

土 木 研 究 所 資 料

第 4 6 5 号

矢作ダム余水吐の副ダムに関する水理模型実験

昭 和 4 4 年 3 月

建設省土木研究所

矢作ダム余水吐の副ダムに関する水理模型実験

目 次

ま え が き

I 実 験 の 目 的	1
II 副ダム越流面形状に関する実験	3
III 副ダムの減勢工に関する実験	3
1. 副ダム下流河道の左岸線形に関する検討	3
2. 副ダム左岸導流壁の形状に関する検討	6
3. 副ダムの減勢工に関する検討	6

あ と が き

ま え が き

矢作ダム余水吐の水理模型実験は、中部地建の依頼により、先に放水管、越流部および水褥池減勢工についてそれぞれ実施し、その結果を「矢作ダム余水吐水理模型実験報告書」土木研究所資料第381、(昭和43年3月)によって報告した。

同報告において、水褥池末端の副ダム越流面に負圧が発生するので、副ダムの越流面形状を改良する必要があること、また下流左岸の張出し、および左岸導流壁面の傾斜の影響によって、副ダム越流水脈の流向が右岸へ偏より、減勢が困難であるからこれらを改良する必要があること等を指摘した。

そこで、これら前回の実験に引続き、本実験においては、副ダムの越流面形状に関する検討および副ダムの減勢工に関する検討を行った。

土 木 研 究 所 篠 崎 試 験 所

所 長 川 村 幸 司

I 実験の目的

1. 前回の実験（土木研究所資料 No. 381, 参照）で原案の副ダム越流面に負圧の発生が認められた。そこで今回は負圧が発生しないように、副ダム越流面形状を改良する（図-2 参照）。
2. 副ダムの越流水を減勢するために、次の検討を行う。

(1) 副ダム下流河道の左岸線形は図-1に示すとおりで、副ダムの直下流で大きく河側へ張出している。このため前回の実験では、この個所において副ダムの越流水が乱され右岸へ偏向することが認められた。

このような場合には、流れが不均等になり越流水の減勢が困難である。そこで本実験において、副ダム下流左岸の張出し部分を除去して河道の線形を改良する。

- (2) 副ダムは、既設の発電取水ダム（時瀬ダム）を嵩上げして使用する計画であり、既設の左岸導流壁は図－３に示すように壁面が傾斜（１：０．４）している。このため前回の実験では、副ダム左岸側の越流水は導流壁の傾斜によって右岸へ偏向することが認められた。

このような場合には、越流水の水脈が不均等になり減勢が困難である。そこで本実験において、副ダム左岸導流壁の形状を改良する。

- (3) 副ダム直下流の右岸には、図-1に示すように発電所放水口が設置されるから、副ダムの減勢水叩き長さは著しく制限される。このような条件のもとで副ダム越流水の減勢方法を検討する。

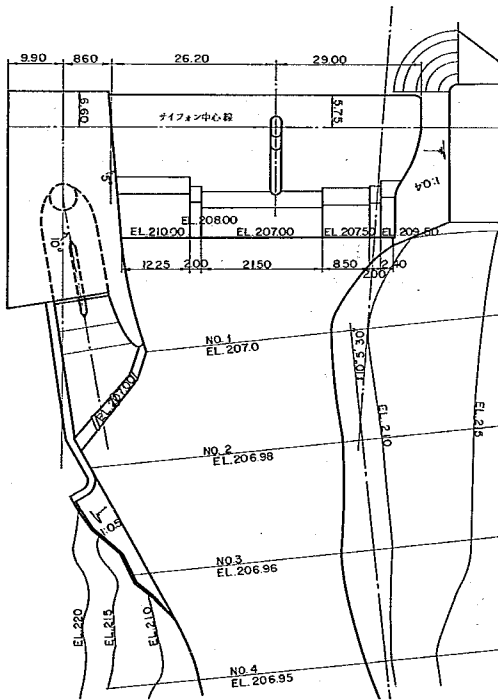


図-1 副ダム附近平面図(原案)

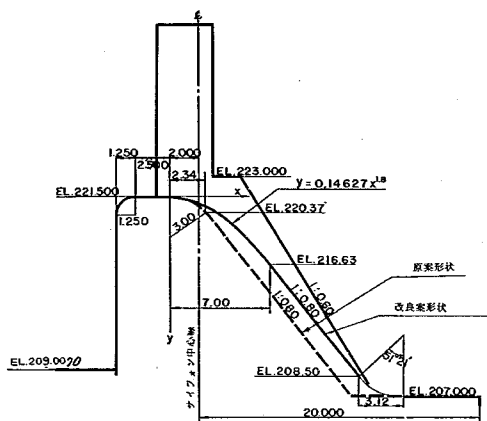


図-2 副ダム標準断面図

写真-1 最終案模型



下流から見た副ダム

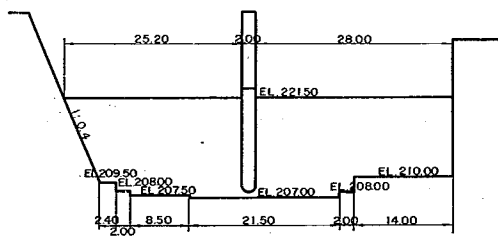
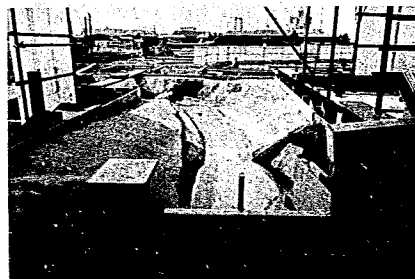


図-3 副ダム下流面図



上流から見た副ダム

Ⅱ 副ダム越流面形状に関する実験

1. 原 案

原案の副ダム越流面形状は図-2に、越流面圧力を測定した結果は図-4に示すとおりである。この結果によると、減勢工の設計対象流量 $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画最大放流量) のときに測点6に -1.8 m 水頭の負圧が生じ、ダム本体設計洪水流量 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ および異常洪水流量 $2,900 \text{ m}^3/\text{s}$ のときには、測点6にそれぞれ -3.8 m 水頭および -7.2 m 水頭の負圧が発生する。

2. 改 良 案

改良案の副ダム越流面にはランドルフ曲線を用い、同じく図-2に示すような形状とした。この形状について実験を行った結果、図-5に示すように $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ のときには負圧の発生が認められず、 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,900 \text{ m}^3/\text{s}$ においても -1 m 水頭程度の負圧となり、許容値以内におさまった。

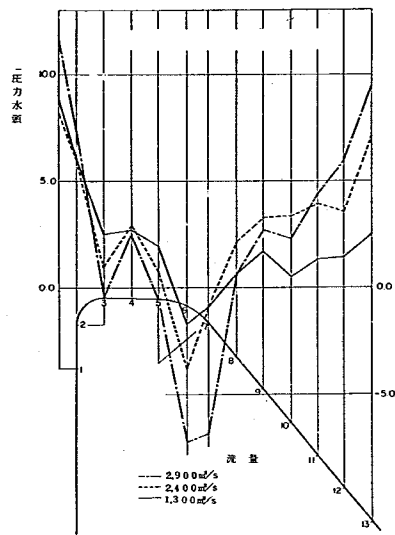


図-4 副ダム圧力分布図 (原案)

Ⅲ 副ダムの減勢工に関する実験

1. 副ダム下流河道の左岸線形に関する検討

(1) 原 案

現在の河道は、図-1に示すように副ダムの直下流で左岸側の線形が大きく河側へ張出している。

このような原案について実験を行った結果、写真-2に示すように、左岸側の越流水脈は乱されて右岸へ偏向し、右岸の発電所放水口先端の河岸斜面に激突し、その水脈の一部が放水口内へ

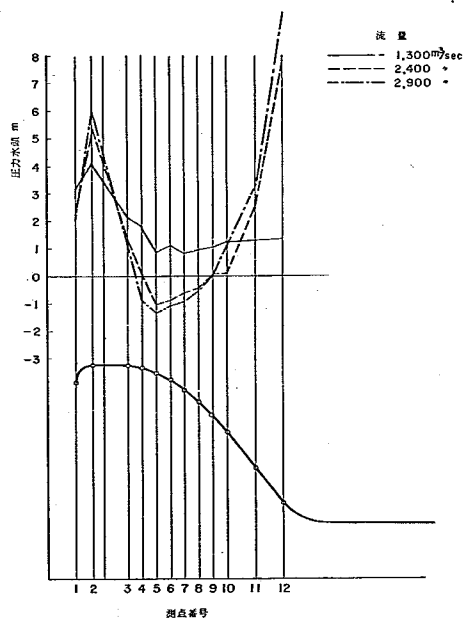


図-5 副ダム圧力分布図 (改良案)

逆流するのが認められた。なおこのような流況は放流量が大きい程激しくなる傾向が認められた。

(2) 改 良 案

図-6に示すように副ダム末端から下流60m区間にわたって、左岸の張出し部分を除去し河道を整形した。

実験の結果は写真-3に示されるように、河道整形の効果が著しく、越流水脈の偏向は小流量($400\text{ m}^3/\text{s}$)時を除いてほとんど認められなかった。 $400\text{ m}^3/\text{s}$ のときは左岸導流壁面の傾斜によって、越流水脈の一部に小規模な偏向がみられた。

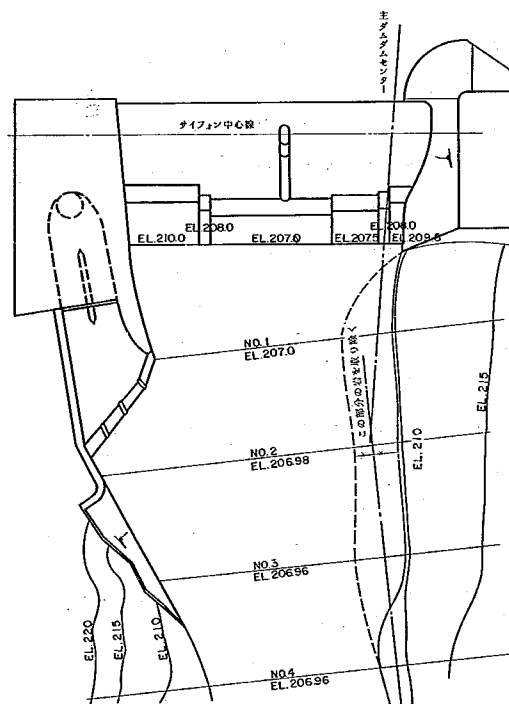
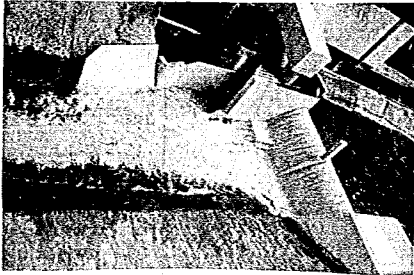


図-6 副ダム附近平面図(左岸河道整形)

写真-2 副ダム下流河道の左岸側を現状
のままとし、整形しない場合

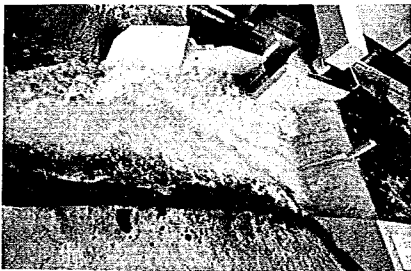


流 量 : $400 \text{ m}^3/\text{sec}$

写真-3 副ダム下流河道の左岸側を整形し
た場合



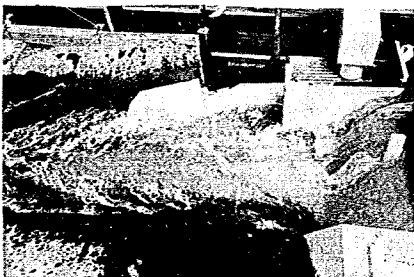
流 量 : $400 \text{ m}^3/\text{sec}$



流 量 : $1,300 \text{ m}^3/\text{sec}$



流 量 : $1,300 \text{ m}^3/\text{sec}$



流 量 : $2,400 \text{ m}^3/\text{sec}$



流 量 : $2,400 \text{ m}^3/\text{sec}$

2. 副ダム左岸導流壁の形状に関する検討

(1) 原 案

現在の既設導流壁は、図-7に示すように左岸側の壁面が傾斜（1：0.4）している。

このような原案は、前述1-2の実験の結果、左岸河道を整形しても小流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ のときに、越流水脈の一部に小規模な流れの偏向が認められた。

(2) 改 良 案

左岸導流壁の壁面を、図-7に示すように鉛直にした場合について実験を行った結果、

$400 \text{ m}^3/\text{s}$ のときの流れの偏向はみられなく

なった。しかし、原案において流れの偏向が

小規模であるため、減勢にはさほど困難が予想されないこと、および改良案の効果が僅かであって、改良の工費をかんあんすると経済効果が非常に小さいこと等から、左岸導流壁面は既設のまゝの傾斜した原案を用いる方が経済的に有利であると考える。

3. 副ダムの減勢工に関する検討

(1) 原案減勢工

現在の既設水叩の形状は、図-1, 2, 3に示すとおりで、これをそのまゝ副ダムの水叩として利用した場合を原案とした。

実験の結果、副ダムを越流した水脈は減勢されずに射流のまゝ流下し、右岸側では発電所放水口への逆流が認められた。下流河道の流速を、図-8に示す位置について測定した。その結果は図-9に示すとおりで、流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、

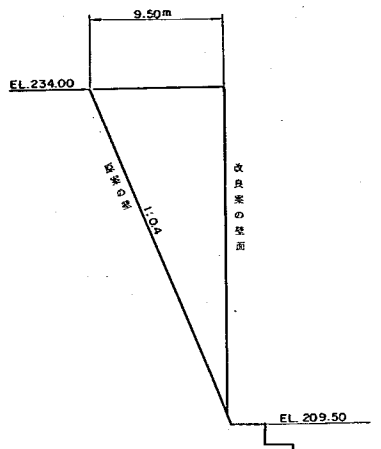


図-7 副ダム左岸導流壁形状図

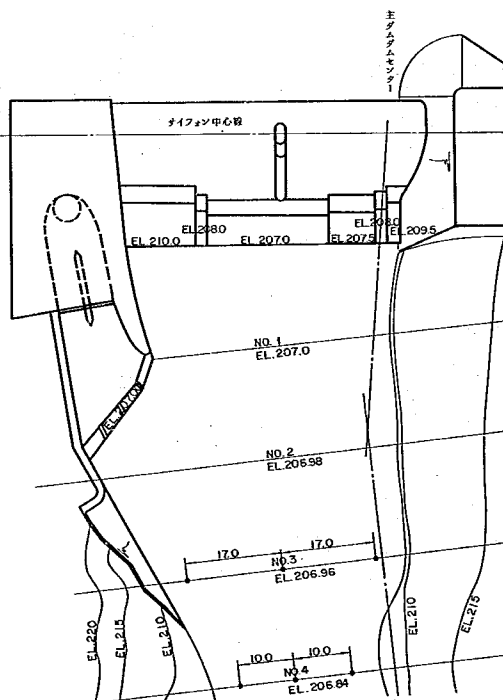


図-8 流速測点位置図（原案減勢工）

1,300 m^3/s および 2,400 m^3/s のいずれの場合も 10 $\frac{\text{m}}{\text{s}}$ 以上の流速が認められ、河床および河岸は著しく洗掘されることが予想される。

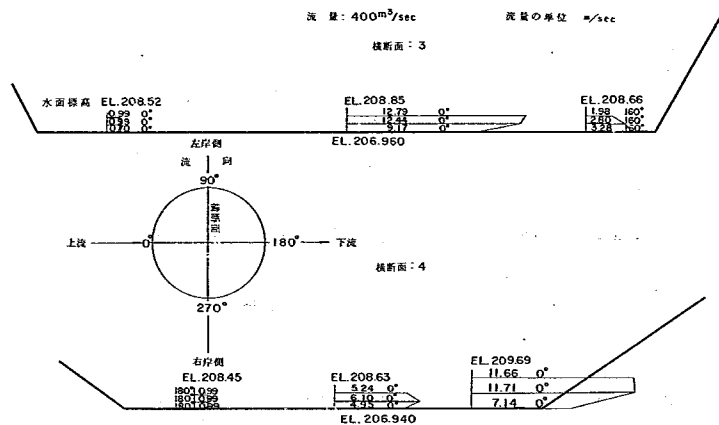


図-9(a) 下流河道流速分布図 (原案)

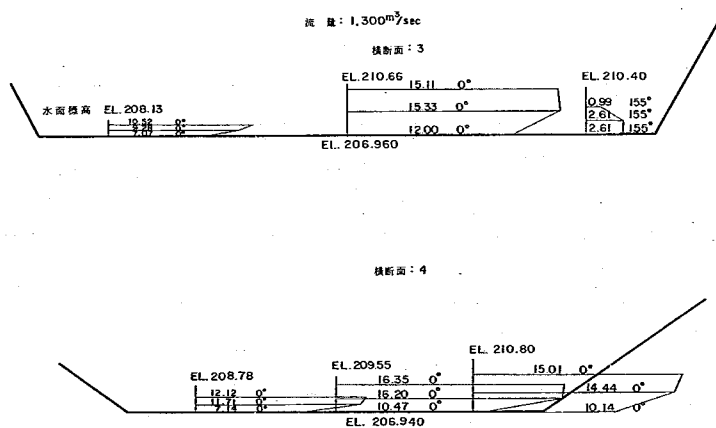


図-9(b) 下流河道流速分布図 (原案)

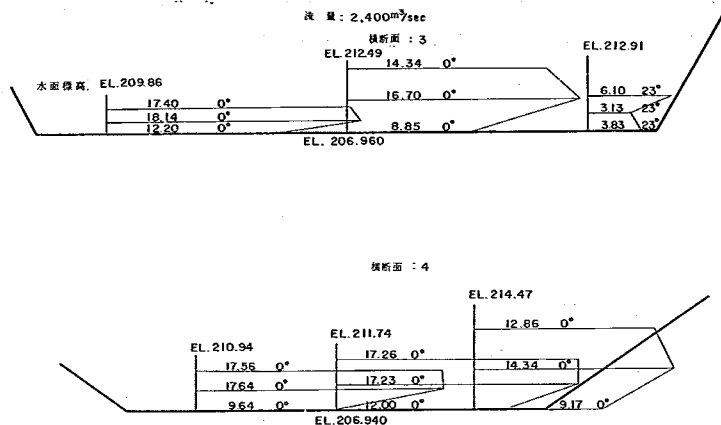


図-9(c) 下流河道流速分布図(原案)

(2) パケット型減勢工

副ダムの直下流に発電所放水口が設けられるため、減勢工の長さをできるだけ短縮しなければならない。長さの短い減勢工としては、まず第一にスキージャンプ式があげられる。しかし、このタイプの減勢工は、飛散水脈の落下地点において著しい河床の洗掘を許容しなければならないので、本ダムの下流河道に対してスキージャンプ式は不適当である。そこで第二に長さが短いローラーパケット型減勢工を検討してみる。

表-1 諸水理量表

インバート標高 EL204m (現河床より3m下がり) …Ⅰ型							摘 要
流 量	流 速	露出射流水深	フルード数	跳水共役水深	飛散一巻込限界水深	自然下流水深	
1,300 $\frac{m^3}{s}$	19.2 $\frac{m}{s}$	1.3 m	5.3	9.4 m	9.2 m	9.0 m	減勢工設計対象流量 ダム本体設計洪水流量 異常洪水流量
2,400	20.4	2.3	4.3	12.9	11.1	11.5	
2,900	20.9	2.7	4.0	14.3	11.8	12.2	
インバート標高 EL203m (現河床より4m下がり) …Ⅱ型							摘 要
流 量	流 速	露出射流水深	フルード数	跳水共役水深	飛散一巻込限界水深	自然下流水深	
1,300 $\frac{m^3}{s}$	19.7 $\frac{m}{s}$	1.3 m	5.5	9.5 m	9.4 m	10.0 m	上記と同じ
2,400	20.8	2.3	4.4	13.1	11.9	12.5	
2,900	21.3	2.7	4.1	14.5	12.6	13.5	

バケット型減勢工がその機能を満足に発揮するためには、充分な下流水深を必要とするものである。ところが前述 3-(b) 原案の実験において認められたように、本地点の下流水深は極めて不足し、いずれの流量でも越流水は射流のまゝかなりの距離を流下している。そこで下流水深を確保するために水叩面を下げる手段を講じた。

バケットを設計するために必要な水理諸量を計算すれば表-1に示すとおりで、バケットのインバードを現河床面から 3 m 低下させると、ローラー現象に対する飛散一巻込限界水深とインバードからの自然下流水深とがほぼ等しくなる。これに水脈の不均等および下流水位の低下等の余裕をみこんで、インバードを河床面から 4 m 低下させた場合について水

理量を計算

すると、同

じく表-1

に示すよう

になり、下

流水深は限

界水深より

も 0.6 ~ 0.

9 m 程大き

くなる。

そこで、

この 2 つの

場合につい

て実験を行

うことにし、

従来の実験

資料からバ

ケット半径

10 m、リ

ップ角度 4

5°として、

図-10に

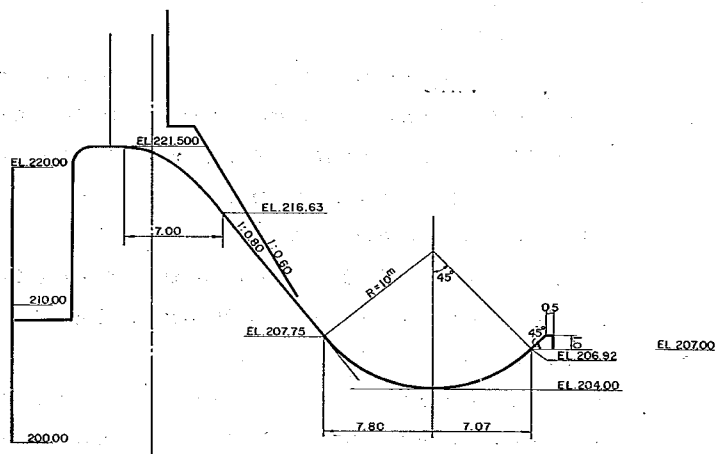


図-10(a) I 型 バケット型減勢工形状図

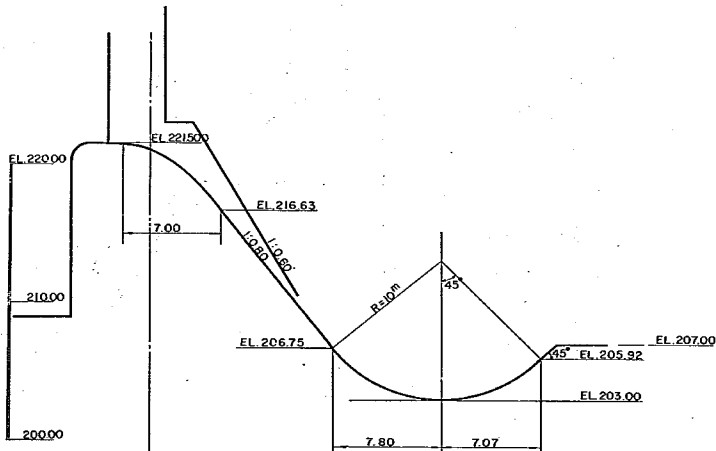


図-10(b) II 型 バケット型減勢工形状図

示すようなⅠ型、Ⅱ型バケット型減勢工を設計した。

実験の結果、Ⅰ型、Ⅱ型とも下流水位が十分でないため、バケット内に効果的な表面渦ができず、リップ上には高く荒れたバケット波を生じ、飛散寸前の流況を示した。また下流水位を僅かに低下させると飛散状態に移行するのが認められた。したがって、この流況を安定した巻込状態にするためには、インバートをさらに下げて下流水位を相対的に大きくする必要がある。しかしバケット部をこれ以上掘削することは、既設の取水ダムの基礎の安定をおびやかすことになり好ましくない、という現地事務所の意見により、バケット型減勢工は不適当と判定した。

(3) 段上げ水叩型減勢工

(a) 段上げの機能

前述のように本ダムにおいては、水叩長に制限をうけると同時に自然下流水位が低いので、~~水叩にあって~~越流水を十分拡散して跳水減勢させることは困難であり、水叩上に設けられた補助構造物により強制的に減勢する方法が最も有効と考えられる。補助構造物としては、本ダムの特性を考慮して段上げを進定した。

段上げの機能は次のとおりである。

- ① 段上げによって減勢を促進し、強制的に跳水の形を変えて水叩長を短縮する。
- ② 自然下流水位が共役下流水位より低い場合に、段上げによって必要下流水深を確保し跳水を満足に形成する。
- ③ 高速射流を段上げによって上方へ変向拡散し、水叩下流河床の洗掘を防止する。
- ④ 流量変動に伴う水叩内の跳水の移動および流況の急激な変化に対して、これらを安定化する。

(b) 段上げ水叩長の検討

段上げの規

模としては、
Forster &
Skrinde の
2) 実験結果および大野ダムにおける実験結果を参考にし、減勢工設

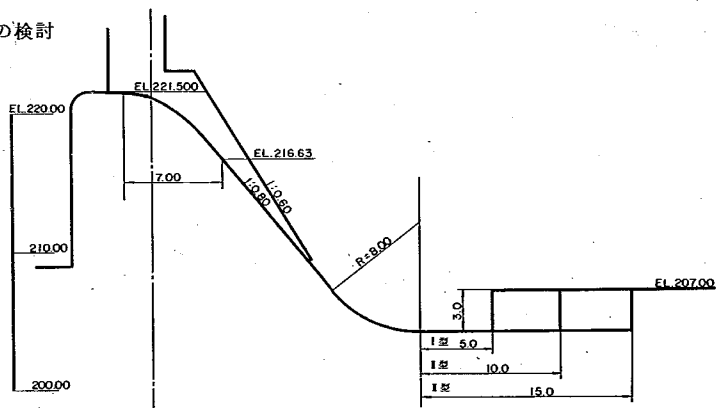
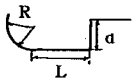
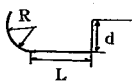
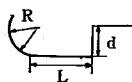


図-1.1 段上げ水叩形状図

計対象流量 $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しライズ高は 3 m 、水叩長は 5.10 および 15 m の I、II、および III 型の 3 種とし、実験によって水叩長を決定することにした。実験を行った 3 種類の段上げ水叩形状は図 - 11 に示すとおりである。

これら 3 種の水叩についてそれぞれ実験を行い、流況観察の結果を表 - 2 に、水面

表 - 2 流 況 比 較 表

型式	略 図	寸 法 (m)	観 測 結 果		
			流 況	$1,300 \text{ m}^3/\text{s}$	$2,400 \text{ m}^3/\text{s}$
I		$R=8$ $L=5$ $d=3$	巻 込 状 態	巻込み少しあり、飛散状に近い	巻込みなく、飛散状態
			水 面 隆 起	EL 218 m	EL 221 m
			放水口内水位変動	小	小
			水面隆起終端	サイフォン中心より 45 m 附近	サイフォン中心より 50 m 附近
			下流河道流況	良好	良好
II		$R=8$ $L=10$ $d=3$	巻 込 状 態	良好	巻込み少しあり、
			水 面 隆 起	EL 217 m	EL 221 m
			放水口内水位変動	小	小
			水面隆起終端	サイフォン中心より 50 m 附近	サイフォン中心より 60 m 附近
			下流河道流況	良好	良好
III		$R=8$ $L=15$ $d=3$	巻 込 状 態	良好	良好
			水 面 隆 起	EL 216 m	EL 219 m
			放水口内水位変動	大 放水口内に水脈越流す	大 放水口内に水脈越流す
			水面隆起終端	サイフォン中心より 50 m 附近	サイフォン中心より 65 m 附近
			下流河道流況	良好	良好

注：水面隆起の EL は水面形状の最高点の EL である。

形測定の結果を図 - 12, 13, 14 に示す。なお、それぞれの流況は写真 4, 5, 6 に示すとおりである。

この結果、 $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ のときに十分巻込状態となり効果的に減勢され、かつ $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ においても飛散状態にならないこと、および発電所放水口へ及ぼす水脈の影響が小さいこと等

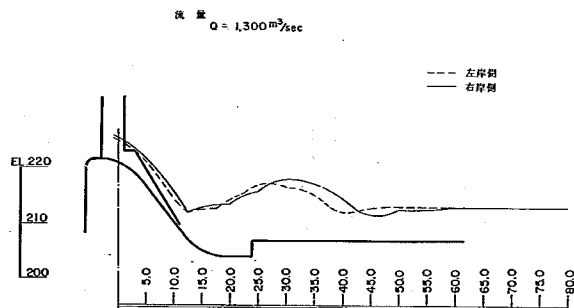


図 - 12 (a) I 型 段上げ水叩水面形状図

から、水叩長 10 m のⅡ型
段上げ水叩を最適形状と判
定しこれを最終案とした。
この最終案減勢工を使用し
た副ダムの平面図は図-15
に、断面図は図-16にそ
れぞれ示すとおりである。
またこの場合の流況を各流
量毎に詳細に示したのが写
真 7, 8, 9, 10 である。

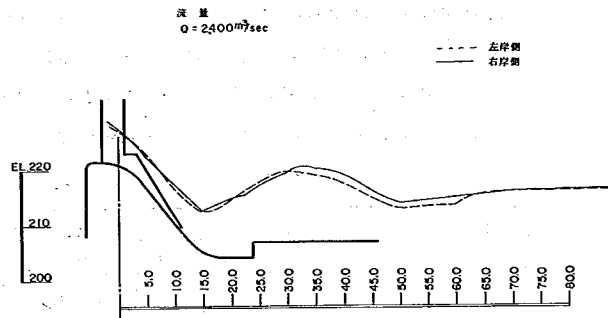


図-12(b) I型段上げ水叩水面形状図

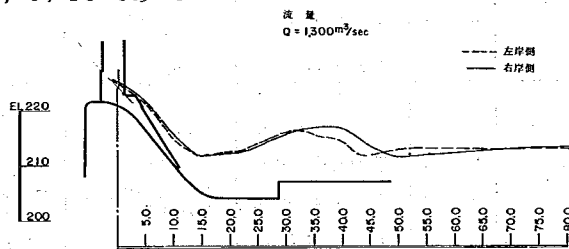


図-13(a) Ⅱ型段上げ水叩水面形状図

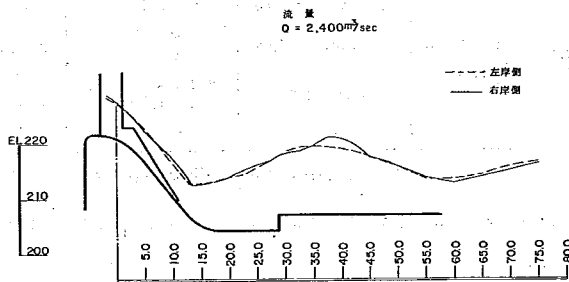


図-13(b) Ⅱ型段上げ水叩水面形状図

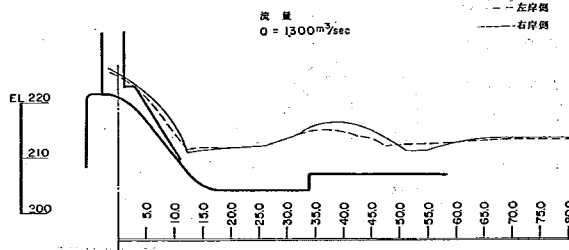


図-14(a) Ⅲ型段上げ水叩水面形状図

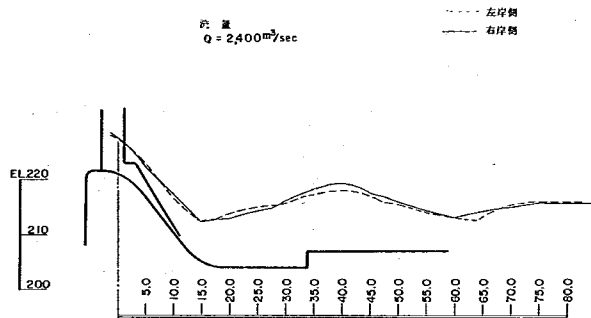
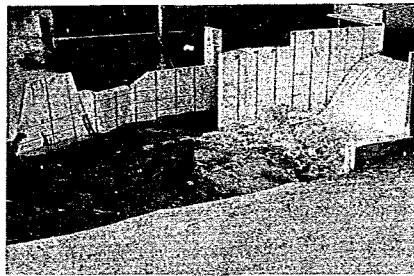


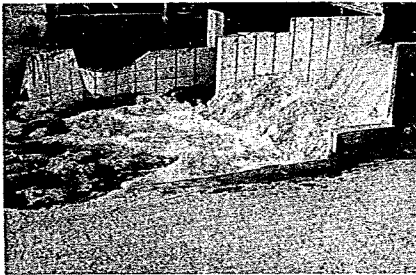
図-14(b) II型段上げ水叩水面形状図

写真-4 I型段上げ水叩

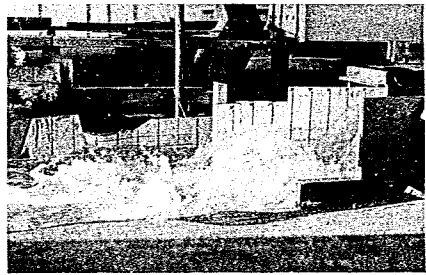
水叩き長さ5 m



流 量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$

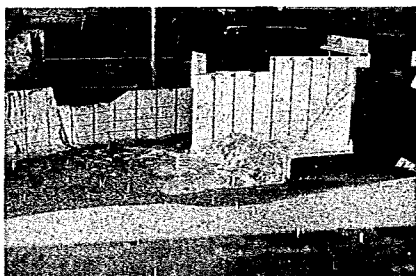


流 量 $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$



流 量 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$

写真-5 ▮ 型段上げ水叩
水叩き長さ 1.0 m

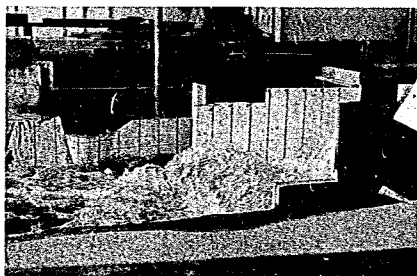


流量 400 m³/s

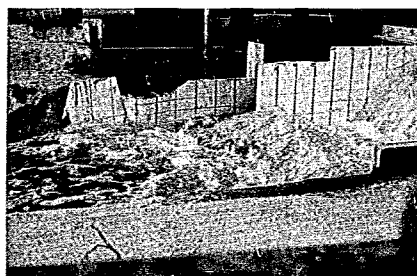
写真-6 ▮ 型段上げ水叩
水叩き長さ 1.5 m



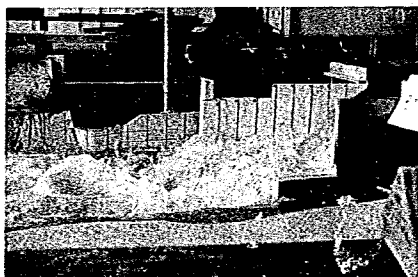
流量 400 m³/s



流量 1,300 m³/s



流量 1,300 m³/s



流量 2,400 m³/s



流量 2,400 m³/s

写真-7 最終案減勢工（Ⅱ型段上げ水叩）

流量 400 m³/s



写真-8 最終案減勢工（Ⅱ型段上げ水叩）

流量 1300 m³/s

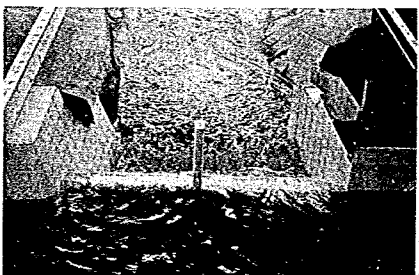
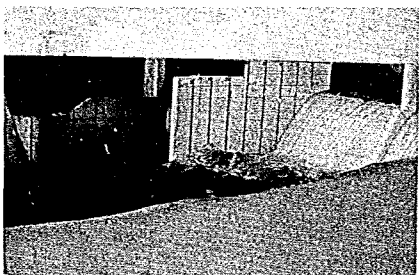
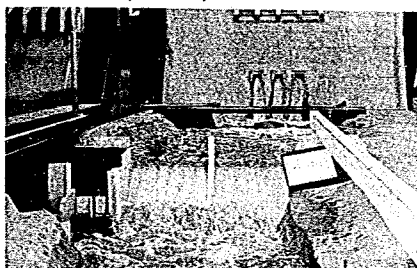
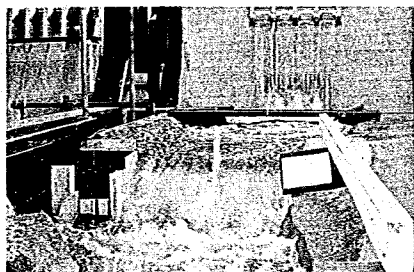
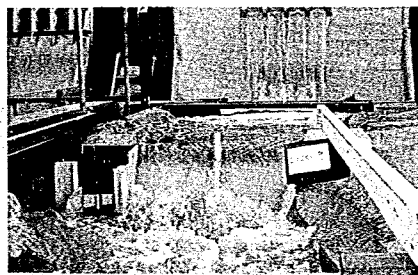


写真-9 最終案減勢工（Ⅱ型段上げ水叩） 写真-10 最終案減勢工（Ⅱ型段上げ水叩）

流量 2400 m³/s



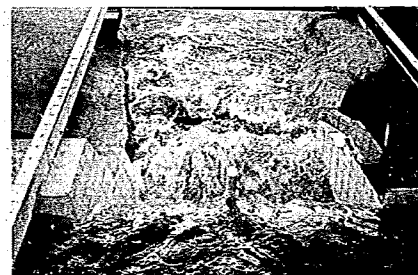
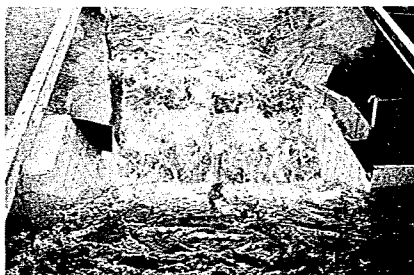
流量 2900 m³/s



流量 400 m³/s



流量 1300 m³/s



流量 2400 m³/s

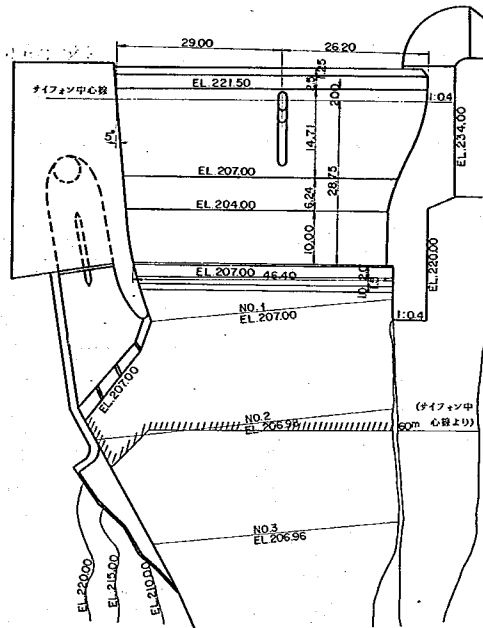


図-15 最終案副ダム平面図

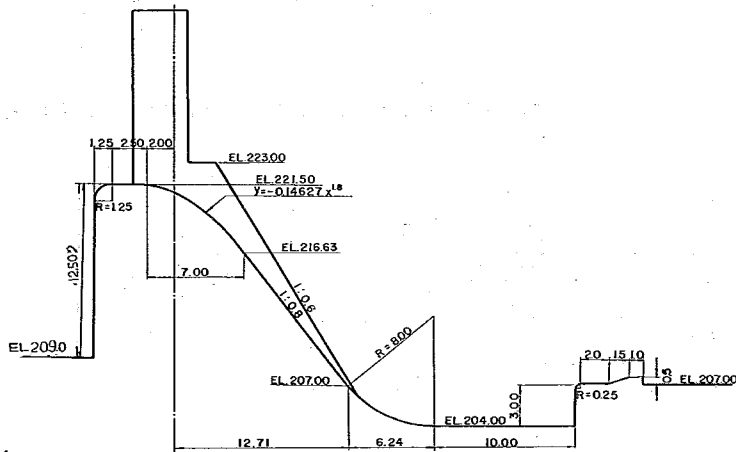


図-16 最終案副ダム標準断面図

(c) 流速測定

最終案減勢工の減勢効果を前述(1)の原案減勢工と比較するために、下流河道の流速分布を測定した。測定位置は図-17に、測定結果は図-18に示すとおりで、底面流速は原案の10～12 m/sに対し5～7 m/sに低減し、段上げ水叩による減勢効果が認められた。

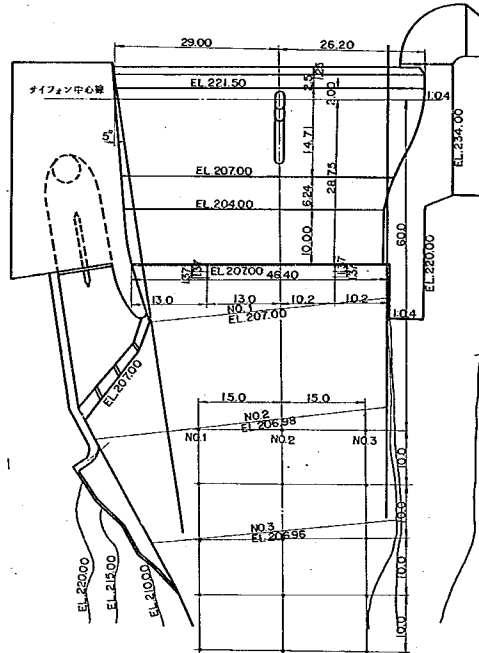


図-17 水面形，流速およびシル圧力測定位置図（最終案）

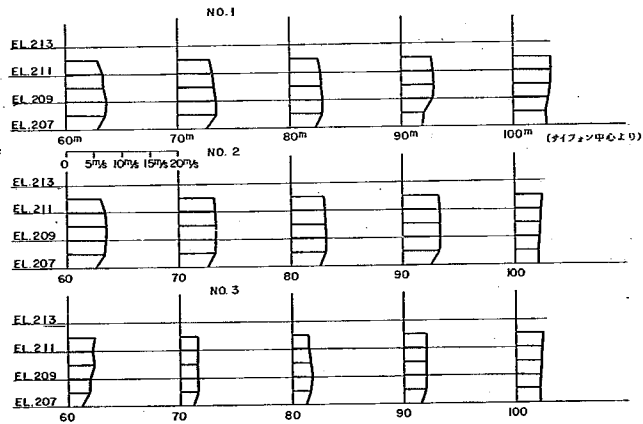
$$Q = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$$


図-18'(a) 下流河道流速分布図(最終案)

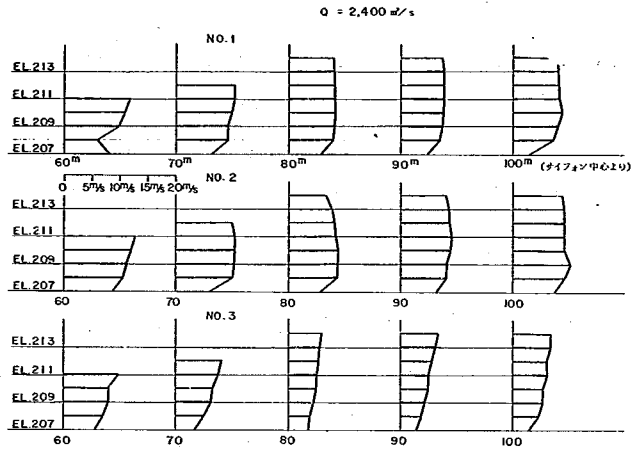


図 - 18 (b) 下流河道流速分布図 (最終案)

(d) 段上げ面の圧力測定

段上げの細部形状の適否を判定し、かつ構造設計の資料を得るために、段上げ面に作用する圧力を測定した。段上げ面の細部形状および実験の結果は図 - 19 に示しており、いずれの流量においても負圧は発生しないことが確認され、また $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ のときに段上げ前面に作用する最大圧力は 1.5 m 水頭を示した。

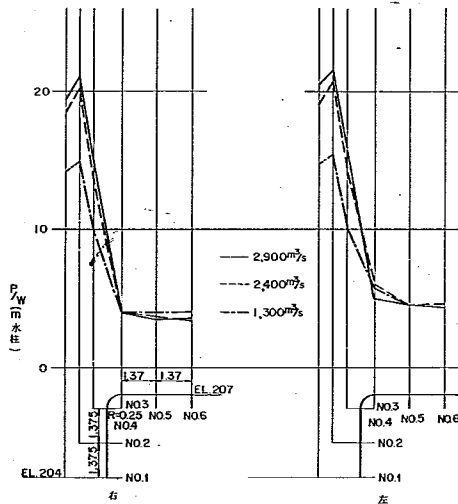


図 - 19 ライズ面圧力分布図 (最終案)

あ と が き

昭和43年度に報告した「矢作ダム余水吐水理模型実験報告書」土木研究所資料第381号と本報告とを合わせて、矢作ダム余水吐に関する水理模型実験の全報告を完了する。

最後に、本実験において測定および資料整理は大野為三郎が担当し、模型の製作は木藤貞二郎が担当したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 村 幸雄, 伊集院 敏 : バケット型水叩の水理機能に関する実験的考察, 土木研究所報告, ㍻98, 1957.
- 2) V.T.Chow : Open Channel Hydraulics, 石原藤次郎訳, 「開水路の水理学Ⅱ」丸善
- 3) 建設省土木研究所 : 大野ダム水理模型実験報告書, 1960.