

穂別ダム余水吐の水理模型実験

石	塚	耕	一*
新	谷	金	蔵**
秋	野	隆	英***
吉	田	隆	輝****

The Hydraulic model Test of the Spillway in the Hobetu Dam

Kōichi ISHIZUKA
Kinzō SHINYA
Takahide AKINO
Takaki YOSHIDA

要 旨

本論文は、余水吐の放流水の下流への影響を中心に、ダムの水理学的機能、構造について実験的に検討し、設計の基礎資料を得た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 structure of the dam, centering on the effects of the running water from the spillway to the down stream,

§ 1. 穂別ダムの概要

本地区は胆振支庁管内鶴川町、穂別町及び上川支庁管内占冠村を流下する一級河川鶴川水系に拓けた地帯で、地味は肥沃で気象条件にも恵まれた稲作中心の農業生産地である。

しかし無願水田が多く、取水施設は小規模で且つ老朽しており、更に近年地域開発の発展に伴い水資源の枯渇が生じ、かんがい用水不足から極度の還元水利用及び水利用規制を実施しており、農業経営の不安を招いている。このため水田 4,092 ha のかんがい用水を確保し、農業経営の合理化及び改善を計るため、一級河川鶴川支流穂別川に穂別ダムを設けるものである。

ダムの概略は次に示す通りである。

型 式—フィルタイプダム

* 教授 土木工学科
** 助教授 土木工学科
*** 講師 土木工学科
**** 助手 土木工学科

堤 高—38.2m
堤 長—270m
総貯水量—10,300千m³
流域面積—70.5km²

余水吐は堤体の右岸に位置し、図-1に余水吐の平面図を、図-2に余水吐の縦断面図と横断面図を示す。その全長は280mで水路幅員5～18mの横越流式シュートスピルウェイで、越流部はハロルド型標準曲線を用

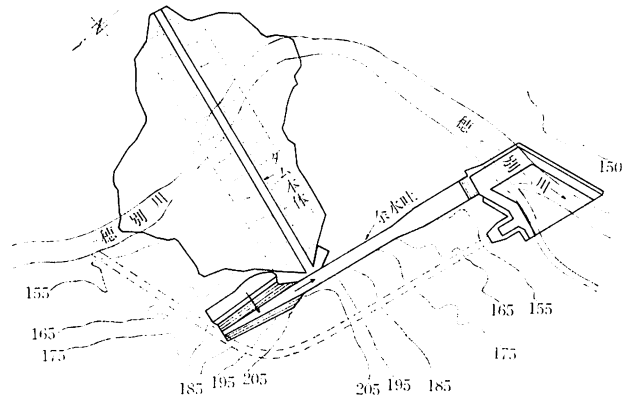
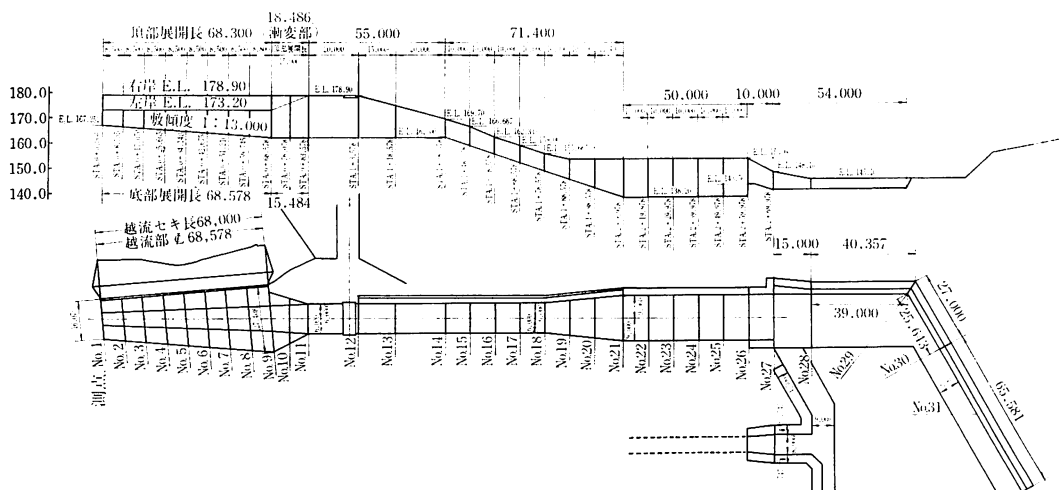


図-1 穂別ダムの余水吐平面図



図—2 余水吐の縦断面図および横断面図 (単位 m)

い、その計画洪水量は $583 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

§ 2. 模 型 実 験

§ 2—1 実験の目的

本ダム余水吐は $583 \text{ m}^3/\text{sec}$ の計画排水能力を有し、昭和49年度に着工の予定で、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。

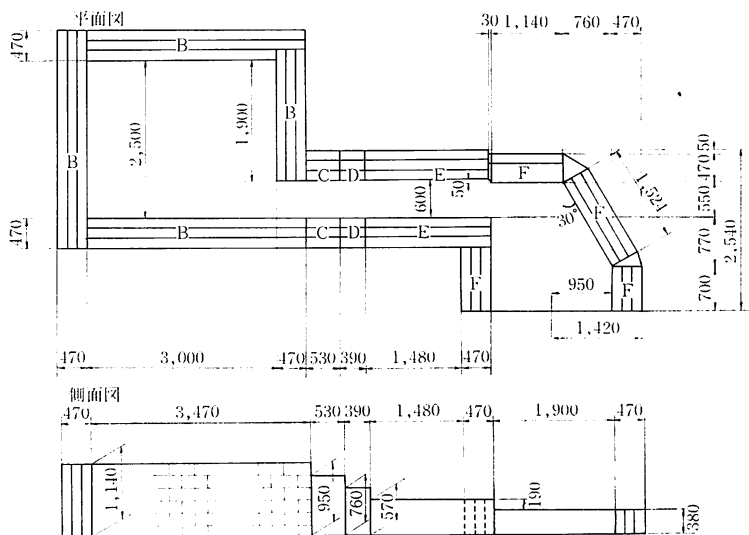
このダムの余水吐は側溝越流式であり、放水路にはシュートブロックを置き、射流部の断面変化による流水を整流し、末端には副ダムを設けて衝撃波を減殺して、自然河川へ放流しているが、放流水の河川流入に関しては河川管理上支障のない状況であることが要求される。

上記の状況から実験目的を大別すると、次の3項目になる。

- 1) 計画設計洪水量 $583 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、10年確率洪水量 $321 \text{ m}^3/\text{sec}$ 及び異常洪水量 $700 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流下させた場合の余水吐越流部、側溝水路、放水路及び静水池の流下状況の検討
- 2) 余水吐末端の下流における流況の検討
- 3) 限界排水量の把握

§ 2—2 模型の概要及び相似律

模型は図-3 にみられる 全長約 280 m (模型換算 5.6 m) を取入れ、実験技術上の諸条件を考慮して、縮尺を 1/50 とし、軽量ブロック3列積みの外壁の中に模型を製作した。模型表面はすべてモルタル仕上げとし、クレスト部分を木製にし、粗度を調節するため



図—3 模型一般図 (単位 mm)

塗料をぬった。水位及び流速の測定には、ポイントゲージ、ピトー管を使用し、実験判定の補助資料として写真撮影を行なった。また通水流量は前述1)の3種を選定流量として採用した。

実物と模型の相似律としては、フルードの相似法則を適用し、この場合の水利量の換算比は表-1のとおりである。

表-1 フルードの相似律

基 本 量	フルード相似律 による諸寸法比	縮 尺
長さ又は水深	n	1 : 50
面 積	n ²	1 : 2,500
体 積	n ³	1 : 125,000
流 速	$\frac{1}{n^2}$	1 : 7.0711
流 量	$\frac{5}{n^2}$	1 : 17,677.7
粗 度	$\frac{1}{n^6}$	1 : 1.9194

§ 3. 実験結果及び考察

§ 3-1 越流係数

本余水吐の越流形状はハロルド標準型が用いられており、ナップの曲線は $y=0.2295x^{1.85}$ である。越流ゼキの流量公式は一般に次式で表わされる。

$$Q=CBH^2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、Q：流量 (m³/sec)

H：越流水深 (m)

B：越流幅 (m)

ただし、H_dを設計越流水深とすると、Cは H/H_d の関数となり、この C が越流係数とよばれる。図-4 は越流水深～流量曲線である。また図-5 は $C=Q/BH^2$

と H/H_d の関係をプロットした。C～H/H_d の測定結果をいま一次式で表わすと次式のようにになる。

$$C=2.24+0.04H/H_d \dots\dots\dots (2)$$

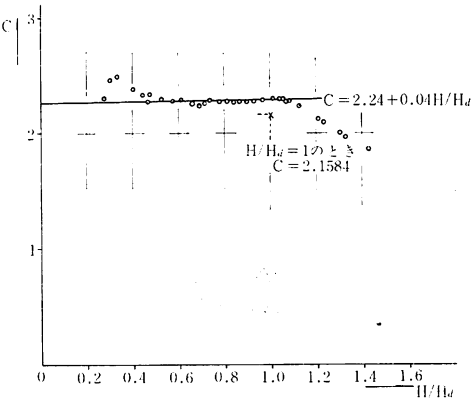


図-5 越流係数曲線

図-4 の実測値によると、計画洪水流量 583 m³/sec を流下させるに要する水深は、2.41m となる。計画設計越流水深は 2.50m であり、計画洪水流量 583 m³/sec は十分流下可能である。また 10 年確率洪水量 321 m³/sec は実測値と計算値はほぼ一致している。さらに異常洪水量 700 m³/sec についても、実測値が 2.73m で設計水頭 2.791m より低く十分流下可能である。

図-5 の C～H/H_d の曲線を (2) 式のように近似的に一次式と考えると、計画洪水量 583 m³/sec における越流係数は、H/H_d=1 (H_d=2.50m) としたときの実測値 C=2.28 を得る。設計越流係数は C=2.1584 であり、実測値の方が越流係数が大となり、良好である。

§ 3-2 側溝水路、放水路及び静水池の流況

側溝水路、放水路及び静水池の水路横断水位の一部を図-6 に示す。また平均及び左右岸の側壁付近の縦断水位を図-7 に示す。

1) 側溝水路の流況

余水吐側溝水路の流れは一般水路とは著しく異っている。横越流が完全越流をなす場合には、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。

余水吐側溝は、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、水利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利的には問題はない。ここでの計画洪水時における平均水位は実測によると 6.400 m となり (EL. 173.652m),

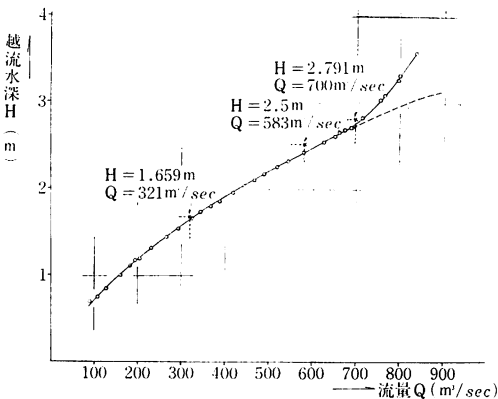


図-4 水位流量曲線

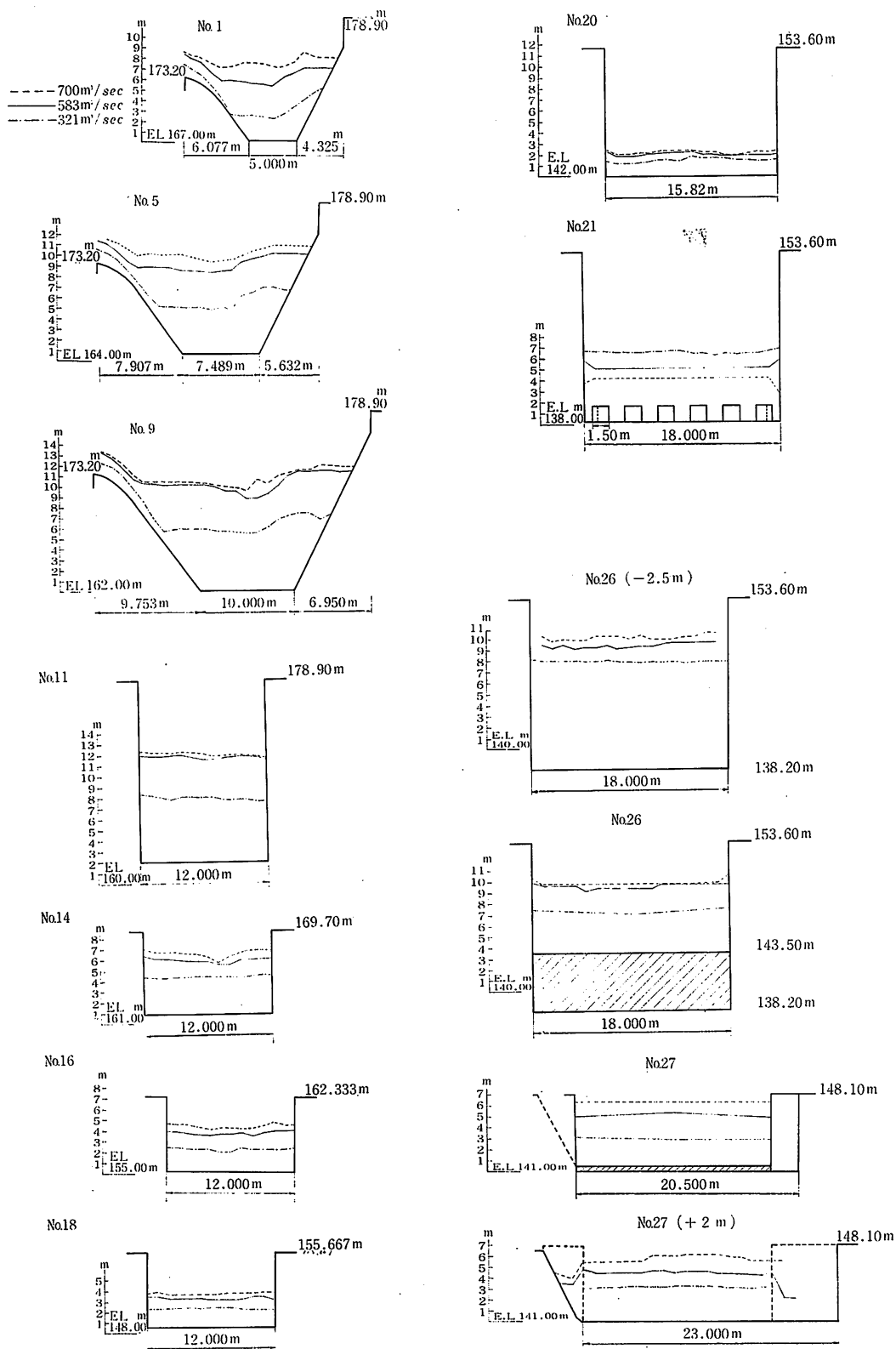


図-6 水路横断水位

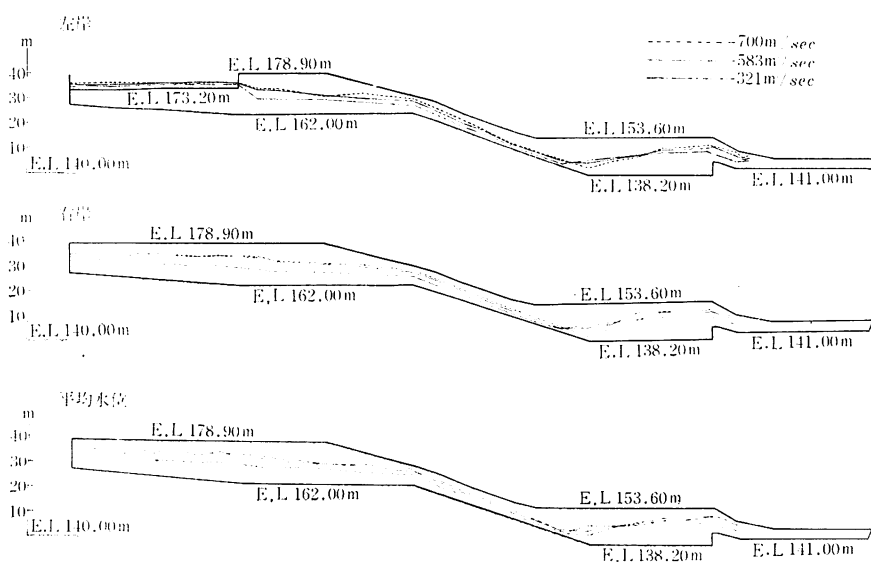


図-7 平均及び左右岸の側壁附近の水路縦断水位

クレスト天端 (E.L. 173.20m) より 0.452 m の高さを示し、約18%程度の実験結果となる。また異常洪水時には平均水位が 7.544 m (E.L. 174.796 m) で、クレスト上より 1.598m の上昇となるが、越流水深の $2/3(2.50\text{m} \times 2/3 = 1.667\text{m})$ 以下であるので越流係数に影響はなく、従って異常洪水の流下に対しては安全である。

一方余裕高については、No.1～No.12 区間中計画洪水時、異常洪水時共 No.1 の左岸すなわちクレスト上流端で最小の余裕高を示しているが、それぞれ 3.444 m、3.228m と十分安全である。

2) 放水路の流況

放水路の流況は、ほぼ安定した状態を示している。

コントロールポイント (No. 14) より上流側の横断水位も、ほぼ水平な水面形を示している。しかし側溝水路を含めて、実測水位が設計水位より高くなっているが、設計余裕高以下なので特に問題はないと思われる。取付水路の漸変部の形状も良好である。

コントロールポイントの余裕高は、常流水路の場合の慣用式として次式がある。

$$F_b = 0.07d + 0.552 \cdot h_v^2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 F_b : 水路余裕高 (m)

d : 水深 (m)

h_v : 速度水頭 (m)

No. 14 の地点 (コントロールポイント) において上式により余裕高を計算すると、計画洪水時と異常洪水時について、それぞれ 1.409m 及び 1.528m となっ

ている。

なお実験による側壁の余裕高は、水位測定の結果から計画洪水量及び異常洪水量共、左岸の最低河岸でそれぞれ 2.276m、1.681m となり、余裕高は十分である。

コントロールポイントの下流側の横断水位についても多少の凹凸はあるが、大きな表面の変動はなく、流線もほぼ安定している。

急水路の余裕高として次式が用いられる。

$$F_b = 0.1vd^2 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 F_b : 急水路余裕高 (m)

v : 流速 (m/sec)

d : 水深 (m)

実測値によると、No. 16 の地点で最小の余裕高を示している。計算によると、計画洪水時における余裕高は 2.493 m である。実測値は右岸で 3.165 m となり、余裕高は十分である。

急流部の漸拡部 (No. 18) における流況もスムーズな流れを呈しており、漸拡による乱れはない。

3) 減勢工の流況

本ダムの立地条件は、ダム直下流に人家及び耕地が存在し、余水吐よりの流下水は当然減勢を行って、現河川へ放流する必要がある。このため本ダムでは静水池型減勢工を採用している。またフルード数が計算によると約 4.5～9 の範囲にあり、かつ流速が $18\text{m}^3/\text{sec}$ 以上であるので、水平底静水池でシュートブロックを設けたⅡ型とし、副ダムの設置により跳水深を下流側

水深に一致させている。

図-7より、静水池の流況は10年確率洪水時(321 m^3/sec)では、跳水始点が静水池始端(No. 21)より上流に現われている。しかし異常洪水時(700 m^3/sec)では、跳水始点と静水池始端が一致している。計画洪水時(583 m^3/sec)では、跳水始点は静水池始端よりわずかに上流に現われているが、計画洪水時の水脈自体は静水池始端にほぼ現われており、下流における水沫が多少上流側に影響を及ぼしている。

このことより、比較的流量が小さい場合に跳水始点が上流側に位置し、流量の増加に伴い、跳水始点が下流側に移動し跳水始点と静水池始端が一致することが分かる。

静水池始端(No. 21)の水位は10年確率洪水時が一番高いが、実測した余裕高は右岸で8.765mであり、十分安全である。

計画洪水時における静水池始端の跳水前の水深は、設計では1.457mである。一方実験による跳水前の水位は4.986mであるが、水沫を除去し、また図-6のNo. 20の地点での水深($h=2.030\text{m}$)より推定すると、実質の水脈水深は約1.60m~1.70mになるであろう。

シュートブロックの高さ(1.50m)よりわずかに上昇しているように見受けられる。

一方跳水後の水深は、計画洪水時では設計によると11.450mである。これに対して実験によると静水池終端(No. 26)において、水位が最大となり11.336mとなり設計水深とほぼ一致している。ただし跳水後の水深が静水池の終端で起っており、この影響が後述する自然河川に及ぼしている。

計画洪水時におけるNo. 26の地点の限界水深は、設計によると $d_c=4.745\text{m}$ に対し、実験によると6.036mとなるが、最小余裕高は左岸で3.715mとなり十分安全である。

§ 3-3 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による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。この実験では異常洪水流量以上になると、水理特性が変化して、流量のわずかな変化でも水位の急激な上昇をきたす。したがって図-4により、 $H-Q$ 曲線の不連続になる点が放水路の限界流量と考えられ、その限界排水量はほぼ720 m^3/sec である。

極限排水量については、模型実験のポンプ容量不足のため、ダム天端標高までの流量の実測は出来なかつ

たが、No. 14 地点では異常洪水時での最小余裕高がほぼ1.681mなので、この地点で断面全体を流れるとすれば、約950 m^3/sec 程度と推定される。またダム天端標高の余裕高を2.5mと考えて、極限排水量を図-4の $H-Q$ 曲線より推定すると1,000 m^3/sec 程度である。

§ 3-4 余水吐末端の下流における流況

本ダムは、減勢工において衝撃波を減殺して、自然河川に放流しているが、減勢工直下流で自然河川に対し放水路はほぼ直角に流入している。このため減勢工で十分に流れを減殺しても、流速は限界流速にほぼ近い。したがって流れは直進し、下流の側壁に衝突して側壁天端を越流する可能性がある。

この場合、穂別川の計画設計洪水量は50年確率をもって基準とされている。しかし本ダムの立地条件がダム直下流に人家が存在しているため、計画洪水時における側壁の安全性を検討することとし、参考までに異常洪水時についても検討を加えた。(本ダムの50年確率洪水量は445 m^3/sec である。)

まず原設計案により模型実験を行ない、流況を調べ、改良案について諸々検討を行った。測点については図-8の示す位置で測定した。(No. 27~No. 31の各地点)

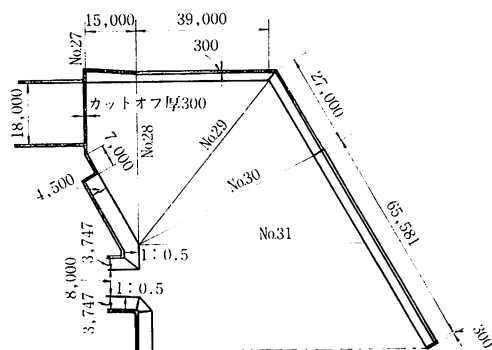
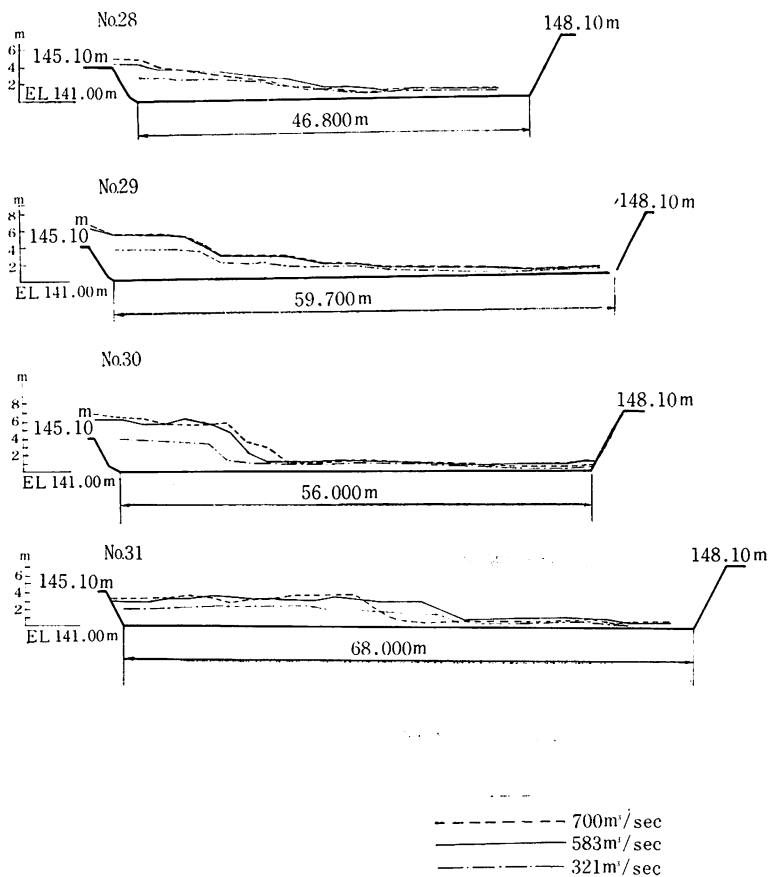


図-8 下流河川の測点図 (単位 mm)

No. 27 および No. 27+2mの地点の余裕高は、図-6より計画洪水時ではそれぞれ2.055m、および3.240mとなり十分安全である。異常洪水時には、No. 27の地点での余裕高は実測によると0.770mであるが、余水吐の終端であるから、極限排水量の検討についての影響はない。

原設計案による各地点での横断水位を図-9に示した。図によると10年確率洪水時ではどの地点も越流することはないが、特にNo. 29およびNo. 30の地点では、流れが直進して側壁にほぼ垂直に衝突し、左岸水位は側壁高に等しい。この点では衝突による水沫がお



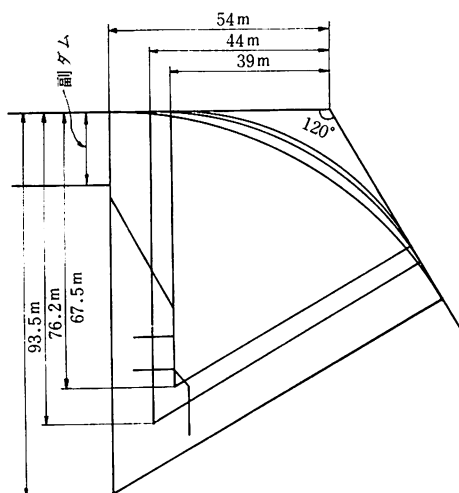
図—9 下流河川の横断水位

こり、この水沫部分が側壁を越える。さらに計画洪水時および異常洪水時では、No. 31 を除き 全地点で越流し、特に No. 30 の地点では越流水深が計画洪水時で 2.165 m、異常洪水時で 2.790 m にもなる。したがって 50 年確率洪水時においても当然側壁を越流するであろう。

このことより、流向を側壁に沿って流下させる必要があるため、側壁の形状を円弧にし滑らかな流れを現出させねばならない。

図-10 では 3 本の曲率半径を用いた。これは側壁が 120° に屈折しているので、側壁の 2 方向に接するような円弧とし、左岸水位の傾向を調べた。異常洪水時の流量を流下させた場合、曲率半径の最も大きいときの流況が、より良い結果を示している。写真-1、写真-2 及び写真-3 は各半径の流況を示し、結論として半径最大にした時の模型を製作し、改良案Ⅰ型とした。(写真-4)

しかし改良案Ⅰ型は本設計案と同じく、河岸法面にコウ配 (1:0.5) をつけて実験を行うと、水脈がこの



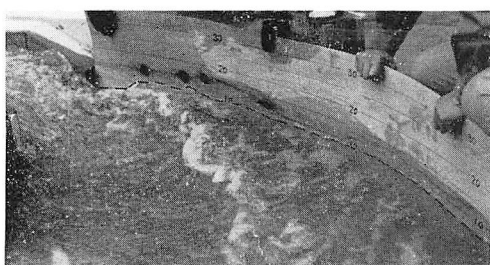
図—10 下流河川の曲率半径



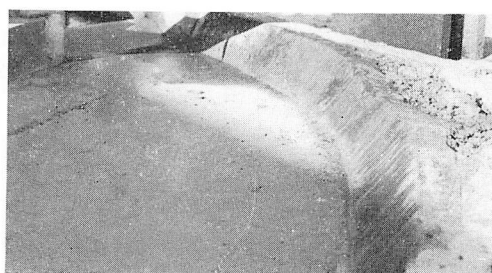
写真—1 曲率半径 ($r=67.5\text{m}$)



写真—3 曲率半径 ($r=93.5\text{m}$)



写真—2 曲率半径 ($r=76.2\text{m}$)



写真—4 改良案 I 型

コウ配に沿って盛り上がる結果となった。

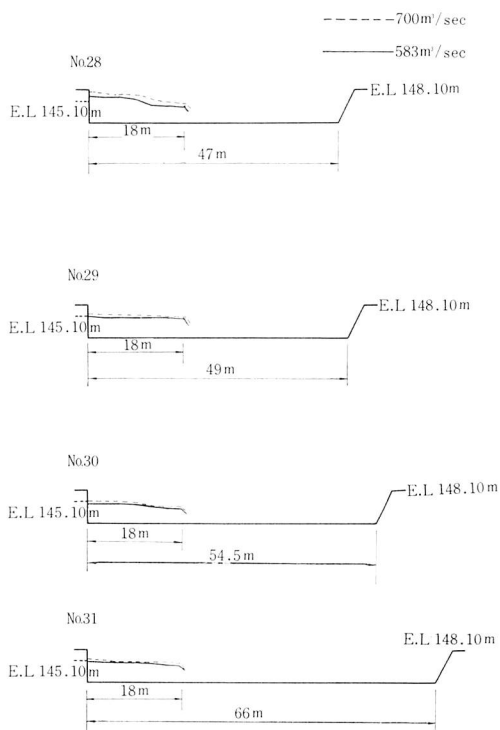
このため河岸法面を直角にした模型を製作し、これを改良案Ⅱ型とした。

改良案Ⅱ型により流下させた場合の各地点 (No. 31 を除く) での横断水位を図-11 に示した。ただし図中の左岸の側壁高は、越流を防ぐため設計側壁高より高めに作製している。なお破線で示している部分が設計側壁高である。

改良案Ⅱ型はほぼ側壁に沿った流向を示しており、設計案と較べると衝突による衝撃波はみられない。図によると計画洪水時での左岸水位は設計案とは逆に、No. 29 および No. 30 の地点で側壁高とほぼ同じ値でわずかではあるが余裕高をもつが、副ダム直下流 15m の No. 28 の地点で越流をおこす。これは乱れによる波が上流側に移動したと思われる。

また各地点の横断水位は左岸の水位が最高で、右岸にいくにつれて水位が下降し、左岸から 18m 右寄りでは水位は極端に下がる。これは遠心力による影響であると思われる。このような曲線部における左右岸の河川水位の変動を修正するため、一方法としてカント法 (片コウ配) が使われる。

常流水路の場合について曲率半径を変化させて、左岸の水位の上昇を少なくする試みを上記の如く実施したが、流速が限界流速に近い流れを示しているので、



図—11 改良案Ⅱ型による横断水位

最終的にカント法による水位修正を行ってみた。それによると、コウ配を与える方法として次式が用いられる。

$$\tan \theta = \frac{V^2}{Rg} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 θ ：水路床の傾斜角

R ：湾曲の曲率半径

V ：流速

g ：重力加速度

上式により、このダムについてみると、設計案では $\tan \theta = 0.06$ となるが、ここでは安全をみて $\tan \theta = 0.1$ の片コウ配とした。また流況をみると自然河川における水脈の幅は、減勢工の幅員（18m）よりわずかに広がる程度で流下する傾向があるため、カントの幅員を18mとした。以上の点を考慮し、模型を製作しこれを改良案Ⅲ型とした。

改良案Ⅲ型による計画洪水時および異常洪水時での各地点の横断水位を図-12に示した。これによると明らかに最高水位が右寄りに移動し、計画洪水時における No. 29 及び No. 30 の地点の余裕高は1m以上となった。しかし No. 28 の地点では越流をおこすが、改良案Ⅱ型より水位が下がり設計案程度の越流となった。

以上のことより改良案Ⅲ型が一番好ましい結果となった。ただし No. 28 の地点付近は側壁高を設計より高くする必要があるものと考えられる。

§ 4. 結 論

以上模型実験より明らかとなった点を列記すると次のとおりである。

1. 越流係数は設計より約5%大きく、越流水深は計画洪水時に於て実測値が幾分低い結果となった。
2. 側溝水路および放水路内の水位は、コントロールポイントより上流は約2～3割設計より高いが、余裕高よりみると安全である。なお下流については設計値にほぼ近い値となる。
3. No. 14 地点の側壁高は全体の水路天端高からみて余裕高が最小であるが、実験結果から計画洪水時および異常洪水時について実測水位より 2.276 m、1.681 m の余裕高を示している。
4. シュートブロックでの射流水位は実験水位が多少高め（約10%）に測定されたが、計測にも問題があるように考えられる。
5. 静水池および副ダムの減勢効果について、実験結果では設計より小さくなるように思われるので河川

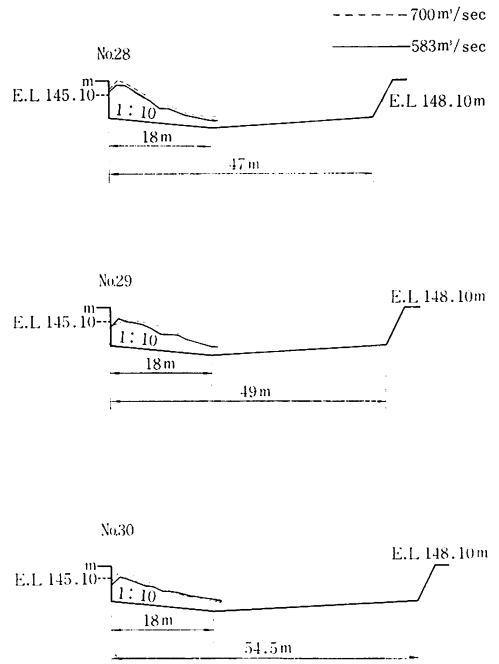


図-12 改良案Ⅲ型による横断水位

流入部での改良案により補足して解決した。

6. 極限排水量についてはダム天端標高の余裕高2.5mであり、模型実験施設の不備で容量が不足し、実験は出来なかったが、 $H-Q$ 曲線の推定値では1,000 m^3/sec 程度と思われる。

7. 余水吐による放流水の河川に対する影響は計画洪水量 583 m^3/sec について検討し、平面的な曲率半径の設定ならびに河岸勾配を直角とし、カント法による実験結果を示した。

8. 7の項目について穂別川の計画洪水流量が50年確率（445 m^3/sec ）であることからすれば、安全性はなお余裕あるものと考えられる。ただし No. 28 地点付近の側壁高は補足して高くする必要がある。

本実験は北海道開発局の委託により行ったので、御援助を戴いた室蘭開発建設部旭振東部農業開発事務所の各位に深甚なる謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 土木学会；水利公式集（昭和46年度増補改訂版）
- 2) 土地改良事業計画設計基準
- 3) 石原藤次郎，本間仁；応用水理学

（昭和48年1月13日受理）

