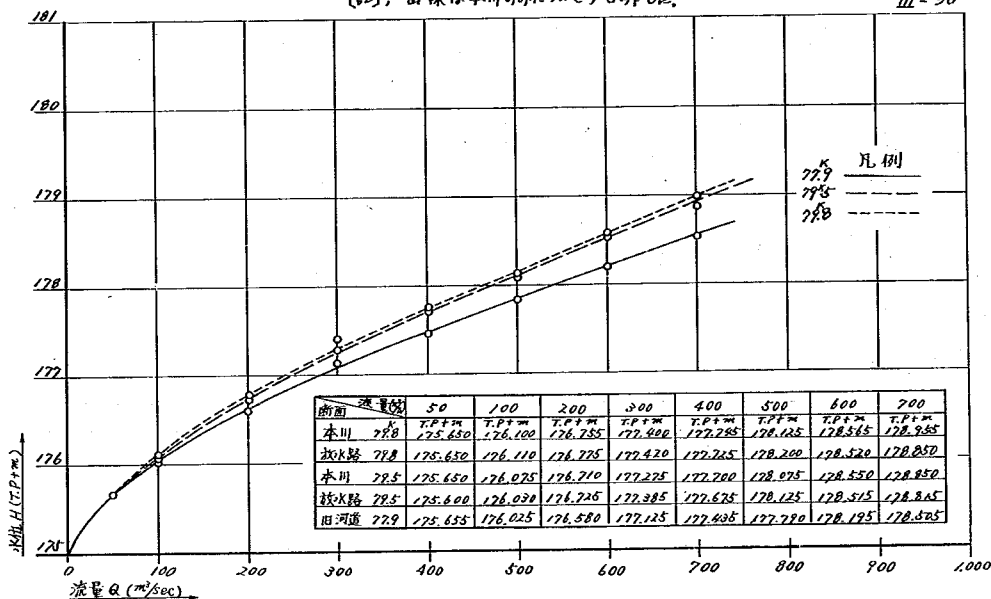


図 12-13 川内川 79.8k, 79.5k, 77.9k 断面H~Q曲線

表 12-4

比較場所	比較案	42年9月報告(第2案,第2次修正形)	今回実験結果
水門上流の流況	(1) 78.1k~78.2k 右岸低水内に逆流 (2) 左岸沿いに発する周期的な逆流とその影響を受けて発する(78.2k直下流高水敷上)の射流	(1) 逆流は見られない。 (2) 高水敷を取り除き,78.2k~水門中心まで堤防法線を半径約150m円弧としたことにより改良された。	
水門附近の流況	(1) 水門左岸1門目の大きな渦 (2) 水門上下流水門敷上の土砂の堆積(左岸) (3) 右岸高水敷上の跳水	(1) なし (2) 水門上流及び水門敷上への土砂堆積は見られないが,水門下流左岸沿いに多少の土砂堆積は免れない。 (3) 跳水は起きない。	
水門下流の流況	(1) 左岸高水敷上は77.4k附近まで大きな逆流 (2) 左岸高水敷上の水門アバット直下流から77.5k附近の逆流 (3) 本川側77.3k~77.4kの上流右岸沿に発する逆流	(1) 右岸高水敷上や河川の中央に比較して遅いが逆流は見られない。 (2) 水門アバットを取り除き堤防法線に鉛直に切り下げたことにより逆流は見られない。 (3) 殆んど同じような状態で逆流している。	

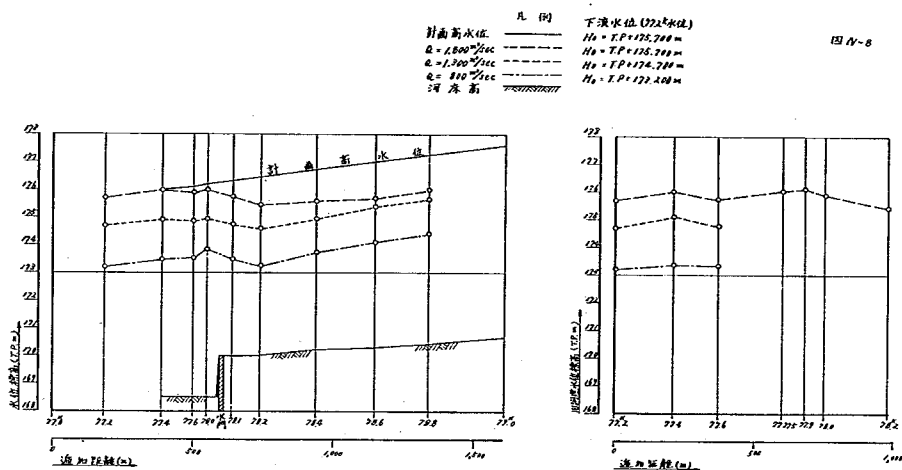


圖 12-14 水 位 縱 斷 圖

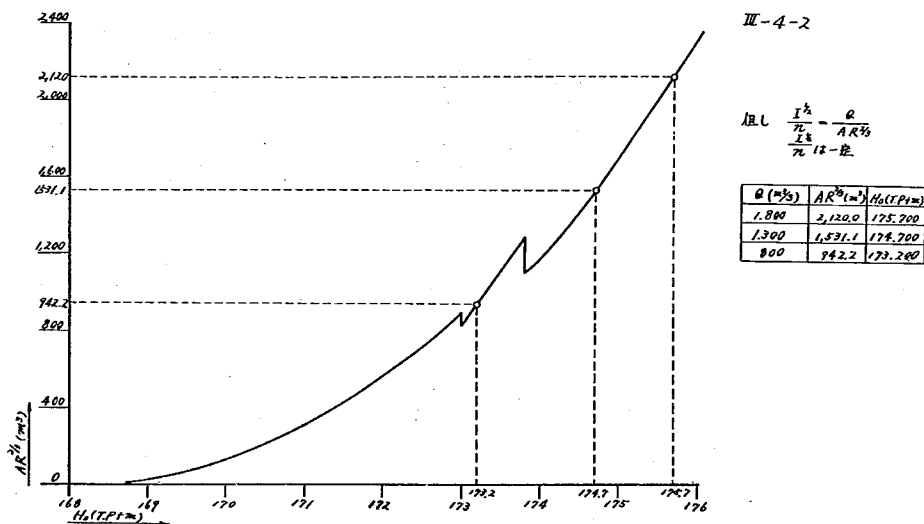


圖 12-15 77.2 k 断面, $A \cdot R^{\frac{2}{3}} - H_0$ 關係曲線

13 河床変動の検討

これまで行ってきた分流路、水門等の検討は計画された河道が河床の変動を生じないでそのまま維持されるという前提に基いて行われたものである。しかし長い目でみれば河床の変動がどのようなものであるかを調べてその対策を講じておく必要がある。

河床の変動は流れの方向に流速変化の大きいところで生じる。今回検討の対象となった河道の範囲では分流路を含む $7.9.2\text{ km} \sim 8.0.4\text{ km}$ でその傾向が著しい。又局所的な洗掘の問題は流れが集中して流速が大きい所や二次流の生じている所でおこる。分流点の中央の島状の部分、本川 $8.0.0\text{ km}$ の右岸側等が河床洗掘の予想される位置である。水門附近は、水門のある断面の河積を上下流河道のそれとあまり変らないようにしてあるので大きな河床変動が生じるとは思われない。そこで今回の検討からははずすことにした。

はじめに模型の $7.9.2\text{ km}$ より上流を移動床に改造して実験を行って問題点を見つける事にした。その結果 $8.0.2\text{ km}$ 附近の河床が異常に大きい洗掘をうけることと、全般的に $7.9.4 \sim 7.9.8\text{ km}$ に堆積傾向の生じることが明らかになった。前者の問題については流速を小さくするために河床をいくらか切下げ、二次流を小さくするために島状部分前面の河床保護を行う計画をたて実験したところ洗掘はかなり小さくなることが確認された。後者の問題については今回検討の対象となった河道範囲より上流部分の河道も含めて流砂量の縦断方向の分布と堆砂量を概略的に調べた結果、大洪水のときに問題の湯之尾市街地附近の河床上昇がかなり大きくなることがわかったので地建当局と協議の結果上流部分の河床高を現状より低くして堆積の余裕をもたせ、湯之尾市街地に直接堆積することを防ぐことになった。以下にその検討のあらましを述べることにする。

(1) 実験方法

① 模型の改造

移動床実験は $7.9.2\text{ km}$ より上流の河道を対象にして行うこととした。そのため模型の $7.9.0\text{ km} \sim 8.0.8\text{ km}$ の区間の模型河床を約 1.5 cm 切下げることとした。高水敷や堤防そのものの侵食崩壊の問題は今回の実験目的にしないので固定床のまま残し低水路のみの切り下げを行った。但しその際河床高 2.5 m (現地換算) 分の切下げは低水路法勾配をそのまま延長して下げ以下 5 m (同) までは鉛直に切り下げた。

② 河床材料

模型実験に使用する河床材料は原形と模型の間で流砂に関する力学的な相似が満たされるように定めることが必要である。今回の実験では流れ及び掃流力に関しては相似が成立っている

ので、あとは流砂の輸送開始及び輸送形態を支配すると思われる因子 τ/τ_c (τ は流れの掃流力, τ_c は河床材料の限界掃流力) が原形と模型でつねに等しくなるように模型の河床材料を選ぶことにすればよい。

現地の河床材料の構成は附図Ⅵ-1 のようであつて 60 号粒径に対応する限界掃流力で整理すると図 13-1 のようである。模型に用いる河床材料としては材料入手の関係で附図Ⅴ-13 に示すような 60 号粒径 0.31 mm の砂を用いた。原形と模型の間で掃流力に関しては 50 : 1 の関係にあるので限界掃流力に関しても 50 : 1 となる必要がある。その点から言うと今回使用する模型用河床材料は完全ではないが今回は流量として大きいものを考えているので模型の結果より現地の現象を推定して差支えないと思われる。

③ 河床変動の時間縮尺

今回の模型縮尺は鉛直及び水平縮尺が同じであるので流砂量縮尺は流量縮尺と同じ値 18000 分之一, 河床変動の時間縮尺は不定流の時間縮尺と同じ値 9 分之一となる。

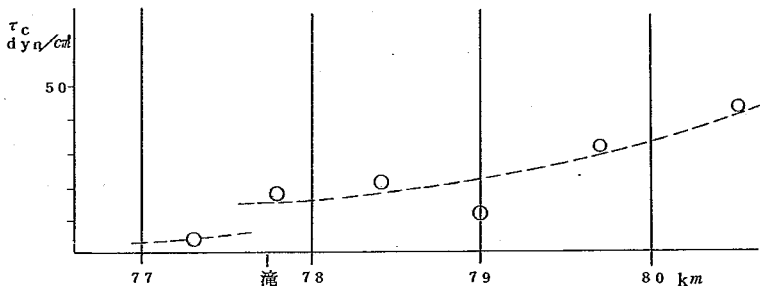


図 13-1 河 床 材 料

(2) 計画案の実験

11 章で検討した最終案について流量 $18000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の実験を行った。給砂は特に行わず模型外(上流側)の送水路に現状河床高程度に砂を敷きつめて給砂源とした。

① 流 況

実験中の流況を見るとまず分流点の島状部分に対して上流からの突き当りが甚しく二次流が発生し河床から砂がまき上げられていることがわかった。そして通水 30 分程度で敷きつめた砂が流出しコンクリート河床(現地で 7.5 m 深さ)が露出した。本川側を見ると 79.95 km 附近で流れが右岸側にあたり砂のまき上りが生じている。80.1 ~ 79.95 km において左岸側に

堆積するためか流れは時間の経過とともに幾分右岸側に寄る傾向を見せている。分流路においては分流路流頭において発生した二次流が、そのままつづいており右岸側で砂のまき上げが起っている。全体として実験開始後流況の変化は激しいが、30分経過後には安定に近づくようである。なお水位を前回の固定床実験と比較すると図-41の如く50~120cm程度高くなっている。

② 河床の変化について

50分間通水した後に一たん水をとめて河床の測定を行った後更に2時間10分水流して通算3時間で実験を終了し再び河床測定を行った。河床測定は本川80.6k, 80.4k, 80.3k, 80.2k, 80.0k, 79.9k, 79.8k, 79.7k, 79.6k, 79.4k, 79.3k, 79.2k及び放水路80.2k, 80.0k, 79.8k, 79.6k, 79.4kの計17断面について行った。その結果は附図V-23~39に横断面図, 附図V-40に変化量の縦断方向分布, 図13-2に最深及び平均河床高の縦断面図, 図13-3に平面図を示す。

全体的に河床の変化は極めて大きく、しかも市街地を通過する79.6~79.8kmで堆積傾向となっており高水位に対する影響は見逃せないものがある。この点については後にやや詳しく

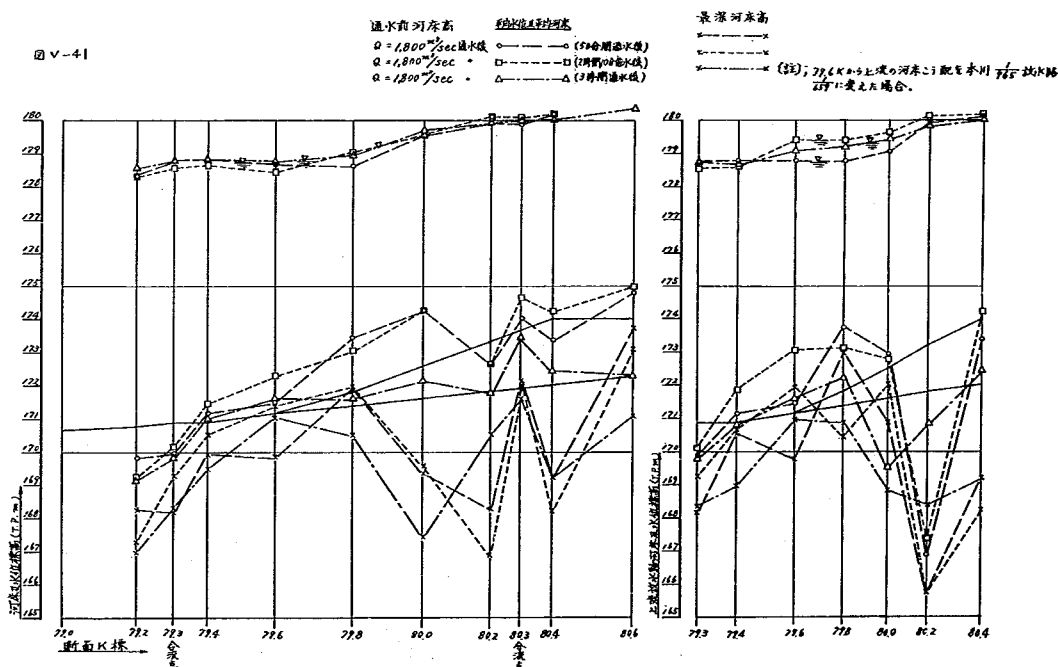


図13-2 実験終了時における平均水位, 平均河床, 最深河床高縦断面図

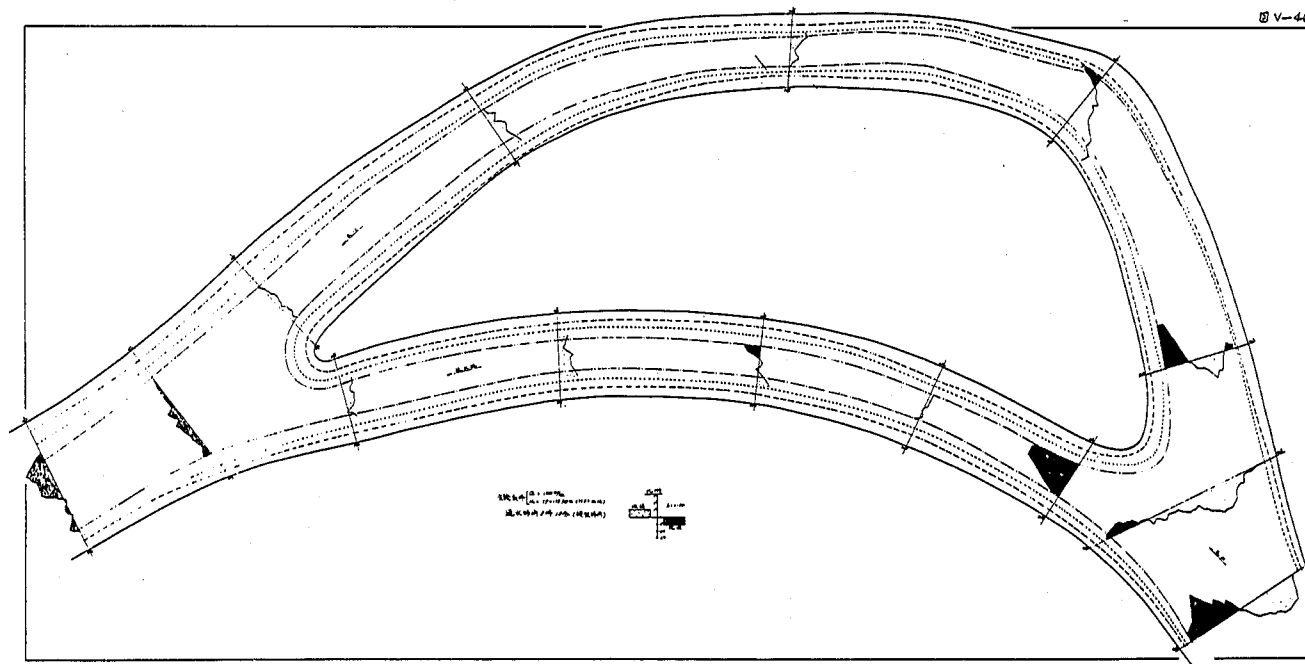


图 12-3 下流放水路铅直平均流速横断分布图

検討する。

次に河床の変化を上流から順に見てみよう。

8 0.6 km ~ 8 0.4 km 区間は分流路の検討の項で述べた如く、流況改善のため右岸側の高水敷を取除いた区間であるが、今回の実験で右岸に堆積が多く、あたかも取除かれた高水敷を復活したかの観がある。又左岸側も深く洗掘が生じている。

次に分流点においては流頭部の島状の部分前面にかなりの洗掘が生じている。それを図示すると図 1 3 - 4 のようであって非常に大きくて深いものである。その影響で本川では 8 0.2 k , 分流路では 8 0.1 k 附近まで洗掘が生じている。洗掘の生じている部分の護岸を根入れによって防護しようとするればその延長は 3 0 0 m に及ぶ。更に洗掘によってその規模を大きくされている二次流は分流路のかかなり下流まで続いており流況が不安定になっている。そこで流頭部前面の洗掘には何らかの対策が必要と思われる。この点は後に述べることにする。

次に分流点より下流について本川側を見ると 8 0.0 km の彎曲部では右岸で洗掘が著しく逆に左岸側では堆積が激しい。それより下流側は先に述べた如く断面全体で平均的に堆積の傾向となっている。

分流路側は、本川側と同じように堆積傾向を見せているが局所的な洗掘は生じていないようである。

結局市街地附近の堆積の問題と分流路流頭部の洗掘防止対策が主な問題点であることがわかった。

(3) 市街地附近の河床変動問題

実験によって計画案が湯之尾市街地を通過する附近 (7 9.6 k ~ 7 9.8 k) は堆積傾向にあることがわかった。そこで堆積量を量的に調べてどのような対策をとるべきかを検討するのがこの項の目的である。

まず各流量に対する水面形を模型上で求めると附図 V-1 ~ 31 のようである。代表として図 1 3 - 4 を載せておく。

この測定値より河積 A , 平均流速 v , エネルギー勾配 I , 掃流力 τ を算出する。流砂量は次のような概算式によって計算する*。

$$\frac{Q_B}{Q} = C_0 i \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$Q_B : \text{流砂量} \qquad i : \text{エネルギー勾配} = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

Q : 流量

$$C_0 = \frac{\varphi \cdot F}{\varphi_0 \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)}$$

$\varphi \cdot F$ 土研公式中の係数 ($\varphi = 0.623$)

$$\varphi_0 = \frac{u}{u_*} = \frac{h^{\frac{1}{8}}}{\sqrt{g} n} = 1.14$$

流量としては表 13-1 の如く吉松流量に流域面積比 (13) をかけて湯之尾流量を算出する。以上のようにして 7.92k 及び 8.04k 断面において 1 年間の流砂量を求めると表 13-2 のごとく 7.92k ~ 8.04k の区間に年間 9,470 m³ の土砂が堆積することになる。これがこの間で平均的に堆積するものと仮定すると貯留面積 = 80m × 1,200m = 96,000 m² , 空隙率 = 0.4 として $\Delta Z = 0.164 \text{ m/year}$ となる。これは 10 年間に 1.64 m の河床上昇を意味するのでこのまま放

表 13-1 流量の算出 湯之尾流量 = 吉松流量 × 1.3

湯之島 (代表流量) m ³ /s	湯之島 流量範囲 m ³ /s	吉松 (流量範囲) m ³ /s	総流量(昭38) m ³
50	0 ~ 75	0 ~ 58	475 × 10 ⁶
100	75 ~ 150	58 ~ 115	99
200	150 ~ 300	115 ~ 230	146
400	300 ~ 500	230 ~ 390	27

置することは許されないであろう。もちろんこの計算は土砂輸送公式として土研公式が正しいと仮定して求めたものであって土研公式の精度は現場において確めることが必要である。その結果に基いて毎年この程度の量の掘削を行うよう考えるべきである。

しかしもう一つ考えておくべき事がある。それは大洪水のときの異常土砂流出に伴う洪水の中の河床上昇である。この場合には掘削を行う余裕がないので水位の上昇をもたらす非常に危険である。この対策としては土砂の堆積の位置を市街地をさけて上流側になるようにしておき上流側の堆積を測定しつつ必要な維持掘削を行う事が得策と思われる。

以上のような理由から河床高としては地建当局と協議した結果当初計画案を図 13-6 のように上流側で切下げておくことが必要であるとの結論に達した。

$$* \frac{Q_B}{Q} = C_0 i \text{ の誘導過程}$$

ある断面を通る流送土砂量は次式で与えられる。

表 13 - 2

	Q m ³ /sec	A m ²	v m/s	I ×10 ⁻³ 3.3	τ dyn/cm ²	τ/τ _c	f	Q/Q _B ×10 ⁻⁶ 105	Q m ³	Q _B m ³
804k	600	206	2.9	3.3	759	9.4	1.00	105	×10 ⁻⁶ 0	0
	400	149	2.7	4.5	754	9.3	1.00	143	27	3,900
	200	118	1.7	2.4	320	4.0	0.95	73	146	10,600
	100	86	1.2	1.7	167	2.1	0.72	39	99	3,900
	50	118	0.43	0.15	20	0.25	0	0	475	0
計									747	18,400
792k	600	241	2.5	1.5	532	6.7	0.99	48	0	0
	400	188	2.1	1.5	417	5.2	0.99	48	27	1,300
	200	125	1.6	1.3	262	3.2	0.92	38	146	5,550
	100	88	1.1	1.0	152	1.9	0.64	21	99	2,080
	50	241	0.2	0.02	6	0.1	0	0	475	0
計									747	8,930

A : 模型実験による水位測定より

求める。

50 m³/sec ……水門閉じる100 m³/sec 以上…水門開放

$$v = Q/A$$

$$I = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \quad n = 0.035$$

$$\tau = \rho g R I$$

$$\tau_c = 80 \text{ dyn/cm}^2 \quad (d = 1.0 \text{ cm})$$

Q : 昭和38年流量

吉松流量 × 1.3

$$Q/Q_B = C_0 \cdot I$$

$$C_0 = \frac{\varphi f}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \varphi_0} = 0.032 f$$

$$\left(\begin{array}{l} \varphi = 0.625, \varphi_0 = 11.4 \\ \frac{\sigma}{\rho} - 1 = 1.65 \end{array} \right)$$

$$Q_B = \int_0^B q_B dy \quad \dots\dots\dots (1)$$

Q_B : ある断面における流送土砂量

q_B : 単位巾あたり流砂量

y : 断面方向距離

B : 川 巾

河床変動に寄与する流送土砂として掃流土砂のみを取扱い、流砂量公式として佐藤・吉川・芦田公式を用いると次のようになる。

$$q_B = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1) g} u_*^3 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\varphi = 0.623 (n > 0.025), = 0.623 (1/40n)^{35} (n < 0.025),$$

F : τ/τ_c によつて定められる係数

u_* : 摩擦速度

一つの断面内における $\varphi \cdot F$ の値が一つの値によつて代表されると仮定すると次式が得られる。

$$Q_B = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1) g} \int_0^B u_*^3 dy \quad \dots\dots\dots (3)$$

次にこの断面の流量は次式で表わされる。

$$Q = \int_0^B u h dy \quad \dots\dots\dots (4)$$

u : 鉛直方向に平均した流速

h : 水 深

流速 u と摩擦速度 u_* との関係を(5)式のようにおけば φ_0 の値は(6)又は(7)式のように与えられる。

$$\frac{u}{u_*} = \varphi_0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\varphi_0 = Ar + \frac{5.75}{\kappa} \log \frac{h}{\kappa s} \quad (\text{対数公式}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\varphi_0 = h^{\frac{1}{6}} / (\sqrt{g} n) \quad (\text{マニング公式}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

又掃流力 τ と水深との間には $\tau = \rho u_*^2 = \rho g h i$ の関係があるので水深 h は次のように表わされる。

$$h = \frac{u_*^2}{g i} \quad \dots\dots\dots (8)$$

i : エネルギー勾配

(5), (8)式を(4)式に代入し, 一つの断面内の係数 φ_0 の値が一つの値によって代表されと考えれば,

$$Q = \frac{\varphi_0}{g i} \int_0^B u_*^3 dy \quad (9)$$

(3), (9)式より掃流流砂量の流量に対する割合, 即ち濃度は次のように表わされる。

$$\frac{Q_B}{Q} = \left\{ \frac{\varphi F}{(\sigma/\rho - 1) g} \int_0^B u_*^3 dy \right\} / \left\{ \frac{\varphi_0}{g i} \int_0^B u_*^3 dy \right\} = \frac{\varphi F}{\varphi_0 (\sigma/\rho - 1)} i \quad (10)$$

ここで

$$C_0 = \frac{\varphi F}{\varphi_0 (\frac{\sigma}{\rho} - 1)} \quad \text{とおくと}$$

$$\frac{Q_B}{Q} = C_0 i \quad \text{となる。}$$

(4) 流頭部の河床保護について

分流路流頭部の洗掘は異常な二次流をとめない, これが本川及び分流路にもらせん流となつてつづいており本川・分流路の入口附近約 200 m の洗掘の原因に一役を果していると思われる。一般に橋脚の附近の流況をみると流速の大きいのは先端及び側面のうちごく橋脚に近い部分であるから流頭部の場合も前面のごく近くの河床を保護することによって異常な洗掘及び二次流の発生を防ぐ可能性がある。そこで図 13-7 に示すように前面にモルタルで固定部分をつくり, 更に減速の目的で杭をならべて計画案と同様の実験を行った。河床高さとしては(3)に述べたように計画案にくらべて約 2 m 低くなっている。

実験の結果を附図 V-23~39 (横断図), 図 13-2 (縦断図), 図 13-6 (平面図) に記す。

この図からはよくわからないが流頭部前面の洗掘は全くなり, むしろ堆積傾向となつている (写真参照)。

この実験では分流路側及び本川彎曲部にまだ深ぼれが残っており改善の余地が残されているかも知れないが今回はこの 1 case のみの実験にとどめた。

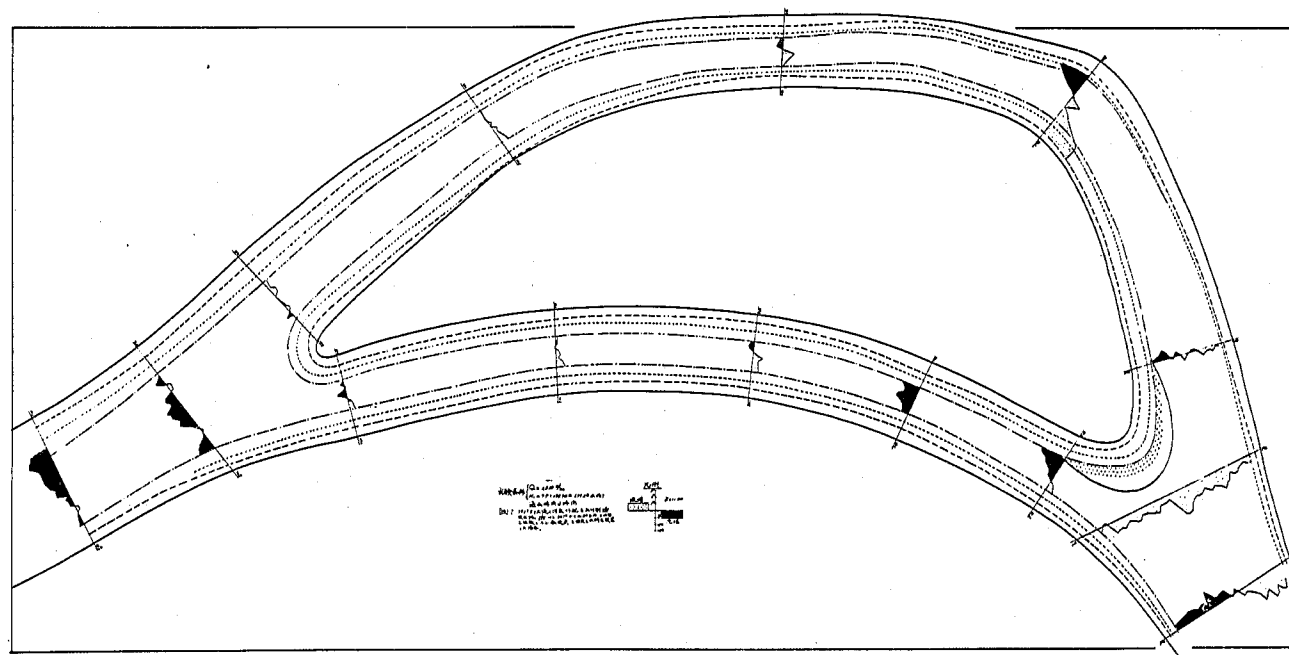


图 13-6 上流放水路附近洗堀堆積图

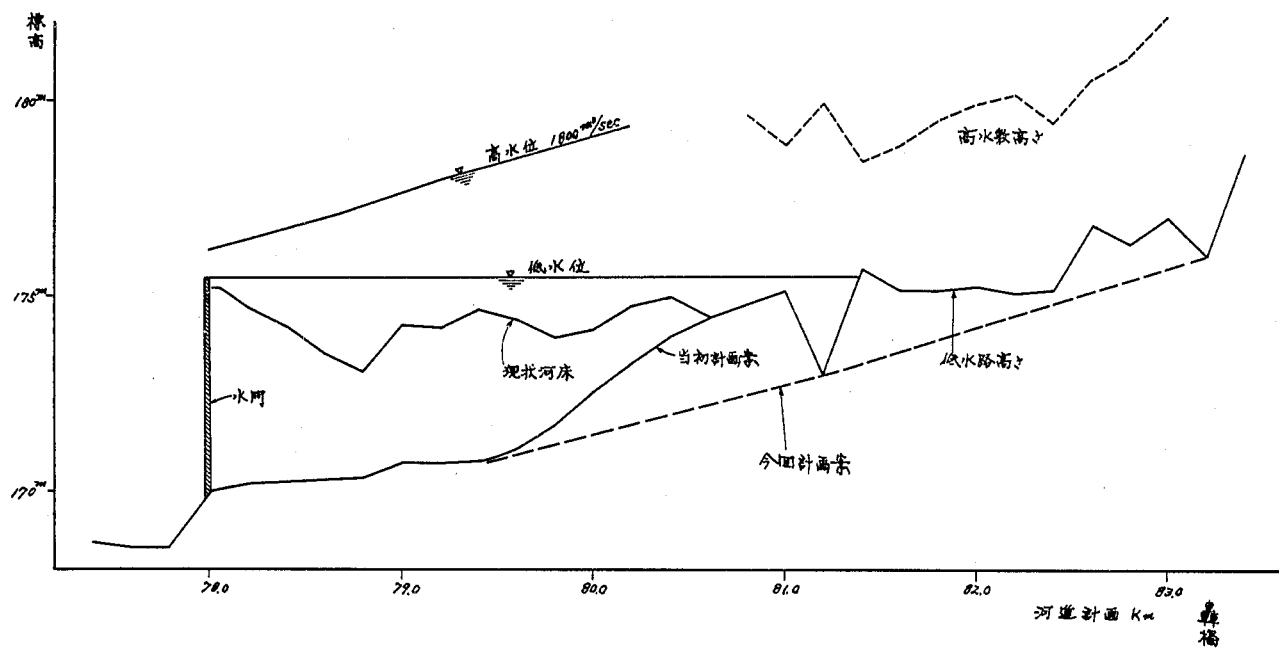


图 13-6 川内川湯之尾地河床高

あ と が き

川内川湯之尾地区河道計画の検討経過と結論は以上のようなものである。ふりかえってみると今回の問題は分流路、水門、河道規模等の規模が互に未確定のまま関連しあっており当初これらの関係を明確につかみきれずやや試行錯誤的に検討を始めてしまい一部に無駄な労力のあったことを反省している。

今回の計画は水門・分流路を含むため工費的には高価となり後背地規模との関連で計画がやや過大であるの観を与えるかもしれないが水理的にみるとかなり流速が大きいので余裕が少ない状態である。従って設計施工の段階では充分注意して頂きたいものである。

なお当初計画案のうち河道の横断面形については特に検討の余裕がなかったが高水敷の高さについては少し高すぎるように思われる部分もあったので本報告書の結論にとらわれず修正して頂くことをお願いしたい。

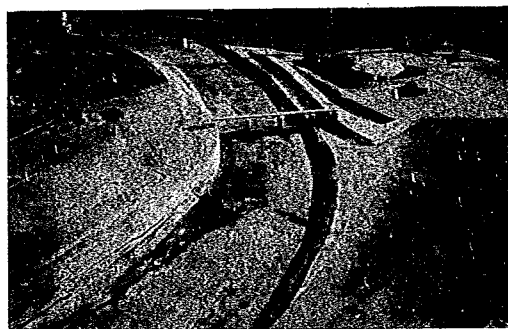
最後に度重なる協議打合せに心よく応じて下さった九州地方建設局及び川内川工事事務所関係の方々にお礼申し上げます。

建設省土木研究所河川研究室

室 長	土 屋 昭 彦
研究員	石 崎 勝 義



1. 分流点（改造前）の流況
 $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{sec}$ （下流より）



2. 水門附近（左岸側高水敷をやめた案）
 （上流より）



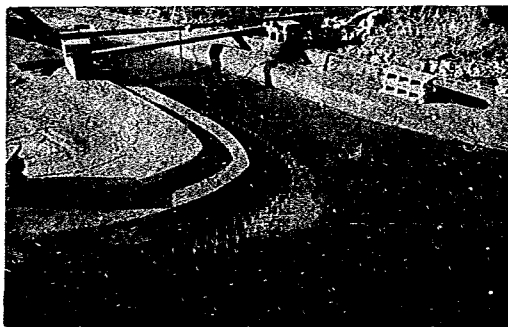
3. 水門附近の流況（左岸側高水敷をやめた案）
 （上流より） $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{sec}$



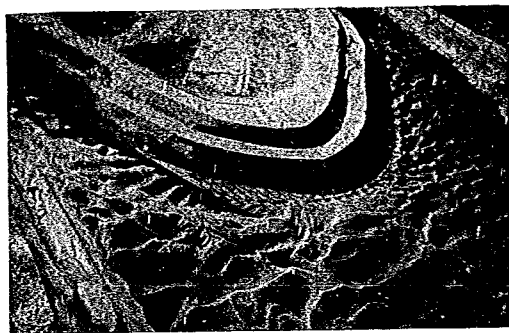
4. 実験後の河床の様子(改造前)
(80.6kより下流を見る)



5. 実験後の河床の様子(改造前)
(80.3k右岸より見る)



6. 実験前の河床の様子(改造後)
(80.3k左岸より見る)



7. 実験後の河床の様子（改造後）
（80.3 k 左岸より見る）



8. 実験後の河床の様子（改造後）
（79.8 k より上流を見る）



9. 実験後の河床の様子（改造後）
（79.3 k より上流を見る）