

しろがねダム余水吐の水理模型実験

石 塚 耕 一*
秋 野 隆 英**
浦 島 三 朗***

The Hydraulic model Test of the Spill way in the Shirogane Dam

Kōichi ISHIZUKA
Takahide AKINO
Saburō URASHIMA

要 旨

本論文は、しろがねダム余水吐の水理学的機能と水路構造について実験的に検討し、設計の基礎資料を得たもので、ここに報告する。

Synopsis

In this paper, we report the basic datas of the dam planning, according to the experiments we tried on the hydraulic mechanism and the canal structure of the spillway in the shirogane dam.

1. しろがねダムの概要

しろがねダムは、直轄かんがい排水事業しろがね地区計画の一環として建設中のもので、場所は上川郡美瑛町字平和を流下する美瑛川支流のオヤウンナイ川の上流にある。その型式はセンターコア・フィルダムで、美瑛沿岸の畑地および水田の用水を確保し、その地区における農業の近代化を資し、農業経営の安定を図ることを目的として設けるものである。

ダムの概略は次のとおりである。

堤高—59.50 m
堤長—518.00 m
総貯水量—6,800 千 m³
満水面積—0.485 km²
流域面積 直接—6 km²
間接—67 km²

図—1はしろがねダムの平面図である。余水吐はダム付近の地形、地質およびオヤウンナイ川への放流などを考慮して堤体に沿って右岸地山を掘削して設け、その全長は298 mである。余水吐の型式は、側溝流入式で越流堤長42 mの標準型越流頂を用い、設計洪水流量90 m³/sec、異常洪水流量108 m³/sec、設計越流水深1.00 mである。図—2に余水吐の縦断面図と平面図を示す。

2. 模 型 実 験

2. 1 実験の目的

本ダムの余水吐は、昭和54年度着工の予定で原設計を完了しているが、余水吐の構造については、水理実験により検討し、洪水に対して安全で経済的な設計を決定する。これには、余水吐からの流下水を完全に減勢し、現河川へ放流し、河川管理上支障のない状況であることが要求される。従って上記の状況から実験目的は次の5項目に要約される。

- 1) 余水吐の洪水流量に対する越流水深の検討。
- 2) 余水吐移行部、急流部の側壁余裕高および

* 教 授 土木工学科

** 助教授 土木工学科

*** 助 手 土木工学科

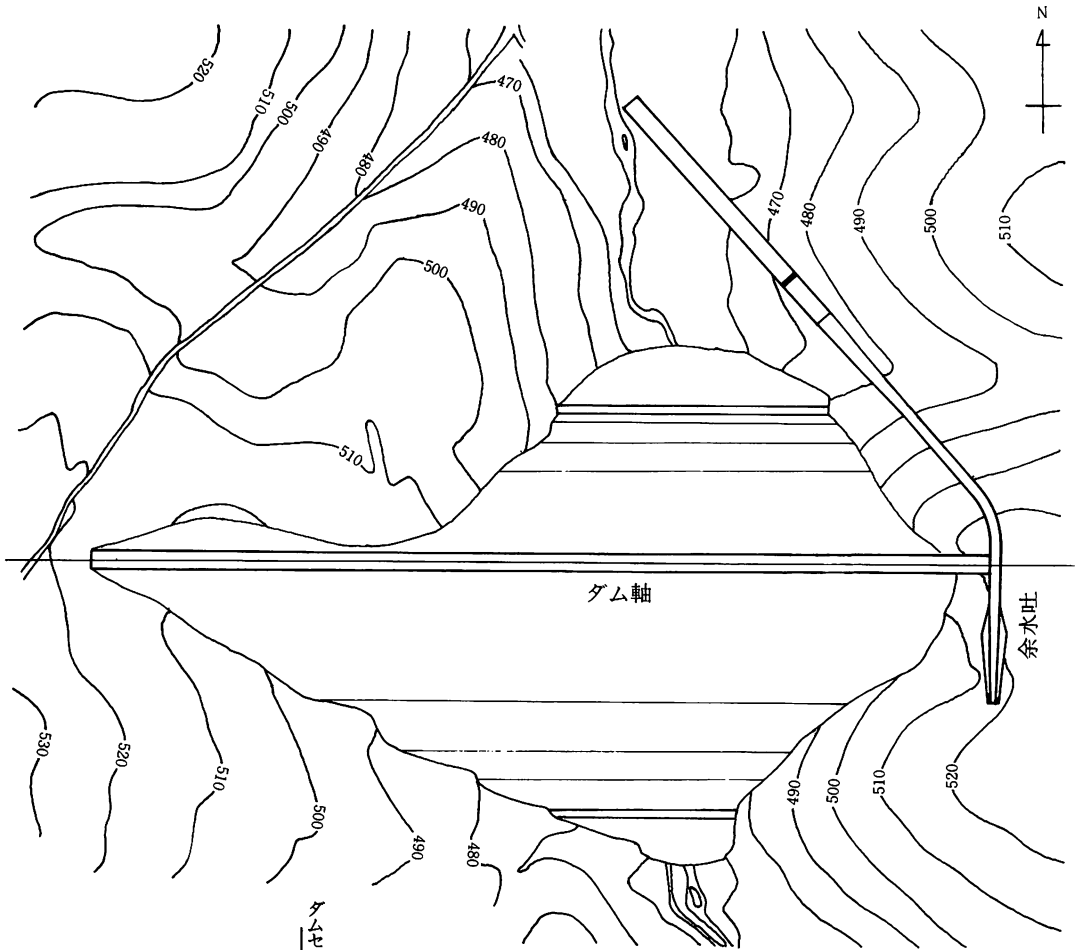


図-1 しろがねダム平面図(単位; m)

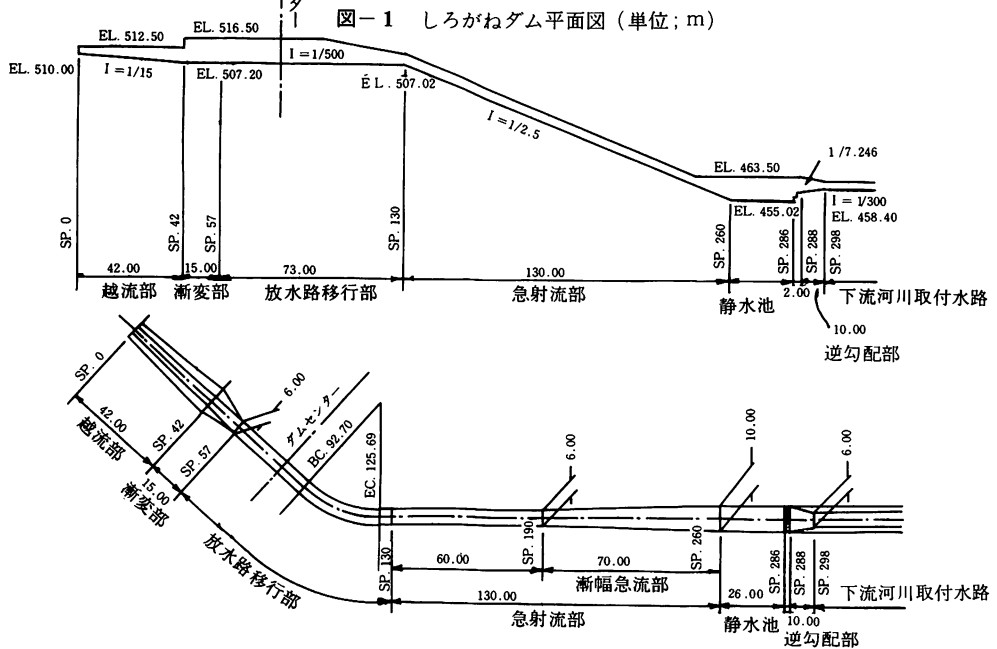


図-2 余水吐縦断面図および平面図(単位: m)

流況の検討。
3) 静水池の減勢効果の検討。
4) 限界排水量の把握。
5) 下流河川への影響。
このため余水吐放流水による流況を観測し、減勢工法について検討するとともに、必要に応じて下流河川の保護対策についても検討した。

2. 2 模型の概要および相似率

模型実験上の諸条件を考慮して縮尺を 1/30 とし、軽量ブロック 3 列積み（一部 2 列積み）の外壁の中に模型を製作した。また貯水池は現場の地形にあわせ、広さを越流部に影響を与えない程度確保した。
実物のコンクリートの粗度係数を $n_p=0.015$ とすれば、模型では $n_m=0.0085$ 程度を必要とする。従って模型は木製とし、粗度を調節するために紙ヤスリで磨きその上にニス仕上げの作業を数度繰り返し、静水池の側壁は、アクリル材を用いたので $n_m=0.01$ 程度の滑らかさに製作できた

思われる。また減勢工の逆勾配部末端から 14 m までは、洗掘測定のため掘込んで底板を取りはずし可能とした。水位および流速の測定には、ポイントゲージ、ピトー管および小型プロベラ式流速計を使用した。その他実験判定の補助資料として写真撮影を行なった。実物と模型の相似率としてはフルード数による相似法則を適用し、この場合の水利量の換算比を表-1、原型と模型の諸元を表-2 に示す。

表-1 フルード数の相似率

基 本 量	フルードの相似率 による諸寸法比	縮 尺
長さ又は水深	n	1 : 30
面 積	n^2	1 : 900
体 積	n^3	1 : 27,000
流 速	$n^{1/2}$	1 : 5.477
流 量	$n^{5/2}$	1 : 4,929.5
時 間	$n^{1/2}$	1 : 5.477
粗 度	$n^{1/6}$	1 : 1.763

表-2 原型と模型の諸元

項		目	原	型	模	型	備	考
越		流	水	深	1.00 ^m	0.033 ^m	S P. 0～S P. 42	
		越	流	堤長	42.00 ^m	1.400 ^m	非調節型直線	
		コ	ウ	配	1／15	1／15	側溝流入型式	
漸		変	部	長	15.00 ^m	0.500 ^m	S P. 42～S P. 57	
		水	路	幅	5.00～6.00 ^m	0.167～0.200 ^m	右岸コウ配 1：0.5～1：0.0	
		コ	ウ	配	1／500	1／500	左岸コウ配 1：0.7～1：0.0	
放 水 路	移行部	漸	変	部	長	73.00 ^m	2.433 ^m	S P. 57～S P. 130
		水	路	幅	6.00 ^m	0.200 ^m	水平湾曲 S P. 92.7～S P. 125.69	
		コ	ウ	配	1／500	1／500	R＝45.00m I＝42°00′	
	急流部	漸	変	部	長	130.00 ^m	4.333 ^m	S P. 130～S P. 260
		水	路	幅	6.00～10.00 ^m	0.200～0.333 ^m	漸変部 S P. 190～S P. 260	
		コ	ウ	配	1／2.5	1／2.5	水路幅 6.00～10.00m	
静水池部		静	水	池	長	26.00 ^m	0.867 ^m	S P. 260～S P. 286
		静	水	池	幅	10.00 ^m	0.333 ^m	II型静水池
逆コウ配部		漸	変	部	長	12.00 ^m	0.400 ^m	S P. 286～S P. 298
		水	路	幅	10.00～6.00 ^m	0.333～0.200 ^m	階段状の段上り 2.00m	
		コ	ウ	配	1／7.246	1／7.246	逆コウ配 10.00m	
下流河川 取付水路		水	路	幅	6.00 ^m	0.200 ^m	側壁コウ配 1：0.5	
		コ	ウ	配	1／300	1／300	(台形断面)	

表-3 実験条件

型	越流堤長 (m)	静水池長 (m)	下流河川 取付水路幅 (m)	護床工	エンド シル
I	42.00	26.00	6.00	無	2段
II	43.50	26.00	6.00	無	2段
III	45.00	26.00	6.00	無	2段
IV	45.00	30.00	6.00	無	2段
V	45.00	30.00	10.00	無	2段
VI	45.00	30.00	10.00	有	2段
VII	45.00	30.00	10.00	無	3段
VIII	45.00	30.00	10.00	有	3段

2. 3 実験の流量および種類

通水流量は主として、10年確率洪水流量 $36.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、100年確率洪水流量 $75 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、設計洪水流量 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ および異常洪水流量 $108 \text{ m}^3/\text{sec}$ を通水実験し、減勢工の部分ではその機能をみるために設計洪水流量の $1/4$ 、 $1/2$ 、 $3/4$ 倍の諸流量についての実験も併せて行った。

実験流量の検定は直角三角ゼキにより行った。

実験の種類は表-3に示す8通りである。I型は原設計案で、II型、III型は越流部の改良、IV型、V型およびVII型は減勢工の改良を主とし、VI型、VIII型は護床工を設けた場合の洗掘について調べた。

3. 実験結果および考察

3. 1 越流係数および接近水路の流況

余水吐の越流形状はハロルド標準形が用いられ、ナップの曲線は $Y=0.5X^{1.85}$ である。越流ゼキの流量公式は一般に次式で表わされる。

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

ここに Q : 流量 (m^3/sec)
 H : 越流水深 (m)
 B : 越流幅 (m)
 C : 越流係数

ただし、 H_d を設計越流水深とすると、 C は H/H_d の関係となる。越流水深の測定については越流ゼキの中心線上で水位を観測し、ほぼ一定とみなし得る水深をもって越流水深とした。

水位流量曲線を図-3、越流係数 $C=Q/BH^{3/2}$ と H/H_d の関係を図-4に示す。原設計案の実測値では、10年確率洪水流量、100年確率洪水流量、設計洪水流量および異常洪水流量を流下させるのに要するそれぞれの水深は、 0.59 m 、 0.91 m 、 $1.$

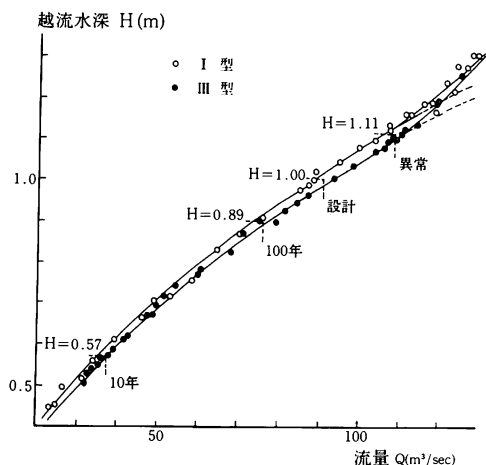
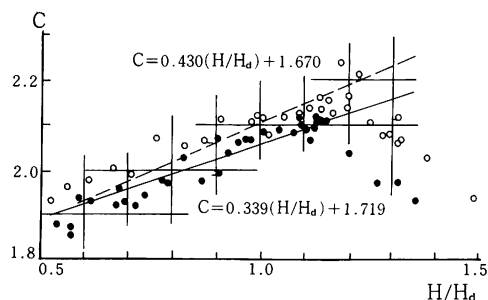


図-3 水位流量曲線

図-4 $C \sim H/H_d$ の関係

01 m および 1.13 m となり、各流量に対するそれぞれの設計計算越流水深 0.56 m 、 0.89 m 、 1.00 m および 1.11 m より過大となっている。その原因としては、越流ゼキ頂の長さ、接近水路の敷高、導流壁の形などが問題として考えられる。

今回の実験では、その解決策として越流部を延長する方法で行った。延長距離は制限されるが $Q=CBH^{3/2}$ の式により越流幅を求めると $B=43.18 \text{ m}$ となる。余裕を持たせて $B=43.50 \text{ m}$ (原設計幅 $B=42.00 \text{ m}$) としても、この程度なら十分施工可能とみてこれをII型として実験を行ったが、まだ実測値の方が計算値より若干大きい。

そこでさらに越流部を延長して、地形からみて十分施工可能な範囲内と思われる越流幅、 $B=45.00 \text{ m}$ として実験を行った。これをIII型とし各流量に対する越流水深を測定すると、それぞれ 0.56 m 、 0.88 m 、 0.98 m および 1.10 m となり、各流量に対するそれぞれの越流水深と比較すると、同じ値ないしは若干小さい値となり安全側となった。また $C \sim H/H_d$ の測定結果を一次式で表わすと次式のようになる。

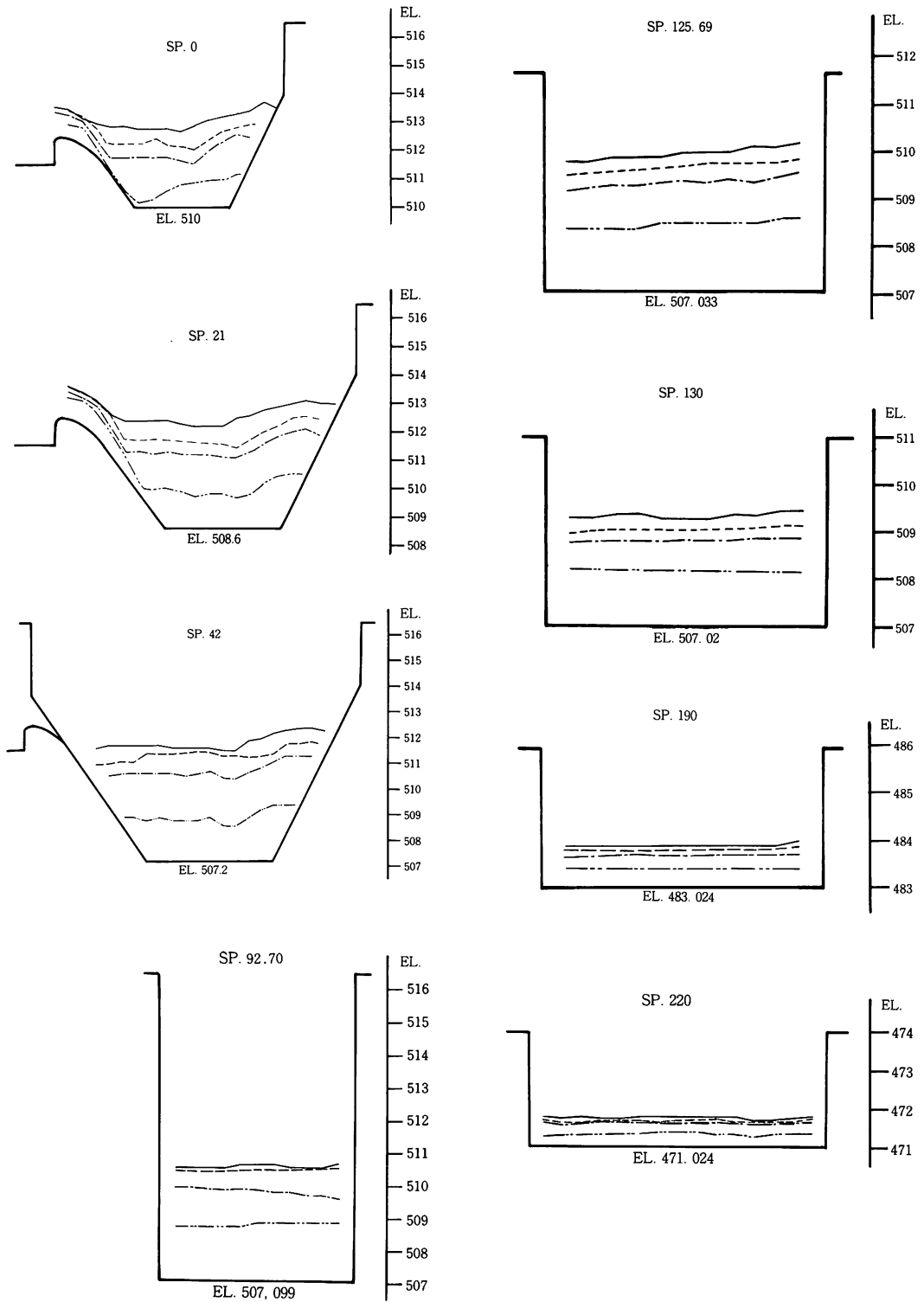


図-5 III型水路横断水位 (単位; m)

$$C=0.339 H/H_d+1.719 \quad \text{---(2)}$$

余水吐越流部の接近水路における流況は比較的安定しており、衝撃波、水面の動揺などの現象はみられなかった。また接近流速については全体的にⅢ型はⅠ型より小さく。両型式ともすべての洪水流量において1.5 m/sec程度以内であり、接近水路内の限界流速4 m/secを十分に満足している。

3. 2 余水吐側溝水路、移行部および急流部の流況

Ⅲ型における側溝水路、移行部および急流部の横断水位を図-5に示す。

(1) 側溝水路の水位と流況

余水吐の側溝の流れは、一般水路と著しく異なっている。横越流が完全越流している場合には、流入する水脈が水路底をほぼ直角に横断して右岸壁に沿って盛り上がる。一方上流より流下する流れは、この横方向の水脈により攪乱されて下流向きのラセン流となり、下流断面では、その攪乱度も大きくなるような流況を示す。

余水吐側溝は、原則として設計洪水流量に対して、どの部分にも堤頂潜没を起さないようにし、普通側溝内水面がその上流端で越流ゼキ頂に一致するように設計するが、計画余水吐断面の現地地形の適合、水理計算断面から実際施工断面への修正の都合により側溝上流端における水面が、10～15%程度上昇しても見かけ上の潜没であるから水理的に問題はない。一方異常洪水流量に対しては、側溝内水面がその上流端で、越流水深の2/3を

越えないように設計する。

Ⅰ型およびⅢ型の設計洪水流量の実験による平均水位は、設計計算水位より全体的に低いが、SP. 31.5から実測値が高くでているが、Ⅲ型における実測値での潜没度を計算すると $h_d/H=1.11>0.6$ 、相対度 $(h_d+d)/H=3.55>1.7$ を満たし、完全越流している。異常洪水流量の実験による平均水位は、全体的に設計計算水位よりも高くなっているが、上流端で越流水深の2/3を越えず、設計洪水流量に対しても、全ての測点において堤頂潜没を起こさないので十分安全である。Ⅲ型はⅠ型よりSP. 0, SP. 42において水位が多少高くなっているが、その他の測点においては、水位および流況ともほぼ同様である。

(2) 移行部の流況と壁高

Ⅲ型がⅠ型より若干水位が高く、両型式とも水平湾曲部においては遠心力により右岸側でゆるやかな水面のかたよりを示す。しかし水脈の乱れは少なく流況はほぼ安定しており、急流部に対して衝撃波を発生させるような原因とはならなかった。実測値は上流で設計計算水位より高く、SP. 110より下流側では低い。

常流域の水路余裕高は、ほぼその速度水頭程度を最小値に、流量、流速および流況などを加味し、下記の経験式の値を参考にして決定する。

$$F_b=0.07d+0.552 h_v^{1/2} \quad \text{---(3)}$$

ここに F_b : 水路余裕高 (m)

d : 水深 (m)

h_v : 速度水頭 (m)

実験によるⅢ型の実際の余裕高および実側によ

表-4 Ⅲ型放水路余裕高

SP.	設 計 洪 水 流 量			異 常 洪 水 流 量		
	水 深	実 測 余 裕 高	計 算 余 裕 高	水 深	実 測 余 裕 高	計 算 余 裕 高
57	3.688	5.642	0.765	4.238	5.092	0.826
☆ 70	3.681	5.675	0.777	4.242	5.114	0.884
☆ 92.70	3.495	5.906	0.785	3.579	5.642	0.882
☆ 100	3.192	5.152	0.830	3.768	4.576	0.868
☆ 110	3.075	3.821	0.846	3.555	3.341	0.905
☆ 120	3.060	2.378	0.848	3.405	2.033	0.926
☆ 125.69	2.802	1.822	0.895	3.132	1.492	0.970
☆ 130	2.166	1.834	1.416	2.496	1.504	1.593
150	1.177	1.823	1.754	1.358	1.642	2.963
190	0.854	2.146	2.019	0.967	2.038	2.278
220	0.652	2.348	1.655	0.751	2.249	2.003

☆は、右側（危険）水深 単位：m

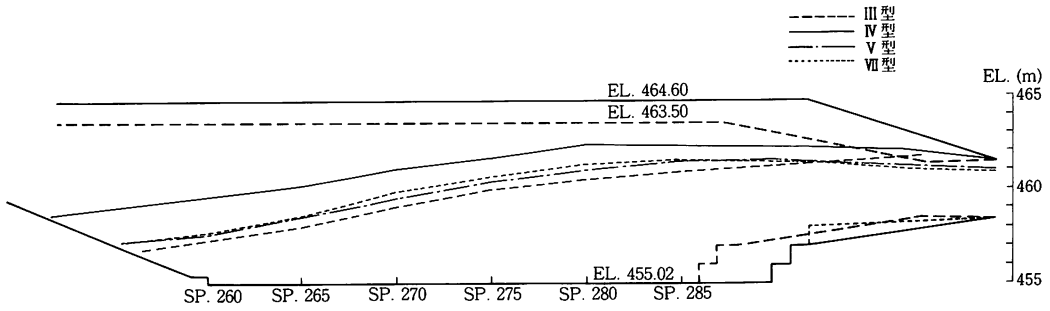


図-6 100年確率洪水流量における静水池縦断水位

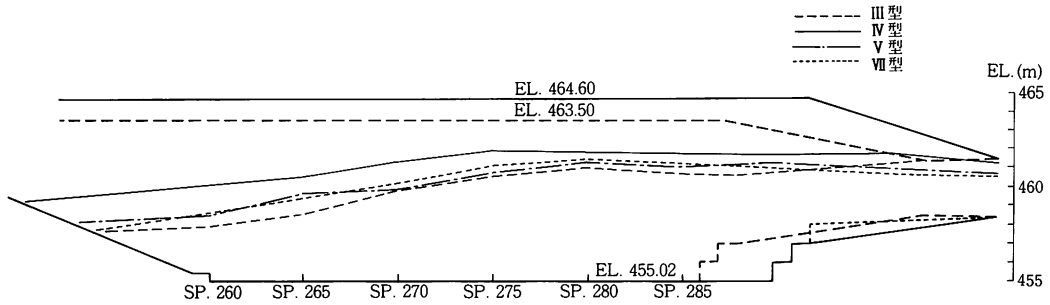


図-7 設計洪水流量における静水池縦断水位

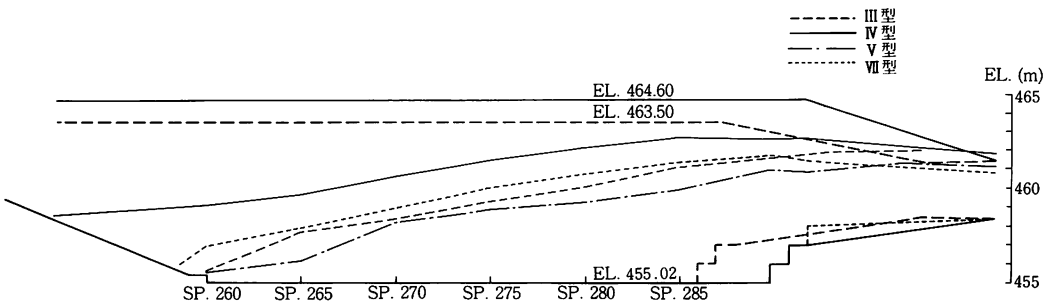


図-8 異常洪水流量における静水池縦断水位

る(3)式で計算した余裕高は表-4に示す通りであり、余裕高について問題はない。流速分布の形は良好であるが左岸側が多少流速が大きく、また設計計算流速より若干大きくなっている。

(3) 急流部の流況

水位はIII型がI型より多少高く、設計計算水位と比べても若干高くなっているが、水面は水路底にほぼ水平で安定しており、流速分布においても安定した分布を示す。壁高はSP. 130において4.00 m, SP. 140以降については3.00 mで下流(SP. 246.30)で静水池壁高に一致させている。

射流域の水路余裕高は0.5 m~0.6 mを最小値に、経験式を参考に決定する。急勾配水路余裕高の経験式として次式を使用した。

$$F_b = 0.1 V d^{1/2} \quad (4)$$

ここに F_b : 水路余裕高 (m)
 V : 流速 (m/sec)
 d : 水深 (m)

実験によるIII型の余裕高は表-4に示す通りであり、余裕高について設計洪水流量の実測値をもって計算すると問題はなく、異常洪水流量においても特に問題はない。

3.3 減勢工

静水池の型式は流入速度 ($V=21.3 \text{ m/sec} > 18 \text{ m/sec}$) およびフルード数 ($F_r=12.1$) の関係より、底が水平なシュートブロックを設けたII型静水池

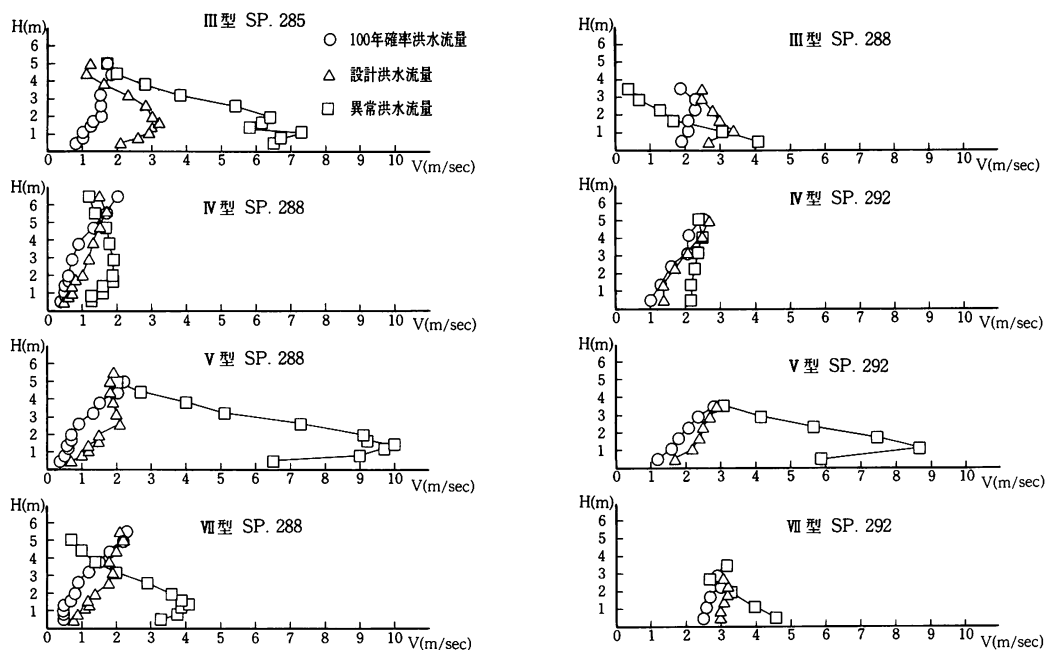


図-9 静水池流速分布

を採用した。エンドシルは階段状の垂直な段上りで、共役水深を保ち、底の敷高を $EL. 455.02$ m としている。

一般に静水池型減勢工は跳水によってエネルギーを減殺しようとするものであり、下流側水深が跳水深（共役水深）と一致する場合には非常に有効である。本実験では特に静水池型減勢工について、100年確率洪水流量によって設計された原設計案（Ⅰ型）の他に次の条件について実験を行い、比較検討した。

- ① 静水池長を設計洪水流量より計算し、 $L=30$ m とし逆勾配部を曲面しぼりとした場合（Ⅳ型）
- ② Ⅳ型の逆勾配部の底幅 6 m を 10 m とし、台形断面を平行に拡幅した場合（Ⅴ型）
- ③ エンドシルの段上り部 2 段を 3 段にした場合（Ⅶ型）

以上 3 点について減勢工の効果を調べるため表-3 に示す実験を行い検討した。

100年確率洪水流量、設計洪水流量および異常洪水量における静水池縦断水位を図-6、図-7 および図-8 に示す。また段上り前と段上り後の流速分布を図-9 に示す。

(1) Ⅰ型およびⅢ型

両型式とも 100 年確率洪水流量で設計され、静

水池長は 26.00 m ではほぼ同じ流況を示す。

流れは静水池内で完全に減勢されず、逆勾配部においてもまだ水位の昇がみられ、下流河川取付水路において明らかに壁高が不足している。流速分布については設計および異常洪水流量の分布が、10 年および 100 年確率洪水流量とは分布の形が異なる。

静水池の設計において、従来の余水吐の静水池長は設計洪水流量において計算されている場合が多い。このためⅣ型以降の実験は、静水池長を延長して行なった。

(2) Ⅳ型、Ⅴ型およびⅦ型

静水池を設計洪水流量で計算し、静水池長 $L=30.00$ m、壁高を $EL. 464.60$ m とした。

Ⅳ型は流速分布が安定しており、よい減勢効果を示している。しかし、Ⅰ型およびⅢ型に比べて水位が高く、跳水深は設計洪水流量において計算値が 6.230 m であるのに対し実測値が 7.156 m と大きく、余裕高からみると危険側であり、下流河川取付水路に悪影響をおよぼすものと考えられる。また逆勾配部の下流側断面がしばられているため、流下能力を悪くし、実測水位を高めていると考えられる。

Ⅴ型はⅣ型の逆勾配部の水路底幅 6.00 m を 10.00 m とし、台形断面を平行に拡幅した。その結

果Ⅳ型より全流量とも水位は低くなり、跳水始点は設計洪水流量で約 $SP. 251.60$ から $SP. 255.50$ へ 3.90 m 程度下流側に移動した。流速分布はⅣ型と同じような分布を示すが、異常洪水流量においては流速が速くなっている。

以前の実験（三石ダム余水吐実験）では、段上り部を用いない垂直壁より段上り部が3段の場合が実験結果は良好であったので、Ⅶ型ではエンドシルの段上り部2段をさらに1段ふやし3段とした。このため逆勾配部ではⅤ型の $1/7.246$ から $1/26.32$ に緩くなり、 $SP. 302$ の水路底は同標高 $EL. 458.40$ m とした。この結果水位はⅤ型と比べると異常洪水流量において高く、他はほぼ同じ水位である。流速は異常洪水流量でⅤ型より小さく、他の洪水流量ではⅤ型と同じような安定した流速分布を示している。

一般に放水路終端すなわち静水池始端で跳水の始点が現われるように設計するが、実験（Ⅰ型～Ⅶ型）での跳水始点は、放水路終端より上流に現われているが水脈自体はほぼ静水池始端で起こっていると仮定した。しかし放水路での平均水位は設計計算水位より若干高い傾向を示し、設計洪水流量時における放水路終端の跳水前の水深は、設計計算水深では 0.4 m であるが実験では放水路終端における水沫を除去した実質の水脈水深は、 0.454 m と推定される。

3. 4 下流河川

設計下流河川水位を検討すると、余水吐末端から旧河川への取付水路と旧河川では、河床勾配が各々 $1/300$ 、 $1/150$ である。これより $SP. 450$ において限界水深をとると考えられる。この限界水深をとるものとして、 $SP. 450$ で限界水深を計算し、ベルヌーイの定理により水面追跡をおこない $SP. 316$ での水深を求める。なおこの区間の粗度係数

は $n=0.020$ とする。計算結果を表－5 に示す。従って、実験は表－5 の計算水位に保って行った。

下流河川の実験は洗掘実験に主体を置いた。洗掘状態の実験は種々行われているが、模型と実際河川の状態を力学的に相似することは不可能に近い。従って、一般には一定粒径の砂などを用いて移動床により、その洗掘の傾向を定性的にみる実験が多いようである。本実験においては、逆勾配末端または護床工末端から 14 m の区間を洗掘測定のため取りはずし可能とした。この洗掘作用を定性的に観測するため寒水石（模型粒径 $2.5\sim 5.0$ mm、比重約 2.76 ）を置いて、その移動により減勢工の効果を比較した。また通水時間は60分間とした。Ⅵ型およびⅦ型は、それぞれⅤ型およびⅦ型の逆勾配部末端に長さ 8.00 m の護床工を取り付けたものであり、護床工の効果をみるために洗掘実験を行なった。

設計洪水流量における洗掘状況を図－10、異常洪水流量における洗掘状況を図－11 に示す。

設計洪水流量におけるⅢ型、Ⅳ型、Ⅴ型およびⅦ型を比較するとⅤ型の洗掘深がもっとも小さい。また護床工を取りつけた場合と取りつけない場合では明らかに取りつけた場合の方が洗掘深が小さい。異常洪水流量においてⅤ型の流速分布がⅦ型と比べて非常に大きな値を示したが洗掘状況をみても同程度の洗掘深を示している。これより単に段上りを重ねるより、段上りの後にある程度の逆勾配をつける方が効果があると考えられる。

3. 5 余水吐の限界排水量

アースダムの余水吐における限界排水量は、余水吐の構造上流しうる最大流量の水位とダムの危険水位を等しくするのが経済的である。横越流式の余水吐は、越流部における水位の変化が下流水位に大きな影響を与えるので、水位流量曲線が不連続になる点がほぼ放水路の限界流と考えられ、その限界排水量はほぼ $114\text{ m}^3/\text{sec}$ である。

極限排水量については、模型ポンプ容量不足のためダム天端標高までの流量は実測出来なかったが、実験最大流量 $204.65\text{ m}^3/\text{sec}$ まで測定し、 $SP. 130$ の地点で最小余裕高 0.360 m で、越流水深は 3.723 m ($EL. 516.223$ m) となり、ダム天端標高の余裕高は 0.277 m となっている。一方ダム天端標高の余裕高を 4.00 m と考えて、極限排水量を水位流量曲線（図－3）より推定するとほぼ $210\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度となる。

表－5 SP. 316 の水深および水位

型	流 量 (m^3/sec)	水 深 (m)	水 位 (m)
Ⅰ	36.5	1.64	459.98
	75	2.55	460.89
Ⅲ	90	2.85	461.19
	108	3.18	461.52
Ⅳ	水位は、Ⅰ・Ⅲ型より 0.01 m 高い。他は同じ。		
Ⅴ	36.5	1.19	459.54
Ⅵ	75	1.87	460.22
Ⅶ	90	2.10	460.45
Ⅷ	108	2.36	460.71

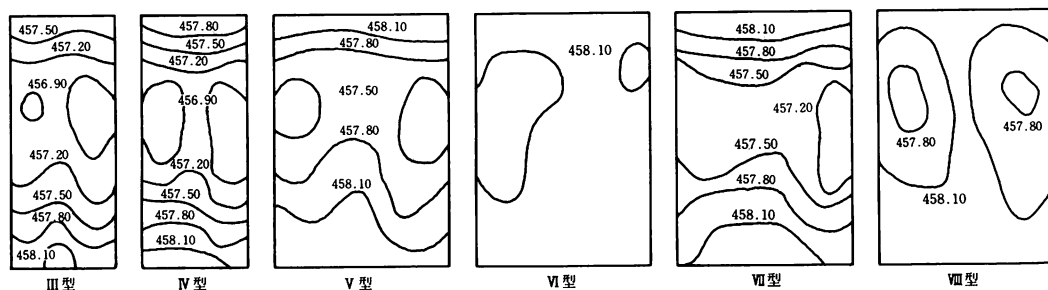


図-10 設計洪水流量における洗掘状況 (単位: EL m)

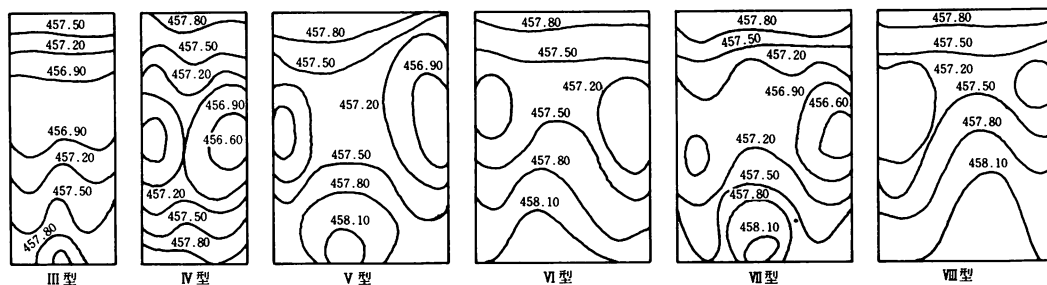


図-11 異常洪水流量における洗掘状況 (単位: EL m)

4. 結 論

以上、模型実験より明らかになった点を列記すると次の通りである。

- 1) 越流水深は、I型およびII型は設計計算水位より実測値が高いが、III型では実測値が同じ値ないし若干小さい値となっている。安全に流下させるためには、III型が望ましいと考えられる。
- 2) I型およびIII型の側溝部水位は、異常洪水流量において実測値が設計計算水位より高いが、上流端で越流水深の2/3を超えず、流況も妥当なものと思われる。設計洪水流量については、どの部分も越流堤頂をこえていない。
- 3) 移行部は、SP 110より上流で設計計算水位より高いが、余裕高においては問題はない。水面の形状も水平湾曲部において右岸側が若干水位が高いが特に問題はなく、流況も妥当なものと思われる。
- 4) 急流部において水位が若干設計計算水位よりも高いが、流況は安定しており流速分布も良好である。
- 5) 減勢効果は、V型およびVII型が良好な結果を示した。下流河川取付水路の側壁が不足している。しかし流速分布においてはVII型が好ましく、V型についても異常洪水流量以外の洪水流量においては良好である。

- 6) 河床の洗掘は、護床工を設けたVI型およびVIII型が洗掘深が小さく、VI型がVIII型より幾分好ましいと思われる。

以上の点をまとめると越流堤長 45.00 m、静水池長を設計洪水流量で設計した $L=30.00$ m、静水池下流端の逆勾配部の水路底幅 6.00 m を 10.00 m とし、原設計案の台形断面を平行に拡幅し、エンドシルは原設計案すなわち2段の段上りと逆勾配を用いた方が良好で、さらに護床工を施したものがよいと考えられる。また下流河川取付水路の壁高が不足しているので、嵩上げが必要である。

なお水面追跡には、本校の電子計算機 HITAC 8250 を使用した。

本実験は北海道開発局の委託により行なったもので、本実験に際し種々御便宜を賜った旭川開発建設部美瑛地域農業開発事業所長ならびに所員各位と、模型実験、データ整理に協力いただいた本校土木工学科6期生学生諸君に深甚なる謝意を表する。

参 考 文 献

- (1) 農林省農地局; 土地改良事業計画設計基準
- (2) 土木学会; 水理公式集
- (3) 石塚, 秋野, 吉田, 相馬; 三石ダム余水吐の水理模型実験, 苫小牧紀要 No. 12, p 47~59

(昭和 54 年 11 月 30 日受理)