

土 木 研 究 所 資 料

余野川ダム水理模型実験報告書 (分派導水施設編)

昭和61年2月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室

Copyright ©1986 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

要旨

本報告書は、淀川水系猪名川左支川余野川の右支川北山川に建設される余野川ダムの内、分派導水施設に関して昭和58年度から60年度にわたって実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

分派導水施設は、沈砂池、上流越流堰、側水路部、下流越流堰、ダム導水路、常用洪水吐きオリフィスおよびその減勢工、本川維持用放流管およびダム導水用オリフィスに区分して取り扱う。上流又は、下流越流堰の検討は縮尺 1/20 の木材を主体とする模型を使用し、全体の形状および規模の検討は縮尺 1/50 の木材およびモルタルを主体とする模型を使用し、常用洪水吐きオリフィス等の抽出実験は、縮尺 1/15 の木材を主体とする模型を使用して行っている。

以上の水理実験を中心に、余野川ダムに適切な分派導水施設を検討した。

キーワード：ダム水理模型実験、分派堰、常用洪水吐きオリフィス、本川維持用放流管、ダム導水用オリフィス

序

本報告書は、近畿地方建設局の依頼により昭和58年度から昭和60年度にわたって建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室の担当で実施した、余野川ダムで計画されている分派導水施設に関する水理設計ならびに水理模型実験の検討結果をとりまとめたものである。なお、報告書の執筆は中西徹が担当している。

昭和61年2月

建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室長

高 須 修 二

ま え が き

本報告書は、近畿地方建設局の依頼により昭和58年度から昭和60年度にわたって建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室の担当で実施した、余野川ダムの内、分派導水施設についての水理設計ならびに水理模型実験の検討結果をとりまとめたものである。

余野川ダムは、淀川水系猪名川左支川余野川の右支川北山川の箕面市下止々呂美地先に建設される多目的ダムで、猪名川軍行橋下流に建設予定の高水敷を利用した河川浄化施設と一体となって水資源の開発を行うとともに、洪水調節、流水の正常な機能の維持、増進を図ることを目的とした猪名川水利用高度化事業の一部である。

ダムは、分派導水施設を伴う間接貯留方式の重力式コンクリートダムで、高さ74m、総貯水容量17,200,000 m^3 、有効貯水容量16,600,000 m^3 の規模で計画されている。

分派導水施設（以下分派堰と称する）は、余野川の箕面市上流上止々呂美地先に建設が予定されており、分派堰により、ダム及び下流河道に分派させ、洪水調節及び流水の正常な機能の維持を図るものである。分派堰に関する検討は、分派堰の内、洪水分派用非常用の上流、下流堰についての抽出実験、分派堰周辺の河道を含めた全体模型実験をダム水理実験施設において、また、常用オリフィス、ダム導水用オリフィス及び本川維持用放流管についての抽出模型実験はダム水理実験施設別棟において実施された。

なお、現時点では導水トンネルの設置標高、断面等の諸元およびダム導水用オリフィス等の位置付けが確定していないため、細部については今後見直す必要が生じるものと思われる。

施設全体の基本的事項については本報告書に記載する実験の範囲内で十分に対処出来るものと判断している。

昭和61年2月

建設省土木研究所 ダム水工研究室

目 次

まえがき

第 1 章 分派堰計画概要	1
1. 1 分派堰計画地点	3
1. 2 分派堰の機能	3
第 2 章 分派堰検討経緯	11
第 3 章 抽出模型実験（トンネル導水施設）.....	17
3. 1 実験内容	19
3. 1. 1 実験目的	19
3. 1. 2 実験方法	19
3. 1. 3 模型及び相似則	19
3. 2 原案形状の実験結果	19
3. 3 原案形状における問題点の対応策	24
3. 4 分派堰形状の選定	30
第 4 章 全体模型実験	33
4. 1 実験内容	35
4. 1. 1 実験目的	35
4. 1. 2 実験方法	35
4. 1. 3 模型及び相似則	35
4. 1. 4 固定床河道模型	35
4. 1. 5 分派堰模型	38
4. 2 分派堰設置前の河道流況	41
4. 3 分派堰設置後の河道及び堰周辺の流況	46
4. 3. 1 分派堰設置後の河道流況	46
4. 3. 2 分派堰周辺の流況	54
4. 4 分派堰周辺の流況改善及び分派流量	56
4. 4. 1 沈砂池流況改善	56
4. 4. 2 沈砂池流況改善後の諸水理量	64
4. 4. 3 分派堰下流の流水処理の検討	76
第 5 章 抽出模型実験	93
5. 1 実験内容	95
5. 1. 1 実験目的	95
5. 1. 2 実験方法	95
5. 1. 3 模型及び相似則	95

5. 2. 常用洪水吐きオリフィス	95
5. 2. 1 設計条件および水理計算	95
5. 2. 2 水理模型実験	99
5. 2. 3 最終案形状の機能	114
5. 3. 本川維持用放流管	123
5. 4. ダム導水用オリフィス	125
第6章 検討結果	129
あ と が き	137

第 1 章 分 派 堰 計 画 概 要

THE HISTORY OF THE UNITED STATES

第 1 章 分派堰計画概要

1.1 分派堰計画地点

分派堰設置地点は、図-1に示すように余野川ダム計画されている北山川と余野川の合流点より上流約3,300mの大向橋付近に計画されている。この地点付近の河床標高は概ねEL.230～235mであり、ダムのサーチャージ水位EL.211.0m及び設計洪水位EL.212.5mより高い位置である。分派堰設置地点は図-2に示すように大向橋上流にA案、B案、C案の3つの案が選定されている。抽出実験（トンネル導水施設）の段階では、堰設置地点が明確でなく、基本的な検討を行う形状としてB地点案の形状を使用している。その後、事務所の方で検討された結果、C地点案に決定された。それ以降の模型実験はこれを基本形状として検討している。

1.2 分派堰の機能

設計条件は以下に示す通りである。

- (1) 本川維持流量最大 $0.475 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保する。
- (2) 中小降雨^{※1}による流出量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下に対しては、ダムの水位との関係でダム、本川へのどちらへも放流可能とする。
- (3) 計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ ^{※2} に対しては、ダムへ $260 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流へ $40 \text{ m}^3/\text{s}$ の割合で分派する。
- (4) 設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ^{※3} に対しては、ダムへ $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、本川下流へ $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の割合で分派する。
- (5) 分派堰操作ルールは、一定開度方式により以下の通りとする。

$$\begin{array}{lll} Q_0 \leq 0.475, & Q_1 = 0, & Q_2 = Q_0 \\ 0.475 < Q_0 \leq 30, & Q_1 = 0 \sim 29.525, & Q_2 = Q_0 - Q_1 \\ 30 < Q_0 \leq 300, & Q_1 = Q_0 - Q_2, & Q_2 = 30 \sim 40 \end{array}$$

ここに、

Q_0 : 分派堰への流入量 (m^3/s)

Q_1 : 余野川ダムへの導水量 (m^3/s)

Q_2 : 分派堰下流本川への放流量 (m^3/s)

※1 ダムでの洪水調節開始流量 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ に満たない降雨による流出量。

※2 猪名川本川下流、戸の内地点における確率 1/200 洪水流量を対象とした流量で、この時の分派堰地点のピーク流量である。この時の水位を計画高水位と称する。

※3 本流量は、分派堰の規模を想定するためと、ダム計画との整合性をとるために決定された流量で、分派堰上流集水面積 22.8 km^2 により、クリーガー曲線から算出されたものである。なお、地域係数は $C = 41$ (近畿) である。この時の水位を設計洪水位と称する。

以上の設計条件に基づいて計画された分派堰は、図－４に示す２案で、基本的には常用オリフィスである設備２，ダムへの導水設備である設備１（側水路を経て導水トンネルへ導く設備で，導水量を制御するためトンネル呑口直上流に，ゲート等の設置が計画されている。）及び設計洪水流量に対応する下流越流堰（非常用下流放流施設）の設備３から成る。なお，設備４は常時満水位を維持するための上流越流堰である。本川下流維持流量を確保するための放流設備は，設備２と並んで配置される。この２案の違いは，上流堰に対する下流堰の高さの違いであり，この高さの関係で側水路内の流況が異なる。常時満水位から計画高水位の間の流況を，Ⅰ案は上流堰から完全越流状態で側水路内に横越流流れを形成させるのに対し，Ⅱ案は設備１による背水効果により上流堰が支配断面とならない程度とし，つまり潜り越流状態に近づけて側溝水路内の水面変動をおさえようとするものである。

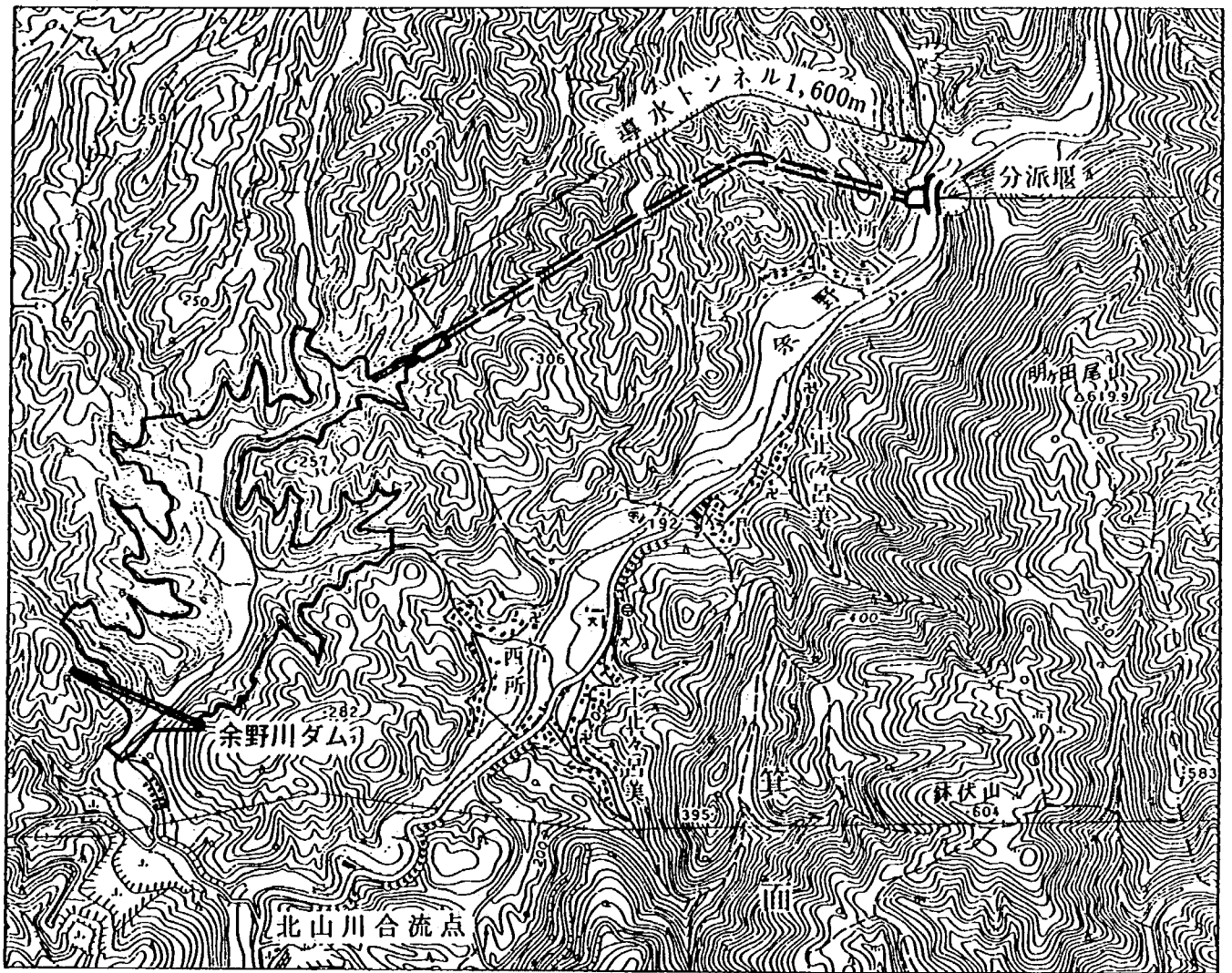


図-1 導水施設図



図-2 分派堰計画地点案

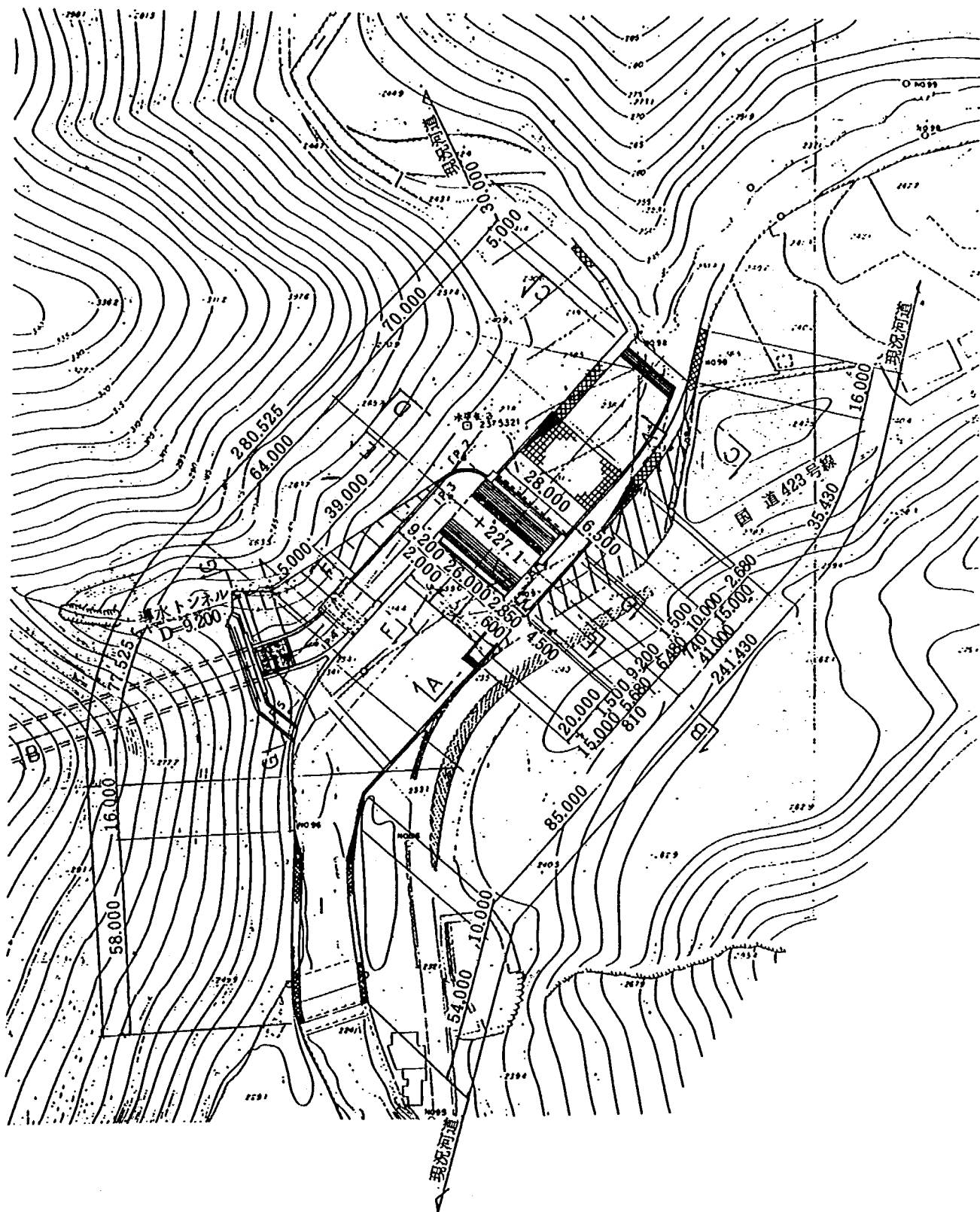
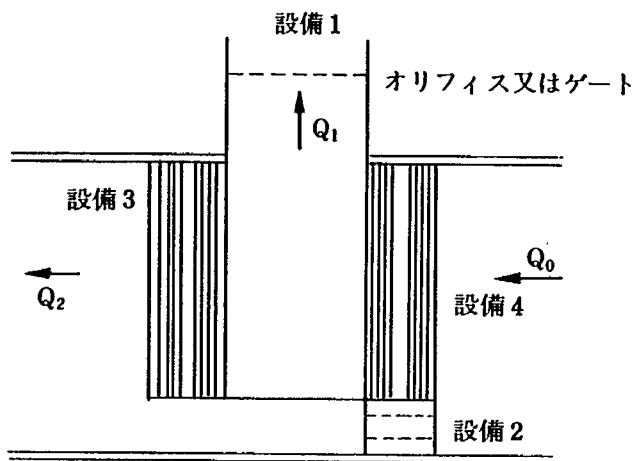


图-3.1 B地点案(抽出实验)



図-3.2 C地点案

I 案



II 案

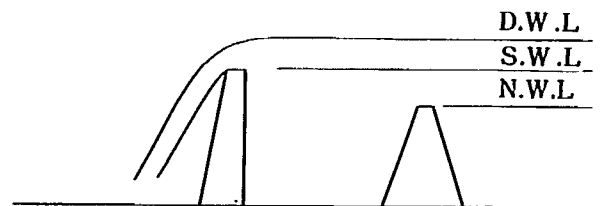
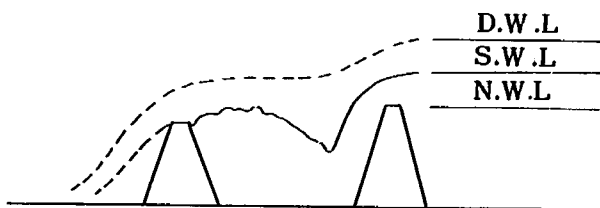
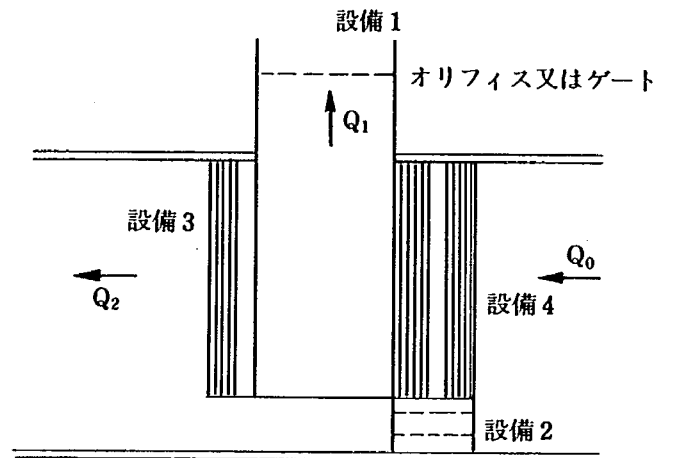


図-4 分派堰概要図

第 2 章 分 派 堰 検 討 経 緯

第 2 章 分派堰検討経緯

分派堰の検討は図-5 のフロチャートに示す経緯で、トンネル導水施設の抽出模型実験、全体模型実験および常用洪水吐きオリフィスの抽出実験を実施している。

(1) 抽出模型実験 (トンネル導水施設)

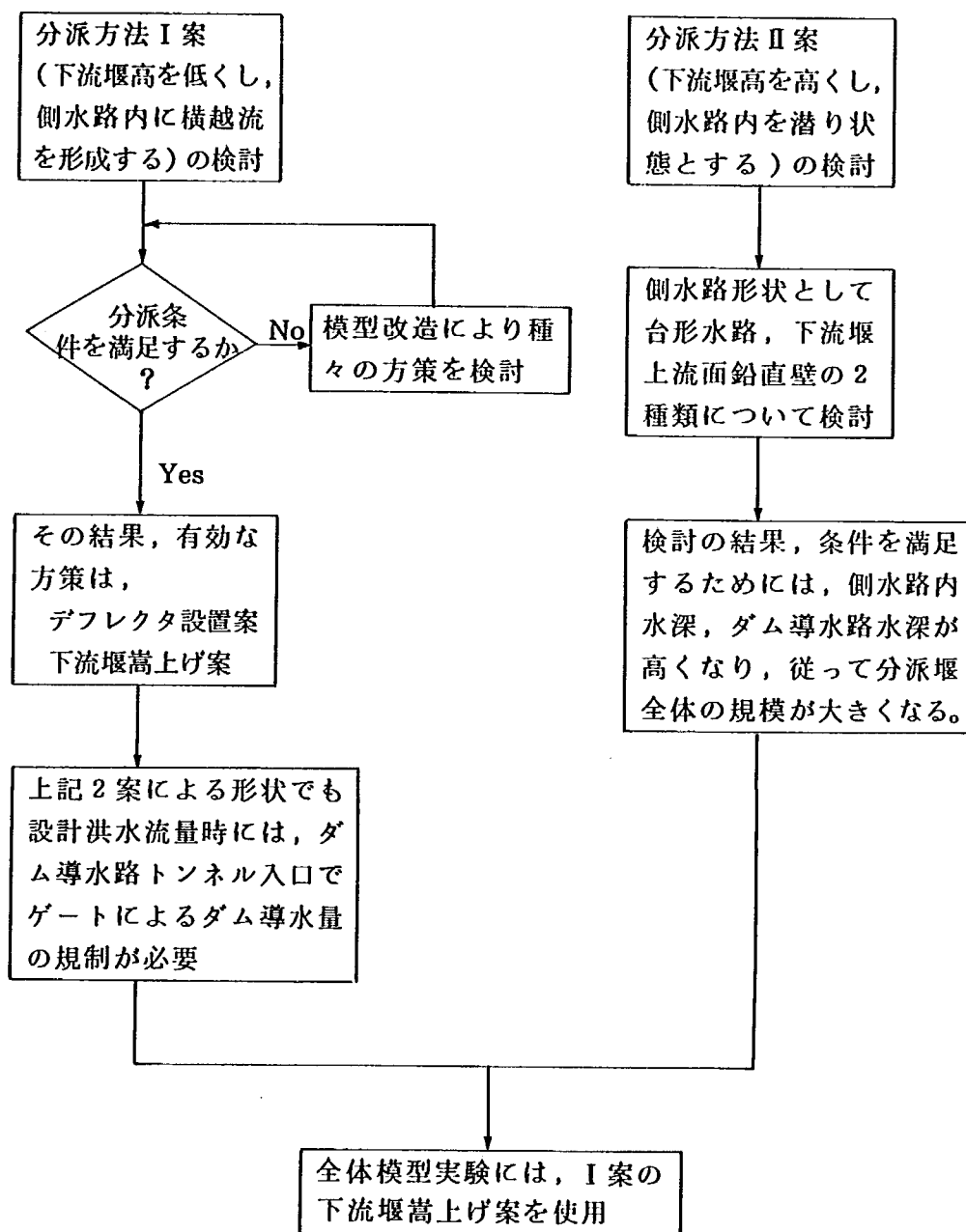
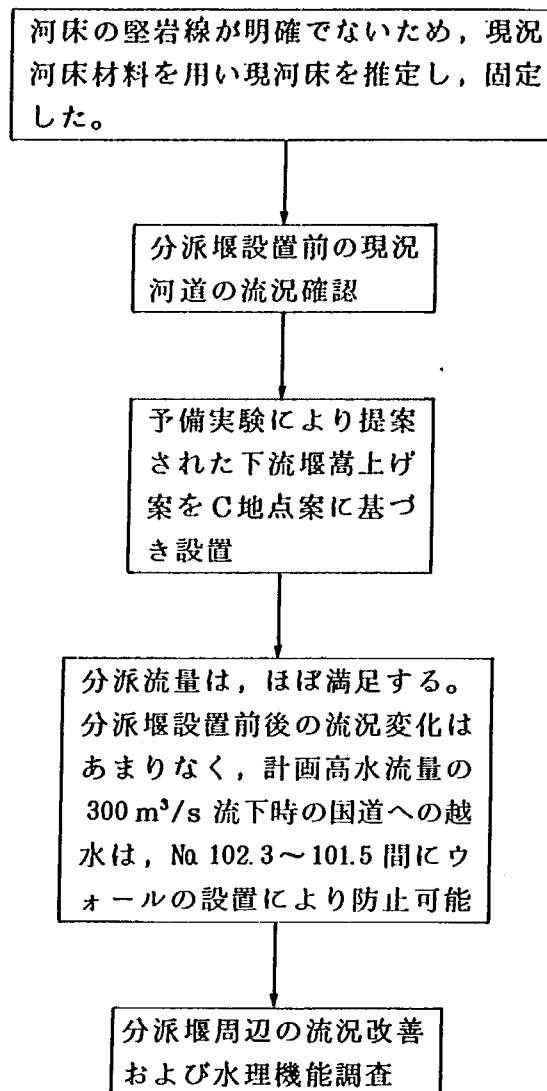


図-5.1 (1) 分派堰検討経緯

(2) 全体模型実験



図一 5.2 (2) 分派堰検討経緯

(3) 抽出模型実験

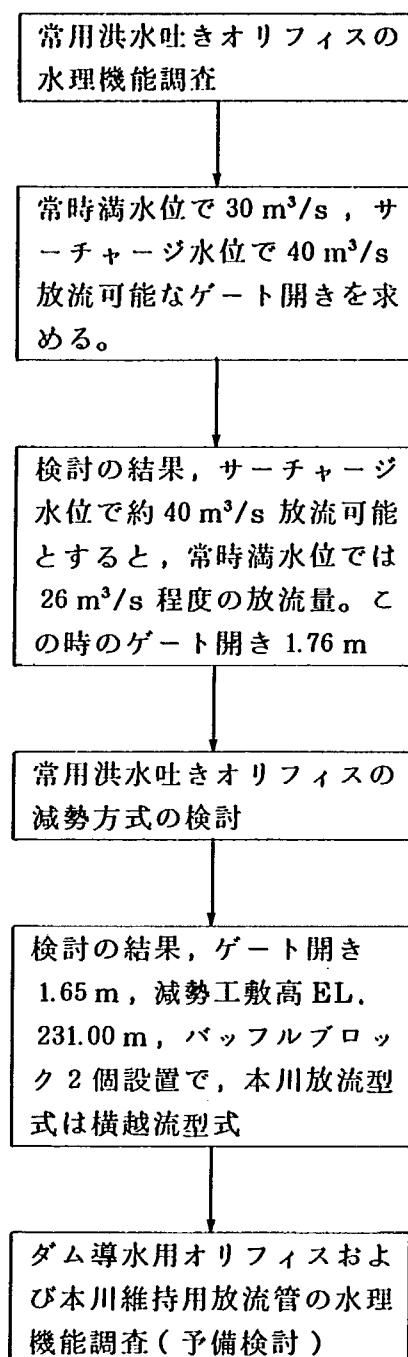


図- 5.3 (3) 分派堰検討経緯

第 3 章 抽出模型実験（トンネル導水施設）

第3章 抽出模型実験（トンネル導水施設）

3.1 実験内容

3.1.1 実験目的

余野川ダム分派堰は、低水時および高水時での水理機能を発揮するために、常用オリフィス、河川に横断して上流堰、下流堰、上流堰と下流堰間に側水路を設け、この側水路からダムへの導水路へと連結されている。この抽出実験では、常用オリフィスを除く、上流堰、下流堰の基本的な水理機能の調査を目的とする。

3.1.2 実験方法

分派堰の抽出模型（縮尺 1/20）を用いて、上流堰および下流堰の放流能力、側水路内の流況、ダム導水路水位による側水路内への影響を検討した。

3.1.3 模型および相似則

模型は図-6に示す通りである。縮尺 1/20 の木製とし、模型表面はペイント仕上げとしている。なお、分派堰の上流堰、側水路、下流堰およびダム導水路の基本的な水理機能調査が目的であるため、模型は、上流堰上流水路と側水路、下流堰下流水路、ダム導水路の敷高は同一としている。従って、第4章で述べる全体模型実験で設置した分派堰への流入状況とは、接近流速の有無により若干異なることを断っておく。さらに、本抽出実験開始時の分派堰設置地点はB案地点であったが、その後事務所の方で若干の変更設計が行われた結果、C案地点となった。

実験模型と原型は幾何学的に相似であり、力学的にはフルードの相似則に従うものとする。表-1に示す相似則により原型に換算した値を本項では用いている。

3.2 原案形状の実験結果

検討を行ったケースを表-2に示す。6～10ケースは上流堰の上下面勾配は、それぞれ 1 : 0.2, 1 : 0.7 で、その他のケースは、1 : 0.3, 1 : 0.7 の形状で、下流堰の上下流面勾配は、14 ケース、14 A ケースを除くケースは 1 : 0.7, 1 : 0.3 の形状である。

実験対象流量としては、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ とするが、常用オリフィスは考慮に入っていないので、実験に用いた流量は、計画高水流量時および設計洪水流量時に、常用オリフィスで $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $45 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流するものと仮定した、 $260 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $555 \text{ m}^3/\text{s}$ を基本とした。検討は側水路内流況がⅠ案からⅡ案の順で行っている。

下流堰より越水を許容する Case 1、許容しない Case 2 では、前者が $450 \text{ m}^3/\text{s}$ 、後者が $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度を境に図-7に示す異なった流況を示す。Case 1の流況を写真-1, 2に示す。

(a) $Q_0 < 400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $450 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

1) 上流堰越流水脈は $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近から流量の増加に伴い徐々に下流面からはく離し、側水路

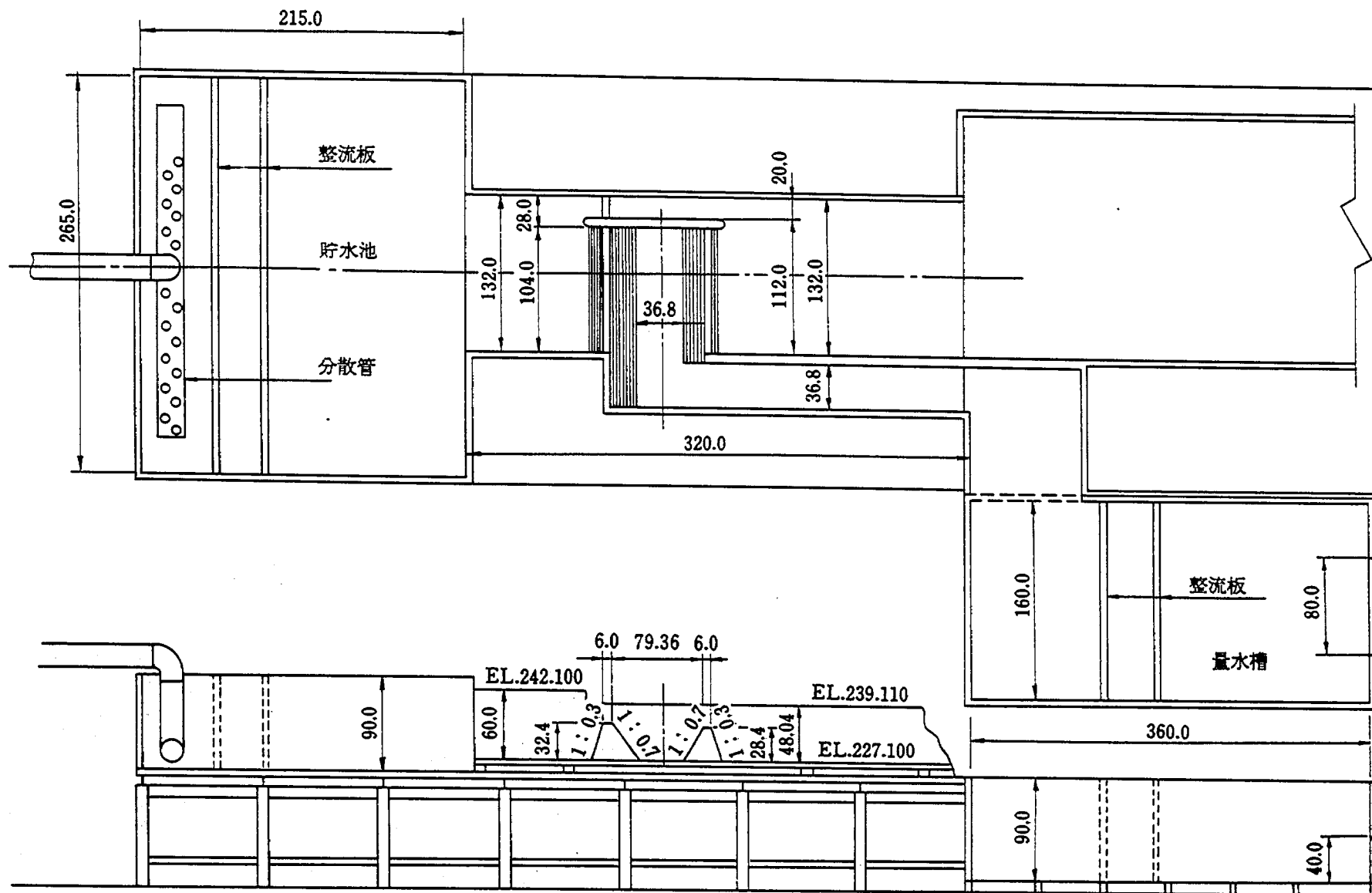


图-6 分派堰模型图 [cm]

表-1 諸量の縮率

諸量	次元	縮率	
長さ	L	1 : n	1 : 25
体積	L ³	1 : n ³	1 : 15625
時間	T	1 : n ^{1/2}	1 : 5
流量	L ³ T ⁻¹	1 : n ^{5/2}	1 : 3125
流速	L T ⁻¹	1 : n ^{1/2}	1 : 5
圧力	ML ⁻¹ T ⁻²	1 : n	1 : 25

表-2 実験ケース一覧表

	Case	流況	分派堰形状			ダム導水路 水位の調整
			上流堰天端幅	側水路幅	下流堰高	
原 案	1	I 案	1.5	9.2	7.1	—
	2		1.5	9.2	∞	—
下流堰 嵩上げ	3		1.5	9.2	9.6	—
側水路 幅拡張	4		1.5	15.0	7.1	—
	5		1.5	15.0	∞	—
上流堰 天端幅 拡張	6		3.0	9.2	7.1	—
	7		3.0	9.2	∞	—
	8		3.0	12.0	∞	—
	9		3.0	15.0	7.1	—
	10		3.0	15.0	∞	—
デフレ クター 設置	11		1.5	9.2~12.0 (D)	7.1~8.1	—
	12		1.5	12.0 (D)	8.1	—
	12 A		1.5	12.0 (D)	8.1	○
下流堰 嵩上げ および 下流堰 上流面 直壁	13	II 案	1.5	9.2	∞	—
	13 A		1.5	9.2	∞	○
	14		1.5	9.2	∞ (V)	—
	14 A		1.5	9.2	∞ (V)	○
	15		1.5	9.2	9.4	—
	15 A		1.5	9.2	9.4	○

(注) 1. (D)とはデфлекターを有する側水路を示す。

2. (V)とは、下流堰上流面勾配がゼロ、直壁を示す。

3. この実験では、B地点案を基にしているのでC案と比較する場合は、0.5 m加えること。

4. ∞とは、下流堰からの越水を許容しないものを示す。

5. 上流堰高は、8.1 m (側水路敷高基準)。

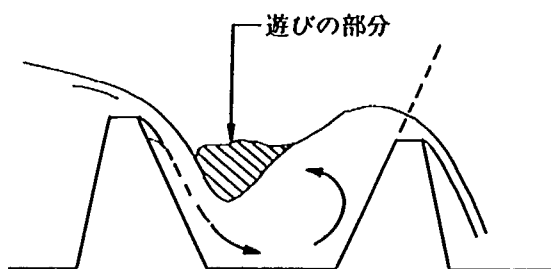


図-7-a 流況図 a

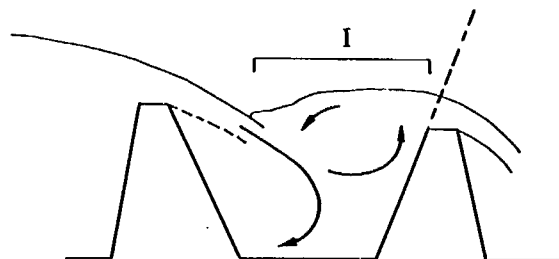


図-7-b 流況図 b

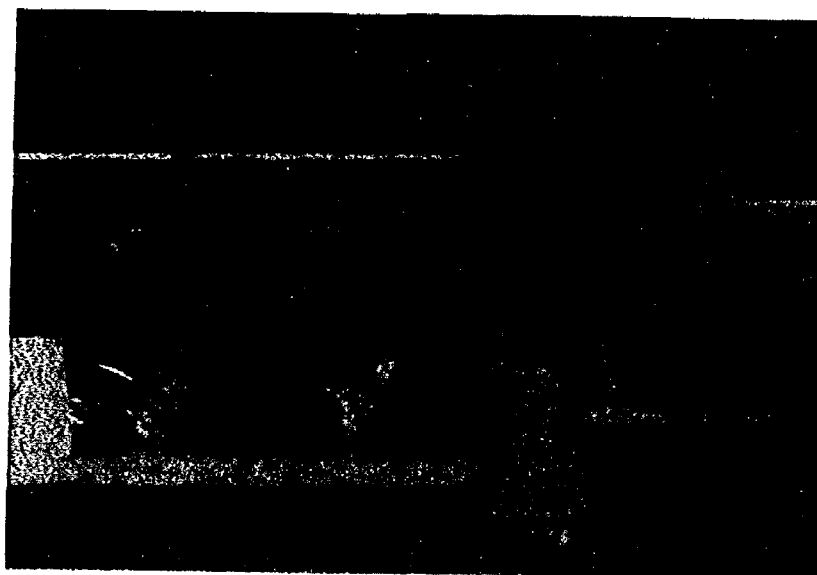


写真-1 側水路の流況（原案）：計画高水流量

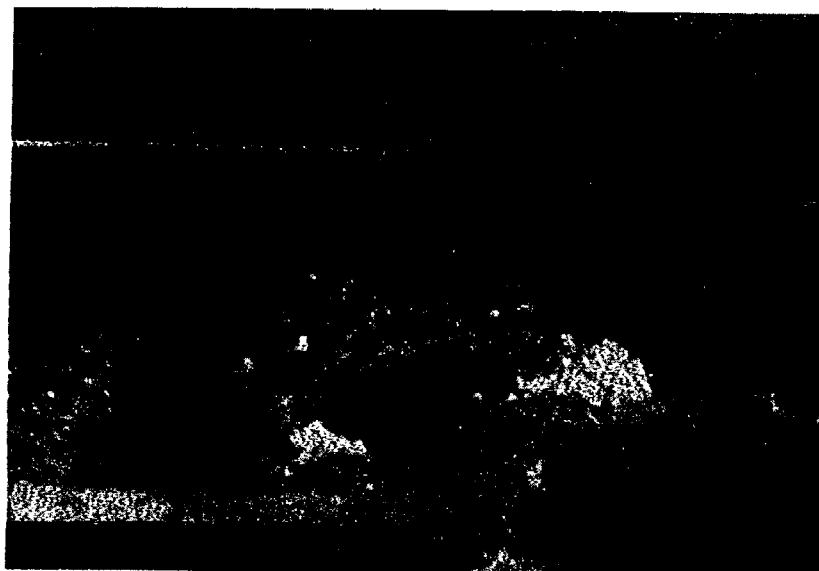


写真-2 側水路の流況（原案）：設計洪水流量

内に飛翔する流れとなる。

2) 越流水脈は完全越流状態であるが、流量増加に伴い、越流水脈背面は通気性がなくなる。

3) 側水路に流入した水脈は、側水路底面から下流堰上流面に沿って隆起し、上流側に巻き返す流れとなる。

4) 側水路における最大水深は、下流堰に沿って隆起する水面の頂点であり、この水深は、流量増加に伴って増大するが、その発生位置は流量にかかわらず下流堰上流面よりわずかに上流側である。

(b) $Q_0 > 400 \text{ m}^3/\text{s}$, $450 \text{ m}^3/\text{s}$

1) 越流水脈は上流堰下流面から完全に離れ、側水路内下流堰付近まで水平に近い状態で突入する。

2) 下流堰に衝突した水脈は、縦断面に対し下向き時計回りの流れと反時計回りの流れを形成する。

3) 越流水脈が飛越する流れとなるのは、上流エネルギーの増加と側水路の水位上昇によるものである。

4) 側水路内の最大隆起水深は、Case 1 のように越流を許容する場合は、下流堰頂部付近に現われ、Case 2 では下流堰直上流面に現われる。

5) 縦断面に対し、時計回りと反時計回りの流れによる水面の動揺は著しく、図-7-bのIの水面は時折上下流に移動し、それにつれて越流水脈および貯水池水位も若干上下する。

流況 a, b に係わらず、縦断的流況が支配的で、側水路上流端から下流端への流れは、それほど大きく変化しない。また、側水路下流端水位は、導水路との接続部分の 90° の曲がりにより支配されており、流量の増加につれて側水路下流水位と導水路始端水位との差が増大する傾向となっている。

Case 1 における分派量を表-3に示す。表中の実験値は、水位～流量曲線より読みとった値である。計画高水流量時では、側水路内の最大隆起水深は流況 a の領域で 9.5 m 程度になり、下流堰から本川下流への越流量が $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 確認された。設計洪水流量時での側水路内の流況は b の領域になり、上流からの接近流速の増加も加わり、上流堰越流係数は 1.97 と増大しており、越流状況も完全越流となり、分派量は計画値をほぼ満足する。

表-3 Case 1 における分派量

単位 (m^3/s)

	ダム導水量	本川下流放流量		
		合計	下流越流堰	常用オリフィス
計画高水流量	200(260)	100(40)	60	40
設計洪水流量	307(300)	293(300)	248	45

(注) () は、計画値。

3.3 原案形状による問題点の対応策

計画通りの分派を可能にするための対応策としては次の方策が考えられる。

- 1) 下流堰高を高くする。
- 2) 側水路幅を拡幅する。
- 3) 上流堰天端幅を拡大する。
- 4) デフレクターを設置する。

以下、1)～4)の効果について述べる。

(1) 下流堰嵩上げの効果 (Case 3)

ここでは、Case 1での計画高水流量時の最大隆起水深に下流堰高をあわせた場合について検討を行っている。

この時、計画高水流量時は計画通りの分派量となるが、設計洪水流量時では不完全越流となり、貯水位が上昇するとともにダムへの導水量が $428 \text{ m}^3/\text{s}$ と増大し、計画流量を大きく上回った。従って、単に、下流堰高を計画高水流量時の最大隆起水深にあわせるのみでは分派流量を満足させる事は無理であることがわかった。

(2) 側水路幅の拡幅の効果 (Case 4, 5)

側水路幅拡幅における流況概念図を図-8に示す。このケースにおける流況は、原案形状の実験結果で述べた流況aが設計洪水流量まで発生する。そのため、越流水脈は完全越流状態を維持している。これは、側水路拡幅により側水路内の容量が増し、図-8に示すような隆起水面と落下水脈と

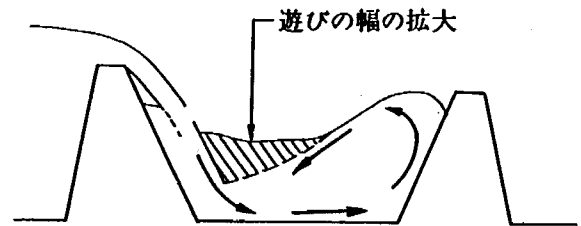


図-8 側水路流況図

の間の遊びの領域が拡大することによる。側水路内平均的水深は、ダム導水路幅(このケースでは 9.2 m)及び導水路の始端の 90° 曲がりによって支配され、また、側水路内の最大隆起水深も側水路幅拡幅により低下するように見えるが、それほど低下はなく、その隆起のほとんどは、落下水脈のエネルギーによるものである。従って、側水路幅拡幅のみでは隆起水深を低下させる事は困難である。

(3) 上流堰天端幅の拡大 (Case 6～10)

上流堰越流天端幅を 3.0 m 、上流面勾配を $1:0.2$ とし、堰の形状を広頂堰に近づけることにより、越流係数を小さくし、越流水脈の飛越する流れを緩和して側水路内の隆起水深をおさえようとしたものである。

上流堰越流天端幅拡幅の効果は、 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量までであり、それ以上の流量にはほとんど効果がなかった。その結果、越流係数を小さくした事により、全放流量に対し、貯水池水位が高くなり、分派量は拡幅前と大差はない。

(4) デフレクタの効果

検討を行ったデフレクタ形状寸法とその分派機能を表-4に示す。また、デフレクタA、B、C、

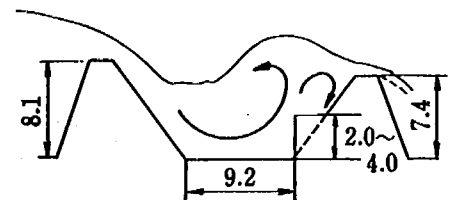
表-4 デフレクタ形状と分派機能

諸元		ケース	原 案	A	B	C	D
側水路形状	上流堰高(m)		8.1	8.1	8.1	8.1	8.1
	下流堰高(m)		7.1	7.1	7.1	7.1	8.1
	水路幅(m)		9.2	9.2	9.2	9.2	12.0
	上流デフレクタ高(m)		—	—	—	2.0	2.0
	下流デフレクタ高(m)		—	2.0	4.0	—	3.0
分派機能	Q_0 (m ³ /s)		260	263	259	262	260
	Q_1 (m ³ /s)		204	223	233	203	255
	Q_2 (m ³ /s)		56	40	26	59	5
	貯水位 EL (m)		238.30	238.25	238.20	238.01	238.21
	Q_0 (m ³ /s)		545	549	—	—	555
	Q_1 (m ³ /s)		301	309	—	—	363
	Q_2 (m ³ /s)		243(288)	240(285)	—	—	192(237)
	貯水位 EL (m)		239.95	240.11	—	—	240.38

Q_0 : 流入量, Q_1 : ダム導水量, Q_2 : 本川分派量

D形状における側水路内流況概略図を図-9, 写真-3~6に示す。

デフレクタ形状A, Bは, 側水路幅を9.2mとし, その下流側にデフレクタを取り付け, 側水路流入水脈の方向を変え, 側水路内最大隆起水深の発生する位置を上流側にずらそうとしたものである。デフレクタ形状A, Bとも原案での側水路内最大隆起水深の発生位置をほぼデフレクタ上流面付近までずらすことができる。この側水路流入水脈の



デフレクタ A & B 形状

図-9.1 各種デフレクタ設置した時の側水路の流況

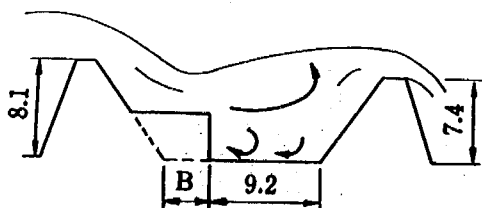


図-9.2 デフレクタ C 形状

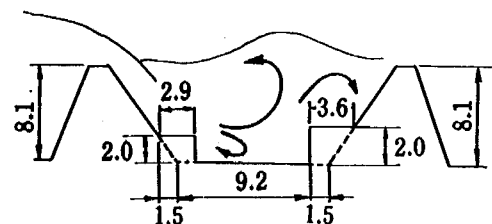


図-9.3 デフレクタ D 形状

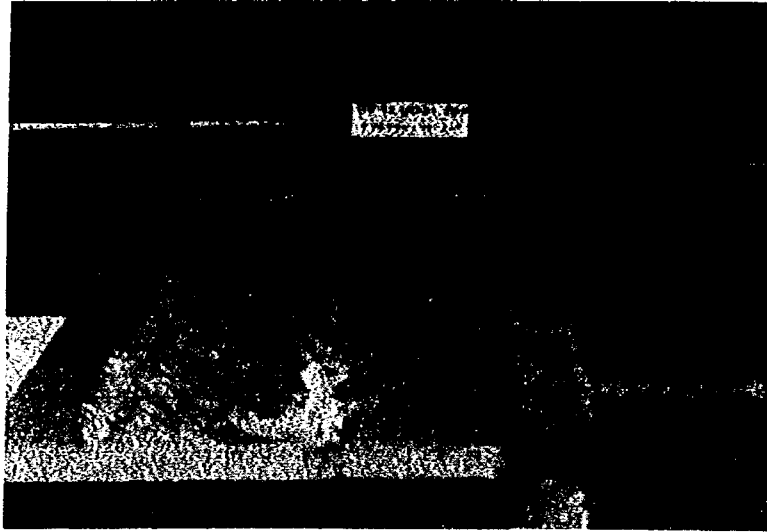


写真-3 側水路内流況（デフレクタ A 案）：計画高水流量

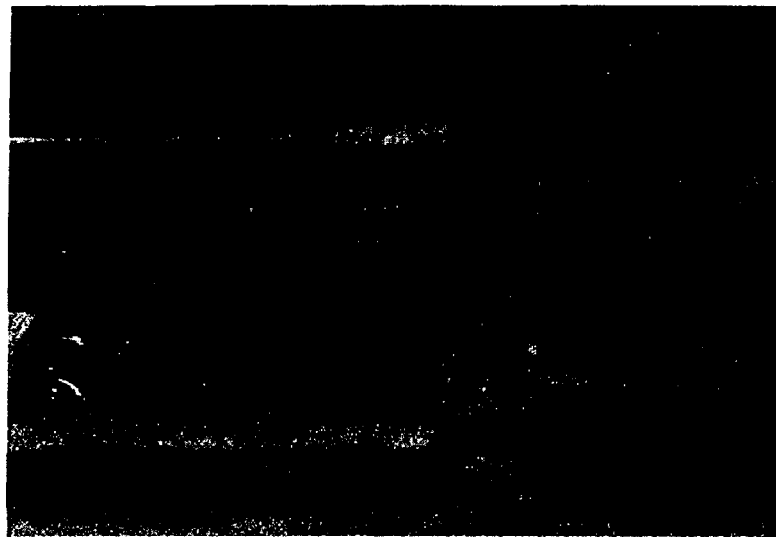


写真-4 側水路内流況（デフレクタ B 案）：計画高水流量

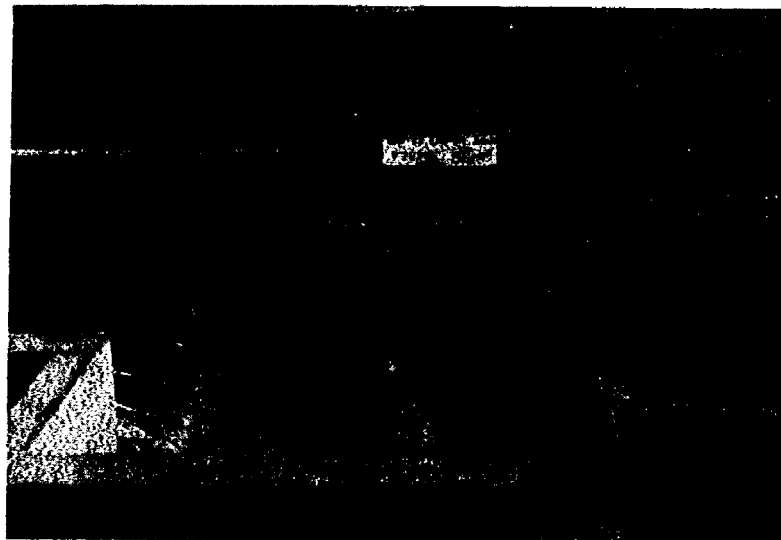
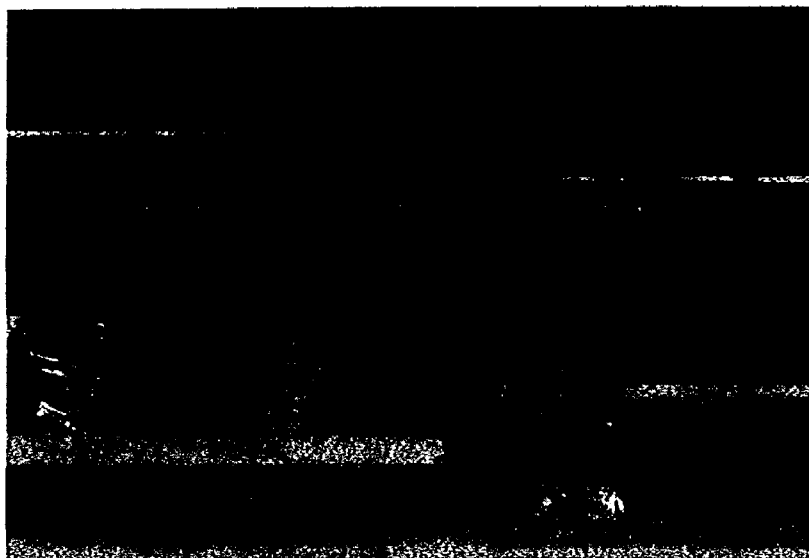


写真-5 側水路内流況（デフレクタ C 案）：計画高水流量



写真－6 側水路内流況（デフレクタ D 案）：計画高水流量

方向を変える効果はデフレクタの高さの高い方（デフレクタ形状 B）が大である。しかし，A，B 両形状とも側水路幅を 9.2 m としているため，最大隆起水深と下流堰天端間の余裕がなく，デフレクタ上に発生する時計回り（縦断面方向）の渦による水面の動揺のため越水は完全には収まらなかった。

デフレクタ形状 C は，側水路上流側にデフレクタを設置して，側水路流入水脈の拡散により側水路内隆起水深を減少させようとしたものである。側水路への流入水脈は上流貯水位の増加に伴い，上流堰から飛翔するような流れとなり，このデフレクタによる水路断面減少の影響が大きいことがわかった。そこでデフレクタ設置による水路断面積の減少をカバーするため側水路幅を 12.0 m とし，側水路上流側と下流側にデフレクタを設置した D 形状について検討を行った。この時の上流側，下流側のデフレクタ天端幅は，それぞれ 2.9 m，3.6 m である。計画高水流量流入時で， $20 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度越水が認められた。側水路幅を大きくしデフレクタ天端幅を充分確保すれば，越水は減少させる事が可能であろうが，これ以上設備規模を大きくするとメリットがなくなるため幅を 12 m で固定して，下流堰高を 7.4 m から 8.1 m（側水路敷高基準，上流堰高と同高）とし，デフレクタ D 形状でのダム導水路側下流水位調整の有無による分派機能について検討を行った。（Case 12，12 A）その結果を図－10に示す。

ダム導水路側下流水位調整なしの分派量状況は，ほぼ $260 \text{ m}^3/\text{s}$ （常用オリフィス $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を除いた流量）で本川下流側への分派が開始されるが，設計洪水流量 $555 \text{ m}^3/\text{s}$ （常用オリフィス $45 \text{ m}^3/\text{s}$ を除いた流量）を流下させるには，設計洪水位より高い 5.15 m 程度の貯水池水位となる。この時ダム側への導水量は計画値の $300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し，約 $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 増となっている。しかしながら，計画高水流量以上の流入量に対し，ダム導水路終端（トンネル入口）付近にゲート，オリフィス等の流量調節用構造物を設け，貯水池側へ水位上昇をきたさない範囲でダム導水路下流水位を調節するとともに，導水路壁からの越水を許容すれば $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の調節は可能と推測できる。なお，Case 12 A

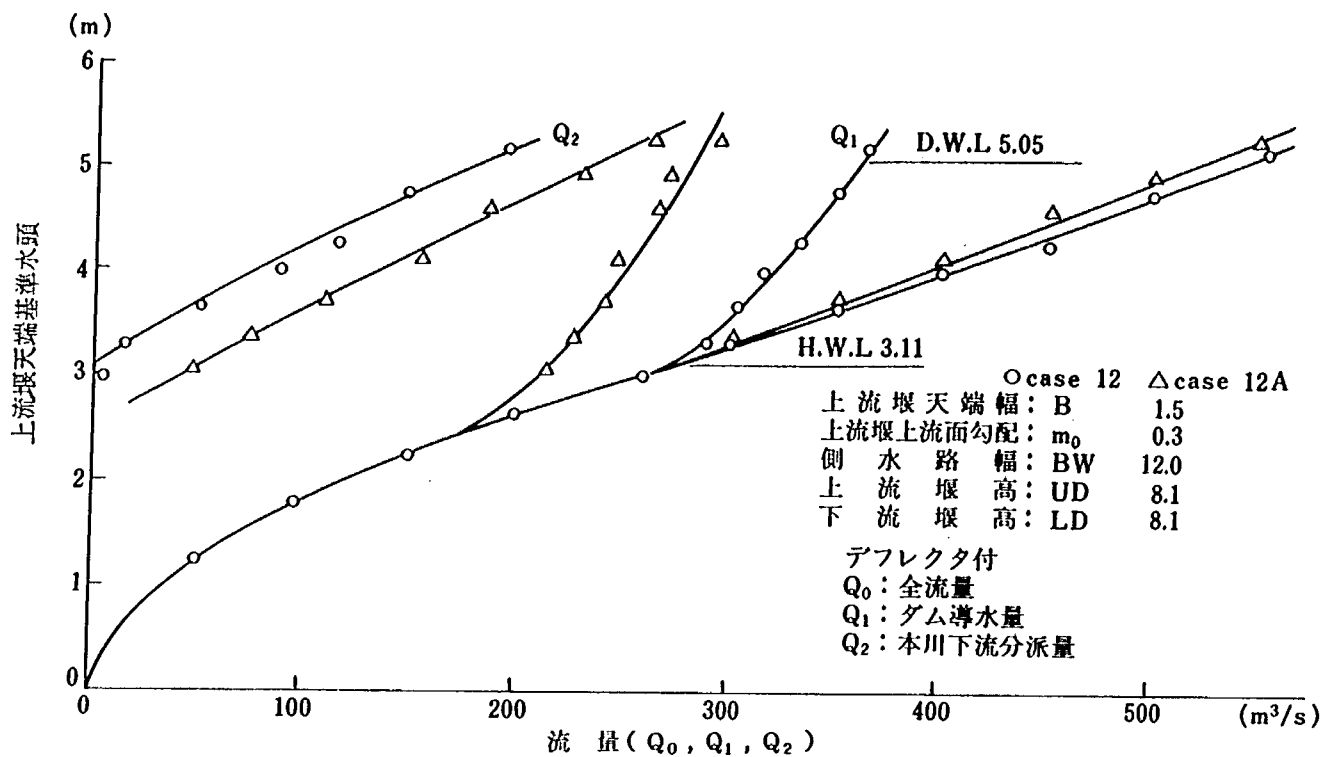


図-10 分派堰の水位と流量 (デフレクタ D 形状)

は、Case 12 での $555 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の分派量をダム導水量 Q_1 : 本川下流分派量 Q_2 を $300 : 255$ になるようにダム導水路下流水位を調節した時の $260 \text{ m}^3/\text{s} \sim 555 \text{ m}^3/\text{s}$ の分派量を調査したものである。(図-10 参照) この結果、ダム導水路水位の変化により分派量は大きく変化するが、上流貯水池水位へ及ぼす影響は小さいことがわかった。

従って、このダム導水路水位調節と、導水路壁から本川への横越流を併用すれば、所定の分派機能は得られるものと思われる。

(5) II 案の適用についての検討

ここでは、側水路形状を原案と同様 (側水路幅 9.2 m , 下流堰高 ∞ , 下流堰上流面勾配 $1 : 0.7$) とし、ダム導水路下流水位を調節することにより、分派開始流量から徐々に上流堰からの越流状態を潜り越流に近づけ、計画高水流量時では完全な潜り越流にしようとする図-4 の II 案の適用について検討を行った。検討対象流量を $260 \text{ m}^3/\text{s}$ (常用オリフィスの $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を除いた流量) とし、ダム導水路下流水位の変化と側水路内最大隆起水深、平均水深及び貯水池水深の変化を調査した。その結果側水路の流況は、ダム導水路下流水位のわずかな変化で非常に敏感に反応し、ダム導水路下流水位上昇に反比例して側水路の平均水深と最大隆起水深との差が縮まり、水面が一様となり、水面変動は収まる。さらにダム導水路下流水位を上昇させれば、貯水池水位にも影響を及ぼす。

II 案として最も良好な流況を示す写真-7 (ダム導水路下流水深 10.8 m) を採用した場合、計画高水流量時には、次の水理量となる。

- 1) 貯水池水位は、計画高水位 EL. 238.31 m を上回り、EL. 239.48 m となる。
- 2) 下流堰高は、最大隆起水深 11.9 m に対応させるため、EL. 239.0 m は必要となる。

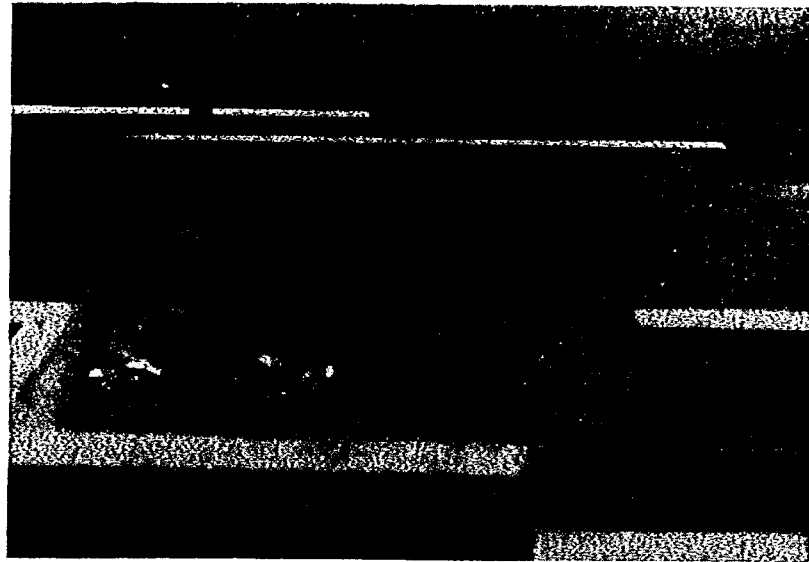


写真-7 側水路の流況 (Case 13 A)

3) 導水路導流壁は、ダム導水路下流水深 10.8 m を確保する EL. 237.9 m は必要となる。また、設計洪水流量流下時の上流貯水位は下流堰とともにダム導水路導流壁から本川側への越流を許容しても、計画上の水位よりも大きくなる事が推測される。従って、本案の適用に際しては分派堰全体の規模の拡大が必要となる。

(6) 下流堰上流面直壁の効果 (Case 14, 14 A)

ここでは、下流越流堰の上流面勾配を鉛直とした場合についての側水路内流況及び水理機能を検討した。

まず、ダム導水路下流水位調整をしない場合の流況は、側水路流入水脈が直壁に沿って噴き上がる流況となるが、流れは下流越流堰上流面に勾配 (1 : 0.7) がある場合と大差はない。但し、 $100 \sim 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の間で側水路内で巻き返された水脈と上流堰を越流してきた水脈との干渉により、水面の動揺をきたし飛沫が発生する。計画高水流量時にダム導水路下流水位を上昇させて流況を出るだけⅡ案にするように調整し、上流堰越流水脈が不完全越流になるのを避けると、計画高水流量に対して必要となる下流堰高は 11.3 m、天端は EL. 238.4 m である。また、設計洪水流量流下時には、ダム導水路導流壁から本川側への越水を許容しても計画上の水位を上回ることが予想され、本案の適用には設備全体の拡大が必要となる。

(7) 下流堰高の効果 (Case 15, 15 A)

下流堰を単に側水路内最大隆起水深に合わせるだけでは、設計洪水流量時にダムへの導水量が増大するために、出来る限り下流堰高をおさえたものとする必要がある。そこで、ここでは、下流堰高を 9.4 m (側水路敷基準)、側水路形状は原案と同じとして、分派機能の検討を行った。

ダム導水路下流水位の調節を行わない場合の分派量は、上流貯水池水位 EL. 238.2 m 程度で常用オリフィス分の $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を除いた $260 \text{ m}^3/\text{s}$ をほぼ全量ダムへ導水出来ることが確認された。流量が計画高水流量を越えると、下流堰高の影響で越流状況が $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近から不完全越流となり、

貯水池水位が上昇する。設計洪水流量流下時の貯水池水位は、EL. 240.61 m程度となり、その時のダム側への導水量は $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と増大した。

以上の結果、計画高水流量に対してはダム導水路下流水位の調整なしで所定の分派量は確保できるが、設計洪水流量に対してはダム側への導水量が増大するため、ダム導水路下流にダム側への導水量を規制するためのゲートを設置し、調整を行うものとする。ゲートの開きは、 $260 \text{ m}^3/\text{s}$ ダム導水を行う時の水位に若干余裕を加えた 4.0 m の一定開度とする。

ゲートはダム導水量が $260 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えるとその効果を発揮し、ダム導水路水位、側水路水位の上昇をもたらし、下流堰からの越流量を増大させる。設計洪水流量時のダム側への導水量は $310 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と減少し、この形状の適用性が明らかになった。なお、設計洪水流量流下時の貯水池水位は EL. 241.0 m 程度である。分派流量と水位の関係を図-11 に示す。

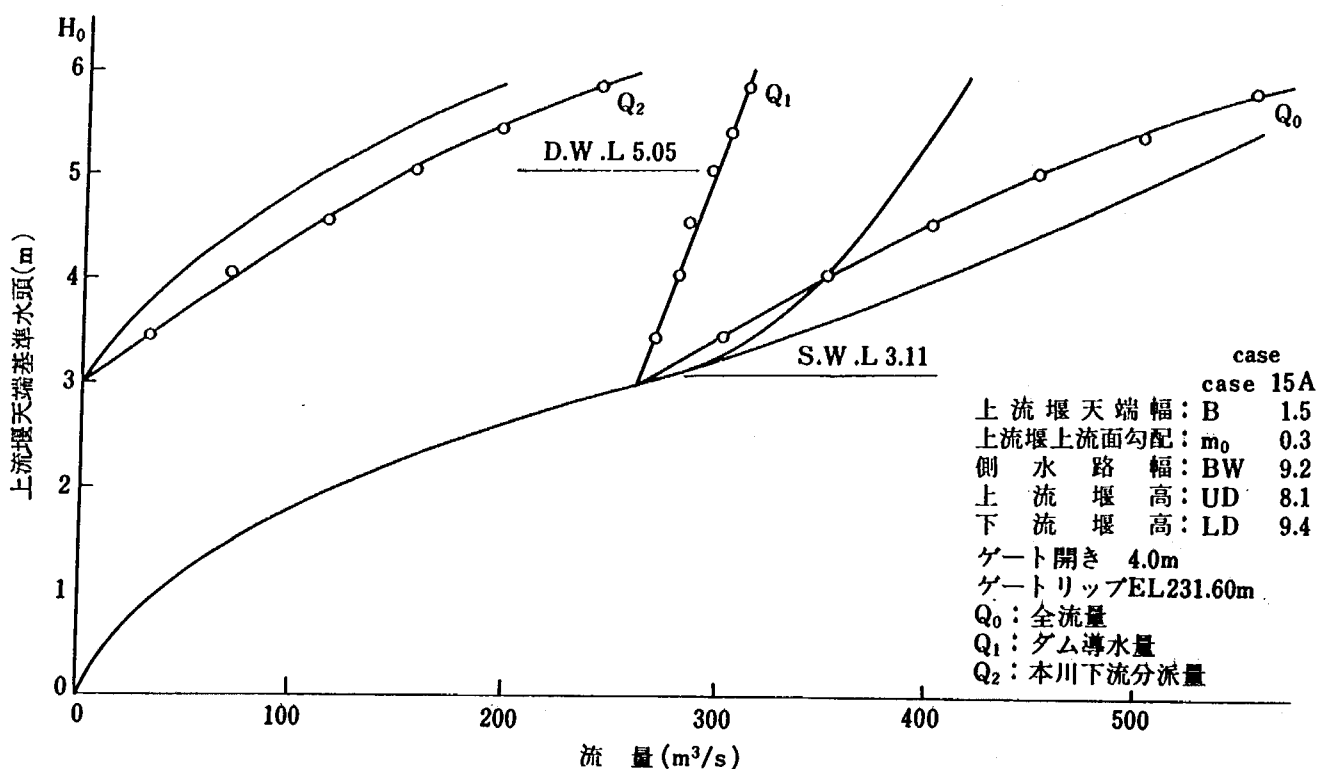


図-11 分派堰の水位と流量（下流堰嵩上げの効果）

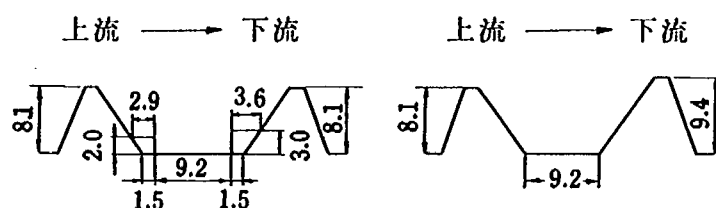
3.4 分派堰形状の選定

本実験では、分派量が側水路水位に支配されている点に着目し、以下に示す5つの項目の効果と、各々のダム導水路下流水位の調整による分派量の変化を把握することにより、実施案としての採用の適否を検討した。

- (1) 下流堰高嵩上げによる方法
- (2) 側水路幅の拡幅による方法
- (3) 上流堰天端幅の拡大による方法
- (4) デフレクタ設置による方法

(5) 下流堰上流面傾斜及び鉛直によるⅡ案流況の場合

検討の結果，図－12に示す2案が実施案として有力であることがわかった。両案ともダム導水路水位は，導水路終端に設置したゲートにより調節を行うものとする。このゲート開きは，計画高水流量放流時の水位に余裕をもたせた4.0 m～4.5 m程度の一定開度とし，自然調節により計画高水流量から設計洪水流量の間のダム導水量を規制するものとする。また，設計洪水流量放流時に貯水池水位上昇があるので，ダム導水路横越流部を計画し，貯水池水位上昇の緩和をはかる必要がある。図－12に示すデフレクタ案，下流堰嵩上げ案の計画高水流量および設計洪水流量時の水理量は表－5に示すようになる。



図－12 分派堰形状

表－5 予備実験による2案の水理量

		水深の単位 (m)			
		上流堰越流係数	下流堰越流係数	側水路内最大隆起水深	側水路内平均水深
デフレクタ案	計画高水流量	1.89	—	8.74	8.14
	設計洪水流量	1.77	1.79	10.68	9.99
		1.74	2.00	11.66	10.23
下流堰嵩上げ案	計画高水流量	1.92	—	8.89	8.05
	設計洪水流量	1.66	2.33	11.31	10.75
		1.47	2.09	12.11	11.50

(注意)

- 上流および下流堰の越流係数は， $C = Q / BH^{1.5}$ の式で算出したもの。
- デフレクタ案の設計洪水流量下段は，555 m³/s に対し，分派流量比をダム側：本川＝300：255となるように，ダム導水路下流水位を調整した場合の水理量。
- 下流堰嵩上げ案の設計洪水流量下段は，ゲート開き4.0 mによるダム導水路下流水位調節時の水理量。

第 4 章 全 体 模 型 实 验

第 4 章 全体模型実験

4.1 実験内容

4.1.1 実験目的

全体模型実験では、分派堰設置地点を含む一の瀬頭首工上流No.104より分派堰設置地点下流大頭首工間の900mを再現し、分派堰設置前後の河道流況及び全体模型での分派堰の水理機能、流況把握を目的とする。

4.1.2 実験方法

分派堰設置地点を含む全長900mの河道模型（縮尺1/50）を用いて、分派堰設置前の予備実験により現況河床状況を確認し、その後分派堰設置前後の河道流況及び水理機能、分派堰周辺の流況の調査、改善を行った。

4.1.3 模型および相似則

模型は図-13に示す通りである。縮尺1/50とし、基礎はコンクリートブロックを用い、河道はモルタル仕上げとした。

実験模型と原型は幾何学的に相似であり、力学的にはフルードの相似則に従うものとする。表-6に示す相似則により原型に換算した値を本報告書では用いている。

表-6 諸量の縮率

諸 量	次 元	縮 率	
長 さ	L	1 : n	1 : 50
体 積	L^3	1 : n^3	1 : 125,000
時 間	T	1 : $n^{1/2}$	1 : 7.07107
流 量	$L^3 T^{-1}$	1 : $n^{5/2}$	1 : 17,677.66953
流 速	$L T^{-1}$	1 : $n^{1/2}$	1 : 7.07107
圧 力	$ML^{-1} T^{-2}$	1 : n	1 : 50

4.1.4 固定河床模型

余野川は、河道に露出岩が多く点在しており、また、河床の堅岩線が明確でないため、現況河床材料のうち、大粒径の $d_{50} = 43 \text{ cm}$ を模型縮尺化した砂利を用いて、予備実験を行った。砂利を敷き均した移動床部分は、平面図および現地写真から、護岸より低水路側でも露出岩と認められる箇所は固定床とし、現河道内で移動可能と想定される範囲を移動床として再現した。

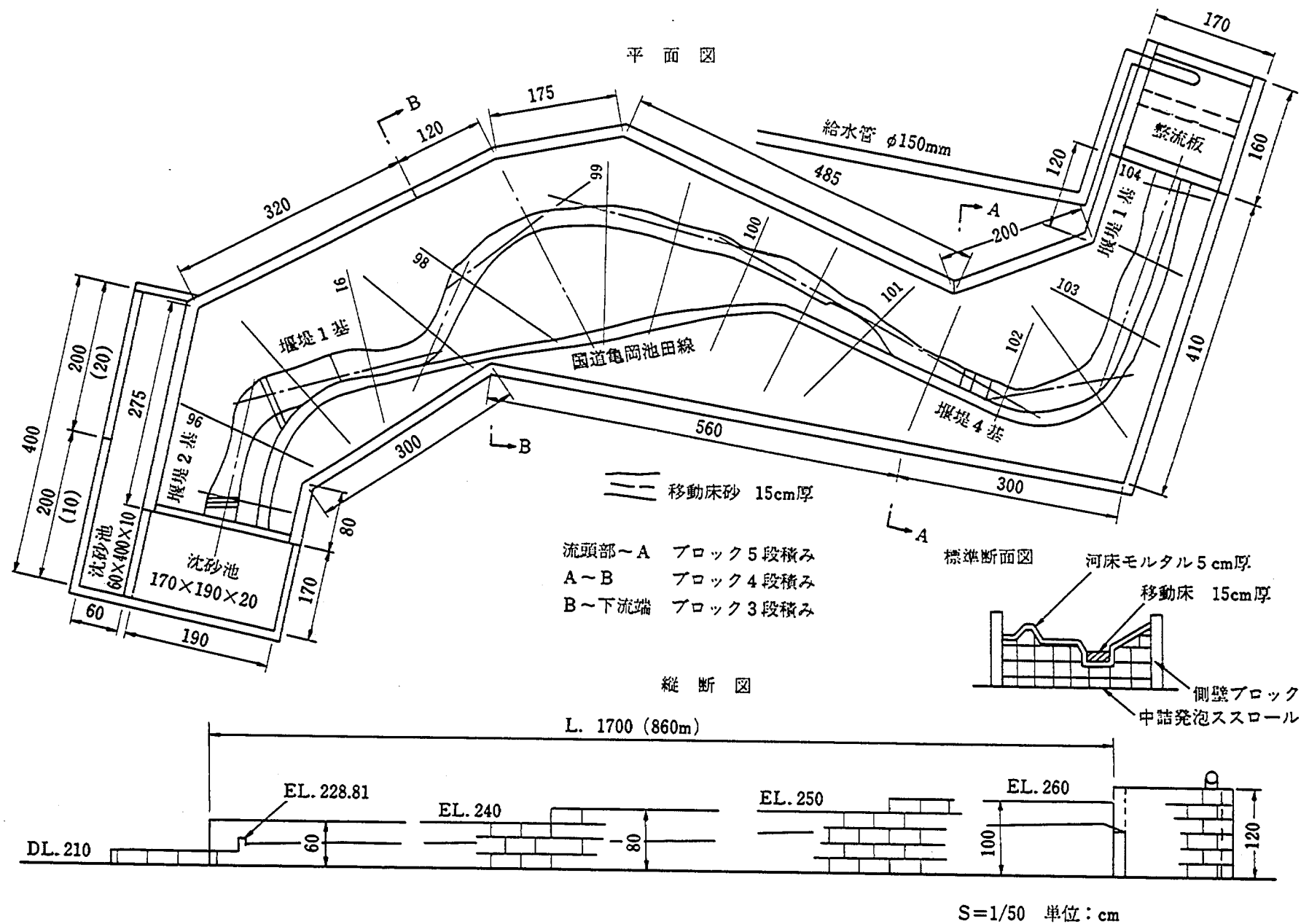
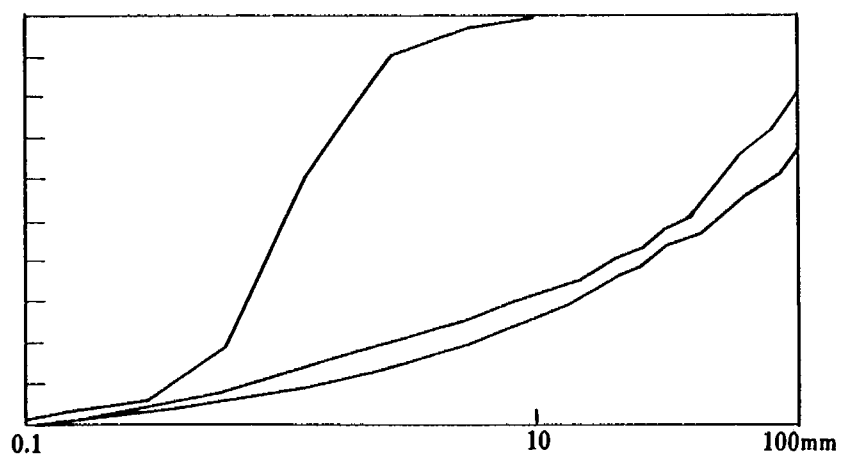
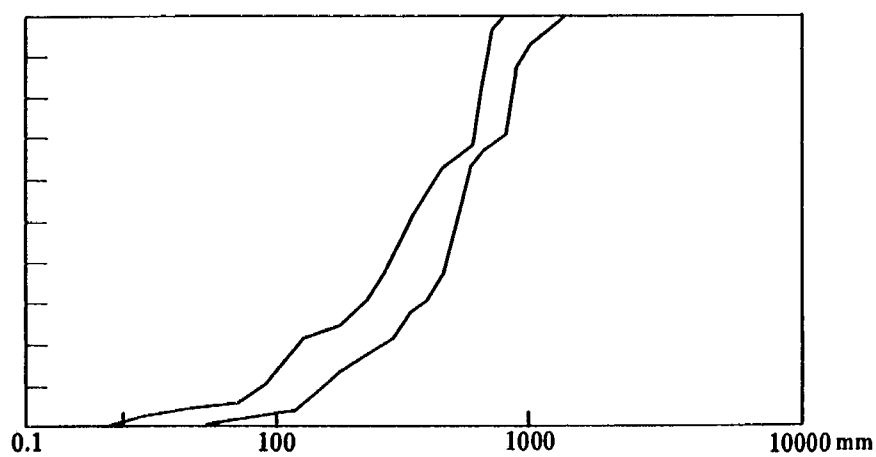


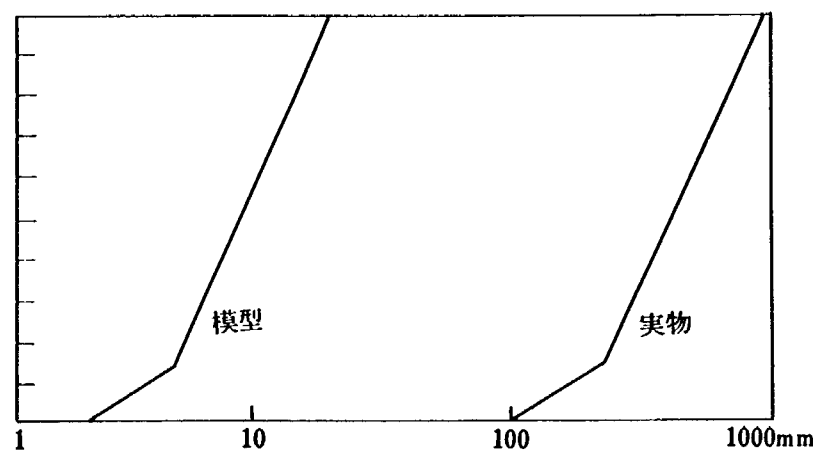
図-13 余野川河道模型図



小粒径粒度分布



大粒径粒度分布



模型河床材料

圖-14 河床材料粒度分布

実験は、洪水のハイドログラフが明確でないことから、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ および、その $1/2$ 流量の $150 \text{ m}^3/\text{s}$ の 2 流量により、河床変動特性の把握を行った。なお、この実験に使用した河床材料粒度分布を図-14に、また、通水時間は3時間とした。

実験の結果、水衝部は、流量の大小にかかわらず河道形状に支配されていることがわかった。また、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流した場合大きな河床変動をきたし、移動床実験を行うには、通水時間、初期河床等条件設定が問題となるため河床を固定することとした。固定は、分派堰の集水面積 22.8 km^2 から考えても計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水継続時間は、相当に短いものと判断し、 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ （計画高水流量の $1/2$ 流量）を3時間通水後の河床を、計画高水流量時の洪水出水後河床に該当させて固定床とした。

4.1.5. 分派堰模型

分派堰は、図-15に示すように設置場所はC地点案とし、第3章で得られた分派堰形状を使用した。なお、側水路底面標高はE.L. 227.6m、下流堰敷高はE.L. 237.0mとなっている。また、分派堰兩岸側壁は、越水の危険性を考慮して全てE.L. 242.0mで製作している。そのほか、分派堰直下流の上垣内頭首工は現況通りに、常用洪水吐きは以下に示す計算結果に基づいて設置している。

—常用洪水吐き—

全体模型縮尺の関係上、ゲートは1門として、減勢工幅 $B = 4.5 \text{ m}$ 、分派堰サーチャージ水位（計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の分派堰沈砂池水位＝計画高水位）S. W. L. 238.81m、水深 6.81mで $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流するためのゲート開き G は、

$$Q = CB \{ H^{3/2} - (H - G)^{3/2} \} \quad \text{①}$$

$C = 1.9$ と仮定し、計算すると、 $G = 1.25 \text{ m}$ を得る。ゲート下流での収縮係数を 0.9 とすると、

$$h_1 = 0.9 \times 1.25 = 1.125 \text{ m}$$

$$F_1 = 2.38$$

$$v_1 = 7.90 \text{ m/s}$$

を得る。これに対する共役水深 h_j 、跳水長 L は次のようになる。

$$h_j = 3.27 \text{ m} \cdots \cdots \text{E.L. 235.27 m}$$

$$L = 4.5 h_j = 14.7 \div 15 \text{ m}$$

同様に、D. W. L. 240.75m（設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ が流下した時の沈砂池水位＝設計洪水位）に対してはゲート開き 1.25 m に対して $C = 1.9$ として、 $Q = 45.68 \text{ m}^3/\text{s}$ が想定され、常用洪水吐きの設計条件は、ほぼ満足していることがわかる。なお、この時のゲート流出水深を収縮係数 0.85 を仮定して求めれば、

图-15.1 (1) 分派堰模型形状图 (C 案)

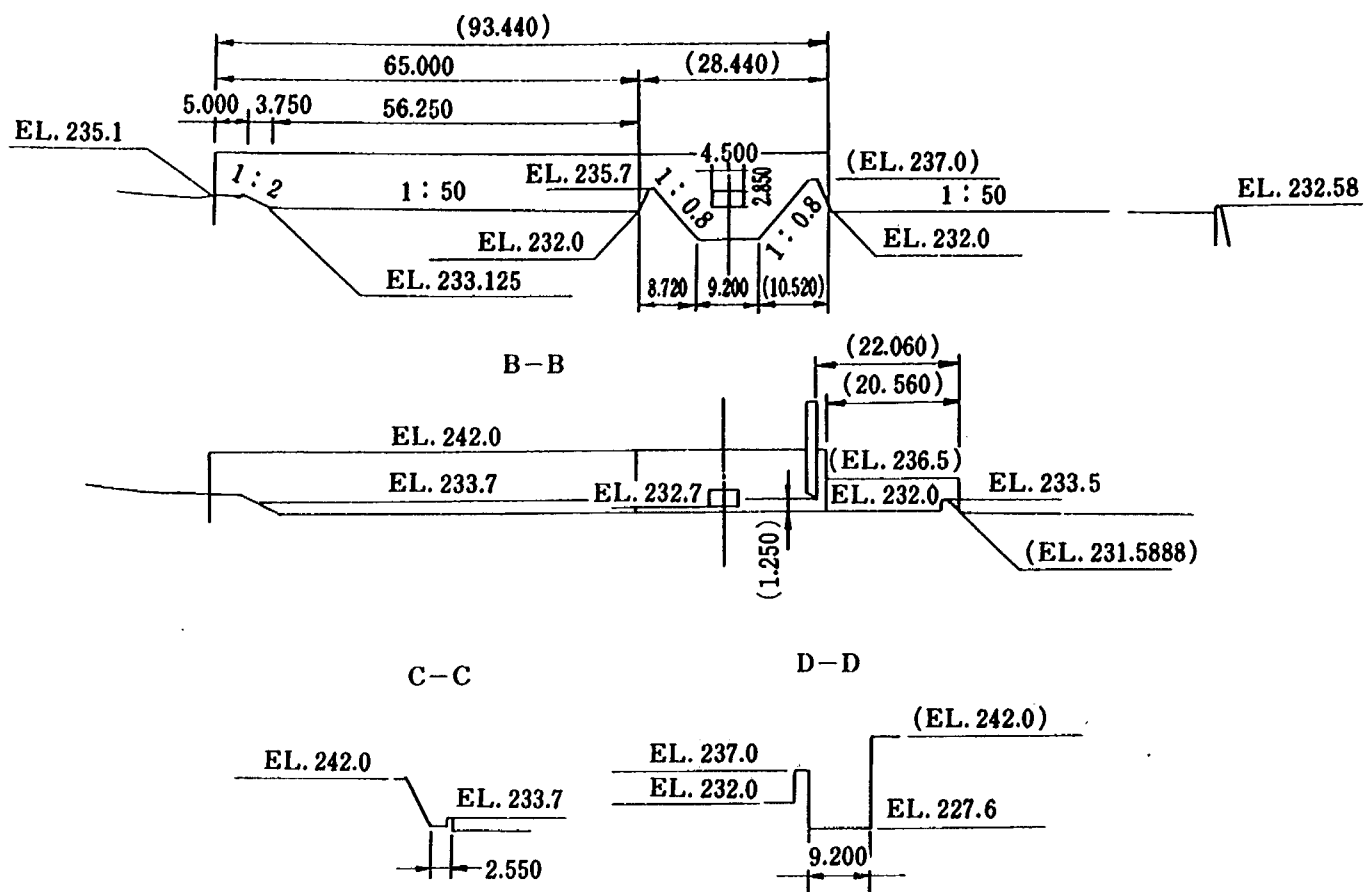


図 - 15.2 (2) 分派堰模型形状図

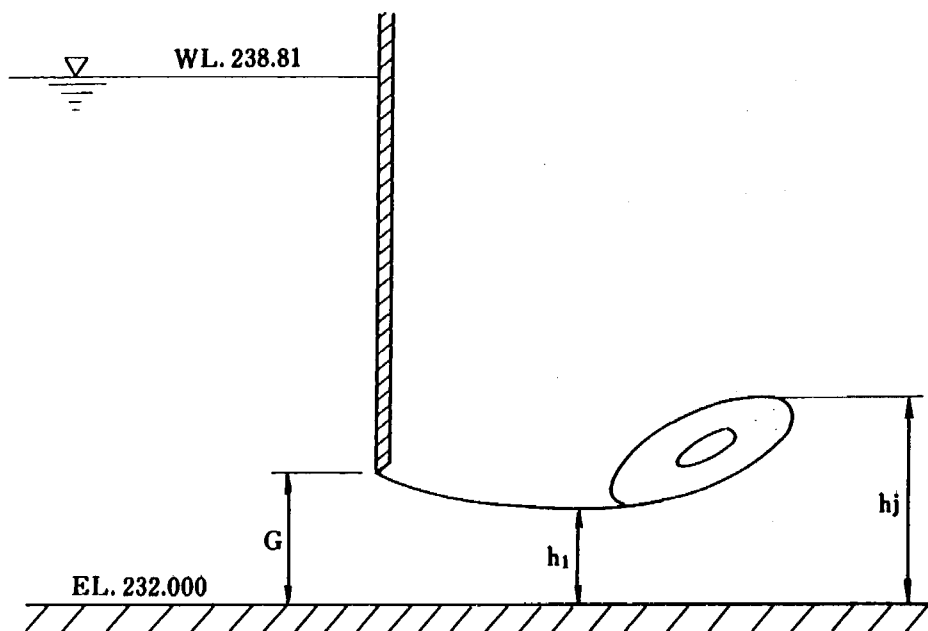


図 - 16 常用洪水吐き規模検討参考図

$$h_1 = 0.85 \times 1.25 = 1.06 \text{ m}$$

$$F_1 = 2.97$$

$$v_1 = 9.58 \text{ m/s}$$

となり、

$$h_j = 3.95 \text{ m} \cdots \cdots \text{EL. 235.95 m}$$

$$L = 17.8 \div 20 \text{ m}$$

を得る。この共役水深を保つのに必要な副ダムは、 $d = 1.5 \text{ m}$ でEL. 233.5 mとなる。従って模型上の常用洪水吐きゲート開きは、1.25 mとし、減勢工は導流壁高をEL. 236.5 mとした。減勢工長は減勢工に続く導流壁形状の変更を招かないように円弧始端に一致させた。

ダム導水路側ゲートの開きは、予備実験の結果より $260 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時で開水路流で流れるゲート開きに若干の余裕を加えた値とし、4.5 mとした。

4.2 分派堰設置前の河道流況

実験は、150, 300, 450, $600 \text{ m}^3/\text{s}$ の4流量に対し、分派流量、水位、流速の計測および流況の観察を行った。

(1) $150 \text{ m}^3/\text{s}$ では、Na 103.2 ~一の瀬頭首工下流の右岸側水田への流出、Na 101.2 付近の左岸側水田へ若干越水があるものの国道への影響はない。また、下流Na 98 付近より右岸水田へNa 97.3 付近では、Na 98 付近より直進した流れが水衝部をつくり、国道上へ越水し、越水した流水は一部大向橋直上流で本流に戻り、他は国道上を流下する。(図-17)

(2) $300 \text{ m}^3/\text{s}$ では、一の瀬頭首工第1堰堤(Na 102 付近)より国道へ越水が始まる。この時の国道への越水深は0.55 m程度である。この越水した流水は、Na 101.8 付近から国道左岸側へ流出し、Na 99 付近より国道上へ戻り、一部はNa 98 付近の山右裾の水路を経て本流に戻るが、他は国道上を下流へ流下する。Na 98 右岸側から水田への越水も大きくなる。Na 97.3 付近左岸の水衝部からの国道への越水も増し、上流国道への流出水と合流し、国道上を流下するが、多くは、大向橋直上流で本川流に戻り、そのため、大向橋は冠水する。(図-18, 写真-8)

(3) $450 \text{ m}^3/\text{s}$ では、Na 102.5 付近から国道に越水し始め、Na 101.5 付近での越水量を加えて、国道から左岸側へ流出する。Na 101.5 付近で水田に流出した流水は、Na 99.5 付近から国道へ流下し、Na 98 付近の山右裾を流れて本川流へ戻る。(図-19)

(4) $600 \text{ m}^3/\text{s}$ では、Na 104 付近の頭首工下流から越水し、国道上を流下する。流出状況は、 $450 \text{ m}^3/\text{s}$ に比べやや冠水箇所が広がるものの、基本的に変化はしない。(図-20, 写真-9)

以上の結果、現況河道では、 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度以下の流量であれば分派堰設置地点を除く上流側での国道への越水はないものと推察される。

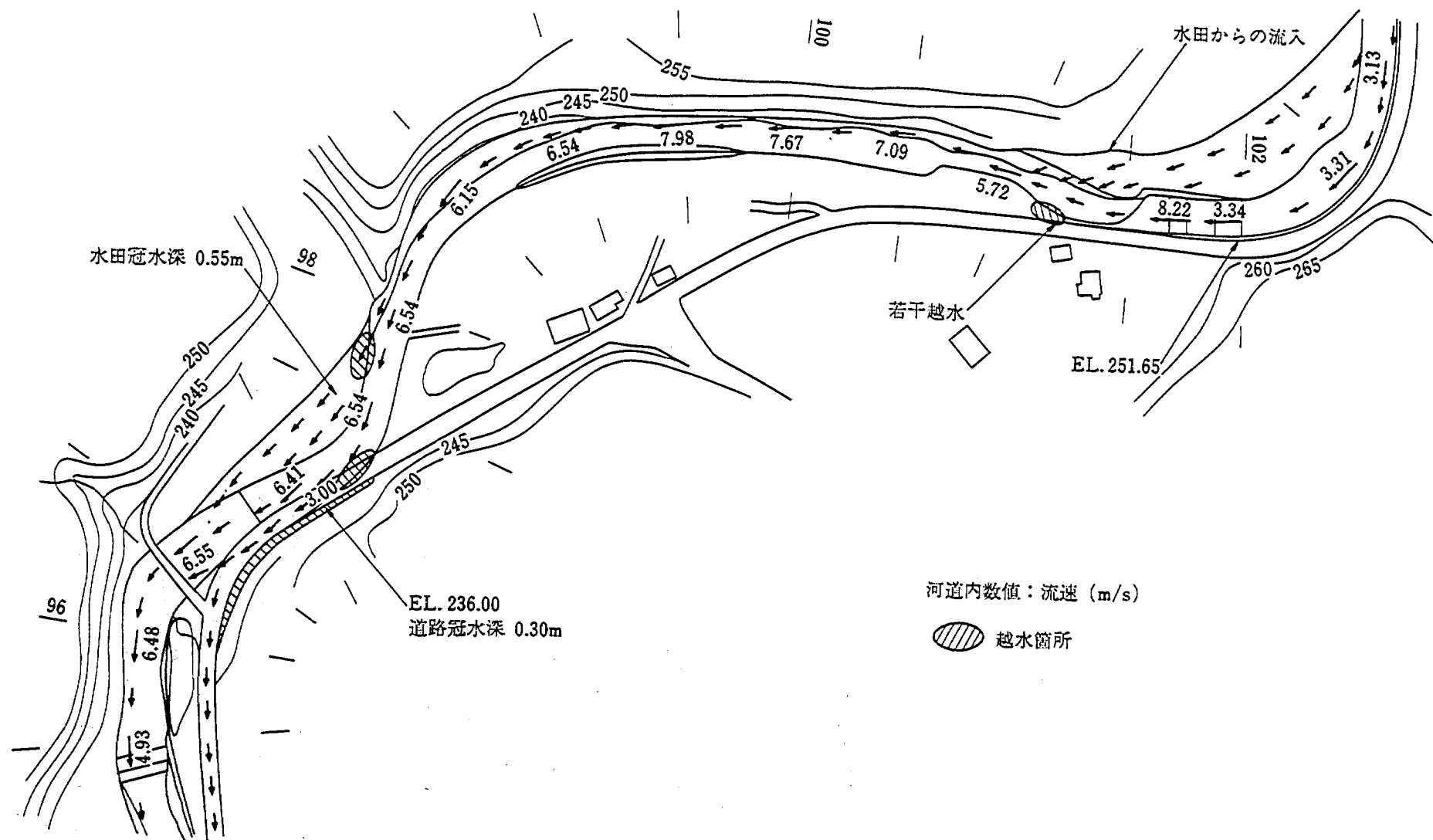


図-17 余野川流況図 $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置前)

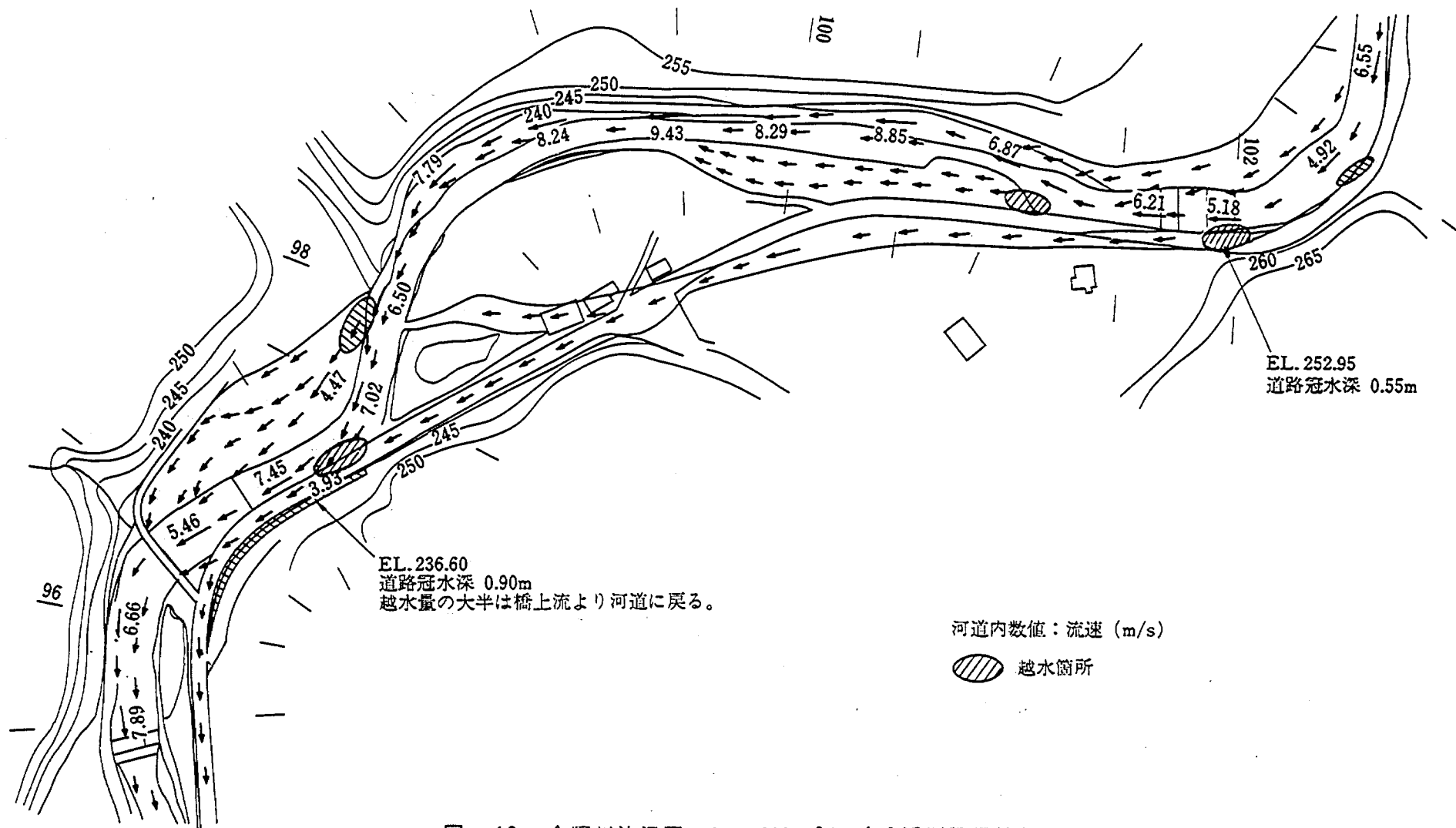


図-18 余野川流況図 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置前)

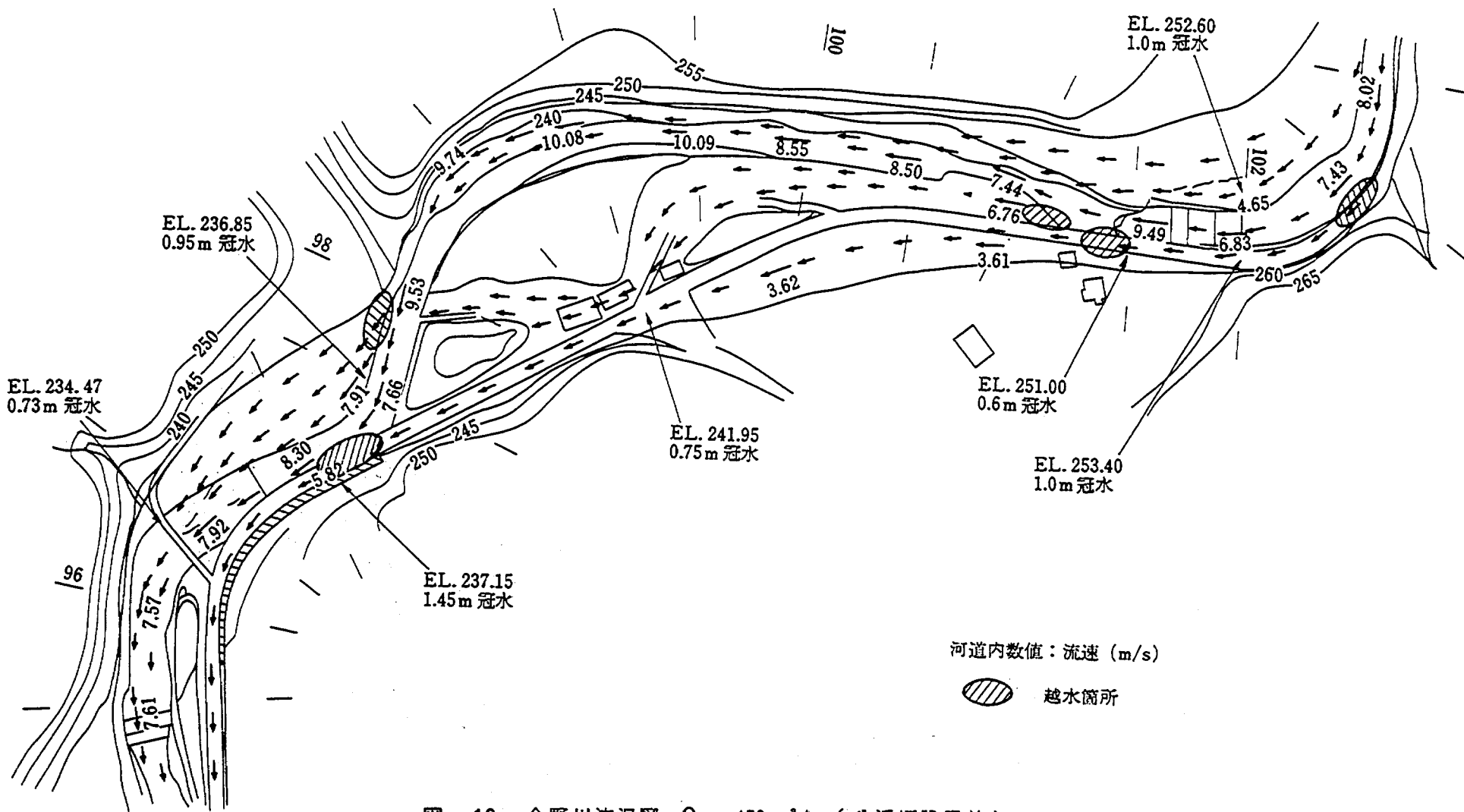


図-19 余野川流況図 $Q_0 = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置前)

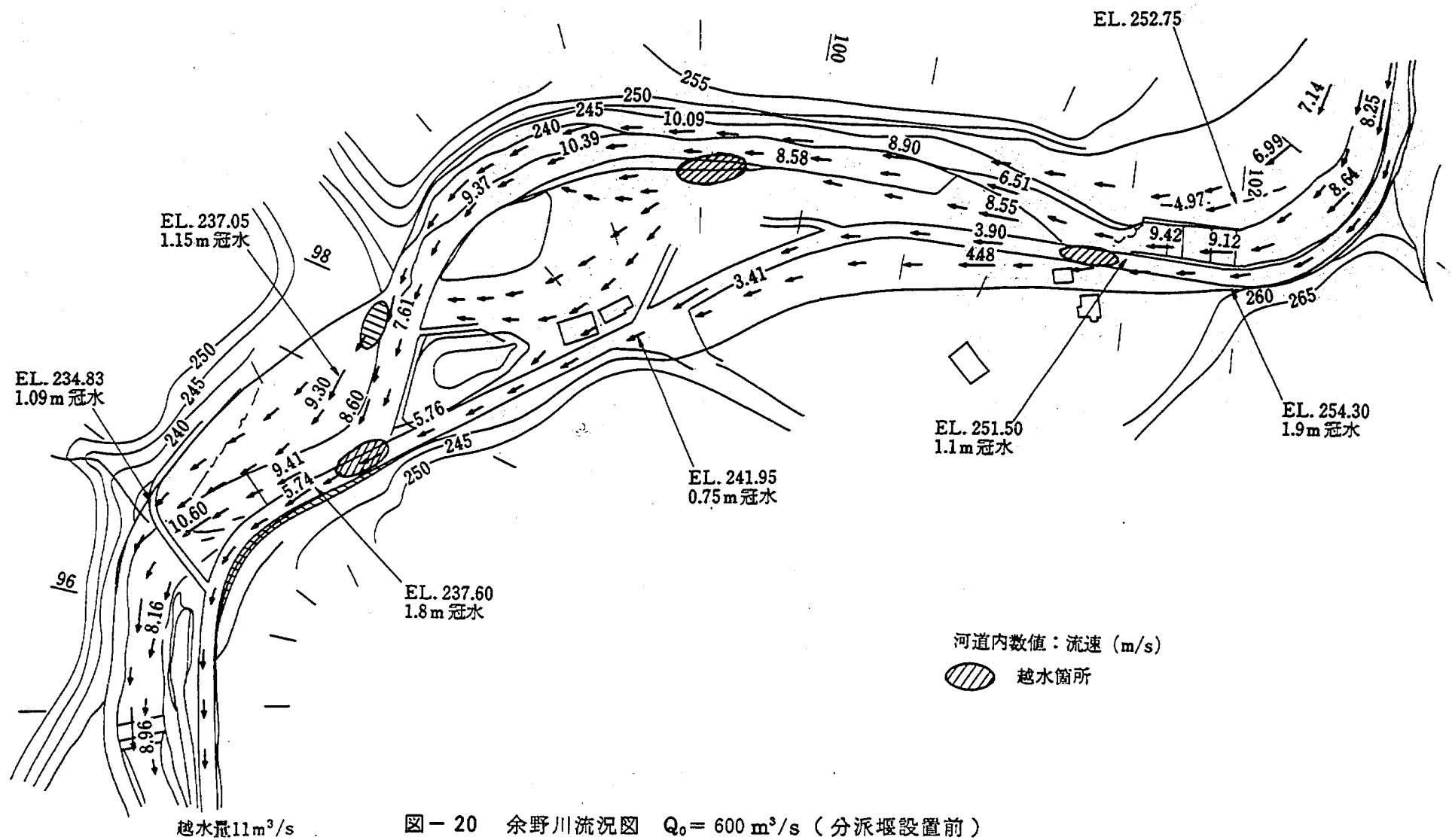
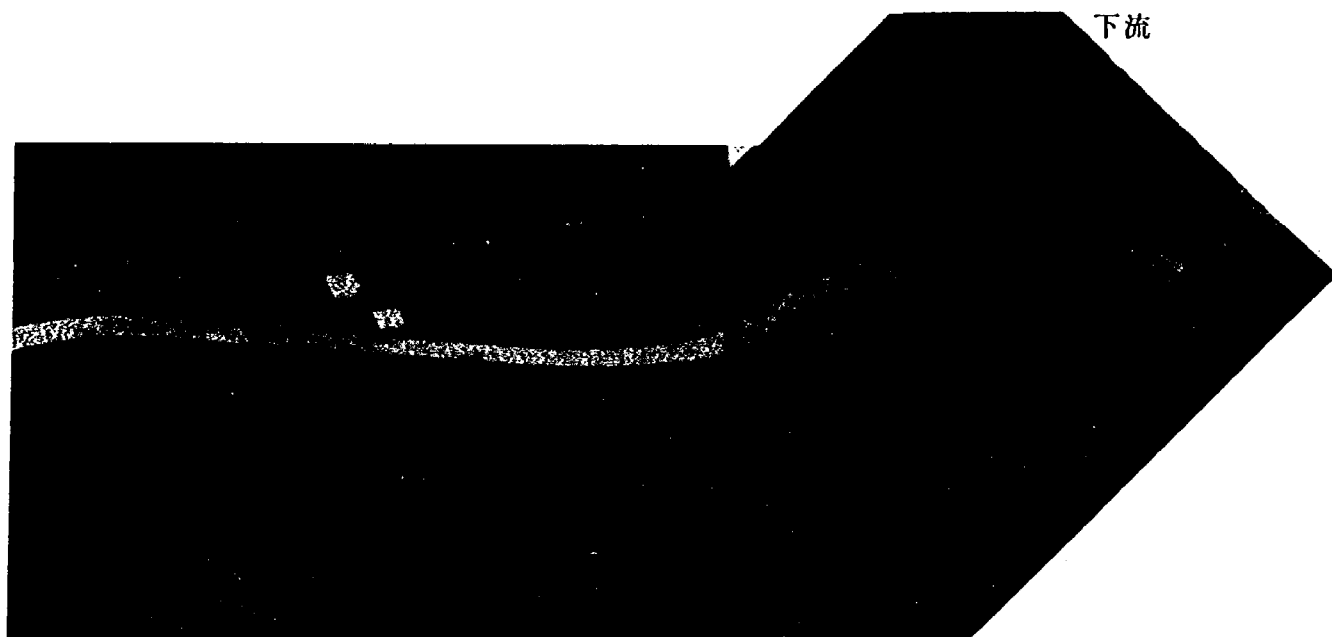


図-20 余野川流況図 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置前)



上流

写真 - 8



上流

写真 - 9

4.3 分派堰設置後の河道及び堰周辺の流況

4.3.1 分派堰設置後の河道流況

本実験では分派堰設置前後の河道流況の相違を明らかにする事が目的なため、堰設置内の詳細な水位、流速分布等の検討は行っていない。なお、第3章の抽出実験における分派堰への流入水の接近流速と、本章での場合とでは、上流堰上流水路床敷高が違うため、接近流速が異なり、従って、流入状況も若干異なっている事に注意されたい。

(1) 150 m³/s 流下時

分派堰沈砂池直上流までは、分派堰設置による河道内流況に影響はほとんどなかった。河道内水位も現況河道と同程度で堰による堰上げの影響はなく、むしろNa 99～98.5の区間で1 m程度現況

河道の水位より下回る。

沈砂池には、上流右岸側山裾を流下した流れが射流 ($2 < Fr < 3$) の状態で突入する。このため右岸には波状跳水を生じているが左岸側はほとんど死水域となる。上流越流堰からの越流は堰に直角とならず、右岸から左岸側へ斜め越流となり、側水路内は左岸側の隆起水深が大きくなる。常用洪水吐き減勢工直下流では、 5 m/s 程度の流速となり、流下水は下流上垣内頭首工の背水効果が小さいため、波状跳水を発生し左岸側壁沿いを流下する。なお、下流越流堰下流は死水域となる。この時の本川及びダムへの分派量は $29 \text{ m}^3/\text{s}$: $121 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。流況を図-21に示す。

(2) $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時

沈砂池より上流の河道流況は、堰設置有無に関係ないが、沈砂池直上流は $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時と同様現況河道での水位より 1.5 m 程度低下する。沈砂池流入水脈のフルード数は $2 \sim 3$ 程度である。沈砂池内の流況は、上流の湾曲の影響を受け右岸寄りに水脈が流入し、沈砂池右岸側に波状跳水が発生しており、上流越流堰からの斜め越流も $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に比べるとさらに著しくなる。側水路内の左岸側隆起水深も大きくなるが、下流への越水はほとんどない。常用洪水吐き減勢工下流は、波状跳水となり左岸側導流壁沿いを流下する傾向が強くなる。この時の本川及びダムへの分派量は、それぞれ $41 \text{ m}^3/\text{s}$, $259 \text{ m}^3/\text{s}$ である。流況を図-22、写真-10、11、12に示す。

(3) $450 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時

沈砂池直上流までの流況は分派堰設置前と変化はない。沈砂池右岸側への流入流速はほとんど減衰せず、 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ を越える。沈砂池内流況は、上流河道湾曲の影響から左岸側に死水域を形成する状況である。ダム導水路に設置してあるゲートからの流れはオリフィス流れとなり、これより上流に背水が生じる。本川分派量は $155 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度で、ダム導水路から本川側への越水はほとんど無い。常用洪水吐き減勢工下流では上垣内頭首工の背水効果がみられ、安定した跳水が生じている。大頭首工下流からでは、ほぼ現況河道の流況に復するものと推測できる。なお、この時の分派量は本川 $155 \text{ m}^3/\text{s}$, ダムへ $295 \text{ m}^3/\text{s}$ である。流況を図-23に示す。

(4) $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時

分派堰の有無による沈砂池上流側の流況に変化はないが、沈砂池直上流のNa 99~98.5の区間では現況河道時の水位より低下している。沈砂池直上流のフルード数は3程度である。 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時も他の流量と同様に沈砂池直上流湾曲の影響を受け、沈砂池流入水の主流は右岸寄りになり、左岸側に死水域を形成する。沈砂池内の水面の動揺は大きく、上流越流堰直上流右岸側は計画導流壁高を 1.4 m 程度上回る。ダム導水路水位はEL. 237.5 m程度となり、 0.5 m 程度の越流水深で、 61.322 m の越流幅でダム導水路から約 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が本川に戻っているものと思われる。本川分派量は、 $294 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。下流越流堰からの越流水のエネルギーは上垣内頭首工の背水により減勢されている。分派堰下流の大向橋では若干越水している。また、上流Na 101~101.5区間および、Na 99付近から越水し、国道を流下する流量は約 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ である。なお、この時の分派量は、本川、ダムそれぞれ $294 \text{ m}^3/\text{s}$, $306 \text{ m}^3/\text{s}$ である。流況を図-24、写真-13、14、15に示す。

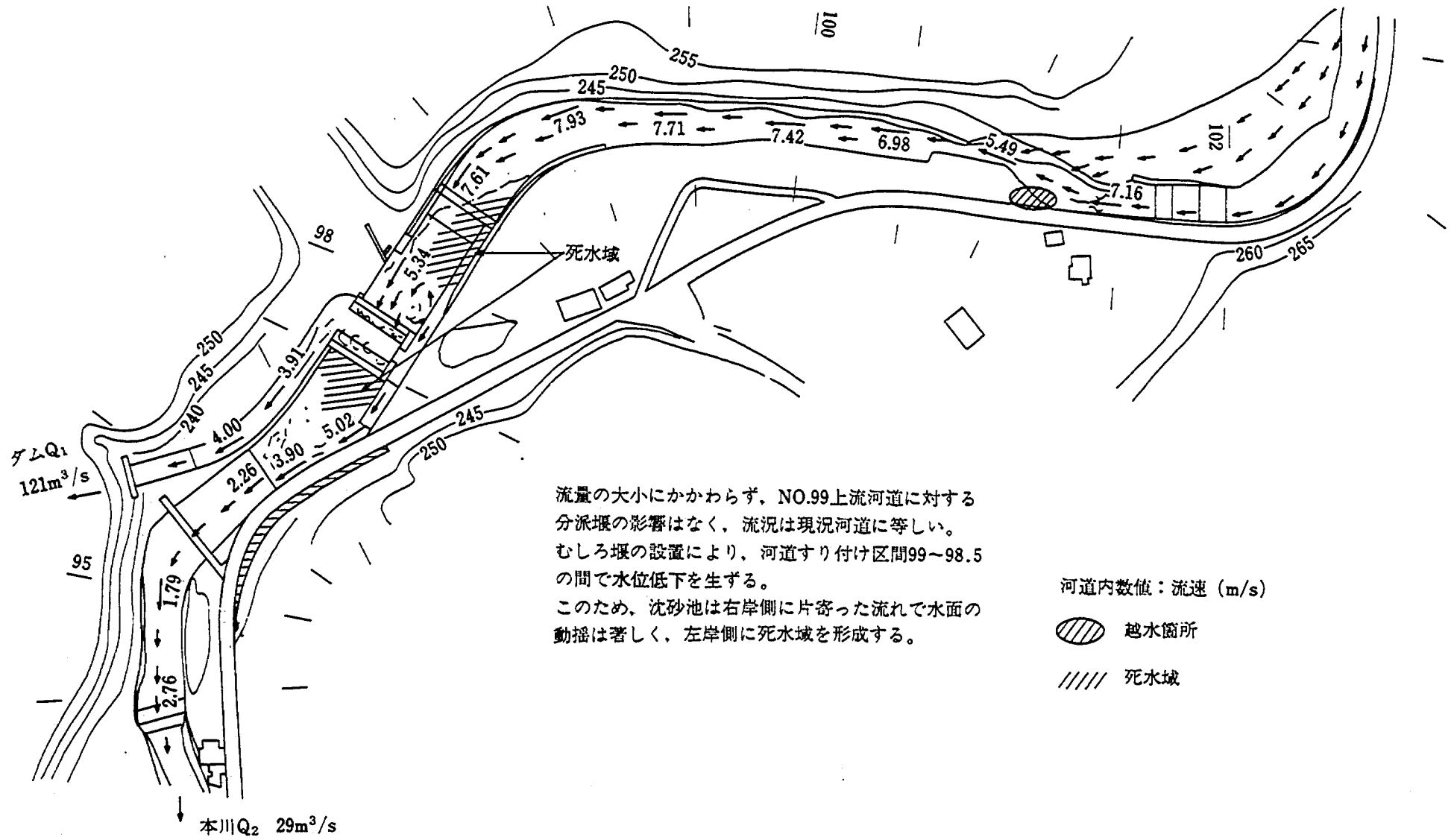
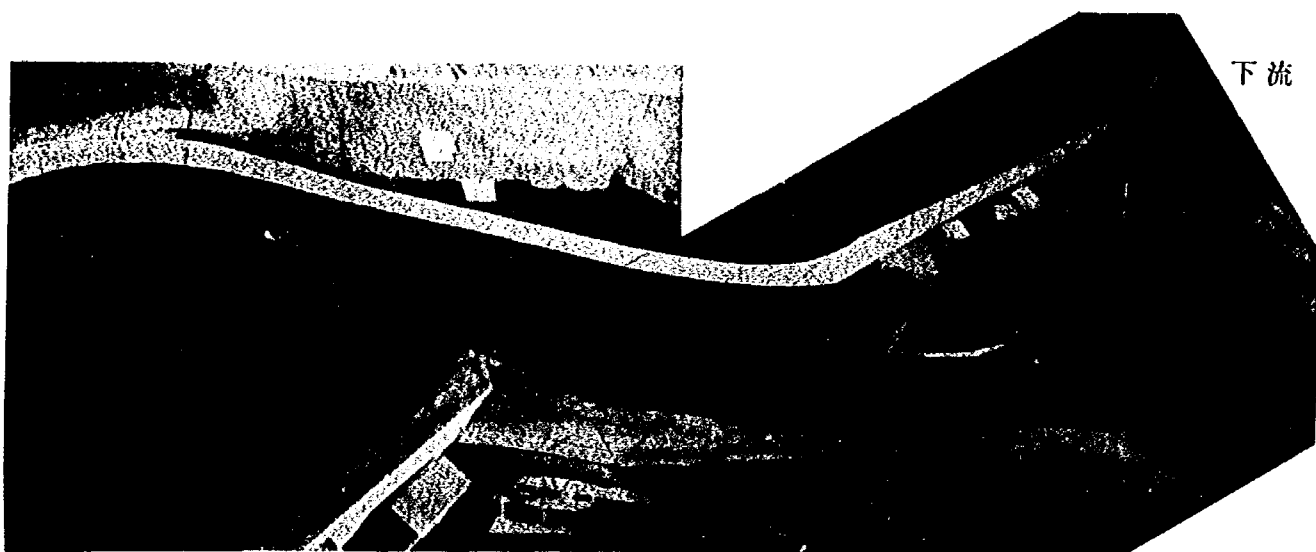


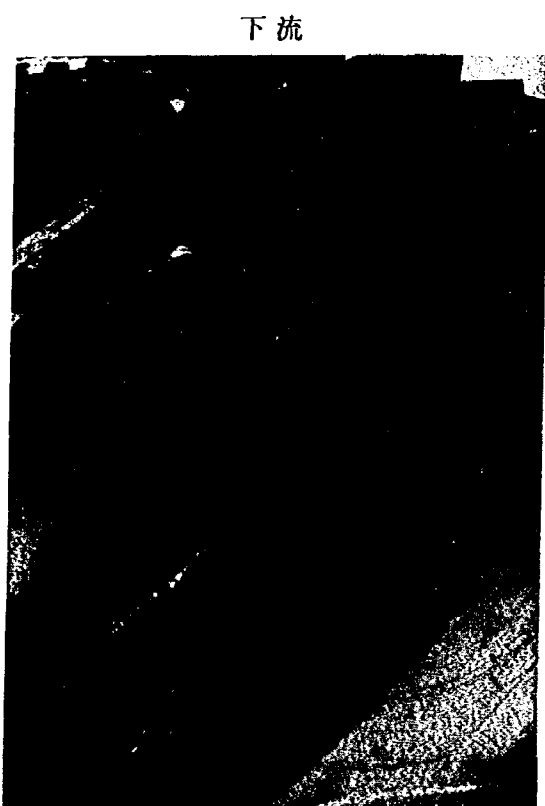
図-21 余野川流況図 $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置後)

図-22 余野川流況図 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置後)



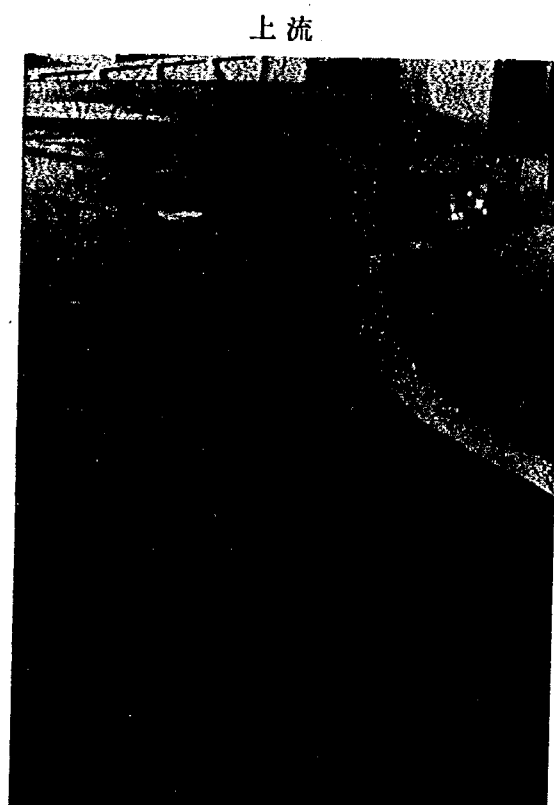
上流

写真-10 余野川の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置後)



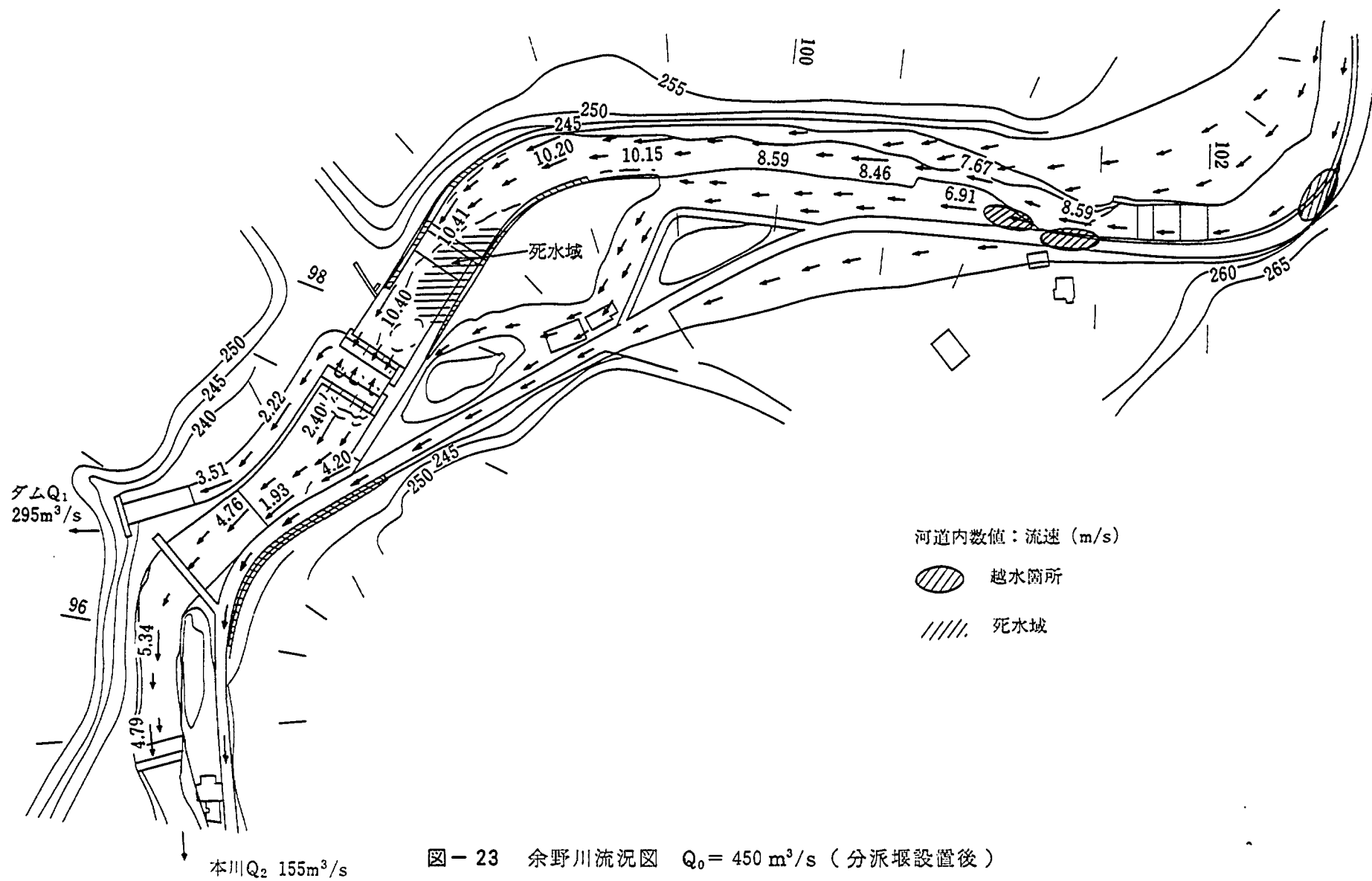
上流

写真-11 余野川の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$
(分派堰設置後)



上流

写真-12 余野川の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$
(分派堰設置後)



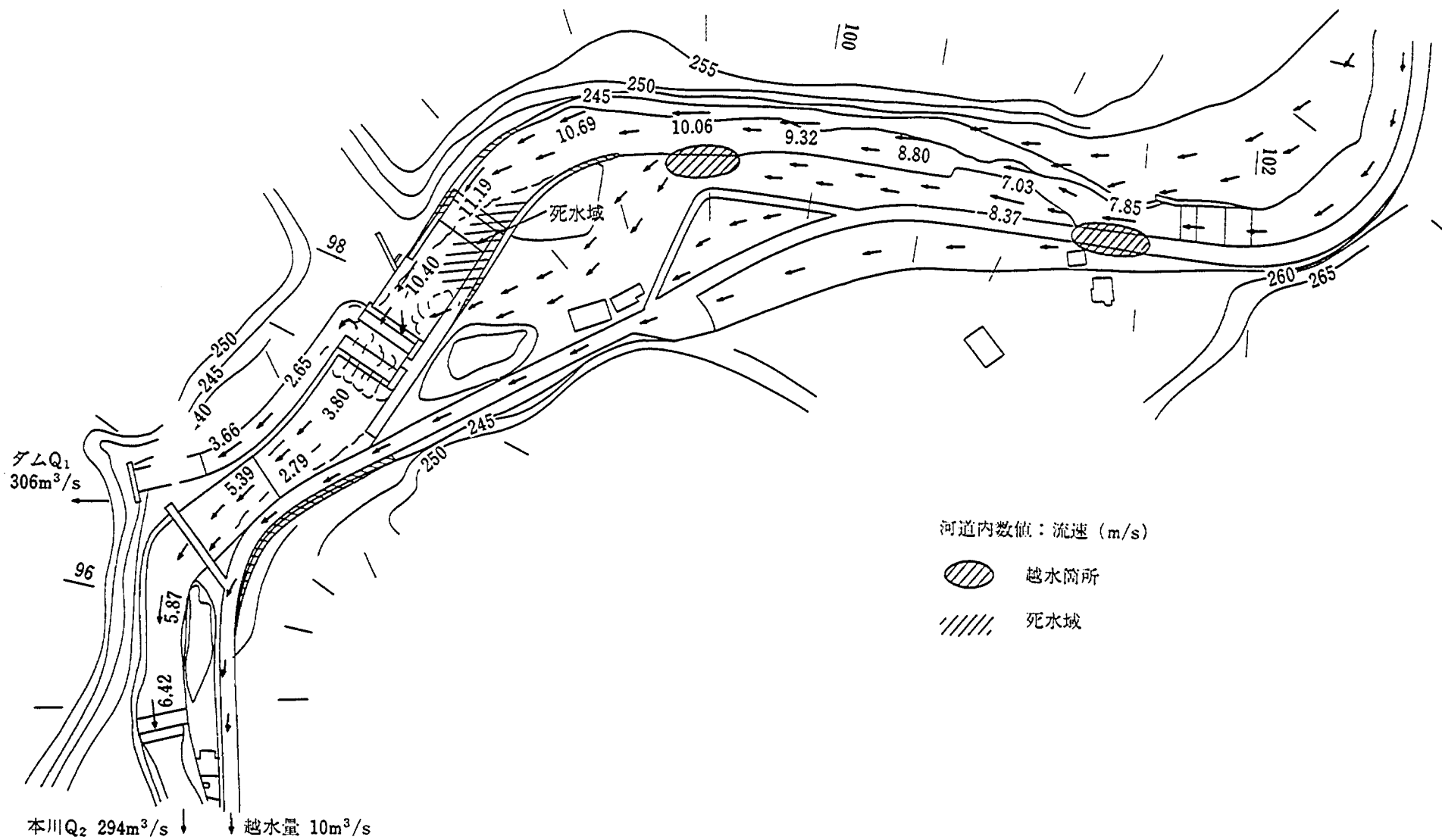


図-24 余野川流況図 $Q_0 = 600\text{m}^3/\text{s}$ (分派堰設置後)

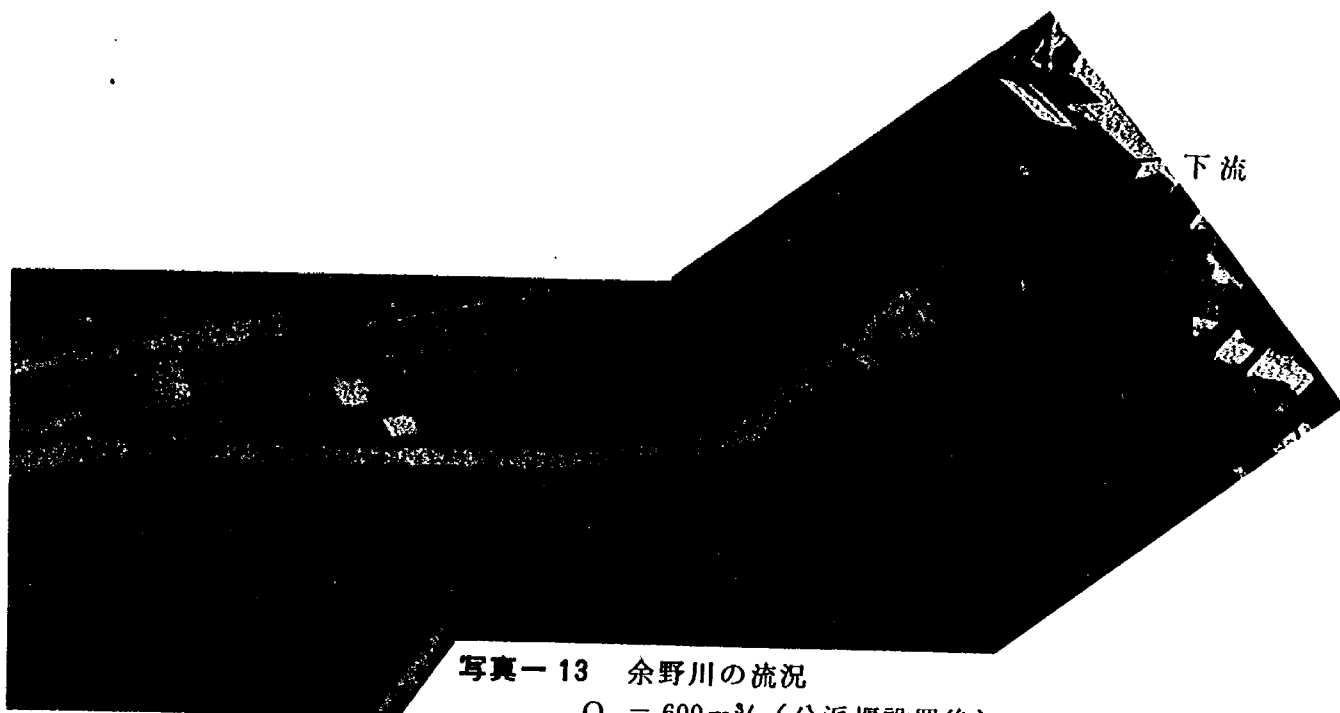
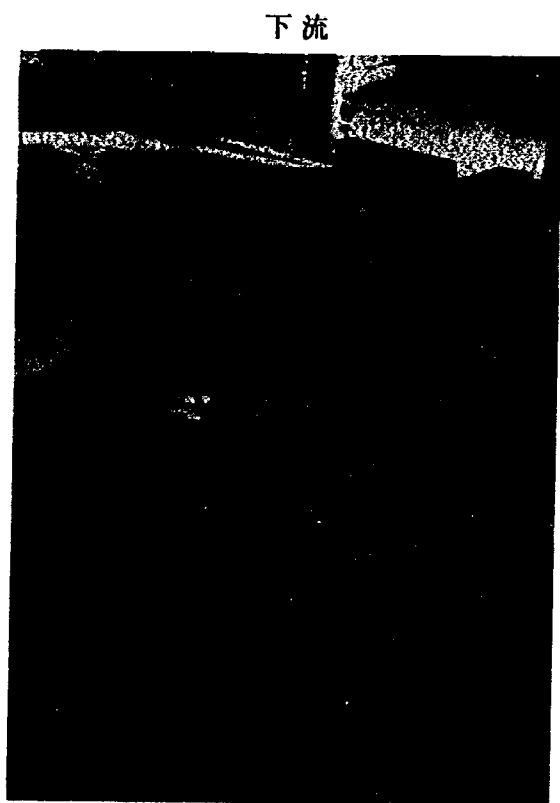


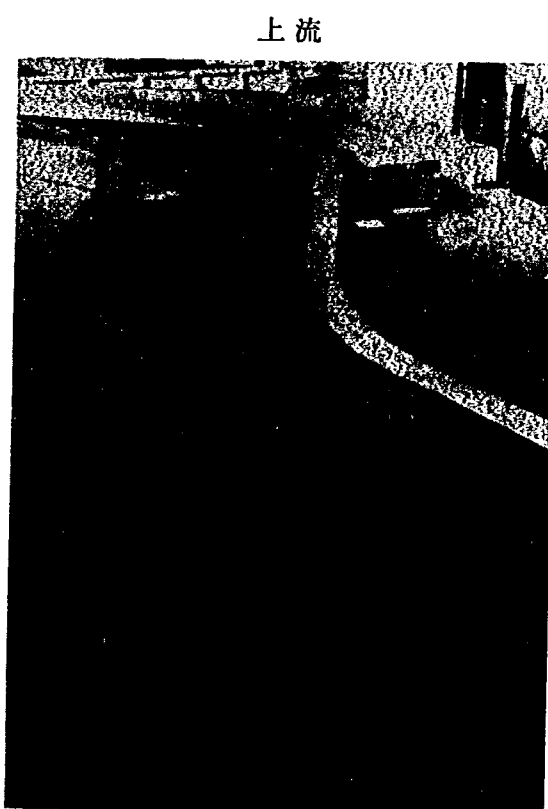
写真-13 余野川の流況
 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰設置後)

上流



上流

写真-14 余野川の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$
 (分派堰設置後)



下流

写真-15 余野川の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$
 (分派堰設置後)

分派堰設置前後の流況変化をまとめると次のようになる。

(a) 沈砂池上流河道に対する分派堰によるせき上げはなく、水田、国道上への越水状況水位等についても全く影響はない。むしろNa 99～98.5の区間で現況河道における水位より下回る結果となった。

(b) 上垣内頭首工を現況のまま維持した場合は、これより下流大頭首工間の分派堰設置後の流れはむしろ現況に比べて穏やかな流れとなる。但し、大頭首工下流では現況河道の流れに復するものと考えられる。

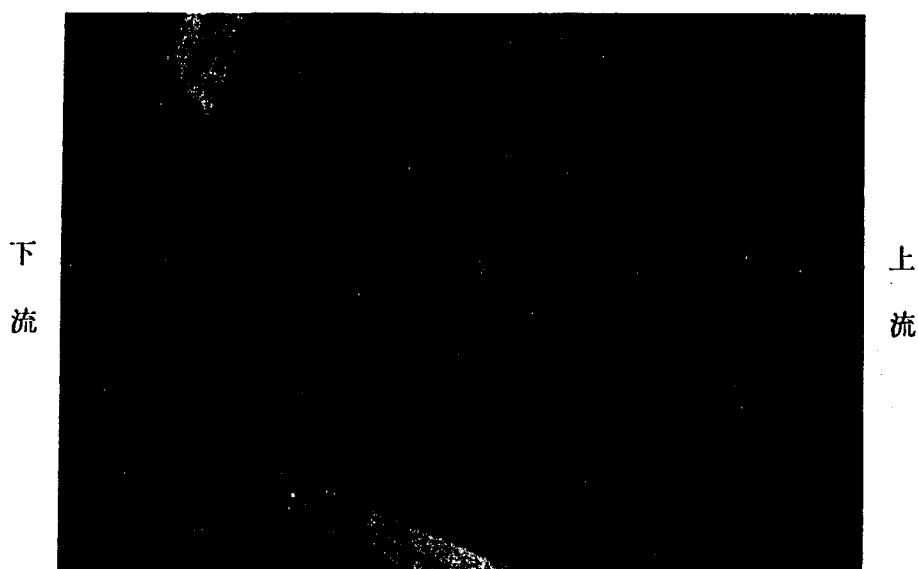
以上の2点にまとめられる。

計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ での国道への越水は、Na 102.3～101.5間で0.55 m程度の水深である。従って、この区間は何らかの越水防止が必要である。

4.3.2 分派堰周辺の流況

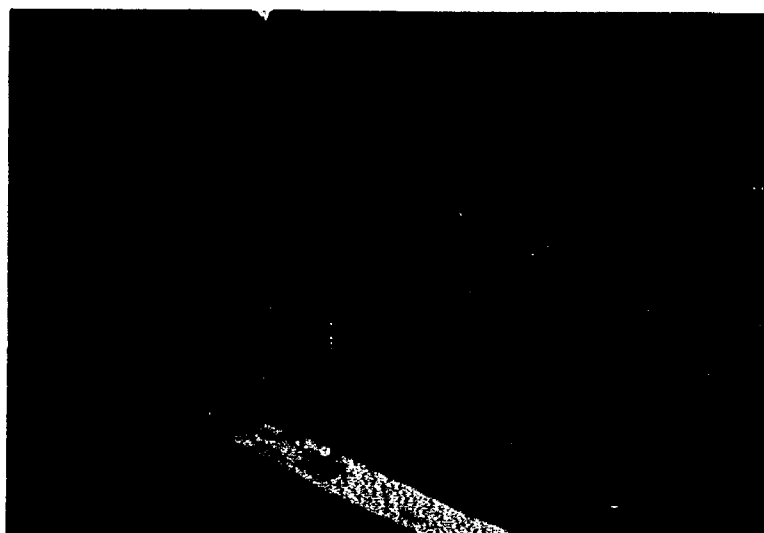
(1) 沈砂池の流況

沈砂池の流況は、上流Na 99.5～98.5にかけての湾曲の影響と、現況河道での水位より下がる事による流速増加の影響により、右岸側に極端に片寄った流れとなっている。このため左岸側大半は死水域となり、堰上流左岸側（常用洪水吐き流入部付近）は強い逆流域を形成しており、分派堰上流からの土砂が沈砂池に流入しても堆積は片寄り、沈砂池の機能は十分に発揮されない。沈砂池の機能を十分に発揮するには、湾曲による主流の片寄り、沈砂池流入流速を緩和する必要があると思われる。 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $450 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を写真－16～19に示す。



写真－16 分派堰の流況 $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

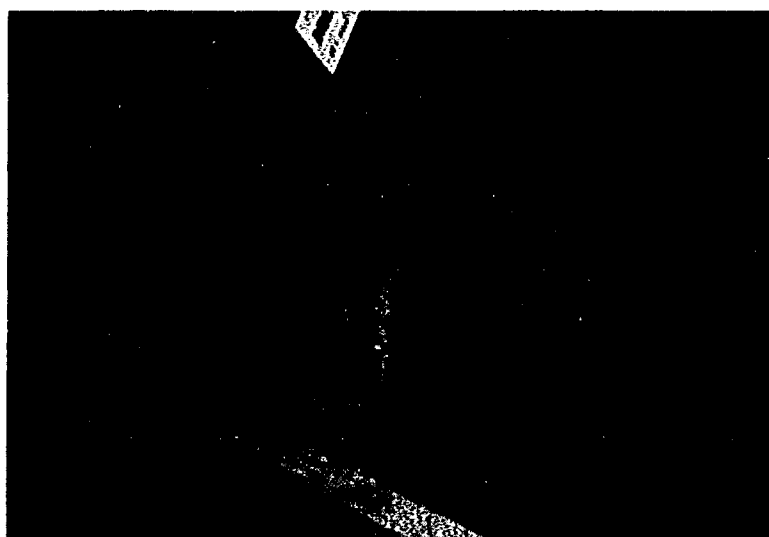
下
流



上
流

写真-17 分派堰の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

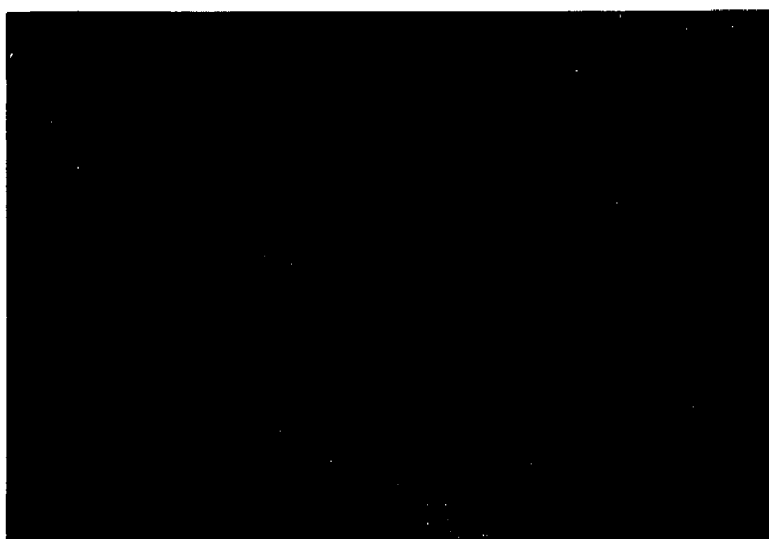
下
流



上
流

写真-18 分派堰の流況 $Q_0 = 450 \text{ m}^3/\text{s}$

下
流



上
流

写真-19 分派堰の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$

(2) 常用洪水吐き減勢工

常用洪水吐きは $300 \text{ m}^3/\text{s}$ までの流出量に対して、最大 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流することになるが、減勢工下流は上垣内頭首工を現状のままとしても背水効果は小さく、右岸側導流壁に沿う波状跳水がみられ、流速も比較的速い。波状跳水を無くするには、頭首工天端の嵩上げを行う事が望ましいが、下流の流況変化が心配されるので導流壁沿いの根固めを十分に行うべきであると思われる。また、減勢工副ダムからの越流を許容せず、右岸側導流壁より河道中央へ越流させれば下流河道への影響が緩和されるものと思われる。

(3) 下流分派堰直下流

下流分派堰からの越水は分派堰流入量が計画高水流量の $300 \text{ m}^3/\text{s}$ から設計洪水流量の $600 \text{ m}^3/\text{s}$ の間で行われる。 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入時の下流分派堰直下までの落差は 7 m 程度となるが、この場合、下流上垣内頭首工の背水により越流水は落下直後跳水しているが、下流堰直下は十分な保護が必要と思われる、上垣内頭首工撤去する場合には減勢池の必要性が出てくる。従って、側水路敷高を下げ、なおかつ、下流分派堰自体を下げ、下流河床への落差を極力小さくすることが必要と思われる。

(4) ダム導水路

設計洪水流量時にダム側への分派量が多い場合、ダム導水路の導流壁から下流河道へ余水を越流させる方法を用い、分派条件をほぼ満足することが確認された。しかし、この越流水も導流壁沿いに落下するため何らかの処置が必要であることが確認された。

4. 4 分派堰周辺の流況改善及び分派流量

4. 4. 1 沈砂池流況改善

分派堰上流Na 99.5 ～ 98.5 にかけての湾曲の影響と水位低下により流速が増大したため顕著になった右岸寄りの流れを改善し、沈砂池および分派堰の安定した機能を確保するために、ここでは沈砂池上流に落差工設置による方法の検討を行った。

落差工の設計条件を次のように設定した。

(1) 落差工による流況改善は、落差により生ずる跳水により流水を一旦減衰させ流向を変える事にあり、落差工越流水脈は常に完全越流状態を維持しなければならない。

(2) 落差工にウイングを計画する場合の水通し幅は、分派堰上下流の最小河道幅（本落差工の場合一の瀬頭首工幅 16 m ）以上を確保すること。

(3) 落差工ウイングの高さは、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の約 $1/2$ の $150 \text{ m}^3/\text{s}$ が越水しない高さを目安とする。

(4) 落差工の高さは極力低くし、本工設置による上流への背水の影響範囲を極力小さくすること。

一般に急流河川あるいは流路工等の湾曲部における流れの片寄りを改善するために落差工あるいは床固めを計画する場合、設置位置は湾曲部始端、中央、終端の3ヶ所が有力であるといわれ、それらの適切な設置により個々の河川に適用されている。余野川ではNa 99 地点（湾曲部始端）、Na

99.2 (湾曲部中央), 沈砂池上流端 (湾曲部終端) の3ヶ所への設置を想定し, まず沈砂池上流端の落差工の検討を行った。

落差工の高さとして沈砂池水位を基に2 mおよび3 mを選定し, 検討した結果を図-26に示す。検討に用いた式を次に示す。

$$Q = C \cdot B \cdot H_0^{3/2} + C (B_0 - B) (H_0 - W)^{3/2}$$

②

但し, Cは1.8と仮定している。

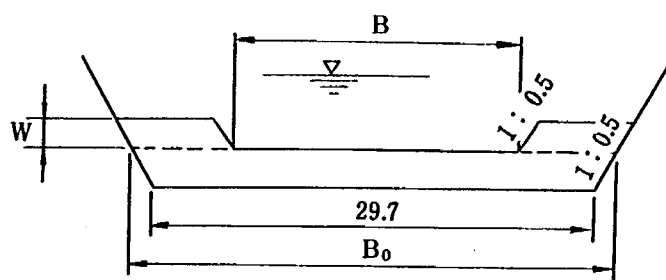


図-25 落差工諸元

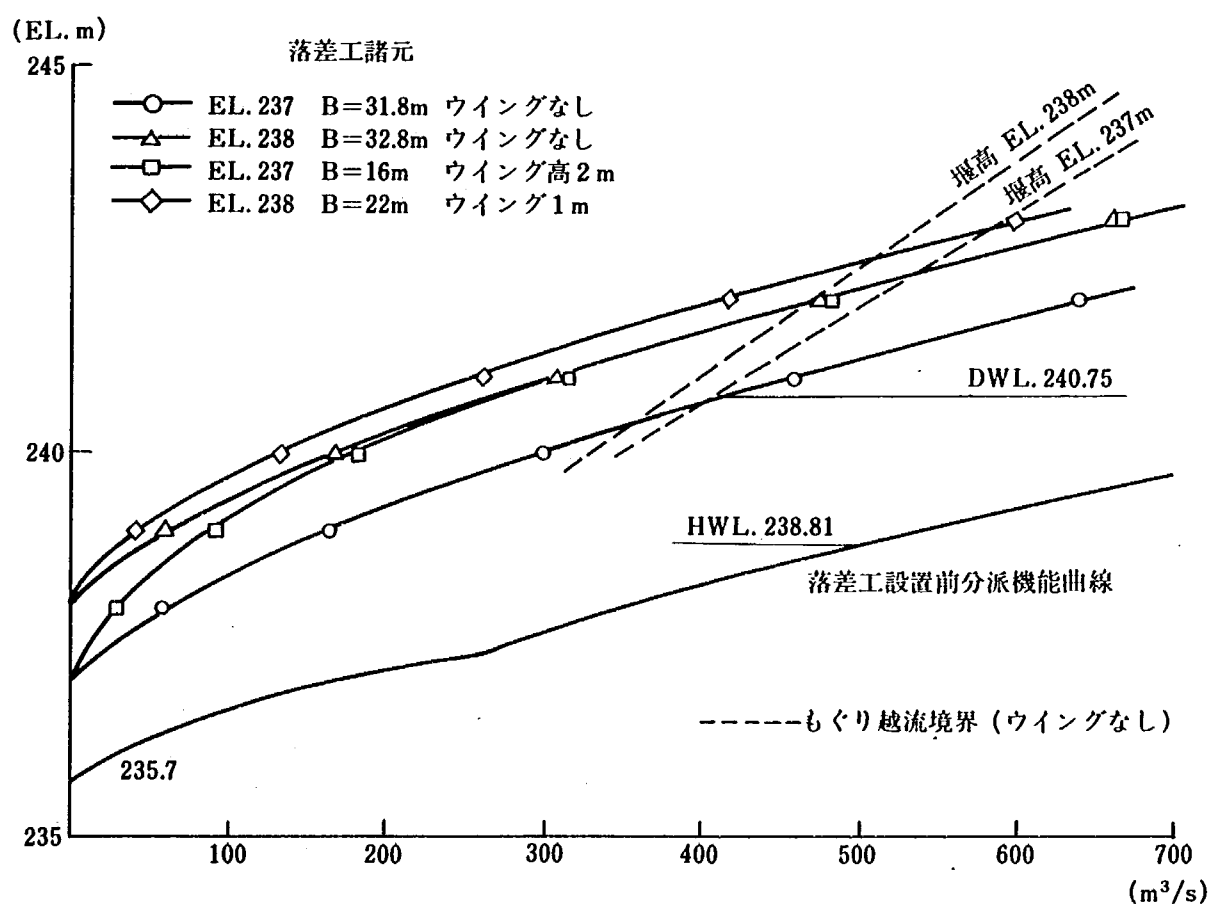


図-26 沈砂池上流端落差工の検討

先に行った抽出実験と比較し、接近流速が相当大きく、落差工設置前の沈砂池水位は設計水位（計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入時：H.W.L. 238.81 m，設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入時：D.W.L. 240.75 m）を大幅に下回っている事が図より明らかである。この推定した水位を基に落差 2 m，3 m でウイングを有する場合と無い場合、およびもぐり越流となる境界水位を推定した。

推定の結果によると落差工は高いほど完全越流で放流できる範囲が広く、高さ 3 m，EL. 238.0 m で水通し幅を 22.0 m，ウイング高さ 1.0 m とすれば設計洪水流量までの全流量を完全越流で放流できるものと思われる。しかし、この場合、条件の(3)は満足せず、水通しのみで放流可能な流量は $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。条件を満足させるためには、ウイング高さが 2 m 程度必要となり、落差工のみならず周辺の護岸の高さにも影響を及ぼすものと思われるので、1 m 程度が妥当と思われ採用した。

さらに同様に、上流落差工の規模を推定した結果が図-27 である。その結果、水通し天端 EL. 239.0 m（沈砂池上流端落差工ウイング天端標高），幅 22 m，ウイング高さ 2.0 m が適当であろうと考えられる。

以上の検討結果に基づいて想定した 6 ケースの落差工形状および実験結果を表-7 に示す。流出土砂の沈砂池堆積状況を確認するために用いた土砂は、 $d_{50} = 43 \text{ cm}$ のものを約 $2,400 \text{ m}^3$ の量を 3.5

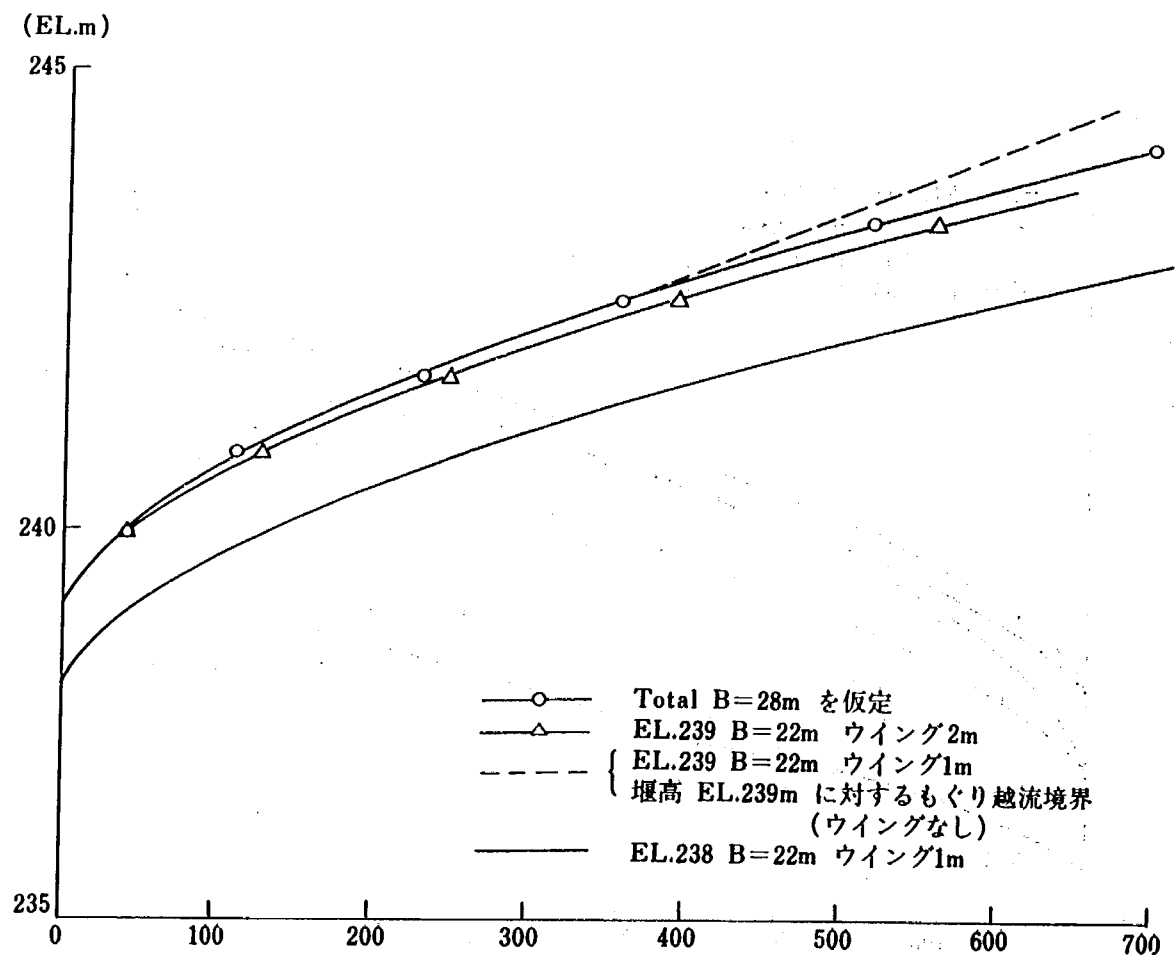


図-27 上流落差工の検討

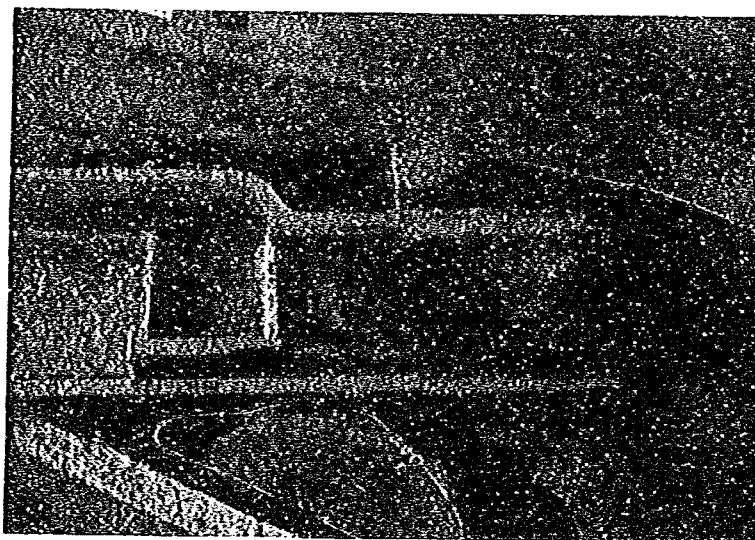
表-7 落差工の配置検討

ケース	形状の特徴	流況観察結果
1	- 落差工 { 高さ 3 m 天端標高 EL. 238 m ウイングなし - 落差工上流右岸側を幅 10m, 天端標高 EL. 239m で埋め戻す。	供給土砂は, 落差工上流左岸側に堆積することになり, 主流は埋め戻した部分を流下するため, 右岸寄りの流況は改善されない。
2	- 落差工なし - 右岸側を幅 10m, 天端標高 EL. 239 m で埋め戻す。	左記の方策をとったため主流は沈砂池中央に流入するが, 流速が大きく供給土砂は分派堰まで達し, 側水路に流入する。従って, 落差工にかわる水制等の設置は好ましくないと思われる。
3	落差工 { EL. 238 m 水通し幅 16 m ウイング高さ 2 m	計算で推定された EL. 238m, 水通し幅 22 m, ウイング高さ 1 m に対し, 本ケースの落差工 1 基の効果の検討を行ったが, 供給土砂の大半が落差工上流に平均的に堆積し, ウイング高さ 2 m でも右岸寄りの流況改善の効果はない。
4	ケース 3 の落差工の上流 Na 99.0 に水通し天端 EL. 239.0m とする同一規模の落差工を設置したもの。	- 落差工間での減勢効果は大きい, 下流落差工からは左寄りの斜め越流となり, 沈砂池右岸側に時計回りの渦が発生する。 - 上流落差工の上流部では, 落差工設置により左岸側水田への越水が著しい。
5	ケース 4 の上流落差工ウイングを撤去したもの。	沈砂池内の渦の発生はなくなるが, Na 99 落差工による越水は大きく, 落差工下流に露出射流の発生がみられる。
6	- 下流落差工 EL. 238.0 m, 水通し幅 22 m, ウイング高さ 1 m - 下流落差工より上流約 30m 地点に落差工, EL. 239.0 m, 水通し幅 22 m, ウイング高さ 2 m	上流落差工の設置位置を下げた事により, 水田への越水は収まり, 落差工下流の露出射流の発生はなくなる。

時間（模型では 30 分）で供給している。また、落差工および沈砂池付近の流況を写真-20～25 に示す。実験の結果、沈砂池直上流と、上流湾曲部中間部（沈砂池直上流の落差工より 30m 程度上流）に落差工を設置したケース 6 が、他のケースと比較して沈砂池内の渦流もなく、土砂もほぼ均等（横断方向）に沈砂し、落差工設置による周辺への影響もないことから、このケースを採用するものとする。

ケース 6 の落差工の設置効果をさらに検討するために小粒径 $d_{50} = 45 \text{ mm}$ （模型では平均 1 mm の砂を使用）程度の砂を用いて実験を行った。その結果を写真-26, 27 に示す。実験は、ケース 6 で沈砂池に堆積した土砂を撤去した後、 $3,600 \text{ m}^3$ の土砂を 7 時間で供給したものである。これを

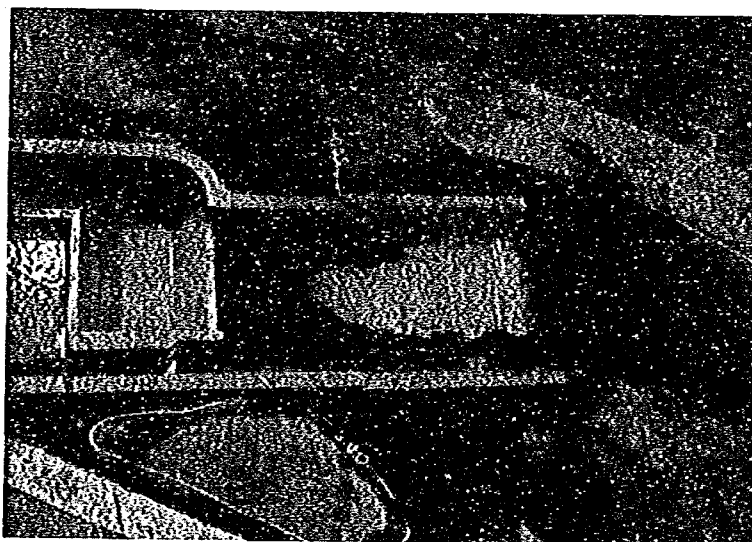
下
流



上
流

写真-20 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 1

下
流



上
流

写真-21 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後) Case 2

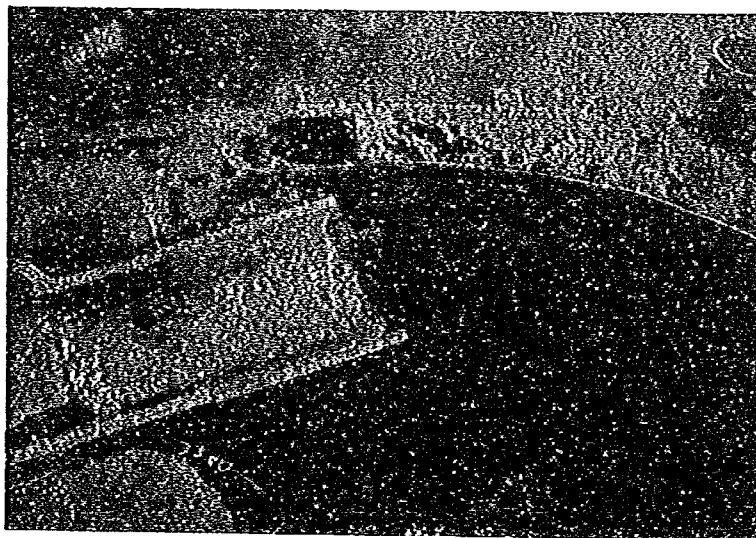
下
流



上
流

写真-22 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 3

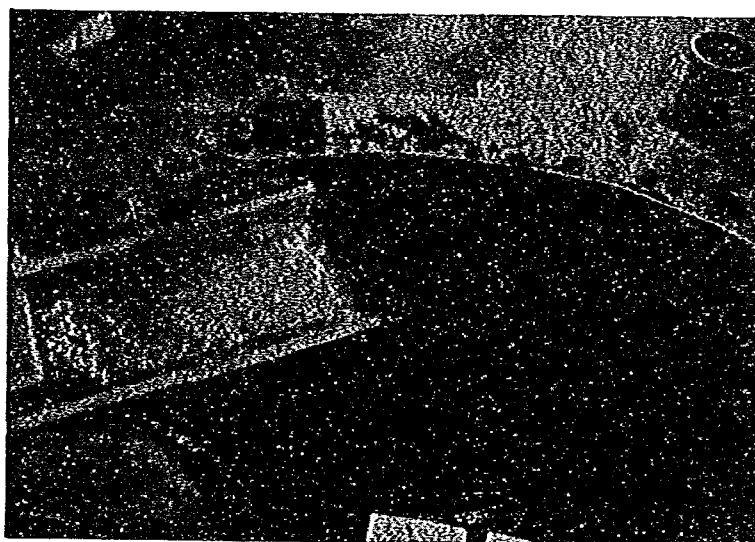
下
流



上
流

写真-23 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 4

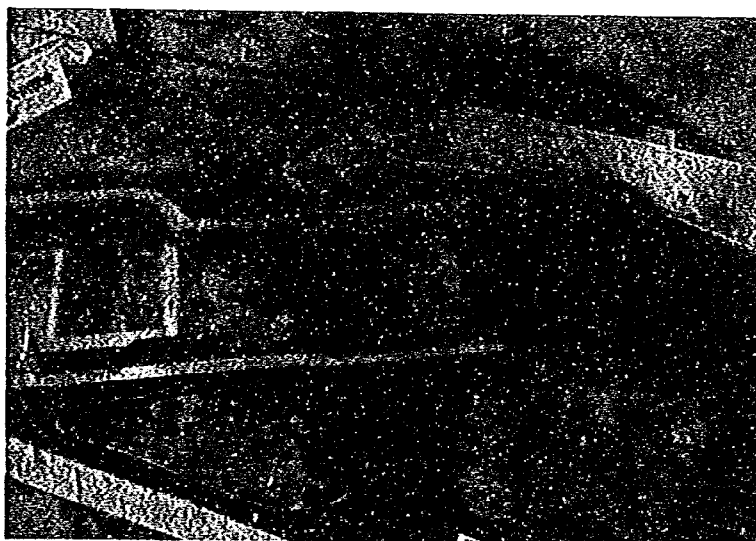
下
流



上
流

写真-24 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 5

下
流



上
流

写真-25 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 6

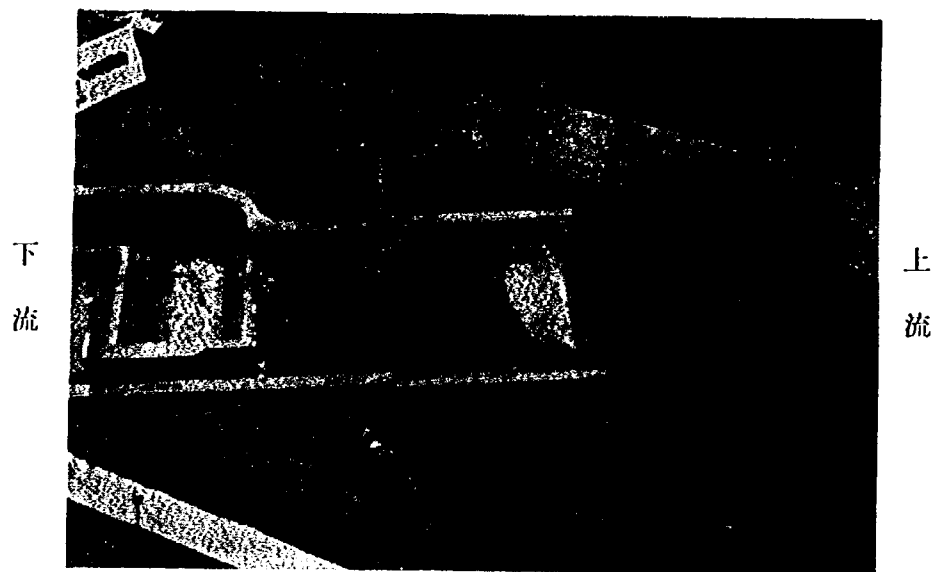


写真-26 沈砂池の流況 ($Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 7

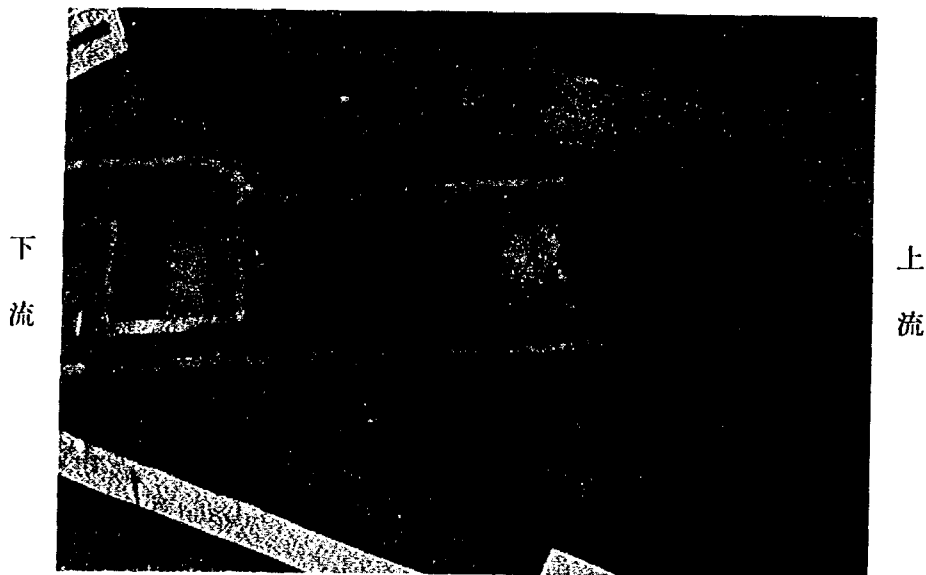


写真-27 沈砂池の流況 ($Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後) Case 7

ケース7とする。この時の流量は $40 \text{ m}^3/\text{s}$ である。沈砂池に堆積した土砂は全体の約80%で、残りの約20%は沈砂池上流落差工2基によって貯砂しており、ダム、本川への流出土砂も浮遊砂程度であることから、沈砂池の機能は十分に発揮されているものと思われる。

さらに、沈砂池内に土砂が堆積している状態に洪水が流入した時の堆積土砂の動向をみるために、ケース7の堆積状況に対し、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ が流入した場合について検討を行った。これがケース8である。但し、無給砂である。放流初期では沈砂池内は、流入水で一時攪乱されて堆積土砂の一部は浮遊してダム、本川（主にダム側へ流出）へと流出するが、しばらくすると安定した流れとなる。しかし、この間も堆積土砂は徐々に分派堰近くまで前進し、やがて堰からダム側へ流出が始まる。（写真-28，29）

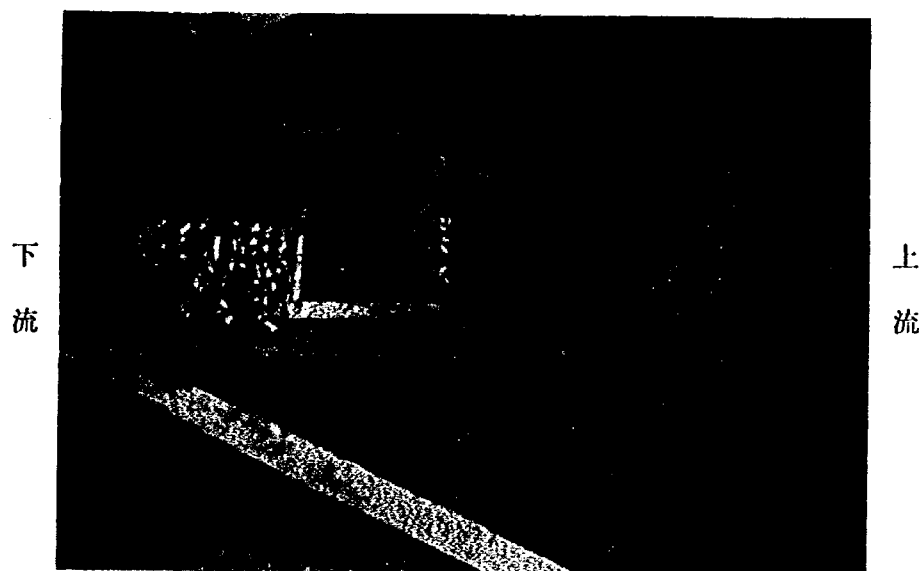


写真-28 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$) Case 8

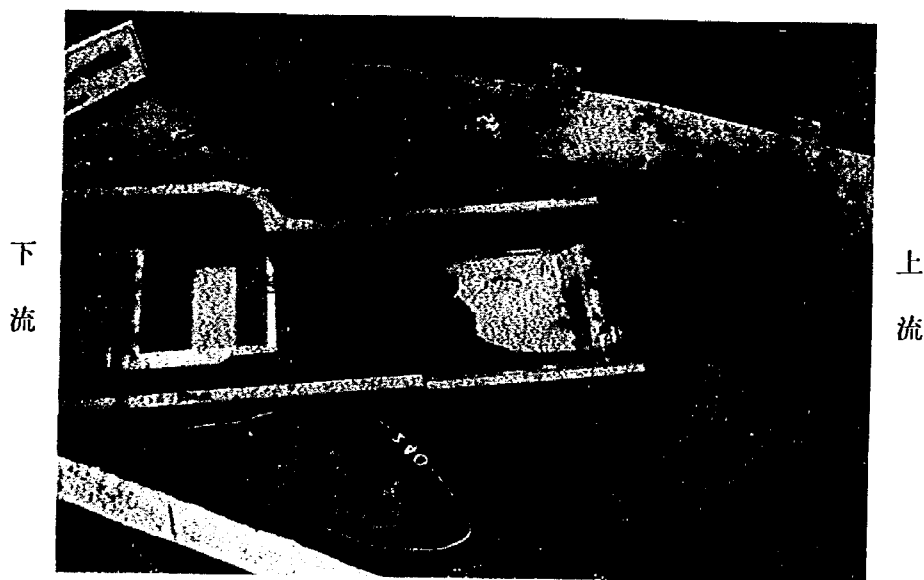


写真-29 沈砂池の流況 ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後) Case 8

実験の結果によれば少なくとも小粒径の堆積土砂は、逐次排出しておく必要がある。なお、この排出が十分に施される場合には、常用洪水吐きへの土砂流入を防止するための分離壁の必要性はないものと思われる。

なお、沈砂池機能確認のために落差工上流に $d_{50} = 43 \text{ mm}$ (模型 8.6 mm) の土砂を $1/80$ 程度の勾配で敷きならし、 $150 \sim 600 \text{ m}^3/\text{s}$ までの流量を無給砂で放流した。この結果、落差工上流の堆積土砂は、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にその大半が沈砂池に流入したが、これ以上流量を増してもダム、本川への土砂流出は確認されていない。沈砂池に堆積した土砂も砂レキ堆天端も E.L. 236.0 m 程度でフラットとなっており、これによる流況の悪化もほとんどなく、沈砂池機能は十分に改善されたものと判断される。

また、落差工設置による上流河道への影響はNo 99.5付近まで生ずるが、流況を悪化させるような事はない。

4.4.2 沈砂池流況改善後の諸水理量

落差工を設置して沈砂池流況の改善を行った後の分派量および周辺水理量は、表－8に示す通りである。これによれば、計画値をほぼ満足する結果が得られた。ダム導水路水位もEL.237～237.6 m程度で、横越流部天端EL.237.0 mからの越水量も少量であり、特に横越流部を設ける必要はないと思われる。沈砂池内の流速が大きいことは、沈砂池の機能が十分に発揮されていないと思われるが、本分派堰の場合、沈砂池流入速度を低下させることは、落差工直下への沈砂が著しくなり、沈砂池の平面的な活用が十分でなくなるとの判断から、ある程度の流速をもたせて沈砂池全体に亘って活用を計るのがよいと判断した。落差工設置後の流況を図－33～36、写真－30～35に示す。

表－8 落差工設置後の分派量

		沈砂池水位※(m)	本川分派量(m ³ /s)	ダム導水量(m ³ /s)
計画高水流量 300 m ³ /s	実験値	EL.238.73	43	257
	計画値	EL.238.71	40	260
設計洪水流量 600 m ³ /s	実験値	EL.240.53	284	316
	計画値	EL.240.75	300	300

※ 常用洪水吐きゲート直上流の水位を示す。

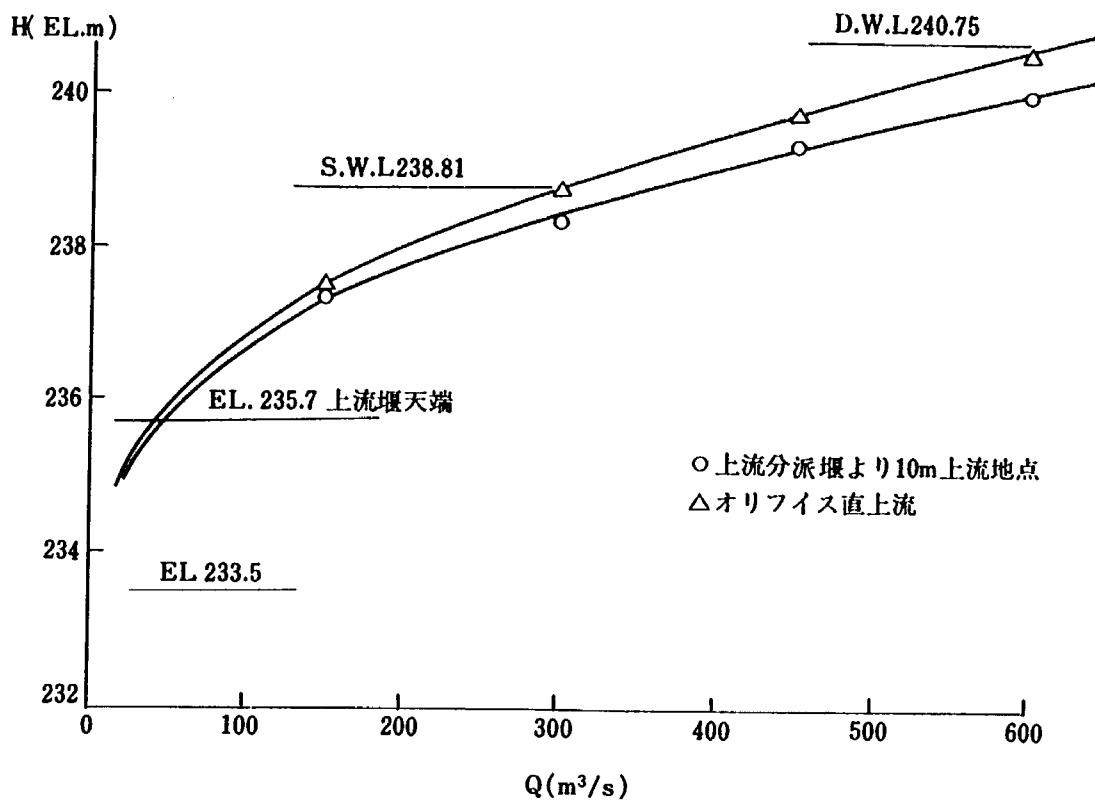


図-28 オリフィス上流水位

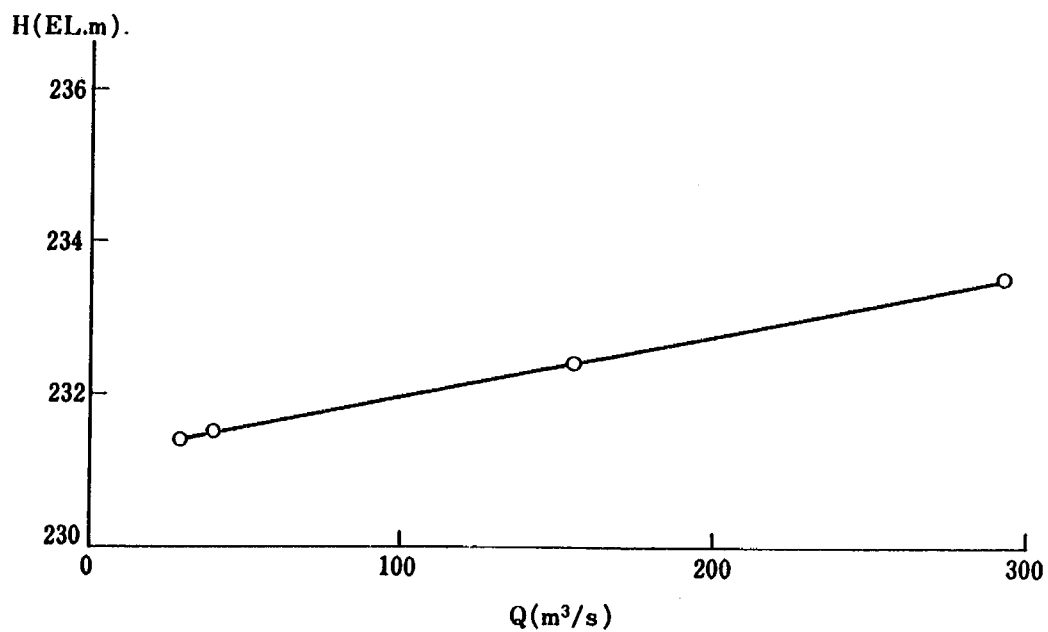


図-29 № 96.5 水位

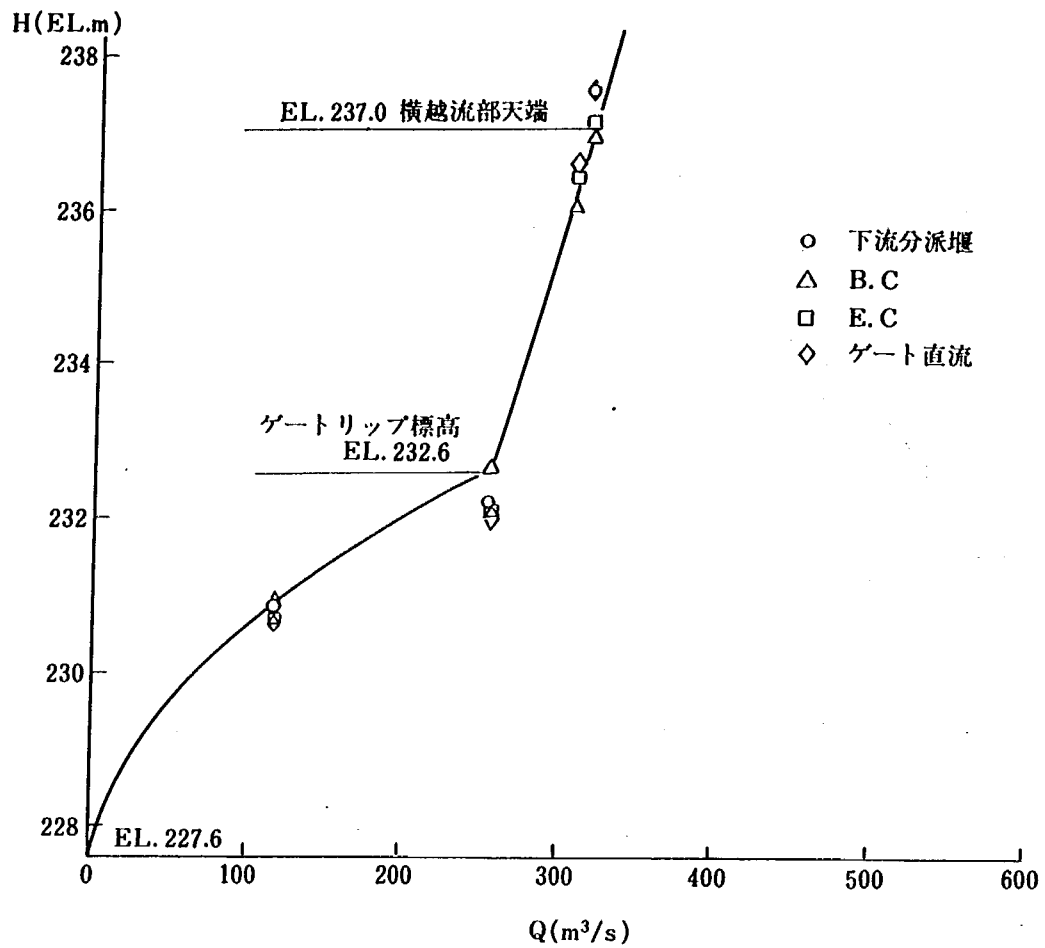


図-30 導水路水位 (ゲート開き 4.5 m) リップ標高 232.6 m

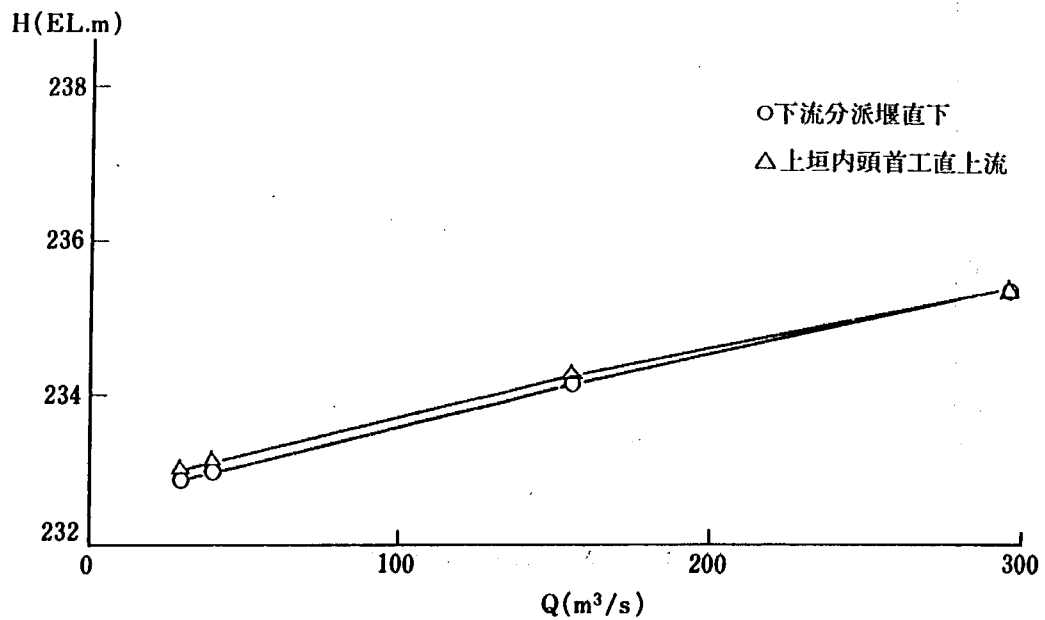


図-31 分派堰下流水位

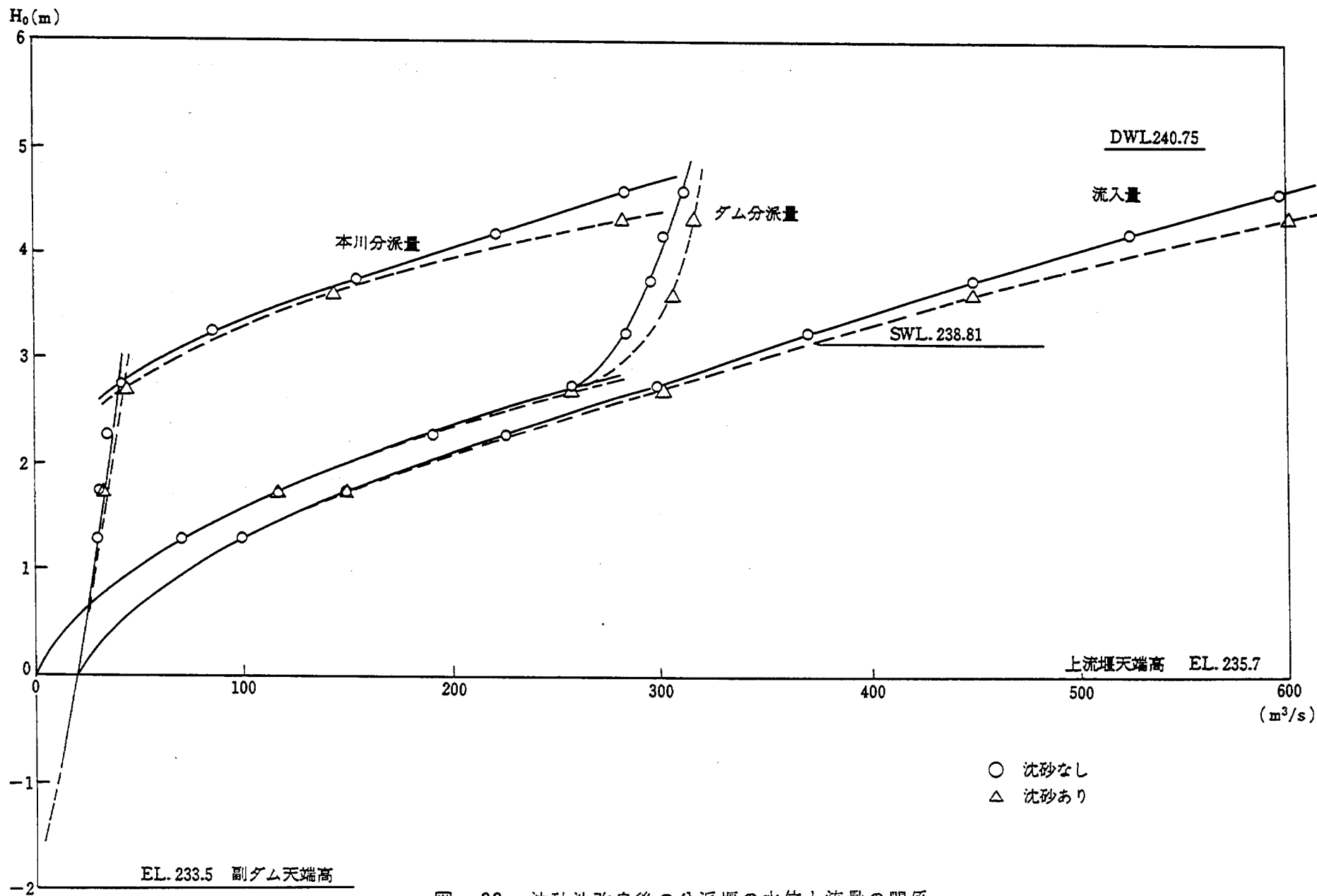
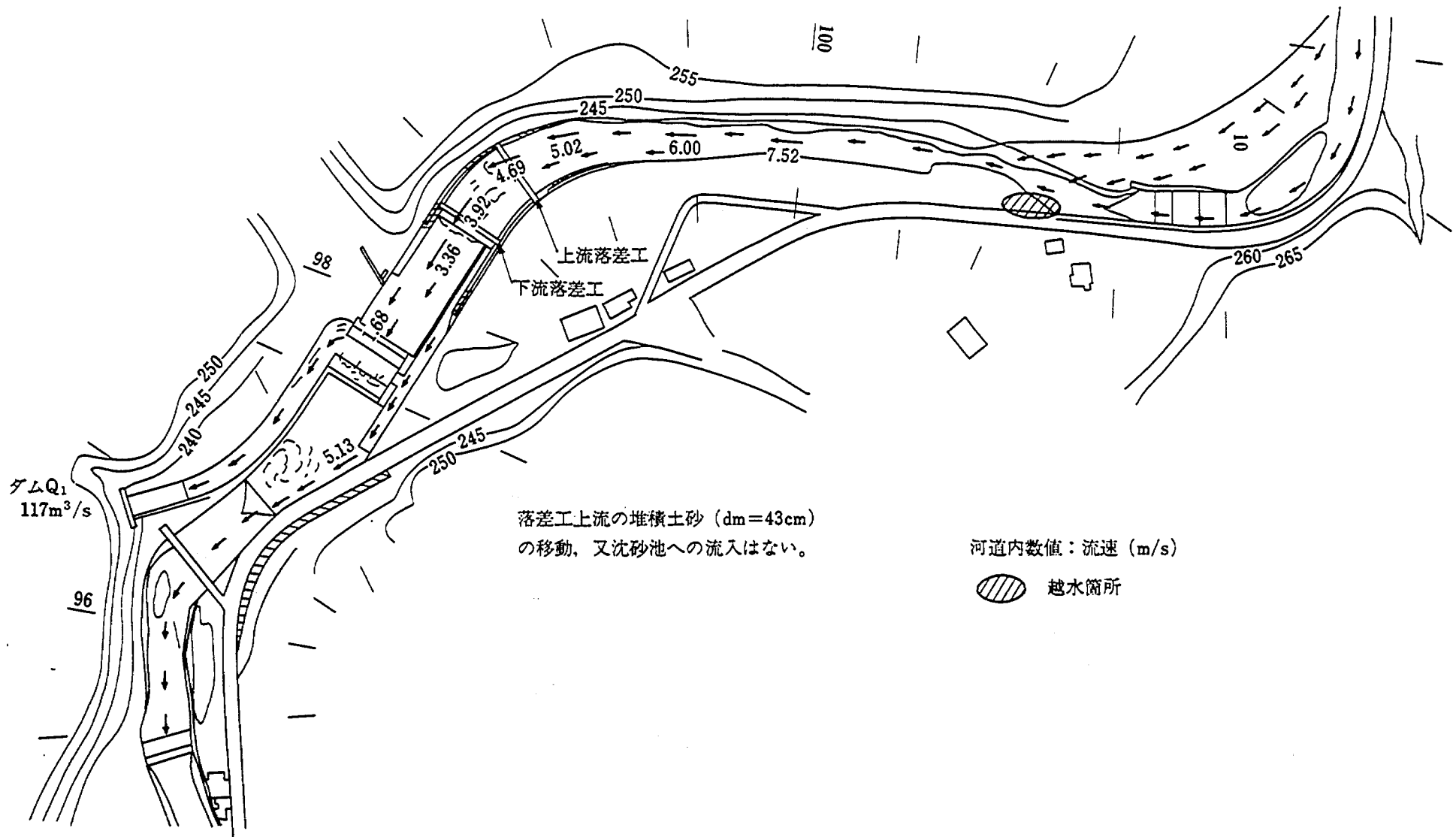


図-32 沈砂池改良後の分派堰の水位と流量の関係

落差工設置により、NO.99.5 付近まで
背水の影響があるが、この間の越水はない。



本川 Q_2 $33\text{m}^3/\text{s}$

図-33 余野川流況図 (落差工設置後) $Q_0 = 150\text{m}^3/\text{s}$

落差工上流の堆積土砂 (dm=43cm) の大半が沈砂池へ流入。但し、流入土砂は沈砂池上流から15m下流より15m程度の間で沈砂する。その高さは EL. 236 程度で安定し、ダム、本川への土砂流出はない。

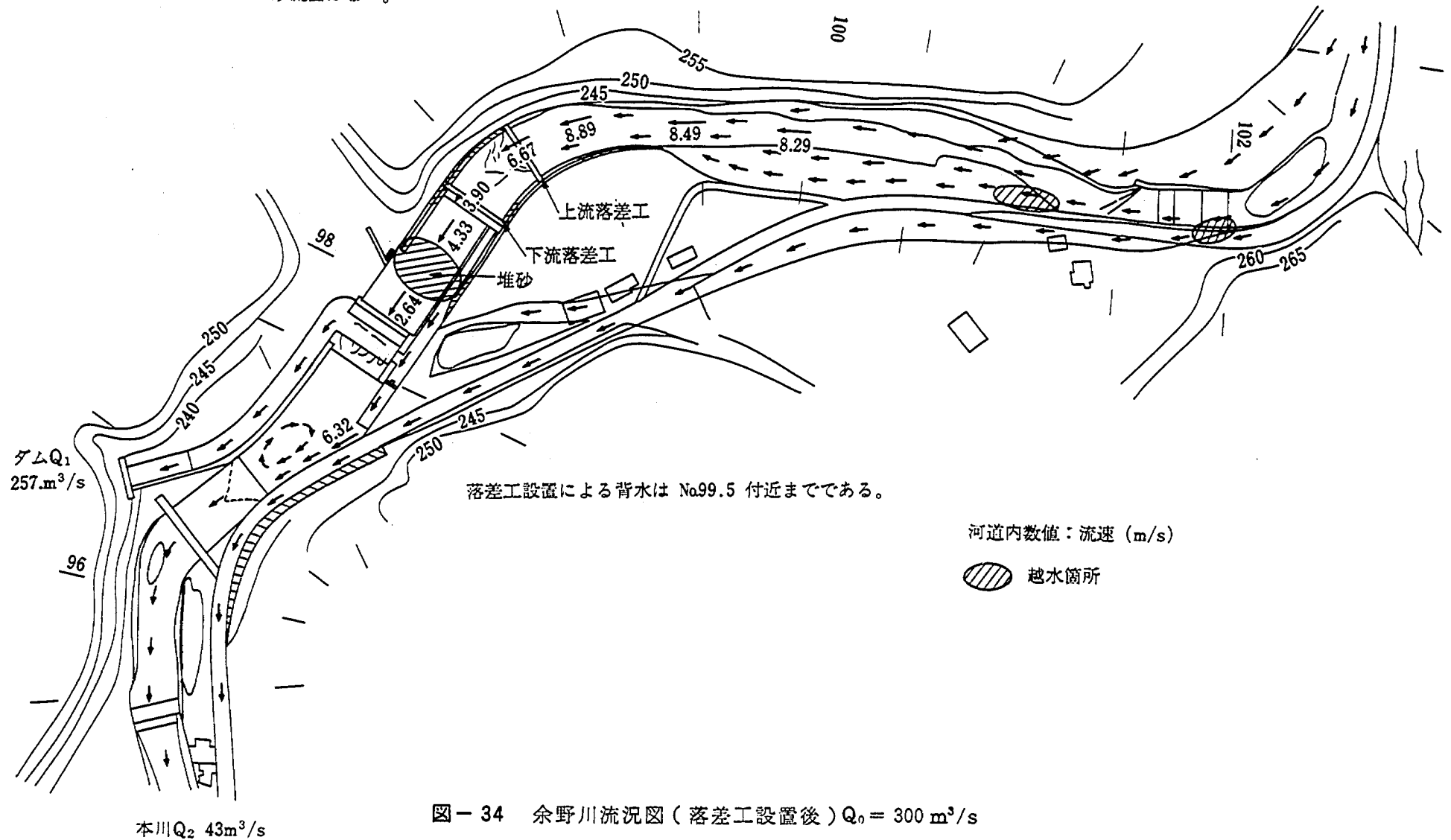


図-34 余野川流況図 (落差工設置後) $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

落差工上流堆積土砂は $300\text{m}^3/\text{s}$ 放流で大半が流出しており、この流量時の移動量は小さい。
 沈砂池は流れがやや右岸よりとなるため、沈砂池の右岸側沈砂土砂が若干下流へ押し流される。
 しかし、ダム、本川への流出は認められない。

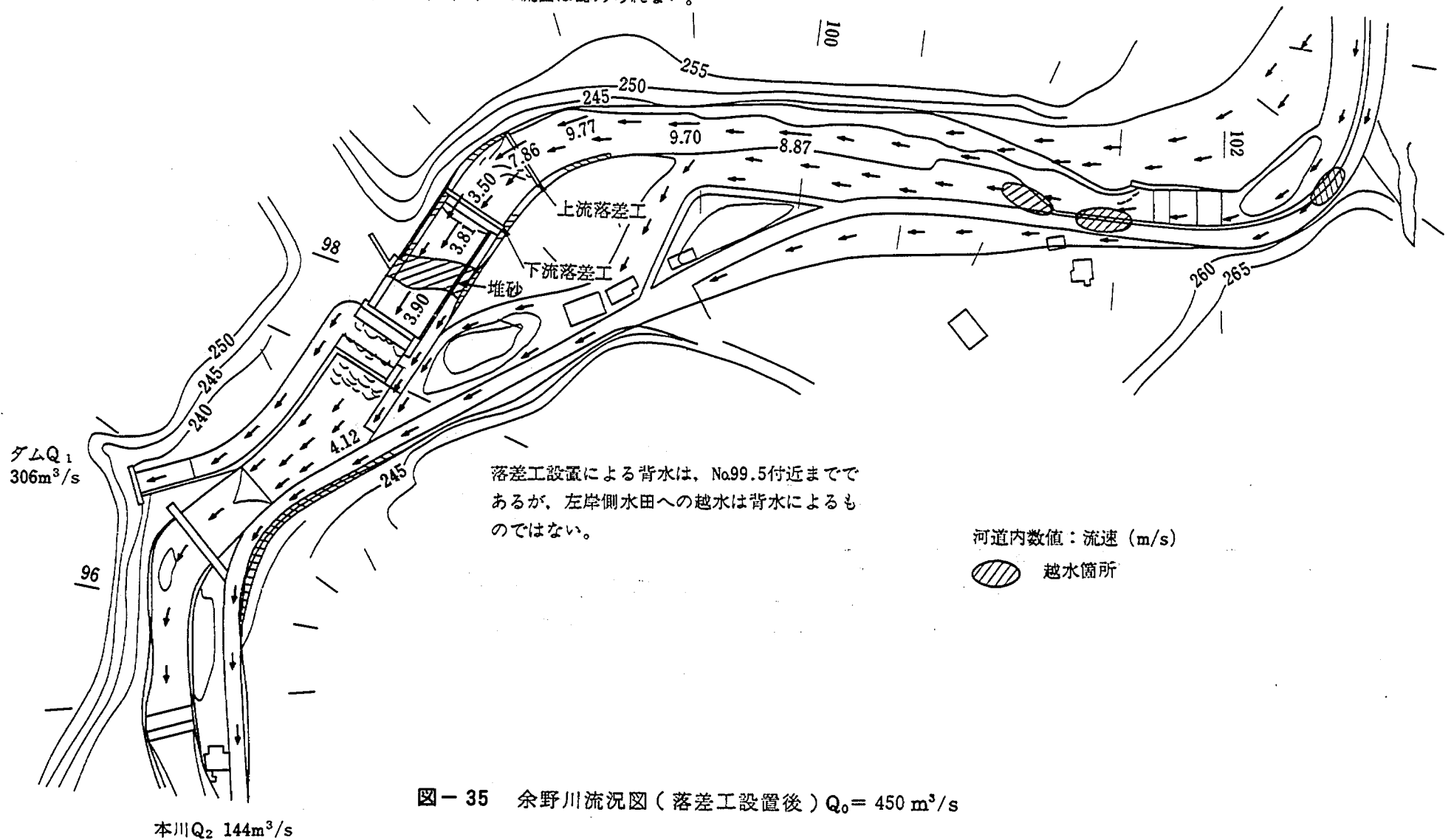
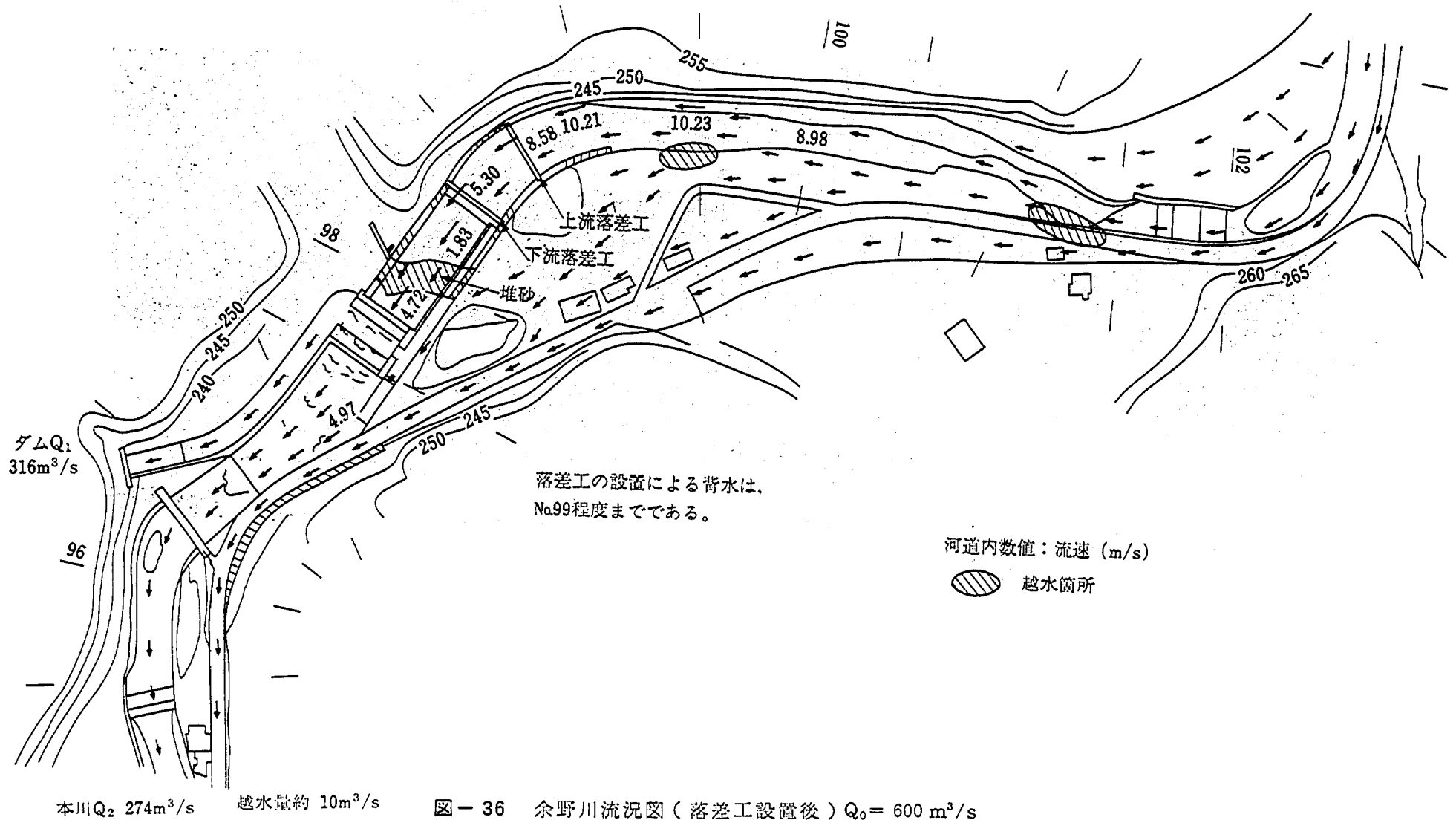


図-35 余野川流況図(落差工設置後) $Q_0 = 450\text{m}^3/\text{s}$

この流量でも落差工上流堆積土砂の移動はない。
 沈砂池の流れはさらに右岸よりとなり、沈砂土砂は
 さらに下流に押し流される。しかし上流分派堰まで
 は到達せず、ダム、本川への流出はない。



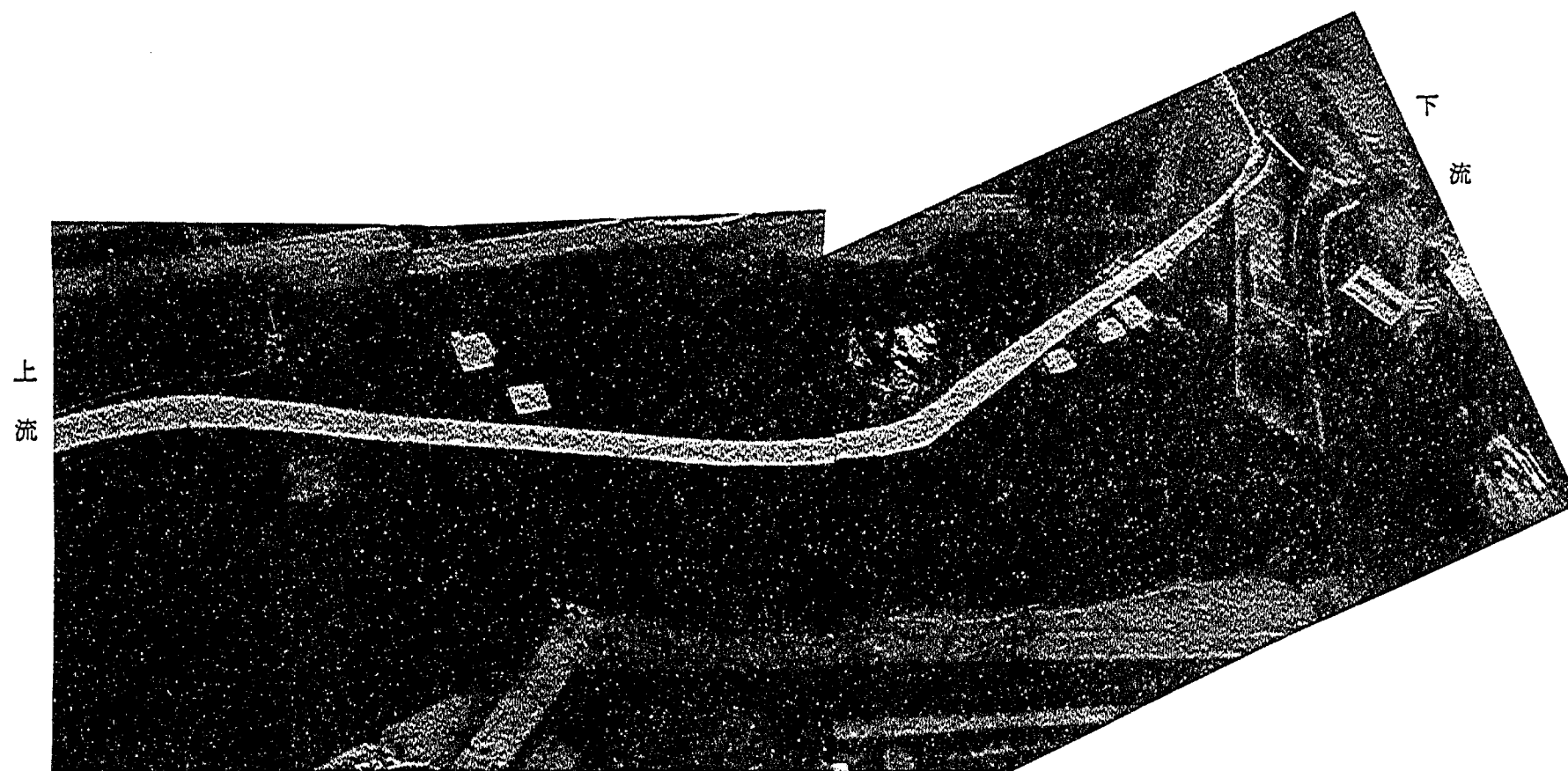


写真-30 余野川の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (落差工設置後)

上流



下流



下流

上流

写真-31, 32 余野川の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (落差工設置後)

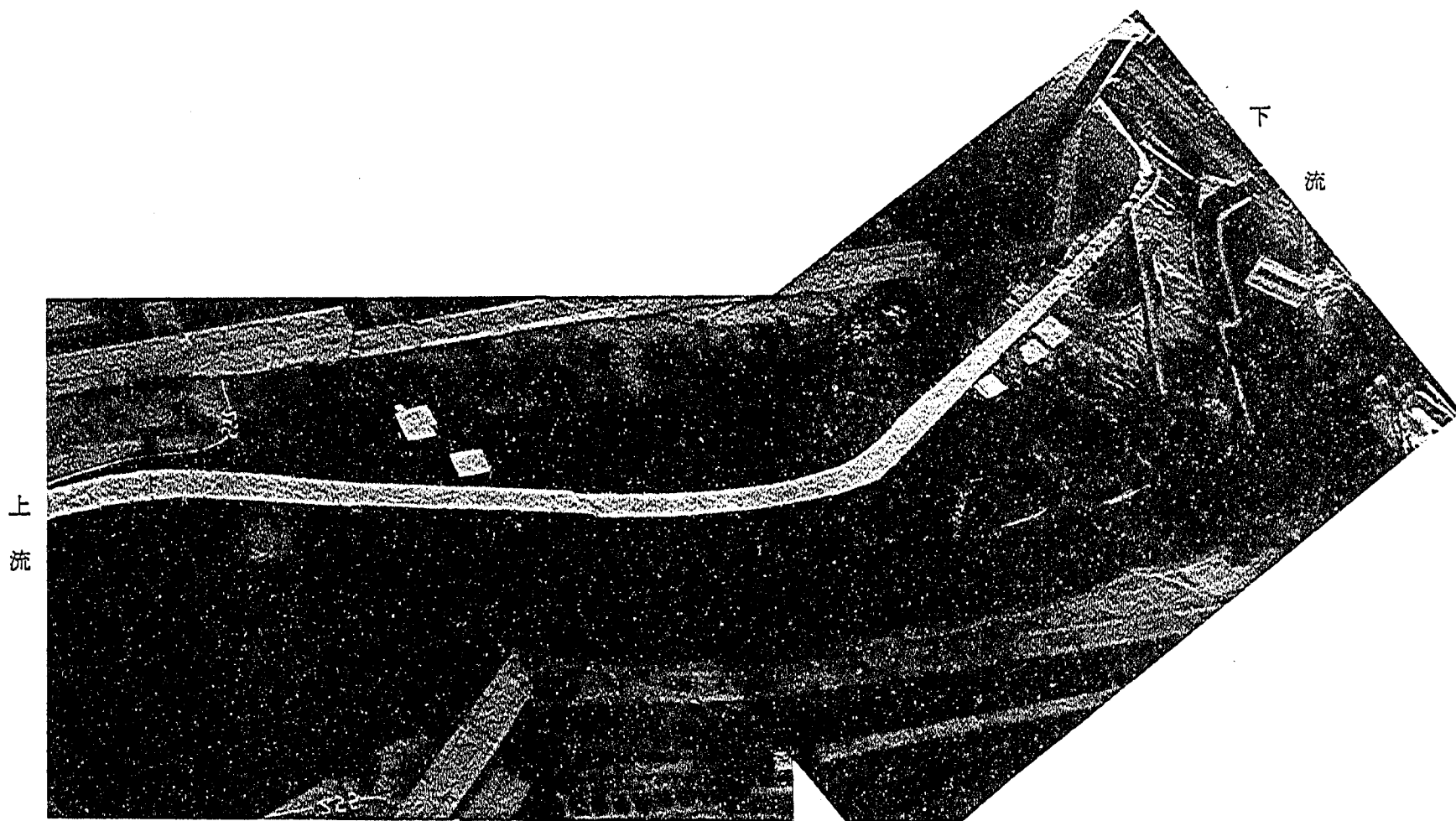


写真-33 余野川の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (落差工設置後)

上流



下流



下流

上流

写真 - 34, 35 余野川の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (落差工設置後)

4.4.3 分派堰下流の流水処理の検討

分派堰は図-15に示す形状において沈砂池上流に落差工2基配置することにより、計画されている水理機能を発揮することが確認された。ここではさらに分派堰下流の流況改善の方法として、分派堰下流の落差を軽減するための側水路敷高の低下、常用洪水吐き減勢工型式について検討を行った。

(1) 側水路敷高低下の検討

計画高水流量以上の流入に対する下流分派堰からの本川分派状況は、分派堰下流の落差が小さい方が本川下流の流況として有利となる。また、ダム導水路導流壁高は横越流部の有無にかかわらず、本川からダム導水路への流入を防止するために少なくとも、本川分派量と上垣内頭首工によって決まる水位以上は確保しなければならない。そのため水路敷高は設計洪水流量時の導流水位と本川下流水位により決定される。

実験結果によれば設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入時の本川分派量 $284 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する本川下流水位は、EL. 235.35 m程度であるから、導流壁天端は少なくとも EL. 235.0 m 以上は必要である。この時のダムへの導水量 $316 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する導水路水深は、9.4 ~ 9.9 m程度であり、 $16 \text{ m}^3/\text{s}$ の余水を本川下流水位と同程度で越水させるものと仮定して、導水路水位を EL. 235.5 m程度にとると導水路敷高としては、EL. 226.1 m ~ EL. 225.6 mが想定できる。ダム導水路から本川下流への横越流部幅はもぐり越流となることを考慮して第1湾曲部終端までの 59.452 mとすればよいと思われ、横越流部直下の保護はほとんど必要ないものと思われる。

側水路敷高の低下による相対的な上流堰高の増加に対し、側水路隆起水深がほとんど変化しないものと仮定して水路敷高を EL. 225.6 mとすれば、下流堰高、水位ともに 2.0 mの低下が見込まれる。この状況で下流越流堰からの越流水の減勢状況を検討してみると次のようである。

越流水はその全エネルギーが下流側へ向かうものとし、水クッションによる流速の減衰係数として 0.8 を仮定すると、

$$h_1 = \frac{Q}{0.8 B \sqrt{2 g H}} = \frac{300}{0.8 \times 26 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (237 - 232)}} \\ = 1.46 \text{ m (1.23 m)}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g h_1}} = 2.09 \text{ (2.70)}$$

$$\therefore h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) = 3.65 \text{ m (4.12 m)}$$

() : 下流分派堰敷高 EL. 237.0 の時推定される水理量

共役水深は 3.65 m となり、下流分派堰越流部高 EL. 237.0 m の時の上垣内頭首工より維持される水深 4.12 m より小さく減勢工は必要ないものと思われる。また、保護工の範囲は下流 20 m 程度とすれば十分と考えられる。

2) 常用洪水吐き減勢工型式

常用洪水吐き減勢工の規模は、4.1.5で検討したように、長さ19.1488 m、幅4.5 m、副ダム高1.5 m、減勢工導流壁高4.5 mで設計洪水流量まで十分に減勢することが確認された。しかし、計画高水流量以下の場合には本川下流水位がほとんど期待できないため副ダムを越流した流れは跳水を生ずることなく、国道側導流壁沿いに流速の速い水脈の発生が確認された。この流速の速い水脈を発生させないために減勢工からの流れを本川中央側に逃がす方法として、減勢工下流端を締切り右岸側導流壁からの横越流させる型式の減勢工の採用について検討した。

4.1.5の検討では、常用洪水吐きゲート開きは上流側設計水深からオリフィス流れとなることを考慮して1.25 mとし、実験の結果でも所定の流量を放流できることが確認された。しかしながらゲート下流の流れは減勢工水深のためもぐり流出となる可能性があり、また流量も模型で最大2.5 l/sと小さく信頼性に乏しいため、芦田の水門からの流出量推定図により確認することとした。

今、減勢工長さとして、分派堰下流保護工長として推定された20 mとし、同幅を横越流部とした場合を想定する。またゲートは刃形リップを有する鉛直ゲートを考えている。

芦田式によりゲート開きと流出量を検討してみる。ゲート開き1.25 mでゲート上流側水深6.81 m（計画高水流量流入時水位＝サーチャージ水位）で、40 m³/sが放流された場合、下流水深が共役水深を保つと仮定すると共役水深 h_j は次のように推定できる。ゲート下流のベナコントラクタの水深 h_1 は、 $C_c \cdot a$ で与えられるから、

$$h_1 = C_c \cdot a = 0.65 \times 1.25 \div 0.81 \text{ m}$$

$$F_1 = v_1 / \sqrt{gh_1}$$

$$= (40 / (0.81 \times 4.5)) / \sqrt{9.8 \times 0.81} \div 3.89$$

$$\text{共役水深 } h_j = \frac{1}{2} h_1 (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.81 \times (\sqrt{1 + 8 \times 3.89^2} - 1)$$

$$\div 4.07 \text{ m} \dots\dots\dots \text{EL. 236.07 m}$$

$$\text{減勢工長 } L = 4.5 h_j = 4.5 \times 4.07 = 18.315 \div 20 \text{ m}$$

となる。芦田によればゲート上下流幅が等しい場合は、放流状態により流出量は次のように推定される。

$$Q = C_g \cdot B \cdot a \cdot \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots \text{自由流出} \quad \text{③}$$

$$C_g = C_c \sqrt{1 / (1 + C_c \cdot a / H)}$$

$$\frac{Q}{B \sqrt{gh_2^3}} = \sqrt{2} \cdot \beta \cdot \sqrt{\frac{H}{h_2}} - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{Q}{B \sqrt{gh_2^3}} \right)^2 \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right)} \quad \dots\dots\dots \text{もぐり流出} \quad \text{④}$$

$$\frac{Q}{B \sqrt{gh_2^3}} = \sqrt{\frac{\beta(1+\beta)}{2}} \quad \dots\dots\dots \text{もぐり流出と自由流出境界} \quad \text{⑤}$$

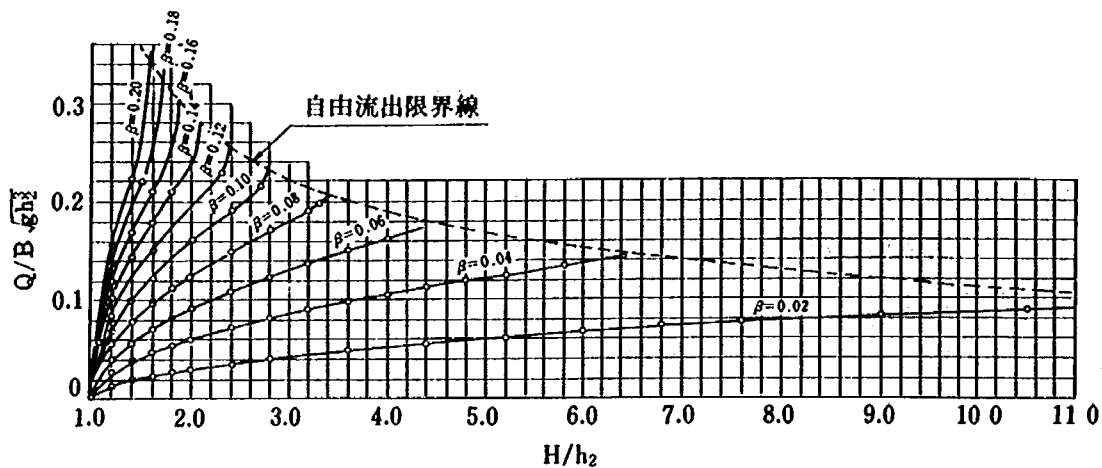


図-37 $H/h_2 \sim Q/B\sqrt{gh_2^3} - \beta$

ここに、 $\beta = C_c \cdot a/h_2$ である。

刃型リップ鉛直ゲートの収縮係数をミュラー、パエルにより求められた理論値より C_c を 0.65 と仮定すると、本ゲートの場合は、

$$H/h_j = 6.81 / 4.07 = 1.67$$

$$\beta = C_c \cdot a/h_2 = 0.65 \times 1.25 / 4.07 \div 0.20$$

であり、ゲートからの放流は自由流出となっていることが推定される。従って流出量は、 $Q = 39.9 \approx 40 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、ゲート開きはほぼ妥当と考えられる。

次に、横越流部幅を 20 m として $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の共役水深 $h_j = 4.07 \text{ m}$ を維持し得る横越流高 W は、越流係数を 1.8 と仮定すると、

$$W = 4.07 - \left(\frac{40}{1.8 \times 20} \right)^{2/3} = 3.0 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{EL. 235.0 m}$$

となる。この時の本川下流水位は EL. 233.0 m 程度であるから横越流部からの越流水に対する下流の状況は次のように推定される。

$$h_1 = \frac{40}{0.8 \times 20 \times \sqrt{2g(236.07 - 232)}} \div 0.28 \text{ m}$$

$$F_1 = \{ 40 / 20 \times 0.28 \} / \sqrt{9.8 \times 0.28} \div 4.31$$

$$h_j = \frac{1}{2} \times 0.28 \times (\sqrt{1 + 8 \times 4.31^2} - 1) \div 1.57 \text{ m}$$

$$h_j > h_2 \approx 1.0 \text{ m}$$

計算によれば、完全に跳水を起こすことは困難としても、分派堰下流 20 m の範囲に保護工が確保されるものとなれば十分であろうと思われる。

一方、原案の副ダム 1.5 m で放流された場合の共役水深 h_j は 3.45 m となり、横越流とした場合

の有利さがよくわかる。また、減勢工敷高を下げれば下流の流水処理はさらに有利となるものと思われる。

模型は、側水路敷高を 2 m 下げ、なおかつ常用洪水吐き減勢工型式を副ダム方式から横越流方式に改造した。

(4) 分派堰改造後の流況および水理機能

(3)での検討の結果、改造した分派堰を図-38に示す。沈砂池から上流落差工までの護岸高は、落差工設置後の計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の平均水位に河川管理施設等構造令に規定されている余裕高を加えたものである。またダム導水路ゲート下流トンネル勾配は、模型の都合上確保できなかったためゲート下流はレベルとしている。

図-38の形状で分派機能を調査した結果、ダム導水路水位が上昇し、本川分派量が増加する。放流量および分派量の特性は、図-39に示すとおりで計画された分派機能に対し、ダム導水路の背水の影響により流入量 $250 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近から本川分派量が増加し、ダム導水量が減少している。計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、ダム導水路ゲート開き 4.0 m (ゲートリップ標高 E.L. 229.6 m) とし、開水路流となることを想定していたが、ゲート直上流水位は E.L. 233.86 m (水深 8.26 m) のオリフィス流となった。この時、本川分派量は $64 \text{ m}^3/\text{s}$ で常用洪水吐きオリフィスからの放流量 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を差し引いた $24 \text{ m}^3/\text{s}$ が下流堰から越水したものと考えられる。しかし、ダム導水路ゲートを全開とした場合、ゲート直上流水位は E.L. 231.6 m (水深 6.0 m) 程度まで低下し、下流堰からの越水量もほとんどなくなる。

また、 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入時の沈砂池水位は、側水路敷高低下により側水路内水位も下がり、より完全越流に近い状態で側水路に流入していて、設計洪水流量流入時の下流分派堰からの越流水は、堰直下より 10 m 程度の間で十分減勢されており、保護工の長さは若干短縮が可能である。またダム導水路水位もほとんど本川水位と同程度でこれら下流流況の改善は十分であると思われる。

一方、常用洪水吐き減勢工は、設計洪水流量時には本川水位と減勢工内水位との差が小さくなり、横越流部からの流れは不完全越流となるため、本川側にとっての減勢効果は比較的良いが、計画高水流量以下では、減勢工内に露出射流が発生し、横越流部からは斜め越流となる。流況を写真-36～44に示す。

以上の検討はダム導水路ゲート下流トンネルに 1/240 の勾配を設置していなかったため、分派堰周辺の水理量の詳細な検討は行っていない。ここで、模型改造を行いダム導水路ゲート下流トンネルに 1/240 勾配をつけて水理量の詳細な検討を行った。

分派機能および分派堰周辺の水理量を図-40～44、表-9、流況を写真-45～48に示す。なお、この結果は無給砂で沈砂池も空の状態、本川維持用放流管も全閉状態で行ったものである。また、ダム導水路トンネル入口に設置したゲートの開きは、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入時のダム導水量 $260 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては開水路流でこれを越える流量をオリフィス流により制御するものとして、4.0 m で計画していたが、導水路の湾曲と水面動揺のため 4.5 m としなければならなかった。分派量としては、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には計画をほぼ満足するものであるが、設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には、導水路水位が低くなり、本川側水位が本川とダム導水路との分離壁 E.L. 235.0 m より

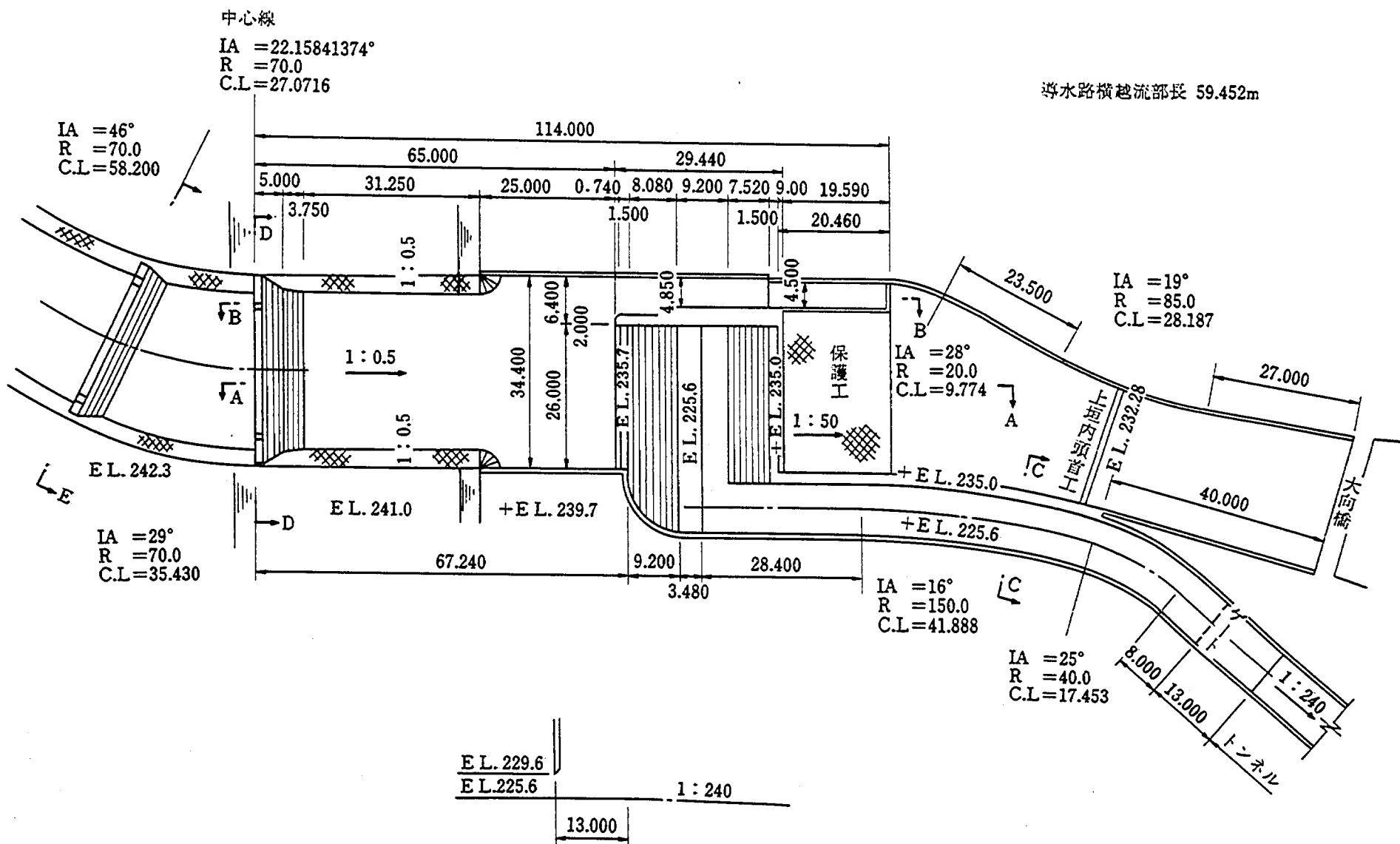
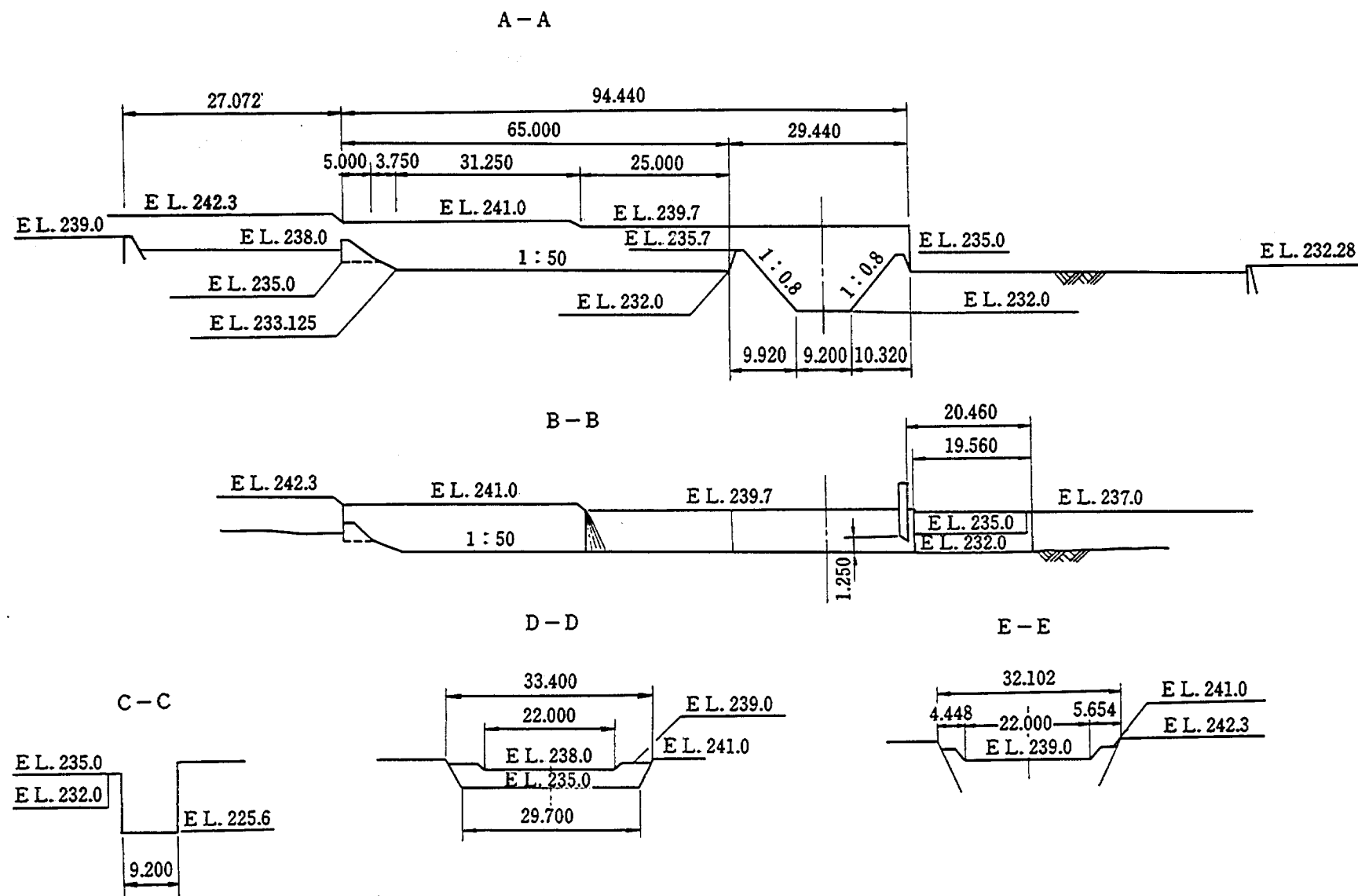
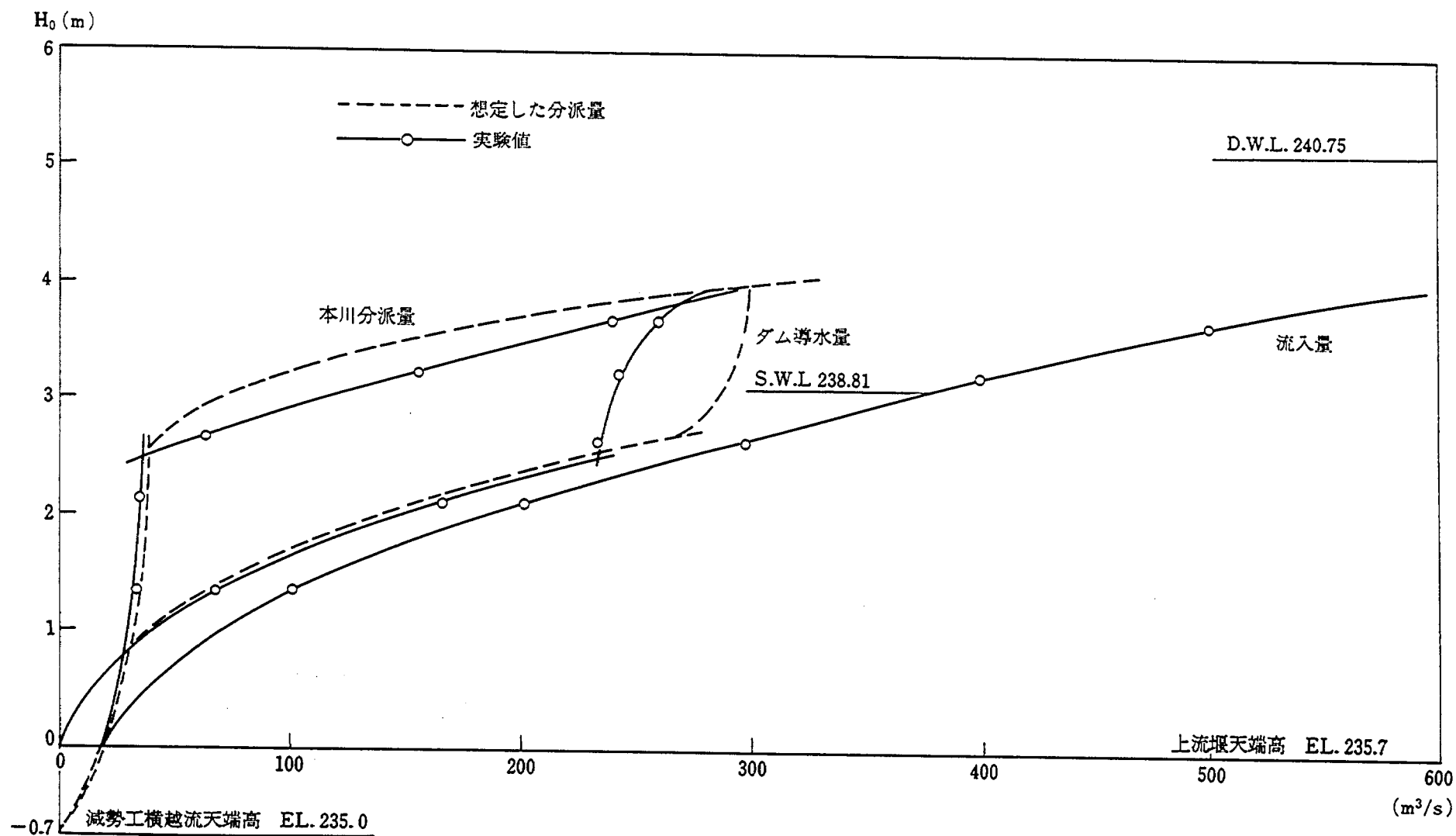


図-38.1 分派導水施設改造形状図(1) (C案)

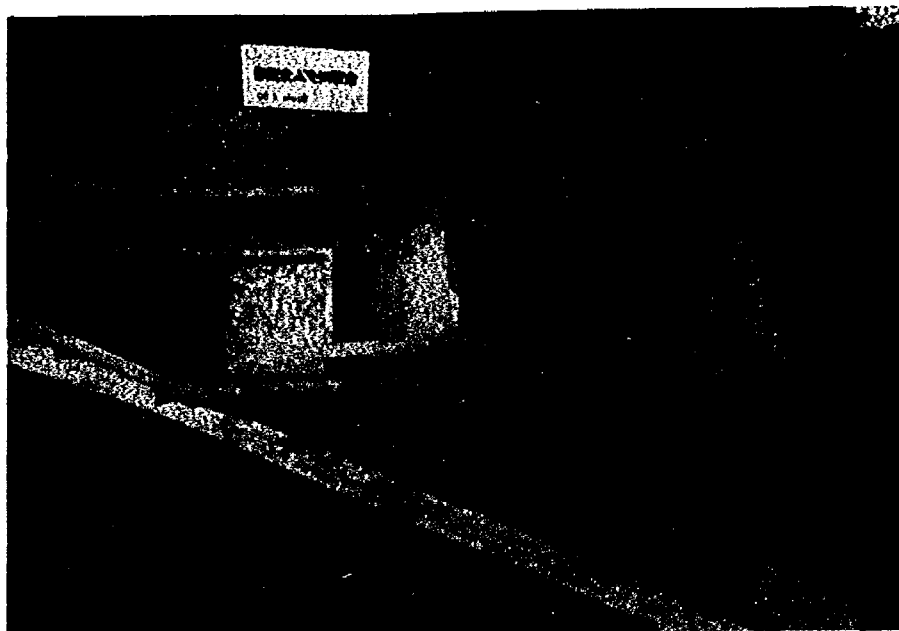


图— 38.2 分派導水施設改造形状图(2) (C案)



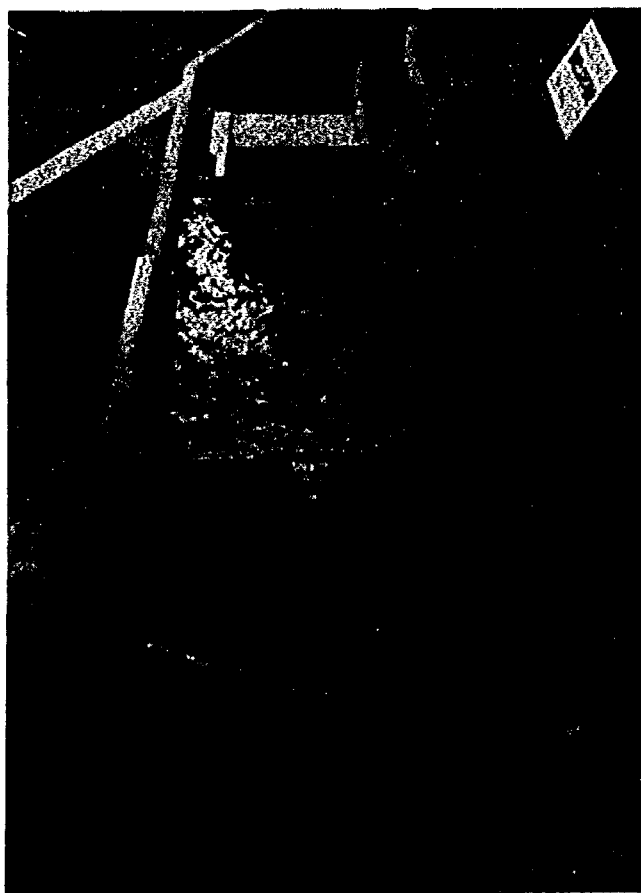
図－39 分派堰改造後の水位と流量

下
流



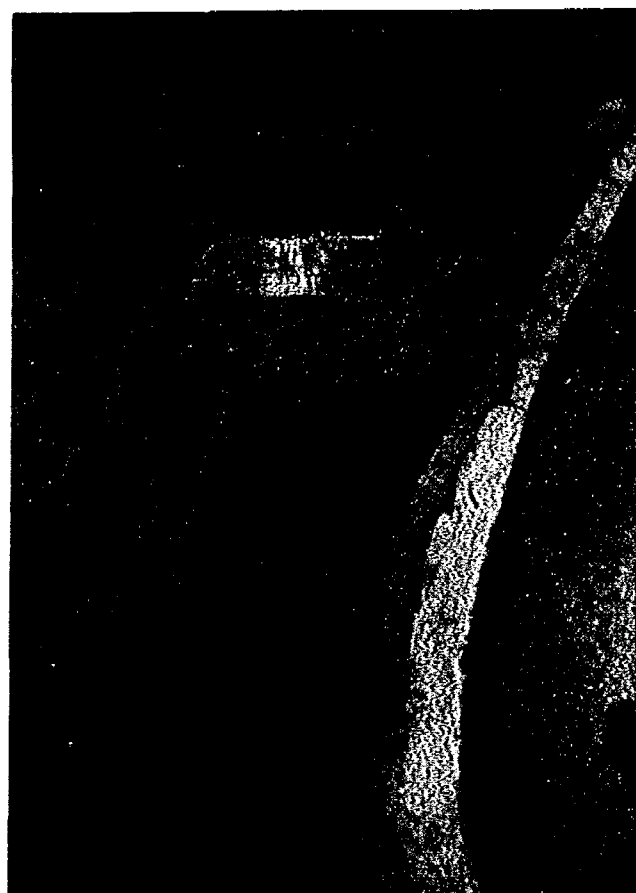
上
流

下 流



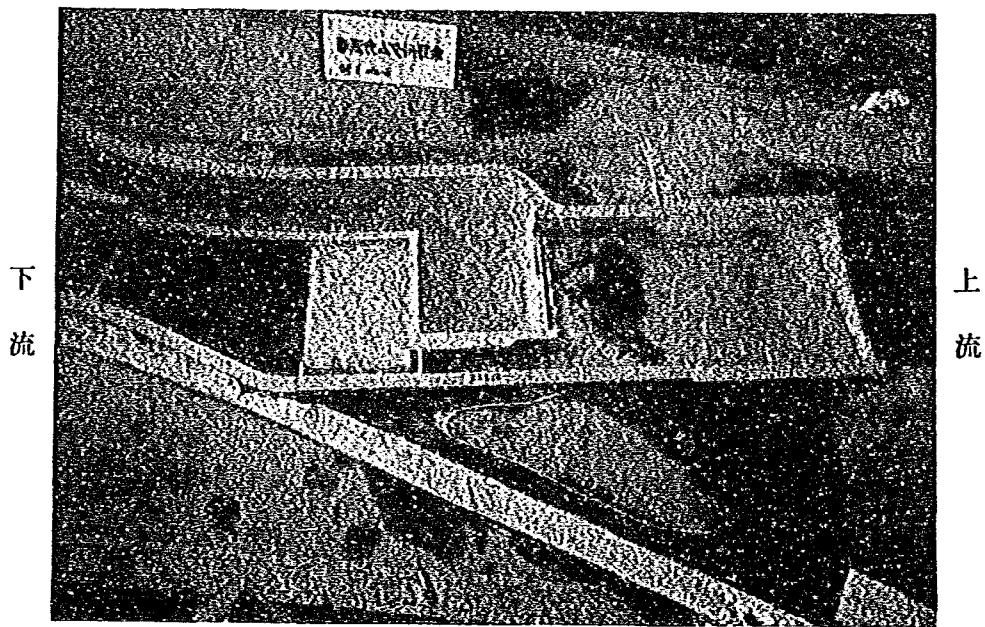
上 流

上 流



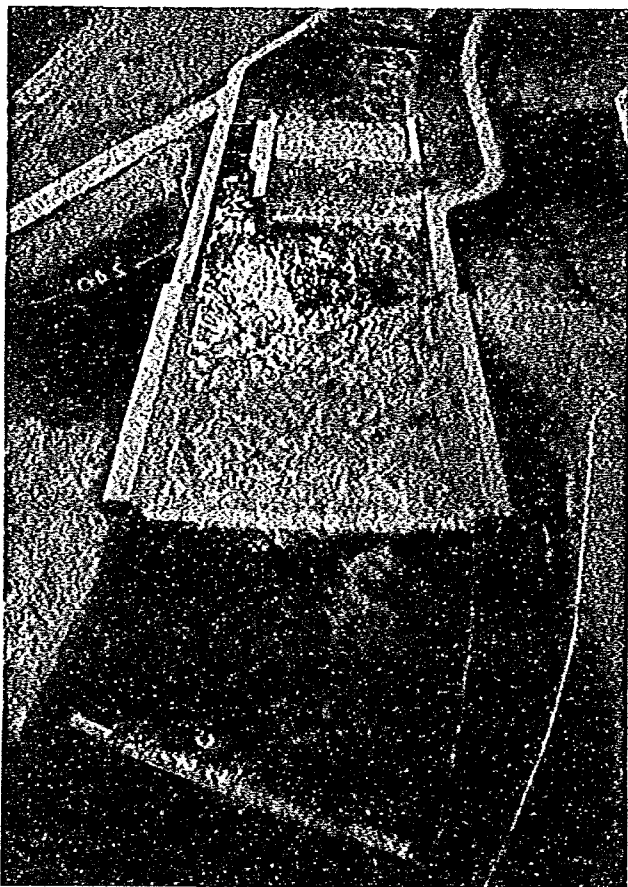
下 流

写真-36, 37, 38 分派導水施設の流況 $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰改造案)

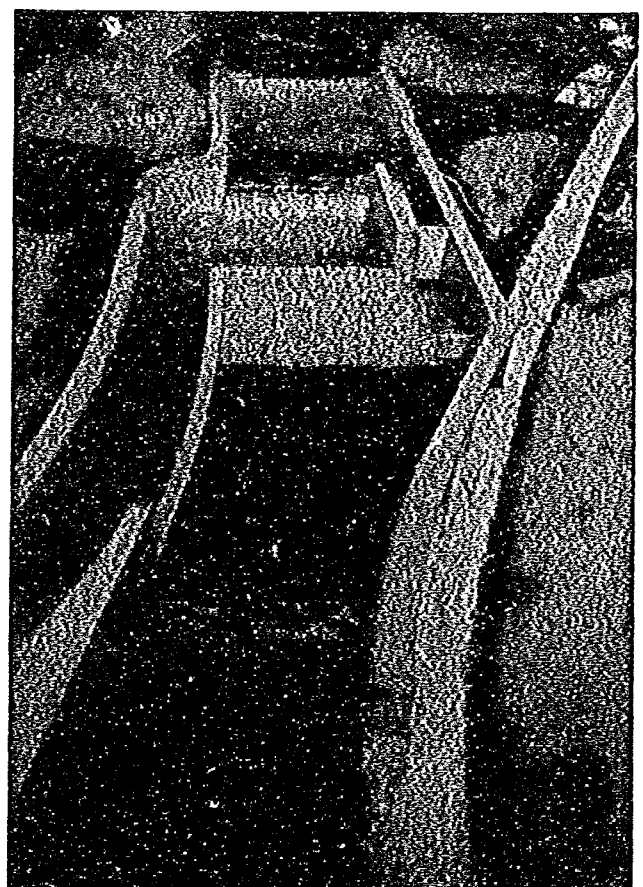


下流

上流

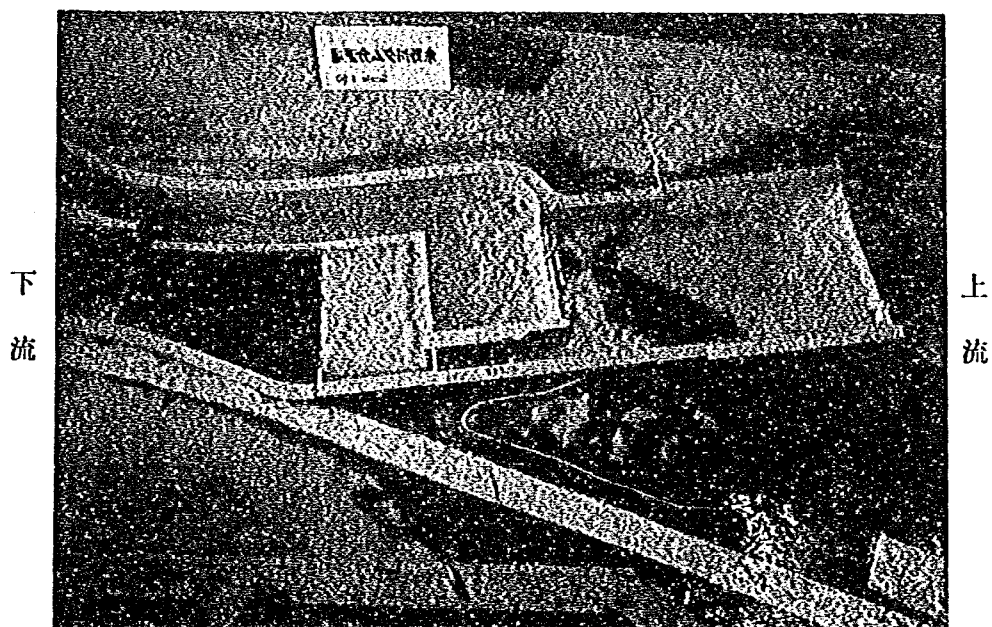


上流



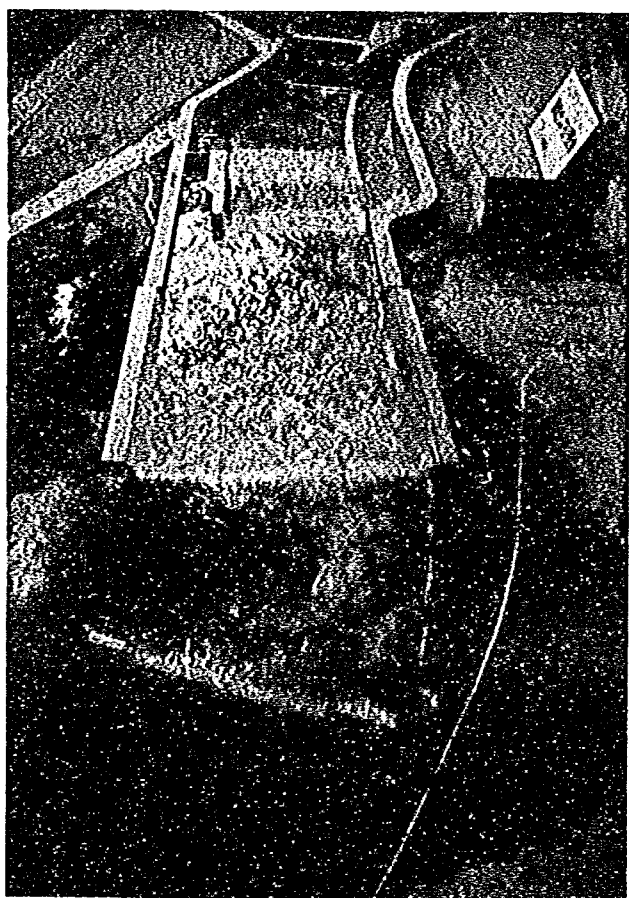
下流

写真-39, 40, 41 分派導水施設の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰改造案)

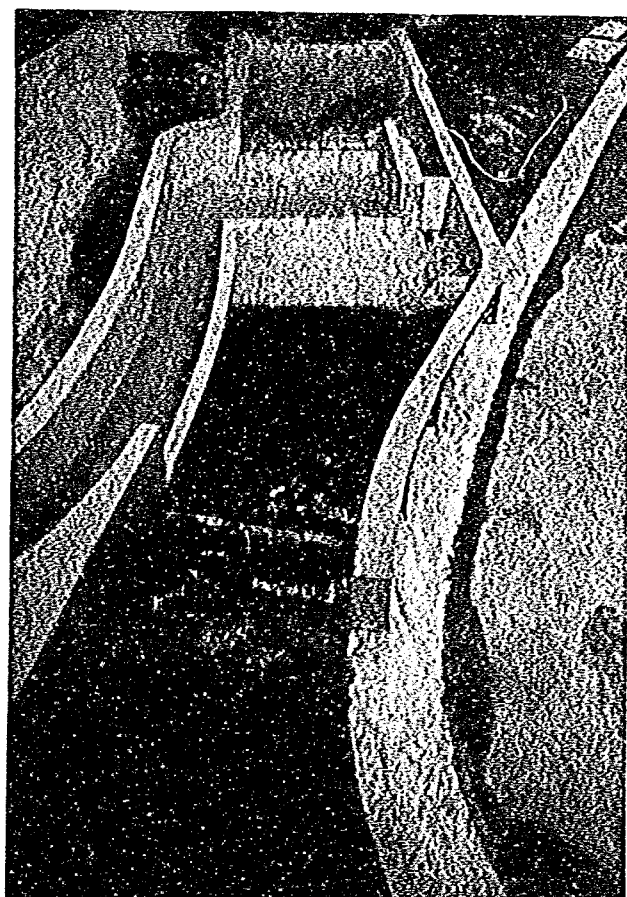


下 流

上 流



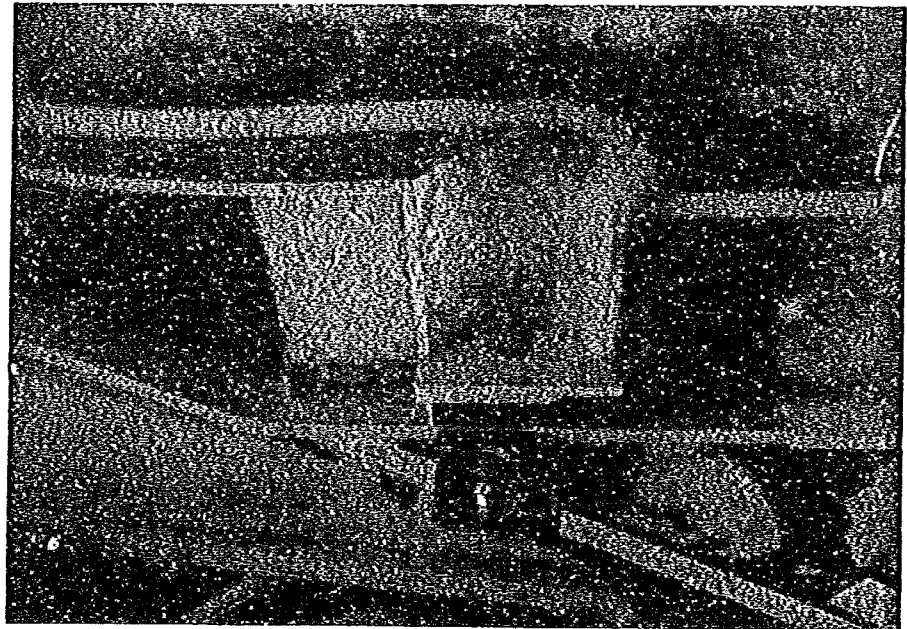
上 流



下 流

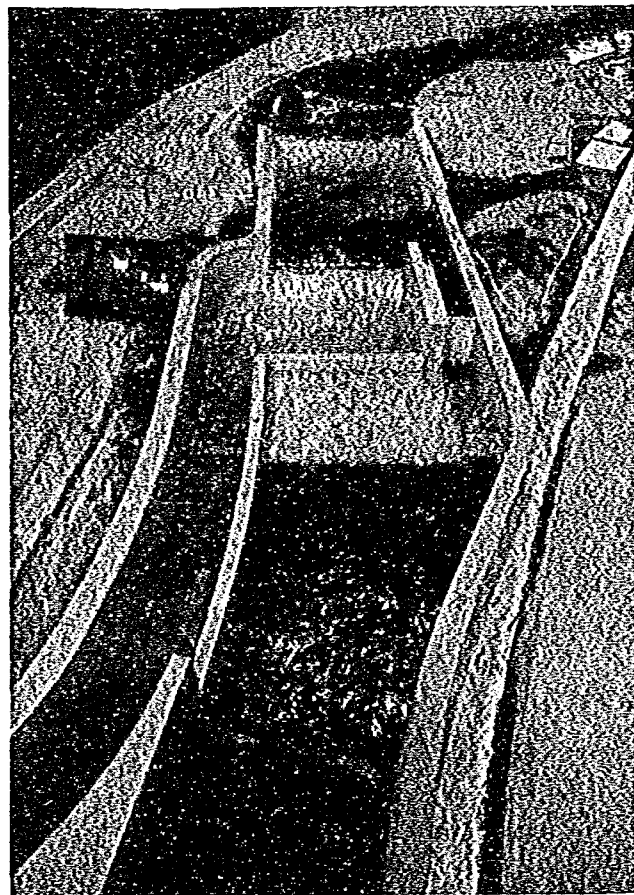
写真－ 42 , 43 , 44 分派導水施設の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (分派堰改造案)

上
流



下
流

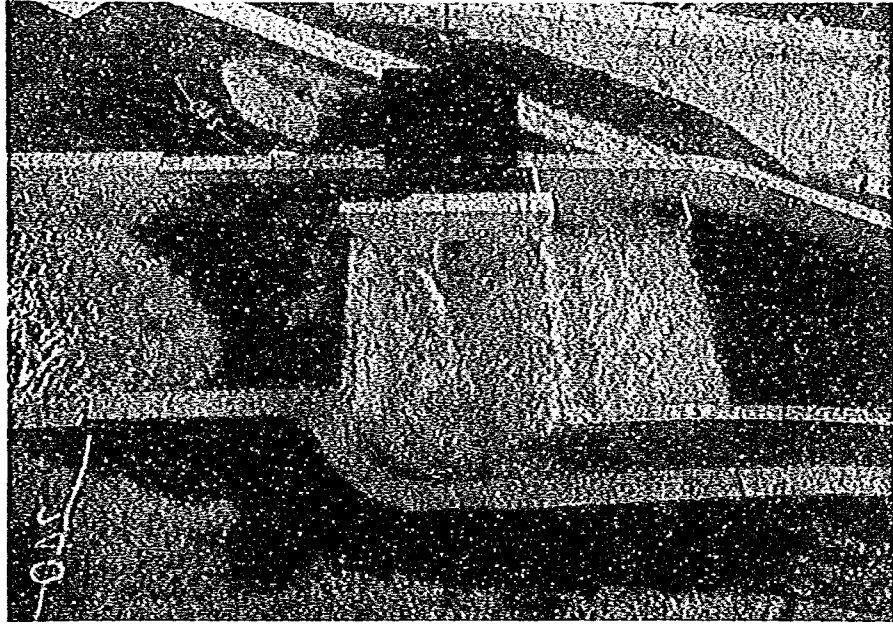
上 流



下 流

写真 - 45, 46 余野川の流況 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

上
流



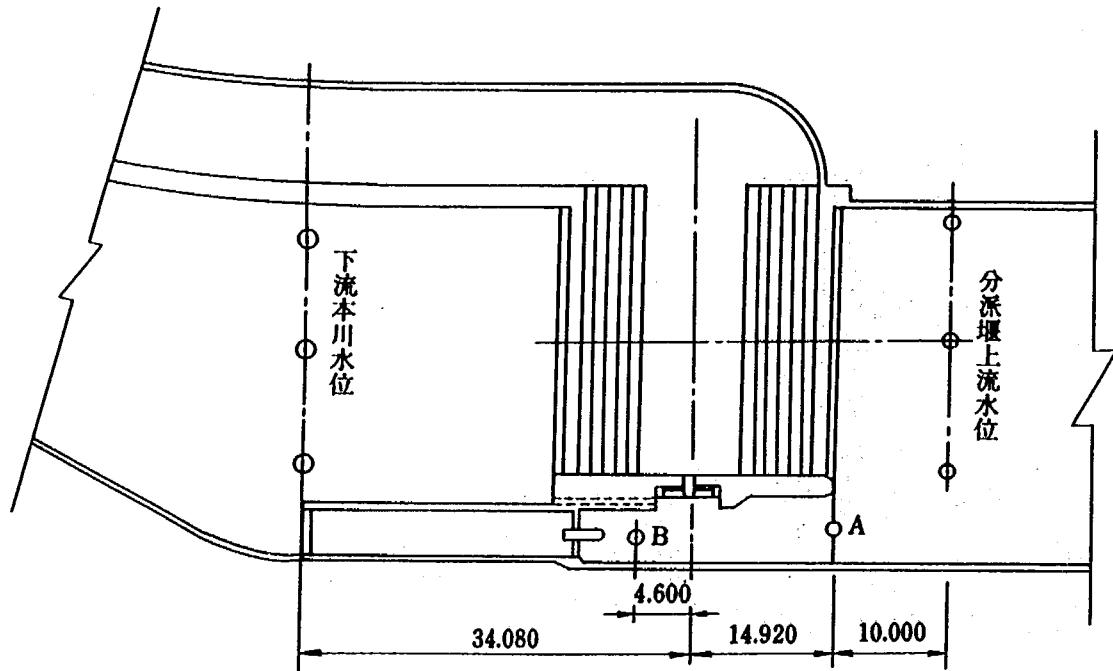
下
流

上 流



下 流

写真 - 47, 48 余野川の流況 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$



A: ダム導水用オリフィス実験時の上流水位
B: オリフィス直上流水位

図-40 水位測定位置

高くなり、ダム導水路側に流入を生じて、分派流量比は、本川側 $290 \text{ m}^3/\text{s}$ 、ダム側 $310 \text{ m}^3/\text{s}$ という結果になった。(表-10 参照)

全体模型実験より得られた分派堰の機能曲線(図-41)のうち、全流入量に対して推定式を参考のため作成した。その式を次に示す。

$$-0.7 < H_0 \leq 2.8 \text{ m} \quad (\text{EL. } 235.0 \text{ m} < H_0 \leq \text{EL. } 238.5 \text{ m})$$

$$Q_0 = 27.410 (H_0 + 0.7)^{1.915}$$

$$H_0 > 2.8 \text{ m} \quad (\text{EL. } 238.5 \text{ m} < H_0)$$

$$Q_0 = 301.90 + 225.689 (H_0 - 2.8)^{1.261}$$

ここに、 H_0 : 上流堰敷高基準の上流堰より 10 m 上流地点水深 (m)

Q_0 : 分派堰流入量

である。

この推定式で推定される誤差は約 $\pm 8\%$ である。推定誤差が大きい理由は、流入量の増加に伴って支配断面が変化するためと考えられる。ちなみに、 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下すると想定した時の推定式から得られる H_0 は 4.047 m (EL. 239.747 m) である。

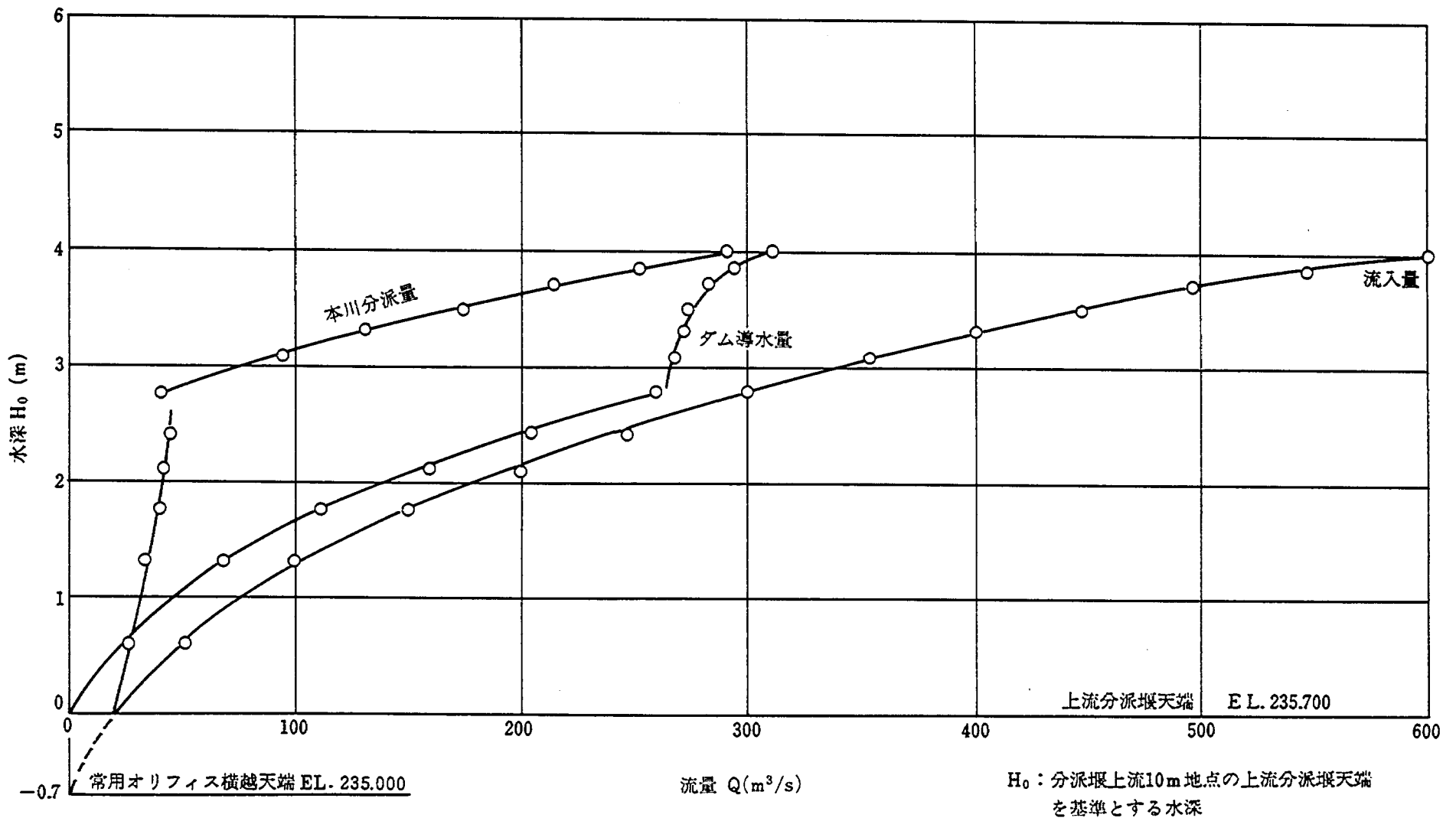


図-41 分派堰の水位と流量

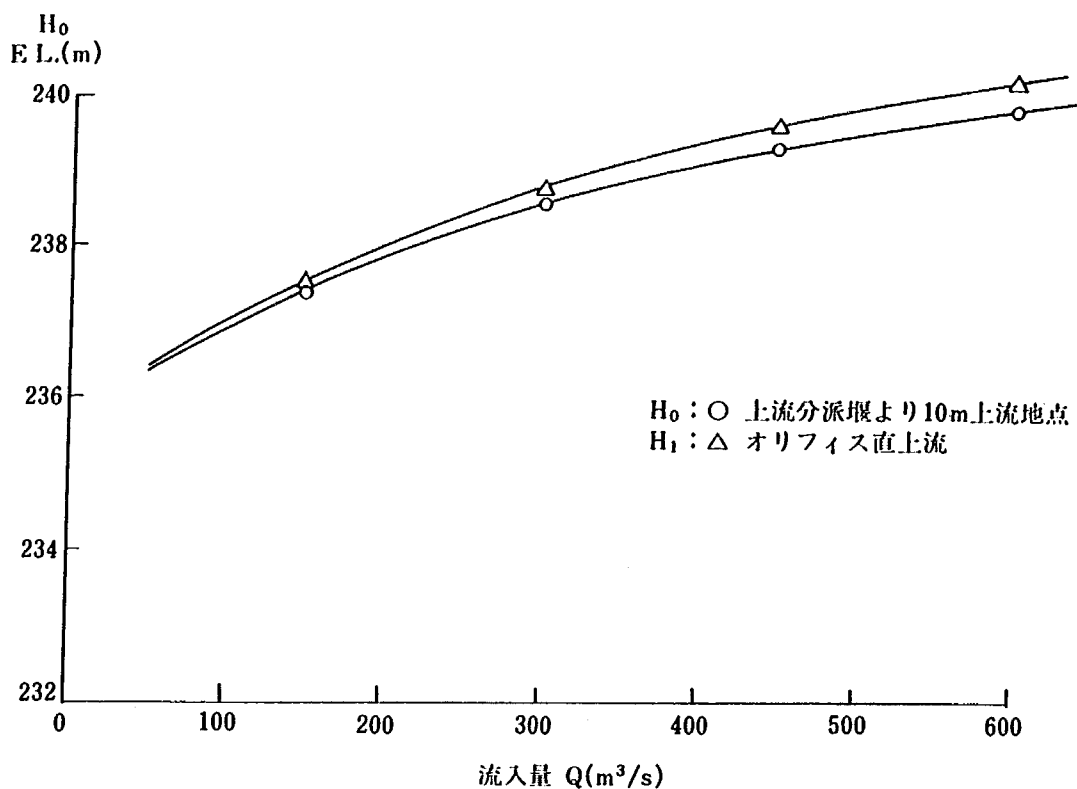


図-42 オリフィス直上流水位

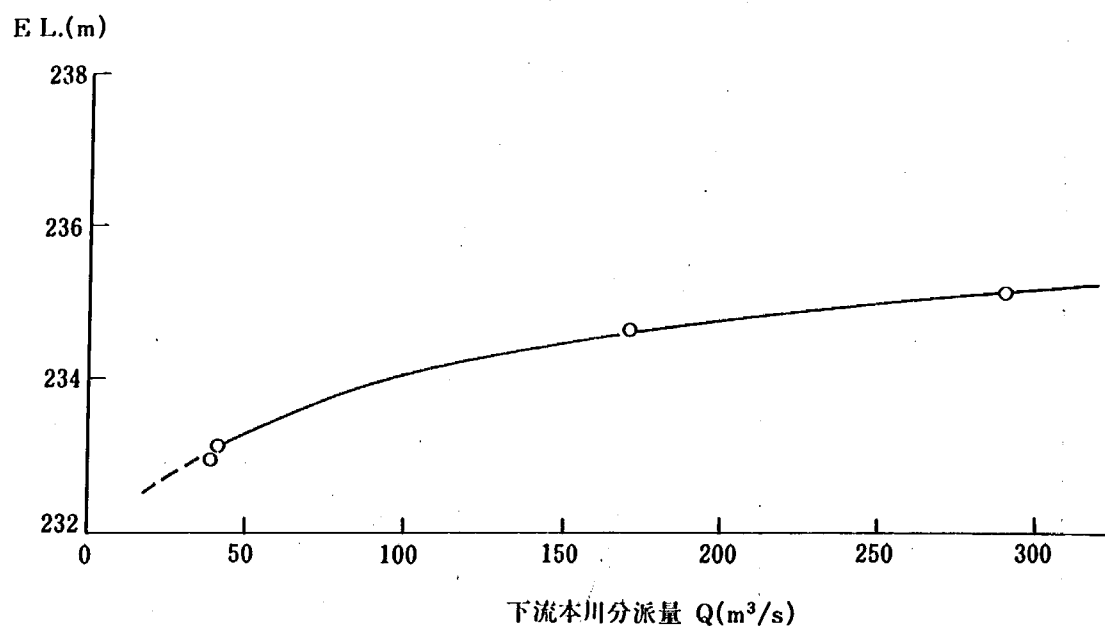


図-43 下流本川水位

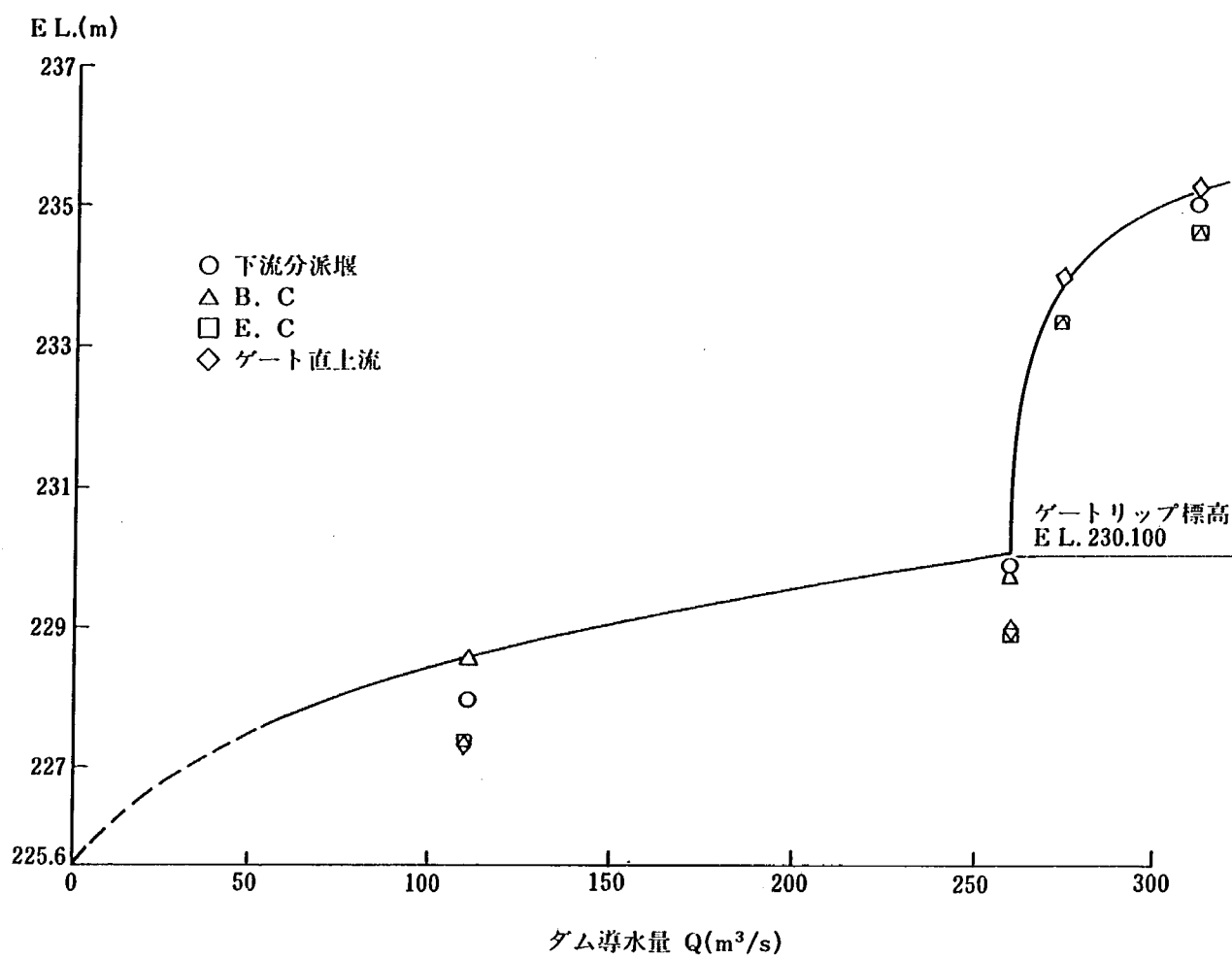


図-44 導水路水位

表-9 分派量測定結果表

流入量 $Q_0(\text{m}^3/\text{s})$	上流分派堰より 10m上流地点水位 $H(\text{EL.m})$	オリフィス 直上流水位 $H_1(\text{EL.m})$	ダム導水量 $Q_1(\text{m}^3/\text{s})$	本川分派量 $Q_2(\text{m}^3/\text{s})$
50.2	236.35	236.40	24.7	25.5
99.7	237.04	237.11	67.2	32.5
152.0	237.42	237.51	110.5	41.5
199.8	237.81	237.90	159.1	40.7
247.5	238.13	238.23	203.3	44.2
300.5	238.58	238.69	259.9	40.6
351.8	238.79	238.95	266.9	84.9
401.3	239.05	239.27	270.5	130.8
447.2	239.22	239.50	274.0	173.2
496.8	239.42	239.76	282.8	214.0
546.8	239.55	239.95	294.3	252.5
601.0	239.69	240.15	311.1	289.9

表-10 沈砂池水位と分派流量

		上流分派堰より 10m上流地点水位 (m)	本川分派量 (m^3/s)	ダム導水量 (m^3/s)
計画高水流量 300 m^3/s	実験値	EL. 238.500	41.0	259.0
	計画値	EL. 238.810	40.0	260.0
設計洪水流量 600 m^3/s	実験値	EL. 239.690	290.0	310.0
	計画値	EL. 240.750	300.0	300.0

第 5 章 抽 出 模 型 实 驗

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

第 5 章 抽出模型実験

5.1 実験内容

5.1.1 実験目的

余野川ダム分派堰のうち，図-45 に示す低水分派施設の常用洪水吐きオリフィス，本川維持用放流管，ダム導水用オリフィスおよび常用洪水吐き減勢工としている横越流型式減勢工について水理模型実験を行い，設計条件を満足する形状を求めるとともに，管理上の資料を求めることを目的とする。

5.1.2 実験方法

常用洪水吐きオリフィス，本川維持用放流管，ダム導水用オリフィスについての水位～放流量の関係，常用洪水吐き減勢工の流況調査および改善について行った。

5.1.3 模型および相似則

模型は，常用洪水吐きオリフィス，本川維持用放流管，ダム導水用オリフィスおよび常用洪水吐き減勢工を含む範囲とし，流量精度，模型設置場所等を考慮して，縮尺 1/15 で製作した。模型は全て木製としペイント塗装により仕上げた。模型図を図-46 に示す。

実物と模型の関係はフルードの相似則に従うものとし，諸量の縮率を表-11 に示す。なお，本文中で取り扱う数値は特にことわらない限り，実物換算したものである。

表-11 諸量の縮率

諸 量	次 元	縮 率	
長さ，水深	L	n	1 : 15
体 積	L	n^3	1 : 3375
時 間	T	$n^{1/2}$	1 : 3.873
流 速	L, T	$n^{1/2}$	1 : 3.873
流 量	L, T	$n^{5/2}$	1 : 871.42

5.2 常用洪水吐きオリフィス

5.2.1 設計条件および水理計算

常用洪水吐きオリフィスの設計条件は以下の通りである。

- 常時満水位 EL 235.700 m で 30 m³/s 放流可能なこと。
- 全体模型での計画高水量 300 m³/s 放流時の水位に対し，40 m³/s 放流可能なこと。
- 低水時もしくは中小洪水時には，常用洪水吐きオリフィスゲート全開の状態で，本川維持流量を除く流量をできる限りダムへ分派導水可能なこと。

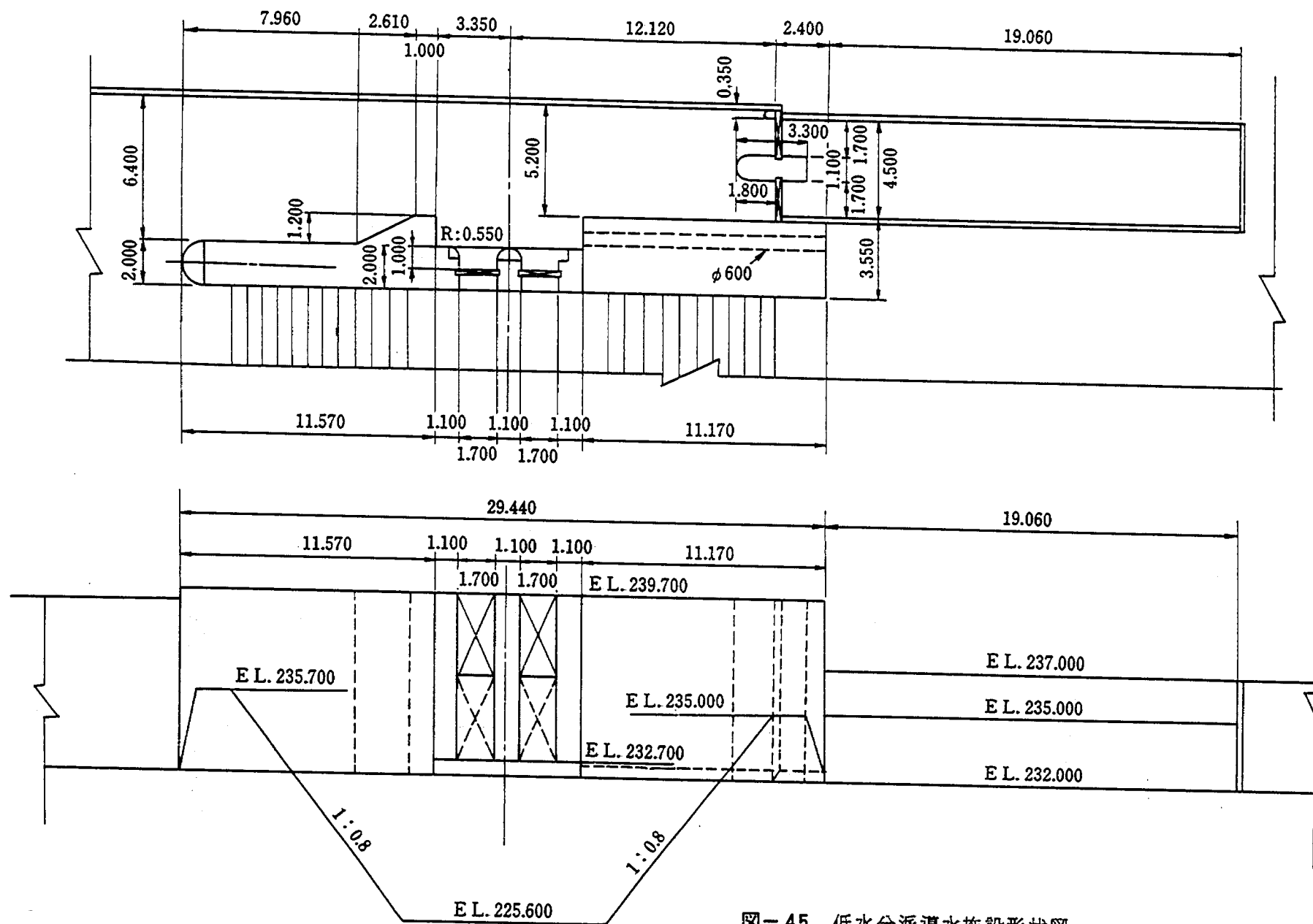
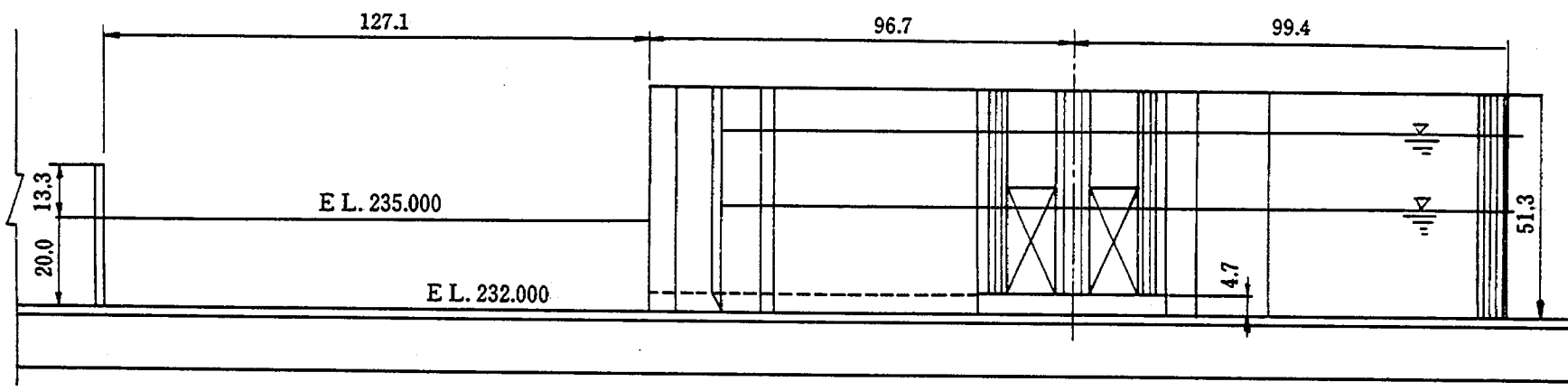
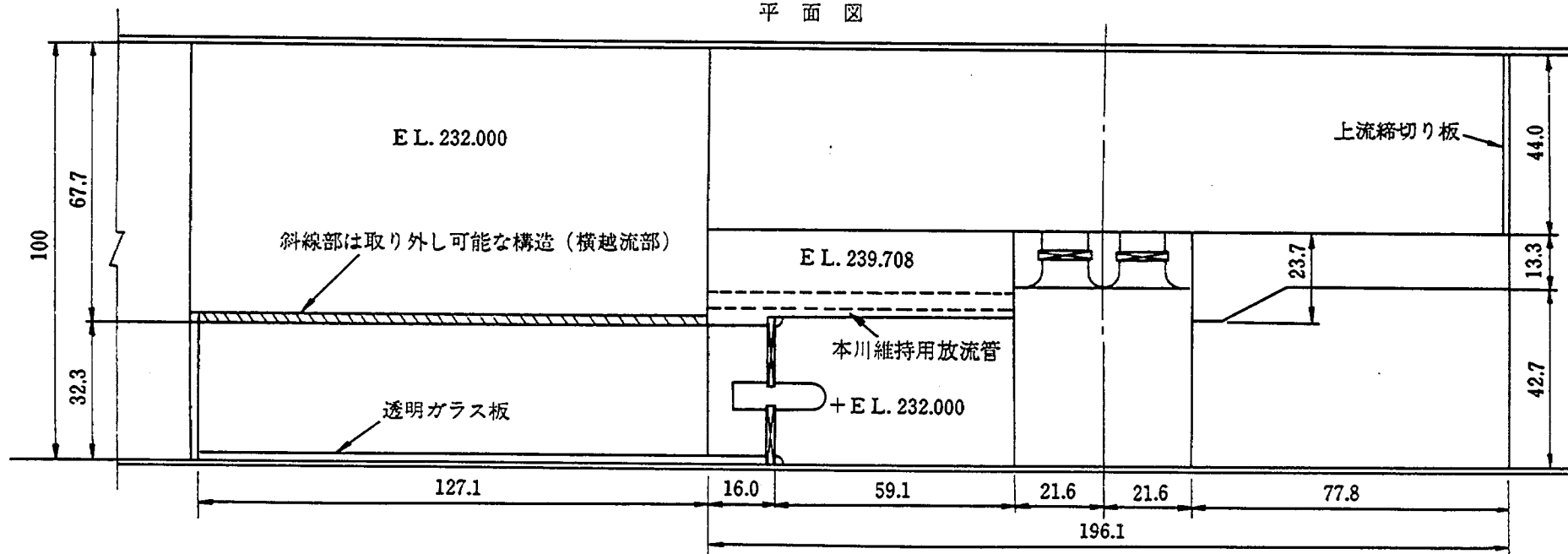


图-45 低水分派導水施設形状図



平面图



單位：cm

图-46 抽出模型形状图

ここで、設計条件を満足するオリフィスゲート開きおよび減勢工についての検討を行う。芦田によればゲート上下流幅が等しい場合は、流出状況により流出量は、図-37、式③、④、⑤を使用することで求まる。なお、減勢工によって維持される下流水深 h_2 は、横越流部で限界水深 h_c になるものとして推定する。

$$h_2 = D + h_c, \quad h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{⑥}$$

ここに、 D ：横越流壁高 3.0 m (EL. 235 - EL. 232)

q ：単位幅流量 (横越流頂長 19.05 m)

である。

抽出実験において条件設定のため用いた上流水位は、全体模型実験で得られた値で、表-12に示す。

表-12 抽出実験で用いた上流水位

		常用洪水吐きオリフィス 直上流水位 (EL. m)	下流本川水位 (EL. m)
常用洪水吐きオリフィス	設計洪水流量時	240.150	235.150
	計画高水流量時	238.650	233.150
	常時満水時	235.700	—
本川維持用放流管	常時満水時	235.700	—
ダム導水用オリフィス	常時満水時	235.700	—

1) 計画高水流量分派時

上流水深 H_1 は、表-12より $H_1 = 238.650 - 232.000 = 6.65$ mとなる。⑥式より下流水深 h_2 は、 $q = 40 / 19.05 \approx 2.1 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ 、 $h_c = \sqrt[3]{2.1 / 9.8} \approx 0.77$ m、 $h_2 = 3.0 + 0.77 = 3.77$ mとなる。これより、 $Q / B \sqrt{g h_2^3} = 40 / 3.4 \sqrt{9.8 \times 3.77^3} \approx 0.51$ 、但し B はゲート幅 1.7 m $\times$ 2 門で 3.4 mとしている。また、 $H_1 / h_2 \approx 1.76$ となり、図-37によりゲートからの流れが自由流出となることがわかる。

従って、放流量は③式を用いて推定することが可能となる。分派量 40 m^3/s を放流し得るゲート開き a は、収縮係数 $C_c = 0.65$ と仮定して③式より、 $C_g = 0.60$ 、 $a = 1.7$ mを得る。

一方、減勢工の流況は、ゲートからの流出水脈のエネルギーと、これに対する共役水深及び横越流壁高によって維持される水深 h_2 によって判定できる。ゲートからの流出水脈厚 h_1 は、水脈が減勢工幅 4.5 mに拡幅したと仮定して次式を用いると、

$$h_1 = \frac{Q}{0.95 \cdot B_0 \cdot \sqrt{2gH_1}} = \frac{40}{0.95 \times 4.5 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 6.65}} \approx 0.82 \text{ m}$$

但し、 B_0 は減勢工幅 4.5 mである。フルード数は、 $F_1 = 3.82$ 、ゆえに共役水深 h_1 は、4.04 mとなり h_2 (= 3.77 m) より大きく、やや不安定な跳水となるものと思われる。

2) 中小洪水時

1)で推定したゲート開き 1.7 m において常時満水位 EL. 237. 000 m で $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流できるものと仮定した時のゲートからの流出状況は、次のように推定される。

ゲートからの流出形態は、 $H_1 = 3.7 \text{ m}$, $h_2 = 3.63 \text{ m}$, $Q/B\sqrt{gh_2^3} = 0.41$, $H_1/h_2 = 1.02$ m となり上下流水深の差がほとんどなく、潜り流出になると思われる。このため、計画の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を相当に下廻るおそれがある。

3つの設計条件を満足し、かつ常に安定した減勢工の流況を得るには、ゲート開き、横越流幅の3量を効果的に組み合わせる必要があると思われる。まず、下流減勢工を設置しない状態でゲート開きと放流量の関係を求めこれを基本に最適形状を見い出すこととする。但し、本川維持用放流管は、全閉とした。

5. 2. 2 水理模型実験

(1) 常用洪水吐きオリフィスゲートの放流特性

ゲート開きは、1. 5 m , 1. 7 m , 1. 9 m とし、上流水位は常時満水位からサーチャージ水位までの範囲として放流能力の調査を行った。結果を図- 47 , 付表- 14 に示す。

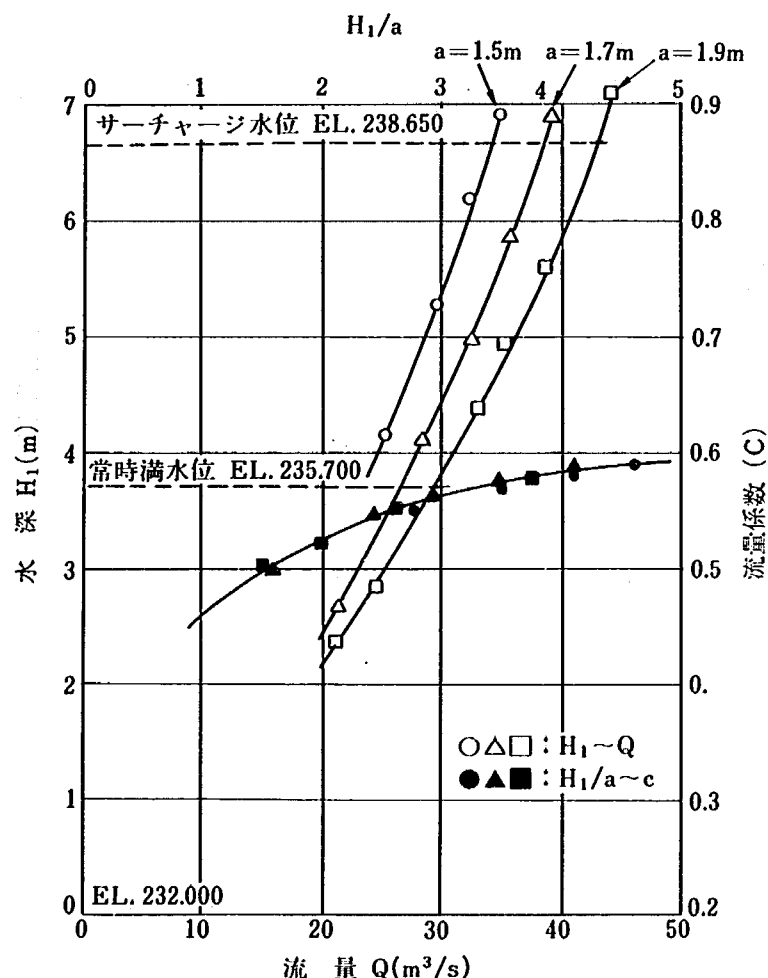


図- 47 $H_1 \sim Q$, $H_1/a \sim C$ の関係

結果によると、流出係数 C_g はゲートの開きに関係なく、次式で推定することができる。

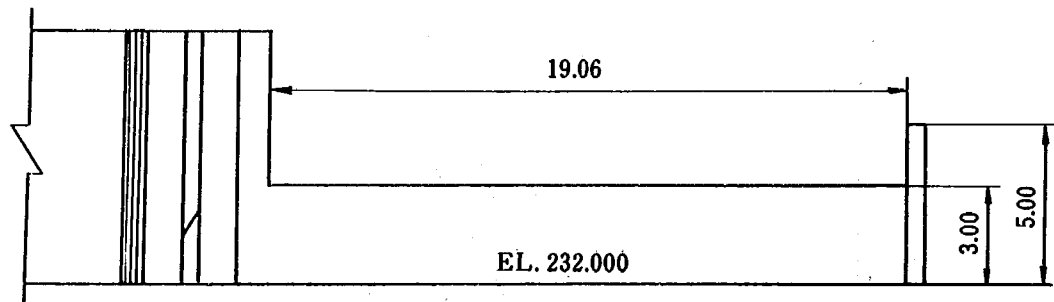
$$C_g = 0.408 + 0.0752 (H_1/a) - 0.00791 (H_1/a)^2 \quad (7)$$

ここに、 C_g ：オリフィスの流出係数、 H_1 ：ゲート敷高基準の水深、 a ：ゲート開きである。
 ⑦式と③式を用いてサーチャージ水位で $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流できるゲート開きを推定すると、約 1.75 m であるが、サーチャージ水位 EL. 238.650 m において放流した結果では、ゲート開き 1.76 m で放流条件を満足することができた。またゲート開き 1.76 m で、常時満水位 EL. 235.700 m からの放流量は約 $27 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、自由流出にもかかわらず放流条件 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を若干下回る結果である。

この結果は概略計算とほぼ一致しており、ゲート開き一定でサーチャージ水位で $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 、常時満水位で $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流という設計条件を同時に満足するには常時満水位を相当に高くする必要がある。

(2) 全体模型実験で得られた横越流型式減勢工の検討

全体模型実験で得られた横越流型式減勢工（これを横越流型式Ⅰ案とする）を図－48に示す。なお、ゲート開きは(3)で得られた 1.76 m としている。流れは、横越流壁高 3.0 m が支配的で、ほとんど全ての貯水位からの放流に対して減勢工水位が高く、ゲートからの流出形態は潜りとなる。このため、サーチャージ水位からの流出量は約 $32 \text{ m}^3/\text{s}$ 、常時満水位からの流出量は約 $12 \text{ m}^3/\text{s}$ といずれも設計条件を大きく下回る結果となった。また、この減勢工でサーチャージ水位から $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 流出させるには、ゲート開き 2.2 m としなければならず、流出形態は潜りになっており、常時満水位での流出量は $14 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、2つの条件を満足しない。



図－48 横越流方式減勢工Ⅰ案

従って、(4)(5)項ではゲート開きを 1.76 m の一定で、ゲートからの流出形態が常に自由流出となるように、本川への放流方式も含め、減勢工水位を下げる方向で検討を行った。

減勢工水位を下げる方法として、水平水叩き式減勢工と、横越流部の一部切り欠いた形式（(4)項）と、減勢工敷高を低下させ、横越流部の一部に切り欠きを設けた形状（(5)項）について検討を行った。

(3) 水平水叩き形式減勢工の検討

次に示す式により、サーチャージ水位で $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流した時に対して必要な水叩き長およびシル高を概略推定した。（図－49 参照）

$$h_1 = \frac{Q}{0.95 B \sqrt{2g H_1}} \quad (8)$$

$$Fr_1 = \frac{Q}{B \sqrt{g h_1^3}} \quad (9)$$

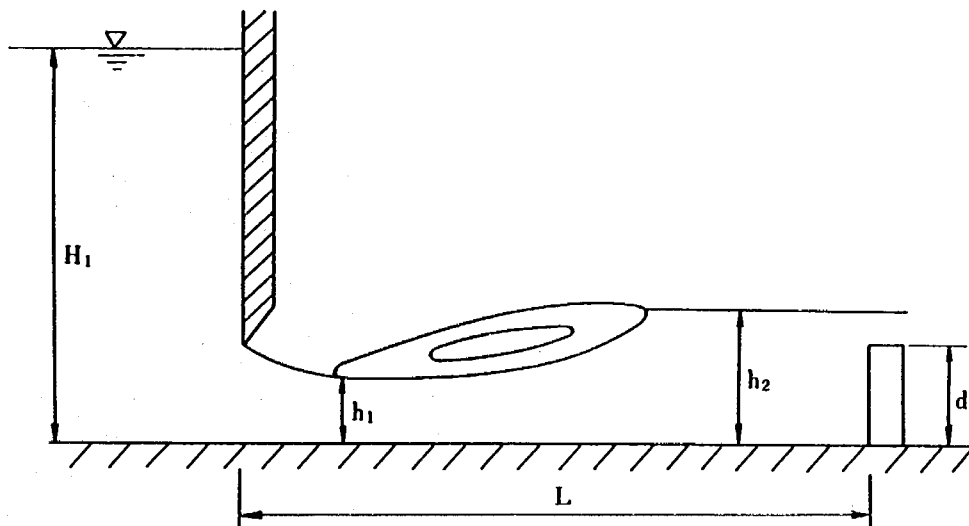


図-49 水平水叩き減勢工検討図

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1) \quad (10)$$

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1 + 2 Fr_1^3) \sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - (1 + 5 Fr_1^2)}{1 + 4 Fr_1^2 - \sqrt{1 + 8 Fr_1^2}} - \frac{3}{2} Fr_1^{3/2} \quad (11)$$

$$L = 4.5 h_2 \quad (12)$$

ここに、 h_1 ：跳水前の水深、 Fr_1 ：跳水前の流水のフルード数、 Q ：対象流量、 B ：水叩き幅、 H_1 ：水叩き面基準の水深、 d ：シル高、 L ：跳水長である。

上式を用いて計算した結果、 $h_1 \approx 0.82 \text{ m}$ 、 $Fr_1 \approx 3.8$ 、 $h_2 \approx 4.0 \text{ m}$ となり、シル高 d は、 1.5 m 、必要水叩き長 L は 18 m が得られる。

計算結果を参考に作成した実験形状を図-50に、実験結果を図-51～54に示す。

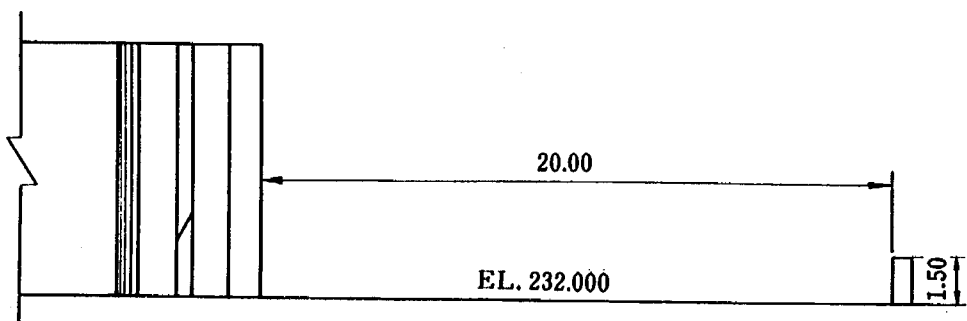


図-50 水平水叩き減勢工

実験結果によると、サーチャージ水位（EL. 238.650 m）での流出量は、約 $39 \text{ m}^3/\text{s}$ で、シル直上流の水深は約 3.6 m でほぼ計算値と一致する。しかし、常時満水位 EL. 235.700 m での流出は、シル直上流の水深が 2.9 m 程度に低下するが、ゲートからの流出形態は潜りとなり、流出量は約 $21 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。この型式でも設計条件を満足しないことが確認された。

さらに本型式でシルを越流した水脈は、下流河道の水面上を走る流れとなり、本川下流に対

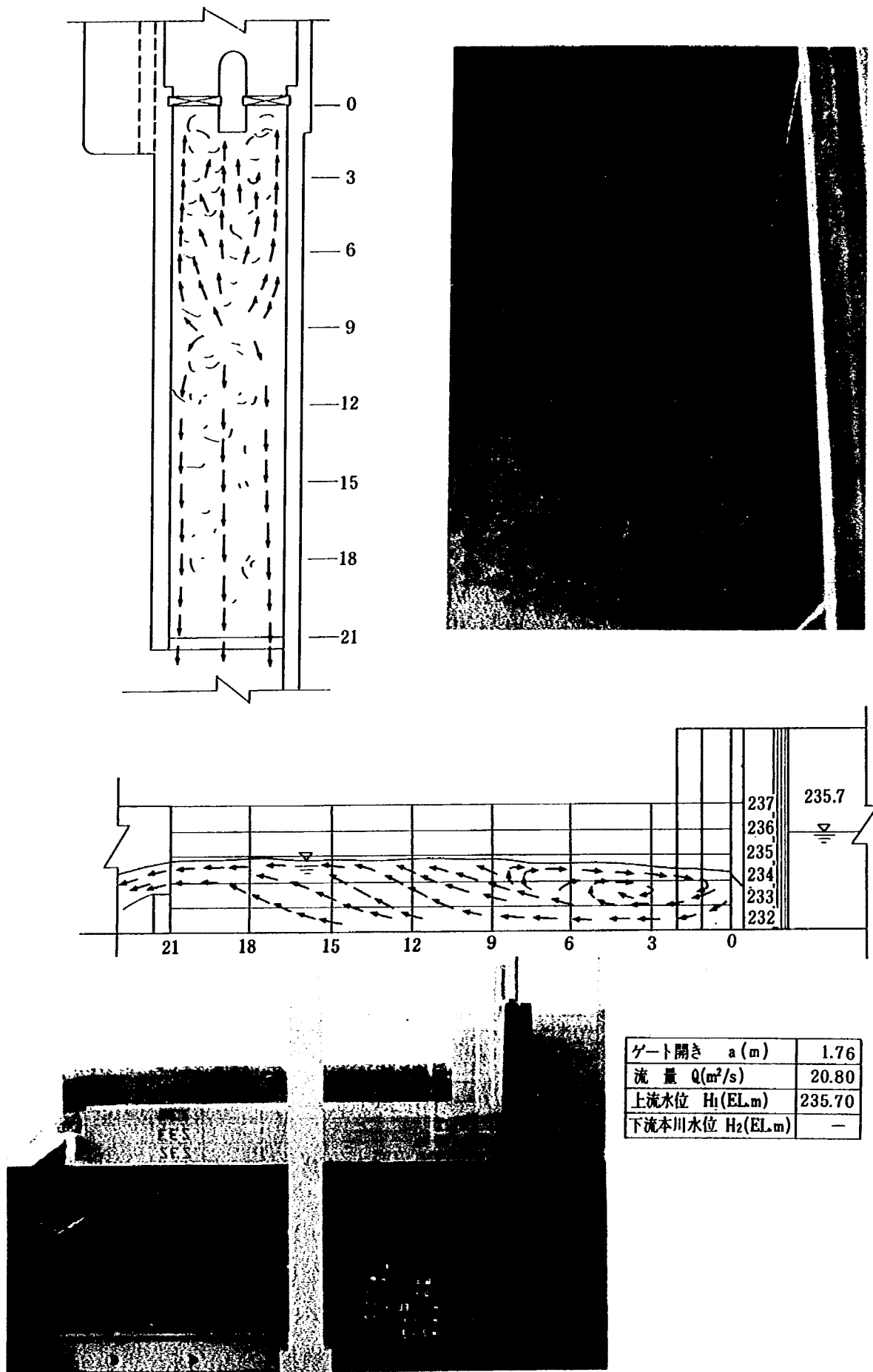
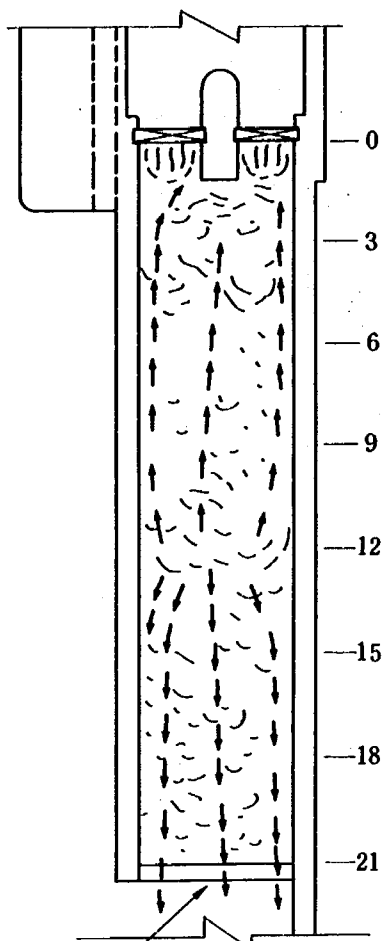
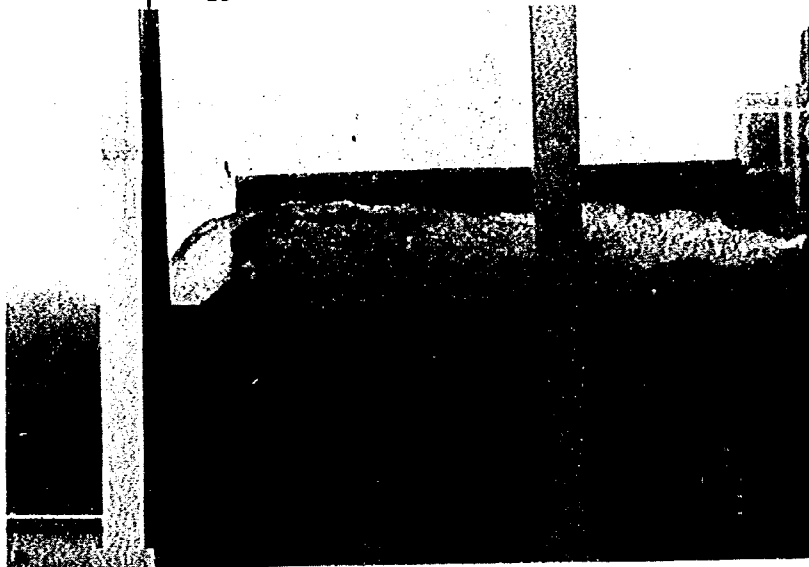
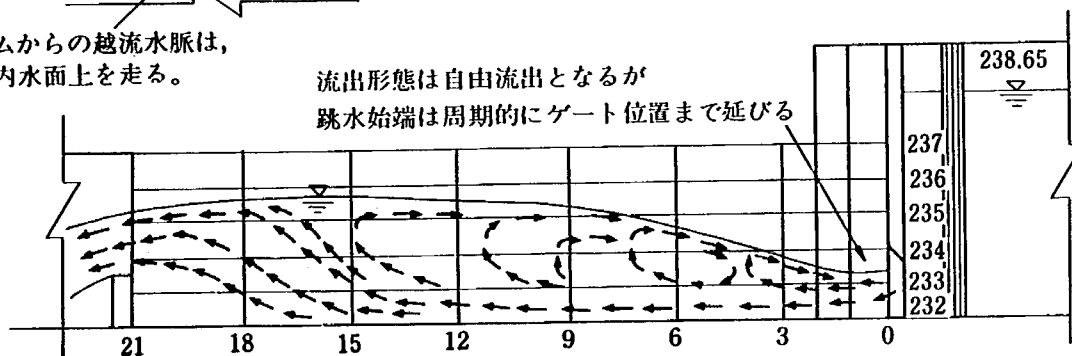


図-51 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況



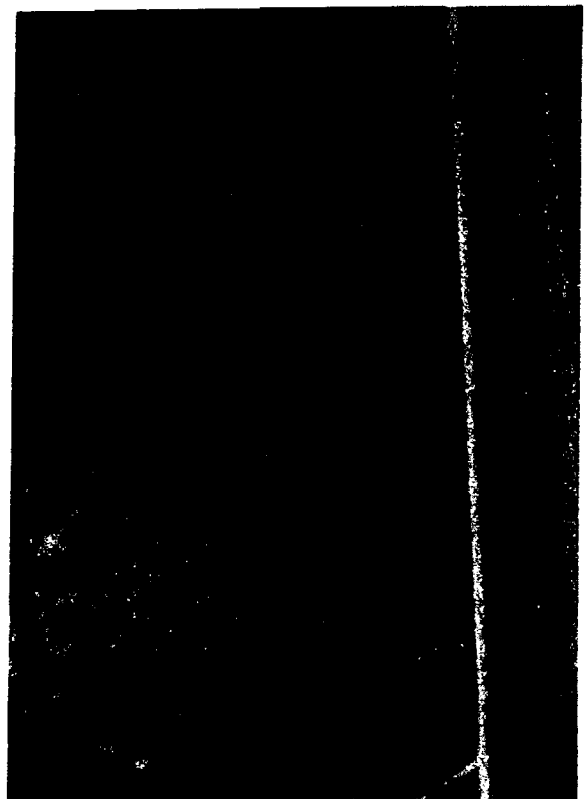
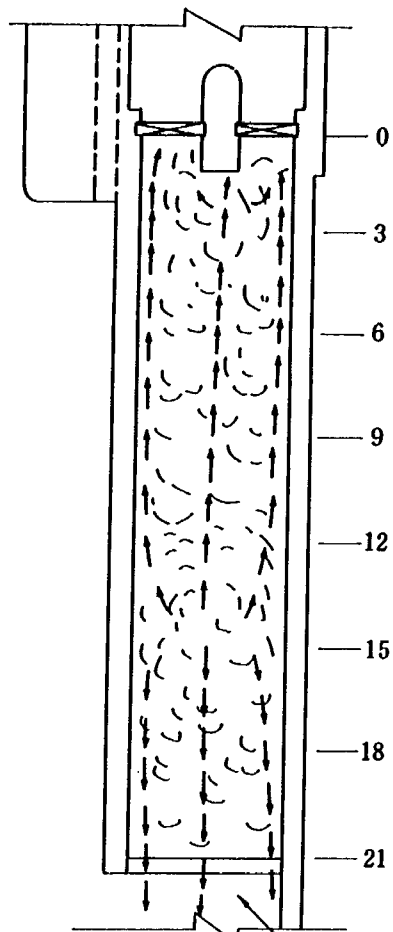
副ダムからの越流水脈は、
河道内水面上を走る。

流出形態は自由流出となるが
跳水始端は周期的にゲート位置まで延びる

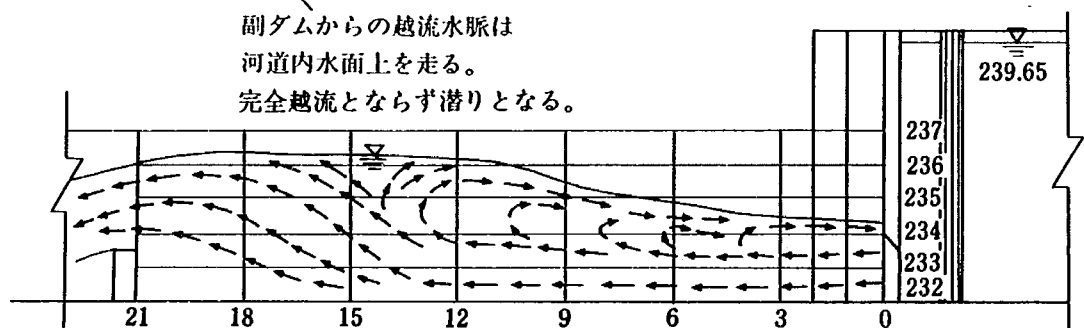


ゲート開き	a (m)	1.76
流量	Q (m ² /s)	39.00
上流水位	H_1 (EL.m)	238.65
下流本川水位	H_2 (EL.m)	233.15

図-52 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況



副ダムからの越流水脈は
河道内水面上を走る。
完全越流とならず潜りとなる。



ゲート開き a (m)	1.76
流量 Q (m ³ /s)	39.00
上流水位 H_1 (EL.m)	239.65
下流本川水位 H_2 (EL.m)	235.00

図-53 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況

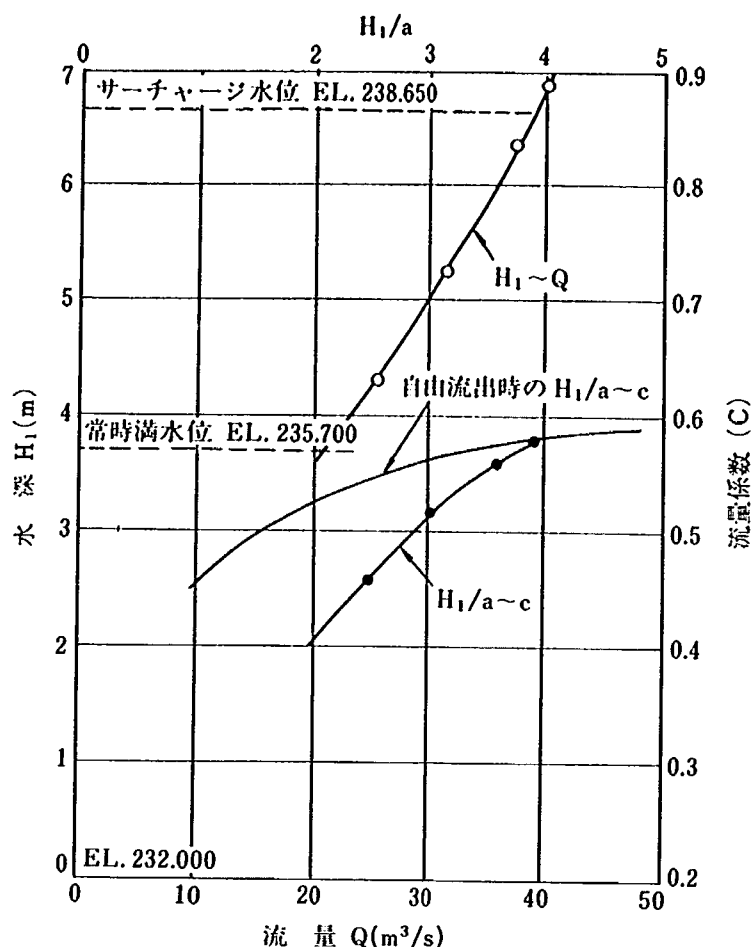


図-54 水平水叩き減勢工の実験結果

する減勢効果は十分ではなく、国道寄り左岸側護岸壁沿いに流れが集中する。従って、全体模型実験でも得られたように、減勢工からの放流水は横越流方式により、出来る限り本川中央に戻す方が適切であると思われる。

(4) 横越流型式減勢工の改良案の検討（その1）

減勢工からの放流水脈は、全体模型実験および(3)の検討結果から横越流方式とし、本川下流中央に放流する方が適切であると判断された。従って、減勢工から本川放流方式を横越流方式とし、常時満水位およびサーチャージ水位からの流出形態が自由流出となるような横越流部の規模を検討した。

まず、常時満水位で $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流した時、ゲートからの流出が潜りと自由越流の境界となるような減勢工水深を⑤式を用いて推定した。

$$\frac{Q}{B_2 \sqrt{g h_2^3}} = \sqrt{\frac{\beta(1+\beta)}{2}}$$

$$\beta = \frac{C_c \cdot a}{h_2}$$

⑤

ここで、 B_2 ：ゲート下流水路幅（4.5 m）， Q ：流出量（常時満水位においては $30 \text{ m}^3/\text{s}$ ），

h_2 : 減勢工水深, C_c : 収縮係数 (0.65 と仮定), a : ゲート開き (1.76 m) である。

下流水深を仮定し⑥式の両辺が等しくなるまで繰り返し計算を行った結果, 自由流出限界水深として 2.3 m を得た。

減勢工は, 水深 2.3 m を維持出来るように一部横越流部を切り欠くこととする。但し, この切り欠き部は, 出来る限り下流側に設け, ゲートからの流出水脈は射流から常流に遷移すると考えられ, 壁高等寸法の明確な決定方法の規定はないが, 減勢工導流壁高 (本川側) は, 少なくとも上流側 1/2 程度 (減勢長の 1/2 程度) は, いずれの放流状況にあっても, 本川水位の影響を受けて潜り流出とならないと思われる長さおよび高さを確保するものとした。

減勢工上流側導流壁高を, 設計洪水流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の下流本川水位 EL. 235.15 m を考慮し, EL. 235.0 m とし, 切り欠き幅 B を 10 m とすると, 横越流部壁高は, ここに限界水深が発生するものと仮定して, 1.5 m を得る。またサーチャージ水位で $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 流出に対して潜り流出と自由流出の境界となる水深を推定すると 3.2 m で, この水深を維持するためには横越流部壁高 W は 2.0 m 程度となる。

模型は, 図-55, 56 に示す。図-55 は, 横越流部壁高を 1.5 m (これを横越流型式減勢工Ⅱ案とする。) 図-56 は横越流部壁高 2.0 m (これを横越流型式減勢工Ⅲ案とする) のものである。この2形状について放流能力及び流況調査を行った結果を図-57 ~ 62 に示す。

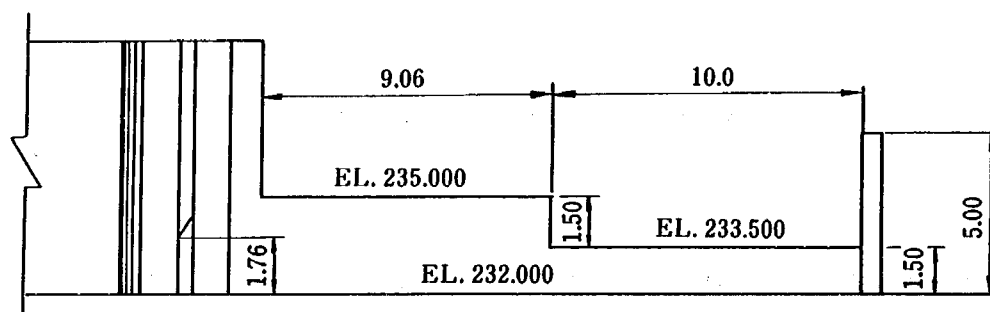


図-55 横越流方式減勢工 Ⅱ案 (横越流壁高 1.5 m)

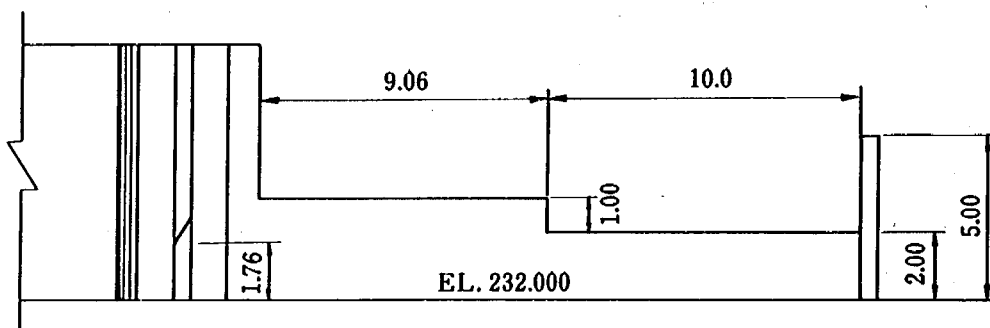


図-56 横越流方式減勢工 Ⅲ案 (横越流壁高 2.0 m)

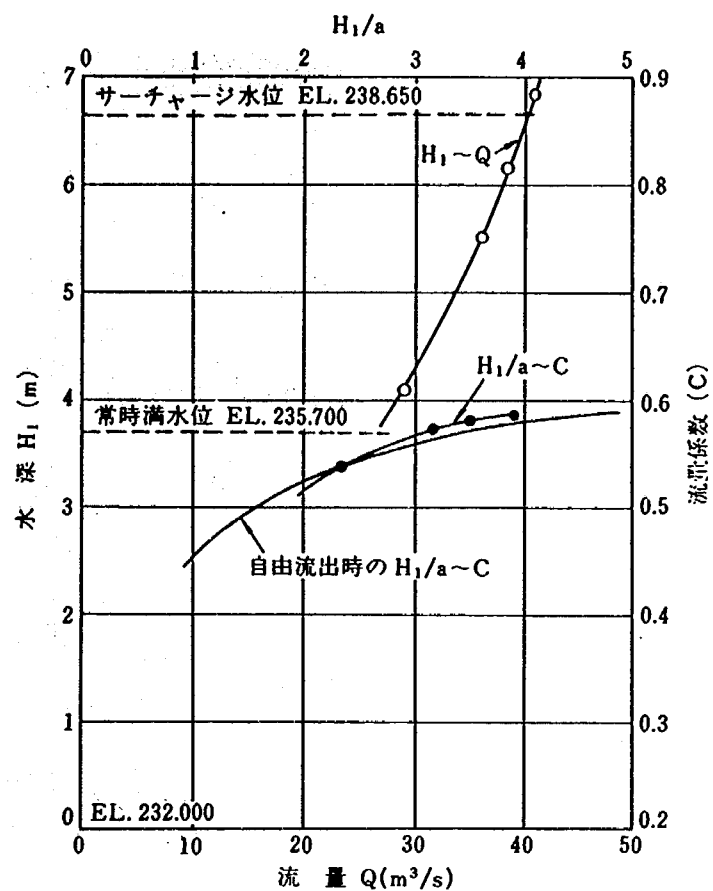


図-57 $H_1 \sim Q$, $H_1/a \sim C$ の関係 (横越流型式減勢工Ⅱ案)

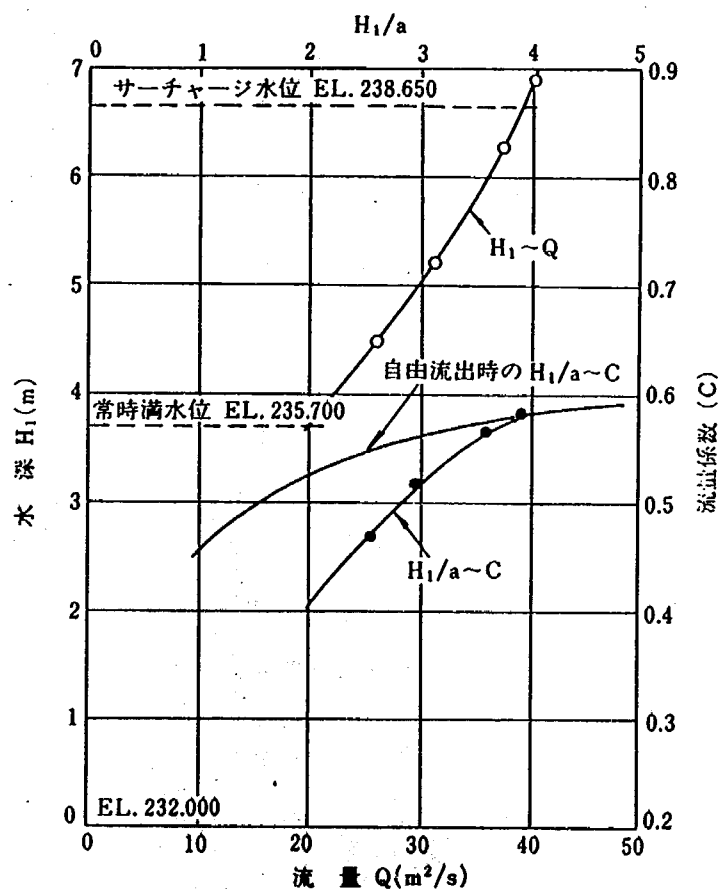
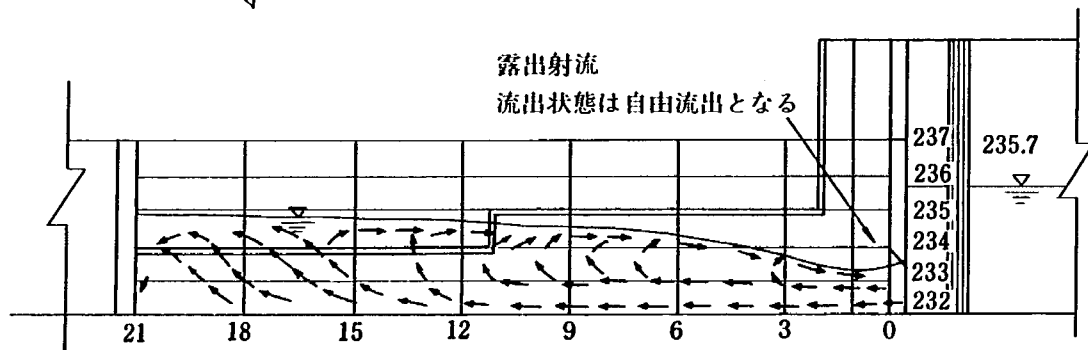
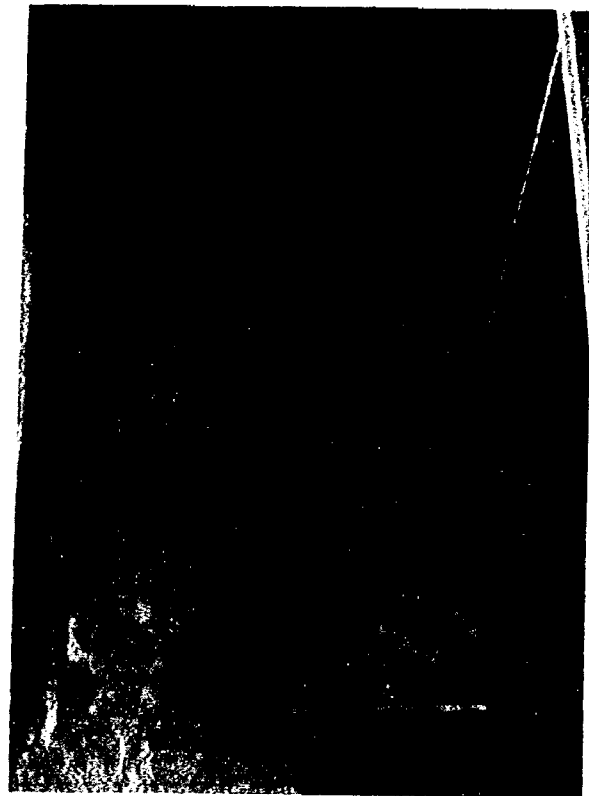
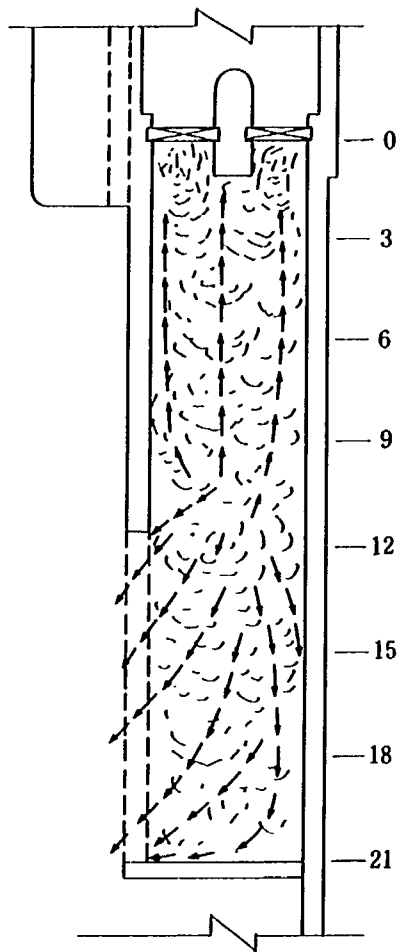
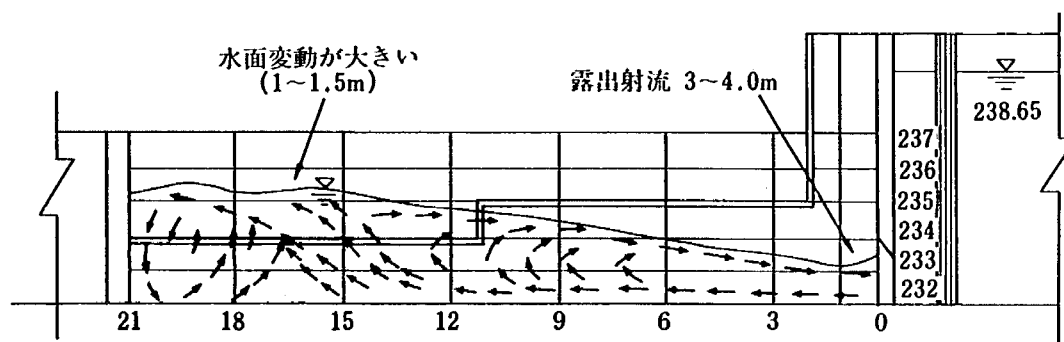
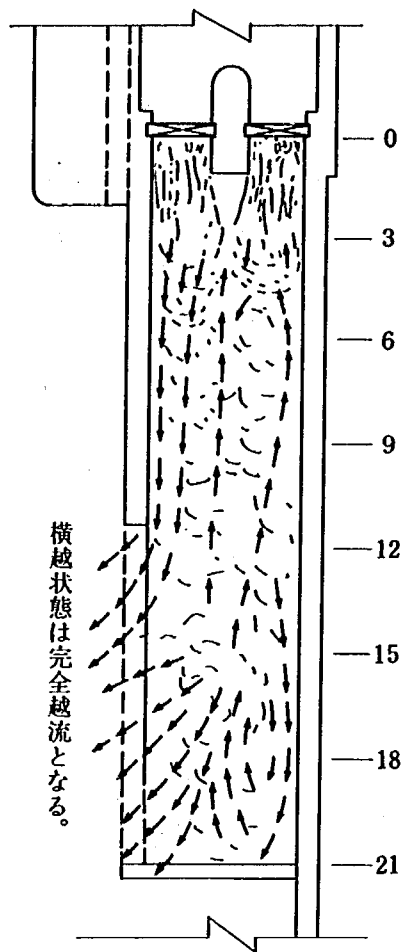


図-58 $H_1 \sim Q$, $H_1/a \sim C$ の関係 (横越流型式減勢工Ⅲ案)



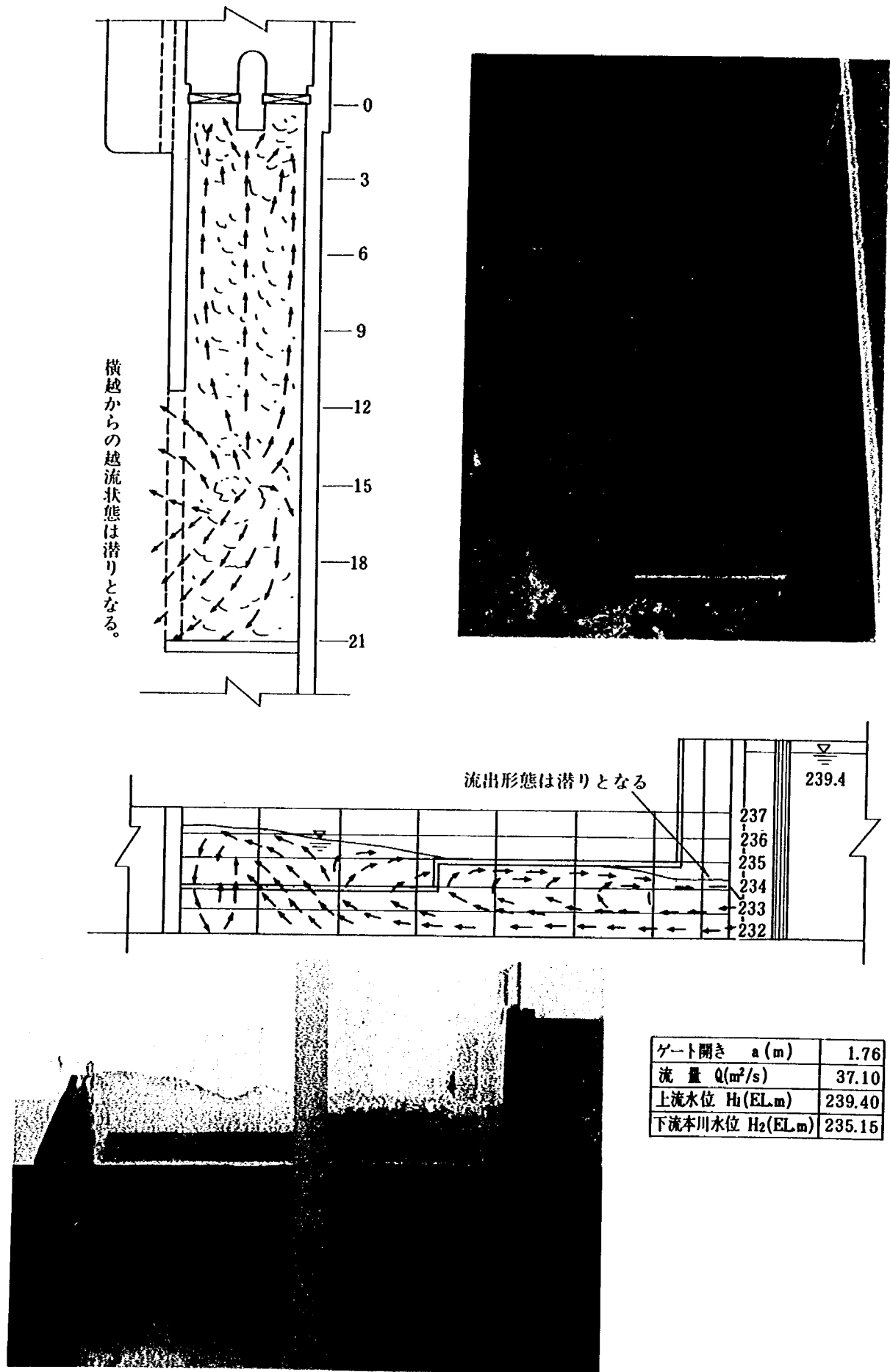
ゲート開き a (m)	1.76
流量 Q (m ³ /s)	26.90
上流水位 H_1 (EL.m)	235.70
下流本川水位 H_2 (EL.m)	—

図-59 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況（横越流型式Ⅲ案）



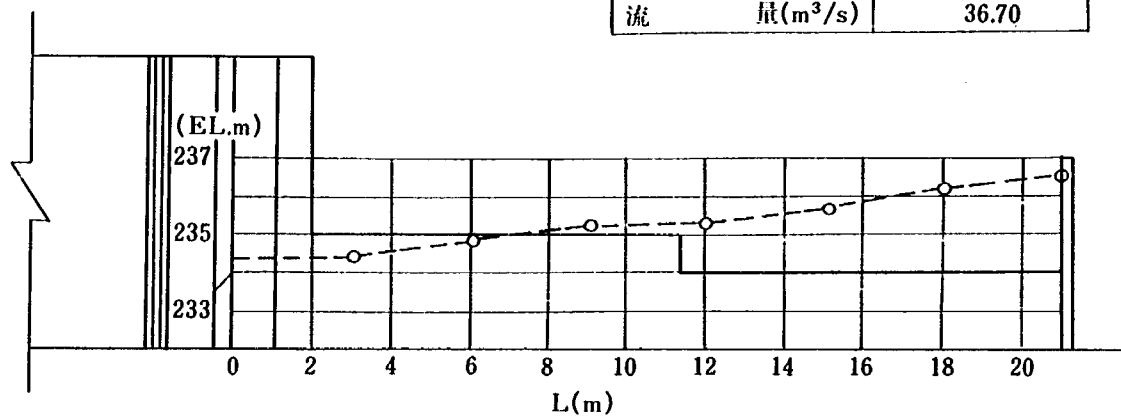
ゲート開き a (m)	1.76
流量 Q (m ³ /s)	40.30
上流水位 H_1 (EL.m)	238.65
下流本川水位 H_2 (EL.m)	233.15

図-60 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況（横越流型式Ⅲ案）

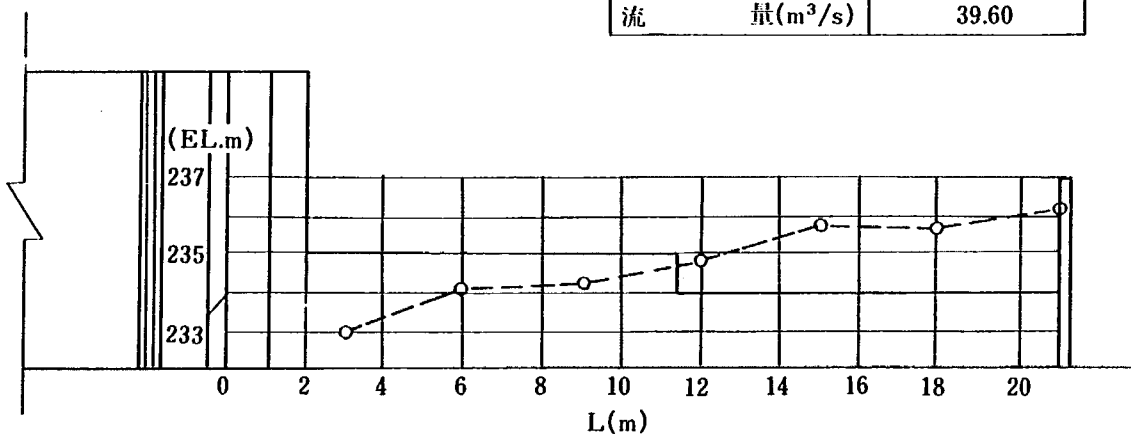


図一 61 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況（横越流型式Ⅲ案）

上流水位(EL.m)	239.19
下流本川水位(EL.m)	235.10
流量(m^3/s)	36.70



上流水位(EL.m)	238.87
下流本川水位(EL.m)	233.15
流量(m^3/s)	39.60



上流水位(EL.m)	236.07
下流本川水位(EL.m)	—
流量(m^3/s)	28.10

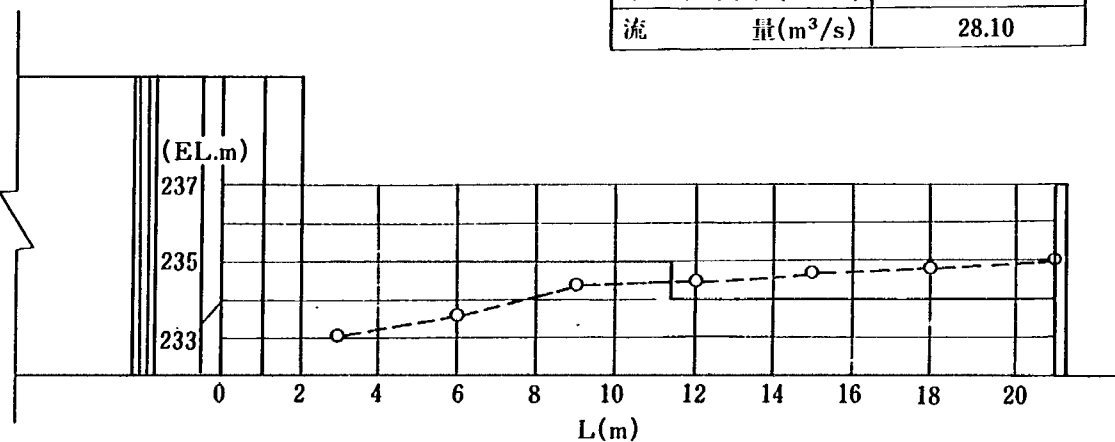


図-62 横越流型式減勢工Ⅲ案水面形測定結果図(減勢工中央線上)

放流能力は、2形状ともサーチャージ水位 E.L. 238.65 m における流出量は約 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保することができるが、常時満水位 E.L. 235.70 m での流出量が横越流型式Ⅱ案では $21 \text{ m}^3/\text{s}$ 、Ⅲ案で(2)で検討したものと同程度の $27 \text{ m}^3/\text{s}$ という結果である。この結果、オリフィスの設計条件を満足させるためには、常用洪水吐き減勢工の水位を横越流型式Ⅲ案の水位を上回らないようにすることが第1の条件となる。また、Ⅲ案の減勢工流況は図-59～62に示すように、常時満水位に対しては、ゲート直下流で見られる露出射流の規模も小さく、比較的安定した流況で減勢効果もあるが、サーチャージ水位に対しては、減勢工内水位が低いため露出射流がゲート下流3～4 mまで達し、減勢工内水面変動は大きくなり、横越流部からの越流水脈も不均一となっており、十分な減勢効果が得られていないことがわかる。

以上の結果、放流能力を確保するためにはⅢ案で得られた減勢工水位より高くしてはいけない。また、減勢効果を十分に発揮するためには、減勢工内水位を高くし、露出射流を無くし、水面動揺を抑えたい。従って、以後の検討は、減勢工内水位をⅢ案より上回らない低い水位で十分な減勢効果が得られるよう行っている。

なお、設計洪水水位 E.L. 239.40 m では、本川下流水位の影響が生じ、横越流部での越流状態が潜り越流となり、これにつれて減勢工内水位が上昇してゲートからの流出も潜りとなる。このため、流出量は $37 \text{ m}^3/\text{s}$ と減少する。また、ゲート直下流から設けた減勢工導流壁の上流壁はあまり有効に作用していないが、この壁を撤去した場合では、ゲート直下の水位がほとんど本川下流水位に近くなることとなり、更に流出量の減少が予想されるため、壁の効果は十分ではないが、以下の検討では維持する方向で行っている。本川下流水位の影響が無い場合の設計洪水水位からの流出量は、 $44 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

(5) 横越流型式減勢工の改造案の検討(その2)

(1)～(3)の検討によれば、ゲート開き一定で常用洪水吐きオリフィスの設計条件を満足するためには、ゲートからの流出形態を常に自由流出となるように、減勢工内水深を低く設定することが第一条件となる。一方、減勢工内流況から考えると安定した跳水が得にくいという相反する条件を満足させなければならないことがわかった。

ゲートの流出形態が減勢工内水位の影響を受け易い理由は、ゲート敷高と減勢工敷高が同一であり、かつオリフィス直下に減勢工が設けられたためである。この問題を解決するためには、オリフィス敷高を減勢工水位の影響のない範囲まで上げるか、あるいは同一敷高としても減勢工長を長くすれば、減勢工の流況はともかく、自由流出とすることは可能である。しかし、減勢工長は、国道右岸側導流壁の湾曲までの直線区間に計画したもので現在位置より下流に延長することは減勢工形状が複雑になるばかりでなく、不経済に大規模となる。一方、オリフィス敷高を上げ、沈砂池からオリフィスに至る導水路全体を上げるものとする、ダム導水用オリフィス、本川維持用放流管全体の敷高が上がることとなり、施設規模全体が大きくなるものと思われる。このため、オリフィスのみの敷高を上げる方式をとらざるを得ない。しかしながら、この方法をとっても、常時満水位での放流能力を確保するためには、設計水頭から考えても開

水路流とする必要があり、サーチャージ水位ではオリフィス流とする必要がある。

このようなオリフィス敷の高上げ高 W と、ゲート開き a を推定すると次のようになる。

自由越流時の流量係数を 1.8 と仮定すると、常時満水位 EL. 235.7 m で $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下できる W は、

$$\begin{aligned} W &= (235.7 - 232.0) - \left(\frac{Q}{C B} \right)^{2/3} \\ &= 3.7 - (30 / 1.8 \times 3.4)^{2/3} \\ &= 0.81 \approx 0.8 \text{ m} \end{aligned}$$

但し、 $B = 1.7 \text{ m} \times 2 = 3.4 \text{ m}$ としている。嵩上げ高 W は、0.80 m となり、ゲート開きは越流水深に等しい 2.88 m で約 2.9 m を必要とする。

一方、サーチャージ水位 EL. 238.65 m でオリフィス流れとして流出量を前出③式により推定すると、流出量 Q は $56 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、大きく設計条件を上回る。この時 C_g は 0.53 と仮定している。よって、常時満水位で開水路流、サーチャージ水位でオリフィス流としても設計条件を満足出来ない。

従って、ゲート開きを 1.76 m とし、オリフィス敷高を上げた効果と同様の効果が得られるように減勢工敷高を下げた形状について検討を行った。この場合減勢工敷高を下げた事によってゲートからの流出水脈の流出角度が下向きとなるため、若干のゲート開きの調整が必要と思われる。また、横越流敷高は、低水時等にダムへの導水の必要性が生じた時に常用洪水吐きゲート操作無しでダムへ出来る限りの流量を導水するために、ある程度の高さを確保する必要がある。

以上の事を考慮してゲート直下より 1.5 m 掘り下げた形状 (IV 案) について流況をみた。実験結果によると、ゲートからの流出水脈は下向き約 45° の角度で流出するため、減勢効果は十分であるが、減勢工内水深が過大で、水面動揺も大きく、放流能力が不足することが確認された。

そこで、減勢工敷高を EL. 231.00 m (掘り下げは 1.0 m) とし、ゲート直下には 1 : 1 の順

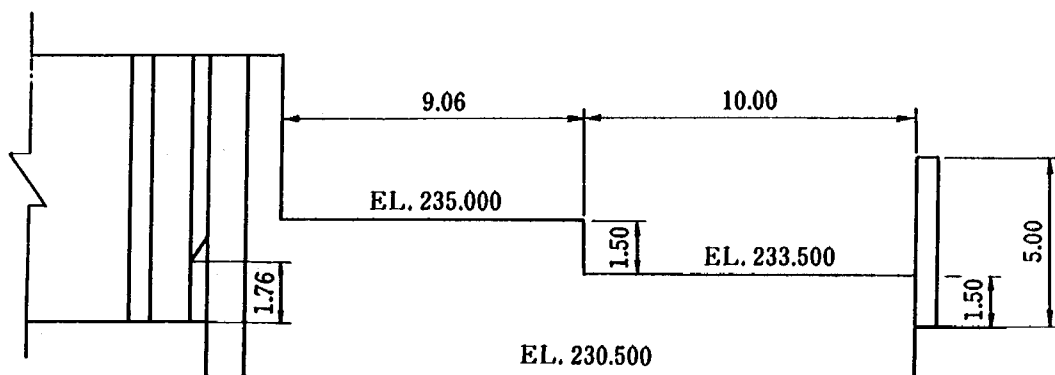


図-63 横越流型式減勢工 IV 案

傾斜を設け、さらに横越流敷高も 0.5 m 下げて EL. 233.00 m とした (V 案)。この形状では、サーチャージ水位までのゲートの流出形態は全て自由流出となり減勢状態もほぼ満足のいく流況が得られた。但し、ゲートの流出係数が水平の時と比べ若干大きくなったため、ゲート開きを調整した。

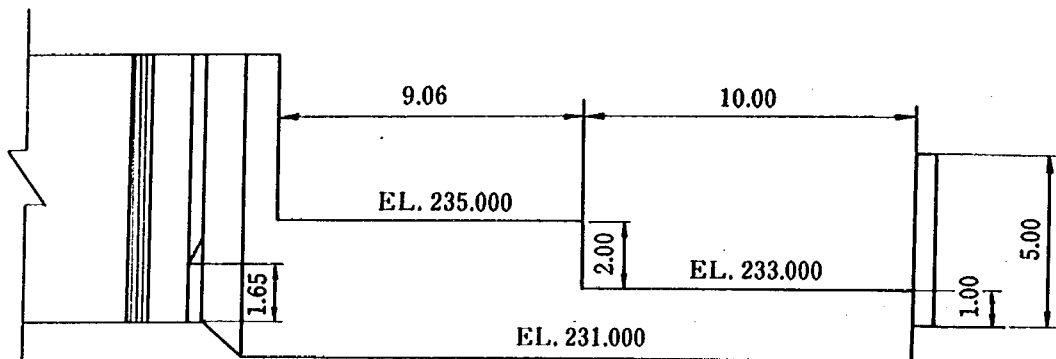


図-64 横越流型式減勢工 V 案

ゲート開きは、1.65 m とすることで、減勢工を設けない場合と同程度の放流能力を持つことが確認されたが、ゲート開きがやや小さくなったために流出水脈のエネルギーが増大し、サーチャージ水位での流出に対し、ゲート直下に不安定な露出射流が発生した。この露出射流を無くするために、中央ピアの下流 7.5 m の位置に、高さ 1.0 m、幅 1.0 m のバップルブロックを 2 個設置した。(図-65 参照) その結果、流況は比較的安定したものとなった。放流能力を図-66、表-13、流況および水面形を図-67 ~ 70 に示す。

減勢工からの流出を横越流型式とすることにより、放流水は保護工上に落下して本川中央に戻る流れとなる。なお、この横越流部は流れの方向に対して平行に設置されているので設計の際には、減勢工水深による静水圧を考慮すれば十分と考えられる。また、越流水は保護工上での減勢効果を高めるためには自由落下として設計されることが望ましいと思われる。

5.2.3 最終案形状の機能

(1) 最終案形状の放流機能推定曲線

常用洪水吐きからの流出形態は、図-66 をみてわかるように、常用洪水吐きオリフィスゲート上流水深が横越流天端標高 EL. 233.00 m からゲートリップ標高 EL. 233.65 m の間は支配断面が横越流部天端で開水路流となり、ゲートリップ標高からサーチャージ水位 EL. 238.65 m (全体模型 300 m³/s 流入時) までの間は、ゲート部が支配断面となり遷移流からオリフィス流へと変化する。さらに、サーチャージ水位を越える流れでは、下流分派堰からの越流が始まるために下流本川水位が上昇し、その影響が常用洪水吐き減勢工におよび減勢工内水位を上昇させるため、ゲートからの流れは潜り流出となり、サーチャージ水位での流出量を下回る結果となる。

このため、放流機能推定曲線式は少なくとも 3 本の曲線を必要とする。通常推定されるように、流量係数を含んだ形の式を作成しても流れの変化が著しく、式の形が非常に複雑となるばかりである。従って、流出形態の異なる 3 つの領域についてそれぞれ、指数式で表すこととした。

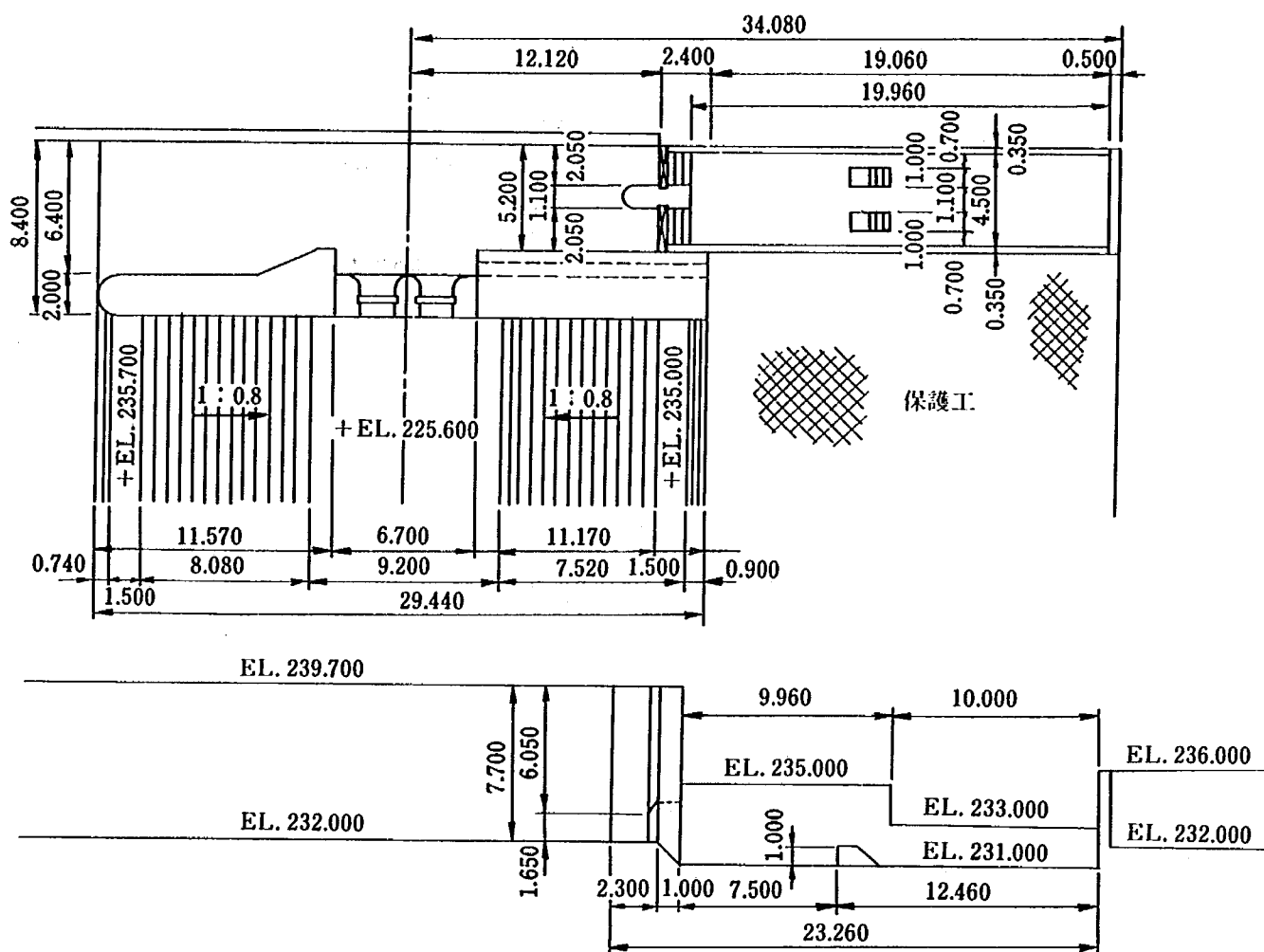


図-65 常用洪水吐きオリフィス最終案形状図

横越流天端標高 EL.233.00m～ゲートリップ標高 EL. 233.65 m

$$Q_1 = a (H_1 - H_\ell)^b$$

ゲートリップ標高～サーチャージ水位 EL. 238.65 m

$$Q_2 - Q_m = c (H_1 - H_m)^d$$

サーチャージ水位～設計洪水水位 EL. 240.15 m

$$(Q_m + Q_n) - Q_1 = e (H_1 - H_n)^f$$

ここに、 Q_1 ：オリフィスからの流出量 (m^3/s)， H_1 ：オリフィス上流水路敷高を基準とする水深 (m)， H_ℓ ：オリフィス上流敷高と横越流部天端標高差 (m)， H_m ：ゲート開き (m)， Q_m ：第1式で推定されるゲートリップ標高での流出量 (m^3/s)， H_n ：オリフィス上流水路敷高とサーチャージ水位との標高差 (m)， Q_n ：第2式で推定されるサーチャージ水位での流出量 (m^3/s) であり、 $a \sim f$ は実験定数である。

常用洪水吐きオリフィス最終案での放流能力の実験結果は、表-13、図-66に示す通りである。この結果を基に推定した式を以下に示す。なお、下流本川水位は、全体模型実験結果に基づいて設定している。

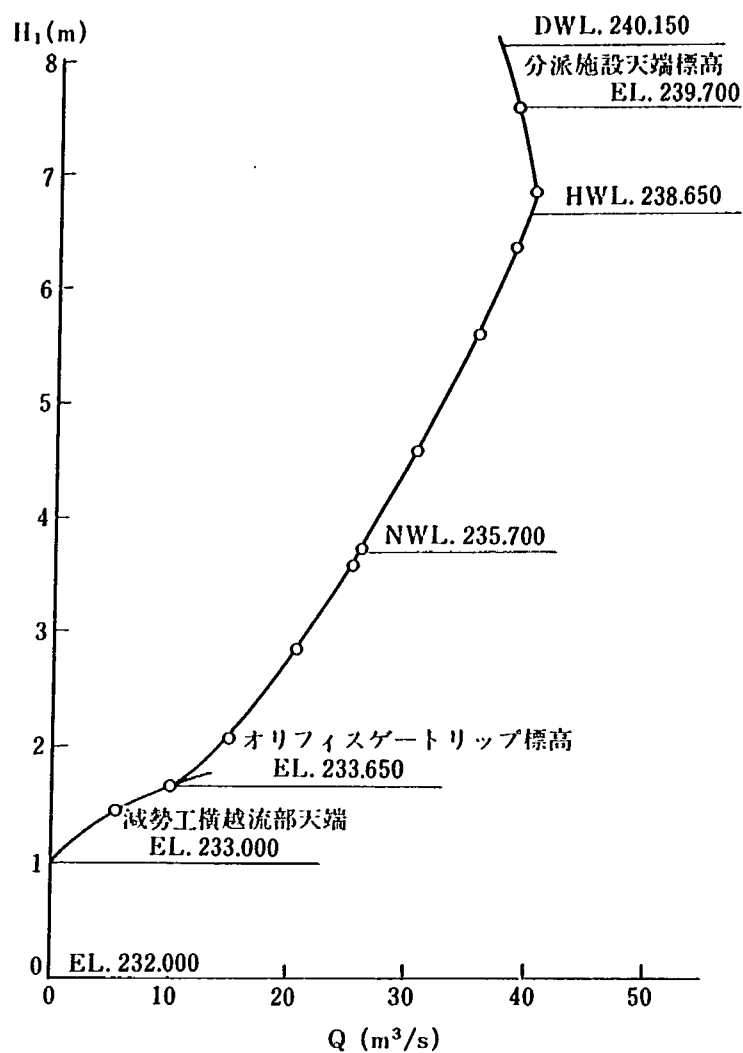
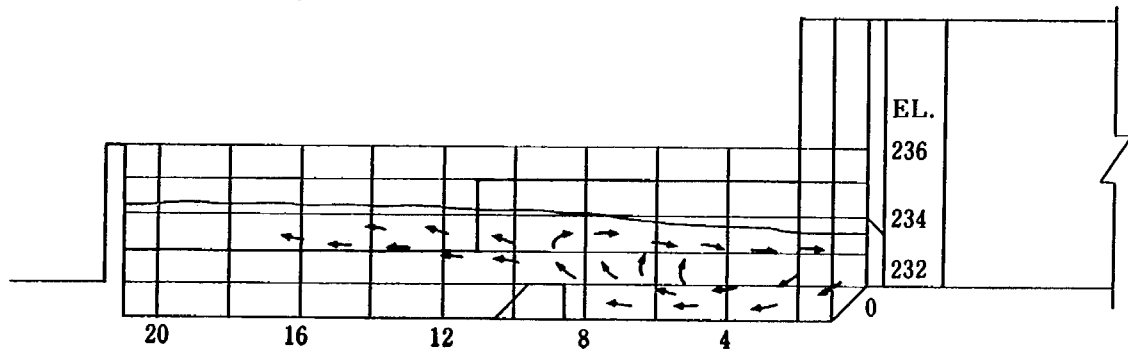
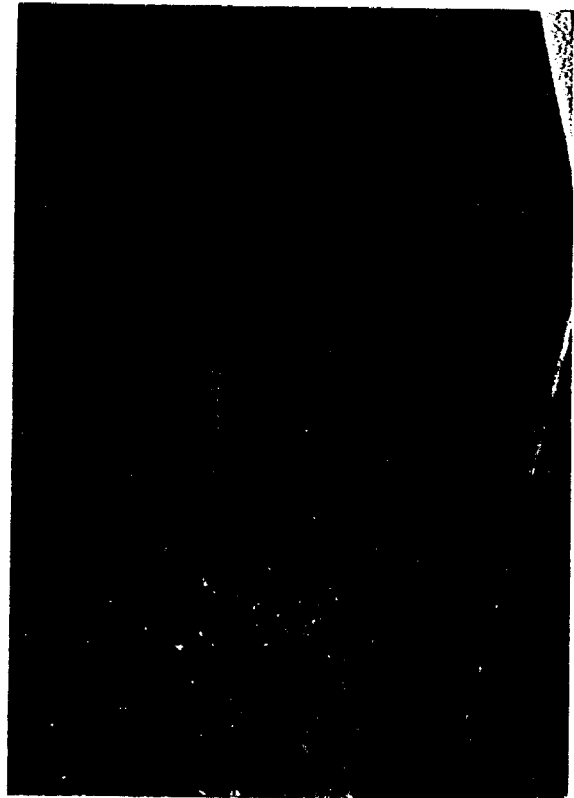
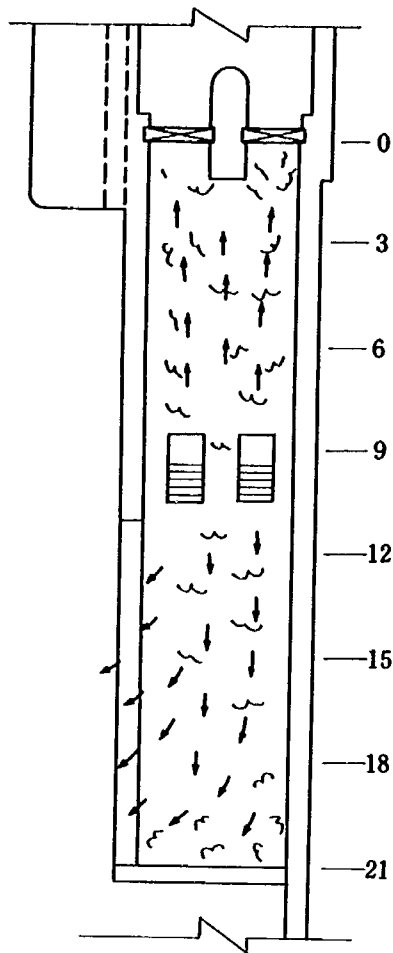


図-66 横越流型式減勢工 IV案 $H_1 \sim Q$ の関係

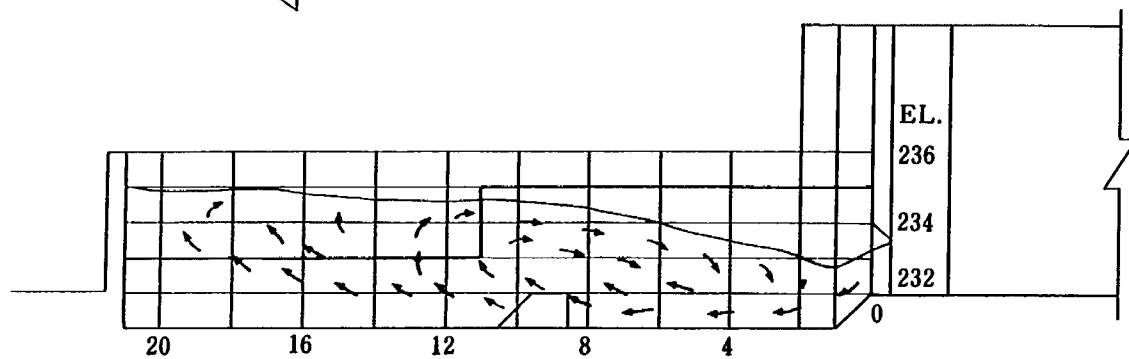
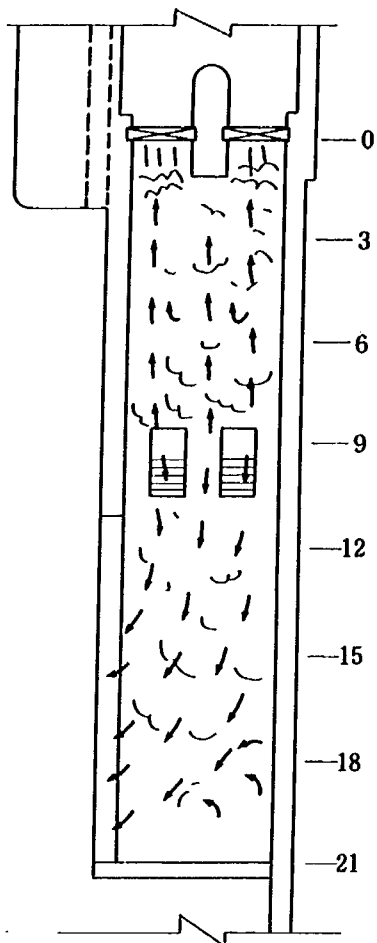
表-13 横越流方式減勢工 IV案 $H_1 \sim Q$ 測定結果表

流出量 Q (m^3/s)	上流水深 H_1 (m)	下流本川水深 H_2 (m)
5.23	1.44	—
9.89	1.65	—
14.50	2.05	—
20.51	2.83	—
25.43	3.57	—
26.13	3.71	—
30.66	4.59	—
35.60	5.60	—
38.60	6.35	—
40.07	6.63	1.17
38.54	7.56	3.14



ゲート開き a (m)	1.65
流量 Q (m ³ /s)	26.13
上流水位 H_1 (EL.m)	235.71
下流本川水位 H_2 (EL.m)	—

図-67 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況



ゲート開き a (m)	1.65
流量 Q (m ³ /s)	40.0
上流水位 H_1 (EL.m)	238.71
下流本川水位 H_2 (EL.m)	233.15

図-68 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況

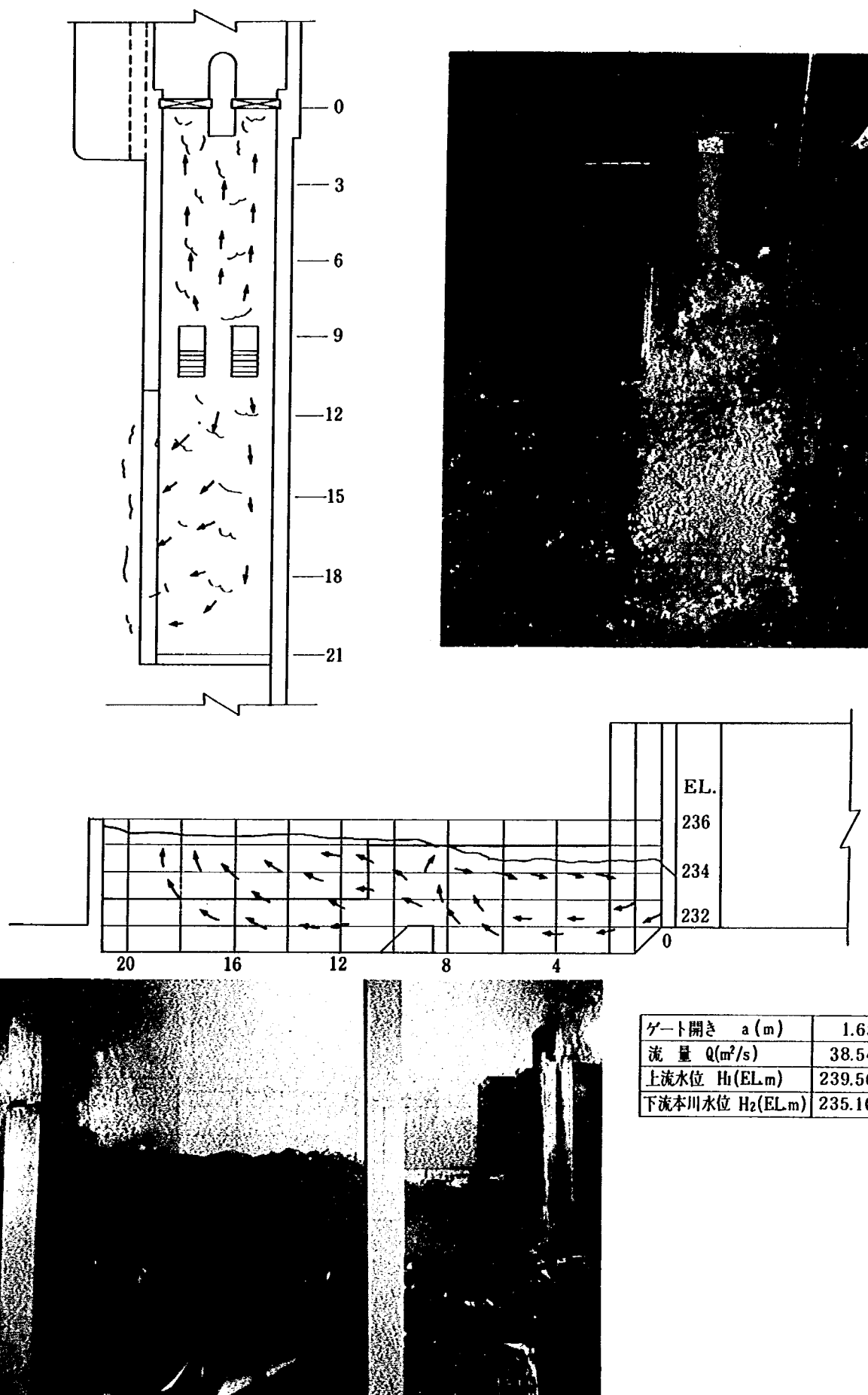
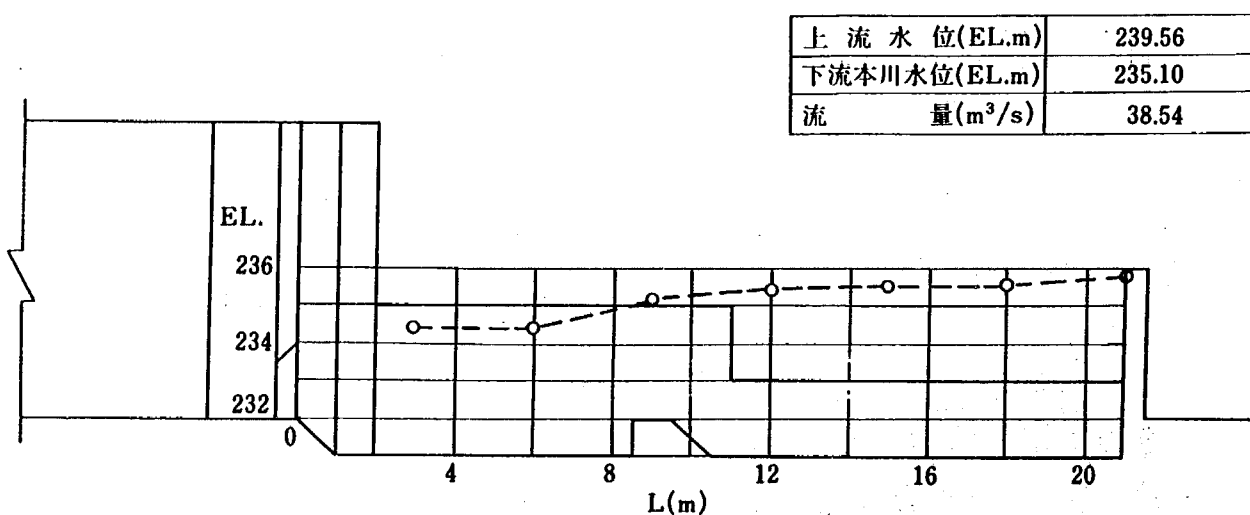
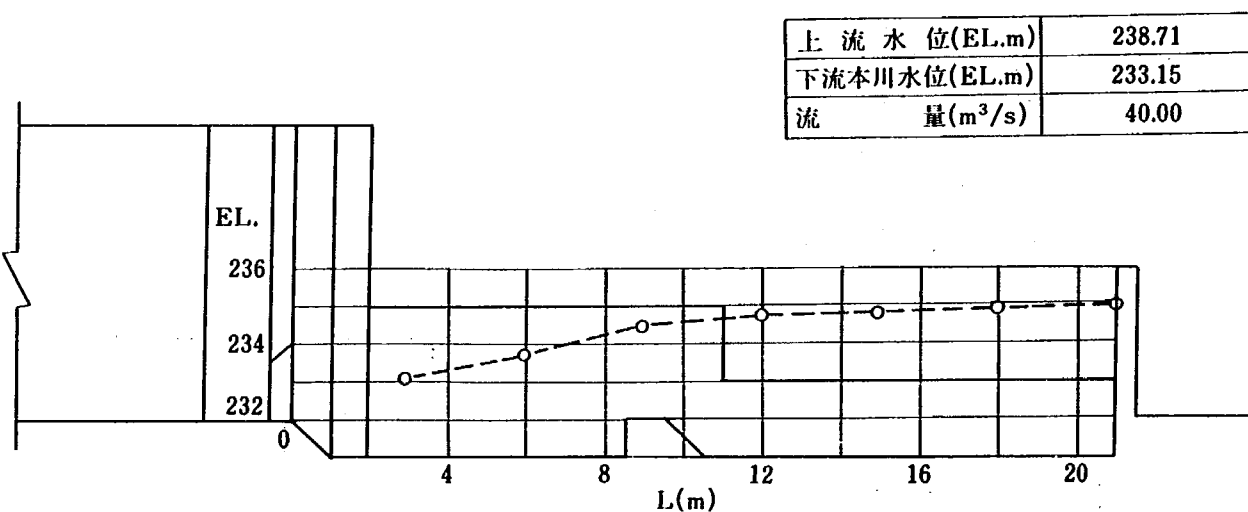
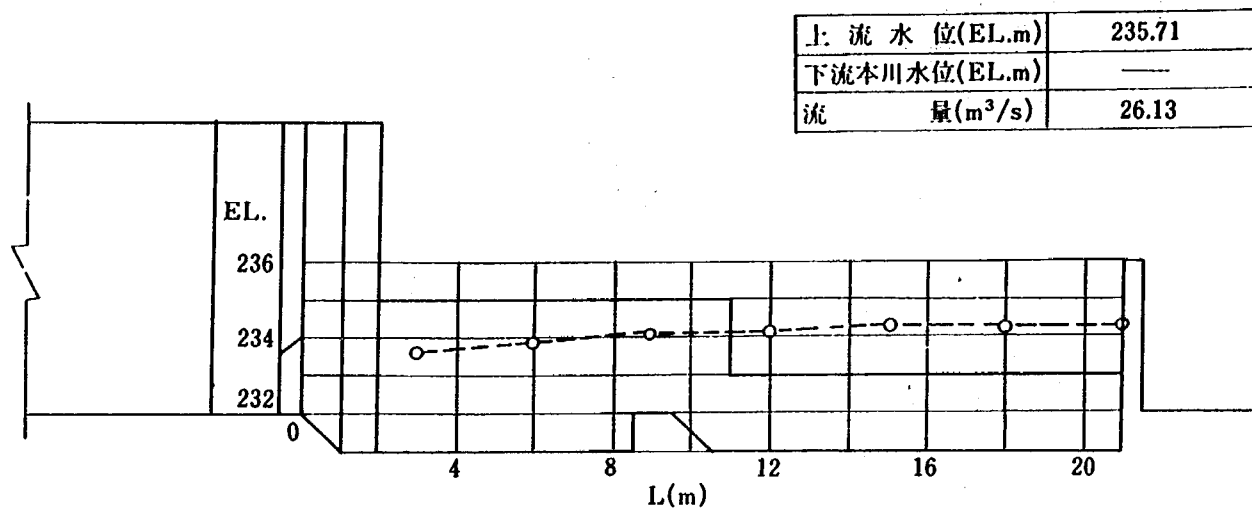


図-69 常用洪水吐きオリフィス減勢工の流況



図一 70 横越流型式減勢工 V 案水面形測定結果図 (減勢工中心線上)

$$0 \leq H_1 \leq 1.65 \text{ m}$$

$$Q_1 = 19.604 (H_1 - 1.00)^{1.610} \quad (13)$$

$$1.65 \leq H_1 \leq 6.65 \text{ m}$$

$$Q_1 - 9.80 = 9.415 (H_1 - 1.65)^{0.738} \quad (14)$$

$$H_1 \geq 6.65 \text{ m}$$

$$(9.80 + 30.88) - Q_1 = 2.311 (H_1 - 6.65)^{0.767} \quad (15)$$

これら3式で求めた結果を図-71に示す。本式の推定誤差は±2%程度で、基準となる水位での流出量は次の通りである。

常時満水位	EL. 235.70 m	25.8 m³/s
サーチャージ水位	EL. 238.65 m	40.7 m³/s
設計洪水水位	EL. 240.15 m	37.5 m³/s

常時満水位での設計条件の30 m³/sに対して、約4 m³/sの減という結果であるが、ゲート開き一定という条件では、やむを得ない結果であると考えられる。

(2) 全体模型実験と抽出模型実験との整合性

分派堰全体模型実験結果は、オリフィス直上流水位 H_1 を基準とし、分派量を指数式で表すと次の式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} Q_0 &= aH_1^b = Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ Q_1 &= cH_1^d = Q_0 - Q_2 - Q_3 \\ Q_2 &= eH_1^f = Q_0 - Q_1 - Q_3 \\ Q_3 &= Q_0 - Q_1 - Q_2 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

ここに、 Q_0 ：全流入量、 Q_1 ：常用洪水吐きオリフィスの分派流量、 Q_2 ：ダム導水流量、 Q_3 ：下流分派からの分派流量である。

一方、全流入量 Q_0 は、上流分派堰上流10 m地点水深 H_0 を用いると、

$$Q_0 = gH_0^i \quad (17)$$

となり、⑩の第1式と⑪式より、 H_0 、 H_1 の関係は、

$$H_0 = \left(\frac{a}{g} H_1^b \right)^{\frac{1}{i}} \quad (18)$$

である。 H_0 、 H_1 どちらの水深を用いても全流入量を知ることができる。

従って、⑬～⑮式で推定される Q_1 と、全体模型実験で確認した Q_0 および Q_2 の放流機能が推定出来れば、全分派施設の分派機能がわかることとなる。

抽出模型実験から推定される Q_1 は、図-72のイ、ロ、ホ、ヘを通る曲線であり、全体模型実験より推定される Q_0 は、イ、ロ、ハ、ニを通る曲線であることが必要である。

しかし、全体模型での常用洪水吐きオリフィスと抽出模型での常用洪水吐きオリフィスでは、減勢工から本川へ流下させる横越流天端が異なるため、放流能力も幾分異なってくるものと思われるが、この常用洪水吐きオリフィス最終案を全体模型上に再現しても、計画最大流量40

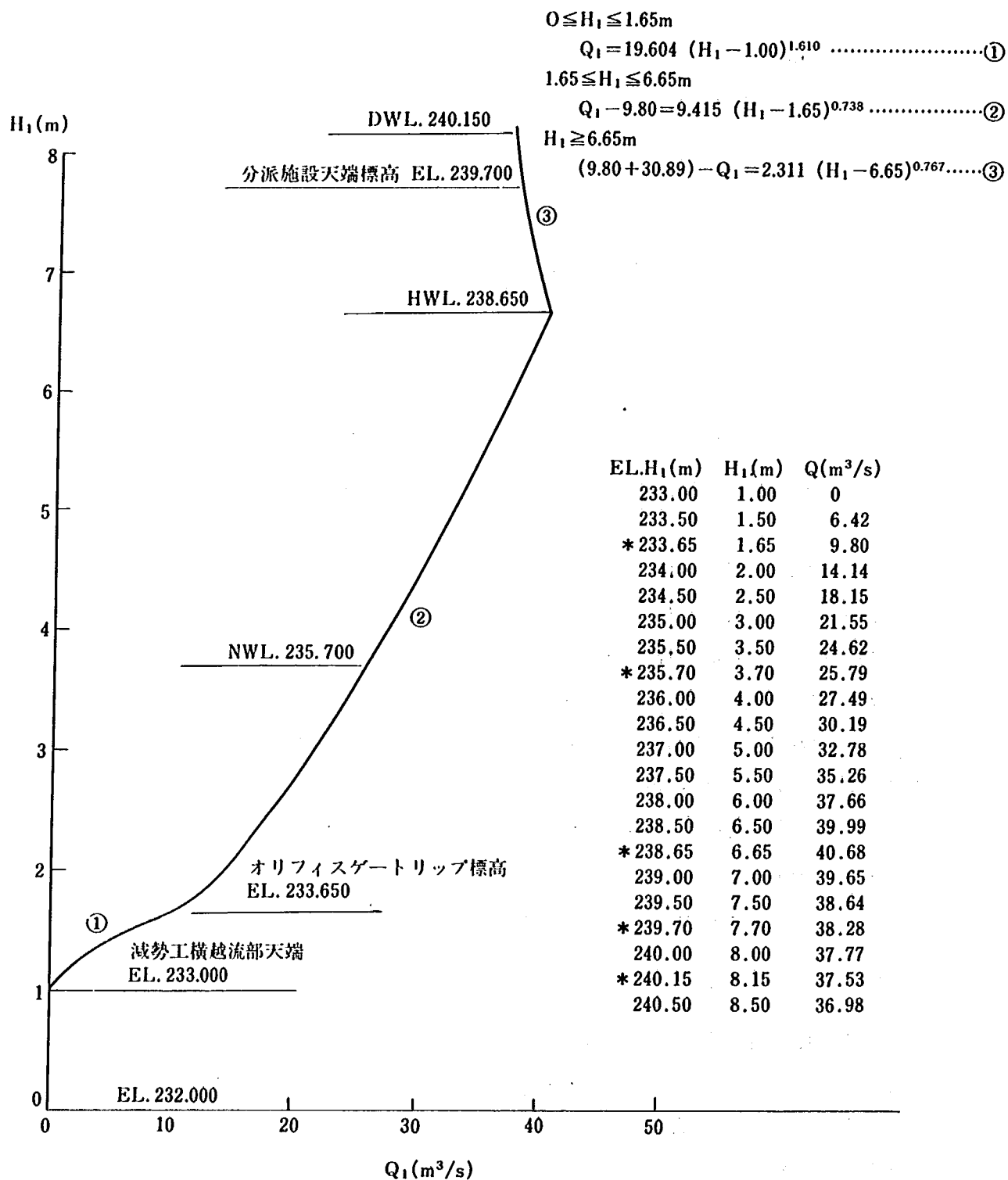


図-71 常用洪水吐きオリフィス放流機能曲線
 (ゲート開き 1.65 m, 横越流型式減勢工IV案)

m³/s に対して、模型では 2.26 l/s と小流量となり精度上の問題があり、全体模型には再現していない。

5.3 本川維持用放流管

この放流設備は、本川下流の取水制限流量（最大 0.475 m³/s）を放流するために、常用洪水吐きオリフィス敷高 E.L. 232.00 m と同一標高に下面標高を有し、0.5m×0.5m の正方形断面の入口を有する φ 600 mm の円管で計画されている。設計条件は、ダム導水用オリフィス敷高 E.L. 232.7 m と同水位で、0.475 m³/s 放流可能なことである。なお、入口には、流量調節可能なゲートを設置することにより放流量の期別変化に対応できるよう計画されている。

今、上流水路水位 E.L. 232.700 m の時、入口付近の流れを開水路流として推定すると、

$$Q = C B H^{3/2} \quad (19)$$

より

$$H = \left(\frac{Q}{C B} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.475}{1.7 \times 0.5} \right)^{2/3} \approx 0.7 \text{ m}$$

となり、計画された放流管の規模は、設計条件を満足することがわかる。

一方、洪水時には本放流管を全閉とするかあるいは、期別変化に対応し調節を行っているゲート開きの状態で放置するかによって、本川下流への放流量が異なる。しかし、仮に洪水時に放流を行ったとしても、放流量は、本川下流水位の影響を受けることとなり、放流機能を推定しても意味がないと思われ、ここでは、ゲート全開時でかつ本川下流水位の影響のない自由流出状態での放流機能を参考として推定を行うにとどめた。

実験結果を図-73、表-14 に示す。開水路流れの部分は模型流量にして相当小さく、実験施設都合上無理なので、データーはとっていない。放流機能は、流れの状態を考慮せず全データーを指数式で近似した。それが⑳式である。

$$Q = 0.571 H_1^{0.847} \quad (20)$$

設計条件にある E.L. 232.7 m での流量を⑳式で推定すると 0.42 m³/s で設計流量の 0.475 m³/s に対し、0.055 m³/s の減である。この 0.42 m³/s が開水路流で流れるとした時、⑲式で流量係数を求めると 1.43 となる。この流量係数を用いて設計条件の 0.475 m³/s 放流可能な放流管呑口断面の規模を推定すると、

$$B = \frac{0.475}{1.43 \times 0.7^{3/2}} \approx 0.57 \text{ m}$$

となる。

従って、円管自体の拡幅は必要としないにしても、放流管呑口断面は拡大し、0.6 m×0.6 m 程度にする必要があると考えられる。しかし、推定式の精度上の問題があるので、本放流管の放流機能の詳細は、ゲート等が決定された上で、再度検討する必要があると思われる。

なお、流量が相当小さく、それなりの精度が要求されると思うので、放流管出口付近に流量計の

設置が必要と思われる。

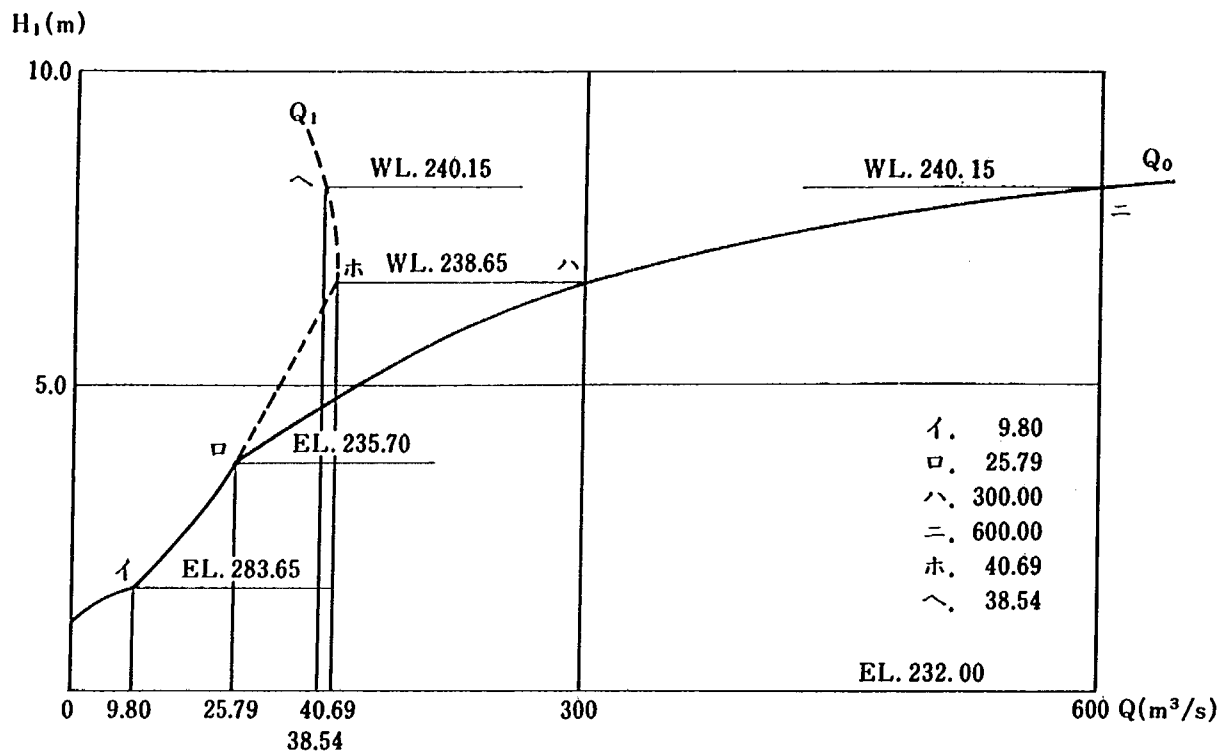


図-72

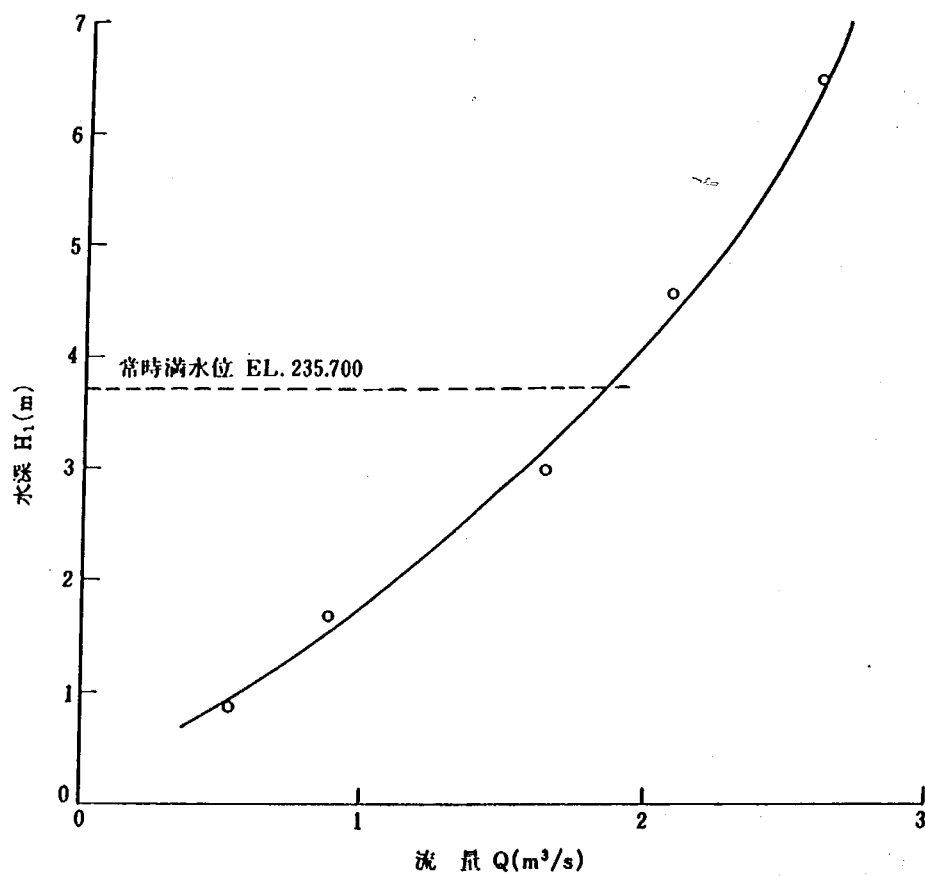


図-73 $H_1 \sim Q$ の関係

表-14 本川維持用水孔φ 600

流 出 量 Q (m ³ /s)	上 流 水 深 H ₁ (m)
0.5	0.9
0.9	1.7
1.6	3.0
2.1	4.6
2.6	6.5

5.4 ダム導水用オリフィス

ダム導水用オリフィスは、おおむね低水時に本川下流の取水制限流量（最大 0.475 m³/s）を除きできる限りダムへの導水が可能となる事を目的とし、ゲートを有する 1.7 m × 1.7 m のオリフィス 2 門が計画されている。

設計条件は低水時にダムへ導水することを考慮して、常時満水位 EL. 235.7 m で 30 m³/s 程度放流可能なこととした。また、常用洪水吐きオリフィスゲート操作なし（全開状態）でも、ある程度の流量を導水可能としたいという事務所の意向もある。

ゲートからの流出形態を自由流出とすると設計条件を満足するゲート開きは③式を用いて推定できる。B = 1.7 × 2 = 3.4 m, Q = 30 m³/s, H = 235.7 - 232.7 = 3.0 m, また収縮係数 C_c は、流れに対してゲートは平行となるので C_c = 0.60 と仮定し③式に代入すると、ゲート開きは、2.3 m で設計条件にほぼ近い Q = 29.8 m³/s を得る。

実験は、この推定されたゲート開き 2.3 m と 2.1 m, 1.9 m について行った。放流能力を示したものが図-74 および表-15 である。この結果によれば設計条件を満足し得るゲート開きは、2.2 m 程度と推定される。しかし、常時満水位でのゲートからの流出は、自由越流に近い遷移領域の不安定な流れで、呑口部での吸い込み渦が発生する。特に上流側ゲート前面での渦は大きく、上下流ゲートからの流出量比は、異なっているものと考えられる。（図-75 参照）

遷移領域での放流を避けて、自由越流で流出させる場合を考え、実験を行った結果、オリフィス敷高を EL. 233.0 m とすることで、常時満水位 EL. 235.70 m で約 30 m³/s 放流が可能である。但し、この時のゲートリップは EL. 235.5 m とする必要がある。（図-76 参照）

しかし、この形状では、ダム導水用オリフィス敷高と、常用洪水吐き減勢工横越流部敷高が EL. 233.0 m と等しくなるため、常用洪水吐きオリフィス全開のままでは、ダム導水用オリフィスからの導水量はゼロとなる。また、ダム導水用オリフィス敷高を原設計の EL. 232.7 m としてもダム導水量は 0.8 m³/s 程度である。また、このような放流を行っても、常用洪水吐きオリフィスが全開では、わずかな出水でも常用洪水吐き減勢工から下流本川へ流出するものと思われる。従って、常用洪水吐き減勢工横越流部敷高を EL. 233.0 m としなければならない状況から考えると、低水時のダム側への導水は、常用洪水吐きオリフィスゲートを操作を行わなければならないと思われる。

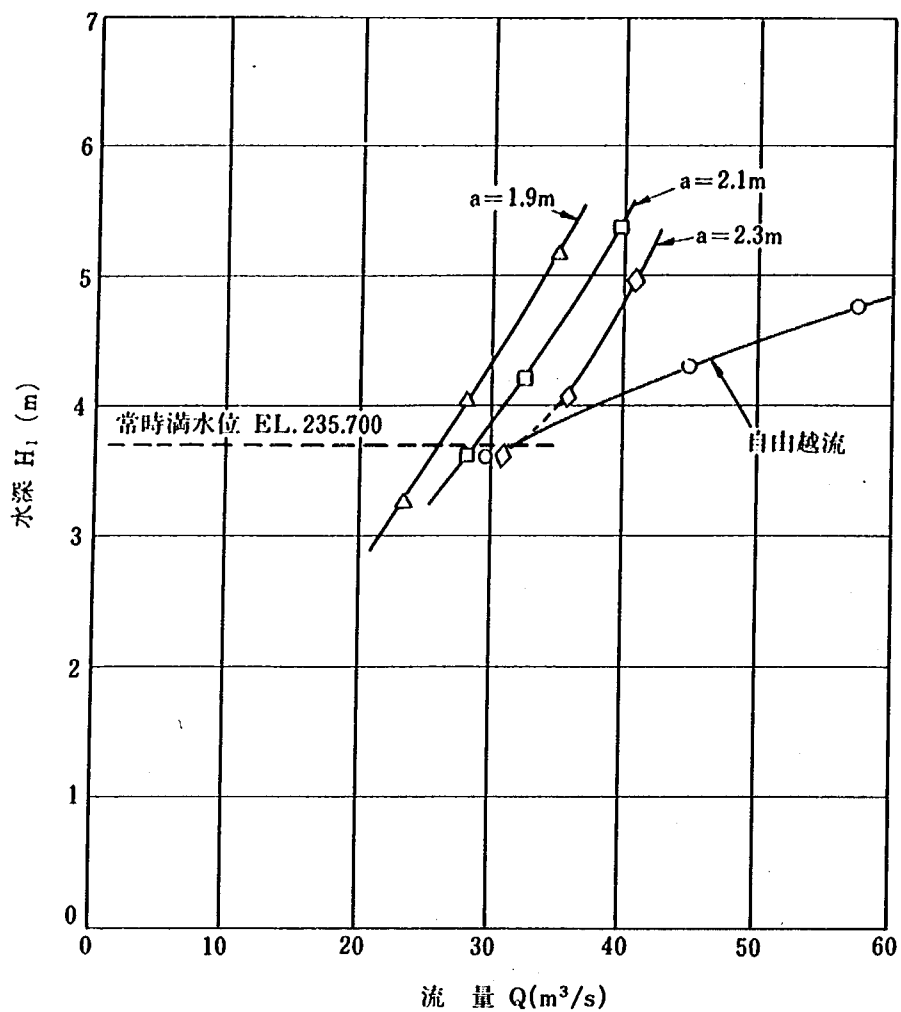


図-74 ダム導水用オリフィス $H_1 \sim Q$ の関係

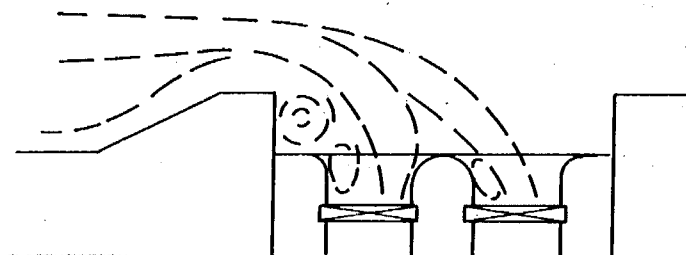


図-75 渦の発生状況

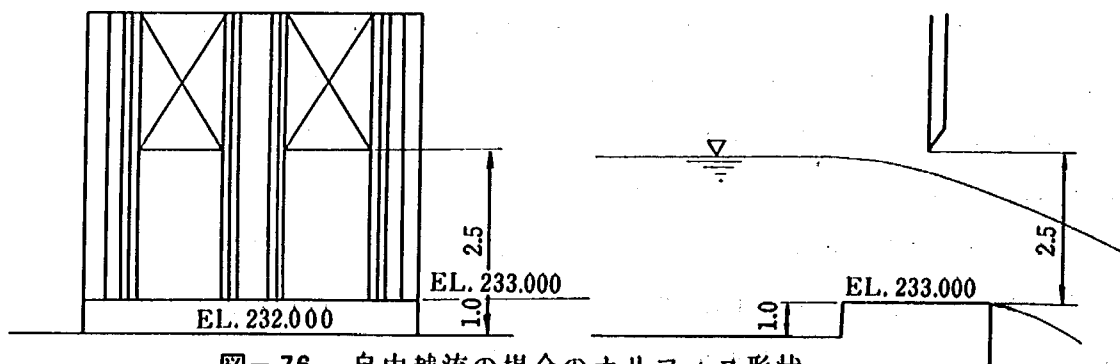


図-76 自由越流の場合のオリフィス形状

表-15 ダム導水用オリフィス

ゲート開き a (m)	流 出 量 Q (m³/s)	上 流 水 深 h _o (m)	上 流 水 深 H ₂ (m)	流 出 係 数 C _g	備 考
1.9	23.4	2.58	3.28	0.509	
	28.0	3.34	4.04	0.536	
	34.8	4.49	5.19	0.574	
2.1	28.0	2.92	3.62	0.518	
	32.3	3.53	4.23	0.549	
	39.5	4.68	5.38	0.578	
2.3	30.6	2.91	3.61	0.518	
	35.7	3.33	4.03	0.565	
	40.6	4.28	4.98	0.567	
2.5	29.5	2.89	3.59	1.766	自 由 流 出
	44.9	3.60	4.30	1.933	
	57.3	4.06	4.76	2.060	
	82.3	5.09	5.79	2.108	

$$C_g = Q / B \cdot a \sqrt{2gH_1}$$

H₁ : E.L. 232.0 mを基準とする水深

h_o : オリフィス敷高 E.L. 232.7 mを基準とする水深

↓

第 6 章 検 討 結 果

44 45 46 47 48

第 6 章 検討結果

抽出模型実験および全体模型実験より得られた結果をまとめると次のようになる。

(1) 分派堰全体規模

図-77 に示す通りである。この形状、規模で計画される分派流量をほぼ満足する。なお、計画高水流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ での国道への越水は、No 102.3 ~ 101.5 間に高さ 1 m 程度のウォールを設置することで可能となる。

分派堰の天端高は、計画高水流量流下時の水位、つまり計画高水位に対して余裕をとったものである。従って、設計洪水流量流下時には、分派堰からあふれる事となり分派流量の把握が困難となるため、ダム導水路で、ダムへ流入する流量をチェックする機構を設ける必要があるものと思われる。

(2) 常用洪水吐きオリフィス

検討の結果得られた形状は、図-78 に示す通りである。この形状における放流機能推定式は次の通りである。

$$0 \leq H_1 \leq 1.65 \text{ m}$$

$$Q_1 = 19.604 (H_1 - 1.00)^{1.610} \quad \text{㉑}$$

$$1.65 \leq H_1 \leq 6.65 \text{ m}$$

$$Q_1 - 9.80 = 9.415 (H_1 - 1.65)^{0.738} \quad \text{㉒}$$

$$H_1 \geq 6.65 \text{ m}$$

$$(9.80 + 30.89) - Q_1 = 2.311 (H_1 - 6.65)^{0.767} \quad \text{㉓}$$

ここに、

Q_1 : 常用洪水吐きオリフィスからの流出量 (m^3/s)

H_1 : 常用洪水吐きオリフィス直上流のオリフィス敷高 EL. 232.0 m を基準とする水深 (m) である。

以上の式より推定される分派流量は、常時満水位 EL. 235.70 m で、 $26 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度、サーチャージ水位 EL. 238.65 m で、 $41 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度、設計洪水水位 EL. 240.15 m で $39 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。

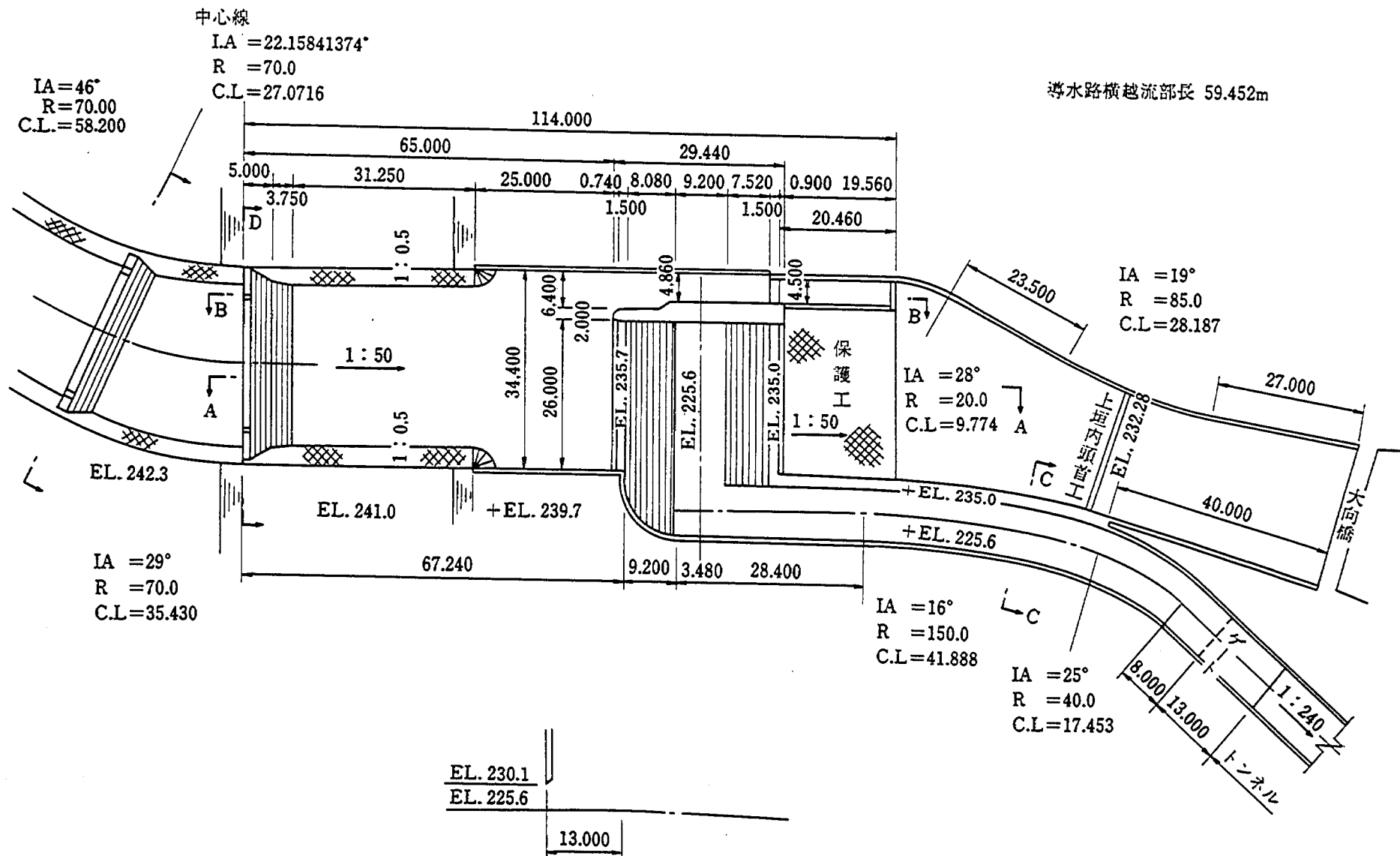
(3) 本川維持用放流管

本放流管の検討は、流量調節用ゲートを設置せず、自由流出の状態の放流能力について行った。放流能力の推定は、オリフィス流の範囲のデータを指数式で近似した結果次式を得た。

$$Q = 0.571 H_1^{0.847} \quad \text{㉔}$$

この推定式を参考にすると設計条件を満足するには、 $\phi 600 \text{ mm}$ 円管断面の拡幅は必要でないにしても、放流管入口断面を $0.6 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$ 程度にする必要があると思われる。但し、推定式は精度上の問題があり、参考程度に示したものである。

(4) ダム導水用オリフィス



図一 77.1 検討の結果得られた分派導水施設

図一 77.2 検討の結果得られた分派導水施設

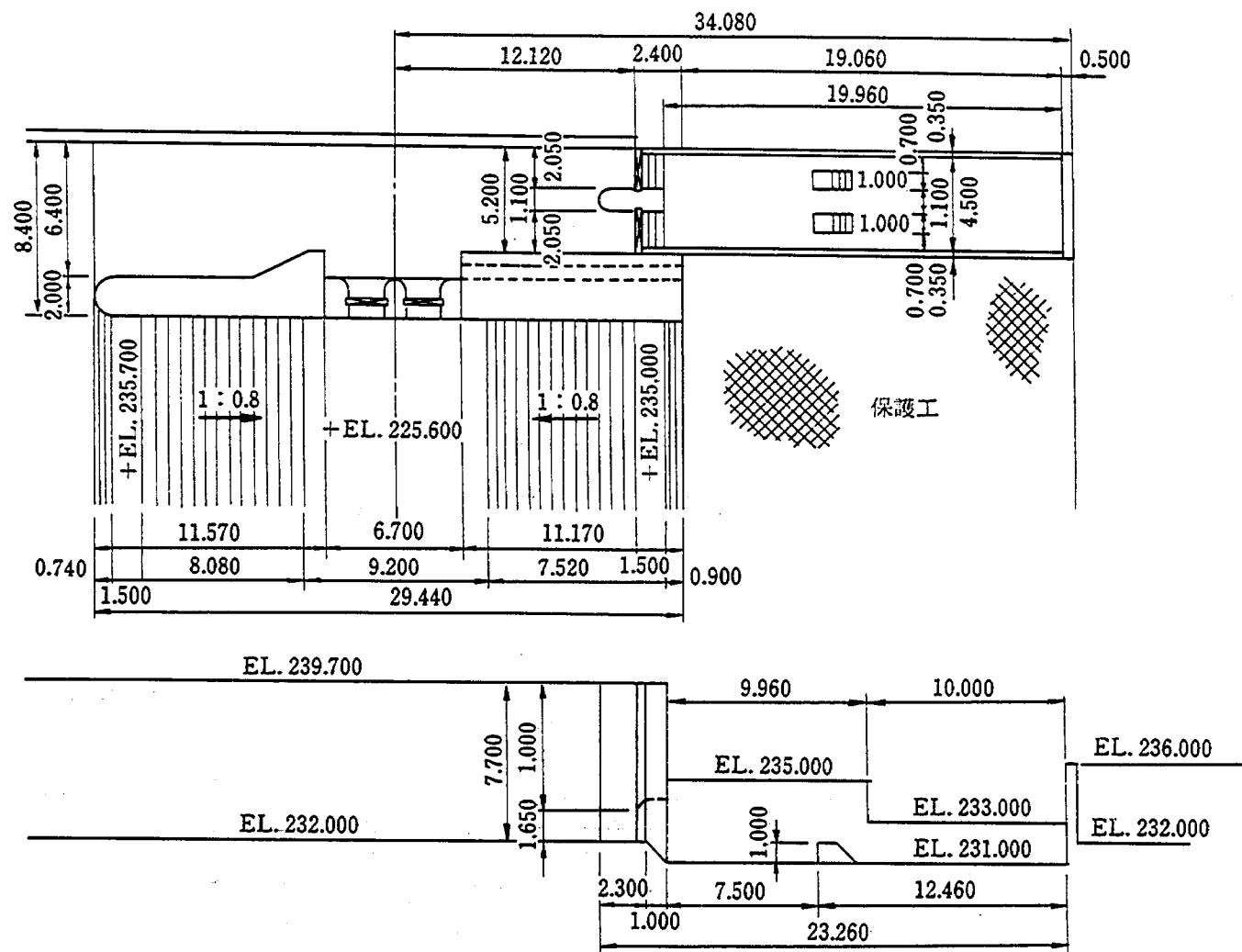
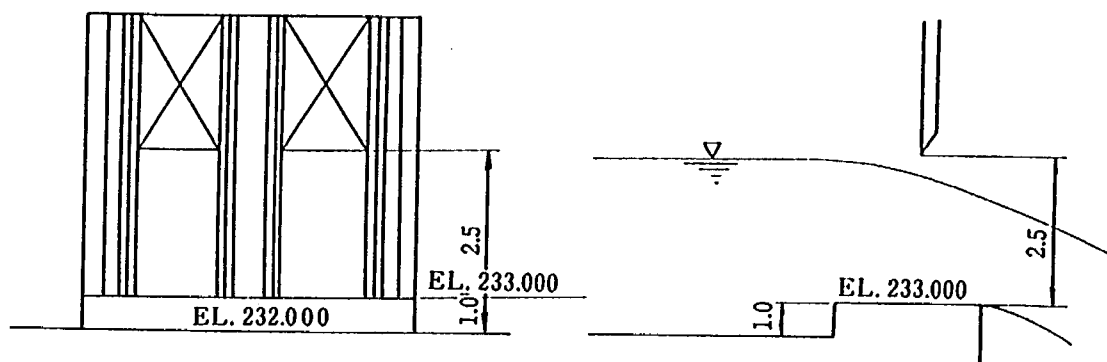


図-78 常用洪水吐きオリフィス最終案



図－79 ダム導水用オリフィス

低水時に概ね $30 \text{ m}^3/\text{s}$ ダムへ導水するために必要なゲート開きは、 2.2 m である。しかし、本オリフィスは、主流の方向に対して平行に設置されており、かつ、ゲート開き 2.2 m での放流状況が自由越流に近い遷移領域であるため、ゲート前面で渦の発生があり、流況は不安定である。

このような流況を解消するためには、オリフィス敷高を $\text{EL. } 233.0 \text{ m}$ 、ゲート開きを 2.5 m として自由越流で放流すると、ある程度軽減出来る。但し、この場合、最終案とした常用洪水吐き減勢工の横越流天端標高とオリフィス敷高が同標高となるため、常用洪水吐きオリフィスゲート全開のままではダムへの導水は不可能となる。従って、本川維持流量以上の流量をダムへ導水する場合ゲート操作が必要となる。

あ と が き

余野川ダム水理模型実験（分派導水施設編）に係わる模型製作，実験計測，資料解析の主たるものは，土木研究所の実施計画により株式会社建設技術研究所が行ったものである。

最後に，本報告書が完成するまでの水理設計，水理模型実験および報告書作成等にあたり近畿地方建設局猪名川工事事務所をはじめとして，加藤敏治前ダム水工研究室長（現水資源開発公団）ほか数多くの方々の御指導および御協力を賜ったことに対し，深く感謝の意を表します。

昭和 6 1 年 2 月

建設省土木研究所

ダム部ダム水工研究室

執筆担当 中 西 徹

付 表

<u>CASE 1</u>	B	1.500
	BW	9.200
	BL	9.200
	LD	7.100

[illegible]

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD: 下流堰高
 h_x : $x = 0.5L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5L$ 平均水深
 H_2 : $h_x - LD$

$K_m : Q / \sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$
 $C : \Delta \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

<u>CASE 2</u>	B	1.500
	BW	9.200
	BL	9.200
	LD	9.600(+2.500)

[illegible]

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD: 下流堰高
 h_x : $x = 0.5L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5L$ 平均水深
 H_2 : $h_x - LD$

$K_m : Q / \sqrt{2g \cdot B \cdot E_0^{3/2}}$
 $C : \Delta \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

付表-3 分派堰の水理機能

CASE 3

B 1.500

BW 9.200

BL 9.200

LD ∞

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
236.21	1.01	1.01	36.03	0.308	9.11								
236.60	1.40	1.40	65.25	0.341	9.50								
236.96	1.76	1.76	98.13	0.364	9.86			5.88	5.10			—	
236.98	1.78	1.78	96.67	0.352	9.88								
237.32	2.12	2.13	134.69	0.377	10.23								
237.63	2.43	2.44	172.19	0.392	10.54								
237.76	2.56	2.58	196.98	0.414	10.68			8.13	7.23			0.01	
237.89	2.69	2.71	209.69	0.409	10.81								
238.21	3.01	3.03	252.08	0.414	11.13								
238.43	3.23	3.26	296.88	0.438	11.36			10.05	9.12			0.60	
238.55	3.35	3.38	301.25	0.421	11.48								
239.04	3.84	3.89	371.56	0.421	11.99								
239.65	4.45	4.50	396.04	0.361	12.60			11.08	10.66			0.62	Δ

 E_0 : 上流エネルギー L_0 : 水路幅 33.0 m L : 堰幅 26.0 m

UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高

 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深 H_2 : $h_x - LD$ $Km : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$ C : Δ …… 不完全越流

× …… もぐり越流

付表-4 分派堰の水理機能

CASE 4

B 1.500

BW 15.000

BL 9.200

LD 7.100

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
236.63	1.43	1.43	63.44	0.322	9.53	66.89	—	3.85	—	—	—	—	
237.33	2.13	2.14	132.50	0.368	10.24	135.33	—	6.13	—	—	—	—	
237.76	2.56	2.57	188.54	0.396	10.67	181.87	6.67	7.26	—	0.16	0.905	—	
237.96	2.76	2.77	184.90	0.348	10.87	187.05	—	7.08	6.24	—	—	—	
238.25	3.05	3.08	260.42	0.419	11.18	210.99	49.43	8.33	—	1.23	0.315	0.07	
238.25	3.05	3.08	258.65	0.417	11.18	213.38	45.27	8.43	6.82	1.33	0.256	0.11	
238.68	3.48	3.51	311.04	0.410	11.61	231.61	79.43	8.58	—	1.48	0.383	0.14	
239.11	3.91	3.96	374.17	0.413	12.06	244.04	130.13	9.11	—	2.01	0.397	0.26	
239.53	4.33	4.39	438.33	0.414	12.49	273.47	164.86	9.49	—	2.39	0.388	0.32	
239.80	4.60	4.67	498.44	0.429	12.77	291.94	206.50	9.65	—	2.55	0.441	0.33	
239.95	4.75	4.84	553.23	0.452	12.94	308.10	245.13	10.06	—	2.96	0.418	0.40	

 E_0 : 上流エネルギー L_0 : 水路幅 33.0 m L : 堰幅 26.0 m

UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高

 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深 H_2 : $h_x - LD$ $Km : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$ C : Δ …… 不完全越流

× …… もぐり越流

CASE 5

B	1.500
BW	15.000
BL	9.200
LD	∞

[illegible]

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD: 下流堰高
 h_x : $x = 0.5L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5L$ 平均水深
 H : $h_x - LD$

$K_m : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$
 $C : \Delta \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

付表-6 分派堰の水理機能

CASE 6

B	3.000
BW	9.200
BL	9.200
LD	7.100

[illegible]

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高
 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深
 H_2 : $h_x - LD$

$K_m : Q / \sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$
 $C : \Delta \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

付表-7 分派堰の水力機能

CASE 9

B	3.000
BW	15.000
BL	9.200
LD	7.100

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
236.74	1.54	1.54	60.31	0.274	9.64	66.40	0	3.92					
237.24	2.04	2.04	102.81	0.305	10.14	107.51	0	5.13					
237.46	2.26	2.27	122.91	0.313	10.37	127.80	0	5.80					
238.49	3.29	3.31	248.02	0.357	11.41	219.40	28.62	7.75		0.65	0.474		
238.55	3.35	3.37	260.42	0.365	11.47	227.92	32.50	7.80	6.81	0.70	0.482		
238.91	3.71	3.74	306.25	0.368	11.84	231.61	74.64	8.56		1.46	0.368	0.12	
239.30	4.10	4.14	371.56	0.383	12.24	248.80	122.76	8.99		1.89	0.411	0.21	
239.66	4.46	4.52	436.64	0.395	12.62	268.26	168.38	9.35		2.25	0.434	0.28	
239.99	4.79	4.86	496.25	0.402	12.96	289.20	207.05	9.70		2.60	0.429	0.33	
240.35	5.15	5.23	551.66	0.401	13.33	310.82	240.84	10.04	8.54	2.94	0.416	37	

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高
 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深
 H_2 : $h_x - LD$

$Km : Q / \sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$
 $C : \Delta \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

付表-8 分派堰の水力機能

CASE 10

B	3.000
BW	15.000
BL	9.000
LD	∞

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
237.24	2.04	2.04	102.81	0.305	10.14	107.51	0	5.13	4.56				
238.03	2.83	2.84	188.54	0.342	10.94	192.18	0	7.35					
238.45	3.25	3.27	251.98	0.370	11.37	256.69	0	8.80				0.21	
238.58	3.38	3.40	261.15	0.361	11.50	265.45	0	8.98	7.60			0.26	
238.95	3.75	3.78	306.77	0.362	11.88	295.68	0	9.26				0.31	
239.42	4.22	4.26	375.52	0.371	12.36	366.70	0	10.73				0.62	Δ
239.64	4.44	4.49	402.40	0.368	12.59	394.80	0	11.25	10.24			0.70	Δ
239.88	4.68	4.74	438.23	0.369	12.84	426.32	0	11.90				0.80	Δ
240.58	5.38	5.44	500.63	0.342	13.54		0	12.68				0.84	Δ
241.19	5.99	6.06	562.30	0.327	14.16		0	13.40				0.87	Δ
241.23	6.03	6.10	562.50	0.324	14.20		0	12.83	12.42			0.78	Δ

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高
 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深
 H_2 : $h_x - LD$

$Km : Q / \sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$
 $C : \Delta \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

付表-9 分派堰の水力機能

CASE 12

B 1.500
 BW 12.000
 BL 9.200
 LD 8.100 (デフレクター付)

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
236.48	1.28	1.28	51.56	0.309	9.38	56.43	0	4.11					
236.99	1.79	1.79	97.50	0.352	9.89	101.37	0	5.53					
237.46	2.25	2.26	150.94	0.386	10.37	155.97	0	7.09					
237.84	2.64	2.66	203.13	0.408	10.76	205.28	0	7.50					
238.21	3.01	3.04	260.31	0.428	11.14	254.66	5.65	8.74	8.14	0.64	0.096	0.21	
238.50	3.30	3.33	300.94	0.430	11.43	285.30	15.64	8.88		0.78	0.197	0.23	
238.85	3.65	3.69	352.19	0.431	11.79	304.84	47.35	9.18		1.08	0.367	0.29	
239.14	3.94	3.99	401.56	0.437	12.09	316.29	85.27	9.37		1.27	0.518	0.32	
239.46	4.26	4.32	450.63	0.436	12.42	334.02	116.61	9.76		1.66	0.474	0.38	
239.96	4.76	4.83	501.35	0.410	12.93	352.65	148.70	10.14		2.04	0.443	0.42	△
240.38	5.18	5.26	555.73	0.400	13.36	363.25	192.48	10.68	9.99	2.58	0.404	0.49	△

 E_0 : 上流エネルギー L_0 : 水路幅 33.0 m L : 堰幅 26.0 m

UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高

 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深 H_2 : $h_x - LD$ $Km : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$

C : △ …… 不完全越流

× …… もぐり越流

付表-10 分派堰の水力機能

CASE 12A

B 1.500
 BW 12.000
 BL 9.200
 LD 8.100 (デフレクター付)

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
238.25	3.05	3.08	260.31	0.419	11.18	213.38	46.93	9.44	9.04	1.20	0.310	0.39	
238.56	3.36	3.39	300.94	0.418	11.49	225.47	75.46	9.40		1.21	0.442	0.38	
238.88	3.68	3.72	351.25	0.425	11.82	241.54	109.71	9.75		1.65	0.450	0.44	
239.29	4.09	4.14	400.73	0.413	12.24	246.55	154.18	10.17		2.07	0.450	0.50	△
239.77	4.57	4.63	450.63	0.393	12.73	265.68	184.95	10.50		2.40	0.432	0.52	△
240.12	4.92	4.99	500.00	0.390	13.09	270.87	229.14	10.99		2.90	0.403	0.58	△
240.45	5.25	5.33	554.90	0.392	13.43	292.47	262.43	11.16	10.23	2.94	0.452	0.55	△

 E_0 : 上流エネルギー L_0 : 水路幅 33.0 m L : 堰幅 26.0 m

UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高

 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深 H_2 : $h_x - LD$ $Km : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$

C : △ …… 不完全越流

× …… もぐり越流

付表-11 分派堰の水力機能

CASE 14

B 1.500
 BW 9.200
 BL 9.200
 LD ∞ (直壁)

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
236.45	1.25	1.25	50.21	0.312	9.35	54.29	0	4.08					
236.95	1.75	1.75	91.67	0.342	9.85	96.37	0	5.65					
237.10	1.90	1.90	106.25	0.351	10.00	—	0	6.10	5.29				
237.46	2.26	2.27	150.22	0.382	10.37	156.44	0	7.23					
237.75	2.55	2.57	200.21	0.423	10.67	—	0	8.23	7.43				
237.84	2.64	2.66	200.53	0.402	10.76	207.18	0	8.33					
238.16	2.96	2.99	260.73	0.439	11.09	258.48	0	9.56	8.97				
238.45	3.25	3.28	296.88	0.434	11.38	—	0	9.88	9.14				
238.30	3.10	3.13	299.69	0.469	11.23	—	0	9.95					
239.18	3.98	4.02	350.00	0.377	12.12	—	0	10.75					Δ
239.91	4.71	4.76	399.27	0.334	12.86	—	0	10.96	11.29				Δ
239.98	4.78	4.83	403.13	0.330	12.93	—	0	11.75					Δ
240.71	5.51	5.56	451.56	0.299	13.66	—	0	12.88					Δ
241.30	6.10	6.16	498.13	0.283	14.26	—	0	13.40					Δ

 E_0 : 上流エネルギー L_0 : 水路幅 33.0 m L : 堰幅 26.0 m

UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高

 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深 H_2 : $h_x - LD$ $Km : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$ C : Δ …… 不完全越流

x …… もぐり越流

付表-12 分派堰の水力機能

CASE 15

B 1.500
 BW 9.200
 BL 9.200
 LD 9.400

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
236.42	1.22	1.22	51.50	0.332	9.32	50.80		4.53					
236.96	1.76	1.76	99.58	0.371	9.86	99.49		5.76					
237.40	2.20	2.21	149.13	0.394	10.31	147.87		6.88					
237.86	2.66	2.68	211.15	0.418	10.78	210.53		8.22					
238.13	2.93	2.96	260.00	0.444	11.00	257.97		8.89	8.05				
238.19	2.99	3.02	261.53	0.433	11.12	256.88		9.15					
238.40	3.20	3.23	297.22	0.445	11.33	287.92	9.30	9.70		0.30	0.492	0.50	
238.80	3.60	3.64	349.18	0.437	11.74	324.64	24.54	10.33		0.93	0.238	0.61	
239.31	4.11	4.16	398.47	0.408	12.36	349.76	48.71	10.50		1.10	0.367	0.58	Δ
239.28	4.08	4.13	398.96	0.413	12.23	348.50	50.46	10.41	9.86	1.01	0.432	0.50	Δ
239.74	4.54	4.60	447.48	0.394	12.70	368.23	79.25	10.81		1.41	0.411	0.59	Δ
240.17	4.97	5.04	496.63	0.381	13.14	387.41	109.22	10.95		1.55	0.492	0.57	Δ
240.60	5.40	5.48	550.19	0.373	13.58	397.77	152.42	11.48		2.08	0.441	0.62	Δ
240.61	5.41	5.49	556.04	0.376	13.59	396.29	159.75	11.31	10.75	1.91	0.526	0.58	Δ

 E_0 : 上流エネルギー L_0 : 水路幅 33.0 m L : 堰幅 26.0 m

UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高

 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深 H_2 : $h_x - LD$ $Km : Q/\sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$ C : Δ …… 不完全越流

x …… もぐり越流

付表-13 分派堰の水理機能

CASE 15A	B	1.500
ゲート開き 4.0 m	BW	9.200
ゲートリップ	BL	9.200
EL 231.60 m	LD	9.400

W.L. H_0	H_0	E_0	Q_0	Km_0	E_0+UD	Q_1	Q_2	h_x	h_{xmean}	H_2	Km_2	$\frac{h_x-UD}{E_0}$	C
238.11	2.91	2.93	249.06	0.431	11.01	243.79	0						
238.22	3.02	3.05	261.15	0.426	11.15	257.97	0	9.77	9.05	0.37		0.55	
238.64	3.44	3.47	300.94	0.404	11.57	268.79	32.15						
239.25	4.05	4.09	350.42	0.368	12.19	280.54	69.88						△
239.76	4.56	4.61	398.54	0.350	12.71	283.97	114.57	11.12	10.59	1.72	0.441	0.66	△
240.24	5.04	5.10	450.31	0.340	13.20	294.08	156.23						△
240.63	5.43	5.49	498.96	0.337	13.59	303.22	195.74						△
241.06	5.86	5.93	552.50	0.332	14.03	310.82	141.68	12.11	11.50	2.71	0.471	0.68	△

E_0 : 上流エネルギー
 L_0 : 水路幅 33.0 m
 L : 堰幅 26.0 m
 UD : 上流堰高 8.1 m

LD : 下流堰高
 h_x : $x = 0.5 L$ 最大隆起水深
 h_{xmean} : $x = 0.5 L$ 平均水深
 H_2 : $h_x - LD$

$Km : Q / \sqrt{2g} \cdot B \cdot E_0^{3/2}$
 $C : \triangle \cdots \cdots$ 不完全越流
 $\times \cdots \cdots$ もぐり越流

付表－14 常用洪水吐きオリフィス
自由流出時の $H_1 \sim Q$ 測定結果表

ゲート開き a (m)	流 出 量 Q (m ³ /s)	上流水深 H_1 (m)	下流水深 h_2 (m)	流出係数 C_g	収縮係数 C_c	備 考
1.5	25.14	4.12		0.549	0.606	
	28.84	5.25		0.558	0.604	
	32.07	6.17		0.572	0.613	
	34.73	6.93		0.584	0.622	
1.7	13.68	1.70		* 1.815		
	15.86	1.88		* 1.810		
	20.78	2.66		0.498	0.584	
	28.36	4.12		0.546	0.611	
	32.07	4.98		0.562	0.618	
	35.64	5.87		0.575	0.625	
	39.34	6.92		0.584	0.627	
1.9	20.91	2.36		0.476	0.576	
	24.22	2.85		0.502	0.593	
	29.01	3.77		0.522	0.595	
	32.59	4.40		0.543	0.610	
	35.16	4.96		0.552	0.613	
	38.52	5.60		0.569	0.626	
	44.09	7.10		0.578	0.624	

$$C_g = Q/B \cdot a \sqrt{2gH_1}$$

$$C_g = C_c \sqrt{11(1 + C_c \cdot a/H_1)}$$

$$C_c = \frac{1}{2} (C_g^2 \cdot a/H_1 + C_g \sqrt{(C_g \cdot a/H_1)^2 + 4})$$

B：通水幅 (1.7 m × 2 = 3.4 m)

付表-15 常用洪水吐きオリフィス
 潜り流出時の $H_1 \sim Q$ 測定結果表
 (昭和59年度 横越流方式減勢工I案)

ゲート開き a (m)	流 出 量 Q(m ² /s)	上流水深 H ₁ (m)	下流水深 h ₂ (m)	流出係数 C _g	収縮係数 C _c	備 考
2.1	7.00	3.35	3.29	0.121	0.126	
	18.50	4.11	3.68	0.289	0.311	
	28.50	5.20	3.95	0.395	0.428	
	35.60	6.27	4.30	0.450	0.485	
	37.80	6.62	4.46	0.465	0.501	
2.2	9.50	3.45	3.36	0.154	0.162	
	22.34	4.38	3.75	0.322	0.349	
	29.57	5.20	4.11	0.392	0.426	
	38.30	6.37	4.53	0.459	0.497	
	42.80	7.13	4.86	0.484	0.521	
2.3	23.20	4.34	3.80	0.322	0.351	
	31.20	5.09	4.05	0.399	0.437	
	38.10	6.03	4.39	0.448	0.488	
	45.40	7.09	4.73	0.492	0.533	

$$C_g = Q/B \cdot a \sqrt{2gH}$$

$$C_g = C_c \sqrt{11(1 + C_c \cdot a/H_1)}$$

$$C_c = \frac{1}{2} (C_g^2 \cdot a/H_1 + C_g \sqrt{(C_g \cdot a/H_1)^2 + 4})$$

B : 通水幅 (1.7 m × 2 = 3.4 m)

付表-16 常用洪水吐きオリフィス $H_1 \sim Q$ 測定結果表
(ゲート開き 1.76 m 固定)

ケース	流出量 $Q(m^3/s)$	上流水深 $H_1 (m)$	下流水深 $h_2 (m)$	流出係数 C_g	収縮係数 C_c	備考
昭和59年度 設計案 I 案	13.2	3.86	3.51	0.254		
	20.6	4.75	3.77	0.357		
	25.0	5.37	3.91	0.407		
	30.0	6.27	4.20	0.452		
	33.4	7.02	4.44	0.476		
水平水叩き 形式	26.3	4.50	3.18	0.468		
	31.2	5.23	3.34	0.515		
	37.4	6.28	3.54	0.564		
	39.9	6.83	3.67	0.576		
横越流型式 II 案	25.2	4.34	3.29	0.457		
	31.5	5.26	3.56	0.518		
	37.4	6.37	4.15	0.559		
	40.1	6.90	4.34	0.576		
横越流型式 減勢工 V 案	28.9	4.11	3.02	0.538		
	35.8	5.54	3.57	0.575		
	38.2	6.14	3.90	0.582		
	40.7	6.86	4.19	0.587		

$$C_g = Q/B \cdot a \sqrt{2gH_1}$$

$$C_g = C_c \sqrt{11(1 + C_c \cdot a/H_1)}$$

$$C_c = \frac{1}{2} (C_g^2 \cdot a/H_1 + C_g \sqrt{(C_g \cdot a/H_1)^2 + 4})$$

B : 通水幅 (1.7 m × 2 = 3.4 m)

付表 - 17 横越流方式減勢工Ⅲ案水位測定結果表

流 量 $Q(m^3/s)$	上流水位 $H_1(EL.m)$	下流水位 $h_2(EL.m)$		縦 距 (m)						
				3	6	9	12	15	18	20.960
28.1	236.07	—	中 央	233.25	234.15	234.62	234.62	234.79	234.86	235.06
				233.12	233.61	234.40	234.56	234.77	234.84	235.02
36.7	239.19	235.10	中 央	234.58	235.10	235.47	235.57	236.15	236.56	236.94
				234.45	234.83	235.21	235.34	235.76	236.32	236.63
39.6	238.87	233.15	中 央	232.97	235.18	234.83	235.05	236.24	235.89	236.65
				235.00	234.05	234.25	234.84	235.78	235.61	236.29

水位測定結果 上段：最高水位
下段：平均水位

付表 - 18 横越流方式減勢工Ⅴ案水位測定結果表

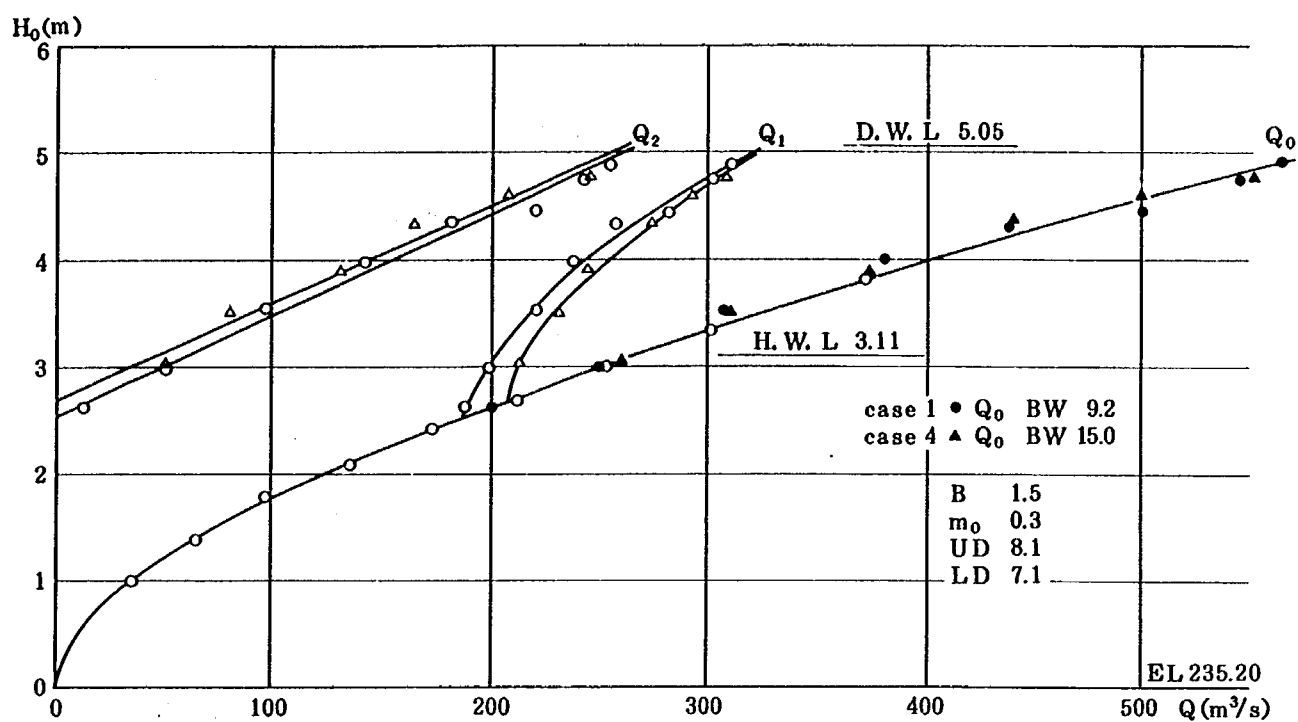
流 量 $Q(m^3/s)$	上流水位 $H_1(EL.m)$	下流水位 $h_2(EL.m)$		縦 距 (m)						
				3	6	9	12	15	18	20.960
26.13	235.71	—	中 央	233.58	233.93	234.23	234.20	234.30	234.47	234.47
				233.55	233.90	234.18	234.20	234.27	234.33	234.30
40.00	238.71	233.15	中 央	233.25	234.15	234.75	234.99	235.13	235.13	235.20
				233.07	233.78	234.48	234.84	234.92	234.90	234.99
38.54	239.56	235.10	中 央	234.60	234.45	235.83	235.73	235.65	235.73	236.03
				234.48	234.38	235.20	235.55	235.61	235.53	235.80

水位測定結果 上段：最高水位
下段：平均水位

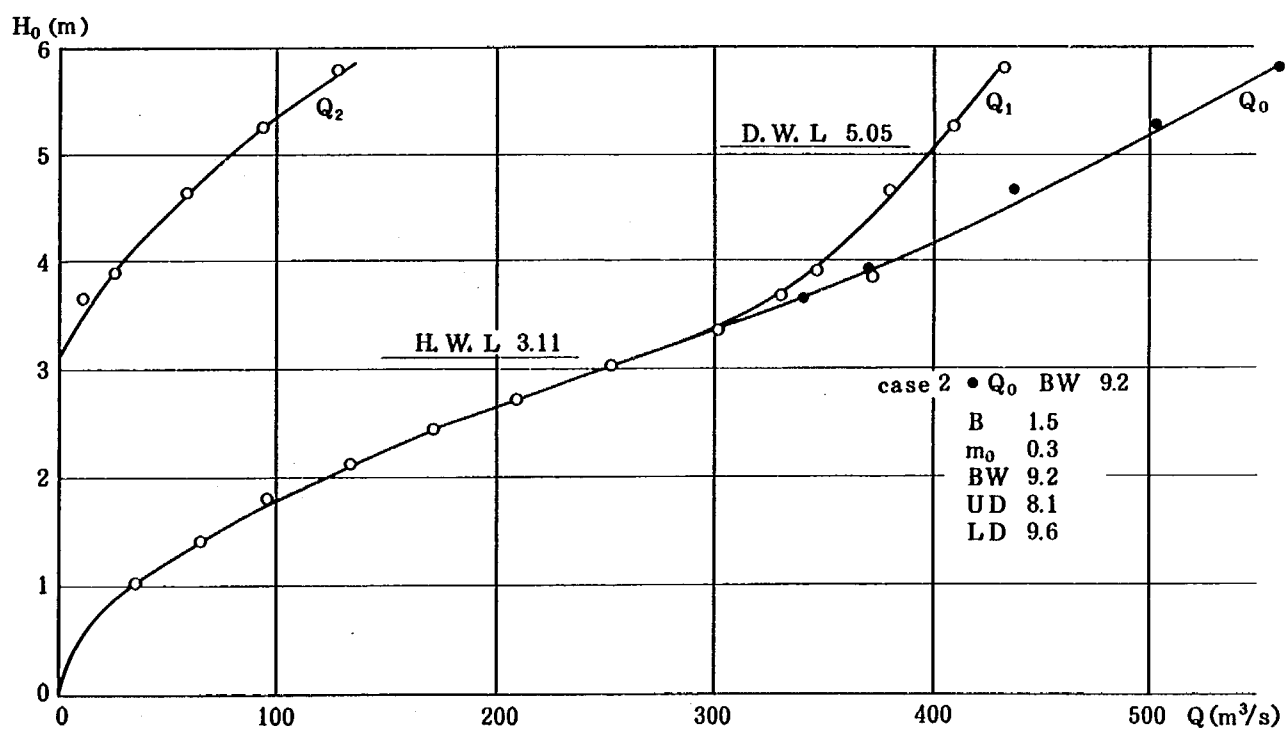
付

図

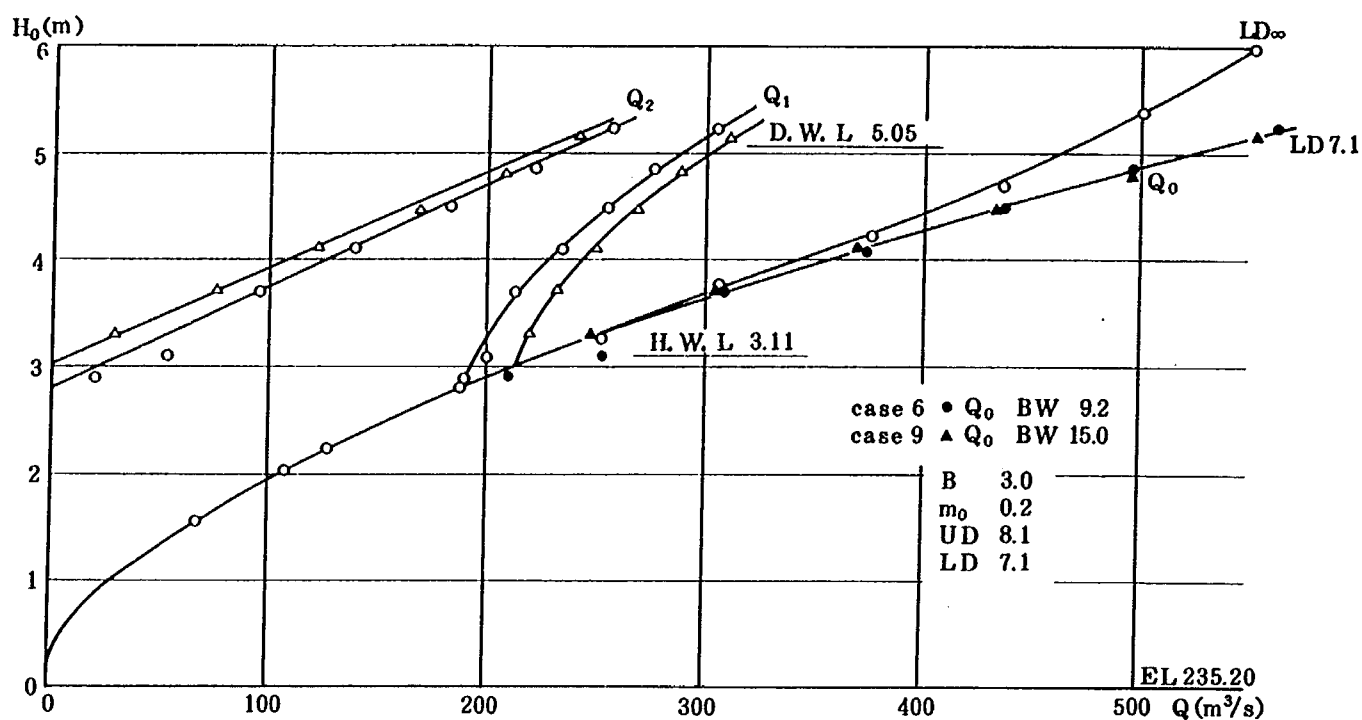
抽出実験（トンネル導水施設）



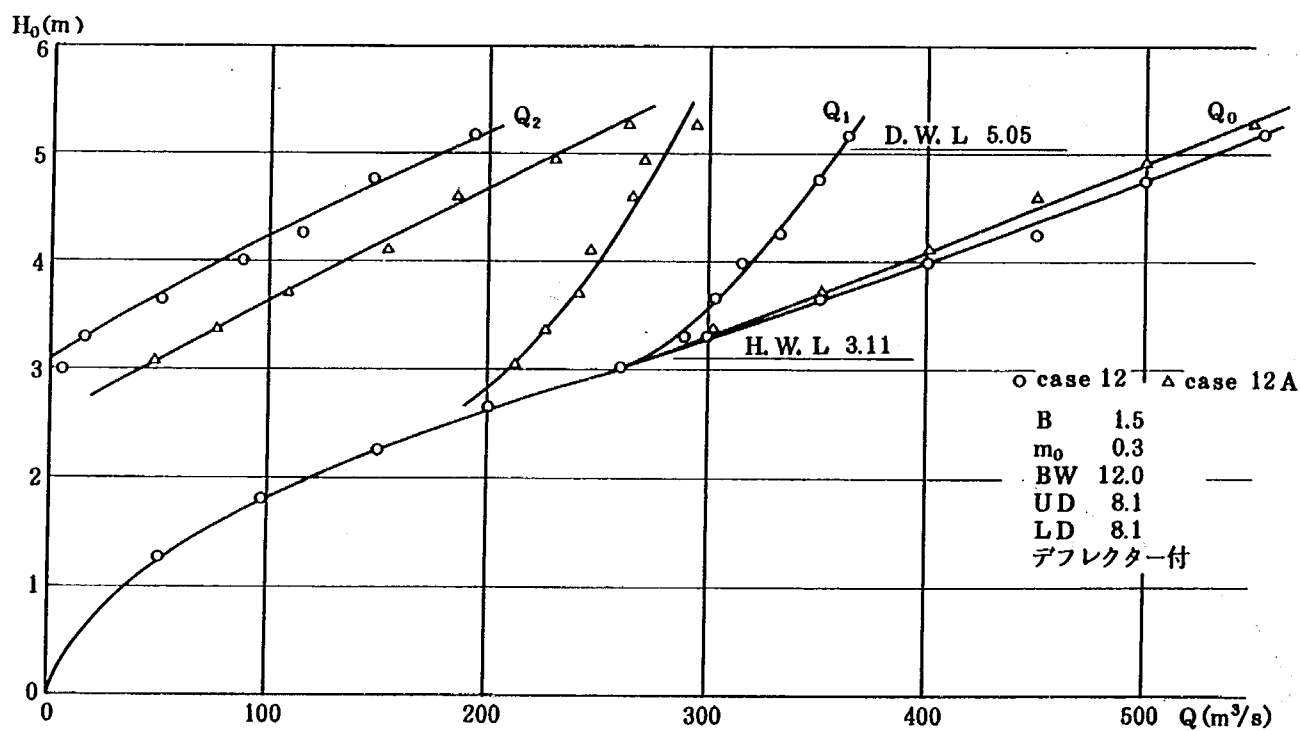
付図-1 分派堰の水位と流量



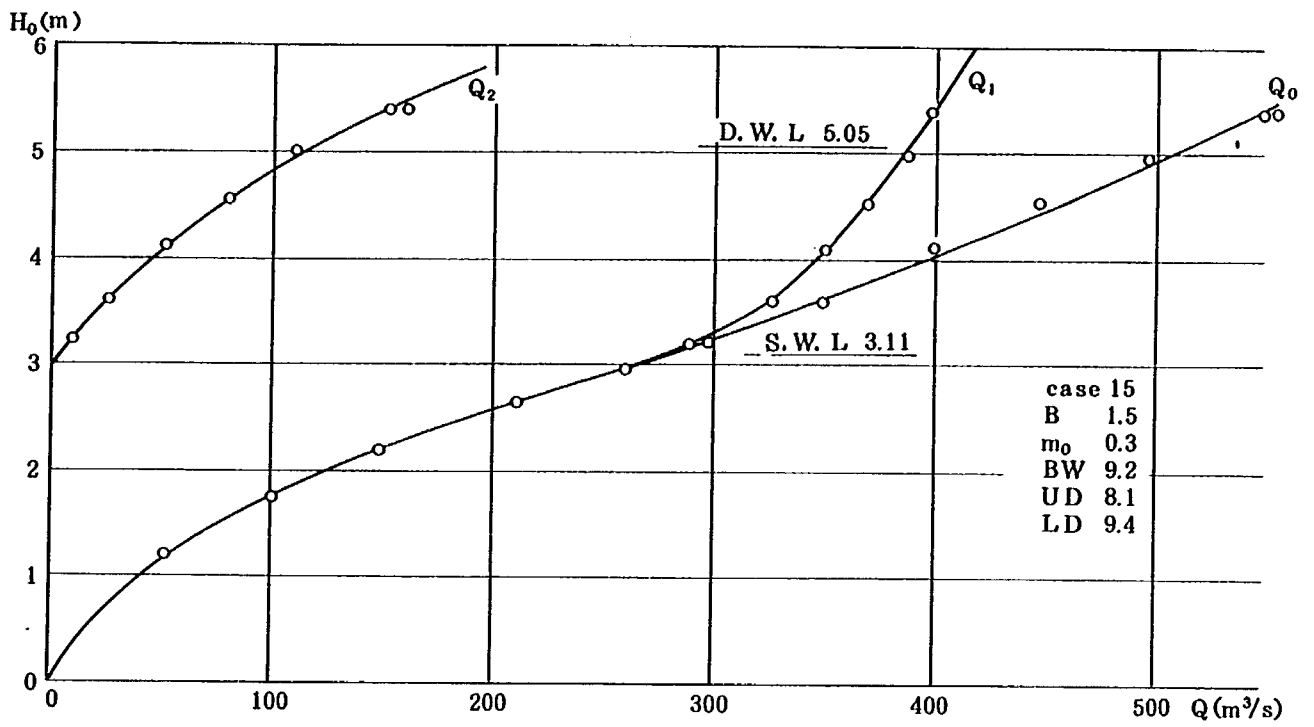
付図-2 分派堰の水位と流量



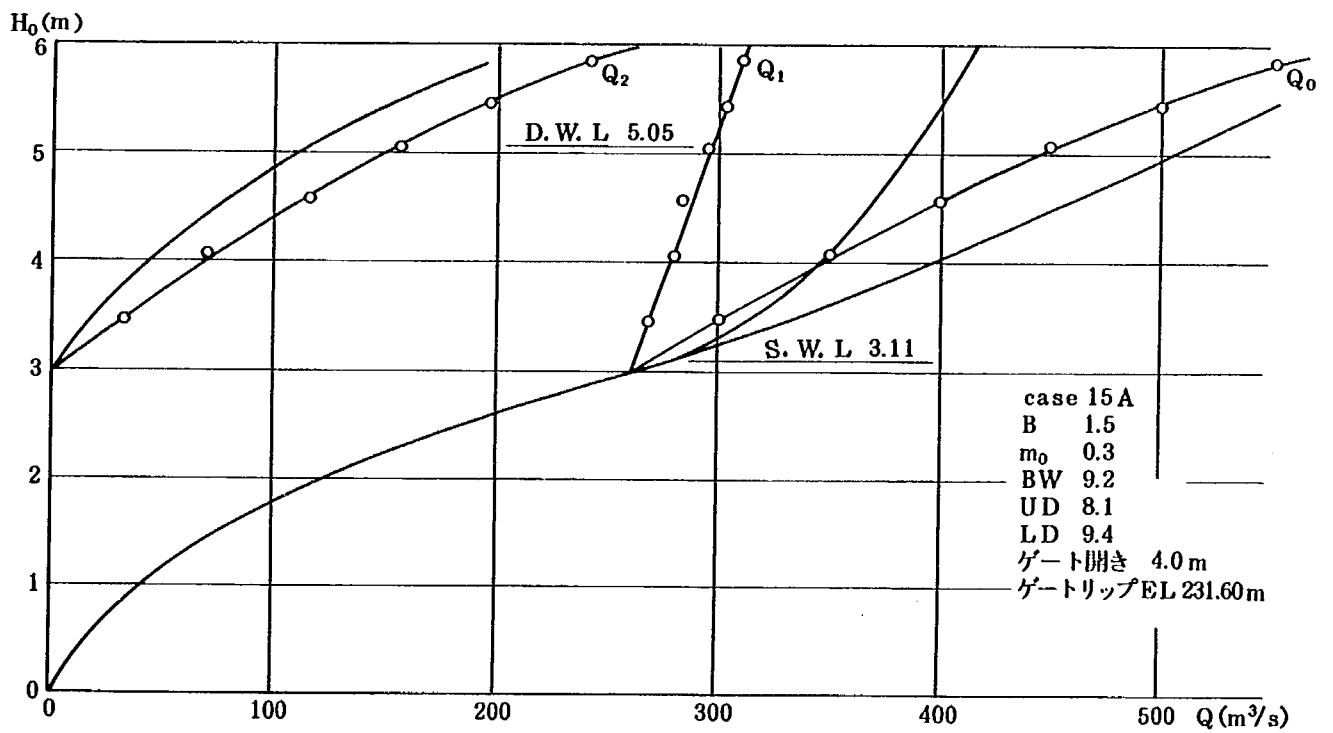
付図-3 分派堰の水位と流量



付図-4 分派堰の水位と流量

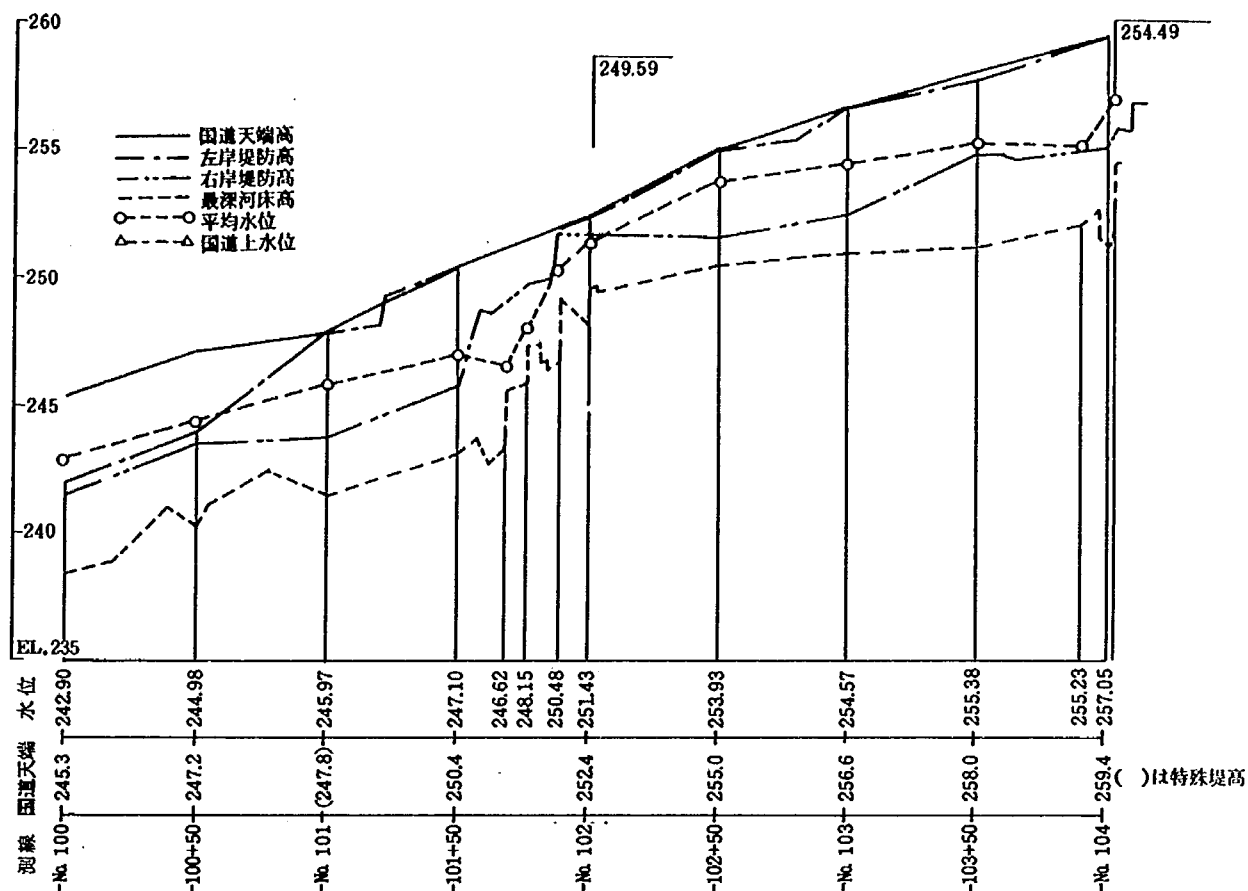


付図-5 分派堰の水位と流量

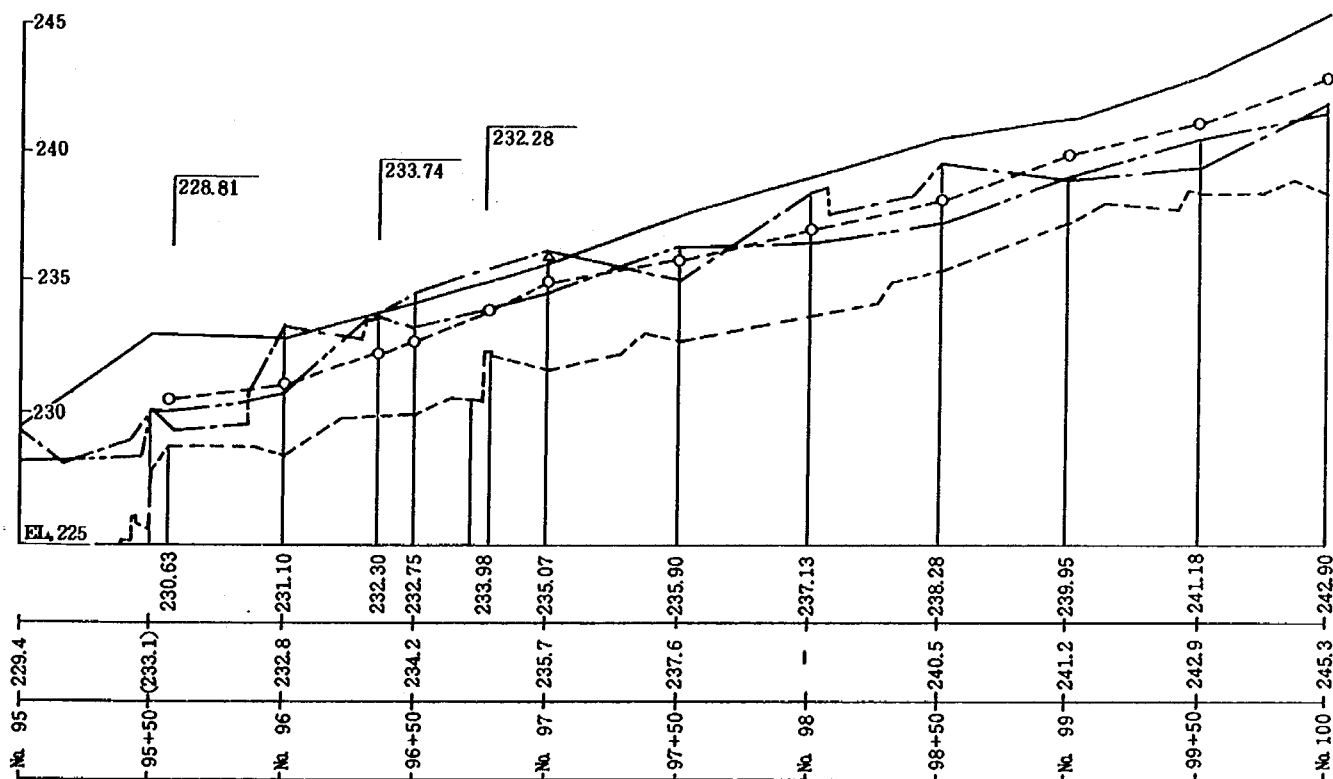


付図-6 分派堰の水位と流量

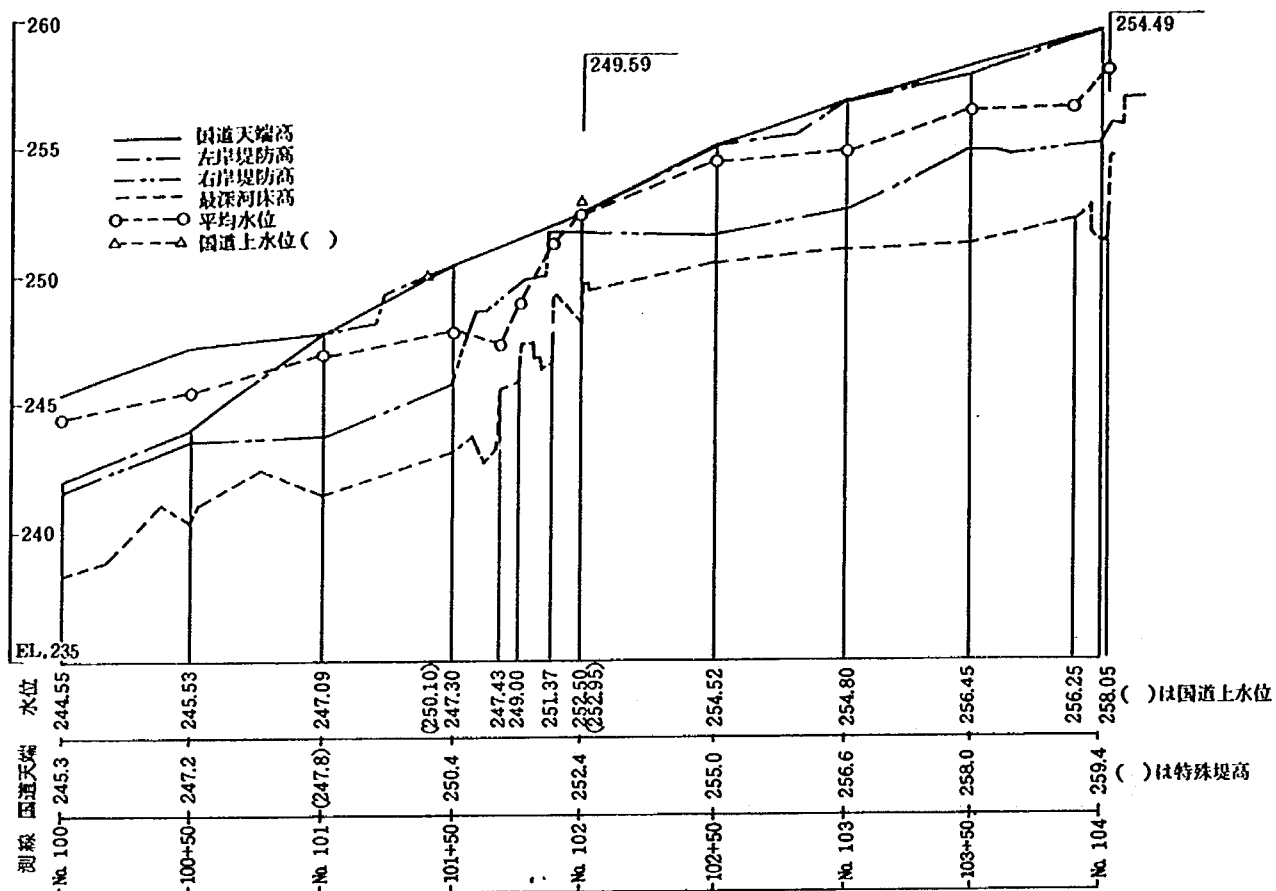
分派堰設置前の余野川水位縦断面図



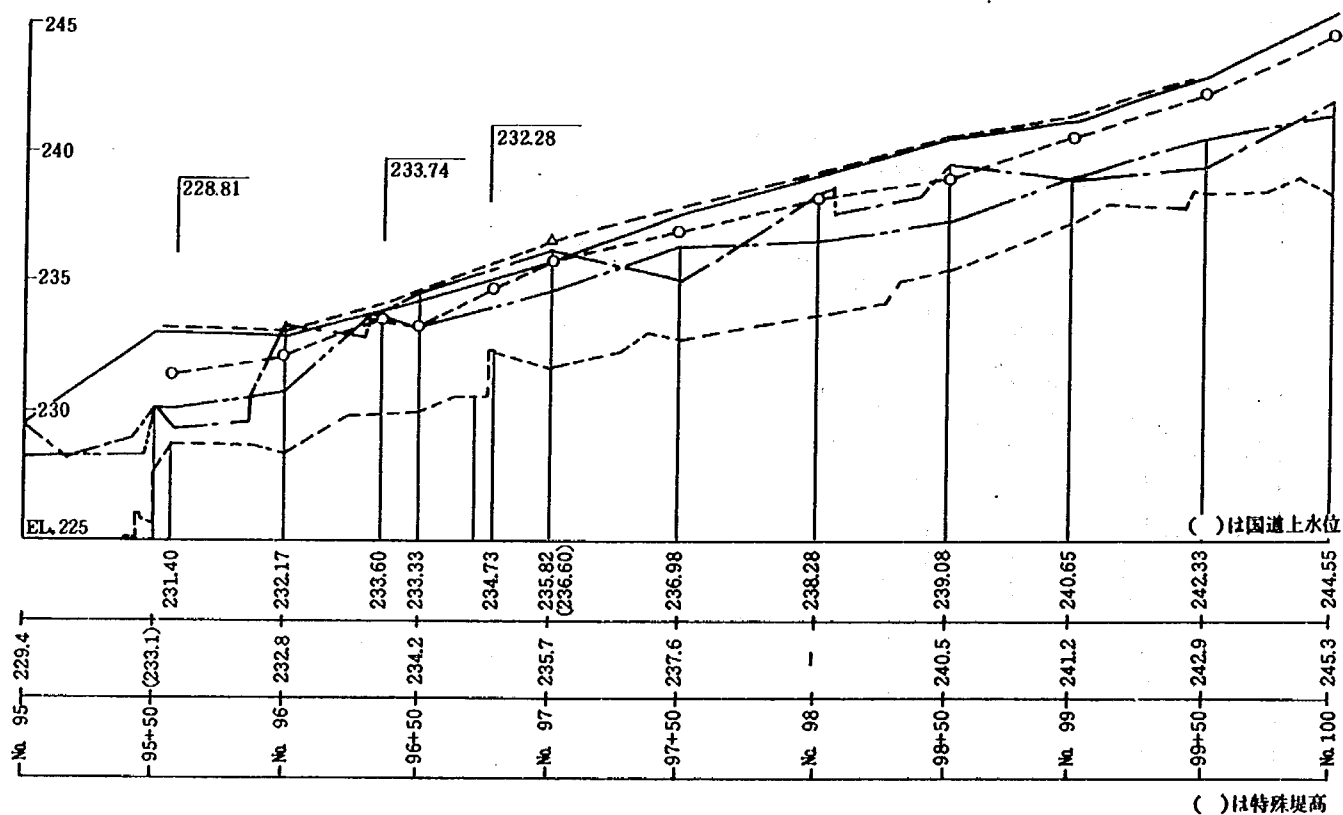
付図 - 7.1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置前) Q_0 150 m^3/s



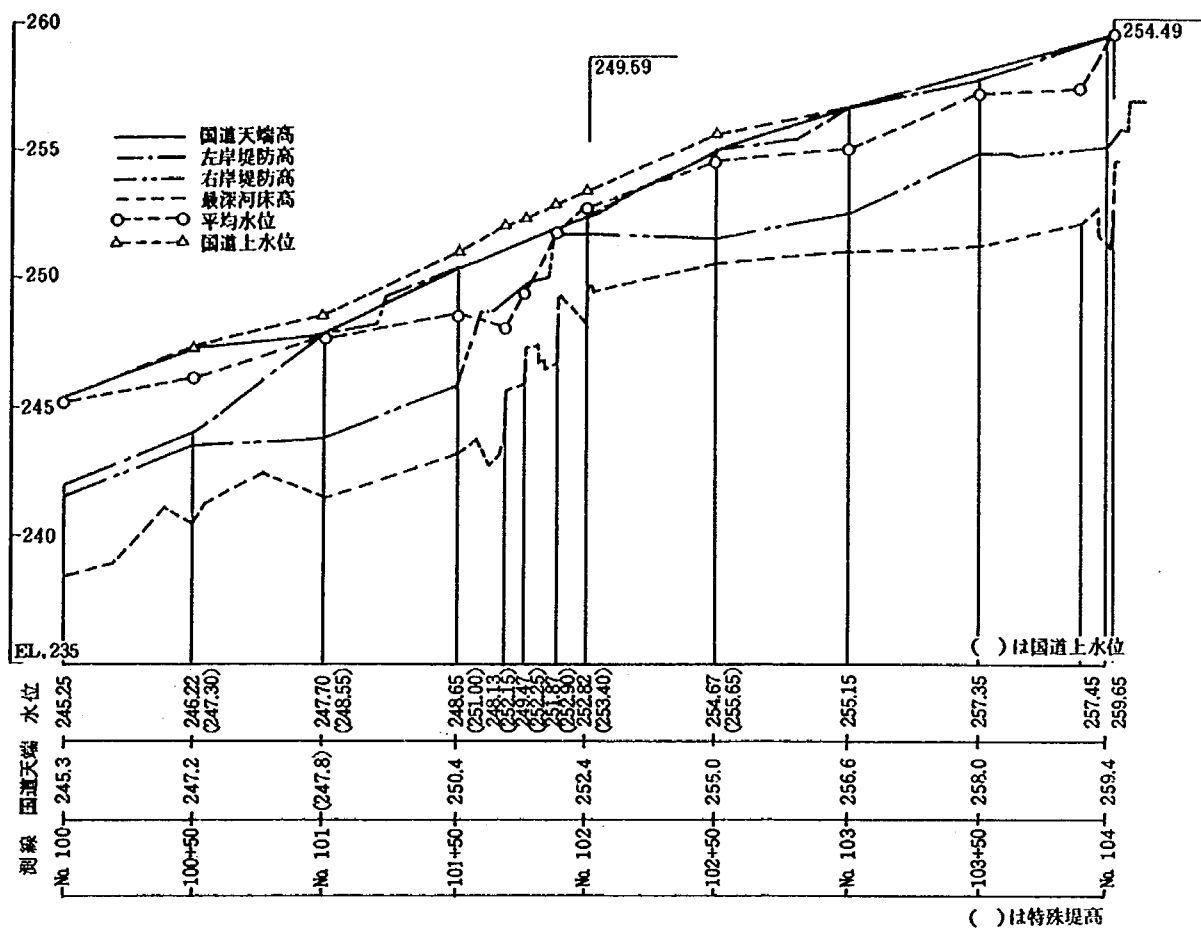
付図 - 7.2 余野川水位縦断図(2)



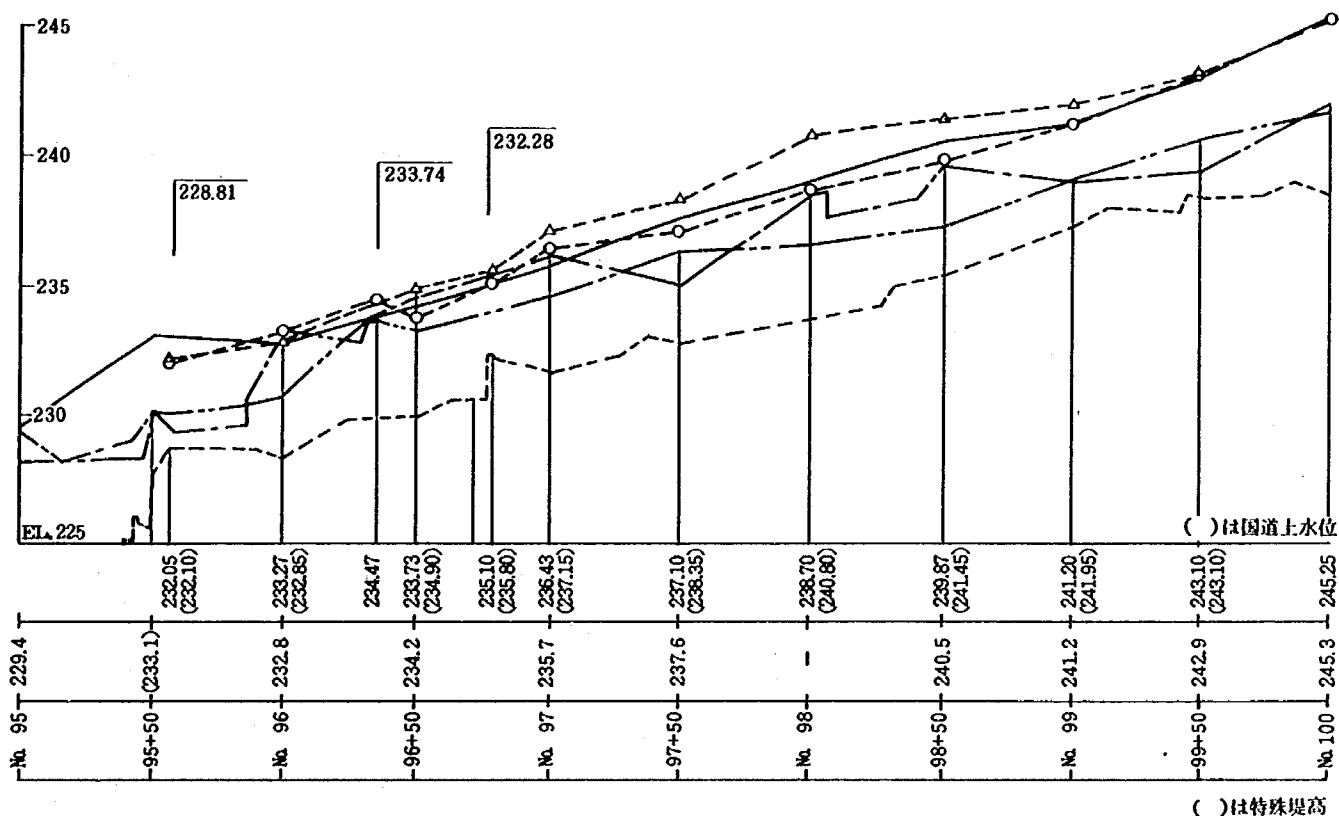
付図-8.1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置前) Q_0 300 m^3/s



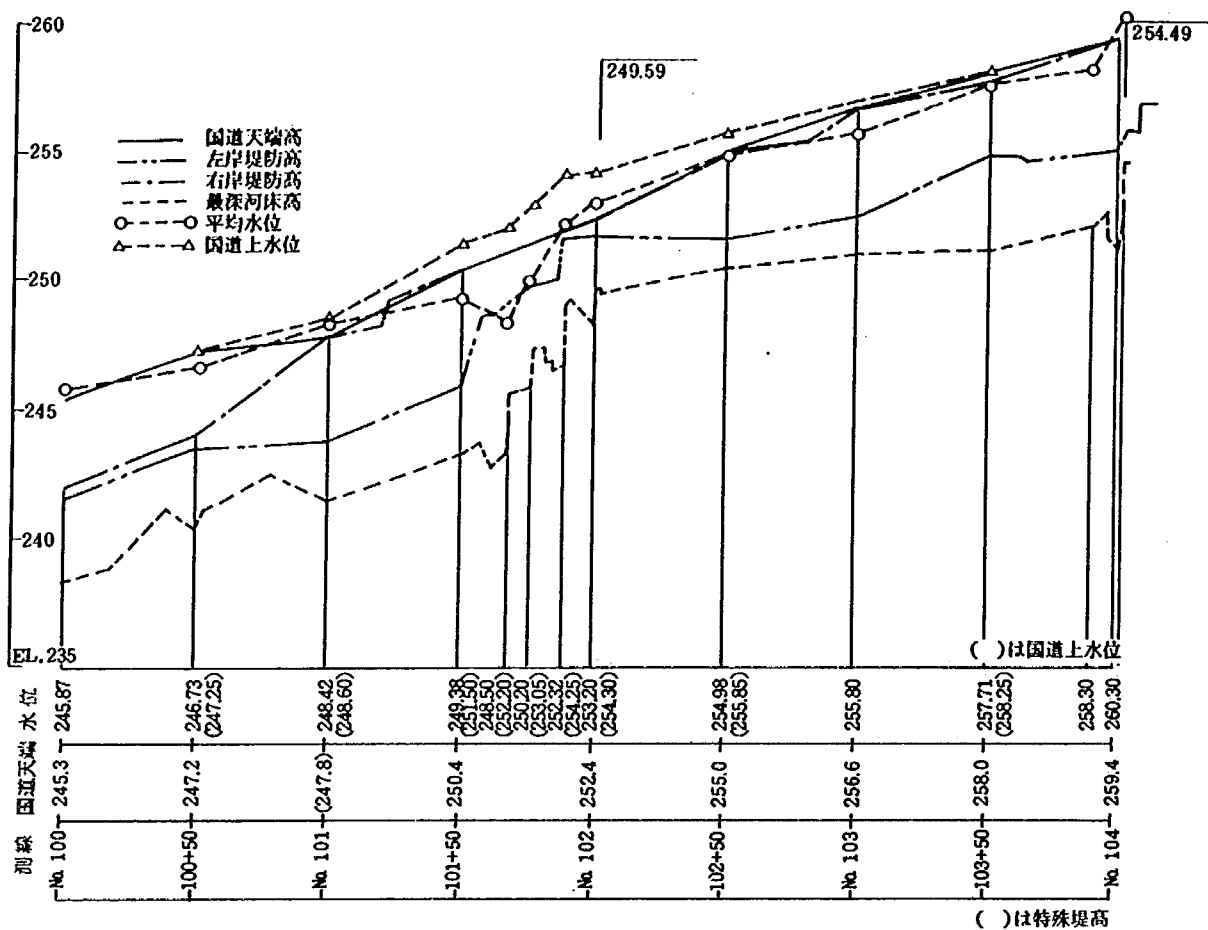
付図-8.2 余野川水位縦断図(2)



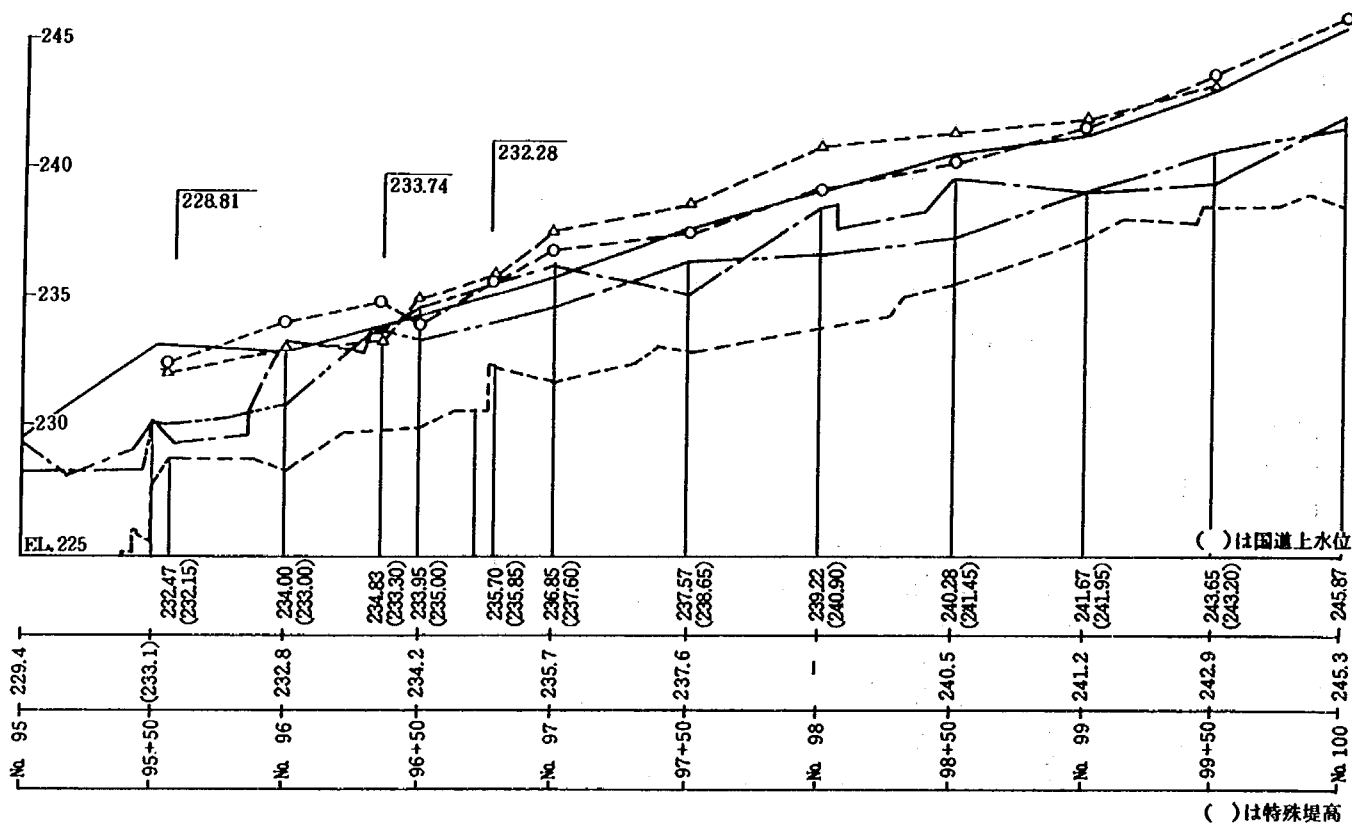
付図 - 9.1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置前) Q_0 450 m^3/s



付図 - 9.2 余野川水位縦断図(2)

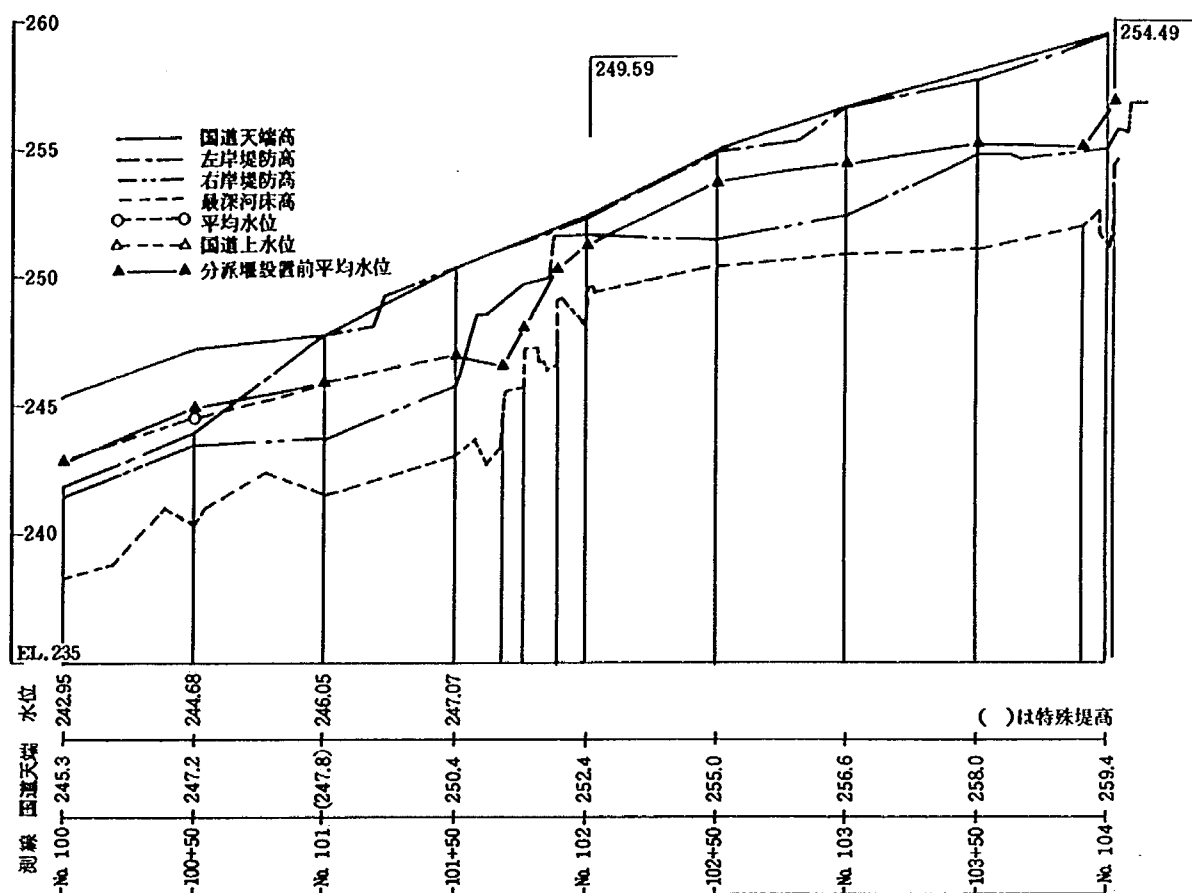


付図 - 10. 1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置前) Q_0 600 m^3/s

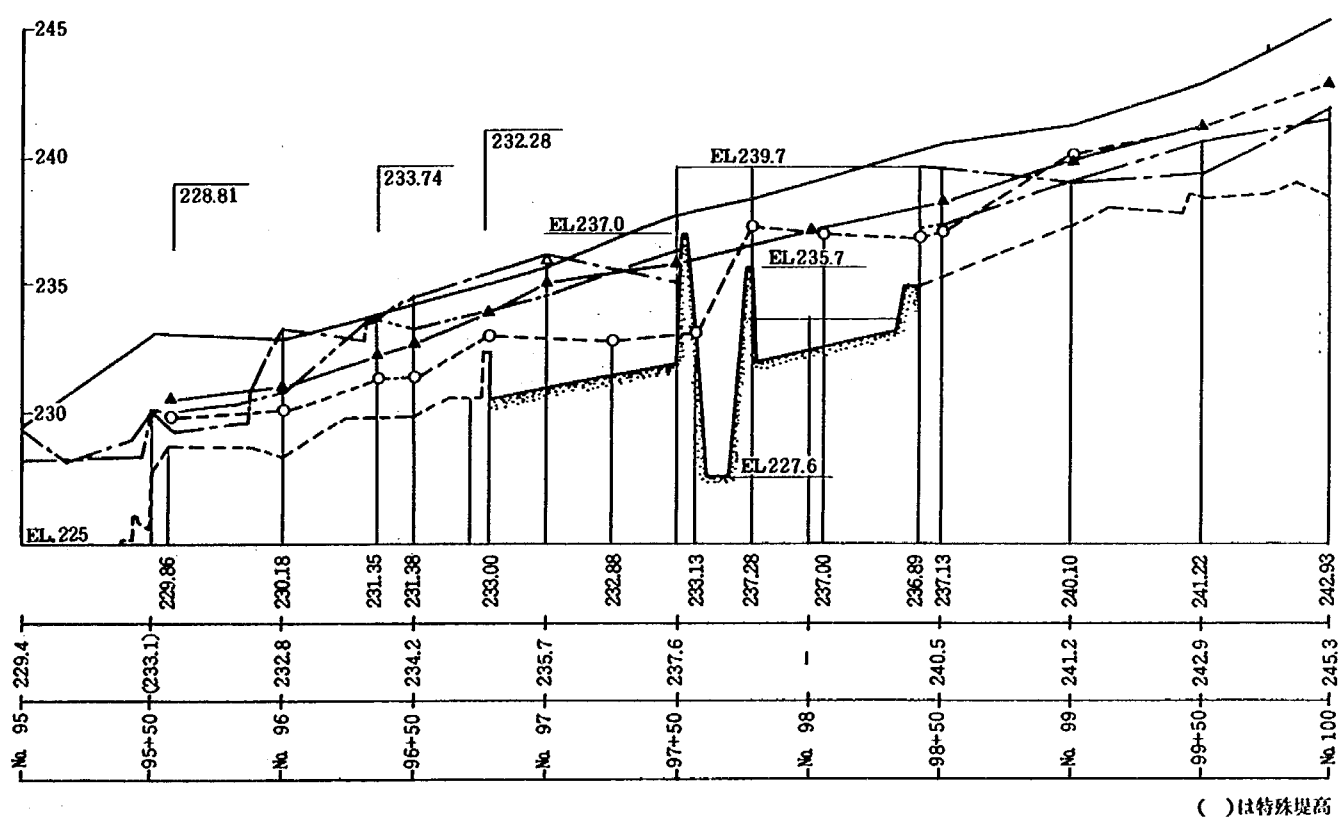


付図 - 10. 2 余野川水位縦断図(2)

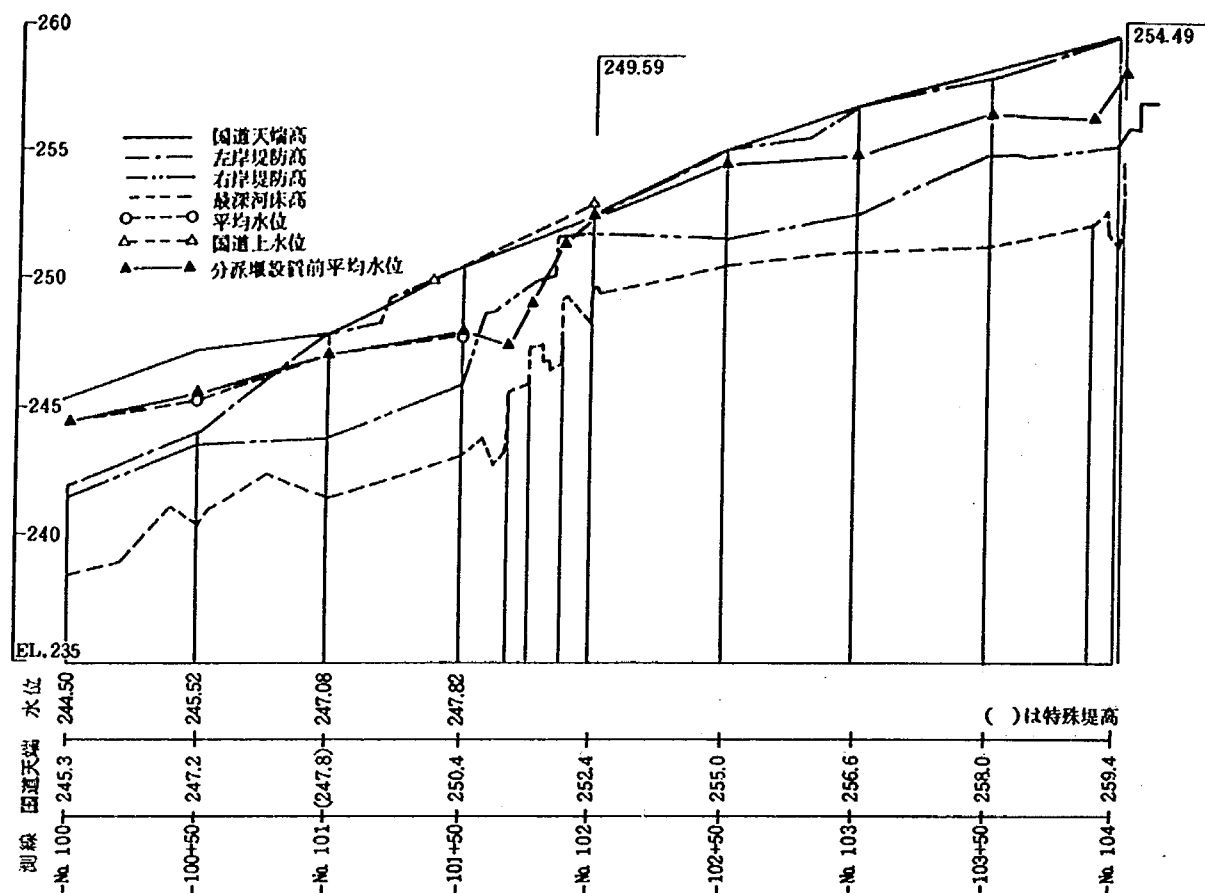
分派堰設置後の余野川水位縦断図



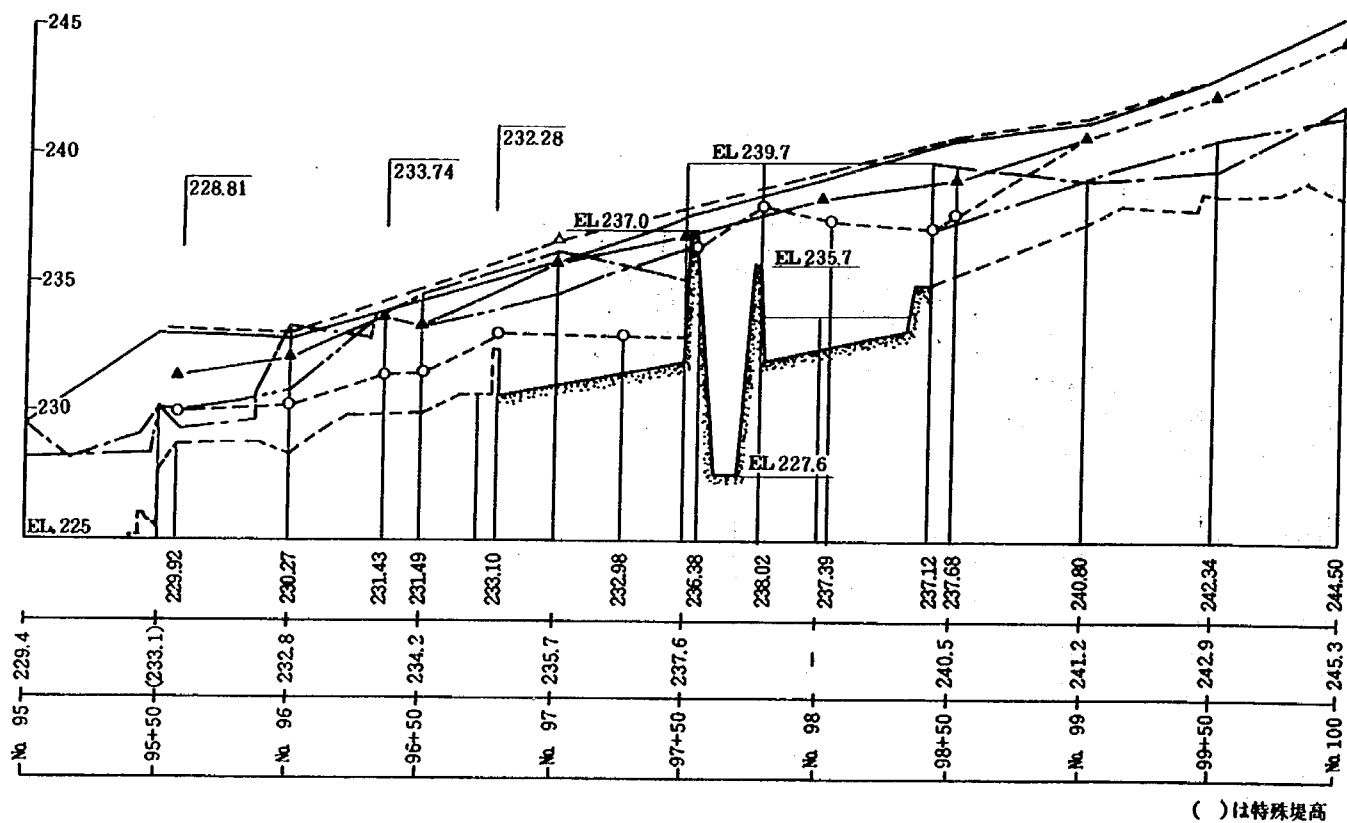
付図 - 11.1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置後) Q_0 150 m^3/s



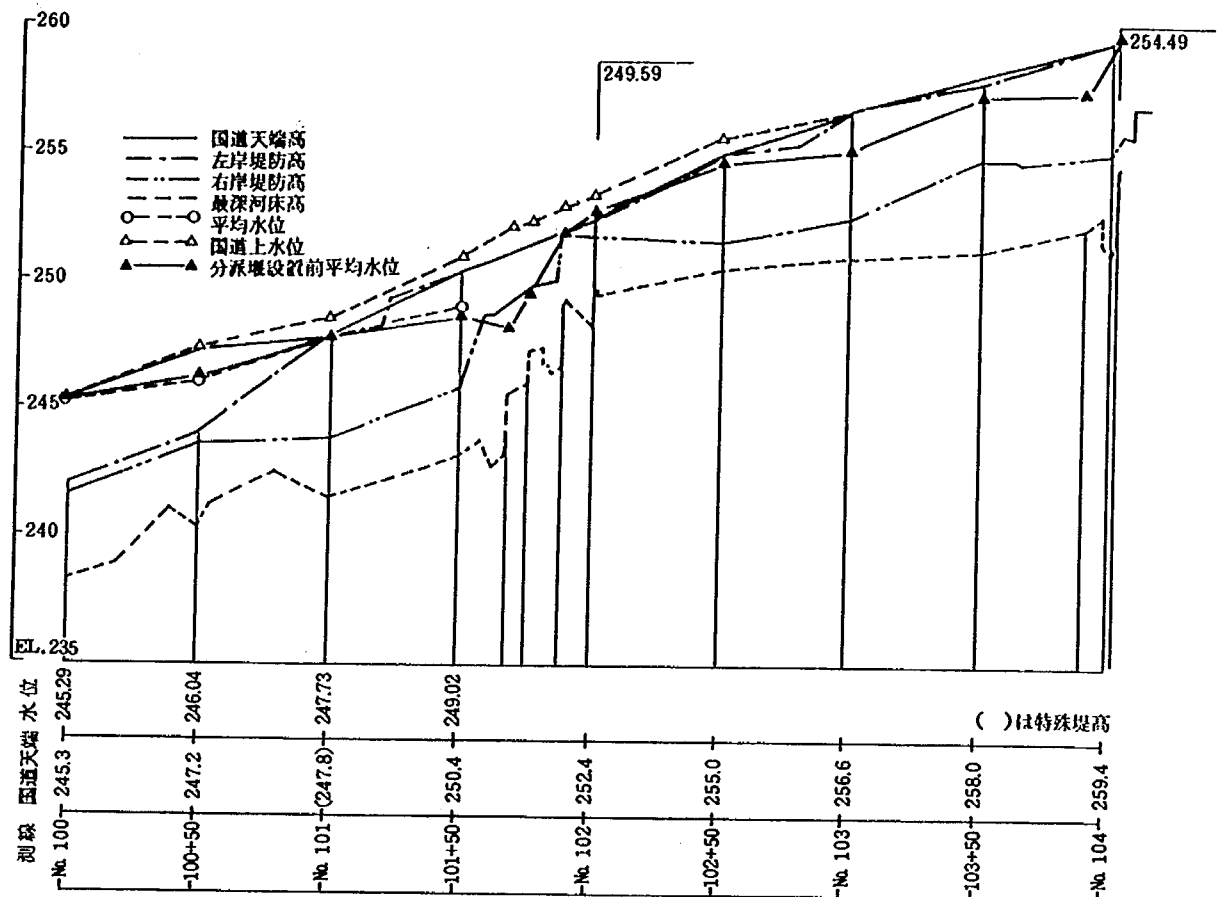
付図 - 11.2 余野川水位縦断図(2)



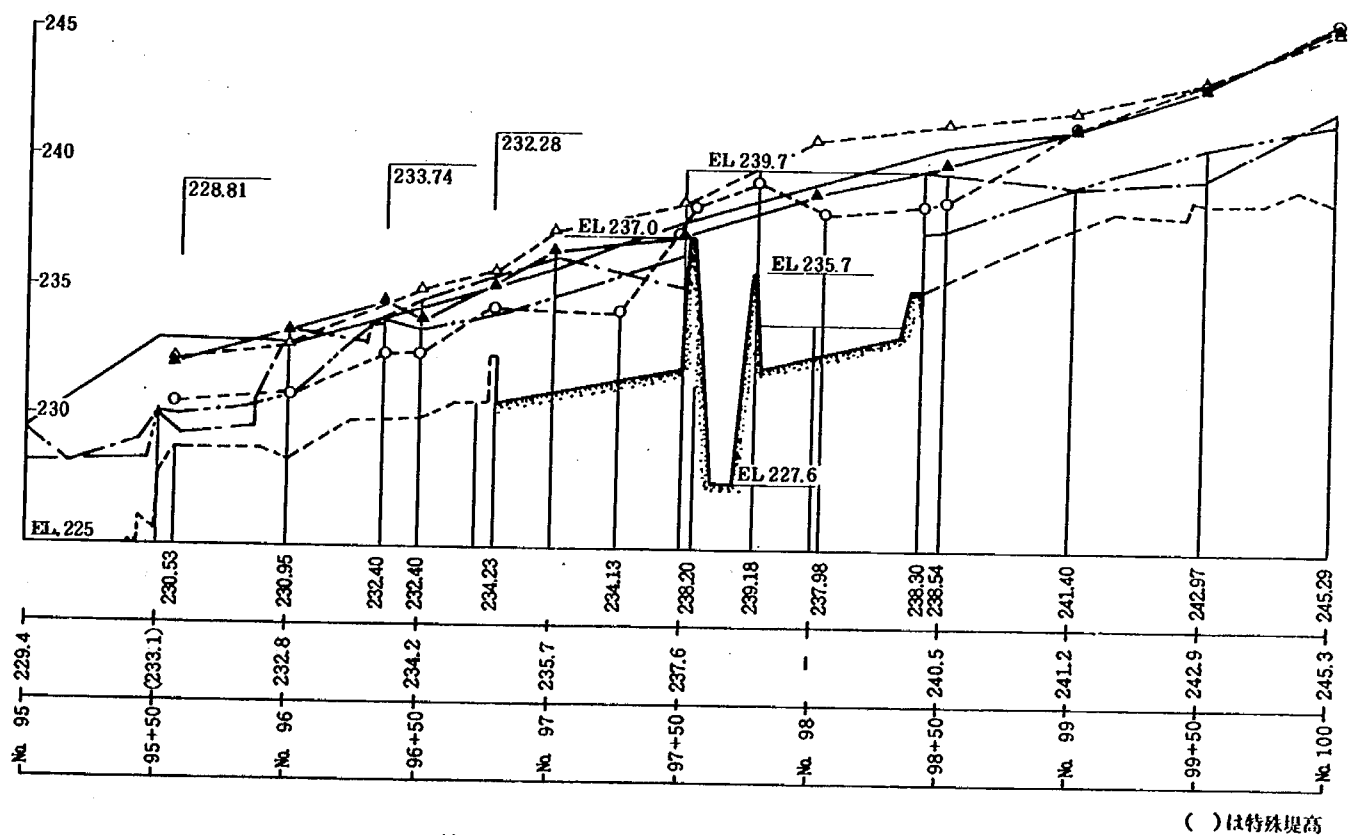
付図 - 12.1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置後) Q_0 300 m^3/s



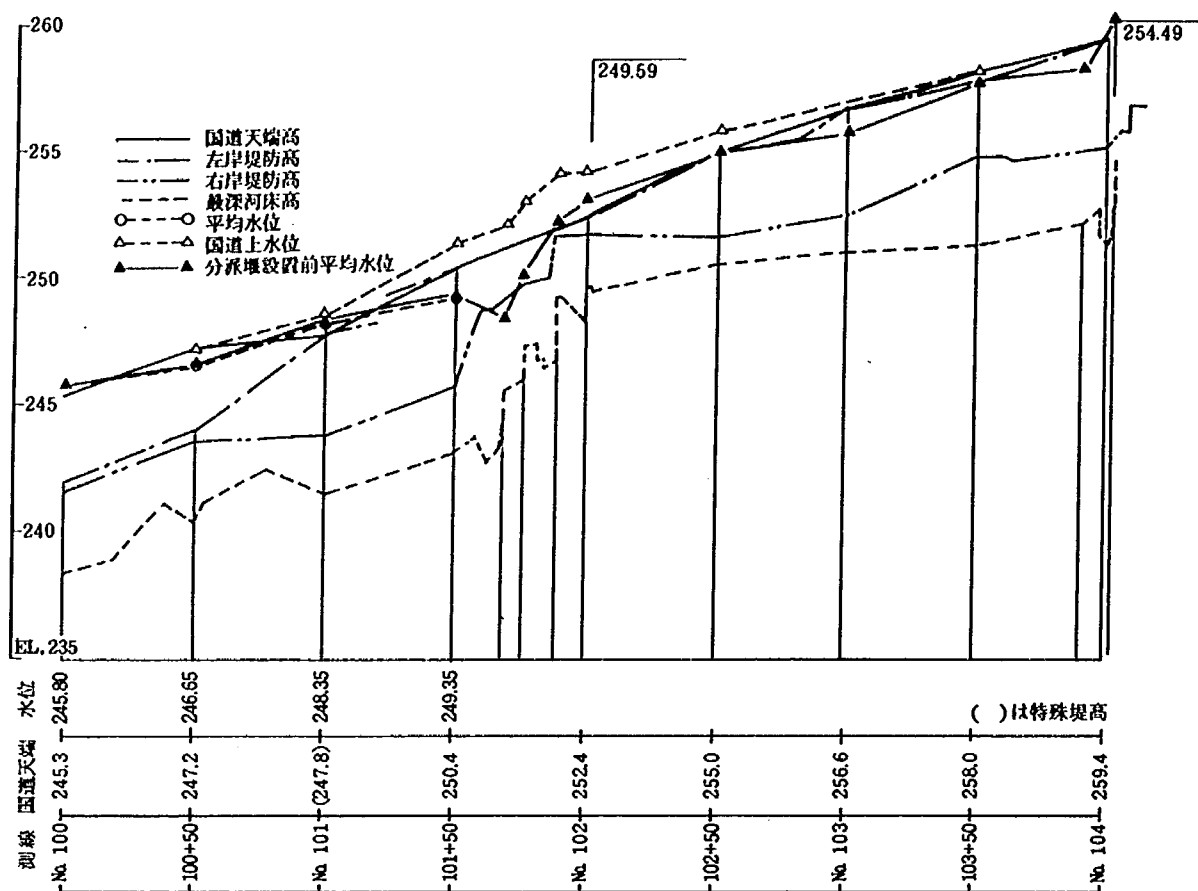
付図 - 12.2 余野川水位縦断図(2)



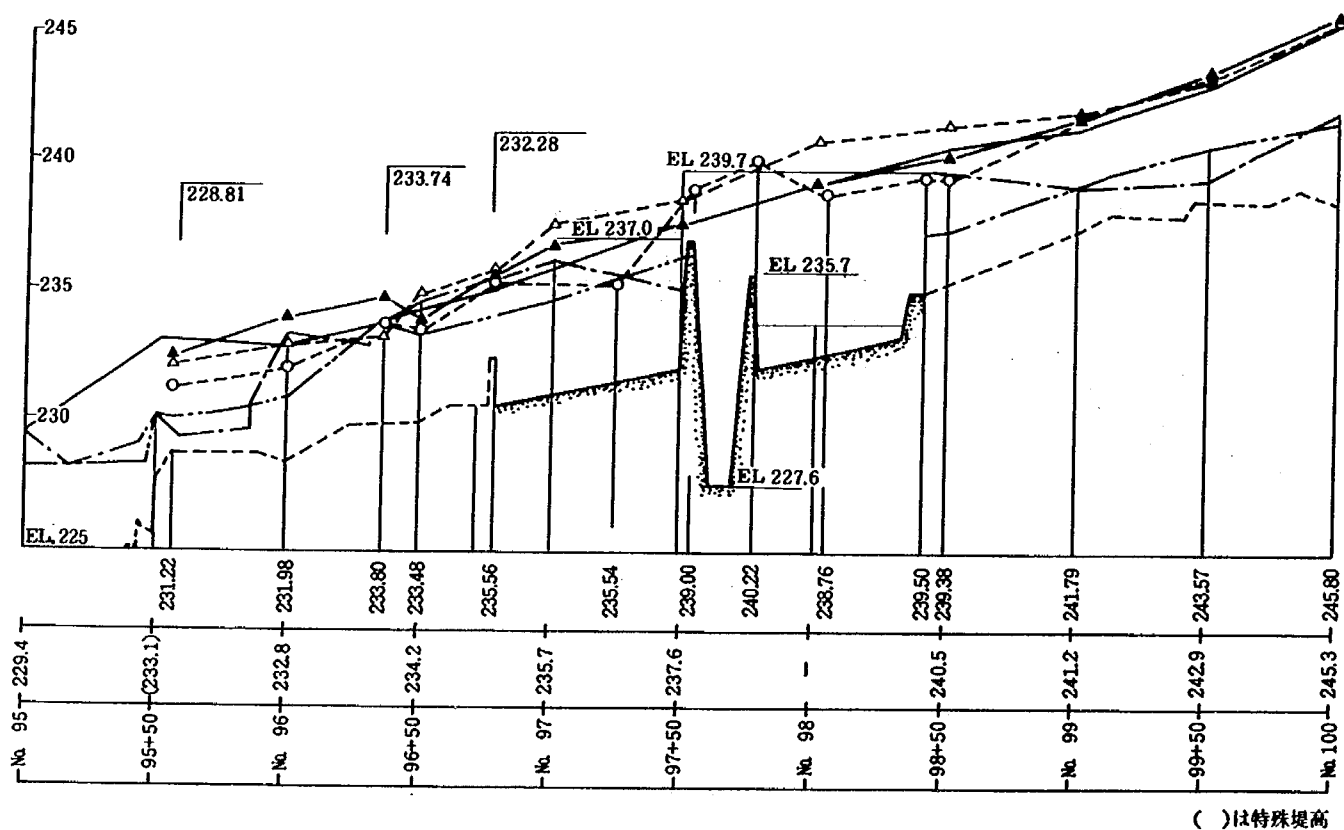
付図 - 13. 1 余野川水位縦断図 (1) (分派堰設置後) Q_0 450 m^3/s



付図 - 13. 2 余野川水位縦断図 (2)



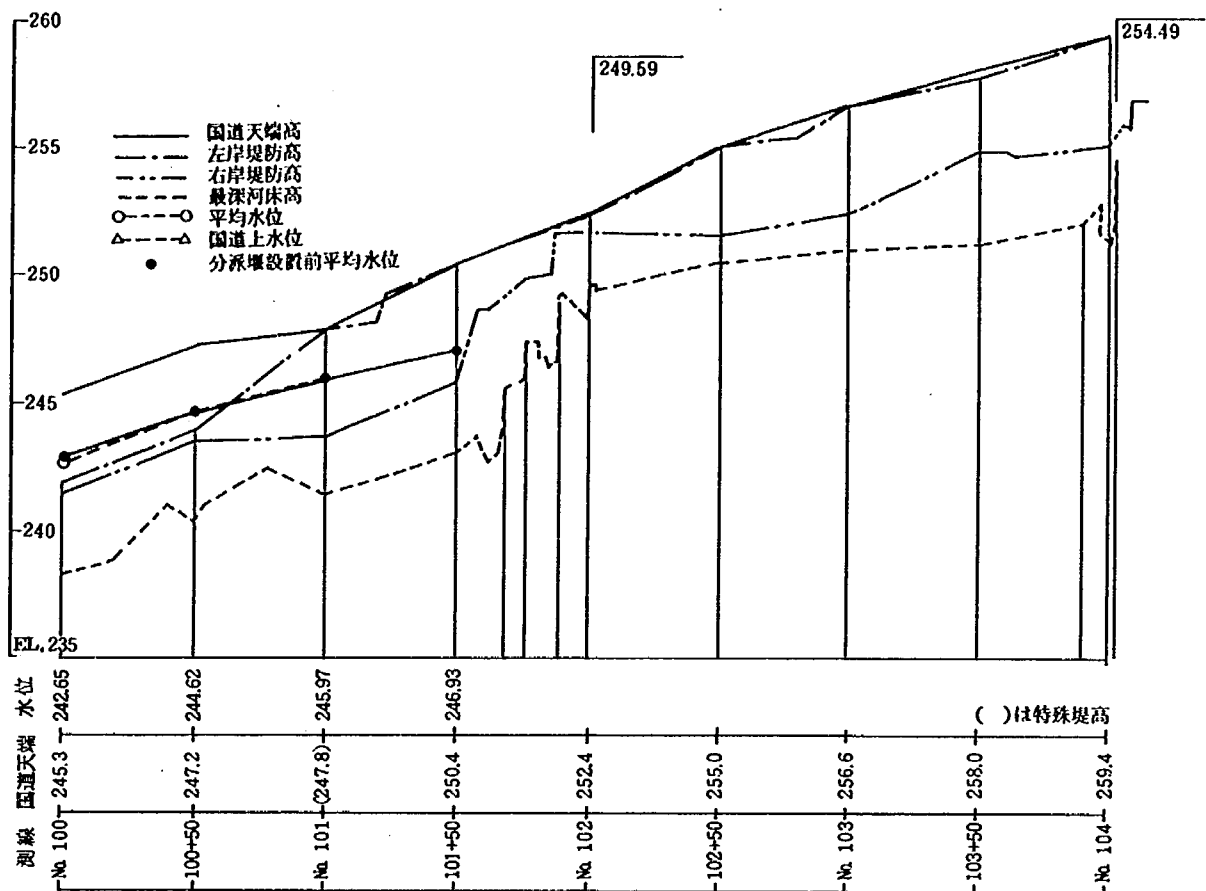
付図 - 14. 1 余野川水位縦断図(1) (分派堰設置後) Q_0 600 m^3/s



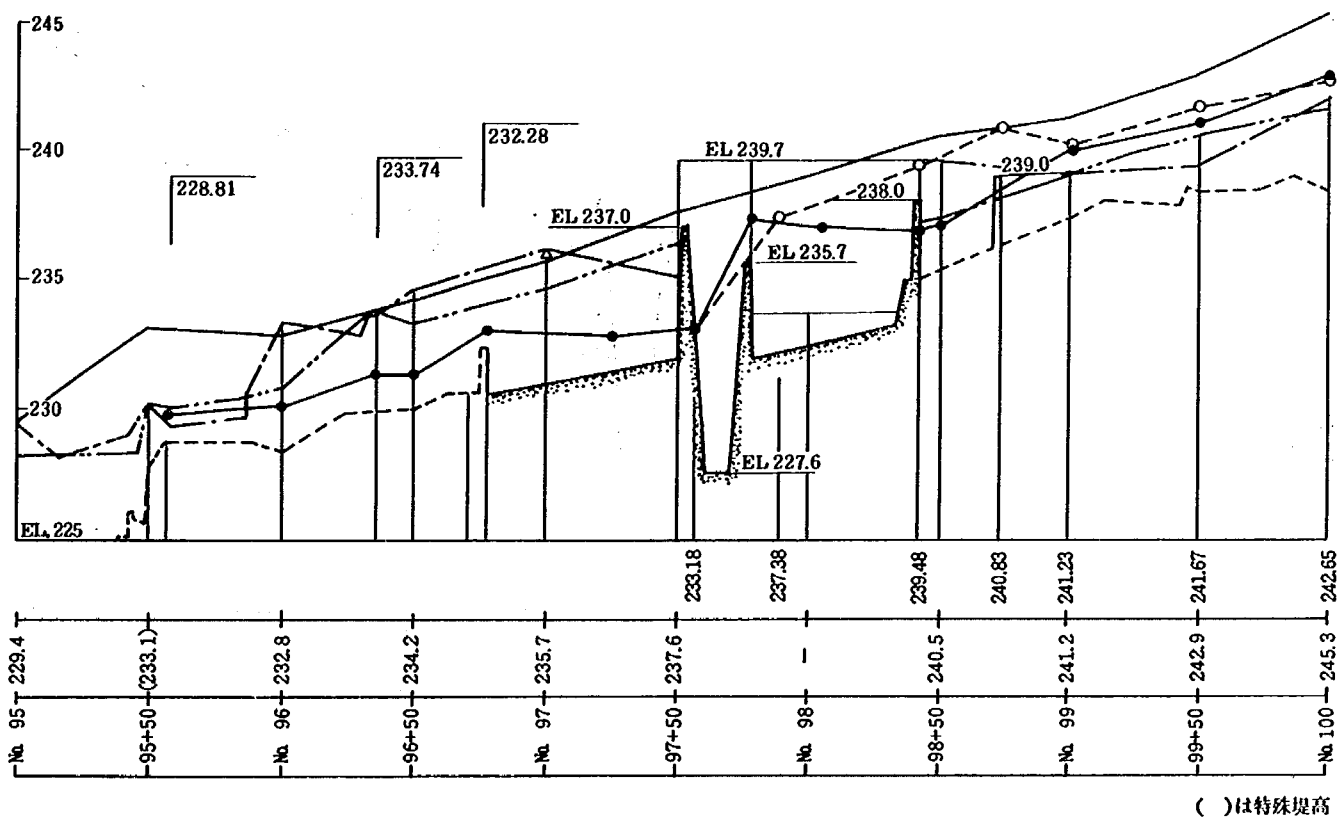
付図 - 14. 2 余野川水位縦断図(2)

全 体 模 型 実 験

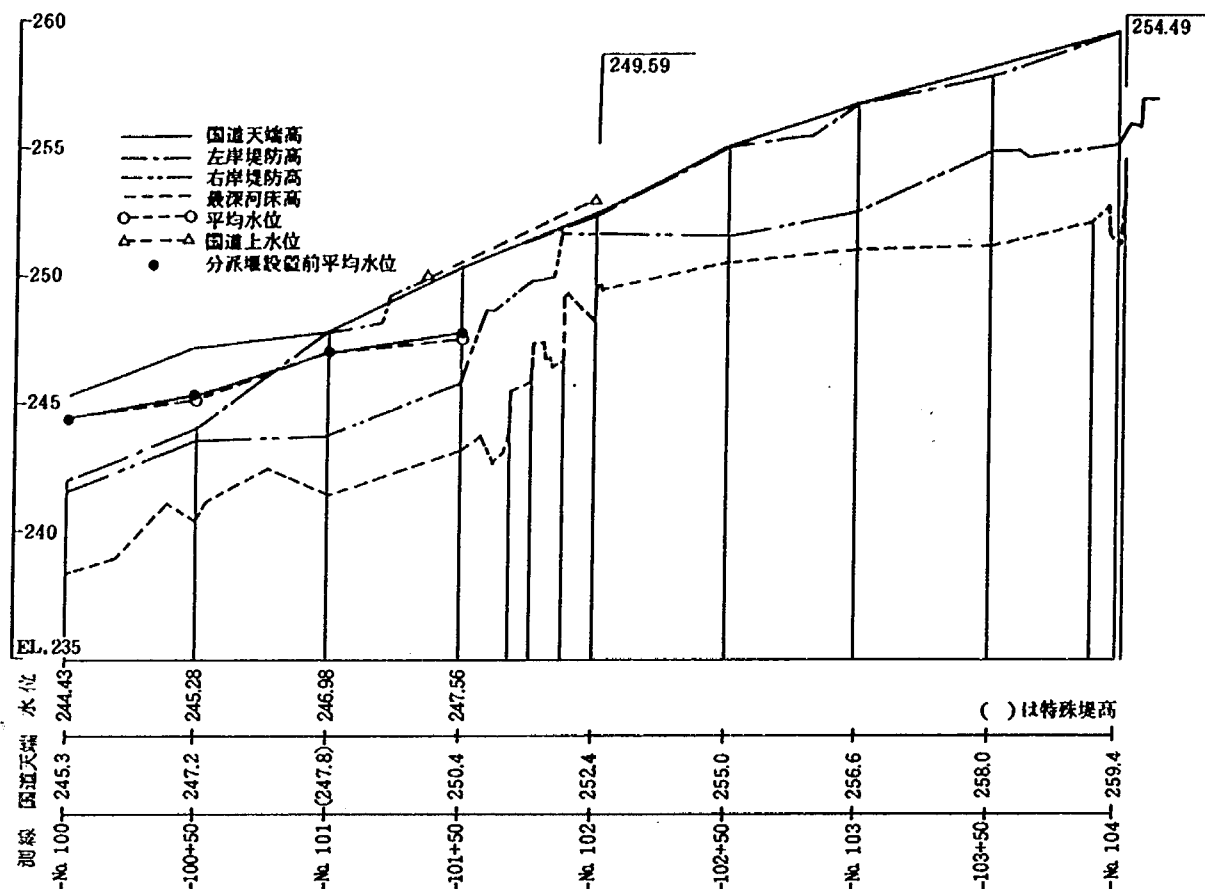
落差工設置後の余野川水位縦断図



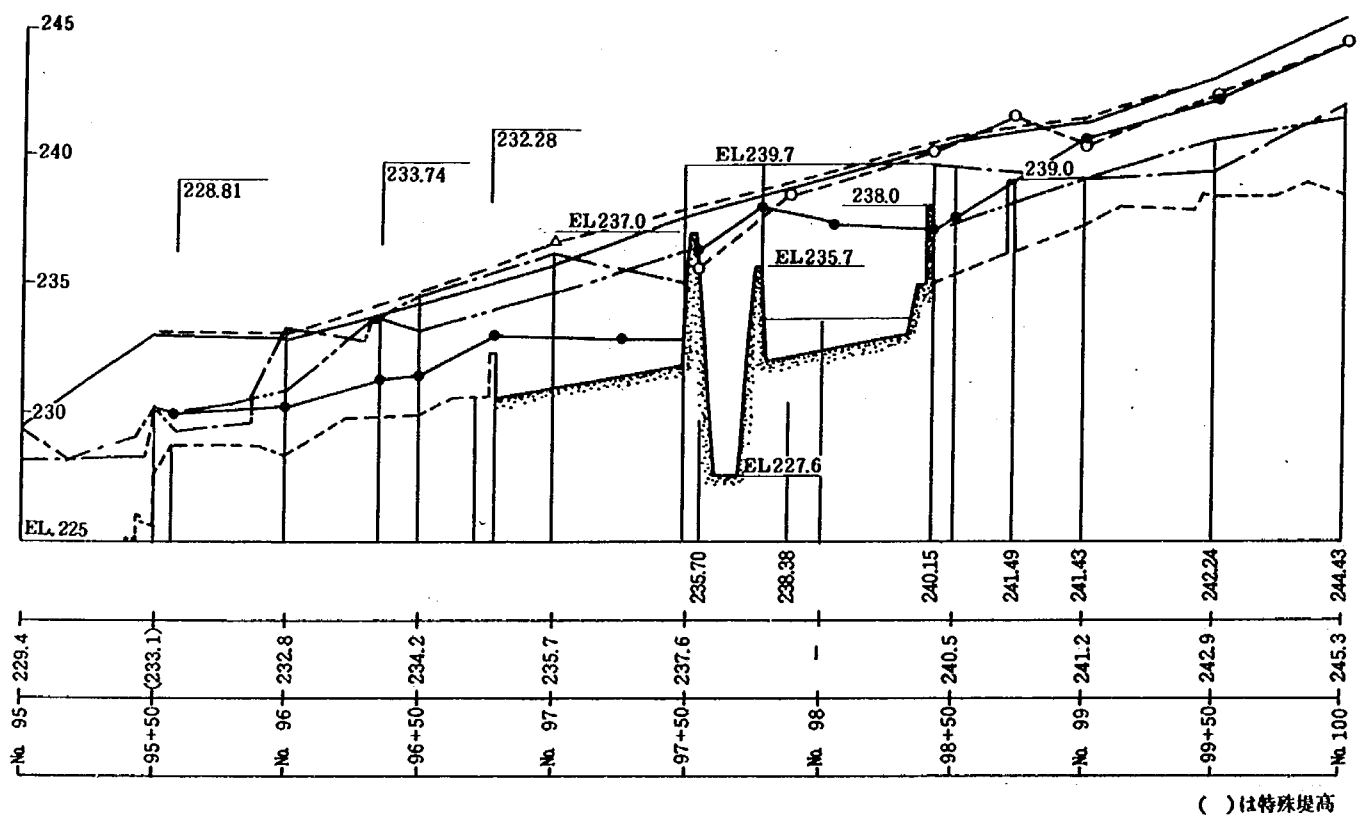
付図 - 15. 1 余野川水位縦断図(1) (落差工設置後) $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$



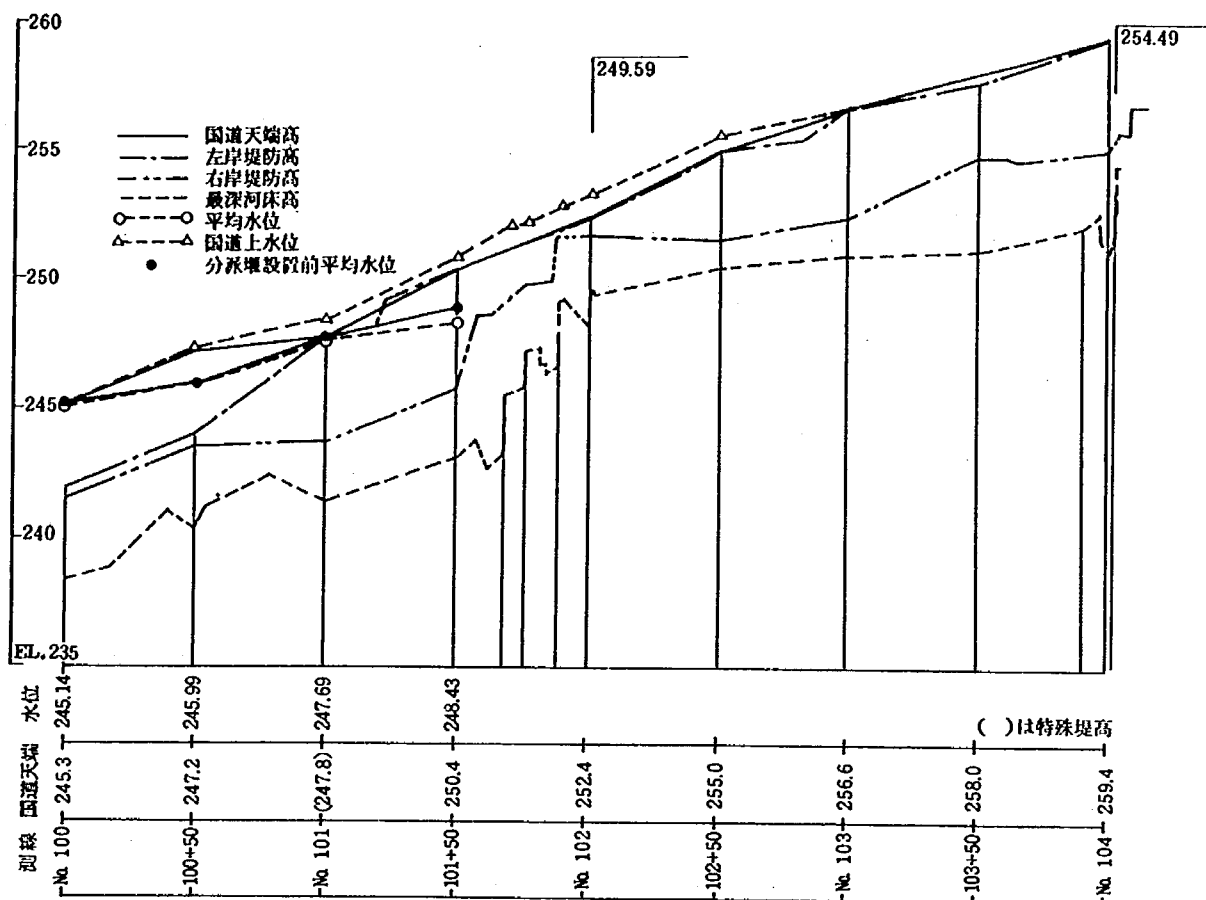
付図 - 15. 2 余野川水位縦断図(2) $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$



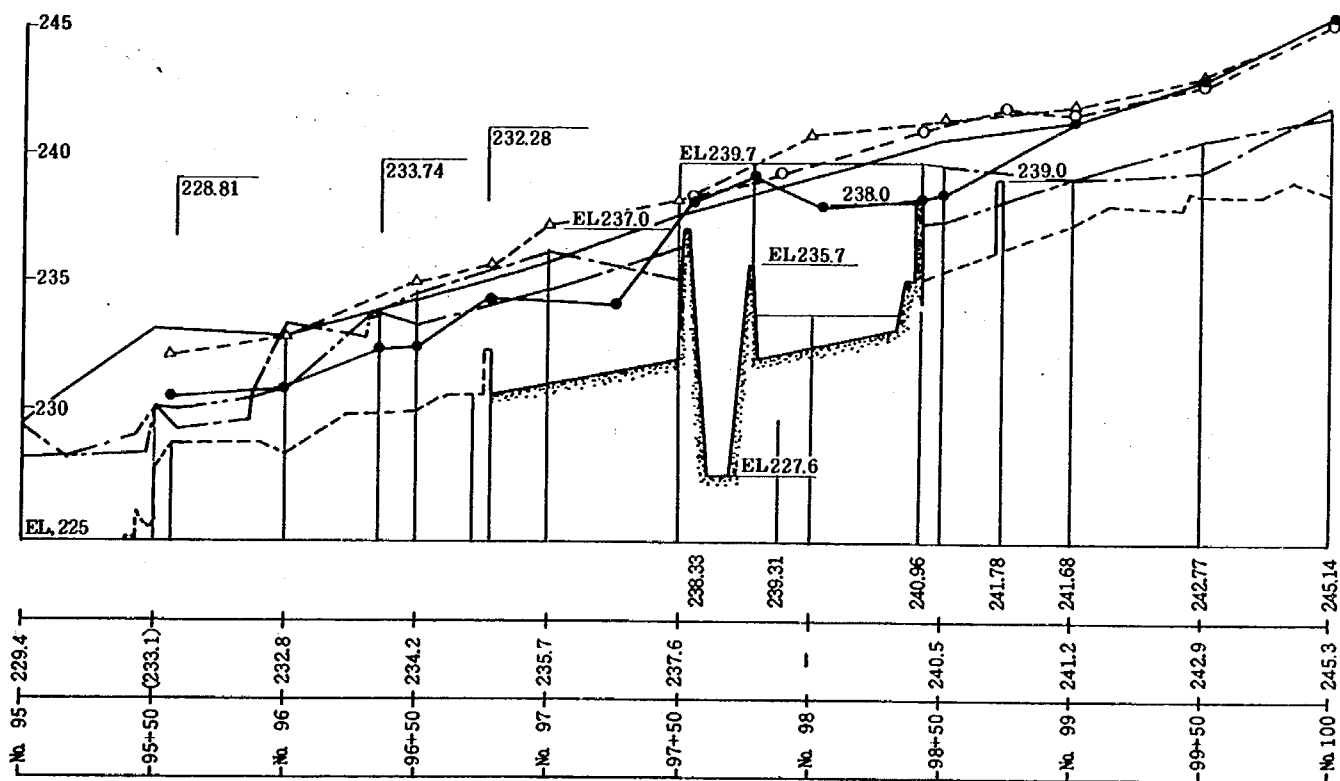
付図 - 16. 1 余野川水位縦断図(1) ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)



付図 - 16. 2 余野川水位縦断図(2) ($Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)

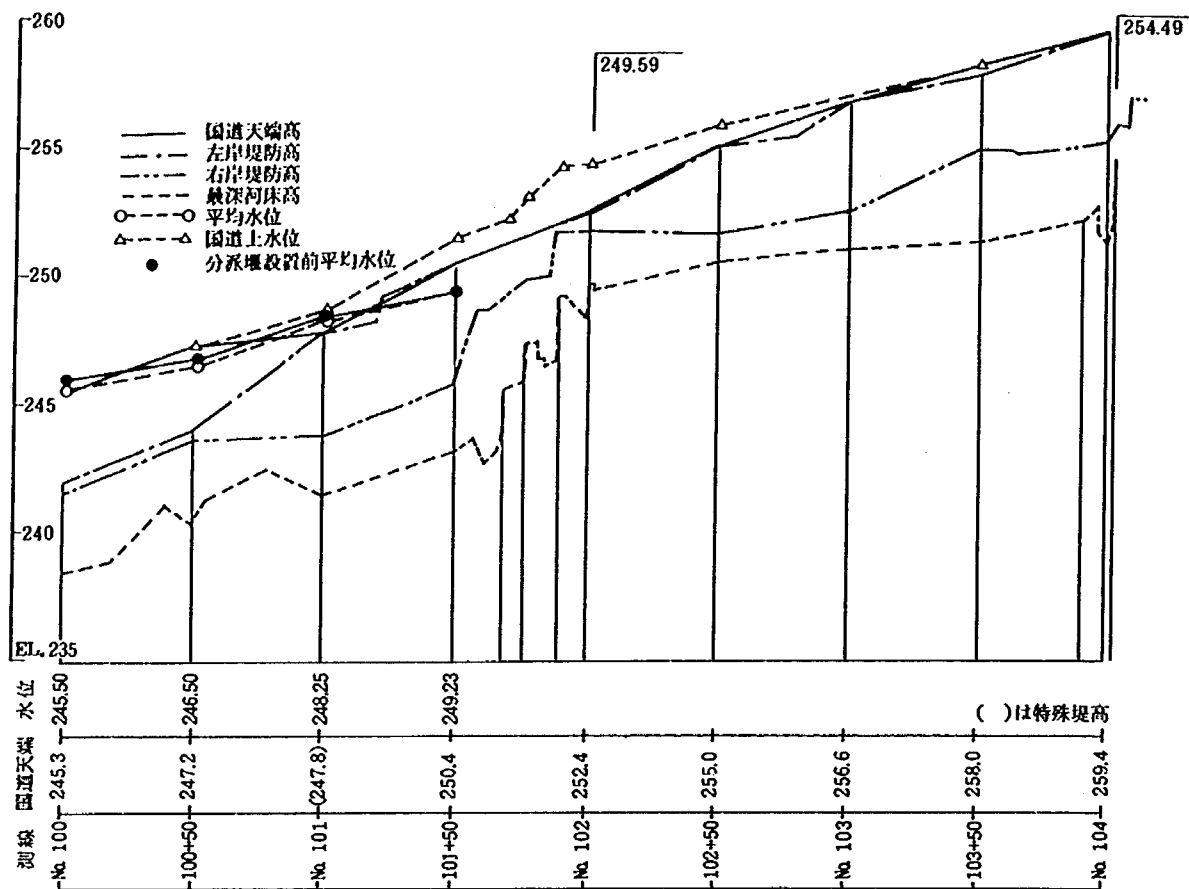


付図 - 17. 1 余野川水位縦断図(1) (落差工設置後) $Q_0 = 450 \text{ m}^3/\text{s}$

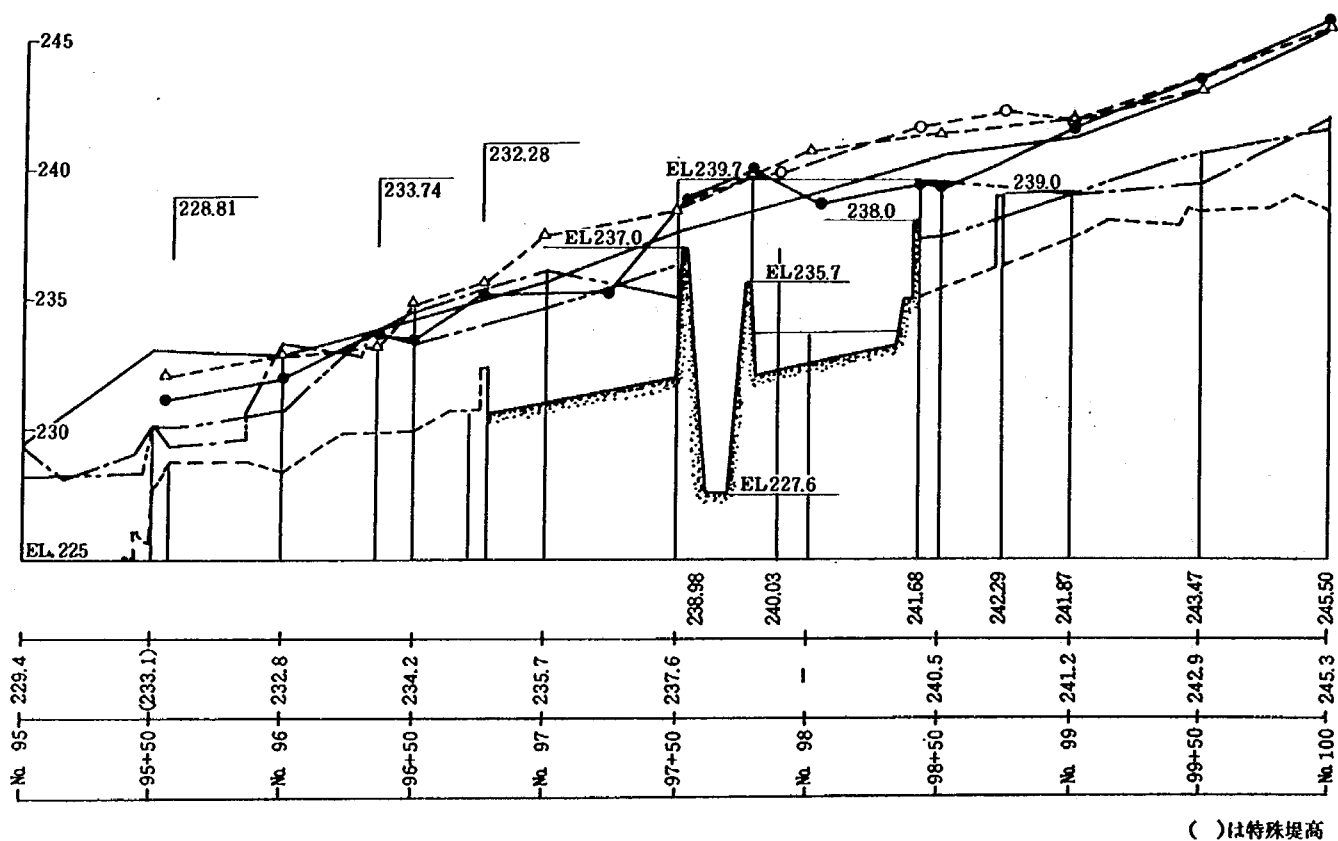


付図 - 17. 2 余野川水位縦断図(2) $Q_0 = 450 \text{ m}^3/\text{s}$

()は特殊堤高



付図 - 18.1 余野川水位縦断図(1) ($Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$)



付図 - 18.2 余野川水位縦断図(2) ($Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$)

余野川ダム水理模型実験
報告書（分派導水施設編）

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8
土木研究所資料第2300号
昭和61年 2月（1986）
高須修二，中西徹

キーワード：ダム水理模型実験，分派堰，常用洪水吐きオリフィス，
本川維持用放流管，ダム導水用オリフィス

要 旨

本報告書は，淀川水系猪名川左支川余野川の右支川北山川に建設さ
れる余野川ダムの内，分派導水施設に関して昭和58年度から60年度に
わたって実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所
ダム水工研究室 御中

No. 4

No. 4

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2300号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印