

土 木 研 究 所 資 料

第 4 5 9 号

吉野川第十堰模型実験報告書

昭和 4 4 年 3 月

建設省土木研究所

目 次

I は し が き	1
II 実 験 方 針	1
(1) 模 型 の 諸 元	2
(2) 相 似 関 係	2
(3) 実 験 条 件	5
(4) 実 験 方 法	5
III 各実験についての考察	7
(1) 上 流 案	7
(1)-1 実験No.1. No.2.	7
(1)-2 実験No.3. No.4	9
(2) 実験No.6 No.7 No.8	10
(3) 下 流 案	11
IV 現第十せきの影響、効果	13
V 流 心 変 化 について	14
VI 上 下 流 案 の 比 較	15
VII 結 語	16
VIII あ と が き	17

I は し が き

吉野川は四国四県にまたがる四国最大の河川で、流域面積 3653 km^2 、流路延長 193 km といわれ、その大部分は山間地を流れ、池田地点よりしだいに平野部に入り、現在の改修区間終端である岩津を経て、徳島市北側から紀伊水道に注いでいる。

旧吉野川は、河口より 16 km 地点で第十せきによって分派しているが、旧吉野川と第十せきとの関係は17世紀中頃に始っている。当時の本川は、旧吉野川であったが、徳島城下の舟運の便を計るなどのため、第十せき地点から約 10 m 幅の水路を開さくし取水を行った。しかし度重なる出水によって、川幅、深さは急速に大きくなり本川への流れは激減し、本川下流での用水は取れなくなってしまった。そのために、分派点に第十せきを設置したが、その後の出水はさらに川幅も第十せきの規模も大きくし、ついに本川は新河道に移ってしまった。したがって、この新河道と第十せきの維持のためには、巨額の費用を投入してきている。

昭和2年、第一期改修が完了して後にも大出水にみまわれ、しばしば第十せきは災害をうけその都度復旧工事が行われてきた。

第十せきの構造は、大小砂利の互層と杭が本体をなし、表面石張りといった原始的なもので、復旧工事によって部分的にコンクリート構造としてきている。

近年では、第十せきより下流における砂利、砂採取のために、一層被災しやすい状況となり、ことに、昭和36年からの河床低下が顕著にあらわれ、36災にひきつづき昭和39、40年の出水では復旧費だけで1億円にものぼる災害を被った。したがって、現世の全面改築の要請は非常に強まった。

本実験は、第十せきの老朽化、その構造上さけられない漏水、将来の利水、等々の点を考慮した第十せきの改築計画に必要な資料をえるために実施されたものである。

なお、現地事務所では河道計画の検討を進めているが、本実験では、まだ具体的な河道が設定されなかったため、河道計画との関連では検討されていない。

II 実験の方針

第十せきの改築は、現在の固定せきを全面的に廃して可動せきとし、洪水時には門扉を開放して流下させようとするもので、本実験の目的は可動せきの位置、敷高、水叩きの構造等について検討することにある。これらの問題については現せきを撤去した場合に生ず

る河床変動を無視して決定することはできないので、移動床模型によって河床変動を調べ各案の優劣を比較検討した。

(1) 模型の諸元について

- ① 模型の範囲は、上流端を1 6.2 km、下流端を1 1.0 km、旧吉野川を“のみ口”だけとした。図-1 参照

上流端のとり入れ方が少いきらいはあるが、上流の河道からみて、流心（低水路）の変化が少いと予想されるので1 6.2 kmとした。下流端は、河道の弯曲が大きく、しかも蛇行しているので、改築後の影響を考慮し、また下流案可動せきとの関係から1 1.0 kmをとった。旧吉野川は洪水時の分流はしないとの前提から“のみ口”だけをとり入れた。

- ② 模型の縮尺は実験場の施設等の都合上、鉛直方向、水平方向、共に1/60 とした。したがって、模型の規模は約10 m×80 mの水路となり、計画高水流量 $Q=15,000 \text{ m}^3/\text{S}$ に対応する使用水量は、約 $Q=0.54 \text{ m}^3/\text{S}$ となる。

- ③ 横断は、昭和41年3月測量のもので、第十せき附近の詳細については昭和42年8月測量のものを使用した。

模型製作は、横断測量に基づいて、ベニヤ板で横断型わくを作り、断面間は平面図等を参照して河状に合わせモルタル仕上げをした。モルタル河床は、移動床用の砂を敷込むために、模型値10 cm下げた河床とした。

- ④ 現第十せきは、石張り、コンクリートブロック張りの構造となっているが、模型では被覆した石、コンクリートブロック等が撤去された状態とし、断面は実測値をそのまま使用している。

- ⑤ 可動せきのせき柱の大きさ、径間割等は、すでに施工された水門、河口せきを調べできるだけ長大径間となるようにし、土研において決めた。図-2 参照

(2) 相 似 関 係

- ① 河床材料

吉野川の河床材料調査結果によると、図-3 のように第十せきを境として平均粒径の変化がかなりあって、せき下流では10～16 mm、上流では10～30 mmとなっている。

模型における河床材料は、粒径はもちろんのこと、粒度構成も相似させるように選

定されるのがのぞましいが現実には、諸々の点で困難である。本実験では第十せきを中心にした河床変動の調査に主要な目的があるので、粒径の範囲は大きいけれども、この地点の平均値を用いて、代表させることとした。

現地粒径は、 $d_m = 1.9 \text{ mm}$ とし、限界掃流力の相似から、模型粒径は $d_m = 0.3 \text{ mm}$ となる。実際に使用した砂の平均粒径は $d_m = 0.32 \text{ mm}$ であった。

② 模型諸量の縮尺

フルードの相似則に従って、縮尺の諸量を換算すると表-1 になる。

表-1

諸縮尺表

諸元	次元	縮率	
長、深	L	$1/\ell$	$1/60 = 0.0167$
流速	LT^{-1}	$1/\ell^{1/2}$	$1/(60)^{1/2} = 0.129$
流量	$L^3 \cdot T^{-1}$	$1/\ell^{3/2}$	$1/(60)^{3/2} = 1/27900$
粗度係数	$L^{1/2} \cdot T$	$1/\ell^{1/6}$	$1/(60)^{1/6} = 0.505$
時間	T	$1/\ell^{1/2}$	$1/(60)^{1/2} = 0.129$

固定床模型では、相似性の信頼度は高いが移動床模型では、河床材料の選定に関係し、河床形の形成、それにとまう粗度係数の変化、などがあって必ずしも流れの相似は満足されない。したがって、時間縮尺が流砂量の関係から表-2にもみられるように、単純には決まらず、河床変動量は絶対量として考えることはできない。

表 2

断 面	H	B	R	I	n	τ_c	τ	$f(\tau/\tau_c)$	$\varphi(n)$	T
15.6P	12.2	72.2	7.08	6.67 ¹⁰	0.0318	145.0	463	0.92	0.623	8.33
M	12.93	12.0	0.140	12.8	0.0302	2.6	17.6	0.99	0.623	
15.0P	11.8	72.0	7.41	6.67	0.0343		484	0.92	0.623	8.33
M	12.16	12.0	0.130	12.8	0.0266		163	0.99	0.623	
14.2P	11.3	63.0	7.95	6.25	0.0327		487	0.93	0.623	13.0
M	11.20	10.5	0.128	12.0	0.0220		15.1	0.99	0.983	
14.0P	11.2	62.6	8.03							
M	11.01	10.4	0.144							
13.8P	11.1	66.4	8.18	5.00	0.0322		401	0.88	0.623	8.71
M	10.77	11.1	0.134	12.0	0.0251		15.8	0.99	0.623	
13.2P	10.7	69.4	7.49	6.67	0.0336		489	0.93	0.623	22.8
M	10.38	11.4	0.129	6.50	0.0178		8.2	0.91	2.02	
12.6P	10.3	76.0	7.57	6.67	0.0374		494	0.93	0.623	10.1
M	9.65	12.7	0.118	12.2	0.0235		14.1	0.98	0.772	
12.0P	9.9	73.8	7.83	6.67	0.0380		511	0.94	0.623	39.1
M	9.30	12.2	0.114	5.84	0.0152		6.6	0.83	356	
11.4P	9.5	79.2	6.42	6.67	0.0297		420	0.89	0.623	9.92
M	9.15	13.1	0.128	2.50	0.0125		3.1	0.1	709	

備 考

断面：km

H：水位(A・P・m)，B：川幅(m)，R：径深(m)，I：水面勾配

n：粗度係数

 τ_c ：限界掃流力(cm/sec)² τ ：掃流力(cm/sec)² $f(\tau/\tau_c)$ ：流砂量公式中の関数， $\varphi(n)$ ：流砂量公式中の係数 T ：時間縮尺 = $\frac{T_P}{T_M} = \frac{\ell^{1/3} f(\tau/\tau_c)_M \cdot \varphi(n)_M}{f(\tau/\tau_c)_P \cdot \varphi(n)_P}$ ℓ ：模型縮尺 = $1/60$

添字 P：現地値—昭和 29 年洪水を用う。

添字 M：模型値

(3) 実験の条件

- ① 流量、実験流量は主として、 $Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$ 、 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{S}$ の二種とした。

$Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$ は計画高水流量である。 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{S}$ は、中央橋における昭和34年～昭和38年の5年間の実測資料からみて、1つの代表流量として選んだものである。

- ② 下流端条件、模型下流端は11.0 kmであるので、せき上げの影響を考慮して11.4 kmに下流端水位を与える断面を設定した。水位～流量曲線は、図-4のように河口からの水位計算によって求めた。
- ③ 旧吉野川への分流は行わない。
- ④ 現第十せき、またはせき上流の河床は切り下げない。
- ⑤ 可動せきの位置は、14.1 km、12.8 kmとする。
- ⑥ 可動せき門扉操作は行わない。
- ⑦ 補給砂、模型はいうまでもなく河道の一部分でしかない。したがって上流よりの流砂は、人為的に投入しないと連続しないことになる。本実験の場合は、給砂装置として、模型上流端より導水路へ約1.0 km分の補給河道を設け、流れによる自然運搬の給砂方法をとった。

(4) 実験方法

実験は、一定流量を通過して、河床変動を測定するようにした。まず、 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{S}$ を通過し、河床高測定を終了後、ひきつづいて $Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$ を通過し、河床高の測定する方法をとり、各断面とも10 cm (現地6.0 m) 間隔で河床高を測定した。

測定断面は、上、下流案で若干異なるが、上流案の場合は現せき附近を100 m、その他は200 mとし、下流案は全川200 mの断面とした。

水位は図-6、図-24に示したように、8断面で一断面中に3点とし、実験開始時から5分間隔で終了時まで測定した。

流速測定は、プロベラ型の小型流速計を用いた。

通水時間は、中央橋の実測資料から、 $Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$ の流量に代表させた場合、洪水継続時間は約20時間で、 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{S}$ とした場合には約10時間となっている。一方時間縮尺を算出してみると、表-2にみられるように、諸要素のために、

$T=1/8 \sim 1/40$ の範囲に分布する。

大略 $T=1/12$ と考えるとすれば、 $Q=15,000 \text{ m}^3/\text{S}$ では約 2 時間、 $Q=6000 \text{ m}^3/\text{S}$ では約 1 時間程度の通水時間となる。

河床変動の比較のために、2 時間通水を基本とし、その他に 10 時間、または、大小流量の組合せによる 48 時間通水の実験も行った。(表-3 参照)

表-3 実験ケース一覧表

実験 順	実験 種別	実験条件			測定内容				備考
		流量	通水時間	下流水位	水位	流向	流速	河床変動	
1	上 流 案	(m^3/S) 6,000	2	($\text{AP}(m)$) 4.72	(km) 11.4 12.0 12.6 13.2 13.8 14.0 14.2 15.0 15.6 ②	11.4~16.0		11.4~15.8	
2	水叩きなし	15,000	2	9.15	9 断面	同上		同上	実験1に続いて通水
3	上 流 案	6,000	2	6.16	9 断面	同上		同上	
4	水叩きあり	15,000	2	9.15	9 断面	同上		同上	実験3に続いて通水
5	上流案 水叩きあり	15,000	10	9.15				同上	
6	現状 但し	2,000 6,000 15,000 5,000 2,000	15					同上	連続通水後 河床測定
7	第十せき は固定せ ず	5,000 12,000 70,000 2,000	16			11.4~16.0		同上	連続通水後 河床測定
8		6,000 15,000	17		9 断面	同上		同上	連続通水後 河床測定
9	下 流 案	6,000	1.5	6.16	9 断面	同上		同上	
10		15,000	2	9.15	9 断面	同上	水叩き上,下 流 4 測線	同上	実験 9 に 続いて通水
11	現状	15,000	2	9.15	2 断面	同上	15.6 15.0 13.8 12.8 12.0	第十せき上 下 流	
12	現状 せき固定	10,000	2	9.15	2 断面	同上	同上	同上	
13	14.6 km 直せきと した場合	15,000	2	9.15	2 断面	同上	同上	せき上下流	

Ⅲ 各実験についての考察

(1) 上 流 案

上流案は、事務所と協議の結果、14.1 km地点に可動せきの中心をおくことにした。せき柱、径間等は図-2に示したようで、水叩きの高さ、形状を決めるためにまずせき柱だけを設置して、2流量によって実験を行い、つぎに水叩きをつけて実験を行った。

(1) - 1 実験No 1、No 2

a) 河床変動

2流量による通水後、10 cm層に敷いた砂の変化高を測定し、横断面図(図-7)、平面図(図-9)、に示した。

横断面図の中で、堤防、護岸等に相当する部分が洗堀されたように示されているが、模型が特に水衝部と考えられた以外は、モルタルで固定していないためで、洗堀されたものそのままを記入してある。平面図には、現在河床高(昭和41年測量)を基準にして、変化量の差を表示した。以下の実験でも、この表示方法による。

河床変動の傾向は、現第十せきより上流側で洗堀、その下流から13.2 km附近までは、可動せき地点を除き堆積13.2 kmより下流では洗堀の状態となっている。この傾向は $Q=6.000$ 、 $15.060 \text{ m}^3/\text{S}$ のいずれの場合も同様で、14.0 km~13.0 km間の右岸側堆積、12.8 kmより下流の左岸側洗堀は、かなり大きい。

現第十せきの下せきはほとんど流送されてしまうが上せき、せき左岸側はかなりの部分が残されている。

可動せきせき柱の周囲が大きく洗堀され、50 m下流の断面にも影響をおよぼしているようであるが、径間内の河床変動は、ほぼ現河床に等しくなっていることが注目される。

河床変動高を各断面平均して、縦断面図に表示し、現河床と比較すると図-9のようになる。図中、〔全断面平均河床〕とあるのは、高水敷を含めたもの〔①低水路平均河床〕は、高水敷を除いたもの、〔②低水路平均河床〕は、最近部を中心200 m~400 m巾をとったものである。以下の実験も同様にした。

河床変動は、横断面図、平面図でみたように、全断面平均河床からも14.2 kmより上流では、平均すると約0.3 mの河床低下となり、13.0 km~14.0 km間で平均約0.2 mの堆積、12.8 kmより下流は平均的に約0.8 mの洗堀状況が明瞭に知られ、低水路部

でも同様の傾向となっている。

河道は全般的に低下の傾向を示し、可動せき地点より下流には一部分の堆積をみるだけとなって、ほとんど砂は流下してしまう。これは砂の移動が砂澱の発達とともに浮游状態でかなり流送されるためと考えられる。

洗堀堆積の総量と模型下流端に排出した砂量とを比較してみると約30%の誤差で流出砂量の方が少くなっている。誤差率ではかなり大きな値を示しているが、模型の総面積に換算すると、約1mmの高さの誤差となる。河床高の測定誤差や洗堀堆積の総量の計算に若干の無理があり、流出砂も完全に補獲されていないことなどから考えて、その妥当性は認められ、河床低下の傾向が裏付けられる。

b) 水 位

図-10に併記した。この値は2時間通水終了時のものを示してある。

水位は大体、実験開始から30分～60分の経過で安定する。この間で砂澱は形成される。(写真参照)砂澱は、時間的、場所的にその規模が異なるために、水位への影響が水位～時間曲線にみられる。

H.W.L. S29年痕跡、水位計算値、等と比較すると実験開始時では、水位計算値にほぼ一致しているが、終了時は水面勾配がかなり大きくなり、H.W.L. を越える。粗度係数を逆算してみると、表-4のようで非常に大きな値を示し、砂澱の影響が大であることを示している。このことは同時に相似律が満足されている流ではないことを表している。

表-4

実験No.1,2 粗度係数算出表
(実験終了時による)

Q	断 面	n	Q	断 面	n	Q	断 面	n
m^3/S	K		m^3/S	K		m^3/S	K	
1 5.0 0 0	1 5.6	0.0 4 8	6 0 0 0	1 5.6	0.0 5 7	3 0 0 0	1 5.6	0.0 4 3
	1 4.2			1 4.2			1 4.2	
	1 4.0	0.0 3 9		1 4.0	0.0 3 7		1 4.0	0.0 2 1
	1 2.0			1 2.0			1 2.0	

c) 流 況

流向測定の結果によれば、 $Q=6000\text{ m}^3/\text{S}$ 、 $15000\text{ m}^3/\text{S}$ いずれの場合も同様の傾向にあり、最上流端の16.0 km附近で中央から左岸側にあった主流は、湾曲のために次第に右岸側へ移動し、14.8 kmで右岸に水衝部をつくり、この流れは13.6 km附近から次の反向の湾曲によって左岸に向い12.2 kmの水制設置地点へ集中していく。水制の近傍はあまり洗掘されていないが（実験途中ではかなり先端部が掘れている）12.0 kmより下流の低水路に沿って流下する流れは、河床低下をひきおこしている。

15.8 km～15.0 km間の右岸高水敷上、13.2 km～11.4 km間の左岸高水敷、高床部上、14.8 km～13.2 km間の左岸高水敷上の流勢は弱く、大きな河床変動を与えるような流れにはならない。

(1) - 2 実験No. 3、No. 4

実験No. 1. 2の結果にもとづき、図-10に示したように、現在河床高と河床変動とを考慮して、可動せき敷高、水叩き構造を決め、先の実験と同様の方法によって測定を行った。

なお、水叩きと、その上下流断面とは直線的に取付けた。

a) 河床変動

図-11、図-12、図-13はそれぞれ横断、平面、縦断面図に河床変動を表示した。

実験結果は、部分的に若干の差異が認められるが、水叩きは付けていない実験No. 12と同程度の河床変動であった。ただ、可動せき附近では水叩きにより河床を固定したことから上流側の低下が少し減少し、直上流で堆積する傾向がみられ、水叩き上では、中央から左岸側はほとんど堆積しないが、右岸の低水路に相当するところでは、上流からの流砂のために、かなり堆積する。（写真参照）水叩きの下流では、河床との接続点で洗掘はされず、13.8 km～13.2 km間の堆積は、水叩きのない場合より少くなっている。図-14は水叩きの有無による平均河床縦断の比較を示した。

また、1洪水に相当する通水2時間だけでなく、10時間の通水（実験No. 5、図-15）による実験結果と比較してみると（図-16）、2時間通水の場合より、せき上流で約2倍の河床低下となり、それにもない13.8 km～13.0 km間での堆積も約

2倍となった。13.0 kmより下流では、あまりかわらなかった。

水叩き上の堆積状況は、2時間通水と10時間通水との差があまりみられなかった。

10時間の通水では水叩きの有無による差としては、とくに異った変動はないものと考えられるが、可動せき下流で、水叩きを有する場合の方がやや堆積が多くなって2時間通水の場合と反対の傾向がみられる。

b) 水 位

図-13に通水後2時間での水位縦断を示した。この実験では30分～60分の間に水位が急激に高くなり、その後は20分間隔で模型値で0.5 mmの上昇があったが、上昇率が小さいので、安定したものとしなした。図-14

水位縦断から知られるように、可動せきの上下流で勾配がかなり異っていて、上流側はH.W.Lより高くなっている。

粗度係数を算出してみると、せき上流部で $n=0.051$ 、せき下流部で $n=0.039$ となり、実験No.1.2の場合と同様の値となった。

c) 流 況

図-18に測定結果を示した。

実験No.1.2とほとんど一致していた。

(2) 実験No.6、No.7、No.8

この実験は、河床変動がどのような形状で、平衡した河床状態になるかについて、できうるかぎり長時間の通水によって調べた。図-19は測定結果である。

通水方法は、図中に示してあるように、時間～流量曲線をきめて、総計48時間の通水を行った。

河床高の測定は、15時間、31時間、48時間の各時間で1ピーク毎に変動量の測定をした。

この実験では、16.4 km地点で砂の運搬状況を観察しながら砂の補給を行っている。

水位は、実験終了時のものだけを測定し表示した。なお、模型は可動せきの構造物を全部撤去し、第十せきは石張り、コンクリート張り等の被覆物を除去した現状河床とした。

河床縦断形をみると、13.6 km～13.0 km間では堆積、12.4 km附近の断面では変動がなく、その他の部分では河床低下の傾向となっている。この傾向は、前記の実験と同

様であった。

変動は、第1ピーク⑥によって、大部分の河床が形成され、第2ピーク⑦で変動の山が移動し、また、平滑化され、第3のピーク⑧ではほとんど変動しないようになる。したがって、計画高水流量、あるいは計画に近い流量で、20～25時間（模型値）に相当する出水があた場合に、現在河床は、場所によって異なるが平均的に0.3 m～0.6 mの河床低下で、平衡状態に達するものと思われる。図-20からも知られるように、平均河床高からみると、大きな河床変動はないとみられる。

上流案の可動せき地点では、平均河床として0.5 mの低下をみているが、先の実験No. 3, 4による水叩き構造は、敷高を平均A.P. + 3.20 mとしているので、長時間通水による河床低下には、ほとんど影響されないとみられる。

平面図（図-21）には、各ピーク毎の変動を現河床との差で表しているが、変動状態はいずれも同様で、実験No. 6よりも実験No. 7, 8の場合の方が洗堀、堆積状況がはっきりと知られる。ことに図-22に示したように、主流部は洗堀となり、弯曲のために流れの水裏となる部分では堆積する。といった蛇行の傾向が、明瞭に表われている。13.8 km～13.0 km間で、平均河床が常に上昇傾向となるのは、その影響のためである。

実験終了時における水位から、粗度係数を算出すると、可動せき上流で $n = 0.048$ 、下流で $n = 0.047$ となる。

実験No. 2、No. 4の水位と比較してみると、わずかに上昇している。

(3) 下流案（実験No. 9、No. 10）

下流案は、旧吉野川の改修計画との関連から、改築可動せき地点を12.8 km断面にこうとするものである。

河床変動を参考として、図-23に示したように、現河床はある程度無視されたような形式で決めた。

実験方法、測定は上流案の場合と全く同様である。

測定点は、図-24に表示したようである。

(a) 河床変動

図-25、図-26は測定結果を横断面図、平面図に表したものである。

下流案も、前の実験と同様に全般的には河床低下の傾向を示し、洗堀、堆積は $Q = 15.000$ 、 $Q = 6.000 \text{ m}^3/\text{S}$ 、いずれの場合も同様の傾向となっている。

大體、主流に沿って洗堀となり、弯曲流の水裏となる14.4kmの中央～左岸側、13.6kmの中央～右岸側で堆積がみられ、この模型範囲内における河床変動の特徴となっている。

現第十せきの上下流では、河床変動がかなりあるが、第十せき上せきはあまり低下せず、下せきは流れの集中する位置にあるために、ほとんど洗堀される。

可動せきの近傍では、河床変動が小さく、水叩き上への堆積は平均約0.4mであった。

図-27は平均河床高を縦断面図として表示した。

14.2kmより上流では、平均約0.2mの河床低下を、14.0km～12.6km間では洗堀堆積が交互にあらわれ均衡状態となっている。12.4kmより下流では平均約0.25m低下となっているのがみられる。

可動せき設置地点では、約0.4mの上昇となっているが、実験No.6・7・8(図-19)からも知られるようにこの附近は若干堆積傾向の地点となっている。その前後の断面をみても、同様の傾向がみられる。しかし、低水路となる左岸側では、むしろ低下の傾向で、長時間通水の場合も同じ結果をみている。

したがって、平均河床高からみれば、低い敷高、水叩き、となるが、低水路ではまだ低くしてもよいということになるので、平均の高さだけで敷高を決めることはできない。

(b) 水位

図-27に通水開始後2時間の水位縦断面を示した。

水位測定は、図-28のように、5分間毎に行っているが、大体30分～60分間で水位変動はなくなるとみてよく、この間に砂澱はほとんど発達し終ったものと思われる。

この水位から粗度係数を算出すると、可動せき上流で $n=0.046$ 、下流で $n=0.044$ となり、かなり大きな値となる。このために、ほとんどH.W.Lより実験水位は高くなっている。また実験開始時の水位をみると、水位計算値によく一致していた。

(c) 流況

流況は図-29、に示したように、色素を流して測定したもので、実験開始時と終了時ではあまり変化はみられなかった。

太線で記入してあるのは、流速の大きいことを表している。15.8km～15.0km間

では、主流が左岸にあり、1.48 km～1.32 km間では左岸側に移動し、さらに下流では、特に流れが集中するようにはみえないが、やはり左岸側の流速が大きいようである。

せき柱の方向と、流線とを一致させることはせきの設置位置からみて、直線堰である限り不可能であった。そのために、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{S}$ の場合にはあまりみられなかったが、 $Q = 15,000 \text{ m}^3/\text{S}$ の場合には、せき柱の下流にかなりの渦流の発生が認められた。この渦流防止のためには、せき中心線に弯曲を入れなければ、解決しない。

その他には、可動せきを設置したために、流況がとくに変わったということはない。

(d) 水叩上の流速分布

流速は、 $Q = 15,000 \text{ m}^3/\text{S}$ で、実験終了時に図-24で示した測定点について、小型プロベラ式流速計を用いて測定を行った。その結果は図-30のようである。

流況からも知られたように、流れは左岸へ集中されず中央部分に最大流速を示す点がある。

表面流速では、右岸測点を除き、 $2.4 \text{ m}/\text{S} \sim 3.7 \text{ m}/\text{S}$ となり、大体 $3.0 \text{ m}/\text{S}$ 前後のものと思われる。河床附近の流速は $1.2 \text{ m}/\text{S} \sim 2.8 \text{ m}/\text{S}$ の範囲にあって、水叩き末端での流速は、最大 $2.2 \text{ m}/\text{S}$ であり、河床変動からもわかったように、全く問題にならない流速といえる。

このような流れの場合には、水叩き長は、上下流ともにもっと短かくても充分である。ただし、水門操作によってはこの限りではなく、下流水位との関係で洪水到達前の放流は、露出射流の発生を防止することが不可能で、水叩き長をさらに長くしなければならぬからである。

Ⅳ 現第十せきの影響、効果

第十せきの河床変動への影響は、過去10年間の定期横断測量結果からの平均河床高と上記の実験による平均河床高とを、比較検討してみると第十せきより上流の河床は、必ずしも第十せきによって安定しているとも堆積しているともいいきれない。

また、実験の河床変動は、ほとんど過去の変動範囲内にあって、昭和40・41年の河床高から、あまり変化しないものと思われる。

図-31は代表断面の低水敷平均河床高経年変化を表したもので、昭和35、36年を境として、河床低下がはっきりあらわれている。また、出水と河床低下とは無関係で、砂利採取による低下であることが明らかである。

図-31-(1)、-(2)、は経年変化を継断に表示したもので、3年度毎に区分して記入してある。

昭和36年までは、第十せきによってせき上流側の河床変動は、ほとんどなかったとみられるが、下流においては、昭和30年にはすでに11.0km附近で低下が開始され、昭和32年には、14.0kmまで低下となり、昭和36年には第十せき下流の低下は約1.0mにも達した。

昭和37年以降は、下流の低下の影響が、せき上流におよび第十せきは床止めの効果を失ってしまい、昭和40年には、せき下流で約2.0m、上流でも約1.0mの河床低下をひきおこしている。

以上の河床低下は、各実験値と比較してわかるように第十せきを撤去しても、流れによる河床変動は、0.5m位の範囲内であって、ほとんど変動がないことが知られる。

V 流心変化について

① 第十せきを現状にした場合、現状せきの被覆物を撤去した場合、および、現第十せきの斜めせきを14.6km断面へ直せきとして設置した場合の三ケースについて、 $Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$ の2時間通水によって、実験開始時と終了時に表面流速を5断面(15.6、15.0、13.8、12.8、12.0km)選定して、測定を行い流心の追跡をした。

図-32-(1)は $V=3.0\text{ m}/\text{S}$ 以上の範囲を示したものであり、図-32-(2)は、その範囲の平均位置と最大流速とを示した。

三ケースについて比較してみると、大体いづれの場合も流心はかわらないといえる。

現状の場合は、斜め固定せきのために、14.0km附近で他の二ケースより流れが集中し、若干右岸寄りに流心があらわれる。このために12.8km附近での流れの集中する位置が少しずれているのがみられる。

② 最深河床線を比較すれば、図-33のようになる。上段は昭和41年測量にもとづく最深河床と、48時間通水の実験最深河床との比較である。下段は上流案と下流案

との比較を示した。

この図からみても、最深河床はかわらないと考えてよく、流心も変化しないものと考えられる。

- ③ 参考として、図-34に48時間通水実験の場合における、二つのピーク後の低水路変化を、 $Q=2000\text{ m}^3/\text{S}$ によって流向を調べ、現状の低水路との比較をした。

また、航空測量によって表面流速を現地観測しているの、実験では同一条件で測定ができなかったが、 $Q=15000\text{ m}^3/\text{S}$ の場合の表面流速測定を行った結果と対比してみた。

VI 上下流案の比較

- ① 図-35-(1)、は平均河床高縦断の比較図である。

この図から、河床変動は上下流案ともにほとんど同様な傾向を示して、変動高もあまりかわらないものとみられる。低水路では14.0km附近、13.0km附近で下流案の方が低下しているのがみられる。

また、 $Q=6000\text{ m}^3/\text{S}$ の場合でも図-35-(2)からわかるように、上下流案の差はほとんどみられない。

- ② 流況は、流向図から知られるように、上流案では可動せき中心線にほぼ直角な流れとなり、せき柱による流況の乱れはないが、下流案では流れがせき柱によって乱されるような可動せき中心線の位置となっている。その他の流況はかわったところはみられないが、現在の旧吉野川"のみ口"がよく維持され、また河床変動があっても、維持されるであろうことが流向からも知られる。

- ③ 水叩きの高さ、形状などは、上・下流案とも決め方が大体よかったと考えられる。

(図-36参照)

上流案は、河巾が小さく、現状河床と河床変動との差も小さい。また、取水位からみて、可動せきは两岸の高水敷間に設置すればよいことになる。

下流案は、河巾が大きくなり、右岸高床部となるところでは、最近の7年間の断面変化を調べてもわかるように砂利採取による河床変化がはげしく、(図-37参照)可動せきの長さは上流案より約50%増となる。また、現状河床高によって水叩き敷高を決められないため、施工上も上流案より困難になると思われる。

- ④ 水叩き長は、上・下流案ともに同様の長さとしているが、上流案の低水路に相当する部分を除いた左岸側と下流案とは、30~40mで充分であると思われる。また、せきの上流側へは10m程度でよいと思われる。

しかし、平水から洪水への過渡期における水門の操作によっては、かなり長い水叩きを必要とする。

- ⑤ 取水口は、河床変動、流況からみて、上・下流案ともにその役割は充分はたせるものと考えられる。

Ⅶ 結 語

以上の実験結果を要約すると次のようになる。

- ① 河床変動は、全般的には低下の傾向を示しているが、13.0km~13.8km間では堆積の傾向となる。
- ② 1洪水に相当する($Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$)通水における河床低下(平均河床高)は、大略20~30cmであらう。
- 約2.5倍の長時間通水によっても、50cm位の低下であった。ただし、低水路をみると、1.5m~2.0m低下しているところもある。
- ③ 河床変動は、部分的にはかなりの変化を示しているが、平均河床高からみると、いづれの場合もあまりかわらないようで、現在河床が下流における河床低下の影響をすでに受けているためと思われる。
- ④ 平衡状態に達するのは、 $Q=15,000\text{ m}^3/\text{S}$ で、25時間位(模型値)とみられる。時間縮尺を $T=1/12$ とすれば300時間となる。
- ⑤ 流況は、いづれの場合も同様であるが、せき柱の方向と流線との不一致はせきの設置位置によって変化し、上流案の方が良好である。
- ⑥ 流心は、現状からほとんど変化しないと考えてよい。
- ⑦ 可動せきの敷高、水叩き構造については、実験の諸元で大体良好と考えられる。
- ⑧ 上・下流案を比較すれば、あまり大きな差は認められないが、流況、河巾(せきの長さ)、砂利採取の影響等の点で、上流案の方が有利であると思われる。

Ⅷ あ と が き

今実験においては、現河床に対しての河床変動を調べたことは前記のとおりであるが、計画河道との関連の問題、可動せきのせき柱の大きさ、配置等は暫定案であること。水門扉の操作と関連した水叩き長、河床変動の問題、など、実施にあたっては、さらに検討を加えなければならない事項があるものと考ええる。

実験の実施は、建設技術研究所が行った。

篠崎試験所長 河 付 幸 司

河川研究室長 土 屋 昭 彦

篠崎試験所 馬 場 亨

以 上

図面一覧表

図-1	模型範囲図	1枚	図-20	時間別河床変化図	1枚
図-2	可動せき図	2枚	図-21	実験No. 6, 7, 8 河床変動 平面図	3枚
図-3	河床材料図	1枚	図-22	略図	1枚
図-4	水位計算による 11.4kmにおけるH~Q	1枚	図-23	下流案可動せき水叩き	2枚
図-5	上流案測定位置図	1枚	図-24	下流案測定位置図	1枚
図-6	中央橋 H~T	1枚	図-25	実験No. 9, 10 横断面	24枚
図-7	実験No. 1, 2 横断面	34枚	図-26	実験No. 9, 10 河床変動 平面図	2枚
図-8	実験No. 1, 2 河床変動 平面図	2枚	図-27	実験No. 10 河床変動、水位 縦断面図	1枚
図-9	実験No. 2 河床変動 水位、縦断面図	1枚	図-28	実験No. 9, 10 H~T図	7枚
図-10	上流案水叩き図	1枚	図-29	実験No. 9, 10 流向図	2枚
図-11	実験No. 3, 4 (上流案) 河床変動横断面	35枚	図-30	水叩き上の流速分布	1枚
図-12	実験No. 3, 4 河床変動 平面図	2枚	図-31	経年変化図	3枚
図-13	実験No. 4 河床縦断面	1枚	図-32	流心線図	2枚
図-14	水叩きの有無による比較	1枚	図-33	最深河床位置図	1枚
図-15	実験No. 5 (上流案) 河床縦断面	1枚	図-34	低水路流況、航測による 流速図	1枚
図-16	実験No. 4, 5 比較図	1枚	図-35	河床変動上・下流案比較	2枚
図-17	実験No. 3, 4 水位時間	8枚	図-36	上・下流案、可動せき前 後横断面	2枚
図-18	実験No. 3, 4 流向図	2枚	図-37	12.4km~13.4km経年変 化横断面	6枚
図-19	実験No. 6, 7, 8 河床縦断面	1枚			

計 158 枚

図一十

吉野川平面図

縮尺 1:30,000.

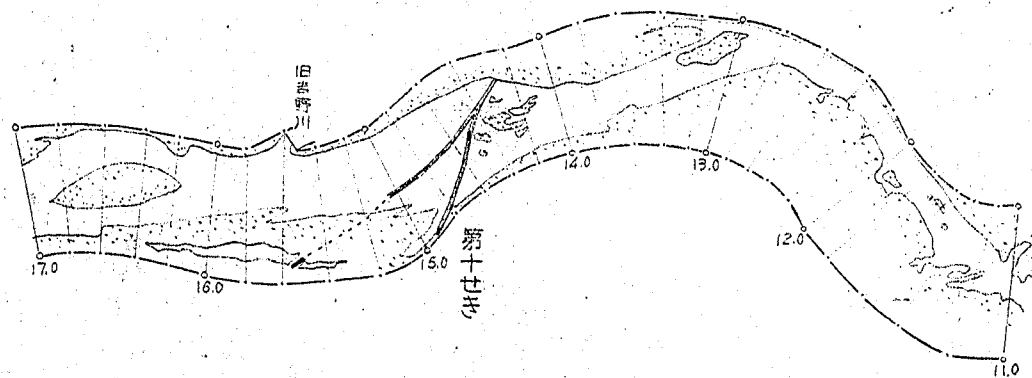


图 2- (1) 水内概要图

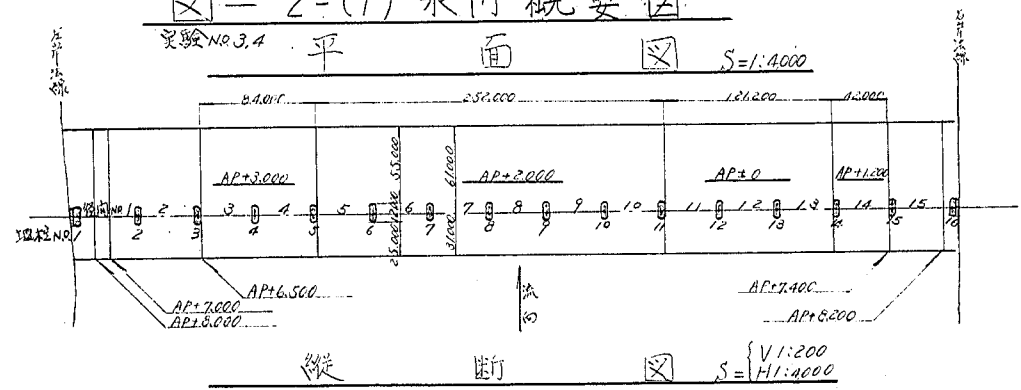
实验 No. 3, 4

平

面

图

$S=1:4000$



横

断

图

$S = \begin{cases} V 1:200 \\ H 1:4000 \end{cases}$

AP+1.5m

10

5

0

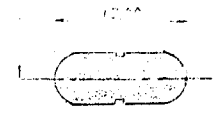
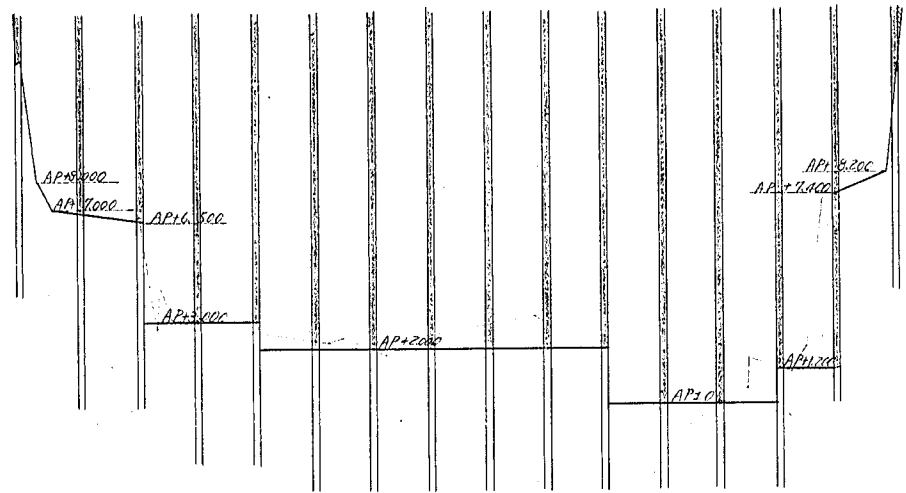
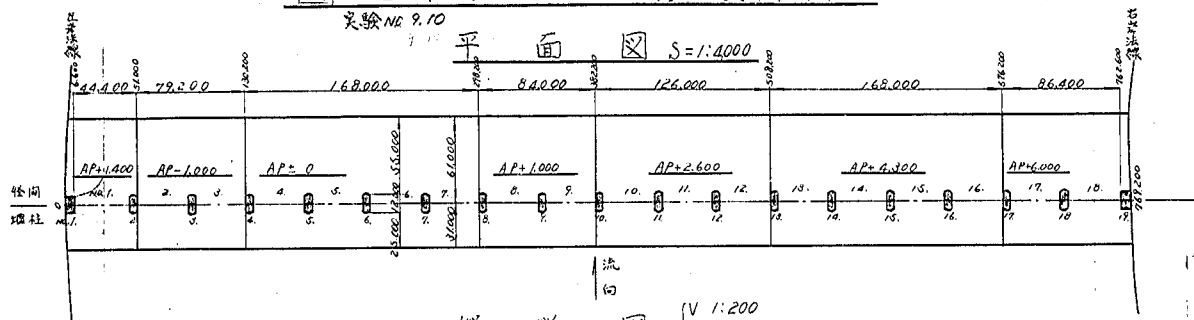


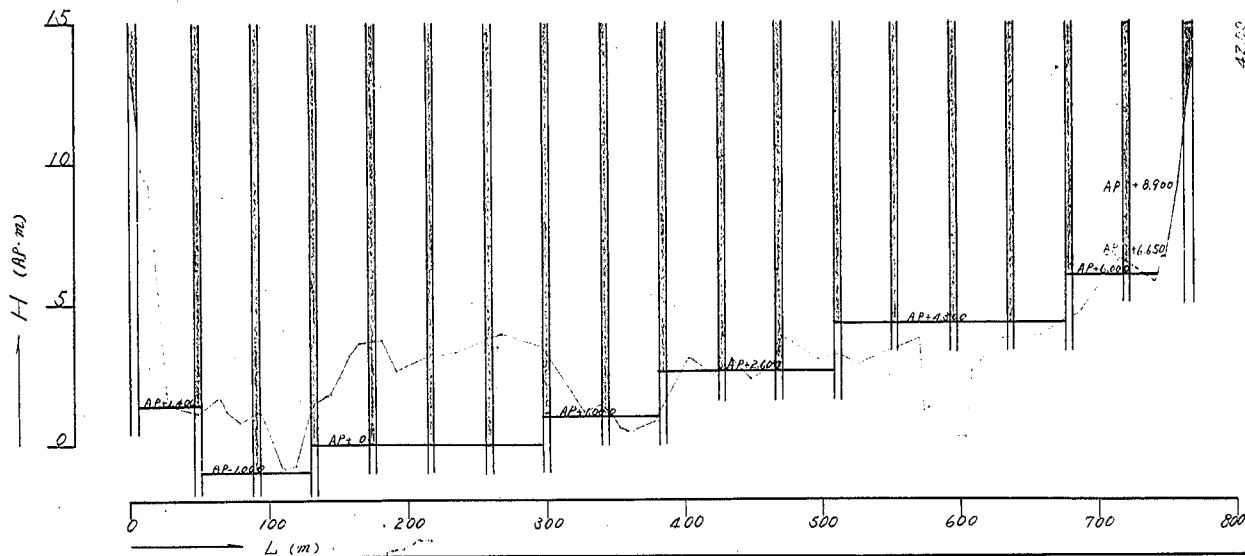
图-2-(2) 水门概要图

实验 No. 9.10

平面 图 $S=1:4000$



断面 图 $S=H 1:4000$



四-3 河床材料

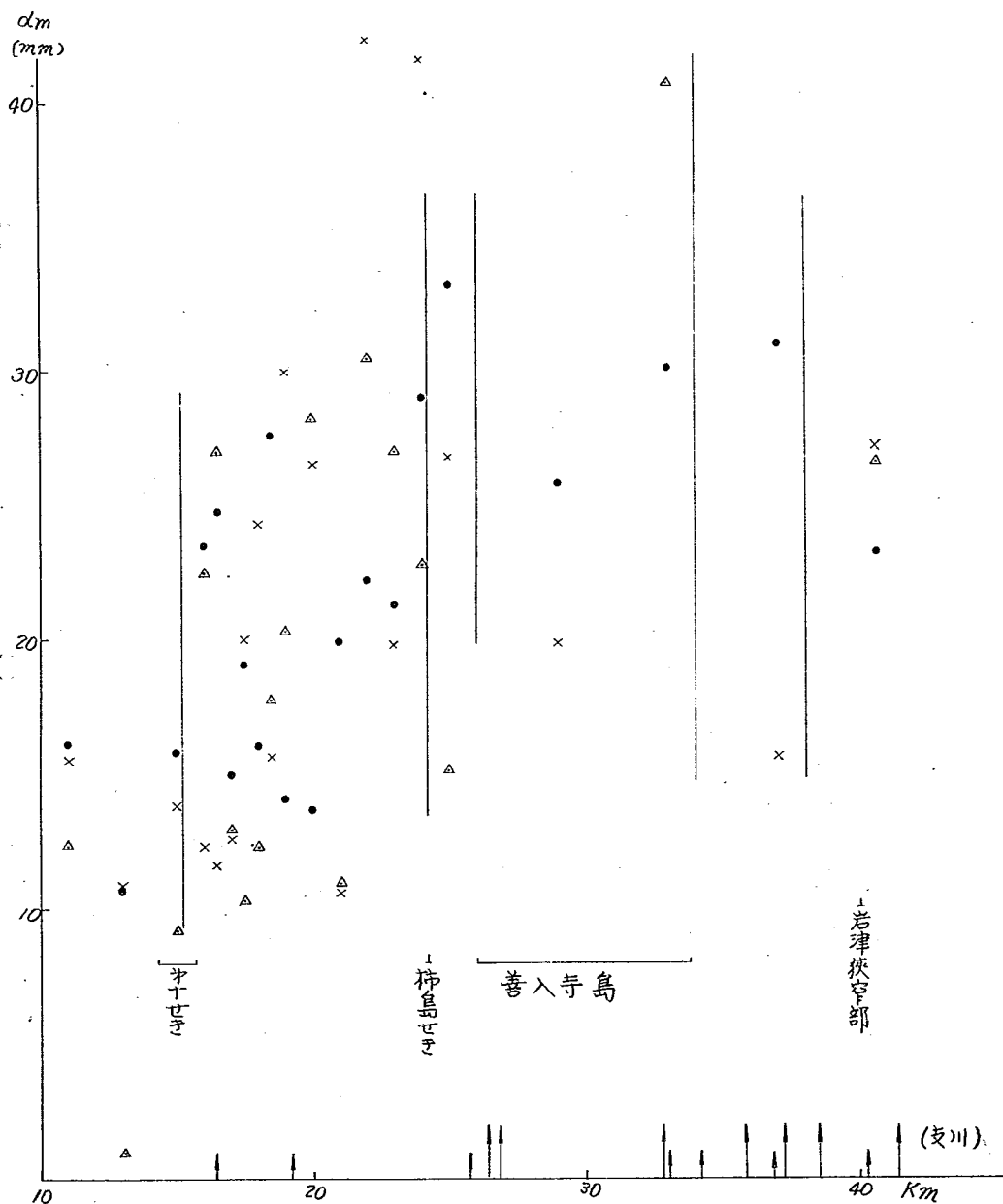
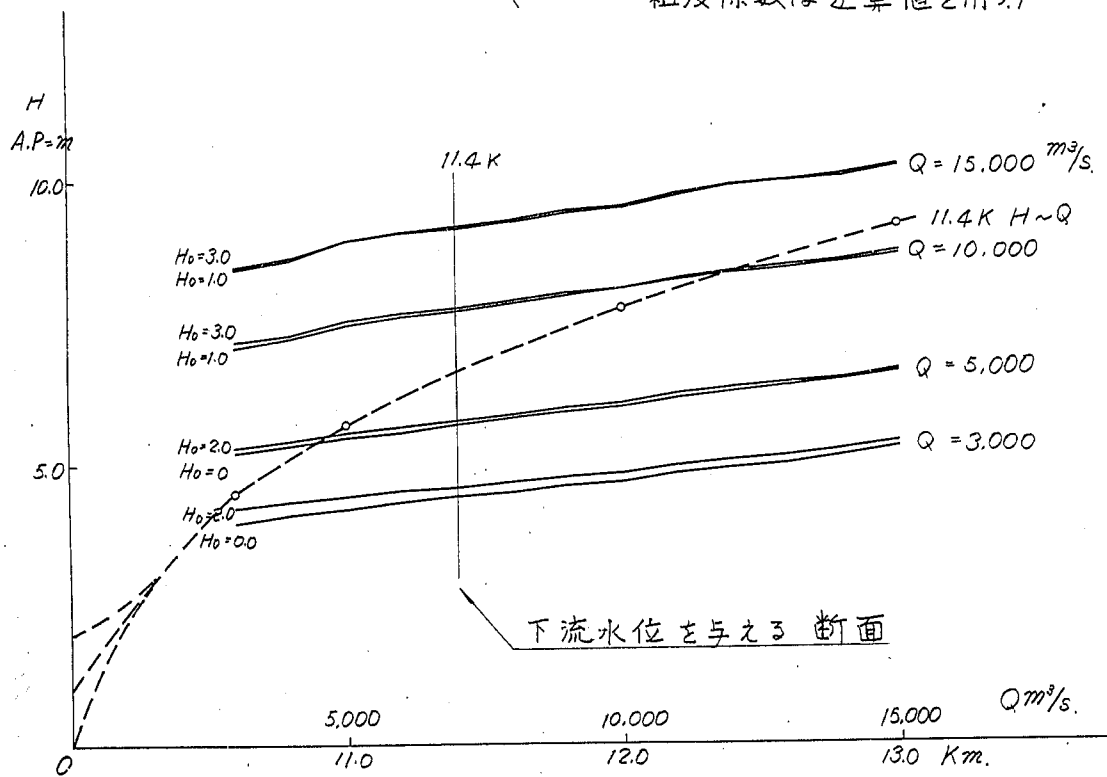


図-4 吉野川不等流計算

(河口より13.0Kまで)
粗度係数は逆算値を用う。



凡例

- 水位测定位置
- 横断面
- 辅助横断面

