

土 木 研 究 所 資 料

長島ダム洪水吐き水理模型実験

報 告 書

(中間報告)

昭和60年2月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室

Copyright © 1985 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、複写は、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。

長島ダム洪水吐き水理模型実験報告書 訂正表

訂正箇所

- P.51 L.10 サチャージ水位 → サーチャージ水位
- P.64 写真4-1(7) (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.65 写真4-1(8) (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.69 写真4-27(4) (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.74 写真4-28(3) (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.75 写真4-28(4) (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.78 L.11 案定した穏やかな流況が → 安定した穏やかな流況が
- P.87 写真4-4(3) $Q=5,000\text{m}^3/\text{s}$ (計画最大放流量) を入れる
- P.88 写真4-4(4) $Q=6,600\text{m}^3/\text{s}$ (計画高水ピーク流量) を入れる
- P.90 図4-34(2) (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.92 図4-35 (基本高水ピーク流量) → (計画高水ピーク流量)
- P.99 脚注 昭和57年 → 昭和58年
昭和59年 → 昭和60年
- P.161 図5-12 副ダム幅縮小年状 → 副ダム幅縮小形状
- P.162 L.26 全門開放流である。 → 全門全開放流である。
- P.162 L.19 図5-13 → 図5-14
- P.85 L.8 影況の悪化 → 流況の悪化
- P.194 L.8 露出射出 → 露出射流
- P.222 L.4 例も設けない場合 → 何も設けない場合
- P.222 L.9 $3,000\text{m}^3 \rightarrow 3,000\text{m}^3/\text{s}$
- P.232 L.14 EL. 838.5m → EL. 383.5m

長島ダム洪水吐き水理模型実験 報告書(中間報告)

ダム水工研究室 柏井条介
中西 徹

要 旨

本報告書は、昭和54年度から昭和59年度にわたって実施した長島ダム（大井川水系、重力式コンクリートダム）洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

長島ダムサイト直下流では河道が大きく湾曲しており、この湾曲による減勢池流況への影響が大きい。このため、水理模型実験は、主として減勢工形式、形状の検討を対象として行い、適切な減勢工形状を得ることができた。本報告ではその検討経緯を示すとともに、変遷のあった洪水吐き配置計画各案の主旨をとりまとめた。

キーワード：ダム水理模型実験，洪水吐き，減勢工

ま え が き

- 1) 本報告書は中部地方建設局の依頼により昭和54年度から昭和59年度にわたって建設省土木研究所において実施した長島ダム洪水吐きの水理設計および水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

長島ダムの水理模型実験は更に継続実施される予定であるが、実験が既に6年の長期に亘り、この間洪水吐き配置計画に変遷があったこと、およびその主要な問題のひとつである減勢方法についてほぼ結論を得たことから、ここにひとまず報告書としてとりまとめることとした。

- 2) 本水理模型実験は、建設省土木研究所ダム水理実験施設内で行われたものである。実験で使用した模型概要を図-A、図-Bに示す。実験は主に図-Aに示される洪水吐き全体模型および河道模型（縮尺1/62.5）を用いて行い、放流管水理機能の詳細検討についてのみ図-Bに示される縮率の大きい抽出模型（縮尺1/40, 1/50）を用いて行った。

本水理模型実験における観測項目は流況、流量、水位、圧力、流速の各項目であり、観測方法は特にことわらない限り次の方法による。

（流 況）

目視によるスケッチおよび写真、ビデオ撮影により流況を観察する。

（流 量）

ダム水理実験施設据え付けの電磁流量計で示される値を記録する。

（水 位）

測定断面において、設定基準高からスケールで測定する。なお、貯水位についてはポイントゲージを用いる。

（圧 力）

模型に取り付けた内径1mmのピエゾメータを水柱マノメータに連結し、その水面高から算出する。

（流 速）

プロペラ流速計により計測する。

- 3) 本水理模型実験で対象とする水理現象は重力の影響が支配的であると考えられるのでフルードの相似則により模型値を実物値に換算する。本報告書での記述は全て実物値を用いている。
- 4) 本報告書では、実験結果の説明に特に必要でないと思われる水面形等の数値データは全て付表として巻末にまとめている。

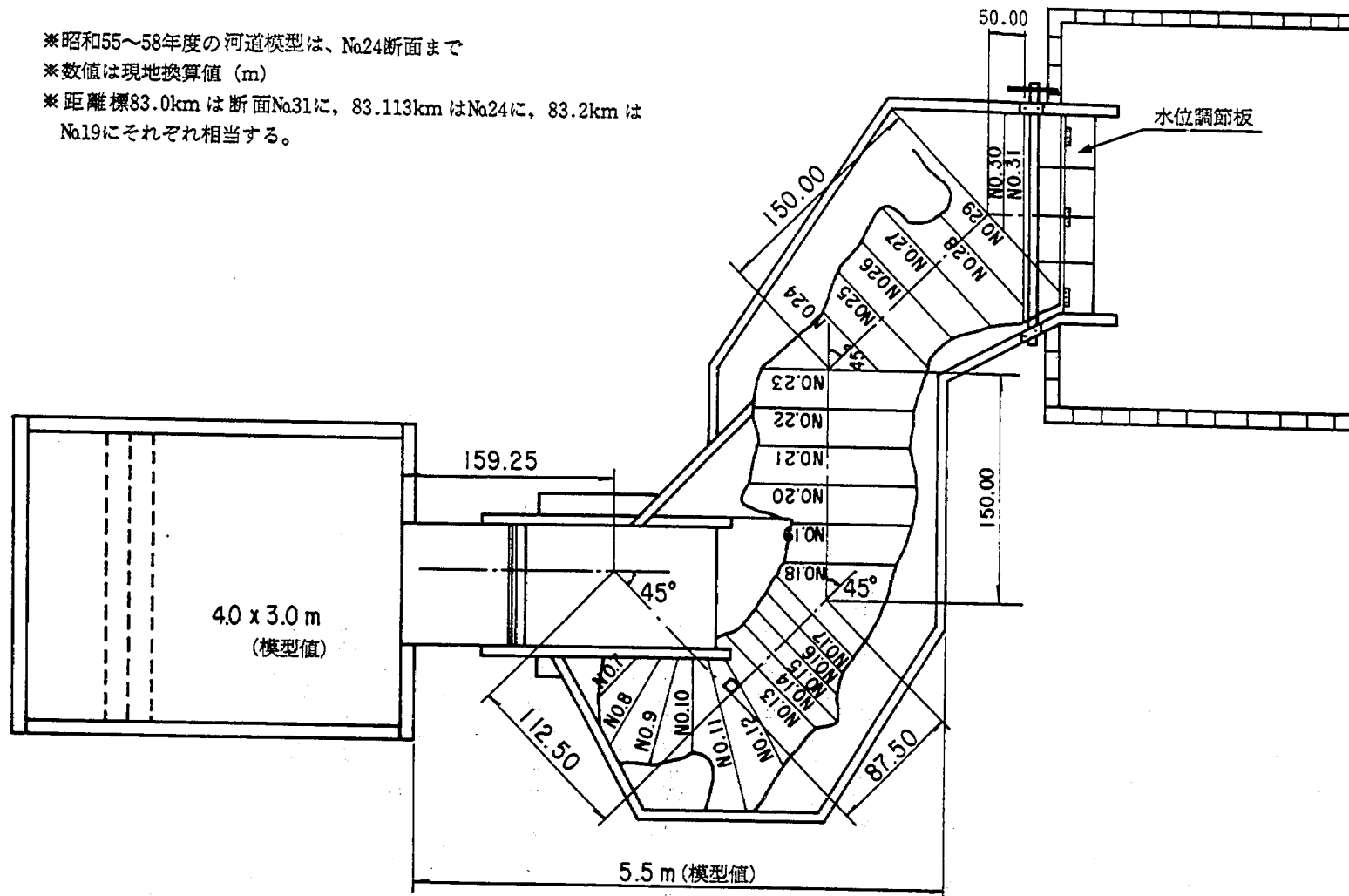
昭和60年2月

建設省土木研究所

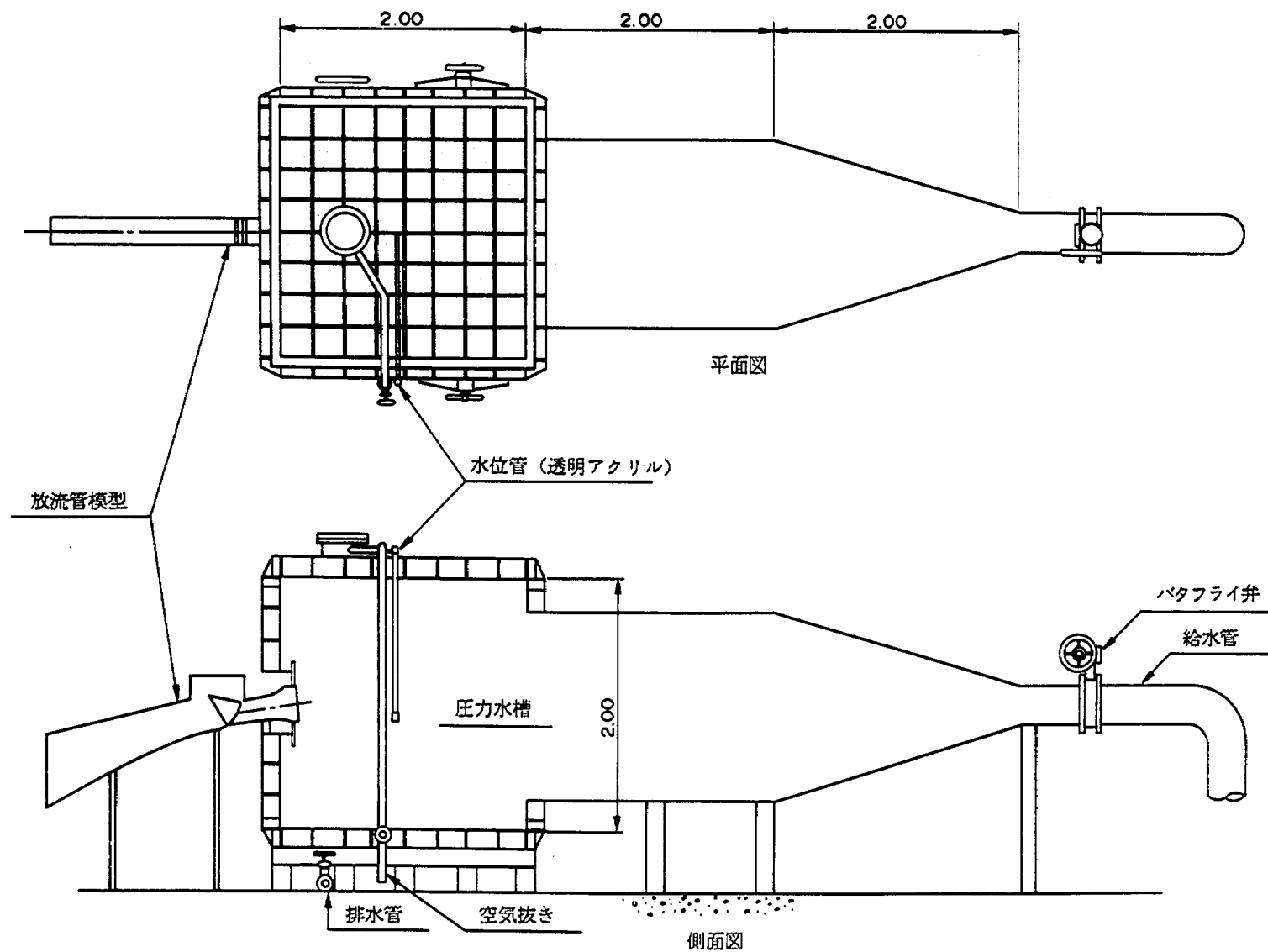
ダム水工研究室

(執筆担当) 柏 井 条 介
中 西 徹

- ※昭和55～58年度の河道模型は、No24断面まで
- ※数値は現地換算値 (m)
- ※距離標83.0kmは断面No31に、83.113kmはNo24に、83.2kmはNo19にそれぞれ相当する。



図一A 洪水吐き全体模型概要図



図一B 放流管抽出模型実験施設概要図

目 次

ま え が き

1. ダム計画と概要	1
2. 洪水吐きの放流能力条件	4
3. 洪水吐き配置と検討経緯概要	6
4. 多段配置・順傾斜水吐き案の水理設計と水理模型実験	16
4.1 オリフィスとコンジット	16
4.1.1 水 理 設 計	16
4.1.2 水理模型実験	27
a. 放 流 量 特 性	27
b. 圧 力 特 性	34
4.2 非洪水期用越流頂	51
4.2.1 水 理 設 計	51
4.2.2 水理模型実験	51
4.3 減 勢 工	53
4.3.1 水 理 設 計	53
4.3.2 水理模型実験	53
a. 実 験 条 件	54
b. 原案減勢工の流況	55
c. 流況改善策の検討	77
5. 二段配置・水平水叩き案の水理設計と水理模型実験	94
5.1 水 理 設 計	99
5.1.1 コ ン ジ ャ ッ ト	99
5.1.2 越 流 頂	99
a. 昭和57年度案	99
b. 昭和58～59年度案	99
5.2 洪水吐きの放流能力（全体模型実験）	101
5.3 減勢工の検討	102
5.3.1 昭和57年度の検討	102
a. 検 討 目 的	102
b. 実験を行った減勢工形状	102
c. 水理実験結果	109

d. ま と め	141
5.3.2 昭和58年度の検討	159
a. 検 討 目 的	159
b. 実験を行った副ダム，導流壁形状	159
c. 下流水位条件	162
d. 水理実験結果	162
e. ま と め	186
5.3.3 昭和59年度の検討	194
a. 検討目的と手順	194
b. 下流水位条件について	195
c. 垂 直 副 ダ ム	195
d. 垂直副ダムの2次減勢工	204
e. 傾 斜 副 ダ ム	232
f. 減勢工形状のまとめ	247
g. 移動床実験における流況	247
h. 土捨場形状について	253
あ と が き	261
付 表 集	263

図, 表, 写真目次

図 1—1	長島ダム位置図	2
図 1—2	大井川流量配分図	3
図 1—3	長島ダム洪水調節計画図	3
図 1—4	長島ダム貯水池容量配分図	3
図 2—1	洪水調節による貯水位と放流量の関係	4
図 3—1	昭和 54 年度洪水吐き配置案	7
図 3—2	昭和 54 年度洪水吐きの放流能力曲線（越流頂分は除く）	7
図 3—3	ダム直下の下流河道	9
図 3—4	2 つの減勢工案	12
図 3—5	広頂堰副ダム	13
図 3—6	2 つの副ダム設置方向案（平面）	14
図 4—1	多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案	17
図 4—2	一面ベルマウスと四面ベルマウスの流入部形式	26
図 4—3	WES による噴出流近似曲線	26
図 4—4	洪水調節用オリフィスの貯水位～放流量の関係（1 条当り）	29
図 4—5	制限水位維持用コンジットの貯水位～放流量の関係（1 条当り）	29
図 4—6	洪水調節用コンジットの貯水位～放流量の関係（1 条当り）	30
図 4—7	Δh の 説 明 図	30
図 4—8	洪水調節用オリフィスの貯水位～流量係数の関係	31
図 4—9	制限水位維持用コンジットの貯水位～流量係数の関係	31
図 4—10	洪水調節用コンジットの貯水位～流量係数の関係	32
図 4—11	洪水吐き全体（越流頂を除く）の放流能力	33
図 4—12	洪水調節用オリフィスの壁面圧力	35
図 4—13	制限水位維持用コンジットの壁面圧力	37
図 4—14	洪水調節用コンジットの壁面圧力	39
図 4—15	洪水調節用オリフィスの C_d の分布	42
図 4—16	制限水位維持用コンジットの C_d の分布	42
図 4—17	洪水調節用コンジットの C_d の分布	42
図 4—18	洪水調節用オリフィス開水路部の底面圧力	43
図 4—19	制限水位維持用コンジット開水路部の底面圧力	45
図 4—20	洪水調節用コンジット開水路部の底面圧力	48
図 4—21	越流頂の貯水位と放流量の関係（2 門合計）	51
図 4—22	ゲート開度の説明図	52

図4-23	越流頂の流量係数	52
図4-24	全門全開放流における流量配分	54
図4-25	流量と下流水位の関係 (83.113 km)	56
図4-26	河道断面番号	57
図4-27	原案減勢工の水面形 (平均水位)	66
図4-28	尾根上流面の最高水位と平均水位	72
図4-29	尾根上下流付近の流れ (大流量時)	76
図4-30	No. 15 断面付近の流れ (大流量時)	76
図4-31	導流部流況改善のための傾斜面	77
図4-32	検討を行った水脈変向案	79
図4-33	検討を行ったシュートブロック形状	80
図4-34	形状7 (副ダム設置) の水面形	89
図4-35	形状9 の水面形	92
図4-36	平面渦解消のための導流壁	93
図5-1	二段配置・水平水叩き案の水理模型実験案	95
図5-2	二段配置案洪水吐きの放流能力	100
図5-3	コンジットの流量係数	101
図5-4	実験を行った減勢工形状 (昭和57年度)	103
図5-5	湾曲水叩き案における左岸沿い水面形 (6,800 m ³ /s)	134
図5-6	形状4 (湾曲水叩き) の流況 (6,800 m ³ /s)	136
図5-7	尾根先端下流の平面渦 (形状1, 2)	137
図5-8	形状3 (湾曲水叩き) の水面形 (平均水位)	138
図5-9	直線水叩き案における左岸導流壁沿い水面形 (6,800 m ³ /s)	155
図5-10	形状5 (直線水叩き) の水面形 (平均水位)	156
図5-11	洪水吐き位置	160
図5-12	実験を行った副ダム・導流壁形状	161
図5-13	副ダム下流の形状	162
図5-14	修正された下流水位条件 (83.113 km)	168
図5-15	基本形状1の減勢池内水面形 (副ダム高11 m, 6,800 m ³ /s)	169
図5-16	基本形状2の減勢池内水面形 (副ダム高11 m, 6,800 m ³ /s)	173
図5-17	下流河道の流況 (基本形状1, 副ダム高11 m)	174
図5-18	下流河道右岸の水面形 (基本形状1, 副ダム高11 m)	178
図5-19	下流河道の流況 (基本形状2, 副ダム高11 m)	180
図5-20	下流河道右岸の水面形 (基本形状2, 副ダム高11 m)	183
図5-21	形状2の左岸導流壁への水脈の集中	184

図 5-22	切り欠き上流の水面隆起領域	185
図 5-23	副ダム縮小形状 5 の流況	187
図 5-24	副ダム縮小形状 7 の流況	188
図 5-25	副ダム縮小形状 5 の減勢池内水面形	189
図 5-26	副ダム縮小形状 7 の減勢池内水面形	190
図 5-27	副ダム縮小形状 5 の下流河道右岸の水面形	191
図 5-28	副ダム縮小形状 7 の下流河道右岸の水面形	193
図 5-29	減勢池右岸の土捨場	195
図 5-30	延長した河道模型	196
図 5-31	距離標 83.0 km の水位と流量の関係	196
図 5-32	距離標 83.2 km の水位と流量の関係	197
図 5-33	副ダム設計形状	198
図 5-34	減勢池内水面形 (副ダム高 13 m, 設置位置 100 m)	205
図 5-35	副ダム壁面圧力	206
図 5-36	下流河道水面形 (EL. 390 m の平場)	212
図 5-37	下流河道水面形 (エンドシル案)	219
図 5-38	下流河道水面形 (EL. 383.5 m 平場)	226
図 5-39	傾斜副ダムの導流壁	232
図 5-40	当初副ダム設置位置と流況	232
図 5-41	実験での副ダム設置位置	232
図 5-42	実験を行った傾斜副ダム (平面図)	233
図 5-43	下流河道水面形 (傾斜副ダム $\theta=40^\circ$)	243
図 5-44	長島ダム減勢工形状	247
図 5-45	実験を行った土捨場形状	254
表 1-1	ダムおよび貯水池諸元	1
表 3-1	水理模型実験経緯の概要	6
表 3-2	貯水池水位と放流量の発生状況	8
表 3-3	高圧ラジアルゲートの実績例	11
表 4-1	自由落下曲線の 2 乗項の係数	27
表 4-2	抽出実験概要	28
表 4-3	管路部の負圧	34
表 4-4	尾根基部に作用する壁面圧力 (原案)	71
表 4-5	尾根基部に作用する壁面圧力 (形状 7)	91
表 5-1	形状 5, 6 (直線水叩き) の最高水位 (6,800 m ³ /s)	159

表 5-2	減勢池規模検討ケース	198
写真 4-1	原案減勢工の流況	58
写真 4-2	導流部放流水脈の干渉 (原案)	78
写真 4-3	導流部流況 (傾斜面設置)	78
写真 4-4	形状 7 (副ダム設置) の流況	85
写真 5-1	湾曲水叩き案の流況	110
写真 5-2	直線水叩き案の流況	143
写真 5-3	基本形状 1 の流況 (副ダム高 8 m)	163
写真 5-4	基本形状 1 の副ダム高 10 m での水脈の飛散 ($6,800 \text{ m}^3/\text{s}$)	164
写真 5-5	基本形状 1 の流況 (副ダム高 11 m)	165
写真 5-6	基本形状 2 の流況 (副ダム高 11 m)	170
写真 5-7	$3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の副ダム下流流況	177
写真 5-8	漸縮導流壁における流況例	186
写真 5-9	急縮導流壁における流況例	186
写真 5-10	減勢池内流況 (副ダム高 11 m, 設置位置 100 m)	199
写真 5-11	減勢池内流況 (副ダム高 13 m, 設置位置 100 m)	200
写真 5-12	減勢池内流況 (副ダム高 15 m, 設置位置 100 m)	201
写真 5-13	減勢池内流況 (副ダム高 13 m, 設置位置 80 m)	202
写真 5-14	減勢池内流況 (副ダム高 13 m, 設置位置 90 m)	203
写真 5-15	下流河道の流況 (EL. 390.0 m 平場)	209
写真 5-16	下流河道の流況 (エンドシル案)	216
写真 5-17	下流河道の流況 (EL. 383.5 m 平場)	223
写真 5-18	下流河道の流況 (エンドシル+平場掘り下げ案)	229
写真 5-19	下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta = 20^\circ$)	234
写真 5-20	下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta = 30^\circ$)	237
写真 5-21	下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta = 40^\circ$)	240
写真 5-22	移動床実験における流況	248
写真 5-23	通水後の河床	251
写真 5-24	下流河道の流況 (土捨場壁 $\alpha = 0^\circ$)	255
写真 5-25	下流河道の流況 (土捨場壁 $\alpha = 45^\circ$)	258

1. ダム計画と概要

長島ダムは、大井川に建設が計画されている重力式コンクリートダムで、洪水調節、流水の正常な機能維持、かんがいおよび水道用水の供給を目的とする多目的ダムである。

長島ダムの洪水調節は、大井川の基準地点神座の基本高水流量 11,500 m³/s を 9,500 m³/s の計画高水流量とするダム群のひとつとして計画されており、ダム地点の計画高水流量 6,600 m³/s のうち 1,600 m³/s の調節を行うものである(図 1-1~3)。ダムおよび貯水池諸元を表 1-1 に、容量配分を図 1-4 に示す。なお、洪水調節方式としては、次に示すような一定率~一定量調節が計画されている。

i) $Q_{in} \leq 900 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{out} = Q_{in}$

ii) $Q_{in} > 900 \text{ m}^3/\text{s}$ かつ $dQ_{in}/dt > 0$

$$Q_{out} = (Q_{in} - 900) \times 0.719 + 900$$

iii) $Q_{in} > 900 \text{ m}^3/\text{s}$ かつ $dQ_{in}/dt \leq 0$

$$Q_{out} = (Q_{in} - 900) \times 0.719 + 900$$

ここに、 Q_{in} ；貯水池流入量 (m³/s)， Q_{out} ；放流量 (m³/s)， Q_{inp} ； Q_{in} の最大値 (m³/s)， t ；時間 (sec) である。

表 1-1 ダムおよび貯水池諸元

1. 河川名 大井川 2. 位置 左岸 静岡県榛原郡本川根町大字梅地 右岸 静岡県榛原郡本川根町大字犬間 3. ダム 型式 重力式コンクリートダム 寸法 堤頂標高 EL 482.0 m 基礎岩盤標高 EL 370.0 m 堤高 112.0 m 放流設備 洪水調節開始流量 900 m³/s 計画最大放流量 5,000 m³/s ダム設計洪水流量 6,800 m³/s	4. 貯水池 流域面積 534 km² 湛水面積 2.33 km² 総貯水量 78,000,000 m³ 有効貯水量 68,000,000 m³ 堆砂量 10,000,000 m³ 洪水調節容量 47,000,000 m³ 利水容量 洪水期 21,000,000 m³ 非洪水期 48,000,000 m³ サーチャージ水位 EL 480.0 m 常時満水位 EL 470.0 m 洪水期制限水位 EL 453.0 m 最低水位 EL 432.0 m
--	---

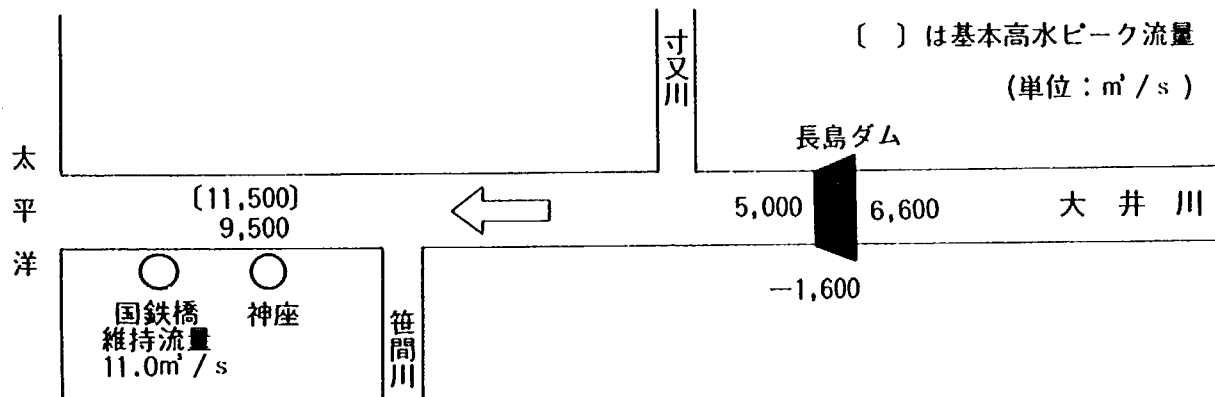


图 1-2 大井川流量配分图

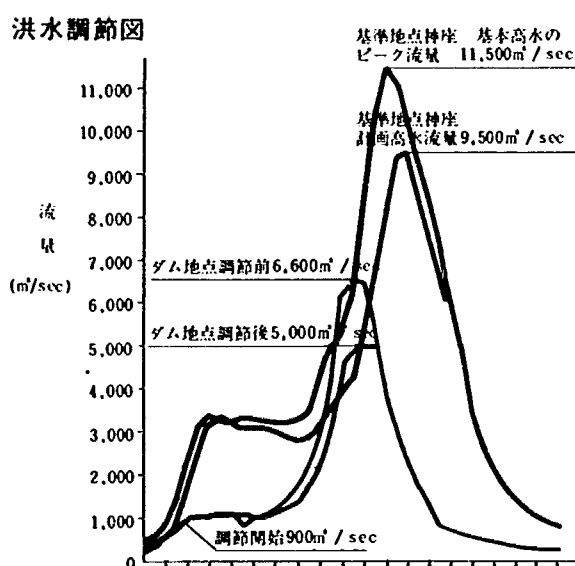


図1—3 長島ダム洪水調節計画図

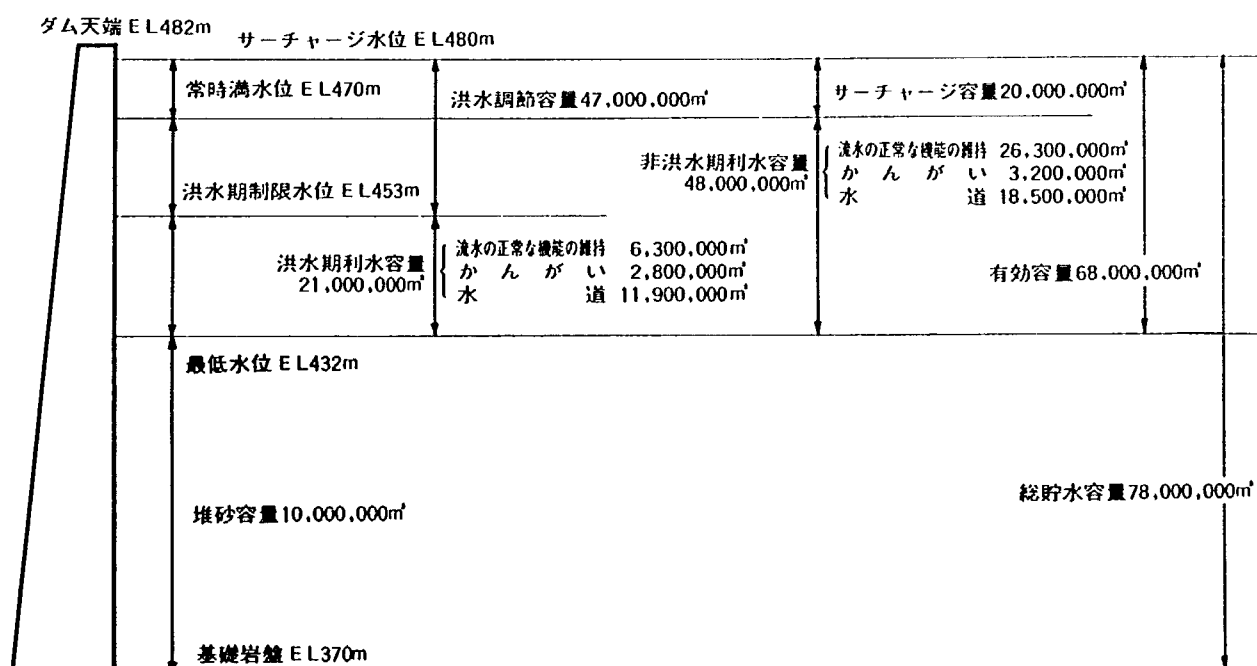


図1-4 長島ダム貯水池容量配分図

2. 洪水吐きの放流能力条件

長島ダム洪水吐きの放流能力条件は次の通りである。

- 1) 洪水期制限水位 EL. 453.0 m において洪水調節開始流量 900 m³/s の放流能力を有すること。
- 2) 洪水期制限水位 EL. 453.0 m からサーチャージ水位 EL. 480.0 m までの間において所定の洪水調節計画（一定率～一定量）にもとづく放流が可能なること。
- 3) 設計洪水水位 EL. 480.5 m においてダム設計洪水流量 6,800 m³/s の放流能力を有すること。

このうち、2)の洪水調節計画の代表洪水として主要7洪水が採用されており、これら各洪水の調節計算より求められる貯水位と放流量の関係を図2-1の実線に示す。なお、図で計算開始水位は洪水期制限水位 EL. 453.0 m としている。また、調節計算に貯水容量の余裕は含んでいない。全ての代表洪水に対し2)の条件を満足するには、洪水吐きの放流能力曲線が図中の全ての実線より右側になければならない。一方、洪水調節における放流形式は管路流になると考えられるので、洪水吐きの貯水位～放流能力の関係は（貯水位） $\propto$ （放流能力）² となり放流能力曲線は図中の破線で示されるような下に凸な放物線となる。このような放流能力曲線の性質と洪水調節における水位～放流量曲線を考慮すると、2)の条件は結局、昭和44年8型洪水に対する次の条件に書き換えることができる。

- 2)－a EL. 460.5 m で 4,740 m³/s の放流（図中 A 点）および EL. 464.0 m で 5,000 m³/s の放流（B 点）が可能なること。

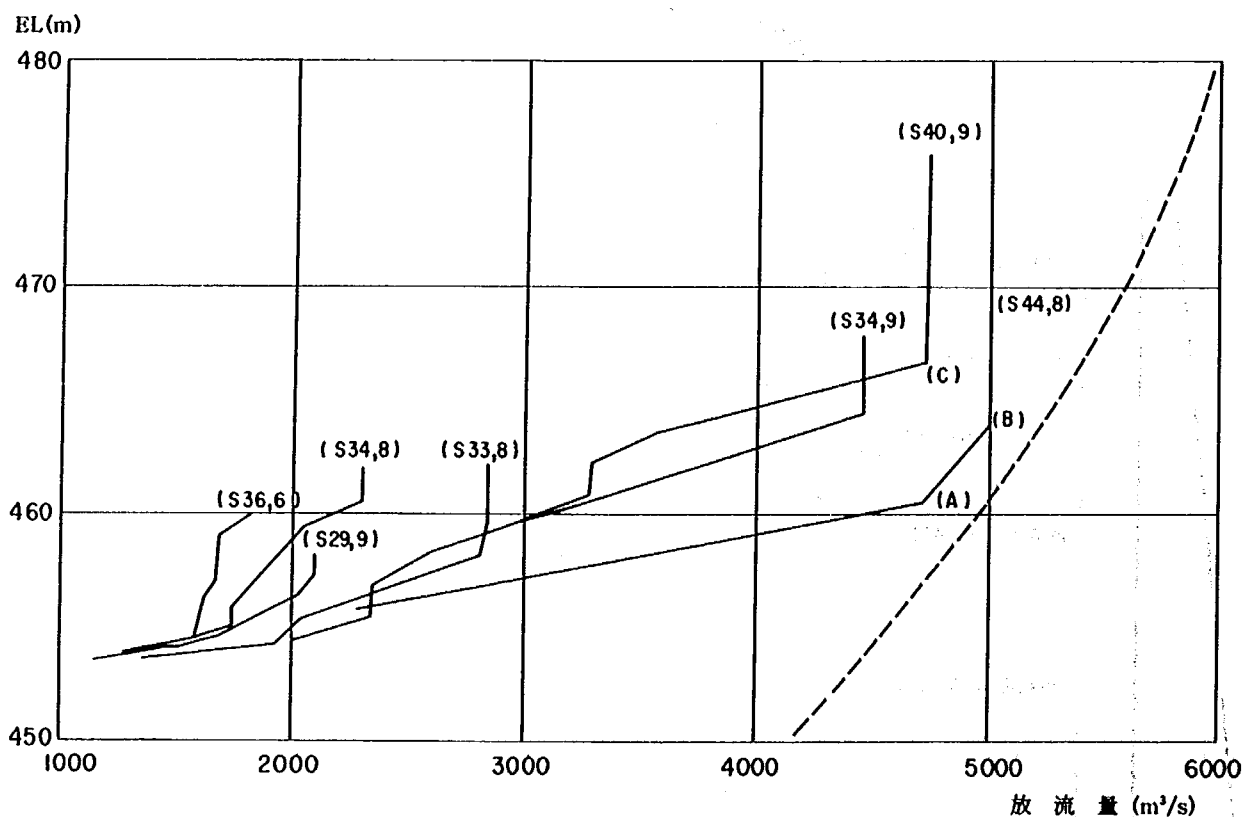


図2-1 洪水調節による貯水位と放流量の関係

ところで、図2-1からもわかるように、44年8型洪水は計画最大放流量決定の対象洪水ではあるが治水容量決定の対象洪水とはなっていない(対象洪水は40年9型洪水)。従って、2)-aの条件が満足されず44年8型洪水の一部にオーバーカットが生じても治水容量に余裕が期待できることからその取扱いが検討されており、前記条件を満足する洪水吐きではかなり大規模な放流設備が必要となることを考慮し40年9型洪水を対象とした次の条件による洪水吐き案も作成されている。

2)-b EL.466.6 mで4,740 m³/sの放流(C点)が可能なこと。ただし、44年8型洪水をはじめ他の洪水に対しオーバーカットが生じる場合には、オーバーカットした場合の調節計算により治水容量に余裕が得られることをチェックしておかなければならない。

水理設計および模型実験は、この両者の条件それぞれを対象とする洪水吐き案に対し行っているが、その検討経緯については、次章以降に述べることとする。なお、現在は2)-aの条件を満足する洪水吐き案に対し検討を行っている。

3. 洪水吐き配置と検討経緯概要

本水理模型実験では年度毎に洪水吐き配置、減勢工形式等が変更されているので、検討経緯の説明も年度別に順を追って行うのがわかりやすいと思われる。

以下、年度別に洪水吐き配置案の主旨と水理模型実験におけるフローを概説する。なお、水理模型実験で対象とした洪水吐き配置案、減勢工形式、検討項目は表3-1にまとめて示してある。

表3-1 水理模型実験経緯の概要

検討を行った洪水吐き配置案		検討概要
55 年 度		・減勢工予備実験—順傾斜水叩きの跳水状態の確認 ・抽出実験用模型製作
		・各設備抽出模型実験 ・原案減勢工の流況調査と適否の検討
57 年 度	※57年度はクレスト4門	・湾曲および直線水平水叩きの比較検討
58 年 度		・直線水平水叩きの減勢池規模の検討 ・掘削およびコンクリートボリュームを少なくする副ダム形状の検討
59 年 度		・減勢池最終形状の検討 ・2次減勢工形状の検討 ・土捨場形状の検討

昭和 54 年度

54 年度は初年度として洪水吐き配置案の検討を行い水理模型実験は行っていない。作成された洪水吐き配置案を図 3-1 に示す。本案は次年度における水理模型実験用洪水吐き原案作成のもととなったものであり、配置計画上の主旨を以下に示す。

- (1) ダムサイト付近の河幅 70~80 m を考慮し、洪水吐きは 6 ブロック程度内に収めることとする。
- (2) 2 章に示される放流能力条件を満足する配置とする。但し洪水調節に対する条件としては、放流設備規模が過大とならないよう 2)-b の条件を採用している。放流能力曲線（但し越流頂分は除く）を図 3-2 に示す。

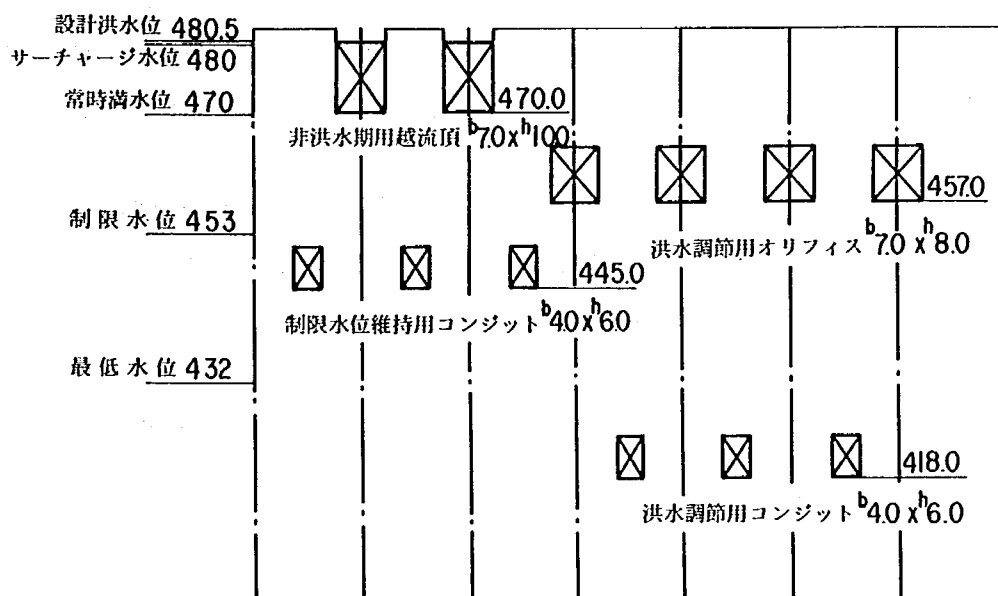


図 3-1 昭和 54 年度洪水吐き配置案

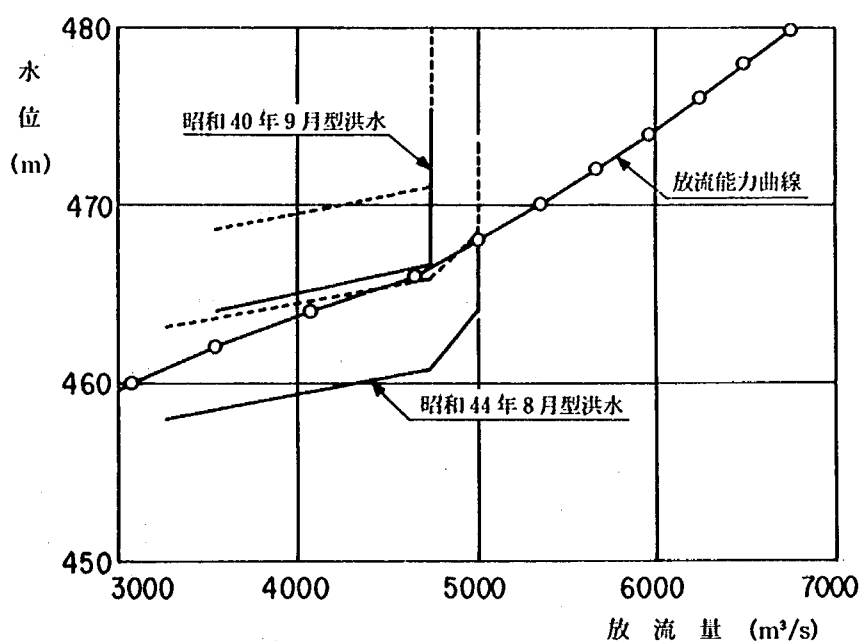


図 3-2 昭和 54 年度洪水吐きの放流能力曲線（越流頂分は除く）

以上は、長島ダム洪水吐きとして必ず満足しなければならない条件である。この他、管理面、施工面等を考慮した次の事項を考慮している。

- (3) 制限水位の維持放流を低圧で行えるように、また、濁水対策として制限水位で表層水を放流できるように制限水位付近にコンジットを配置する。

配置案でのこの設備の制限水位における放流能力は $400 \sim 500 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定され、この程度までの中小洪水はいずれもこの放流設備のみで処理することができる。ちなみに、昭和 38 年度から昭和 48 年度までの 11 年間 (4018 日) の流量資料を用いた貯水池使用実態調査 (表 3-2) によれば、ほとんど大部分の放流をこの設備で対応することができる。

- (4) 非洪水期の管理が容易にできるよう洪水調節を自然調節とする。このため、常時満水位 EL. 470 m に標高を一致させた越流頂を設ける。但し、図 3-2 に示されるように、越流頂の放流能力を考慮しなくても所定の洪水調節、ダム設計洪水流量の放流は可能であるので、越流頂は非洪水期のみ用いることとする。

なお、非洪水期の自然調節についてはその後の事務所の検討により無理と判断されている。すなわち、過去の流量資料にピーク流量 $\approx 2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の記録があり、自然調節を行うためには、例えば本案の規模 (幅 7 m) では 5 門必要となり広い洪水吐き幅が必要となる。

- (5) 洪水調節用コンジットは既設ダムを参考に過大にならないよう配慮する。すなわち、コンジット吐口断面 W 5.0×H 5.5 m 程度、主ゲートの最大ゲート荷重 1,600 tonf 程度を上限に考える。

コンジット吐口標高は上記事項および最低水位、基礎岩盤標高を参考に敷高を EL. 220.0m としている。

ところでこのような条件を設定した場合、(3)の制限水位維持用コンジットとこの洪水調節用コンジットだけでは洪水調節における放流能力条件を満足できないため、他の放流設備が必要となる。洪水吐き幅を考慮するとこの放流設備は横ジョイント間に設けなければならないので、その構造をコンジット構造とすることはできない。このため、操作水頭 25 m 以下、すなわち敷高 EL. 457.0 m 以上のオリフィスとして配置することとし、その規模は放流能力条件をもとに決定した。

表 3-2 貯水池水位と放流量の発生状況

水位 \ 流量(m^3/s)	0 ~ 1	1 ~ 5	5 ~ 10	10 ~ 30	30 ~ 50	50 ~ 100	100 ~ 500	500 ~	計
常時満水位維持 W.L. 470	0	107	78	29	8	4	3	0	229
W. L. 470 ~ W.L. 465	120	15	1	53	16	5	1	0	211
W. L. 465 ~ W.L. 460	301	0	6	81	7	5	1	0	401
W. L. 460 ~ W.L. 453	894	38	40	79	15	9	6	0	1,081
制限水位維持 W.L. 453	16	381	129	183	99	38	67	5	918
W. L. 453 ~ W.L. 450	315	30	58	38	0	0	0	0	441
W. L. 450 ~ W.L. 445	220	25	58	27	1	0	0	0	331
W. L. 445 ~ W.L. 440	151	16	22	15	0	0	0	0	204
W. L. 440 ~ W.L. 432	167	18	11	6	0	0	0	0	202
計	2,184	630	403	511	146	61	78	5	4,018

(日数/11年間)

(6) ダム直下の下流河道は左岸から突き出した尾根のため急激に湾曲している(図3-3)。この湾曲を考慮し、洪水吐きを中小洪水用(非洪水期用越流頂, 制限水位維持用コンジット)と大洪水用(洪水調節用コンジット, オリフィス)に分けて配置する。

左岸尾根の突き出し位置は通常の直線等幅の減勢工として計算される減勢終了位置よりかなり上流である。一方、尾根の掘削量は大きく掘削は得策でないと判断されるため、尾根はそのまま残す方向で検討を行うこととした。このための配慮として、尾根への水脈の衝突ができるだけ緩和されるよう流量の小さい放流設備を尾根側(左岸側)に配置することとした。

以上が54年度配置案の主旨であるが、この他、低水最大放流量 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ が最低水位 EL. 432.0 m から常時満水位 EL. 470.0 m 間で放流できる選択取水設備の設置を考えている。

昭和55年度(4章)

55年度は54年度の洪水吐き配置案をもとに水理設計を行うとともに、洪水吐き全体模型(縮尺 1/62.5)を製作し水理模型実験を行った。

水理設計を行った洪水吐き配置は表3-1に示すとおりで、54年度案の制限水位維持用コンジット1条を洪水調節用コンジットとして低標高に下げたものとしている。これは、54年度案では制限水位維持用コン

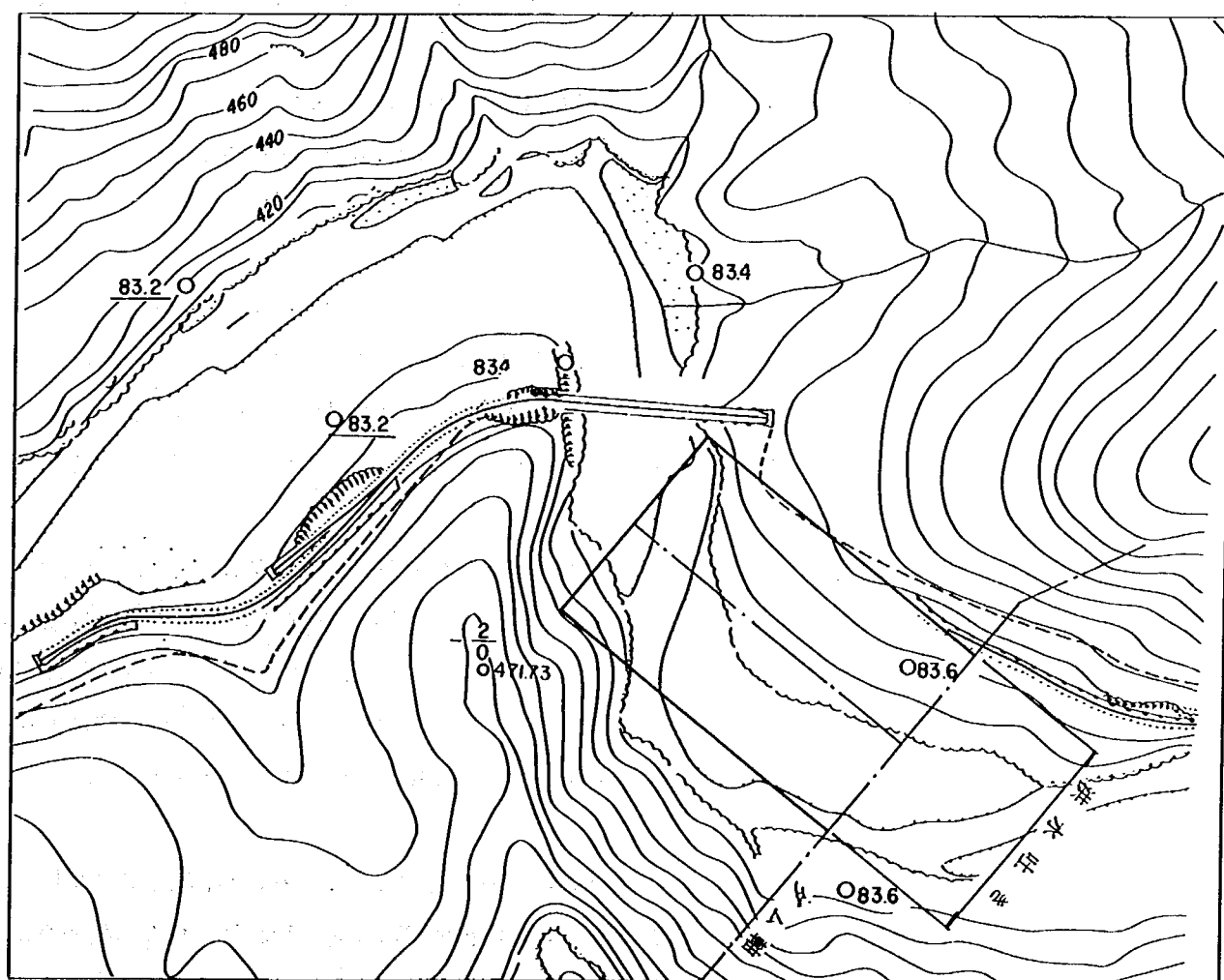


図3-3 ダム直下の下流河道

ジットと洪水調節用オリフィスが接近しすぎており構造上、又施工上の問題が考えられたこと、制限水位維持用コンジットを2条としてもその制限水位での放流量は約 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度が期待でき 54 年度案の主旨を損わないこと等を考慮して変更したものである。

水理設計の詳細についてはここでは省略するが、特に詳細な調査検討を要すると思われる次の試みを行っている。

- ① 放流設備の複雑かつ密度の高い配置に対し予備ゲートの移動、格納を可能にするため一面ベルマウス式コンジット、オリフィスの全面的採用を行った。
- ② 大きな下流水深（大流量時には下流大井川ダムの背水効果が顕著になる）が期待されること、および減勢工の掘削量を減じる配慮から、減勢工として順傾斜水叩きを採用したが、水叩き部の地形およびインバートから尾根までの距離が十分得られないことを考慮しその傾斜勾配を 1:2.5 の急勾配のものとした。

なお、減勢工は尾根下流右岸に沢が流入しているため副ダム形式とせず、水叩き面最低標高を EL. 380.0 m と低いものとし尾根直上流で水叩きを終了させるものとしている。

水理模型実験では主として減勢工の予備実験を行った。すなわち、水叩き下流を2次元水路とし、急勾配水路で跳水に特有な渦が形成されるか否かを調査した。調査の結果、水平水叩きと同様の渦が形成され、減勢効果を損わないことが確認された。

この他、55 年度は各放流設備の抽出模型製作（縮尺 1/40, 1/50）を行った。また、一面ベルマウス式流入部を高圧放流管に採用することに鑑み、その設計標準化を行うべく別途基礎的検討を開始している。

昭和 56 年度（4 章）

56 年度行った検討は次の2点である。

- (1) 55 年度製作の抽出模型により抽出実験を行い、各設備の放流能力、圧力特性を調査する。
- (2) 55 年度の実験結果より、急勾配傾斜水叩きでも水平水叩きと同様の跳水渦の形成がみられたことから、56 年度は水叩き下流に地形模型を製作し、順傾斜水叩き案の適否を具体的に検討する。

抽出実験の結果、放流能力については条件を満足するが、下段コンジットでは大きい負圧が生じるため、形状の修正を行う必要のあることが明らかになった。

減勢工に対しては①計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度以上の放流量に対し十分な減勢長がとれないため、左岸に張り出した尾根に流速の大きな水脈が衝突する、②洪水吐き配置が非対称であるため、中小流量 ($3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度まで) 放流時に尾根前面に顕著な平面渦が生じる等の問題点が明らかになった。このうち①の問題に対しては、水脈を分散させる補助構造物の設置、将来の河床低下に対応するための副ダムの設置によりその影響をかなり低減することができ、順傾斜水叩き形式の減勢工の採用が可能であることを示した。

昭和 57 年度（5 章）

前年度までの検討で、長島ダム洪水吐きとして 55 年度案の採用が可能と考えられたが、洪水吐き配置の複雑さに対し、また水叩きを順傾斜式とすることの有利さに対し事務所再検討が行われ、種々の配置案が検討された結果表 3-1 に示す洪水吐き配置案で減勢工を水平水叩きとして水理実験を行うこととなった。

57年度洪水吐き配置案の55年度案に対する主旨は次の通りである。

(1) 設備構成はできるだけ単純なものとし、ゲート操作の単純化を図る。

このため放流設備は、洪水調節用コンジットと、このコンジットのダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する放流量の不足分を補う越流頂の2種の放流設備による配置としている。55年度案では設計洪水位 EL. 480.5 m での放流能力が $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越える（非洪水期用越流頂を除く）実験結果を示し、放流能力の過大が懸念されたが、本案はこのような過大をなくす意味も有している。また、非洪水期の自然調節は無理と考えられることから非洪水期用の放流設備は特に設けないこととしている。

(2) 設備配置は、減勢地内の平面渦を軽減するため左右対称とする。

(3) 全ての代表洪水に対し所定の洪水調節を行えるよう放流能力条件として2章に示される2)－aを満足するものとする。

このため、(1)とも関連して、洪水調節用コンジットは $W 5.0 \times H 6.6 \text{ m}$ 、主ゲート最大作用荷重 $1,888 \text{ ton f}$ で国内既往実績（大渡ダム； $W 5.0 \times H 5.6 \text{ m}$ 、主ゲート最大作用水圧荷重 $1,600 \text{ ton f}$ ）の放流設備規模に対し、断面積で1.18倍、主ゲート最大作用水圧で1.17倍の大規模なものとなる。従って構造、機能上の安全性、水密性等今後の研究開発が必要であるが、外国の実績例（表3－3）より我国の技術での実施は可能であると判断されている。

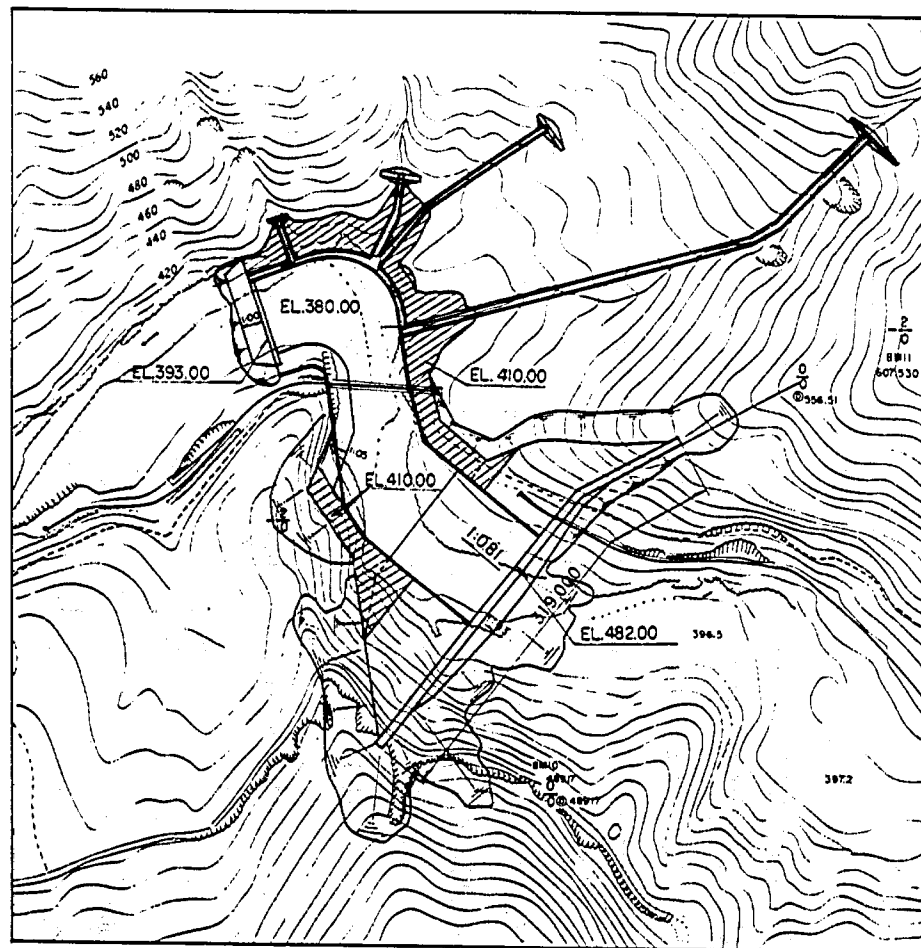
減勢工を水平水叩きとしたことについては、順傾斜水叩きとしても掘削量はそれ程減じることができないこと、逆に、この勾配の傾斜面の施工が困難であることや、コンクリートボリュームが増加することから施工上不利であると判断されたためである。なお、56年度の実験結果をもとに、減勢工として副ダムを設けることを前提に考えている。

57年度は、以上示した洪水吐き案に基づく水理設計を行うとともに模型を製作し（縮尺 $1/62.5$ ）水理実験を行った。実験は、尾根掘削を行うか行わないかの減勢工の今後の方針を立てることを目的として行い、それぞれの必要減勢池規模、形状の概略を検討した（図3－4）。これは、尾根掘削を行わないものとするれば確かに掘削量を小さくすることができるが、56年度の実験結果より、減勢池延長が大きくなる、尾根前面の保護が困難になる等の不利な面も示されたため、その施工性、経済性を再検討する必要があると考えられたためである。

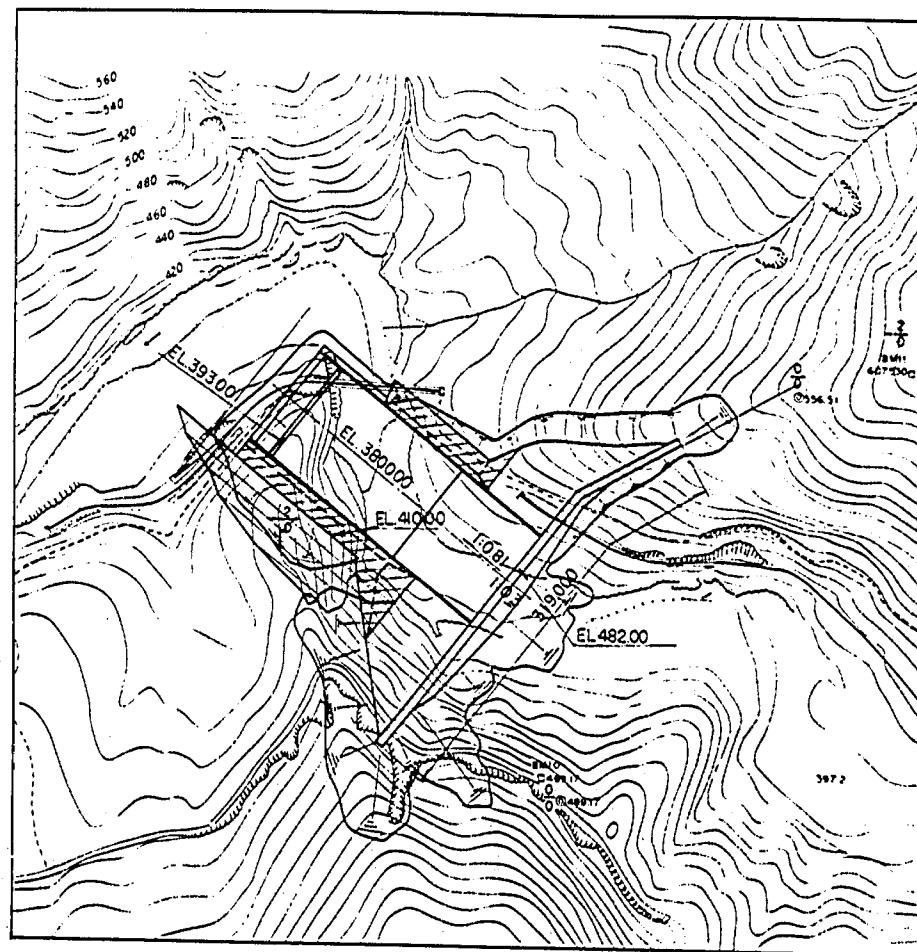
実験により、尾根を残した湾曲水叩きでは尾根下流まで減勢池延長が必要なこと、また、尾根を取り去った直線水叩きでは減勢池延長 $90 \sim 100 \text{ m}$ が必要となることを示した。

表3－3 高圧ラジアルゲートの実績例

Year	Project	Span (m)	Height (m)	Area (m ²)	Head (m)	Hydrostatic load (t)
1972	Tarbela	4.88	7.3	35.6	135.6	4,697
1965	Tweerivieren	8.38	5.18	43.4	103.48	4,378
1969	Cabora Bassa	6.	7.8	46.4	82.3	3,669
1970	Reza Shah Kabir	8.	6.7	53.6	71.5	3,652
1960	Garrison	5.49	7.49	41.1	58.2	2,238



(1) 尾根を掘削しない減勢工



(2) 尾根を掘削した減勢工

図3-4 2つの減勢工案

昭和 58 年度（5 章）

57 年度の実験結果をもとに、施工性、経済性の観点から減勢工形式の綿密な検討が事務所にて行われ、尾根を掘削し直線水平水叩きとする案が採用されることとなった。その主旨は次の通りである。

- (1) 工費的には直線案、尾根を残した湾曲案とも同程度である。
- (2) 湾曲案は直線案と比べ工事範囲が広がる。また湾曲部での水脈の衝突のため導流壁高が高くなる等施工性に劣る。
- (3) 減勢池内の流況は直線案の方が良好である。
- (4) 湾曲案では減勢池付近へ流入する右岸の沢の流末処理が難しくなる。

なお、直線案は湾曲案より多少掘削法面が多くなる不利は有している。

上記検討と並行して、水叩き標高の再検討も行われ、水叩き標高が EL. 380 m から EL. 390 m に変更されることとなった。これは、EL. 390 m が①掘削量、コンクリート量とも小さくすることができる。②減勢池内をドライにすることができ、点検補修が容易である（下流大井川ダムの常時満水位は EL. 390 m である）との観点から有利と考えられたためである。以上、57 年度の水力実験およびそれを受けた事務所での検討により減勢工形式、諸元の大略はほぼ決定された。

洪水吐き配置は、前年度の越流頂 4 門から 5 門に変更となった。これは、サーチャージ水位～設計洪水水位間のゲート操作を考慮したもので、サーチャージ水位 EL. 480.0 m で計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流を行っているゲート状態においてダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ が流入した場合を想定し、ゲート開速度 $0.3 \text{ m}/\text{分}$ 、1 動作単位 $1 \text{ m}/\text{回}$ 、水位測定等のためのゲート休止時間 10 分のゲート開操作において水位が設計洪水水位 EL. 480.5 m 以下でゲート全開となるよう配慮したものである。この配置では、コンジットの予備ゲートはガントリークレーンによる操作を想定している。

58 年度の実験では、尾根の掘削をできるだけ少なくする副ダム形状について検討するとともに、具体的減勢池規模を決定するための資料収集を行った。すなわち、副ダム形状として広頂堰形状（図 3—5）を採用し、副ダム前面をダム軸と平行（平面）に設置した場合、尾根の突き出し形状に合わせダム軸と 20° 傾斜させた場合（掘削量は更に少なくなる）の両者に対し実験を行った（図 3—6）。

実験の結果、平行、傾斜いずれの副ダムも採用可能であることが明らかとなり、掘削量を減ずる意味から、また、副ダム下流の流況がわずかではあるが良好になることから、傾斜副ダムが有利であろうとの結論を得た。

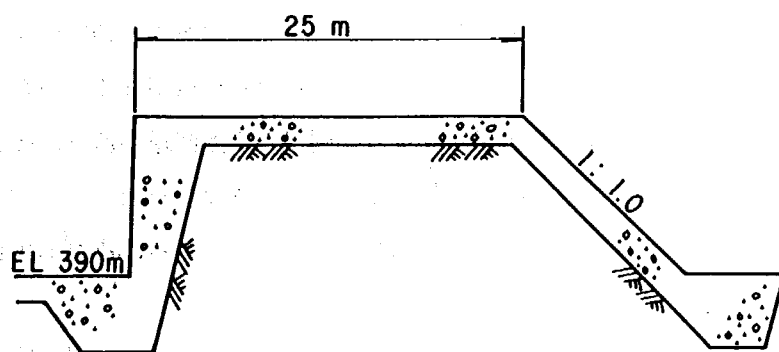


図 3—5 広頂堰副ダム

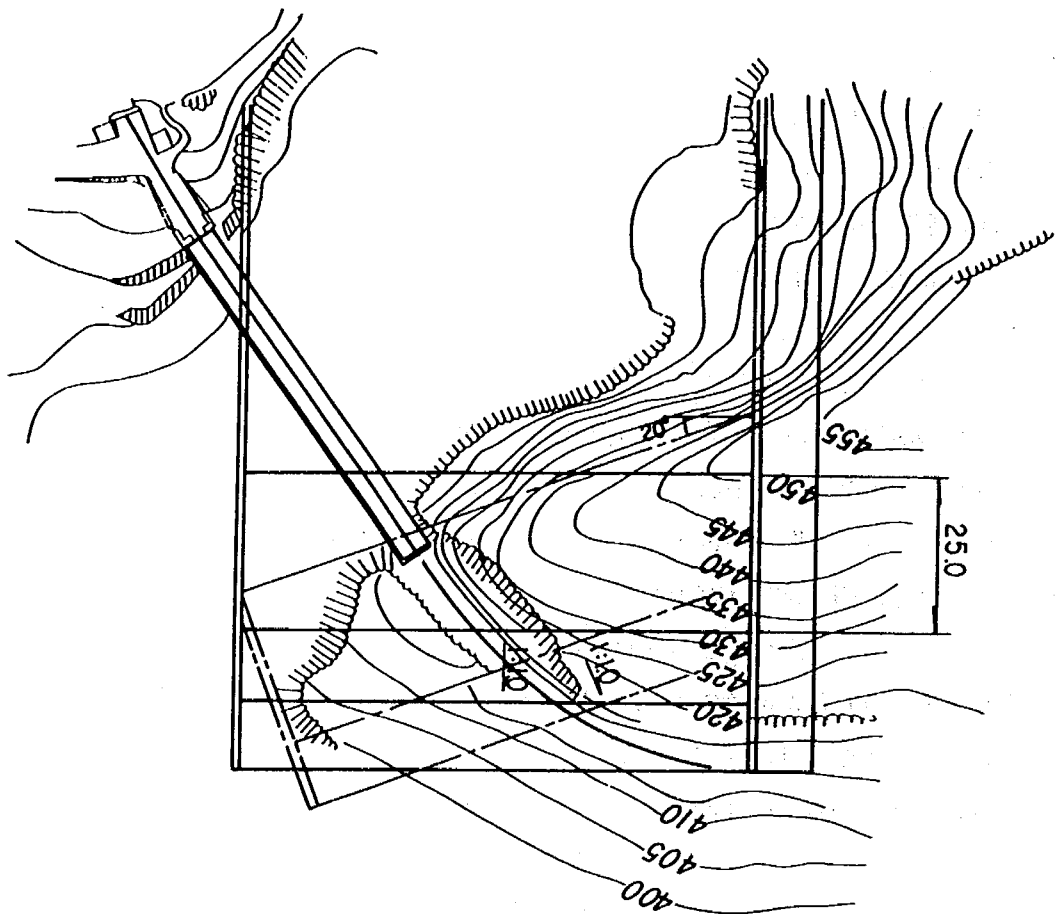


図 3-6 2つの副ダム設置方向案 (平面)

58年度の実験は、主として大流量を対象に検討を行い、問題は生じなかったが、中小流量時の副ダム下流に露出射流が生じ、流況の悪化がみられた(但し、将来の河床低下後)。これは、中小流量時には大井川ダムの背水効果が期待できなくなるため、2次減勢工等の処理が必要と思われたが、その検討は次年度以降の課題とした。

昭和 59 年度 (5 章)

58年度の実験の結果、副ダム形状、減勢池規模についてほぼ結論を得たが、その後の事務所での工費の検討により、副ダムを広頂堰として掘削量を減らしても、コンクリート量が増加するため、かえって工費が高くなることが示された。よって本年度は、通常用いられる副ダム形状により実験を行うこととなった。

実験では、主として副ダム下流の減勢方法について検討を行い、大小全流量に亘り良好な流況を得るには、副ダム下流の水叩き標高を EL. 383.5 m まで下げるのが最も適切であるとの結論を得た。実験は、副ダム前面がダム軸と平行、傾斜の両者に対し行ったが(掘削量に対する利点がなくなったにもかかわらず傾斜副ダムに対する実験を行ったのは、58年度の実験結果より、副ダム下流河道の流況が改善されることが期待されたためである)副ダムを傾斜させても流況に顕著な変化はみられなかったこと、および平行な場合でも前述の副ダム下流の処理を行ってやれば十分良好な流況が得られることから、副ダム前面はダム軸平行が有利と判断された。

以上の検討結果および水理資料をもとに、減勢工についてはひとまず実施設計案を求めることができ、これまでの検討経緯を報告書としてまとめることとした。

次章より、各洪水吐き案の水理設計および水理模型実験の詳細を報告する。本章で示されたように、水理実験による検討を行った洪水吐き案は、多段配置・順傾斜水叩き案（昭和54～56年度）と二段配置・水平水叩き案（昭和57～59年度）に大別することができる。従って、両案それぞれを章を変えて述べることとし、次章の4章で多段配置・順傾斜水叩き案について、5章で二段配置・水平水叩き案について報告を行う。

4. 多段配置・順傾斜水叩き案の 水理設計と水理模型実験

図4-1に多段配置・順傾斜水叩き案として作成された洪水吐き水理実験案を示す。本洪水吐き配置の主旨は、3章（昭和54～56年度の検討）に示したが、簡単にまとめると次の通りである。

- (1) 河道幅を考慮し、6ブロック程度内に洪水吐きを取める。
 - (2) 放流能力条件を満足する（但し、2章2)－bの条件）
 - (3) 制限水位維持を行うための放流設備を制限水位付近に設ける。
 - (4) 放流設備規模は、既往の規模を越えないものとする。
 - (5) 非洪水期用の放流設備を、洪水調節用設備と別に配置する。
 - (6) ダム直下流の尾根の突き出しを考慮し、尾根側の流量が小さくなるよう洪水吐き配置を非対称とする。
- 以下、本案の水理設計、水理模型実験について報告する。

4.1 オリフィスとコンジット

4.1.1 水 理 設 計

本配置案のオリフィス（洪水調節用オリフィス）とコンジット（洪水調節用、制限水位維持用コンジット）は、図4-1にも示されるように幅方向に高密度な配置となっている。このため、予備ゲートの移動、或いは格納のためのスペースの確保が水理設計上の大きな問題となった。

この問題に対処するため、比較的低水頭の放流設備でよく用いられている一面ベルマウス形式の流入部を高圧コンジットにも採用し、オリフィスおよびコンジットを全て一面ベルマウスとして設計することとした（図4-1）。これは、一面ベルマウスが、四面ベルマウスのように管断面の拡幅（吐口に対する）を必要とせず、予備ゲート幅を小さくできる利点を有していることに着目しての対応策である（図4-2参照）。

一面ベルマウス形式の流入部は、前述のように比較的低水頭の放流設備にしばしば用いられているが、高圧設備としては勿論、低圧の場合に対してもその設計方法は確立しておらず、個々の設計担当者が過去の設計例を参考に設計を行っているのが実情である。本水理設計においても、比較的低水頭の設備である洪水調節用オリフィス、制限水位維持用コンジットについては、既往の設計例を参考に設計を行った*。

洪水調節用コンジットは操作水頭が60m近い高水頭のものであるため、既往の設計例もない。ここでは、不連続流理論により得られる2次元噴出孔からの噴出流形状に対し、WESが作成した次の2つの長円曲線よりなる近似曲線を用いることとした（図4-3参照）。

$$X_1^2/(2D)^2 + Y_1^2/(0.64D)^2 = 1 \quad (4.1)$$

$$X_2^2/(2D)^2 + Y_2^2/(0.32D)^2 = 1 \quad (4.2)$$

ここで D はベルマウス終端断面高（本設計では出口断面高=5.0mに等しい）である。

* 既往の設計例をまとめたものとして、例えば、勝木，“1面ベルマウス型式のオリフィス”，土木技術資料，Vol. 19-5，昭和52年5月がある。

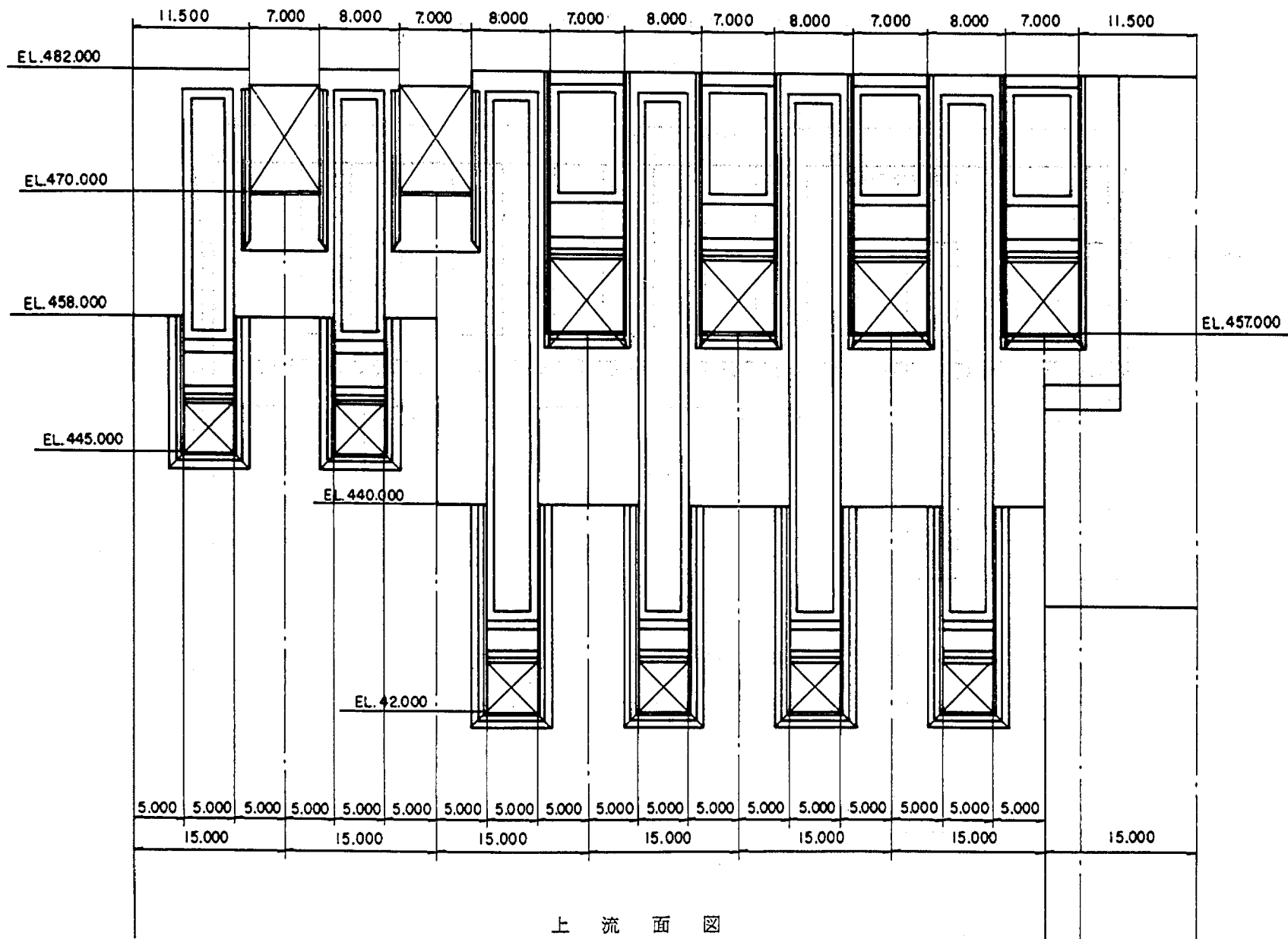
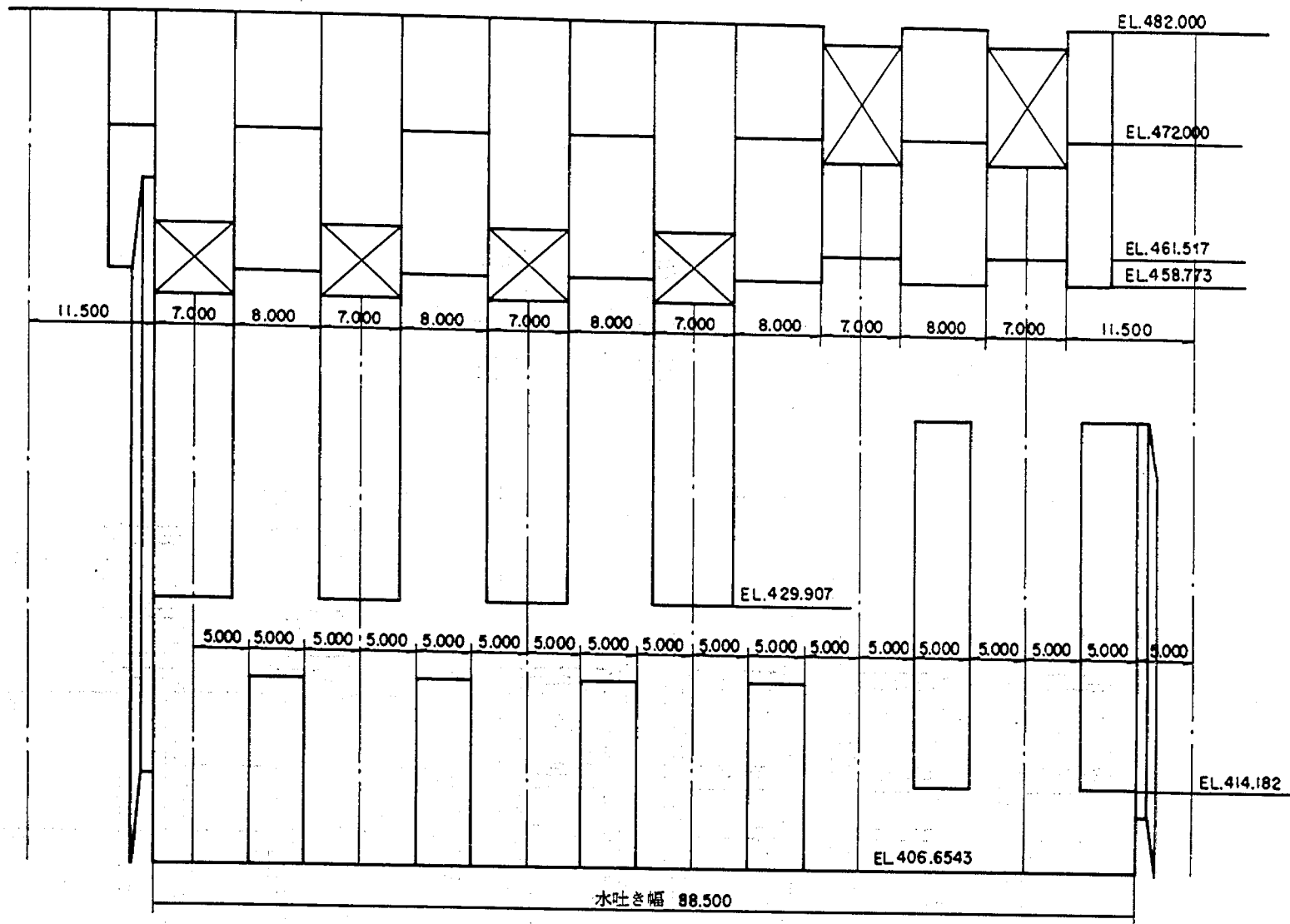
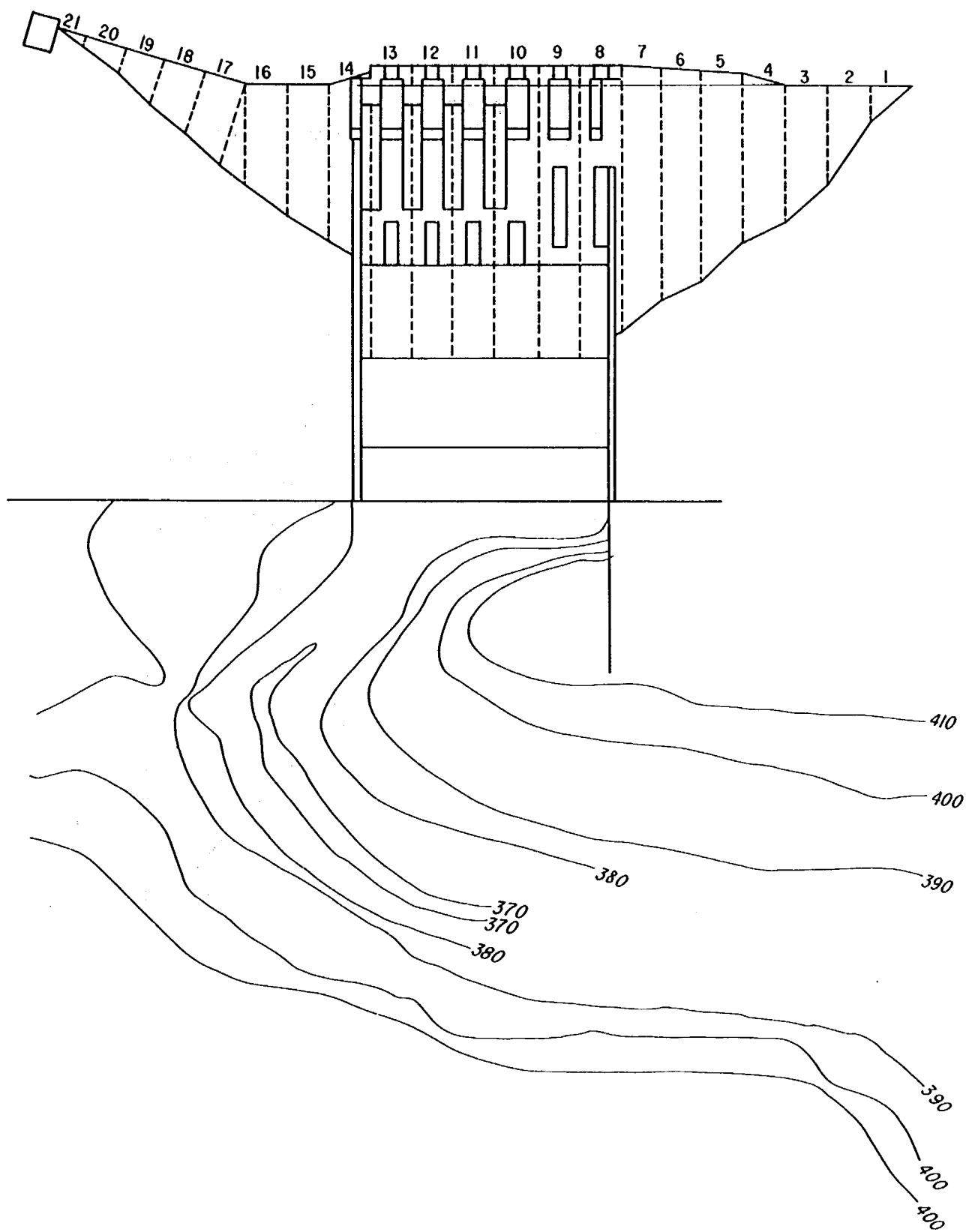


図 4 - 1 (1) 多段配置・順傾斜水叩き案の水力実験案



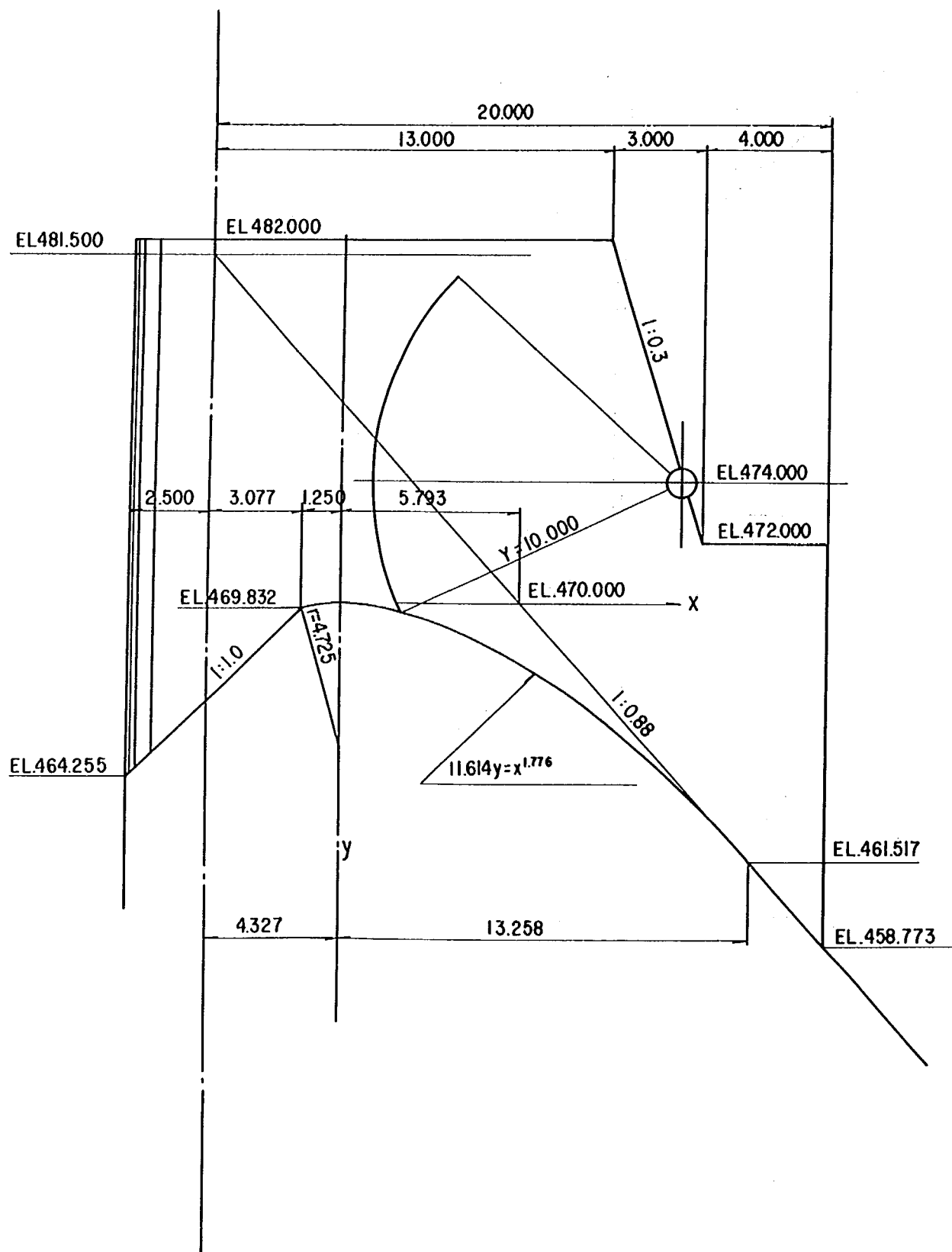
下 流 面 図

図 4-1 (2) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案



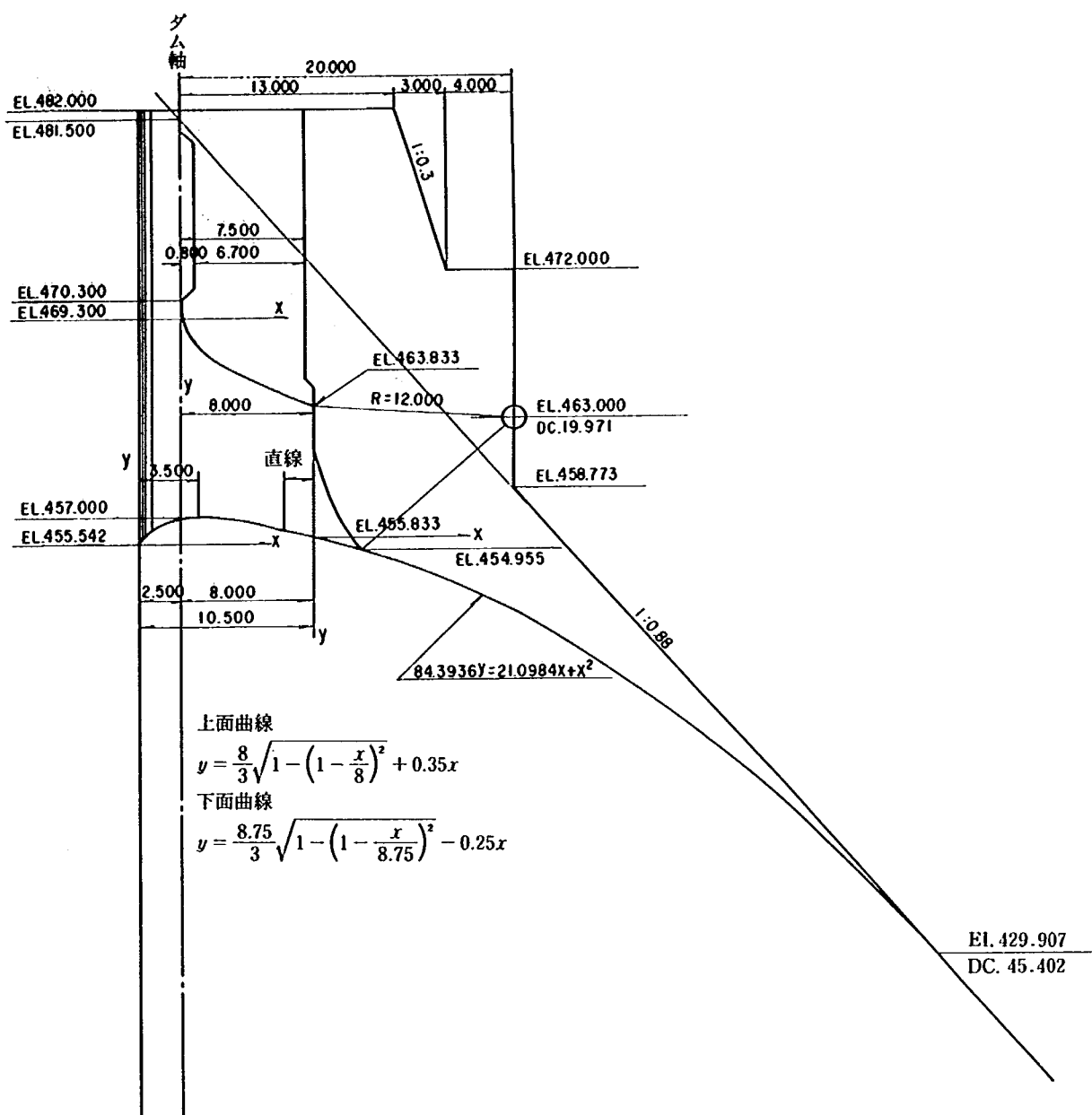
平 面 図

図 4 - 1 (3) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案



非洪水期用越流部

図 4 - 1 (4) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案



(5) 洪水調節用オリフィス

図4-1 (5) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案

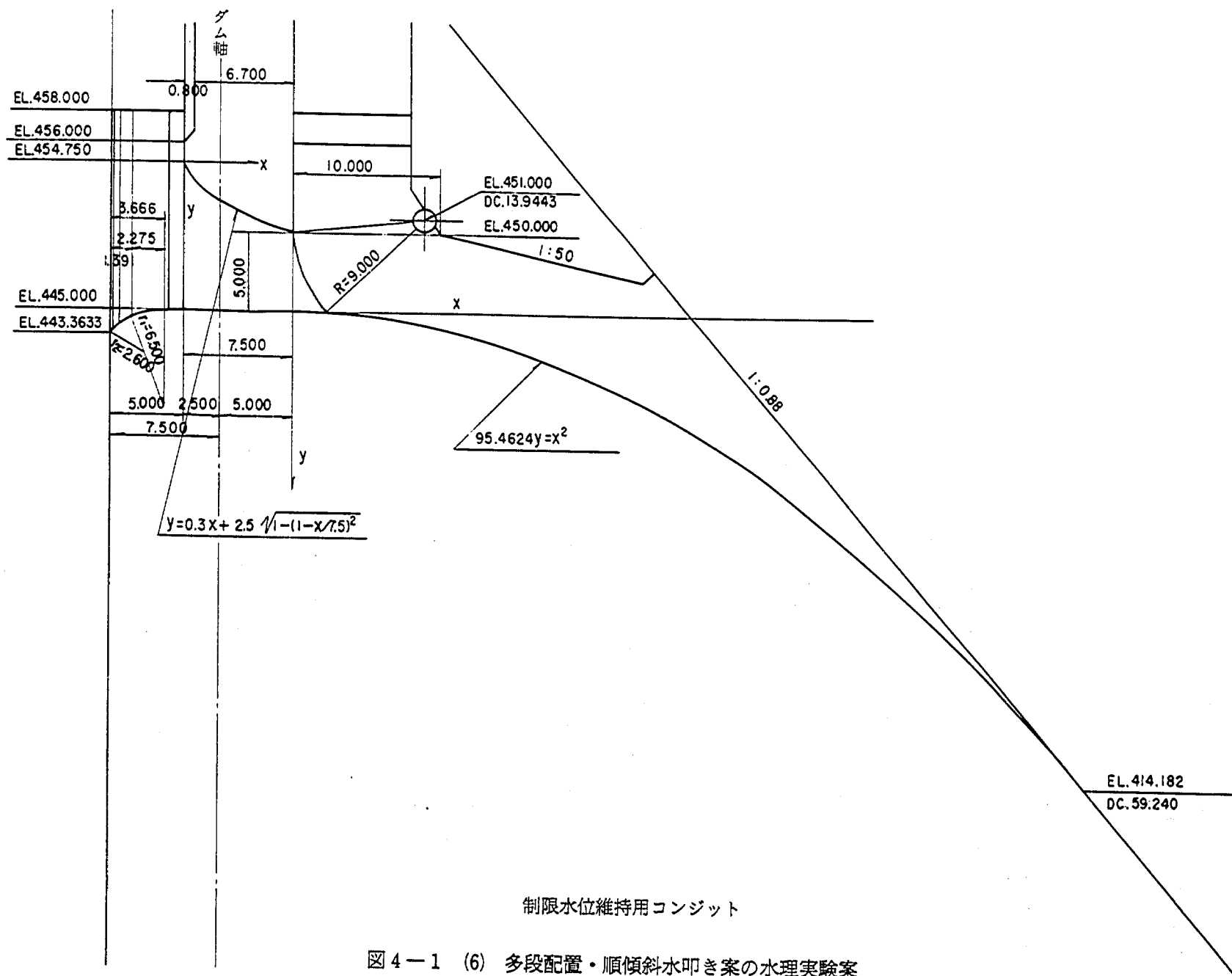
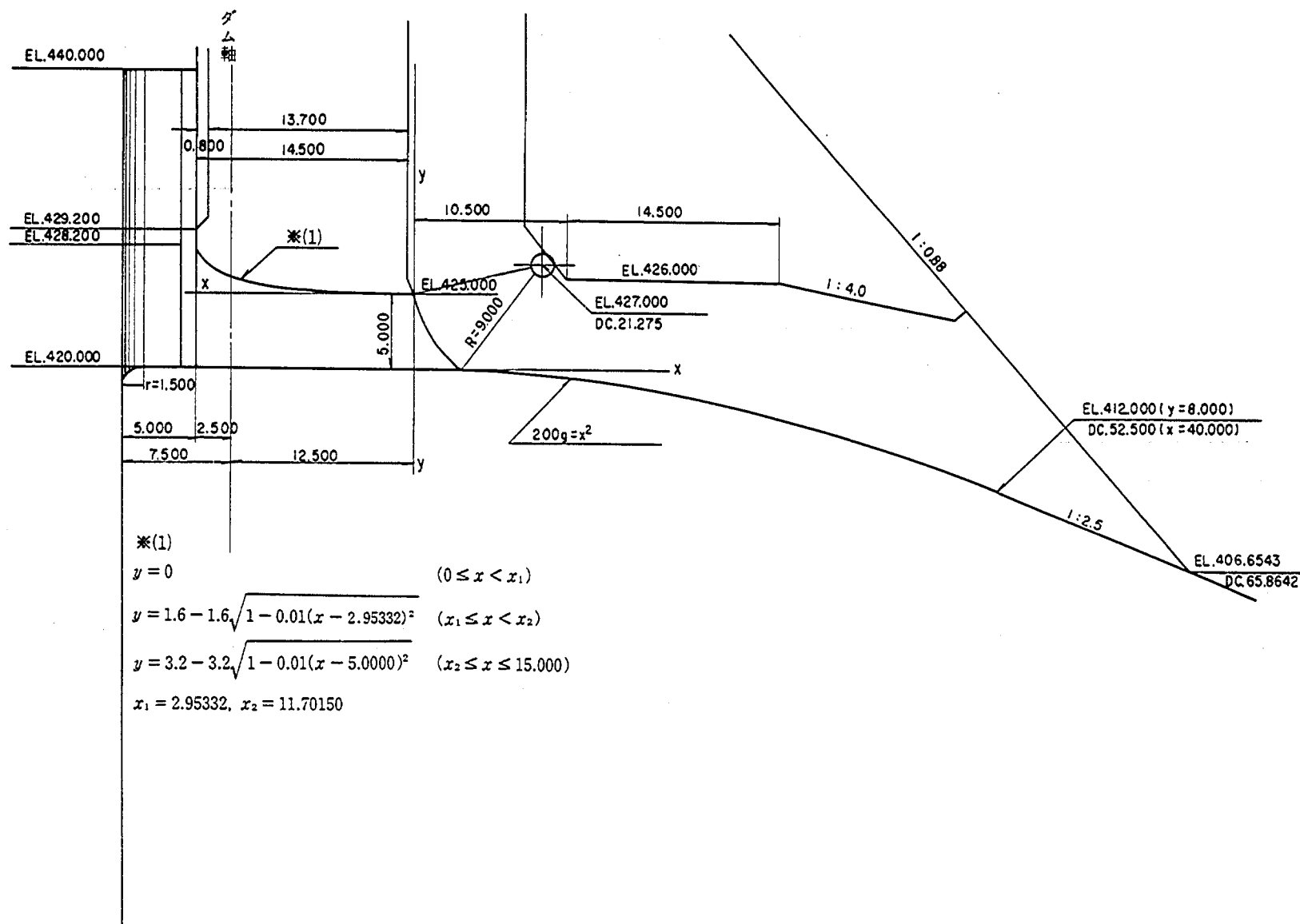
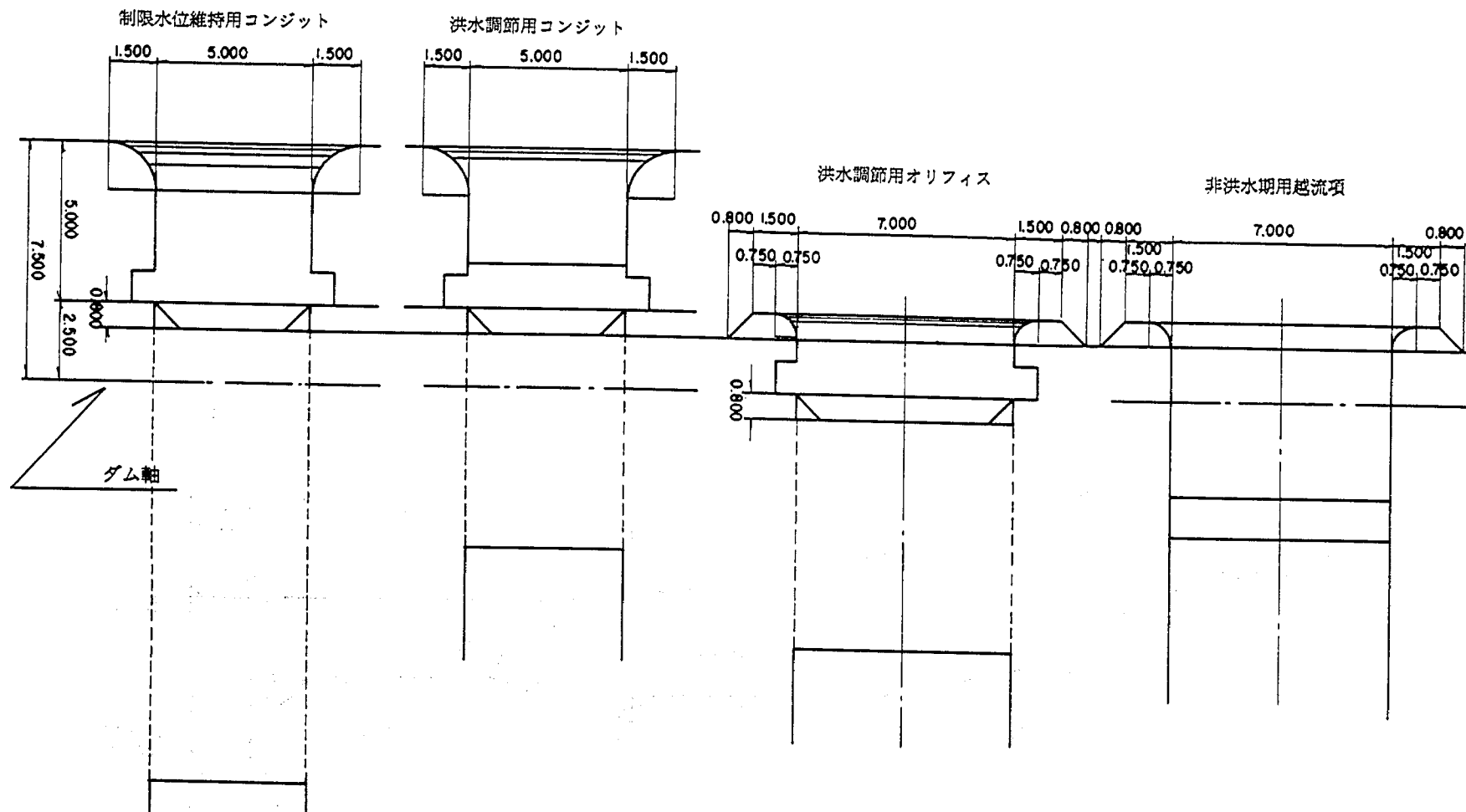


図4-1 (6) 多段配置・順傾斜水叩き案の水利実験案



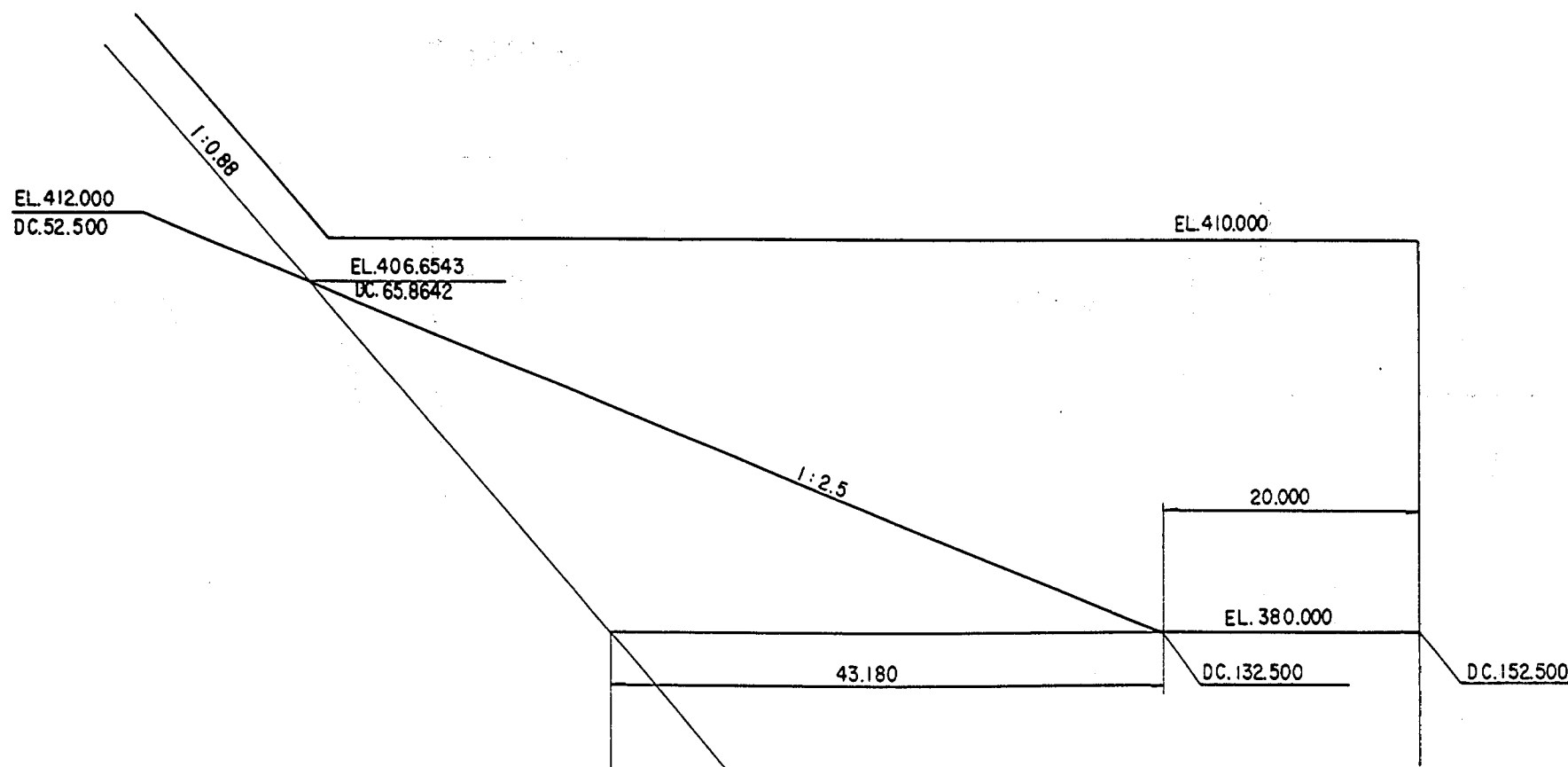
洪水調節用コンジット

図 4-1 (7) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案



流入口平面詳細

図4-1 (8) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案



減 勢 工

図 4-1 (9) 多段配置・順傾斜水叩き案の水理実験案

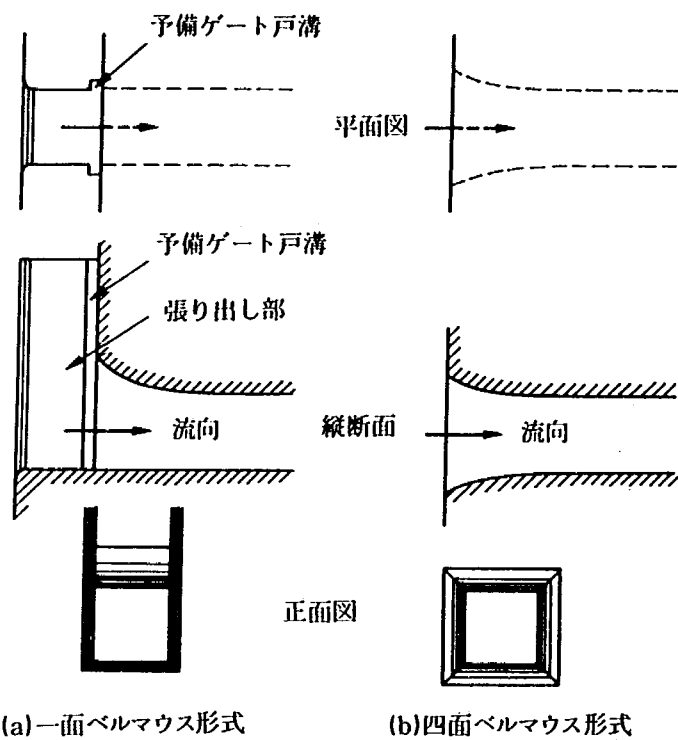


図 4-2 一面ベルマウスと四面ベルマウスの流入部形式

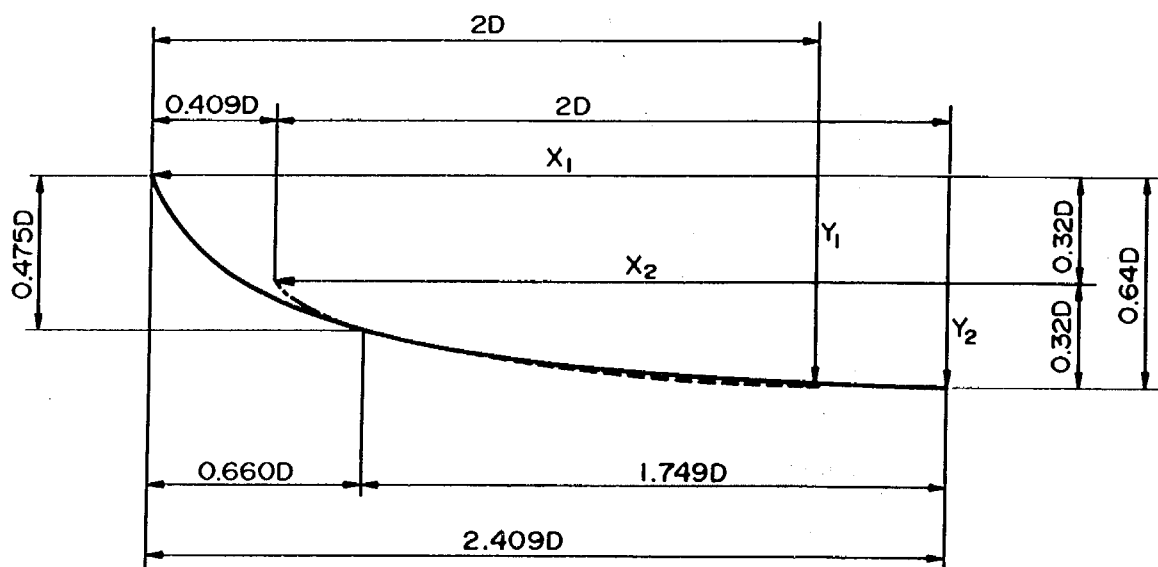


図 4-3 WES による噴出流近似曲線

管路下流の開水路曲線は、管出口からの放流水脈の自由落下曲線とされ、管出口での流れが平行流の場合は次式で表わされる。

$$Y = \frac{1 + \tan^2 \theta}{4C^2 \cdot H_d} X^2 + \tan \theta X \quad (4.3)$$

ここに、 θ ：管軸の傾斜角、 C ：流量係数、 H_d ：対象とする水頭である。 θ は、管出口上、下面の傾斜角が異なる場合にはその定義があいまいになるが、ここでは下面の傾斜角に合わせることにする。 H_d は対象水位を設計洪水位 EL. 480.5 m とし、これと出口底面の標高差として与えられる。 C は通常 0.9～1.0 の値が用いられており、これらの値を用いて各設備の 2 乗項の係数 $(1 + \tan^2 \theta)/4C^2 H_d$ を求めると表 4-1 のようになる。

各設備の 2 乗項の係数は、表 4-1 の値、および堤体下流面、水叩きへのすりつけの関係より決定し、洪水調節用オリフィス 0.0118492、制限水位維持用コンジット 0.0104753、洪水調節用コンジット 0.005 とした。制限水位維持用コンジットの放物線は、表 4-1 で得られる放物線より多少下側にくる形状となっており、負圧の発生が懸念されるが、コンジット断面は出口に向かって絞られており、放流水脈は表 4-1 に示される計算値より下方向きとなることが考えられるので、堤体下流面へのすりつけの関係から、とりあえず本曲線を採用し、水理実験により圧力をチェックすることとした。

4.1.2 水理模型実験

実験は、各放流設備を個々に取り出した抽出模型を用いて行った。各設備に対する模型縮尺、調査項目、実験条件を表 4-2 に示す。

a. 放流量特性

図 4-4～6 に各設備 1 条当りの貯水位と放流量の関係を示す。図中の Δh は、ゲート開きであり、ゲート接点から鉛直にとった距離である（図 4-7 参照）。

図 4-8～10 に次式で示される流量係数 C を各設備ごとに示す。

$$C = Q/A\sqrt{2gH} \quad (4.4)$$

表 4-1 自由落下曲線の 2 乗項の係数

	$\tan \theta$	H_d	C	
			0.9	1.0
洪水調節用オリフィス	0.25	24.7	0.01328	0.01075
制限水位維持用コンジット	0	35.5	0.00869	0.00704
洪水調節用コンジット	0	60.5	0.00510	0.00413

表4-2 抽出実験概要

	縮 尺	調 査 項 目
洪水調節用オリフィス	1/50	貯水位と放流量の関係 管壁面圧力
制限水位維持用コンジット	1/40	
洪水調節用コンジット	1/40	

1) 放流量特性調査

放 流 管	ケース数	設 定 開 度 Δh (m)
洪水調節用オリフィス	9	1.0, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5, 6.5, 7.5, 全開
制限水位維持用コンジット	10	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 全開
洪水調節用コンジット	10	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 全開

2) 圧力特性調査

	ゲート開度	貯 水 位	放 流 量	測 定 範 囲
洪水調節用オリフィス	全 開	EL. 480.20 m	968.7 m ³ /s	放流管全体
		475.30	806.1	
	6.5 m	480.90	456.8	ゲート下流開水路部
	4.5 m	481.20	374.8	
	2.5 m	480.40	208.6	
	1.0 m	481.70	88.4	
制限水位維持用コンジット	全 開	480.59	555.5	放流管全体
		470.00	448.3	
		460.23	323.8	
	4.0 m	480.29	355.2	ゲート下流開水路部
	3.0 m	479.95	259.1	
	2.0 m	479.56	176.1	
	1.0 m	478.95	91.1	
	0.5 m	481.04	44.5	
洪水調節用コンジット	全 開	479.59	806.5	放流管全体
		469.05	726.6	
		452.93	573.8	
		432.05	286.4	
	4.0 m	479.35	494.8	ゲート下流開水路部
	3.0 m	480.48	359.2	
	2.0 m	480.55	241.9	
	1.0 m	483.35	127.5	
	0.5 m	472.65	58.7	

※圧力測定は圧力センサーにて行っている。

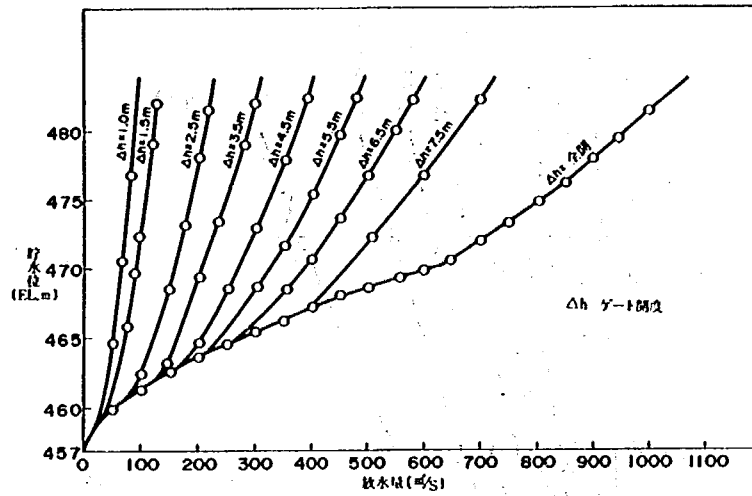


図4-4 洪水調節用オリフィスの貯水位～放流量の関係（1条当り）

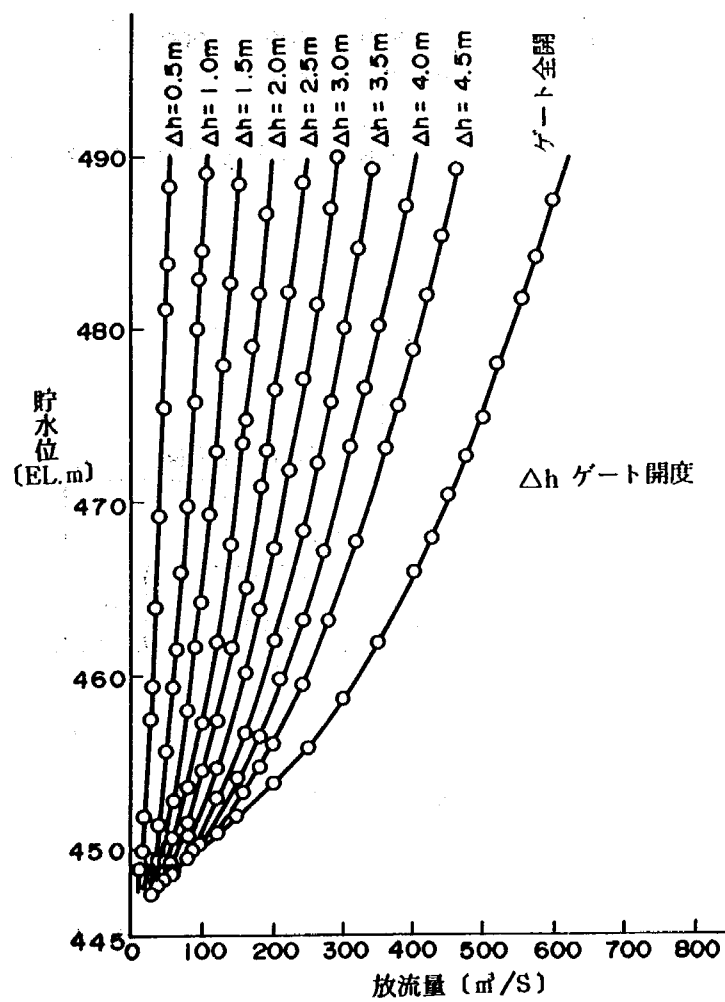


図4-5 制限水位維持用コンジットの貯水位～放流量の関係（1条当り）

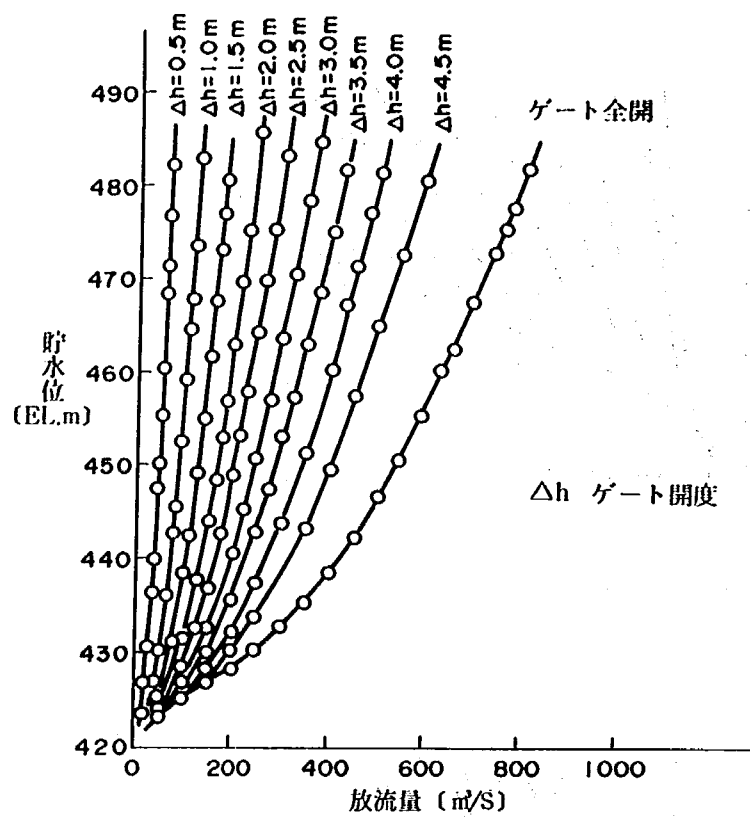


図4-6 洪水調節用コンジットの貯水位～放流量の関係（1条当り）

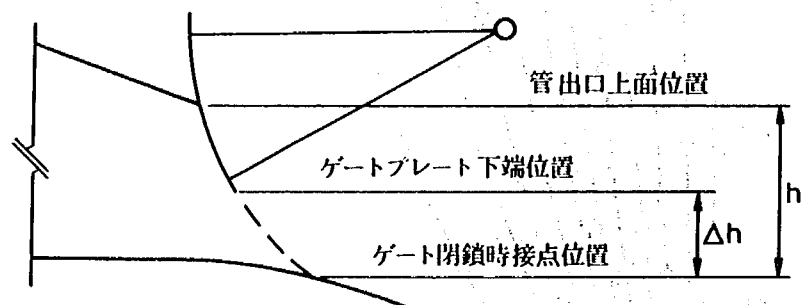


図4-7 Δh の説明図

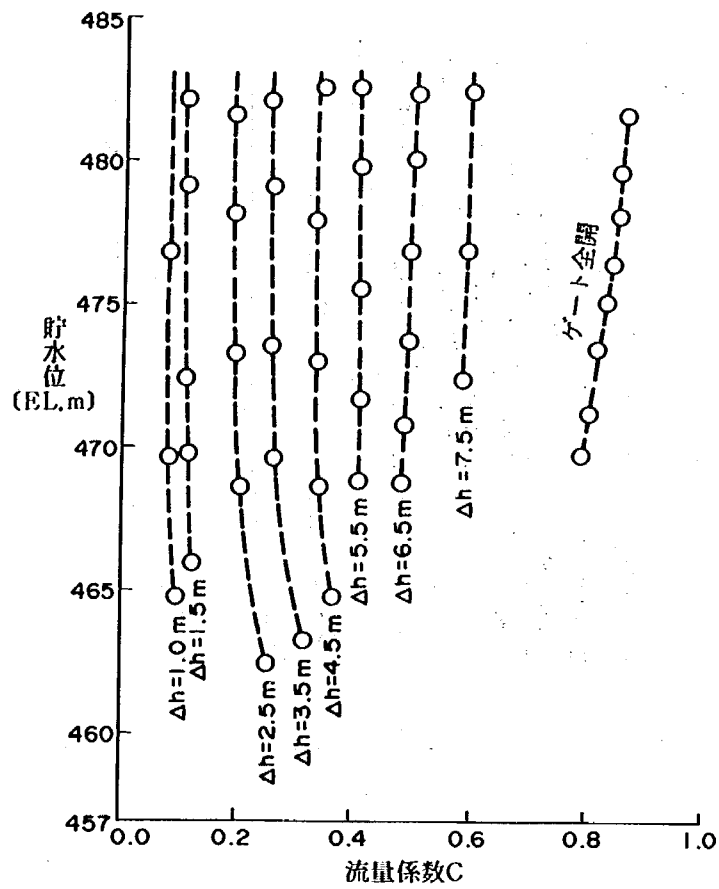


図4—8 洪水調節用オリフィスの貯水位～流量係数の関係

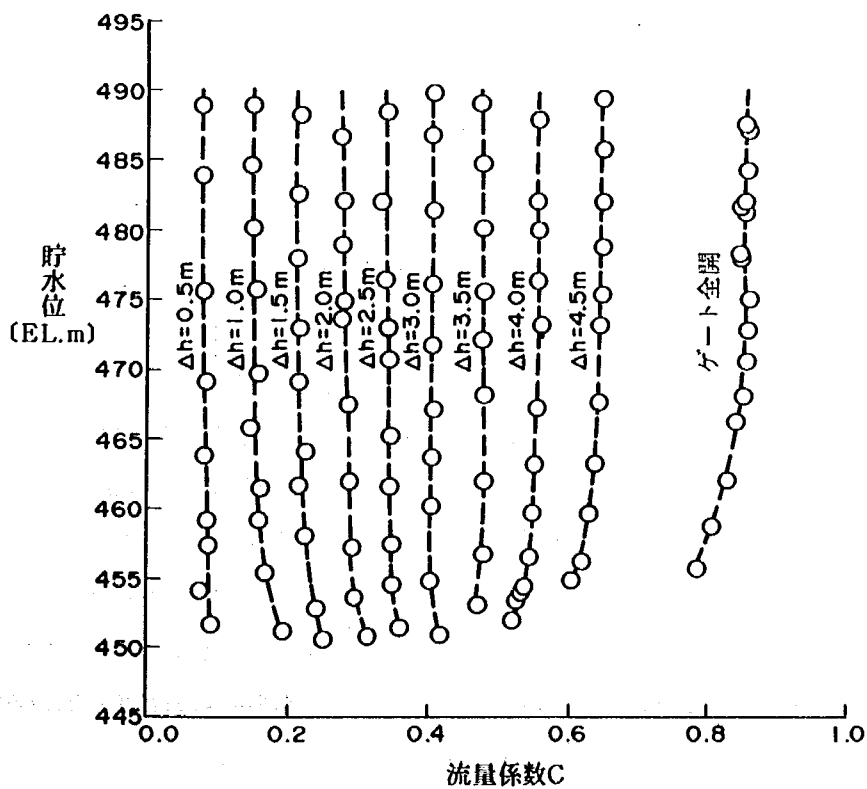


図4—9 制限水位維持用コンジットの貯水位～流量係数の関係

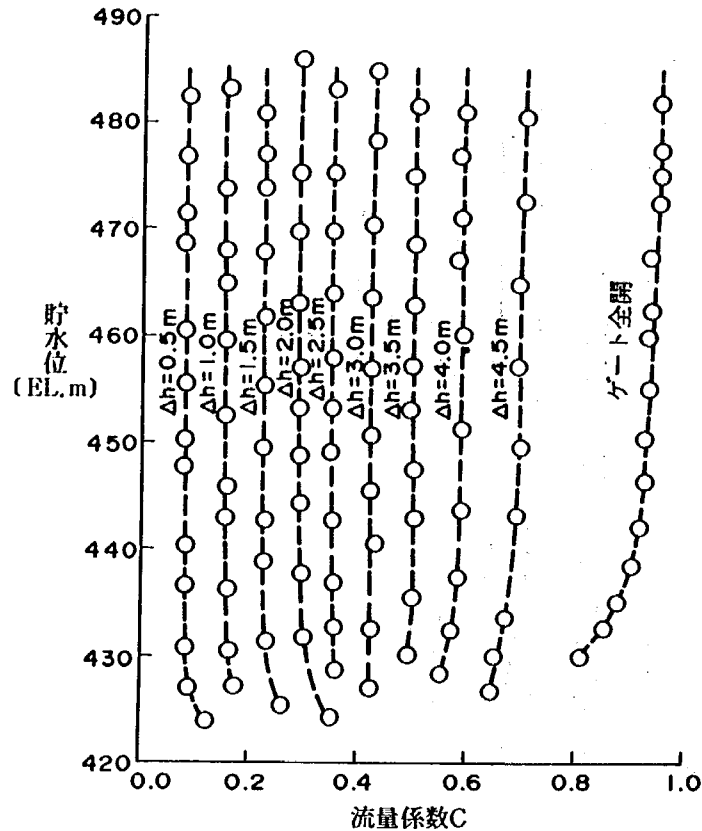


図4-10 洪水調節用コンジットの貯水位～流量係数の関係

ここに、 Q ；放流量、 g ；重力加速度、 A ；管出口断面積、 H ；貯水位と管出口断面中心の標高差である。なお、管出口で上、下面が平行でない場合には、上面終端位置での鉛直断面として管出口断面を定義するものとする。各設備ゲート全開時の A と管出口断面中心標高 EL_c は次の通りである。

洪水調節用オリフィス

$$A = 56.0 \text{ m}^2, EL_c = 459.833 \text{ m}$$

制限水位維持用コンジット

$$A = 25.0 \text{ m}^2, EL_c = 447.500 \text{ m}$$

洪水調節用コンジット

$$A = 25.0 \text{ m}^2, EL_c = 422.500 \text{ m}$$

各設備の流量係数は、貯水位がある程度高くなるとほぼ一定値をとり、洪水調節用オリフィス 0.85～0.86、制限水位維持用コンジット 0.85～0.86、洪水調節用コンジット 0.94～0.95 の値を示している。洪水調節用コンジットの流量係数は四面ベルマウスのそれとほぼ同程度の値を示しており、一面ベルマウスでも十分大きな流量係数値が得られる（勿論圧力のチェックを行う必要はあるが）ことが明らかとなった。

図4-11 に以上の実験結果より得られる洪水吐き全体の放流能力（但し、越流頂は除く）を示す。図には、洪水調節における貯水位と放流量の関係も示しているが、これより、本案の対象とする放流能力条件（洪水調節に対しては2章2）-bの条件）を満足することがわかる。

ところで、設計水位 $EL. 480.5 \text{ m}$ での放流能力は $8,150 \text{ m}^3/\text{s}$ となっており、放流能力条件は満足するもの

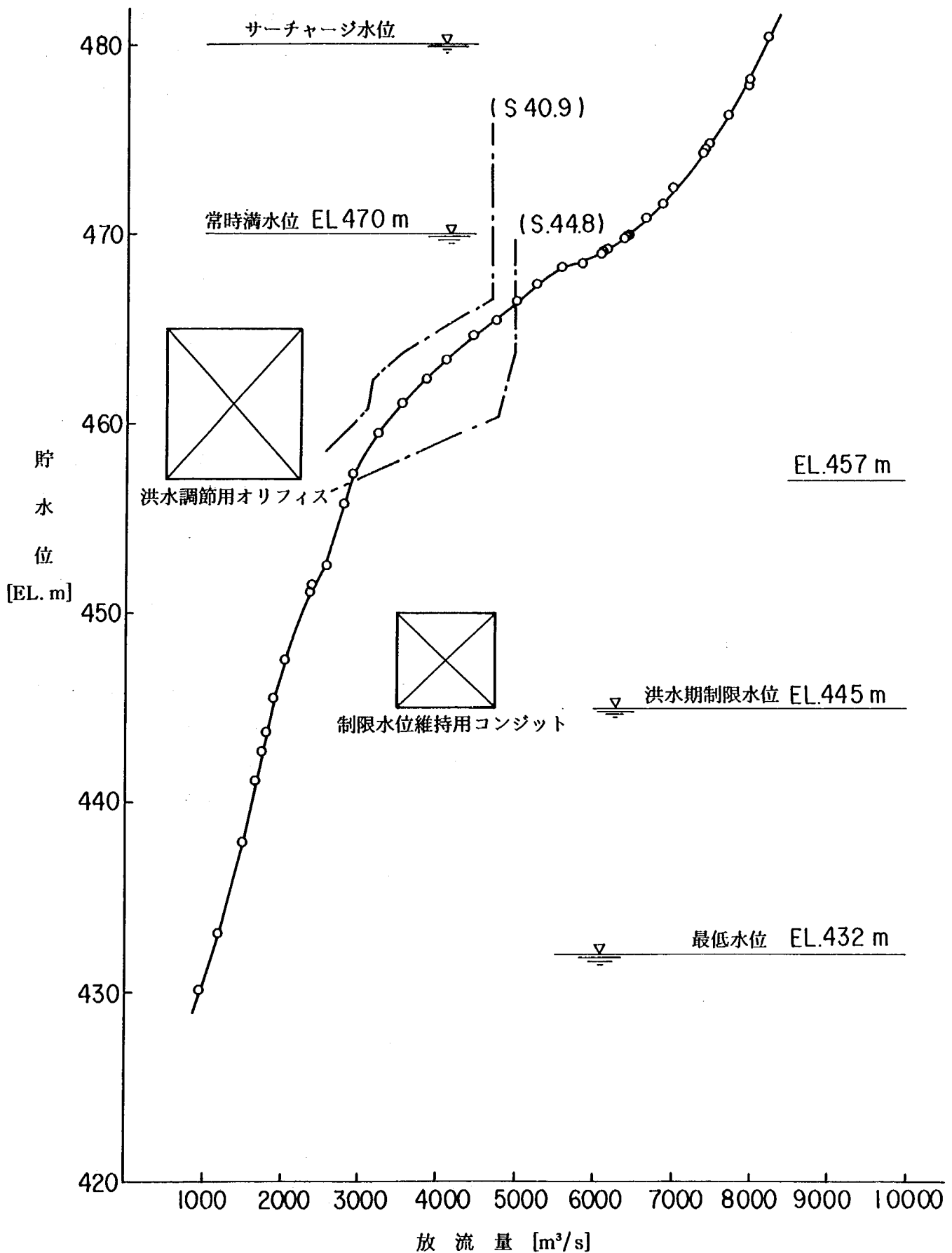


図 4-11 洪水吐き全体（越流頂を除く）の放流能力

のダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し 1.2 倍の放流能力を有するやや過大な設備となっている。このことと、洪水調節においては昭和 44 年 8 型洪水に対し所定の洪水調節ができないことを考え合わせると、本洪水吐き案に放流能力上のアンバランスがあることが指摘される。従って、本実験結果をもとに、本配置案主旨に沿った更に合理的な配置、規模の検討を行う余地は残されているものと思われたが、3 章で述べたように、この後水理実験の対象とした洪水吐き配置案が変更となったため、本配置案に対するこれ以上の検討は行っていない。

b. 圧 力 特 性

図 4-12~14 に各設備管路部の壁面圧力分布(ゲート全開時)を示す。負圧の発生は、洪水調節用オリフィス、コンジットにみられたが、制限水位維持用コンジットではみられず、制限水位維持用コンジットについては問題はない。洪水調節用オリフィス、コンジットの負圧値とその発生位置、水位を表 4-3 に示す。

洪水調節用オリフィスでは、水頭すなわち流速、負圧値とも小さく水理構造物として特に問題はないが、洪水調節用コンジットでは両者とも大きく、キャビテーション損傷の恐れが大きい。従って、洪水調節用コンジットについては、ベルマウス下流の管断面を出口に向かって縮小する等の形状の修正が必要である。

図 4-15~17 に各設備の圧力降下係数 C_d ($C_d = \Delta H / (Q^2 / (2gA^2))$), ここに ΔH ; 貯水位と対象とする点のピエゾ水頭の標高差)を示す。洪水調節用コンジットでは大きな負圧が生じたが、その発生位置の C_d 値は 1.11 程度であり通常の四面ベルマウスの 1.15~1.20 よりやや小さい値を示している。先に示したように、洪水調節用コンジットでは流量係数も四面と同程度の値が得られており、一面ベルマウスを高圧放流設備に適用しても四面と同様の水理機能が得られ、水理上の問題がないことがわかる。

図 4-18~20 に各設備開水路部の圧分布を示す。洪水調節用オリフィスでは常に正圧が確保されており問題はない。制限水位維持用コンジット、洪水調節用コンジットでは負圧が発生し、制限水位維持用コンジットでは負圧は 1.35 m とそれ程大きくはないが、開水路全般に亘り発生していること、また洪水調節用コンジットではゲート半開時に 3.6 m の大きな負圧が発生することからそれぞれ(特に洪水調節用コンジットに対しては)何らかの修正が必要なものと思われる。

なお、開水路部の流況は、いずれも安定した流況が得られている。

表 4-3 管路部の負圧

最大負圧値(m)	貯水位(EL, m)	発生位置
洪水調節用オリフィス		
- 0.25	480.2	上面中央出口付近
- 0.25	475.3	"
洪水調節用コンジット		
- 4.64	479.59	上面中央出口付近
- 3.84	469.05	"
- 2.20	452.93	"
- 0.44	432.05	"

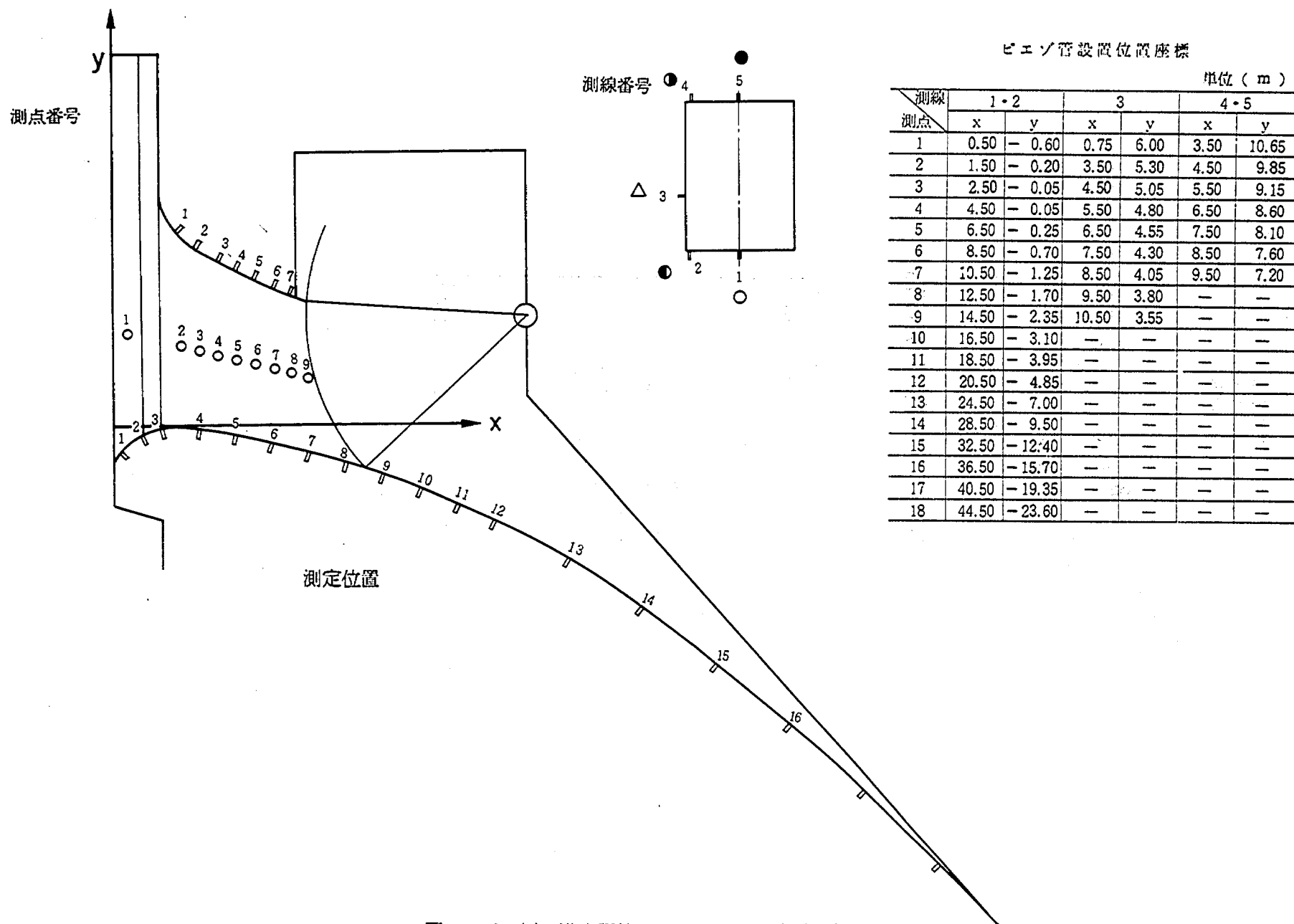


図 4-12 (1) 洪水調節用オリフィスの壁面圧力

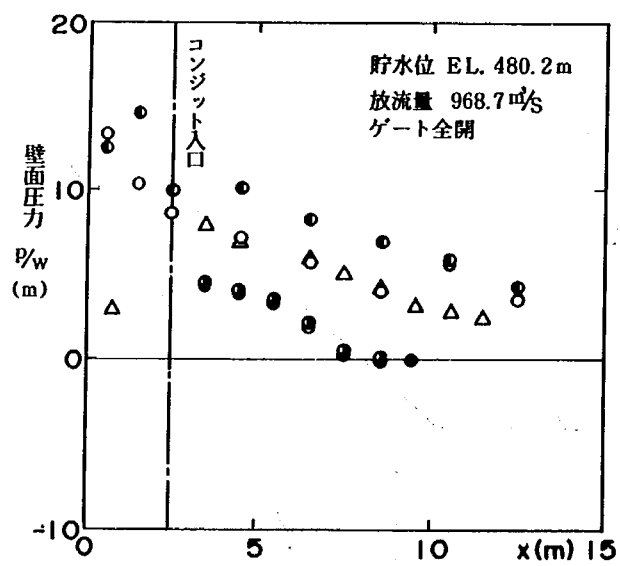
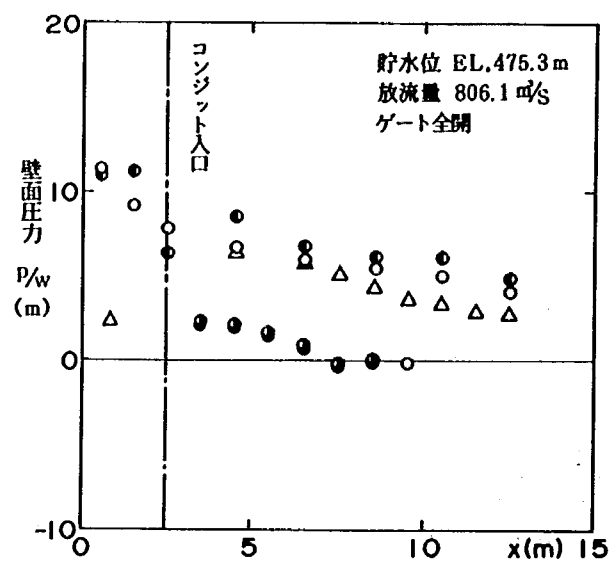
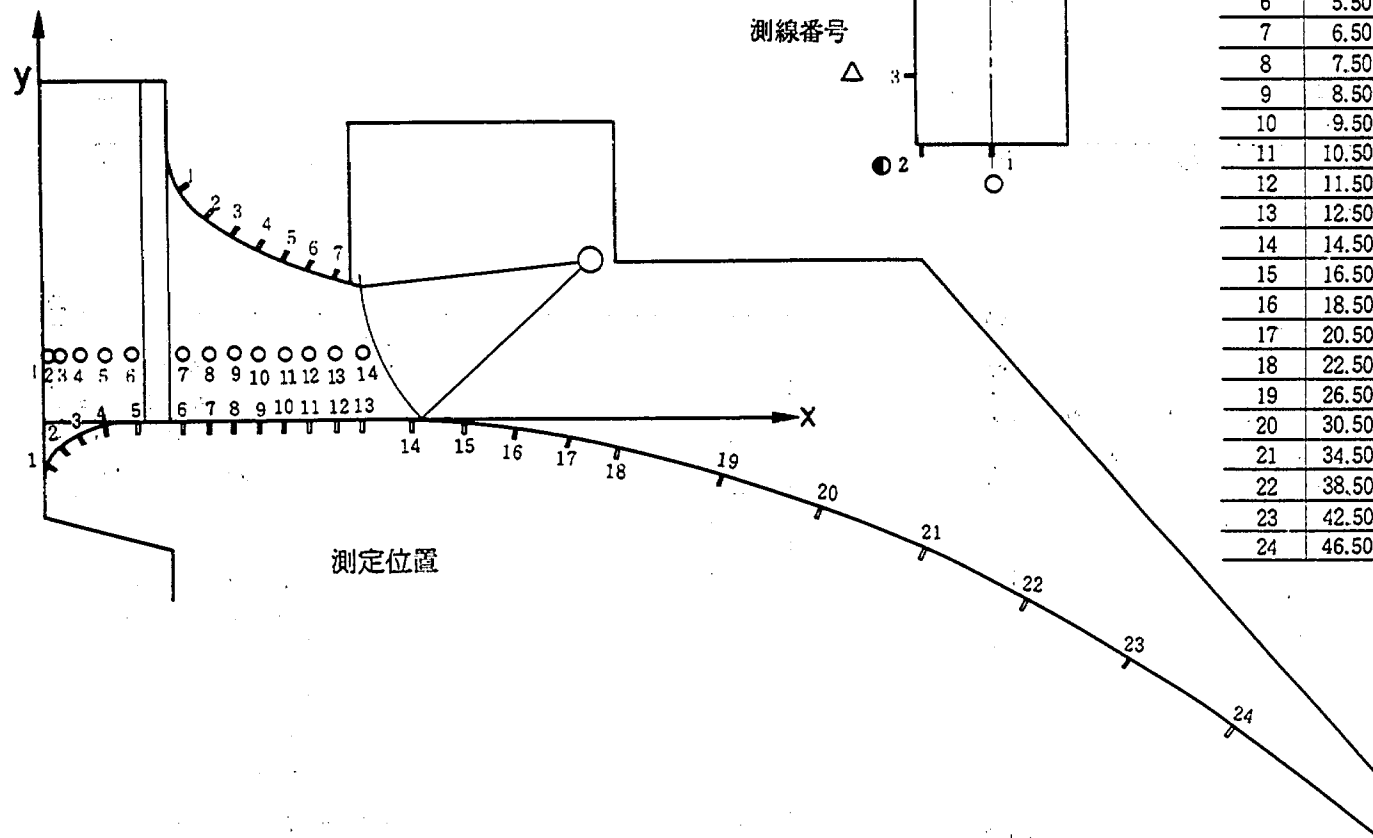


図 4-12 (2) 洪水調節用オリフィスの壁面圧力

測点番号



測点位置座標

単位 (m)

測線 測点	1・2		3		4・5	
	x	y	x	y	x	y
1	0.00	- 1.64	0.00	2.50	5.50	8.70
2	0.49	- 0.71	0.20	2.50	6.50	7.80
3	1.39	- 0.41	0.75	2.50	7.50	7.14
4	2.51	- 0.10	1.50	2.50	8.50	6.59
5	5.44	0.00	2.50	2.50	9.50	6.11
6	5.50	0.00	3.50	2.50	10.50	5.69
7	6.50	0.00	5.50	2.50	11.50	5.32
8	7.50	0.00	6.50	2.50	—	—
9	8.50	0.00	7.50	2.50	—	—
10	9.50	0.00	8.50	2.50	—	—
11	10.50	0.00	9.50	2.50	—	—
12	11.50	0.00	10.50	2.50	—	—
13	12.50	0.00	11.50	2.50	—	—
14	14.50	- 0.04	12.50	2.50	—	—
15	16.50	- 0.17	—	—	—	—
16	18.50	- 0.38	—	—	—	—
17	20.50	- 0.67	—	—	—	—
18	22.50	- 1.05	—	—	—	—
19	26.50	- 2.05	—	—	—	—
20	30.50	- 3.39	—	—	—	—
21	34.50	- 5.07	—	—	—	—
22	38.50	- 7.08	—	—	—	—
23	42.50	- 9.43	—	—	—	—
24	46.50	- 12.07	—	—	—	—

図 4-13 (1) 制限水位維持用コンジットの壁面圧力

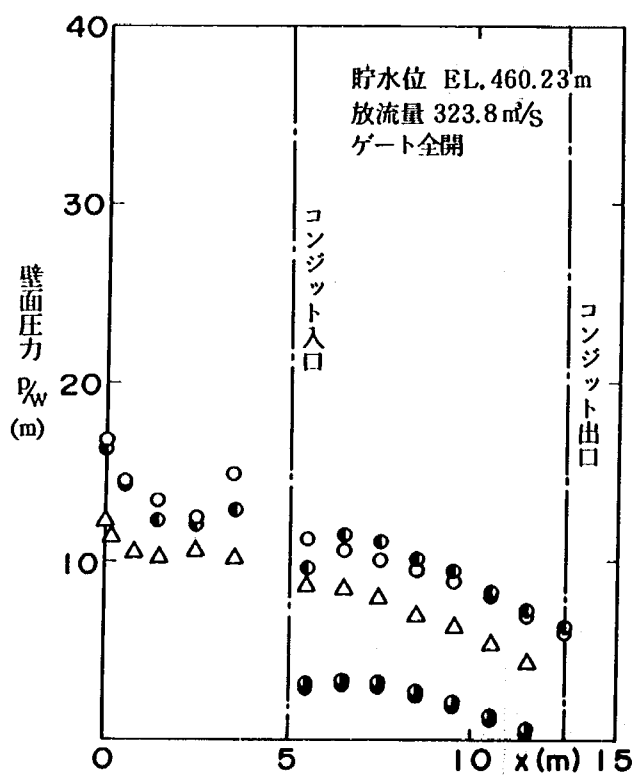
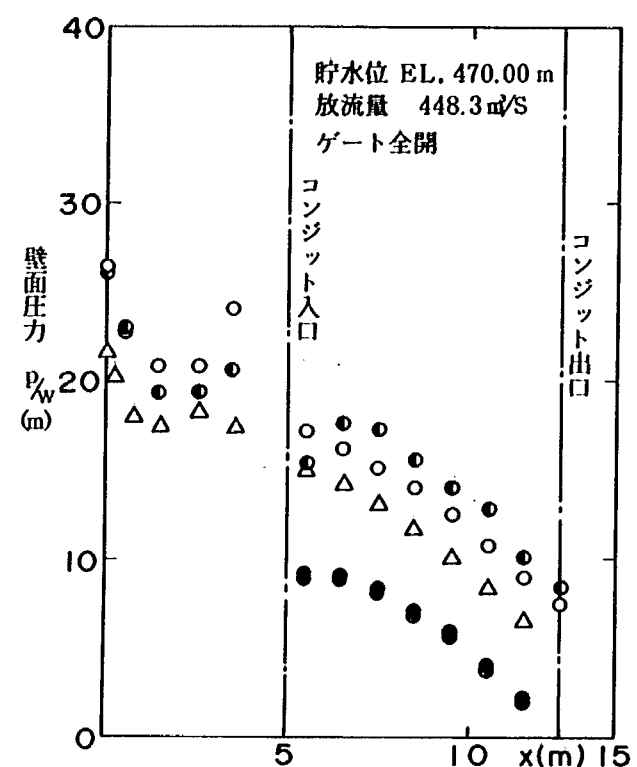
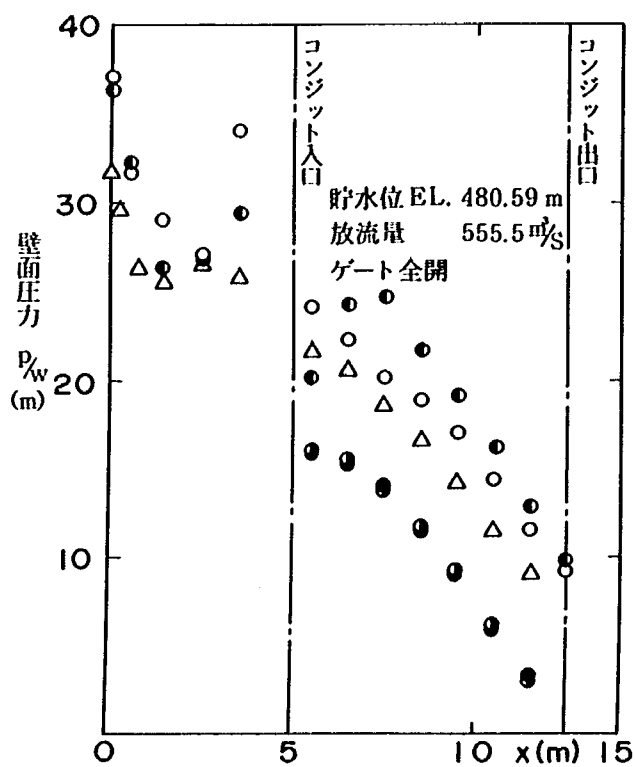
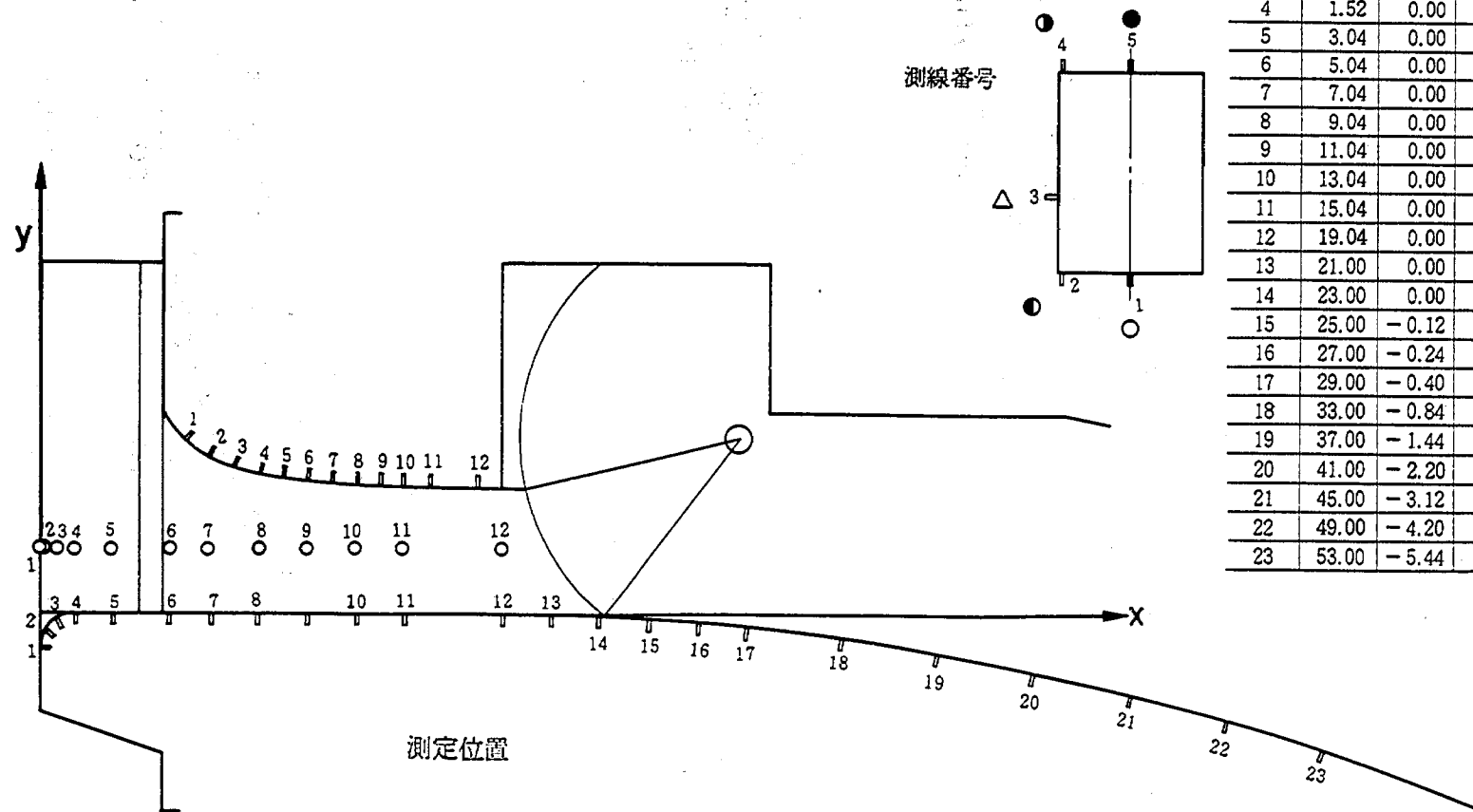


図4-13 (2) 制限水位維持用コンジットの壁面圧力



測点位置座標

単位 (m)

測点	1・2		3		4・5	
	x	y	x	y	x	y
1	0.00	-1.32	0.00	2.52	6.08	6.80
2	0.20	-0.76	0.20	2.52	7.08	6.28
3	0.76	-0.20	0.76	2.52	8.08	5.92
4	1.52	0.00	1.52	2.52	9.08	5.64
5	3.04	0.00	3.04	2.52	10.08	5.44
6	5.04	0.00	5.04	2.52	11.08	5.32
7	7.04	0.00	7.04	2.52	12.08	5.20
8	9.04	0.00	9.04	2.52	13.08	5.12
9	11.04	0.00	11.04	2.52	14.08	5.08
10	13.04	0.00	13.04	2.52	15.08	5.04
11	15.04	0.00	15.04	2.52	16.08	5.00
12	19.04	0.00	19.04	2.52	18.08	5.00
13	21.00	0.00	—	—	—	—
14	23.00	0.00	—	—	—	—
15	25.00	-0.12	—	—	—	—
16	27.00	-0.24	—	—	—	—
17	29.00	-0.40	—	—	—	—
18	33.00	-0.84	—	—	—	—
19	37.00	-1.44	—	—	—	—
20	41.00	-2.20	—	—	—	—
21	45.00	-3.12	—	—	—	—
22	49.00	-4.20	—	—	—	—
23	53.00	-5.44	—	—	—	—

図 4-14 (1) 洪水調節用コンジットの壁面圧力

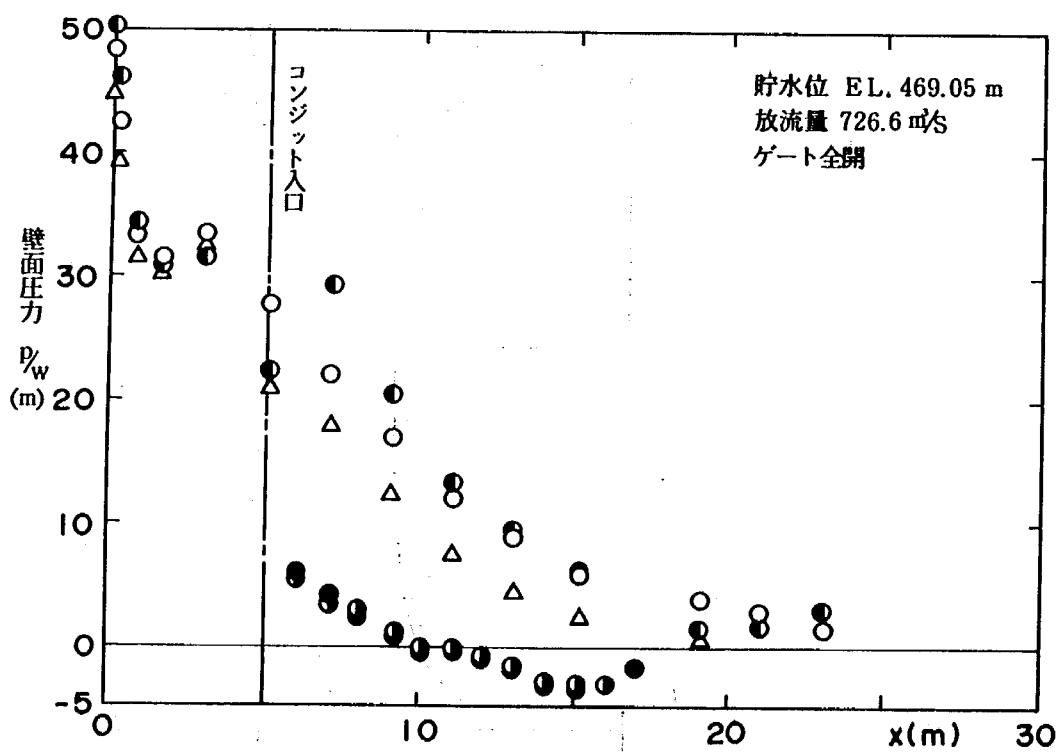
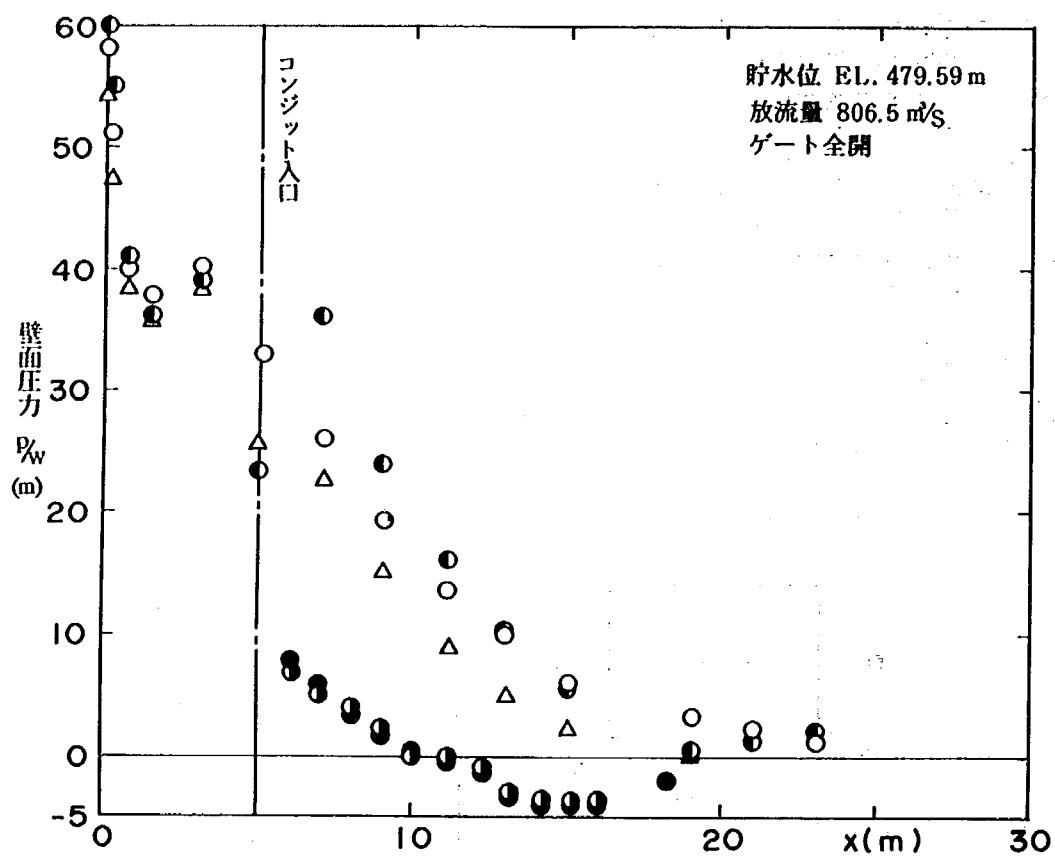


図 4-14 (2) 洪水調節用コンジットの壁面圧力

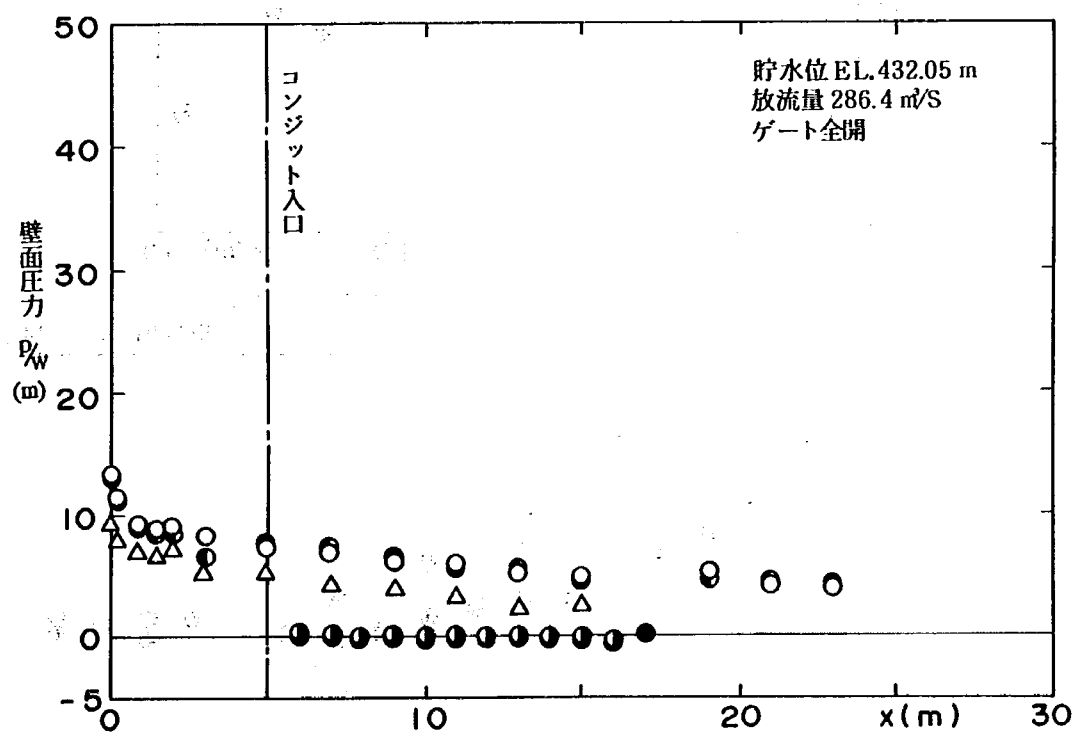
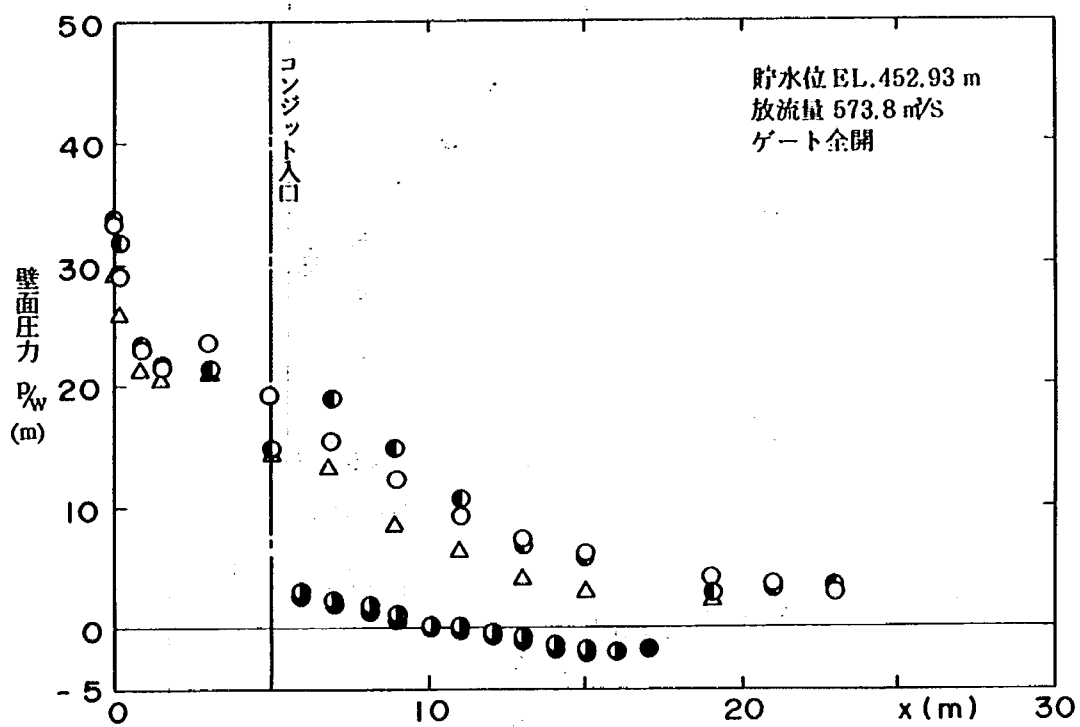


図4-14 (3) 洪水調節用コンジットの壁面圧力

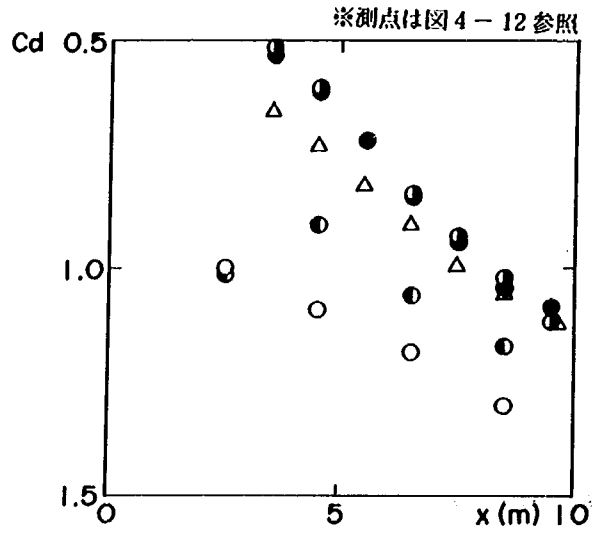


図4-15 洪水調節用オリフィスの C_d の分布

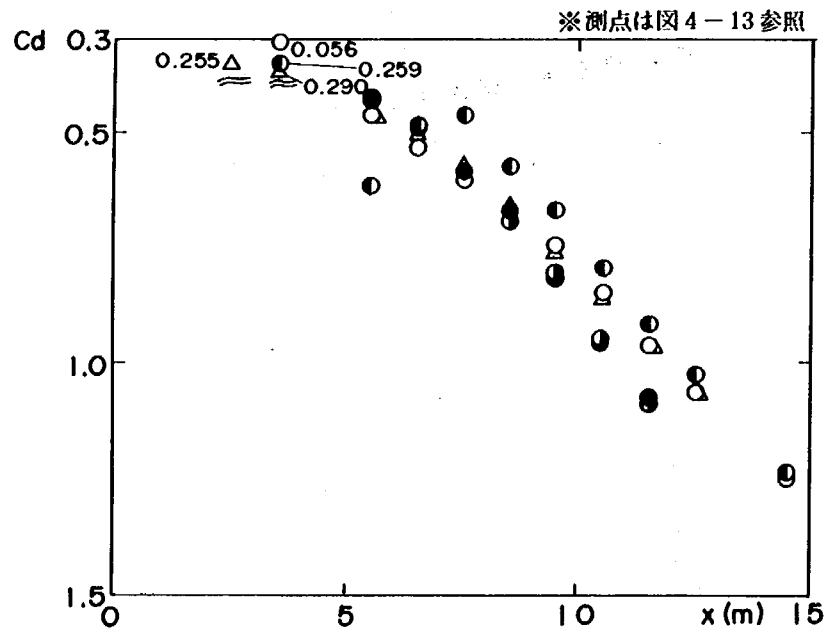


図4-16 制限水位維持用コンジットの C_d の分布

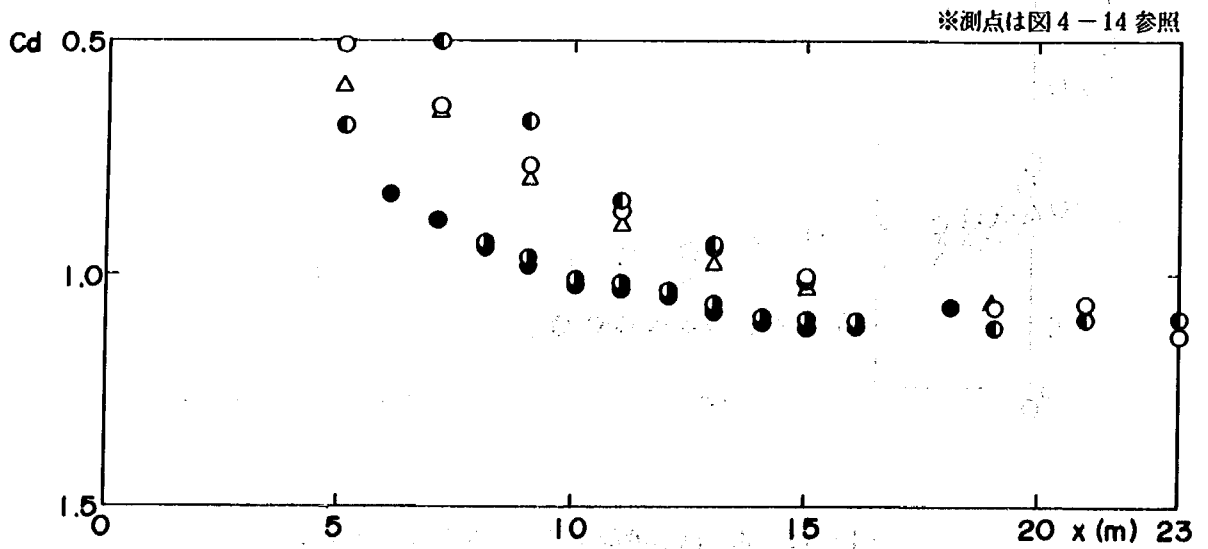


図4-17 洪水調節用コンジットの C_d の分布

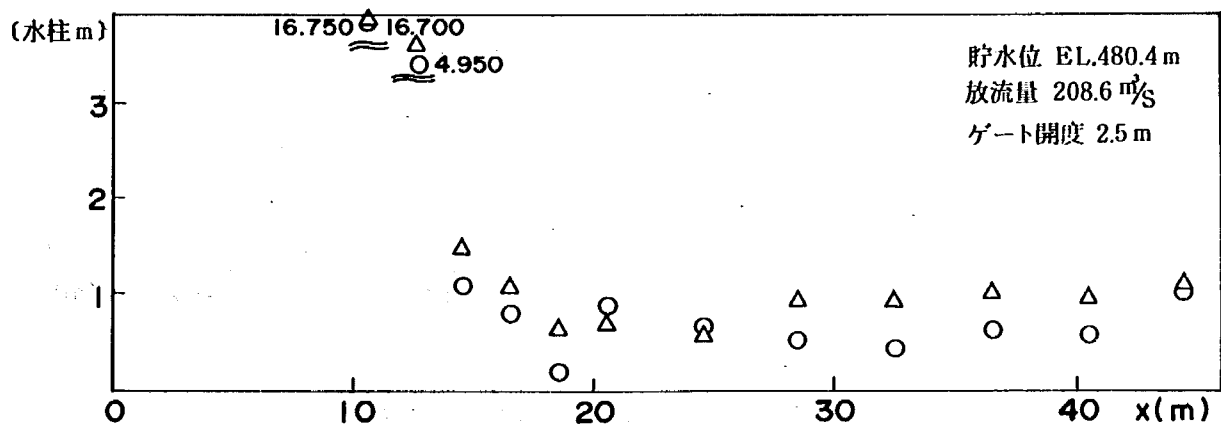
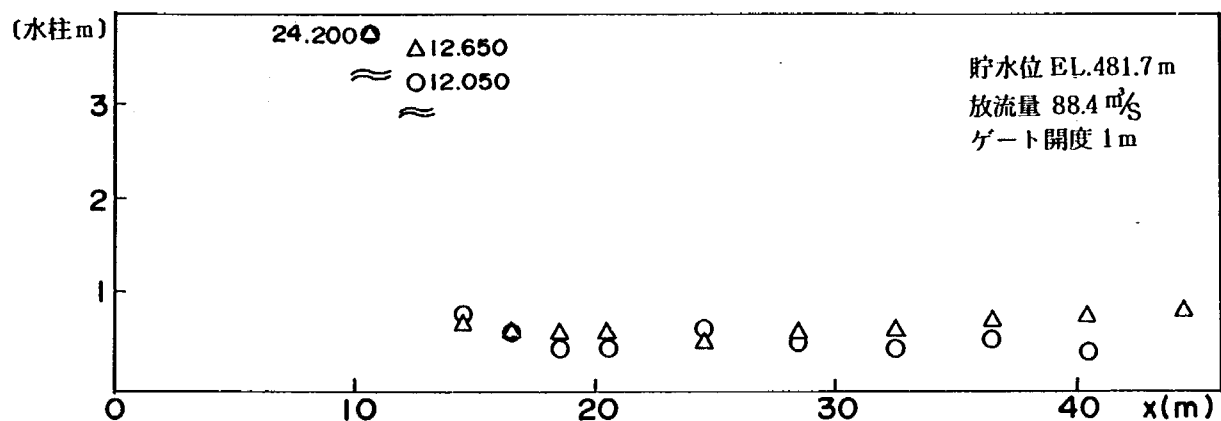
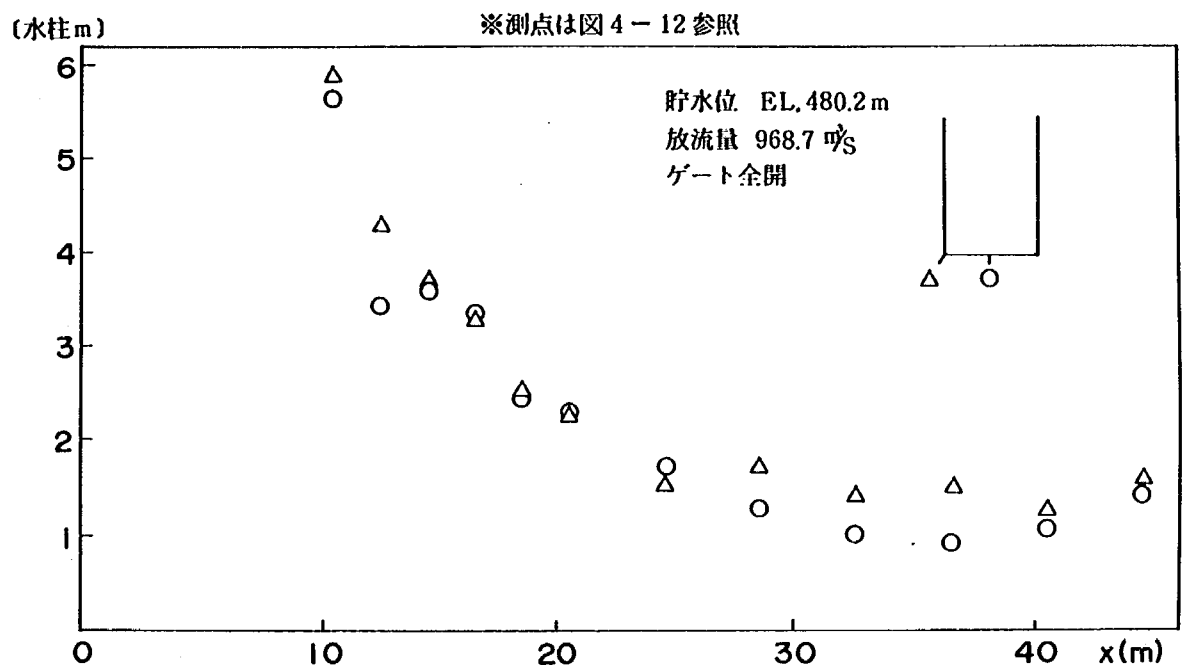


図4-18 (1) 洪水調節用オリフィス開水路部の底面圧力

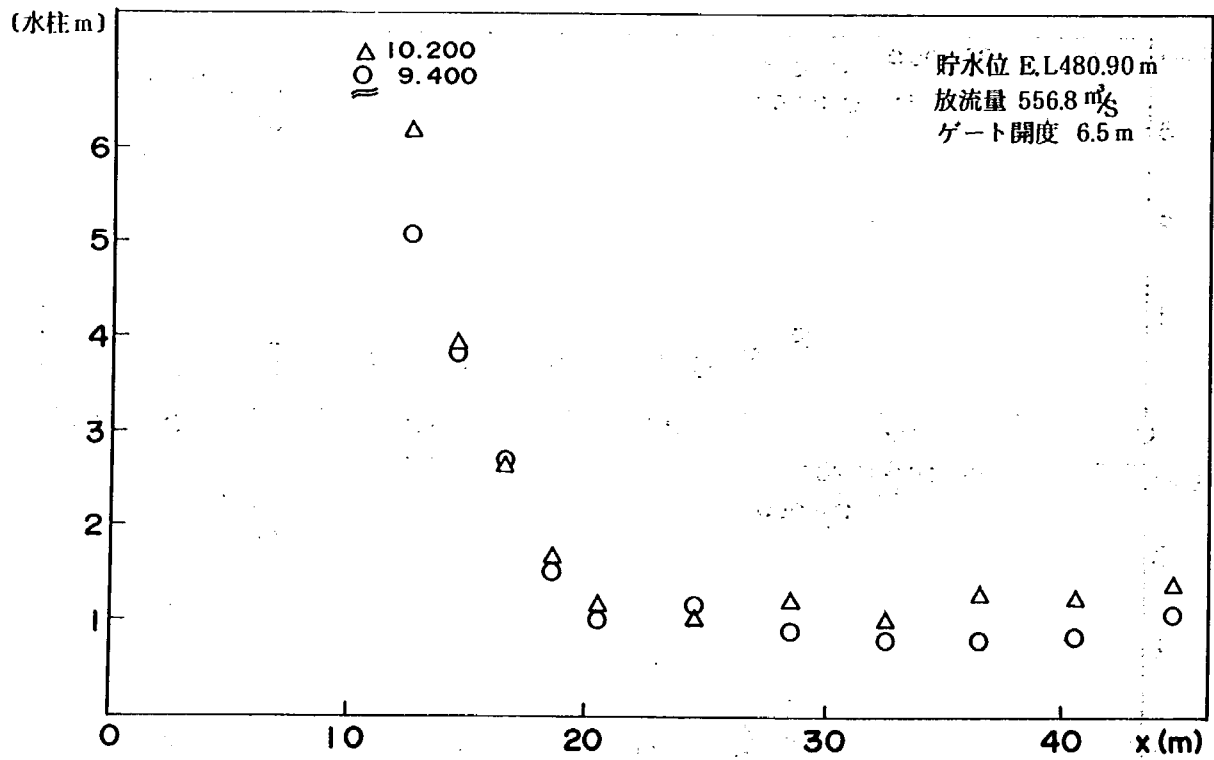
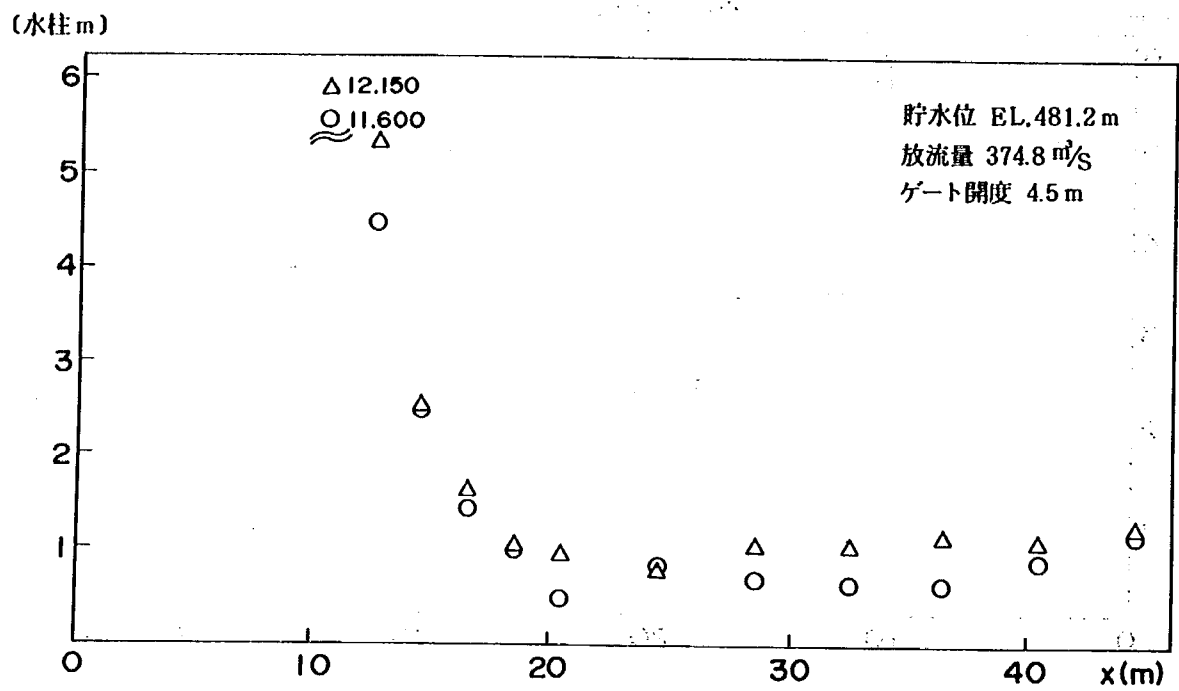


図 4-18 (2) 洪水調節用オリフィス開水路部の底面圧力

※ 測点は図4-13参照

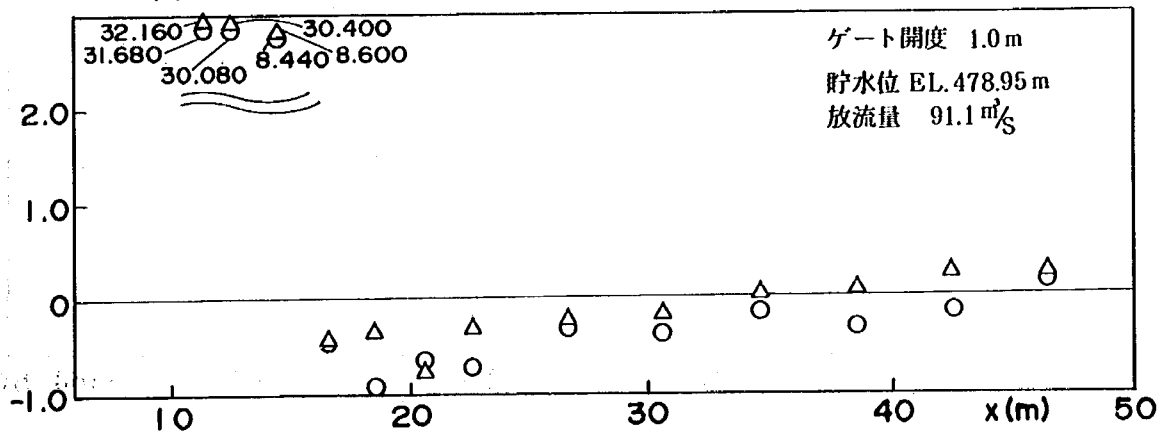
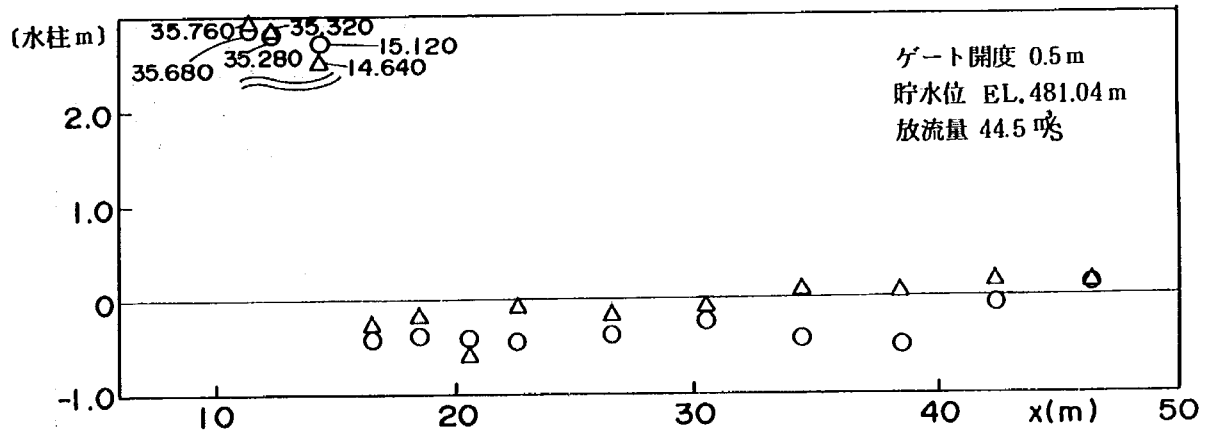
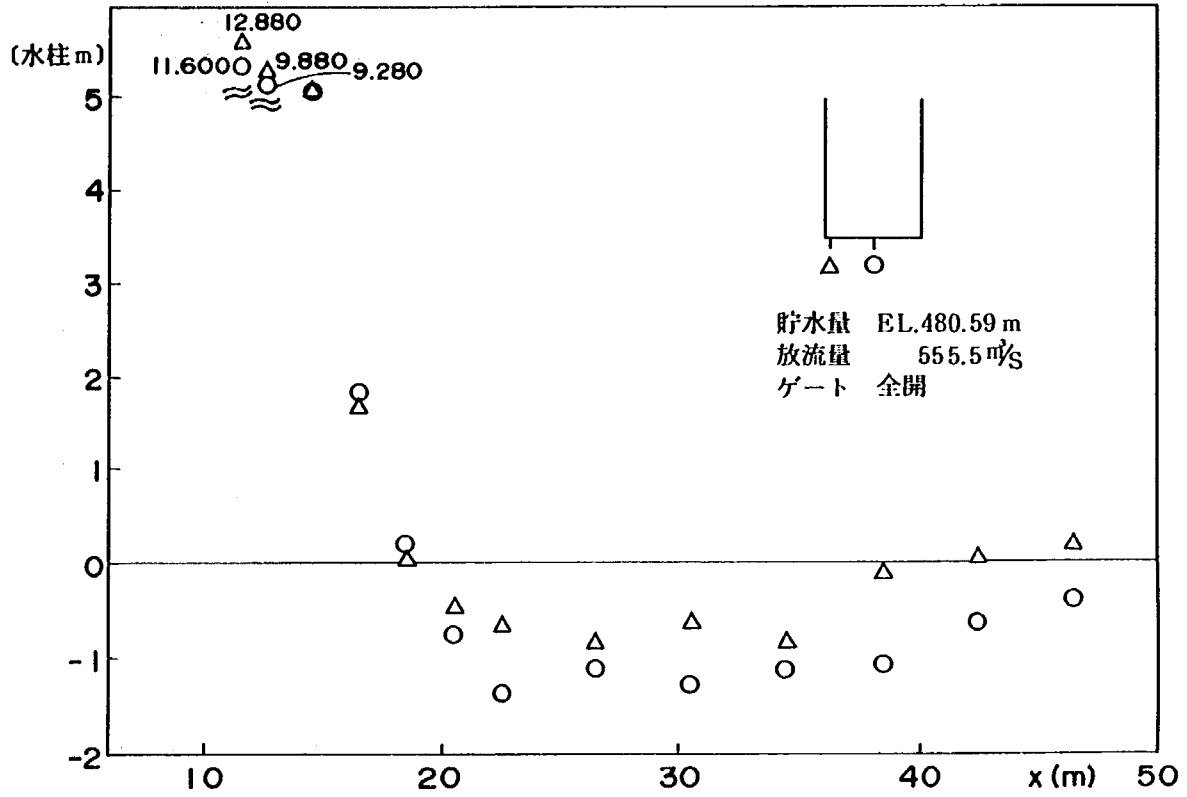


図4-19 (1) 制限水位維持用コンジット開水路部の底面圧力

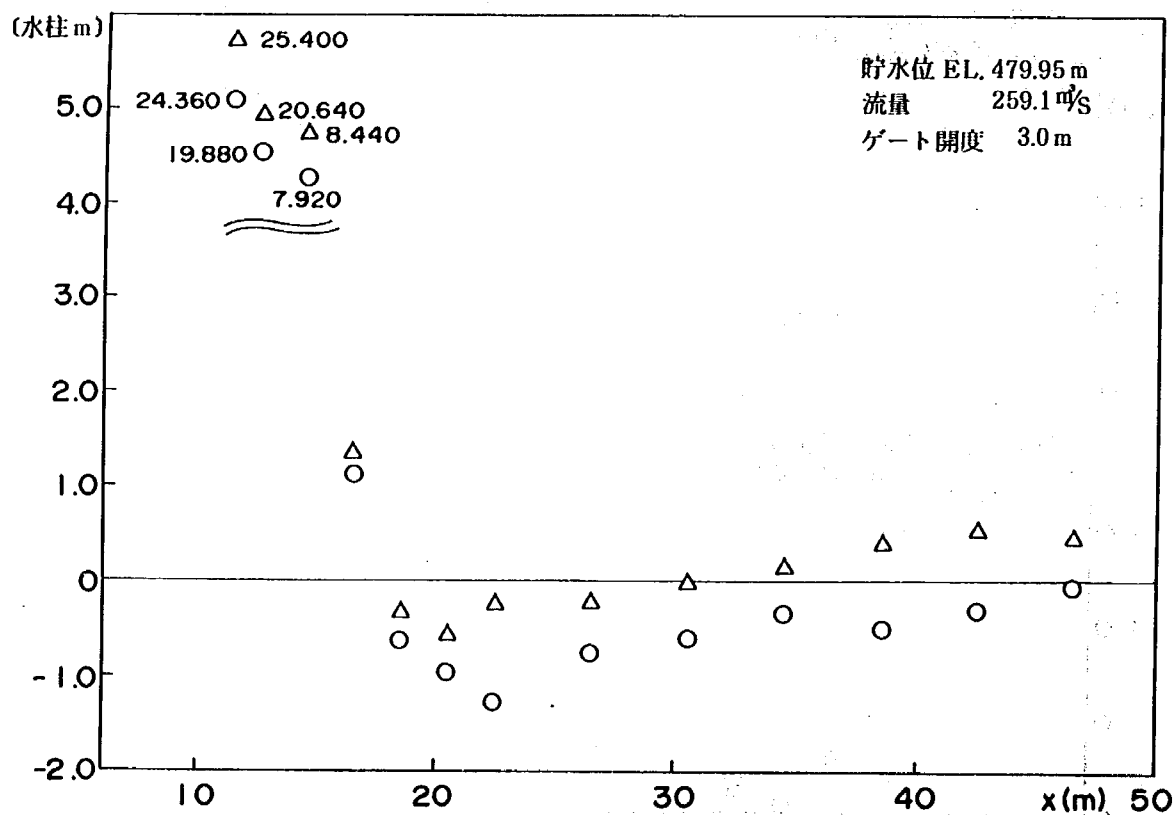
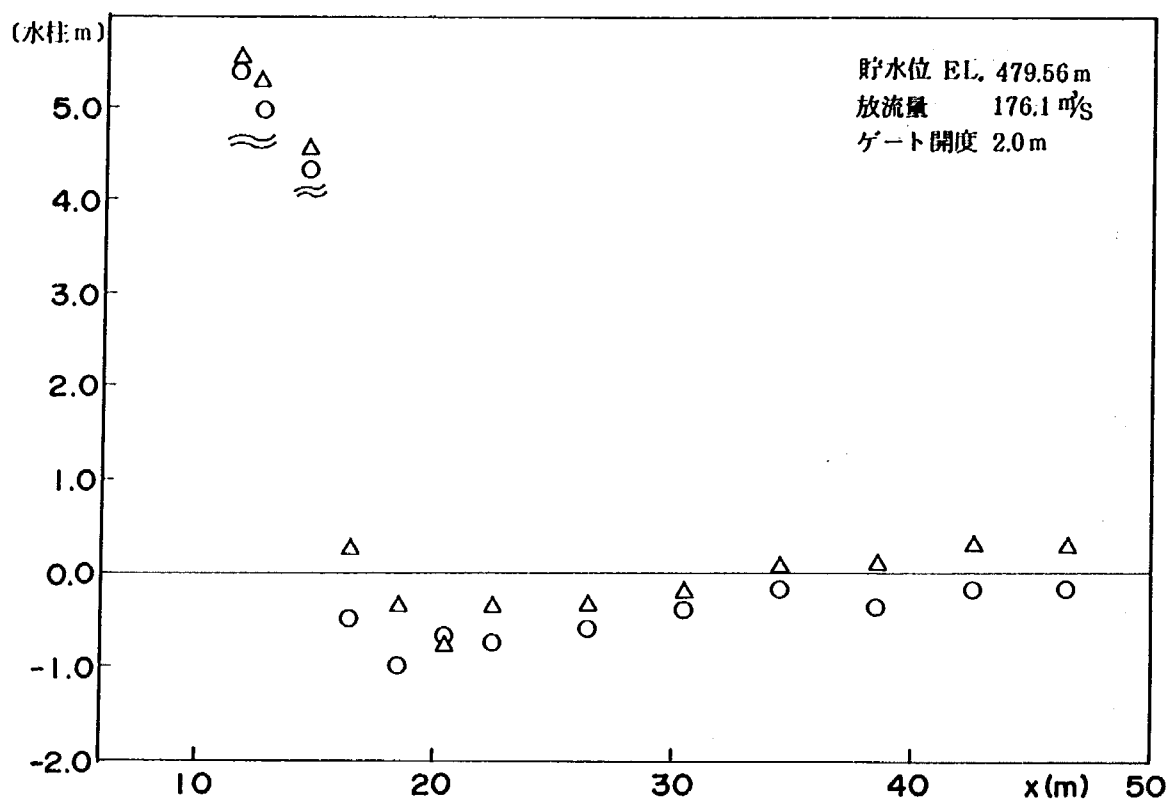


図 4-19 (2) 制限水位維持用コンジット開水路部の底面圧力

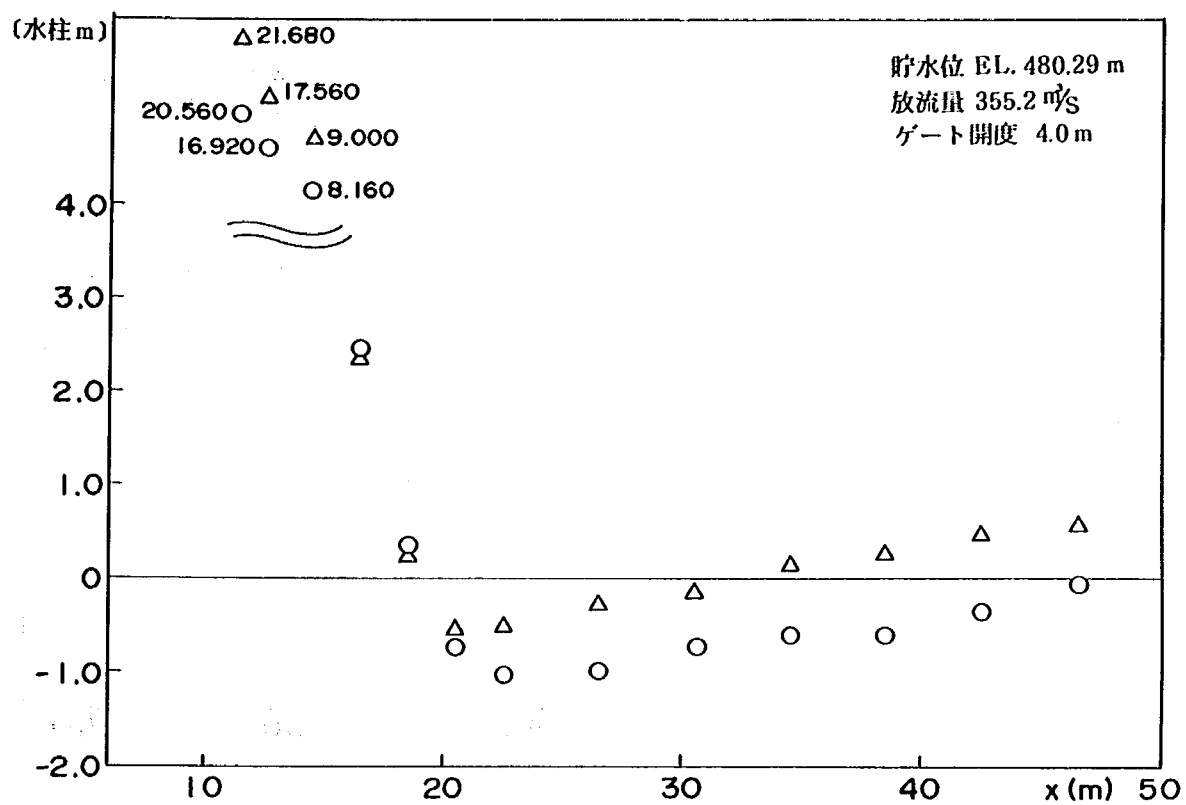


図 4-19 (3) 制限水位維持用コンジット開水路部の底面圧力

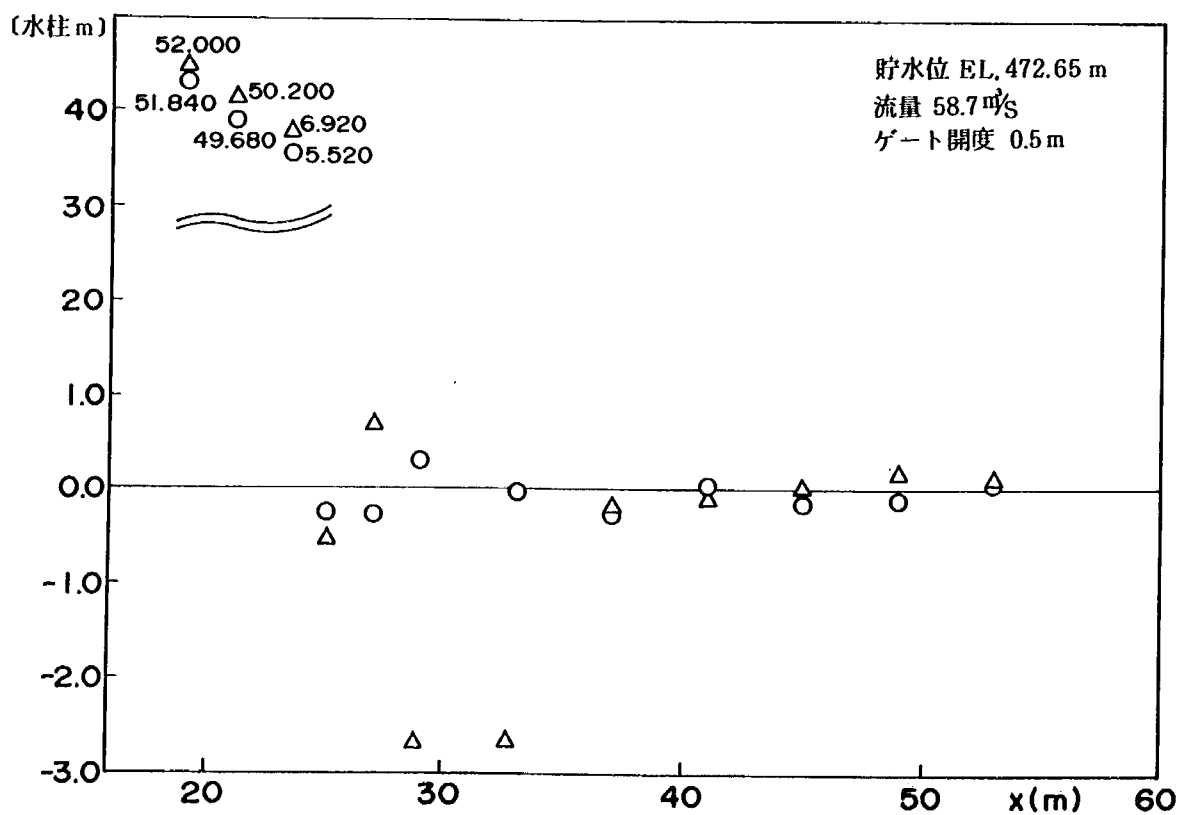
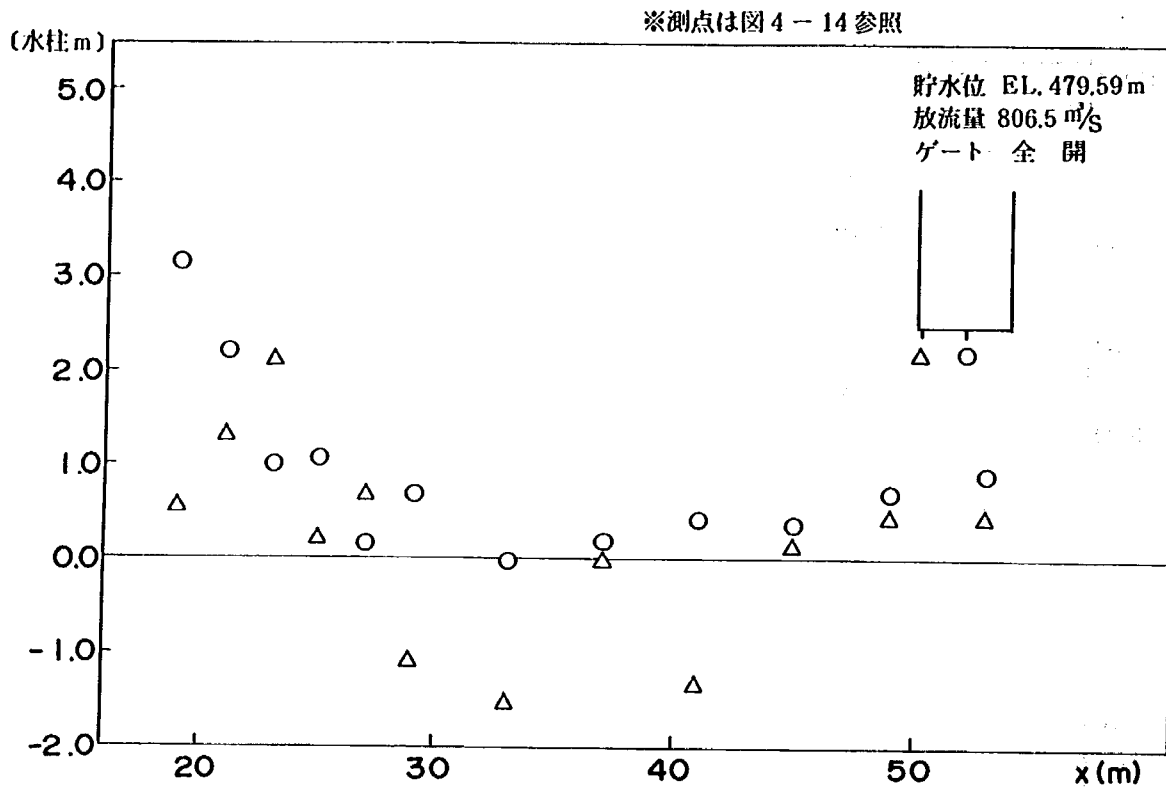


図4-20 (1) 洪水調節用コンジット開水路部の底面圧力

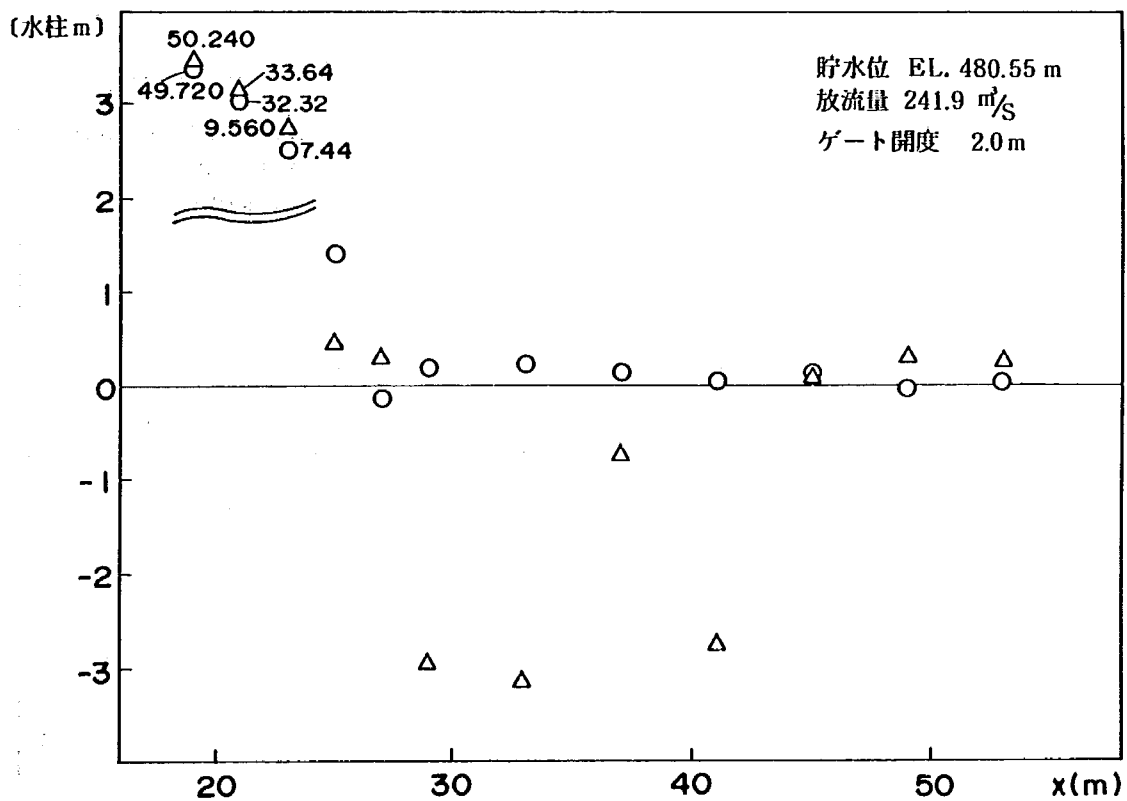
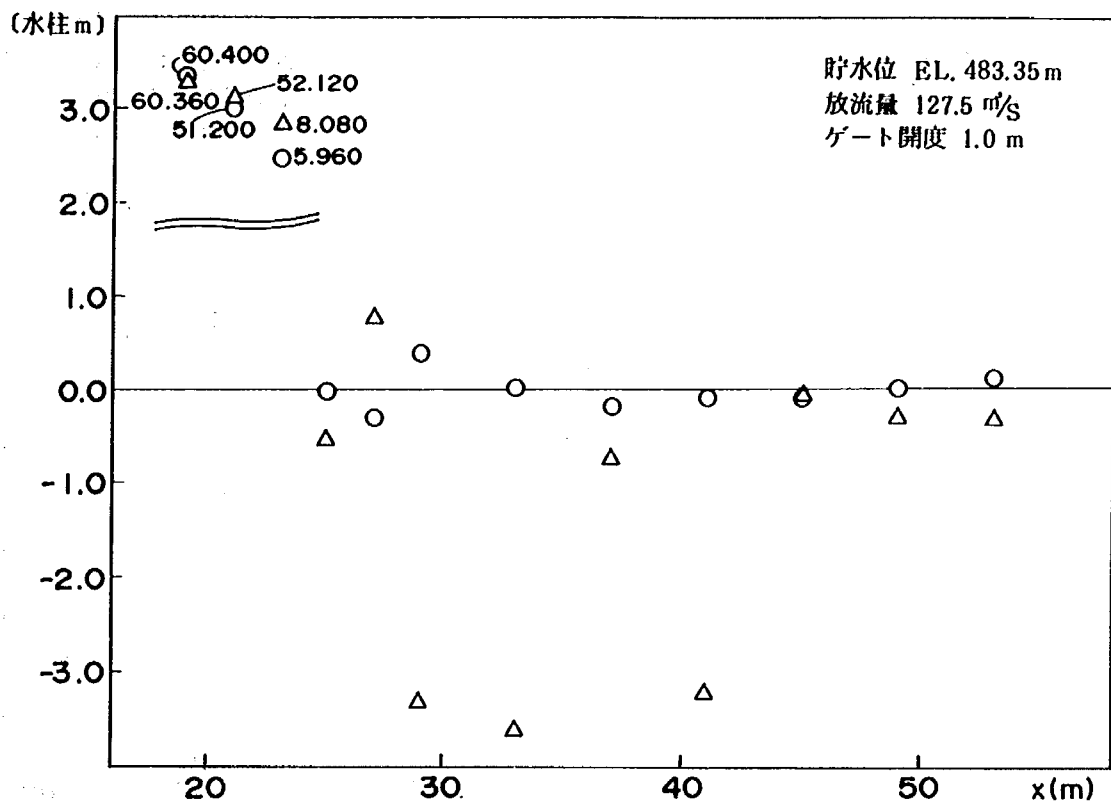


図4-20 (2) 洪水調節用コンジット開水路部の底面圧力

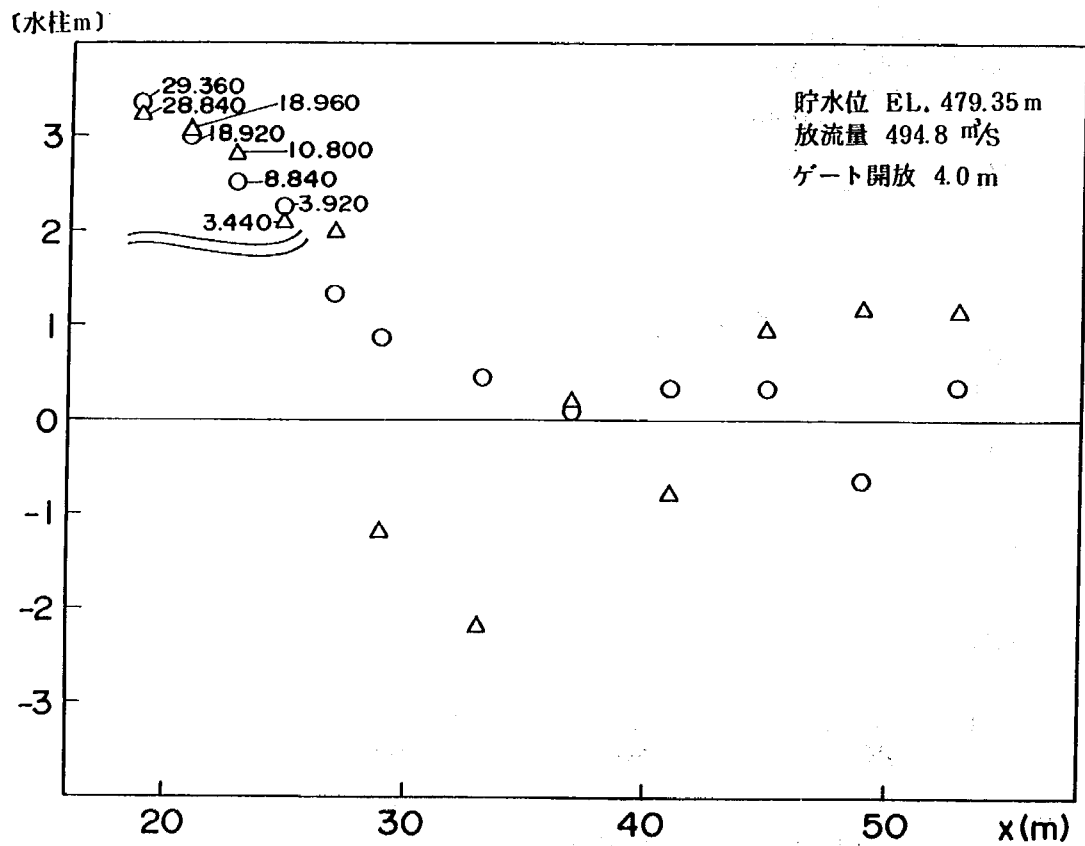
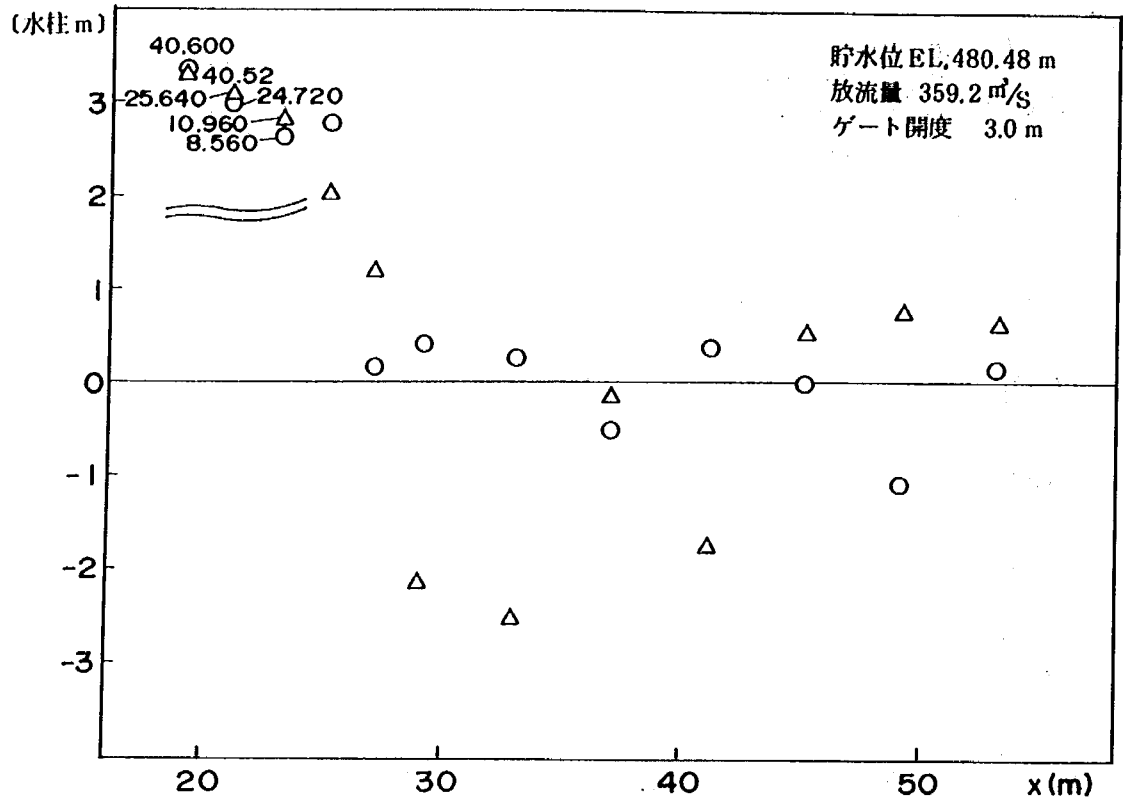


図 4-20 (3) 洪水調節用コンジット開水路部の底面圧力

4.2 非洪水期用越流頂

4.2.1 水 理 設 計

越流頂は USCE の標準越流頂を用いることとし、堤体下流面へのすりつけおよびダム上流面との位置関係から上流に 1:1 勾配をもつものを採用した。

ゲートはラジアルゲートとし、ゲート接点標高が越流頂標高よりあまり下がらないよう、天端道路(幅 8.0 m) との位置関係を考慮して配置した。

4.2.2 水 理 模 型 実 験

実験は洪水吐き全体模型(縮尺 1/62.5)により行い、貯水位と放流量の関係を調査した。図 4-21 に越流頂 2 門合計の貯水位と放流量の関係を示す。ゲート開度は、ゲート下端標高とゲート接点標高の標高差として定義している(図 4-22 参照)。サチャージ水位 EL. 480.0 m における放流能力は 925 m³/s であり、非洪水期の洪水調節を自然調節とすると、少なくともこの流量までの調節が可能である。

図 4-23 に次式で計算される流量係数 C を示す。

$$\text{ゲート全開時 } C = Q/(bH^{3/2})$$

$$\text{ゲート半開時 } C = Q/[b\{H^{3/2} - (H - \Delta h)^{3/2}\}]$$

ここに Q ; 流量, b ; 全幅=14.0 m, H ; 越流頂天端を基準とした全水頭, Δh ; ゲート開度である。

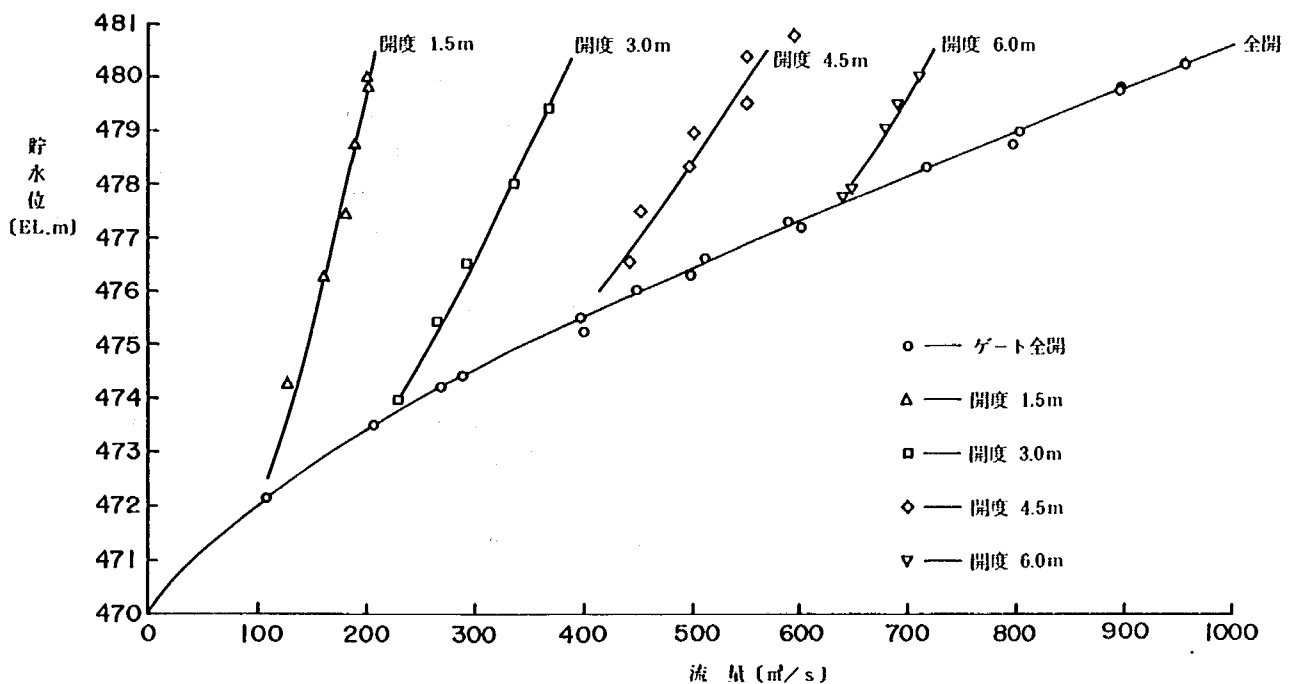


図 4-21 越流頂の貯水位と放流量の関係 (2 門合計)

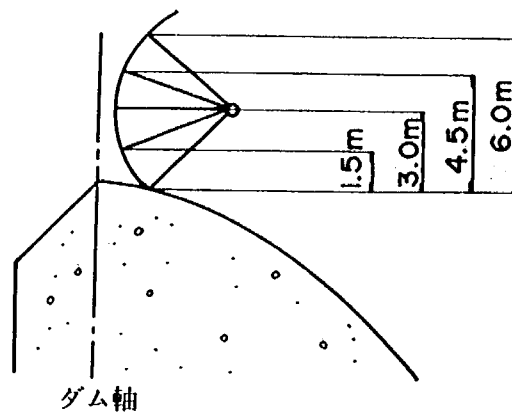


図4-22 ゲート開度の説明図

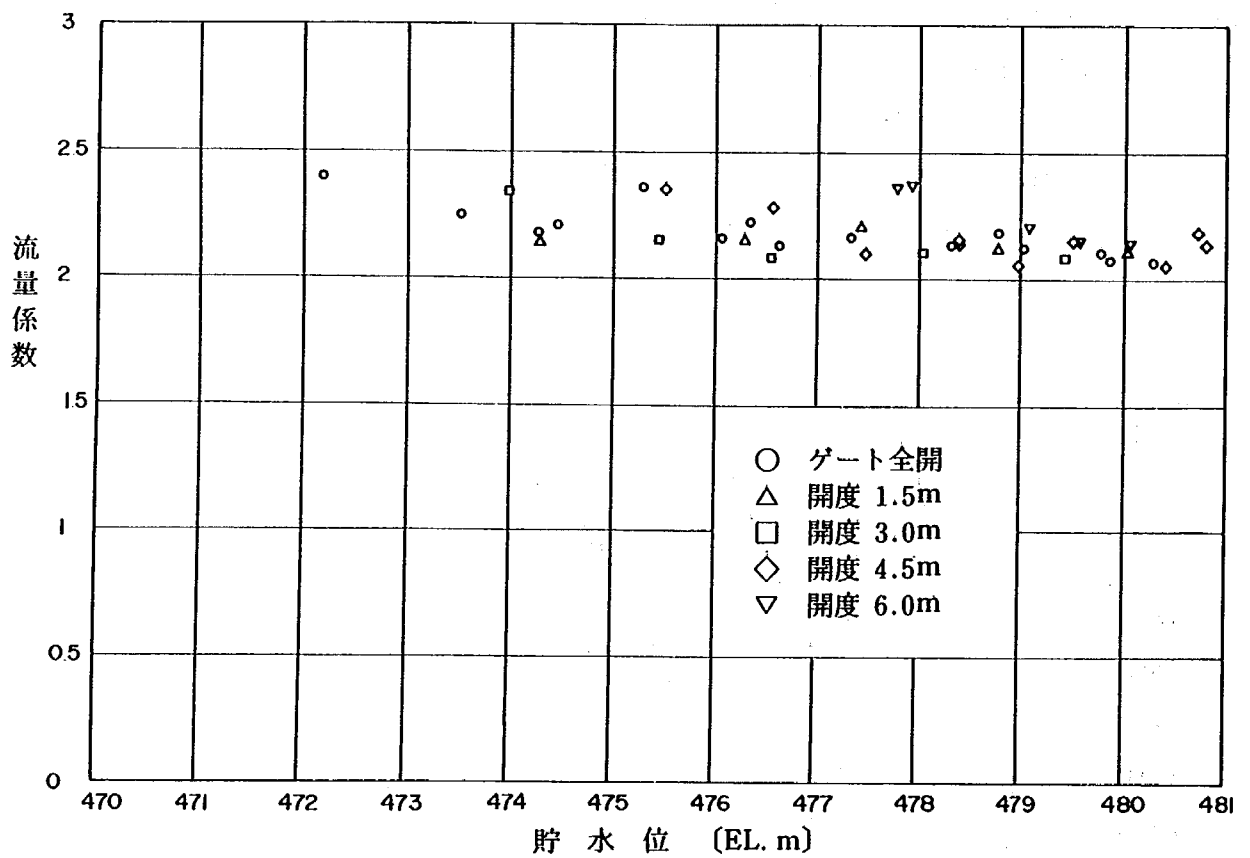


図4-23 越流頂の流量係数

4.3 減 勢 工

4.3.1 水 理 設 計

本ダム減勢工原案（図4-1）の設計に当り、下流河道の状況から次の事項を前提に考えることとした。

- 1) ダム直下の下流河道は左岸から突き出した尾根のため急激に湾曲しており（図3-3）直線水叩きとするにはこの尾根を掘削しなければならない。尾根の掘削量は大きいため、これを掘削しない方向で検討を行う。
- 2) 減勢池右岸側から流入している沢の流末処理を考慮し、副ダムを設置しない方向で、また、水叩きはできるだけ短区間で終了させる方向で検討を行う。

上記事項を考慮しつつ、以下の減勢工形式、形状の決定を行った。

- 3) 減勢工形式は、下流大井川ダムの背水効果により大きな下流水深が期待されること、および水叩き部の地形を考慮し、掘削量を減じるため順傾斜水叩きとする。
- 4) 水叩きの勾配は、水叩き部の地形、尾根の突き出し位置を考慮し、1:2.5とする。この勾配は、順傾斜水叩きとしては大きいものであり、潜り跳水となることが懸念されるが、実験により検討を行うこととする。
- 5) 水叩き最低標高は、副ダムを設置しないことから、下流水深をできるだけ大きくとれるよう堅岩線最低標高程度を考え、EL.380.0 m とする。また、水叩きは尾根前面で終了させることとする。

本ダムのように副ダム設置を前提としない場合の水叩き標高は、本来、跳水における水理計算により設定すべきであるが、左岸尾根の張り出しによる河道湾曲の影響や、洪水吐き非対象配置の影響に対する推定を行うことが困難であるので、とりあえず水叩き部の地形を参考に設計を行い、主に水理模型実験で検討することとしたものである。なお、本ダム下流水位条件としては、ダムサイトの河床堆積物が約20 m と厚いことから、現在の河床における水位、ダム建設後の河床低下後の水位の両者が与えられているが、水平水叩き(EL.380.0 m)として計算される跳水時の下流水位は、両者の間に位置している（このことについては、次節図4-25 参照。なお、順傾斜水叩きでは、水平水叩きより高い下流水位を必要とする一方、尾根に作用するであろう動水圧は、必要とする下流水位を低くする効果をもつものと推察される）。

4.3.2 水 理 模 型 実 験

実験では、まず原案洪水吐きの流況把握を行い、①小流量放流時には尾根前面に顕著な平面渦が生じ流況が悪化する（主に、洪水吐き非対称配置の影響）、②大流量放流時には、左岸尾根基部を高速潜流が直撃し、尾根前面に大きな水面の盛り上がりが生ずるとともに流況が悪化する、③全般に、河床低下後の将来水位における流況が、現在水位でのそれより悪化する等の問題点が明らかとなった。

次に、上記調査結果をふまえ、特に問題になると思われた②の流況を改善する方法について検討を行った。その結果、適切な補助構造物（シュートブロック）の設置、水位確保のための副ダムの設置により、尾根への水脈の衝突を緩和し、比較的安定した流況を得ることができ、本形式の減勢工が採用可能であることを示した。

以下、検討経緯の詳細について報告する。

a. 実験条件

1) 放流条件

実験は、洪水調節開始流量 $900\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 、計画最大放流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 、ダム設計洪水流量 $6,800\text{m}^3/\text{s}$ を主な対象流量として行った。放流は全て全門全開状態で行っており（但し、越流頂は除く）、各流量に対する流量配分を図4-24に示す。

2) 下流水位条件

減勢工実験の重要な条件となるダムサイト付近の河道水位については、事務所にて不等流計算による検討が行われている。

不等流計算は、ダムサイト下流約2 kmにある中部電力大井川ダム（距離標81.6 km）を出発点として行われ、現河床堆積物が約20 mと厚いことから、現河床、ダム建設後の河床低下を見込んだ将来河床それぞれに対し水位条件が設定された。なお、将来の河床形状として、大井川ダムの越流頂標高、ダムサイトの堅岩線を考慮し、EL. 380.0 mの平坦河床が仮定されている。

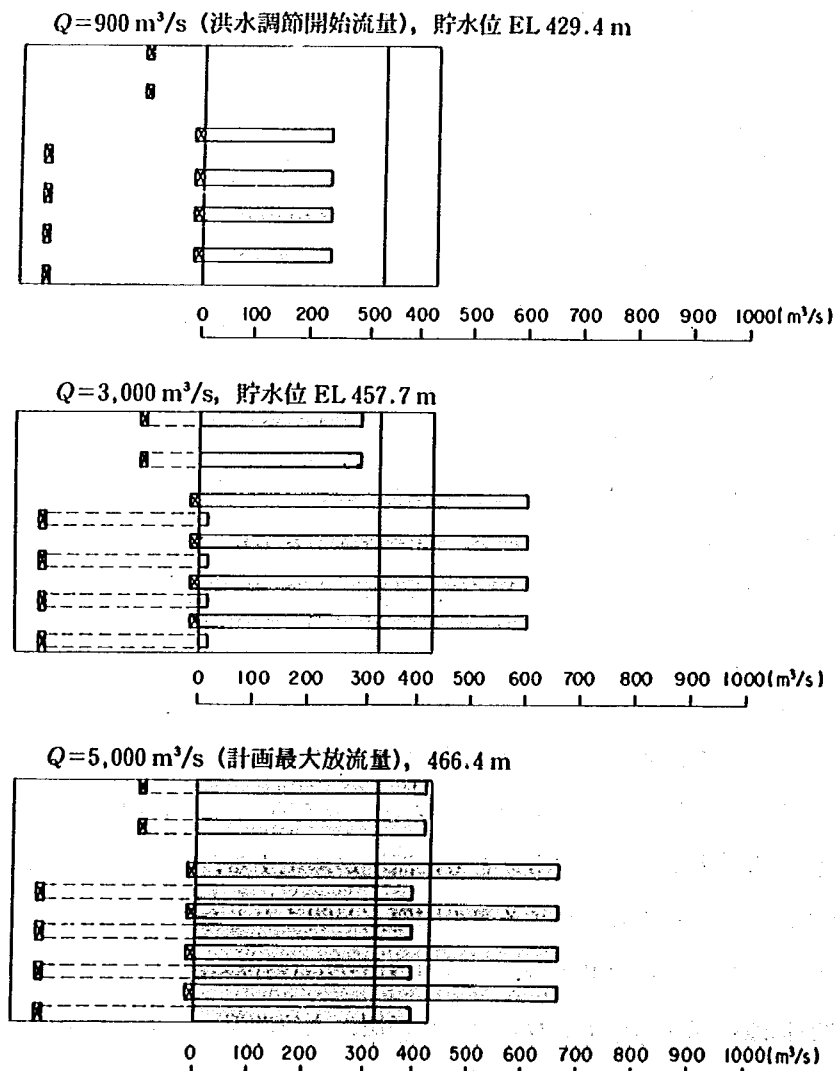


図4-24 (1) 全門全開放流における流量配分

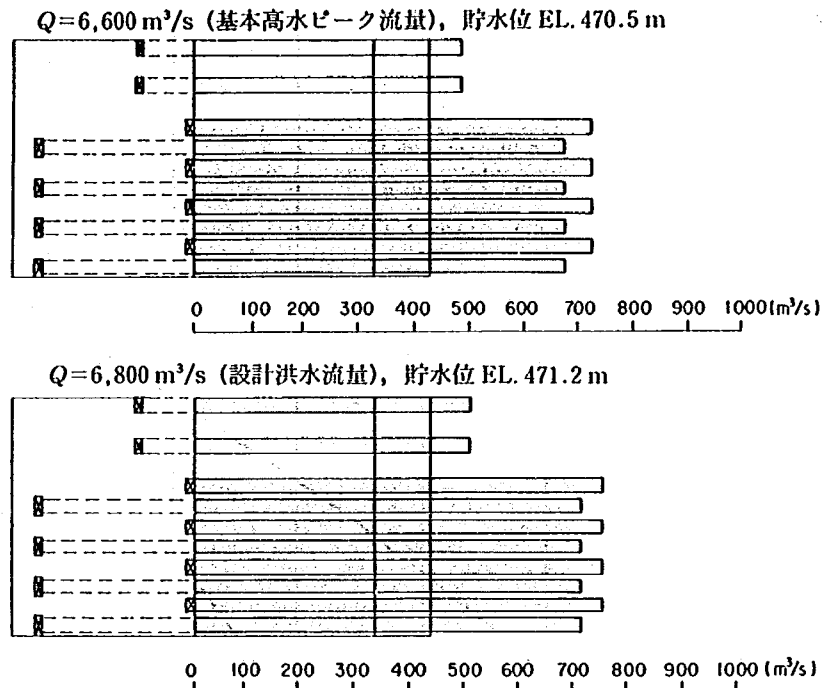


図 4-24 (2) 全門全開放流における流量配分

図 4-25 に、本実験の下流水位条件としたダム軸下流 400 m (距離標 83.113 km) での流量と水位の関係を示す。実験は全て河道堅岩線に合わせた固定床にて行っており、模型下流端に設けた水位調節板にて図に示される水位条件を設定した。

なお、図 4-25 に示される下流水位条件は、その後の事務所での再計算により、昭和 58 年度に修正されている。このことについては、5 章に説明することとする。

b. 原案減勢工の流況

以下で、河道位置は、図 4-26 に示す断面番号により記述することとする (水位条件を与えた距離標、83.113 km は No. 24 に対応している)。また、現在および河床低下後の水位条件を、それぞれ「現在水位」「将来水位」と称して区別することとする。

なお、原案減勢工の流況調査に先立ち、本ダムで採用となった 1:2.5 の順傾斜水叩きで、減勢に効果的な跳水渦が得られるかどうかを、水叩き下流を 2 次元水路として調査しているが、この予備実験の詳細については省略し、潜り跳水とはならず、通常の水平水叩きの跳水と同様の減勢状態が得られたことを示すに留める。

写真 4-1 に原案減勢工の流況を示す。また、図 4-27 に水面形 (平均水位) を示す。図 4-27 では、減勢池内の流れが複雑な 3 次元流れとなるため、等水位線により水面形を表わしている。

原案減勢工における流況調査結果を以下に示す。

- 1) 2,500 m³/s (将来水位) ~ 3,000 m³/s (現在水位) 程度以上の流量となると、左岸張り出し尾根までの減勢区間距離が短いため、高速水脈が尾根に衝突し、尾根上流面の盛り上がりが顕著になってくる。周辺水面に対するこの水面の盛り上がりは、流量が大きい程大きく、流況が悪化するとともに、尾根基部にかなりの動水圧が作用することが予想される。

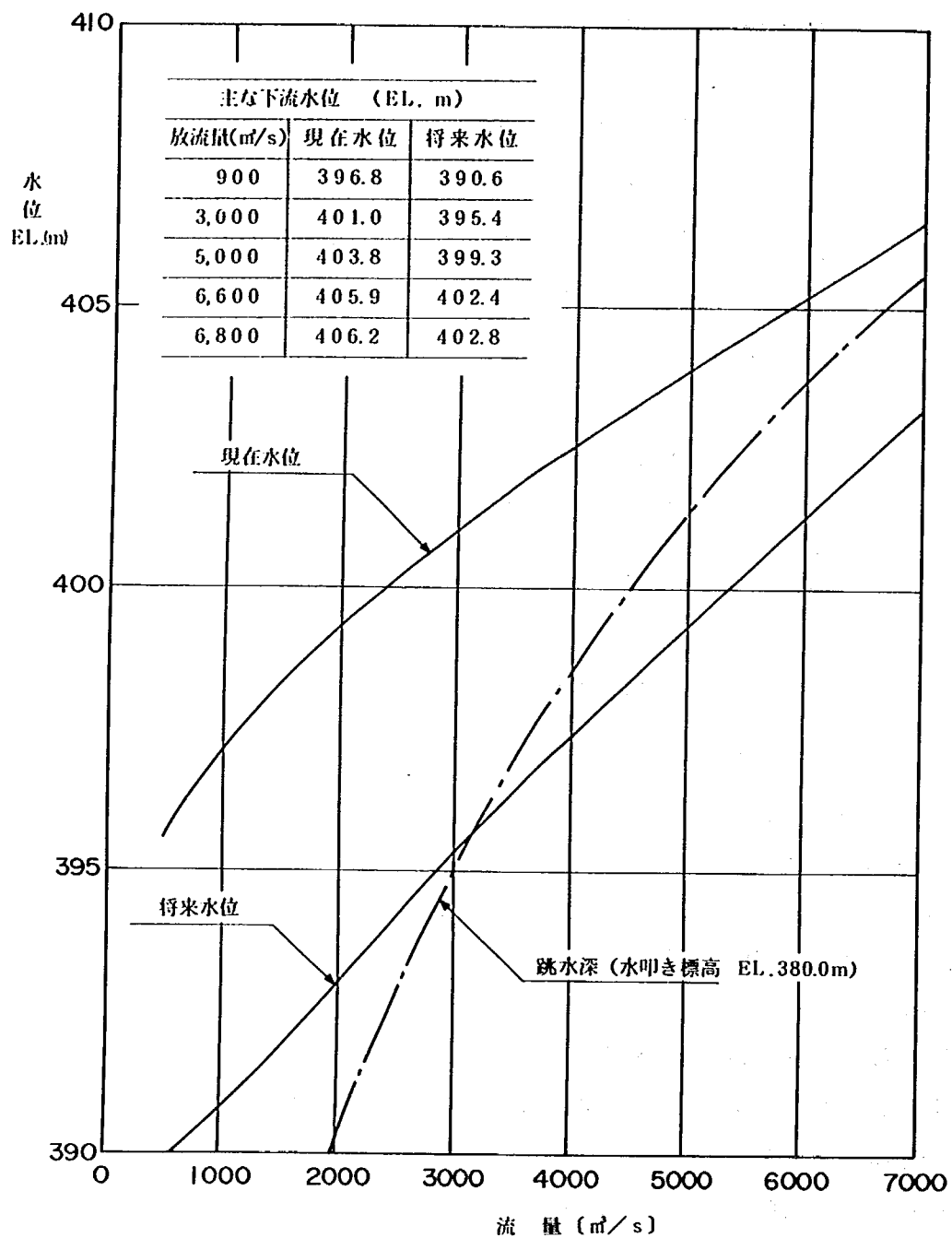


図4-25 流量と下流水位の関係 (83.113 km)

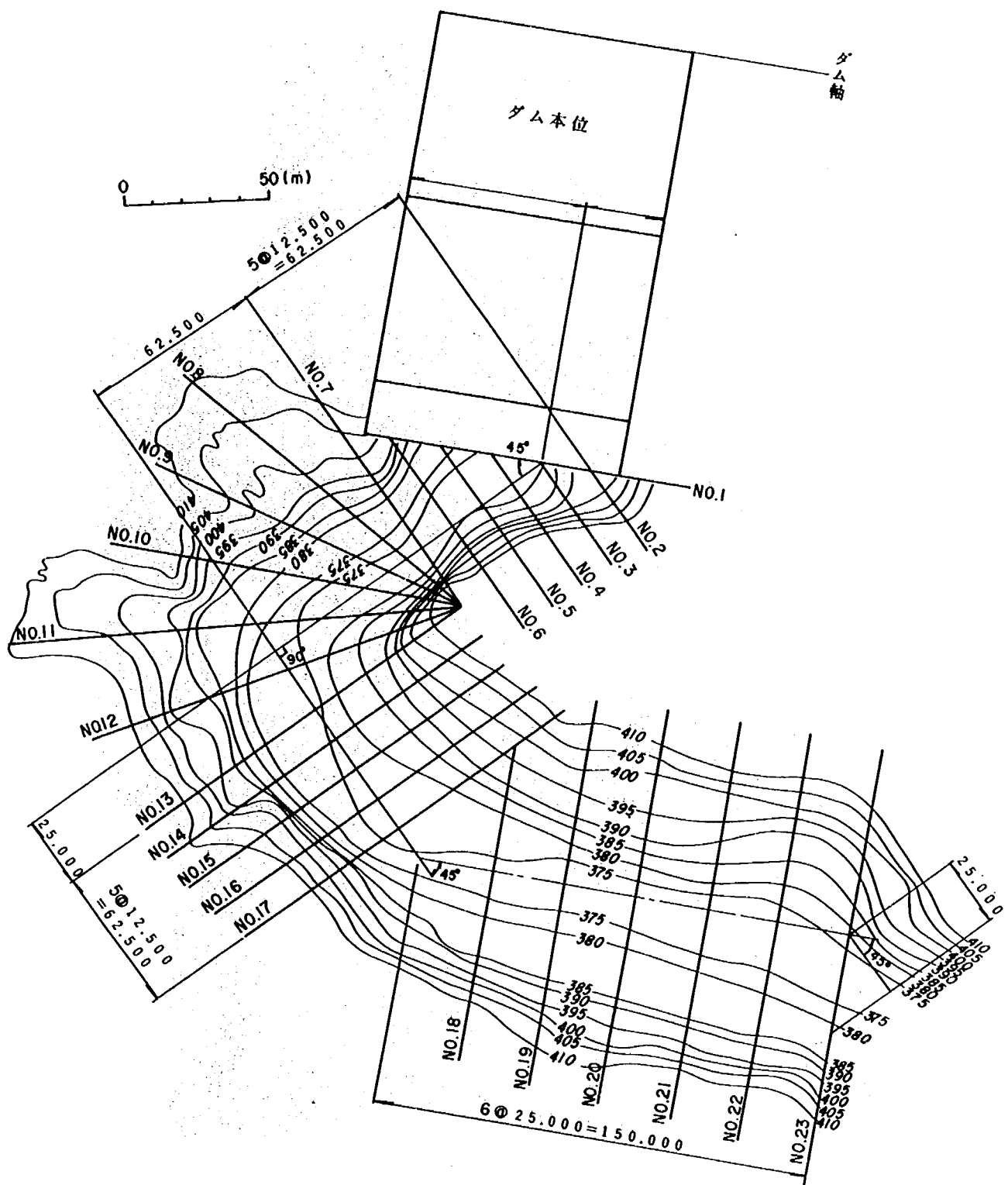
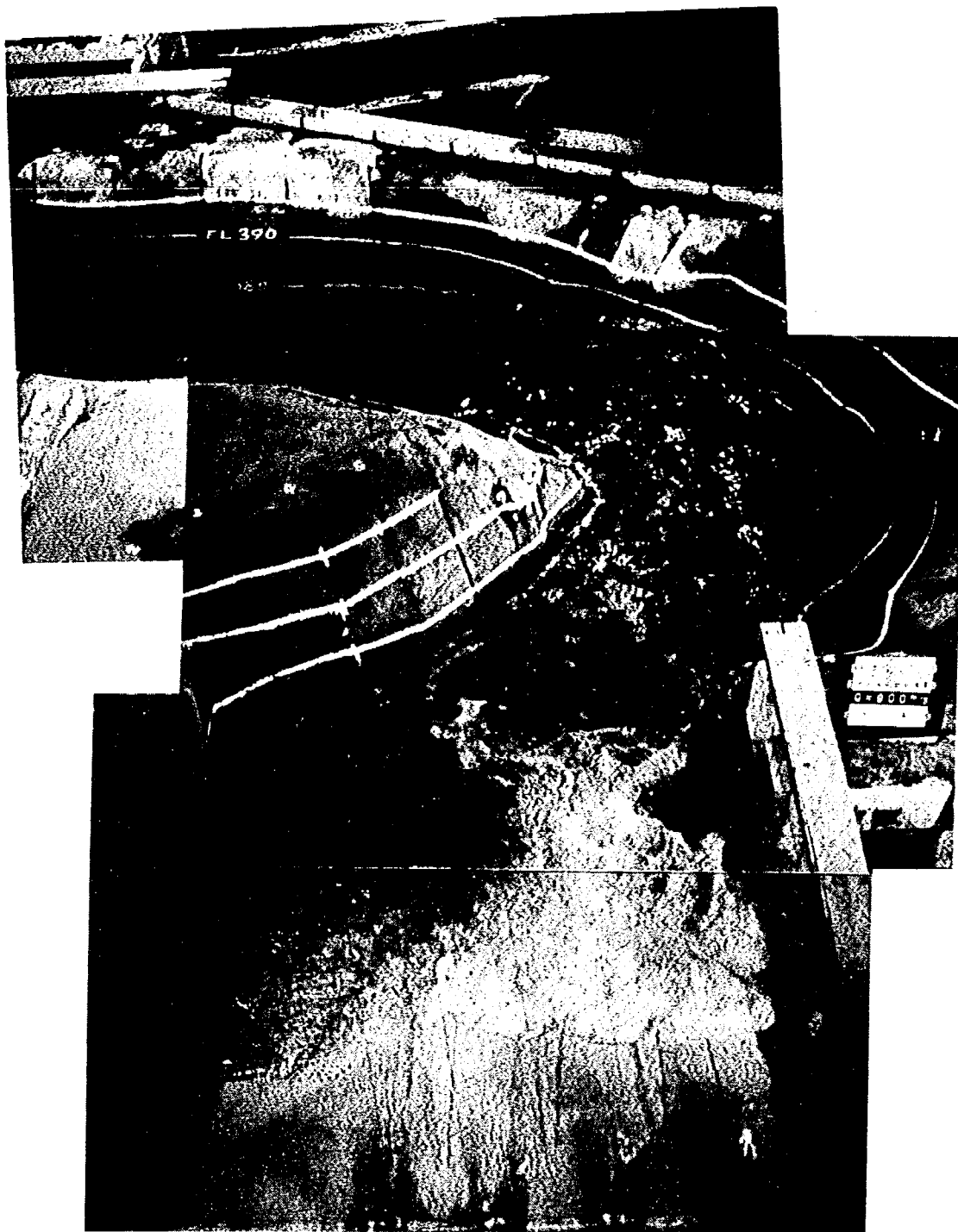


図4-26 河道断面番号



$Q=900 \text{ m}^3/\text{s}$ 現在水位 (洪水調節開始流量)

写真4-1 (1) 原案減勢工の流況



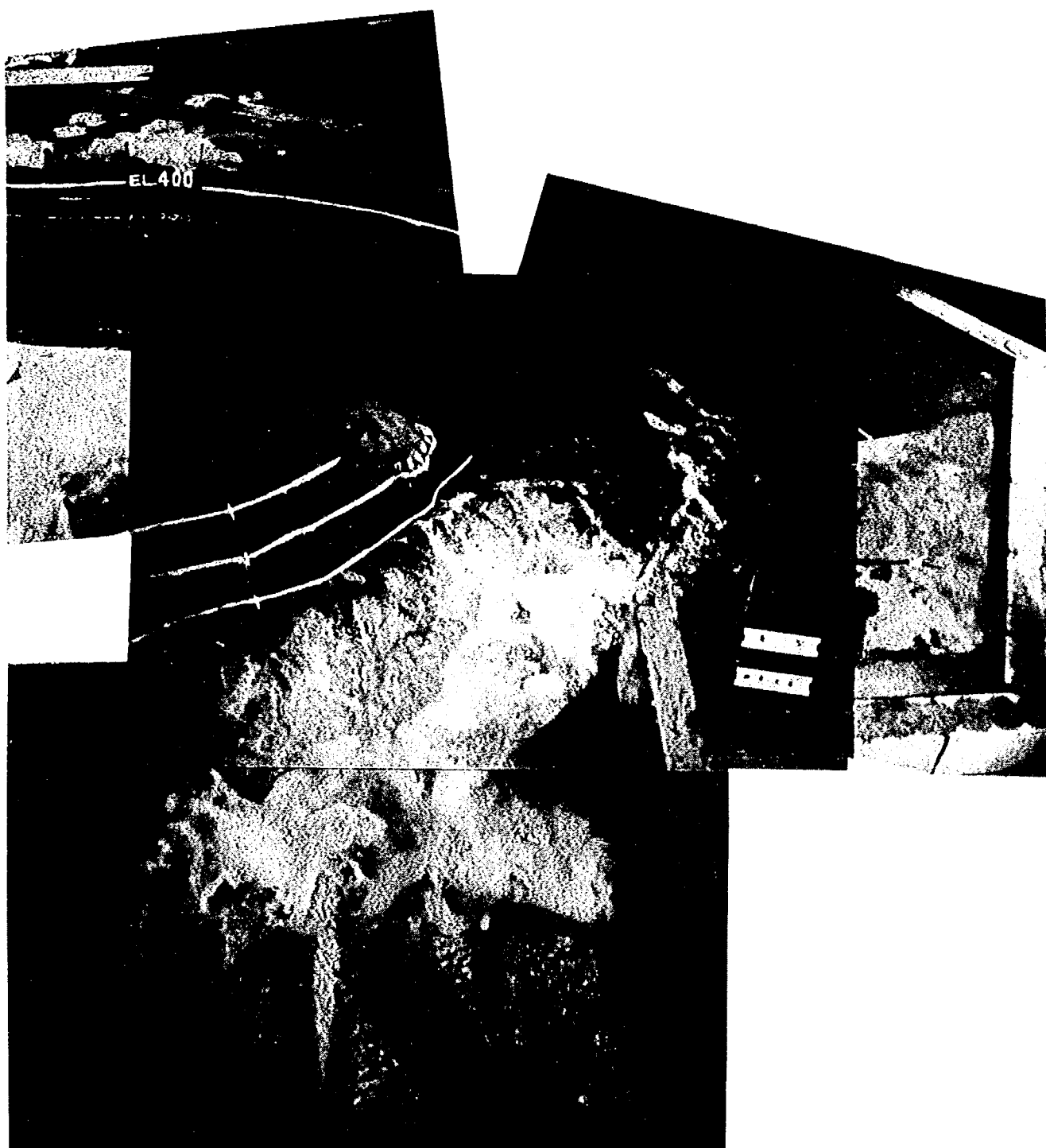
$Q=900 \text{ m}^3/\text{s}$ 将来水位（洪水調節開始流量）

写真 4-1 (2) 原案減勢工の流況



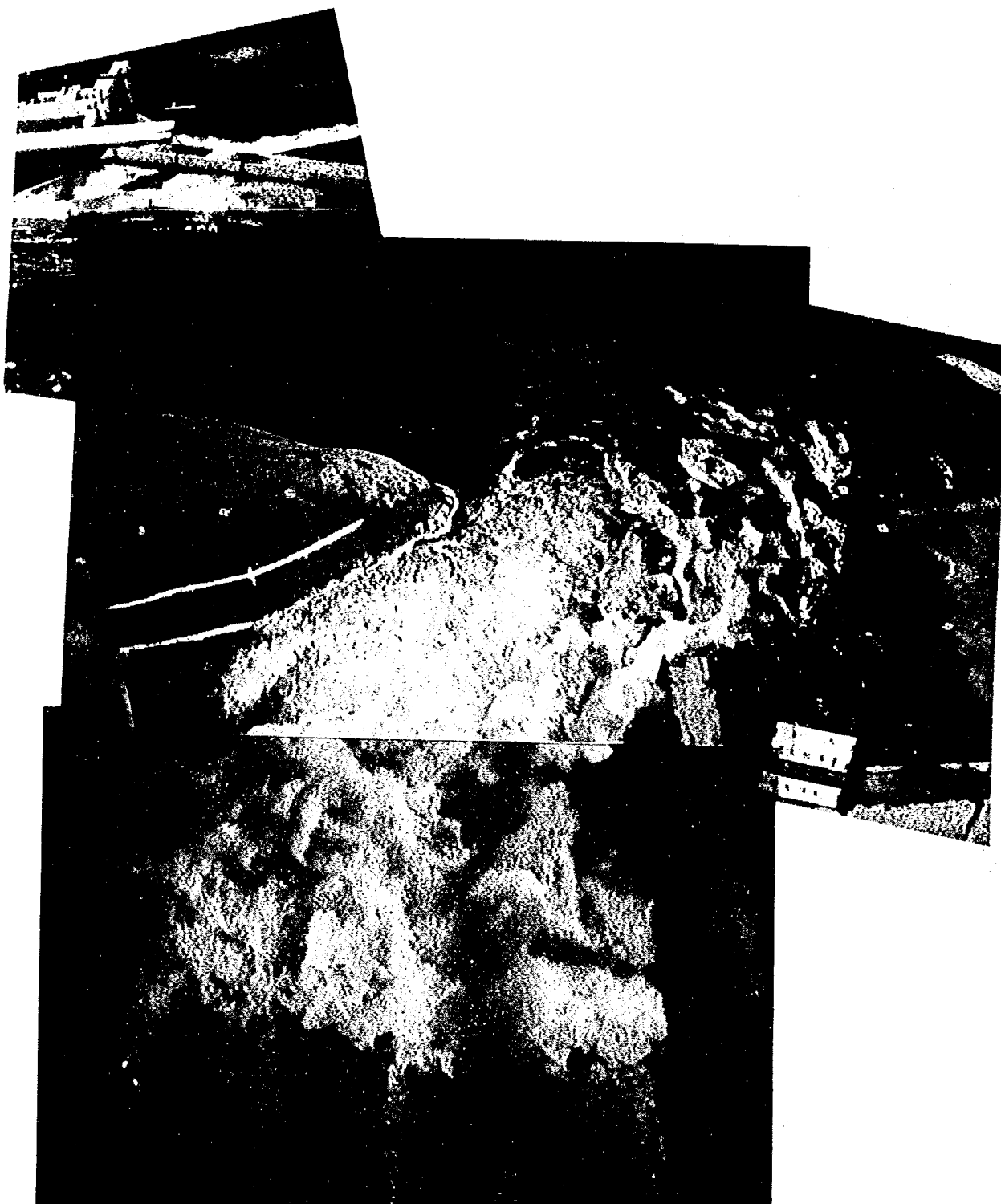
$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 現在水位

写真4-1 (3) 原案減勢工の流況



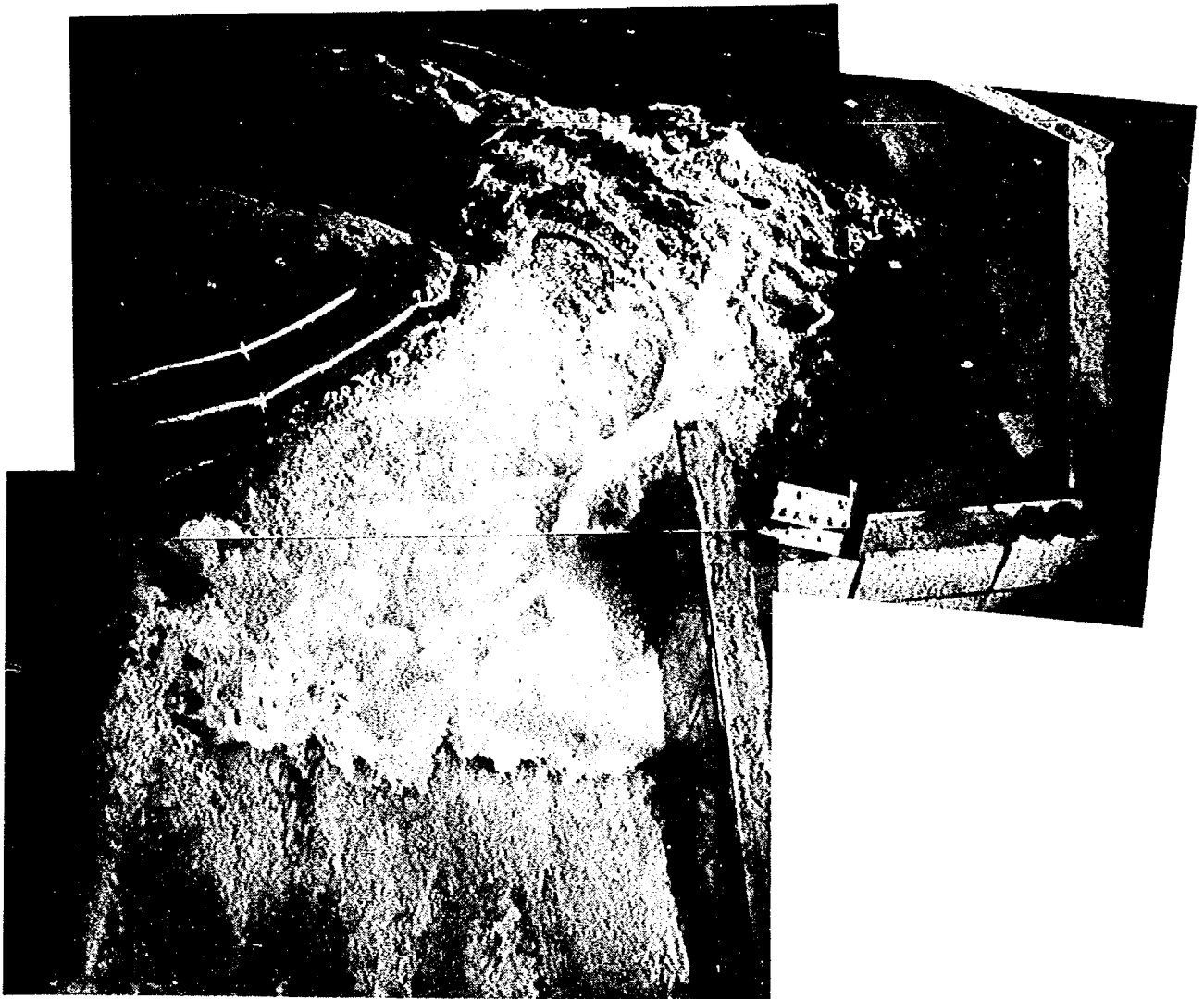
$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 将来水位

写真4-1 (4) 原案減勢工の流況



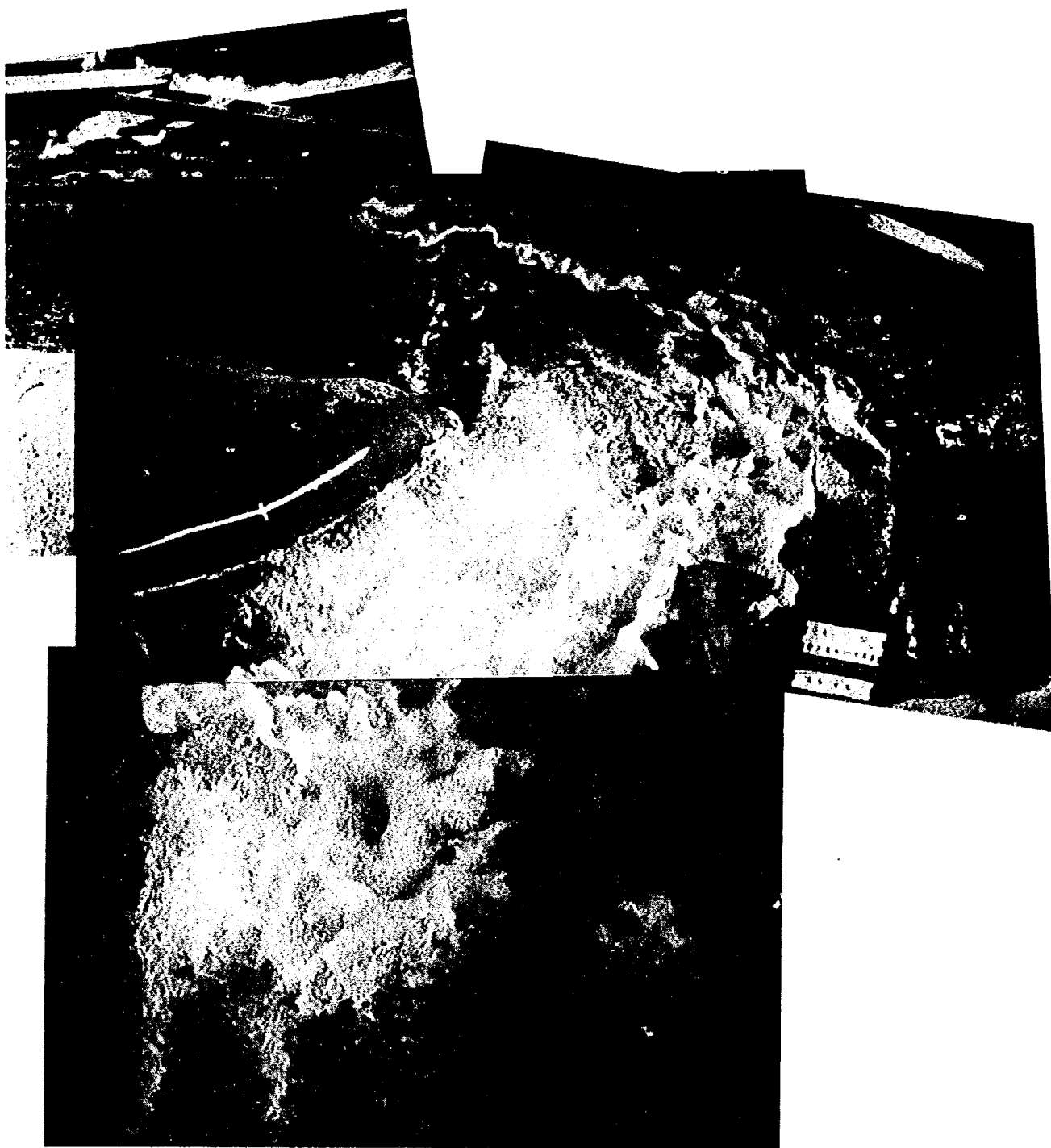
$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 現在水位 (計画最大放流量)

写真 4-1 (5) 原案減勢工の流況



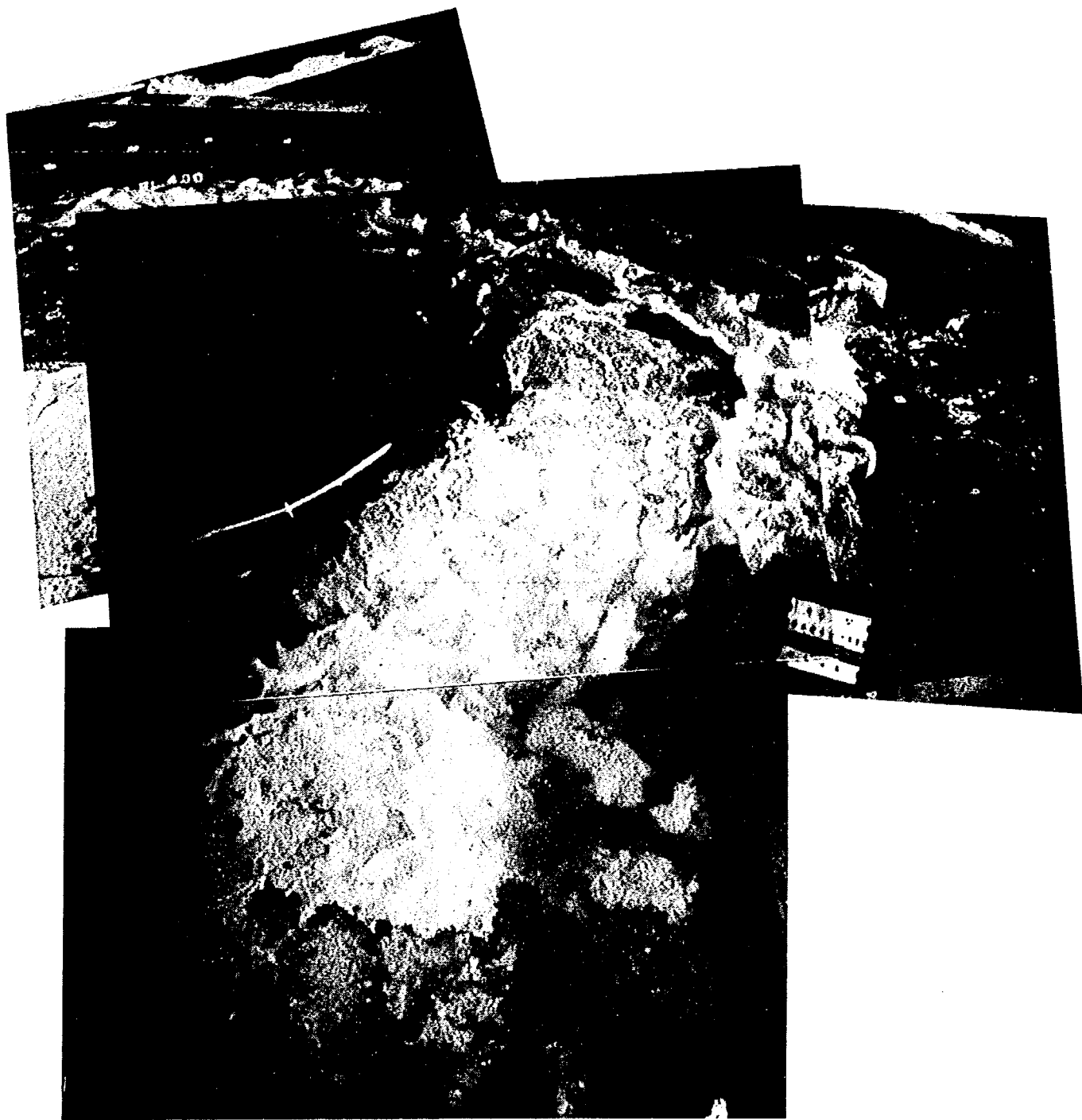
$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 将来水位 (計画最大放流量)

写真4-1 (6) 原案減勢工の流況



$Q=6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 現在水位（基本高水ピーク流量）

写真4-1 (7) 原案減勢工の流況



$Q=6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 将来水位（基本高水ピーク流量）

写真4-1 (8) 原案減勢工の流況

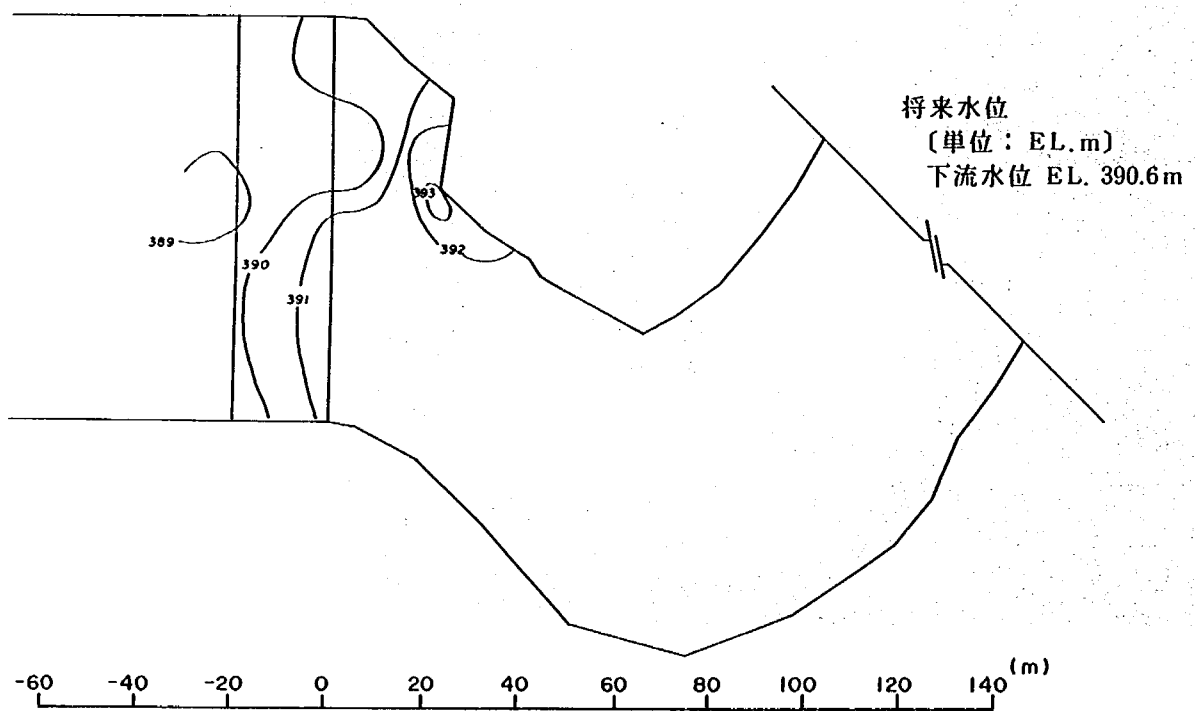
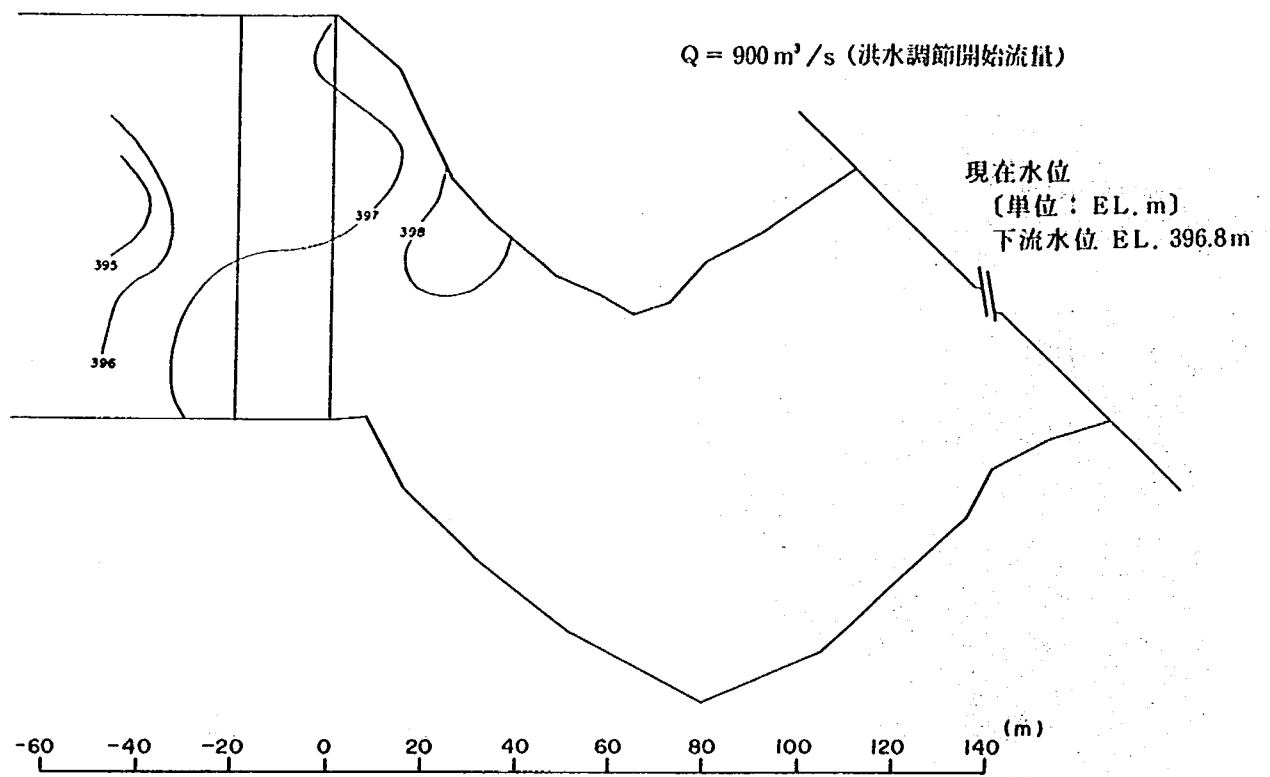


図4-27 (1) 原案減勢工の水面形 (平均水位)

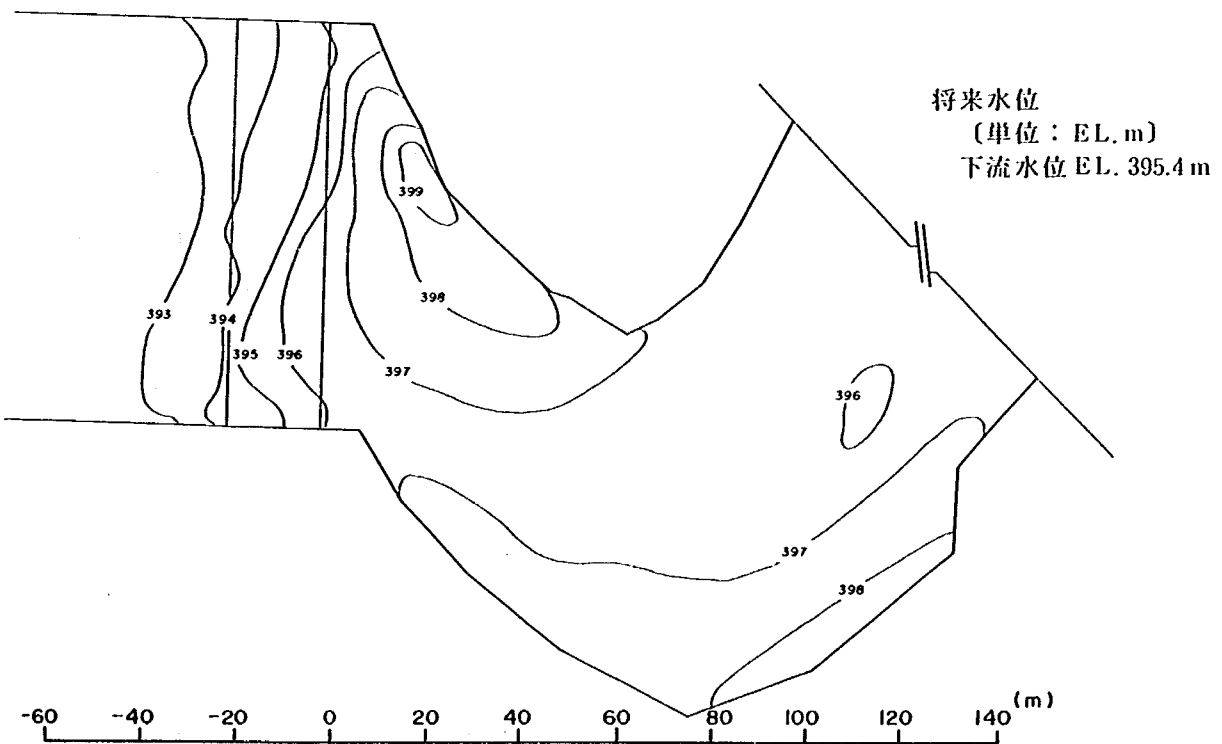
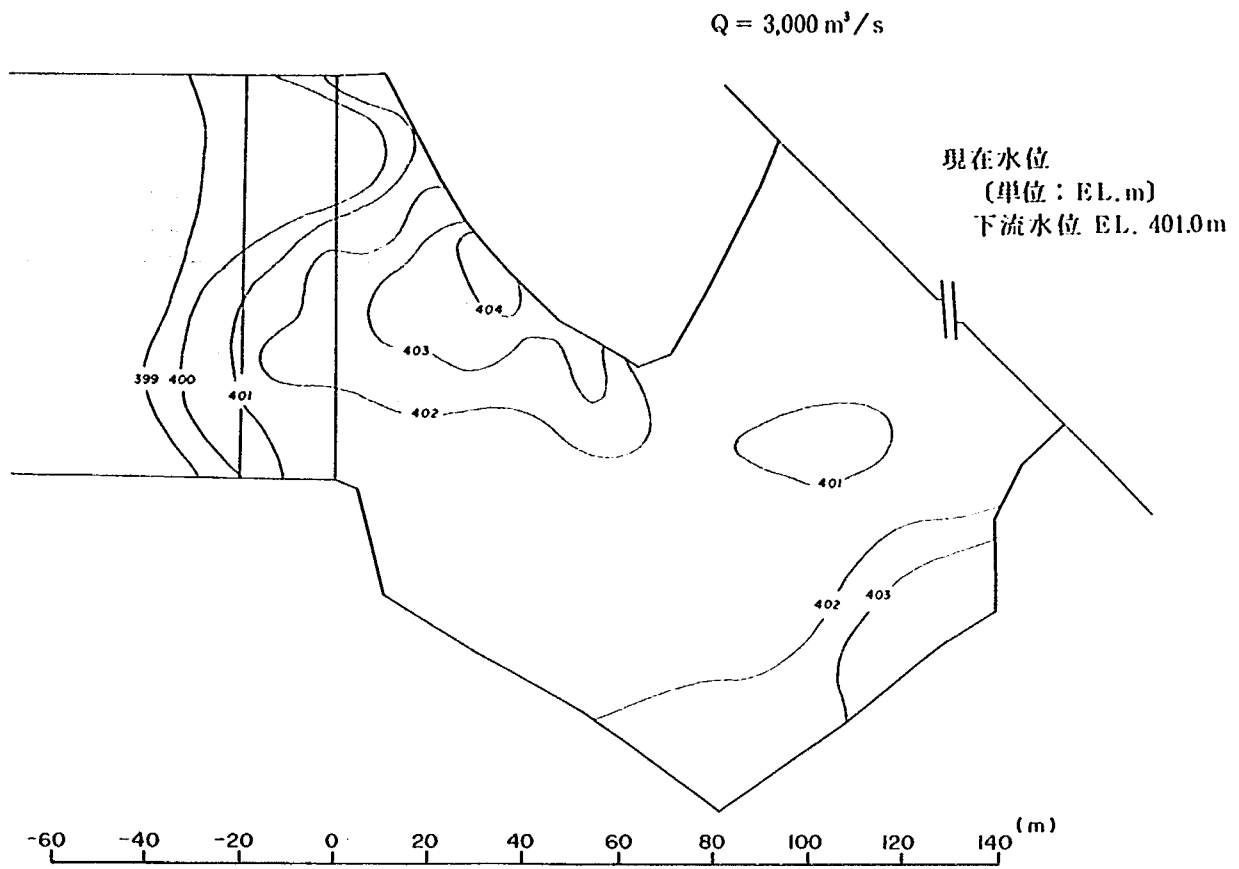


図 4-27 (2) 原案減勢工の水面形 (平均水位)

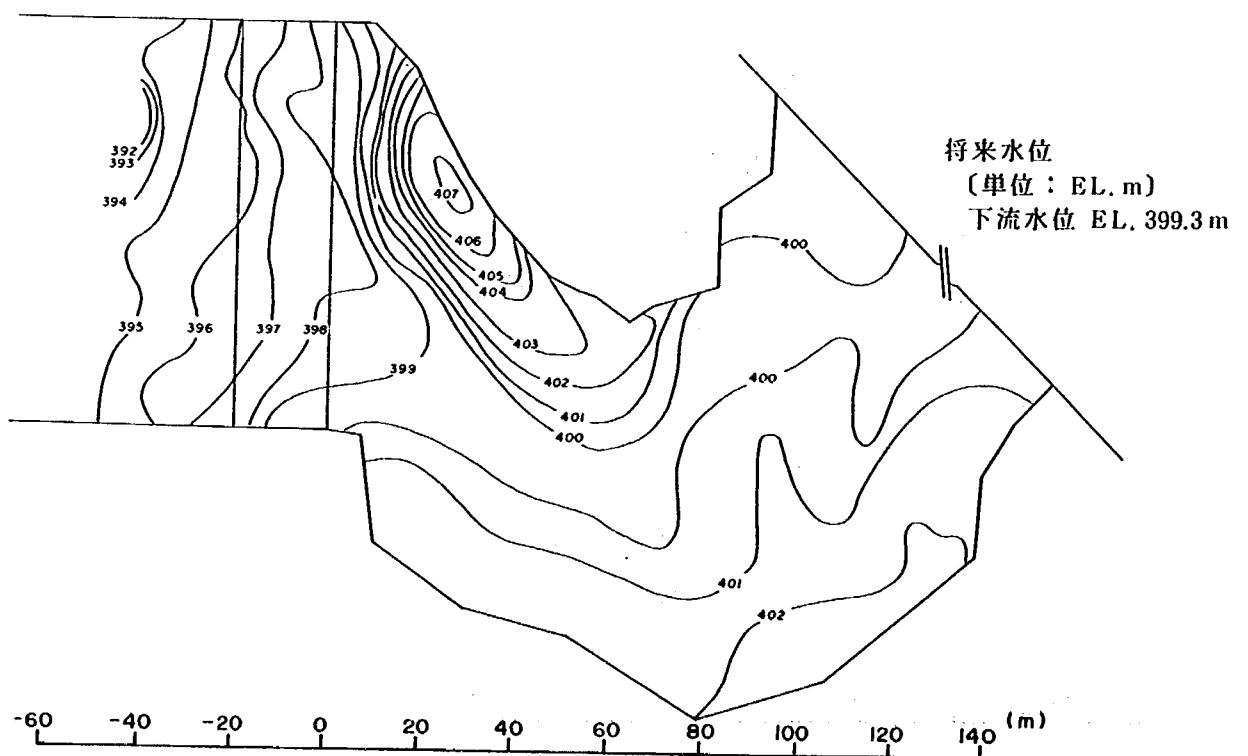
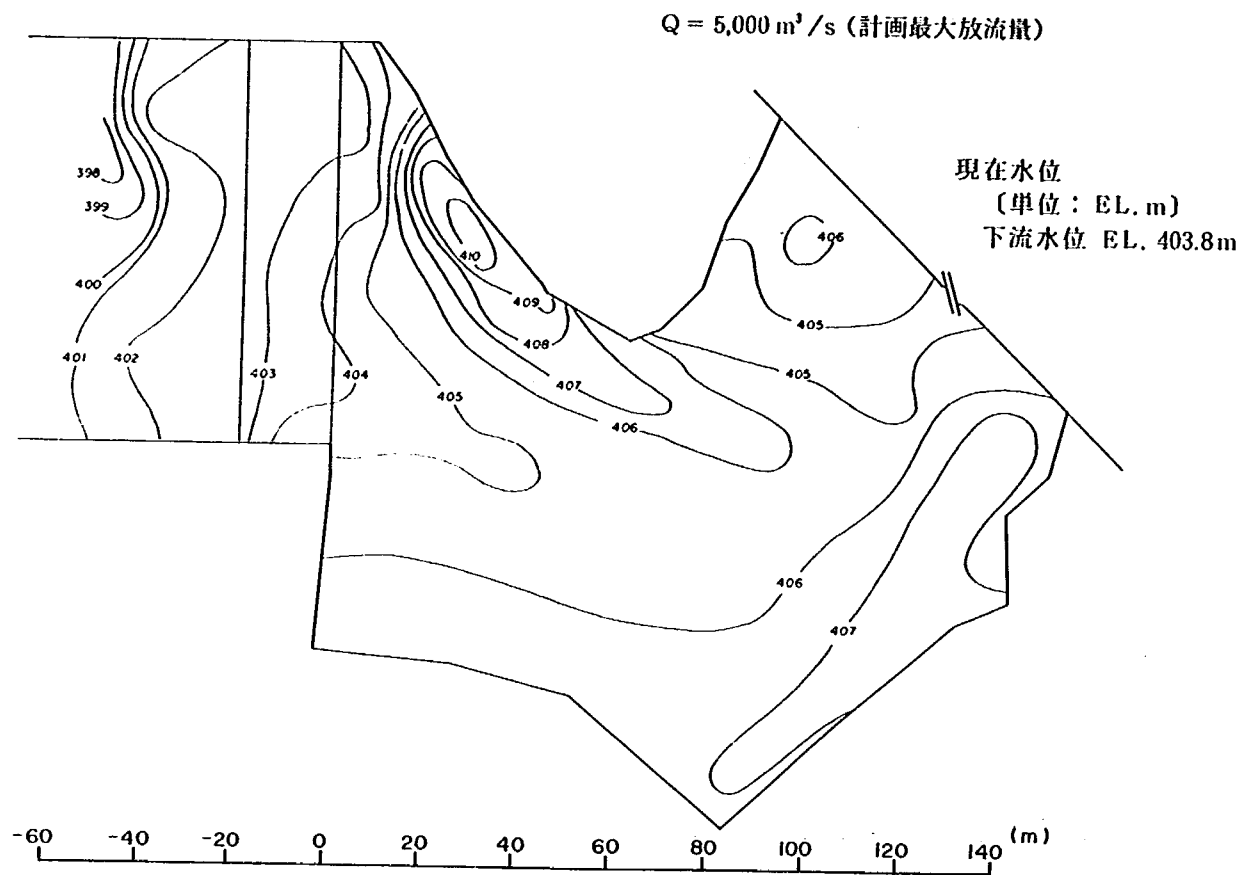


図 4-27 (3) 原案減勢工の水面形 (平均水位)

$Q = 6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ (基本高水ピーク流量)

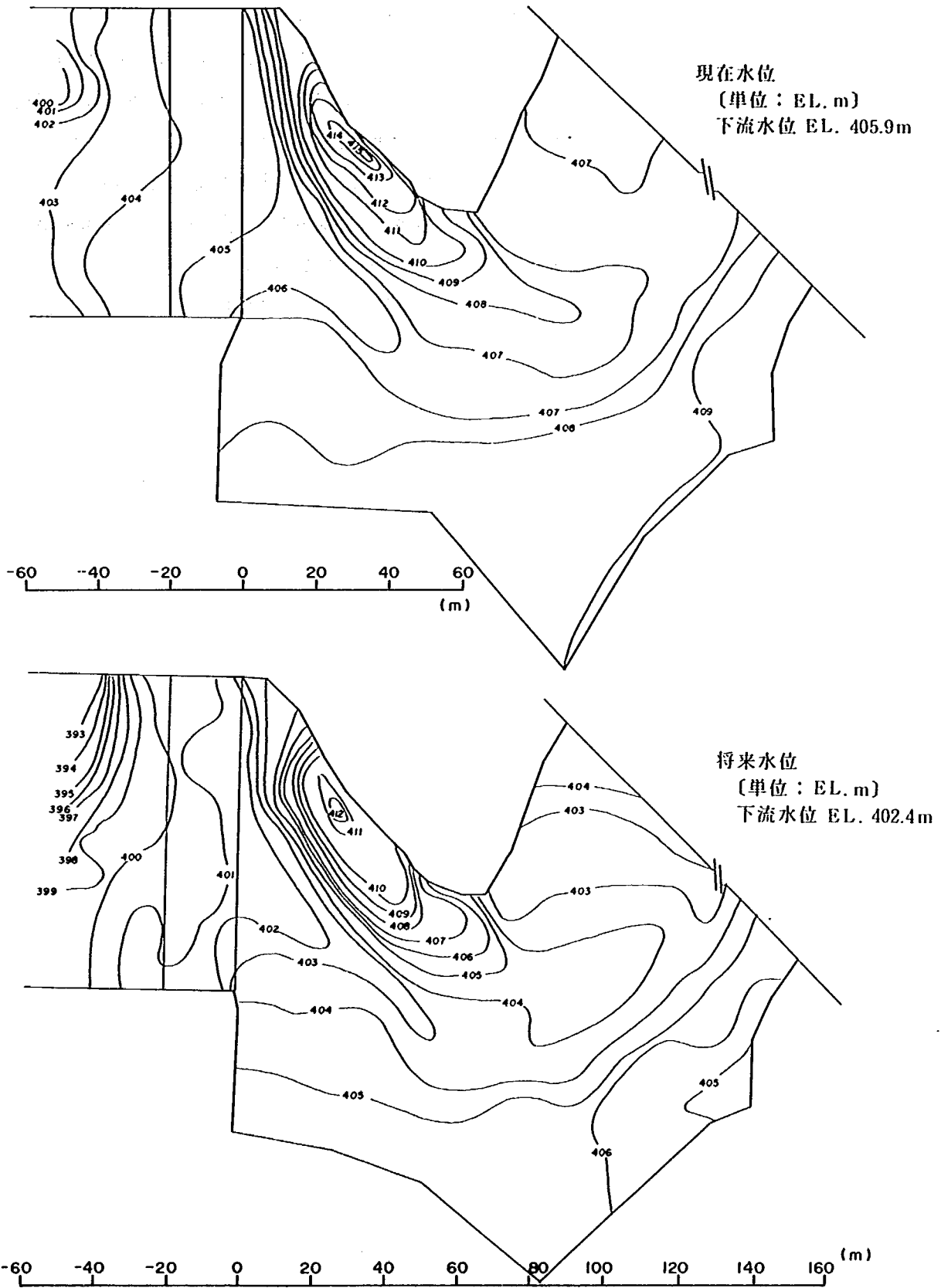


図4-27 (4) 原案減勢工の水面形 (平均水位)

図4-28に尾根上流面での最高水位と平均水位の関係を示す。流量が大きい程水面の盛り上がりが大きくなるとともに、最高水位と平均水位の差が大きくなり水面変動が大きくなることがわかる。計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ での最高水位と平均水位の差は約 10 m である。

表4-4に尾根基部に作用する壁面圧力（測定は圧力センサにて行った）を示す。最大圧力と最低圧力の差は $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ において約 32 m 水柱（現在）、 42 m 水柱（将来）、また $6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ において約 40 m 水柱（現在）、 48 m 水柱（将来）となっており、変動圧は平均圧力と同程度かそれ以上に達している。これらの値は貯水池での全水頭（EL. 380.0 m 基準）の $40\sim 50\%$ になり、大きな変動圧が作用していることがわかる。更に、最大圧力時の全水頭に対する水頭の割合は $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 $55\sim 65\%$ 、 $6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 $70\sim 75\%$ に達しており、尾根上流面はかなり堅固に保護する必要がある。

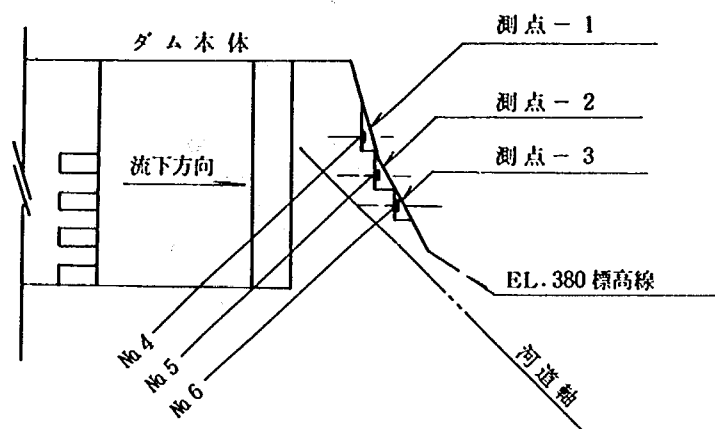
なお、尾根左岸寄りの水面の盛り上がりはそれ程小さくなく、制限水位維持用コンジットを左岸にまとめた効果はみられている。

表 4-4 尾根基部に作用する壁面圧力 (原案)

測点Ⅰ：横断面番号No 4，標高 379.0 m 地点

測点Ⅱ：横断面番号No 5，標高 379.3 m 地点

測点Ⅲ：横断面番号No 6，標高 379.6 m 地点



測 量 (m ² /s)	測点	平 均 圧 力 $\bar{P}$	最 大 圧 力 P_{max}	最 低 圧 力 P_{min}	(水柱 m)	
					変 動 圧	$\frac{P_{max} - \bar{P}}{P_{min} - \bar{P}}$
3,000 (現在河床)	I	19.88	26.75	16.00	(+) 6.87 (-) 10.75	
	II	20.36	23.95	17.75	(+) 3.59 (-) 6.20	
	III	20.85	29.08	17.75	(+) 8.23 (-) 3.10	
3,000 (将来河床)	I	16.00	28.11	12.13	(+) 12.11 (-) 3.87	
	II	17.94	33.92	10.67	(+) 15.98 (-) 7.27	
	III	16.97	37.41	11.16	(+) 20.44 (-) 5.81	
5,000 (現在河床)	I	27.99	49.06	16.89	(+) 21.07 (-) 11.10	
	II	31.31	45.74	19.78	(+) 14.43 (-) 11.53	
	III	26.88	43.52	20.22	(+) 16.64 (-) 6.66	
5,000 (将来河床)	I	31.54	53.50	15.78	(+) 21.96 (-) 15.76	
	II	24.66	55.72	13.56	(+) 31.06 (-) 11.10	
	III	22.44	42.41	13.56	(+) 19.97 (-) 8.88	
6,600 (現在河床)	I	39.30	63.49	23.55	(+) 39.30 (-) 15.75	
	II	31.31	57.94	20.22	(+) 26.63 (-) 11.09	
	III	31.31	53.50	20.22	(+) 22.19 (-) 11.09	
6,600 (将来河床)	I	40.19	69.03	20.22	(+) 28.84 (-) 19.97	
	II	31.31	61.27	16.89	(+) 29.96 (-) 14.42	
	III	32.42	56.83	17.78	(+) 24.41 (-) 14.64	

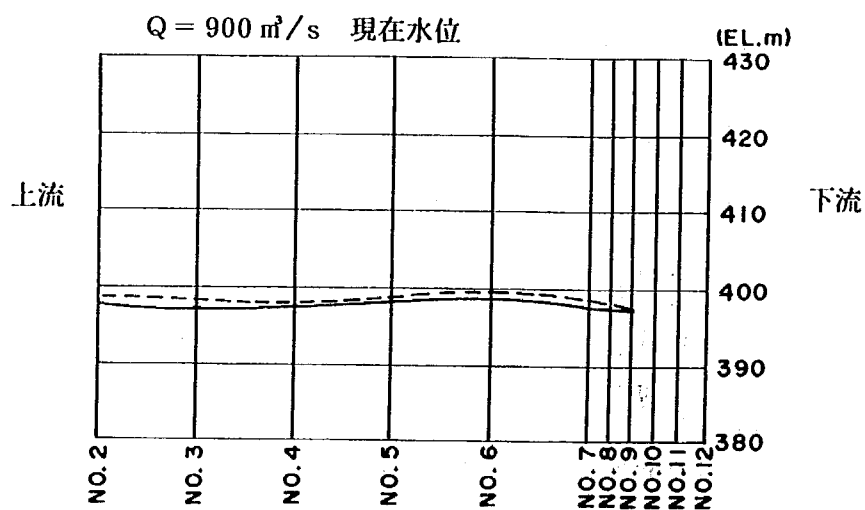
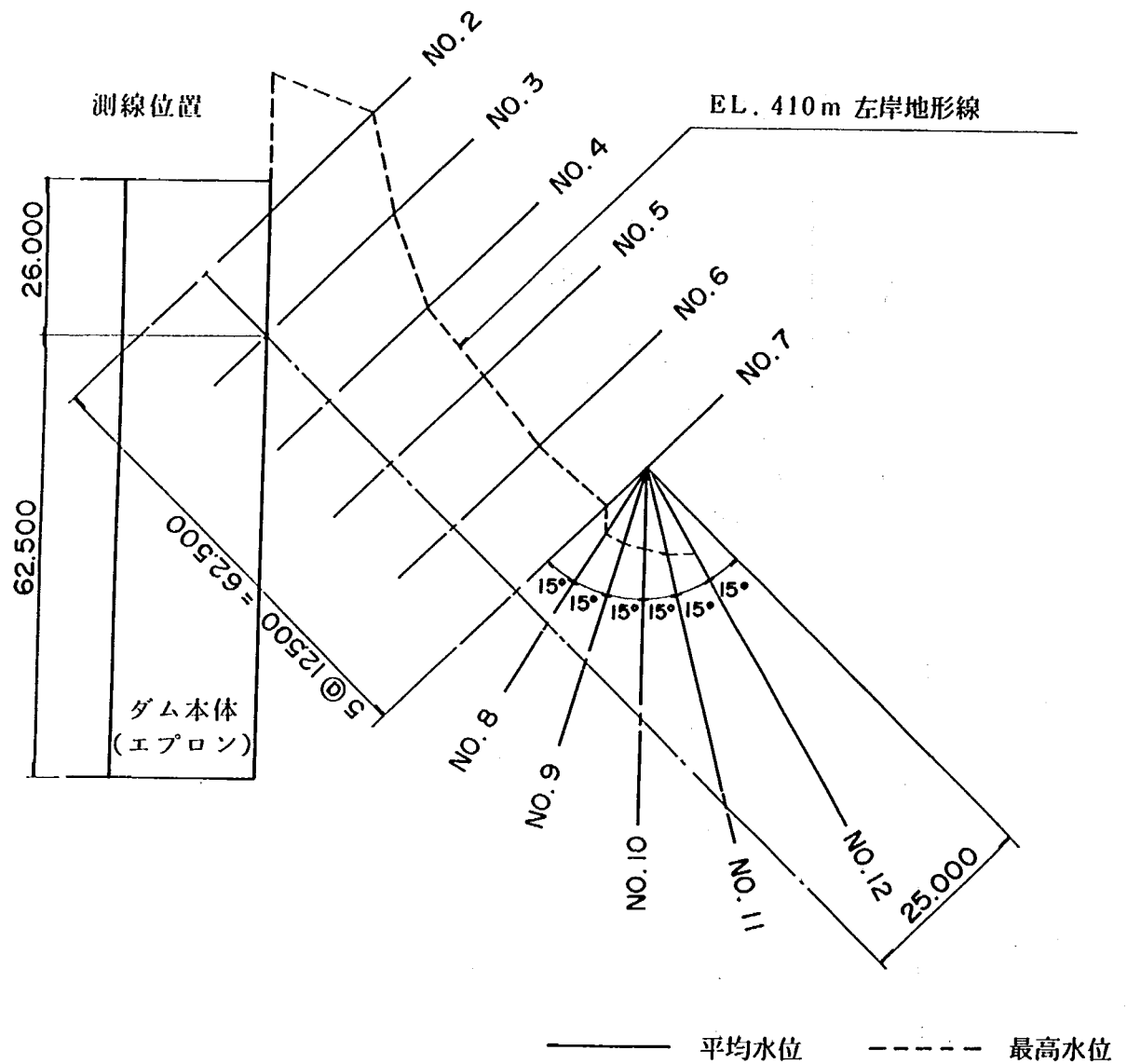


図4-28 (1) 尾根上流面の最高水位と平均水位

————— 平均水位 - - - - - 最高水位

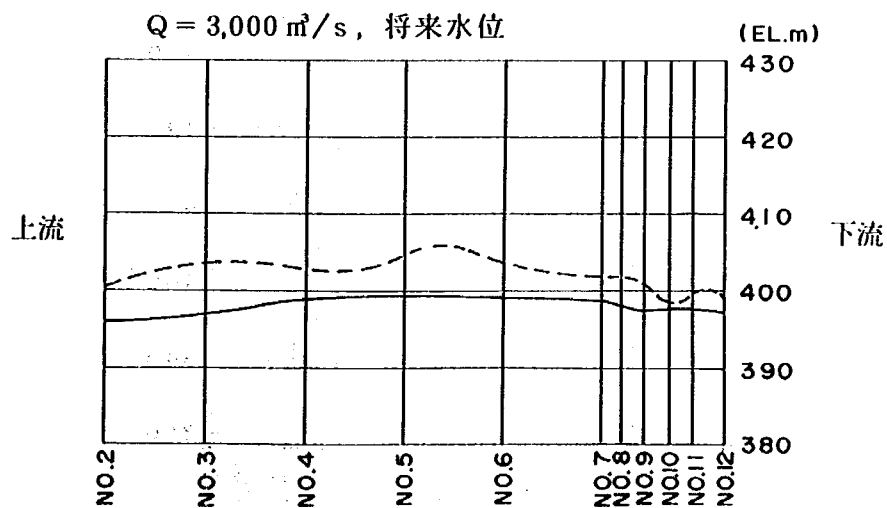
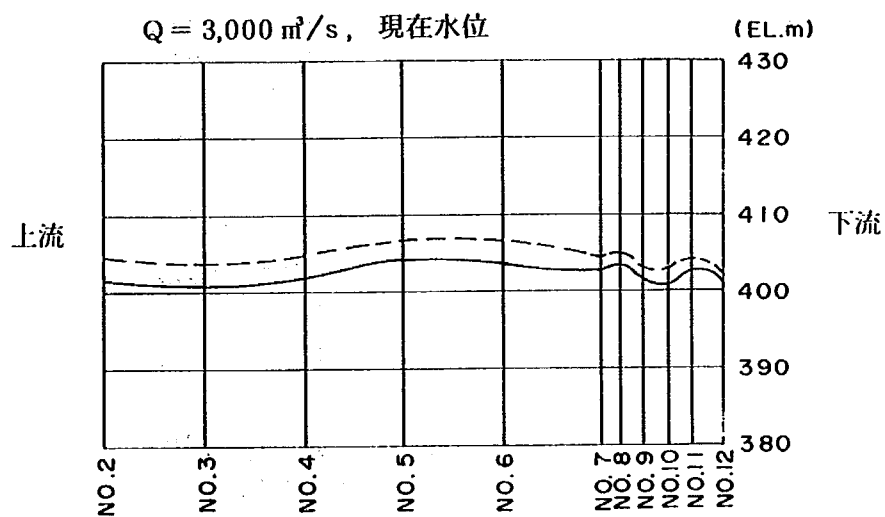
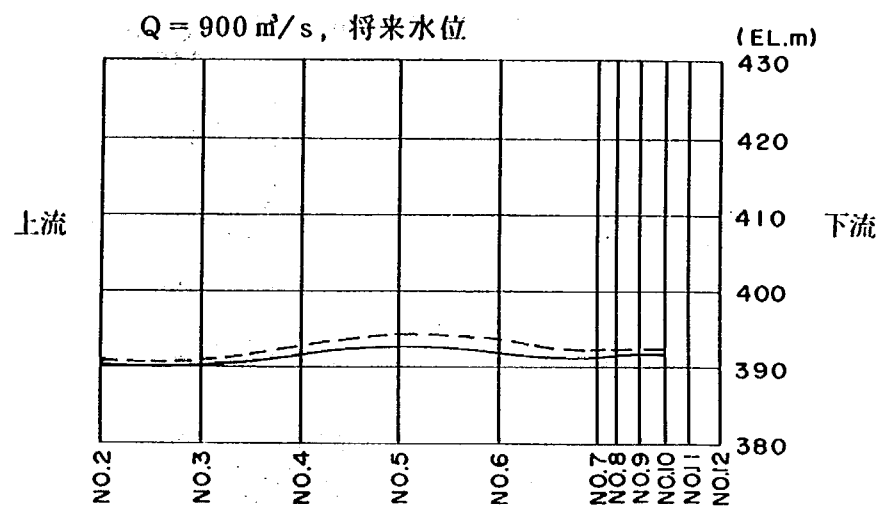


図 4-28 (2) 尾根上流面の最高水位と平均水位

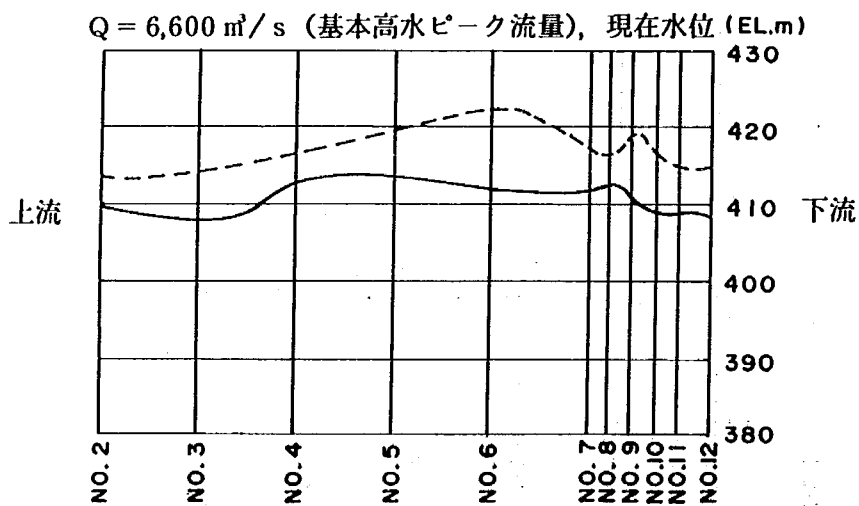
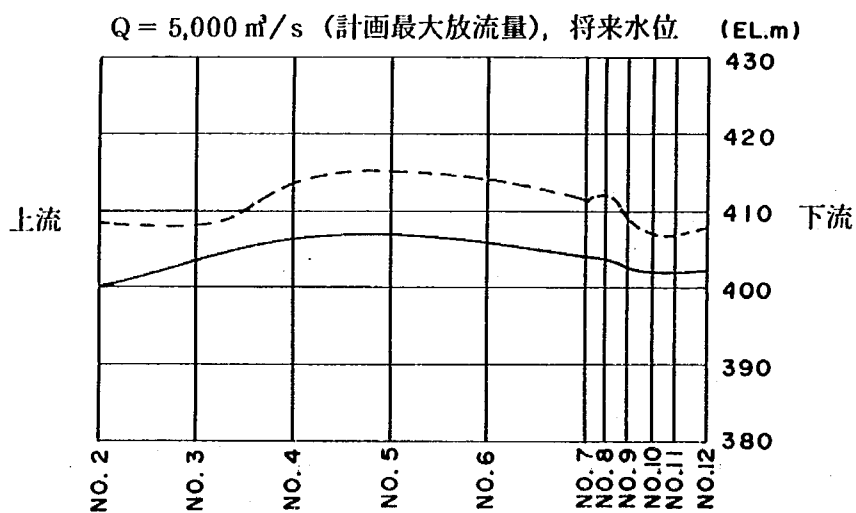
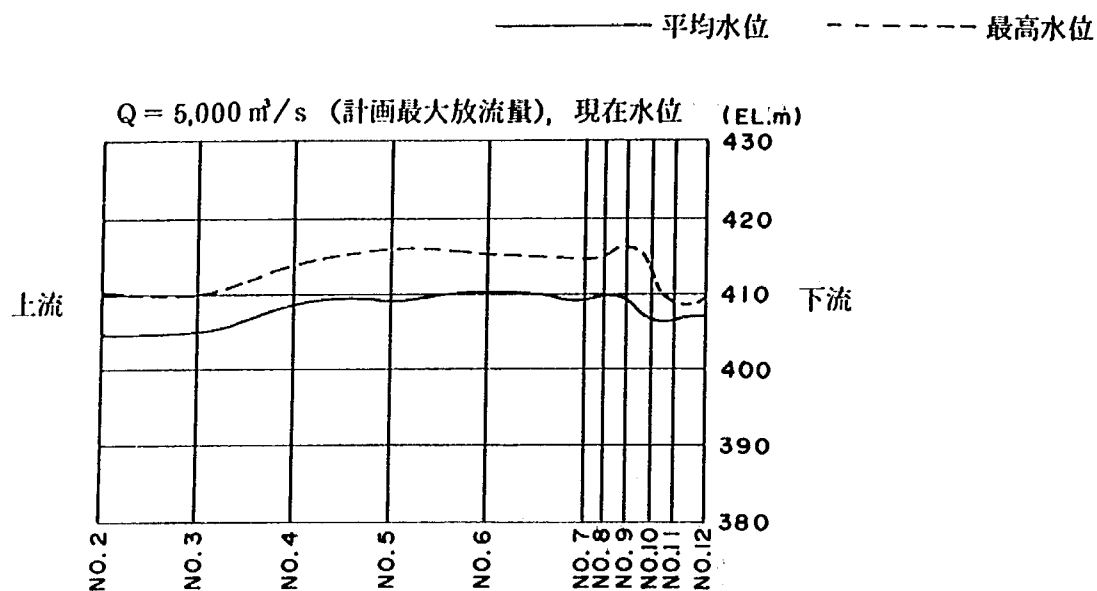


図4-28 (3) 尾根上流面の最高水位と平均水位

—— 平均水位 - - - - - 最高水位

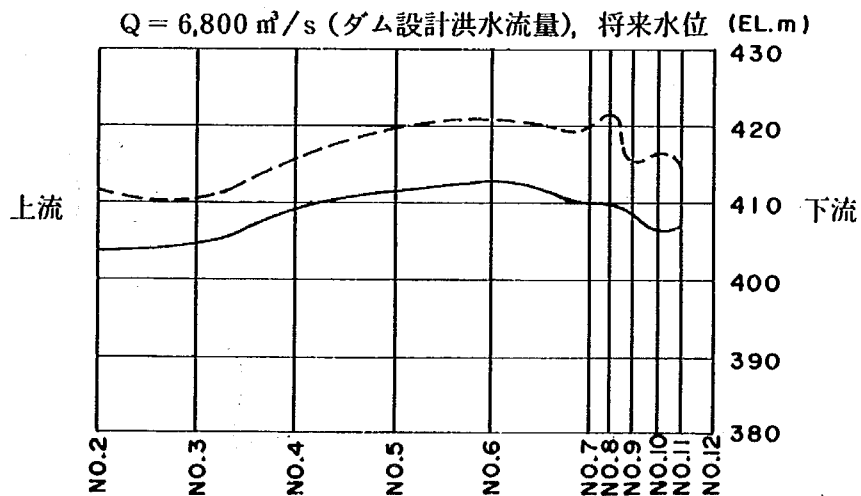
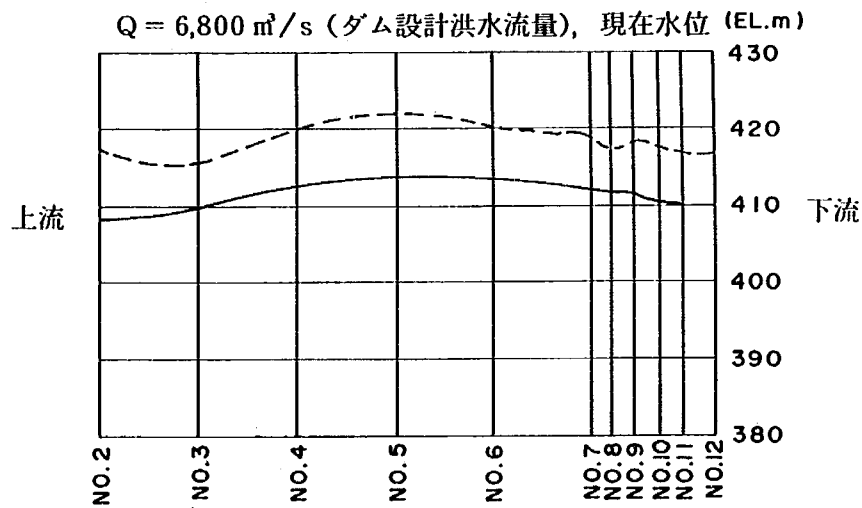
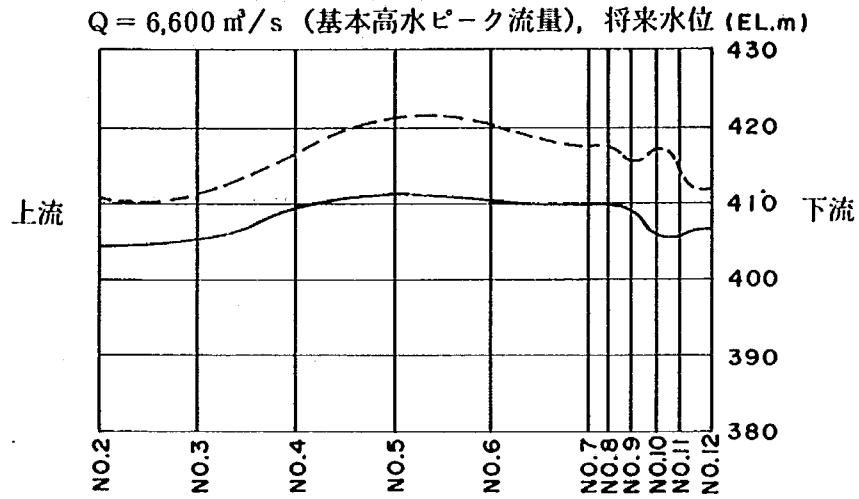


図4-28 (4) 尾根上流面の最高水位と平均水位

- 2) 1)で示した尾根上流面への衝突水脈は、尾根基部で上方に流向を変え、水面の隆起を生じさせた後、らせん流となって湾曲河道を流下する(図4-29参照)。5,000 m³/s、6,600 m³/sの大流量時には、このらせん流が強く、河道断面 No.1～No.15(図4-26参照)間の流況は非常に複雑な様相を呈するとともに、右岸全体が水衝部となり、好ましくない流況となる。なお、5,000 m³/s～6,600 m³/s放流時の減勢は、No.15～17断面でほぼ終了している。
- 3) 2,500 m³/s(将来水位)～3,000 m³/s(現在水位)程度以上の流量時の、No.15断面下流の流れは、河道湾曲の影響により右岸に備った流れとなる(図4-30参照)。流量の増加に伴い、この偏流は強くなる。
- 4) 1)～3)で示した状態は、将来水位において特に顕著になる。将来水位では、現在水位と比べ、跳水始端がかなり下流に位置するようになり、3,000 m³/sを越える流量では、順傾斜上での跳水区間がほとんどなくなる。このため、水脈があまり減勢されないまま尾根に衝突し、全般に流況が荒れたものとなる。
- 5) 900 m³/sでは、尾根前面での水脈の盛り上がりもなく、以上述べた状況は生じないが、洪水吐きが非対称なため、尾根前面に顕著な平面渦を生じ流況が悪化する。この平面渦は、現在水位より将来水位の方が強い。流量を大きくしていくとこの平面渦も徐々に強くなり、更に流況も悪くなるが、2,500 m³/s(将来水位)～3,000 m³/s(現在水位)程度以上の流量になると、左岸の制限水位維持用コンジットからの水脈が尾根にまで達するようになり、これ以上の流量では徐々に平面渦の影響は小さくなる。

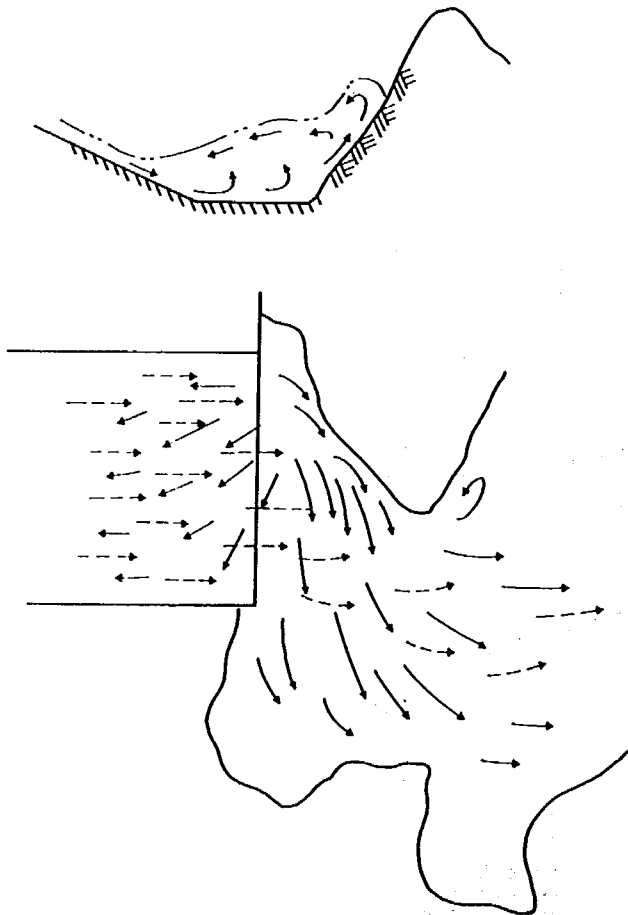


図4-29 尾根上下流付近の流れ(大流量時)

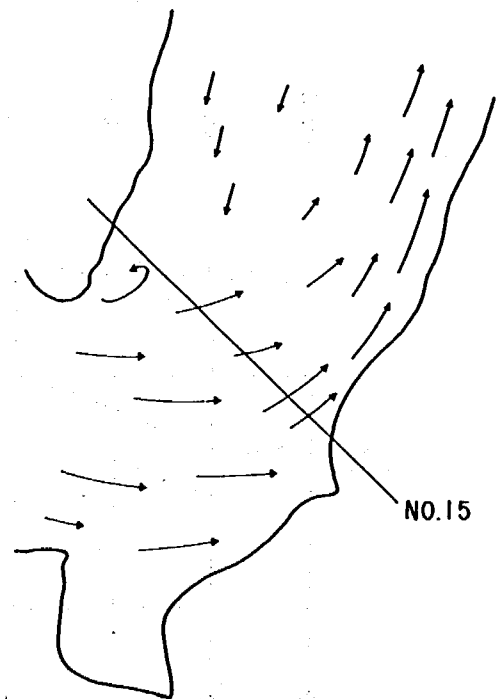


図4-30 No.15断面付近の流れ(大流量時)

以上のように原案減勢工の流況では種々の問題点がみられた。問題点をその原因とともに整理すると次のようになる。

- ① 2,500(将来)～3,000(現在) m^3/s 程度以下の放流時には、尾根上流面の平面渦が顕著となる。(洪水吐きの非対称性)
- ② 2,500(将来)～3,000(現在) m^3/s 程度以上の放流時には、左岸張り出し位置に高速水脈が衝突し、流況を悪化させる。(尾根までの減勢区間の不足)
- ③ ①、②の流況の悪化は、下流水位が低い将来水位においてより顕著となる。(将来の下流水位の不足)

このうち、特に②(およびこれに係わる③)の問題は、尾根上流面の保護が護岸程度で十分対処できるか疑問視されるため、本減勢工形式の適否を検討する上での重要な問題である。従って、この問題をどの程度解消できるのか、また、その時の構造物はどのようなものになるのか検討を行うこととした。次項にその内容について述べる。

c 流況改善策の検討

原案減勢工の流況調査では、尾根までの減勢区間が短く、十分な減勢が得られないことが特に問題になった。このための対策として、勿論尾根を掘削することが考えられるが、ここでは尾根をそのまま残す方向で、どの程度まで流況改善が可能か検討することとした。

ところで、上記事項の検討に先立ち、導流部の流況について若干の検討を行っているので、本論から少しはずれるが、ここに簡単に述べておく。導流部の流況は、個々のコンジットあるいはオリフィスからの放流水脈が互いに干渉するため乱れを生じる。このうち、洪水調節用コンジット、オリフィスにおけるものは、問題となる程のものではなかったが、制限水位維持用コンジットのものは、写真4-2に示すように非常に大きな跳ね上がりを生じ、水脈が飛散する状況を呈したため、何らかの改善が必要と考えられた。この大きな水脈の跳ね上がりは、両コンジットからの放流水脈が出合う位置、すなわち衝撃波の発生位置が、堤体下流面から傾斜水叩きへの勾配変化点とほぼ一致しているために生じたものと思われ、図4-31に示すような傾斜面を設置することにより大きな跳ね上がりを解消することができた(写真4-3参照)。以下の減勢工流況改善策の検討は、この傾斜面を設置したものに対して行っている。

さて、減勢池の流況改善の方法として次の2つの方法を考え、検討を行った。

- ① 制限水位維持用コンジットからの放流水脈を右岸寄りに変向させ、放流水脈相互の干渉を高めて減勢効果を得るとともに、水脈全体の流向を右岸寄りとして、尾根への衝突角度を小さくする。
- ② 尾根への衝突水脈を分散、減勢させる補助構造物を設ける。

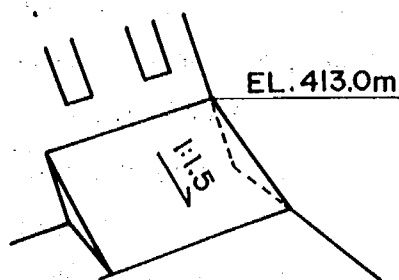


図4-31 導流部流況改善のための傾斜面



写真4-2 導流部放流水脈の干渉（原案）

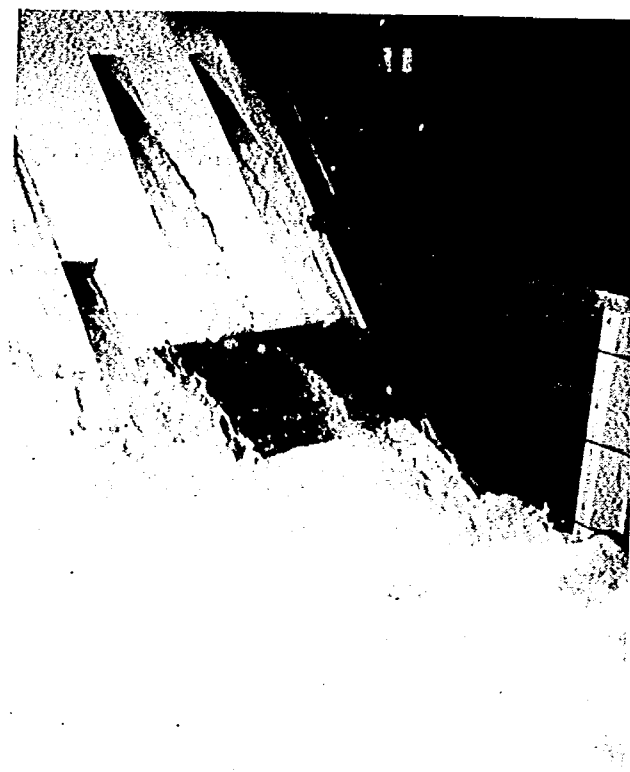


写真4-3 導流部流況（傾斜面設置）

①の方法として図4-32に示す2つの形状に対し実験を行ったが、減勢状態は改善されず、むしろ流況が荒れて悪化する結果となった。従って①の方法は適切でないと考えられた。

②の方法として、シュートブロックを順傾斜水叩き末端に設置する方法を考え、図4-33に示す種々のシュートブロック形状に対し検討を行った。

原案減勢工の主旨は、尾根を掘削しない、また副ダムを設置しない点にあったが、検討の結果、現在水位においては、適切なシュートブロックの使用により十分良好な流況が得られるが、将来水位では、いずれの形状でも十分な効果は得られず流況は荒れたものとなった。従って将来に亘り良好な流況を得ることは困難と考え、副ダムが必要なものと判断した。

現在水位程度の水位が確保できる場合すなわち副ダムを設置した場合、最も良好な流況を示したものは形状7のシュートブロックである。流況および水面形を写真4-4、図4-34に示す。写真および図からわかるように $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の大流量でも尾根上流面での水面の盛り上がりは小さく、案定した穏やかな流況が得られている。表4-5に形状7における尾根基部での壁面圧力を示すが、最大圧力と最低圧力の差は、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で約14 m水柱、 $6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ で約18 m水柱と原案の約1/3に小さくなっており、本ダム減勢工として十分採用可能なものと思われる。なお、副ダムを設けない場合に、現在、将来水位の両者に亘り最も良好な流況が得られたのは形状9であり、この場合の $6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ における水面形を参考のため図4-35に示す。原案と比較し、尾根上流面の等水位線の間隔はかなり広がり、その効果が認められるが、形状7程の効果はみられず、特に将来水位での流況は依然として荒れたものとなっている。

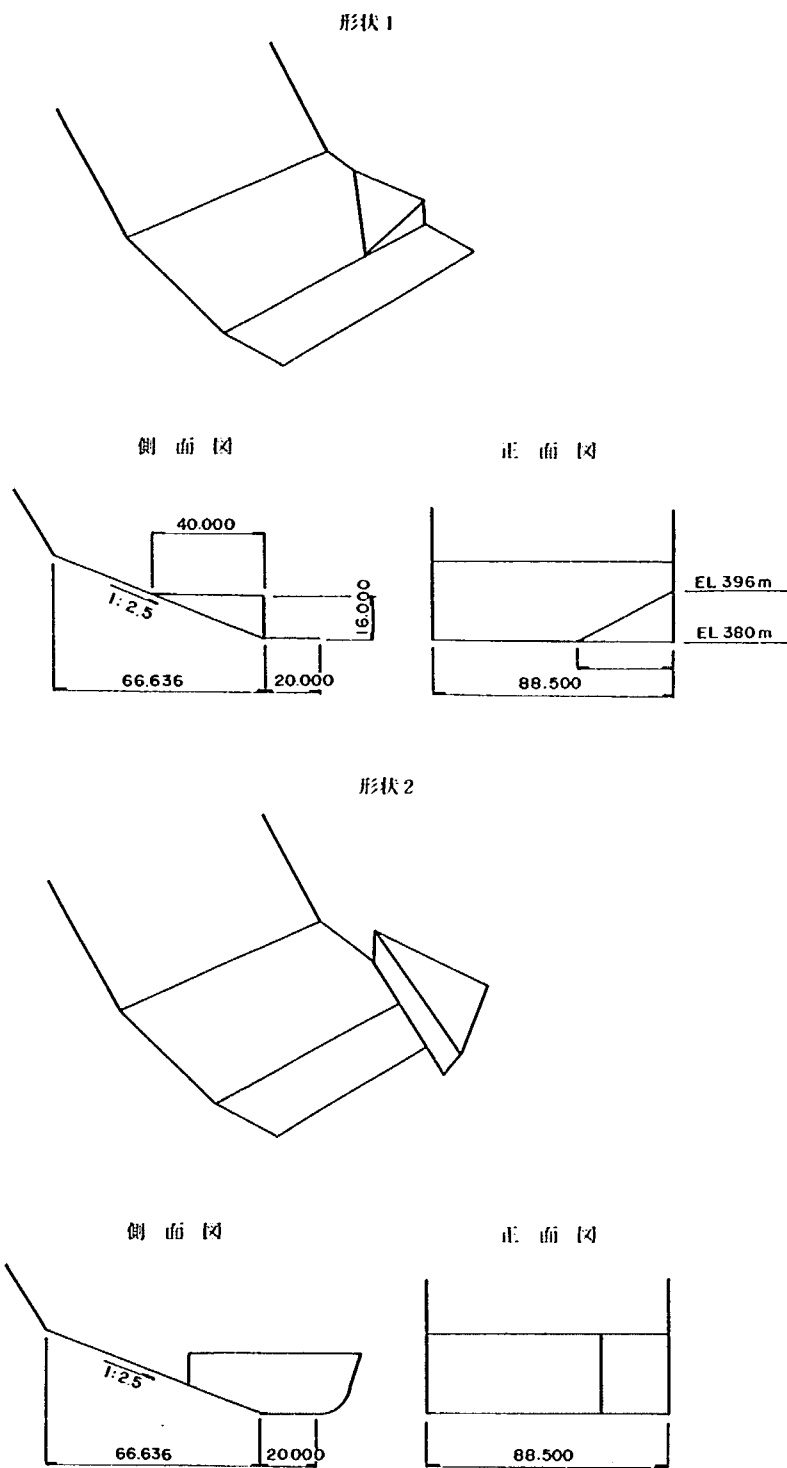


図 4-32 検討を行った水脈変向案

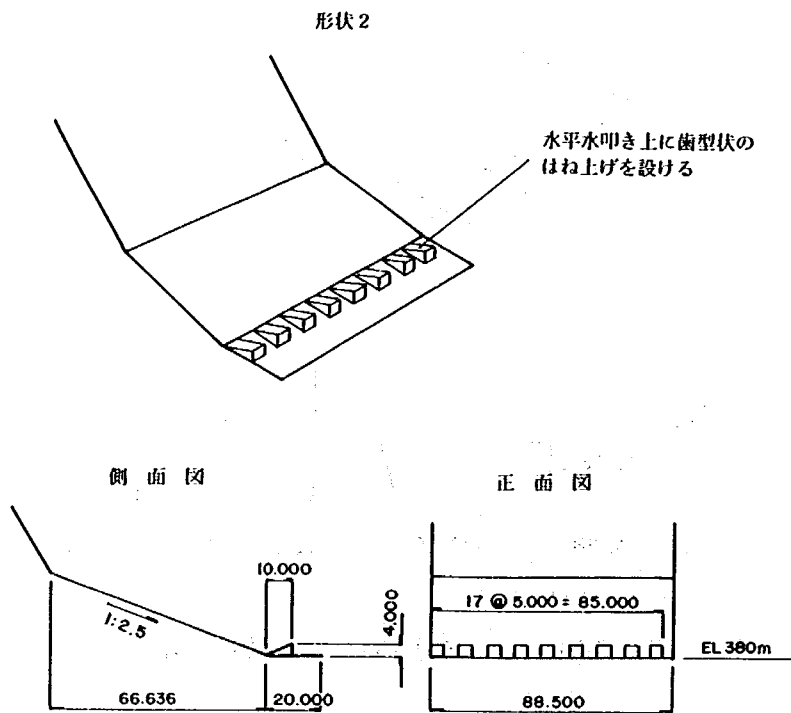
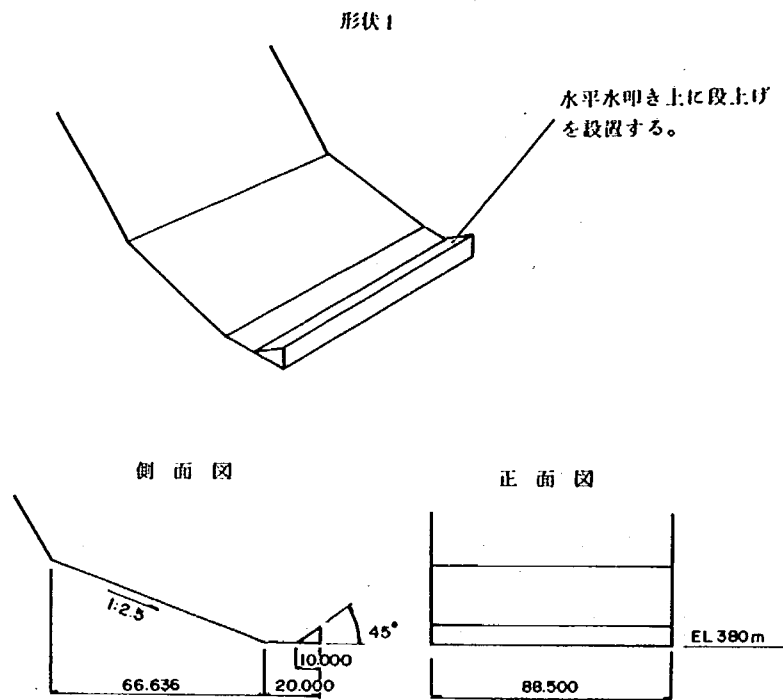


図 4-33 (1) 検討を行ったシュートブロック形状

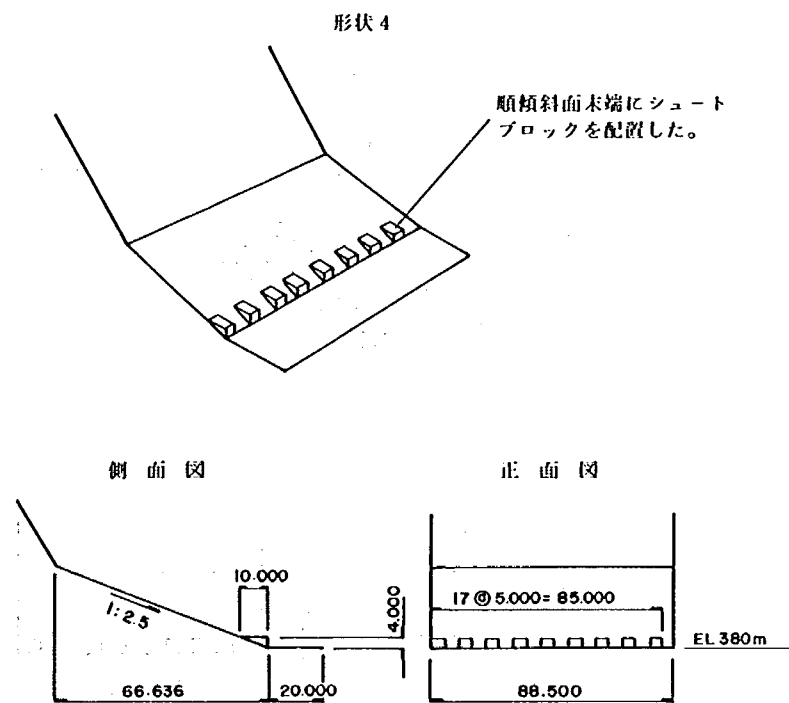
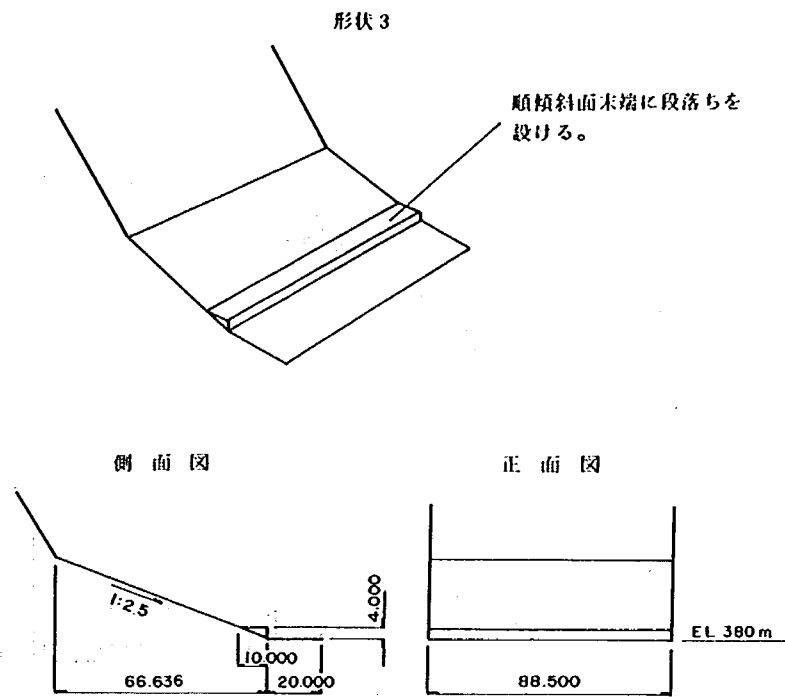
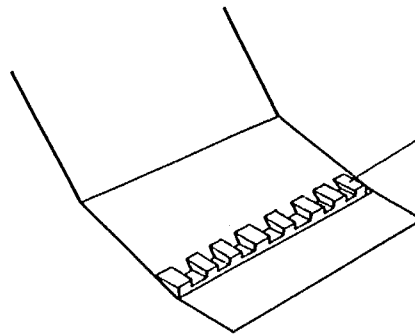


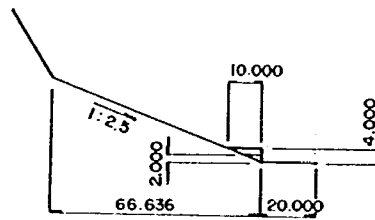
図4-33 (2) 検討を行ったシュートブロック形状

形状 5

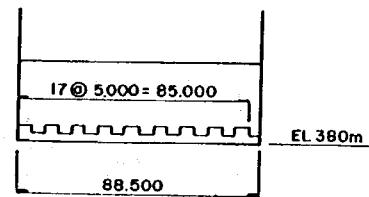


順傾斜面末端に歯形状の段落ちを設置する。

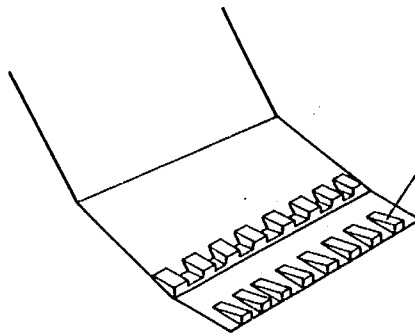
側面図



正面図

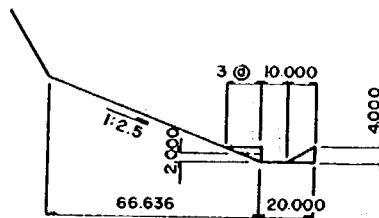


形状 6



形状 5 にさらにシートブロックをかさねて配置する。

側面図



正面図

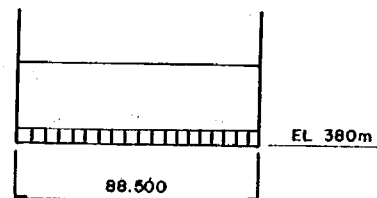


図 4-33 (3) 検討を行ったシュートブロック形状

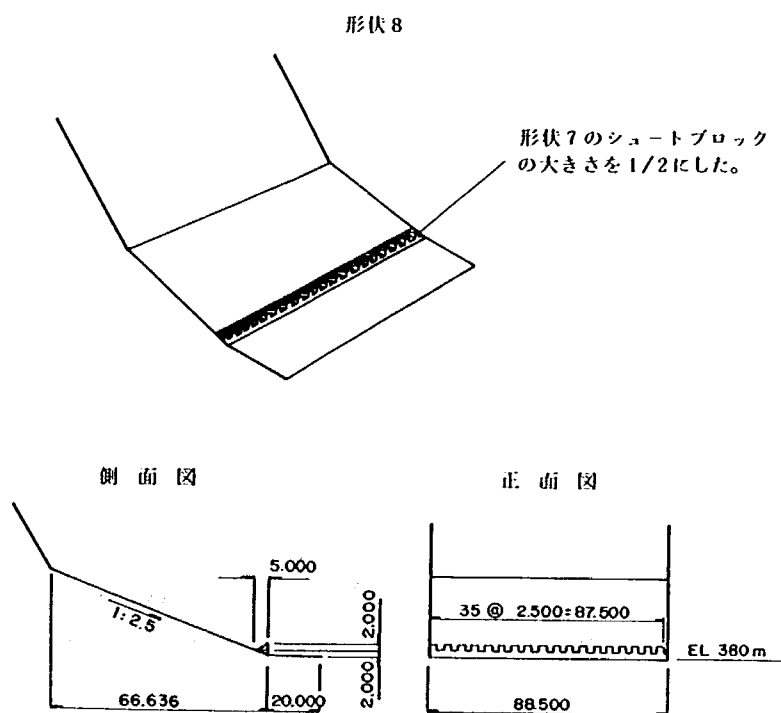
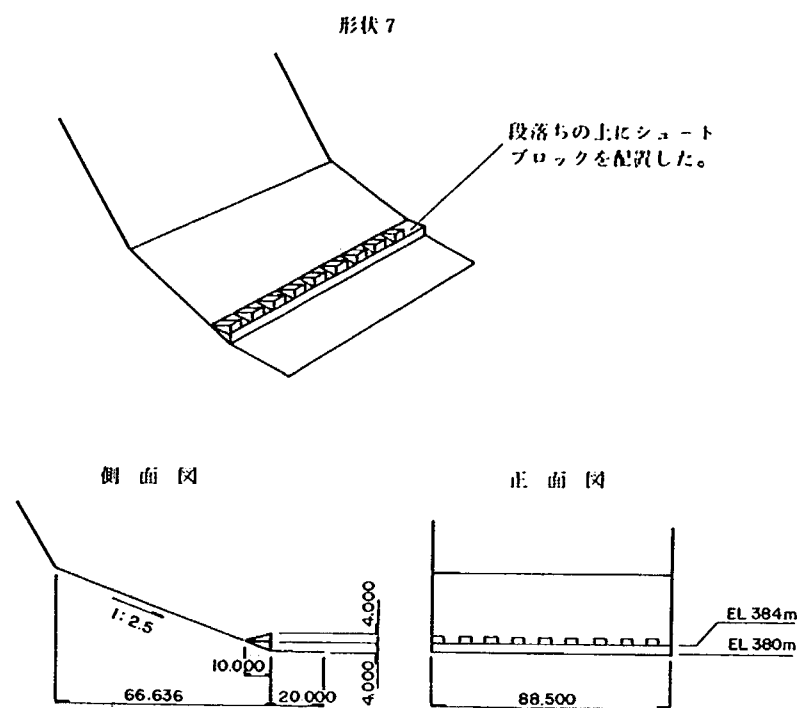
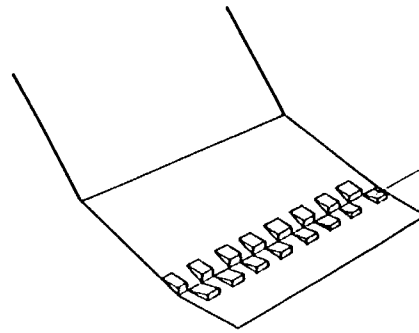


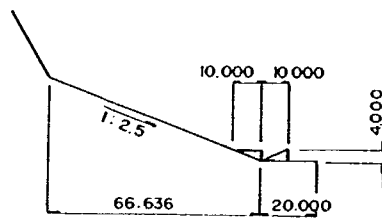
図 4-33 (4) 検討を行ったシュートブロック形状

形状 9

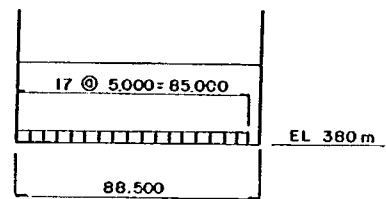


順傾斜面末端および水平水叩き
始端にシュートブロックを交互
に配列した。

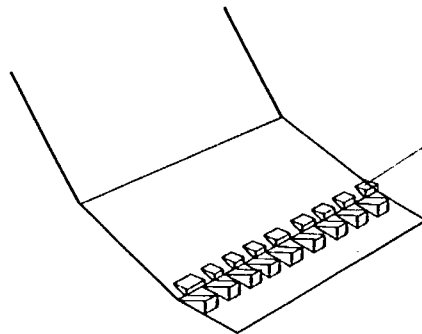
側面図



正面図

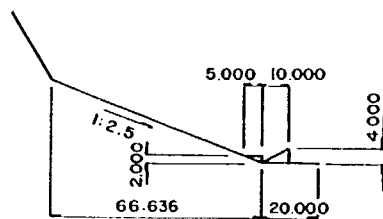


形状 10



形状 9 の 1 列目のブロックの
大きさを 1/2 にした。

側面図



正面図

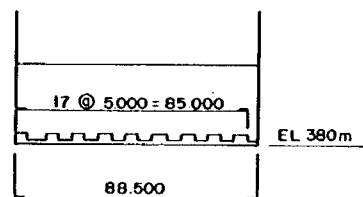
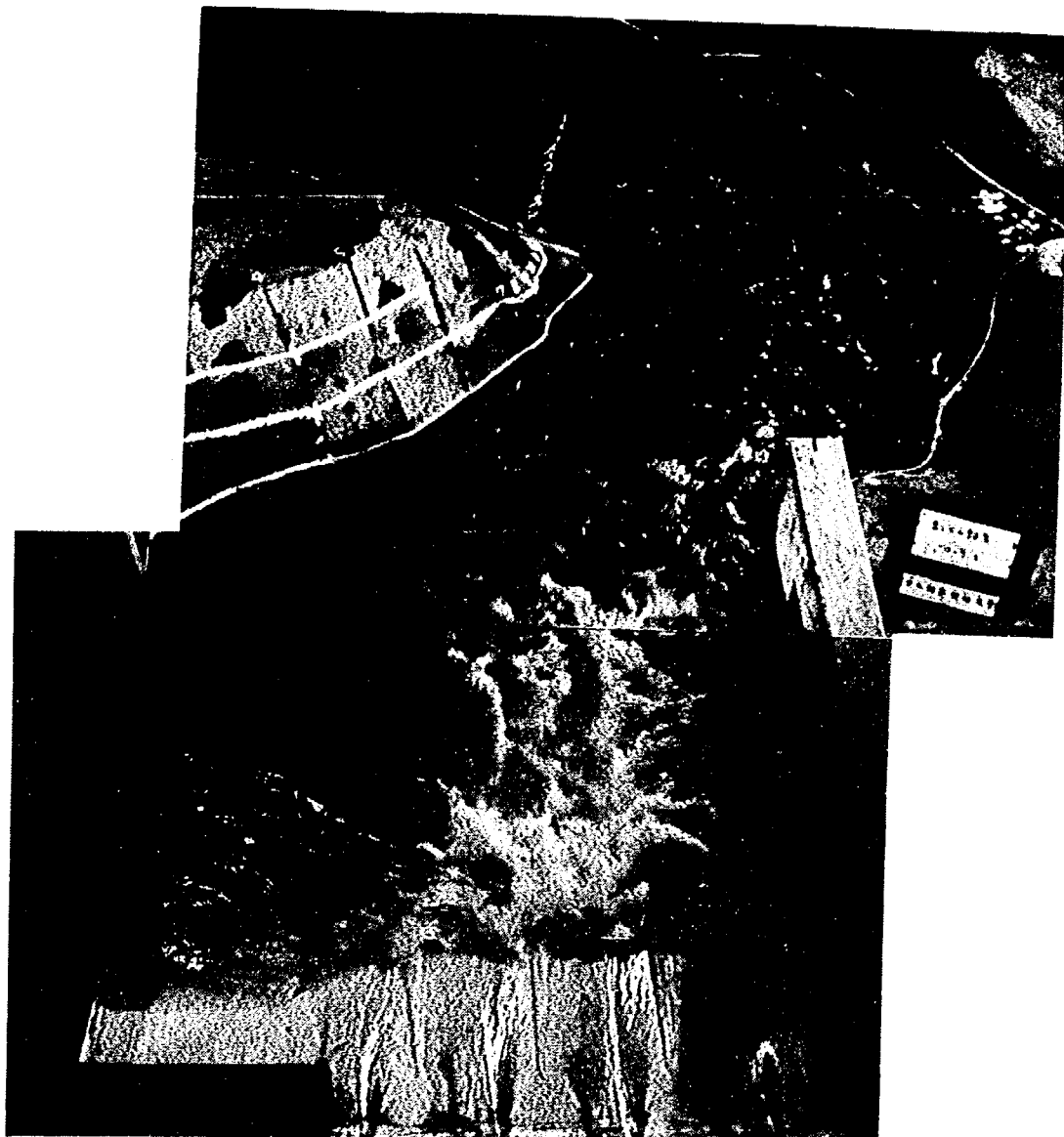
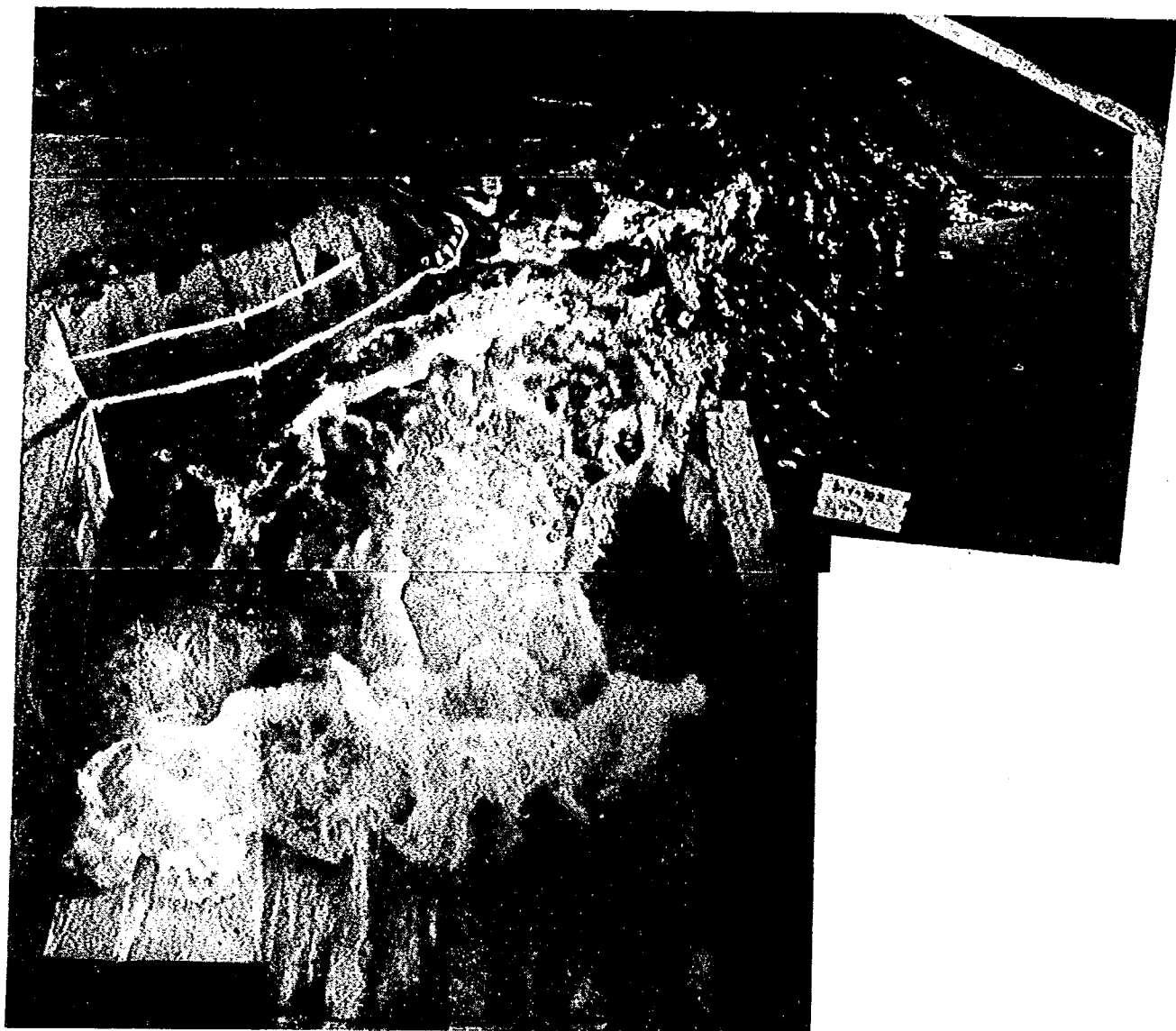


図 4-33 (5) 検討を行ったシュートブロック形状



$Q=900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 4—4 (1) 形状 7 (副ダム設置) の流況



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真4—4 (2) 形状7 (副ダム設置) の流況

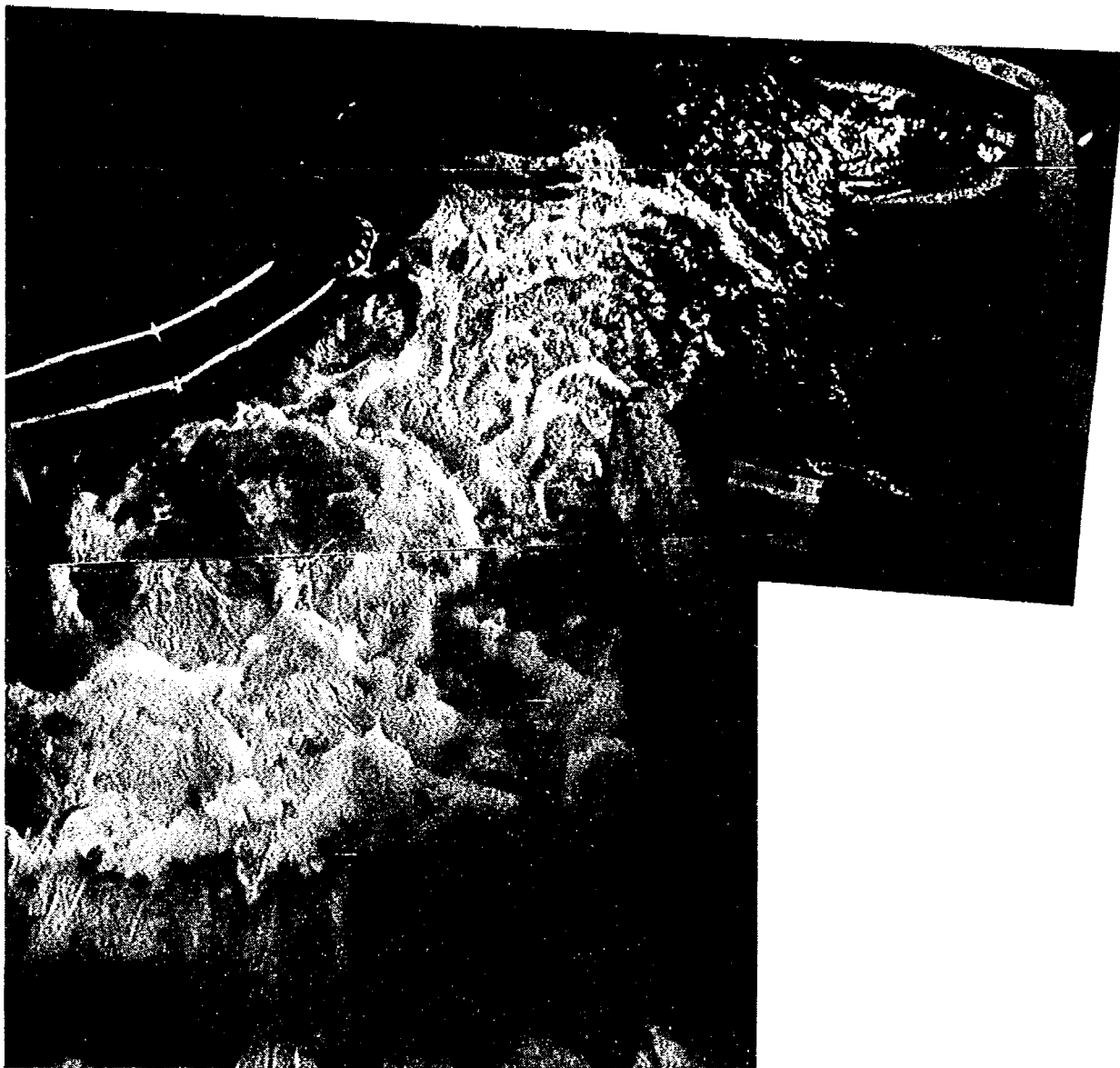


写真4-4 (3) 形状7 (副ダム設置) の流況

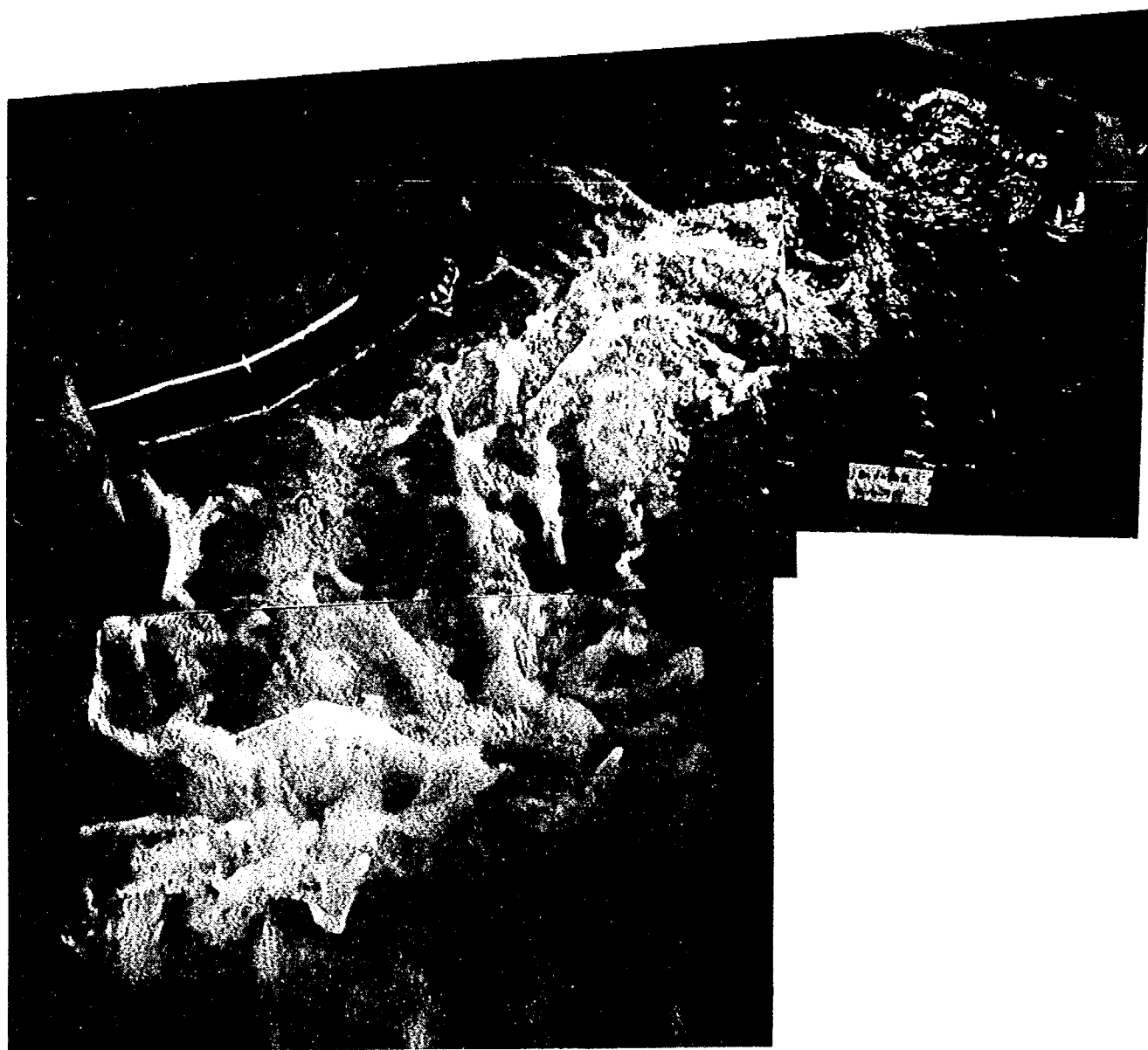


写真4-4 (4) 形状7 (副ダム設置) の流況

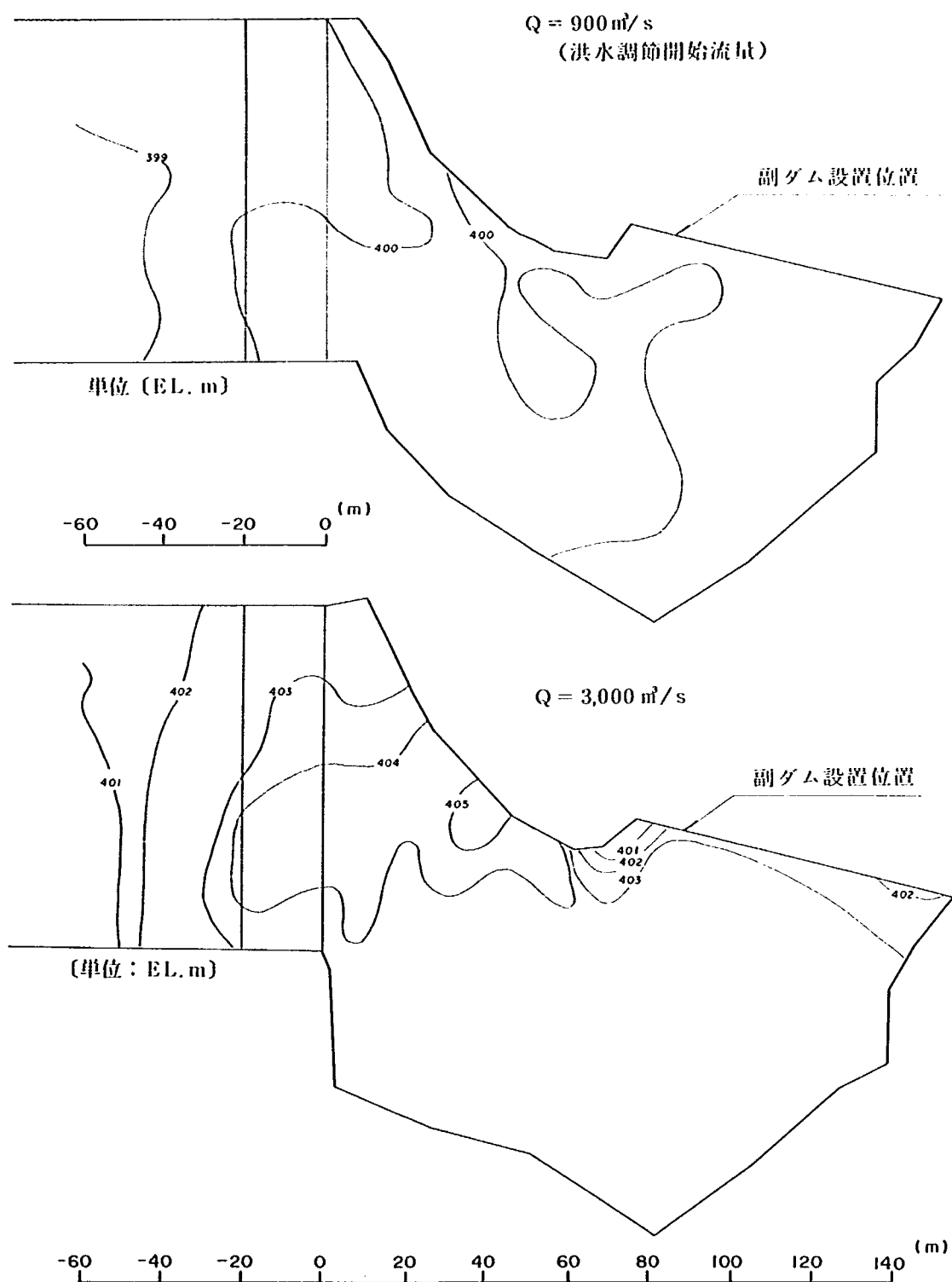


図4-34 (1) 形状7 (副ダム設置) の水面形

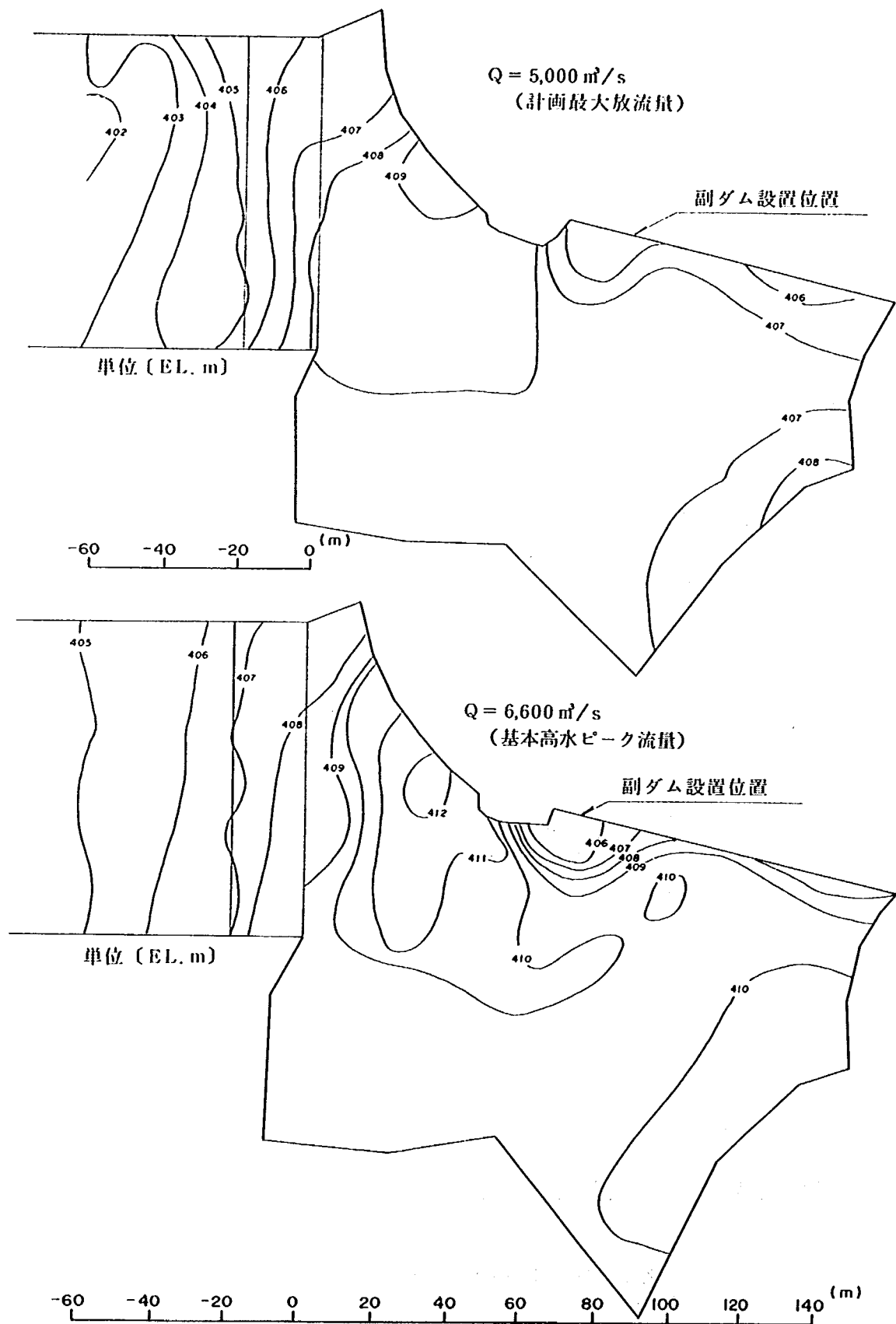


図4-34 (2) 形状7 (副ダム設置) の水面形

表 4-5 尾根基部に作用する壁面圧力 (形状 7)

流 量 (m/s)	測点	平 均 圧 力 $\bar{P}$	最 大 圧 力 $P_{\max}$	最 低 圧 力 $P_{\min}$	変 動 圧 $\begin{matrix} P_{\max} - \bar{P} \\ P_{\min} - \bar{P} \end{matrix}$
3,000	I	22.37	24.50	20.71	$\begin{matrix} (+) 2.13 \\ (-) 1.66 \end{matrix}$
	II	22.65	24.50	21.73	$\begin{matrix} (+) 1.85 \\ (-) 1.48 \end{matrix}$
	III	22.74	24.50	21.26	$\begin{matrix} (+) 6.47 \\ (-) 3.33 \end{matrix}$
5,000	I	24.04	30.51	20.71	$\begin{matrix} (+) 6.47 \\ (-) 3.33 \end{matrix}$
	II	29.31	38.38	24.41	$\begin{matrix} (+) 9.07 \\ (-) 4.90 \end{matrix}$
	III	28.20	35.51	24.41	$\begin{matrix} (+) 7.31 \\ (-) 3.79 \end{matrix}$
6,600	I	27.46	38.10	22.93	$\begin{matrix} (+) 10.64 \\ (-) 4.53 \end{matrix}$
	II	29.63	43.02	25.17	$\begin{matrix} (+) 13.39 \\ (-) 4.46 \end{matrix}$
	III	29.90	42.80	25.17	$\begin{matrix} (+) 12.90 \\ (-) 4.73 \end{matrix}$

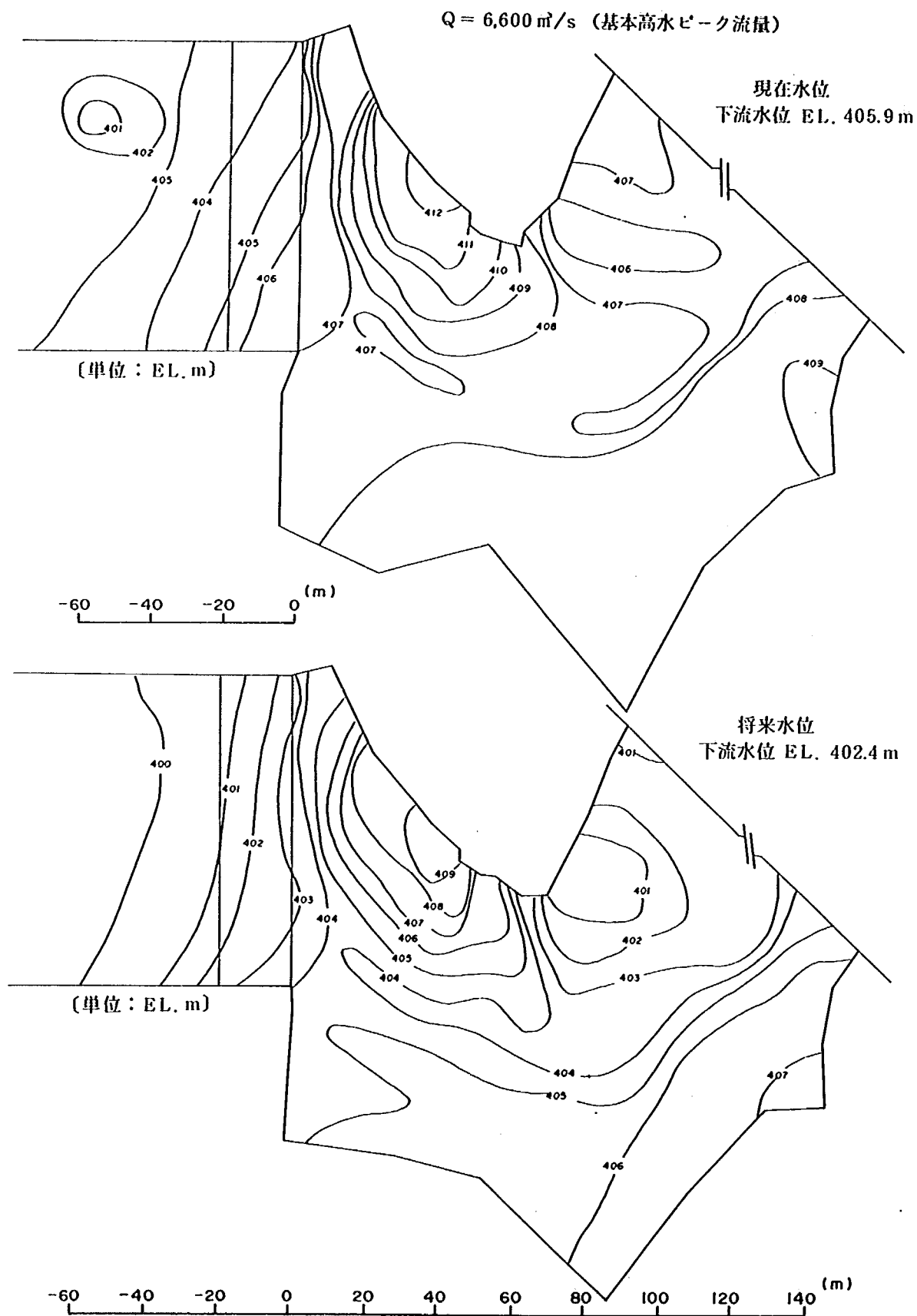


図4-35 形状9の水面形

以上示した種々の流況改善策の検討の結果、尾根を取り去らない減勢工として形状7のシュートブロックおよび副ダムを設置する案により十分採用可能な流況が得られたが、次の検討事項が残された。

- 1) 実験では、副ダムに対する詳細な検討を行っておらず、とりあえず、現在河床高を参考に天端標高 EL. 395.0 m、現在水位での減勢状態を参考に No. 14 断面左岸と No. 17 断面右岸を結ぶ線を副ダム軸としたが、その高さ、位置については更に検討が必要である。この場合、右岸沢の流末処理および副ダム下流の土砂が減勢池内へ入らないようにするための配慮が必要である。
- 2) シュートブロックは高速流 (約 $40 \text{ m}^3/\text{s}$) 中に晒されるためキャビテーション損傷を受ける可能性がある。実験では、ブロック面には負圧の発生がみられないことを確認しているが、ステンレスで覆う等の保護方法について検討が必要なものと思われる。また、これと関連してブロックが損傷を受けた場合の維持、補修方法も合わせて検討を行う必要がある。

これら、検討事項が残されたが、3章で示したように、この後洪水吐き配置、および減勢工形式に変更が行われたため、本減勢工に対するこれ以上の検討は行っていない。これ以降の検討経緯については5章に示すこととする。なお、原案減勢工の問題の1つであった小流量時の尾根上流面の平面渦については、図4-36に示す導流壁により解決できたことを付け加えておく。

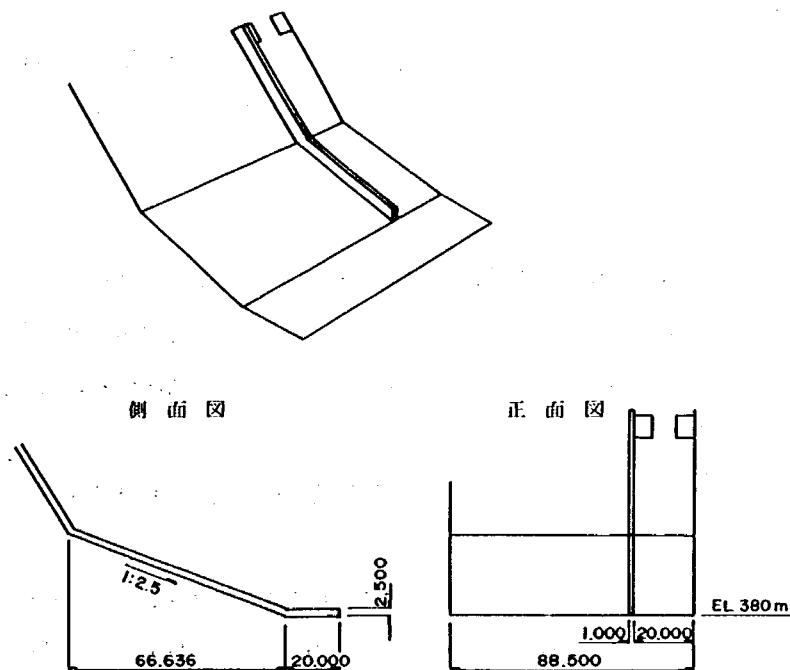


図4-36 平面渦解消のための導流壁

5. 二段配置・水平水叩き案の 水理設計と水理模型実験

多段配置・順傾斜水叩き案について4章に述べたように検討を進めてきたが、その配置の複雑さに対し、また減勢工を順傾斜水叩きとすることの有利さに対し事務所で再検討が行われ、二段配置・水平水叩き案による水理実験を行うこととなった。

図5-1に二段配置・水平水叩き案として作成された洪水吐き水理実験案を示す。本案洪水吐き配置の主旨は、3章（昭和57～59年度の検討）に示したが、簡単にまとめると次の通りである。

- (1) 設備構成はできるだけ単純なものとし、ゲート操作の単純化を図る。
- (2) 設備配置は、減勢池内の平面渦を軽減するため左右対称とする。
- (3) 全ての代表洪水に対し所定の洪水調節が行えるよう放流能力条件として2章の2)－aを満足することとする。
- (4) 設計洪水位 EL. 480.5 m における放流能力をダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。

越流部については、57年度4門配置、58～59年度5門配置としたが、それぞれの主旨は次の通りである。

昭和57年度4門配置案

- (1) コンジット予備ゲートの移動が容易なように、また、格納が可能なように越流頂間隔を確保する。
- (2) 堤頂道路との取り合いから、ラジアルゲートの底部水密位置が、越流頂からあまり下がらないよう越流水深を確保する。

昭和58年度5門配置案

- (1) サーチャージ水位 EL. 480.0 m で計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流を行っているゲート状態において、ダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ が流入した場合を想定し、ゲート開速度 $0.3 \text{ m}/\text{分}$ 、1動作単位 $1 \text{ m}/\text{回}$ 、水位測定等のためのゲート休止時間10分のゲート開操作において、水位が設計洪水位 EL. 480.5 m 以下でゲート全開できる配置とする。
- (2) 予備ゲート操作は、ガントリークレーンによる操作を想定し、クレストピア上流面での移動については別途配慮する。

また、減勢工は、4章で示した順傾斜水叩きとしても掘削量はあまり減じることができないこと、逆に、この勾配の傾斜面の施工が困難であることやコンクリートボリュームが増加することから施工上不利であると判断され、水平水叩きとして検討することとなった。なお、水叩き標高は最初（昭和57年度）EL. 380.0 m として検討を行っていたが、その後の事務所における経済比較により EL. 390.0 m と変更され現在に至っている。

以下、本案の水理設計、水理模型実験について報告する。なお、3章にも示した通り、本配置案に対する検討は現在継続実施中であり、ここで報告する水理模型実験は主として減勢工の検討を行ったものである。

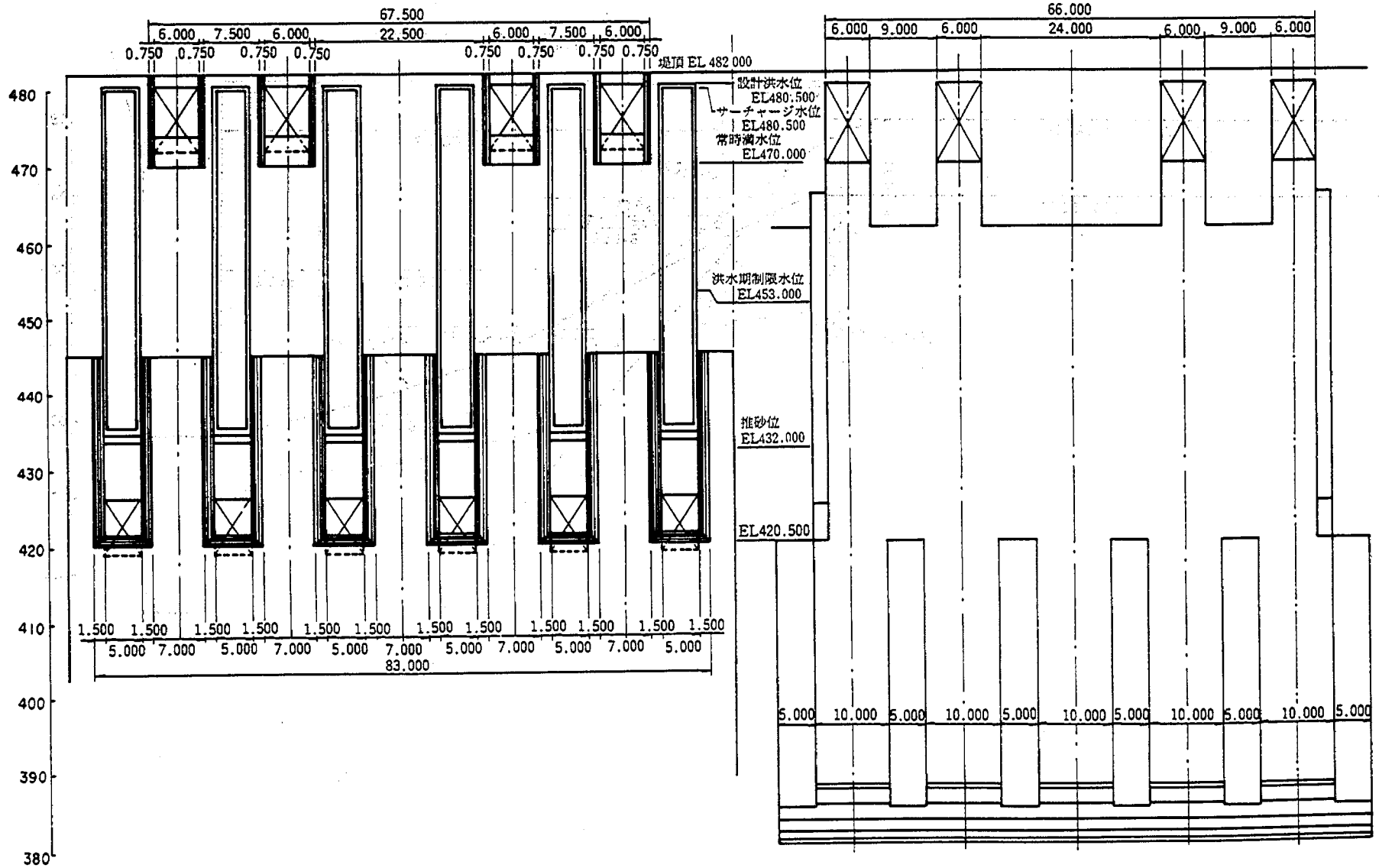


図 5-1 (1) 二段配置・水平水叩き案の水力模型実験案

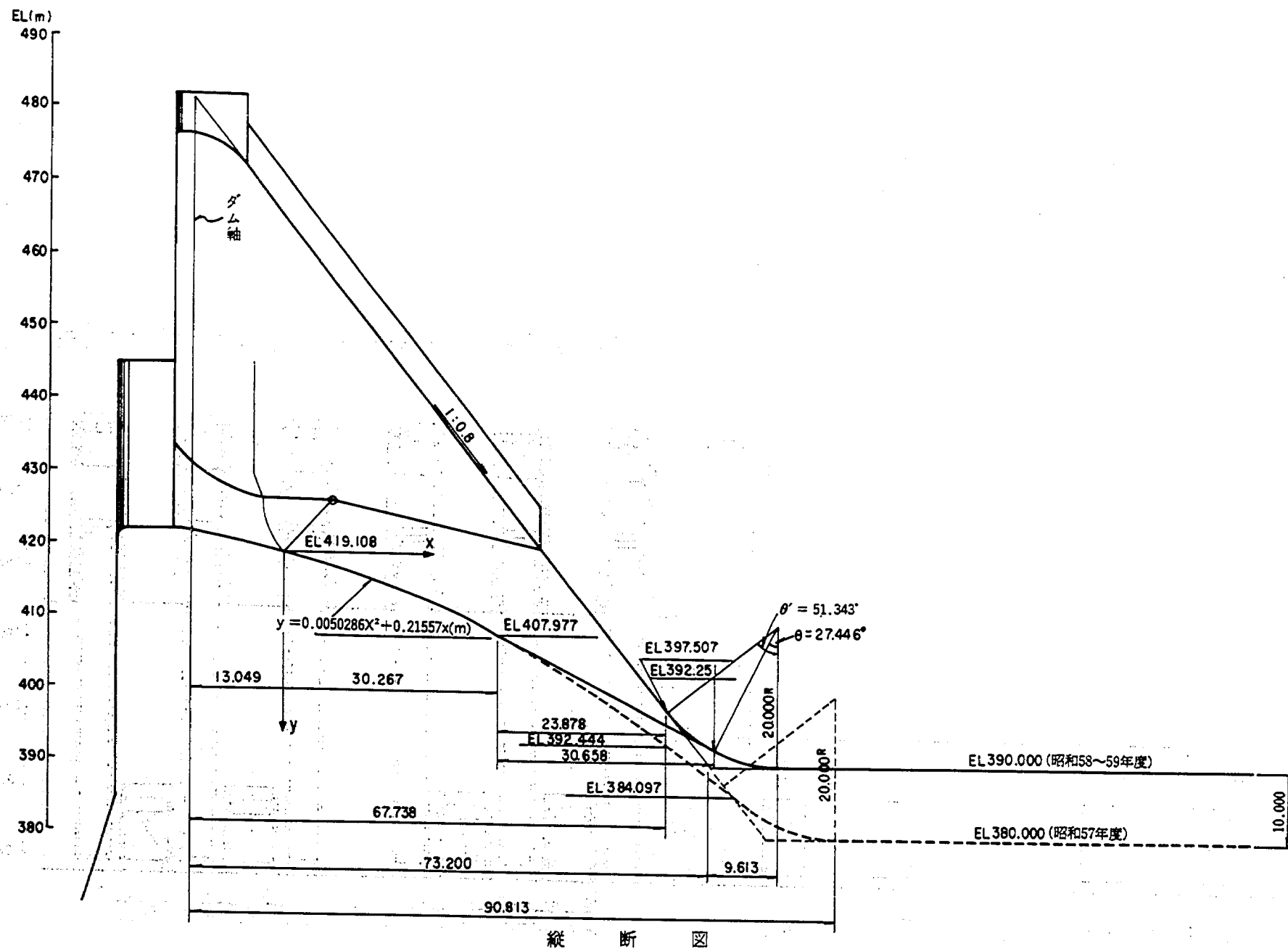
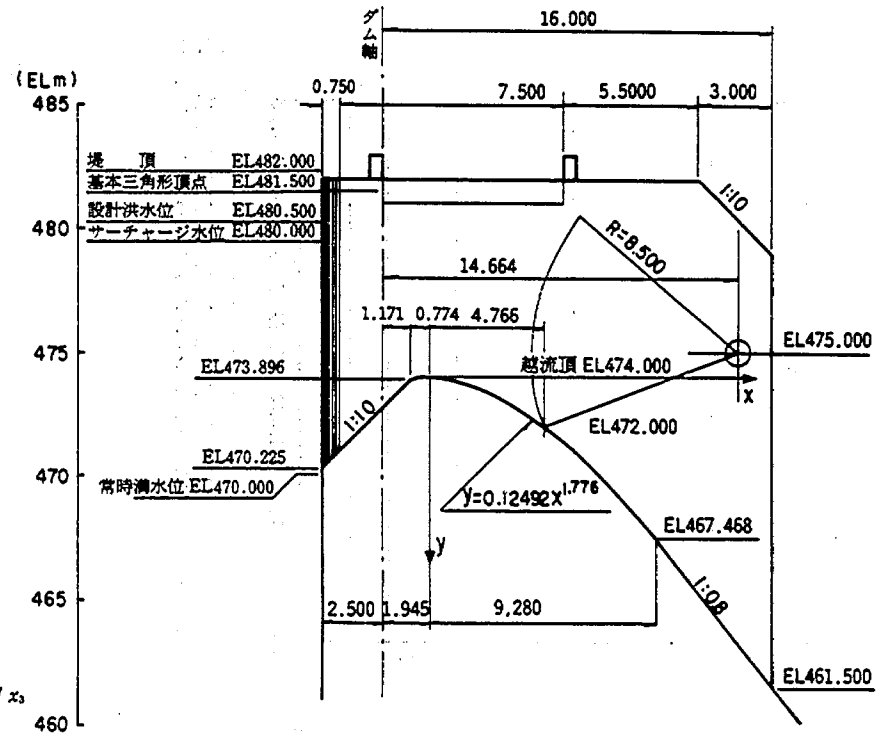
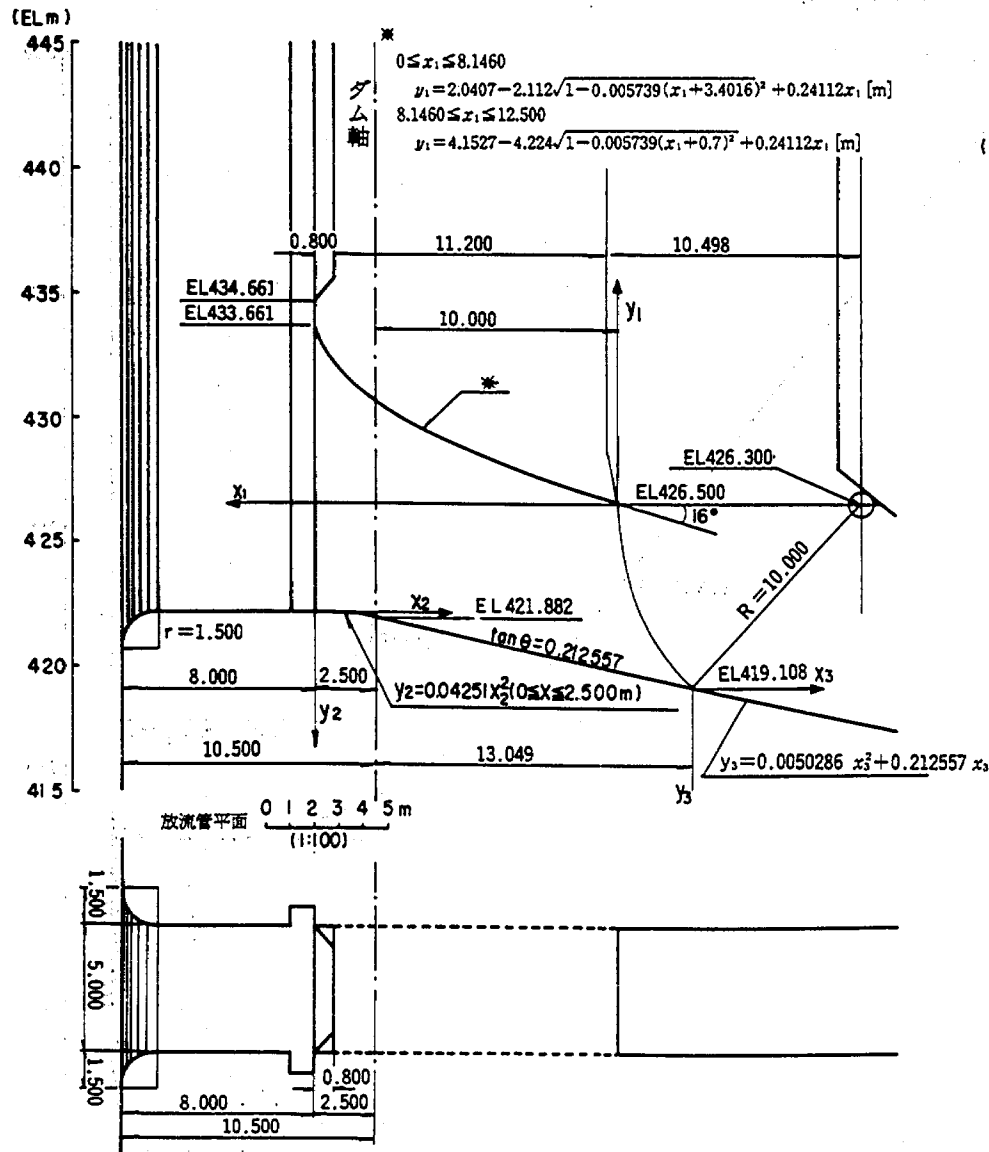


図5-1 (2) 二段配置・水平水叩き案の水理模型実験案



コンジット

越流部 (昭和 57 年度案)

図 5-1 (3) 二段配置・水平水叩き案の水理模型実験案

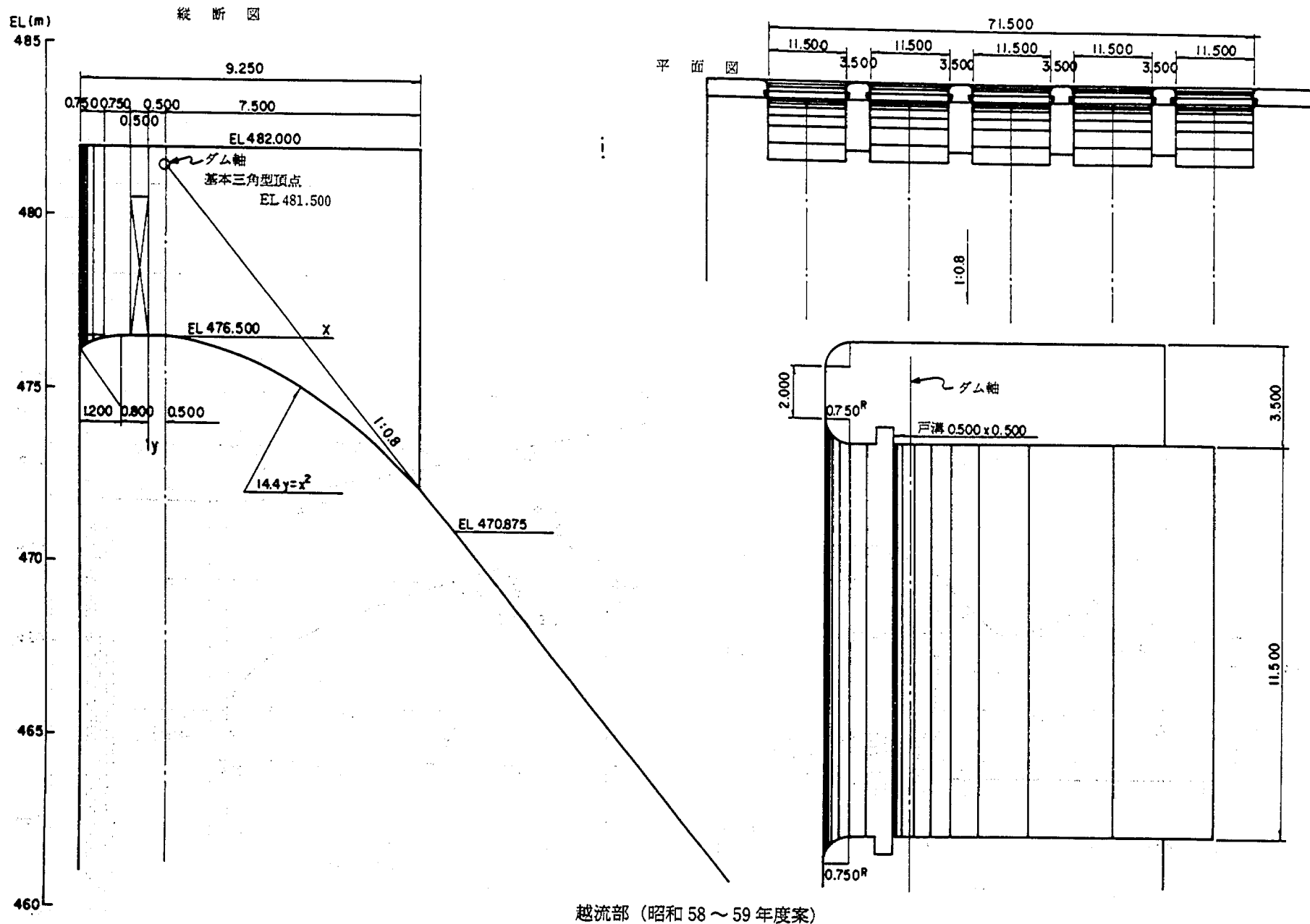


図 5-1 (4) 二段配置・水平水叩き案の水理模型実験案

5.1 水 理 設 計

本水理設計により作成された水理実験案は図5-1に示してある。

5.1.1 コ ン ジ ャ ッ ト

本コンジャットは、出口断面 $W 5.0 \times H 6.6 \text{ m}$ の大断面コンジャットであり、ゲート規模、主ゲートの最大作用水圧荷重は、我が国既往の実績(大渡ダム; $W 5.0 \times H 5.6 \text{ m}$, 1,600 ton)を大きく上回るものである。従って、ゲートの水密構造等、今後研究開発していくべき問題を有していることをまず指適しておく。

コンジャットの流入部は、通常四面ベルマウスのものが用いられているが、多段配置案で採用された一面ベルマウス形式の流入部に対する基礎的研究が、洪水吐き水理模型実験と並行して別途進められた結果、一面ベルマウスでも四面ベルマウスと同様の水理機能を有することが明らかになるとともに、四面ベルマウスと比較して、予備ゲート断面積をかなり小さくすることができる、管隅部の圧力降下を低減するための隅取円弧処理が必要でない等の利点が明らかになった*。このような利点は、大断面コンジャットには特に有効なものと考えられるので、本二段配置案でも一面ベルマウス形式の流入部を採用することとした。また、一面ベルマウス形式の採用は、適切な越流部の配置を行えば、多段配置案の場合と同様に予備ゲートの移動を容易にし、格納を可能にすることができることも考慮している(越流頂昭和57年度案の越流頂はこの主旨に基づいている)。

コンジャット形状は、下流開水路底面の自由落下曲線が水叩き始端のバケットカーブにすりつくよう管出口傾斜角を決定し、基礎研究成果をもとに形状設計を行った(一面ベルマウス形式流入部に対する研究成果は、本水理設計時点ではまだ十分な成果を得ていなかったもので、実施設計案に対しては形状の修正が予想される)。

下流開水路底面形状は、(4.3)式で表わされる自由落下曲線において、 $C = 0.9 \sim 1.0$ のうち $C = 0.92$ を採用し、直線を介して水叩き始端バケットカーブにすりつけるものとした。なお、減勢工水叩き標高は、昭和57年度の EL. 380.0 m から昭和58~59年度の EL. 390.0 m へと変更がなされており、これに応じて、開水路直線区間も変更している。

5.1.2 越 流 頂

a. 昭和57年度案

昭和57年度案の水理設計主旨は、4章で示した非洪水期用越流頂と同様である。すなわち、越流頂形状として USCE の標準越流頂を用い、堤体下流面へのすりつけ、およびダム上流面との位置関係から上流に 1 : 1 勾配をもつものを採用した。

ゲートはラジアルゲートとしたが、越流水深があまり大きくなく、天端道路との位置関係からゲート接点標高をあまり上げることができないため、多少不経済なものとなっている。

b. 昭和58~59年度案

本案の越流水深は 4.5 m と小さい。このため、ラジアルゲートを採用すると、天端道路との位置関係から、

* 柏井・中西 “張り出しを有するダム放流管の入口形状” 土木技術資料 Vol. 25-10, 昭和57年。

柏井・中西 “一面ベルマウス式ダム放流管の水理特性” 土木技術資料, Vol. 27-2, 昭和59年。

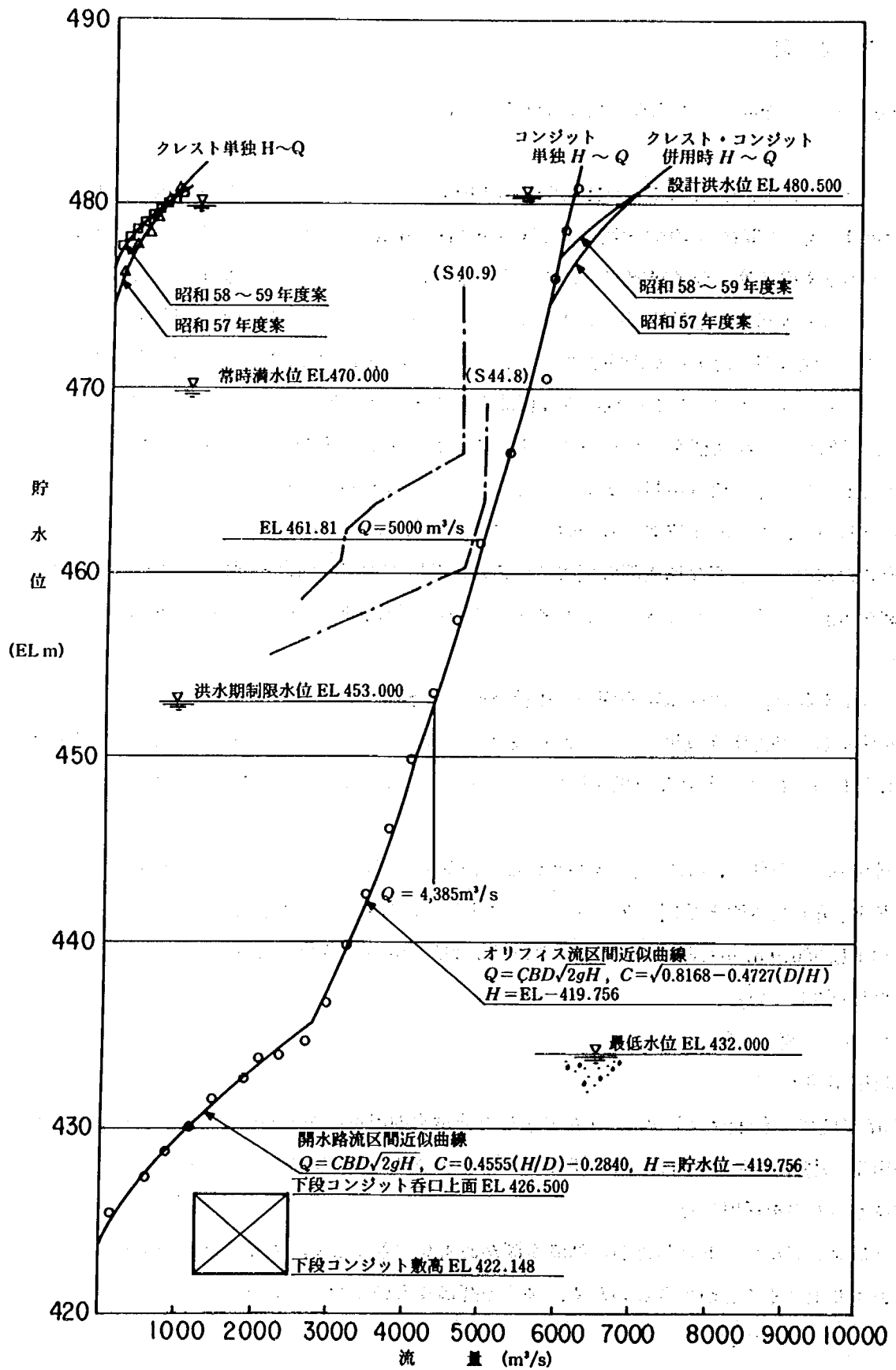


図 5-2 二段配置案洪水吐きの放流能力

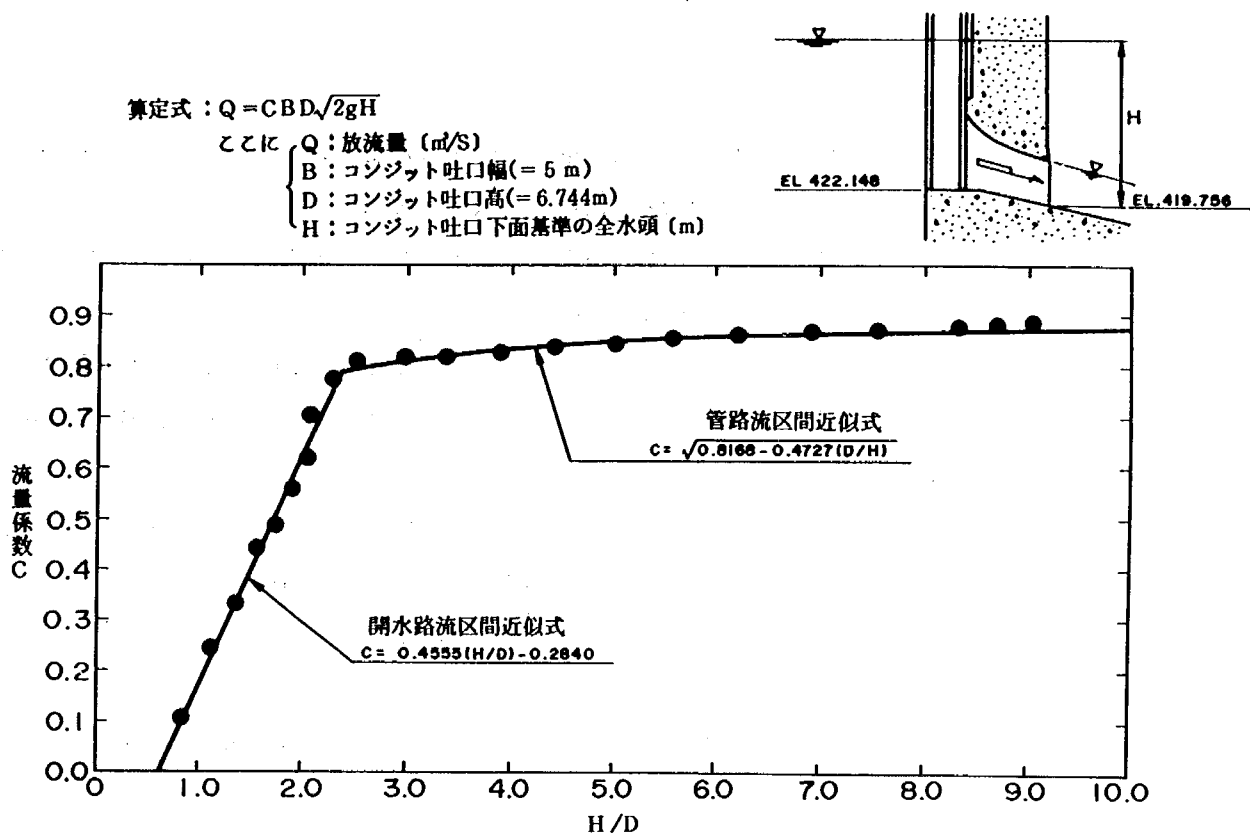


図5-3 コンジットの流量係数

ゲート接点が越流頂よりかなり下方に位置することとなり不経済となる。よってクレストゲートとしてローラゲートを採用することとした。この場合、ゲート設置位置、および堤体下流面とのすりつけの関係から越流部曲線はかなりゆるやかなものが必要となり、本設計では放物線を用いている。

なお、ここではローラゲートを採用したが、ガントリークレーンによる予備ゲート操作において、ローラゲートの移動スペース等との取り合いが困難になることが予想されるので、実際の採用に当っては更に詳細な検討が必要なものと思われる。

5.2 洪水吐きの放流能力 (全体模型実験)

3章にも示したように、二段配置案に対し現在まで行ってきた検討は、主として減勢工に対するものである。ここに示す放流能力は全体模型実験 (縮尺 1/62.5) より得られたもので、あくまで減勢工の実験条件を確認するための資料にすぎないことを断わっておく。

図5-2に放流能力を示す。図より、本洪水吐き案により所定の放流能力条件が満足されていることがわかる。従って、本案により次節で示す減勢工の検討を行っておけば、コンジットやクレスト形状に多少の変更があっても、二段配置である限り、得られた減勢工形状の変更はほとんど無いものと考えて良いであろう。

図5-3に参考のため、コンジットの流量係数 ($C = Q/A\sqrt{2gH}$, $A; B \times D 6.744 = 33.722 \text{ m}^2$, H ; コンジット吐口下面基準の全水頭) を示す。図中の C は、コンジット吐口下面を基準として得られたものであり、吐口中央を基準とすると、 C がほぼ一定となる領域の流量係数値は約 0.94 となっている。この値は、四面ベルマウスとほぼ同程度の値である。

5.3 減勢工の検討

二段配置・水平水叩き案に対する減勢工の検討は、各年度ごとにその対象が異なっているので、以下の記述は年度別に行うこととする。なお、各年度の検討内容の概略を示すと次の通りである。

昭和57年度——尾根を掘削しない湾曲水叩きの場合、掘削した直線水叩きの場合の両者に対し減勢工規模を検討し、比較検討の資料とした（水叩き標高 EL. 380.0 m）。

昭和58年度——57年度の結果をもとに事務所にて両案の経済比較が行われ、尾根を掘削した直線水叩き案が採用になった。直線水叩き案に対し、尾根の掘削量をできるだけ少なくする副ダム形状、減勢池規模を検討した（水叩き標高 EL. 390.0 m）。

昭和59年度——58年度に引き続き、通常の副ダム形状にて、減勢池規模、二次減勢処理方法について検討を行い、二段配置案に対する減勢工としての結論を得た（水叩き標高 EL. 390.0 m）。

5.3.1 昭和57年度の検討

a. 検討目的

4章では、左岸張り出し尾根を掘削しない方向で減勢工の検討を行ったが、主な結果をまとめると次のようになる。

- 1) 大流量時には高速水脈が左岸張り出し尾根に衝突し、尾根上流面に大きな水面の盛り上がりを生じさせるとともにらせん流となって流下し、尾根上、下流の流況を悪化させる。
- 2) 1)の流況の悪化は、将来の水位低下時に更に著しくなり、副ダムによる水位確保が必要となる。
- 3) 減勢終了位置は、図4-26の No. 15～No. 17 断面程度である。
- 4) 1)の流況悪化は、シュートブロック等の補助構造物によりかなりな程度軽減される。

これらの結果を吟味すると、尾根を残すことにより掘削量は小さくできるが、通常の直線水叩きと比較して減勢池規模が大きくなる、尾根上流面の保護が困難となる等施工上不利な点が予想される。そこで本年度は、尾根掘削の適否を検討する資料を得るため、尾根を掘削しない湾曲水叩き、掘削した直線水叩きの両者に対し、その減勢池規模の概略を検討することとした。

b. 実験を行った減勢工形状

実験を行った減勢工形状は6形状であり、これを図5-4に示す。本年度の実験は減勢池規模の概略を検討するもので、図5-4に示す各形状の作成に当り、4章の検討結果を参考に次の事項を前提とした。

- 1) 水叩き標高は、現河道堅岩線を参考に EL. 380.0 m とする。
- 2) 現在水位程度の水位を確保するため副ダムを設ける。副ダム天端標高は現河床を参考に EL. 393.0 m とする。

なお、水叩き標高 EL. 380.0 m であれば、図4-25に示されるように、現在水位では跳水深が確保される。

- 3) バケット～副ダム間は全てコンクリートによる護岸、護床を行う。

この場合、減勢池右岸の沢（形状1の図でF～K間に流入）から流入する土砂の、減勢池への流入防止が問題となる。2)で示した副ダム天端標高は、減勢池への下流からの土砂流入を防止する意味から必

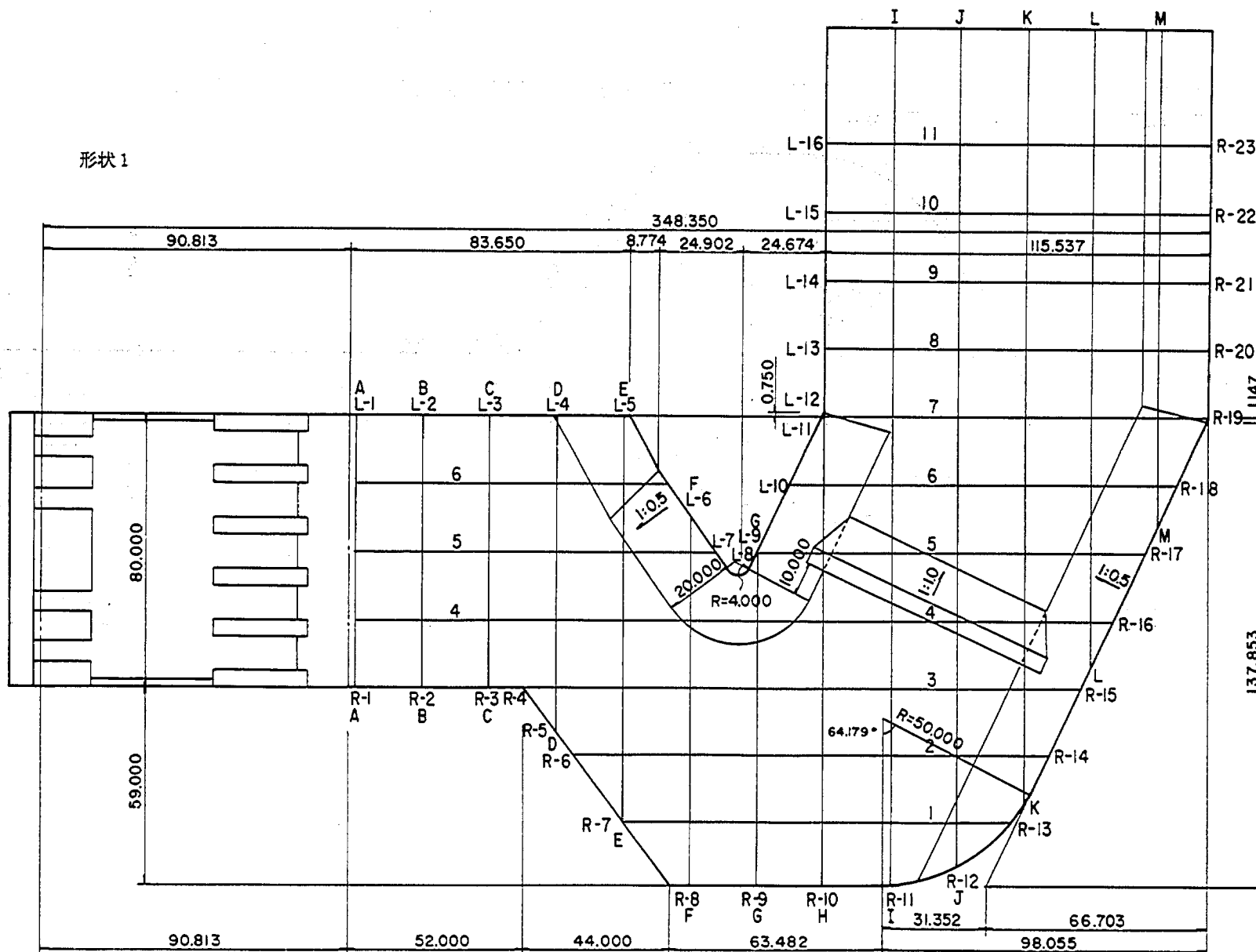


図 5-4 (1) 実験を行った減勢工形状 (昭和 57 年度)

形状2

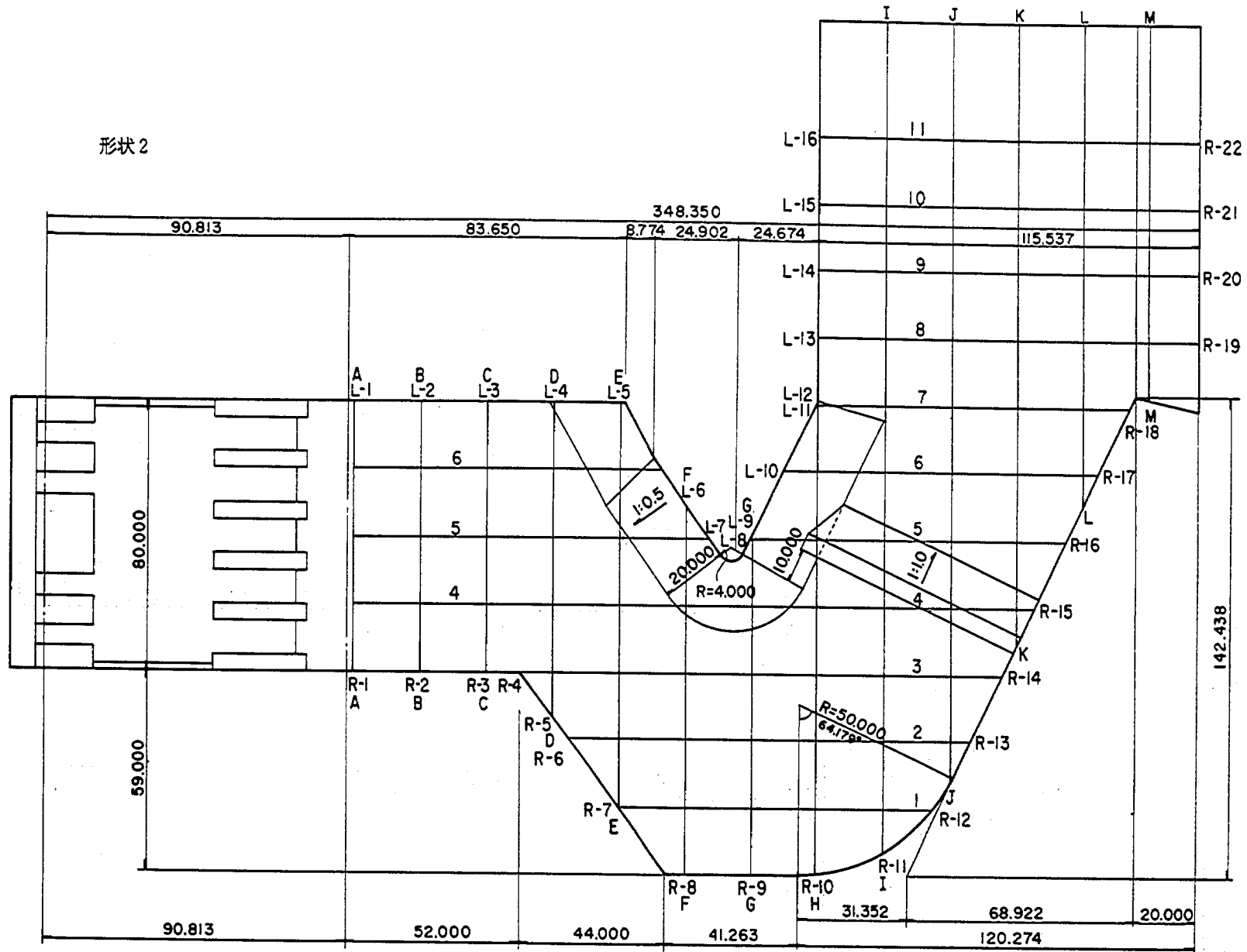


図 5 - 4 (2) 実験を行った減勢工形状 (昭和57年度)

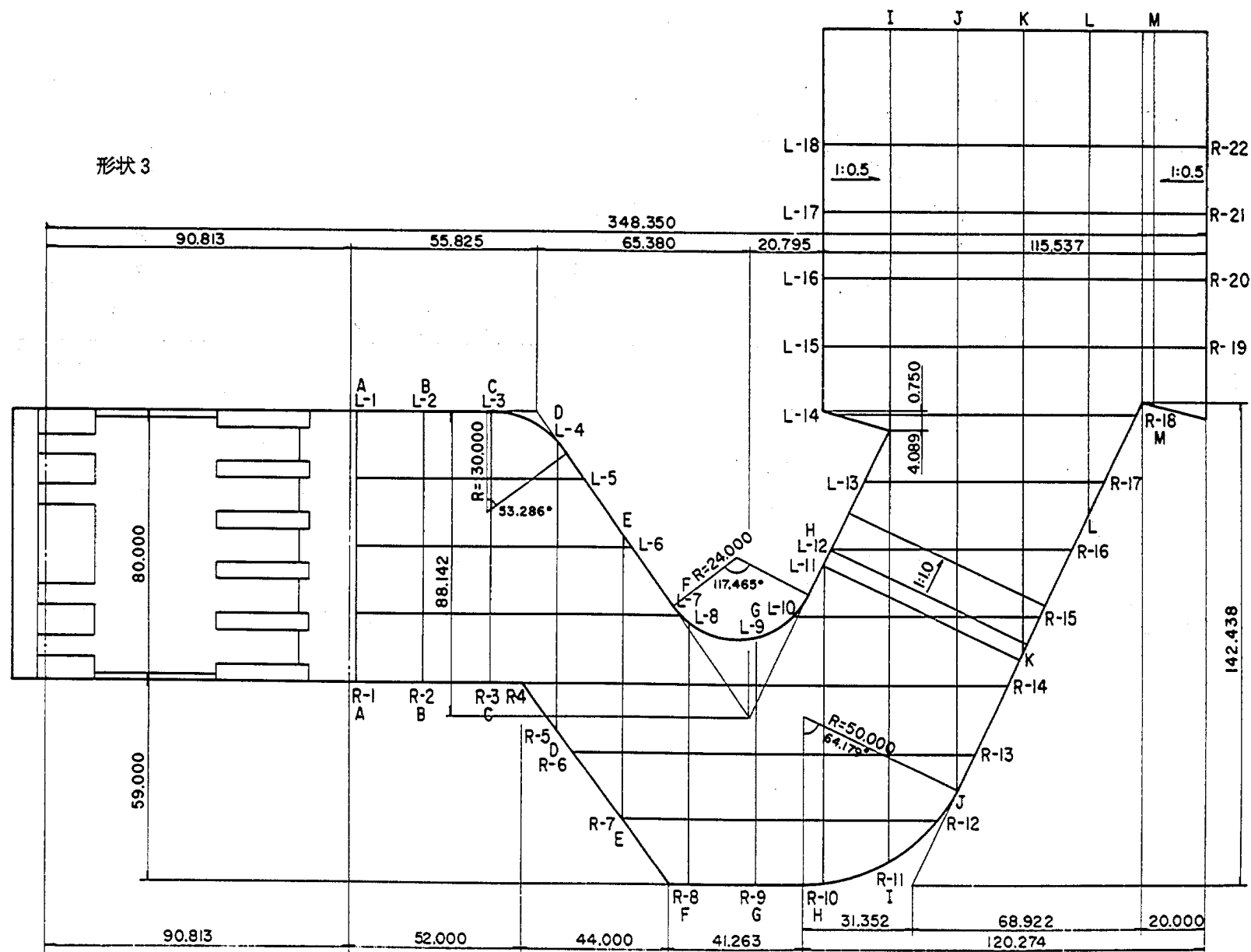


図 5-4 (3) 実験を行った減勢工形状 (昭和57年度)

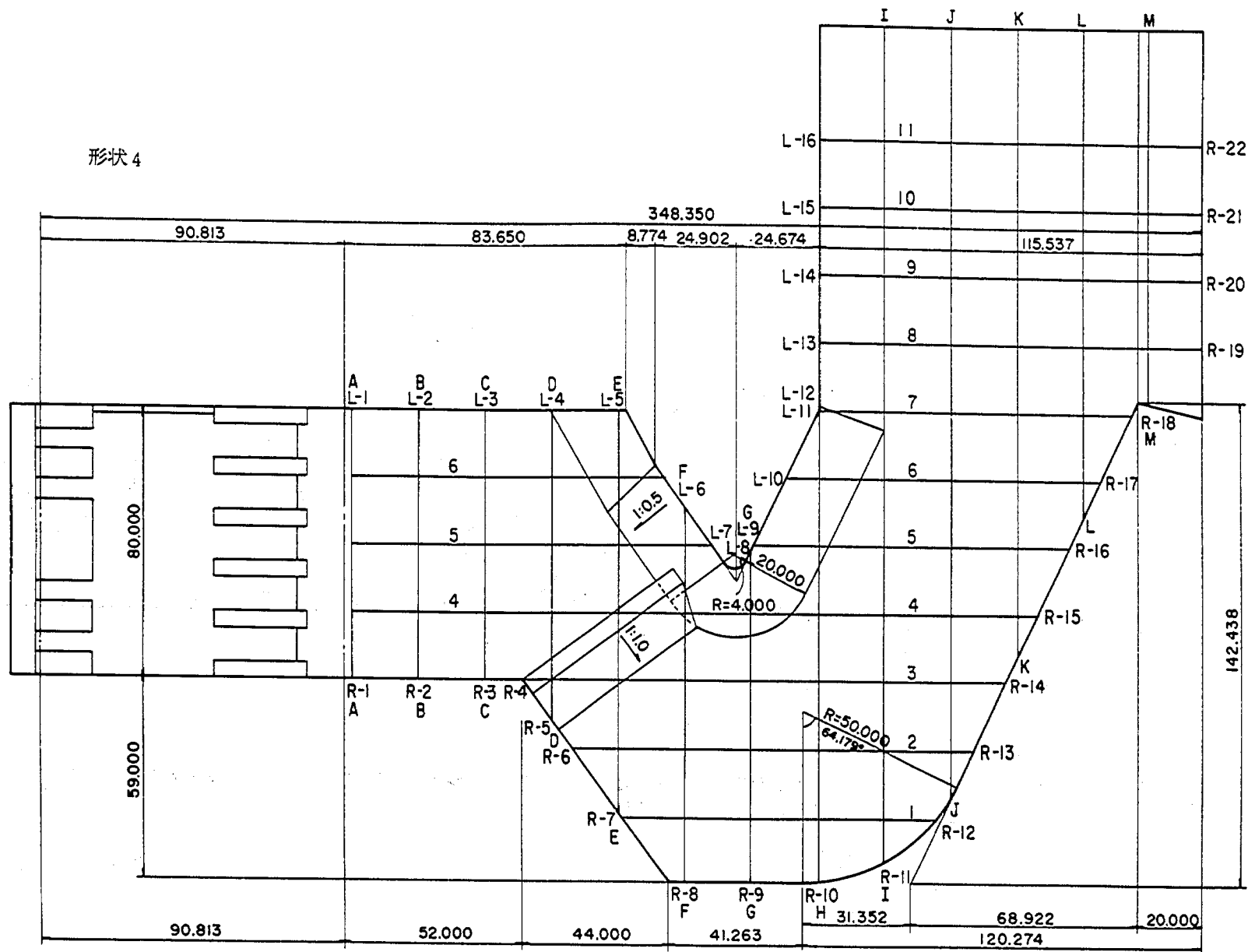


図 5-4 (4) 実験を行った減勢工形状 (昭和57年度)

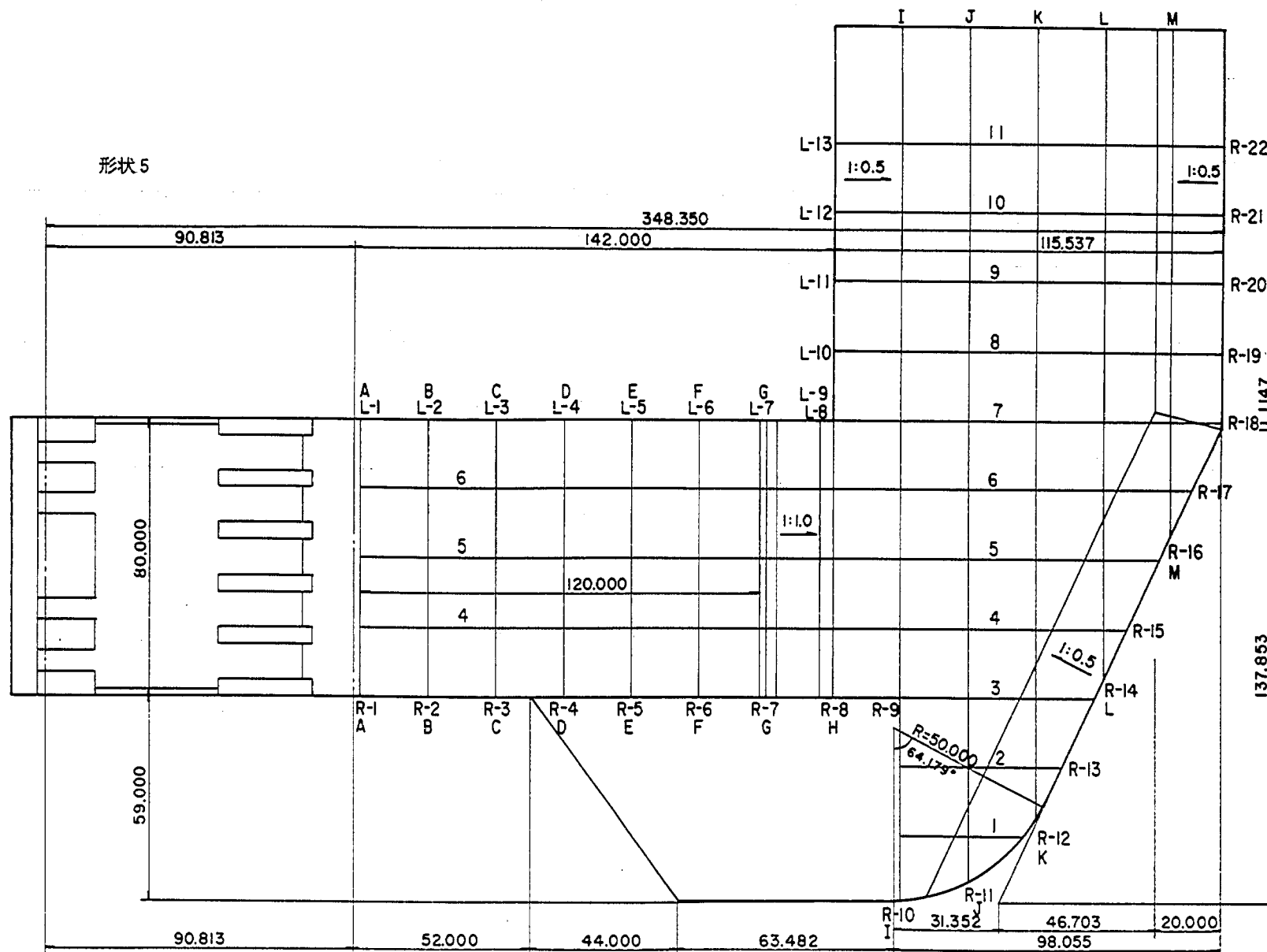


図 5 - 4 (5) 実験を行った減勢工形状 (昭和57年度)

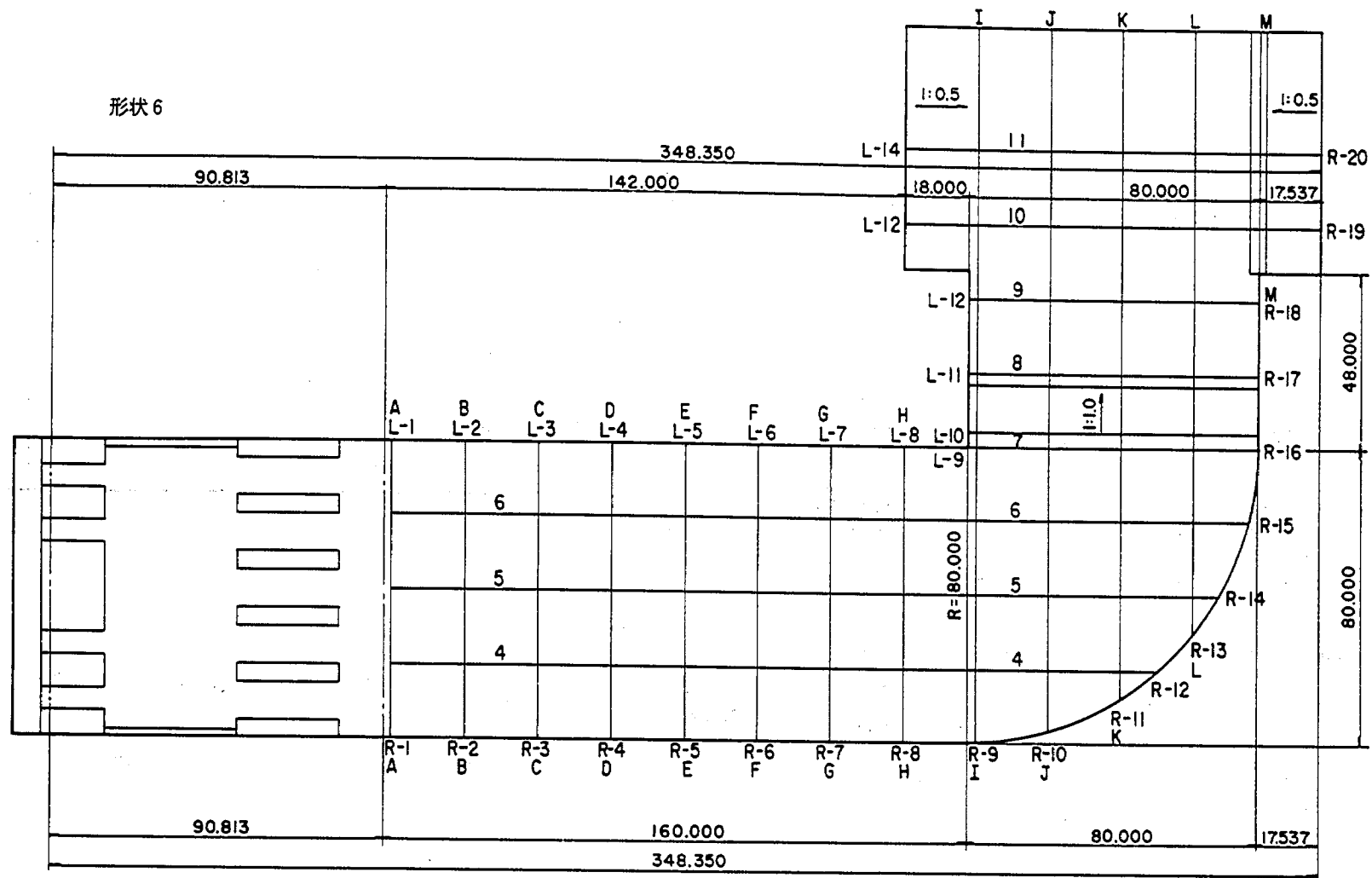


図5-4 (6) 実験を行った減勢工形状(昭和57年度)

要な副ダム天端標高と考えられる。

各形状の主旨は次の通りである。

形状1～3；尾根を残した湾曲水叩きで、護岸方法を考慮し、導流壁として傾斜壁、直壁の両者を考え、その組み合わせを変化させたものである。副ダム位置は、4章での検討結果をふまえ尾根下流とした。

形状4；形状1～3と同様に、尾根を残した湾曲水叩きであり、沢の流末処理の必要がないよう副ダムを尾根張り出し部、すなわち沢の流入部より上流に設けたものである。

形状5；尾根を掘削した直線水叩きで、跳水長位置に副ダムを設置したものである。この場合沢の流末処理を必要としない。

跳水長 L は水路幅方向に一様な2次元流れを仮定して次式で計算される。

$$L = 4.5 h_2 \quad (5.1)$$

$$h_2/h_1 = (\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1)/2 \quad (5.2)$$

$$F_{r1} = V_1/\sqrt{gh_1} \quad (5.3)$$

$$V_1 = C'\sqrt{2gH} \quad (5.4)$$

$$h_1 = q/V_1 \quad (5.5)$$

ここに、 h_1 , h_2 ；跳水前後の水深、 F_{r1} ；流入フルード数、 V_1 ；水叩き始端の流速、 H ；貯水位と水叩き面の標高差、 q ；単位幅流量、 C' ；水脈が水叩き始端に達するまでの損失を表わす係数でありここでは0.95とする。

減勢工対象流量は通常計画高水流量が選ばれているが、長島ダムでは計画高水流量 $6,600 \text{ m}^3/\text{s}$ ÷ ダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ であるので $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ を採用することとした（長島ダムでは計画最大放流量も $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と大きいので、減勢工対象流量として $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の採用も十分考えられるが、ここではとりあえず $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ とした）。 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の貯水位を EL. 480.5 m とすると (5.1)～(5.5) 式より $L = 117.2 \text{ m} \div 120 \text{ m}$ となる。

なお、図4—25に示される跳水水位は、全門全開放流時の貯水位～放流量の関係から貯水位を与え (5.1)～(5.5) 式により求めたものである。

形状6；形状5と同様に尾根を掘削した直線水叩きである。形状5では副ダム下流で河道が垂直に曲がっているため、本形状では下流流向に沿う位置まで減勢池を設けることとした。

なお、形状1～4の湾曲形状は、現地地形を簡略化して求めたものである。また、河道形状は、実験での模型改造が容易にできるよう、地形を簡略化したものを用い、最低標高 EL. 380.0 m とした。

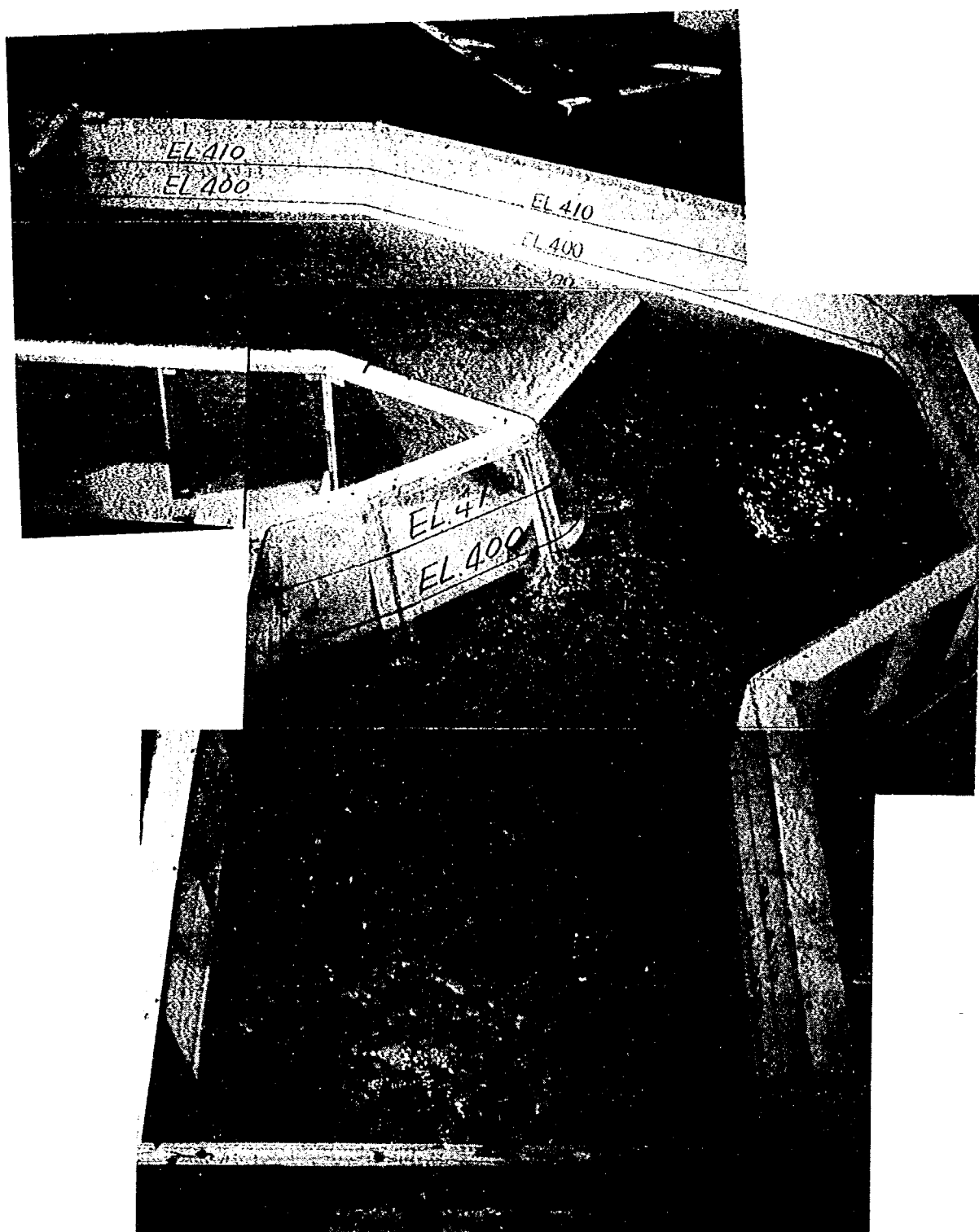
c. 水理実験結果

実験は、全て全門全開放流により行い、主として計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、ダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象流量とした。また、下流水位条件は図4—45に示される条件を設定している。

1) 尾根を掘削しない湾曲水叩き（形状1～4）

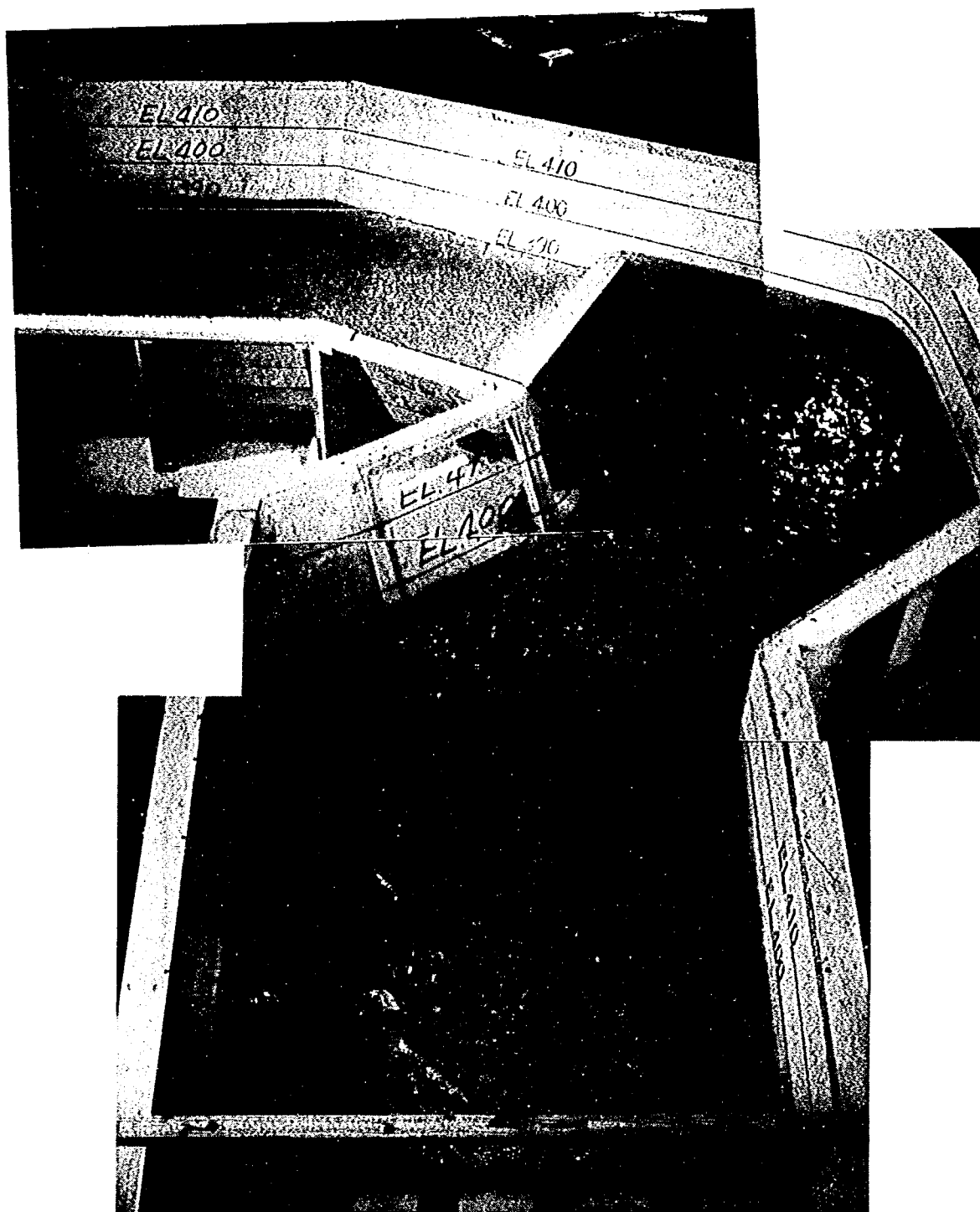
形状1～4の計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、ダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況を写真5—1に、また、 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の左岸沿い水面形を図5—5に示す。

4章で示した順傾斜水叩きの場合と比べ、跳水始端と左岸張り出し尾根の間に、多小長い減勢区間が確保



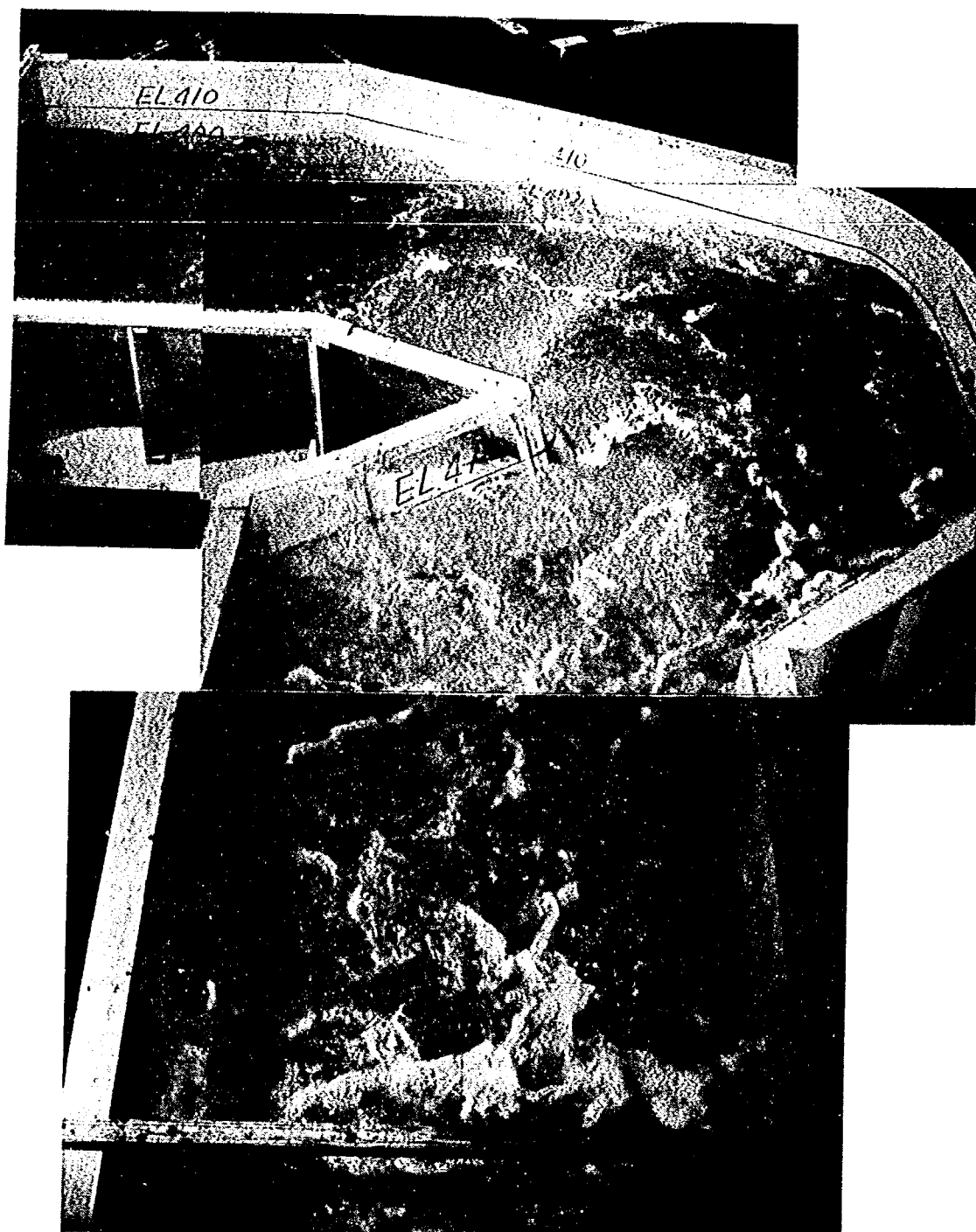
形状 1（現在水位）流量=900 m³/s（洪水調節開始流量）

写真 5－1 （1）湾曲水叩き案の流況



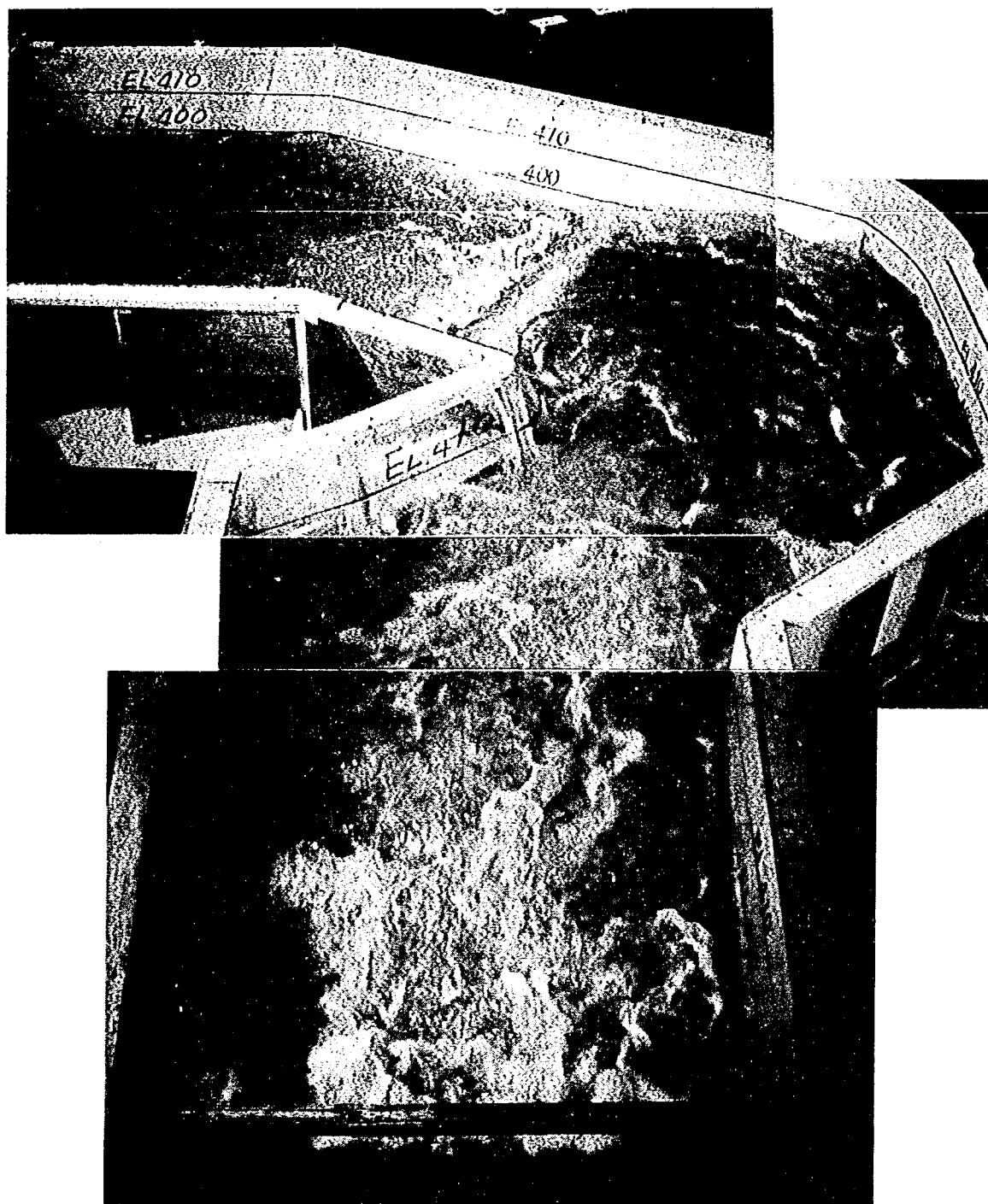
形状 1 (将来水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 1 (2) 湾曲水叩き案の流況



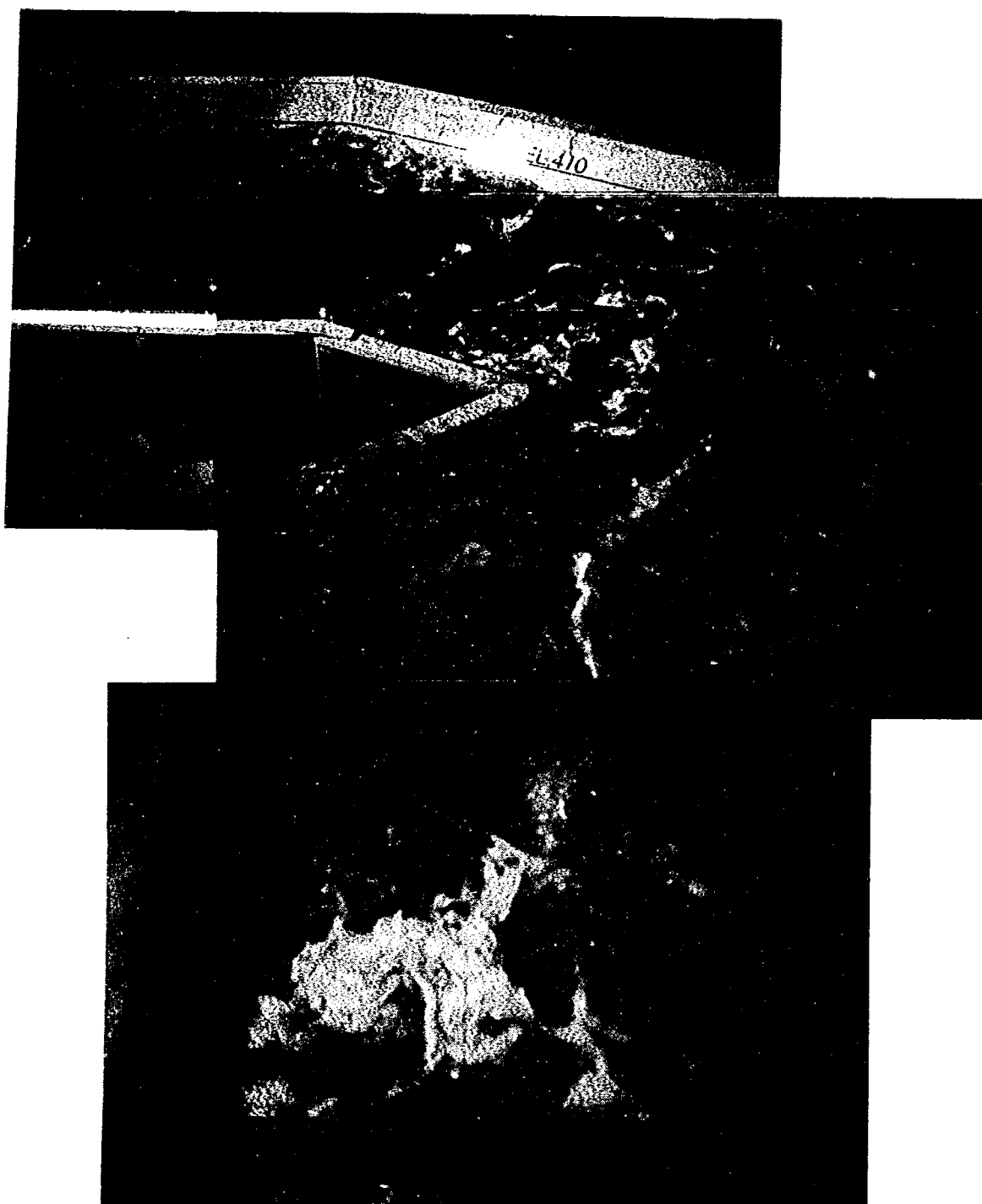
形状 1 (現在水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5-1 (3) 湾曲水叩き案の流況



形状 1 (将来水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5 - 1 (4) 湾曲水叩き案の流況



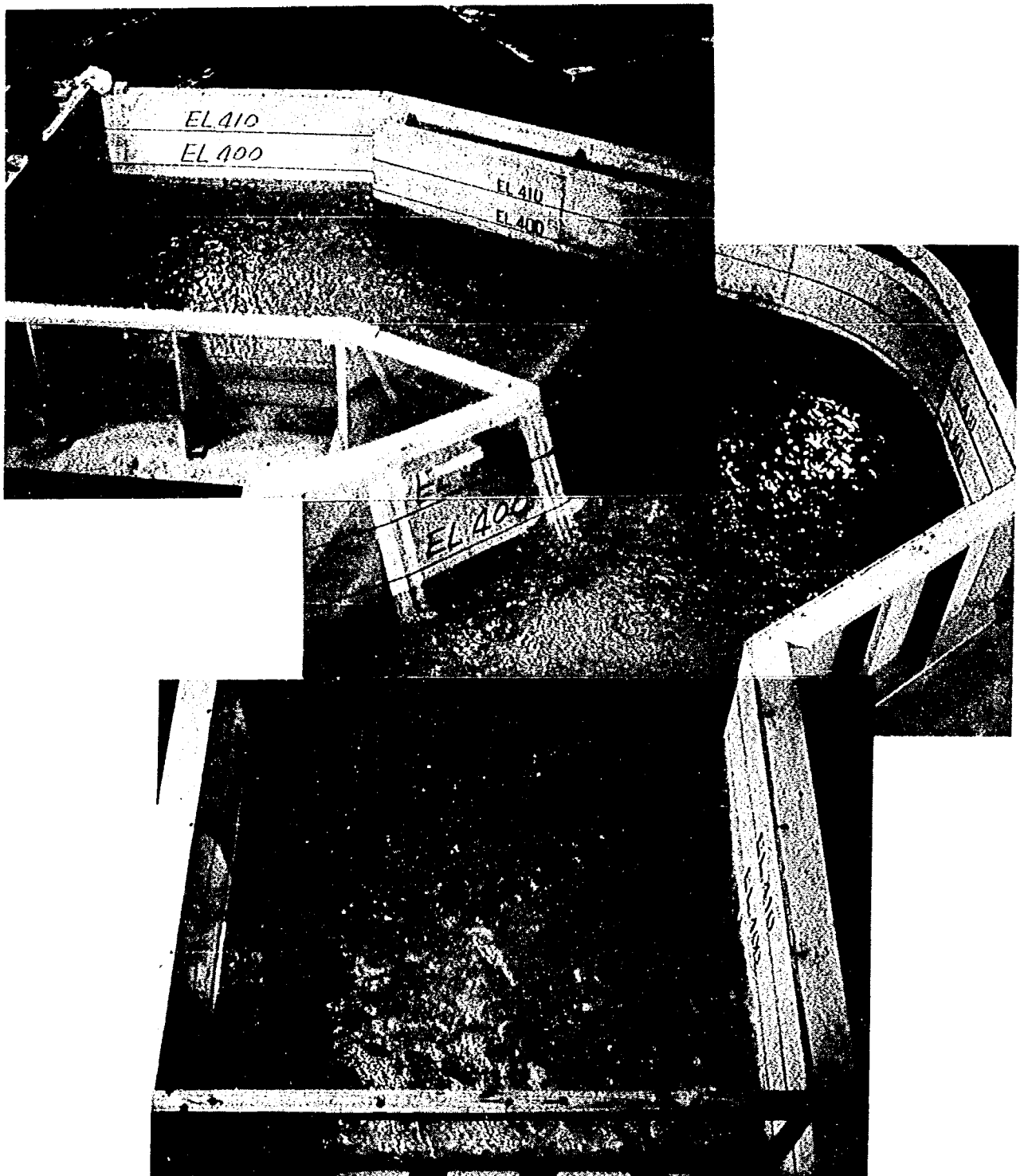
形状 1 (現在水位) 流量=6,800 m³/s (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 1 (5) 湾曲水叩き案の流況



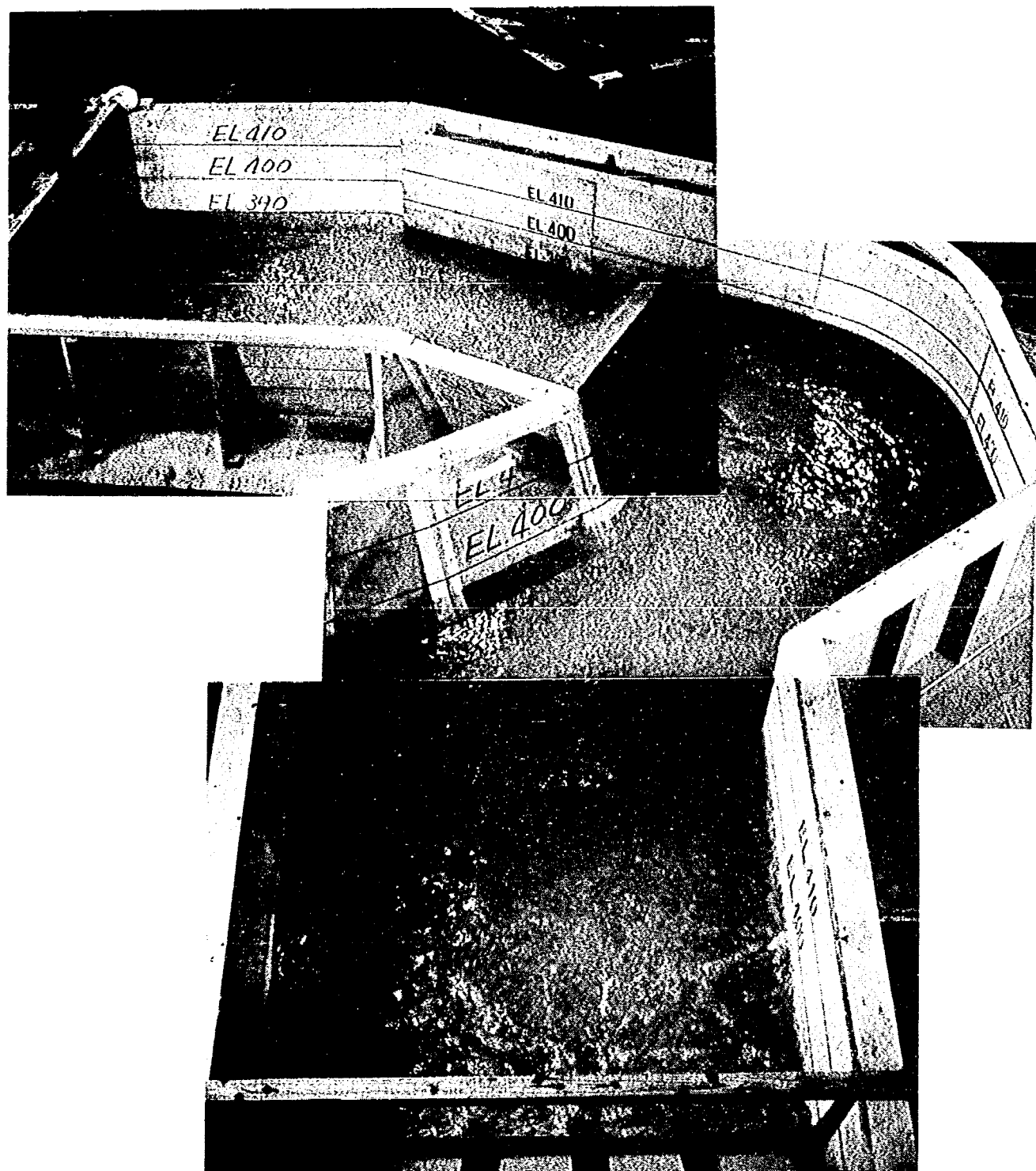
形状 1 (将来水位) 流量 = $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 1 (6) 湾曲水叩き案の流況



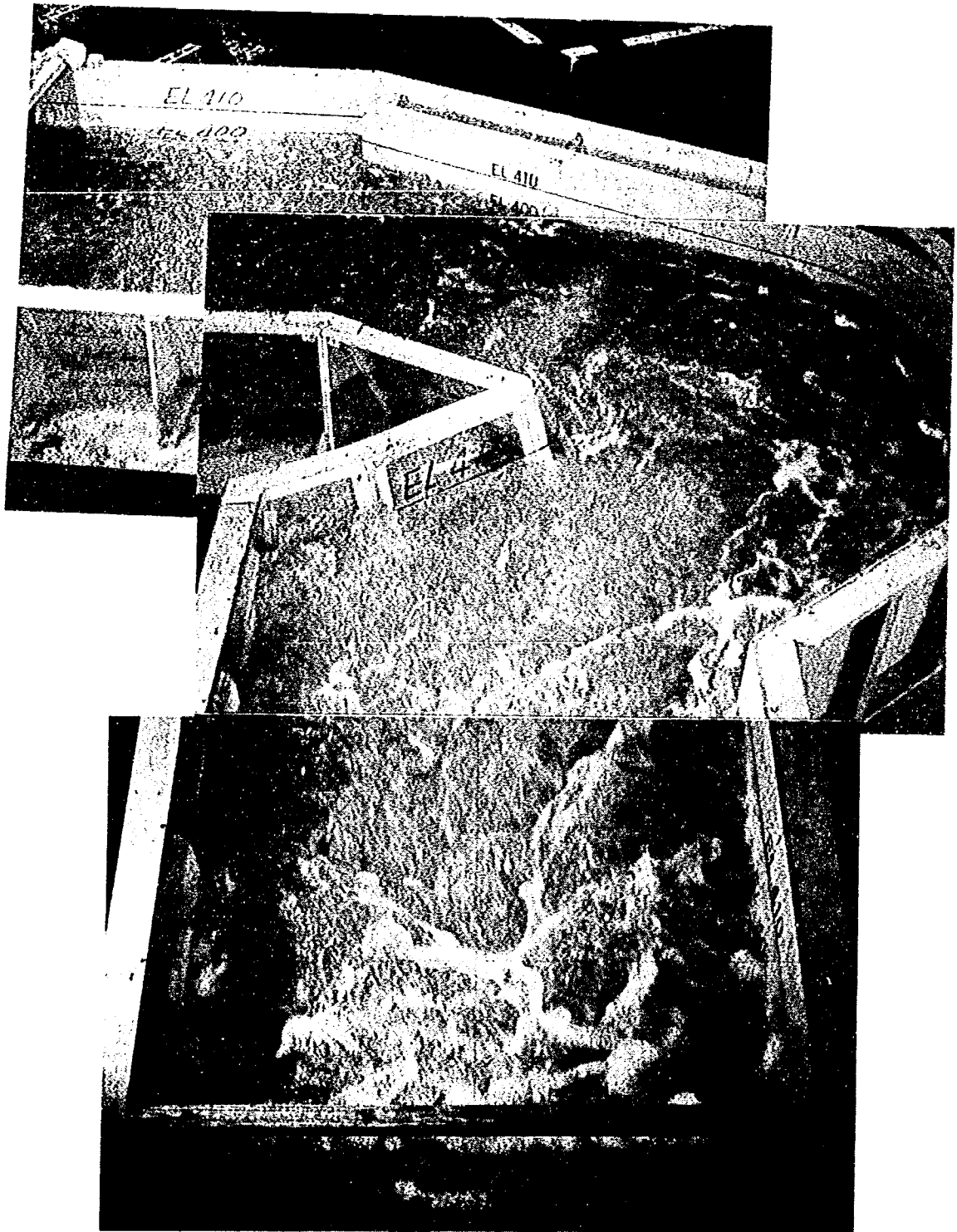
形状 2 (現在水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 1 (7) 湾曲水叩き案の流況



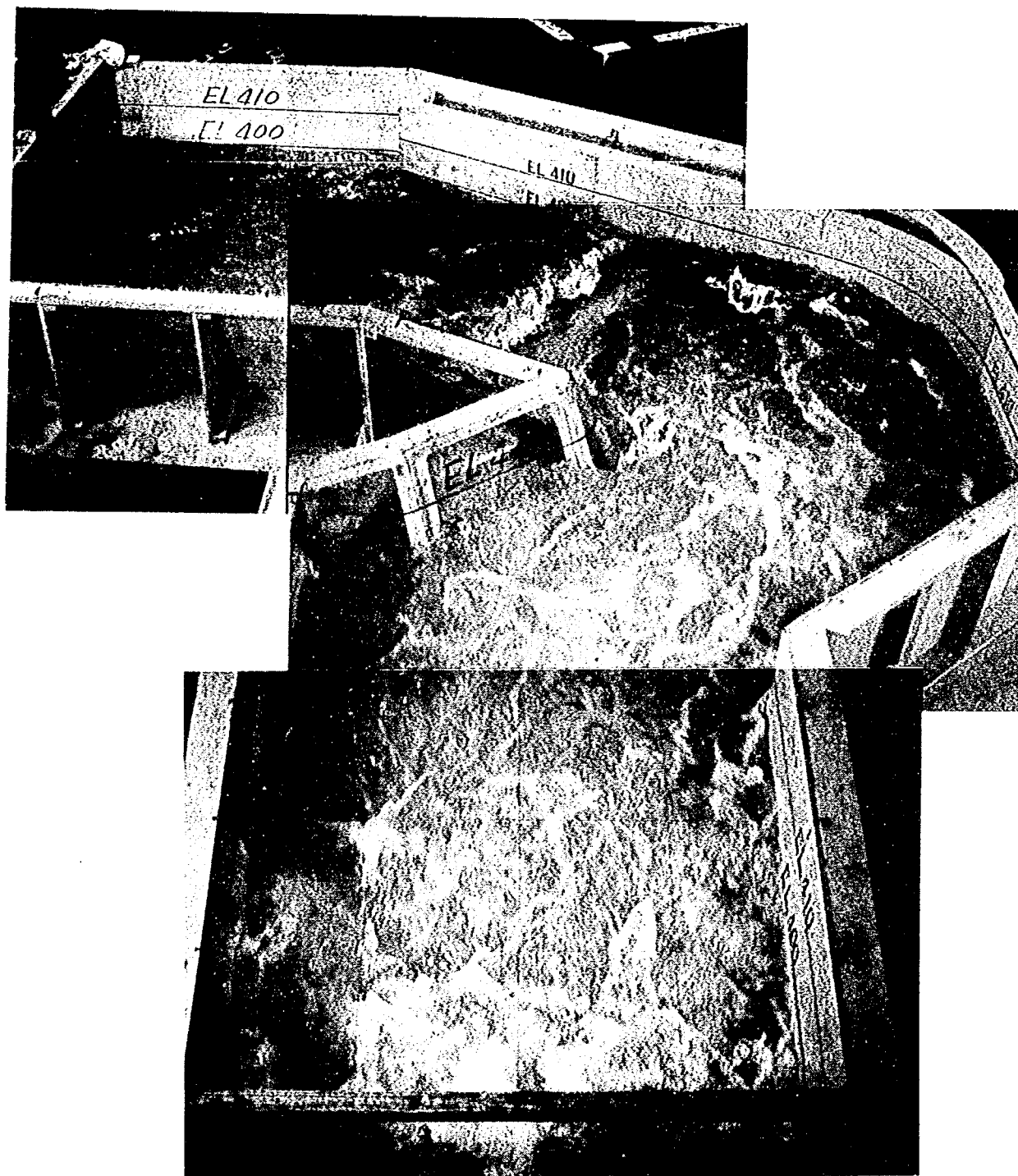
形状 2 (将来水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 1 (8) 湾曲水叩き案の流況



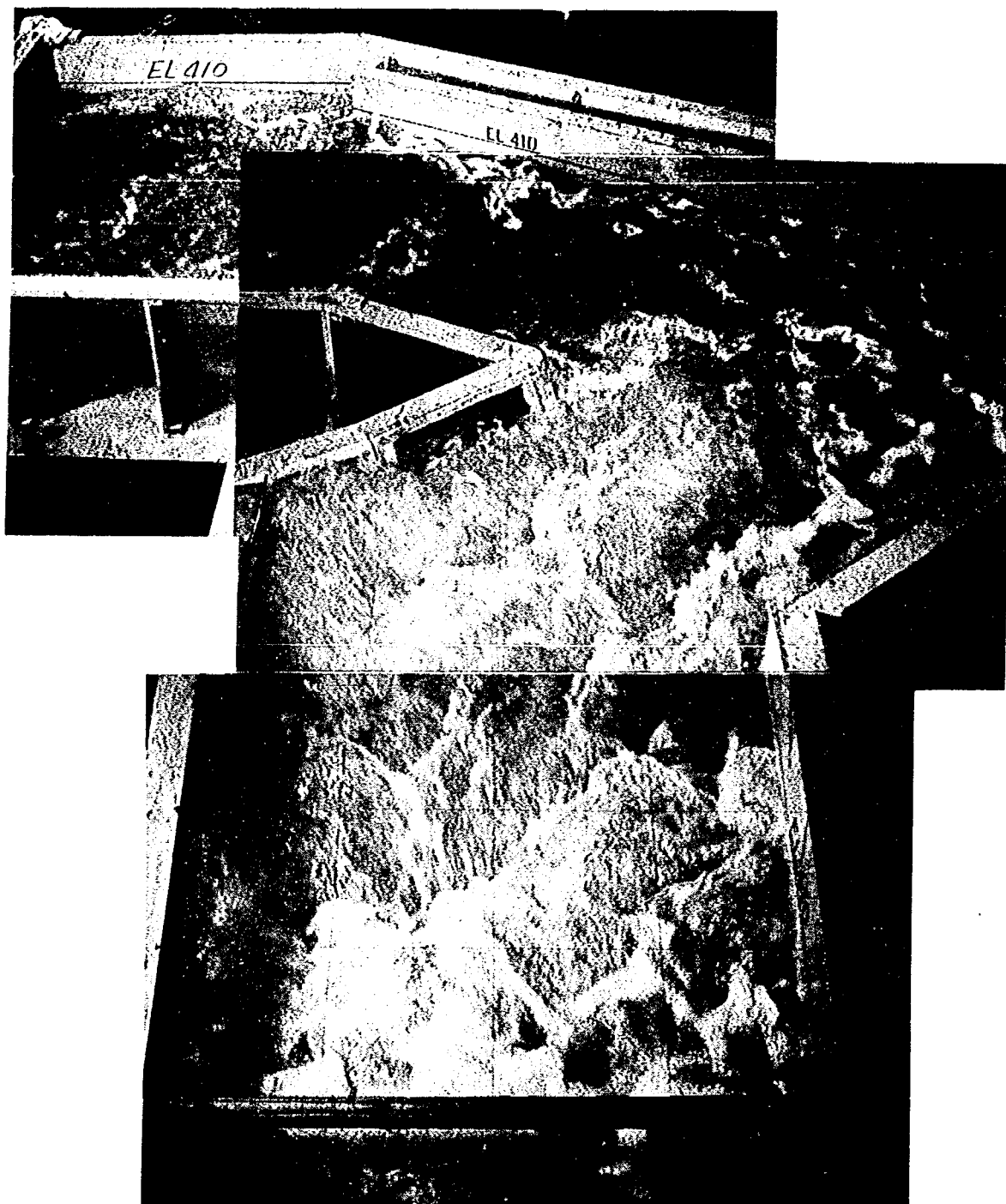
形状 2 (現在水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5 - 1 (9) 湾曲水叩き案の流況



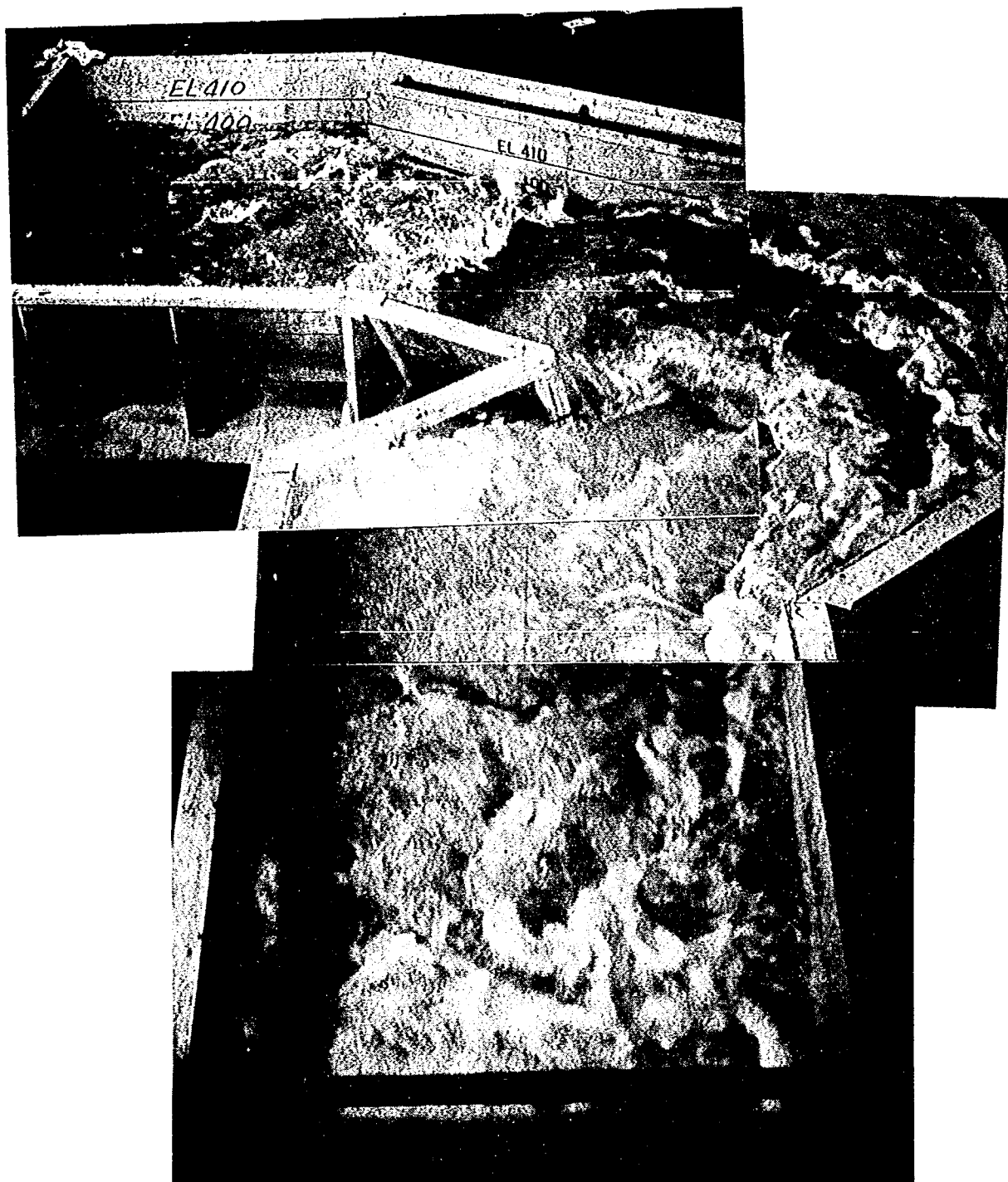
形状2 (将来水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真5-1 (10) 湾出水叩き案の流況



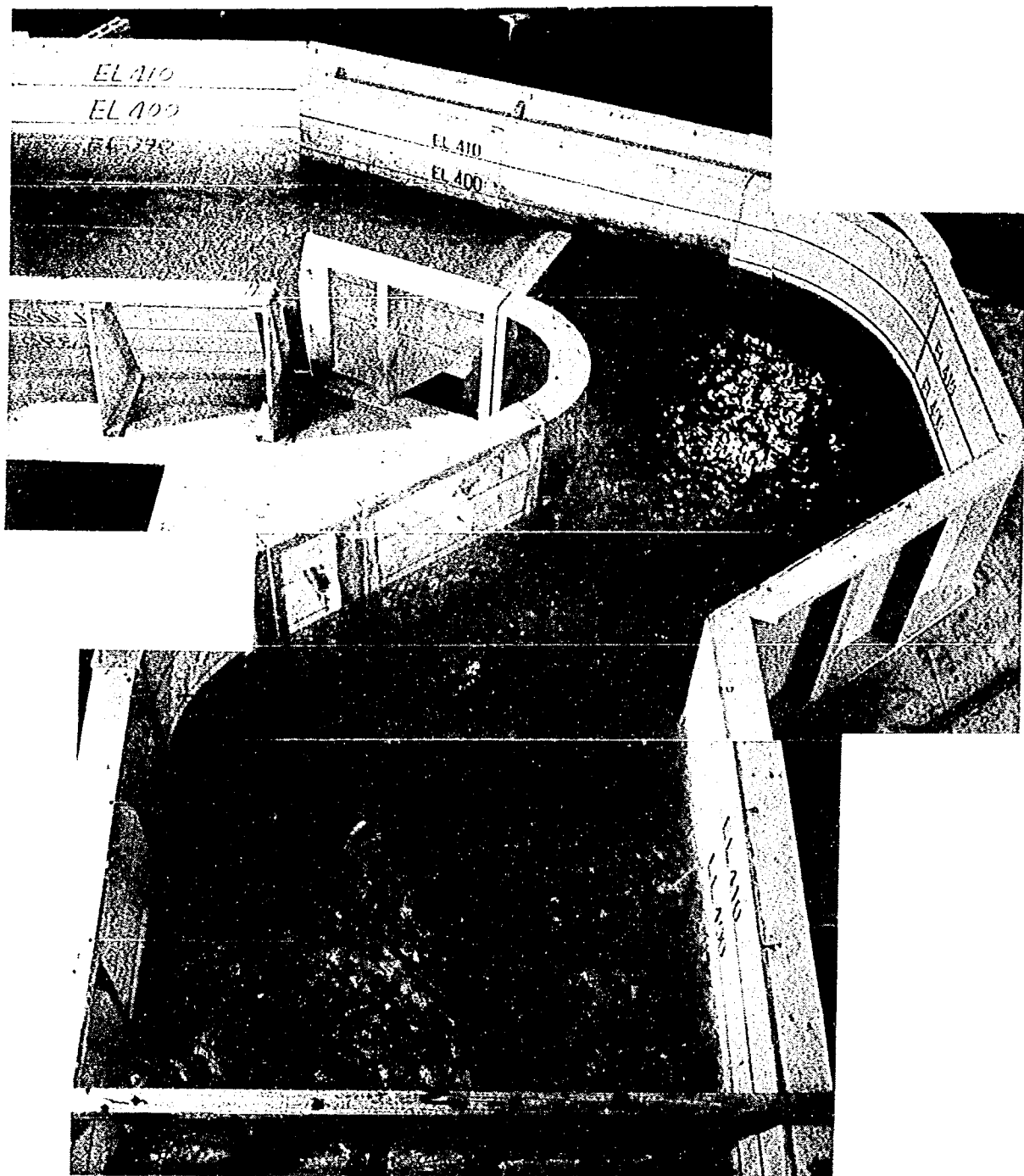
形状 2 (現在水位) 流量=6,800 m³/s (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 1 (II) 湾曲水叩き案の流況



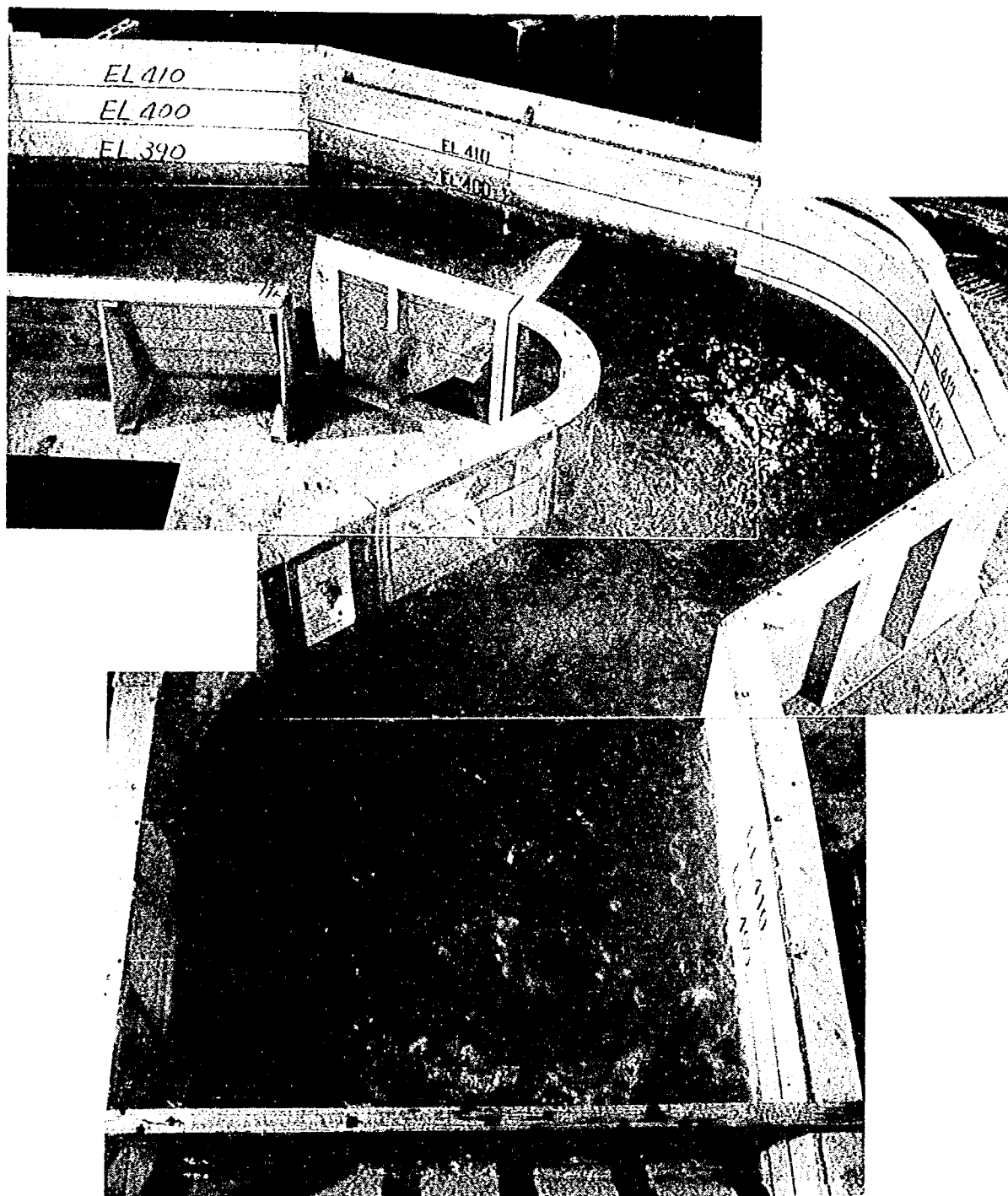
形状 2 (将来水位) 流量=6,800 m³/s (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 1 (12) 湾曲水叩き案の流況



形状 3 (現在水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 1 (13) 湾曲水叩き案の流況



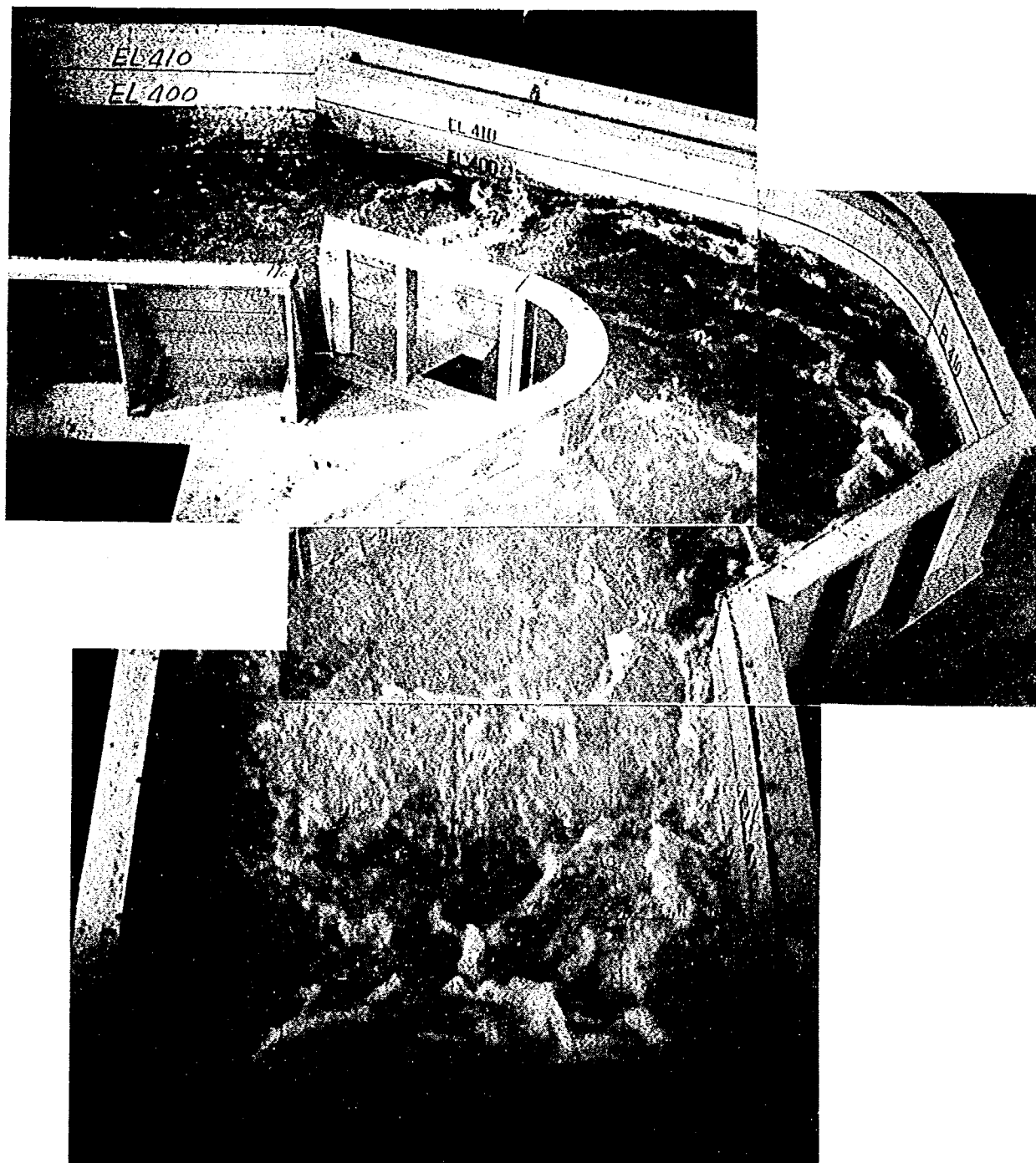
形状3（将来水位）流量=900 m³/s（洪水調節開始流量）

写真5-1 (14) 湾曲水叩き案の流況



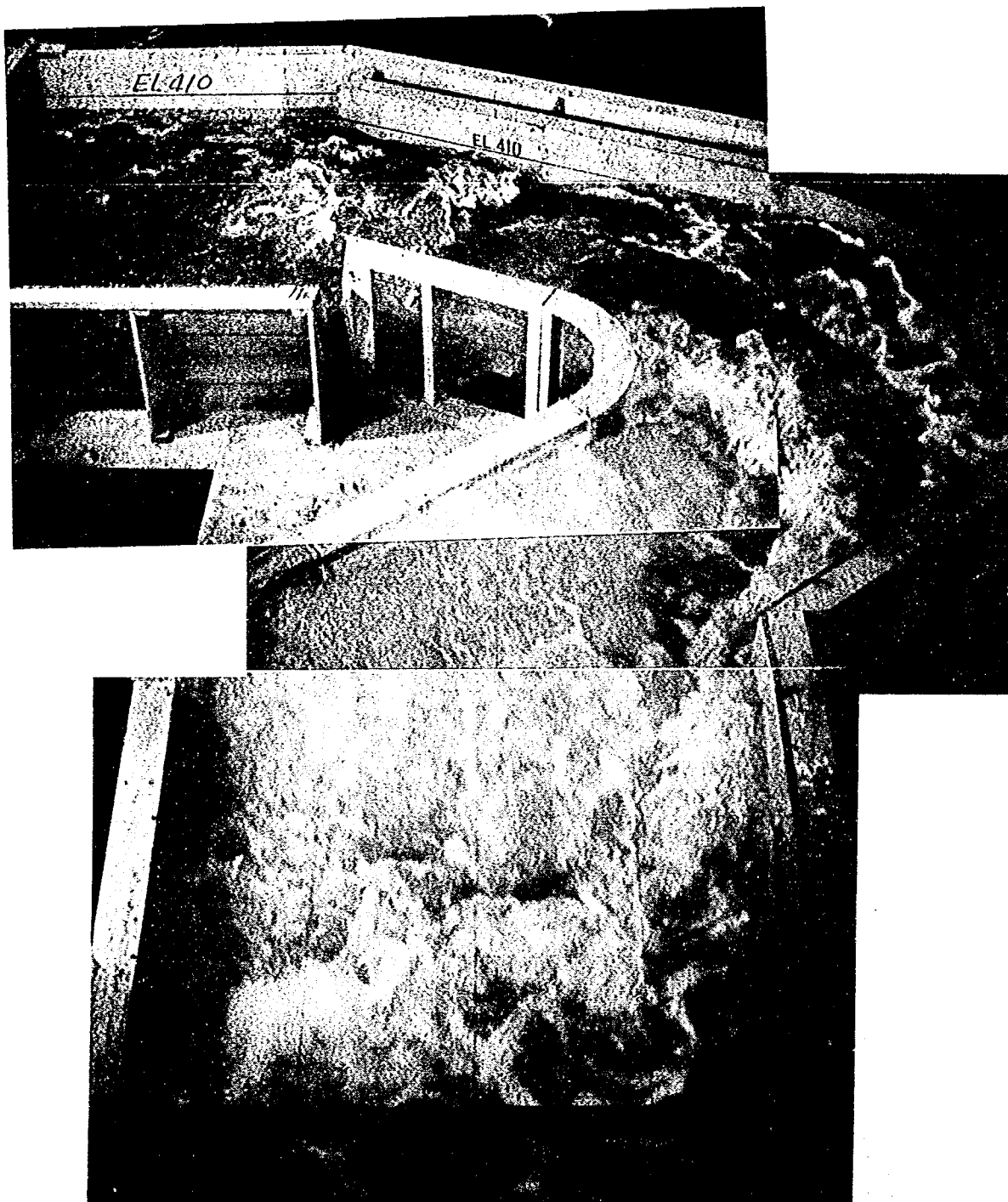
形状 3 (現在水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5 - 1 (15) 湾曲水叩き案の流況



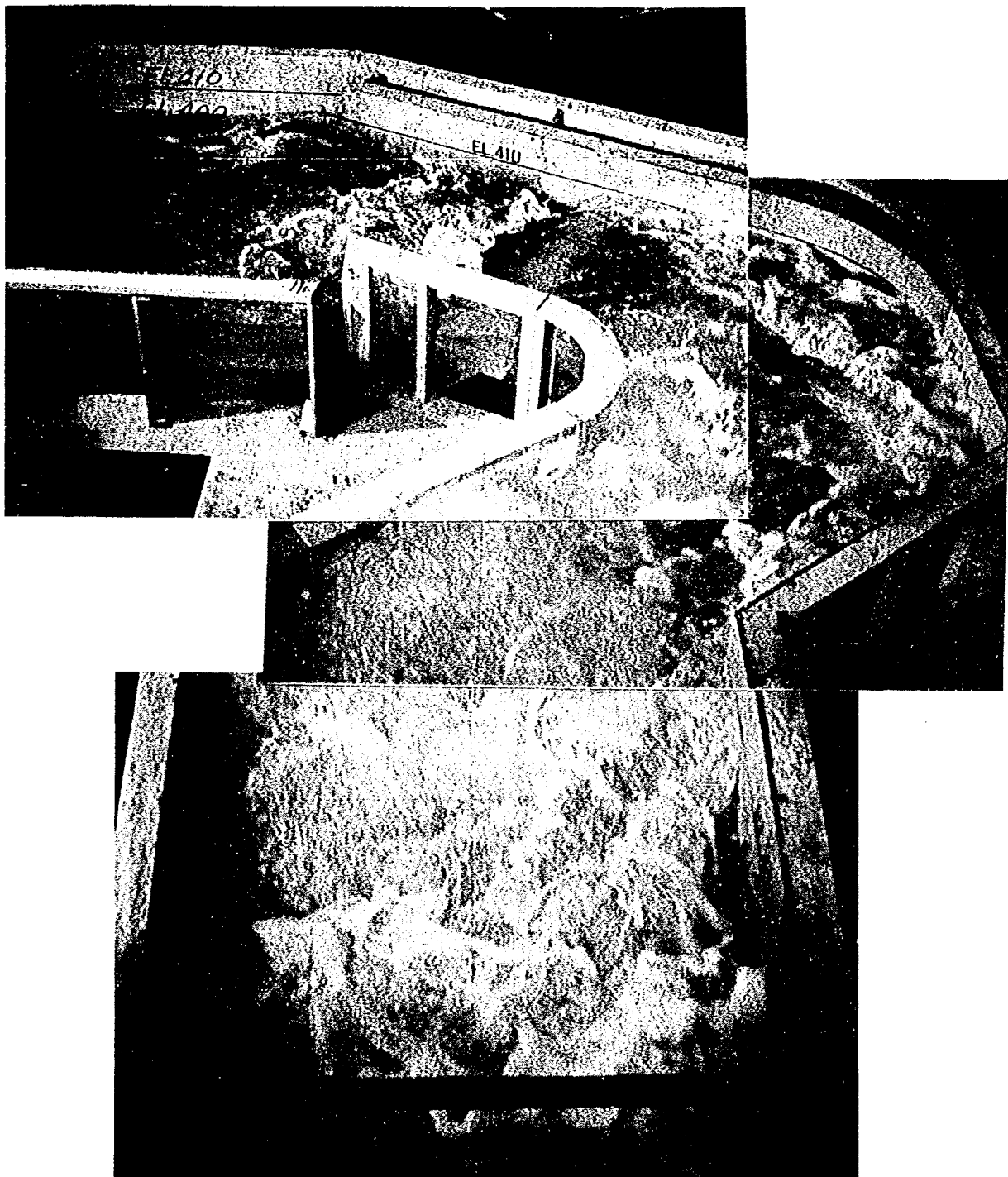
形状 3 (将来水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5 - 1 (16) 湾曲水叩き案の流況



形状3（現在水位）流量＝6,800 m³/s（ダム設計洪水流量）

写真5－1 (17) 湾曲水叩き案の流況



形状3（将来水位）流量=6,800 m³/s（ダム設計洪水流量）

写真5-1 (18) 湾曲水叩き案の流況



形状 4 (現在水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 — 1 (19) 湾曲水叩き案の流況



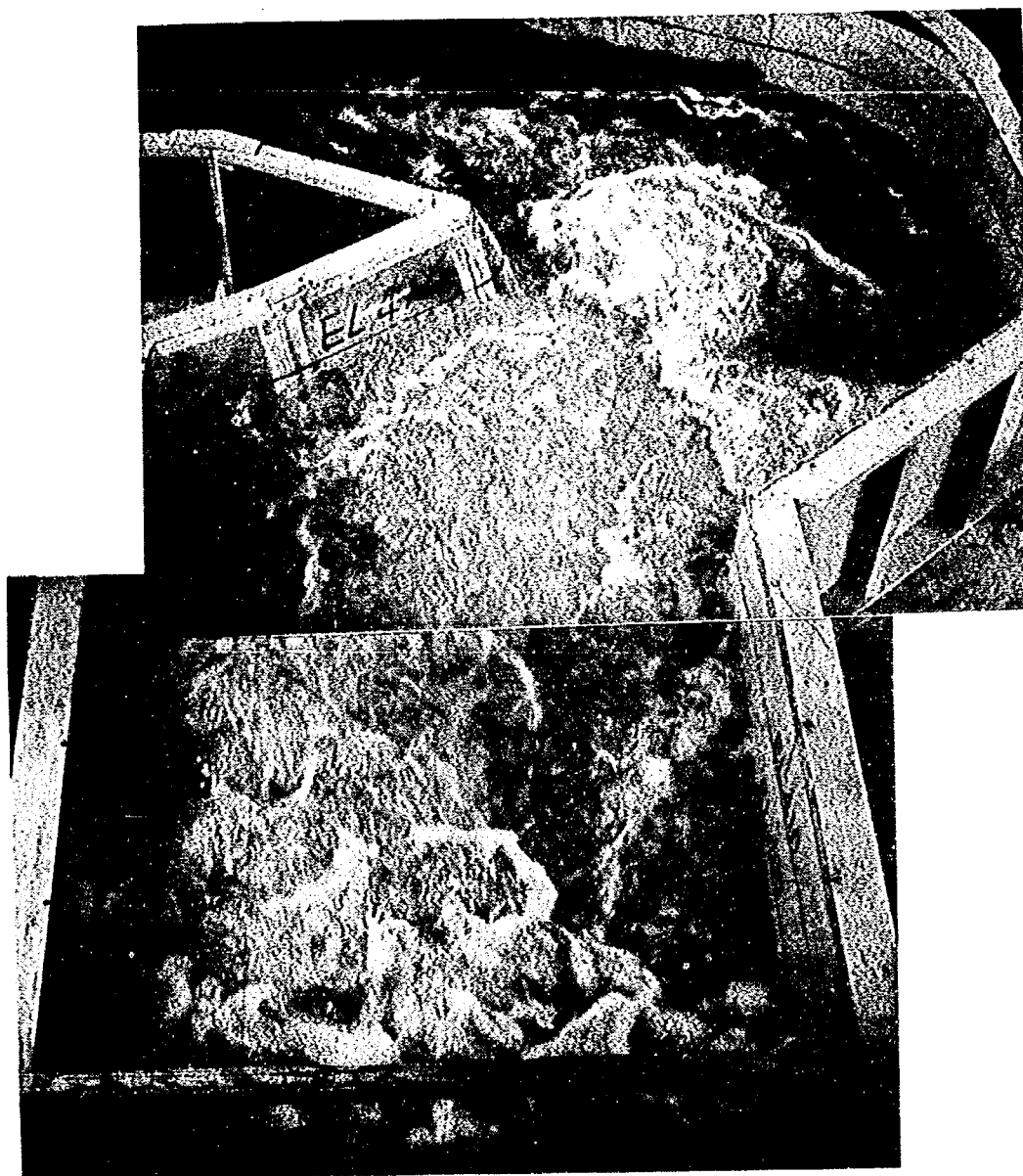
形状 4 (将来水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 — 1 (20) 湾曲水叩き案の流況



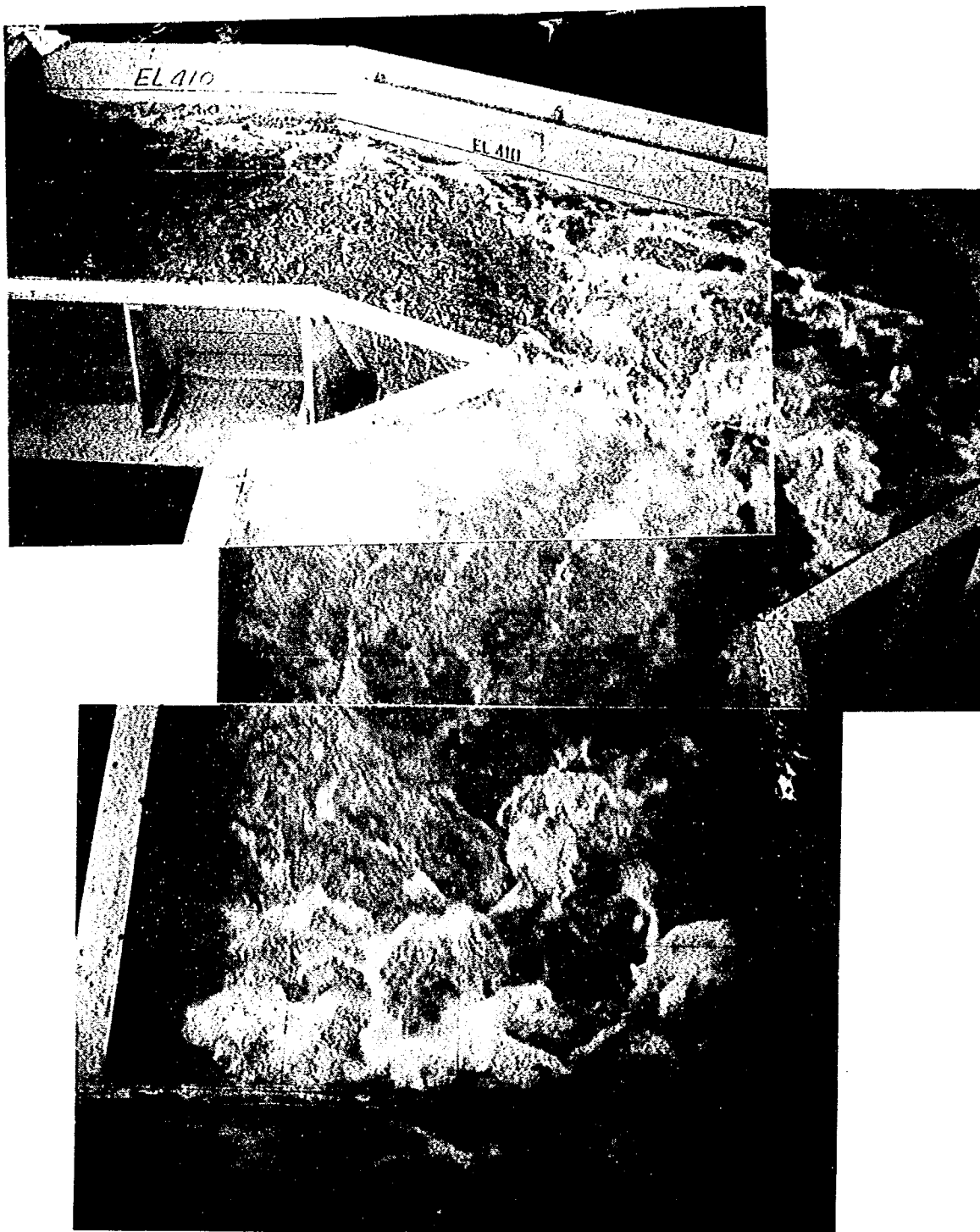
形状 4 (現在水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5 - 1 (2) 湾曲水叩き案の流況



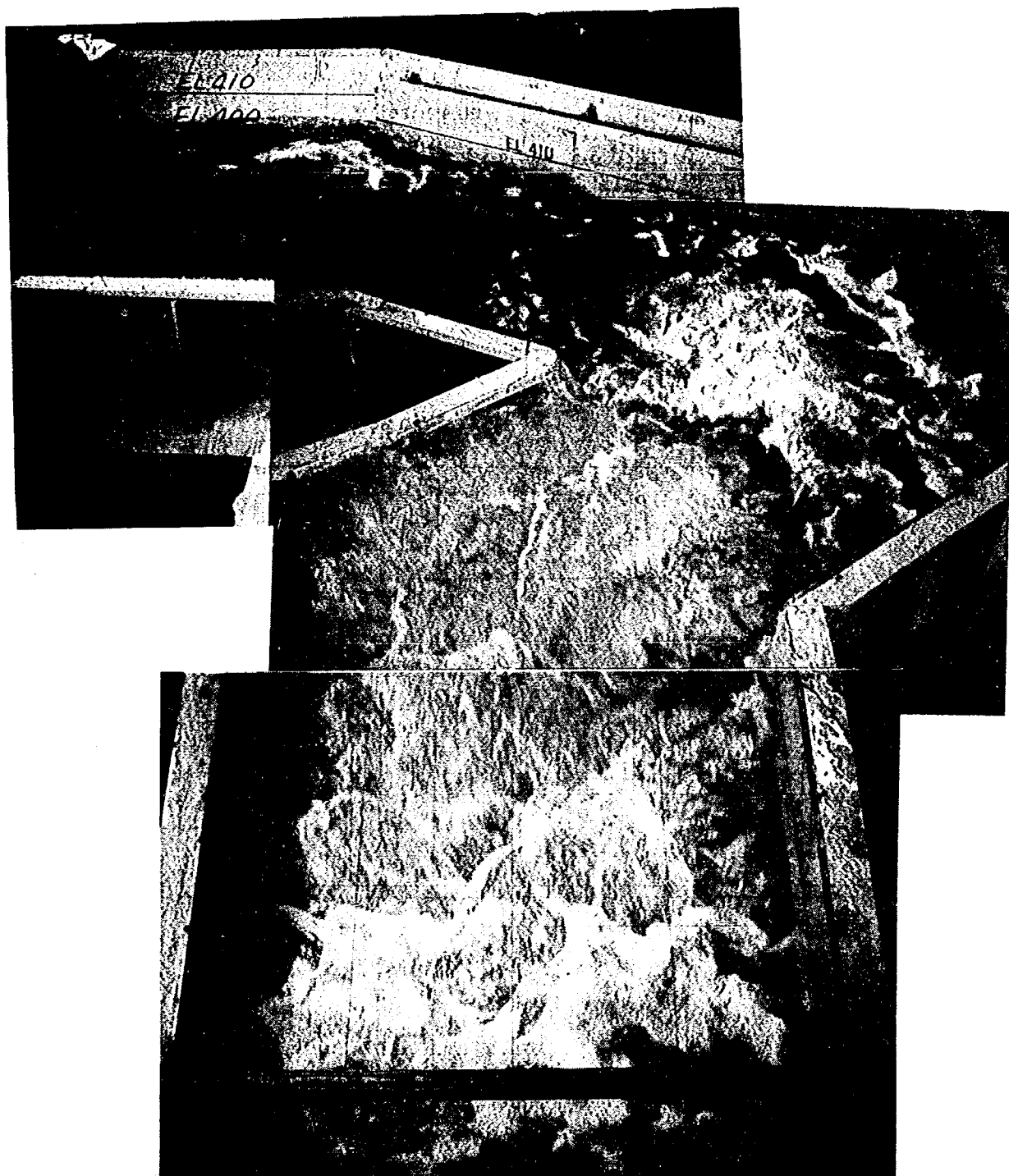
形状4 (将来水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真5-1 (22) 湾曲水叩き案の流況



形状4（現在水位）流量＝6,800 m³/s（ダム設計洪水流量）

写真5－1 (23) 湾曲水叩き案の流況



形状 4 (将来水位) 流量=6,800 m³/s (ダム設計洪水流量)

写真 5-1 (24) 湾曲水叩き案の流況

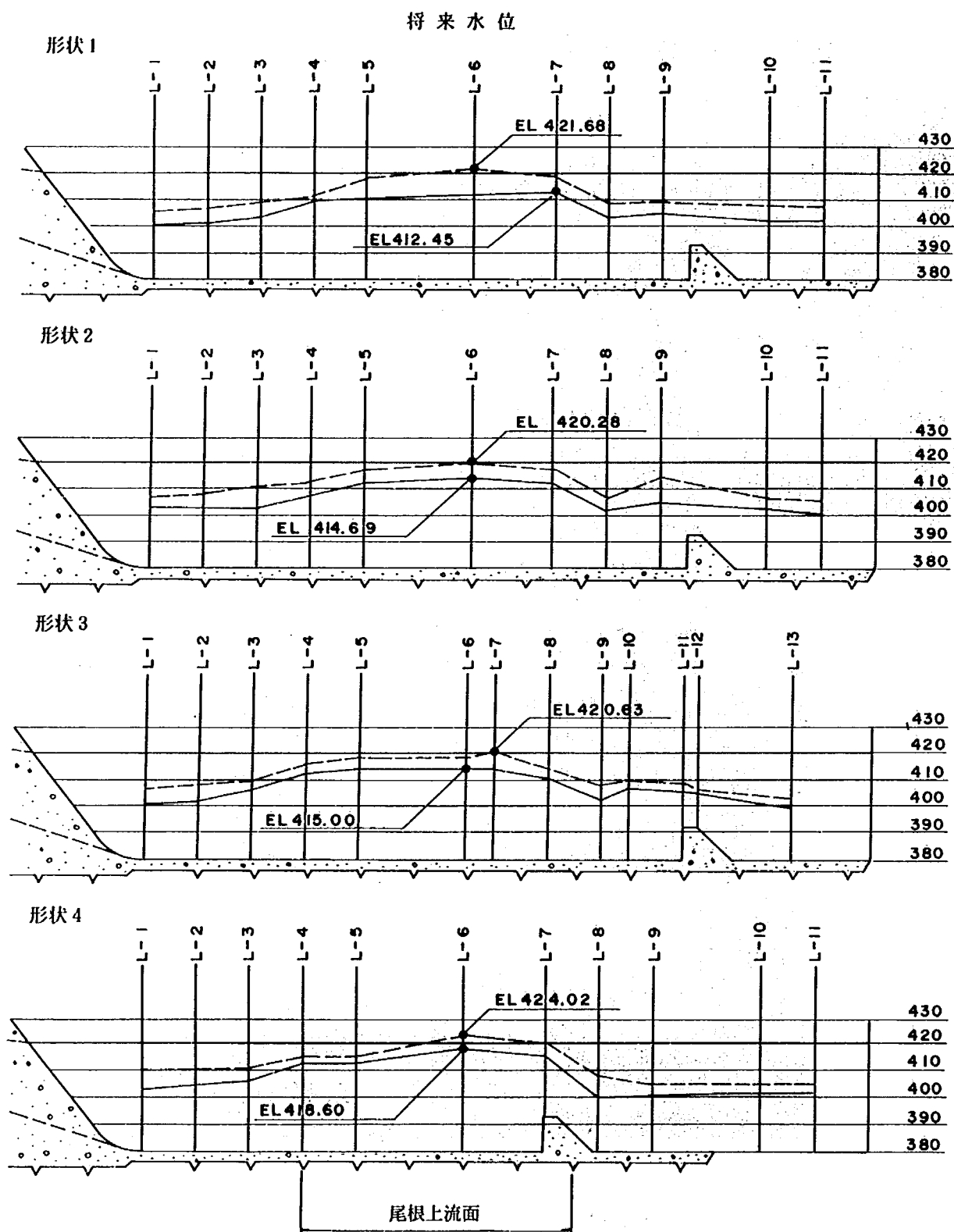
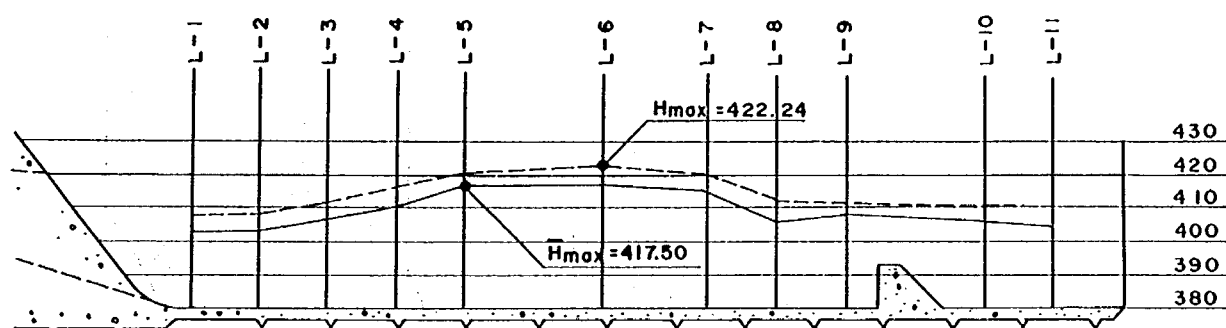


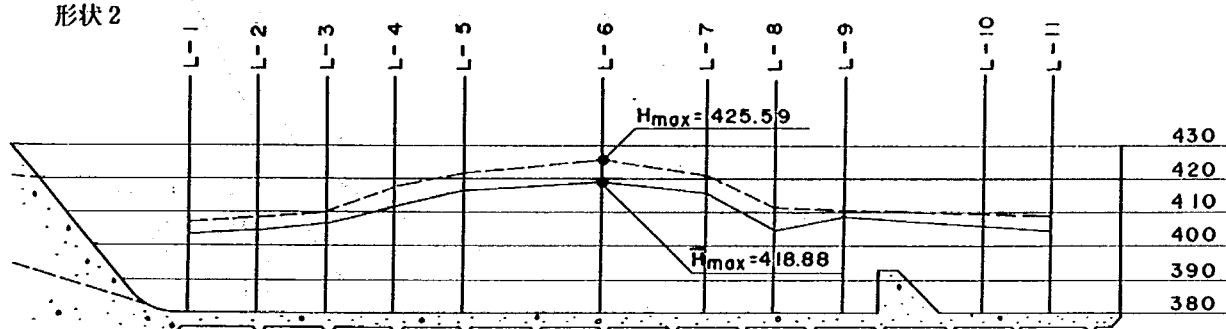
図5—5 (1) 湾曲水叩き案における左岸沿い水面形 (6,800 m³/s)

形状1

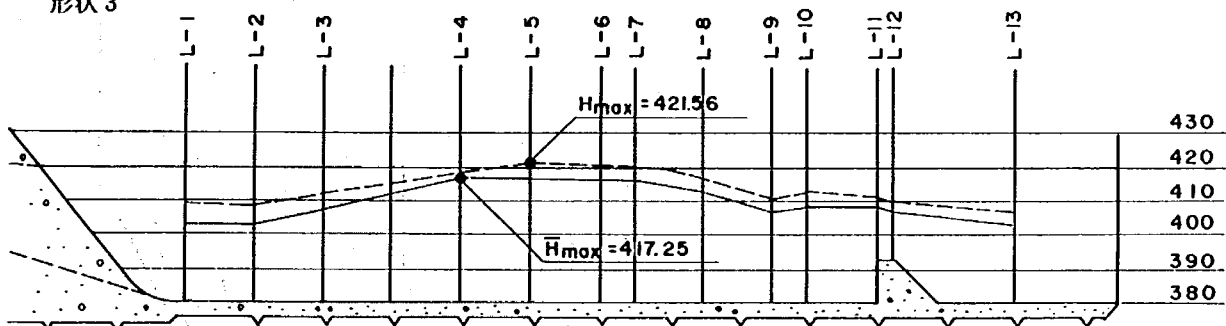
現在水位



形状2



形状3



形状4

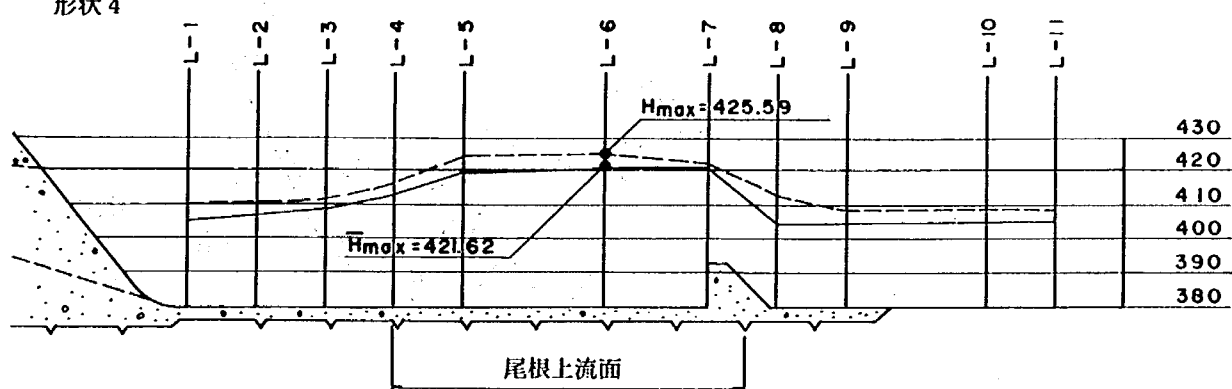
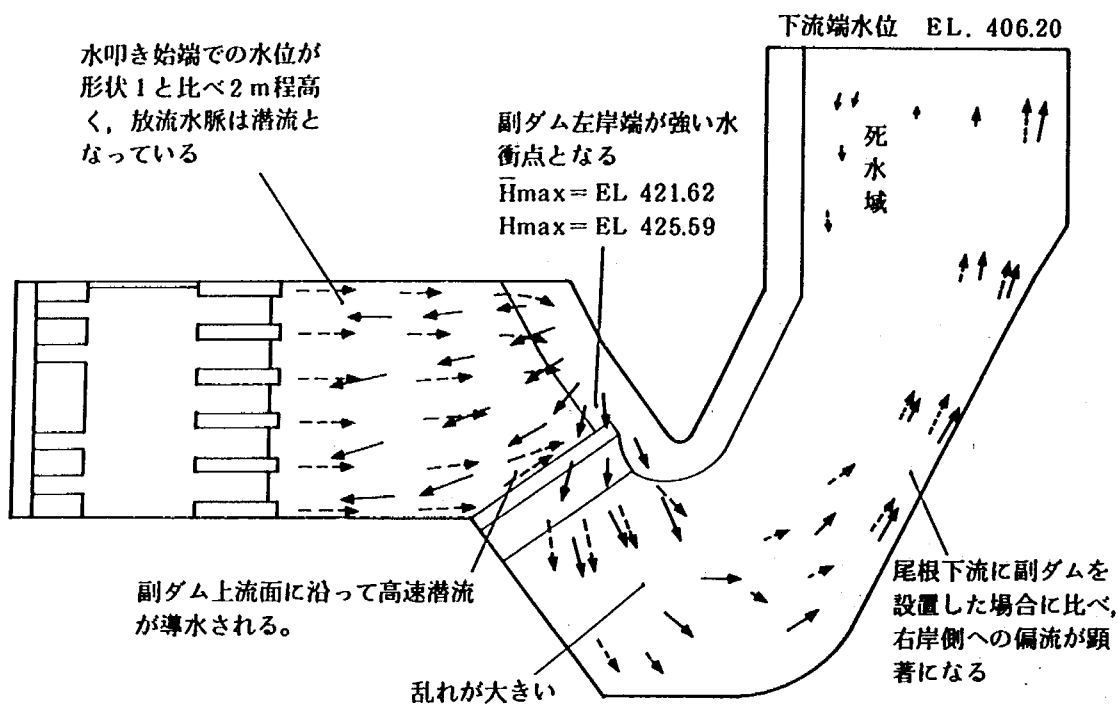


図5-5 (2) 湾曲水叩き案における左岸沿い水面形 (6,800m³/s)

<現在水位>



<将来水位>

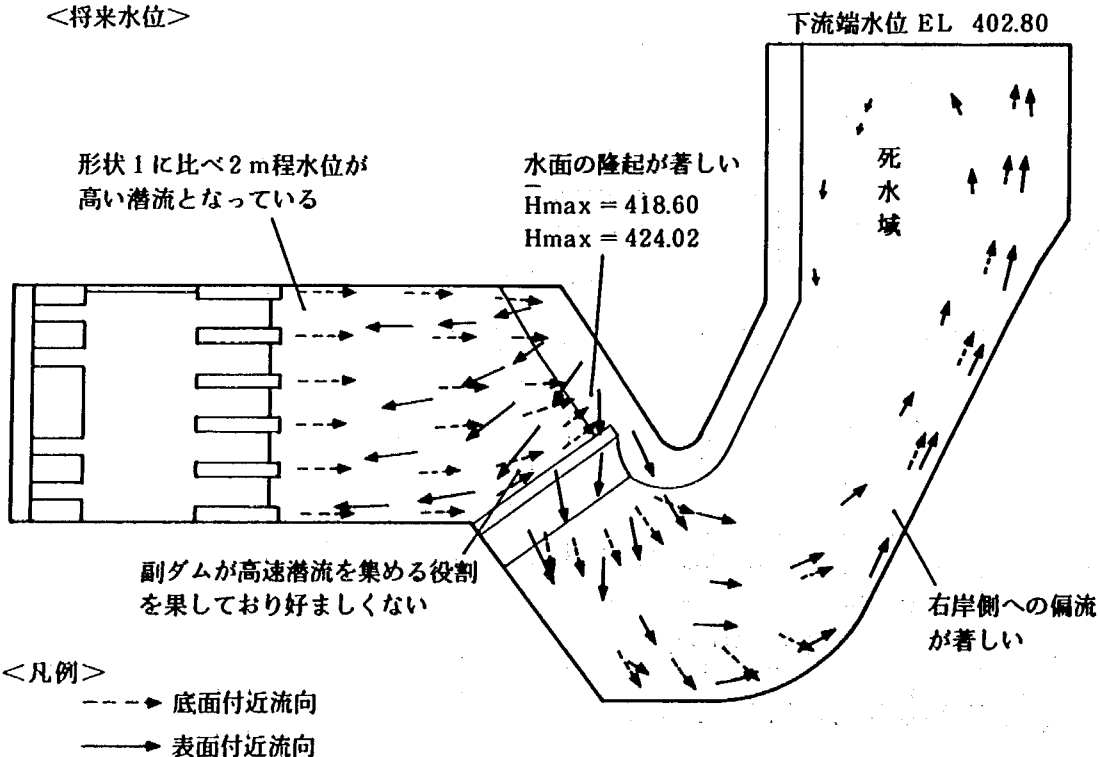


図5-6 形状4 (湾曲水叩き) の流況 (6,800 m³/s)

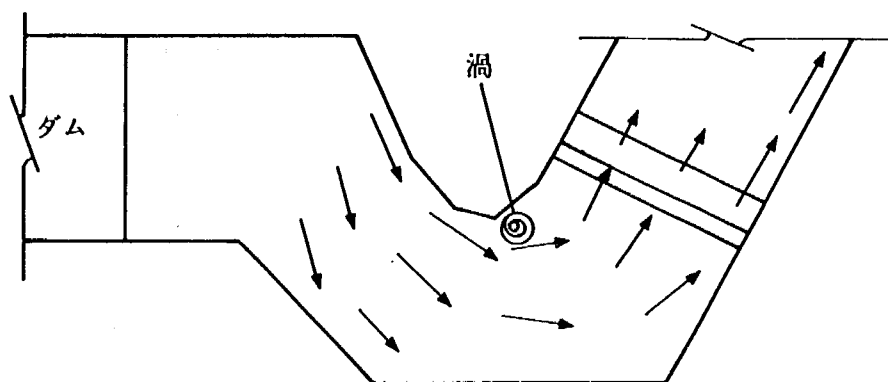


図 5 - 7 尾根先端下流の平面渦（形状 1， 2）

$Q = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

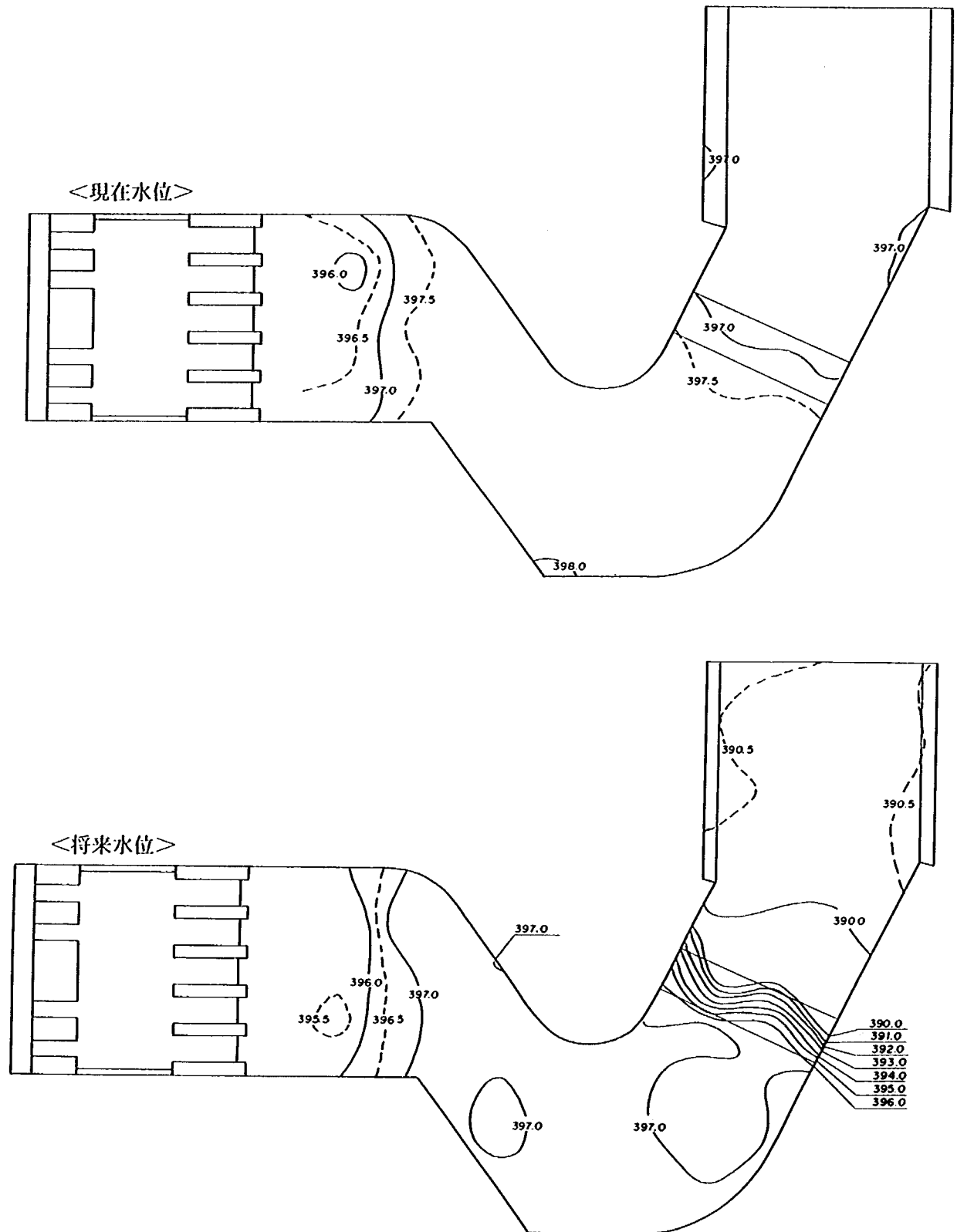


図5-8 (1) 形状3 (湾曲水叩き) の水面形 (平均水位)

$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画最大放流量)

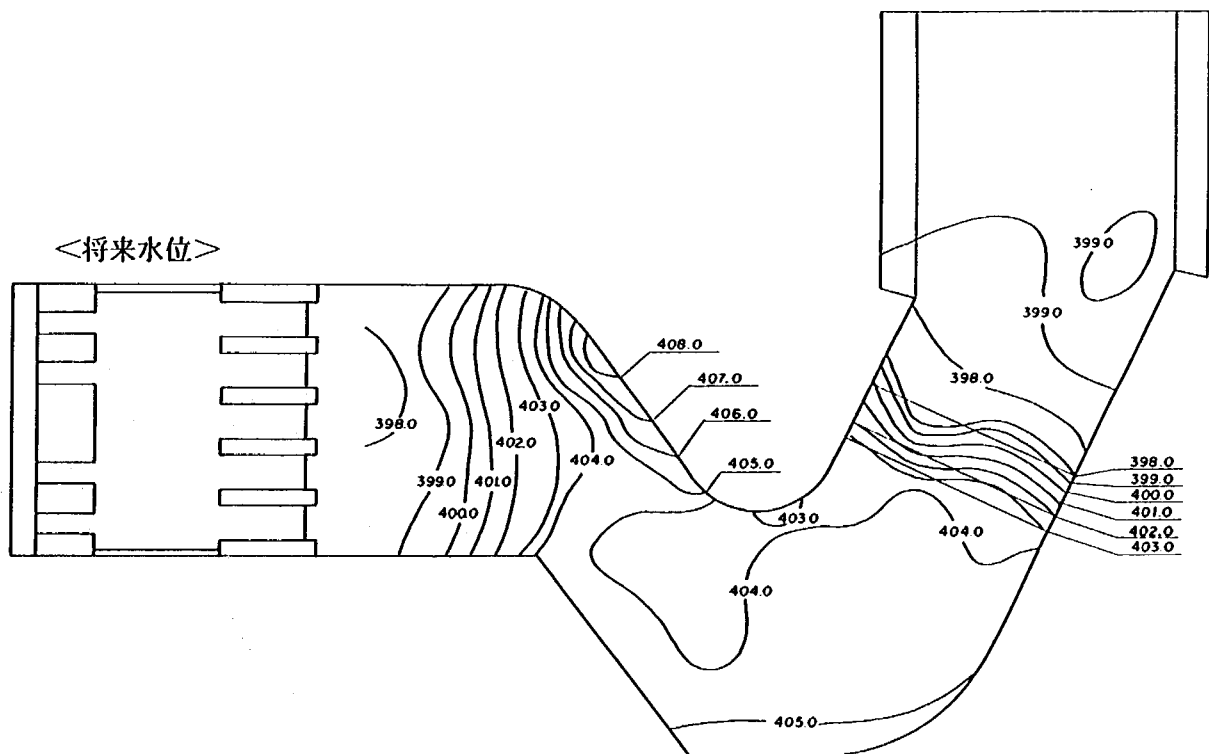
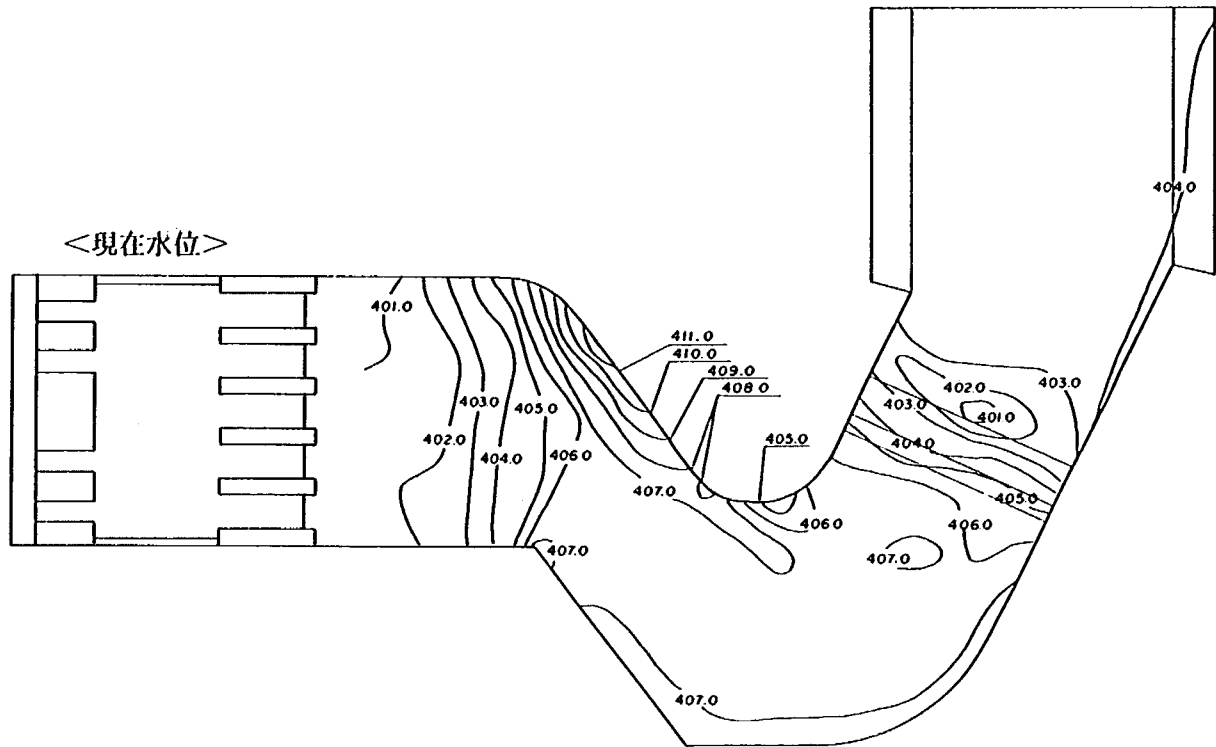


図 5-8 (2) 形状 3 (湾曲水叩き) の水面形 (平均水位)

$Q = 6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ (ダム設計洪水流量)

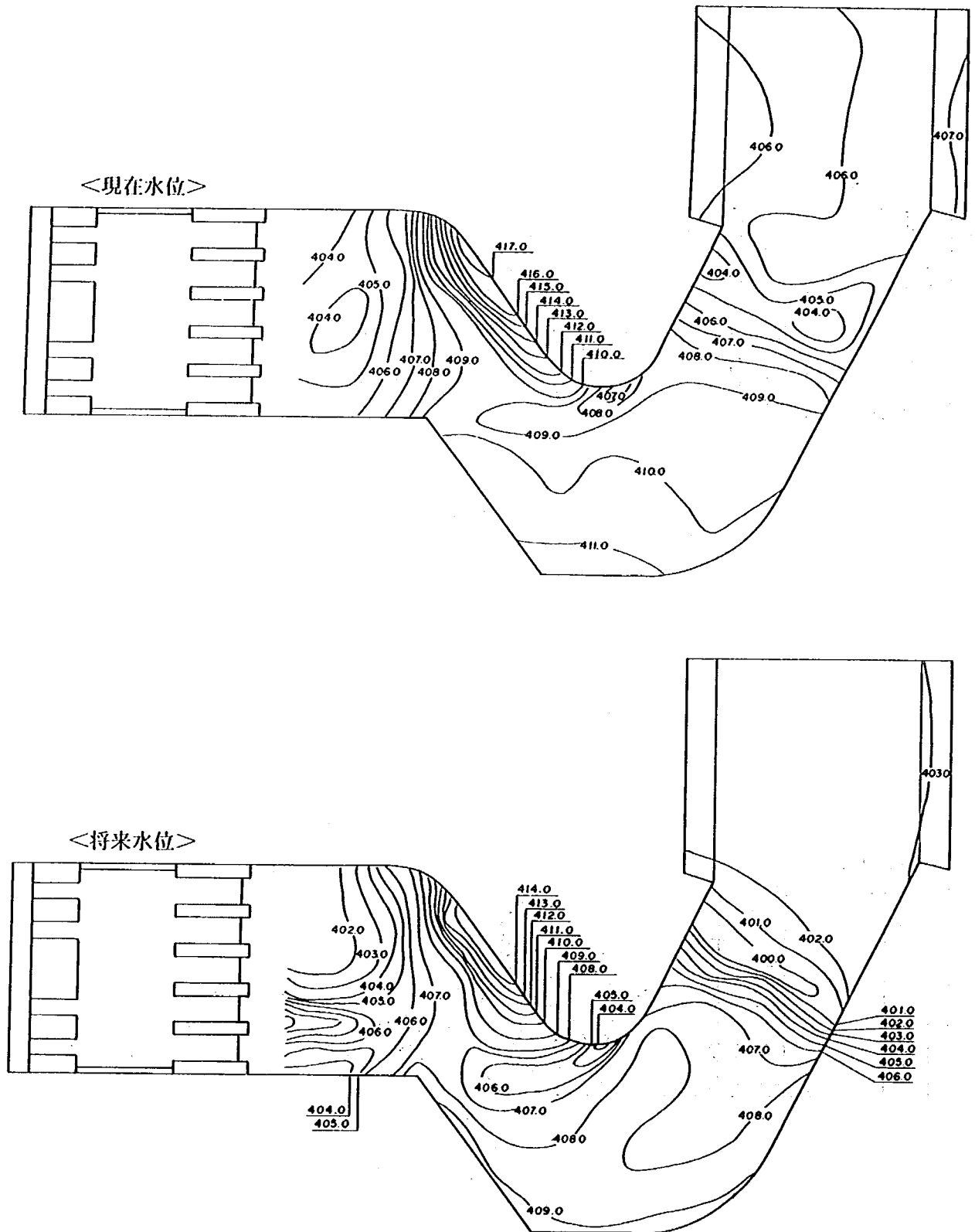


図5-8 (3) 形状3 (湾曲水叩き) の水面形 (平均水位)

されているが、いずれの形状でも尾根上流面での水面の盛り上がりは顕著であり、順傾斜水叩きの場合の流況と特別な変化はない。従って、尾根上流面の護岸は特に堅固にする必要がある。

副ダムを沢の上流に設置した形状4では、図5-5に示されるように、他形状と比べ尾根上流面の水面が全体的に高くなっている。これは、副ダム上流面に達した水脈が、速い流速を持ったまま上流面に沿って尾根方向へ導流され、副ダム左岸付近の衝突が特に著るしくなるためで(図5-6参照)、流況はかなり荒れたものとなっている。このような流況の悪化は $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,800\text{ m}^3/\text{s}$ 両者にみられ、特に $6,800\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の悪化は著しい。従って、副ダム位置を沢の流入部上流に設けることは避ける必要があると同時に、形状1~3の減勢状態から判断して、形状1~3の副ダム位置からあまり上流に設けることはできないものと思われる。

形状1~3では、いずれも副ダム前面で減勢はほぼ終了している。流況は形状3におけるものが最も良好であり、左岸沿いの水面が他の形状より低く、変動も小さい。また、形状1~2でみられる尾根張り出し先端下流での顕著な平面渦もみられない(図5-7参照)。しかしながら、全体的な流況は、各形状ともそれ程大差なく、形状の選定は施工性等を考慮して行えば良いものと思われる。参考のため、図5-8に形状3の場合の水面形(平均水位)を示す。大略の傾向は4章で示した順傾斜水叩きのものと同様である。4章での検討を参考にすれば、尾根上流面への放流水脈の衝突は、補助構造物により緩和することが可能と考えられるが、尾根上流面の最高水位そのものは小さくすることはできないものと思われる。

なお、本洪水吐き二段配置案では、4章で示した小流量時の尾根上流での顕著な平面渦はみられなかった。

2) 尾根を掘削した直線水叩き(形状5, 6)

形状5, 6の流況を写真5-2に、また、導流壁沿い(左岸沿い)の水面形を図5-9に示す。

減勢池内の流況は、両形状とも通常の水平水叩きでの流況が得られている。減勢は、 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ では80~85 m程度、 $6,800\text{ m}^3/\text{s}$ では80~100 m程度で終了しており、減勢池としては90 m程度で十分と思われる。形状5では、副ダム下流対岸への影響が懸念されたが、下流水深が十分大きいことから、対岸への衝突水脈はかなり減勢されており、図5-10に示されるように対岸の水面の盛り上がりもほとんどなく、問題ない。従って、直線水叩きとした場合、下流河道に沿わせるまで減勢池を延長する必要はないものと思われる。なお、両形状の減勢池左右岸での最高水位($6,800\text{ m}^3/\text{s}$)を表5-1に示す。

d. ま と め

以上の実験結果をまとめると次の通りである。

- ① 尾根を残した場合の流況は4章で示されたと同様に、尾根上流面で水面の盛り上がりを生じその下流の流れも三次元の複雑な流況となる。従って流況としては、掘削を行った直線水叩きが優れている。
- ② 形状4では流況が悪化するため、尾根を残した場合の副ダム位置は、形状1~3の位置程度とする必要がある。
- ③ 尾根を残した場合に最も安定した流況を示したものは、全てを鉛直壁とした形状3であるが、形状1, 2との流況の変化は少ない。
- ④ 尾根を掘削した直線水叩きでは、減勢池長は90 m程度で十分である。

湾曲水叩きとして形状3を、直線水叩きとして形状5で減勢池長を90 mとしたものを選ぶと、それぞれの

減勢池規模は次のようになる。

湾曲水叩き

減勢池区間；尾根下流まで

壁 高；尾根上流面 42 m 程度

そ の 他 35 m 程度

直線水叩き

減 勢 池 長；90 m 程度

導 流 壁 高；35 m 程度

57 年度は，以上の実験結果を示し，事務所による両案の比較検討結果を待つこととなった。



形状 5 (現在水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 2 (1) 直線水叩き案の流況



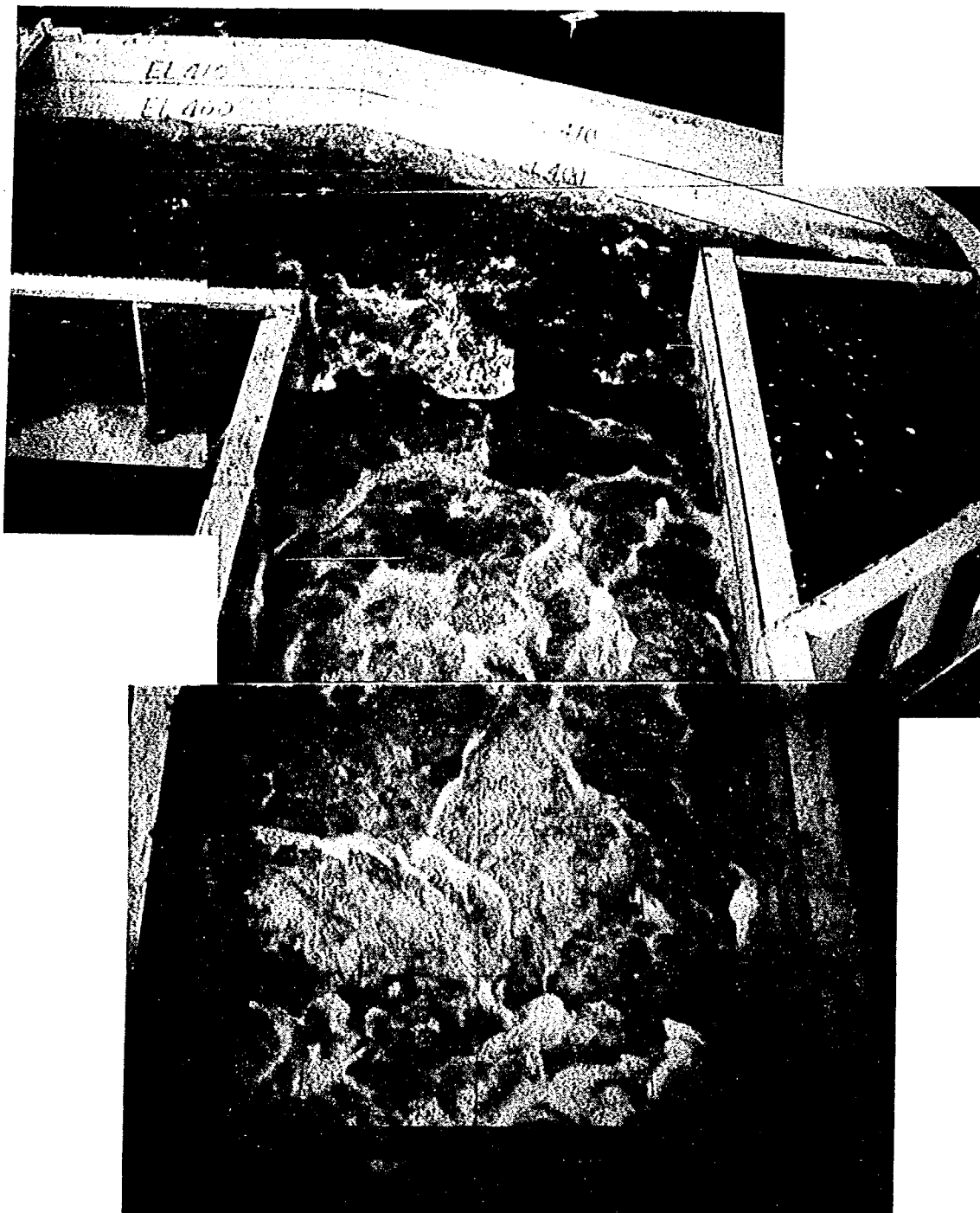
形状 5 (将来水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 2 (2) 直線水叩き案の流況



形状 5 (現在水位) 流量=5,000 m³/s (計画最大放流量)

写真 5 - 2 (3) 直線水叩き案の流況



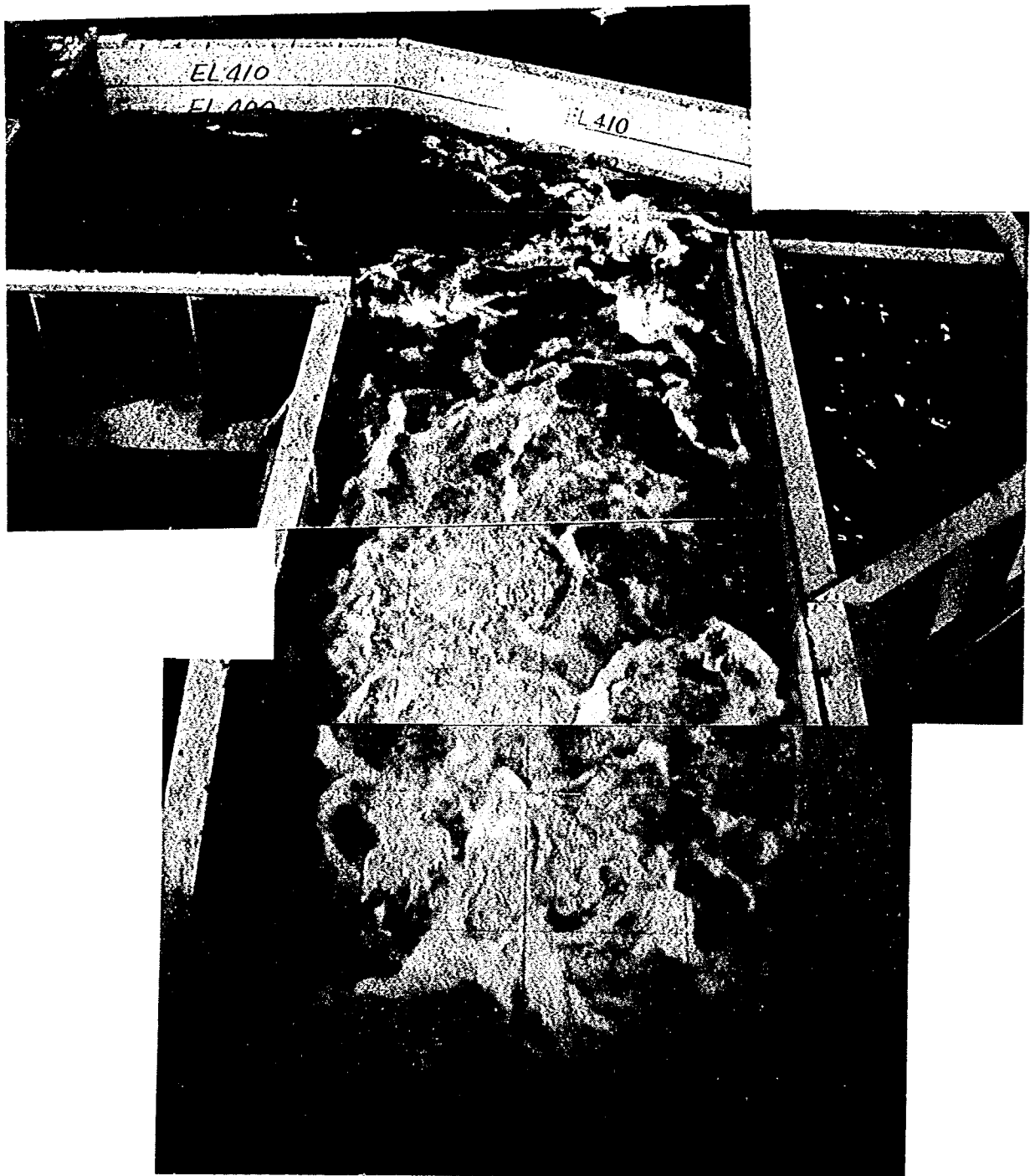
形状 5（将来水位）流量=5,000 m³/s（計画最大放流量）

写真 5－2（4）直線水叩き案の流況



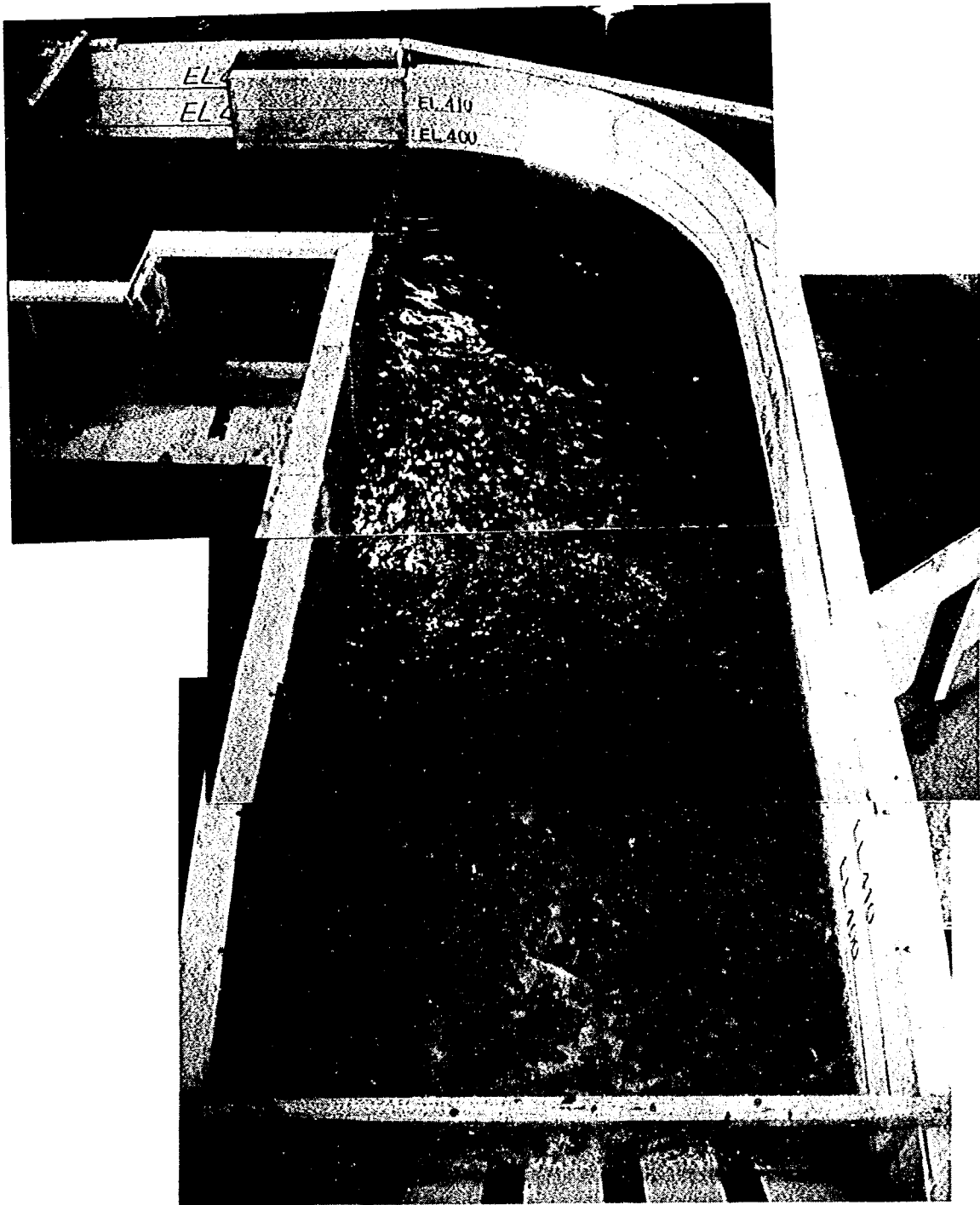
形状 5 (現在水位) 流量 = $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 2 (5) 直線水叩き案の流況



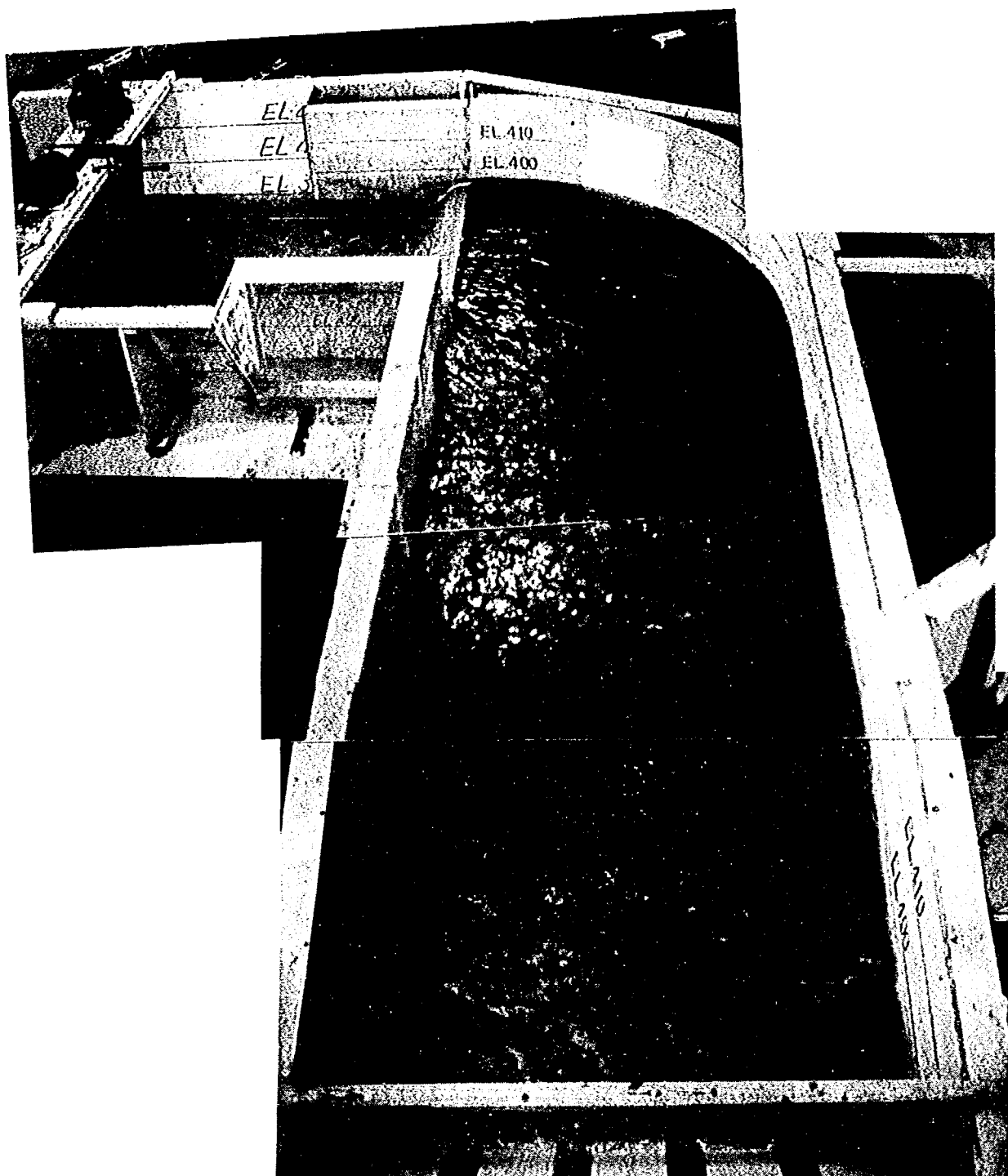
形状 5 (将来水位) 流量 = $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 2 (6) 直線水叩き案の流況



形状 6 (現在水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 2 (7) 直線水叩き案の流況



形状 6 (将来水位) 流量 = $900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

写真 5 - 2 (8) 直線水叩き案の流況



形状 6 (現在水位) 流量 = $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画最大放流量)

写真 5 - 2 (9) 直線水叩き案の流況



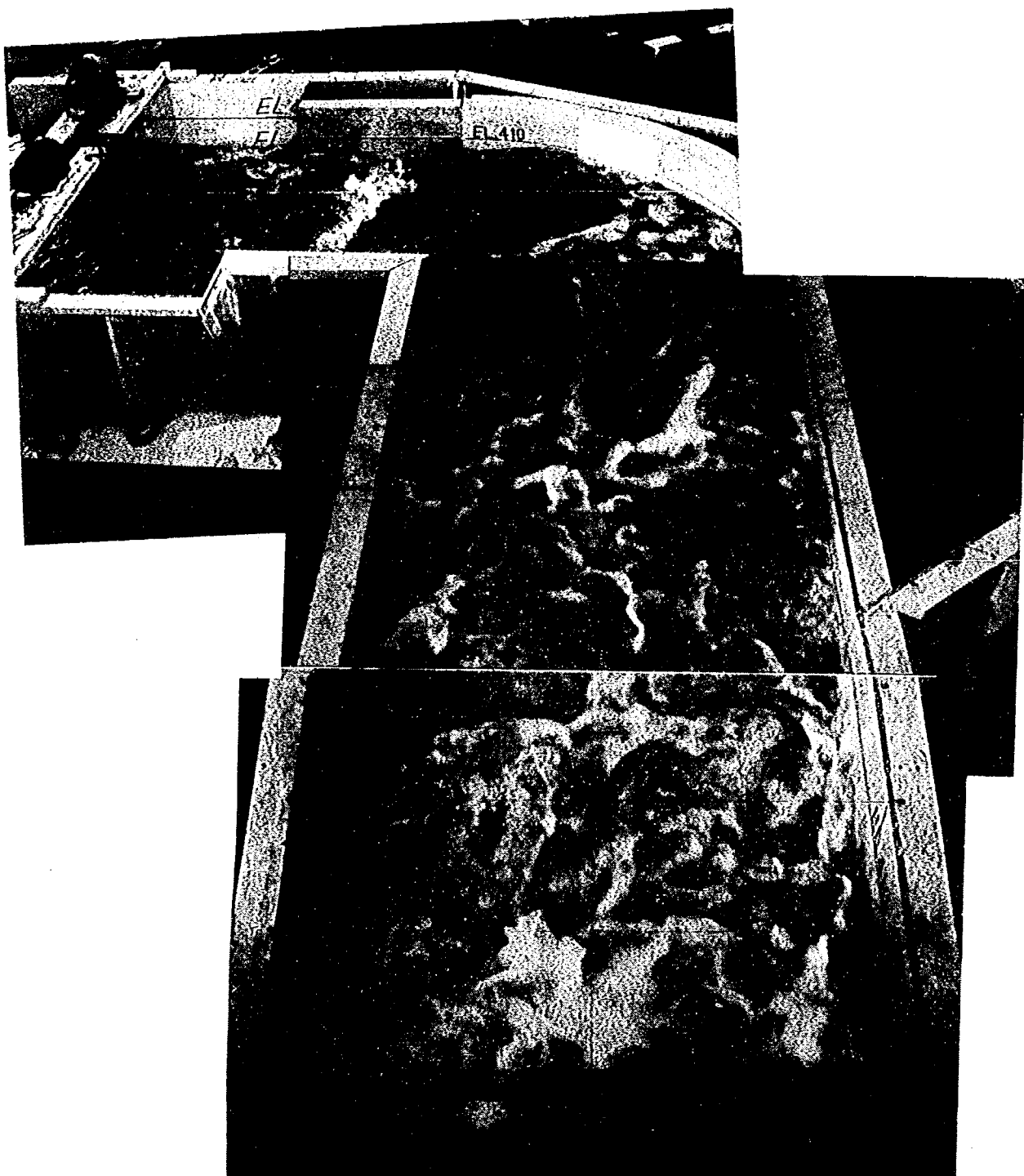
形状 6 (将来水位) 流量 = $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画最大放流量)

写真 5 - 2 (10) 直線水叩き案の流況



形状 6 (現在水位) 流量 = $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ (ダム設計洪水流量)

写真 5 - 2 (1) 直線水叩き案の流況

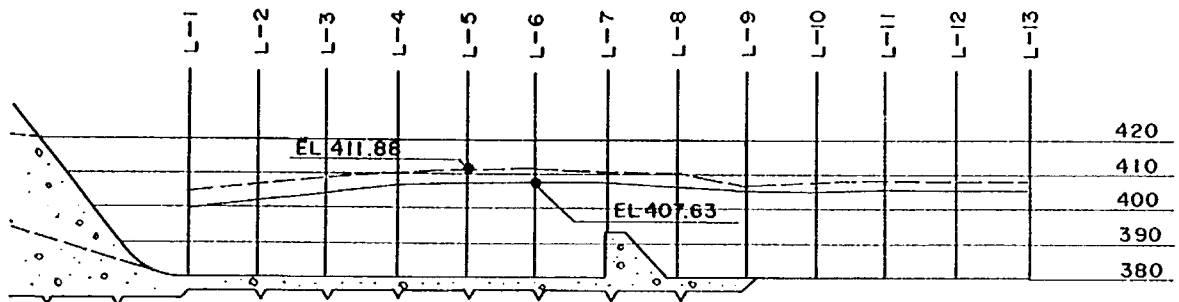


形状 6 (将来水位) 流量=6,800 m³/s (ダム設計洪水流量)

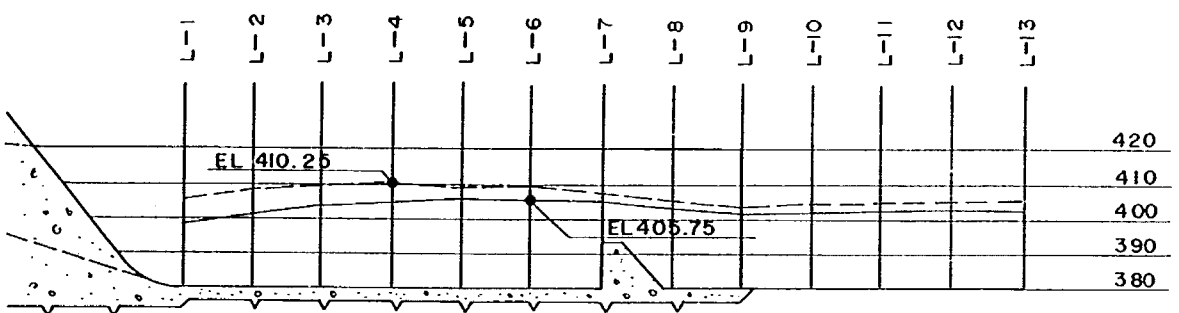
写真 5 — 2 (12) 直線水叩き案の流況

形状 5

現在水位

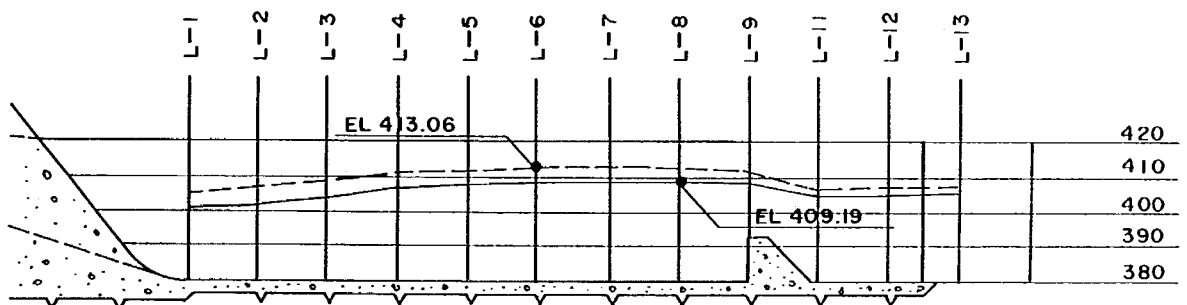


将来水位



形状 6

現在水位



将来水位

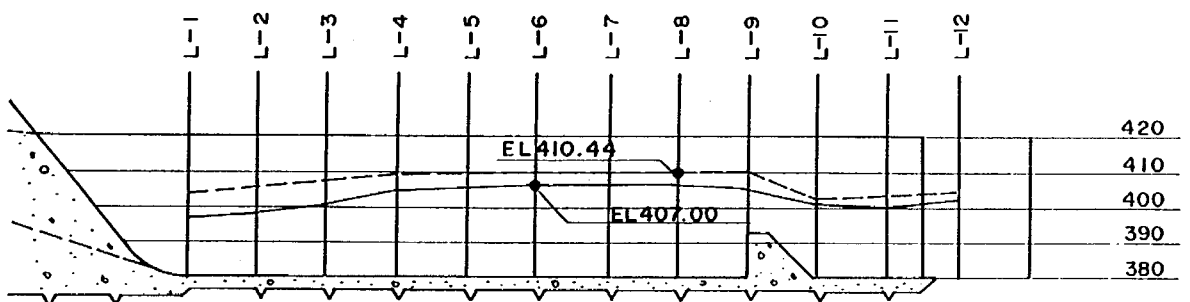
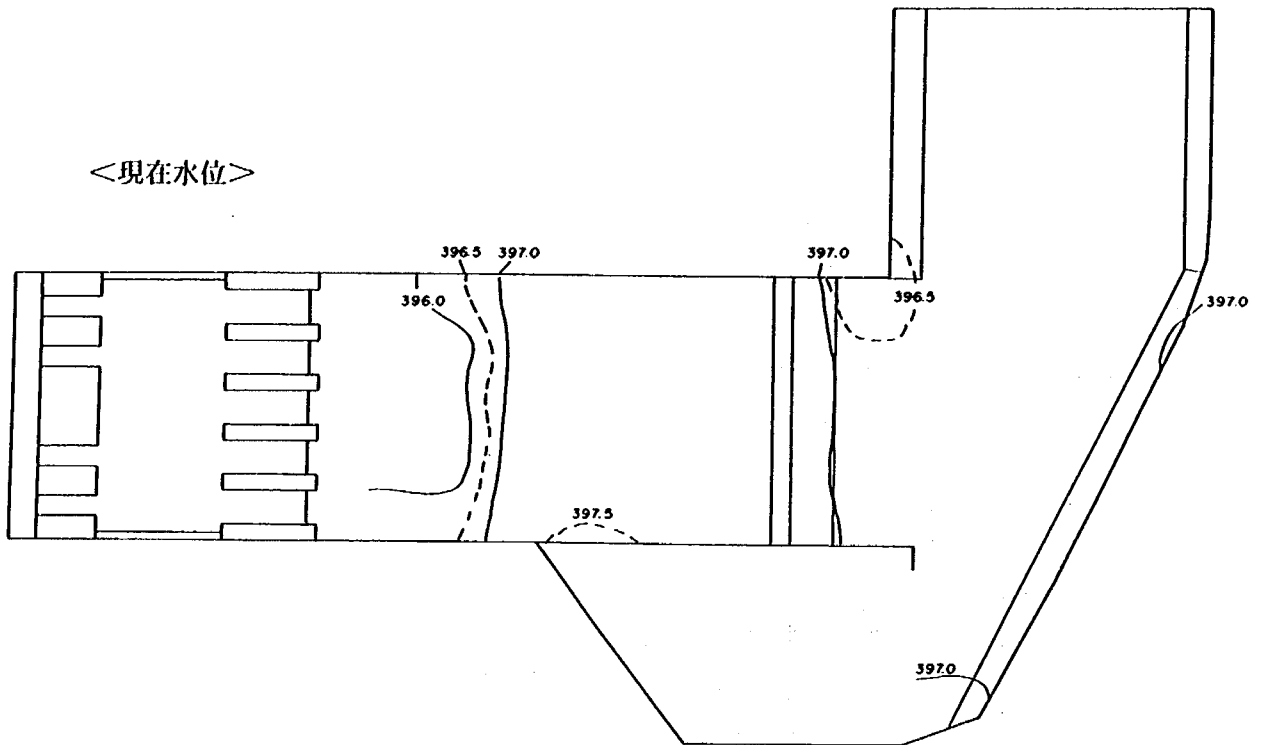


図 5-9 直線水叩き案における左岸導流壁沿い水面形 (6,800 m³/s)

$Q = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ (洪水調節開始流量)

<現在水位>



<将来水位>

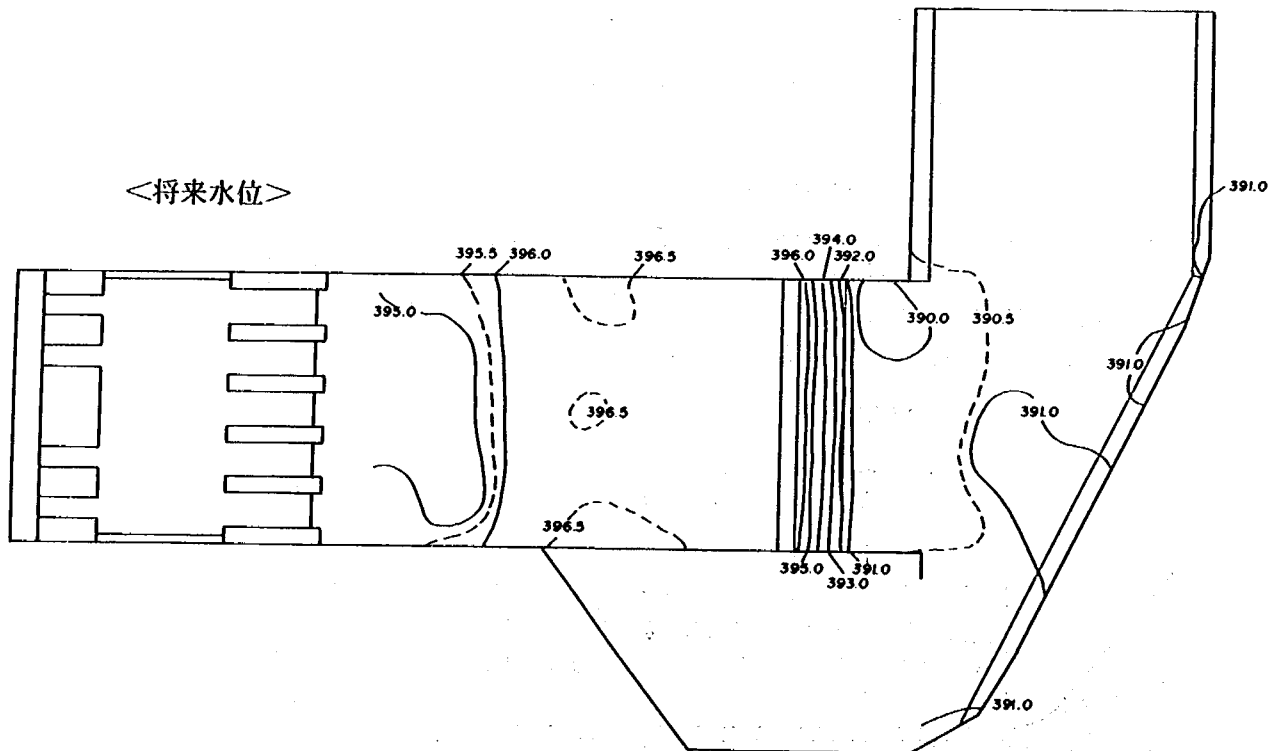
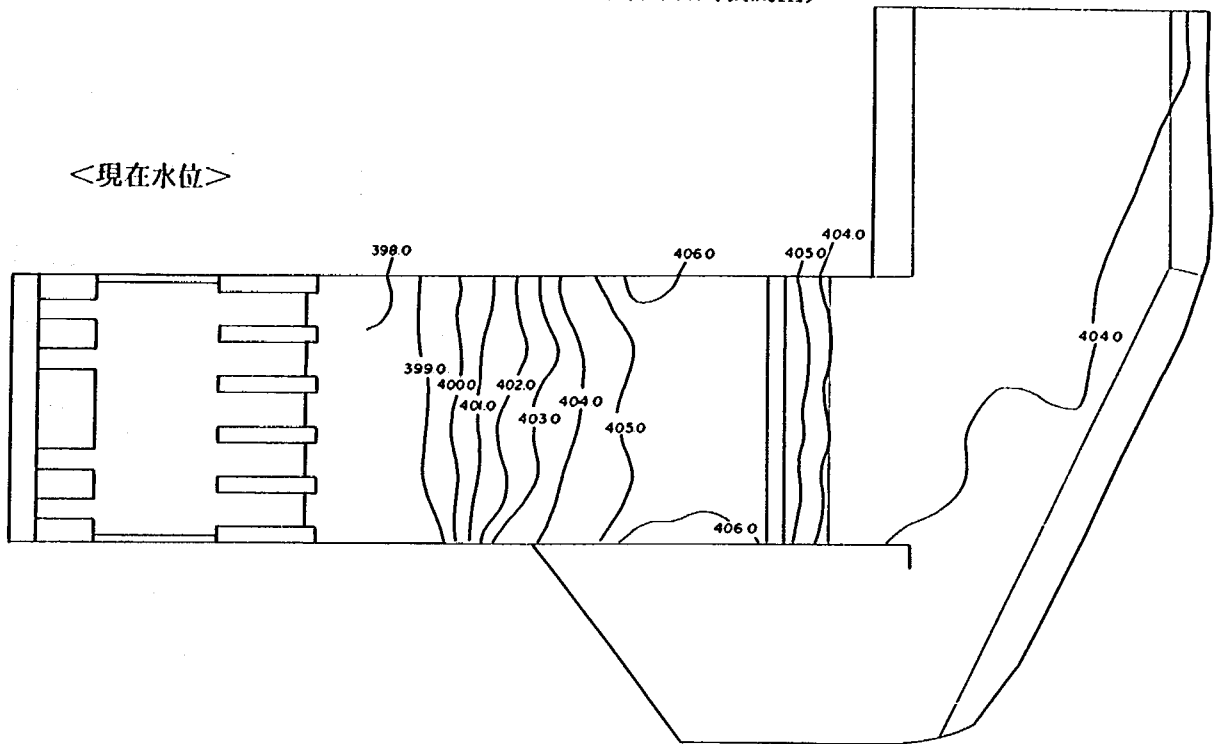


図5-10 (1) 形状5 (直線水叩き) の水面形 (平均水位)

$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画最大放流量)

<現在水位>



<将来水位>

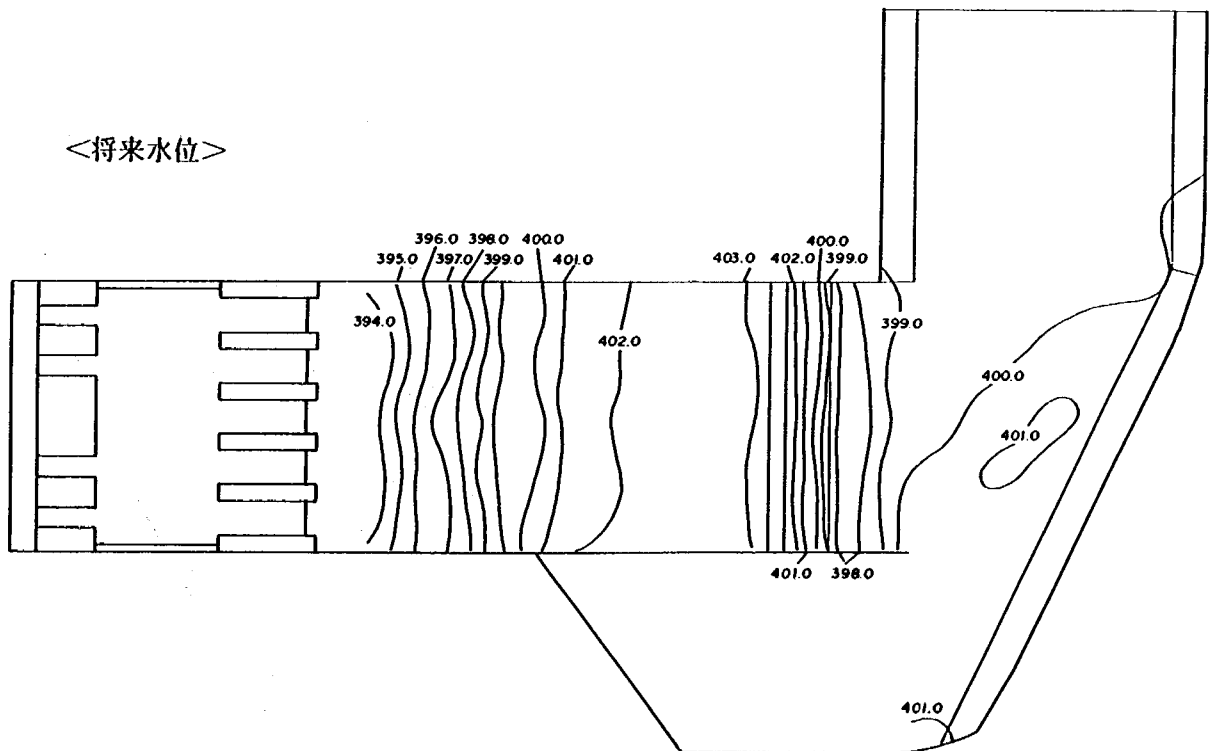


図5—10 (2) 形状5 (直線水叩き) の水面形 (平均水位)

$Q = 6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ (ダム設計洪水流量)

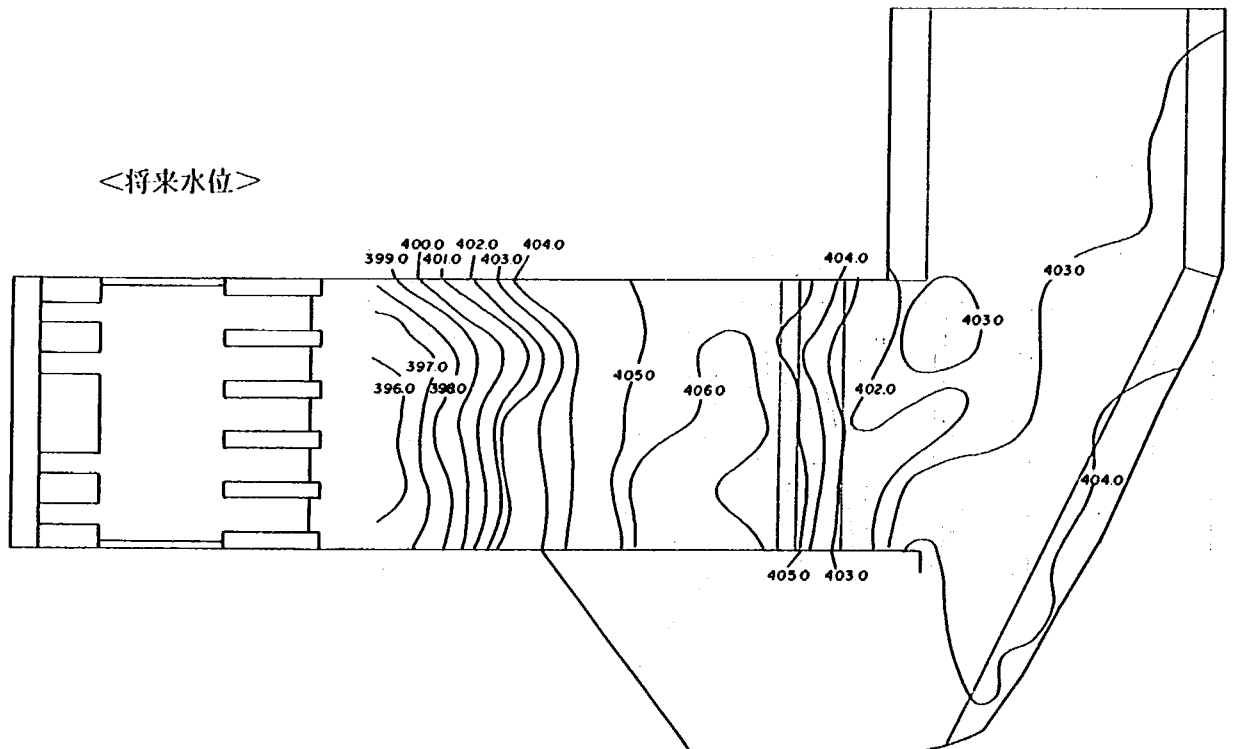
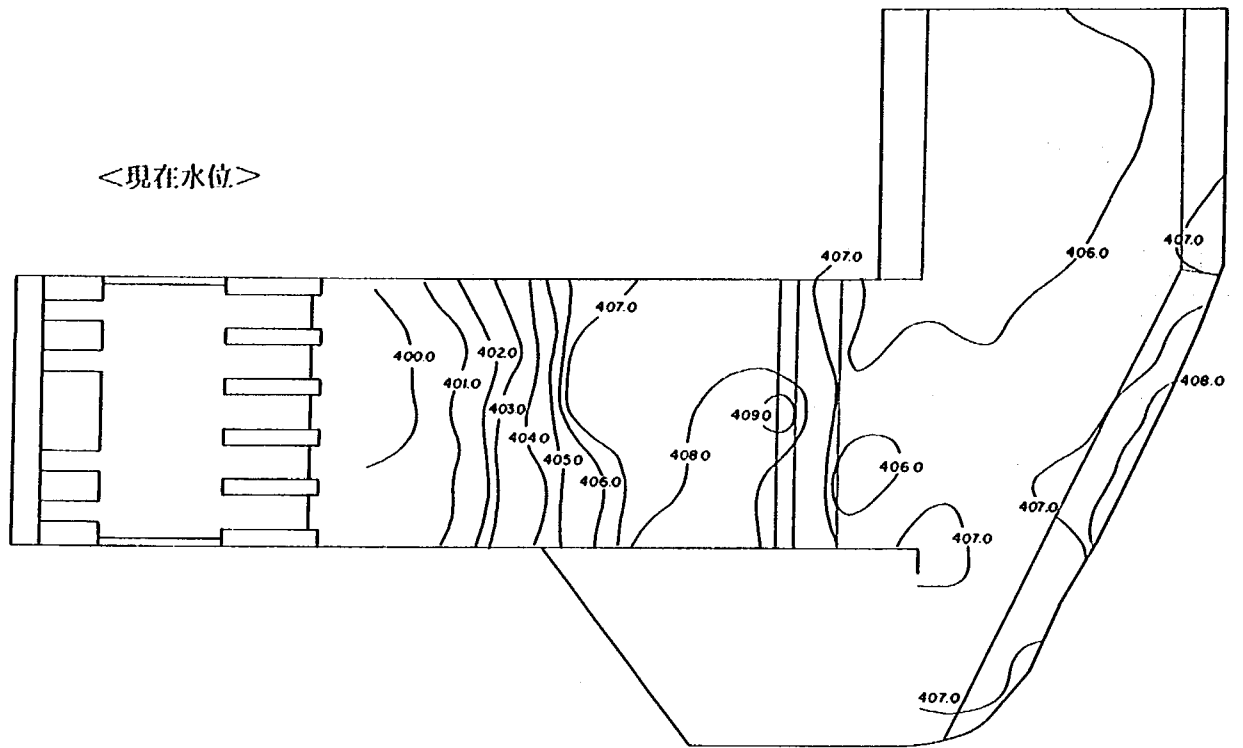


図 5-10 (3) 形状 5 (直線水叩き) の水面形 (平均水位)

表 5-1 形状 5, 6 (直線水叩き) の最高水位 (6,800 m³/s)

	左岸沿い 最高水位	右岸沿い 最高水位
形状 5	411.88	413.19
形状 6	413.06	414.06

5.3.2 昭和 58 年度の検討

a. 検討目的

57 年度の実験結果をもとに、施工性、経済性の観点から減勢工形式の綿密な検討が事務所にて行われ、尾根を掘削した直線水叩き案が採用されることとなった。また、同様に、洪水吐き位置、水叩き標高についても検討が行われ、洪水吐き中心線がダム軸屈折部から 66.0 m 位置に設定され、前年度より 15 m 右岸寄りになるとともに (図 5-11 参照)、水叩き標高が EL. 390.0 m と前年度の検討より 10 m 上げられることとなった。これら採用の主旨については、3 章に述べてあるのでここでは省略する。

ところで、直線水叩きとした場合の跳水は、(5.1)~(5.5) 式で計算され、計画最大放流量 5,000 m³/s、ダム設計洪水流量 6,800 m³/s に対し減勢長を求めると、

$$5,000 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (サーチャージ水位 EL. 480.0 m)} \quad L \div 98 \text{ m}$$

$$6,800 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (設計洪水水位 EL. 480.5 m)} \quad L \div 114 \text{ m}$$

となる。これら減勢長下流に副ダムが設置されるが、副ダム位置は、尾根の張り出し位置と一致することとなる。そこで、副ダムとして、尾根を構成する堅岩を利用することが考えられた。

上記事項をふまえ、本年度は、直線水平水叩きの減勢池規模を検討するとともに、特に尾根の掘削量を減じる副ダム形状、導流壁形状の検討を行うこととした。なお、57 年度の副ダムは、将来水位における跳水深の確保、減勢池への土砂流入防止の意味から設けられたが、本年度は水叩き標高が 10 m 上げられたため、現在水位における跳水深確保のため副ダムが必要となる (図 5-14 参照)。

b. 実験を行った副ダム・導流壁形状

検討を行った副ダムおよび導流壁形状 (平面図) を図 5-12 に示す。副ダムは、尾根の堅岩を残すものとし、図 3-5 に示す天端幅 25 m の広頂堰形状を基本とした。以下に各形状の主旨を説明する。

基本形状：形状 1 は通常の副ダムと同様に、洪水吐き中心線に垂直に副ダムを設置したものである。副ダムのバケット終端からの距離は、減勢工対象流量を 5,000 m³/s とし、尾根の張り出し形状も考慮して 100 m とした。

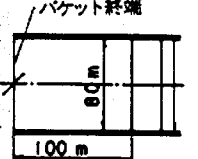
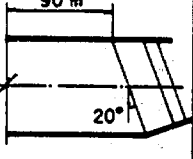
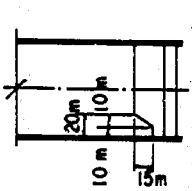
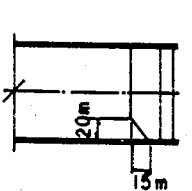
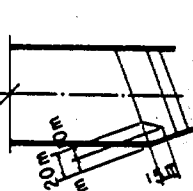
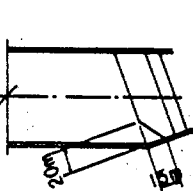
副ダム高 d は、次式により計算される。

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1 + 2F_{r1}^2)\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 - 15F_{r1}^2}{1 + 4F_{r1}^2 - \sqrt{1 + 8F_{r1}^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{C} F_{r1}\right)^{2/3} \quad (5.6)$$

ここに C は副ダムの流量係数であり、広頂堰の流量係数として Govinda Rao の式を用いると次式で計算される。

$$C = 1.444 + 0.325(h_s/L_s) \quad (0.4 \leq h_s/L_s \leq 1.5 \sim 1.9) \quad (5.7)$$

ここに、 h_s 、 L_s はそれぞれ副ダムの越流水頭、副ダム天端幅 = 25 m である。5,000 m³/s をサーチャージ

名 称	基 本 形 状		右 岸 切 欠 き 形 状			
	形 状 1	形 状 2	形 状 1	形 状 2	形 状 3	形 状 4
平 面 図						
実験を行った副ダム高	D=12 m, 11 m, 10 m, 8 m	D=12 m, 11 m, 10 m	D=11 m	D=11 m	D=11 m	D=11 m

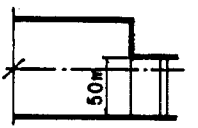
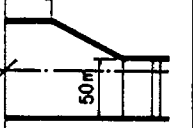
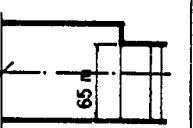
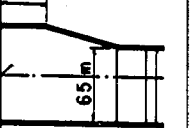
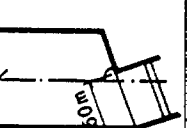
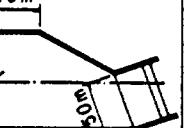
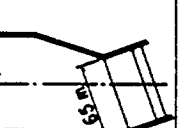
名 称	副 ダ ム 幅 縮 小 年 状							
	形 状 1	形 状 2	形 状 3	形 状 4	形 状 5	形 状 6	形 状 7	形 状 8
平 面 図								
実験を行った副ダム高	D=6 m	D=6 m	D=8.5 m	D=8.5 m	D=6 m	D=6 m	D=8.5 m	D=8.5 m

図 5-12 実験を行った副ダム・導流壁形状

水位 EL. 480.0 m で放流している状態を対象とすると、 $d = 10.7 \div 11$ m となる。実験では、この副ダム高をもとに、数種の高さに対し検討を行ったが、その結果 11 m が適切であり、計算の妥当性が検証されている。

形状 2 は、尾根の掘削量を更に少なくするため、副ダム軸を尾根の張り出し方向に合わせ垂直から 20° 傾斜させたものである。副ダム位置は、形状 1 の計算結果および尾根形状を考慮し、バケット終端から左岸で 90 m としている。なお、この形状に対しても副ダム高 11.0 m が適当であることが検証されている。

これら 2 形状の尾根との位置関係は、図 3—6 に示してある。

右岸切り欠き形状；副ダム右岸部分には尾根が達していないため、コンクリート量が多くなる。このことを考慮し、右岸部の副ダム天端幅を小さくしたものである。基本形状 1, 2 に対し、それぞれ 2 つの切り欠き形状による検討を行った。

副ダム幅縮小形状；基本形状 1, 2 の尾根掘削量を更に小さくするため、左岸側の導流壁を漸縮あるいは急縮形状としたものである。基本形状 1, 2 に対し、それぞれ 4 つの導流壁形状による検討を行った。掘削量は縮小量が多いものが、また、漸縮形状のものが小さくなる。

なお、これらの形状の副ダム高は、副ダム前面の水深が跳水深と等しくなるよう、(5.7) 式により計算して与えている。

以上の全ての形状に対し、副ダム下流は水叩き標高と同じ EL. 390.0 m の平坦形状とした（図 5—13）。

c. 下流水位条件

前年度までは、下流水位条件として図 4—25 に示すものを与えて実験を行ったが、その後不等流計算の下流端条件を与える大井川ダムの標高に修正がなされ、下流水位条件が変更となった。以下の実験は図 5—13 に示す水位条件により行っている。なお、将来の河床形状は、大井川ダムの越流頂標高 EL. 382.38 m の平坦河床が仮定されている。

d. 実験結果

実験では、まず基本形状に対し流況調査を行い、副ダム高、減勢池規模、下流河道への影響を調査した。次に、右岸切り欠き形状、副ダム幅縮小形状の流況を基本形状と比較し、その採用の適否を検討した。以下その内容について報告する。なお、実験は、主として $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画最大放流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、ダム設計洪水流量 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象流量として行っている。また、放流は全て全門開放流である。

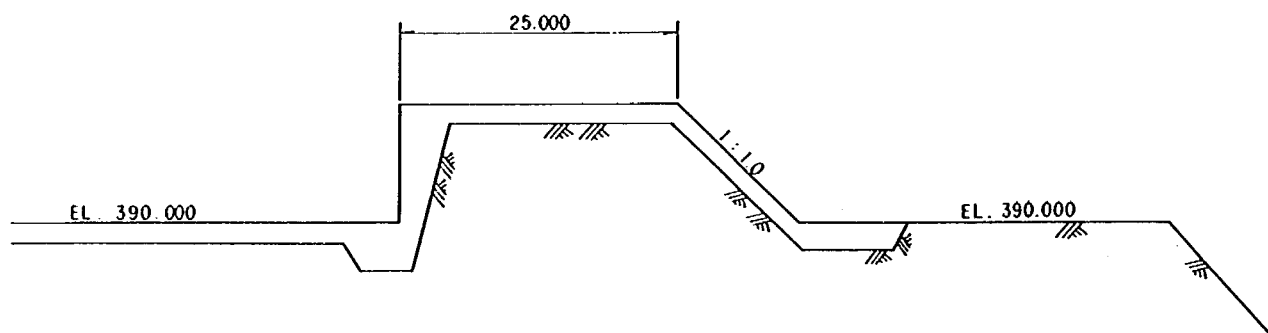


図 5—13 副ダム下流の形状

1) 基本形状

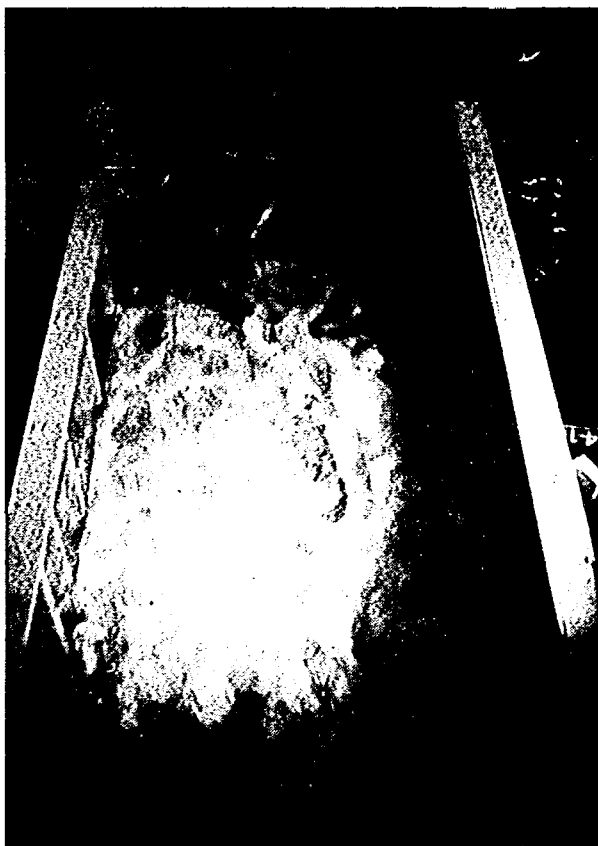
① 副ダム高と減勢池内流況

減勢池内の流況は形状 1, 2 と同様であるのでここでは形状 1 の実験結果を報告する。

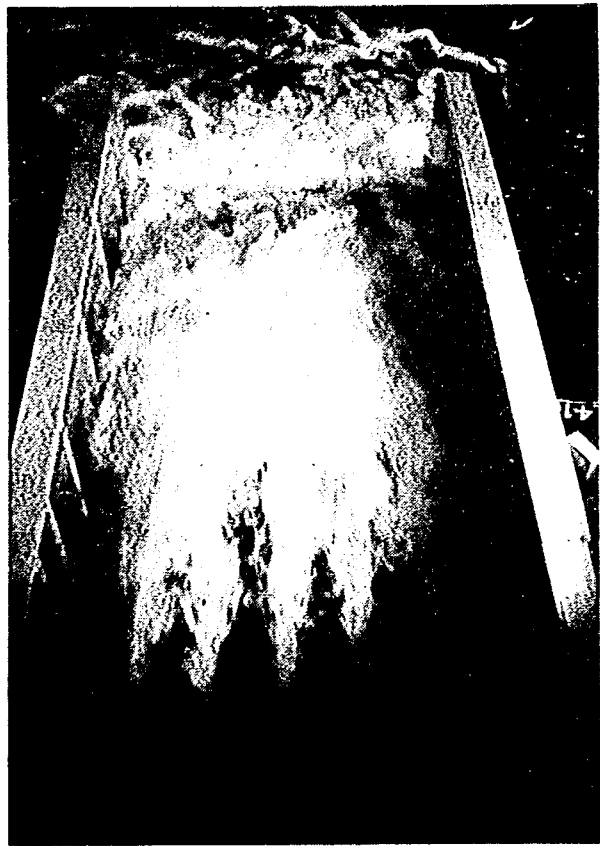
実験では前記計算結果 (副ダム高 $d = 11.0$ m) を参考に、副ダム高を 8, 10, 11, 12 m と変化させてその流況を調査した。なお、減勢池内の流況は、副ダム上で支配断面が生じており、下流水位の影響をあまり受けない。

副ダム高 8 m では、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にもバケット終端付近で露出射流が生じ (写真 5-3(1)) 副ダム高が不足していることがうかがえる。 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時には水叩きの約 1/3 まで露出射流が生じるとともに、コンジットの放流水脈が合流する位置から顕著な衝撃波が生じ、水脈が噴き上げきわめて悪い流況となる (写真 5-3(2))。従って、副ダム高 8 m は明らかに高さが不足している。

副ダム高 10 m では、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時には安定した問題のない流況が得られるが、 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ では流況が多少荒れたものとなるとともに、間欠的ではあるが左岸または右岸導流壁沿いのコンジット放流水脈がバケットカーブ終端付近まで露出し、上方に向かって飛散する流況が見られた (写真 5-4)。 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ はダム設計洪水流量であり、平均的にみた流況の乱れは許容される程度のものであるが、間欠的に生じる露出射流は、左岸又は右岸といった片側でしか生じないため、発生時には減勢池内に顕著な平面渦が生じ流況が著しく悪化するとともに、水脈の上方への飛散により高い導流壁が必要となる。従って、副ダム高が多小不足



(1) $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



(2) $Q = 6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-3 基本形状 1 の流況 (副ダム高 8 m)

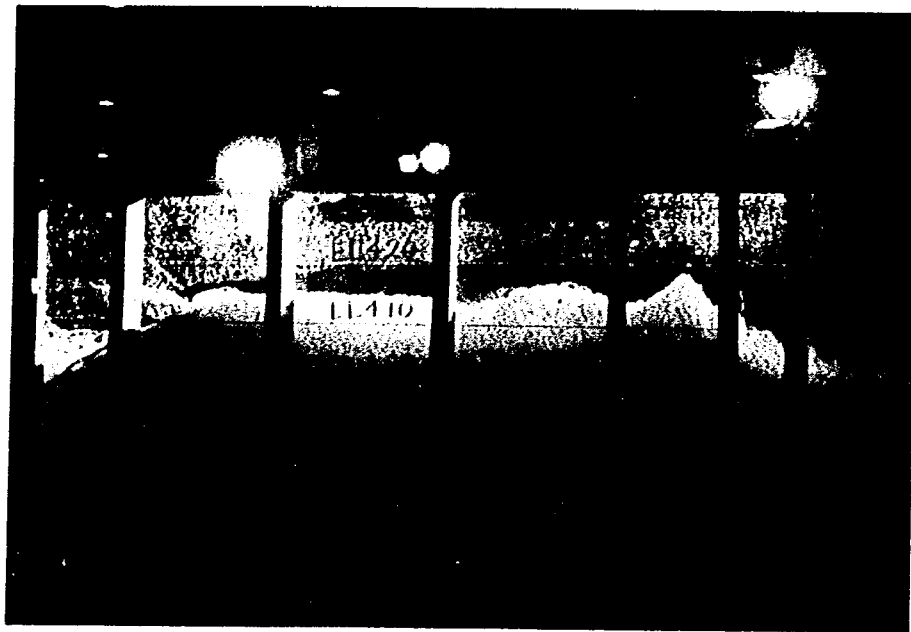


写真5-4 基本形状1の副ダム高10mでの水脈の飛散 ($6,800 \text{ m}^3/\text{s}$)

しているものと判断される。

副ダム高11mにおける流況を写真5-5に示す。 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では、副ダム上流面においてほぼ減勢は終了しており、良好な減勢状態を示している。また $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ でも露出射流は生じず安定した流況を示しており問題はない。

副ダム高12mでも副ダム高11mの流況と特に変化はなく、流況としては問題はない。

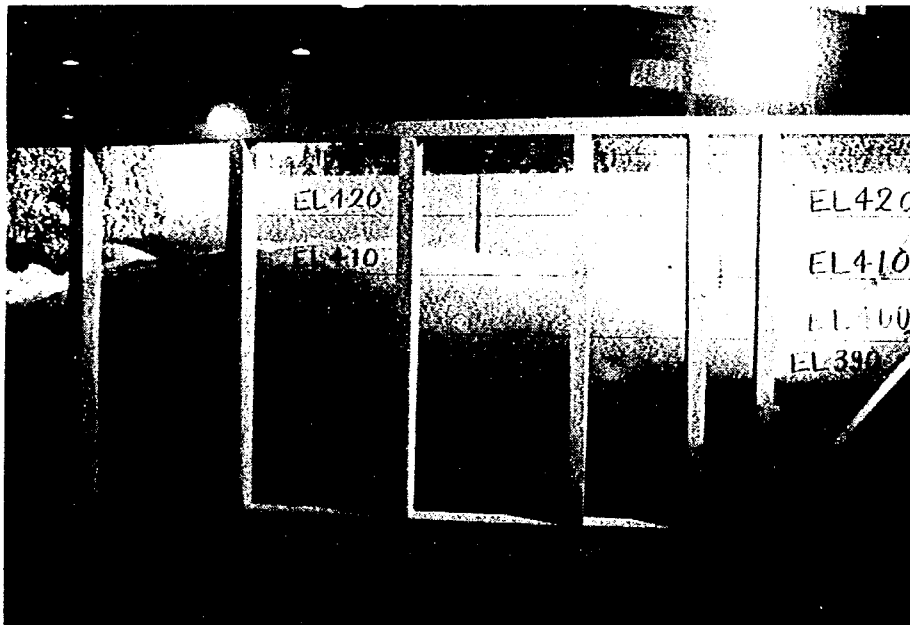
以上から副ダム高としては11mで十分であり、12mは過大であると判断される。これは、先の $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象流量とした計算結果と一致している。図5-14に形状1の副ダム高11mにおける減勢内水面形を示す。

形状2の副ダム軸を傾斜させた場合でも、流況は形状1とほとんど変化なく、副ダム高は11mが妥当である。副ダム高11mの場合の流況を写真5-6に、減勢池内水面形を図5-15に示す。

② 下流河道の流況

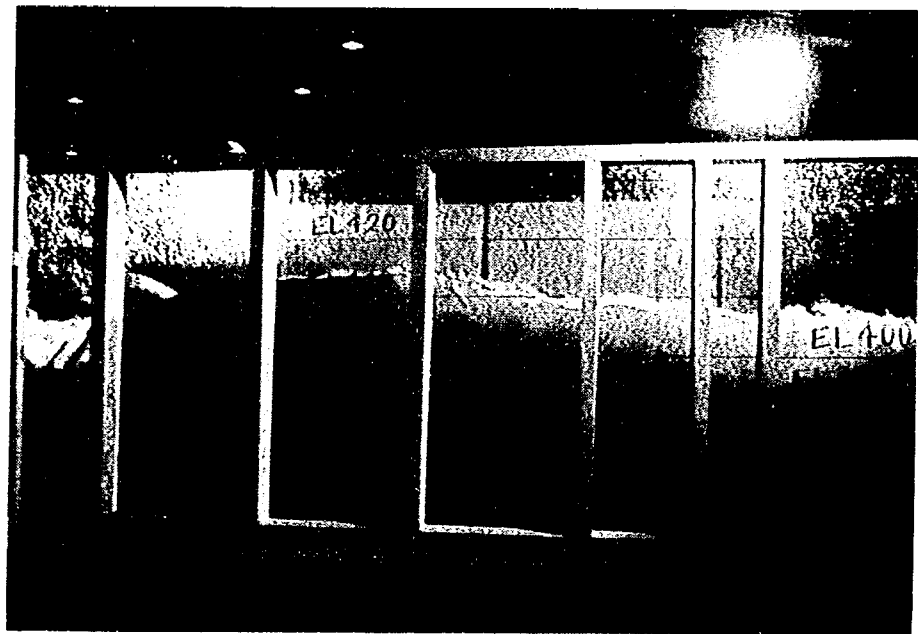
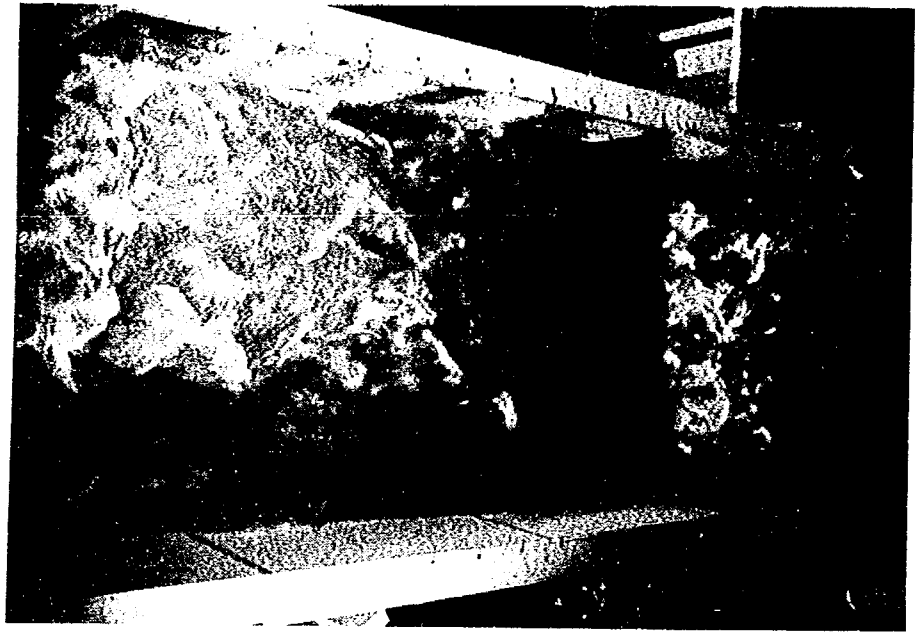
図5-17に形状1の下流河道の流況を示す。 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ では、現在、将来両水位に対し、副ダム下流の平場上で跳水を生じ減勢されている。河道は、副ダムを越える流れの流向にほぼ垂直に曲がっており、対岸に湧き上がりを生じるが、湧き上がりはそれ程大きくなく、特に問題となる程のものではなかった。また、対岸の水面変動も $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で1~2m、 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ で1~3mとそれ程大きくなく問題ない。全般に、流況は将来水位において悪化し、対岸の湧き上がり、水面変動ともに大きくなる傾向がある。対岸で湧き上がりを生じさせた流れは、右岸に沿って偏流し流下しており、平場直下流の左岸側は弱い逆流域となっている。

$3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の現在水位における流況は穏やかであるが、将来水位においては、下流水位が不足し、平場上を露出射流が流下する。下流水位と露出射流の水位差はあまりなく、河道に流入した水脈は集中しながら水面上を走り、対岸に衝突する(写真5-7)。この時の流況は全体的に波立った好ましくないものとなってい



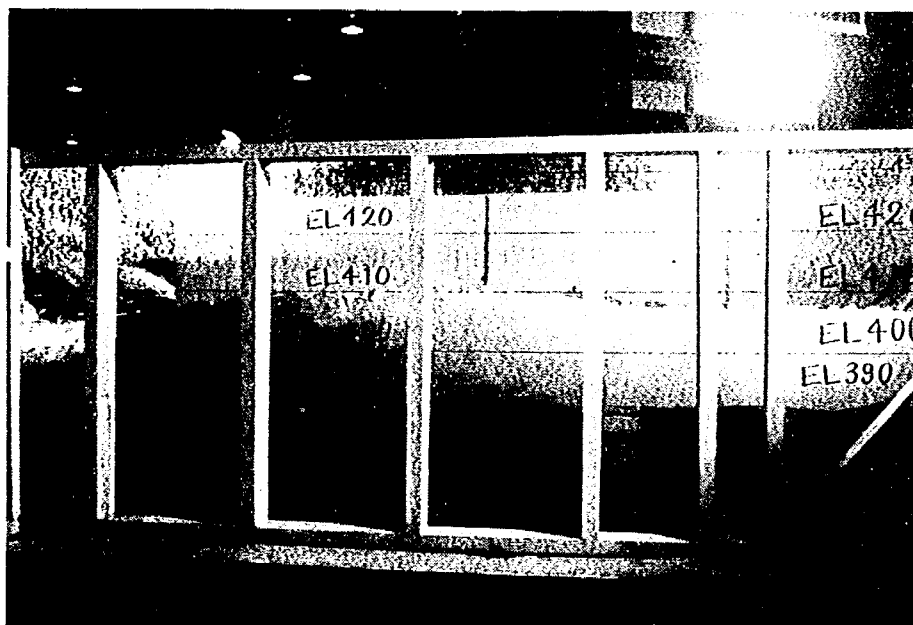
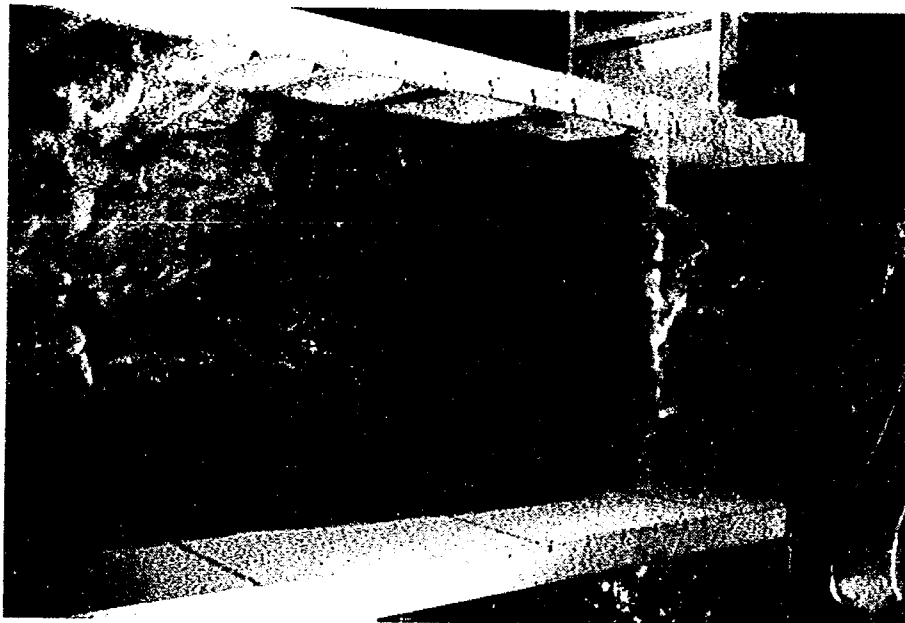
$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真5-5 (1) 基本形状1の流況(副ダム高11m)



$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-5 (2) 基本形状 1 の流況 (副ダム高 11m)



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-5 (3) 基本形状 1 の流況 (副ダム高 11m)

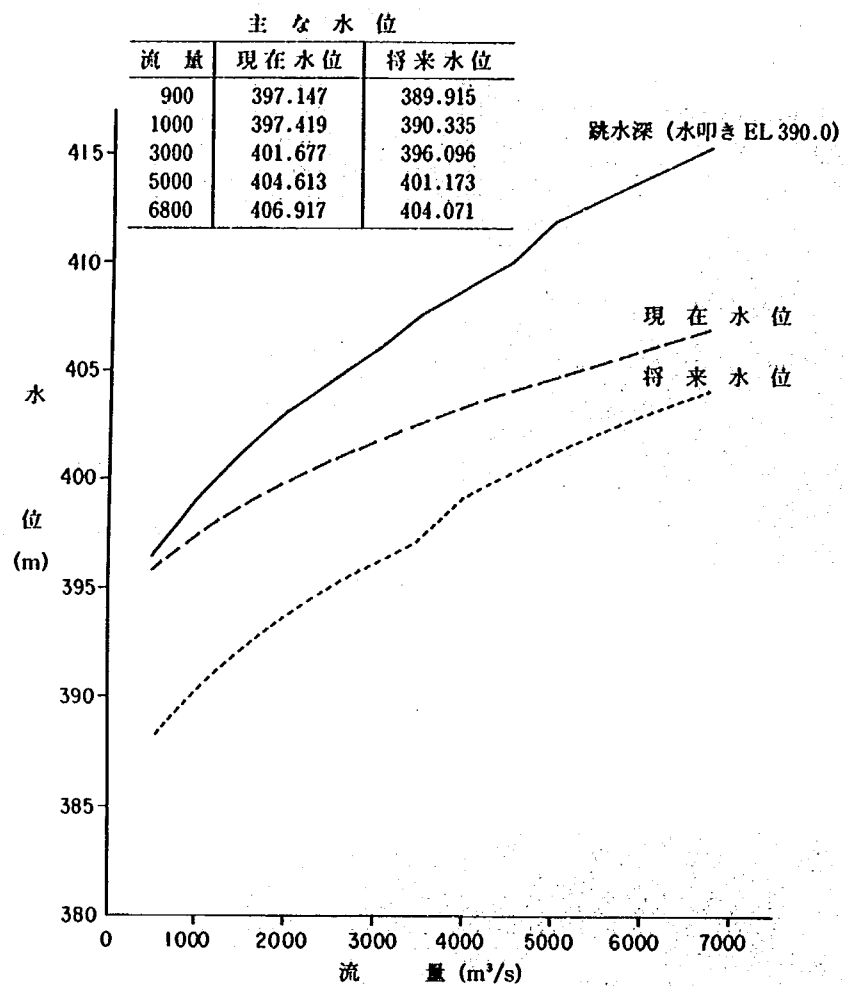


図 5-14 修正された下流水位条件 (83.113 km)

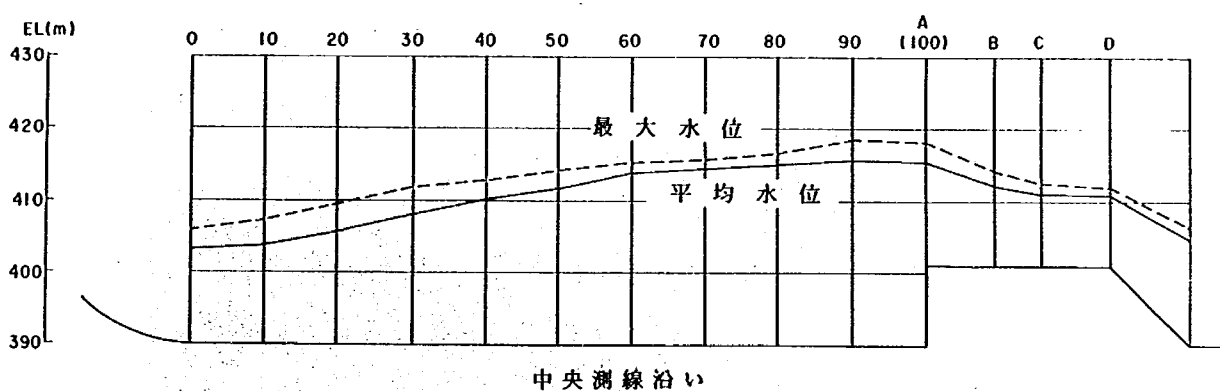
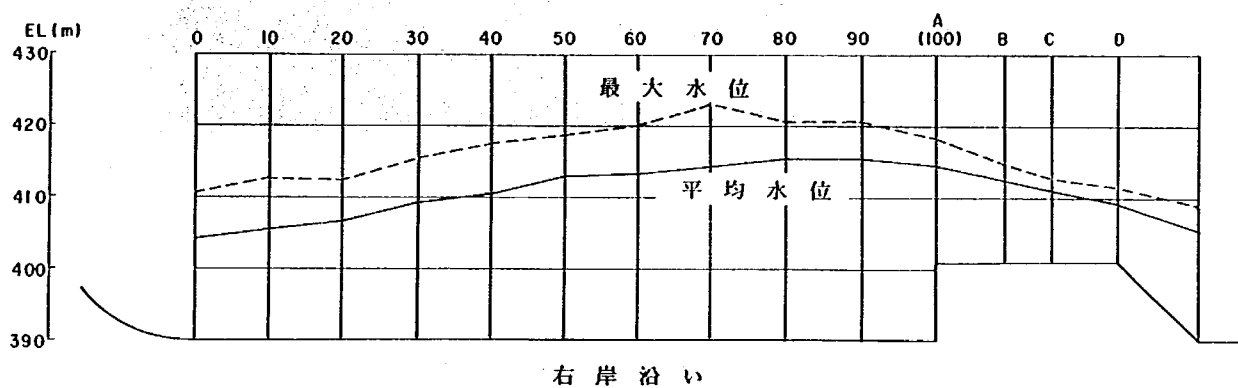
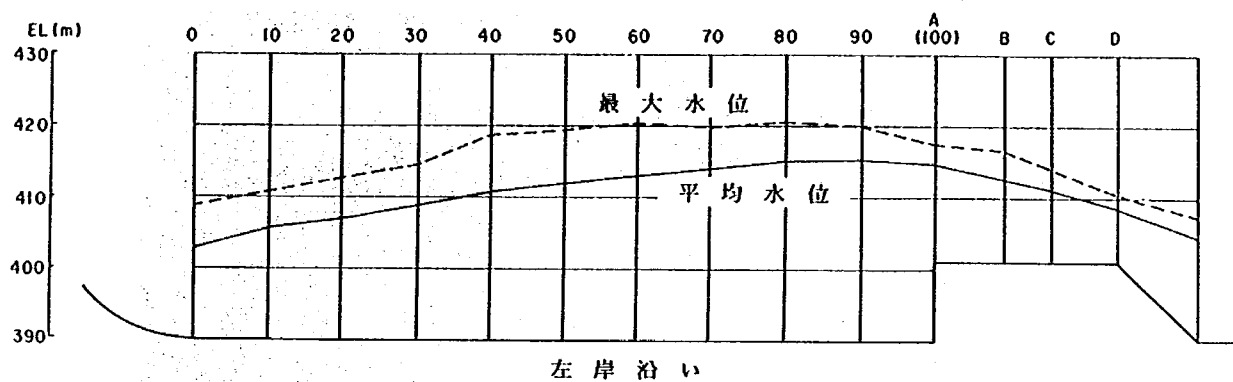
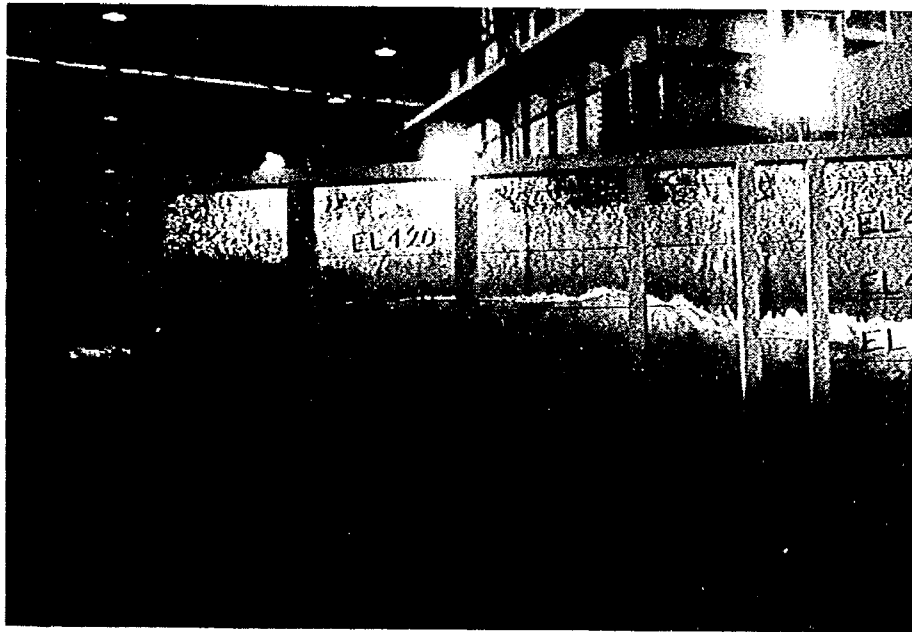
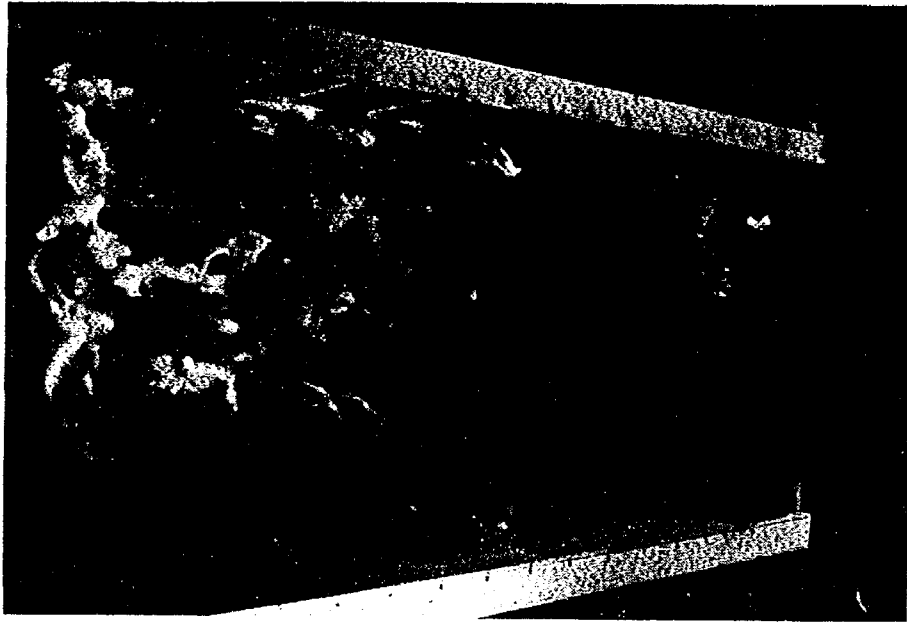


図5-15 基本形状1の減勢池内水面形 (副ダム高 11 m, $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$)



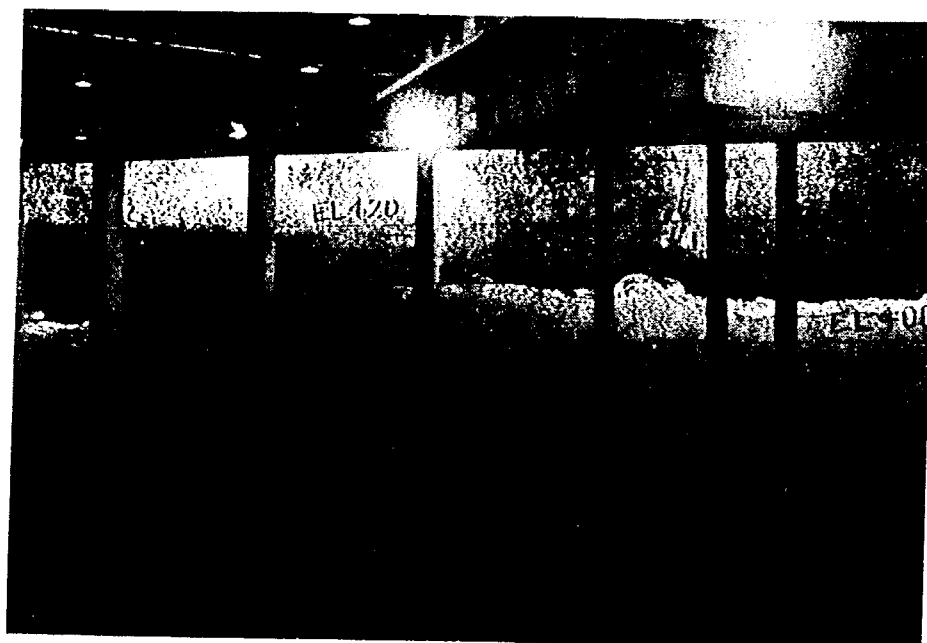
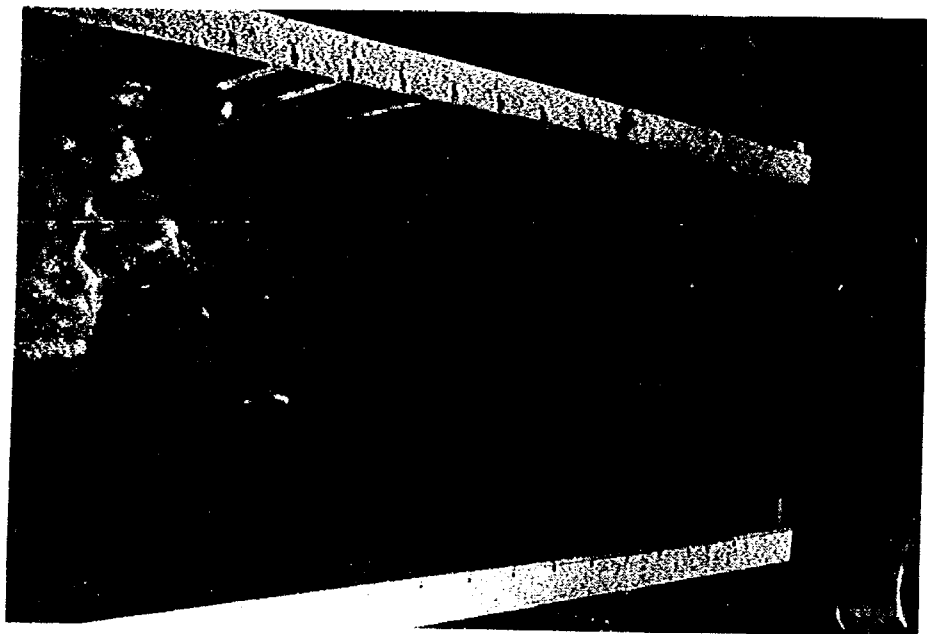
$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5－6 (1) 基本形状 2 の流況 (副ダム高 11 m)



$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-6 (2) 基本形状 2 の流況 (副ダム高 11m)



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-6 (3) 基本形状 2 の流況 (副ダム高 11m)

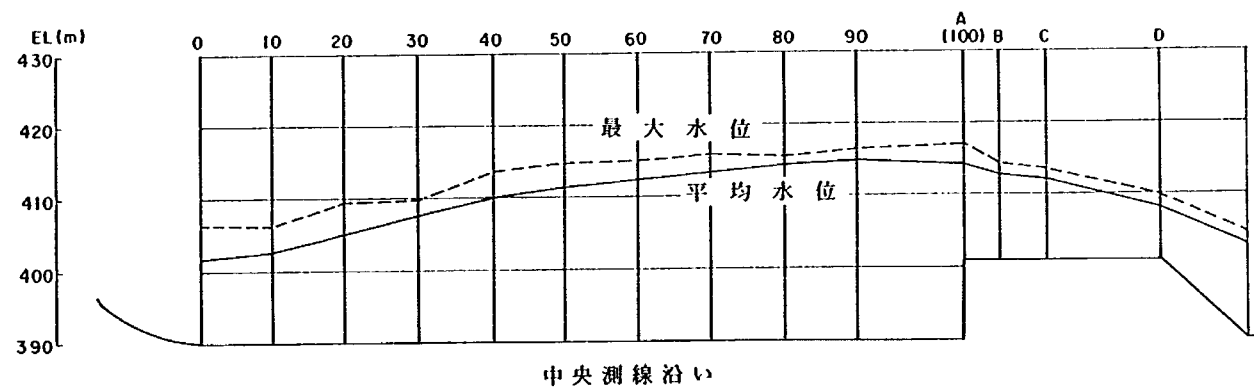
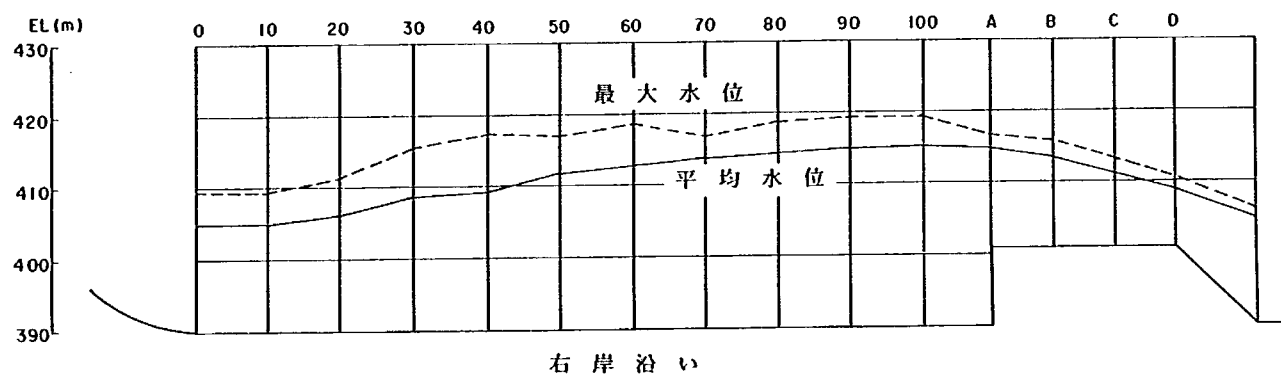
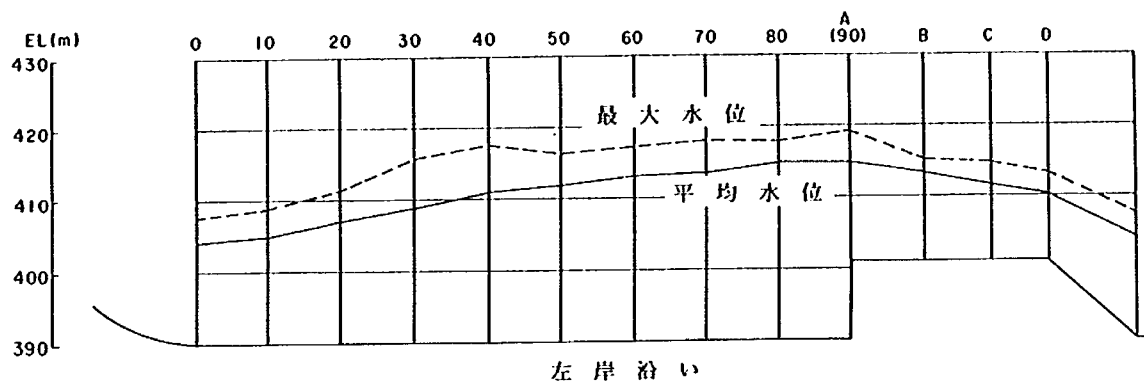


図5-16 基本形状2の減勢池内水面形 (副ダム高 11 m, $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$)

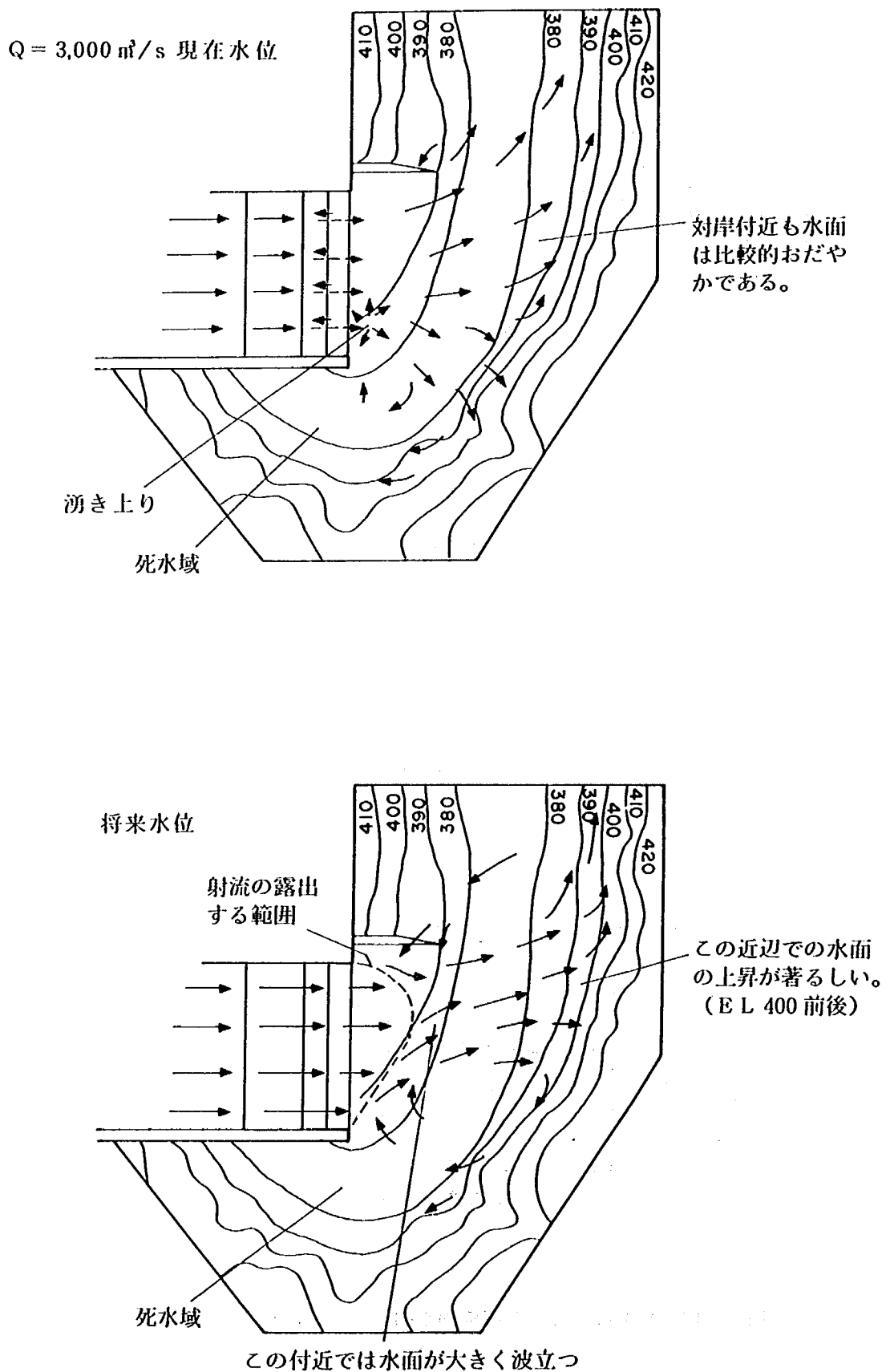
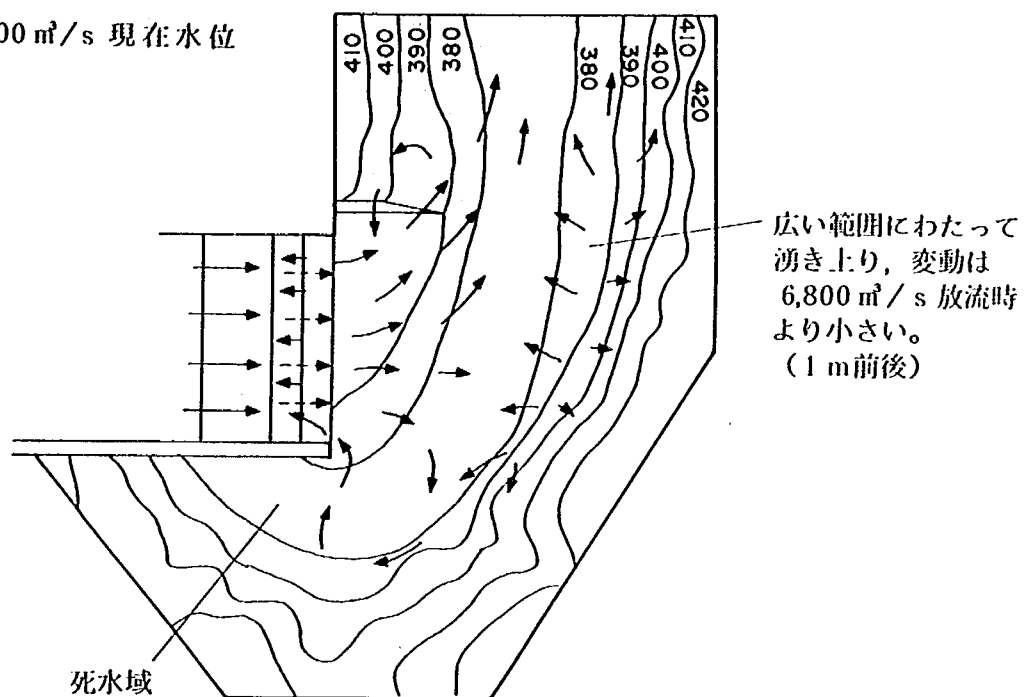


図5-17 (1) 下流河道の流況 (基本形状1, 副ダム高11m)

$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 現在水位



将来水位

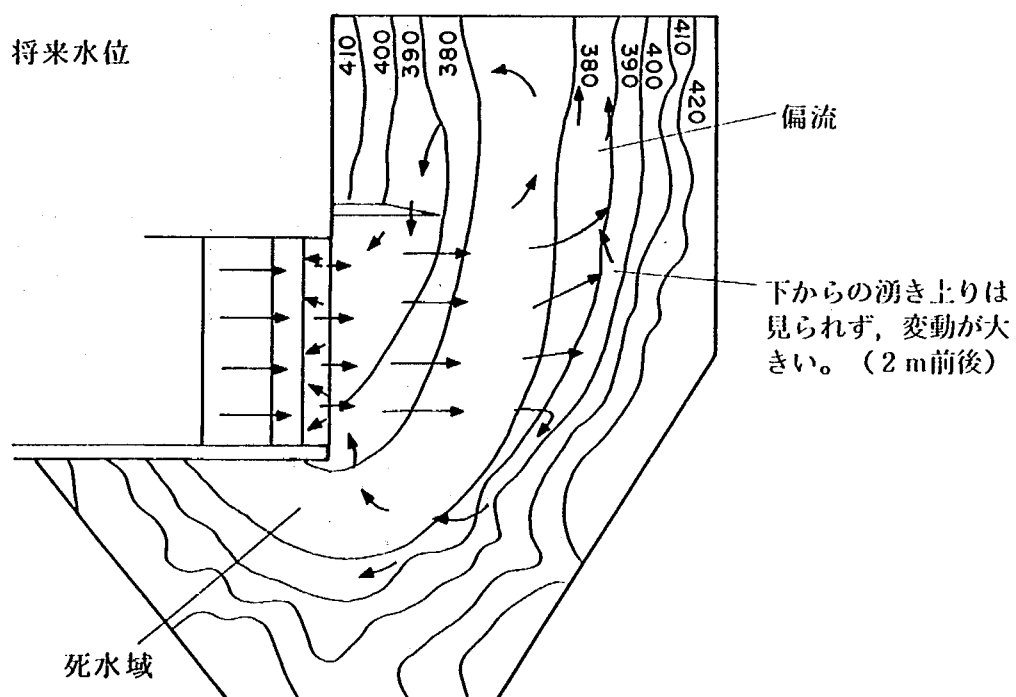


図 5-17 (2) 下流河道の流況 (基本形状 1, 副ダム高 11m)

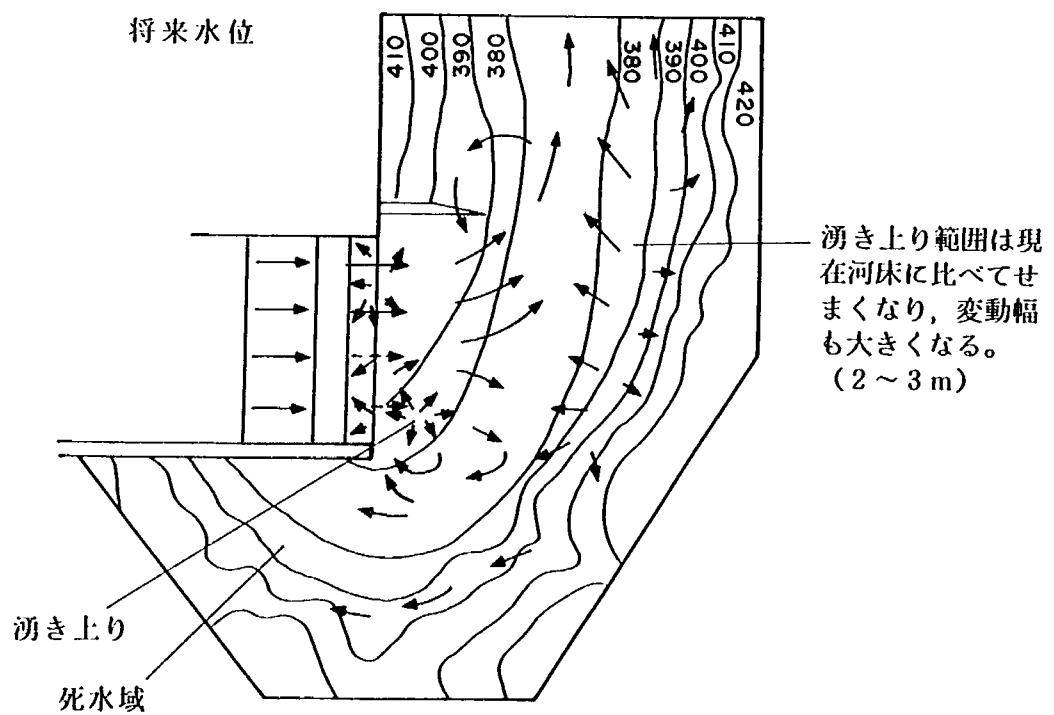
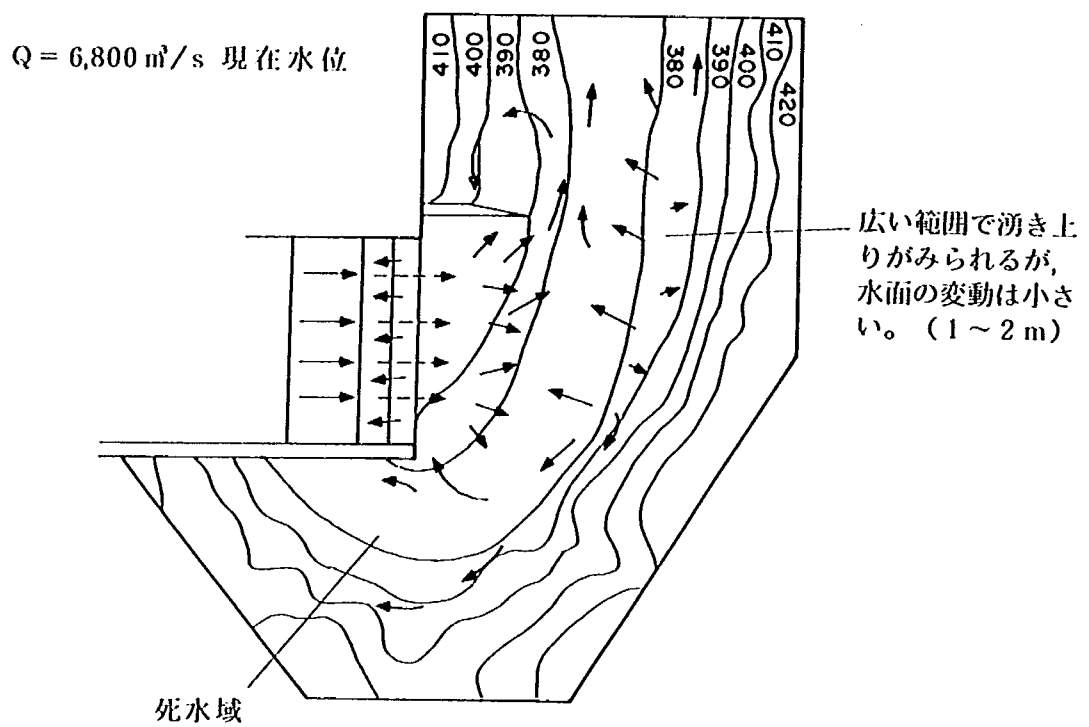


図5-17 (3) 下流河道の流況 (基本形状1, 副ダム高11m)



写真 5-7 3,000 m³/s 放流時の副ダム下流流況

る。露出射流は、3,000 m³/s 以下の流量の将来水位においては常に生じるため、これら中小流量放流時の副ダム下流の減勢方法について検討が必要なものと思われる。

図 5-18 に河道右岸の水面形を示す。水面は副ダム真向いにおいて盛り上がり、流れがほぼ垂直に对岸に達している様子がうかがえる。

形状 2 の流況を図 5-19 に示す。流況は、形状 1 のものと大差はないが、傾斜した分だけ流向が下流向きとなり、湧き上がりは形状 1 の場合より下流側で生じる。对岸までの流下距離が長い分だけ、また、流向が河道方向に近くなるだけ湧き上がりも若干小さくなっており、形状 1 と比較して多小良好な流況を呈している。なお、3,000 m³/s の将来水位における流況の悪化は形状 1 と同様にみられており、中小流量に対する対策が必要なことは、形状 1 と同様である。図 5-20 に河道右岸の水面形を示す。形状 1 と比較して、水面の盛り上がり部が下流に位置していることがわかる。

なお、左岸導流壁は、水叩きの導流壁をそのまま直線で延長しているが、形状 2 では、副ダムを越える流れが減勢池内の流下方向に対し傾きを持つため、この左岸導流壁部に流れが集まってくる傾向がある。下流への影響を考慮すると、この導流壁も右岸と同様に、副ダム軸の傾斜に合わせて屈折させた方が良いと思われる（図 5-21）。

2) 右岸切欠き形状

本形状の検討において、副ダム高は、基本形状の実験結果をもとに、全て 11 m としている。

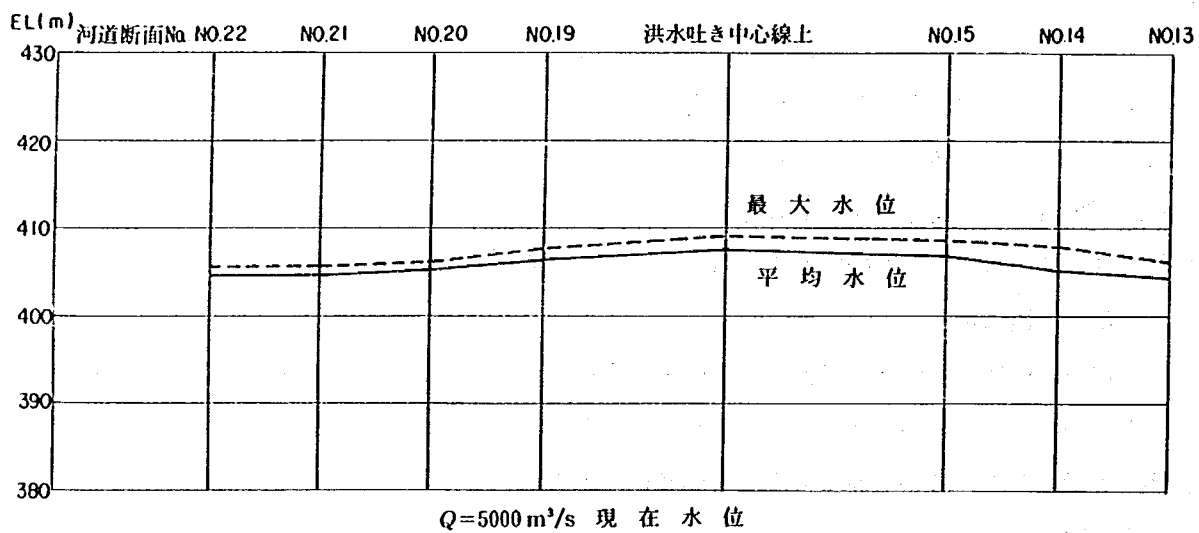
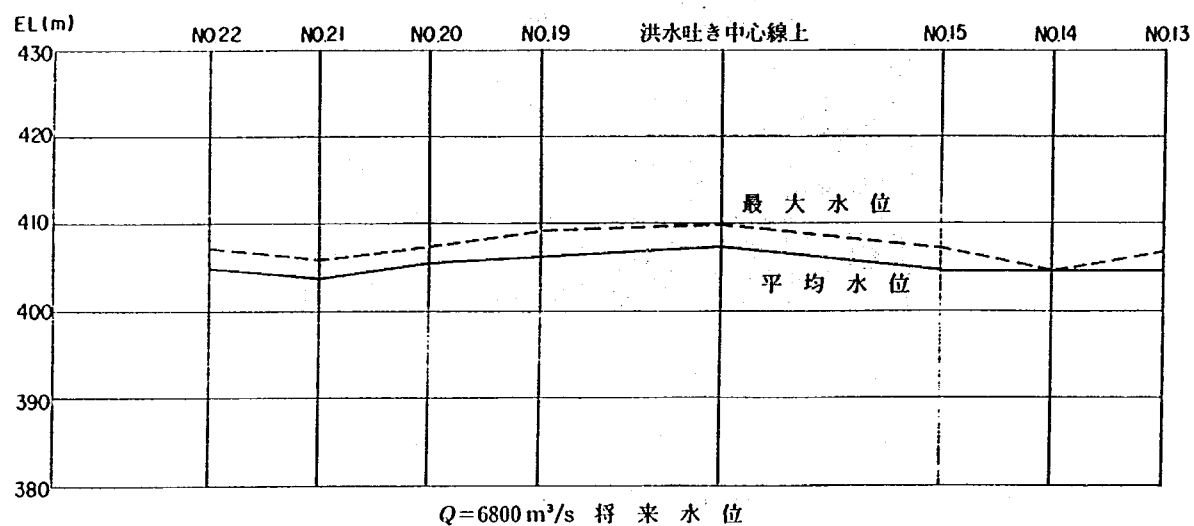
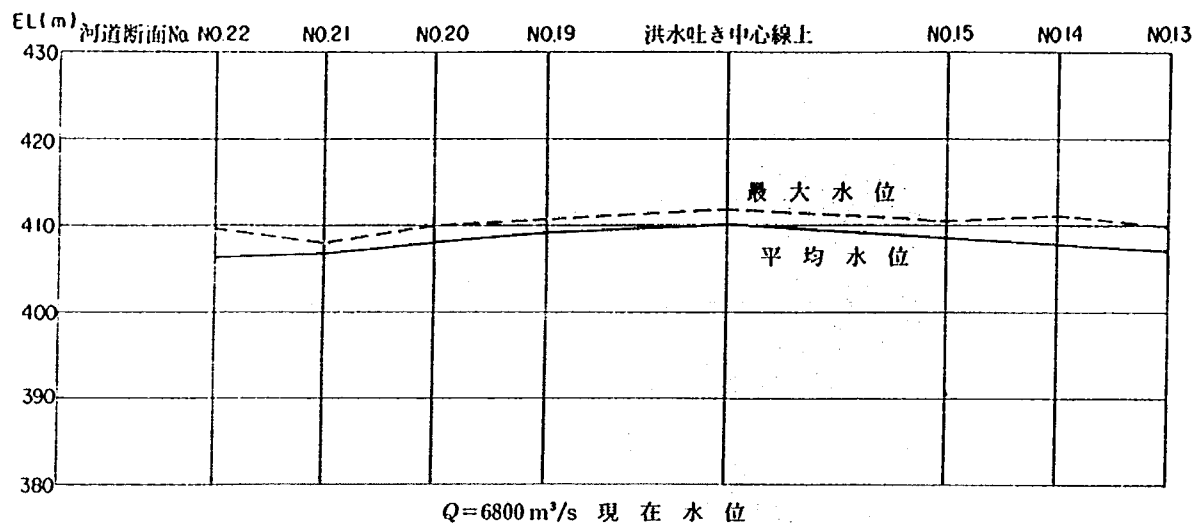


図 5-18 (1) 下流河道右岸の水面形 (基本形状 1, 副ダム高 11 m)

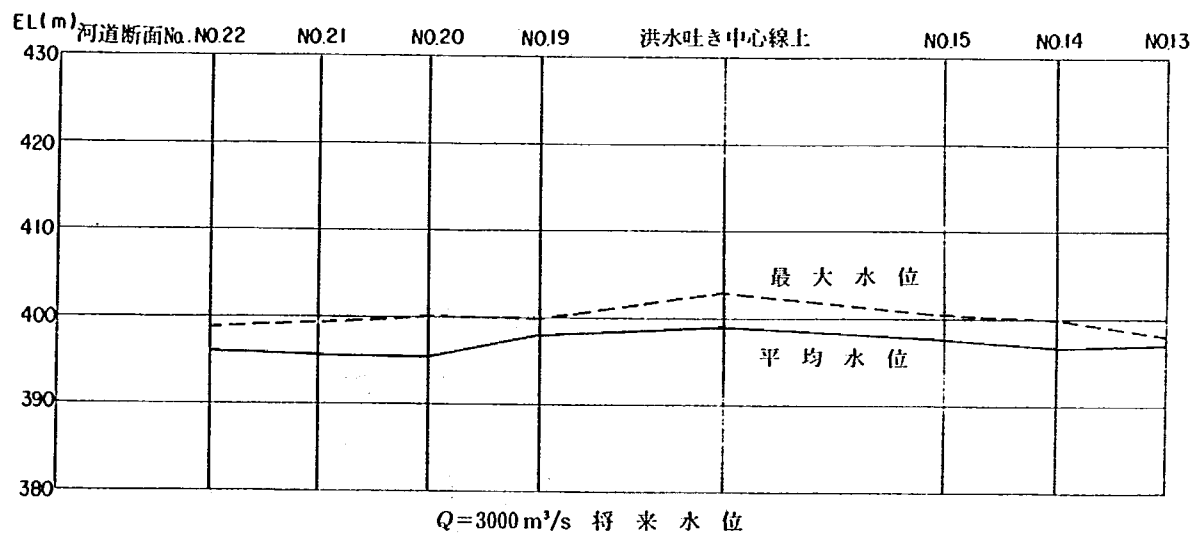
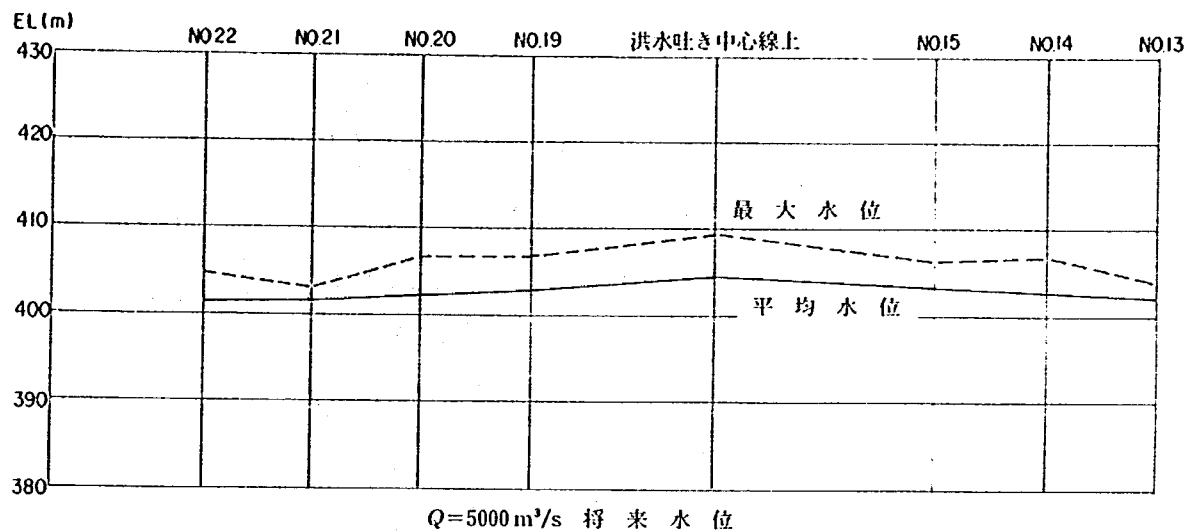


図5-18 (2) 下流河道右岸の水面形 (基本形状1, 副ダム高11m)

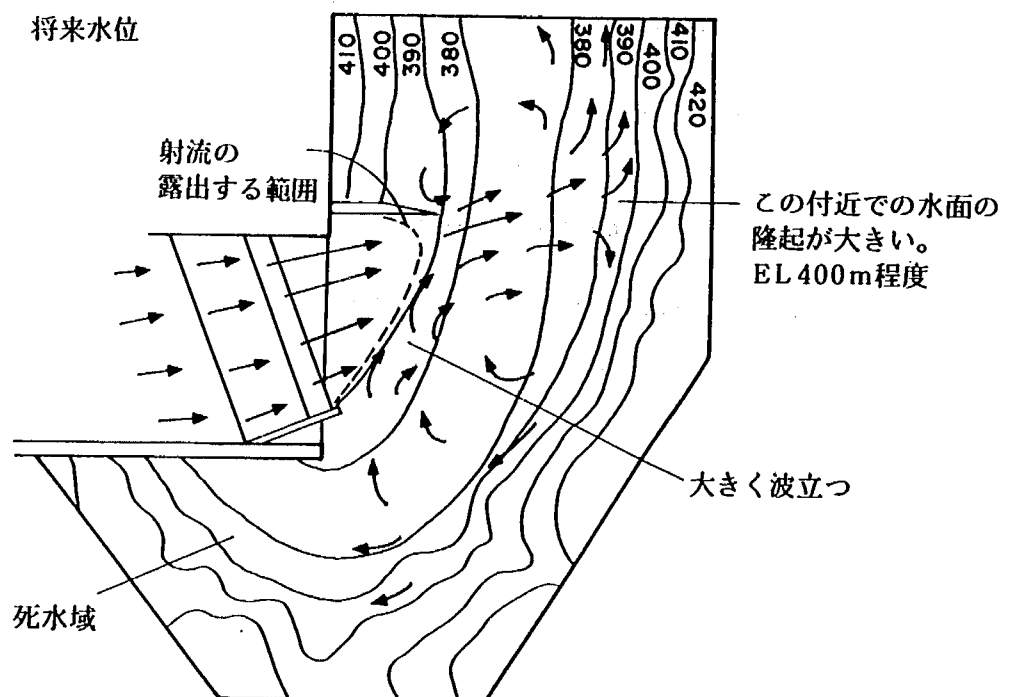
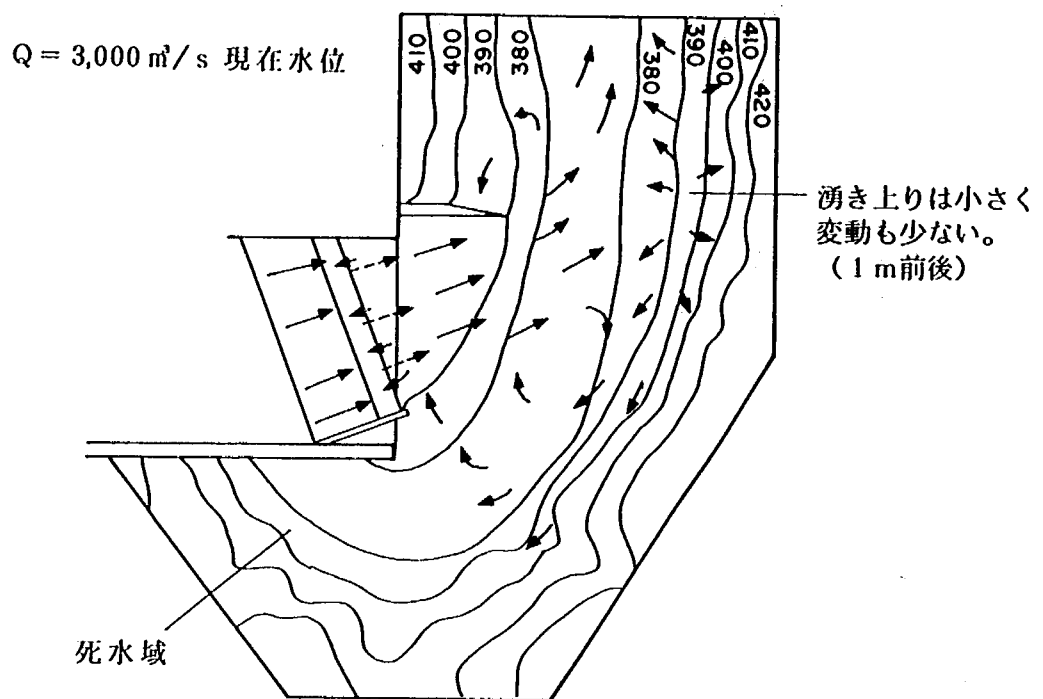
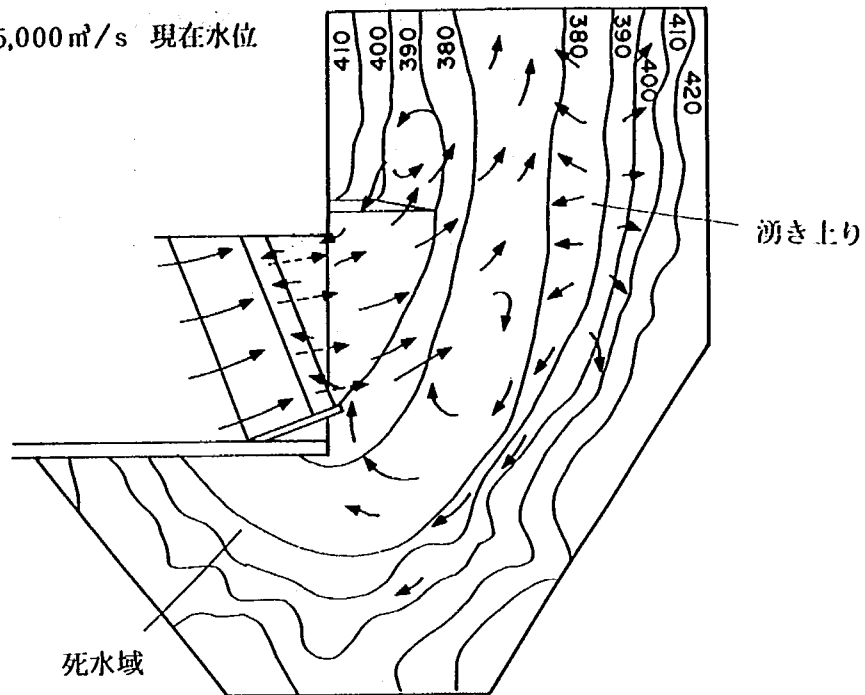


図5-19 (1) 下流河道の流況 (基本形状2, 副ダム高11m)

$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 現在水位



将来水位

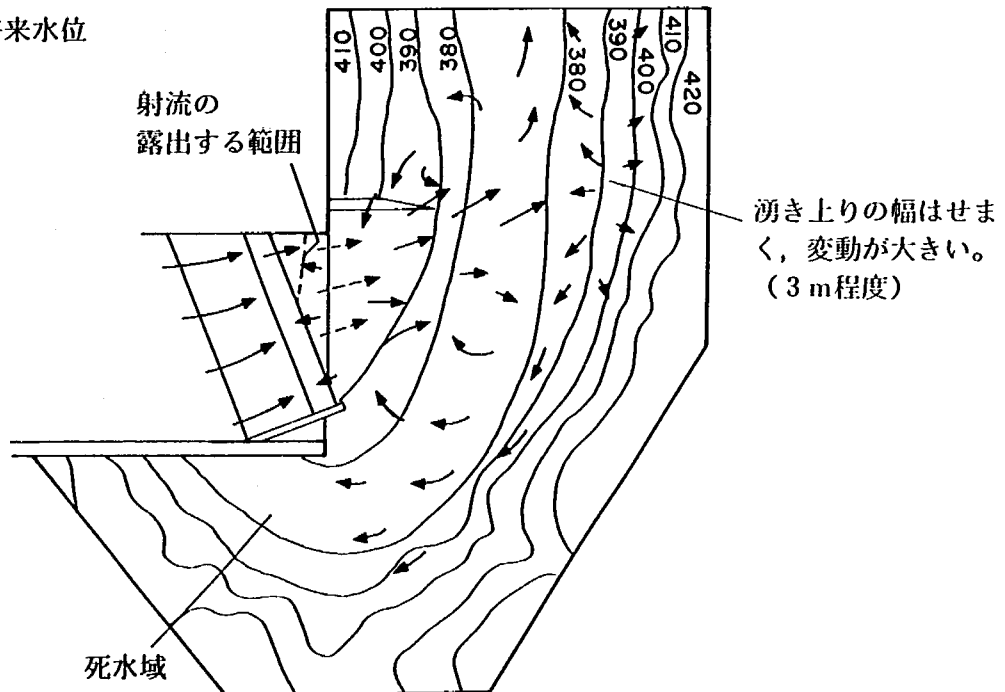


図 5-19 (2) 下流河道の流況 (基本形状 2, 副ダム高 11m)

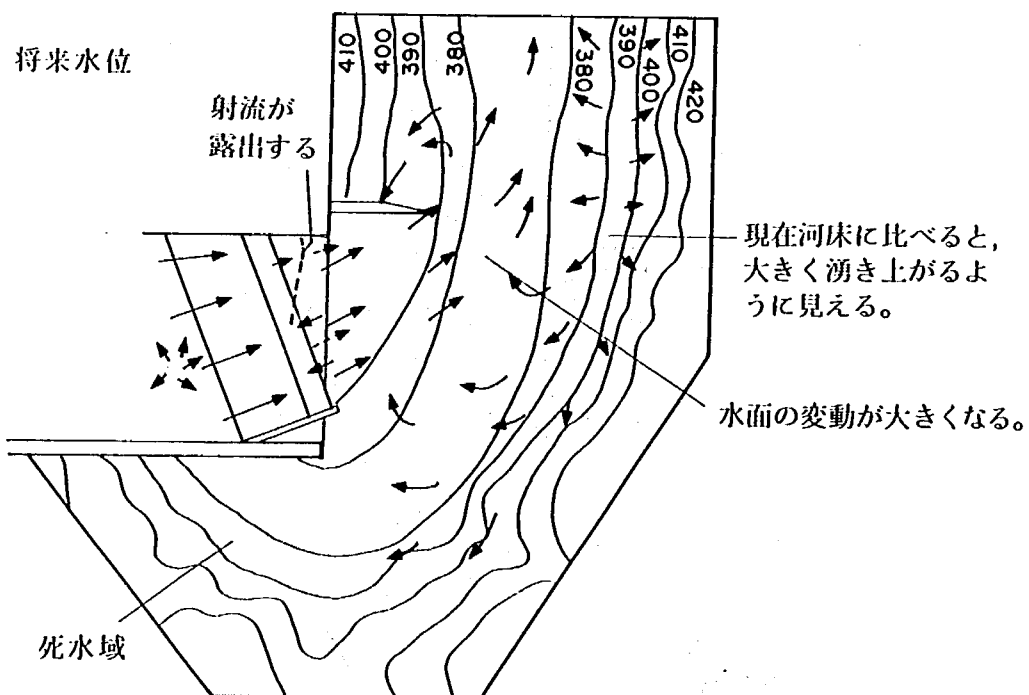
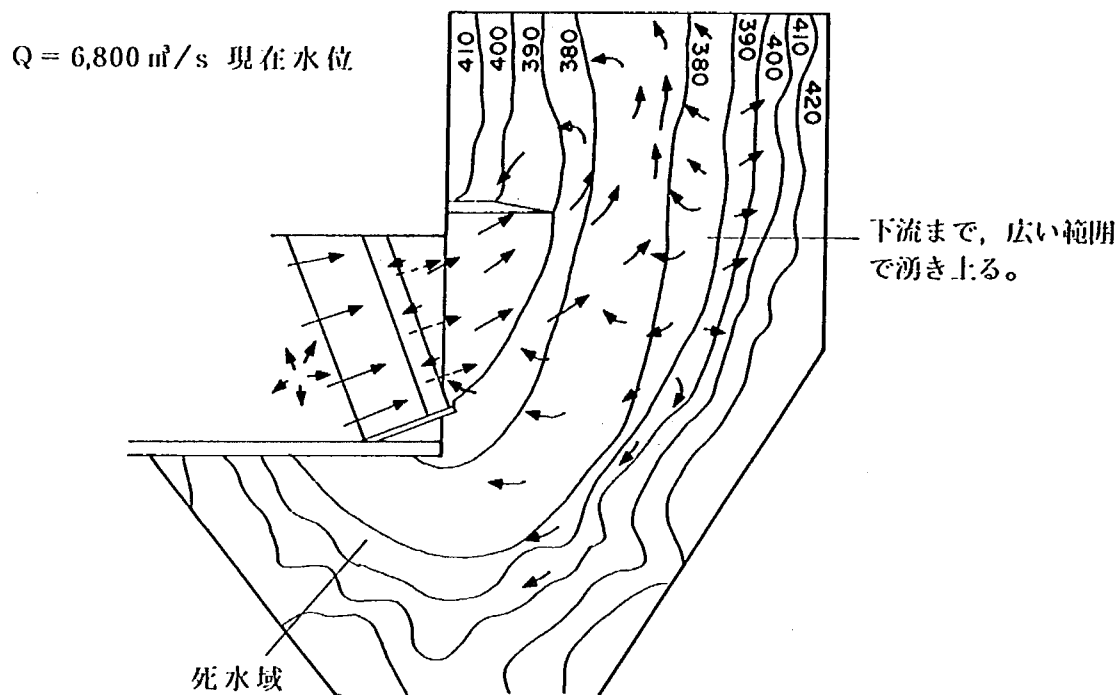


図 5-19 (3) 下流河道の流況 (基本形状 2, 副ダム高 11m)

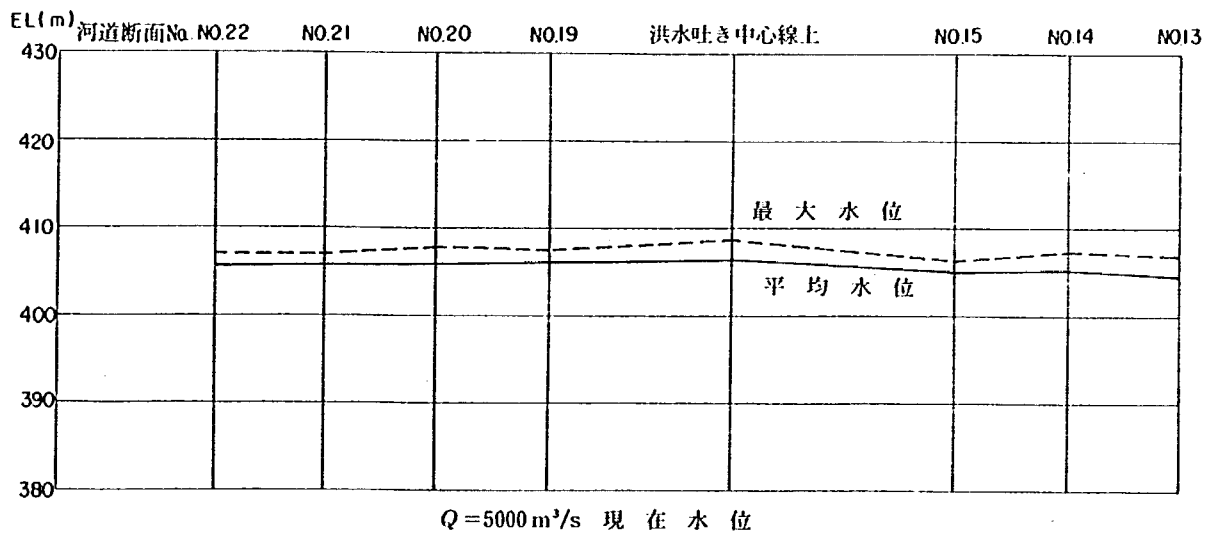
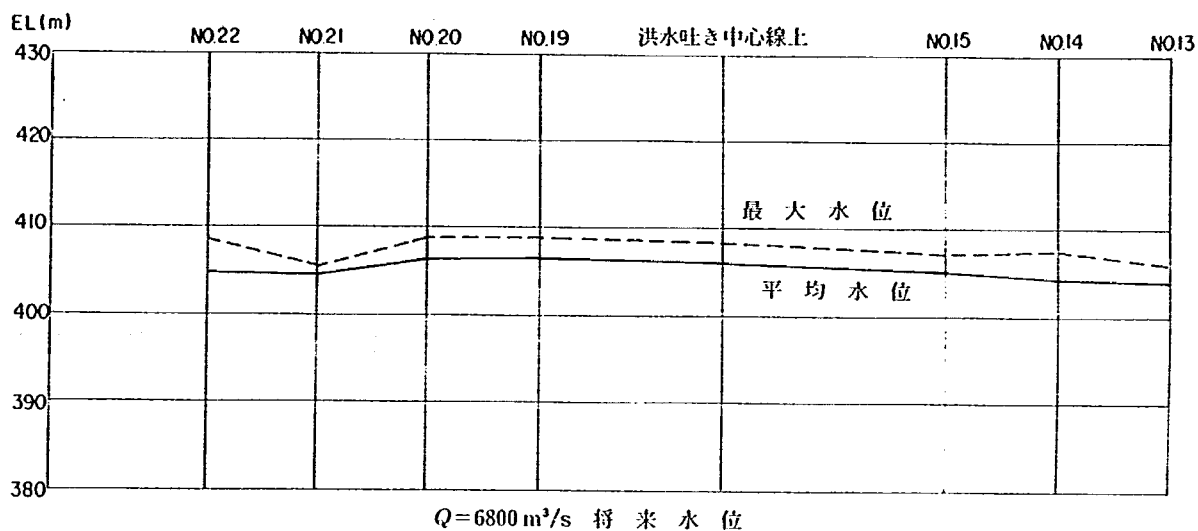
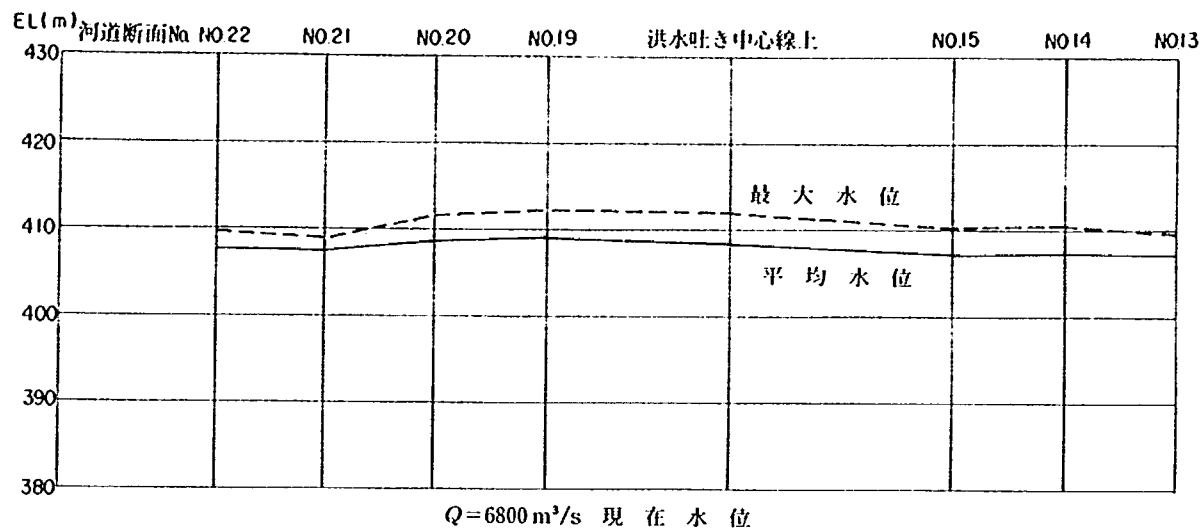


図5-20 (1) 下流河道右岸の水面形 (基本形状2, 副ダム高11m)

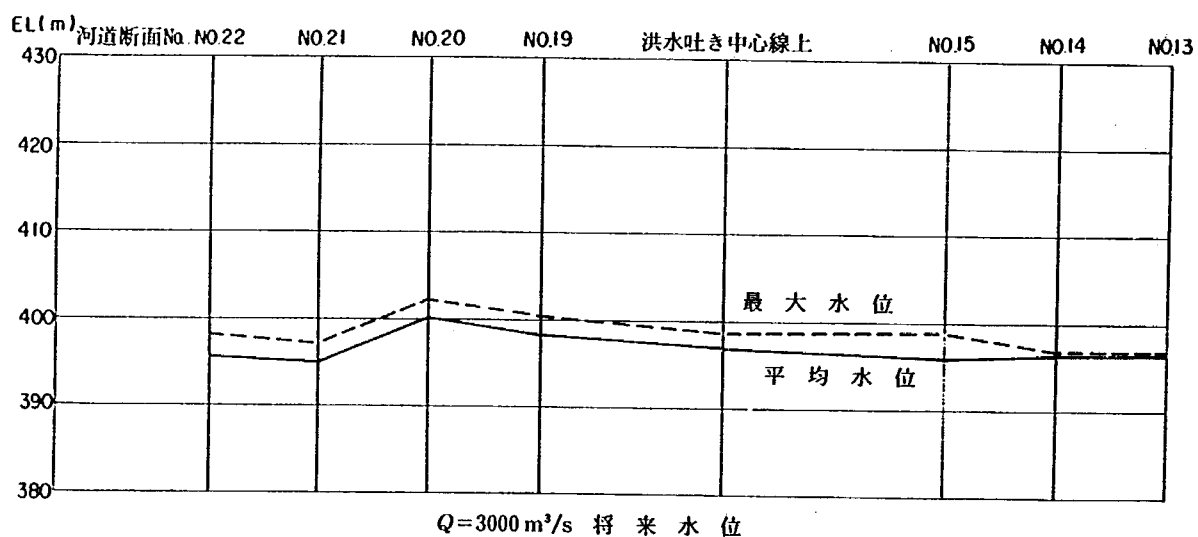
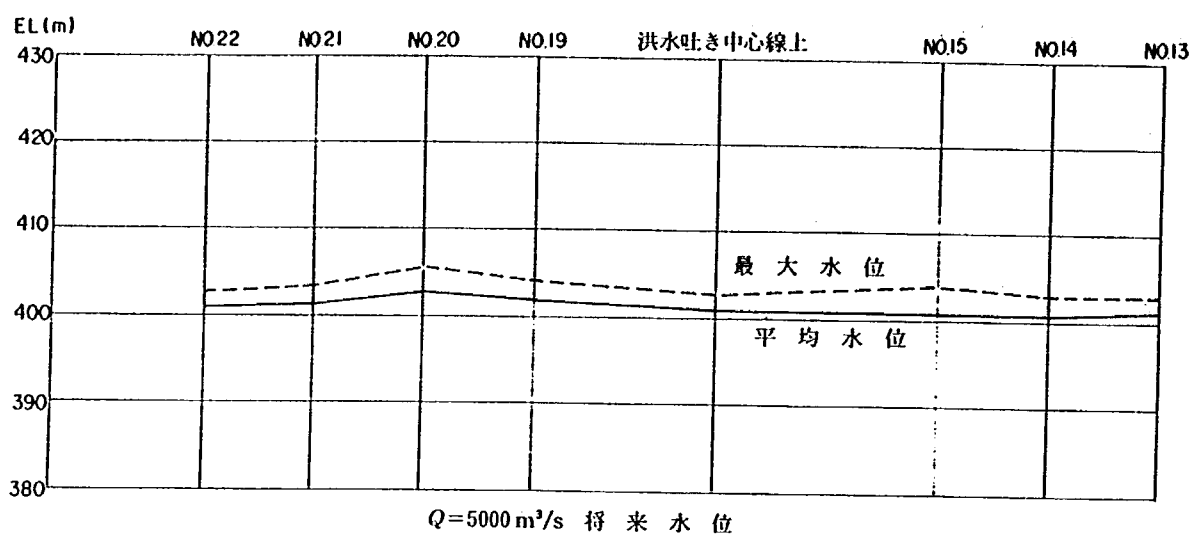


図5-20 (2) 下流河道右岸の水面形 (基本形状2, 副ダム高11m)

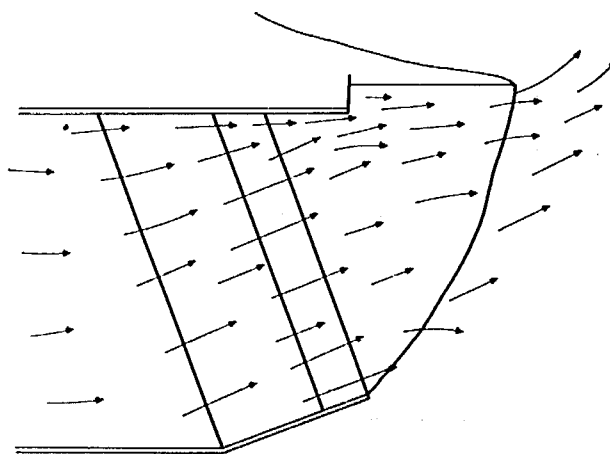


図5-21 形状2の左岸導流壁への水脈の集中

5,000 m³/s 以下の流量に対しては、基本形状と同様な流況が得られており、右岸天端幅を小さくしたことの影響はみられなかった。一方、6,800 m³/s に対し、形状 1～3 ではバケットカーブ付近に露出射流がみられ不安定な流況となった。これは、副ダム天端幅を小さくした部分の越流量が大きくなり、減勢全体の水位が低下したことによると思われる。基本形状と同様の副ダムの効果を得るには、副ダム高を更に高くしなければならないものと思われる。また、形状 1～3 では天端幅を小さくした部分に定常的な水面の隆起が生じ(図 5-22) 流況が悪化している。基本形状の流況を考慮すると、これら形状の採用は避けるべきものと思われる。

形状 4 では、以上述べたような影況の悪化はみられず、基本形状と同様の減勢池内流況が得られた。従って、右岸副ダム天端幅を小さくする場合には、基本形状 2 の傾斜副ダムで、ゆるやかに小さくしていくのが望ましい。

形状 4 においてのみ切欠きの影響がみられなかった理由は明らかではないが、傾斜副ダムでは、減勢工幅が副ダム上で小さく縮小されていることにより、また天端幅の縮小がゆるやかで、切り欠きによる越流量の増加が小さいことにより減勢池内の水位があまり下がらないこと、および、傾斜副ダムでは右岸側はかなり下流に位置し、切欠き位置に達する水脈が、垂直副ダムと比べ減勢されていること等によるものと思われる。

なお、下流河道の流況は、いずれの形状でも基本形状と変化はなかった。

3) 副ダム幅縮小形状

本形状の検討において、副ダム高は、副ダム前面の水深が跳水深と等しくなるよう(5.7)式より計算して与えることとした。なお、対象流量は、露出射流の発生が著しく流況を乱すことを考え、6,800 m³/s とした。

導流壁は、副ダム上流 40 m 位置から漸縮させるものと、副ダム上流面に沿って急縮させるものの 2 つの形式を用いたが、前者は、尾根の掘削量をより減じるため、地形形状に合わせたもの、後者は、減勢池の流況を考慮し、なるべく下流側で副ダム幅を小さくしたものである。

導流壁を副ダム上流 40 m から漸縮させたものは、いずれの形状においても、5,000 m³/s 以上の放流量において漸縮導流壁上流面に顕著な水面の盛り上がりを生じるとともに、らせん流となって流下し、5.3.1 節で示した湾曲水叩きの流況と同様の流況を呈する。水面の盛り上がりを生じさせた後、落下する水脈は右岸側で跳水状態にある流れと干渉し合い、流況は、減勢池全体に亘り非常に荒れたものとなる(写真 5-8)。従っ

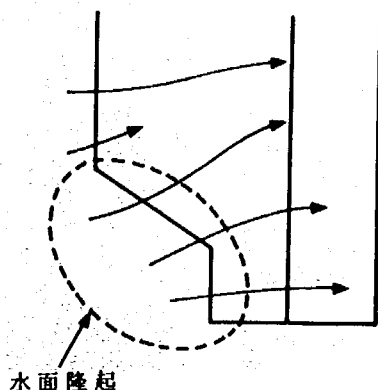


図 5-22 切り欠き上流の水面隆起領域

て、本形状の採用は避けなければならない。

導流壁を副ダム上流面に沿って急縮させたものも、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量において、急縮導流壁上に水面の盛り上がりを生じるが、その影響は急縮導流壁上流付近にのみみられるだけで、漸縮の場合のように、減勢池全体の流況が悪化することはなかった(写真5-9)。従って、副ダム上流面に沿わせる程度下流において導流壁を急縮する分には、採用が可能と考えられるが、副ダムを通過する流れの単位幅当り流量は、副ダム幅が小さくなっている分だけ増加し、下流河道における流況が悪化する結果となる。特に、減勢池流下方向に垂直に設置した副ダムでは、流れが対岸に垂直に当たるため、対岸での水面の盛り上がりも大きく、堅固な護岸を必要とするものと思われる。下流河道の流況から判断すると、垂直の副ダムにおいて副ダム幅を小さくすることは避けた方が良いと思われる。

以上から、本形式のうちで採用可能と思われたのは、形状5, 7であり、このときの流況を図5-23, 24に、減勢池内水面形を図5-25, 26に、下流河道右岸の水面形を図5-27, 28にそれぞれ示す。なお、形状5又は7を採用したとしても、対岸の護岸については十分検討を行う必要があると思われる。

e. ま と め

以上、広頂堰副ダム形式の直線水平水叩きに対し行った水理実験結果を示した。結果をまとめると次の通りである。

- (1) 基本形状の副ダム高は 11 m が適当である。減勢池内流況は、副ダムを洪水吐き中心線に垂直とした場



$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真5-8 漸縮導流壁における流況例



$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真5-9 急縮導流壁における流況例

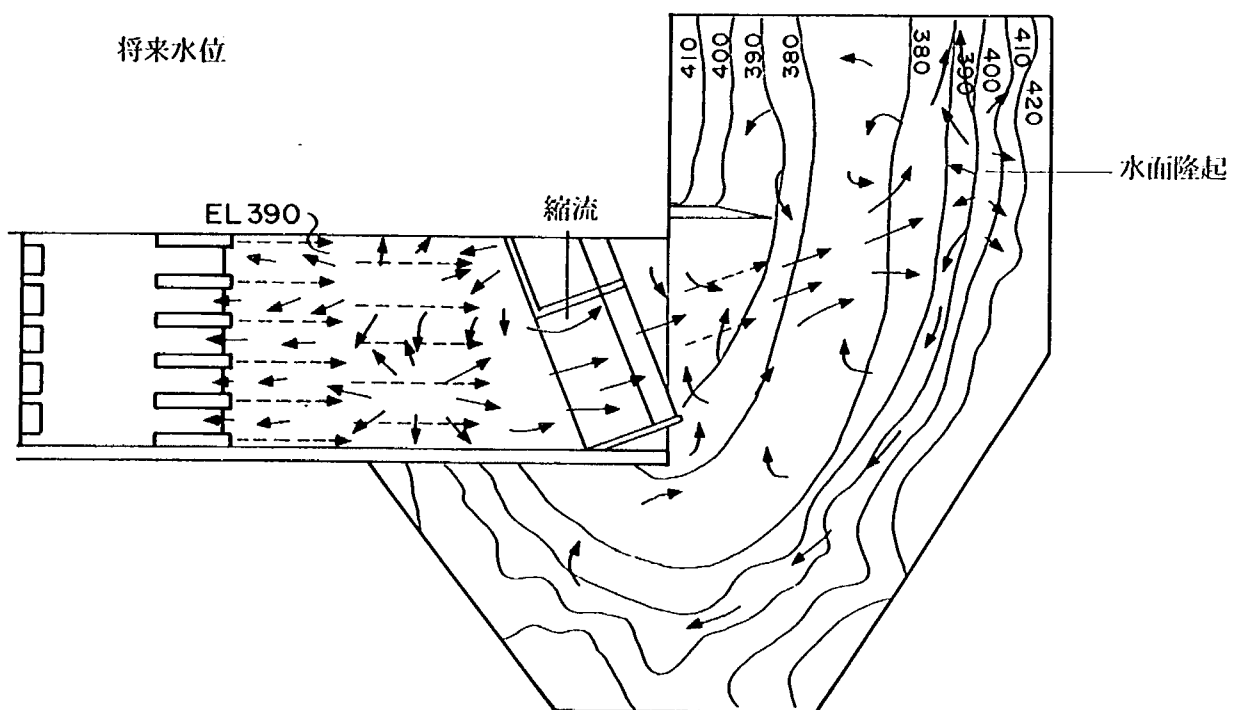
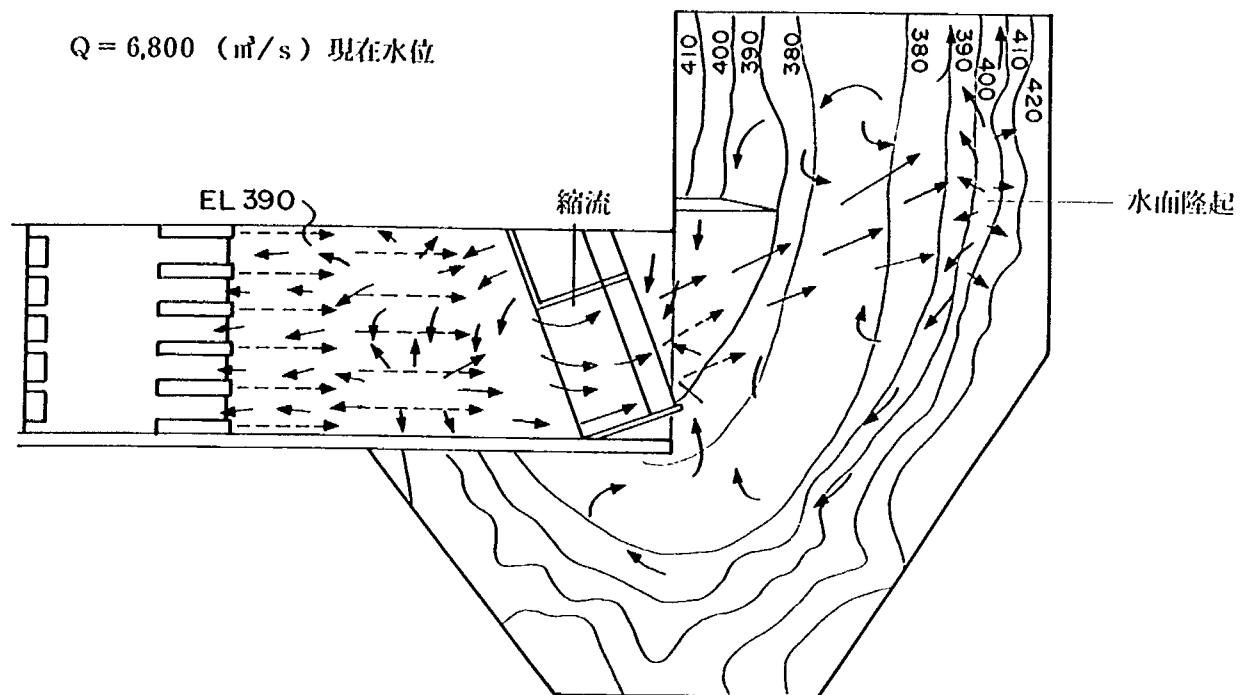


図5-23 副ダム縮小形状5の流況

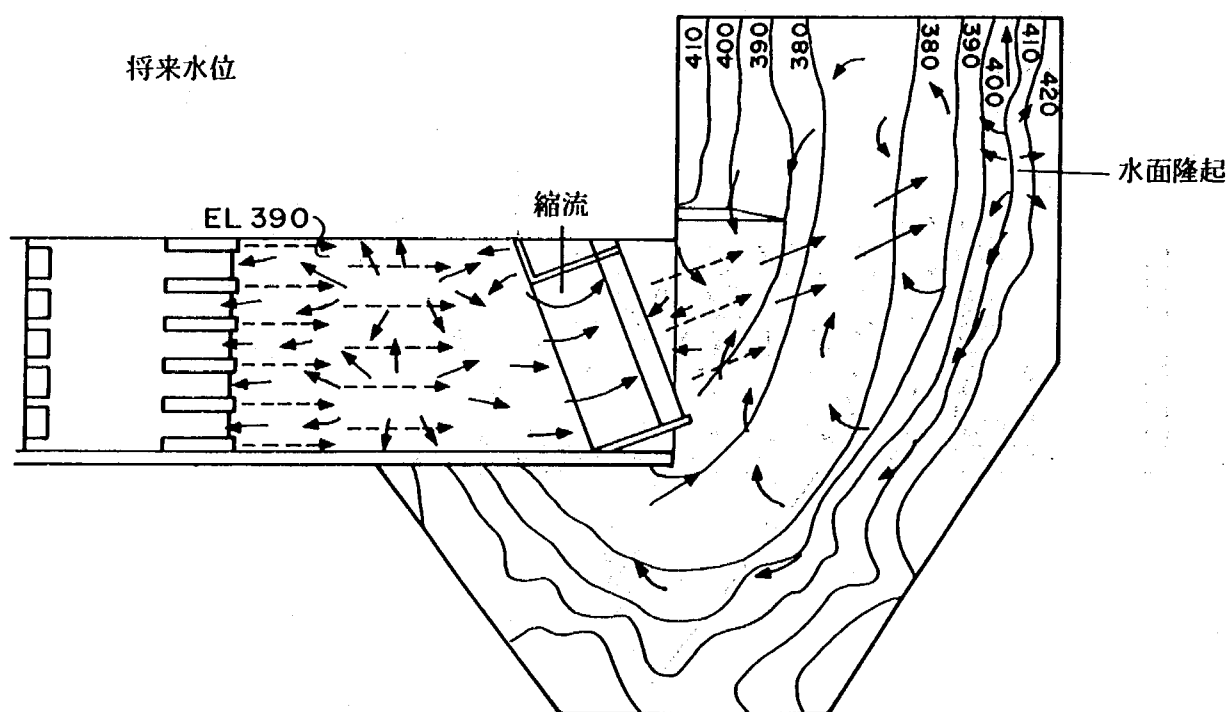
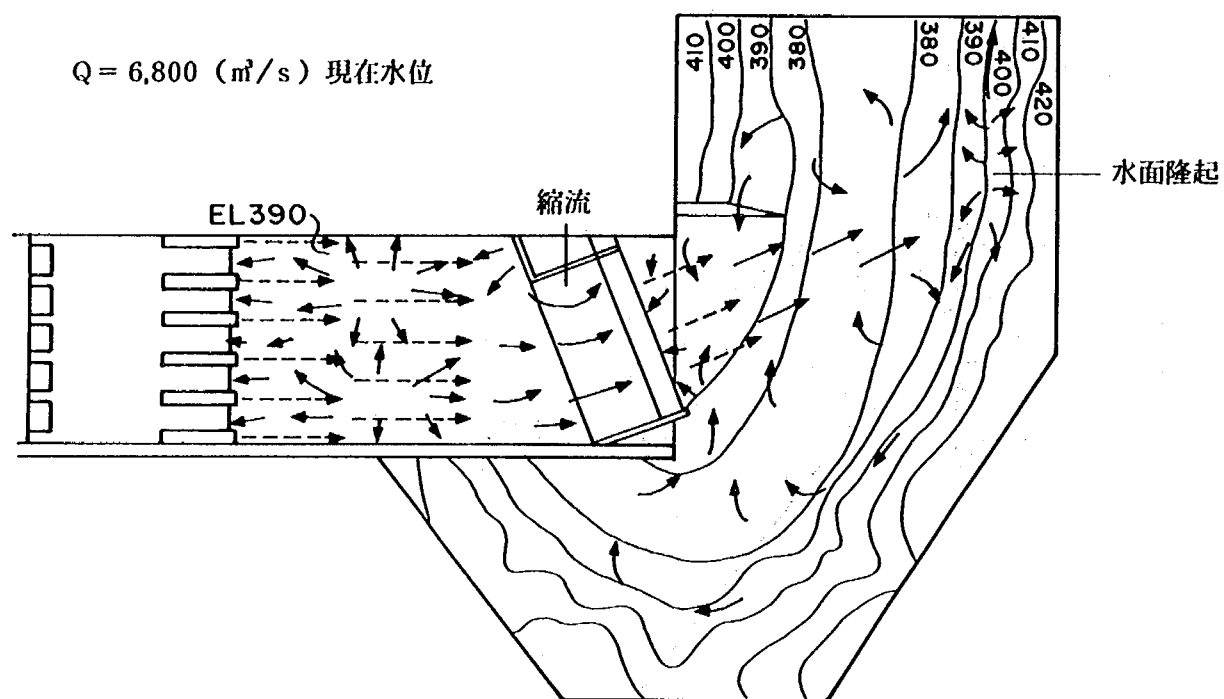


図 5-24 副ダム縮小形状 7 の流況

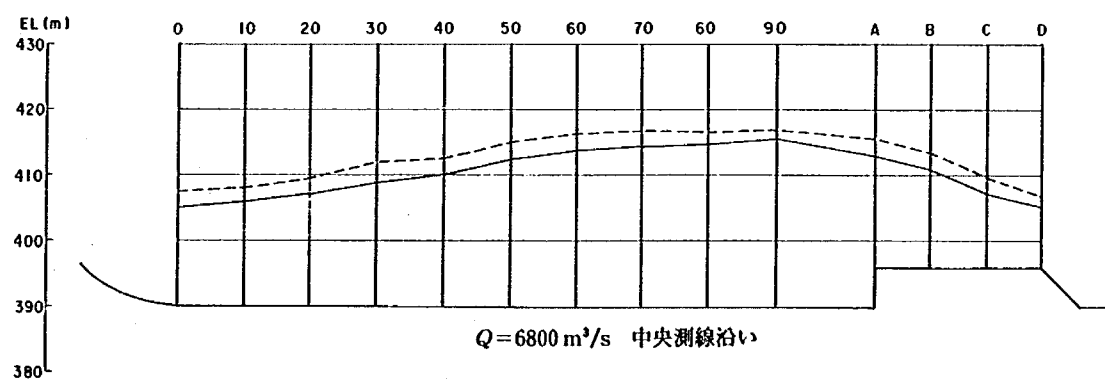
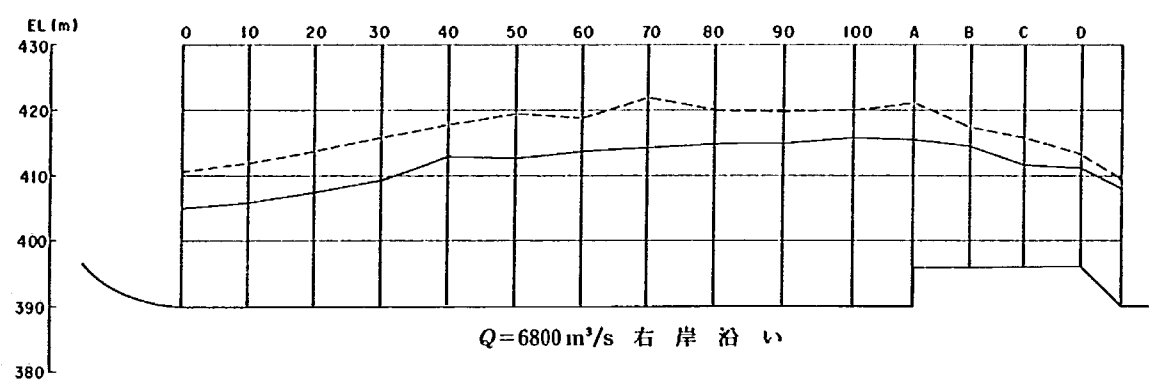
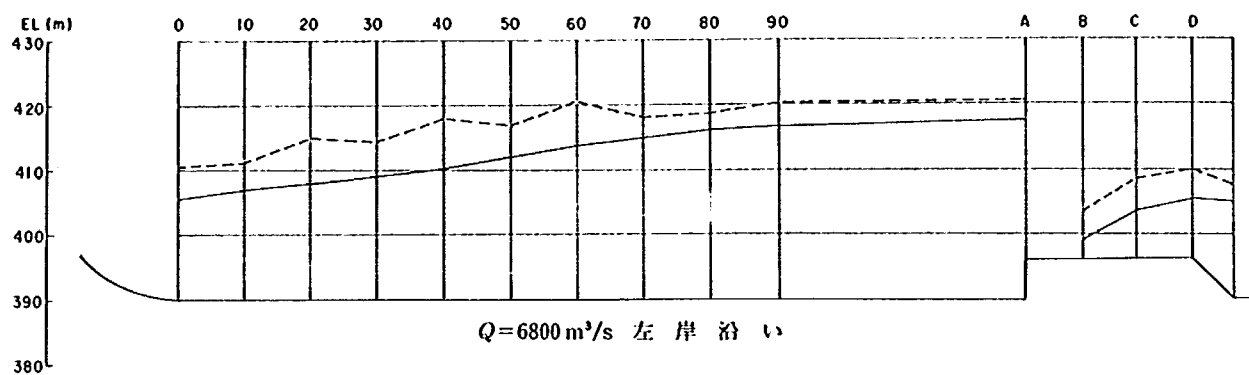


図 5-25 副ダム縮小形状 5 の減勢池内水面形

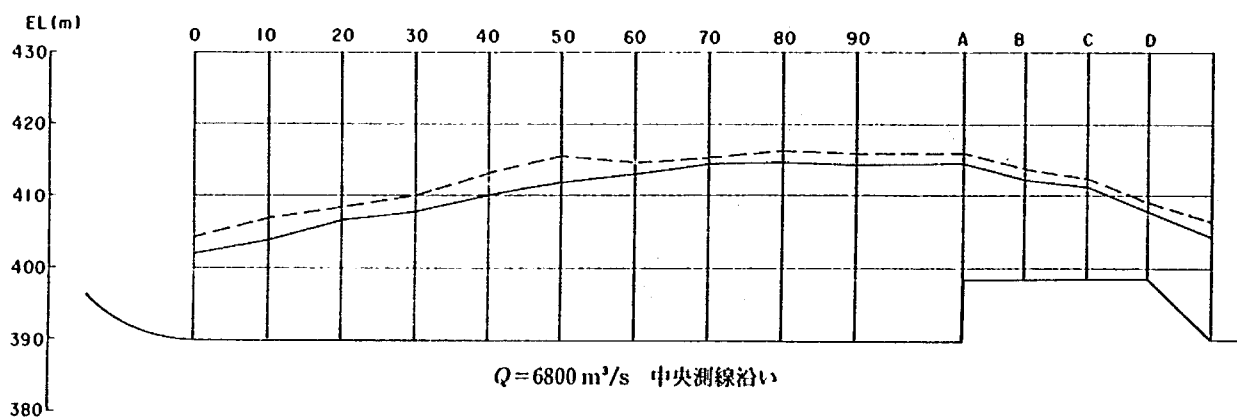
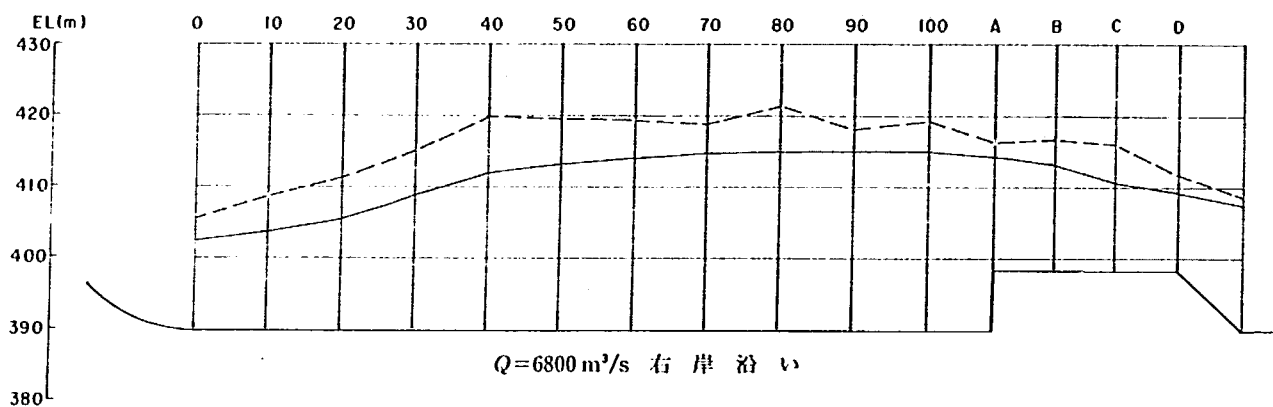
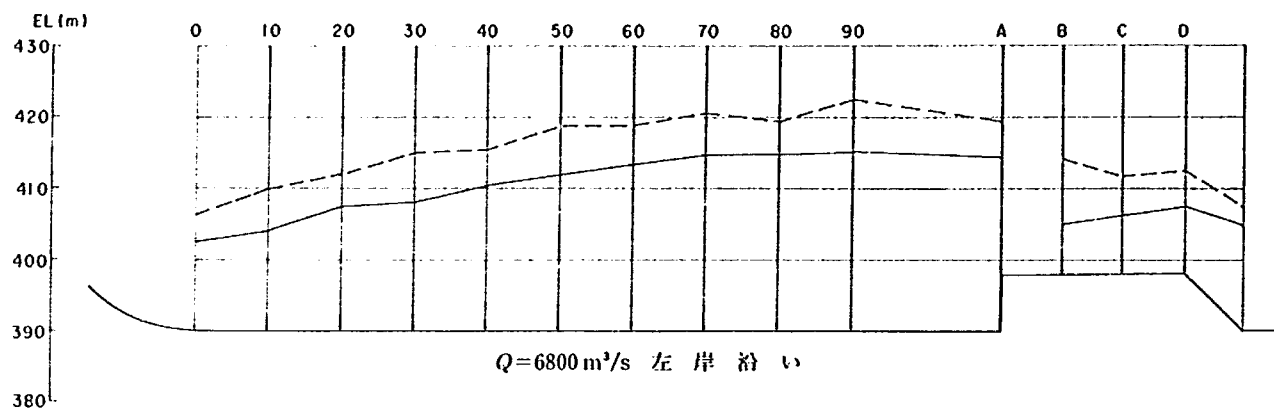


図 5-26 副ダム縮小形状 7 の減勢池内水面形

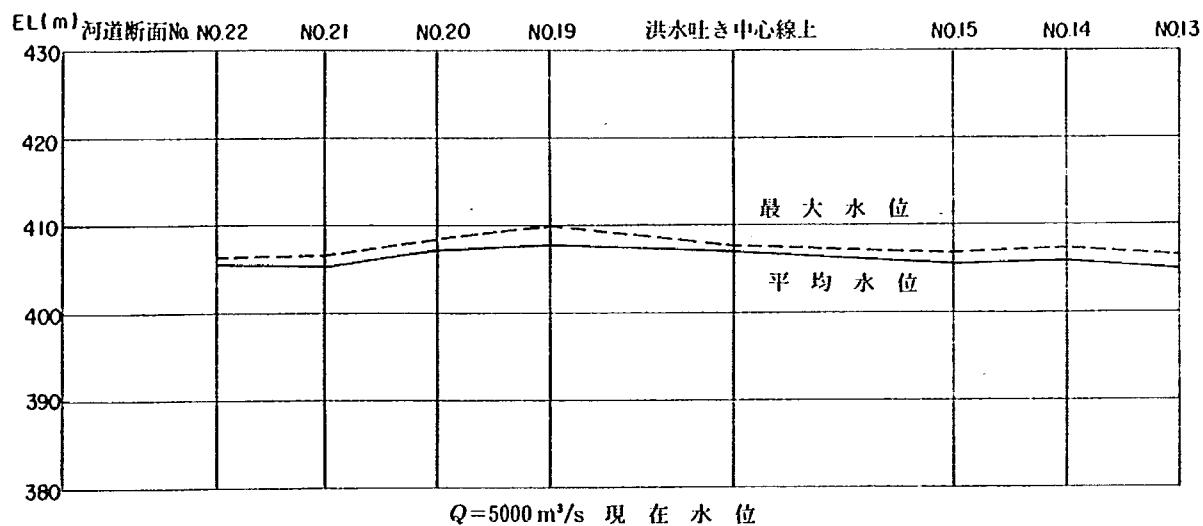
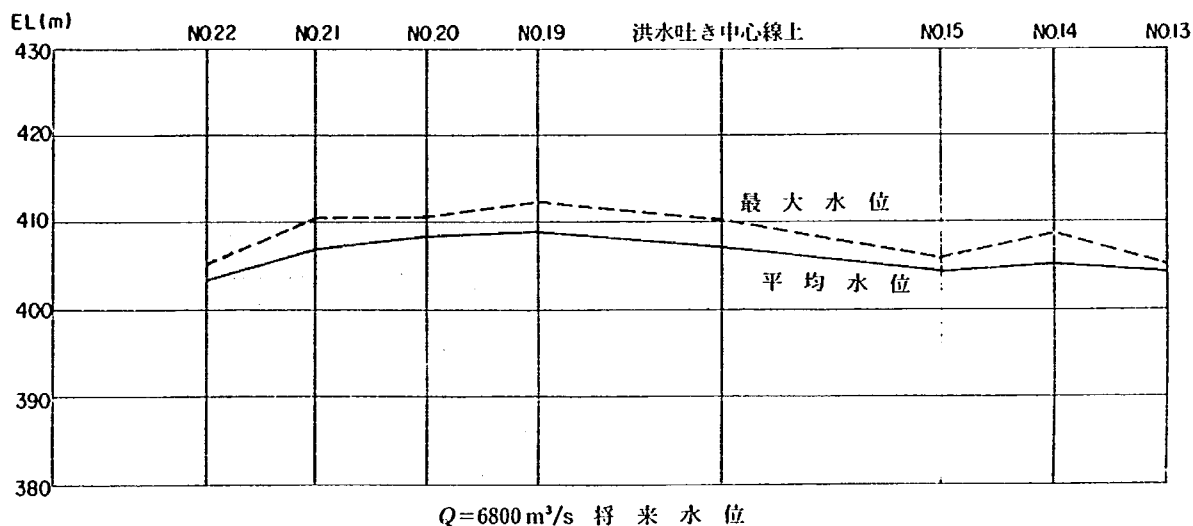
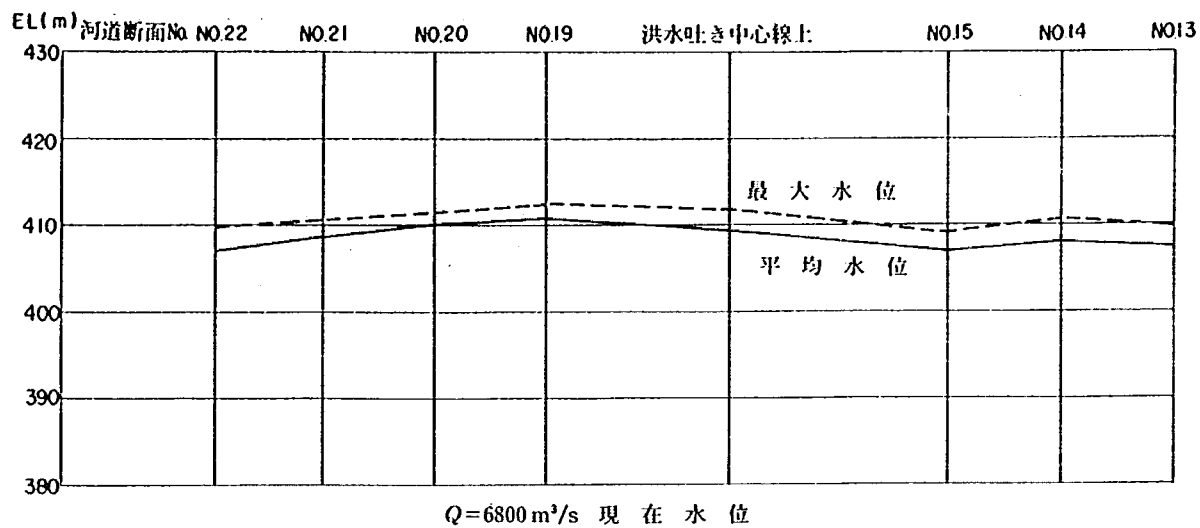


図5-27 (1) 副ダム縮小形状5の下流河道右岸の水面形

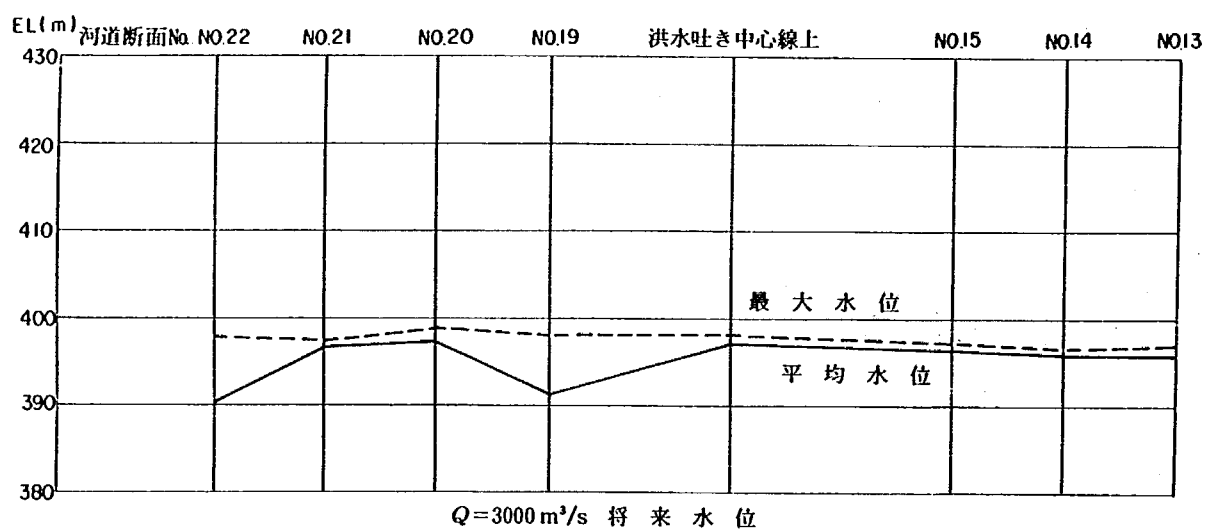
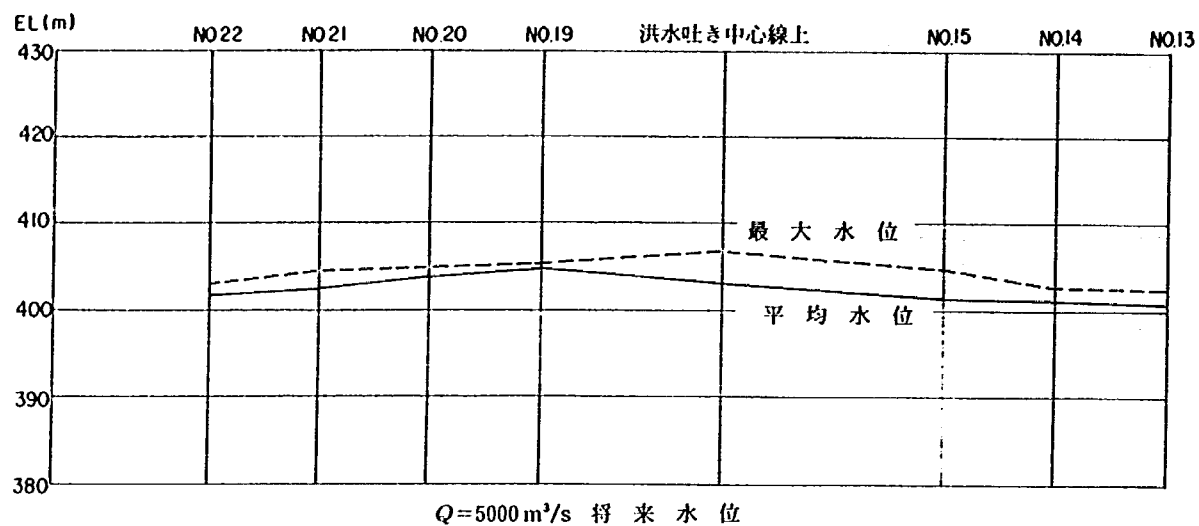


図5-27 (2) 副ダム縮小形状5の下流河道右岸の水面形

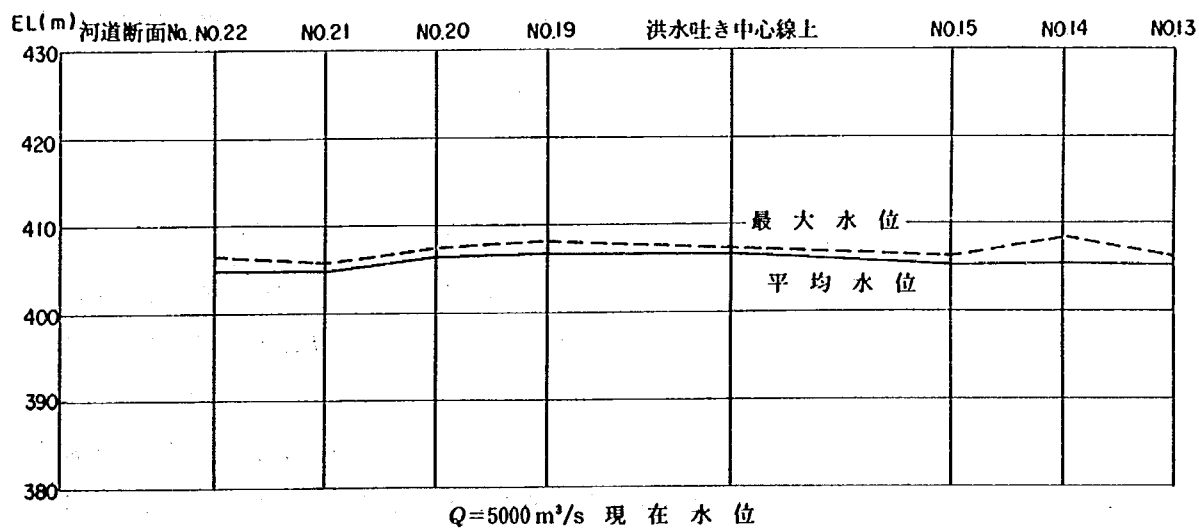
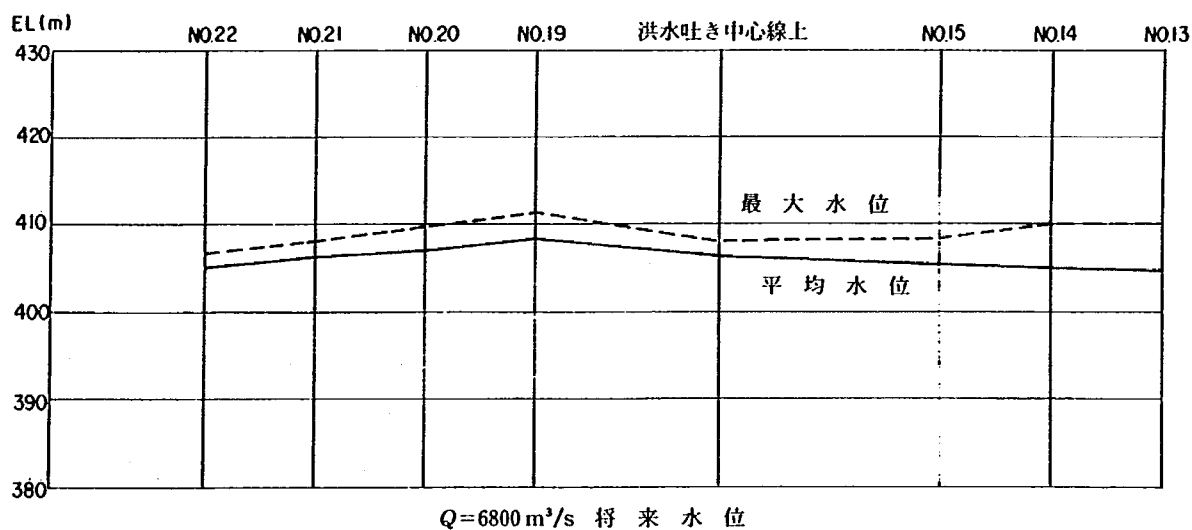
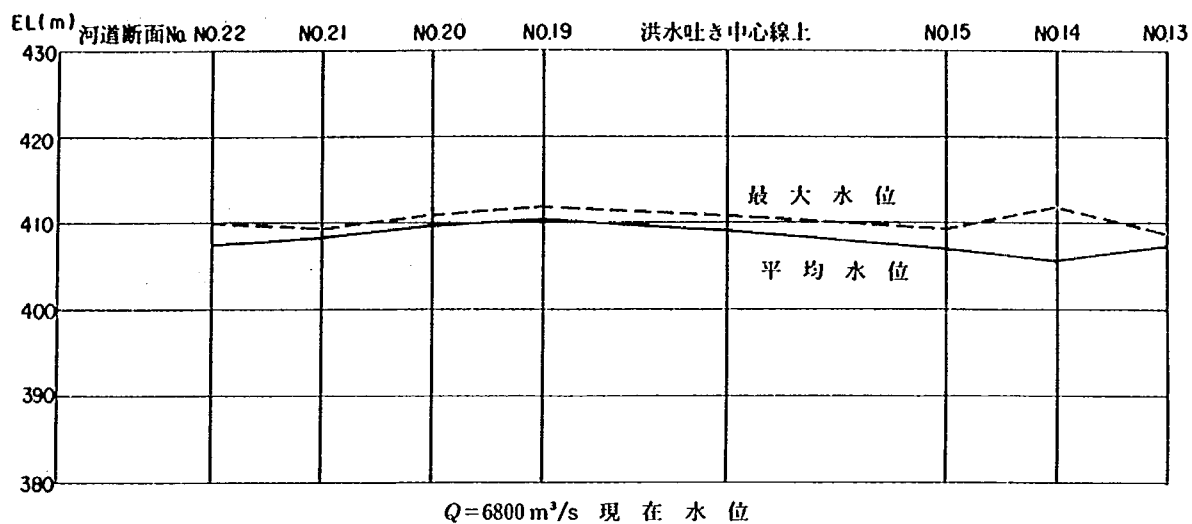


図5-28 (1) 副ダム縮小形状7の下流河道右岸の水面形

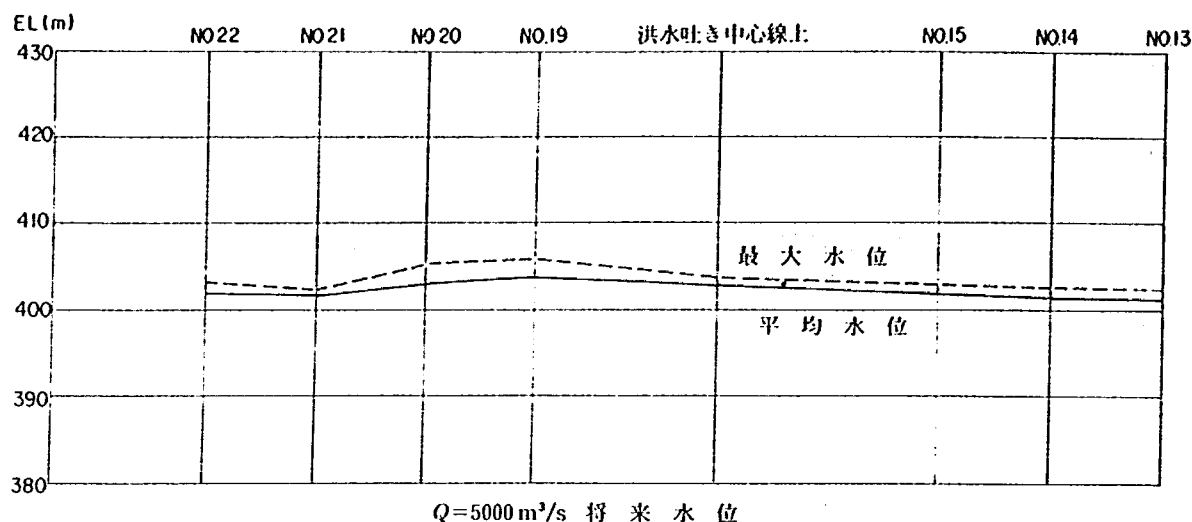


図5—28、(2) 副ダム縮小形状7の下流河道右岸の水面形

合も、垂直から20°傾斜させた場合も変わらない。従って掘削を減じる意味から傾斜副ダムが有利と考えられる。また、下流河道の流況も傾斜副ダムの方が良好である。

- (2) 右岸の切り欠きを行う場合には、副ダム高を少し高くする必要がある。但し、切り欠き形状4では、副ダム高はそのまま基本形状と同様の流況が得られている。
- (3) 副ダム幅の縮小は、減勢池内の流況を悪化させないため、副ダム上流面に沿って行う必要がある。副ダム幅の縮小は越流水の単位幅当り流量を増加させるので、特に対岸に垂直に水脈の当たる垂直副ダムでは避けた方がよい。傾斜副ダムでも対岸の護岸については十分検討を行わなければならない。
- (4) 3,000 m³/s 程度以下の中小流量に対しては、副ダム下流に露出射出生じ、河道の流況が悪化するので、何らかの対処方法を考える必要がある。

以上の実験結果より、掘削量やコンクリート量を減じる意味からも、また、下流河道の流況を良くする意味からも傾斜副ダムが有利と考えられる。このときの導流壁標高は、ダム設計洪水流量における最高水位を参考にすると EL. 421~423 m 程度となる。

5.3.3 昭和59年度の検討

a. 検討目的と手順

前年度の実験の結果、副ダム形状、減勢池規模についてほぼ結論を得たが、結果をもとに事務所にて再度経済比較が行われ、副ダムを広頂堰として掘削量を減らしても、コンクリート量が増加するため、かえって工費が高くなることが示された。従って、本年度は、通常用いられる副ダム形状により実験を行うこととなった。

本年度は、減勢池規模、副ダム形状を求めるとともに、前年度問題となった中小流量に対する副ダム下流の流況改善方法を検討し、長島ダム洪水吐きの減勢工形状をひとまず求めることを目的とした。本年度行った検討内容、手順は次の通りである。

- (1) 洪水吐き中心線に垂直な副ダムにより、副ダム高、減勢池長を求める。

(2) (1)で求めた副ダムを用い、下流河道の流況調査を行い、2次減勢処理方法を求める。

(3) 洪水吐き中心線に対し傾斜した副ダムを用い、(2)で得られた流況と比較する。

(4) 得られた減勢工形状に対し、移動床実験を行い、現在河床における流況を確認する。

このうち、(3)は、前年度の実験において、垂直副ダムと比較して傾斜副ダムの下流河道流況が若干良好になったことを考慮し、副ダム下流の流況改善策のひとつとして検討を行うこととしたものである。また、(4)は、これまでの実験が全て河道堅岩線を河床とした固定床で行われてきたことを考慮し、特に現在河床での流況を確認することとしたものである。

これら検討の他に次の事項の調査を行った。

(5) 図5-29に示すように、減勢池右岸を土捨場とする計画があり、土捨場とした場合の流況変化を調査する。

なお、以下の検討は全て洪水吐き全門全開にて行っている。

b. 下流水位条件について

本年度は、移動床実験を行うことをふまえて、また、先年度までの検討では、模型下流端の水位調節板で減勢池直下流の流速分布が多少変化している様子がみえたので(減勢工の副ダムと同じ効果)河道模型を図5-30に示すように距離標83.0 km (No. 31) まで延長することとした。

水位条件は、距離標83.0 kmにおいて設定した(図5-31)。距離標83.0 kmで水位を設定した場合の83.2 km(副ダム直下流)での水位と流量の関係を図5-32に示す。図中の実線は不等流計算により得られる関係であり、将来水位における実験値と計算値は良く一致している。現在水位では実験値が1 m程低くなっている。現在水位の実験値は距離標83.0 kmの水位とほぼ一致しており、83.2 km~83.0 km間では水面勾配がなく平坦な水面となっていることを示している。これは、河道模型を堅岩線形状としているためと思われるが、副ダム下流の跳水に対しては実験として安全側の条件を選んでいることになるので問題はないものと思われる。

c. 垂直副ダム

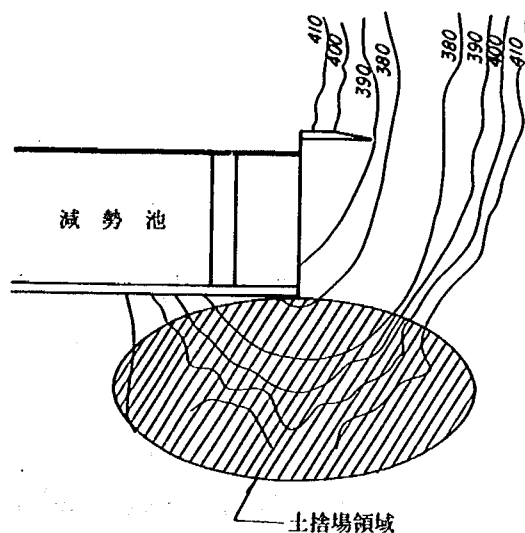


図5-29 減勢池右岸の土捨場

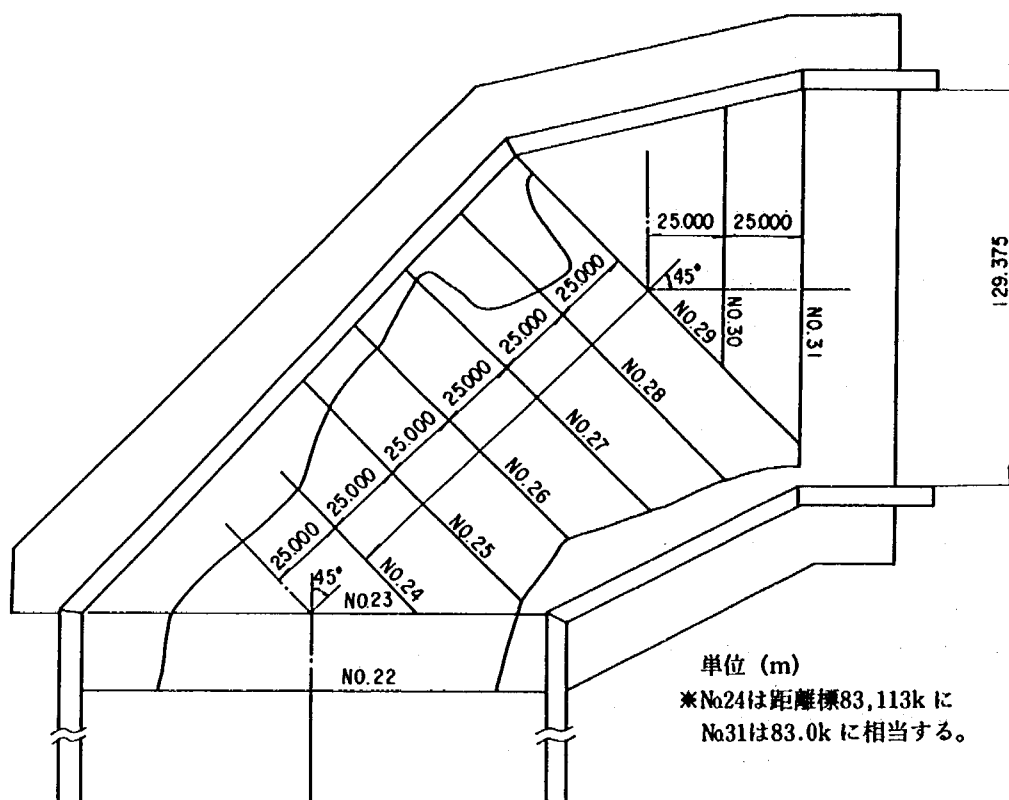


図5-30 延長した河道模型

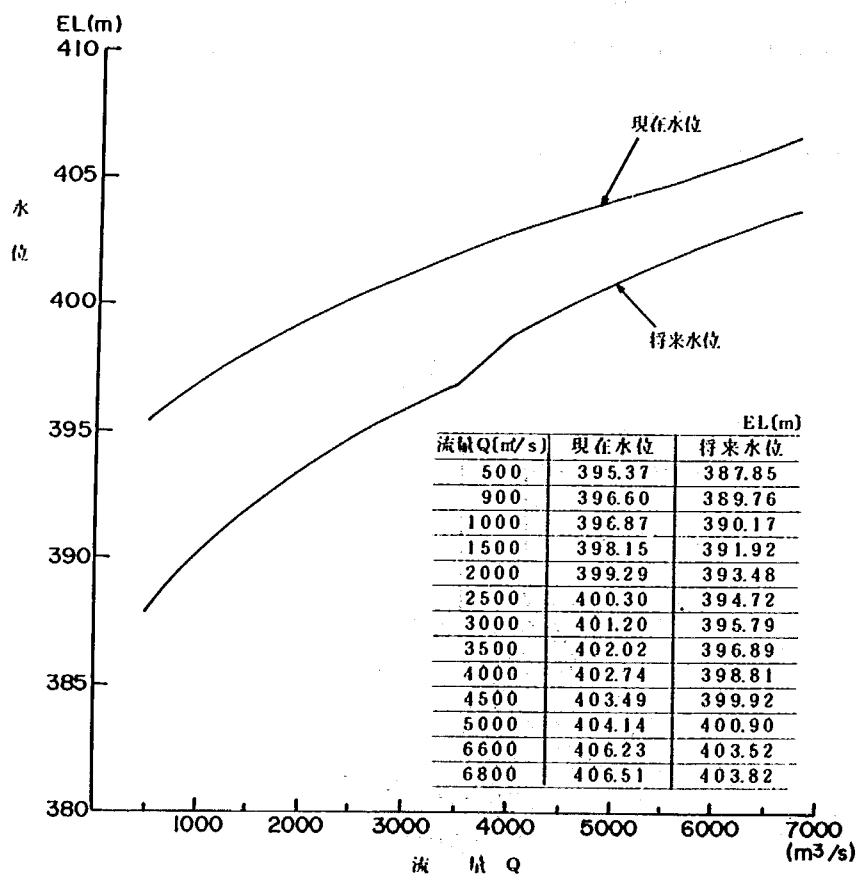


図5-31 距離標 83.0 km の水位と流量の関係

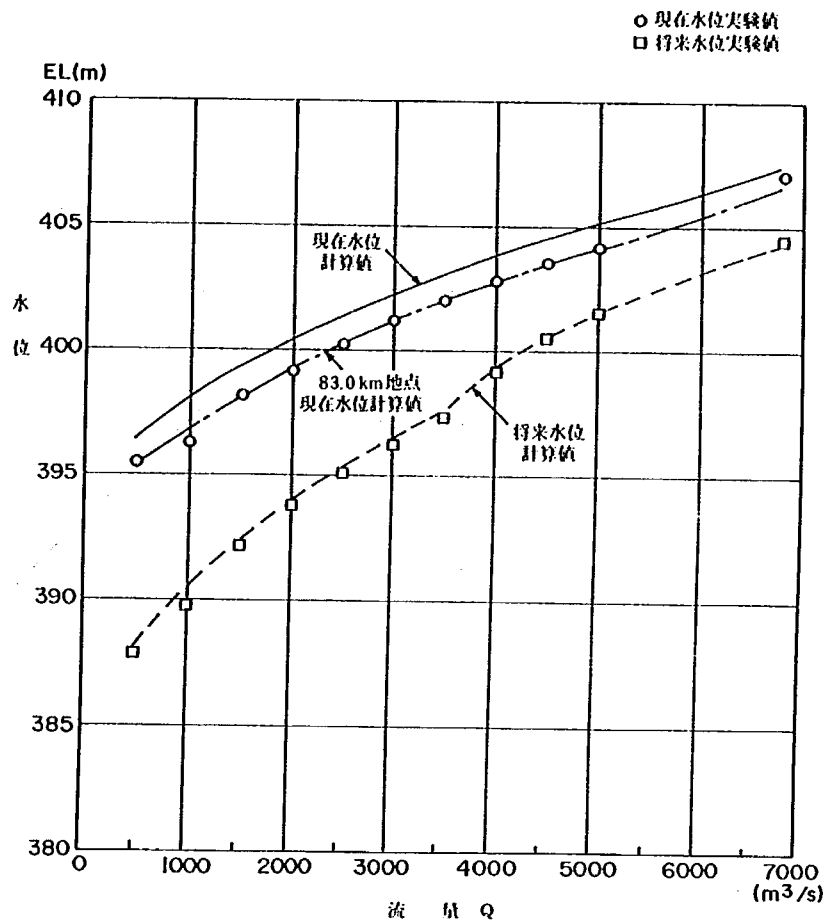


図 5-32 距離標 83.2 km の水位と流量の関係

副ダムとして天端幅の小さい通常の形状を用いるものとし、ここでは既往の設計例を参考に、副ダム高の $1/2$ 程度を副ダム天端幅とすることとする。前年度の検討より副ダム高 $d \div 11.0$ m の結果が得られているので、 $L_s = 6.0$ m として (5.1) ~ (5.7) 式より、対象流量を $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (サーチャージ水位) として副ダム高を求めると、 $d = 12.2 \div 12$ m となる。実際の副ダムでは、天端下流端は円弧形状となり (5.7) 式の流量係数より流量係数は若干大きくなると考えられ、 $d = 13$ m として実験条件を設定することとした。設計を行った副ダム形状を図 5-33 に示す。

実験では、まず表 5-2 に示す各副ダム高、副ダム位置に対し流況調査を行い、減勢池規模の検討を行った。流況調査の対象流量は $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。

流況を写真 5-10 ~ 14 に示す。副ダム高 11 m (設置位置 100 m) では、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にも跳水始端が不安定になり、十分な減勢が行われない。 $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ では、放流水脈が完全に露出し、各コンジットの放流水脈間の衝撃波が大きく上方に飛散する。従って、副ダム高は明らかに不足している。

副ダム高 13 m では、副ダム設置位置を、バケット終端から 80 m、90 m、100 m と変化させ、設置位置についても検討を行った。 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水脈は、平均的には約 70 ~ 80 m で減勢が終了しており、いずれの副ダム位置でも平均的な流況に大きな差はない。一方、本ダムでは左右岸のコンジット出口が導流壁と接して設けられており、両コンジットの放流水脈の減勢は悪く、兩岸の流速が速い流況となる。副ダム設置位

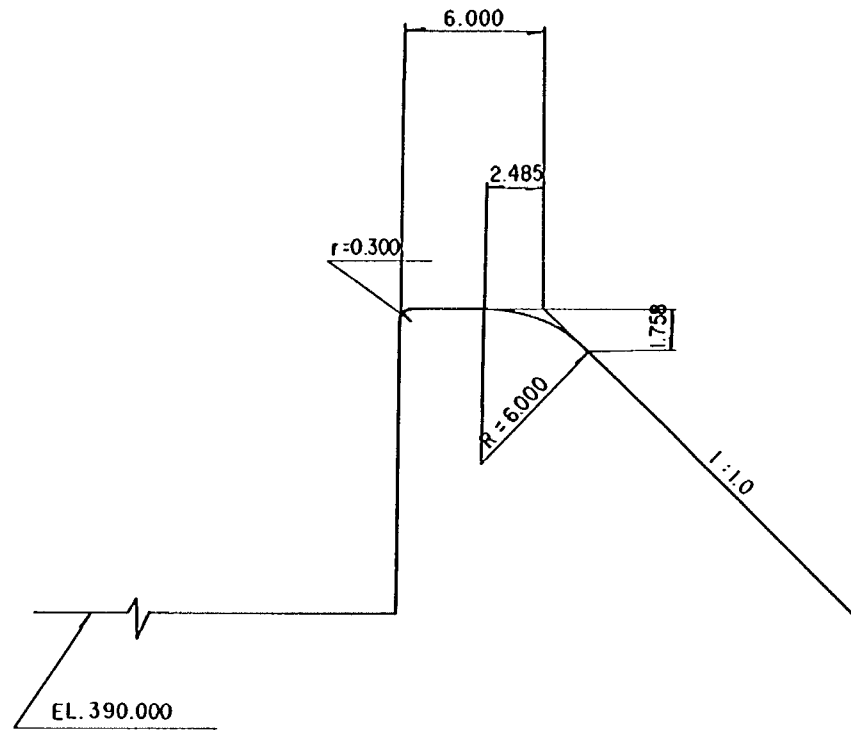


図 5—33 副ダム設計形状

表 5—2 減勢池規模検討ケース

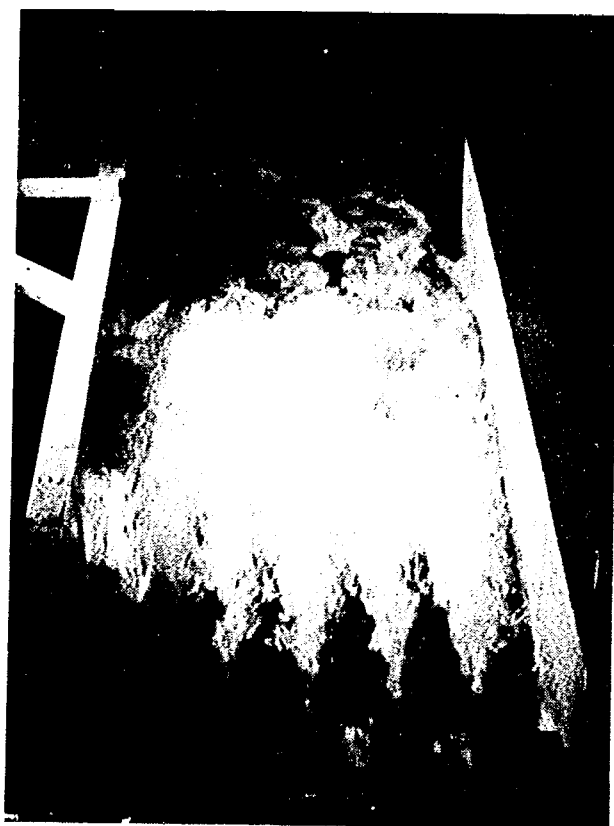
水叩き長L 副ダム高D	80 m	90 m	100 m
11.0 m	—	—	○
13.0 m	○	○	○
15.0 m	—	—	○



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



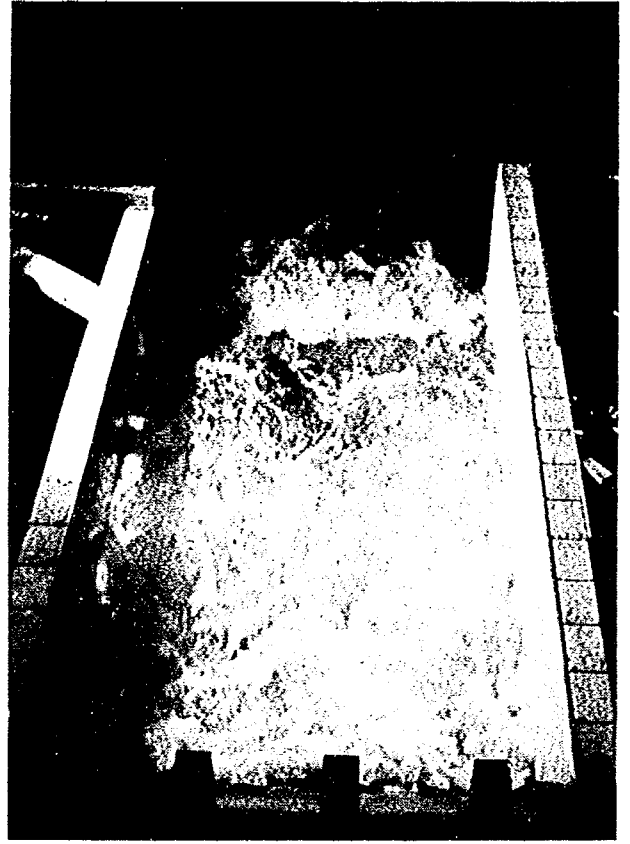
$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-10 減勢池内流況

(副ダム高 11 m, 設置位置 100 m)



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

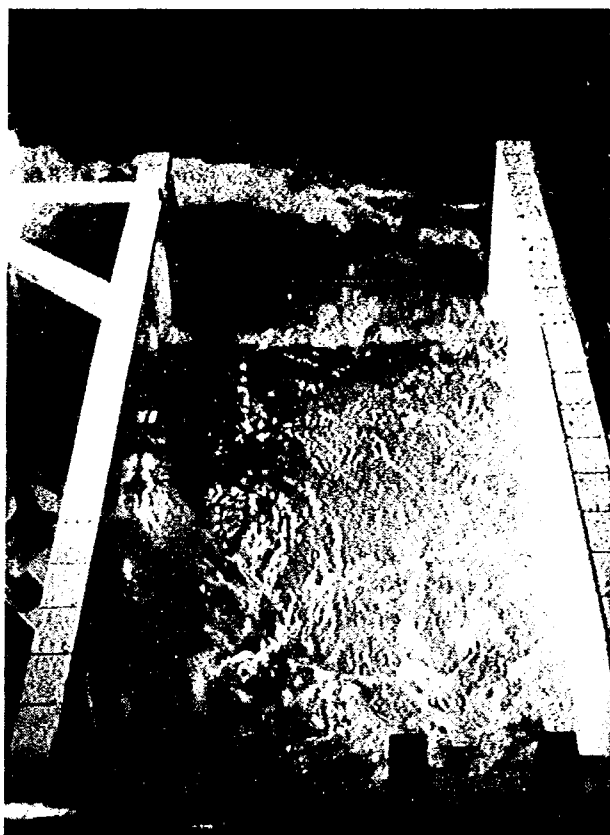


$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5—11 減勢池内流況
(副ダム高 13 m, 設置位置 100 m)



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



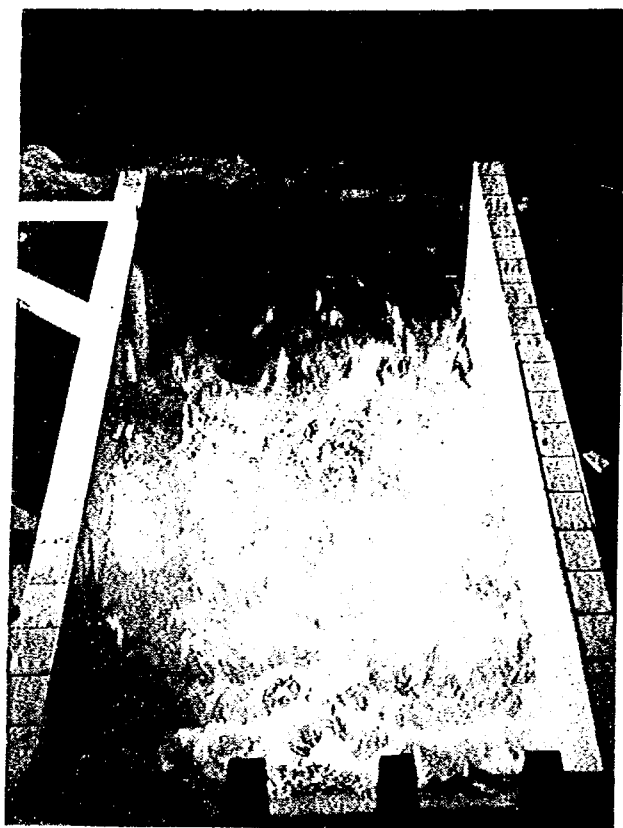
$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5—12 減勢池内流況

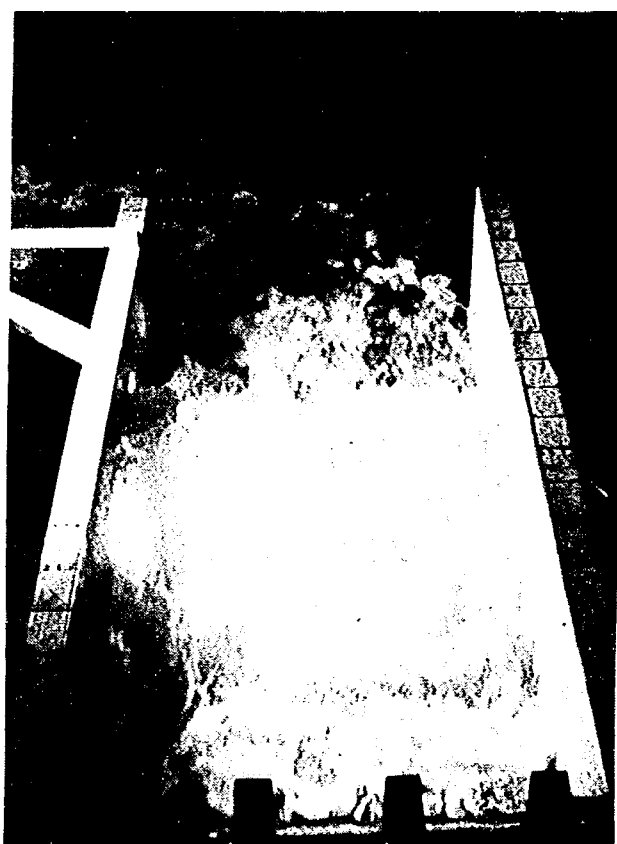
(副ダム高 15, 設置位置 100 m)



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

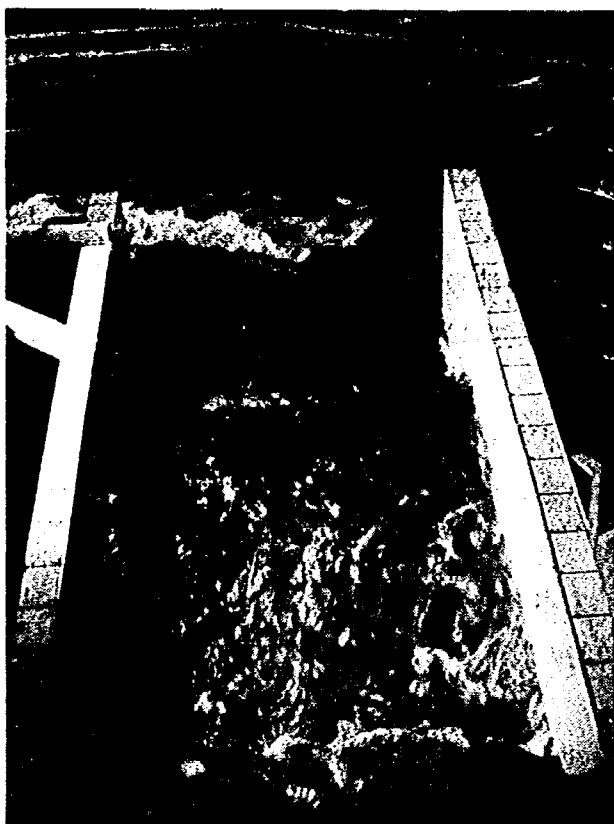


$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-13 減勢池内流況
(副ダム高 13 m, 設置位置 80 m)



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-14 減勢池内流況

(副ダム高 13 m, 設置位置 90 m)

置 80 m, 90 m では、この兩岸の水脈が間欠的に副ダム上流面において吹き上がる流況がみられ、このとき、減勢池全体の流況が不安定となり悪化する。6,800 m³/s では、いずれも流況が荒れてくるが、副ダム位置が下流な程流況は安定しており、副ダム上流面での水脈の噴き上がりも小さく、従って導流壁高も小さくですむ。また、設置位置 80 m では、副ダムを越える流れが非常に荒れたものとなっており、下流への影響が懸念される。

以上の流況から判断して、副ダム位置は、バケット終端から 100 m の位置に設置するのが適切と思われる。なお、以上に示されたように、副ダム高 13 m (設置位置 100 m) では、全ての流量に亘り満足できる流況が得られている。

副ダム高 15 m (設置位置 100 m) でも全ての流量に亘り満足できる流況が得られているが、跳水が多少潜りになるとともに減勢池内全体の水位が上がり、導流壁高が高くなるので、副ダム高としては過大と考えられる。

以上の結果から、副ダム高 13 m, 設置位置 100 m のものを本ダム減勢工として採用することとする。この場合の減勢池内水面形を図 5-34 に示す。6,800 m³/s 放流時の最高水位は EL. 422.50 m であり、余裕をみて導流壁天端標高として EL. 423.0 m を採用する。

図 5-35 に、上記副ダム高、副ダム位置における副ダム壁面圧力を示す。副ダム形状は、図 5-33 に示されるものである。5,000 m³/s では最大 2.8 m の負圧が生じる。また、6,800 m³/s では最大 5.9 m の比較的大きな負圧が生じるが、減勢池内の流れには多量の空気が混入されること、および放流頻度は小さく、キャビテーション損傷による副ダムの水理的機能に及ぼす影響は小さいと考えられることから、この程度の負圧は許容し得るものと思われる。

d. 垂直副ダムの 2 次減勢工

副ダム下流を、水叩き標高と同じ EL. 390.0 m の平場とした場合 (図 5-13 参照)、昭和 58 年度の検討で報告したように、5,000 m³/s 程度以上の大流量に対しては、副ダム直下で跳水を生じ、安定した流況を得ることができるが、3,000 m³/s 程度以下の流量の将来水位では、平場上に露出射流が生じ河道部の流況が悪化するため、何らかの対応が必要となる。

副ダム下流を EL. 390.0 m の平場とした場合の下流河道での流況を写真 5-15 に、河道の水面形を図 5-36 に示す。5,000 m³/s の将来水位においても副ダム末端に露出射流が生じ、流況の悪化がみられる。これは 58 年度にはみられなかった流況であるが、副ダム形状が変化したことにより、副ダム流下水脈のフルード数が変化したものと思われる。

一方、跳水始端が副ダム末端に得られる場合には、副ダム末端が 58 年度案より上流に位置することから、対岸までの間に長い減勢長が確保され、流況は 58 年度のものより良好となっている。3,000 m³/s 放流時の将来水位における流況の悪化は 58 年度のものと同様である。

中小流量時の流況改善策の検討は、種々の方法に対し行っているが、ここではその代表的なものを報告する。

① エンドシル案

3,000 m³/s 以下の将来水位における平場上の露出射流を防止するために、エンドシルを設けたものであ

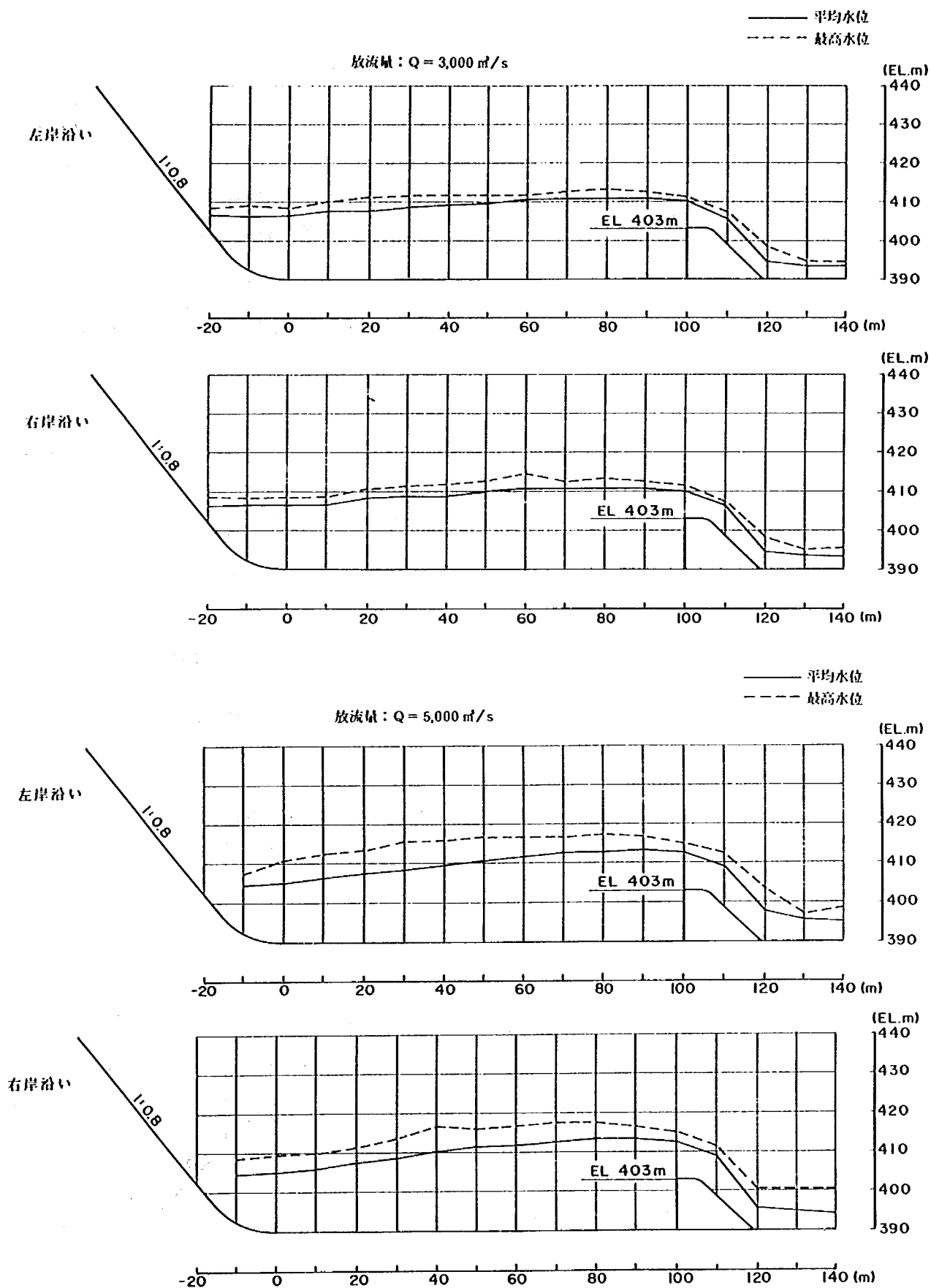


図5-34 (1) 減勢池内水面形 (副ダム高13m, 設置位置100m)

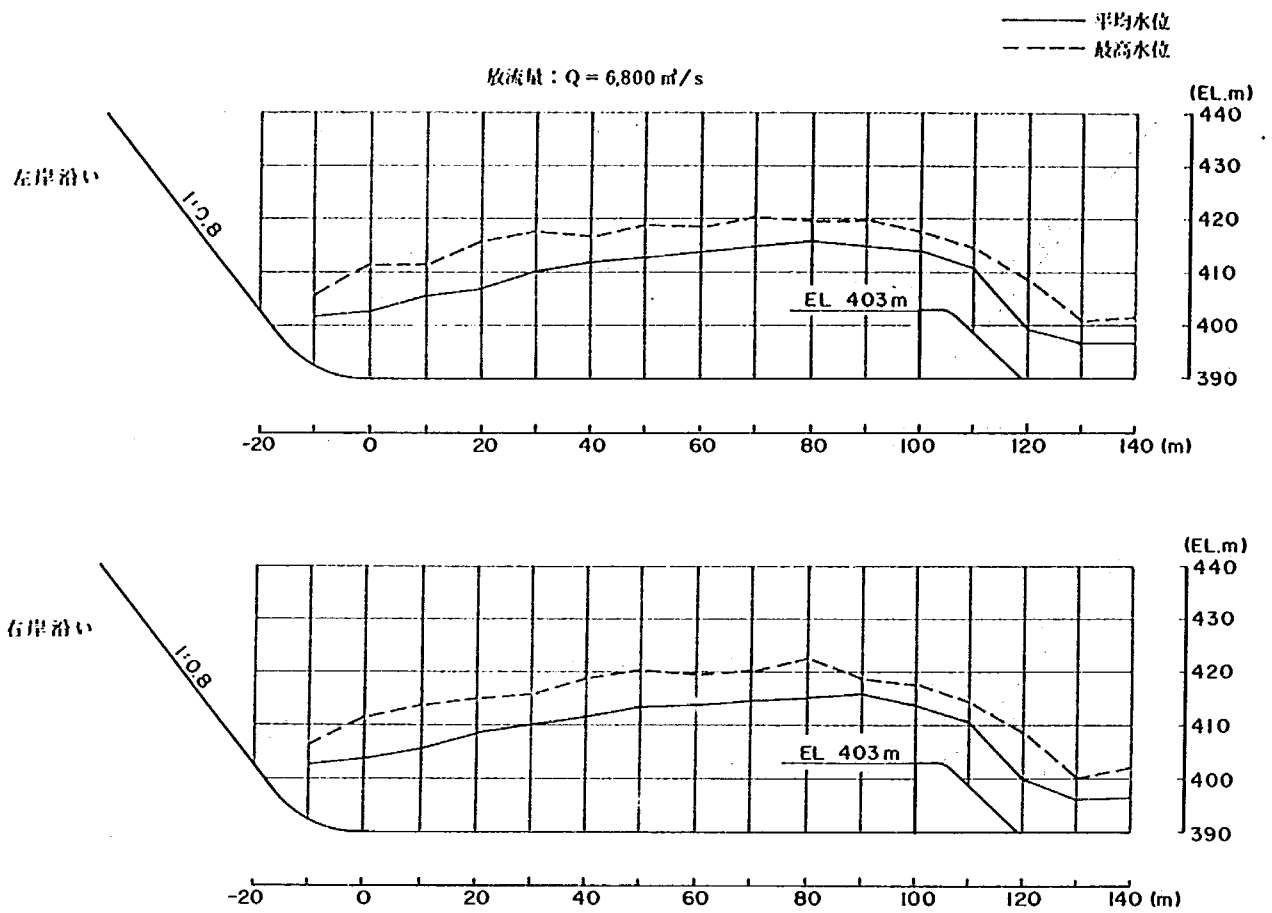


図 5-34 (2) 減勢池内水面形 (副ダム高13m, 設置位置100m)

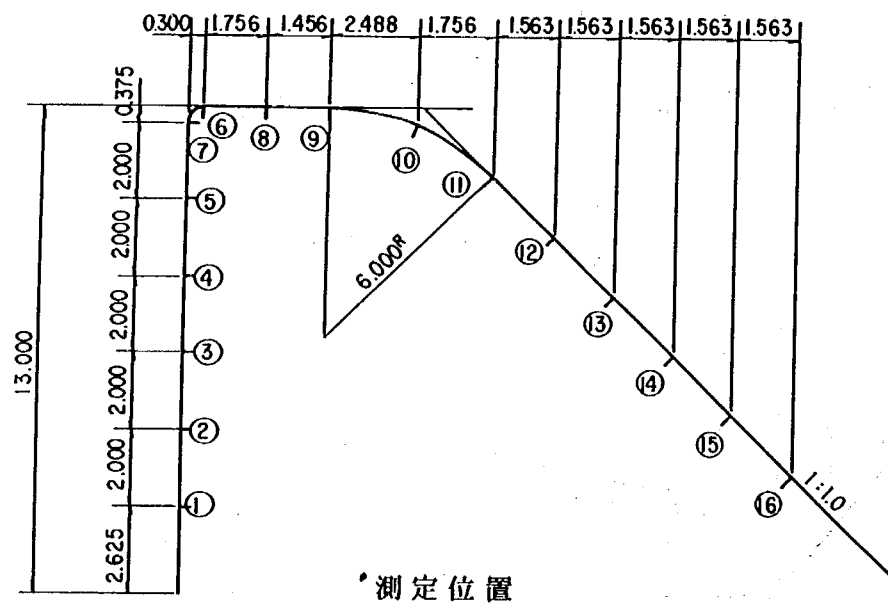


図 5-35 (1) 副ダム壁面圧力

副ダム高: $D = 13.0 \text{ m}$
 水叩き長: $L = 100.0 \text{ m}$
 放流量: $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

—— 左岸圧力
 - - - 中央圧力
 - - - 右岸圧力

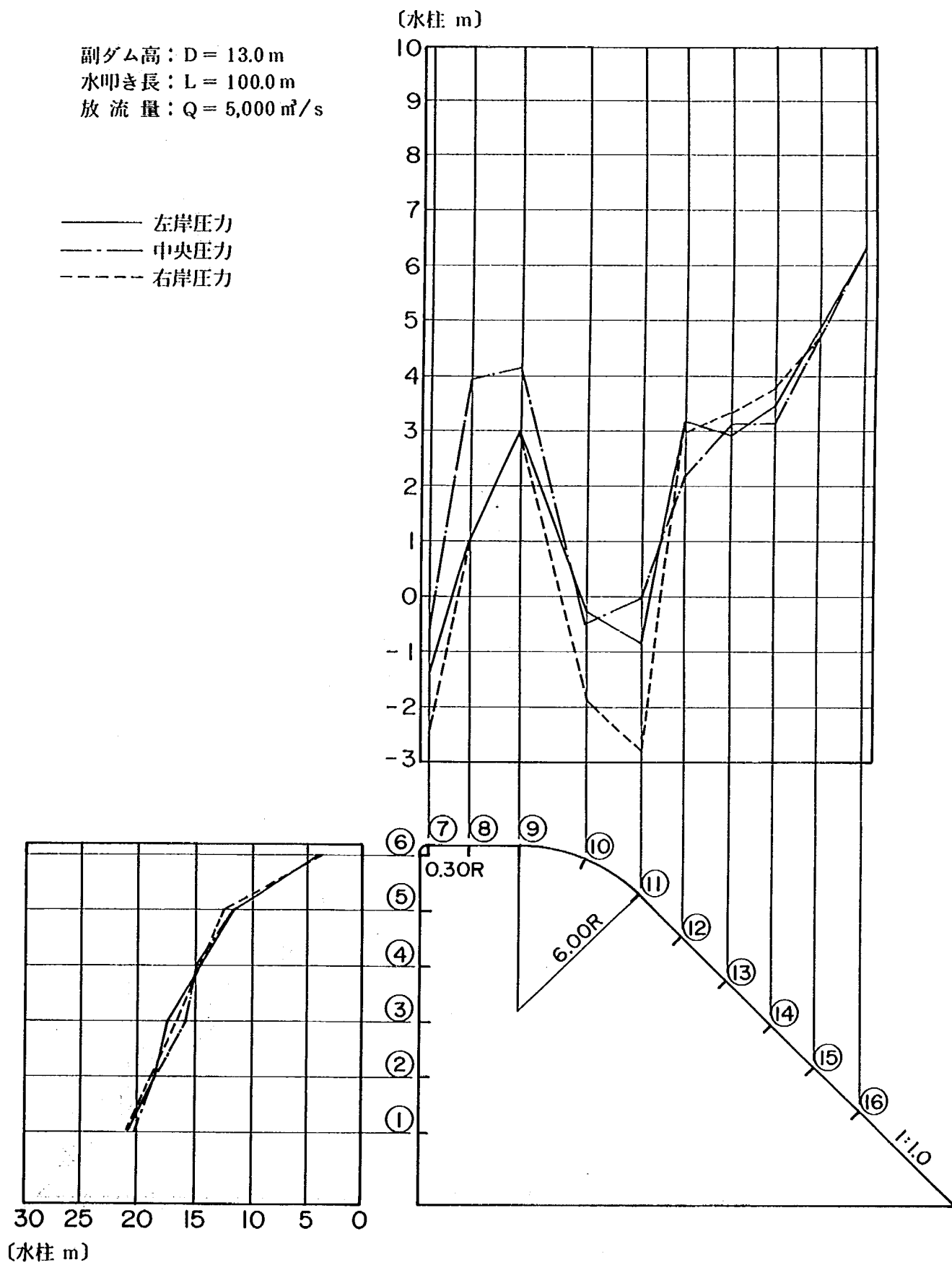


図 5-35 (2) 副ダム壁面圧力

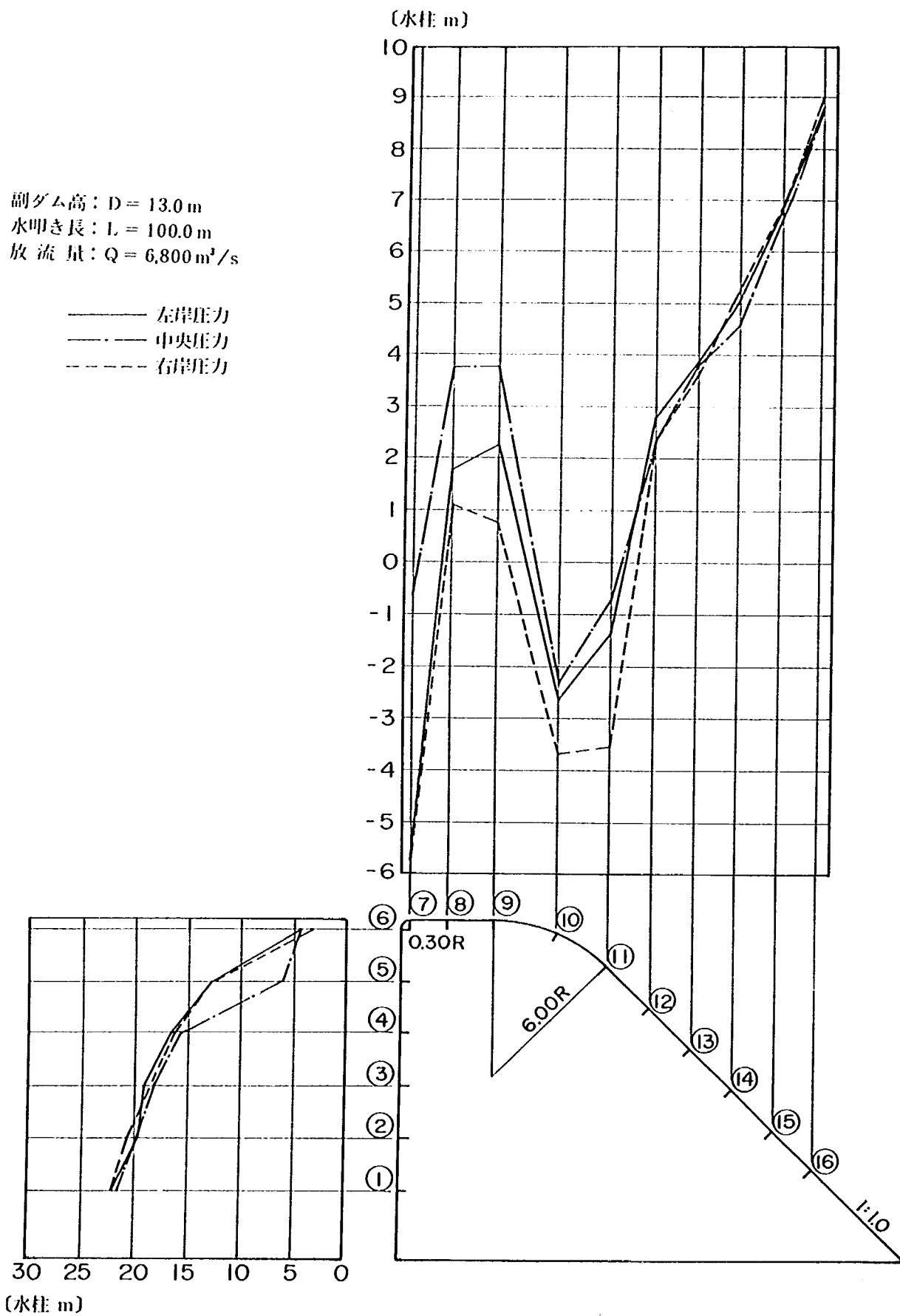
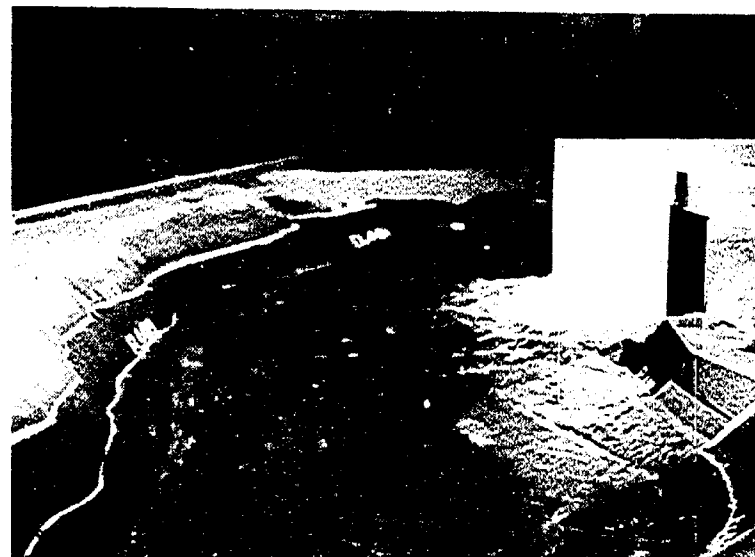
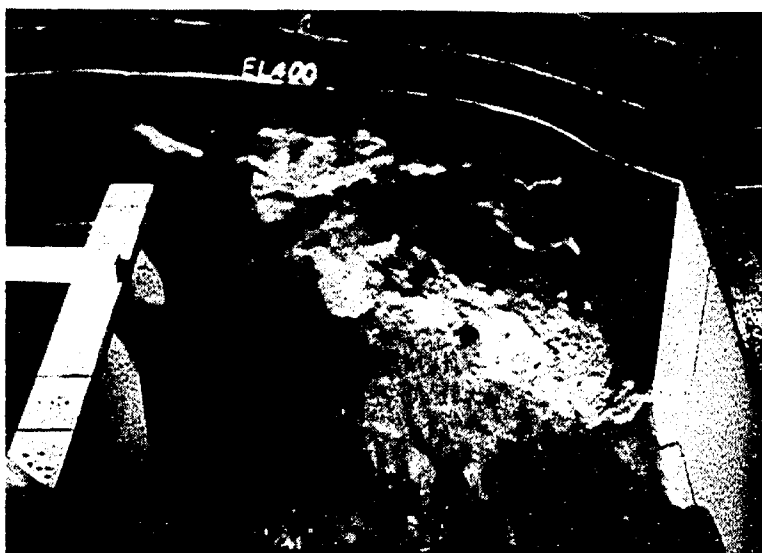


図 5—35 (3) 副ダム壁面圧力

放流量: $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



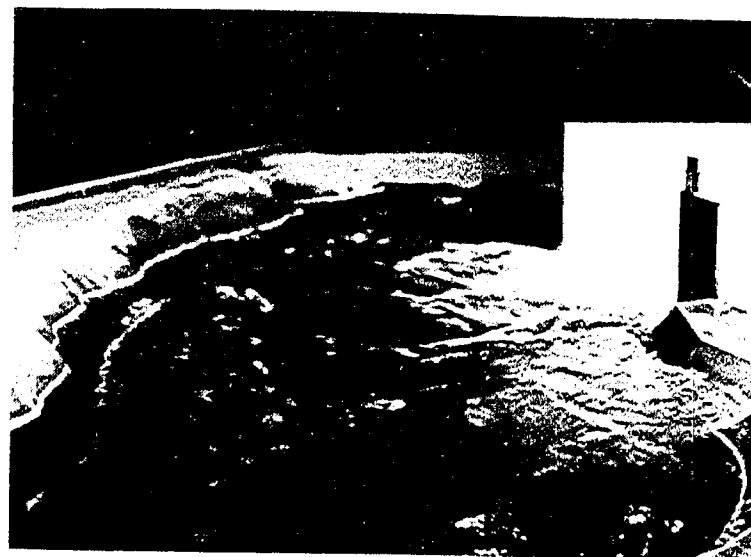
将来水位



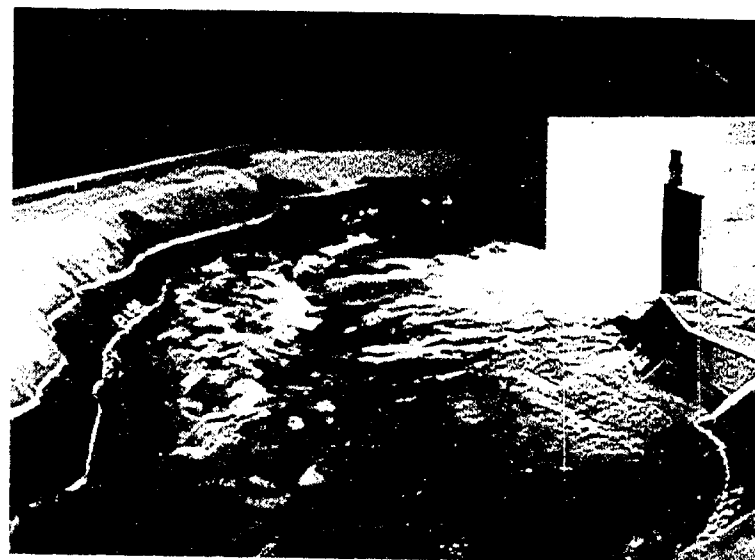
現在水位

写真 5-15 (1) 下流河道の流況 (EL. 390.0 m 平場)

放流量： $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



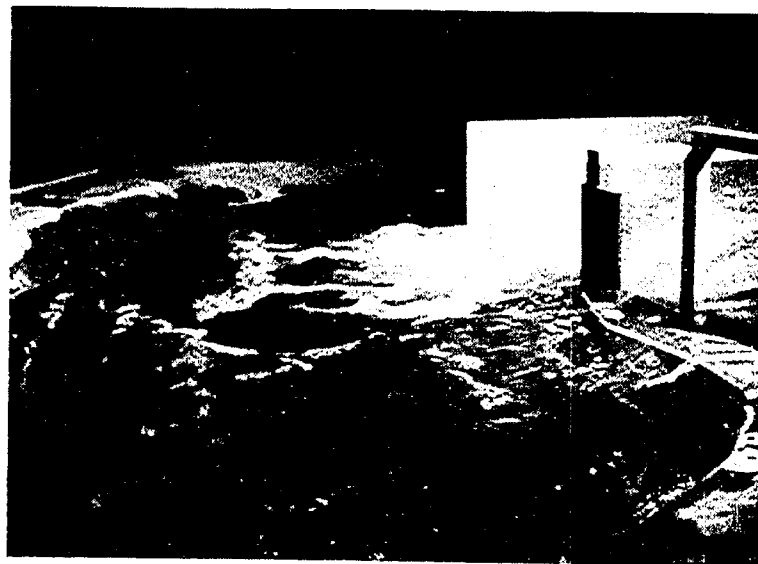
現在水位



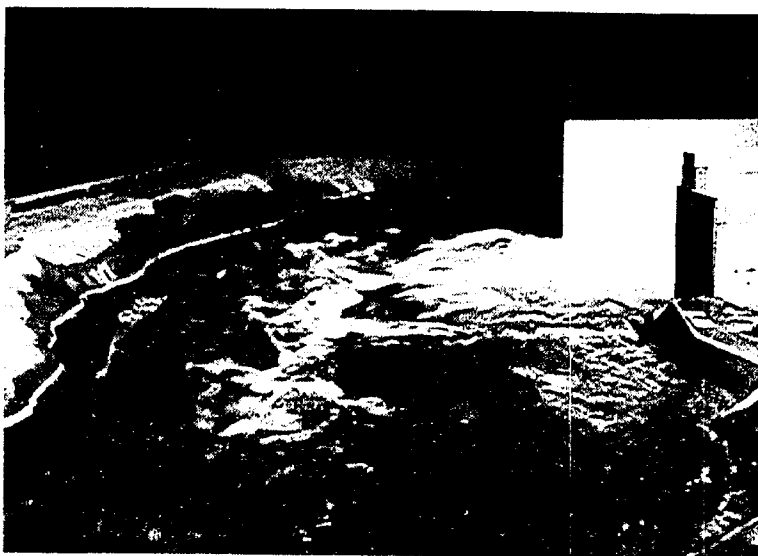
将来水位

写真 5-15 (2) 下流河道の流況 (EL. 390.0m 平場)

放流量： $Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



将来水位

写真 5-15 (3) 下流河道の流況 (EL. 390.0m 平場)

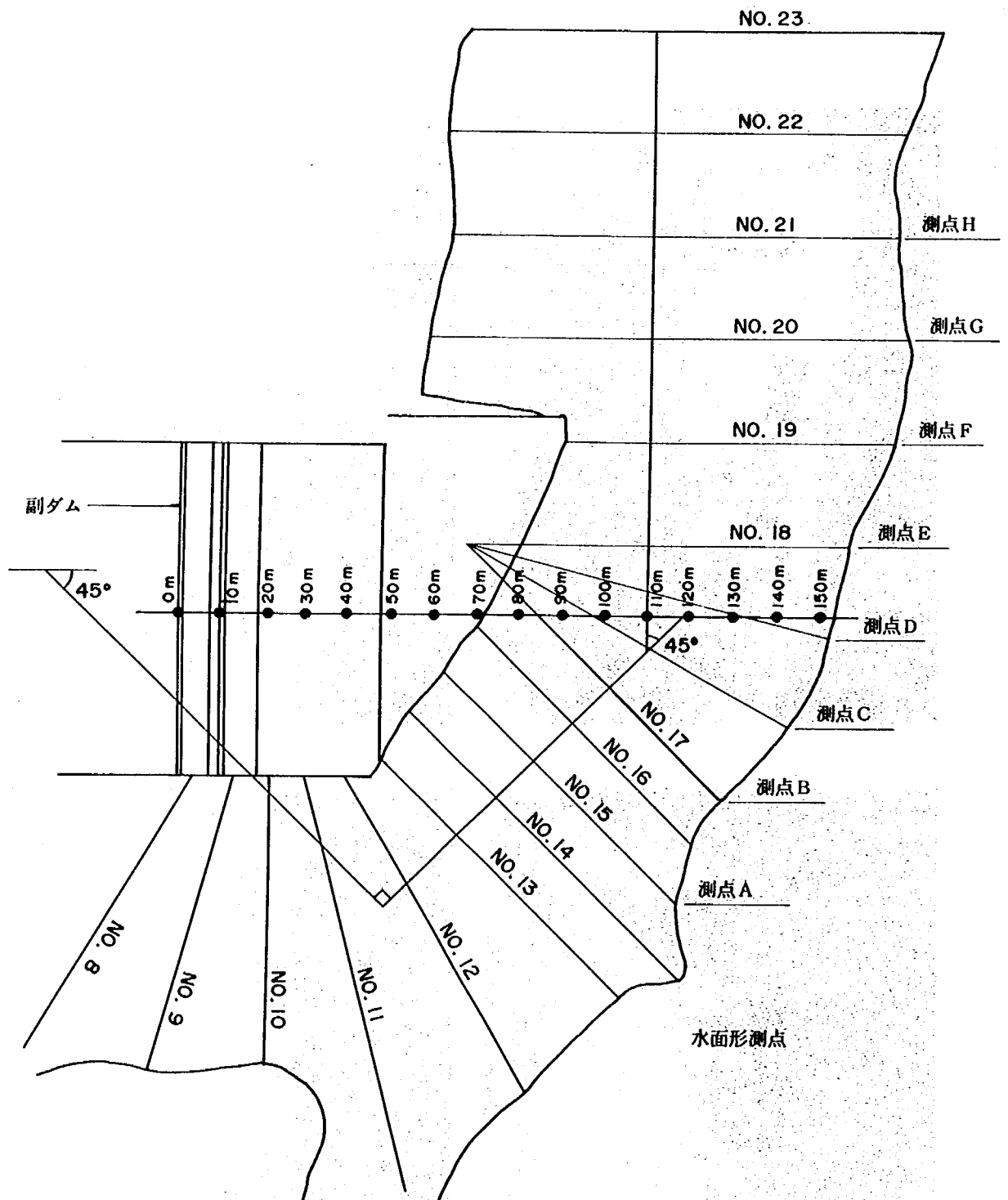


図5-36 (1) 下流河道水面形 (EL. 390 m の平場)

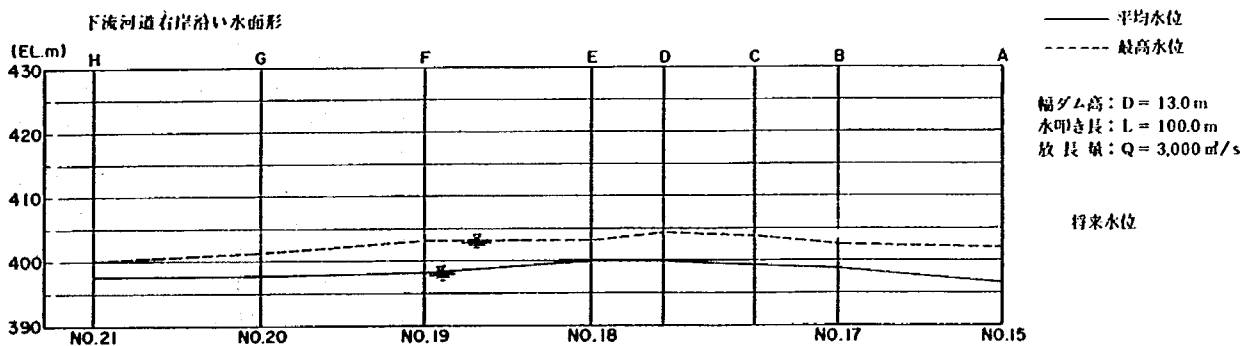
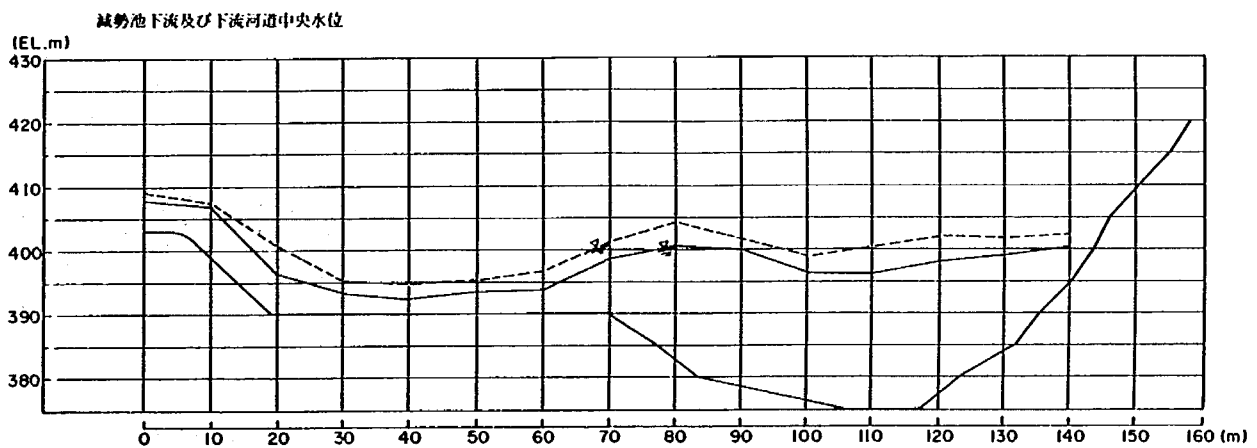
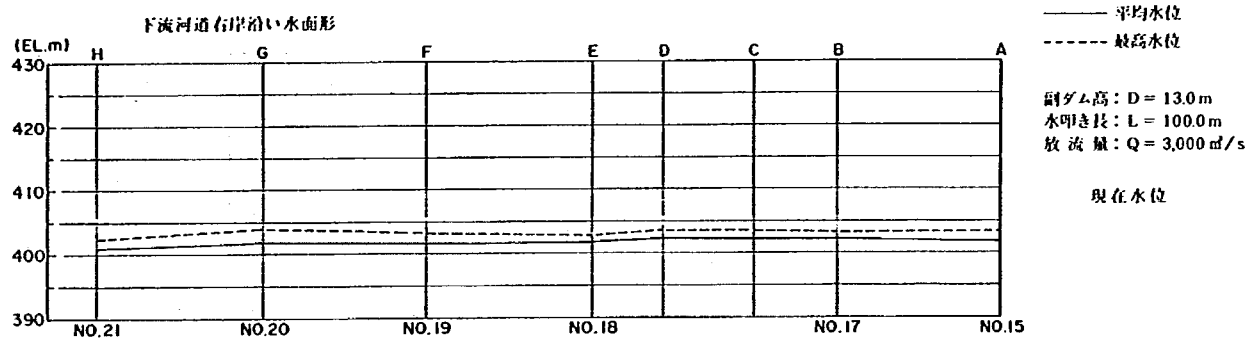
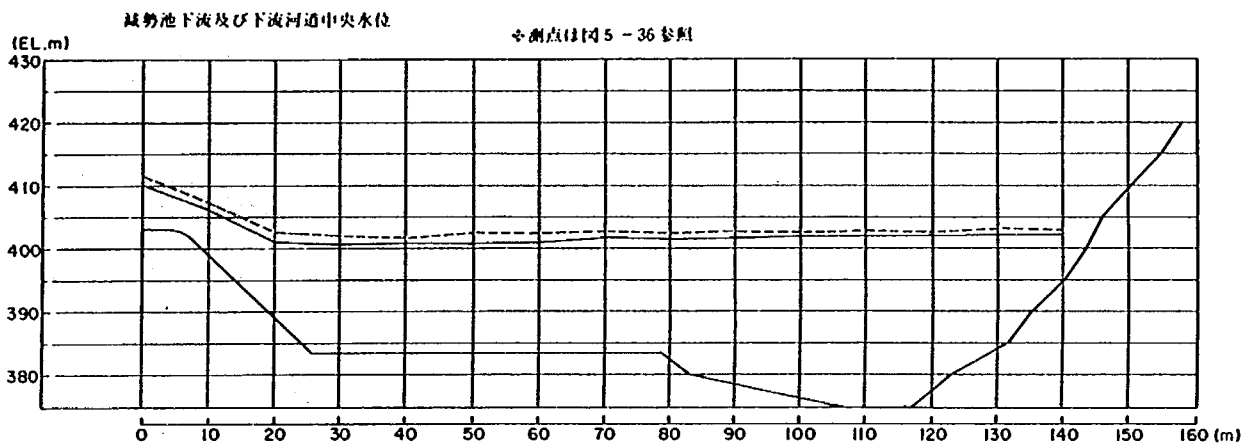


図5-36 (2) 下流河道水面形 (EL.390mの平場)

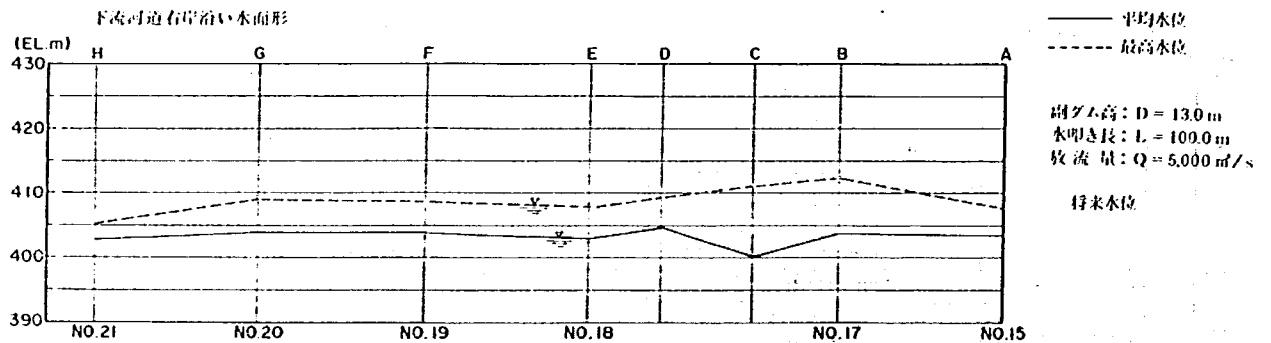
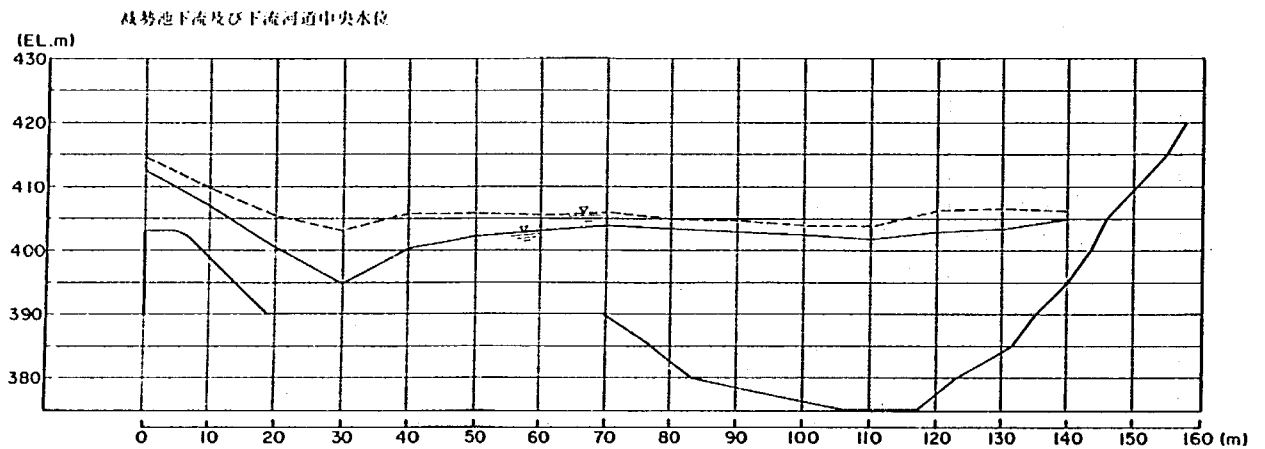
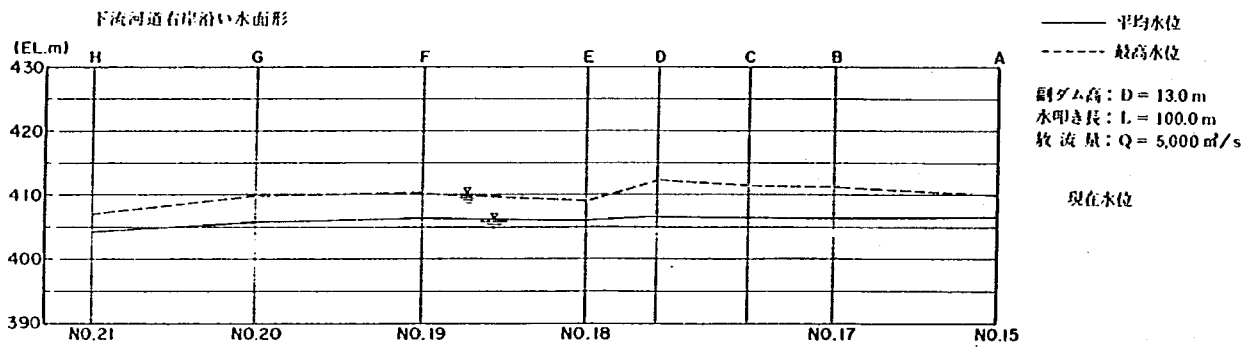
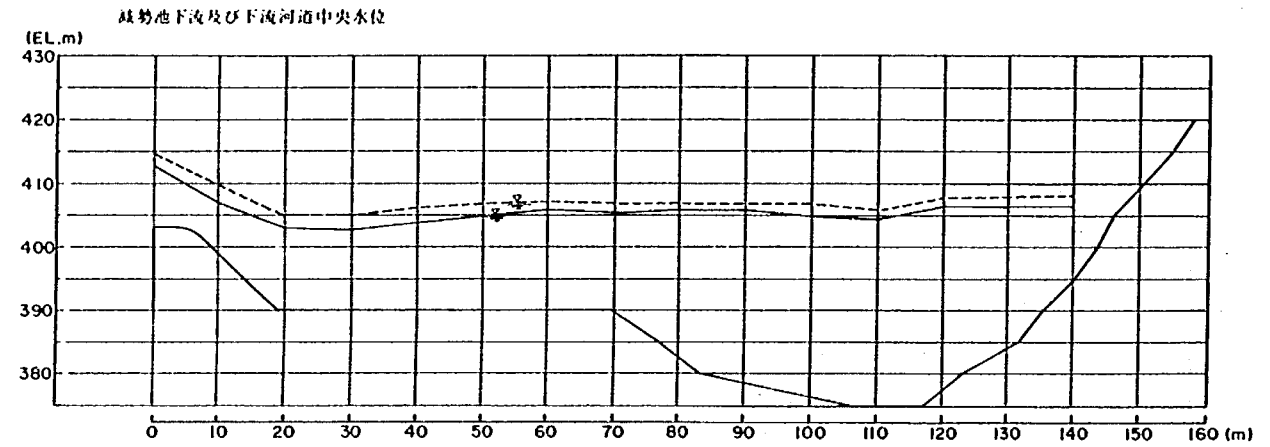


図5-36 (3) 下流河道水面形 (EL. 390m の平場)

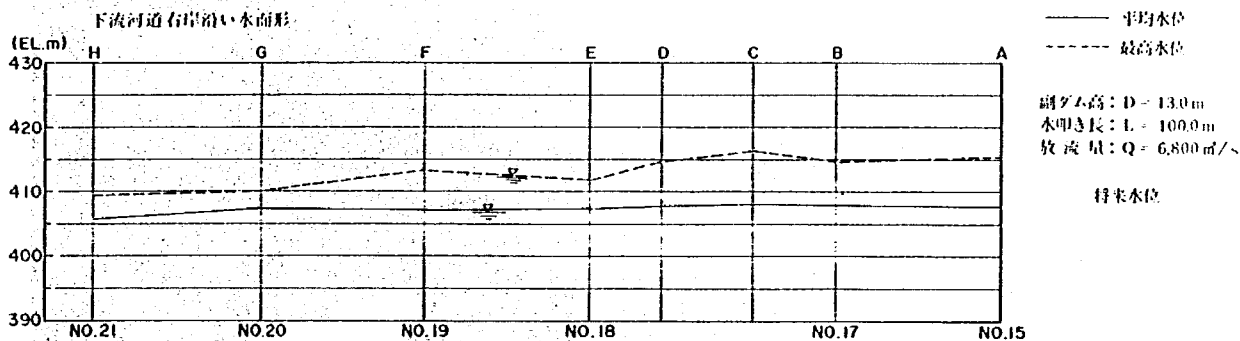
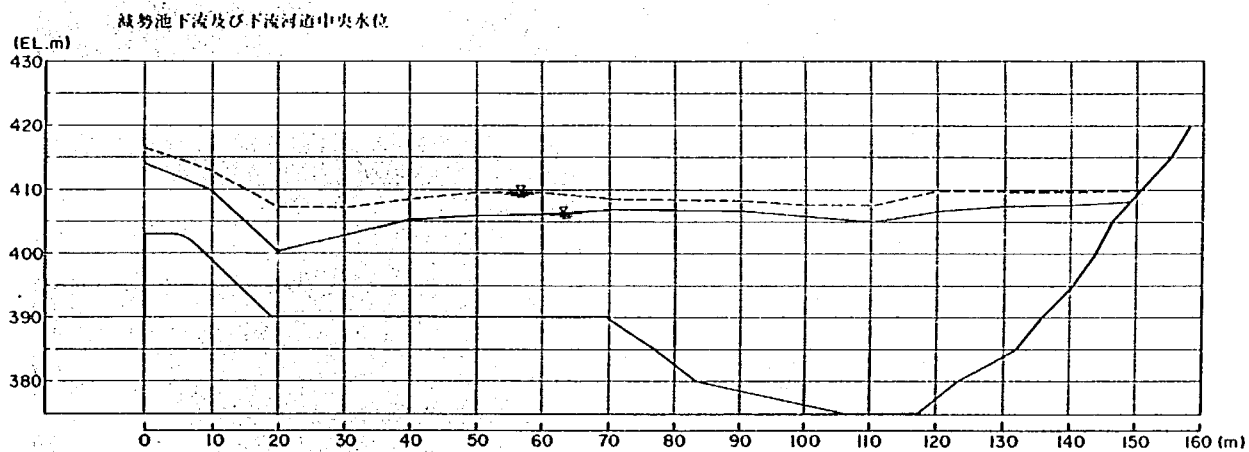
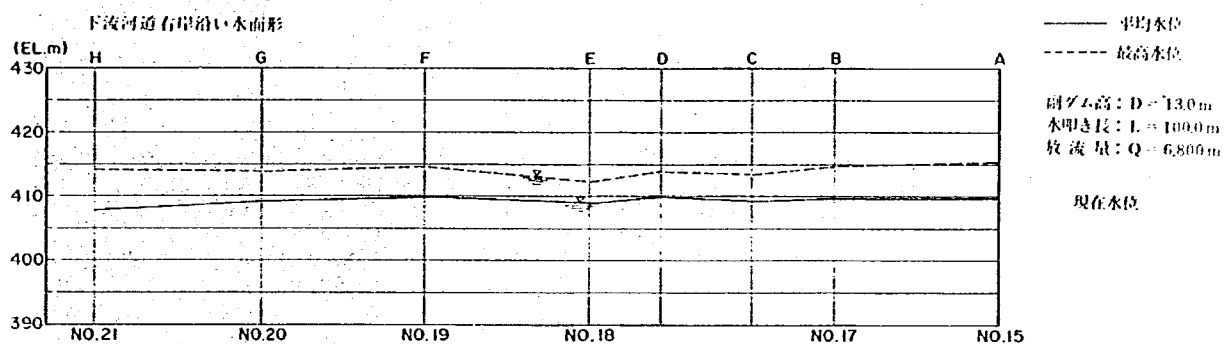
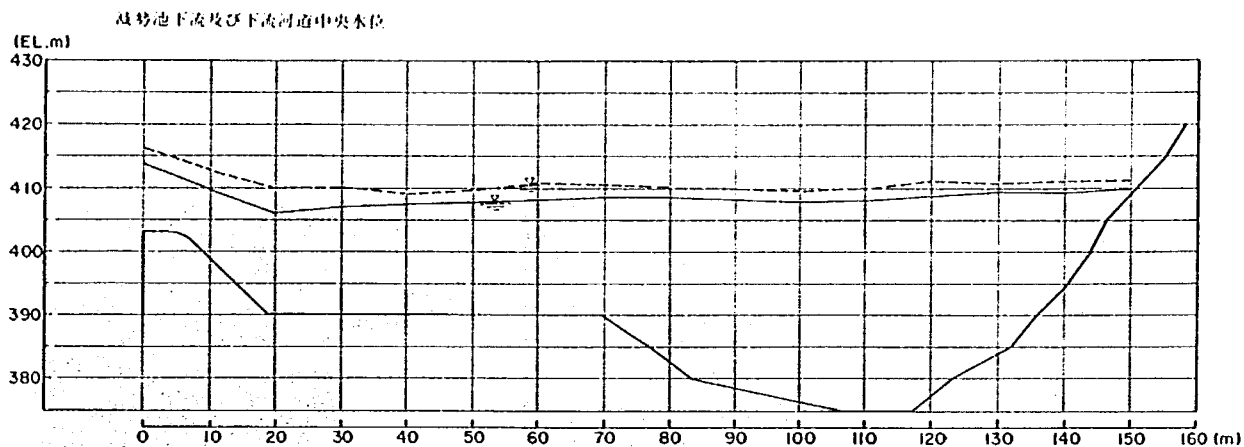
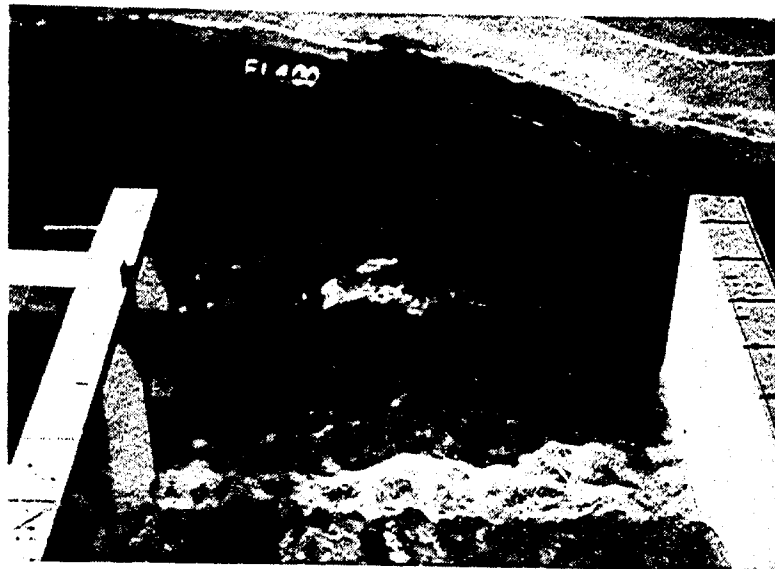


図 5-36 (4) 下流河道水面形 (EL. 390m の平場)



現在水位

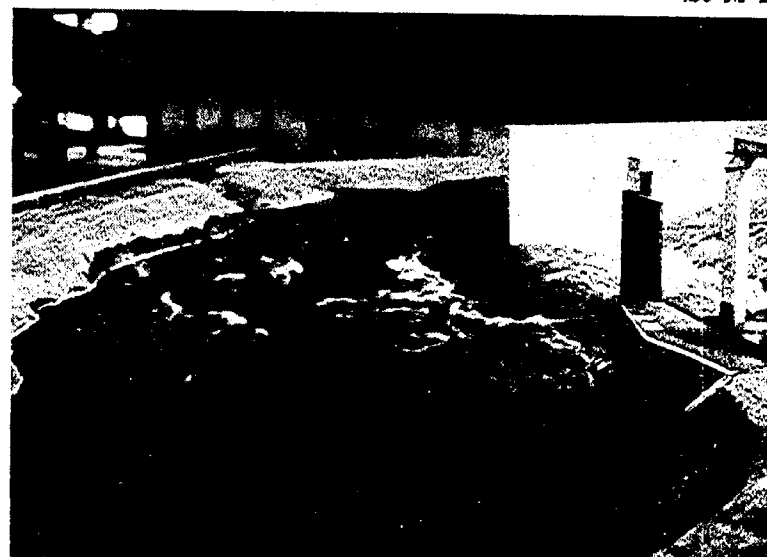


将来水位

シル 高: $d=4.5\text{ m}$
水叩き長: $l=50\text{ m}$
放流量: $Q=3,000\text{ m}^3/\text{s}$

写真 5-16 (1) 下流河道の流況 (エンドシル案)

シル 高： $d=4.5\text{ m}$
 水叩き長： $l=50\text{ m}$
 放流量： $Q=5,000\text{ m}^3/\text{s}$



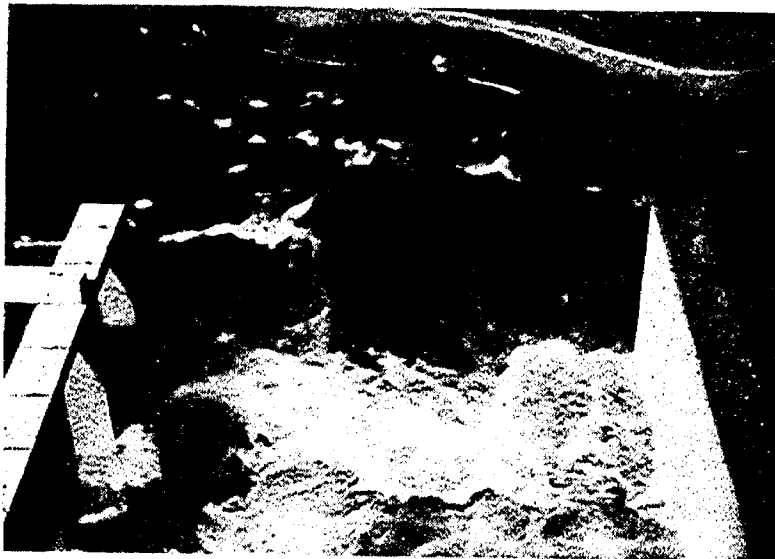
現在水位



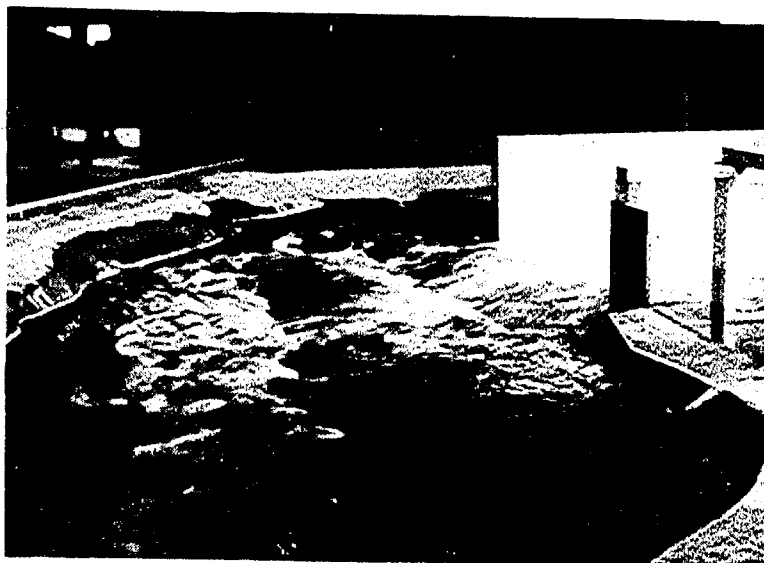
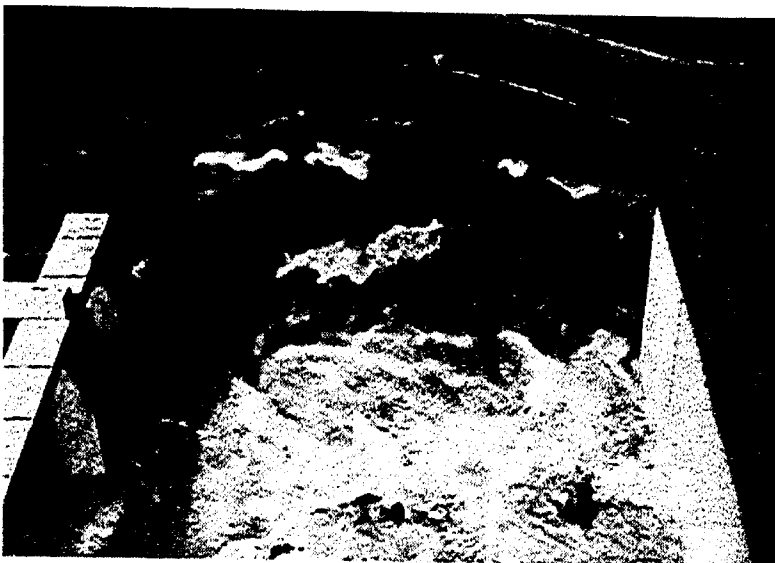
将来水位

写真 5-16 (2) 下流河道の流況 (エンドシル案)

シル 高: $d=4.5\text{ m}$
水叩き長: $l=50\text{ m}$
放 流 量: $Q=6,800\text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



将来水位

写真 5-16 (3) 下流河道の流況 (エンドシル案)

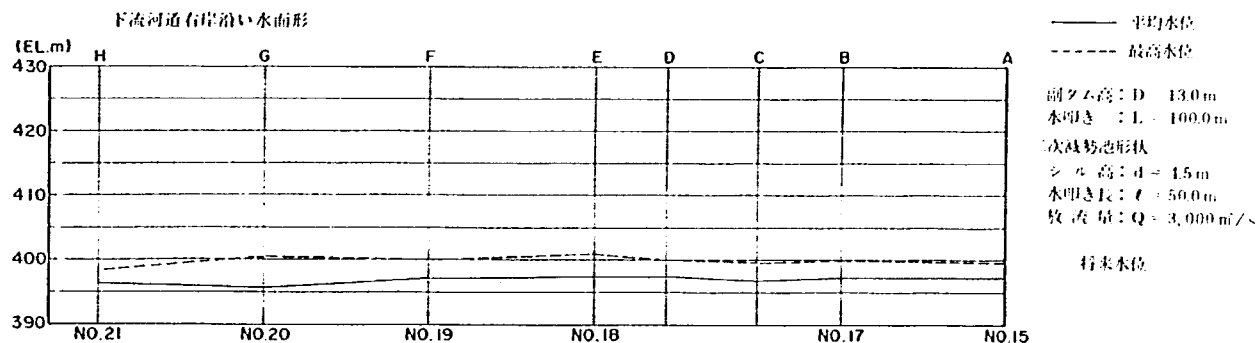
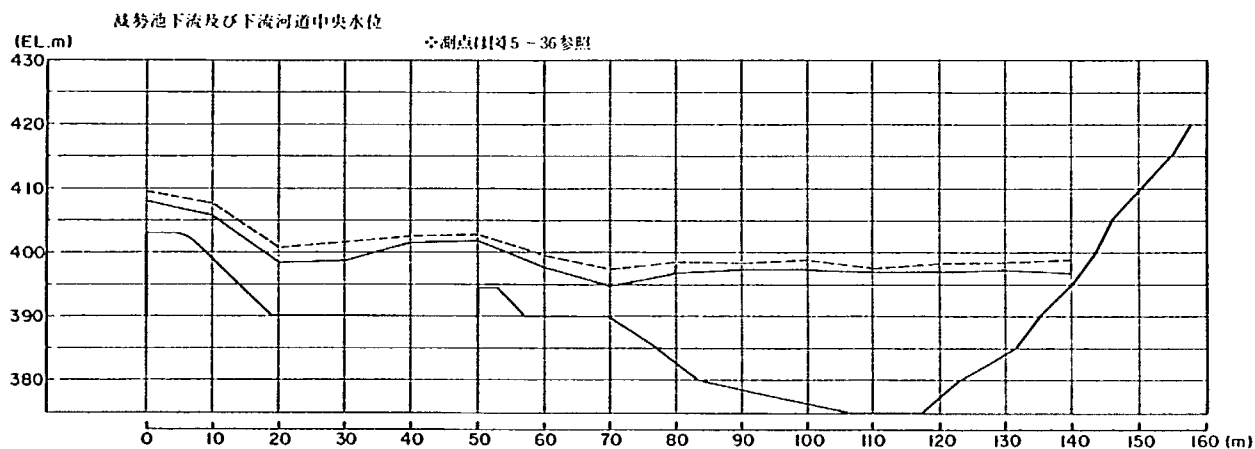
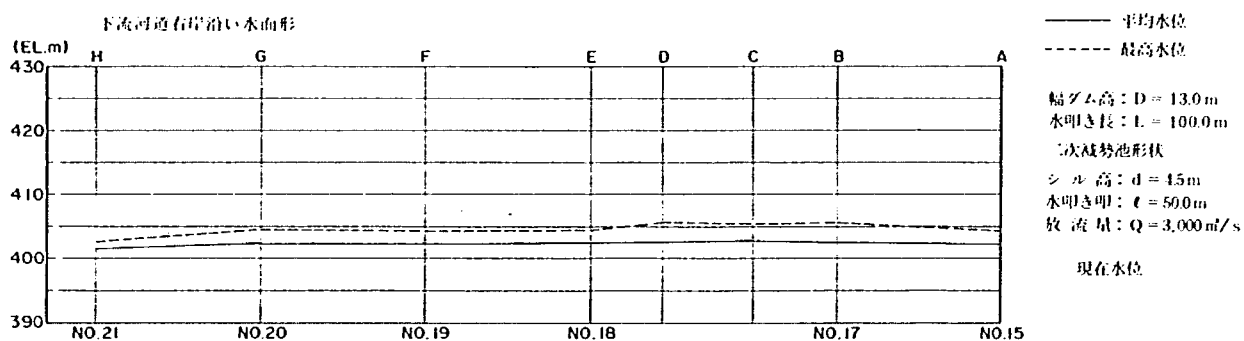
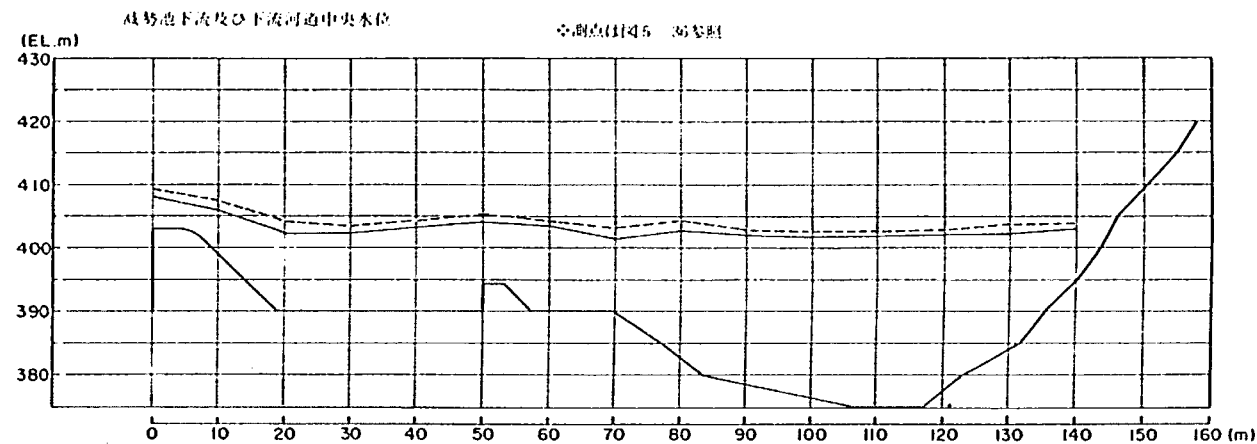


図5-37 (1) 下流河道水面形 (エンドシル案)

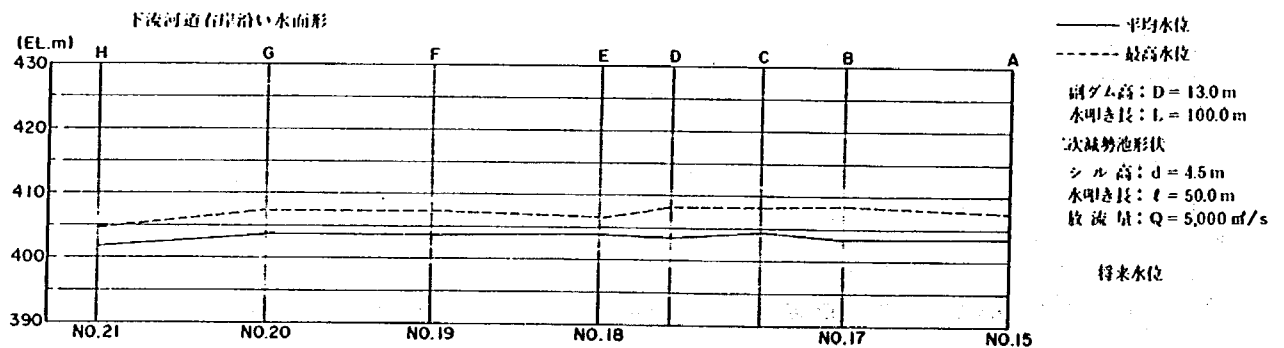
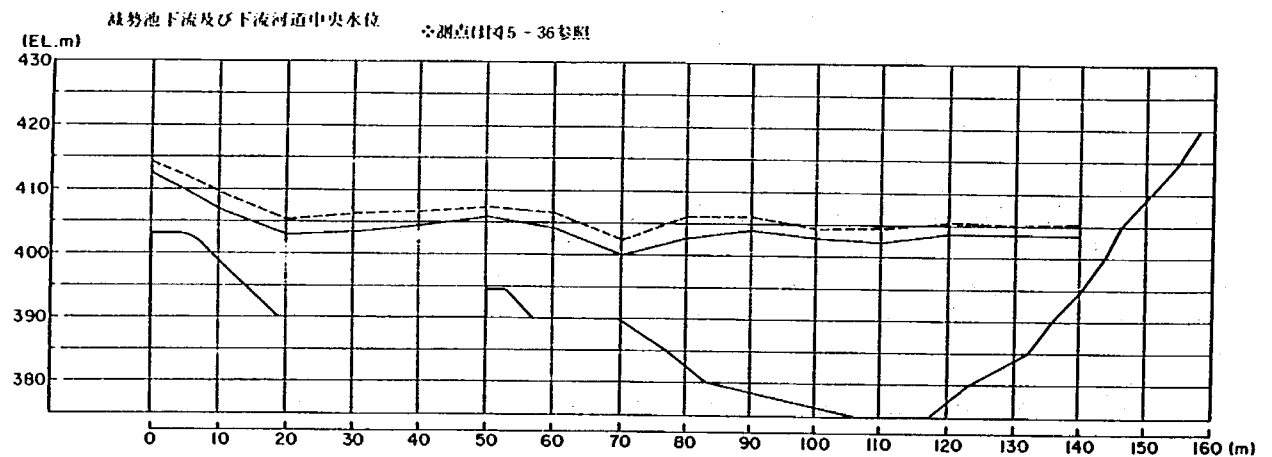
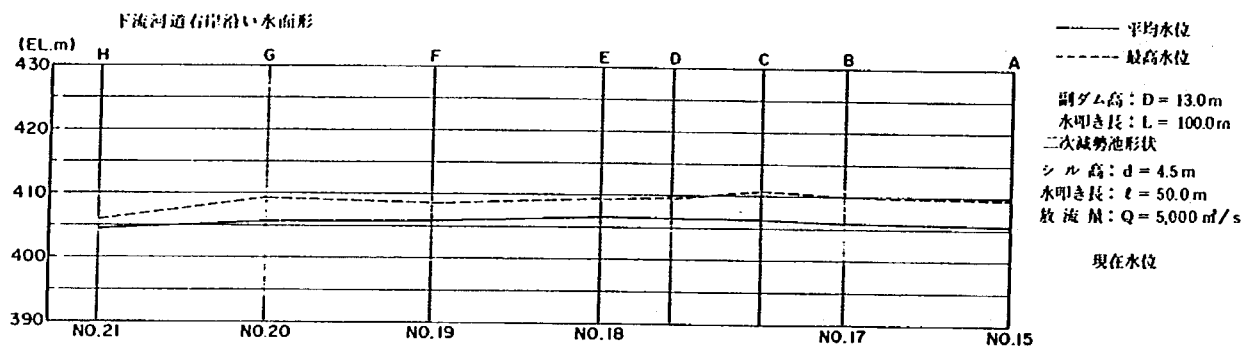
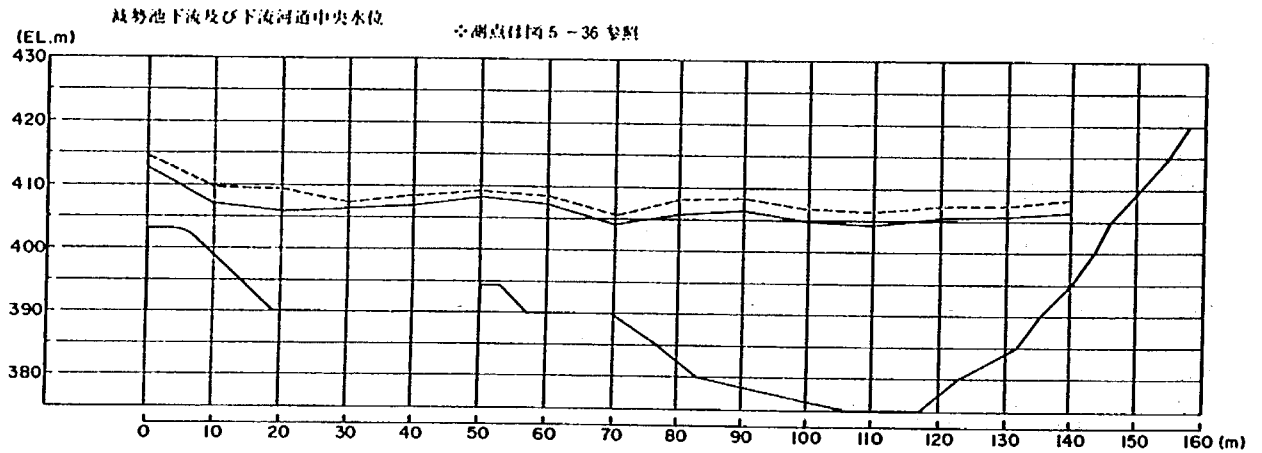


図5-37 (2) 下流河道水面形 (エンドシル案)

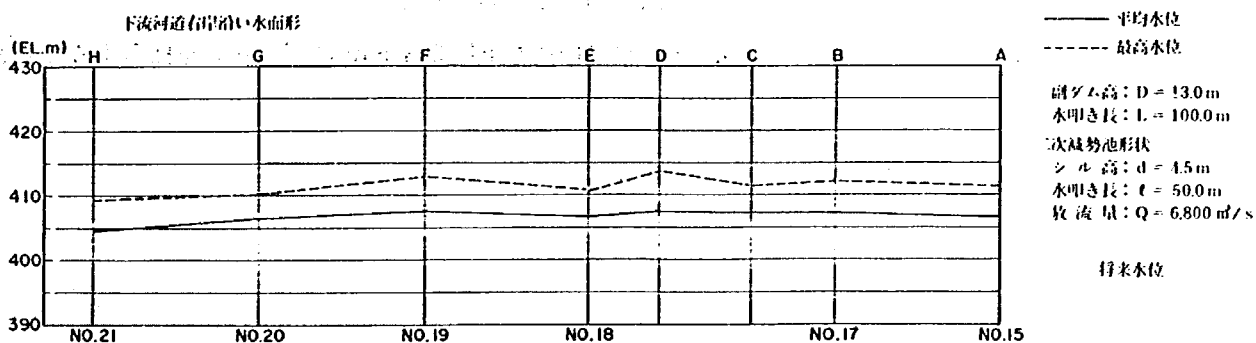
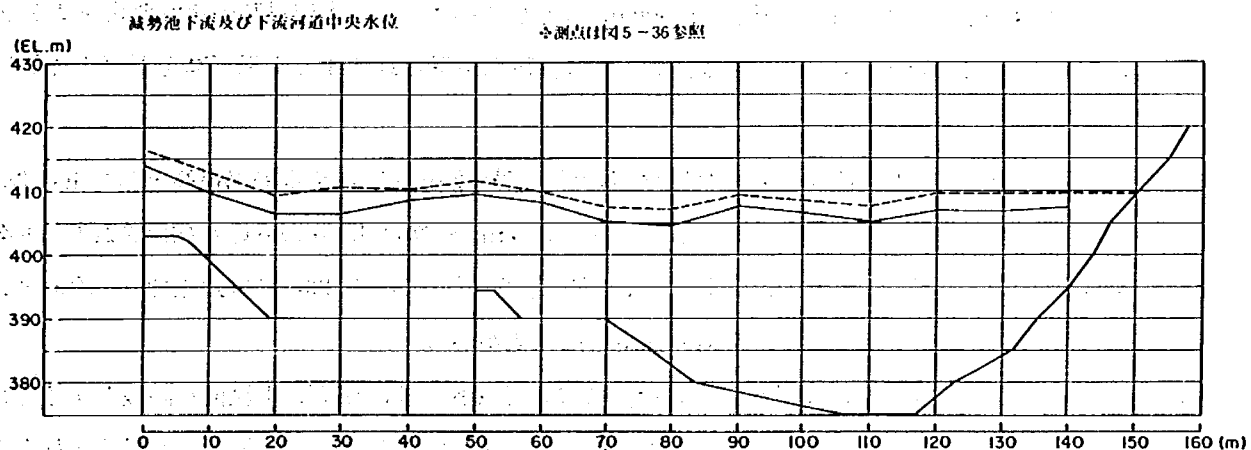
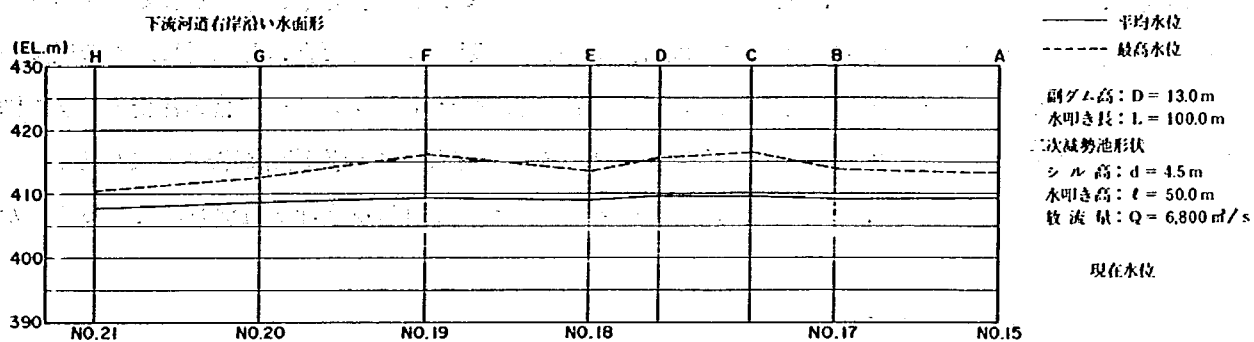
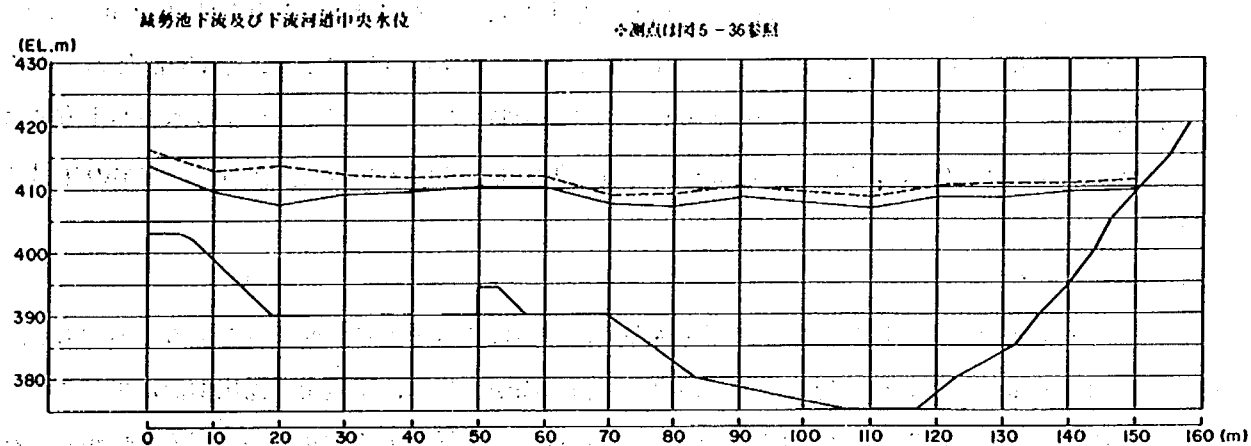


図5-37 (3) 下流河道水面形 (エンドシル案)

る。3,000 m³/s を対象に実験により求められた二次減勢池規模は、シル高 4.5 m、水叩き長 50.0 m となった。

本案の流況を写真 5-16 に、河道部水面形を図 5-37 に示す。本案の採用により、3,000 m³/s 以下の流況に対しては良好な流況が得られたが、5,000 m³/s 以上の大流量時には、エンドシルにより水脈が上方にはね上げられるため、流況は、例も設けない場合よりかえって悪化する結果となった。従って、本案の採用には問題がある。

② 平場掘り下げ案

本案は、副ダム下流の平場を掘り下げて水深を確保し、確実に跳水を生じさせようとするものである。

実験によれば、流量が小さい程、将来水位における下流水深が不足し、平場上に露出射流が生じやすくなる。平場上に露出射流が生じると、平場 EL. 390 m の 3,000 m³ と同様の下流河道での流況の悪化がみられるが、この流況の悪化は程度の問題であり、全ての流量に対し、平場上で跳水を生じさせる必要はないものと思われる。実験の結果、問題となる流量は、1,000 m³/s 程度を下限に考えれば良いと判断し、この程度の流量を跳水させるための平場標高として EL. 383.5 m を採用した。写真 5-17 にこの場合の流況を、また図 5-38 に下流河道水面形を示す。本案により、全検討を通じ最も良好な下流河道流況が得られている。

なお、EL. 383.5 m の平場では、少なくとも 500 m³/s までの流量に対し跳水深が確保されていることが確認されている。

③ エンドシル+平場掘り下げ案

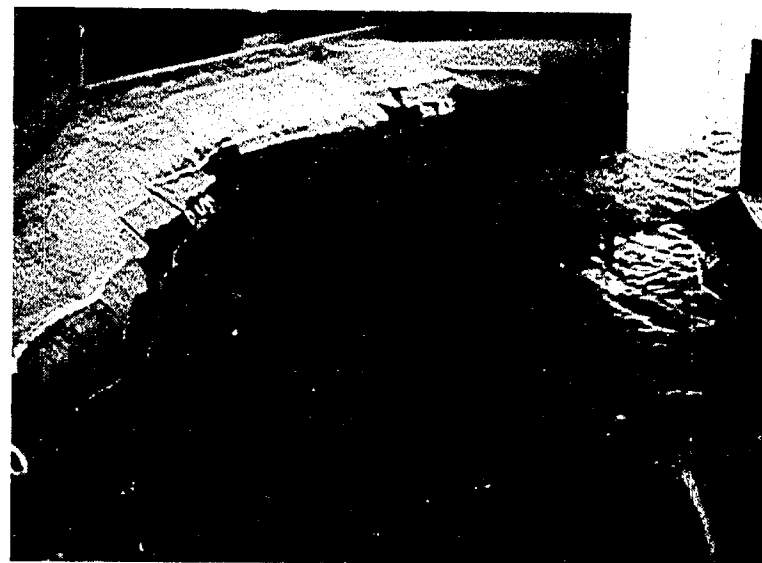
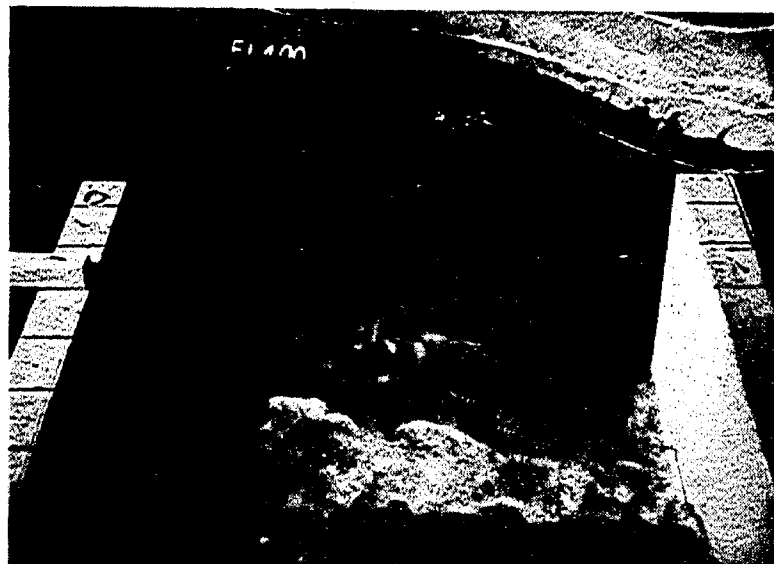
3,000 m³/s を対象としたエンドシル案では、大流量時にエンドシルによる水脈のはね上げが生じ流況が悪化した。このことをふまえ、エンドシル規模を 1,000 m³/s として小さくし、大流量時の流況悪化を防ごうとするものである。但し、3,000 m³/s 程度の流量に対しては、跳水が得られるよう平場標高を下げる必要がある。

実験の結果、3,000 m³/s 程度の流量に対し補助構造物無しで跳水を生じさせる平場標高として EL. 385.5 m が採用され、1,000 m³/s に対するエンドシルとしてシル高 3 m、減勢長 45 m のものが採用された。本案における流況を写真 5-18 に示す。3,000 m³/s 以下の流況は良好であるが、5,000 m³/s 以上では、①のエンドシル案と同様の流況の悪化を呈しており、本案の採用には問題がある。

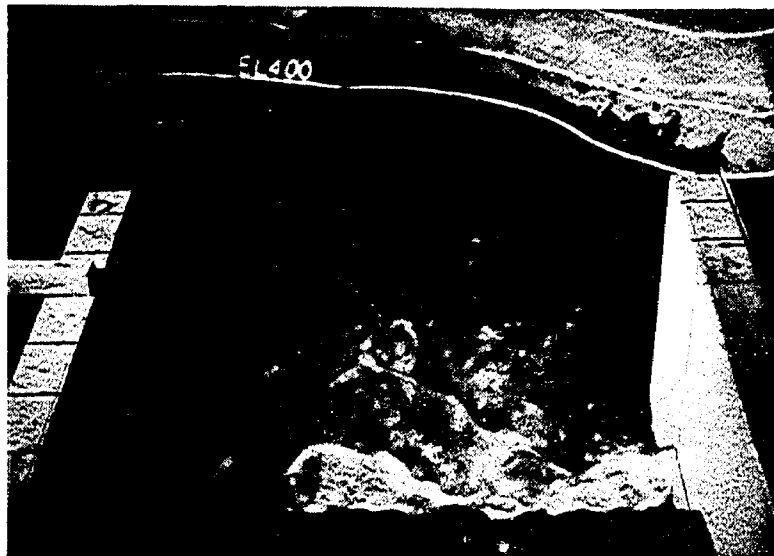
なお、この他、1,000 m³/s 程度の流量を副ダム位置において（例えば、副ダム下流面を階段とする等）ある程度減勢する方法についても検討を行ったが、構造物が大きなものとなる、大流量時の流況はそれ程良好なものが得られない等の理由から、このような方法は適切でないと考えられた。

以上の検討の結果、多少掘削は増加するが、②の平場標高を EL. 383.5 m に下げる案を採用することとする。

放流量: $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



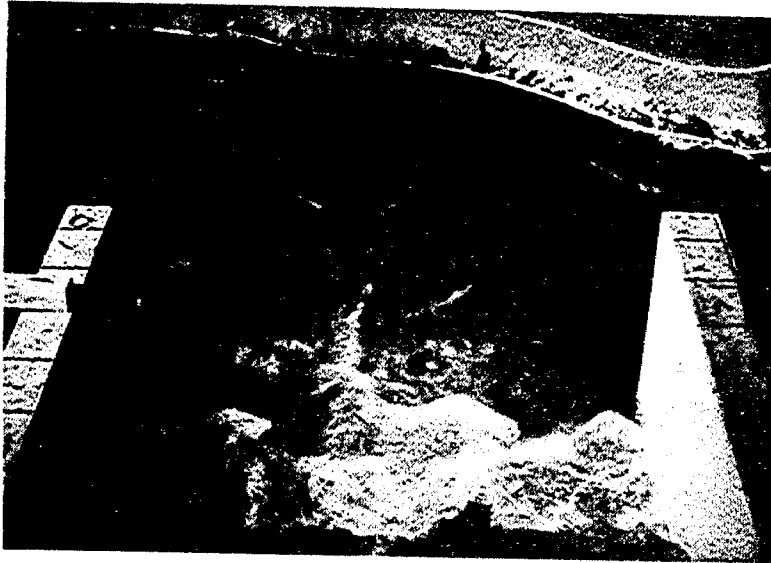
現在水位



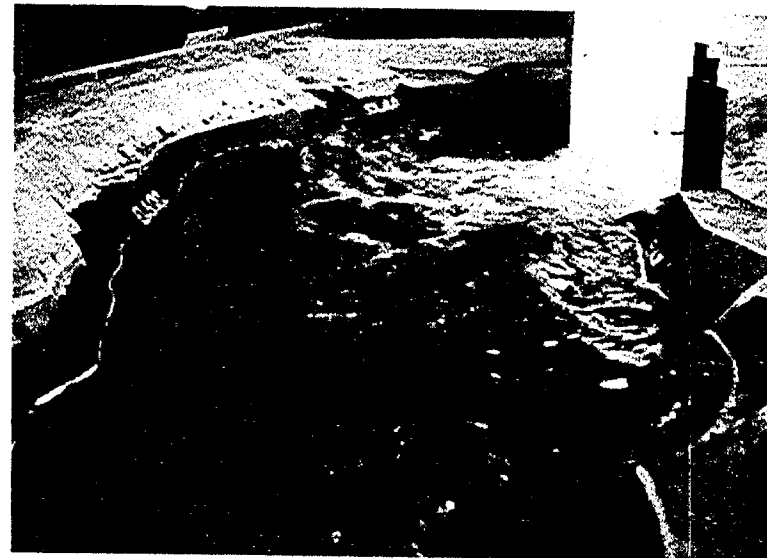
将来水位

写真 5-17 (1) 下流河道の流況 (EL. 383.5 m 平場)

放流量: $Q=5.000 \text{ m}^3/\text{s}$



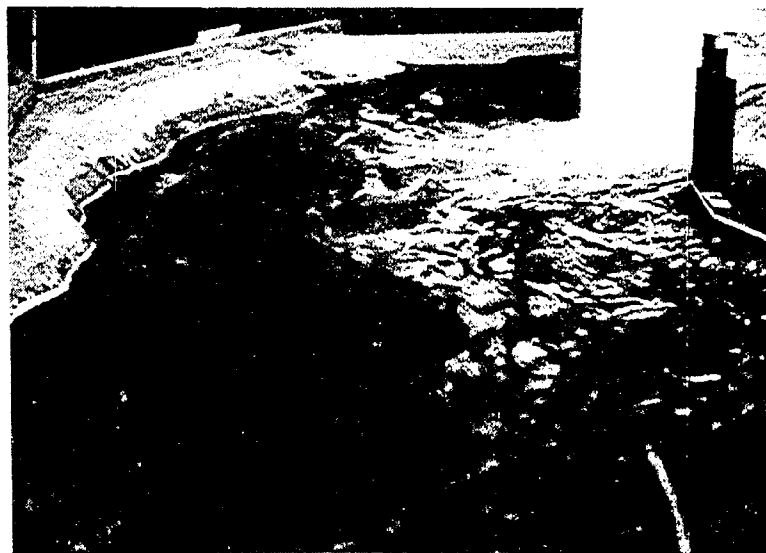
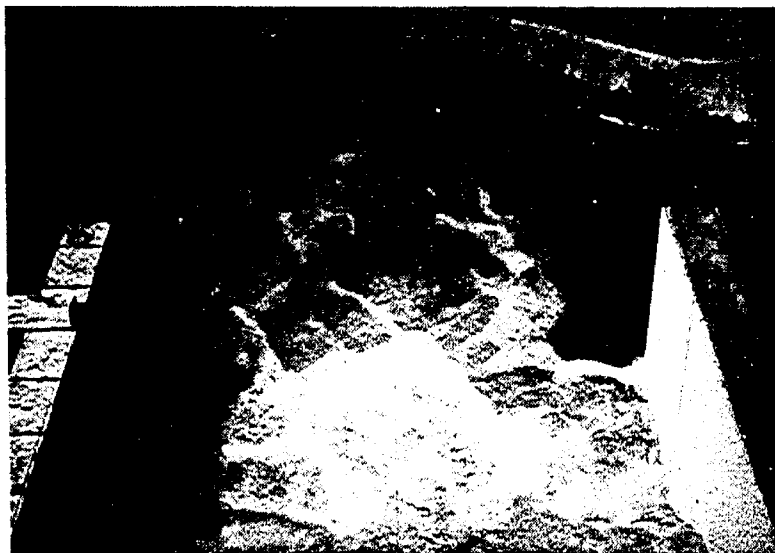
現在水位



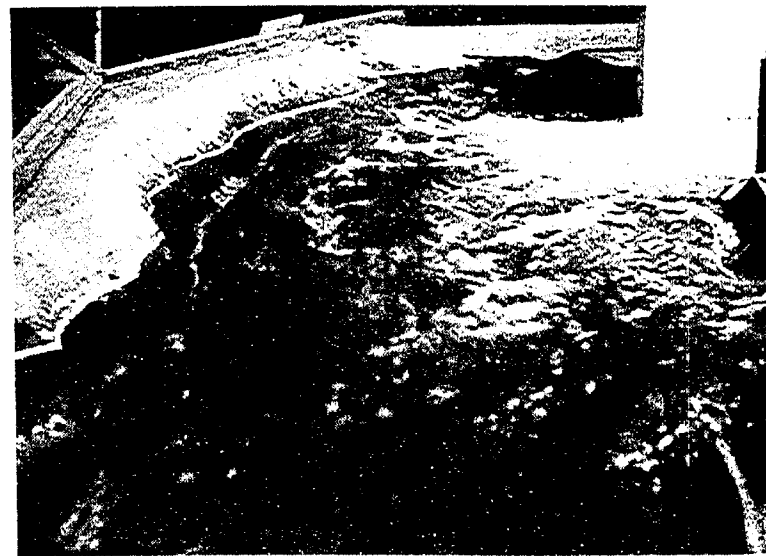
将来水位

写真 5-17 (2) 下流河道の流況 (EL. 383.5m 平場)

放流量: $Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



将来水位

写真 5-17 (3) 下流河道の流況 (EL. 383.5m 平場)

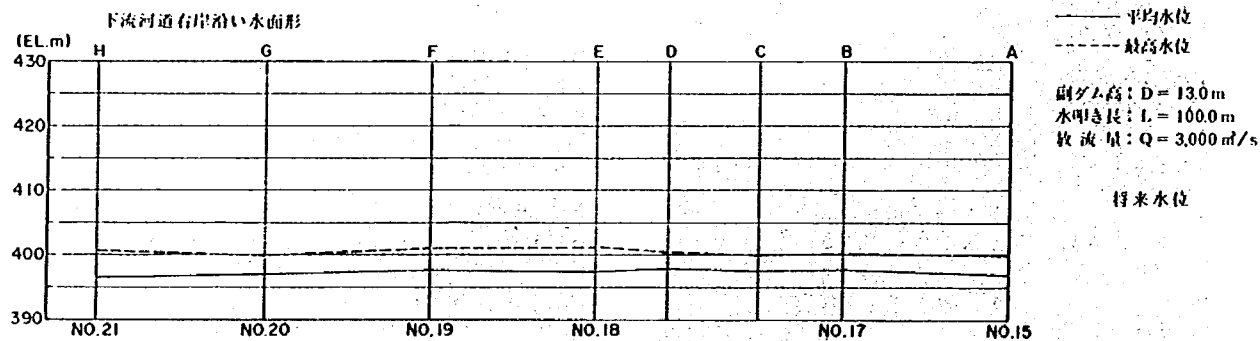
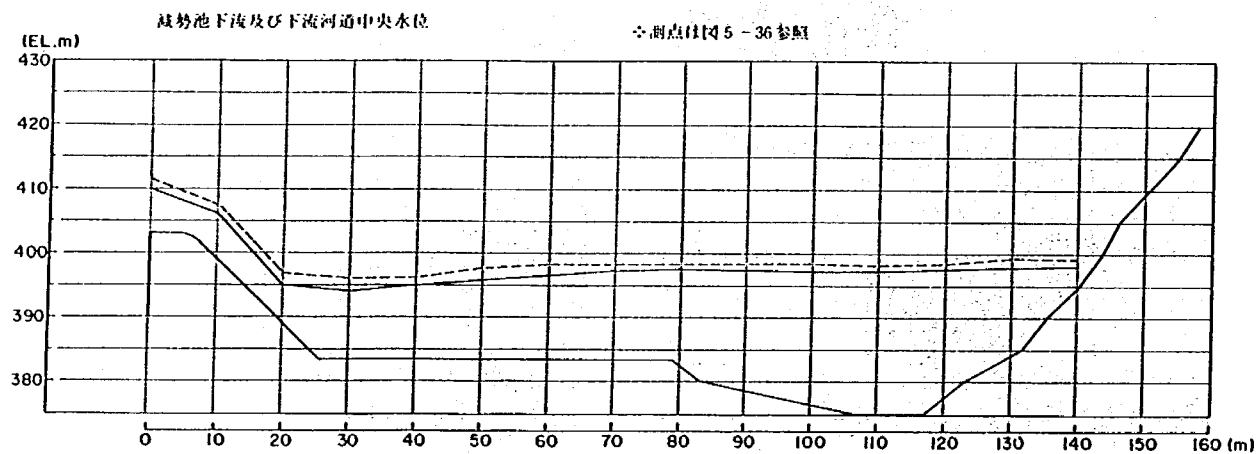
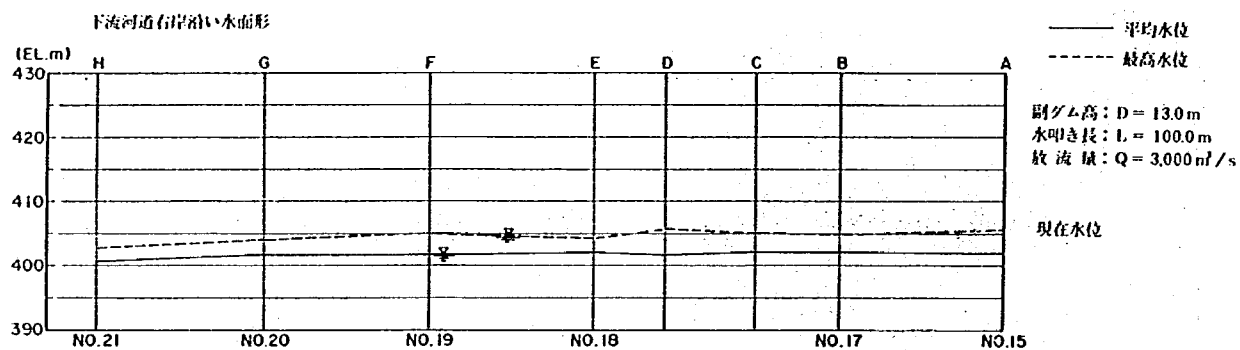
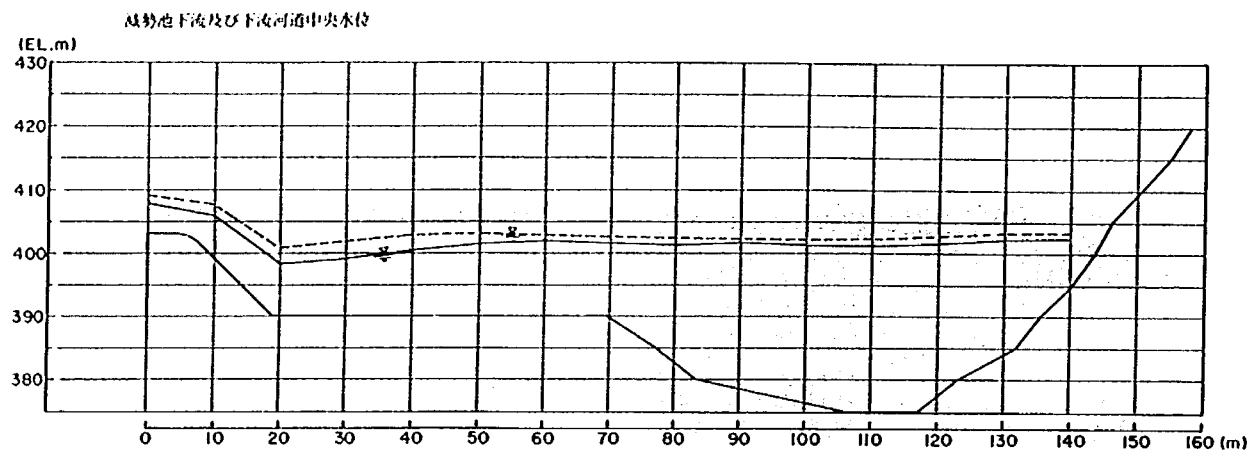


図5-38 (1) 下流河道水面形 (EL. 383.5 m 平場)

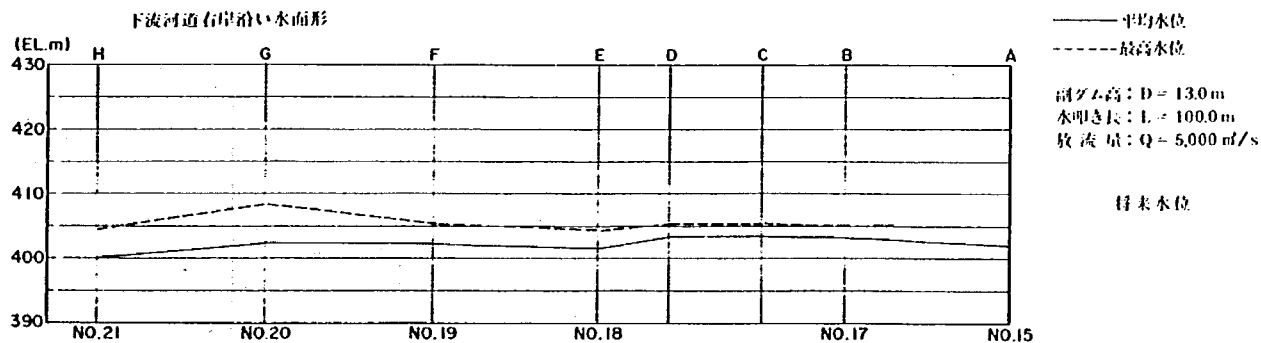
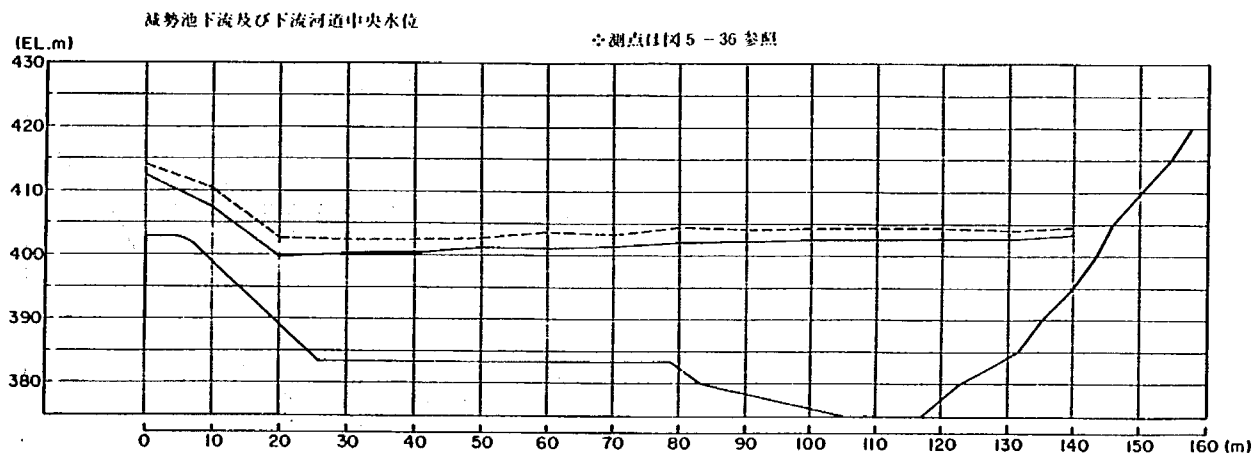
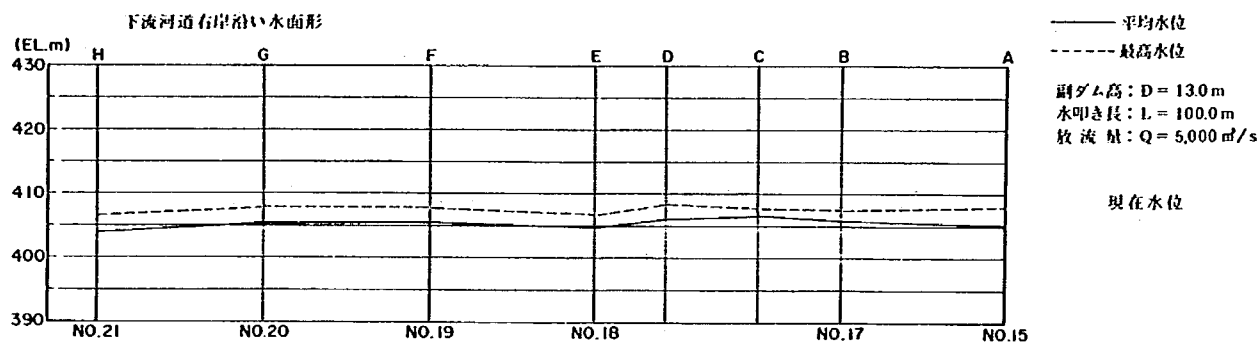
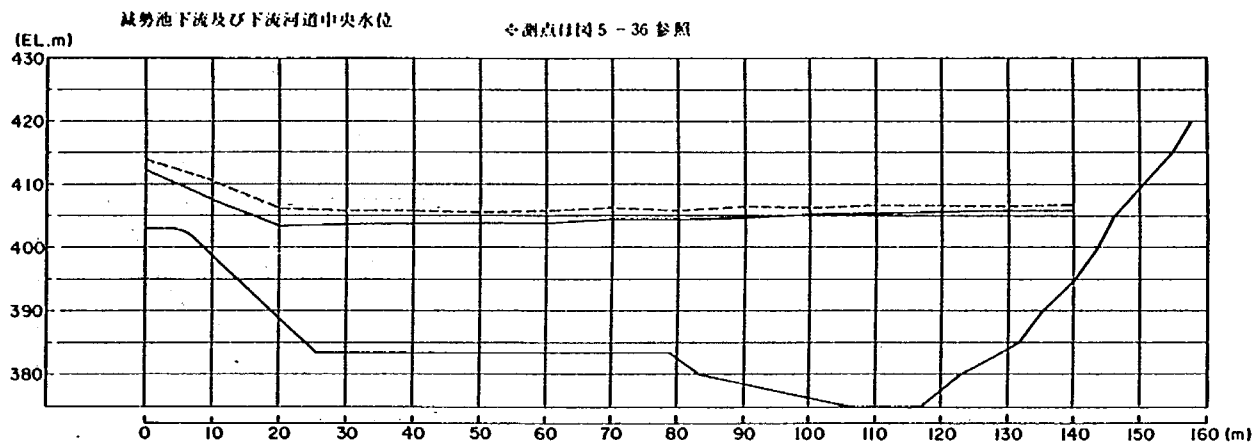


図5-38 (2) 下流河道水面形 (EL. 383.5m 平場)

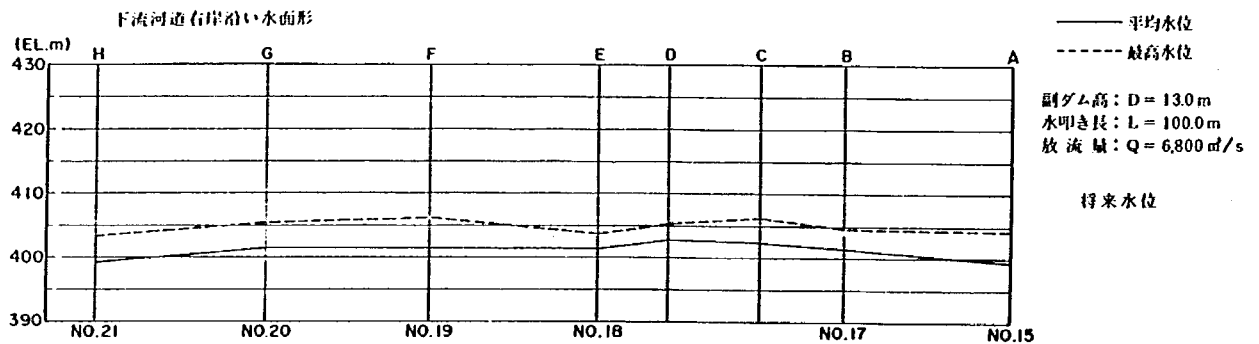
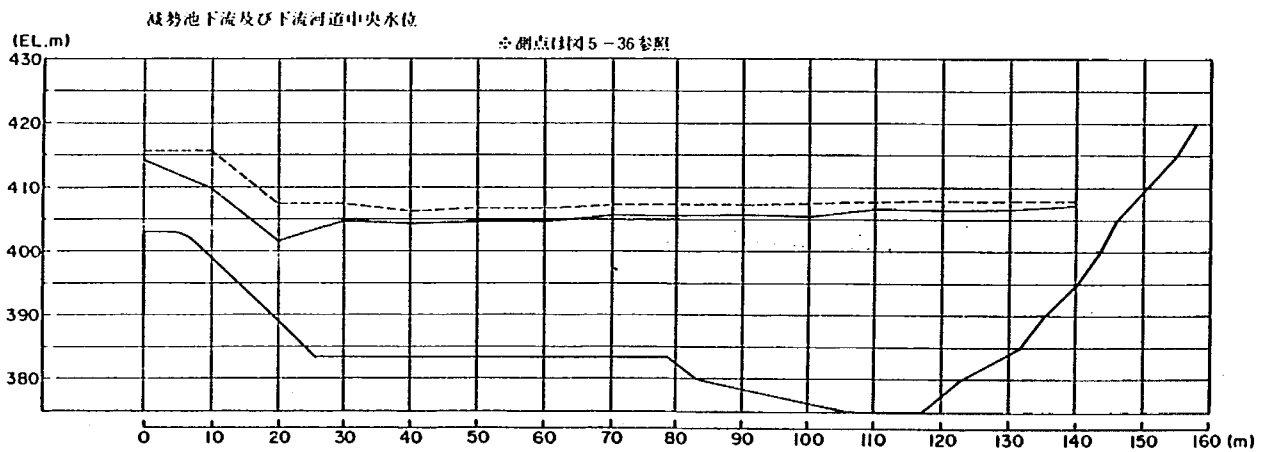
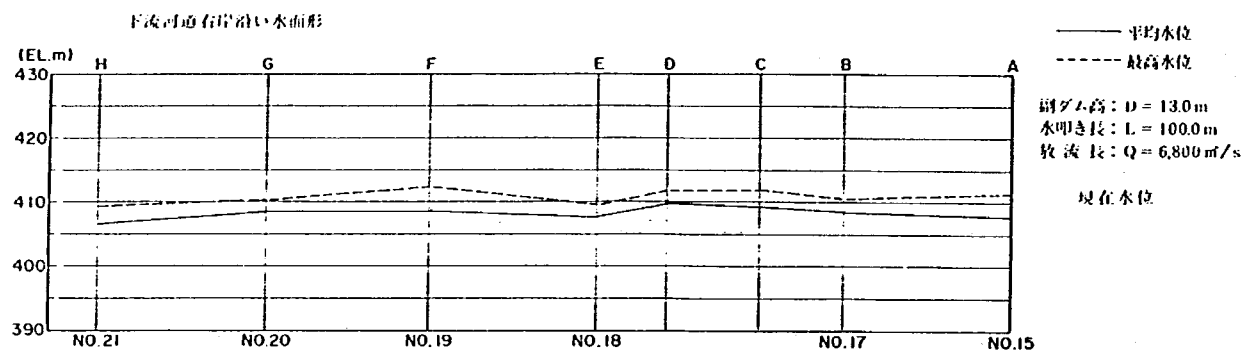
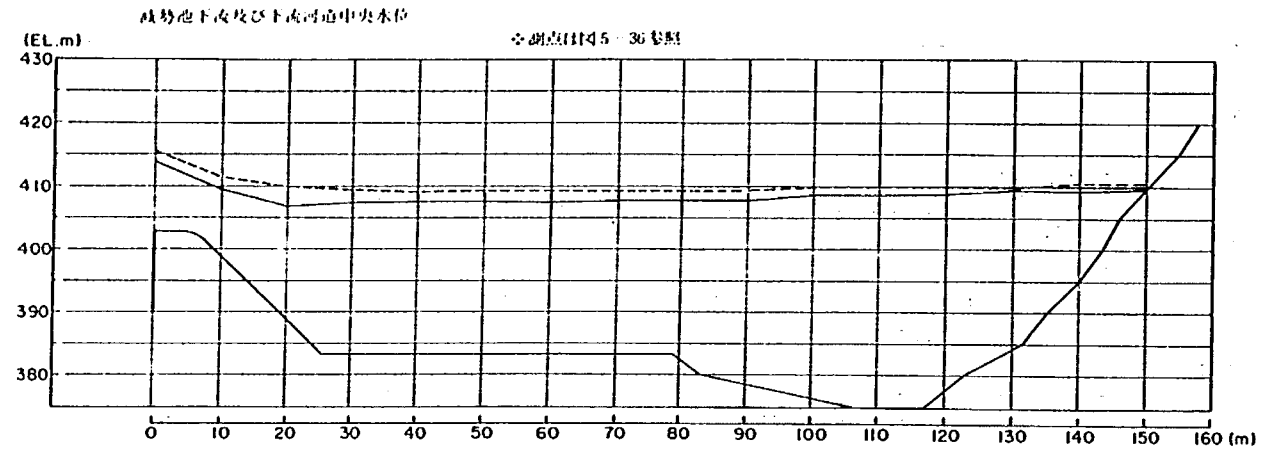
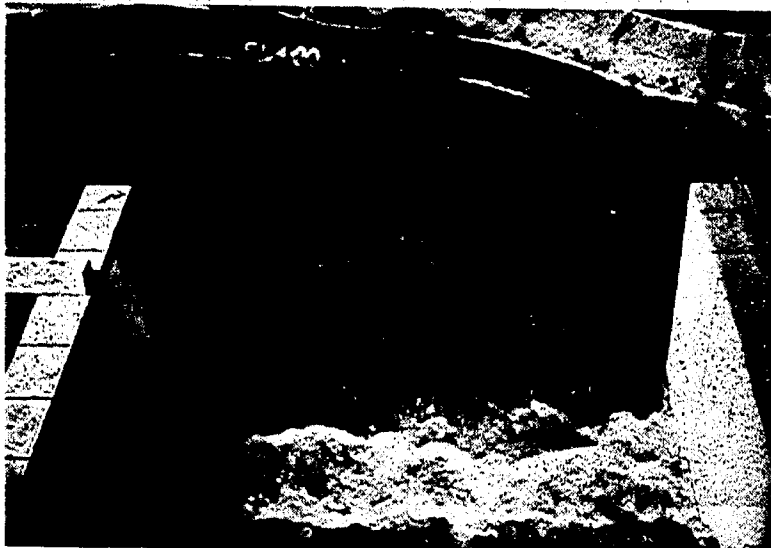


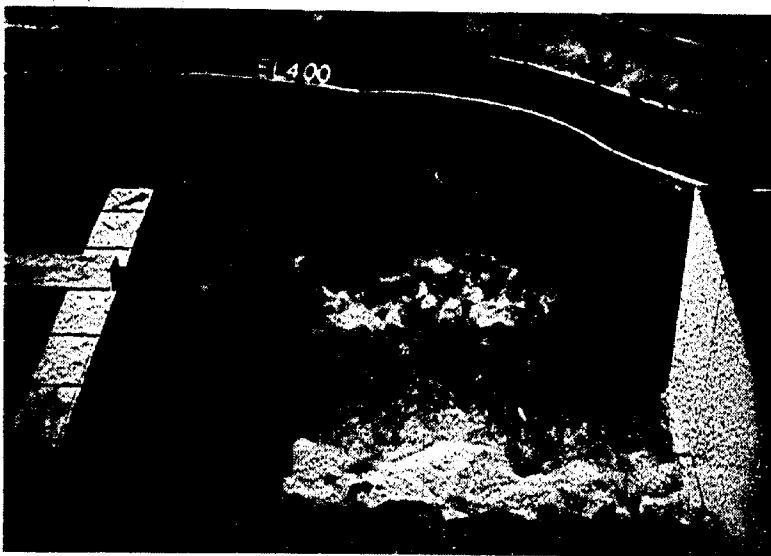
図5-38 (3) 下流河道水面形 (EL. 383.5m 平場)

平場標高：EL 385.5 m
シル高：d=3.0 m

水叩き長：l=45 m
放流量：Q=3,000 m³/s



現在水位



将来水位

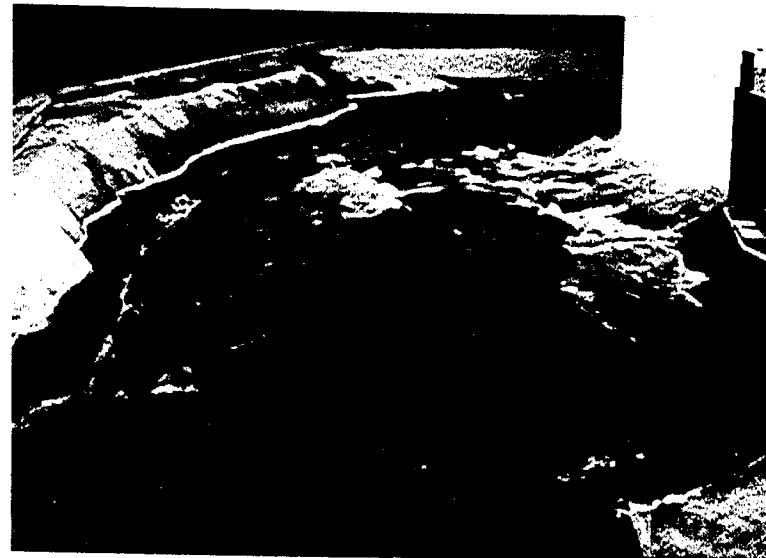
写真 5-18 (1) 下流河道の流況 (エンドシル+平場掘り下げ案)

平場標高：EL 385.5 m

水叩き長：l=45 m

シル 高：d=3.0 m

放流量：Q=5,000 m³/s



現在水位

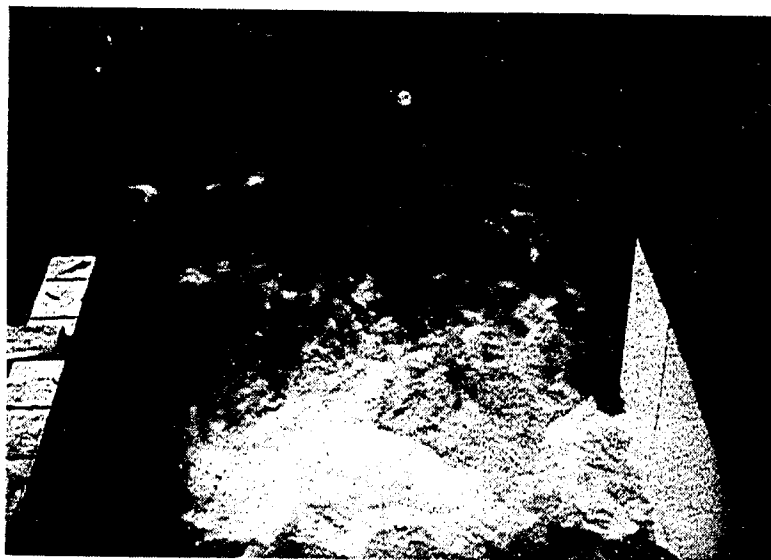


将来水位

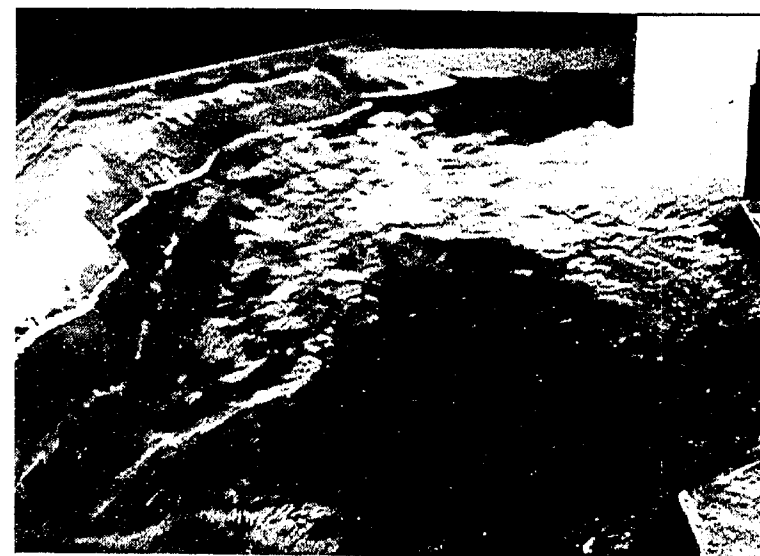
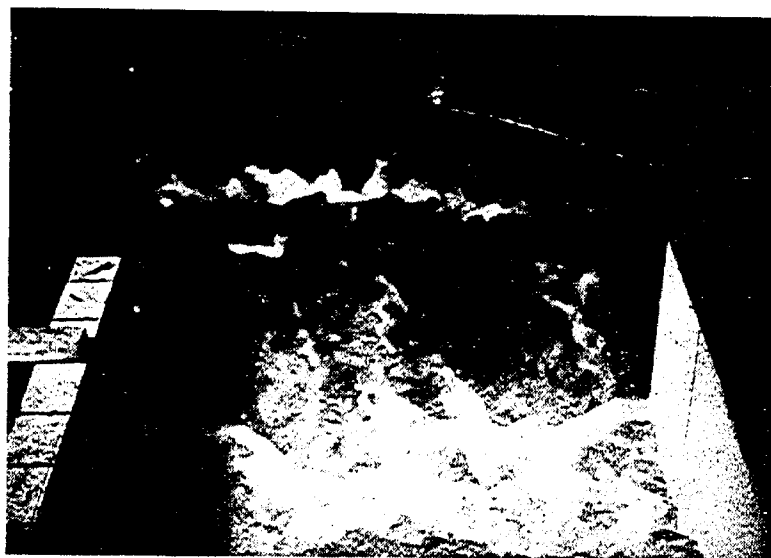
写真 5-18 (2) 下流河道の流況 (エンドシル+平場掘り下げ案)

平場標高: EL 385.5 m
シル 高: $d=3.0$ m

水叩き長: $l=45$ m
放 流 量: $Q=6,800$ m³/s



現在水位



将来水位

写真 5-18 (3) 下流河道の流況 (エンドシル+平場掘り下げ案)

c. 傾斜副ダム

58年度の実験において、垂直副ダムと比較して傾斜副ダムの下流河道流況が若干良好になったことを考慮し、副ダム下流の流況改善策のひとつとして以下の検討を行った。

① 予備検討

- i) 傾斜副ダムでは、副ダムを越える流れの流向が、導流壁左岸向きとなるため、左岸導流壁を減勢池から直線で延長すると導流壁左岸側に水脈が集中することとなる(図5—21参照)。予備実験の結果本年度の副ダム案では、副ダム下流端位置が58年度より上流に位置するため、この水脈の集中が更に進み、下流の流況が悪化することが示された。従って、傾斜副ダムの検討は、図5—39に示されるように、左岸側導流壁も副ダム軸と垂直な方向に屈折させて行うこととした。
- ii) 副ダム設置位置については、当初図5—40に示される導流壁屈折部に設けて検討を行った結果、副ダム上の流れが左岸導流壁に沿わず、平場上で顕著な平面渦を生じた(図5—40)。このため、副ダム位置を屈折部下流10m(左岸)に設置することとした(図5—41)。
- iii) 副ダム下流をEL. 390 mの平場とした場合には、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度以下の将来水位で平場上に露出射流が生じ流況が悪化する。このため、以下では垂直副ダムの検討をふまえ、平場標高をEL. 838.5 mとして検討を行っている。

以下に実験結果を報告する。なお、減勢池内の流況は、垂直副ダムのものと同様で、傾斜させたことの影響はみられなかった。

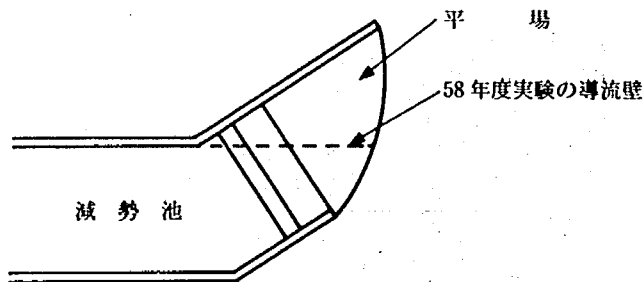


図5—39 傾斜副ダムの導流壁

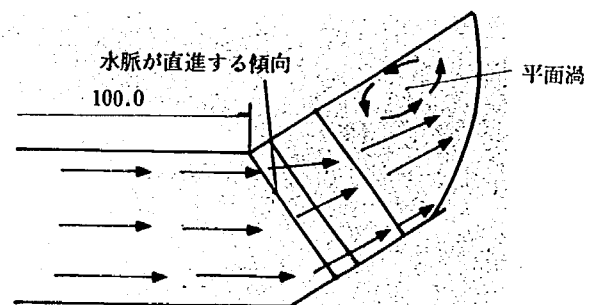


図5—40 当初副ダム設置位置と流況

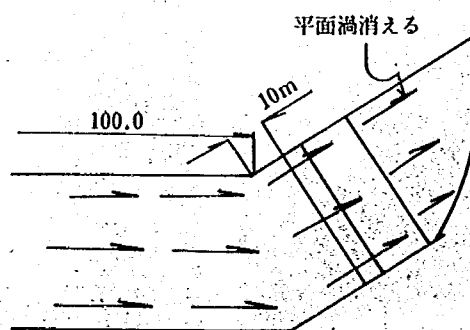


図5—41 実験での副ダム設置位置

② 実験結果

実験は、図5-42に示される $\theta = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ の3種の傾斜角のものに対して行った。なお副ダム高は13.0 mとしている。

各形状の下流河道の流況を写真5-19~21に示す。

実験の結果、傾斜角度が大きくなる程、対岸への衝突位置は下流へ移動し、衝突が弱まる傾向がみられたが、いずれの形状でも水脈の対岸への衝突、および、衝突に伴う湧き上がりは生じており、垂直副ダムと比較して顕著な流況の改善はみられなかった。図5-43に $\theta = 40^\circ$ の場合の下流河道水面形を示す。垂直副ダムと比べ、対岸への衝突位置がかなり下流に位置していることがわかる。

副ダムを傾斜させれば、垂直副ダムと比較して、対岸への衝突水脈を多少弱めることはできるものの、特に顕著な流況の改善はみられない。傾斜させることによる減勢池規模、掘削量の増大、および垂直ダムでも十分良好な流況が得られていることを考慮すると、副ダムを傾斜させる必要はないものと思われる。

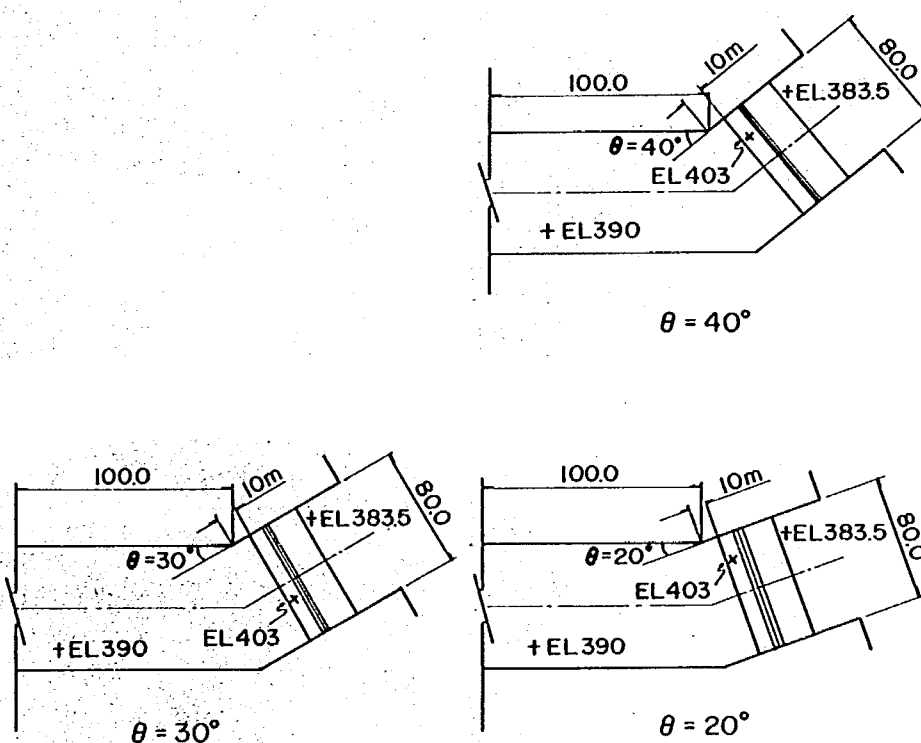
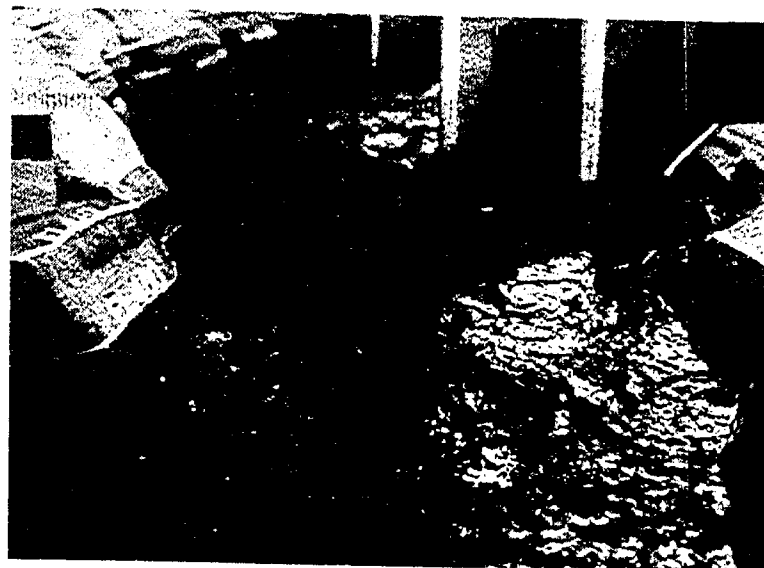
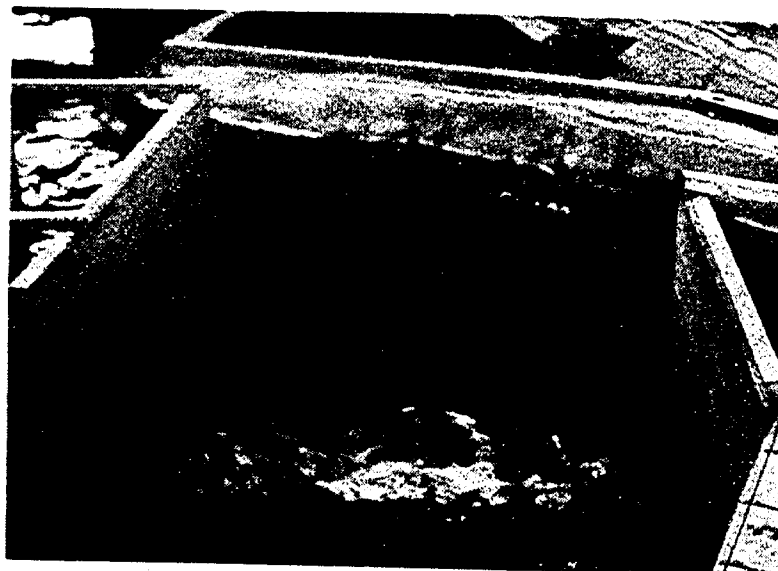
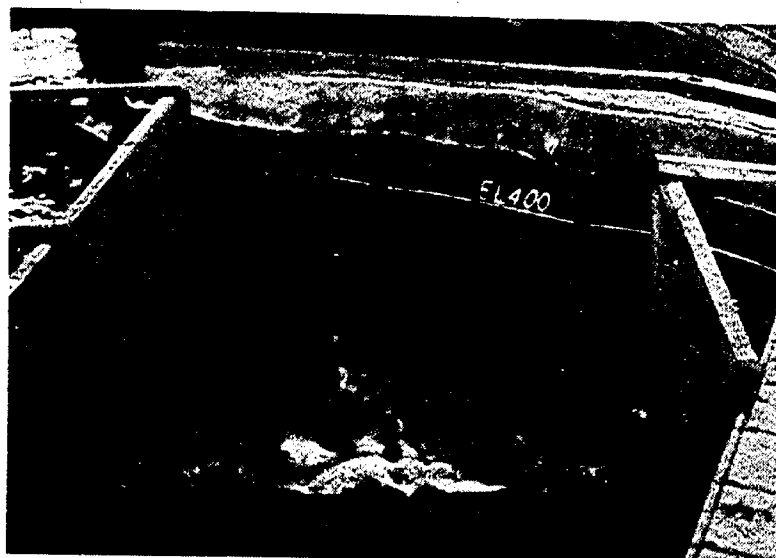


図5-42 実験を行った傾斜副ダム（平面図）

平場標高: EL 385.5 m
放流量: $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



将来水位



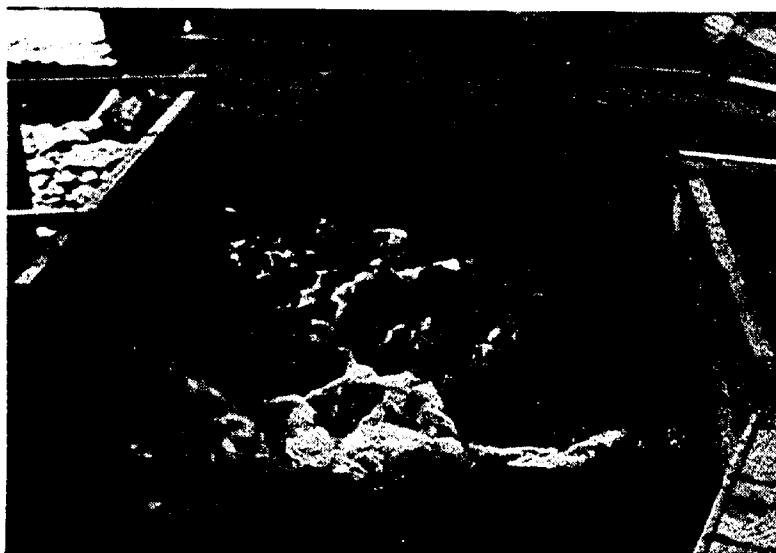
現在水位

写真 5-19 (1) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta = 20^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



将来水位

写真 5-19 (2) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta=20^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$



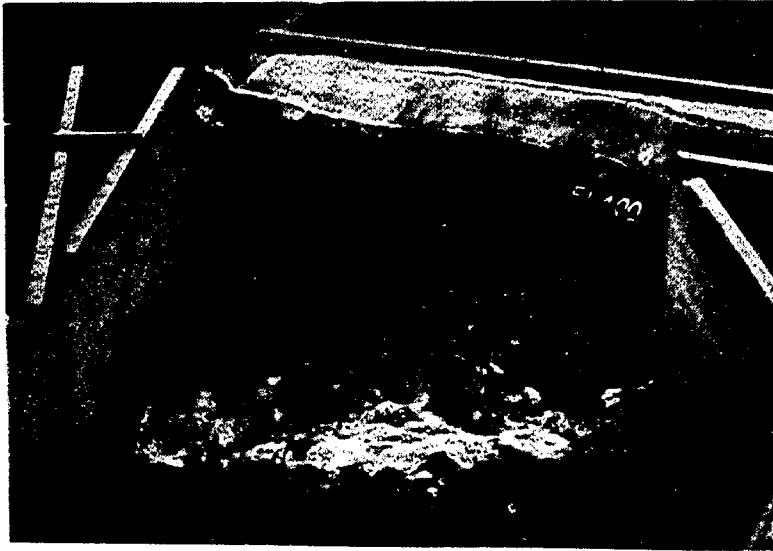
現在水位



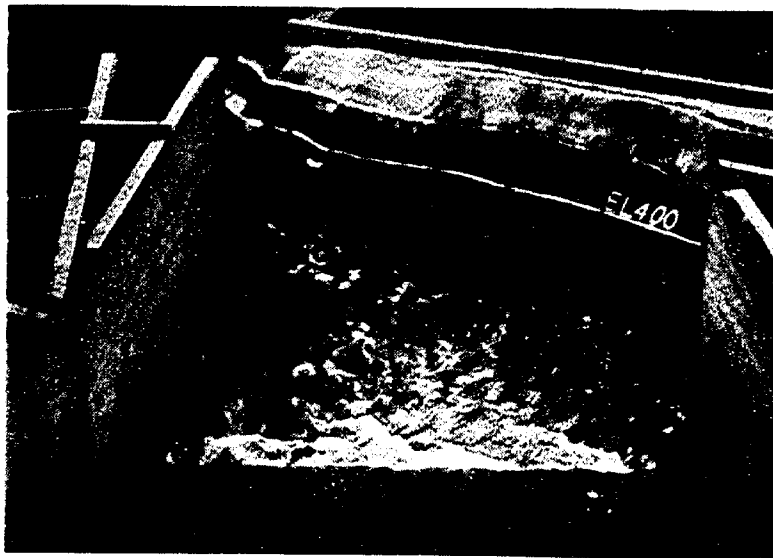
将来水位

写真 5-19 (3) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta=20^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



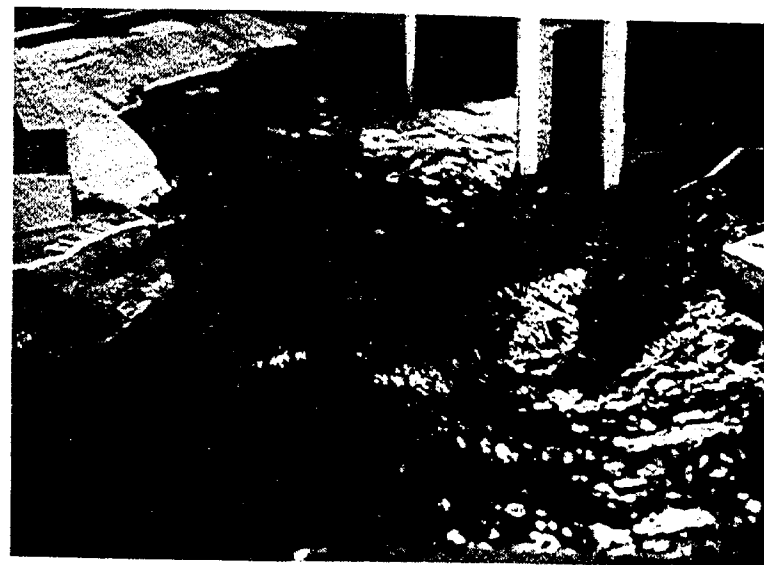
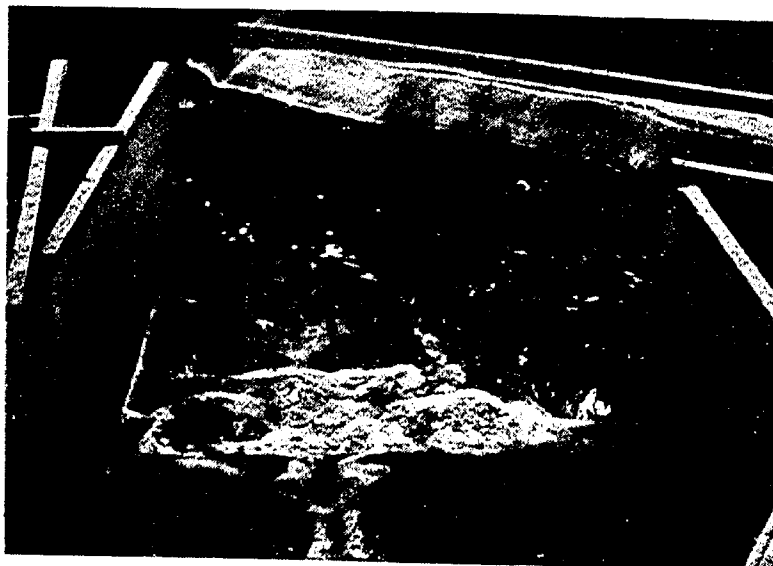
現在水位



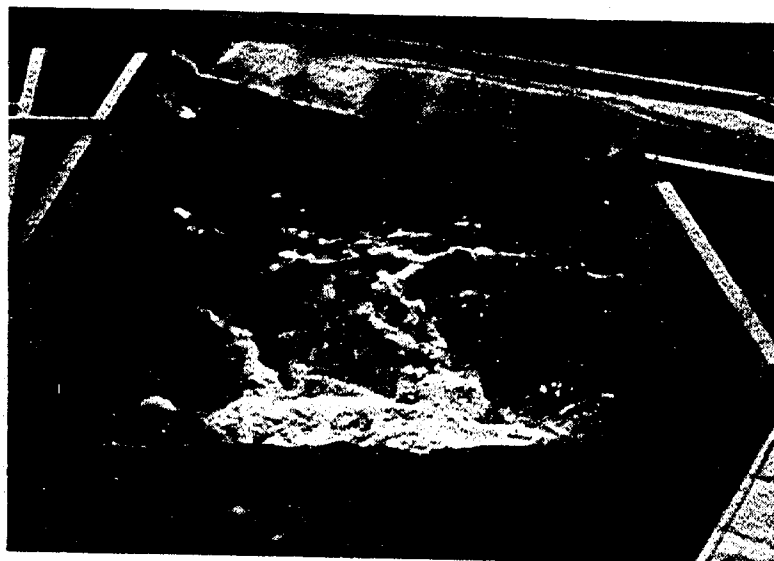
将来水位

写真 5-20 (1) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta = 30^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



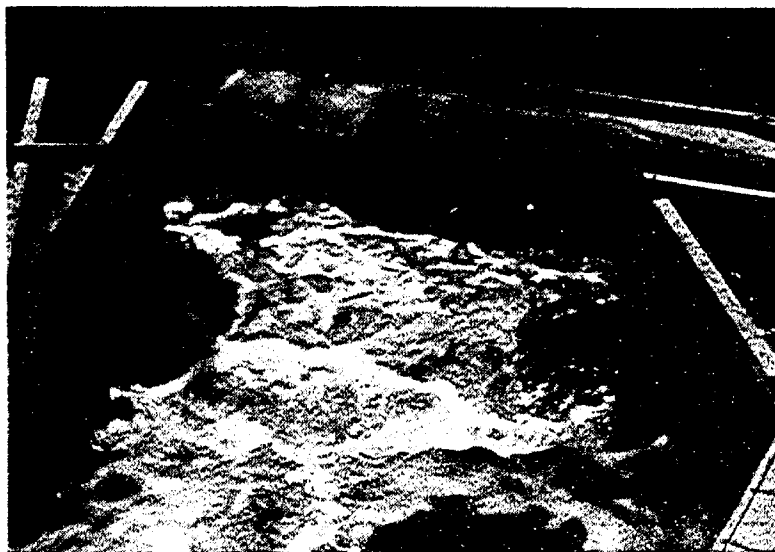
将来水位

写真 5-20 (2) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta=30^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



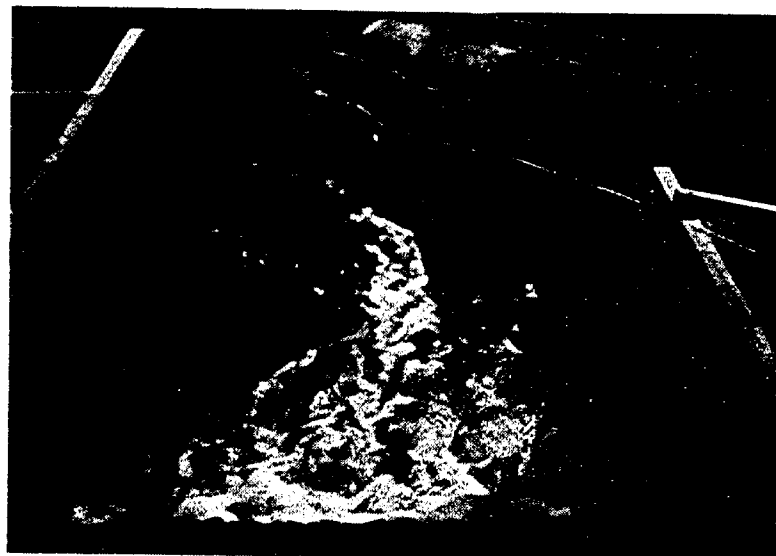
将来水位

写真 5-20 (3) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta=30^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



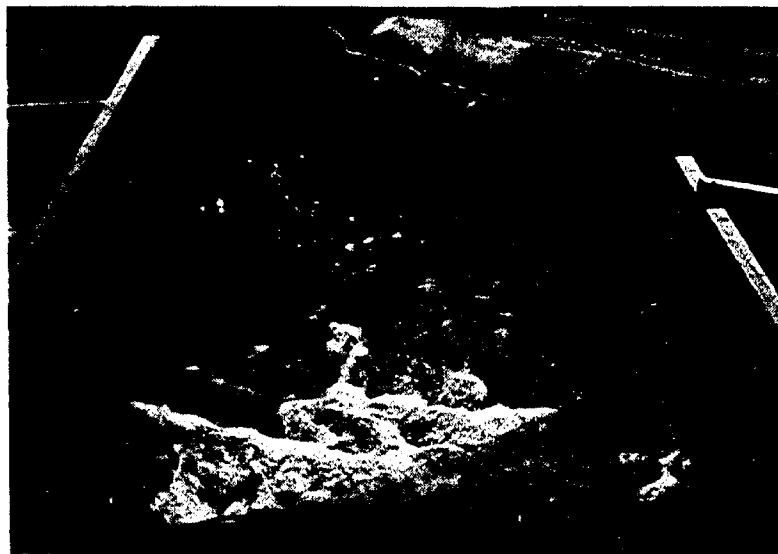
現在水位



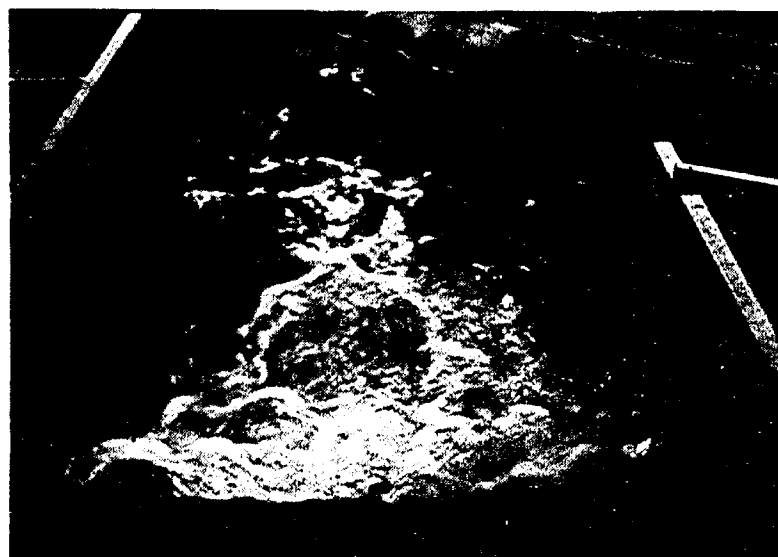
将来水位

写真 5-21 (1) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta = 40^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



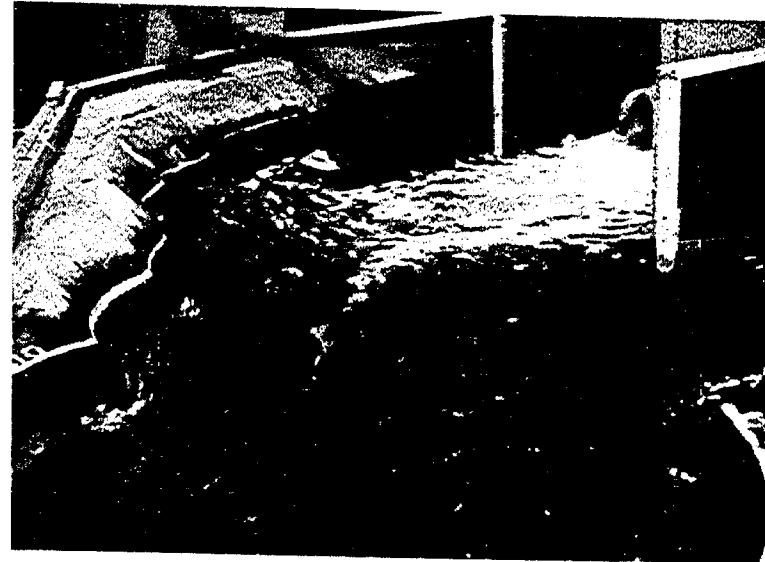
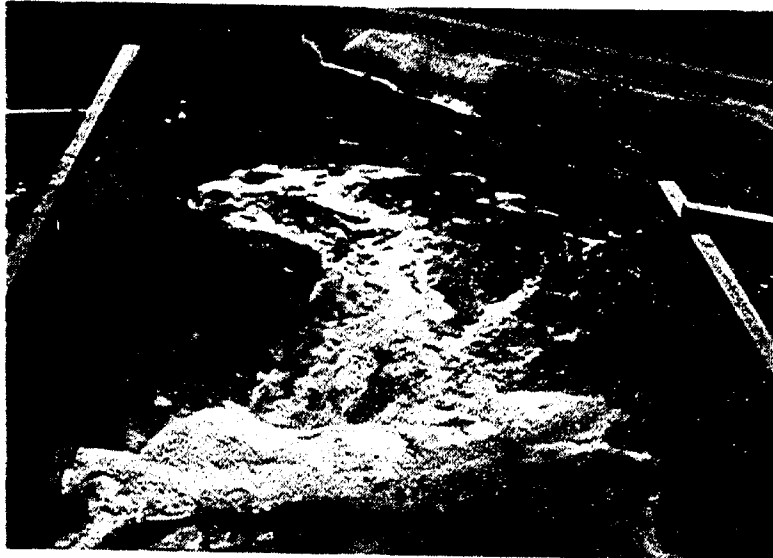
現在水位



将来水位

写真 5-21 (2) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta=40^\circ$)

平場標高：EL 383.5 m
放流量： $Q=6,800 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



将来水位

写真 5-21 (3) 下流河道の流況 (傾斜副ダム $\theta=40^\circ$)

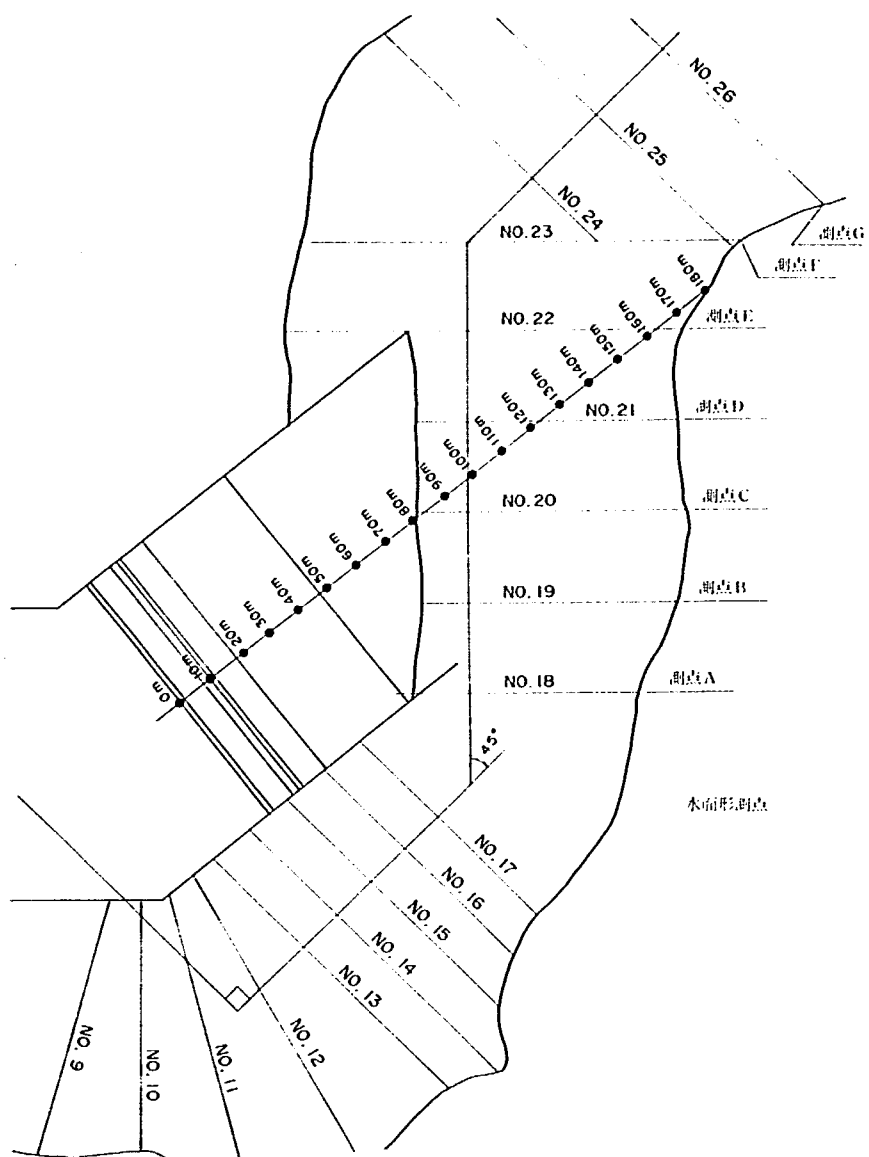


図 5-43 (1) 下流河道水面形 (傾斜副ダム $\theta=40^\circ$)

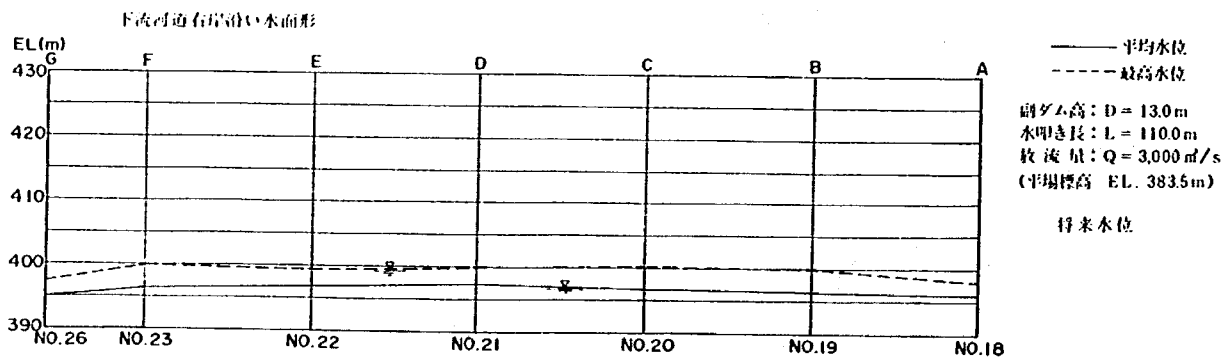
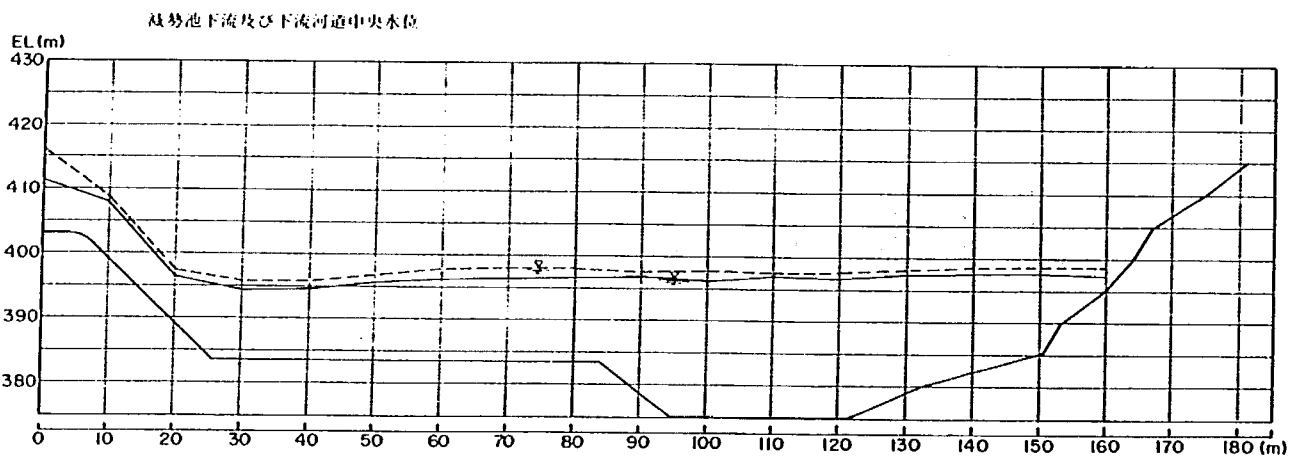
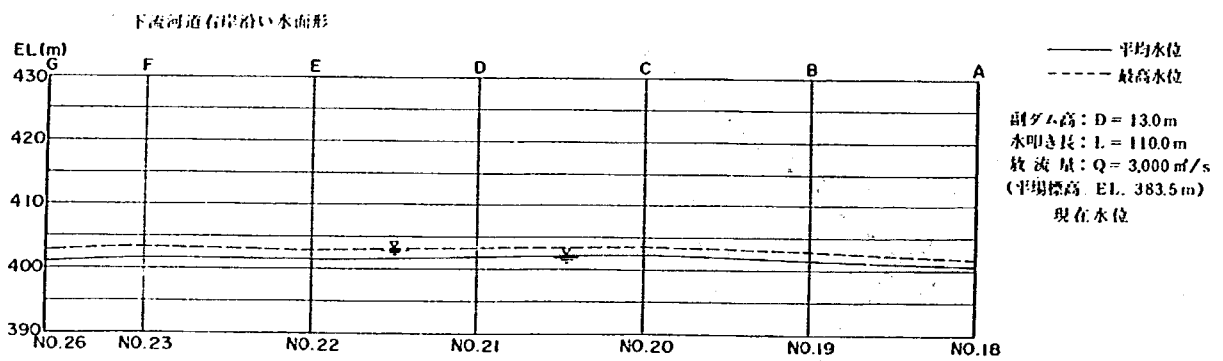
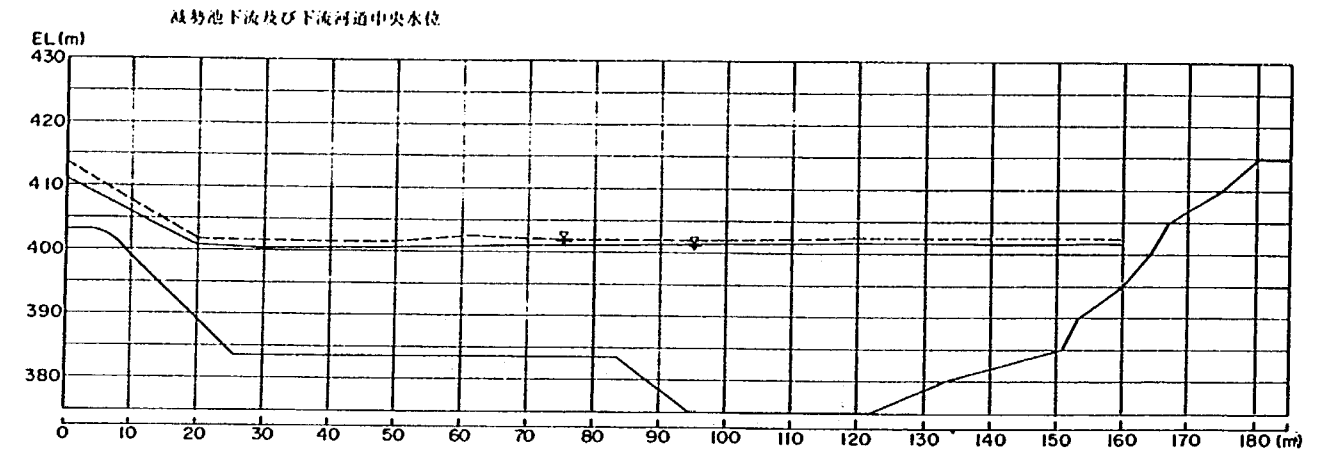


図5-43 (2) 下流河道水面形 (傾斜副ダム $\theta = 40^\circ$)

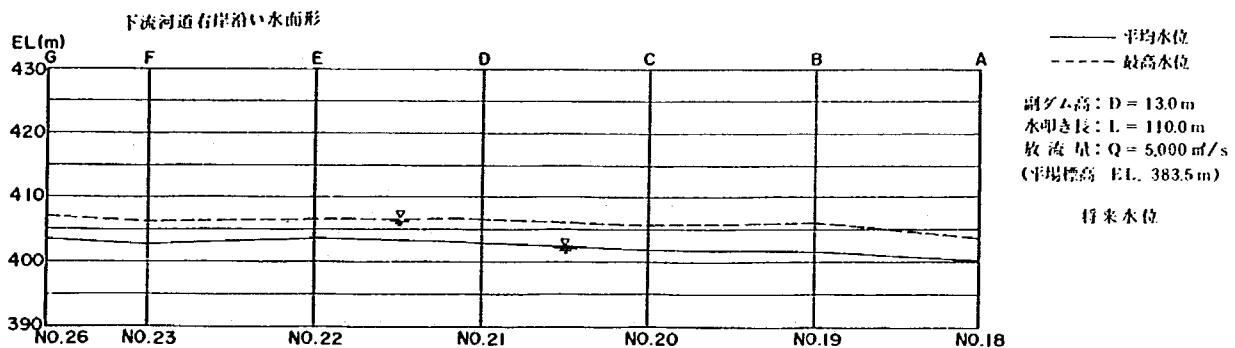
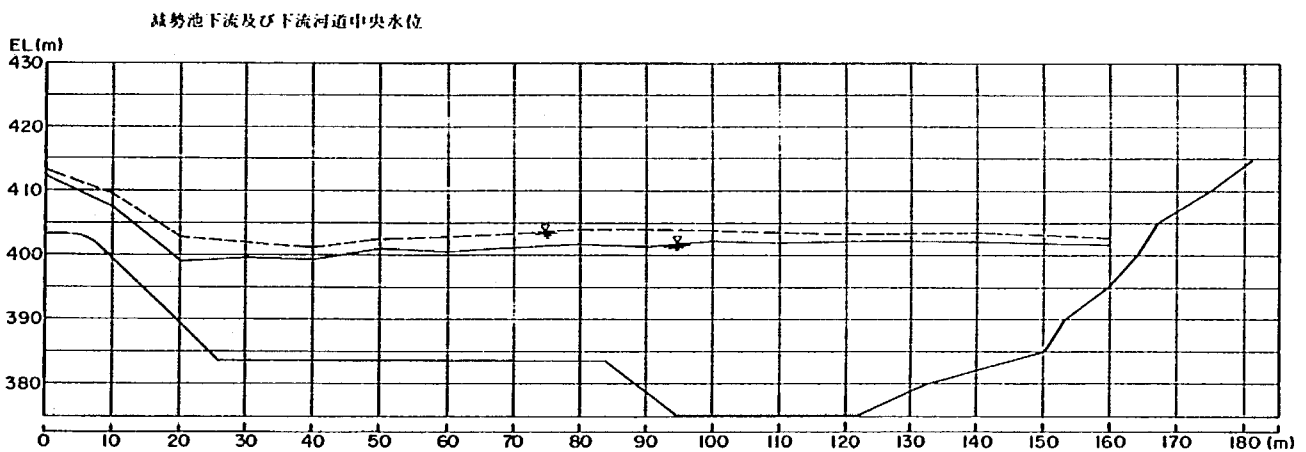
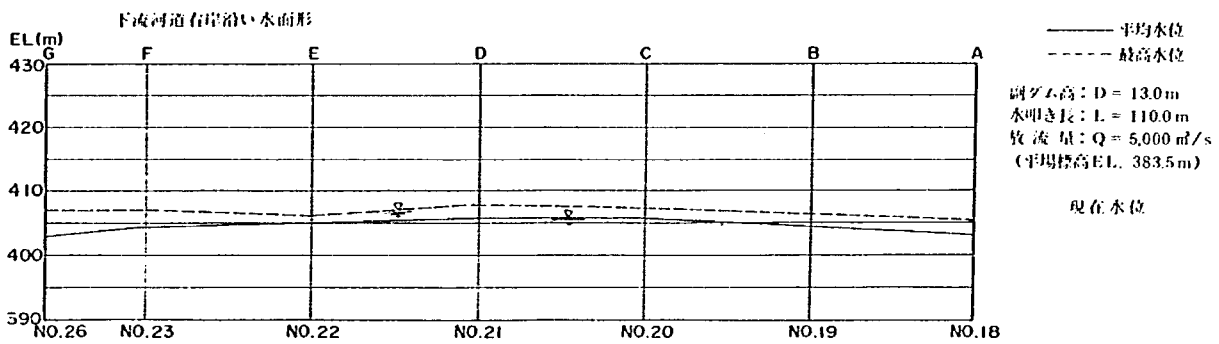
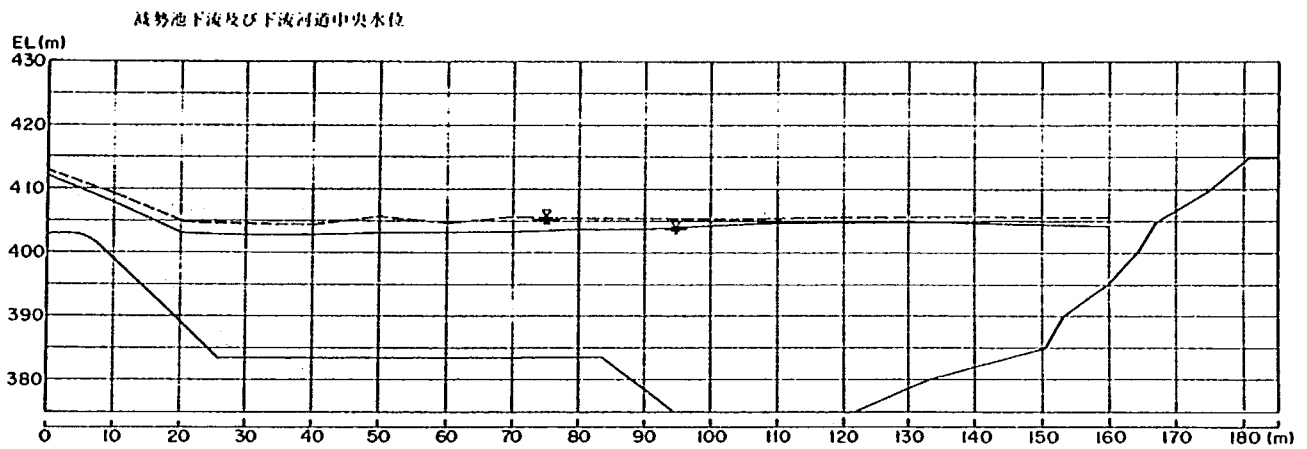


図 5-43 (3) 下流河道水面形 (傾斜副ダム $\theta = 40^\circ$)

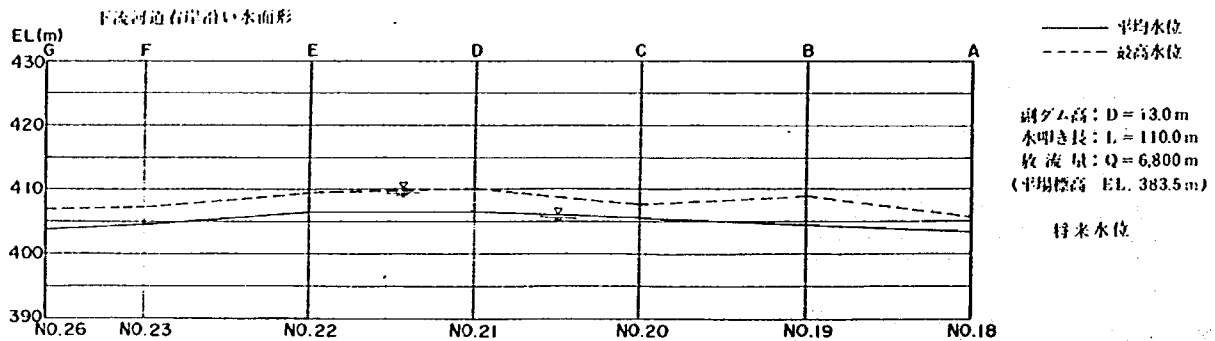
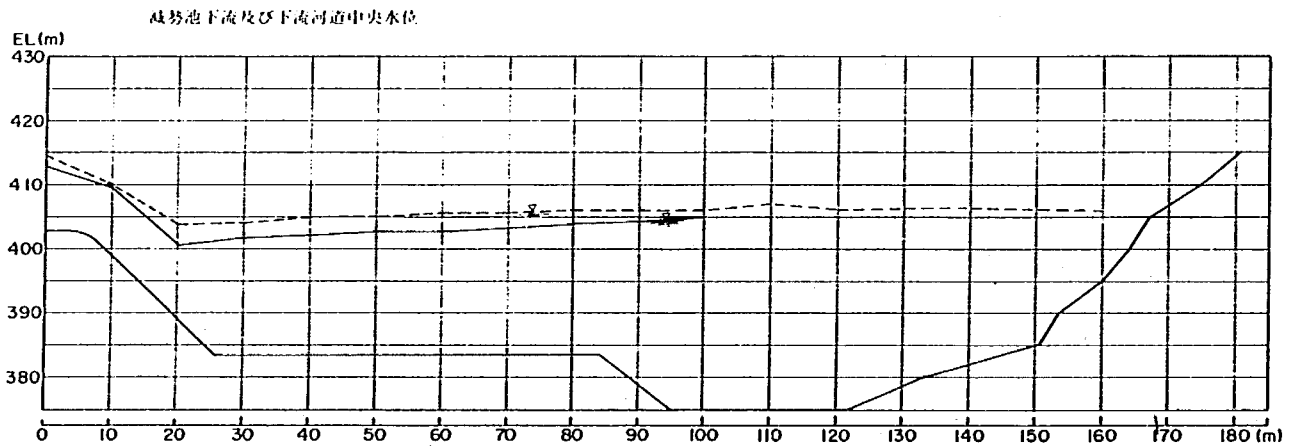
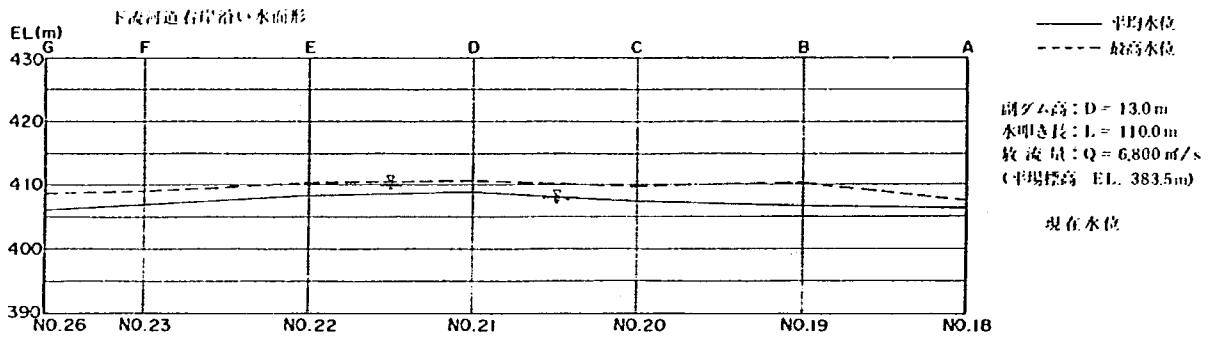
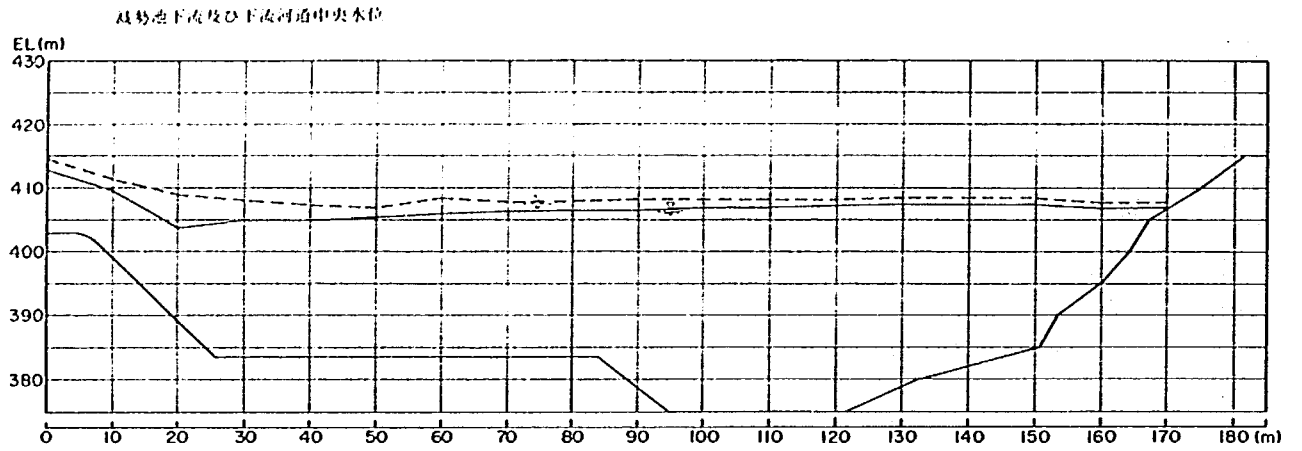


図 5-43 (4) 下流河道水面形 (傾斜副ダム $\theta = 40^\circ$)

f. 減勢工形状のまとめ

以上 a～e の水理実験結果をまとめると次の通りである。

- 1) 垂直副ダムとしては副ダム高 13.0 m, 副ダム設置位置バケット終端から 100 m のものが適当である。
この場合, 導流壁天端標高は, $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の最高水位を参考に EL. 423 m となる。
- 2) 副ダム下流は, 平場標高を EL. 383.5 m とすることにより, 良好な河道部の流況を得ることができる。
- 3) 副ダムを傾斜させても, 下流河道部の流況はそれ程良くなりず, 減勢池規模や掘削量を考えると, 傾斜副ダムは得策でない。

これら検討結果より, 長島ダム減勢工として図 5—44 に示すものを提示する。

g. 移動床実験における流況

ここまでの実験は, 全て河道堅岩線を河床とした固定床で行われてきたことを考慮し, 現河床における流況を移動床実験により確認することとした。減勢工形状は e. で提示した形状 (図 5—44) とし, $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し流況調査を行った。初期河床は現在河床とし, 通水は, 流況の変化がなくなるまでとした。なお, 本調査は, 河床堆積物の有無による流況の相違を明らかにするために行うものである。河床材の粒径は直径 10 mm (原型 62.5 cm; 現地の d_{50} は 3 cm 程度また d_{90} は 13 cm 程度である) 前後の豆砂利を用い, 河床変動をできるだけ抑えることとした。

流況を写真 5—22 に示す。流況は, 固定床のものほとんど変化なく, むしろ良好な流況となっている。写真 5—23 に流況安定後の河床を示す。 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にも砂礫の移動はほとんどなく, 副ダム下流において流れは十分に減勢されていることがわかる。

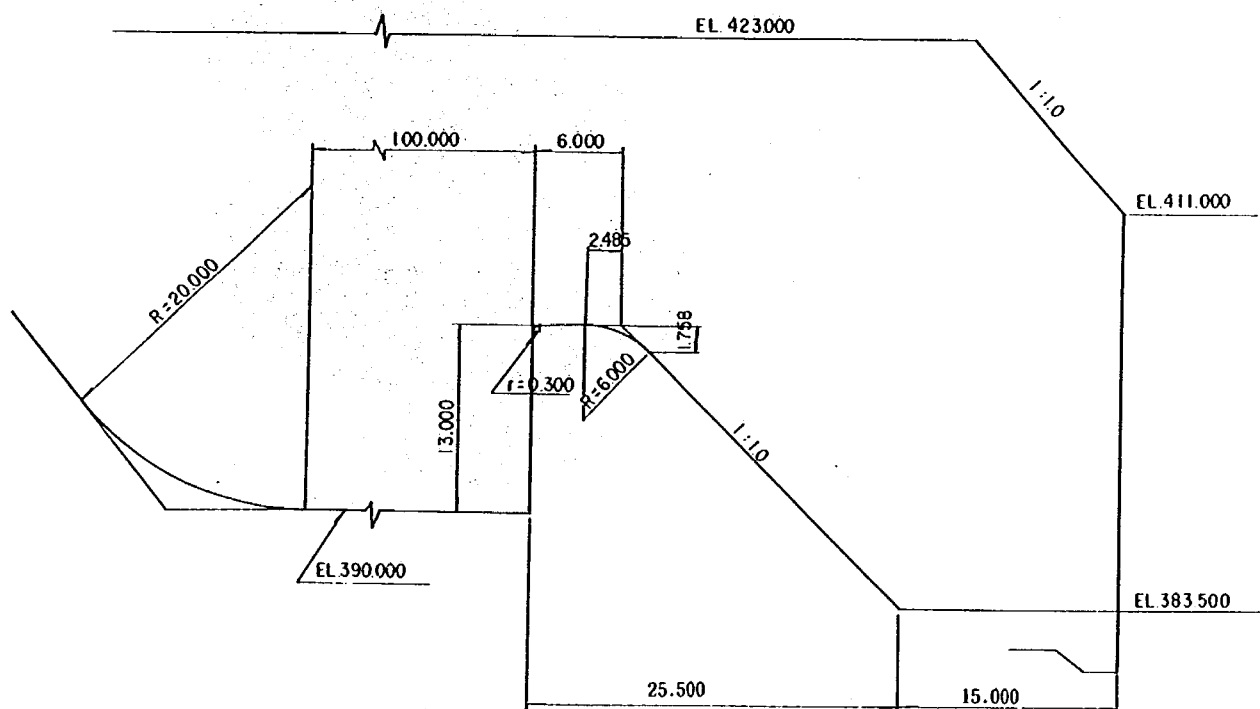
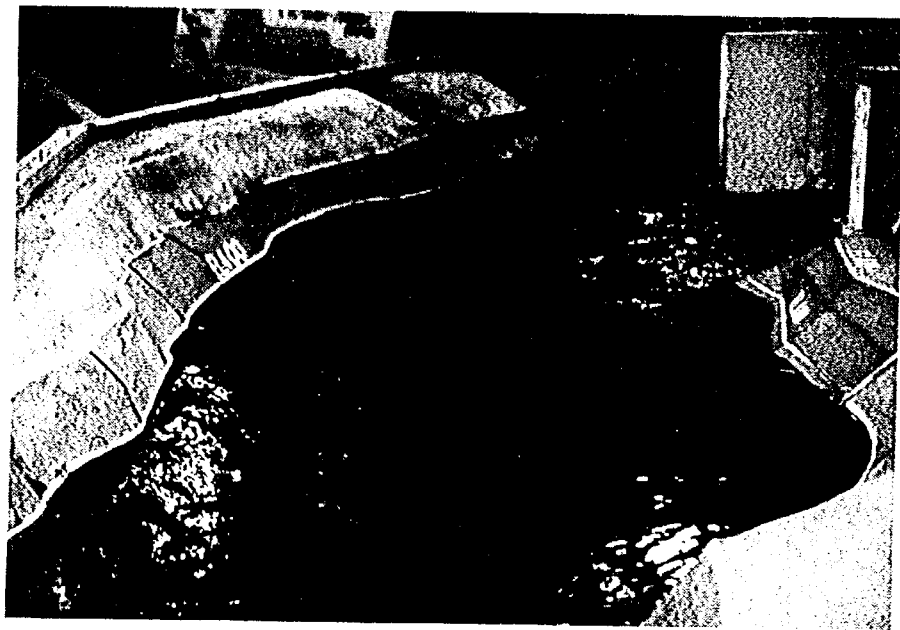
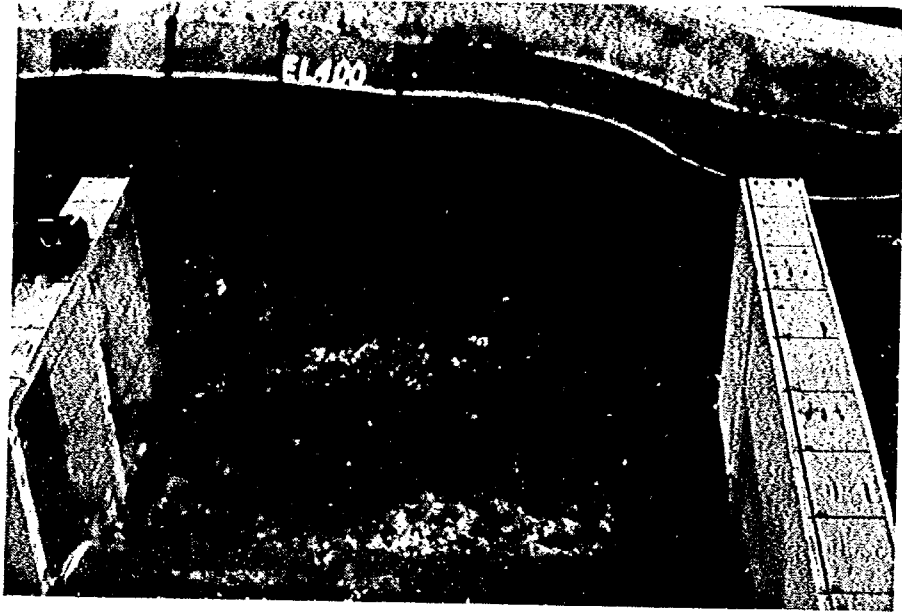


図 5—44 長島ダム減勢工形状



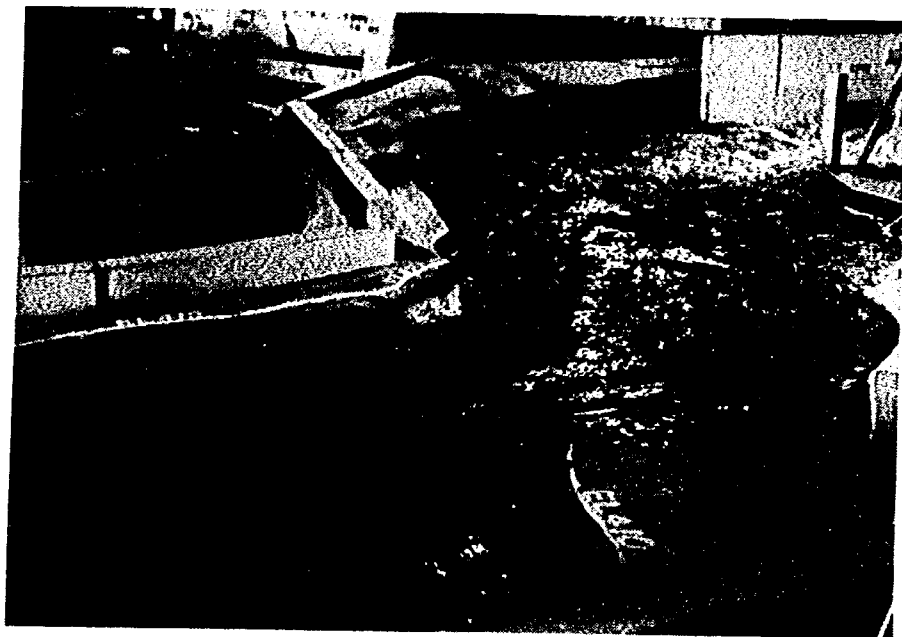
放流量； $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5—22 (1) 移動床実験における流況



放流量； $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5—22 (2) 移動床実験における流況



放流量： $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真 5—22 (3) 移動床実験における流況



$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真5-23 (1) 通水後の河床



$Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真5-23 (2) 通水後の河床



$Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$

写真5-23 (3) 通水後の河床

h. 土捨場形状について

実験によれば減勢池右岸外側の領域は、ゆるい回流が生じるのみでほぼ死水域となっている。そこでこの部分を土捨場とする計画があり、土捨場とした場合の流況変化を調査した。

減勢工形状は、e. で提示した形状(図5-44)とし、図5-45に示す土捨場形状に対し流況調査を行った。なお、実験では、土捨場壁を直壁とし、平場標高は、水面より高いものとしている。

流況を写真5-24, 25に示す。土捨場壁として右岸導流壁を延長した $\alpha = 0^\circ$ のものは、特に流況に変化は無く、副ダム下流での流況は良好なものとなっているが、 $\alpha = 45^\circ$ では、土捨場前面でかなり強い逆流域が生じ副ダム下流の流況が悪化する結果となった。特に $\alpha = 45^\circ$ の $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の大流量時には、逆流域の中心部にかなり強い巻き込み渦が間欠的ではあるが発生し、好ましくない流況となっている。従って、導流壁右岸外側を土捨場とする場合には、右岸導流壁にできるだけ沿わせた土捨壁形状とし、土捨場前面の逆流域を小さくする必要があるものと思われる。この場合、土捨場の護岸部は、副ダムを越える比較的速い流速に晒されることとなるので、十分な抵抗力をもたせるよう配慮しなければならない。

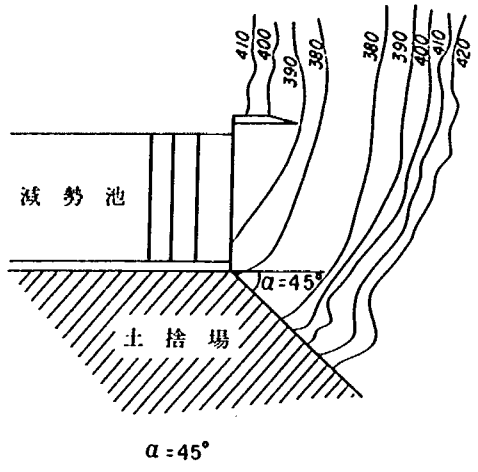
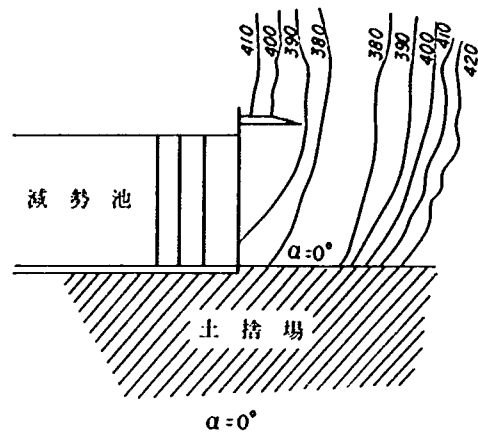
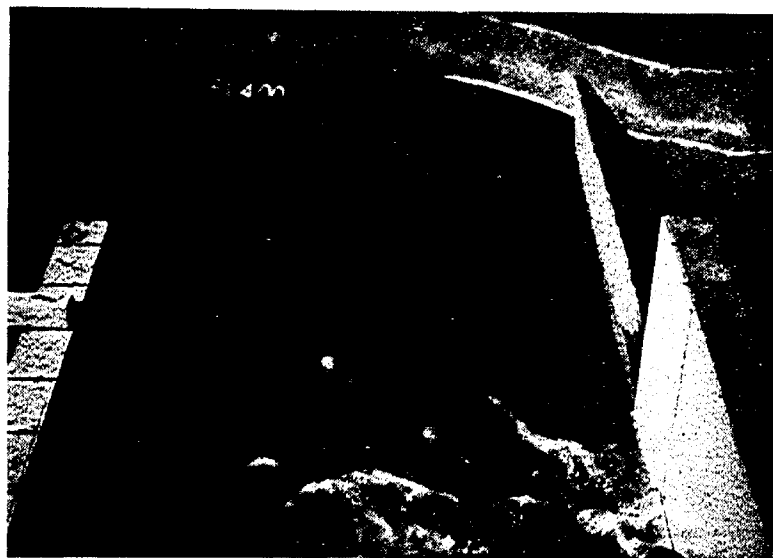
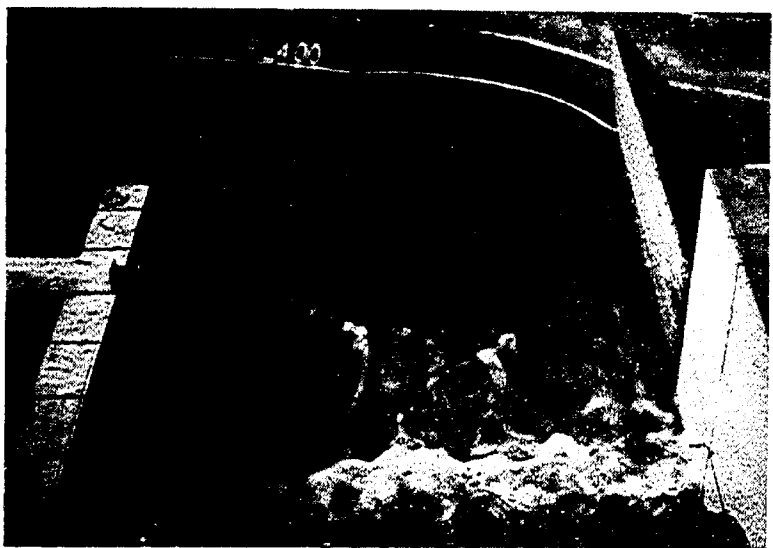


図 5—45 実験を行った土捨場形状

放流量: $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



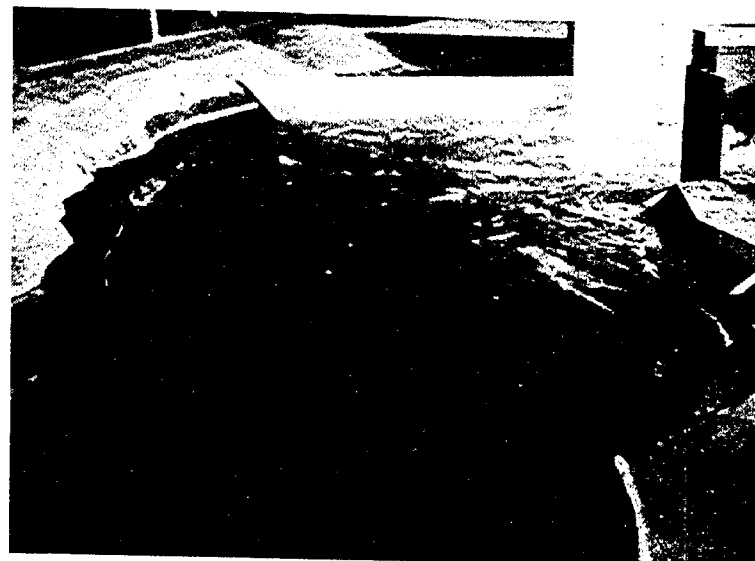
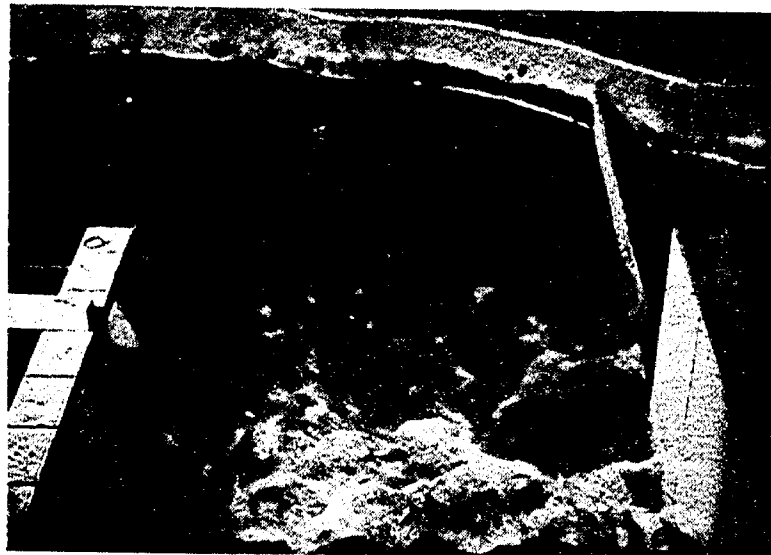
現在水位



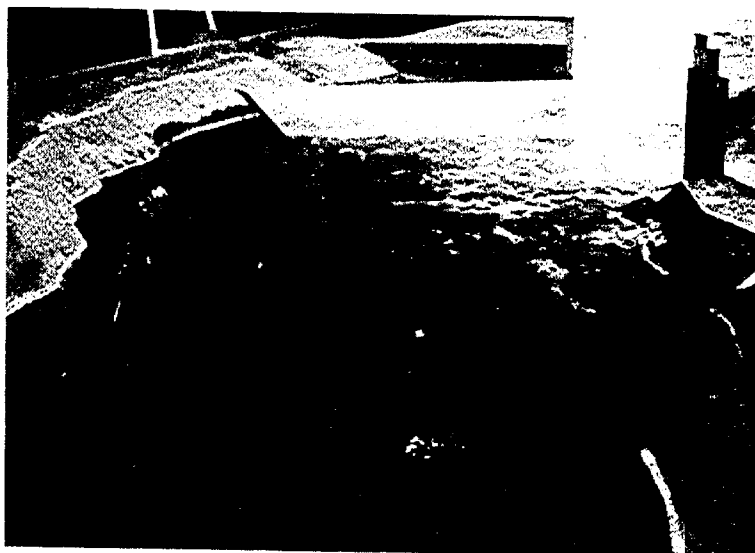
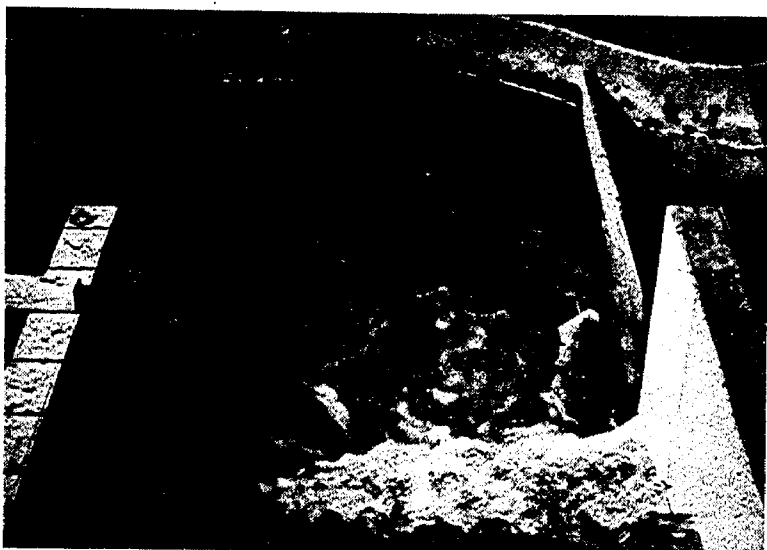
将来水位

写真 5-24 (1) 下流河道の流況 (土捨場壁 $\alpha = 0^\circ$)

放流量: $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



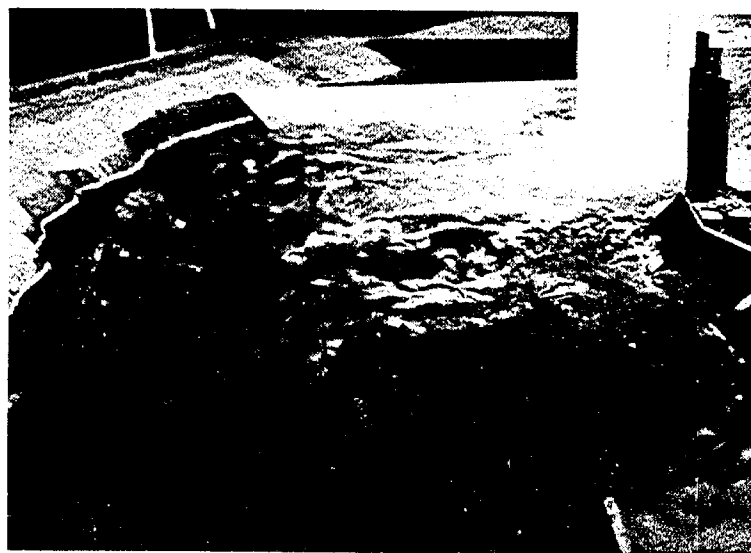
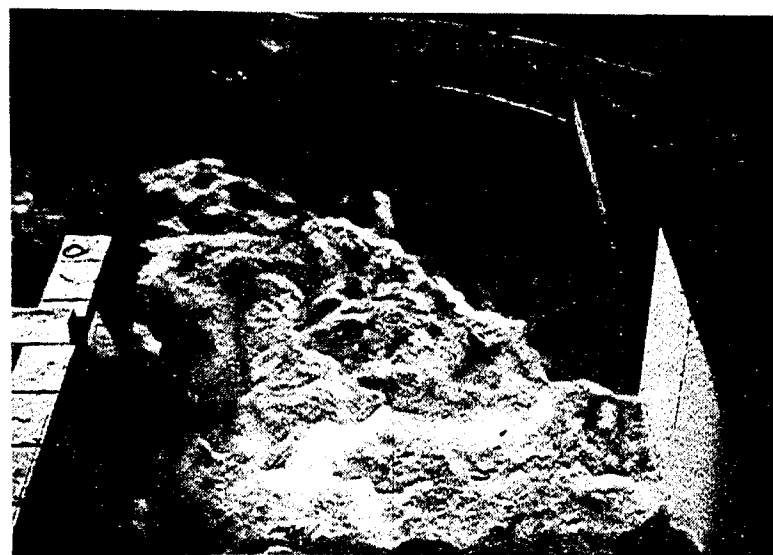
将来水位

写真 5-24 (2) 下流河道の流況 (土捨場壁 $\alpha = 0^\circ$)

放流量: $Q=6.800 \text{ m}^3/\text{s}$



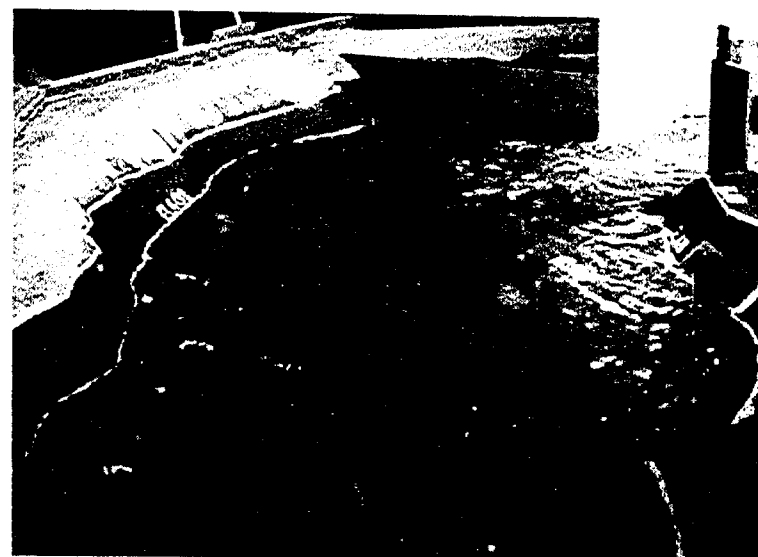
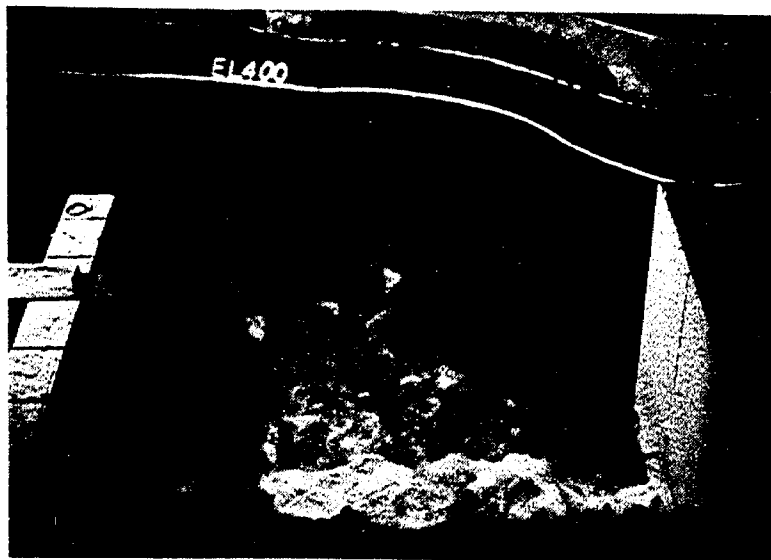
現在水位



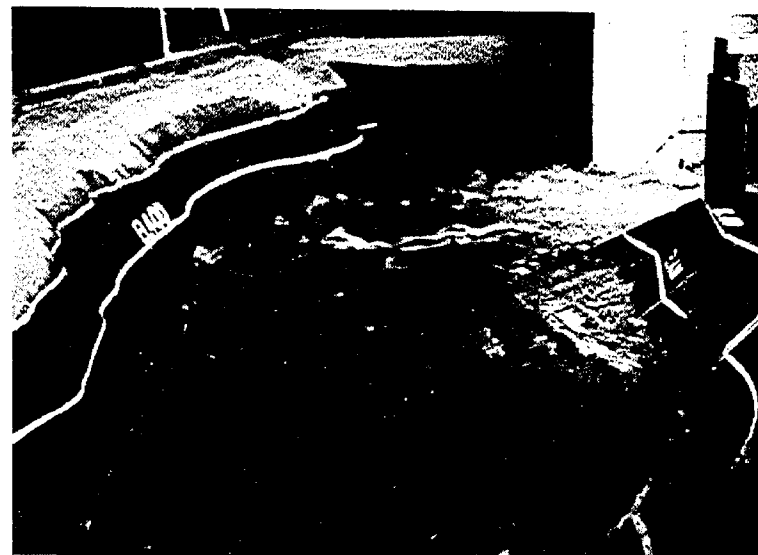
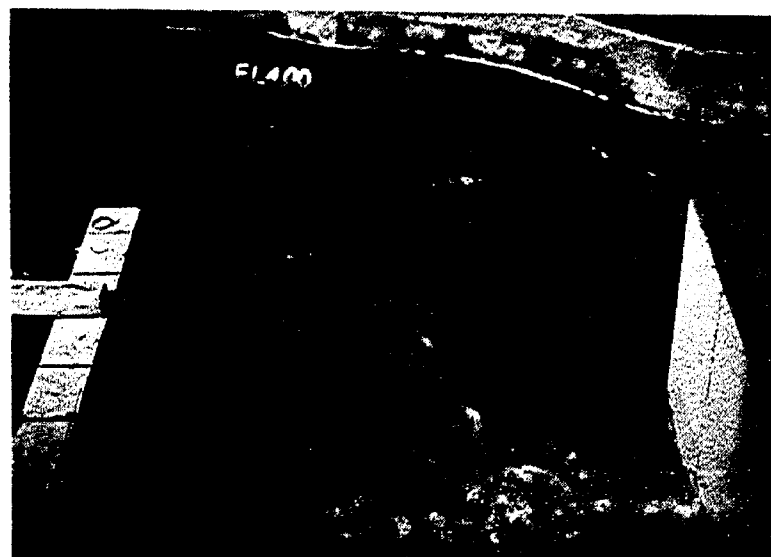
将来水位

写真 5-24 (3) 下流河道の流況 (土捨場 $\alpha = 0^\circ$)

放流量: $Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$



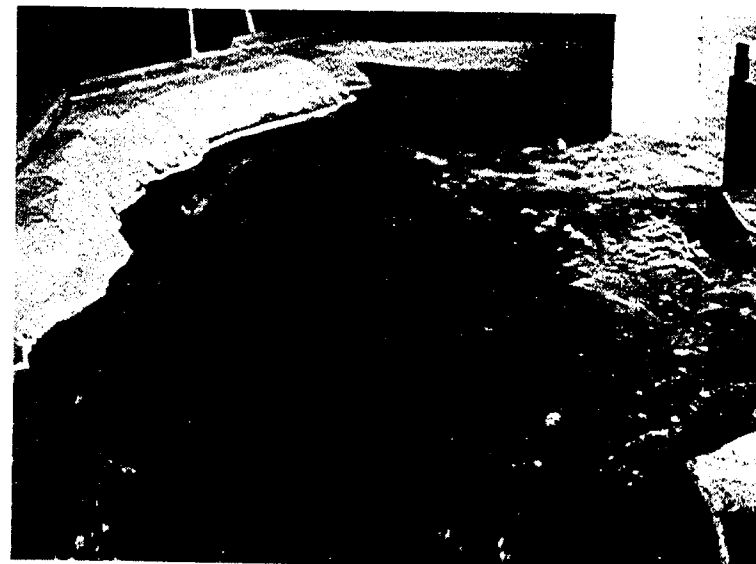
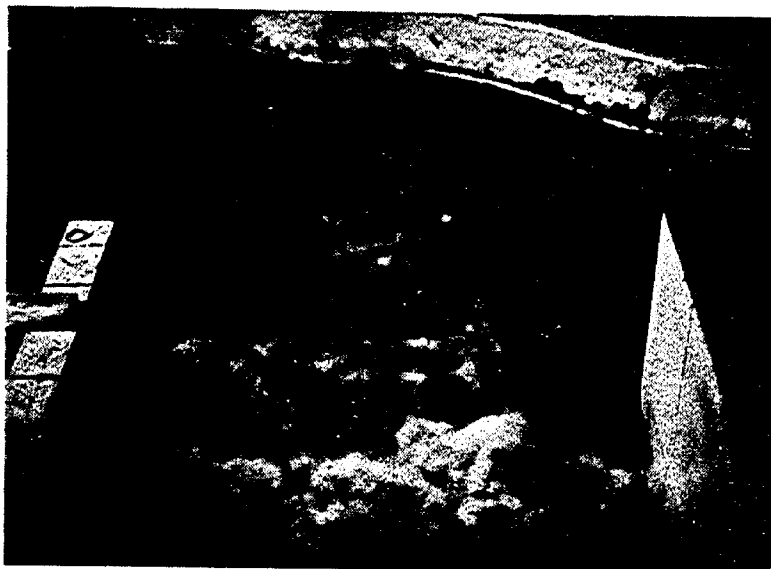
現在水位



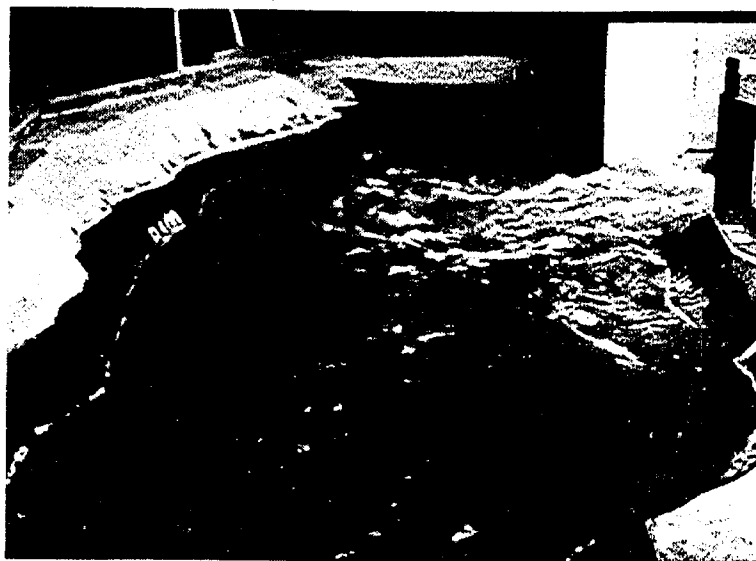
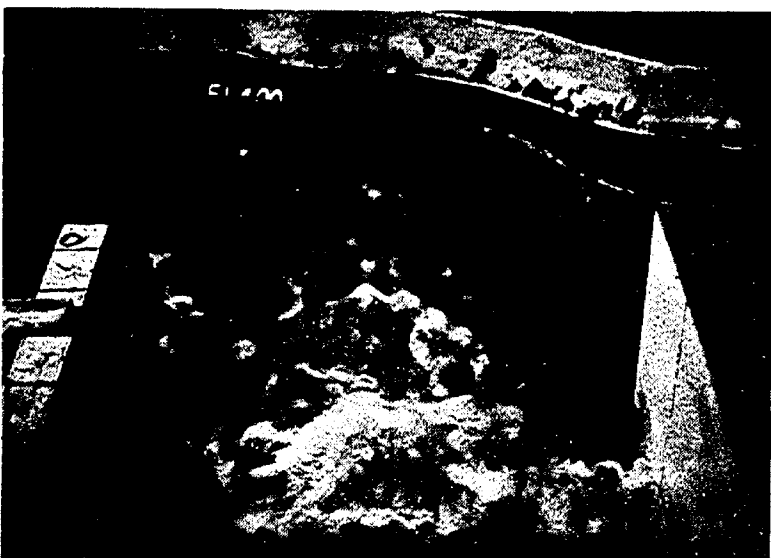
将来水位

写真 5-25 (1) 下流河道の流況 (土捨場壁 $\alpha = 45^\circ$)

放流量: $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{s}$



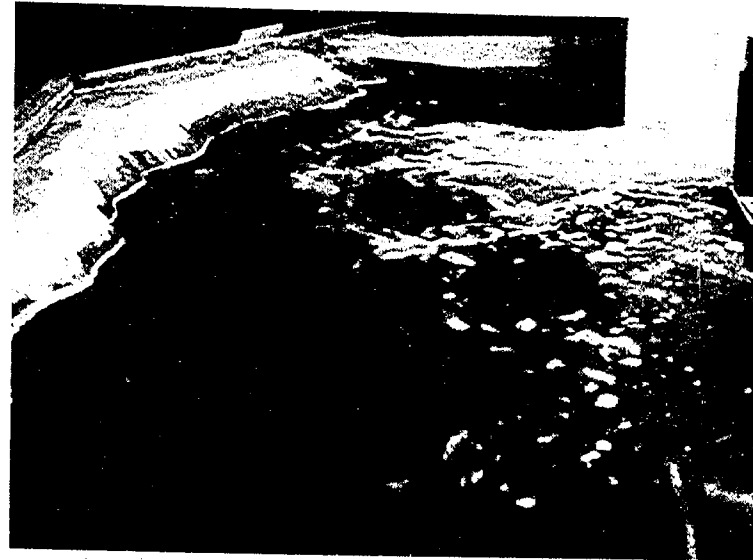
現在水位



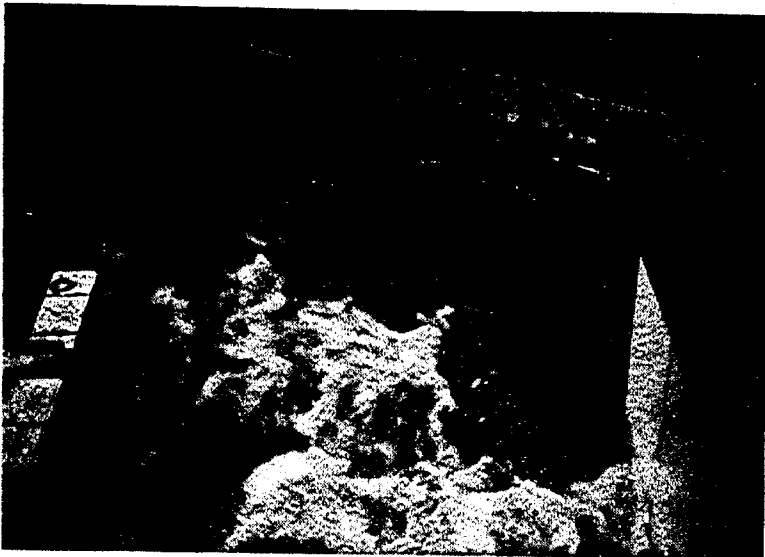
将来水位

写真 5-25 (2) 下流河道の流況 (土捨場 $\alpha = 45^\circ$)

放流量: $Q = 6,800 \text{ m}^3/\text{s}$



現在水位



将来水位

写真 5-25 (3) 下流河道の流況 (土捨場 $\alpha = 45^\circ$)

あ と が き

以上、長島ダム洪水吐きに対する現在までの水理実験経緯を示した。減勢工については、最終案となる形状を提示することができたので、今後は、コンジット、越流頂に対する水理設計、抽出模型実験を行い、洪水吐き全体の最終案形状を検討していく予定である。また、現在の洪水吐き配置案では、中小洪水の洪水処理方法をどのように行うか等検討を要する点も残されているので、これらについても併せて検討を行っていく予定である。

なお、本水理模型実験における模型製作、実験計測、資料整理の主たるものは、土木研究所の実施計画に基づき(株)アイ・エヌ・エー新土木研究所が行ったものである。

付 表 集

付 表 目 次

多段配置・順傾斜水叩き案

付表ー1	洪水調節用オリフィスの貯水位～放流量の関係（1条当り）（図4ー4, 8参照）	267
付表ー2	制限水位維持用コンジットの貯水位～放流量の関係（1条当り）（図4ー5, 9参照）	268
付表ー3	洪水調節用コンジットの貯水位～放流量の関係（1条当り）（図4ー6, 10参照）	270
付表ー4	洪水調節用オリフィスの壁面圧力（図4ー12, 18参照）	272
付表ー5	制限水位維持用コンジットの壁面圧力（図4ー13, 19参照）	273
付表ー6	洪水調節用コンジットの壁面圧力（図4ー14, 20参照）	274
付表ー7	洪水調節用オリフィスの C_d の分布（図4ー15参照）	275
付表ー8	制限水位維持用コンジットの C_d の分布（図4ー16参照）	276
付表ー9	洪水調節用コンジットの C_d の分布（図4ー17参照）	277
付表ー10	越流頂の貯水位と放流量の関係（2門合計）（図4ー21, 23参照）	278

二段配置・水平水叩き案

付表ー11	コンジットの貯水位～放流量の関係（図5ー2, 3参照）	279
付表ー12	越流頂57年度案の貯水位～放流量の関係	279
付表ー13	越流頂58年度案の貯水位～放流量の関係	279
付表ー14	副ダム壁面圧力（図5ー35参照）	280
付表ー15	減勢池内水面形（副ダム高13m, 設置位置100m）（図5ー34参照）	281
付表ー16	下流河道水面形（EL. 383.5m 平場）（図5ー38参照）	281

付表—1 洪水調節用オリフィスの貯水位～放流量の関係（1条当り）（図—4—4, 8 参照）

ゲート開度 全開

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
459.95	51.27	
461.37	100.76	
462.64	150.26	
463.74	203.29	
464.65	251.02	
465.52	296.99	
466.31	348.25	
467.27	401.28	
468.17	449.01	
468.73	498.51	
469.44	555.08	
469.92	595.74	
470.63	643.5	0.790
472.08	696.5	0.803
473.41	746.0	0.817
474.94	799.0	0.829
476.35	846.8	0.840
478.04	898.0	0.849
479.57	942.2	0.855
481.57	998.8	0.864

ゲート開度 4.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
464.76	199.8	0.363
468.61	251.0	0.342
472.96	300.5	0.335
477.89	350.0	0.332
482.45	390.7	0.342

ゲート開度 2.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
462.45	100.8	0.251
468.59	148.5	0.202
473.20	175.0	0.193
478.10	200.7	0.189
481.55	215.7	0.187

ゲート開度 1.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
464.73	51.3	0.093
469.60	65.4	0.084
476.81	81.3	0.080

ゲート開度 7.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
472.34	507.3	0.579
476.80	597.5	0.585
482.35	698.3	0.594

ゲート開度 6.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
468.59	353.6	0.482
470.77	396.0	0.483
473.69	449.0	0.487
476.77	498.5	0.489
480.09	548.0	0.491
482.34	578.1	0.491

ゲート開度 5.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
468.74	302.3	0.409
471.72	348.3	0.407
475.47	399.5	0.408
479.77	450.8	0.407
482.45	479.1	0.406

ゲート開度 3.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
463.26	145.0	0.316
469.46	201.5	0.262
473.45	236.9	0.259
479.00	279.3	0.257
482.02	295.2	0.253

ゲート開度 1.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
465.86	74.2	0.122
469.76	90.2	0.115
472.38	97.2	0.111
479.12	118.4	0.109
482.05	125.5	0.107

付表ー２ 制限水位維持用コンジットの貯水位～放流量の関係（１条当り）（図４ー５，９参照）

ゲート全開

貯水位 (EL. m)	放流量 (m³/S)	流量係数 C
448.30	50.6	
450.24	100.2	0.547
451.90	149.8	0.645
453.38	199.4	0.743
455.85	249.9	0.781
458.72	299.5	0.808
461.93	348.1	0.828
465.98	400.2	0.841
467.99	424.0	0.846
470.40	451.3	0.852
472.66	474.6	0.855
474.89	498.9	0.861
477.60	514.1	0.847
478.05	517.1	0.845
480.98	548.5	0.856
481.25	547.5	0.851
481.75	552.5	0.853
484.05	576.8	0.862
484.13	573.8	0.857
487.22	601.1	0.862
487.42	602.1	0.861

ゲート開度 4.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m³/S)	流量係数 C
448.02	41.5	
449.57	81.0	
450.96	120.4	0.585
452.19	158.9	0.663
453.34	156.8	0.698
454.76	180.1	0.604
456.10	199.4	0.614
459.49	238.8	0.623
463.19	277.3	0.633
467.71	317.7	0.639
473.10	360.2	0.643
475.58	377.4	0.643
478.75	398.7	0.644
481.96	418.9	0.645
485.40	440.2	0.646
489.33	461.4	0.645
492.23	478.6	0.647

ゲート開度 4.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m³/S)	流量係数 C
447.41	29.3	
448.80	61.7	
449.97	91.1	
450.96	120.4	0.585
451.99	120.4	0.513
453.28	138.6	0.521
454.14	149.8	0.525
454.22	151.8	0.529
456.53	179.1	0.538
459.75	210.5	0.543
463.18	238.8	0.545
467.13	269.1	0.549
473.17	310.7	0.554
476.57	328.8	0.551
480.17	349.1	0.552
482.09	360.2	0.553
488.12	390.6	0.554

ゲート開度 3.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m³/S)	流量係数 C
447.88	40.5	
449.47	77.9	
450.33	100.2	0.538
452.94	120.4	0.466
456.74	158.9	0.472
461.97	199.4	0.474
468.31	239.8	0.475
472.27	260.1	0.472
475.74	279.3	0.475
480.05	299.5	0.474
484.62	319.8	0.474
489.21	339.0	0.474

ゲート開度 3.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
448.73	59.8	
450.76	83.0	0.415
454.63	119.4	0.404
460.21	159.9	0.405
463.84	180.1	0.403
467.37	199.4	0.404
471.84	219.6	0.402
476.16	239.8	0.405
481.43	260.1	0.403
486.96	280.3	0.403
489.94	290.4	0.403

ゲート開度 2.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
447.91	41.5	
449.26	58.7	
451.52	79.6	0.359
454.58	101.2	0.344
457.44	120.4	0.345
461.61	141.8	0.341
465.14	159.9	0.344
470.89	181.5	0.339
473.00	191.3	0.342
476.48	200.9	0.337
482.12	220.6	0.339
488.52	240.7	0.340

ゲート開度 2.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
447.87	40.5	
449.35	49.6	
450.62	60.7	0.310
453.56	79.9	0.293
457.26	99.2	0.287
461.94	120.4	0.286
467.62	139.6	0.281
473.48	153.8	0.273
474.82	160.9	0.278
479.03	170.0	0.274
482.10	180.1	0.277
486.68	189.2	0.273
491.28	200.4	0.274

ゲート開度 1.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
449.33	40.5	
450.54	47.6	0.247
452.72	59.7	0.236
458.04	81.0	0.225
461.72	90.1	0.216
464.29	100.2	0.221
469.32	110.3	0.213
472.97	120.4	0.216
477.99	128.5	0.210
482.67	139.6	0.213
488.41	149.8	0.212

ゲート開度 1.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
449.44	29.3	
451.37	40.5	0.186
455.63	50.6	0.160
459.33	58.7	0.154
461.52	63.8	0.154
465.92	67.8	0.143
469.76	79.9	0.153
475.78	90.1	0.153
480.03	93.1	0.147
482.97	96.1	0.146
484.59	99.2	0.147
489.07	104.2	0.146

ゲート開度 0.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
448.78	14.2	
449.88	17.2	
451.83	20.2	0.088
454.20	20.2	0.071
457.49	29.3	0.084
459.37	31.4	0.082
463.87	34.4	0.077
469.24	40.5	0.078
475.48	44.5	0.076
481.18	50.6	0.079
483.92	51.6	0.077
488.38	53.6	0.076

付表ー3 洪水調節用コンジットの貯水位～放流量の関係（1条当り）（図4ー6，10参照）

ゲート全開

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
430.34	249.9	0.806
432.80	300.5	0.846
435.45	348.1	0.874
438.70	399.7	0.897
442.29	448.3	0.910
446.60	500.9	0.922
450.65	540.4	0.920
455.28	589.5	0.930
460.20	631.4	0.929
462.61	654.7	0.934
467.63	693.2	0.932
472.80	740.7	0.944
474.06	750.9	0.945
475.48	762.0	0.946
477.74	778.2	0.946
482.06	810.0	0.948

ゲート開度 4.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
425.22	99.2	0.543
426.96	149.8	0.641
430.28	199.4	0.646
433.94	249.9	0.668
443.49	349.1	0.688
449.69	399.7	0.693
457.50	450.3	0.688
464.86	495.8	0.688
472.70	547.5	0.698
480.74	592.0	0.701

ゲート開度 4.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
428.48	149.8	0.553
432.47	199.4	0.571
437.54	249.9	0.582
443.85	299.5	0.586
451.43	350.1	0.588
460.23	400.7	0.589
467.22	425.0	0.574
471.18	448.3	0.581
477.10	474.6	0.580
481.30	499.9	0.589

ゲート開度 3.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
430.29	150.8	0.488
435.76	198.3	0.492
443.10	248.9	0.495
447.51	274.2	0.495
453.21	299.5	0.488
457.30	322.8	0.494
463.05	350.1	0.497
468.74	374.4	0.497
475.10	399.7	0.498
481.58	424.0	0.498

ゲート開度 3.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
426.95	99.2	0.425
432.66	149.8	0.425
440.69	201.9	0.428
445.46	223.6	0.422
450.95	249.9	0.423
457.08	275.2	0.423
463.73	299.5	0.421
470.54	323.8	0.422
478.38	350.1	0.423
484.90	369.4	0.423

ゲート開度 2.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
428.69	99.2	0.360
432.66	126.5	0.359
436.95	149.8	0.356
442.92	175.1	0.350
449.13	199.4	0.349
453.37	214.5	0.349
458.10	229.7	0.348
464.36	249.9	0.349
469.89	265.1	0.348
475.42	280.3	0.348
483.30	301.9	0.350

ゲート開度 2.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
424.19	50.6	0.352
431.68	99.2	0.296
437.88	126.5	0.291
444.25	149.8	0.290
448.65	162.9	0.288
453.02	175.1	0.286
457.02	186.2	0.286
463.10	200.4	0.284
469.77	213.5	0.281
475.26	228.7	0.284
485.74	249.9	0.284

ゲート開度 1.0 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
426.97	39.8	0.170
430.44	49.6	0.159
436.08	62.7	0.154
442.95	75.9	0.152
445.66	81.0	0.152
452.66	90.1	0.148
459.41	99.2	0.148
464.76	105.2	0.146
467.97	109.3	0.146
473.58	115.4	0.146
483.02	126.5	0.147

ゲート開度 1.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
425.42	48.6	0.257
431.35	74.9	0.227
438.60	98.2	0.221
442.53	109.3	0.221
449.27	125.5	0.219
455.16	137.6	0.218
461.74	149.8	0.216
467.73	159.9	0.215
473.34	169.0	0.214
477.06	175.1	0.214
480.74	180.0	0.213

ゲート開度 0.5 m

貯水位 (EL. m)	放流量 (m ³ /S)	流量係数 C
423.65	14.2	0.170
426.82	20.2	0.088
430.74	26.3	0.083
436.58	33.4	0.080
440.16	37.4	0.080
447.77	41.5	0.075
450.30	44.5	0.076
455.50	47.6	0.075
460.50	51.6	0.076
468.67	55.7	0.074
471.50	57.7	0.074
476.86	60.7	0.074
482.34	62.7	0.073

付表-4 洪水調節用オリフィスの壁面圧力 (図4-12, 18 参照)

貯水位 E.L. 480.2 m 放流量 968.7m ³ /S ゲート全開 (水柱 m)						貯水位 E.L. 475.3 m 放流量 806.1m ³ /S ゲート全開 (水柱 m)					
測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5	測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	13.350	12.450	2.900	4.750	4.350	①	11.350	10.850	2.450	2.300	2.250
②	10.350	14.550	7.850	4.150	4.150	②	9.150	11.200	6.250	2.100	2.200
③	8.600	9.900	6.900	3.300	3.200	③	7.750	6.300	5.750	1.600	1.700
④	7.100	10.150	6.950	2.150	1.950	④	6.650	8.450	5.100	0.950	1.000
⑤	5.750	8.350	4.900	0.500	0.200	⑤	5.900	6.750	4.400	-0.150	-0.250
⑥	3.950	6.850	4.100	0.050	-0.250	⑥	5.550	6.150	3.600	0.050	-0.200
⑦	5.650	5.900	3.050	-	-0.700	⑦	5.100	6.150	3.350	-	-0.150
⑧	3.450	4.350	2.700	-	-	⑧	4.150	4.950	2.850	-	-
⑨	3.600	3.700	2.300	-	-	⑨	4.350	4.600	2.750	-	-
⑩	3.350	3.300	-	-	-	⑩	4.000	4.250	-	-	-
⑪	2.450	2.550	-	-	-	⑪	3.300	3.750	-	-	-
⑫	2.350	2.350	-	-	-	⑫	2.600	3.250	-	-	-
⑬	1.750	1.550	-	-	-	⑬	2.300	2.450	-	-	-
⑭	1.300	1.750	-	-	-	⑭	1.650	2.150	-	-	-
⑮	1.050	1.450	-	-	-	⑮	1.350	1.650	-	-	-
⑯	0.950	1.550	-	-	-	⑯	1.150	1.650	-	-	-
⑰	1.100	1.300	-	-	-	⑰	1.300	1.400	-	-	-
⑱	1.450	1.650	-	-	-	⑱	1.550	1.650	-	-	-

※開水路部のみ

測線	ゲート開度(m)				
	貯水位 (E.L. m)				
	流量 (m ³ /S)				
	ピエゾ番号				
1	⑦	24.200	16.700	11.600	9.400
	⑧	12.050	4.950	4.550	5.100
	⑨	0.800	1.100	2.500	3.850
	⑩	0.600	0.800	1.450	2.700
	⑪	0.450	0.200	1.000	1.550
	⑫	0.450	0.900	0.500	1.050
	⑬	0.650	0.700	0.850	1.200
	⑭	0.500	0.550	0.700	0.950
	⑮	0.450	0.450	0.650	0.850
	⑯	0.550	0.650	0.650	0.850
	⑰	0.400	0.600	0.900	0.900
	⑱	0.750	1.050	1.150	1.150
2	⑦	24.200	16.750	12.150	10.200
	⑧	12.650	5.050	5.350	6.200
	⑨	0.700	1.500	2.550	3.950
	⑩	0.600	1.100	1.650	2.650
	⑪	0.600	0.650	1.050	1.700
	⑫	0.600	0.700	0.950	1.200
	⑬	0.500	0.600	0.800	1.050
	⑭	0.600	0.950	1.050	1.250
	⑮	0.650	0.950	1.050	1.050
	⑯	0.750	1.050	1.150	1.350
	⑰	0.800	1.000	1.100	1.300
	⑱	0.850	1.150	1.250	1.450

付表—5 制限水位維持用コンジットの壁面圧力 (図4—13, 19参照)

貯水位 E.L. 480.59 m 放流量 555.5 m³/S

ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	37.076	36.436	31.780	16.056	15.936
②	31.748	32.268	29.580	15.516	15.436
③	29.132	26.332	26.300	13.780	13.940
④	27.184	27.024	25.460	11.812	11.452
⑤	34.120	29.400	26.660	9.328	9.168
⑥	24.080	20.160	25.780	6.228	6.118
⑦	22.320	24.320	21.740	3.116	3.436
⑧	20.720	24.720	20.700	—	—
⑨	18.920	21.720	18.620	—	—
⑩	17.080	19.120	16.580	—	—
⑪	14.400	16.240	14.180	—	—
⑫	11.600	12.880	11.580	—	—
⑬	9.280	9.880	9.020	—	—
⑭	5.080	5.080	6.780	—	—
⑮	1.808	1.608	—	—	—
⑯	0.216	0.056	—	—	—
⑰	-0.768	-0.448	—	—	—
⑱	-1.352	-0.632	—	—	—
⑲	-1.108	-0.828	—	—	—
㉑	-1.248	-0.608	—	—	—
㉒	-1.092	-0.820	—	—	—
㉓	-1.040	-0.080	—	—	—
㉔	-0.572	0.108	—	—	—
㉕	-0.332	0.268	—	—	—

貯水位 E.L. 460.23 m 放流量 323.8 m³/S

ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	16.796	16.276	12.300	3.096	2.856
②	14.388	14.228	11.460	3.156	3.116
③	13.292	12.212	10.500	3.100	2.980
④	12.384	11.984	10.260	2.652	2.612
⑤	14.800	12.800	10.540	2.128	2.008
⑥	11.240	9.600	10.140	1.308	1.268
⑦	10.600	11.400	8.620	0.516	0.516
⑧	10.040	11.000	8.460	—	—
⑨	9.480	10.120	7.860	—	—
⑩	8.800	9.400	7.020	—	—
⑪	8.000	8.240	6.180	—	—
⑫	6.880	7.240	5.340	—	—
⑬	5.920	6.280	4.380	—	—
⑭	4.320	4.480	3.540	—	—
⑮	2.928	3.248	—	—	—
⑯	2.456	2.496	—	—	—
⑰	2.072	2.472	—	—	—
⑱	1.688	2.168	—	—	—
⑲	1.732	1.932	—	—	—
㉑	1.472	1.872	—	—	—
㉒	1.348	1.668	—	—	—
㉓	1.040	1.560	—	—	—
㉔	0.868	1.468	—	—	—
㉕	0.768	1.168	—	—	—

貯水位 E.L. 470.00 m 放流量 448.3 m³/S

ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	26.436	26.076	21.660	8.976	9.216
②	22.828	22.868	20.220	8.876	9.116
③	20.852	19.332	18.100	8.140	8.420
④	19.424	19.424	17.540	6.892	7.132
⑤	24.000	20.960	18.300	5.648	5.648
⑥	17.240	15.440	17.940	3.868	3.868
⑦	16.200	17.640	15.020	1.956	2.196
⑧	15.120	17.280	14.260	—	—
⑨	14.000	15.640	13.100	—	—
⑩	12.560	14.040	11.700	—	—
⑪	10.840	11.800	10.060	—	—
⑫	9.000	10.040	8.420	—	—
⑬	7.480	8.400	6.580	—	—
⑭	4.520	4.720	5.140	—	—
⑮	2.368	2.608	—	—	—
⑯	1.256	1.456	—	—	—
⑰	0.872	1.112	—	—	—
⑱	0.408	1.008	—	—	—
⑲	0.332	0.812	—	—	—
㉑	0.112	0.912	—	—	—
㉒	0.338	1.028	—	—	—
㉓	0.240	1.000	—	—	—
㉔	0.428	1.188	—	—	—
㉕	0.368	0.968	—	—	—

※ゲート部分開・開水路部圧力

単位 (水柱 m)

測線	ゲート開度(m)	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0
1	貯水位(E.L.m)	481.04	478.95	479.56	479.95	480.29
	流量(m ³ /S)	44.5	91.1	176.1	259.1	355.2
2	⑫	35.680	31.680	28.560	24.360	20.560
	⑬	35.280	30.080	24.200	19.880	16.920
	⑭	15.120	8.440	7.880	7.920	8.160
	⑮	-0.392	-0.472	0.968	1.128	2.448
	⑯	-0.384	-0.928	-0.784	-0.624	0.336
	⑰	-0.408	-0.648	-0.768	-0.968	-0.728
	⑱	-0.432	-0.712	-0.952	-1.272	-1.032
	㉑	-0.388	-0.308	-0.508	-0.748	-0.988
	㉒	-0.208	-0.368	-0.408	-0.608	-0.728
	㉓	-0.424	-0.132	-0.212	-0.332	-0.612
	㉔	-0.480	-0.320	-0.280	-0.480	-0.600
	㉕	-0.052	-0.132	-0.092	-0.292	-0.372
	㉖	0.168	0.168	0.168	-0.032	0.068
	㉗	35.760	32.160	29.160	25.400	21.680
	㉘	35.320	30.440	25.080	20.640	17.560
	㉙	14.640	8.600	8.080	8.440	9.000
	㉚	-0.272	-0.432	0.288	1.368	2.368
	㉛	-0.184	-0.344	-0.344	-0.344	0.236
	㉜	-0.608	-0.768	-0.768	-0.568	-0.528
	㉝	-0.072	-0.312	-0.352	-0.232	-0.512
	㉞	-0.148	-0.228	-0.308	-0.228	-0.288
	㉟	-0.088	-0.168	-0.168	-0.008	-0.168
	㊱	0.108	0.068	0.108	0.148	0.148
	㊲	0.080	0.080	0.160	0.400	0.280
	㊳	0.188	0.268	0.348	0.548	0.468
	㊴	0.168	0.268	0.368	0.468	0.568

付表-6 洪水調節用コンジットの壁面圧力 (図4-14, 20 参照)

貯水位 EL. 479.59 m 放流量 806.5 m³/S
ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエノ番号	1	2	3	4	5
①	58.560	60.440	54.000	6.840	7.440
②	51.280	55.560	47.480	5.000	5.600
③	40.040	40.920	38.400	4.000	3.200
④	37.920	36.320	36.640	2.320	1.800
⑤	40.240	38.880	38.080	-0.040	0.080
⑥	33.160	23.280	25.520	0.080	-0.640
⑦	25.960	35.920	22.480	-1.000	-1.200
⑧	19.320	23.880	14.920	-2.120	-2.080
⑨	13.560	15.920	8.880	-3.560	-4.040
⑩	9.840	10.360	4.960	-3.760	-4.360
⑪	5.960	6.680	2.320	-3.880	-4.640
⑫	3.160	0.560	0.640	-	-2.160
⑬	2.200	1.320	-	-	-
⑭	1.000	2.120	-	-	-
⑮	1.080	0.200	-	-	-
⑯	0.160	0.680	-	-	-
⑰	0.720	-1.080	-	-	-
⑱	0.000	-1.520	-	-	-
⑲	0.200	0.000	-	-	-
㉑	0.440	-1.320	-	-	-
㉒	0.040	0.160	-	-	-
㉓	0.720	0.480	-	-	-
㉔	0.960	0.480	-	-	-

貯水位 EL. 452.93 m 放流量 573.8 m³/S
ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエノ番号	1	2	3	4	5
①	33.480	33.800	29.200	3.000	2.960
②	29.080	31.080	25.840	2.280	2.400
③	22.920	23.560	21.240	1.800	1.240
④	21.720	21.640	20.400	1.040	0.440
⑤	23.120	21.440	21.560	0.000	0.000
⑥	19.240	14.760	14.440	-0.120	-0.360
⑦	15.720	18.960	12.880	-0.560	-0.600
⑧	12.240	14.640	8.960	-0.960	-1.160
⑨	9.480	10.240	6.040	-1.760	-1.920
⑩	7.280	7.760	3.840	-1.920	-2.200
⑪	6.080	5.720	2.760	-1.920	-
⑫	4.120	2.640	1.920	-	-1.080
⑬	3.560	3.120	-	-	-
⑭	2.880	3.320	-	-	-
⑮	2.840	2.480	-	-	-
⑯	2.360	2.640	-	-	-
⑰	2.560	1.720	-	-	-
⑱	2.440	1.600	-	-	-
⑲	2.280	2.320	-	-	-
㉑	2.320	1.960	-	-	-
㉒	2.160	2.720	-	-	-
㉓	2.160	2.640	-	-	-
㉔	2.000	2.480	-	-	-

貯水位 EL. 469.05 m 放流量 726.6 m³/S
ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエノ番号	1	2	3	4	5
①	48.760	50.480	44.320	5.440	5.720
②	42.880	46.520	39.280	3.560	4.160
③	33.360	34.560	31.480	2.760	2.400
④	31.360	30.800	30.040	1.360	1.240
⑤	33.600	31.480	32.080	-0.360	0.000
⑥	27.800	22.080	20.960	-0.120	-0.800
⑦	21.920	29.440	17.720	-0.960	-1.160
⑧	16.720	20.120	12.240	-1.800	-2.040
⑨	11.880	13.360	7.400	-3.040	-3.440
⑩	8.800	9.160	4.280	-3.160	-3.840
⑪	5.680	6.240	2.240	-3.200	-
⑫	3.600	1.440	0.680	-	-2.000
⑬	2.640	1.840	-	-	-
⑭	1.520	2.600	-	-	-
⑮	1.600	1.000	-	-	-
⑯	0.800	1.280	-	-	-
⑰	1.000	-0.040	-	-	-
⑱	0.840	-0.520	-	-	-
⑲	0.760	0.920	-	-	-
㉑	0.880	-0.160	-	-	-
㉒	0.720	0.920	-	-	-
㉓	0.720	1.280	-	-	-
㉔	0.840	1.200	-	-	-

貯水位 EL. 432.05 m 放流量 286.4 m³/S
ゲート全開

(水柱 m)

測線 ピエノ番号	1	2	3	4	5
①	13.680	13.560	9.040	0.400	0.200
②	11.560	12.080	8.240	0.360	0.120
③	9.480	9.320	6.880	0.080	-0.040
④	9.000	8.840	6.640	0.200	-0.080
⑤	9.480	8.720	6.960	0.000	-0.240
⑥	8.520	7.200	5.480	0.000	-0.120
⑦	7.680	8.200	5.360	0.000	-0.120
⑧	6.880	7.560	4.320	-0.080	-0.200
⑨	6.240	6.200	3.800	-0.280	-0.400
⑩	5.840	5.720	3.160	-0.320	-0.440
⑪	5.440	5.240	2.680	-0.240	-0.360
⑫	4.720	4.640	2.520	-	-0.040
⑬	5.320	4.640	-	-	-
⑭	4.080	4.480	-	-	-
⑮	4.280	4.280	-	-	-
⑯	4.040	4.400	-	-	-
⑰	4.280	4.080	-	-	-
⑱	4.000	3.800	-	-	-
⑲	3.800	3.920	-	-	-
㉑	3.720	3.440	-	-	-
㉒	3.440	3.440	-	-	-
㉓	3.360	3.360	-	-	-
㉔	2.920	3.280	-	-	-

単位 (水柱 m)						
測線	ゲート開度(m)	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0
	貯水位(EL. m)	472.65	483.35	480.55	480.48	479.35
	流量(m ³ /S) ピエゾ番号	58.7	127.5	241.9	359.2	494.8
1	⑫	51.840	60.400	49.720	40.600	29.360
	⑬	49.680	51.200	32.320	24.720	18.920
	⑭	5.520	5.960	7.440	8.560	8.840
	⑮	-0.240	0.000	1.080	2.760	3.920
	⑯	-0.240	-0.280	-0.120	0.200	1.320
	⑰	0.320	0.400	0.200	0.440	0.880
	⑱	0.000	0.040	0.240	0.280	0.440
	⑲	-0.280	-0.160	0.160	-0.080	0.080
	⑳	0.080	-0.040	0.080	0.360	0.320
	㉑	-0.120	-0.040	0.200	0.080	0.280
	㉒	-0.080	0.040	0.000	-1.040	-0.680
	㉓	0.080	0.160	0.080	0.200	0.560
2	⑫	52.000	60.360	50.240	40.520	28.840
	⑬	50.200	52.120	33.640	25.640	18.960
	⑭	6.920	8.080	9.560	10.960	10.800
	⑮	-0.520	-0.520	0.440	2.000	3.440
	⑯	0.680	0.760	0.840	1.200	2.000
	⑰	-2.440	-3.320	-2.920	-2.120	-1.200
	⑱	-2.400	-3.600	-3.120	-2.480	-2.200
	⑲	-0.160	-0.720	-0.680	-0.160	0.200
	㉑	-0.800	-3.200	-2.760	-1.720	-0.800
	㉒	0.040	-0.040	0.120	0.560	0.920
	㉓	0.200	0.280	0.320	0.800	1.160
	㉔	0.160	0.280	0.320	0.680	1.120

付表-7 洪水調節用オリフィスの C_d の分布 (図4-15 参照)

ゲート全開 貯水位 { EL. 480.2 m
EL. 475.3 m

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	-	-	-	0.516	0.531
②	-	-	0.656	0.609	0.605
③	0.989	1.014	0.730	0.717	0.715
④	1.089	0.905	0.813	0.829	0.834
⑤	1.185	1.060	0.900	0.927	0.942
⑥	1.293	1.170	0.984	1.020	1.042
⑦	-	-	1.050	1.112	1.086
⑧	-	-	1.105	-	-

貯水位 EL. 480.2 m 放流量 968.7 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	-	-	-	0.513	0.539
②	-	-	0.660	0.605	0.605
③	0.962	0.877	0.739	0.706	0.713
④	1.060	0.860	0.818	0.818	0.831
⑤	1.161	0.991	0.903	0.919	0.939
⑥	1.306	1.116	0.972	1.021	1.040
⑦	-	-	1.057	1.096	1.096
⑧	-	-	1.096	-	-

貯水位 EL. 475.3 m 放流量 806.1 m³/S ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	-	-	-	0.519	0.523
②	-	-	0.651	0.613	0.604
③	1.015	1.152	0.722	0.727	0.717
④	1.119	0.949	0.807	0.840	0.836
⑤	1.209	1.129	0.897	0.935	0.944
⑥	1.280	1.223	0.996	1.020	1.044
⑦	-	-	1.044	1.129	1.077
⑧	-	-	1.115	-	-

付表—8 制限水位維持用コンジットの C_d の分布 (図4-16 参照)

ゲート全開、貯水位 $\begin{cases} \text{EL. 480.59 m} \\ \text{EL. 470.00 m} \\ \text{EL. 460.23 m} \end{cases}$ (水柱 m)

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.425	0.430
②	—	—	—	0.497	0.495
③	—	—	—	0.586	0.583
④	—	—	—	0.694	0.696
⑤	0.056	0.259	0.255	0.808	0.814
⑥	0.465	0.617	0.290	0.947	0.949
⑦	0.535	0.488	0.462	1.085	1.076
⑧	0.599	0.465	0.497	—	—
⑨	0.668	0.573	0.572	—	—
⑩	0.748	0.668	0.660	—	—
⑪	0.849	0.796	0.758	—	—
⑫	0.967	0.915	0.858	—	—
⑬	1.066	1.026	0.967	—	—
⑭	1.247	1.237	1.058	—	—

但し、 C_d はオリフィス部のみについて算出している。

貯水位 EL. 470.0 m 放流量 448.3 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.446	0.427
②	—	—	—	0.507	0.493
③	—	—	—	0.593	0.575
④	—	—	—	0.702	0.688
⑤	0.061	0.246	0.256	0.807	0.807
⑥	0.473	0.583	0.278	0.941	0.941
⑦	0.536	0.449	0.456	1.080	1.066
⑧	0.602	0.471	0.502	—	—
⑨	0.671	0.571	0.573	—	—
⑩	0.758	0.668	0.658	—	—
⑪	0.863	0.805	0.758	—	—
⑫	0.975	0.912	0.858	—	—
⑬	1.068	1.012	0.970	—	—
⑭	1.251	1.239	1.058	—	—

貯水位 EL. 480.59 m 放流量 555.5 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.430	0.434
②	—	—	—	0.487	0.490
③	—	—	—	0.582	0.576
④	—	—	—	0.682	0.696
⑤	0.580	0.246	0.255	0.800	0.806
⑥	0.457	0.612	0.290	0.939	0.941
⑦	0.527	0.447	0.450	1.077	1.065
⑧	0.590	0.431	0.492	—	—
⑨	0.662	0.550	0.574	—	—
⑩	0.735	0.654	0.655	—	—
⑪	0.841	0.768	0.750	—	—
⑫	0.952	0.901	0.854	—	—
⑬	1.044	1.020	0.955	—	—
⑭	1.212	1.212	1.044	—	—

貯水位 EL. 460.23 m 放流量 323.8 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.400	0.428
②	—	—	—	0.498	0.503
③	—	—	—	0.583	0.597
④	—	—	—	0.699	0.704
⑤	0.050	0.283	0.255	0.816	0.830
⑥	0.466	0.657	0.302	0.961	0.966
⑦	0.541	0.447	0.480	1.097	1.097
⑧	0.606	0.494	0.498	—	—
⑨	0.671	0.597	0.569	—	—
⑩	0.751	0.681	0.667	—	—
⑪	0.844	0.816	0.765	—	—
⑫	0.975	0.933	0.863	—	—
⑬	1.087	1.045	0.975	—	—
⑭	1.279	1.260	1.073	—	—

付表-9 洪水調節用コンジットの C_d の分布 (図4-17 参照)

(平均値)

ゲート全開、貯水位

$\left\{ \begin{array}{l} \text{EL. 479.59 m} \\ \text{EL. 469.05 m} \\ \text{EL. 452.93 m} \\ \text{EL. 432.05 m} \end{array} \right.$

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.826	0.830
②	—	—	—	0.884	0.885
③	—	—	—	0.929	0.944
④	—	—	—	0.963	0.983
⑤	—	—	—	1.013	1.019
⑥	0.507	0.678	0.597	1.019	1.033
⑦	0.639	0.499	0.649	1.040	1.047
⑧	0.763	0.674	0.792	1.062	1.069
⑨	0.868	0.845	0.895	1.093	1.103
⑩	0.940	0.934	0.976	1.099	1.113
⑪	1.001	1.005	1.028	1.100	0.997
⑫	1.071	1.113	1.059	—	1.070
⑬	1.064	1.102	—	—	—
⑭	1.131	1.101	—	—	—

貯水位 EL. 469.05 m 放流量 726.6 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.854	0.848
②	—	—	—	0.910	0.896
③	—	—	—	0.937	0.945
④	—	—	—	0.976	0.979
⑤	0.359	0.408	0.335	1.020	1.012
⑥	0.493	0.626	0.593	1.018	1.033
⑦	0.630	0.455	0.669	1.040	1.045
⑧	0.750	0.671	0.796	1.061	1.067
⑨	0.863	0.828	0.908	1.091	1.100
⑩	0.934	0.926	0.981	1.095	1.110
⑪	1.006	0.993	1.028	1.097	0.576
⑫	1.055	1.105	1.064	—	1.069
⑬	1.077	1.096	—	—	—
⑭	1.104	1.079	—	—	—

貯水位 EL. 479.59 m 放流量 806.5 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.865	0.854
②	—	—	—	0.910	0.898
③	—	—	—	0.935	0.950
④	—	—	—	0.972	0.982
⑤	—	—	—	1.020	1.018
⑥	0.498	0.684	0.594	1.020	1.034
⑦	0.633	0.446	0.651	1.043	1.047
⑧	0.758	0.672	0.794	1.066	1.065
⑨	0.867	0.834	0.907	1.094	1.103
⑩	0.937	0.927	0.981	1.098	1.109
⑪	1.010	0.996	1.031	1.101	1.115
⑫	1.063	1.112	1.063	—	1.069
⑬	1.081	1.097	—	—	—
⑭	1.104	1.083	—	—	—

貯水位 EL. 452.93 m 放流量 573.8 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.861	0.862
②	—	—	—	0.907	0.902
③	—	—	—	0.938	0.959
④	—	—	—	0.977	0.999
⑤	—	—	—	1.023	1.023
⑥	0.510	0.676	0.594	1.032	1.041
⑦	0.641	0.520	0.652	1.053	1.054
⑧	0.770	0.681	0.798	1.071	1.078
⑨	0.873	0.844	0.907	1.102	1.108
⑩	0.955	0.937	0.989	1.109	1.120
⑪	0.999	1.013	1.029	1.111	1.188
⑫	1.072	1.127	1.060	—	1.080
⑬	1.093	1.109	—	—	—
⑭	1.120	1.103	—	—	—

貯水位 EL. 432.16 m 放流量 286.4 m³/S
ゲート全開

測線 ピエゾ番号	1	2	3	4	5
①	—	—	—	0.725	0.755
②	—	—	—	0.809	0.844
③	—	—	—	0.904	0.922
④	—	—	—	0.928	0.970
⑤	—	—	—	0.988	1.024
⑥	0.528	0.725	0.605	1.006	1.024
⑦	0.653	0.576	0.623	1.024	1.042
⑧	0.773	0.671	0.779	1.048	1.066
⑨	0.868	0.874	0.856	1.083	1.101
⑩	0.934	0.946	0.952	1.095	1.113
⑪	0.988	1.018	1.024	1.089	1.107
⑫	1.095	1.107	1.048	—	1.060
⑬	1.006	1.107	—	—	—
⑭	1.197	1.137	—	—	—

付表一10 越流頂の貯水位と放流量の関係（2門合計）(図4-21, 23 参照)

ゲート全開

貯水位 (EL. m)	流 量 (m ³ /S)	流 量 係 数
472.18	108	2.40
473.51	207	2.25
474.27	269	2.18
474.45	290	2.21
475.28	401	2.36
475.51	392	2.35
476.05	449	2.16
476.34	497	2.22
476.63	510	2.13
477.22	602	2.22
477.33	587	2.16
478.32	716	2.13
478.78	794	2.18
479.01	803	2.12
479.11	803	2.09
479.77	896	2.10
479.85	896	2.07
480.28	957	2.07

ゲート開度 1.5 m

貯水位 (EL. m)	流 量 (m ³ /S)	流 量 係 数
474.29	127	2.15
476.29	159	2.15
477.45	179	2.20
478.79	188	2.11
479.79	201	2.12
480.00	201	2.10

ゲート開度 3.0 m

貯水位 (EL. m)	流 量 (m ³ /S)	流 量 係 数
473.99	229	2.34
475.44	267	2.15
476.55	293	2.08
478.04	337	2.10
479.43	369	2.08

ゲート開度 4.5 m

貯水位 (EL. m)	流 量 (m ³ /S)	流 量 係 数
476.56	442	2.28
477.48	451	2.10
478.33	497	2.15
478.38	497	2.14
478.96	500	2.05
479.51	550	2.17
480.40	550	2.05
480.72	599	2.18
480.80	587	2.13

ゲート開度 6.0 m

貯水位 (EL. m)	流 量 (m ³ /S)	流 量 係 数
477.78	639	2.36
477.86	647	2.37
479.09	681	2.21
479.51	689	2.16
480.05	712	2.14

付表-11 コンジットの貯水位～放流量の関係 (図5-2, 3参照)

流量係数(C)算定式: $Q = CBD\sqrt{2gH}$

ここに、Q: 放流量 (m³/S)

B: コンジット吐口幅

(5.0 m × 6 門 = 30.0 m)

D: コンジット吐口高 (6.744 m)

g: 動力加速度 (= 9.8 m/S²)

HQ: コンジット吐口下面を基準とした全
水頭 (m) (EL 419.756 m)

No	貯水位 (EL. m)	全水頭 H (m)	放流量 Q (m³/S)	流量係数 C	放流状態
1	425.45	5.69	229.5	0.107	開水路流
2	427.35	7.59	596.0	0.241	"
3	428.94	9.18	898.7	0.331	"
4	430.34	10.58	1,198.2	0.441	"
5	431.55	11.79	1,491.6	0.485	"
6	432.71	12.95	1,797.3	0.558	"
7	433.69	13.93	2,066.0	0.618	"
8	433.86	14.10	2,359.4	0.701	"
9	434.79	15.03	2,687.9	0.774	"
10	436.84	17.08	2,996.8	0.809	管路流
11	439.85	20.09	3,275.3	0.816	"
12	442.47	22.71	3,492.1	0.818	"
13	446.06	26.30	3,785.5	0.824	"
14	449.65	29.89	4,099.2	0.837	"
15	453.57	33.81	4,391.4	0.843	"
16	457.44	37.68	4,682.3	0.852	"
17	461.67	41.91	4,979.4	0.859	"
18	466.47	46.71	5,303.6	0.866	"
19	470.66	50.90	5,554.4	0.869	"
20	476.01	56.25	5,895.3	0.878	"
21	478.46	58.70	6,034.3	0.879	"
22	480.83	61.07	6,182.8	0.883	"

付表-12 越流頂 57 年度案の貯水位～放流量の関係

流量係数(C)算定式: $Q = CBH^{1.5}$

ここに、Q: 放流量 (m³/S)

B: 越流幅 (6.0 m × 4 門 = 24.0 m)

H: 越流水深 (基準 EL 474.000 m)

No	貯水位 (EL. m)	全水頭 H (m)	放流量 Q (m³/S)	流量係数 C	放流状態
1	476.24	2.24	149.8	1.862	
2	477.39	3.39	299.6	2.000	
3	478.39	4.39	447.8	2.029	
4	479.31	5.31	599.1	2.040	
5	480.11	6.11	744.3	2.053	
6	480.89	6.89	895.6	2.063	

付表-13 越流頂 58 年度案の貯水位～放流量の関係

流量係数算定式 $Q = CBH^{3/2}$

ここに、Q: 流量 (m³/S)

C: 流量係数

B: 越流幅 (57.5 m)

H: 越流水頭 (m)

H = 貯水位 - (越流頂標高 EL 476.50 m)

No	貯水位 H (EL. m)	越流水頭 h (m)	流量 Q (m³/S)	流量係数 C
1	477.59	1.09	101.91	1.557
2	478.16	1.66	203.82	1.657
3	478.61	2.11	302.64	1.717
4	479.02	2.52	401.46	1.745
5	479.40	2.90	503.37	1.773
6	479.74	3.24	601.57	1.794
7	480.07	3.57	701.01	1.807
8	480.36	3.86	795.51	1.824
9	480.65	4.15	895.57	1.842

付表-14 副ダム壁面圧力 (図5-35 参照)

Q = 5,000 m³/S

ピエゾ 番 号	測 点 標 高 (EL. m)	左 岸		中 央		右 岸	
		マノメーター水位 (EL. m)	壁 面 圧 力 (水柱m)	マノメーター水位 (EL. m)	壁 面 圧 力 (水柱m)	マノメーター水位 (EL. m)	壁 面 圧 力 (水柱m)
①	392.63	413.50	20.87	412.85	20.22	413.63	21.00
②	394.63	413.41	18.78	413.13	18.50	413.50	18.87
③	396.63	413.91	17.28	412.60	15.97	413.41	16.78
④	398.63	413.07	14.44	413.38	14.75	413.22	14.59
⑤	400.63	412.19	11.56	412.13	11.50	412.97	12.34
⑥	402.63	406.60	3.97	406.63	4.00	406.19	3.56
⑦	403.00	401.60	-1.40	403.60	0.60	400.51	-2.49
⑧	403.00	404.07	1.07	406.91	3.91	404.07	1.07
⑨	403.00	405.94	2.94	407.13	4.13	406.07	3.07
⑩	402.54	402.25	-0.29	402.03	-0.51	400.66	-1.88
⑪	401.24	400.38	-0.86	401.22	-0.02	398.44	-2.80
⑫	399.68	402.97	3.29	401.79	2.11	402.69	3.01
⑬	398.12	401.10	2.98	401.22	3.10	401.44	3.32
⑭	396.56	400.04	3.48	399.69	3.13	400.35	3.79
⑮	394.99	399.76	4.77	399.63	4.64	399.69	4.70
⑯	393.43	399.78	6.35	399.69	6.26	399.63	6.20

Q = 6,800 m³/S

ピエゾ 番 号	測 点 標 高 (EL. m)	左 岸		中 央		右 岸	
		マノメーター水位 (EL. m)	壁 面 圧 力 (水柱m)	マノメーター水位 (EL. m)	壁 面 圧 力 (水柱m)	マノメーター水位 (EL. m)	壁 面 圧 力 (水柱m)
①	392.63	414.60	21.97	414.10	21.47	414.69	22.06
②	394.63	414.38	19.75	414.07	19.44	415.32	20.69
③	396.63	415.63	19.00	414.78	18.15	415.00	18.37
④	398.63	415.26	16.63	414.19	15.56	414.85	16.22
⑤	400.63	413.25	12.62	406.75	6.12	413.50	12.87
⑥	402.63	406.94	4.31	406.75	4.12	406.22	3.59
⑦	403.00	397.19	-5.81	403.66	0.66	397.10	-5.90
⑧	403.00	404.75	1.75	406.76	3.76	404.10	1.10
⑨	403.00	405.22	2.22	406.79	3.79	403.79	0.79
⑩	402.54	399.85	-2.69	400.22	-2.32	398.85	-3.69
⑪	401.24	399.85	-1.39	400.50	-0.74	397.72	-3.52
⑫	399.68	402.41	2.73	401.97	2.29	402.00	2.32
⑬	398.12	401.97	3.85	401.97	3.85	401.78	3.66
⑭	396.56	401.63	5.07	401.13	4.57	401.78	5.22
⑮	394.99	401.78	6.79	401.57	6.58	401.85	6.86
⑯	393.43	402.22	8.79	402.13	8.70	402.51	9.08

付表—15 減勢池内水面形 (副ダム高 13 m, 設置位置 100 m) (図 5—34 参照)

流量: 3,000 m ³ /S (EL. m)					流量: 5,000 m ³ /S (EL. m)				流量: 6,800 m ³ /S (EL. m)			
測線	左 岸		右 岸		左 岸		右 岸		左 岸		右 岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
-20 m	406.44	408.25	406.25	408.44								
-10 m	406.13	409.13	406.56	408.13	404.06	407.19	404.69	408.75	401.56	405.94	402.81	406.25
0 m	406.25	408.25	406.25	408.25	405.00	410.63	405.00	409.06	402.50	411.25	403.75	411.25
10 m	407.50	410.00	406.88	408.75	406.25	412.50	405.63	409.69	405.63	411.25	405.63	413.75
20 m	407.50	411.25	408.13	410.63	407.50	413.13	407.19	411.25	406.25	415.63	408.13	415.00
30 m	408.75	411.88	408.75	411.25	408.13	415.63	408.13	413.75	410.00	417.50	410.00	415.63
40 m	409.38	411.88	408.75	411.88	409.69	415.63	410.00	416.88	411.88	416.88	411.25	418.75
50 m	409.38	411.88	410.00	412.50	410.63	416.88	411.25	415.94	412.50	418.75	413.13	420.00
60 m	410.63	411.88	410.63	414.38	411.56	416.88	411.56	416.88	413.75	418.13	413.75	419.38
70 m	410.63	412.50	410.63	412.50	412.50	416.88	412.19	417.50	414.38	420.00	414.38	420.00
80 m	410.63	413.13	410.63	413.13	412.81	417.19	413.13	417.50	415.63	419.38	415.00	422.50
90 m	410.63	412.50	410.63	412.50	413.13	416.88	413.13	416.56	414.38	419.38	415.63	418.75
100 m	410.00	411.25	410.00	411.88	412.50	415.00	412.50	415.00	413.75	417.50	413.75	417.50
110 m	405.94	407.25	406.56	407.81	409.06	412.50	409.06	411.56	410.63	414.38	410.63	414.06
120 m	394.38	398.13	394.38	398.13	397.81	403.44	395.63	400.63	399.38	408.75	400.00	408.75
130 m	393.13	395.00	393.75	396.25	395.31	397.19	395.00	400.63	396.88	400.63	396.25	400.00
140 m	393.13	394.38	393.13	395.63	395.00	398.44	394.38	400.63	396.88	401.25	396.25	401.88

付表—16 下流河道水面形 (EL. 383.5 m 平場) (図 5—38 参照)

中央水位

放流量: $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{S}$

単位: (EL. m)

測 線	現 在 水 位		将 来 水 位	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
0 m	409.94	411.25	409.94	411.25
10 m	406.13	407.19	406.13	407.19
20 m	400.94	402.44	394.88	396.56
30 m	400.63	401.88	394.00	395.88
40 m	400.75	401.63	395.00	396.19
50 m	400.75	402.44	395.88	397.63
60 m	400.94	402.25	396.56	398.06
70 m	401.81	402.88	397.25	398.06
80 m	401.50	402.44	397.06	398.44
90 m	401.63	402.75	397.25	398.44
100 m	401.81	402.56	397.25	398.50
110 m	401.94	402.81	397.19	398.19
120 m	402.00	402.56	397.75	398.44
130 m	402.19	403.00	397.94	399.06
140 m	402.13	402.81	398.13	399.00
150 m				

下流河通右岸沿い水位

単位: (EL. m)

測 線	現 在 水 位		将 来 水 位	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
A	401.81	403.50	396.81	399.88
B	402.31	403.44	397.44	400.13
C	402.31	403.69	397.50	400.00
D	402.38	403.50	397.81	400.75
E	401.69	402.81	397.25	401.31
F	401.56	403.25	397.31	401.00
G	401.88	403.75	396.88	399.50
H	400.69	402.19	396.25	400.69

※測線は副ダム上流面を基準とし下流に(正)としている。

中央水位

放流量：Q = 5,000 m³/S

(EL. m)

測 線	現 在 水 位		将 来 水 位	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
0 m	412.19	413.94	412.19	413.94
10 m	407.50	410.06	407.50	410.06
20 m	403.44	406.00	399.69	402.06
30 m	403.69	405.75	399.69	402.13
40 m	403.56	405.75	400.25	402.38
50 m	403.81	405.50	400.50	402.75
60 m	403.75	405.63	401.19	403.69
70 m	404.44	406.19	401.44	403.56
80 m	404.31	405.94	401.75	404.69
90 m	404.81	406.06	402.19	404.19
100 m	405.13	406.38	402.44	404.38
110 m	405.13	406.75	402.81	404.44
120 m	405.31	406.56	402.81	404.25
130 m	405.56	406.50	402.81	404.00
140 m	405.75	406.63	403.13	404.06
150 m				

※測線は副ダム上流面を基準とし下流に(正)としている。

放流量：Q = 6,800 m³/S

(EL. m)

測 線	現 在 水 位		将 来 水 位	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
00 m	414.00	415.50	414.00	415.5
10 m	409.69	411.31	409.69	411.31
20 m	406.75	410.00	401.25	407.50
30 m	407.44	409.69	404.63	407.50
40 m	407.50	409.25	404.19	406.50
50 m	407.69	409.50	404.88	406.88
60 m	407.69	409.31	404.69	406.38
70 m	407.81	409.44	405.63	407.44
80 m	407.88	409.38	405.75	407.56
90 m	407.81	409.56	405.94	407.19
100 m	408.50	409.88	405.56	407.63
110 m	408.50	409.94	406.63	407.88
120 m	408.88	409.94	406.44	407.81
130 m	408.69	409.63	406.63	407.81
140 m	409.25	410.25	407.06	407.81
150 m	409.25	410.31		

※測線は副ダム上流面を基準とし下流に(正)としている。

下流河道右岸沿い水位

(EL. m)

測 線	現 在 水 位		将 来 水 位	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
A	404.81	407.88	402.00	405.00
B	405.56	407.38	403.25	405.00
C	406.31	407.81	403.56	405.56
D	405.94	408.13	403.38	405.25
E	404.44	406.5	401.44	404.31
F	405.13	407.38	402.13	405.25
G	405.06	407.88	402.13	408.13
H	403.69	406.31	400.75	404.44

下流河道右岸沿い水位

(EL. m)

測 線	現 在 水 位		将 来 水 位	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
A	407.63	411.13	404.69	409.25
B	408.25	410.63	406.25	409.75
C	409.06	411.81	407.50	411.50
D	409.75	411.63	407.81	410.63
E	407.81	409.81	406.44	409.00
F	408.50	412.06	406.75	411.06
G	408.38	410.13	406.25	410.50
H	406.56	409.25	404.44	408.13

長島ダム洪水吐き水理模型実験

報告書(中間報告)

ISSN 0386-5878

土研資料 第2172号

昭和60年2月(1985)

ダム水工研究室 柏井条介

中西 徹

要 旨

本報告書は、昭和54年度から昭和59年度にわたって実施した長島ダム(大井川水系、重力式コンクリートダム)洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

キーワード：ダム水理模型実験、洪水吐き、減勢工

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム水工研究室行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2172号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

⑩

○