

川内川（湯之尾地区）河道計画検討

目 次

ま え が き	1
I 40年度の検討	2
1. 湯之尾地区改修の問題点	2
2. 川内川の現在の流況について	3
3. 湯之尾市街地（7.9.8 Km）河道の検討	7
4. 水 理 計 算	10
5. 模 型 実 験	14
6. 第一次案検討の結論	16
II 41年度の検討	17
7. 流量及粗度の検討	17
8. 第二次案の内容	22
9. 模 型 実 験	22
10. 第二次案検討の結論（中間）	32

ま え が き

近年、高水流量の増加、砂利採取、市街地発達による氾濫又は築堤のための用地取得困難等の事情を背景して、従来の高水位を大巾に下げることが行われようとしている。たのたのため手段として河床の大巾な掘削、固定堰の可動化又は統合、滝の撤去等が採用され、そのために幾分面倒な水理的検討が必要となる。

ここで扱った川内川湯之尾地区の河道計画もそうした問題の一つであつて、従来、 $900 \frac{m^3}{sec}$ で $180.5m$ 程度($79.55km$)の高水位を $1800 \frac{m^3}{sec}$ で $178.5m$ にまで下げるといふことに見られる如く河川の姿を大きくかえる計画である。

川内川のこの地区には大きな取水施設が二ヶ所あり更に温泉があるので低水位については現状維持が要求され、計画の自由度はかなり厳しいものである。

ここで扱った検討は上記計画のうちの水理的な側面のみであつて実際にこの大巾な自然の改造を実施するにあつては河道水理の問題以外にもたとえば地下水(とくに泉源との関係において)、生物(滝下流)、河床変動(とくに分流点附近とその上流)、汚水(河道の低水時湛水化による自浄作用の減少など)、景観等々の問題があるいは生ずるかも知れないので、なお慎重な検討が望ましいと思われる。

なお、本報告書は40年度、41年度に実施した検討結果をまとめたものであり、現在検討中の分流点の改良、来年度検討予定の水門の検討等についてはあらためて報告する予定にしている。

昭和42年3月

河川研究室 室長 土屋 昭彦

研究員 石崎 勝義

I 4 0 年度の検討

1. 湯之尾地区改修の問題点

川内川は宮崎県に発するが、その大部分は鹿児島県内を流れて、川内市下流で海に注ぐ。現在改修工事が着々と進められているが、今回検討の対象とした湯之尾地区（約7.9 km地点付近）は問題点が多く、懸案事項として残されて来たものである。この湯之尾地区のうち、湯之尾の温泉街を含む市街地は図-8-1の如く、丁度自然地形上の狭窄地点となっており、計画洪水流量1800 m^3/sec に対し、河道巾は50 mと極度に小さく、1000 m^3/sec 程度で、洪水は河道よりあふれ市街地に浸水している状態である。又、この上流は藤橋まで未改修であり、また下流は7.7 kmの湯之尾滝まで未改修となっている。

今回の検討の主旨は7.4 kmより湯之尾市街地を経て8.1 km程度までの約3.5 kmの区間の河道につき洪水を安全に流下せしむることにある。現在湯之尾滝の天端高はその下流側の河床に比べて5 m位高いので、ここで洪水位は堰上げられており、湯之尾滝の切下げ、またはショートカットによつて洪水位を下げるができる。また、この滝から市街地に至る約2 kmの河道はほとんど未改修の状態であるので、この区間を拡巾して河道損失を小さくすることができる。

市街地地点における水位および流速は、以上のように定められたエネルギー水頭とこの地点の河床高、河巾（放水路の有無）の両者から定められる。逆に言えば市街地地点において所定の水位、流速が得られるように滝の切下げ、河道の河巾、河床高、市街地地点の河巾、河床高、市街地地点の河巾、河床高、放水路の要・不用を定めなければならない。

一方、現在の河川はいろいろな面で地域の産業や生活と結びついており、洪水処理上の観点のみで、河道を急激に変化させることは出来ない。

今回の場合、問題となる点は次の3点と思われる。

第一は農業用水の取水である。

7.7 km（湯之尾滝上）右岸より太良用水（灌漑面積296 ha）が約3 m^3/sec 、7.85 km左岸より菱刈用水（灌漑面積288 ha）が約3 m^3/sec 程度取水しており、改修計画後もこの取水を維持できるよう考えなくてはならない。

第二の問題は市街地付近の河道の拡巾の問題であつて、このせまい狭窄部の河道の両側には鉄道道路、温泉旅館等が近接しており、築堤や河道拡巾のための用地取得が困難である。又、この地点で放水路を考えるとすると、地盤高が高いため深さ約1.5 m位の掘削をすることになり、更に水路巾よりかなり大きい用地の取得が必要となる。

一方、もし放水路も作らず河道巾も現状のままとすれば洪水時に流速が大きくなることは避けられず、河床保護が非常に重要な問題となる。

第三にはこの市街地付近での温泉の泉源の問題であつて、現在の河床高を切り下げたり、低水時の水位を下げた場合に湧水量に変化をもたらす事が心配されるのである。

湯之尾地区の河道計画をとりまく条件のあらましは以上のようなものであるが、次にこれらをもう少し詳しく検討してゆくことにする。

2. 川内川の現在の流況について

川内川の湯之尾地区の現在の姿を簡単に見ておくことにする。

図-8-1の平面図からわかる通り、川内川はこの地区で77.6km(湯之尾滝)と78.9km附近と80.0km附近の3地点で大きくわん曲している。湯之尾滝の下流は河床高が170m程度であるが湯之尾滝によつて175m程度になつている。湯之尾滝のすぐ下流(77.6km)附近には岩が露出している。湯之尾滝の一部はコンクリートで固めてあり、菱刈、太良両用水のために人工的に堰上げたものと思われる。滝より上流湯之尾市街地附近まで(77.8km~79.3km)は無堤地帯であるが、低水路の河道巾が50m~70m位、河床高は、173.0~174.5位となつている。高水のうち低水路におさまるのは600 $\frac{m}{sec}$ 位までで、これより大きくなると附近一帯に遊水することになる。低水時には滝によつてせき上げられ水面は殆んど水平である。

79.4kmから80.0km位までは湯之尾の市街の中を流れており兩岸には温泉旅館が近接しており、河道巾が狭い上に兩岸とも直立堤となつている。横断面から判断するとこの附近では、400 $\frac{m}{sec}$ 程度の小洪水でも水が氾濫しているものと思われる。

これより上流は巾150m位の氾濫地域を伴う無堤地帯が続いており81km位までは人家、田も少ない。

次に最近における大きな出水29.8.18洪水についてその流況を調べてみよう。

このときの各地点の水位は次のようになつている。

地 点 名	河道距離	水 位
菱 刈	76,750km	174.08m
湯之尾下(滝上)	77,900	178.98
湯之尾(湯之元橋)	79,550	180.10
栗 野	88,800	186.55

この洪水について湯之尾近辺では流量観測がないが、栗野地点のH-Q(適用範囲0~600 $\frac{m^3}{sec}$)の外挿によると926 $\frac{m^3}{sec}$ となる。又後に述べるように滝の模型のH-Qより流量を推定すると900 $\frac{m^3}{sec}$ 位となる。

この出水のときの水位記録を $\frac{1}{2500}$ 平面図の等高線と比較して氾濫地域を推定すると図2-1のようであつて河巾は100~400mにもなつている。2,3の断面をとつてみると図2-2のようになつている。このとき流水は河道内だけでなく甚らく河道外もその一部は流路の役割を果たしていたことが予想される。

そこで次のような2つの仮定の下で各断面の流速がいくらであつたかを検討してみる。

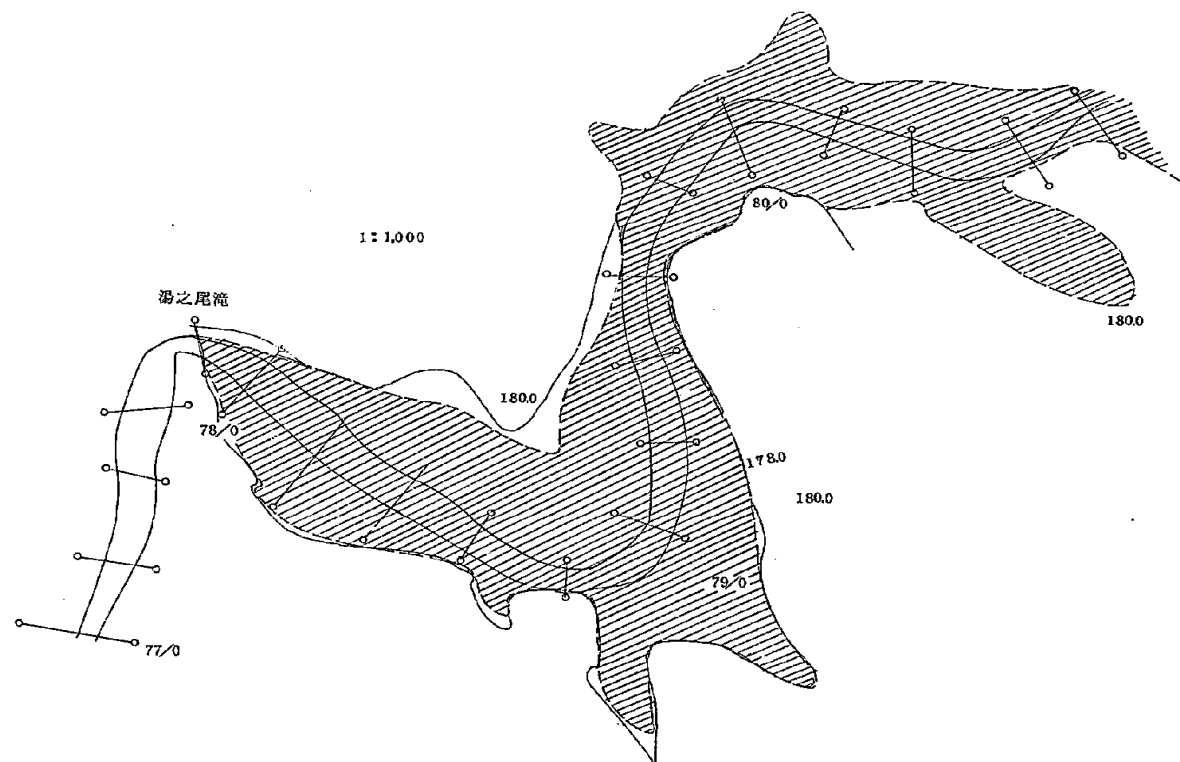


图 2 - 1 川内川湯之尾地区 2 9 年洪水侵水区域 (推定)

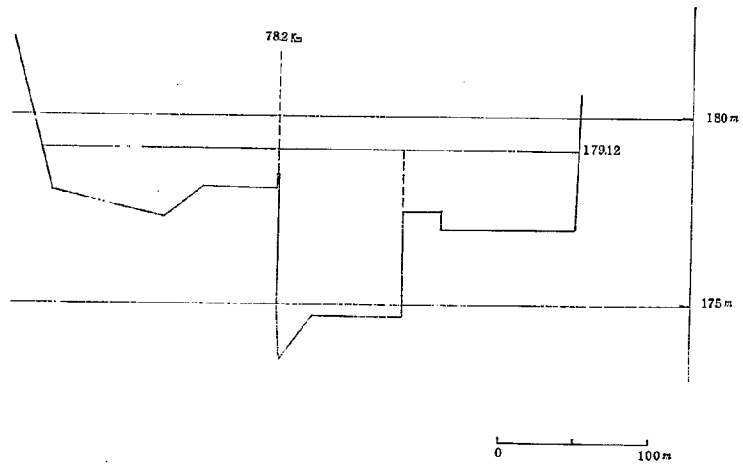


图 2 - 2 (1)

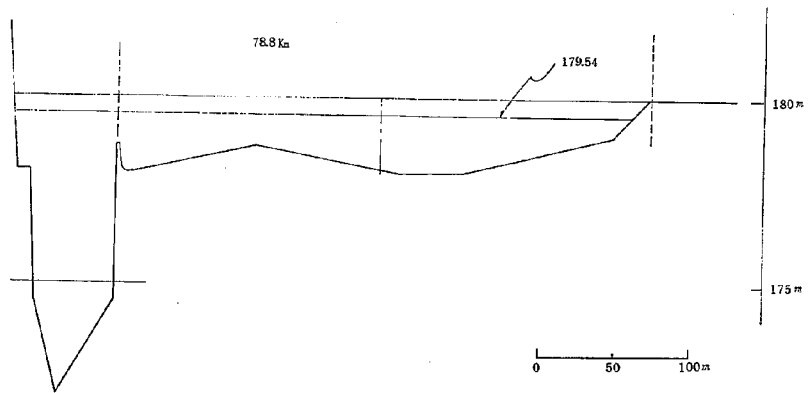


图 2 - 2 (2)

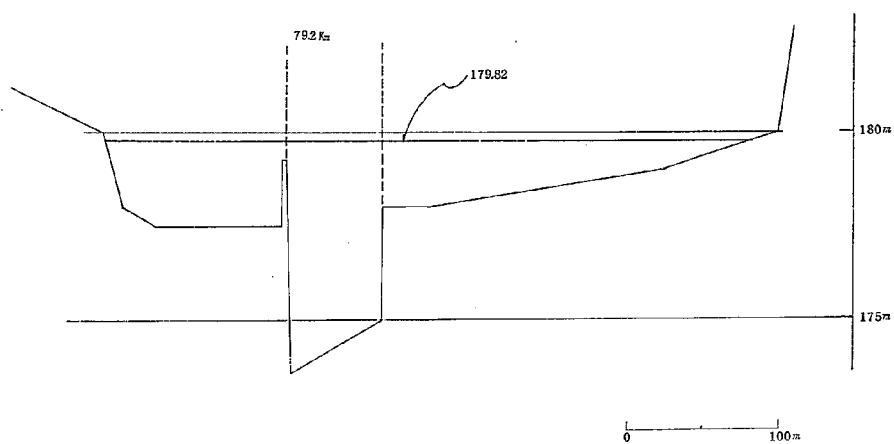


图 2 - 2 (3)

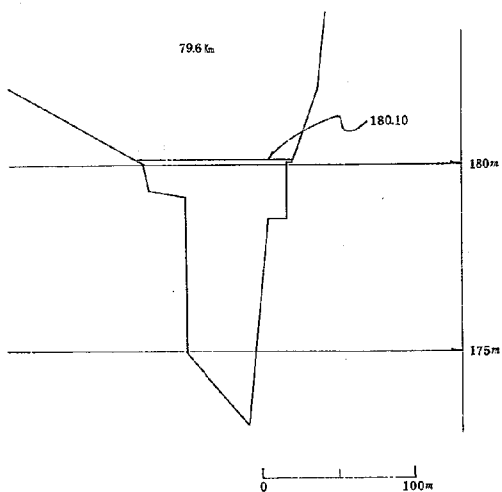


图 2 - 2 (4)

- A. 全断面が流路としての役割を果たす。
 B. 河道内だけが流れ、氾濫部は全部死水域と考える。

断面 km	河 積 m		流 速 $\frac{m}{sec}$	
	A	B	A	B
78.2	818	380	1.10	2.38
78.8	753	358	1.20	2.52
79.2	875	350	1.03	2.57
79.6	365	365	2.47	2.47

以上の検討より、
 湯之尾地区の現河道
 の河床はかなり小さ
 な流速と平衡を保つ
 て来たことがわかる。
 このことは以後の検
 討に際して考えなく
 てはならない。

3. 湯之尾市街地（79.8 km）河道の検討

先にも述べたように湯之尾市街地附近での河道中（放水路の有無を含む）、河床高、水位、流速をどのように定めるかということが最も重要な点である。

そこで以下に検討の要点を記す。

(1) 水位について

湯之尾地区の地盤高を横断面図より拾うと次のようになる。

表 3-1

河道距離	左岸地盤高	右岸地盤高
79.4 km	179.0 m	178.3 m
79.6	178.8	179.9
79.8	179.3 (6m)	178.0 (6m)

()内は河岸と家との距離

現在の温泉旅館を全て移
 すことは実際には難しい問
 題である。そこでこの点に
 ついて現状維持の観点より
 考えると通常の築堤は用地
 上困難であつて直立堤を採
 用せざるを得ないから洪水
 位としては地盤高又は地盤

高より1~2m高い程度即ち178~180m程度におさえることが必要である。これは
 1800 $\frac{m}{sec}$ の高水位を現在の900 $\frac{m}{sec}$ の高水位と同じ水位又はこれよりかなり下の水
 位に等しくすることであつて現状に対して大きな変化を与えることになる。

(2) 河床高について

一般的に河床高が高ければ流積が小さくなるので流速が大きくなり維持に苦しむ。しか
 し、河床高があまりに低ければこの地点の上下流の河床高との関係で堆積が起りやすく、
 との河床高を維持することが難しい。更に、この地点では泉源位置および地下水位の問題
 があるので十分な調査のない場合には現状に大きな変化を与えることは危険である。

なお、現状の河床高を横断面図より拾うと次のようになる。

表 3-2

河道距離km	平均河床高m	
7 7.6	1 69.0	滝天端
7 7.7 7 5	1 75.2	
7 7.8	1 74.3	
7 8.6	1 73.5	
7 9.0	1 74.3	
7 9.4	1 74.9	
7 9.8	1 74.0	市街地
8 0.2	1 74.8	
8 0.6	1 74.5	

(3) 河道巾について(放水路の必要性の検討)

市街地附近での現在の河巾は50m程度であつて現在の河巾をのばして拡げることは困難である。放水路を作るということが河巾を拡げることにあたる。放水路を作ることが必要かどうかという事は主として流速の大きさをどの程度まで許容するかということになる。

これには水位と河床高をどのように決めるかという問題がからんでくる。

そこでこの事を見るために水位179m, 180mの2case, 巾50mの放水路のある, なしの2case, 計4caseについて河床高と流速の関係をグラフにすると図3-1のようである。

まず高水位を179mとし河巾, 河床高を現状程度とすると流速が7^m/secを超え, 殆んど射流状態になることがわかる。

流速を減少させる方法としては河床高を下げることでより放水路を設ける方が有効である。

一方高水位を180m程度まで許すとすれば流速が幾分小さくなり, 現状の河巾, 河床高において6^m/sec, 放水路を設けると3^m/sec位になる。

(4) 第一次案について

以上が湯之尾市街地附近の水理についての概略の検討であるが, これを要約すれば次のようになる。

高水位についてはこれを低くすれば市街地点のエネルギー水頭を低くするために湯之尾滝の切下げや大巾な河道拡巾が必要になる。逆に高水位を高くすれば直立堤の高さが高くなるので直立堤を確実に維持するために高度の技術が要求されることになる。

一方, 放水路については, これを設けないときは流速が大きくなるので河床維持についての対策が必要であつて床固め又はコンクリートによる全面被覆が必要となる。放水路を設ければ高流速に対する河床維持についての問題は少なくなる代りに放水路用地の取得の問題や分流点附近での水理的検討等の問題が生じるわけである。即ち, 高水位の設定, 放水路有無の決定は単に水理的な面からのみ決定することは出来ず, 施工技術の水準, 工事実施上の難易等の総合判断によつて結論が下されねばならない。

更に, この段階で一応の結論を出して市街地附近の水理量を定めたととしても, そのような水理条件を保証するための下流河道の改修規模, 河床保護, 床固め, 分流等の具体的検討が必要であり, これらの問題を全体のバランスを失することなく解決できたときに始め

湖之尾地区 (70K/g)

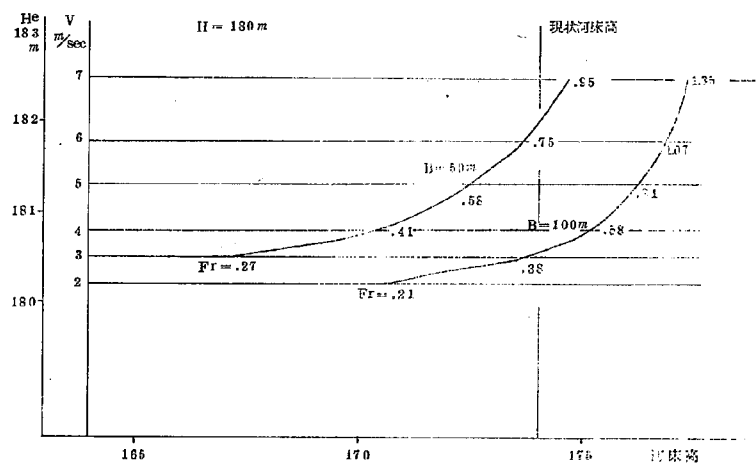
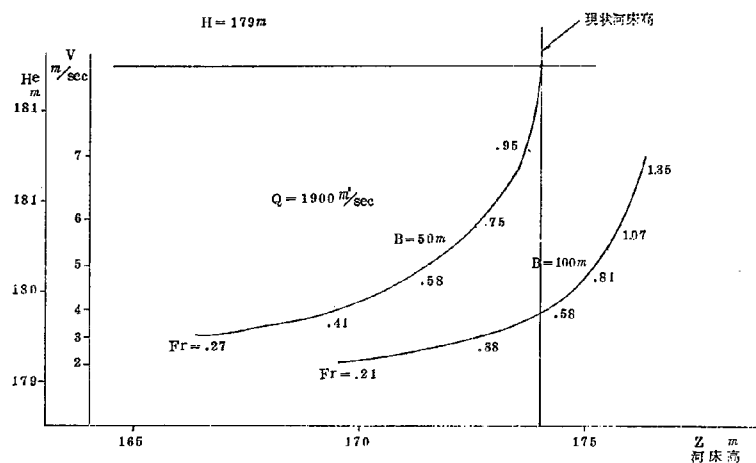


図 3 - 1 河 床 高 の 計 画

て上記の結論が実現可能となる。

40年12月九州地建当局との打合せにおいては、第一次案として一応次のような目安を定めて水理的な検討を行うことになった。

即ち(1) 湯之尾温泉地区高水位は高水流量 $1900 \frac{m^3}{sec}$ に対して $179m$ とする。

(2) 放水路は考えないで一応検討してみる。即ち湯之尾市街地地区の河巾は現状のままとする。

(3) 河床高は温泉源の関係より一応 $172m \sim 173m$ とするが、なおボーリング調査によつて検討する。

(4) 河床洗掘のおそれある地点は河床保護を行う。

(5) 滝から市街地下端(湯之元橋)までの河道巾は $80m, 100m$ の二案として検討する。

以下においては上記方針のもとに検討を行う。

4. 水 理 計 算

エネルギー水頭 $(=H + \frac{v^2}{2g})$ を H_e であらわすと次の関係がある。

$$H_e(\text{市街地}) = H_e(\text{滝上}) + \Delta H_e$$

ここに ΔH_e は滝上と市街地との間の河道損失である。

$H_e(\text{市街地})$ の値が次のような値より小さくなるように $H_e(\text{滝上})$, ΔH_e の値を定めることが必要である。

表 4-1

水 位 H	河床高 Z	河 巾 B	エネルギー水頭(市街地) H_e
$179m$	$172m$	$50m$	18.045
179	173	50	18.100

$H_e(\text{滝上})$ の値は、流量、下流高水位が定められているので滝の寸法(滝の天端高さ、巾)に応じて定まる。

ΔH_e の値は主として滝と市街地との間の河道条件(河床高、河巾)によつて定められる。

以下において $H_e(\text{滝上})$ 及び ΔH_e を検討することにする。

(1) 出発水位 $H_e(\text{滝上})$

改修計画によると滝下の $77.6m$ 断面においては河床高 $169m$ 、高水位 $176m$ 、河巾約 $100m$ 、エネルギー水頭 $176.77m$ である。

又現在の滝は天端高 $175.2m$ 、河巾約 $65m$ であり、流量 $1900 \frac{m^3}{sec}$ の流れに対しては完全越流状態であり $H_e(\text{滝上}) = 181.7m$ となる。これはすでに湯之尾市街地のエネルギー水頭より高い。これから見て現在の滝を切り下げる事が必要である。滝の寸法としては、次のような諸元を一応考えることにする。

表 4-2

case	B	Z	H	He (滝上)
1.	80m	171.0m	174.8m	176.7
2.	80	172.0	175.8	177.7
3.	100	171.0	174.3	175.9
4.	100	172.0	175.3	176.9

上の表における水位、エネルギー水頭は完全越流と考えて算出したものであるが、実際には case3 はもぐり越流となるので上表の値より少し小さくなる。しかし上表は安全側である。

(2) 河道損失 ΔH_c

河道条件としては表 4-3 の如く河巾と図 4-1 の如き 4 種の河床高を考えることにする。

表 4-3

河 道 巾

河道距離	河道巾 80m	河道巾 100m	河道距離	河道巾 80m	河道巾 100m
77,775	80	100	79,000	80	100
77,800	80	100	79,200	80	100
77,900	80	100	79,400	75	80
78,000	80	100	79,600	60	60
78,200	80	100	79,800	50	50
78,400	80	100	80,000	52	52
78,600	80	100	80,200	60	60
78,800	80	100			

表 4-4

不等流計算

Case	河道	滝 77,775km		湯之尾温泉 79,800km					エネルギーHe m
		河床高Z m	水位H m	河床高Z m	水位H m	流速V m/sec	水深R m	F _r	
1	80m	1710	1748	171.84	178.58	5.63	6.75	0.69	180.200
2		1720	175.8	172.00	179.41	5.13	7.42	0.60	180.75
3		1710	174.8	172.67	178.73	6.21	6.11	0.80	180.76
4		1720	175.8	172.84	179.58	5.63	6.74	0.69	181.20
5	100m	1710	174.3	171.84	177.73	6.45	5.89	0.85	179.85
6		1720	175.3	172.00	178.47	5.88	6.47	0.74	180.23
7		1710	174.3	172.67	178.28	6.77	5.61	0.91	180.62
8		1720	175.3	172.84	178.73	6.45	5.89	0.85	180.85

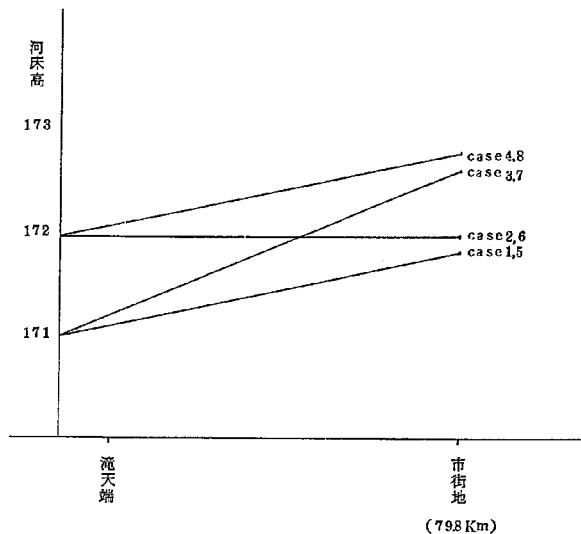


図 4 - 1

出発条件として表 4 - 2 を用い不等流計算を行つた結果は表 4 - 4 のようになる。

さてこれを先にあげた表 4 - 1 の条件と比較してみると case 2, case 4, を除いた他の case は条件を満足することがわかる。

河巾が 100 m の場合を河巾 80 m の場合とくらべると 7.98 km において水位で約 1 m 下げられることがわかる。即ち水位の面から見ると河巾を 100 m にすると効果が大きい。

- 一流砂量の平衡の点から考えるならば、同一の供給流砂量に対し河巾が大きければ水深は小さく河床底下の傾斜が予想されるこの地区の場合河床の維持が楽となる。従つて河巾は 100 m にする方がよいと思われる。

次に、case 5 ~ 8 を比較すると Case 6 がこの 4 つの中では流速が最も小さく、滝の切下げも少なく済むので有利と思われる。

(3) 平衡河床計算

上に示した河道の諸元のうち河床高については自然に維持されるものではなく大きい掃流力のために洗掘作用をうけてかなり低下するはずである。しかし市街地における河床高の維持は絶対に必要であり人工的な方法が講じられると思われるので 7.96 km より上流は一応 171 m より下らない事にする。

又、滝天端高さ 172.0 m も変らないものとし、この間の河床高が変化するものと考え、最終的な平衡河床高を試算してみる。

流砂量公式としては土研公式を用い供給流砂量としては栗野地区の水利量 ($i = \frac{1}{1400}$, $n = 0.03$, $B = 150 \text{ m}$, $Q = 1900 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$) より計算して $3.12 \times 10^4 \frac{\text{cm}^3}{\text{sec}}$ とする。

計算結果を図 4 - 2 に示す。大体河床高が 170 m 程度になると結論される。

(4) 河床変動計算

上の検討は究極的な安定河床高の試算であるが、実際の洪水 1 回による変動は非常にわ

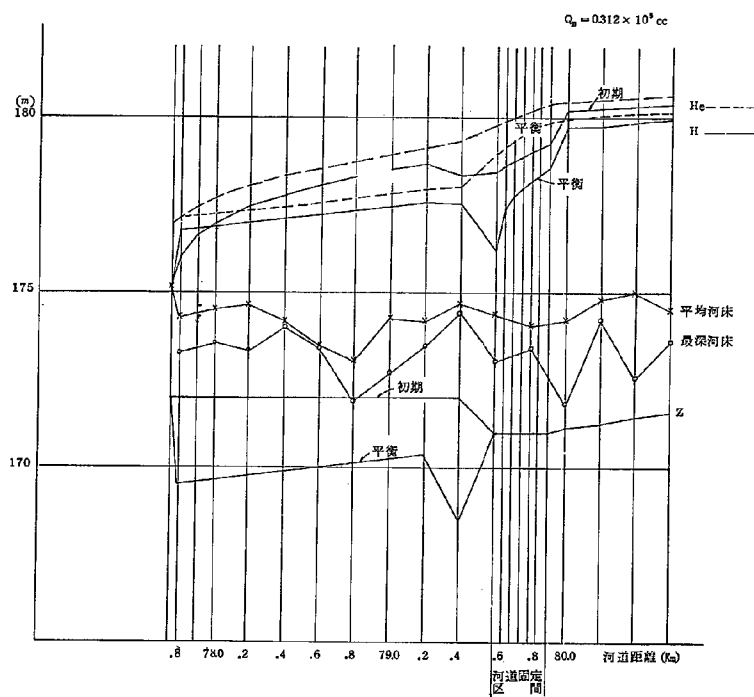
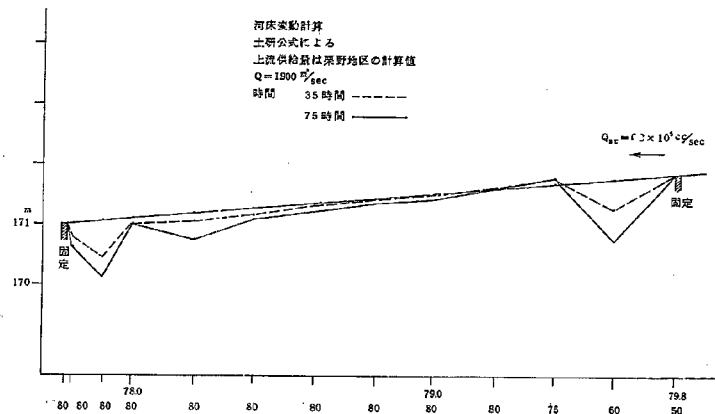


圖 4 - 2 川内川安定河道計算

ずかであつて仲々進行しない。その進行の速さの推定は実際河川における流砂量公式の正確さが明らかでない現在において困難な問題であるが目安をつける意味で試算を行つてみる。図4-3はその結果であつて移動河床区間の上下流端附近でかなり洗掘が進む他はあまり変化しないということが結論される。なおこの計算における供給流砂量は手違いのため平衡河床計算における供給流砂量より少し小さくなつてゐる。



5. 模型実験

図4-3 河床変動計算

(1) 計画案について

模型実験で検討する河道の計画案を次のように定めた。

表5-1

河道距離	現状河道		計画案	
	河巾	河床高	河巾	河床高
77.775km	63m	175.2m	100m	172.0m
77.8	63	174.3	100	169.8
77.9	69	174.4	100	169.8
78.0	75	174.5	100	169.9
78.2	88	174.7	100	169.9
78.4	73	174.2	100	170.0
78.6	50	173.5	100	170.2
78.8	50	173.0	100	170.3
79.0	66	174.3	100	170.5
79.2	60	174.2	100	170.6
79.4	75	174.7	70(90)	170.6(90)
79.6	60	174.4	54(75)	171.0(75)
79.8	50	174.0	52	171.2
80.0	52	174.2	52(82)	174.2(171.3)
80.2	60	174.8	60(74)	174.8(173.2)
80.4	60	175.0	60(100)	175.0

()内は第二案

○ 計画案が現状と異なる点は

(イ) 滝を現状より3.2m切下げ、巾を3.5m拡げる。

(ロ) 滝より湯之元附近までの河巾を100mまで拡げる。

計画高を平衡計算で求めた程度まで切下げる。

(ハ) 湯之元橋より湯之尾温泉附近の河床高は171mとして保護することとし河巾を現状のままとする。

○ 第二案が第一案と異なる点は

7.9.6km附近右岸側のつき出し(道路)部分を取りこれより下流(7.9.2~7.9.6km)の河巾を第一案より少し大きくした点である。

又第一案では8.0.0~8.0.4kmの河床高は現状のままとしたのでかなり高いが第二案では8.0.4kmで現状の河床高となるように8.0.0kmから直線で結んである。

(2) 水位について

測定結果を図5-1に示す。7.8km~7.9kmの間で第一案、第二案の水位が異なるのは実験誤差である。これを見て気の付く点を列挙すると

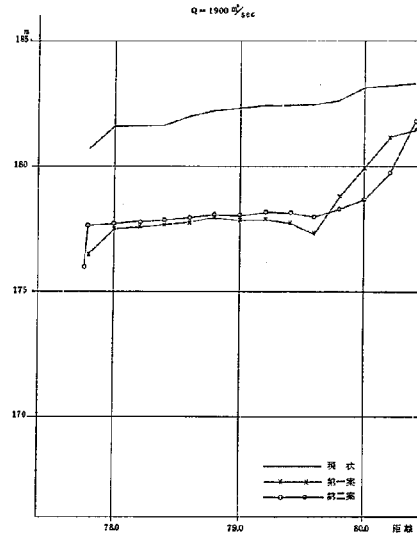


図5-1 水位縦断図

(イ) 湯之尾滝越流深は約4mであり、完全越流深(3.3m)より少し大きい。このため7.8.0kmで不等流計算水位より約60cm高くなっている。この理由は滝天端下流の河床に大きい凸凹があるためと思われる。

(ロ) 7.9.8kmにおいて水位は179m以下となる。

(ハ) 第一案と第二案をくらべると7.9.6kmでは第一案の方が水位が低くなるが、これは右岸側凸起のため射流となつているためである。ここで生じる

大きい損失が7.9.8kmで高い水位となつてあらわれるのである。

(ニ) 8.0.0kmより上流で第一案と第二案の水位に差があるのは第二案の河床切下げの影響である。

(3) 流速について

図5-2は測定水位より平均流速を計算したものと実測流速より鉛直方向平均流速の断面内の最大を流量より補正した値をプロットしてある。これを見て気付く点を列挙すると、

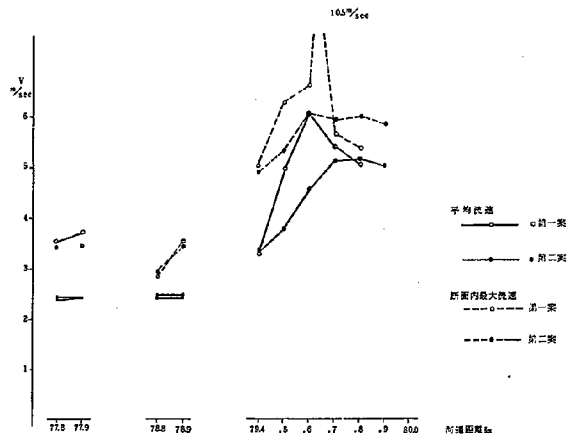


図 5 - 2

- (イ) 断面内での流速のかたよりはかなりある。最大流速は平均流速の2～3割増位となる。
 (ロ) 第一案においては79.6 km + 5.0 mのつき出しの影響により流れの集中が見られる。

6. 「第一次案」検討の結論

以上の如き検討の結果を要約すると

- 1 市街地附近の水位は17.9 m以下にすることが出来る。しかし、F_r数が1に近いので障害物等によつておこされる水面変動がはげしい。
- 2 市街地附近の流速は断面内において一様とならず右岸よりに集中し、79.6 km附近の障害（道路のつき出し）を取除いても最大6 m程度となる。この流速の大きい部分は下流にまでつづいており河床保護は79.4 km～80.0 km位まで必要と思われる。

昭和41年6月の九州地建当局との打合せで上記結論を検討の結果第一次案は得策でないとの結論に達し、大きい流速の生じるのを防ぐため分流方式をとることになった。

Ⅱ 4 1 年 度 の 検 討

7. 流量および粗度の検討

模型実験の上に現地の流況を再現するためには現地で生じている流れの流量および粗度が正確にわかっていることが必要である。この点については第一次案の実験の前にも検討を行ったのであるが、41年度は地建当局において更に詳しく検討されたのでこの両年の検討結果をまとめて記しておくことにする。

(1) 氾濫区域による流量のてい減について

水位および流量観測所は下のようになっている。

表 7-1

地 点	河 道 距 離	観 測 内 容
栗 野	8 8.8 Km	水位, 流量
田尾原	8 5.0 5 0 Km	水 位
蕨	8 3.6 Km	水 位
湯之元橋	7 9.5 5 Km	水 位
湯之尾下	7 7.9 Km	水 位
湯の尾滝	7 7.7 7 5	

湯之尾地区の流量は実測がないので約10 Km上流の栗野流量水標の値をそのまま用いている。しかし8 3.6 Kmの蕨の狭窄の上流は氾濫区域となっており、栗野の流量が果して湯之尾地区の流量と同じであるかどうかは検討を要する。

次に、川内川工事事務所の検討による栗野、田尾原、蕨の三地点の実測水位から氾濫区域のてい減効果の推定について述べる。

栗野における流量はこの地点のH-Q(昭39年作成)と毎時水位記録より算出しこれを氾濫区域への流入量と考える。氾濫区域の貯留量は上記三地点の同時水位を直線で結び200 m毎の断面より算出する。こうして算出した貯留量をてい減流量と考えるのである。

対象洪水としてS. 29.8.18, S. 32.9.28, S. 34.7.15の三洪水をとつた。その結果が図7-1, 7-2, 7-3であり、各洪水についてpeak流量で栗野の流量と蕨橋の流量との間のてい減の関係をプロットしたのが図7-4である。これをみると氾濫地区の存在による流量てい減は無視しうる程度であることがわかる。

次に湯之尾滝において流れが完全越流となつていることを考えると湯之尾滝のすぐ上流である。湯之尾下水位は流量とよい相関をもっているはずである。滝の形状は複雑であるが幾何学的に相似な模型から湯之尾下におけるH-Qを作成することが出来る。

図7-5は実験より求めた湯之尾下H-Qである。これを栗野流量と比較してみると図7-6に見られる如くやはり栗野と湯之尾両地点の流量は殆んど等しくなることがわかる。

(2) 粗度の逆算

現地における粗度を過去の洪水より逆算することにする。

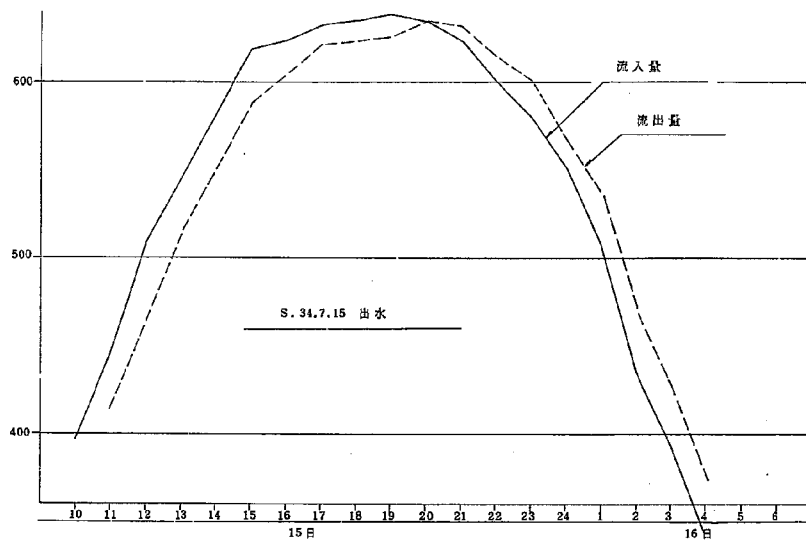


図 7 - 1 栗野流入量 - 森流出量

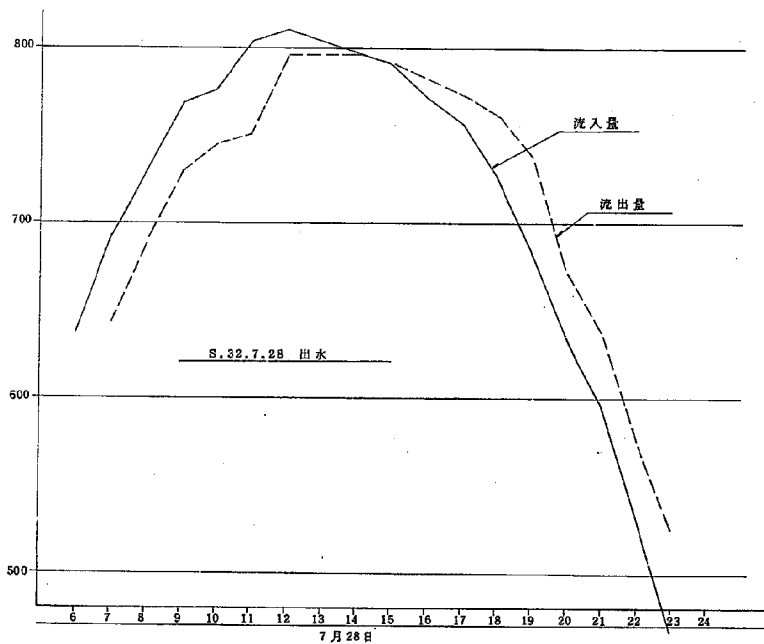


図 7 - 2 栗野流入量 - 森流出量

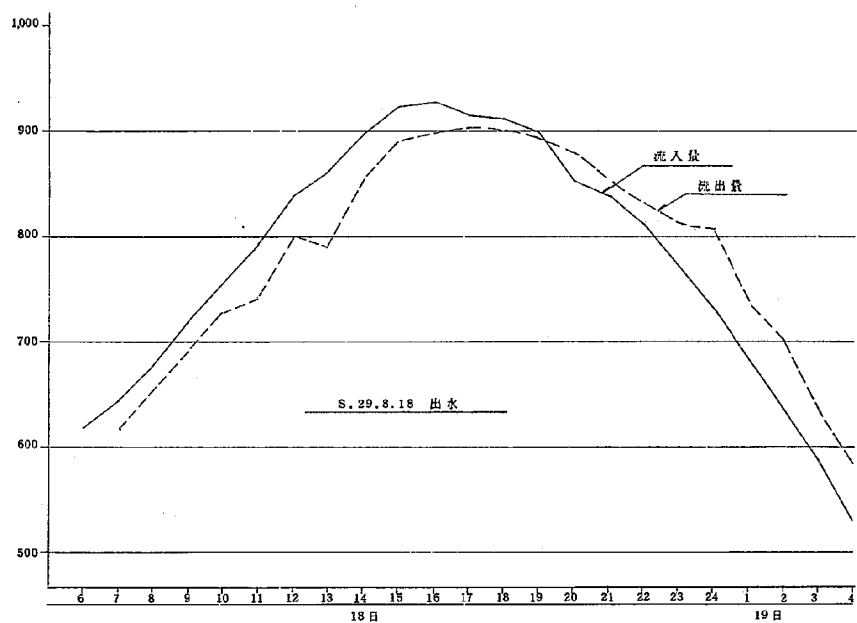


图 7-3 栗野流入量 - 森流出量

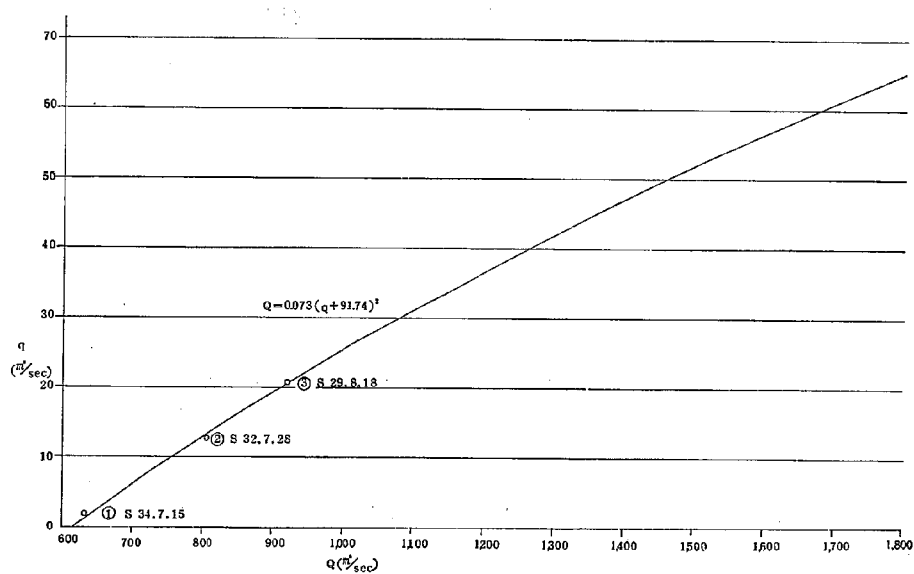


图 7-4 栗野 Peak 流出 - 森衰减曲线

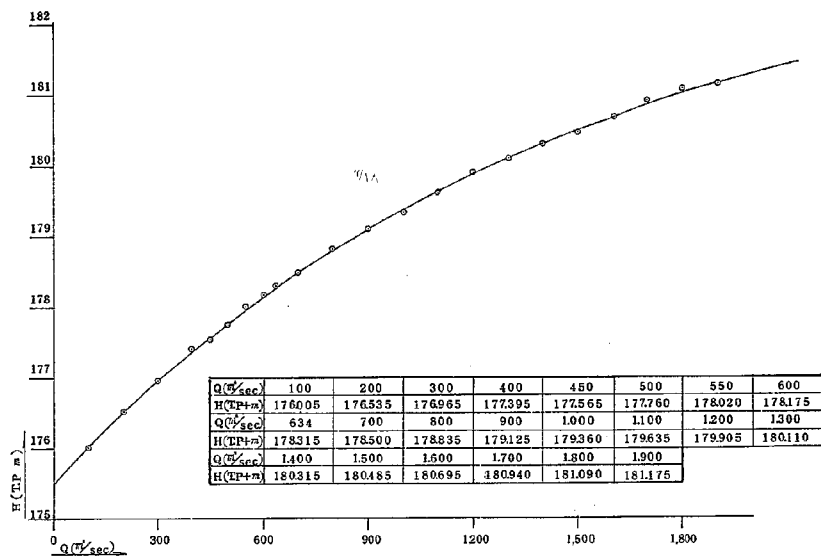


図 7 - 5 川内川 77.9 K 断面 H ~ Q 曲線 (模型より)

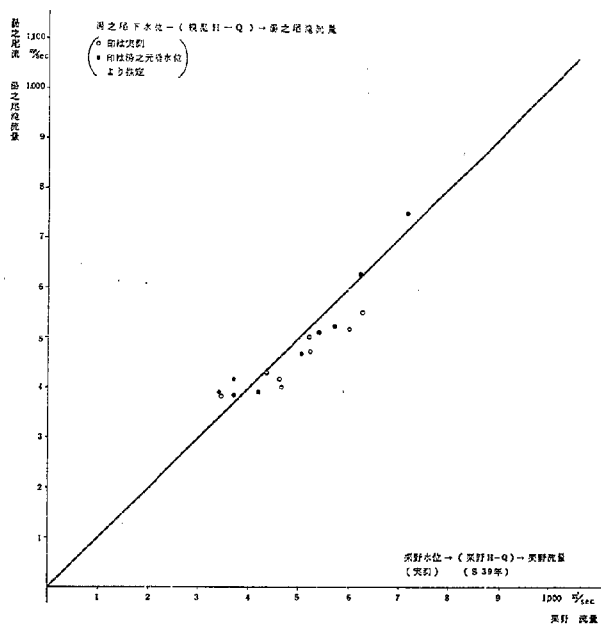


図 7 - 6

対象洪水としては次の二つをとる。

月・日	流量(栗野)	水位 湯之尾下(77.9)	湯之元橋(79.55)
37.8.11	436 $\frac{m^3}{sec}$	178.75	177.50
38.8.15	521	177.74	179.10

出発水位は湯之尾下水位を用い $n = 0.027, 0.030, 0.033, 0.036$ の4種の粗度で不等流計算を行い湯之元橋における実測値と比較してみると図7-7の如く n の値としては 0.035 位が適当であることがわかる。

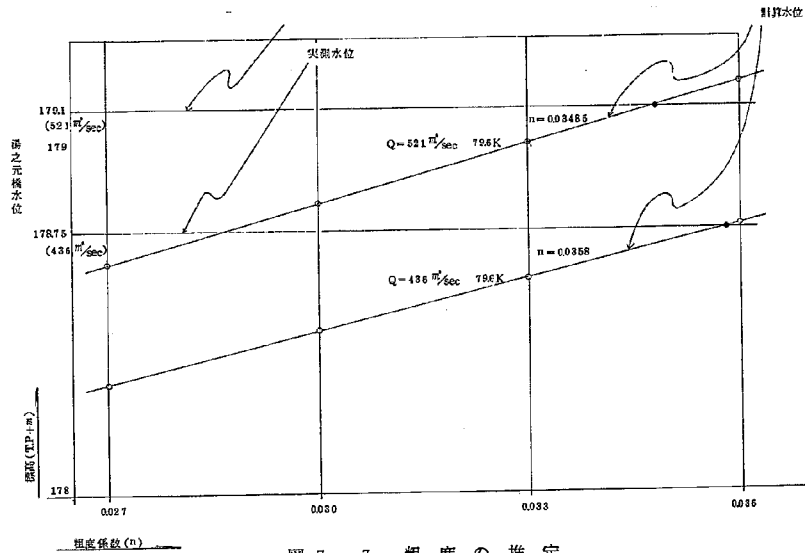


図7-7 粗度の推定

模型は後に述べるように既に計画断面になつていたので、この模型上を521 $\frac{m^3}{sec}$ に相当する流量が流れたとき粗度(現地換算)が0.035となるように模型上の粗度を調整した。河床粗度調整後の水位を計算水位と比較したのが図7-8であつて8.06kmを除くと実用上十分な精度で現地流れを再現していると言えよう。

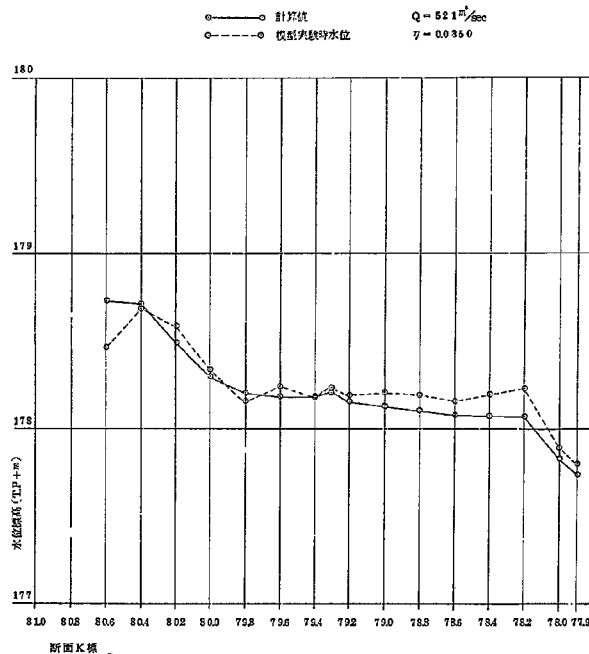


図 7-8 粗度検証時水位縦断面図

8. 第二次案の内容

第二次案は図 8-1 に平面図、図 8-2, 3, 4, 5, 6 に横断面図を示す。この特徴は次のようなものである。

- (イ) 湯之尾滝については直接切下げをしないで左岸側に捷水路と水門をもうける。
- (ロ) 湯之尾市街地東側の丘を掘削して捷水路を設ける。(分流と呼ぶことにする)

これは第一次案において市街地河道の流速が大きかつたので分流によつて一部バイパスさせて本川の流速を小さくしようとするものである。

- (ハ) 河床高は当初水門位置(78.0 km)で168.5 mを考えたがこれはやや低すぎるきらいがあるので地建と協議した結果170.0 mより出発し図 8-2~6 にあるように上流でやや急な勾配とした。

又河川巾は図 8-1 の如く 79.4 km より下流で 80 m ~ 100 m, 分流路で 40 m 程度であるがこれらは水位と計画高水位との関係、流速の大きさ等で多少の変更を許すものとする。

- (ニ) 計画高水流量として $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ をとる。

9. 模型実験

測定に先立つて予備的に洪水($1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$)の流況を観察したところ分流路に入つた

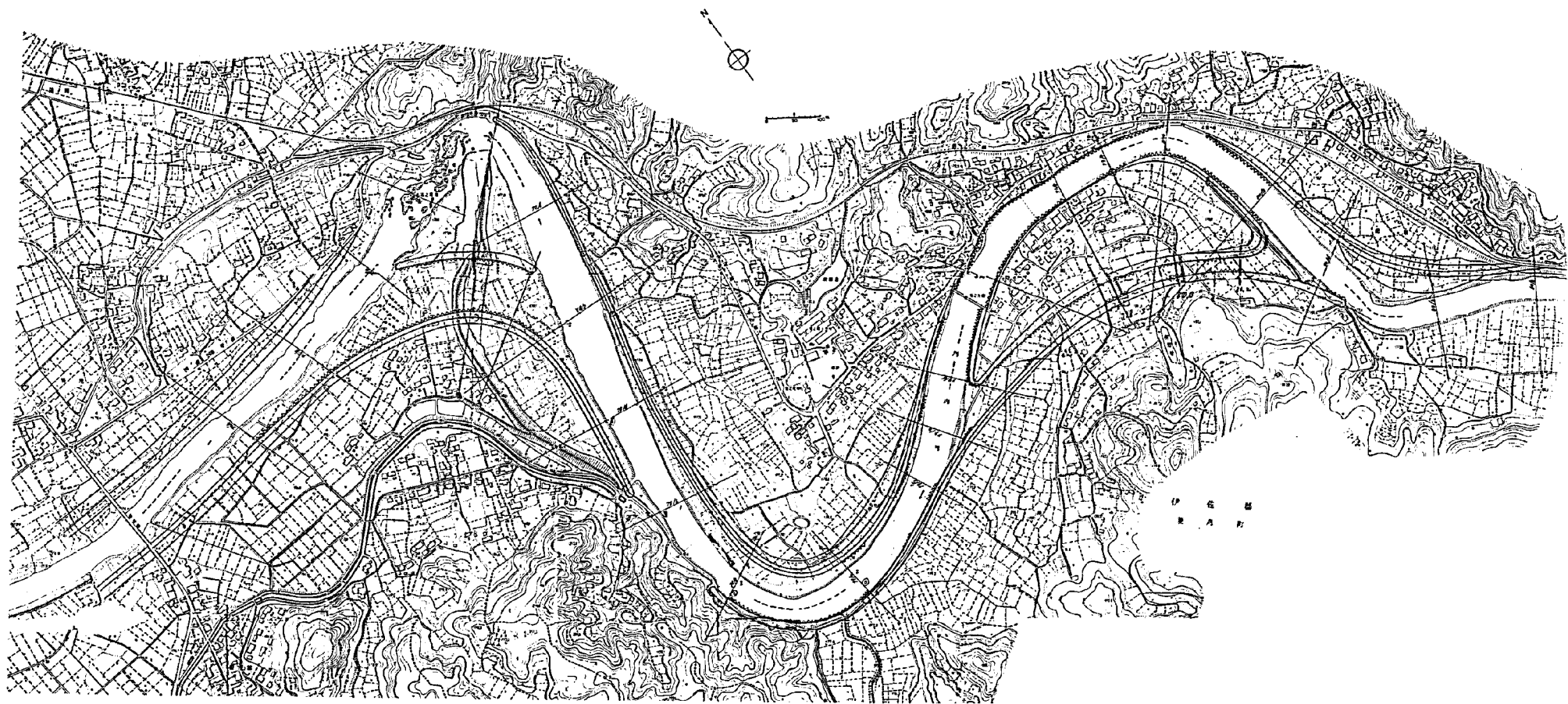


図8-1 川内川湯之尾地区平面図
太線の部分が河幅を拡張した所

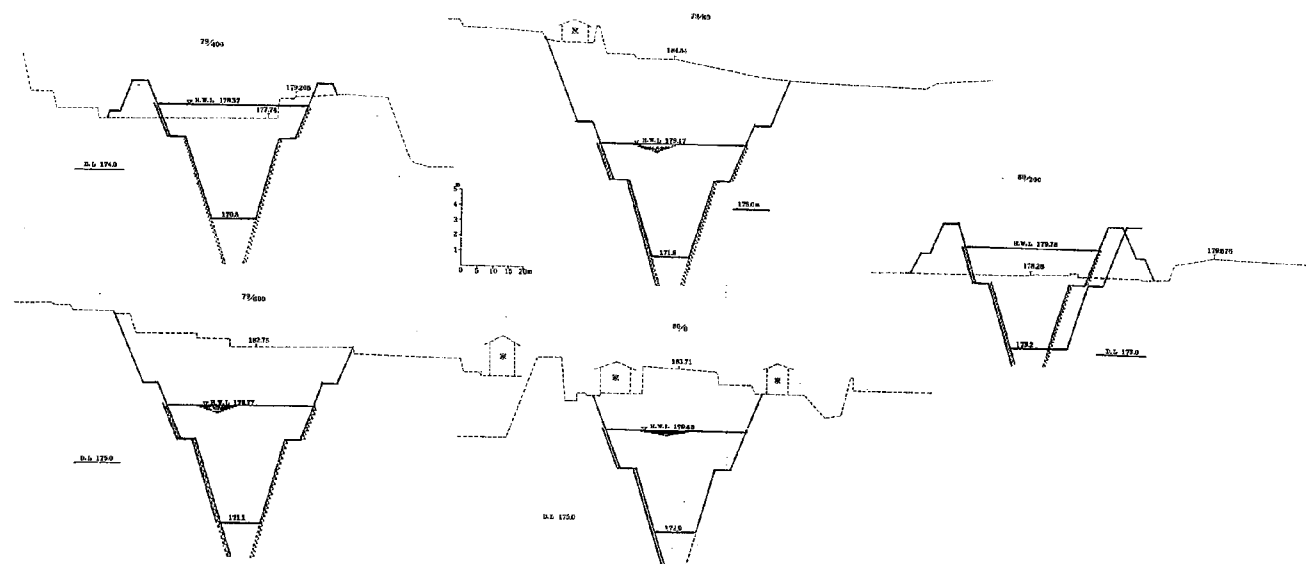


图 8-6 川内、川汤之尾地区第二次案横断面图（放水路）

8.0.2 kmで断面狭小のため水面が下り、分流路への流下を妨げていることがわかつたので、図8-1の如くとりあえず中州の先端附近より分流路右岸側を引堤した。その結果分流点附近の流れがよくなつたのでこの状態で実験的検討をすすめてゆくことにした。

(1) 水位の検討

今回の流路において洪水流量 $1800 \frac{m^3}{sec}$ を洪水位以下に収めうるかどうかをまず第一に検討した。

下流水位としては7.7.2 kmの高水位17.5.7 mを用いた。水門の諸元については充分な検討を要するのでここでは一応の抵抗を与えるために図9-1, 2の如く三門を等間隔に入れた。水門の敷高としては、17.0 m, 17.1 mの2種について検討した。

測定結果を図9-3及表9-1, 2に示す。水門の敷高は17.0 mとしても17.1 mとしても水位はあまり変らない。しかし実験の水位は7.9.2 km~19.6 kmにおいて計画高水位をかなりこえている。図中のエネルギー線を見るとその原因が7.9.3 km以下の河道狭小にあることがわかる。

そこで地建と協議した結果7.9.3 kmより下流については図8-1, 図8-6に見られるように右岸側に5 m~15 mの引堤を行つた。その結果は図9-3と表9-3に示される如くどうやら計画高水位に収めることが出来た。そこで流量 $1300 \frac{m^3}{sec}$, $800 \frac{m^3}{sec}$ の場合の水位を測定したものが図9-4, 表9-3, 4, 5である。分流路8.0.0 km附近, 8.0.4 km附近, 本川7.9.8~8.0.0 km附近に問題のあることがわかる。

なお流量 $800 \frac{m^3}{sec}$ の場合には滝の方には水がまわらないという結果となつている。

(2) 流速測定

分流量を測定する目的で本川及分流路の7.9.8 km断面をとり流速測定を行つた。その結果を図9-5, 6, 7, 8, 9, 10に示す。分流量は表9-6のように本川側にかなり多くなつている。

表9-6

流量 $\frac{m^3}{sec}$	本川 $\frac{m^3}{sec}$	分流路 $\frac{m^3}{sec}$
1800	1149 (63.8%)	651 (36.2%)
1300	815 (62.7%)	485 (37.3%)
800	506 (63.2%)	294 (36.8%)

又本川における流速分布を見ると $800 \frac{m^3}{sec}$ ~ $1800 \frac{m^3}{sec}$ のいずれにおいても5 mをこえる流速が生じている。これは過去の出水において生じていたであろう流速 $2.5 \frac{m}{sec}$ に比して著しく大きいので河床の維持については充分な対策が必要と思われる。

図9-11, 12は7.8.8 km及7.8.5 kmの湾曲部の流速測定である。これを見ると7.8.8 kmにおいて流れが左岸に片偏つていることがわかる。

(1) 分流点附近の流況

分流点附近の流況をみるとかなり問題点が多い。図9-13, 14, 15は分流点附近の流況のスイツチであるがどの流量の場合でも左岸に逆流領域, 右岸に死水域又は死水坡に

近い状態が生じている。

図 9-16 は土砂流入の見当をつけるため底より 50 cm 高い位置（模型では河床より 1 cm）における流向、流速を測定したものであつて左右岸の逆流、死水域に土砂の堆積する可能性は充分ある。しかし本川、分流路への土砂流入については著しい偏りが見られない。

図 9-17 は分流点より少し上流の左岸堤の突出した断面における流速測定であるが、右岸側の大きい高水敷のため流積が小さくなつておりそのため流速が大きくこれが 80.2 km 下流における右岸側死水域の原因をなしていると思われる。

以上の如く分流点についてはまだ検討の余地が残されている。

10. 第二次案検討の結論（中間）

41 年度の検討はまだ全てが終つていないが検討を行つて来た部分の結論をまとめると次のようになる。

- (1) 計画洪水 $1800 \frac{m^3}{sec}$ の高水位は地盤高と同程度である計画高水位内におさめることが出来る。

そのために必要な断面は図 8-4 に示しておいた。

- (2) 本川と分流との流量配分は分流点における計画河床が維持される限りにおいて 63% 対 37% 程度となつている。
- (3) 本川市街地附近の流速はかなり大きいので河床維持の対策か、或は分流路をもう少し広げることが必要と思われる。
- (4) 分流点附近の流況についてはまだ改良すべき点がある。
なお今年度において未検討であるがこれから行う必要のある検討項目としては次のようなものが考えられる。
 - (1) 分流点附近の流況改善。
 - (2) 市街地附近の河床維持対策又は分流路の河巾を増加することの検討。
 - (3) 下流水門の諸元及び減勢の検討。
 - (4) 河床変動とくに分流点附近の河床変化の見通しについての検討。

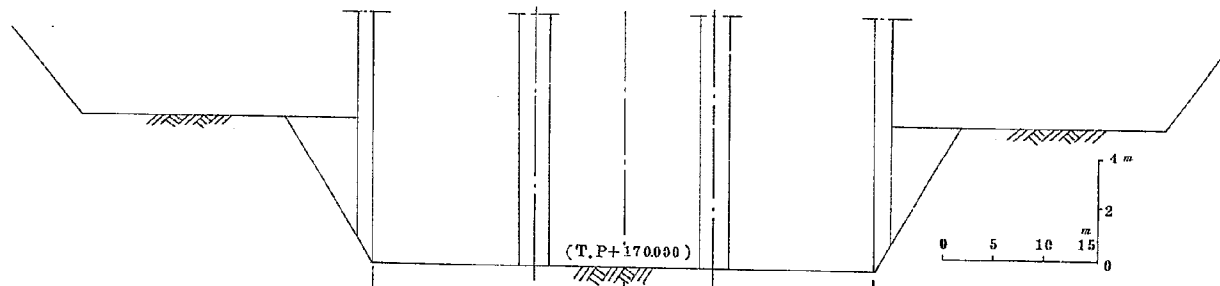


图 9-1 横 断 图 (单位: m)

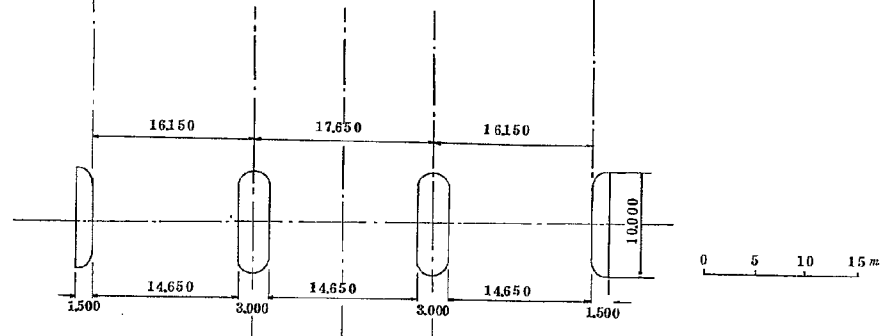


图 9-2 平 面 图 S_→ { V 1:500
H 1:500

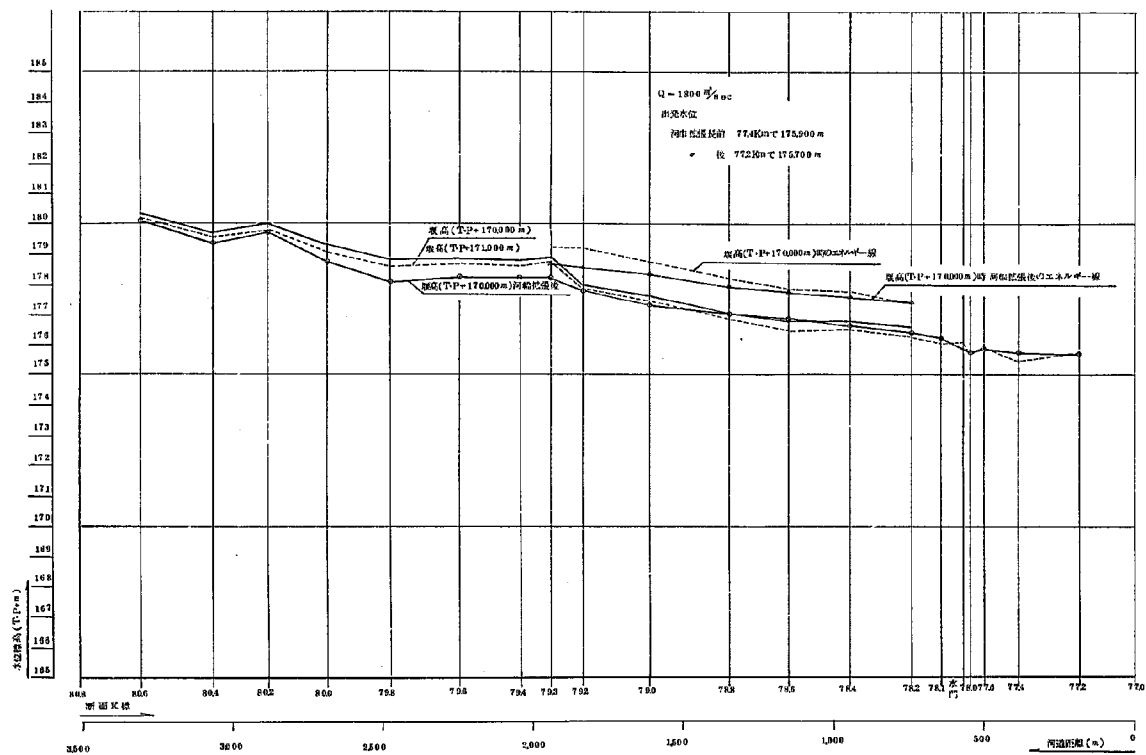


图 9-3 水位纵断面图

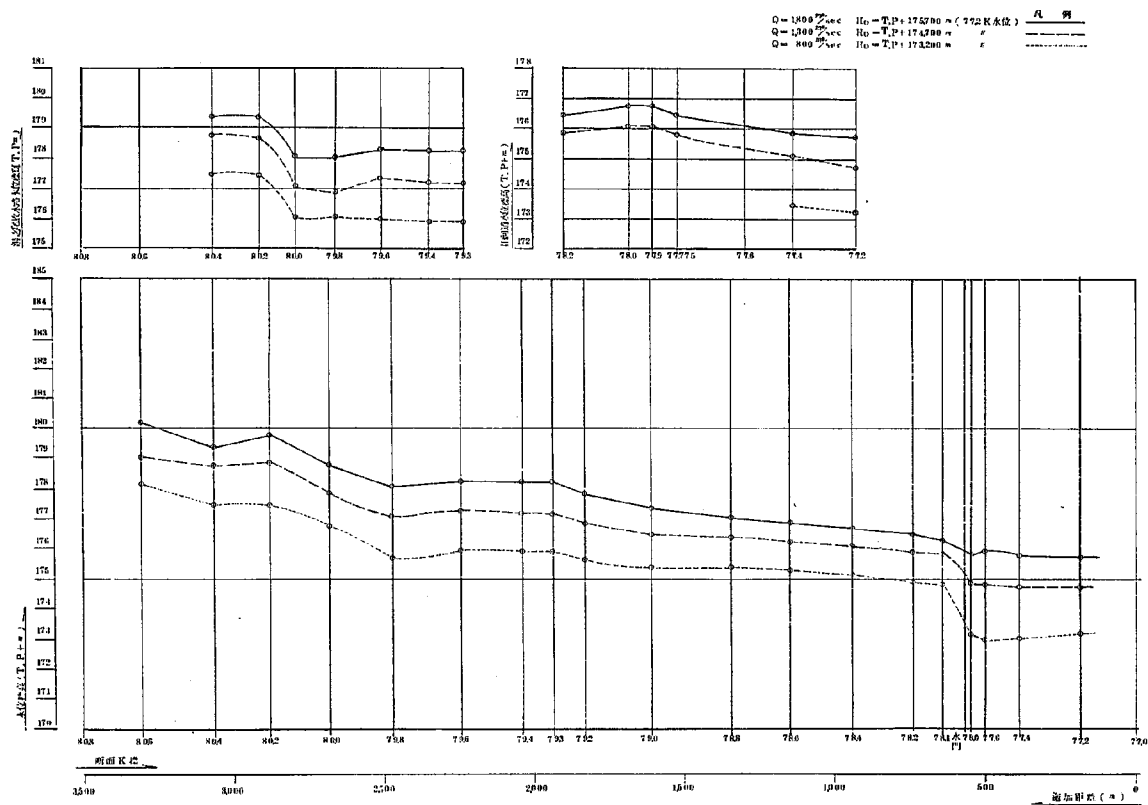


图 9 - 4 水位縱断面图 (河幅拉張後)

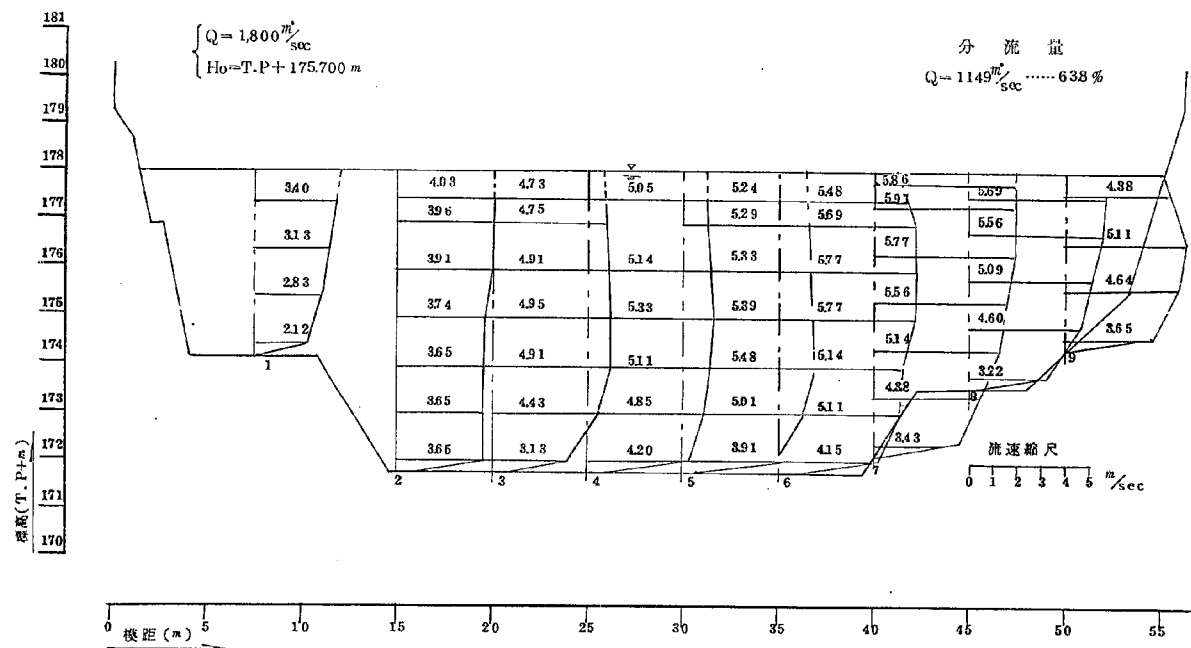


图 9-5 流速分布图 (79.8 k)

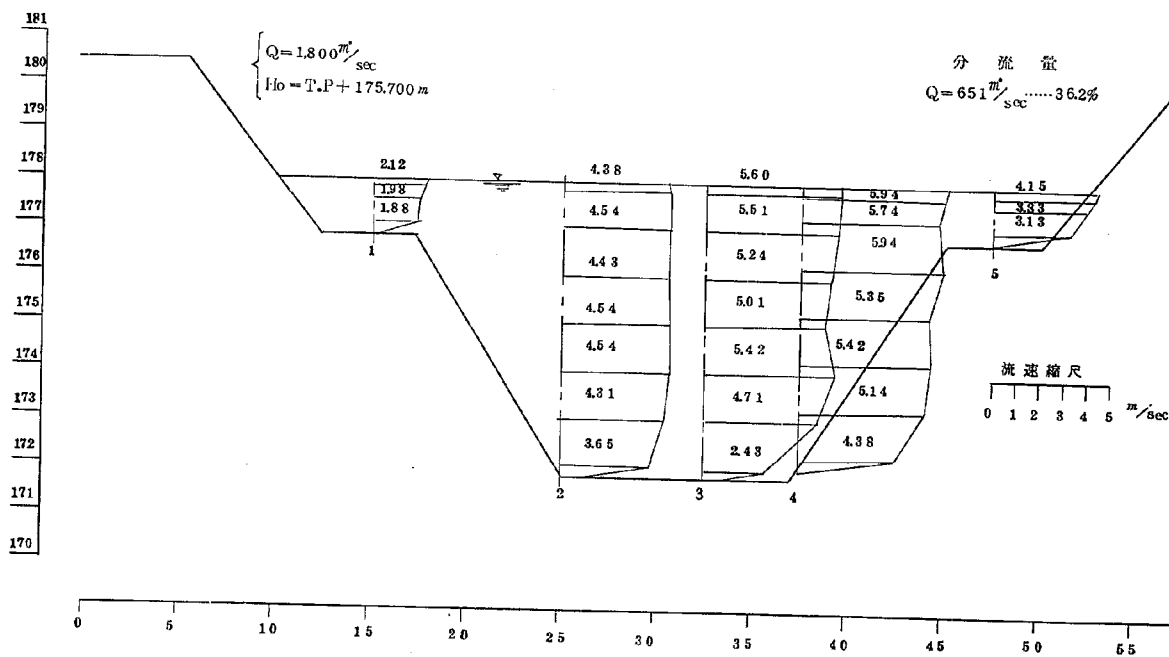


图 9-6 流速分布圖 (79.8k放水路)

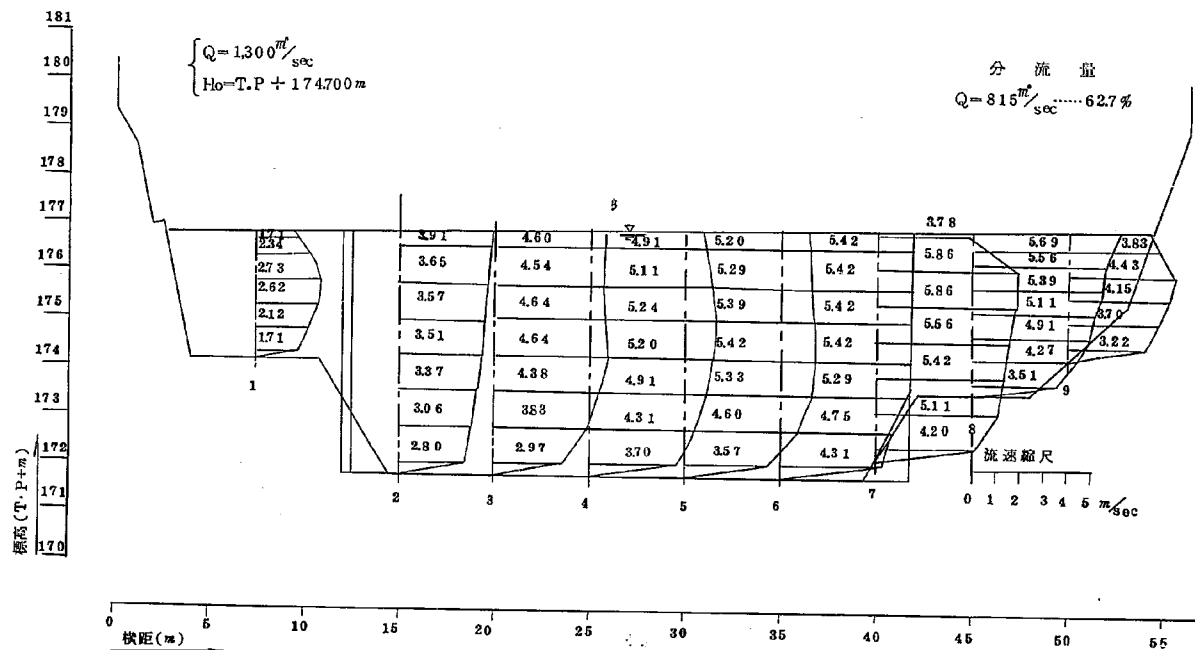


图 9-7 流速分布图 (79.8 k)

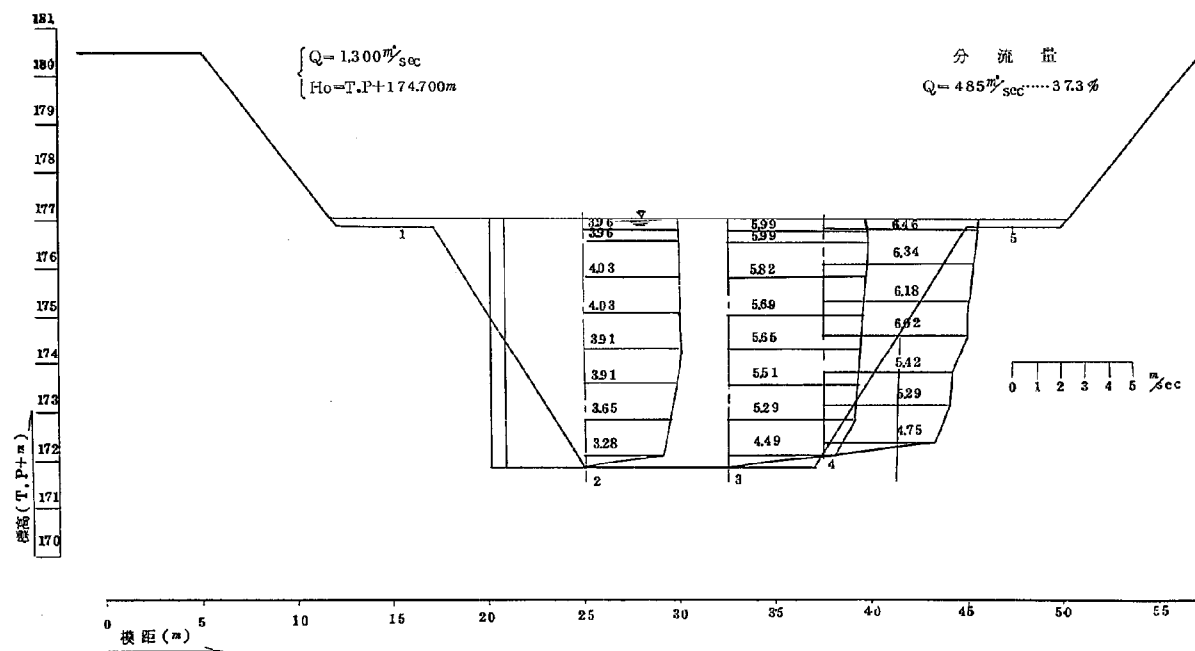


图 9-8 流速分布图 (79.8k 放水路)

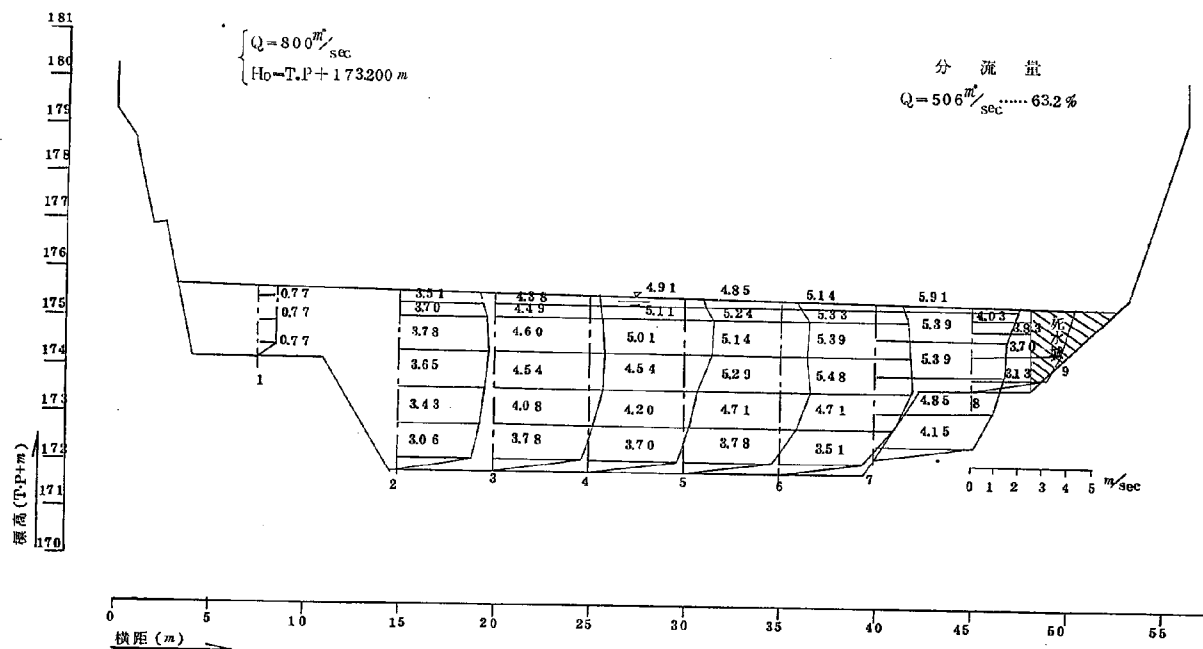


图 9-9 流速分布图 (79.8k)

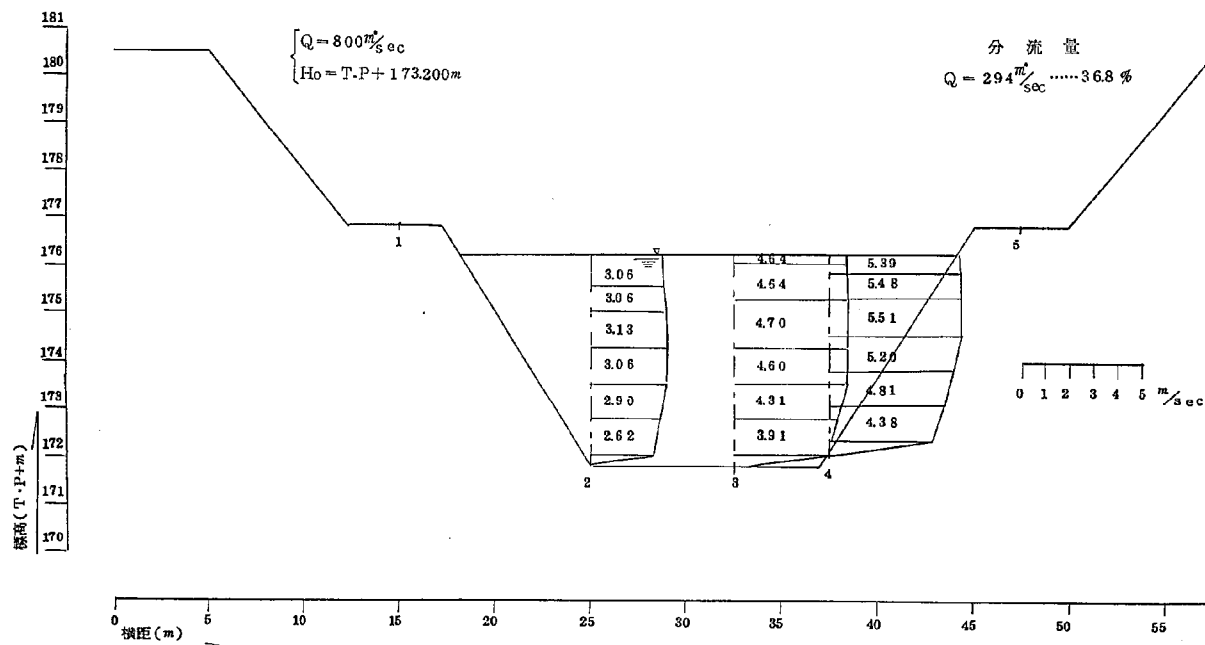


图 9-10 流速分布图 (79.8k 放水路)

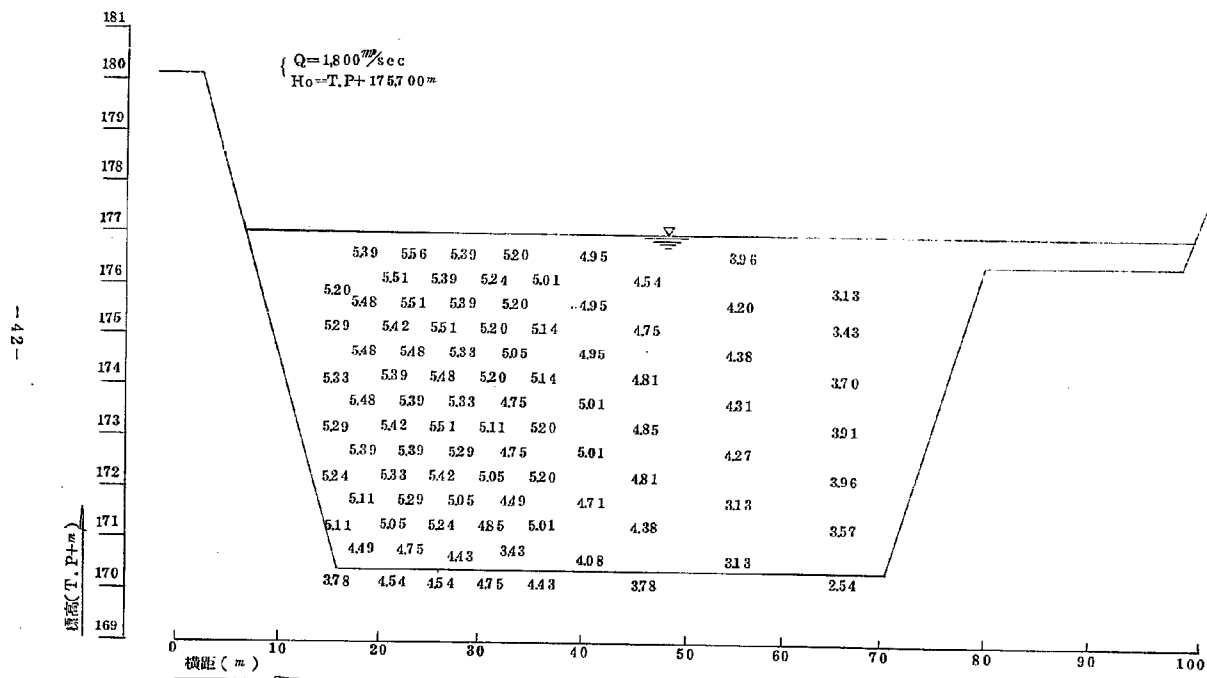


图 9-11 流速分布图 (78.8^k断面)

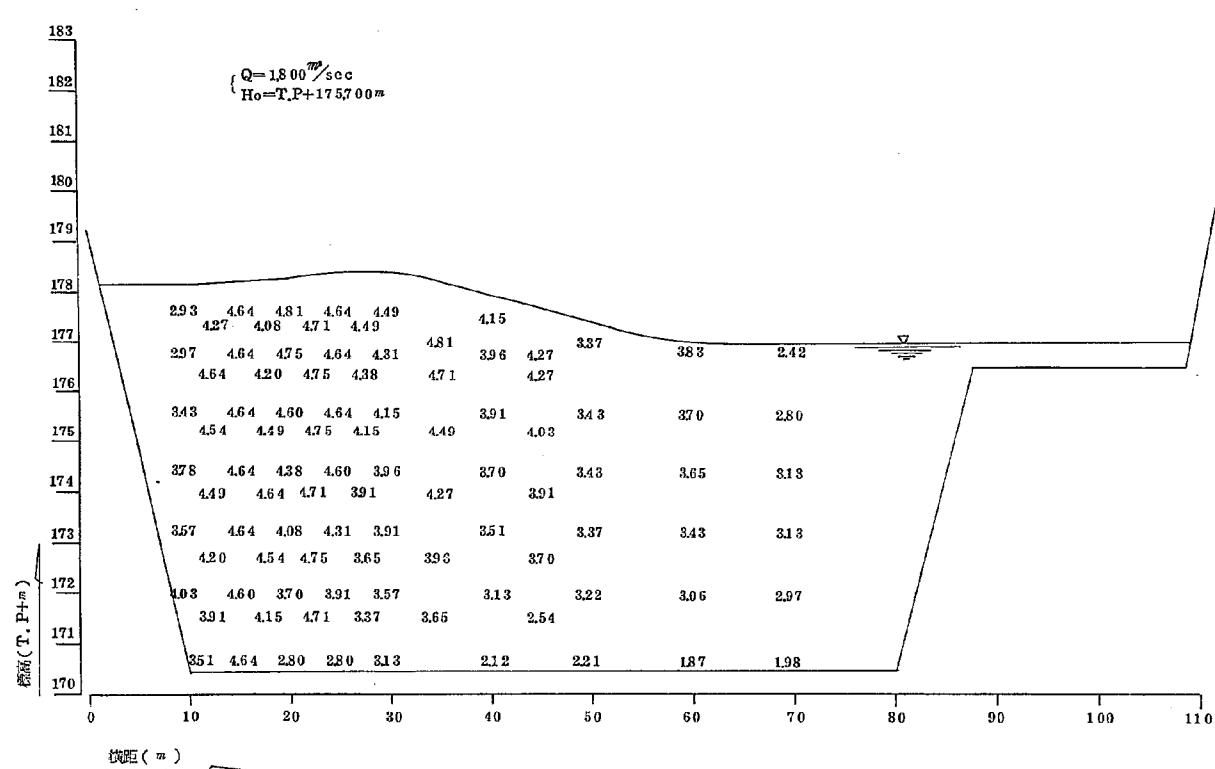


图 9-12 流速分布图 (78.85° 断面)

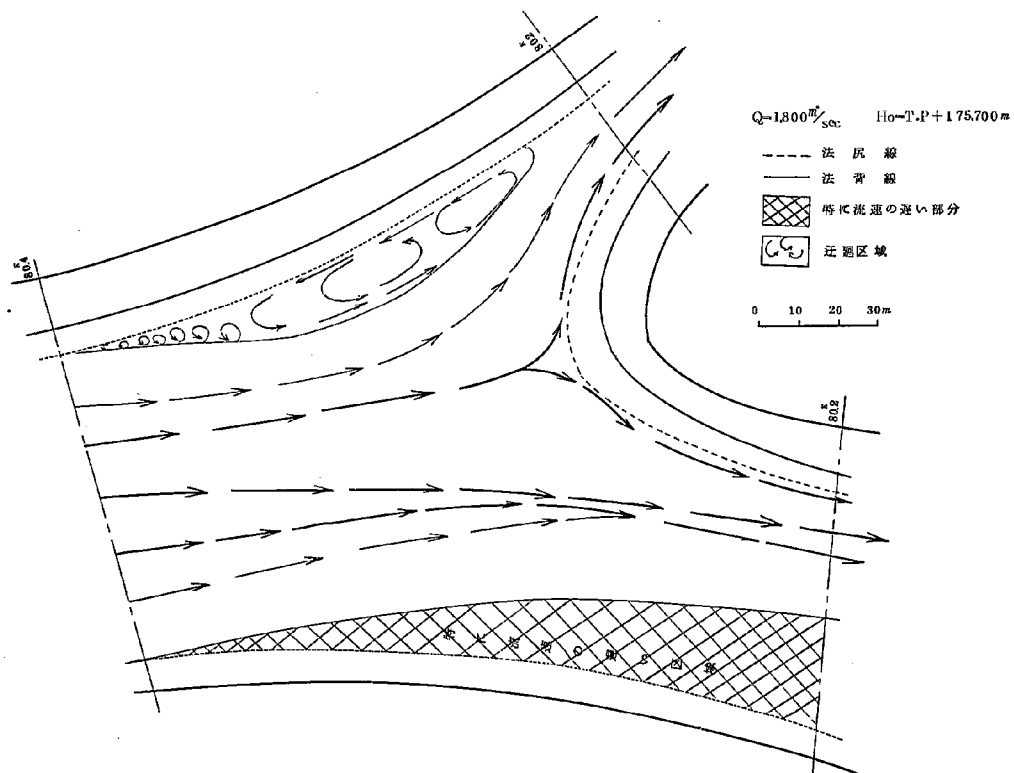


图 9-13 分流点附近流跡线图

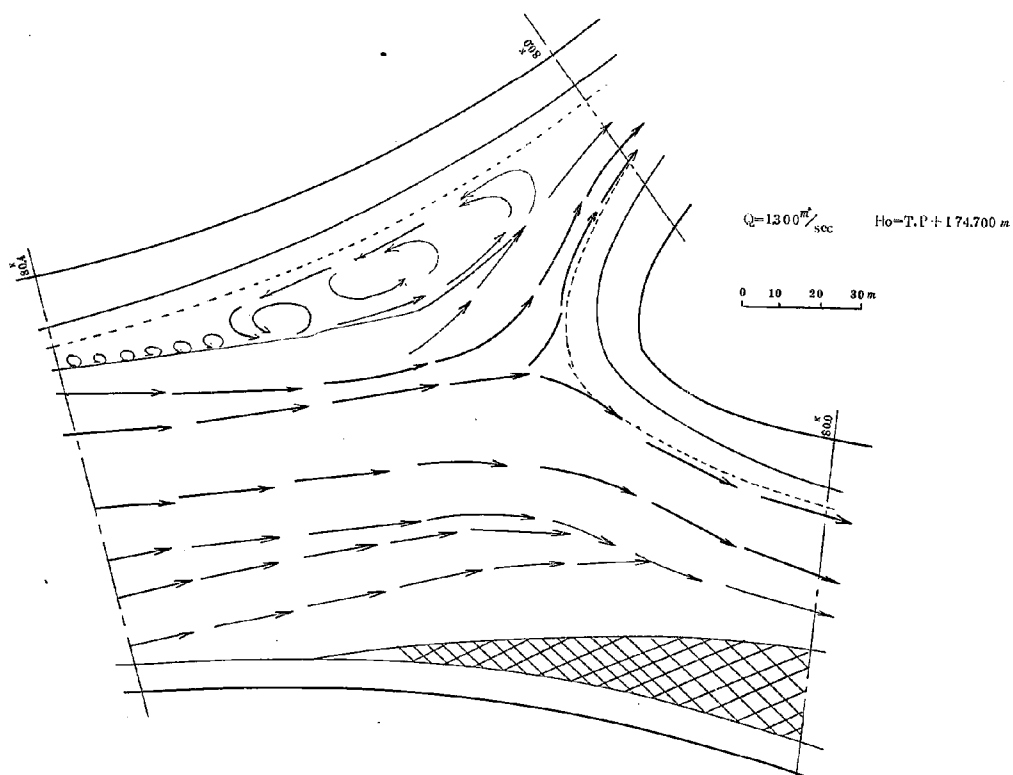


图 9-14 分流点附近流迹线图

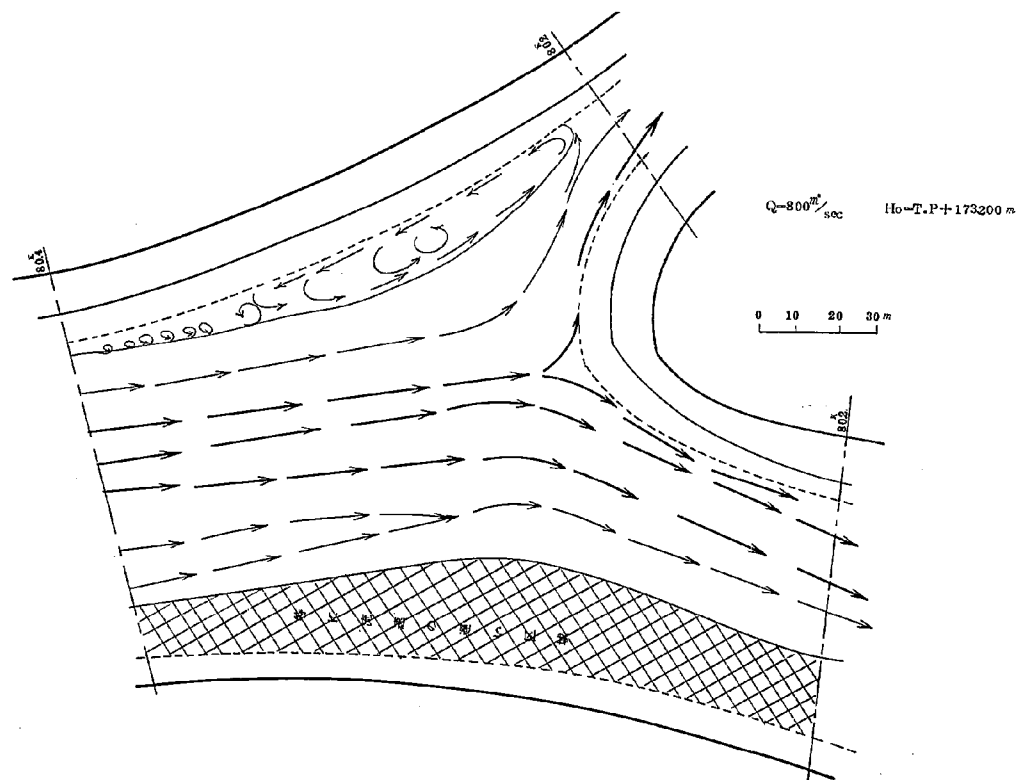


图 9 - 15 分流点附近流迹线图

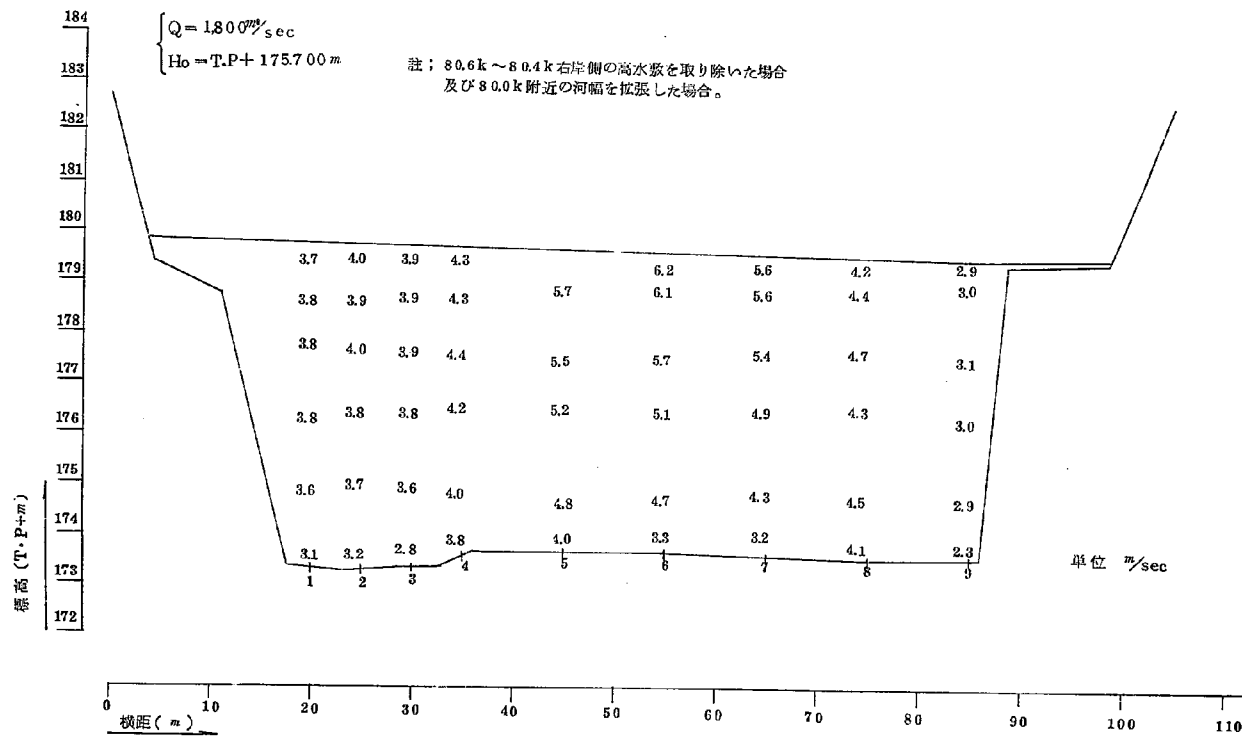


図 9 - 17 流速分布図 (80.4+40 m)

表 9 - 1 水 位 测 定 值 表

$Q=1,800 \frac{m^3}{sec}$ 堰高 (T.P.+171,000 m)
 $H_0=(T.P.+175,900 m)$ (77.4 旧河道水位)

测定番号 断面 K 標 高	1 T.P. m	2 T.P. m	3 T.P. m	平均水位 T.P. m
80.6	180,490	180,130	179,820	180,310
80.4	179,610	179,605		179,618
80.2	179,800	180,065		179,933
80.0	179,185	179,350		179,268
79.8	178,680	178,730		178,705
79.6	178,835	178,840	178,845	178,838
79.4	178,825	178,705		178,765
79.3	178,815	178,810		178,823
79.2	178,055	177,930		177,993
79.0	177,725	177,550		177,638
78.8	177,025	177,020		177,023
78.6	176,850	176,750		176,800
78.4	176,805	176,800		176,803
78.2	176,530	176,680		176,605
78.0 旧河道	176,555	176,795		176,675
77.9 旧河道	176,700			

湯之尾放水路水位測定値表

断面 K 標	T.P. m
80.2	179,440
80.0	178,410
79.8	178,705
79.6	178,700
79.4	178,740

表 9-2 水位测定值表

$$Q=1,800 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$H_0=T.P+175,900m(\text{现状河道 } 7.74K)$$

$$\text{堰高}(T.P+170,000m)$$

测定番号 断面K標 標高	1 T.P m	2 T.P m	3 T.P m	平均水位 T.P m
80.6	180,360	180,016		180,188
80.4	179,410	179,560	179,660	179,543
80.2	179,605	179,925		179,765
80.0	178,935	179,185		179,060
79.8	178,555	178,645		178,600
79.6	178,665	178,745		178,705
79.4	178,640	178,565		178,603
79.3	178,730	178,945	178,765	178,747
79.2	177,970	177,820		177,895
79.0	177,480	177,400		177,440
78.8	176,870	176,830		176,850
78.6	176,520	176,415		176,468
78.4	176,505	176,540		176,523
78.2	176,185	176,380		176,283
78.1	175,960	176,215		176,088
堰上	175,745	176,095	176,350	176,095
78.0	175,575	175,830		175,703
77.6	175,815	175,985		175,900
77.4	175,546	175,365		175,456
77.2	175,365	175,385		175,750
78.0 旧河道	176,530	176,565		176,548
77.9 旧河道	176,590			176,590
77.4 旧河道	175,900			175,900

湯之尾放水路水位测定值表

断面K標	T.P m
80.2	179,410
80.0	178,440
79.8	178,555
79.6	178,565
79.4	178,690

表 9 - 3 水位測定値表(河幅拡張後)

$$Q=1,800 \frac{m^3}{\%cc} H_0=(T.P+175,700m)77.2K \text{水位}$$

$$\text{堰高}=(T.P+170,000m)$$

断面K標 標高	測定番号	1	2	4	平均水位
		T.P m	T.P m	T.P m	T.P m
80.6		180,250	180,015		180,133
80.4		179,385	179,425	179,227	179,346
80.2		179,625	179,780		179,703
80.0		178,410	179,080		178,745
79.8		178,055	178,090		178,073
79.6		178,245	178,238		178,242
79.4		178,260	178,165		178,213
79.3		178,165	178,210	178,250	178,208
79.2		177,775	177,895		177,835
79.0		177,375	177,285		177,330
78.8		177,060	177,020		177,040
78.6		176,900	176,845		176,873
78.4		176,655	176,685		176,670
78.2		176,285	176,590		176,438
78.1		176,110	176,355		176,233
78.0		175,705	175,810		175,758
77.6		175,890	175,900		175,895
77.4		175,715	175,775		175,745
77.2		175,700			175,700
78.0 旧河道		176,715	176,720		176,718
77.9 旧河道		176,740			176,740
77.715 旧河道		176,435	176,395		176,415
77.4 旧河道		175,820			175,820

湯之尾放水路水位測定値表

断面K標	水位(T.P m)
80.2	179,385
80.0	178,050
79.8	178,005
79.6	178,270
79.4	178,210

表9-4 水位測定値表(河幅拡張後)

$$Q=1300 \frac{m^3}{sec} \quad H_0=(T.P.+174700 \text{ m})$$

断面K標 測定番号 標高	1	2	3	平均水位
	T.P. m	T.P. m	T.P. m	T.P. m
806	179,030	178,965	178,810	178,998
804	178,550	178,810		178,723
802	178,610	179,010		178,810
800	177,420	178,150		177,850
798	177,040	177,065		177,053
796	177,250	177,243		177,247
794	177,210	177,105		177,158
793	177,095	177,160		177,149
792	176,790	176,835		176,813
790	176,420	176,395		176,408
788	176,360	176,365	177,160	176,363
786	176,220	176,175		176,198
784	176,055	176,065		176,060
782	175,710	175,955		175,833
781	175,460	175,700		175,580
780	174,860	174,805		174,833
776	174,670	174,910		174,790
774	174,735	174,685		174,710
772	174,700			174,700
780 旧河道	176,045	176,025		176,035
779 旧河道	176,030			176,030
77775旧河道	175,855	175,705		175,780
774 旧河道	175,098			175,098

湯之尾放水路水位測定値表

断面K標	T.P. m
802	178,650
800	177,045
798	176,885
796	177,305
794	177,180

表 9-5 水位測定値表 (河幅拡張後)

$Q=800 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0=(T.P+173200 \text{ m})$ 77.2K断面水位
 堰高 $=(T.P+170000 \text{ m})$

断面K標 測定番号 標高	1	2	3	平均水位
	T.P m	T.P m	T.P m	T.P m
80.6	178,160	178,105		178,133
80.4	177,430	177,415	177,495	177,447
80.2	177,305	177,555		177,430
80.0	176,450	177,010		176,730
79.8	175,705	175,520		175,613
79.6	175,880	175,928		175,904
79.4	175,900	175,760		175,830
79.3	175,830	175,865	175,925	175,873
79.2	175,545	175,650		175,598
79.0	175,360	175,345		175,353
78.8	175,365	175,385		175,373
78.6	175,280	175,260		175,270
78.4	175,090	175,135		175,113
78.2	174,790	174,970		174,880
78.1	174,730	174,850		174,790
78.0	172,690	173,510		173,100
77.6	172,765	173,115		172,940
77.4	173,030	173,000		173,015
77.2	173,200			173,200
77.4 旧河道	173,438			173,438

湯之尾放水路水位測定値表

断面K標	T.P m
80.2	177,405
80.0	176,000
79.8	176,055
79.6	175,935
79.4	175,885