

新十津川土堰堤における側水路余水吐水理模型実験報告

北海道開発局札幌開発建設部耕地改良課 総理府技官 山 野 隆 康

ま え が き

樺戸郡新十津川村字西徳富において築造中の新十津川土堰堤は、徳富川の支流ルークシユベツ川を合流点附近で堰止め、4,800,000 m³の有効貯水をなすかんがい用ダムである。堤高29.00 m、堤長94.40 m、堤体積84,000 m³で既に30,000 m³を盛り終え、昭和32年度から余水吐にも着手する予定である。本実験は余水吐の設計と併行して去る昭和31年9月下旬より11月上旬にかけて工事現場において行なつたもので、一般に正確な水理計算が困難とされている本題の為に、計算から求めた水路断面の排水能力を確かめ、且不合理な流況を呈することがないか？ 取付河川に対し洗掘を起さないか？ 等の疑念を解消すべく多忙を敢て為したものである。ここにその大要を述べ今後の設計に対する参考に供したい。

§ 1. 余水吐放水路の設計内容

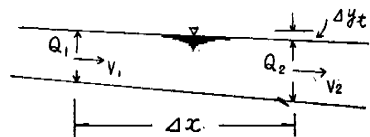
本地区の設計洪水量は200年確率雨量により106 m³/sとし、余水吐はこれを完全越流にて排水するものとする。又堤体決壊を起さぬ最悪の状態で246 m³/sを流下させる事を条件とし（勿論余水吐に続く放水路においては断面不足で越流する事を容認する）、河川取付部における静水池に対しては10年確率雨量に相当する55 m³/sを以て所要減勢能力とする。余水吐は越流堤長を40 mとし、（越流水深128 m、測点自0 m至40 m）の間に水路敷巾を4.00 mから6.00 mに直線的に拡大させる。勾配1/15、側方は左岸（地山側）に0.5、右岸（越流堤側）に0.7、越流堤天端より水路底えの垂直深さは2.53~5.20 m、水路は総て混凝土で装工するものとし、左岸擁壁天端は越流堤天端より0.50 m高くした。接続放水路は地形上2箇所に曲線（ $\theta_1=22^\circ 30'$ $R_1=20$ m、 $\theta_2=29^\circ 59'$ $R_2=20$ m）を挿入してダムセンターを通過する。この間（測点自40.00 m至91.28 m）勾配1/200、敷巾6.00 m、水路深さ5.70 mである。（測点自91.28 m至124.16 m）の間は勾配1/3.5、敷巾は6.00 mから4.00 mに縮少、水路深さは5.70 mから2.50 mに減少させる。（測点自124.16 m至173.98 m）の間は勾配1/10、敷巾4.00 m、水路深さ2.50 m。（測点自173.98 m至188.02 m）の間で抛射流をなし平均勾

配1/2、敷巾は4.00~5.00 mに拡大する。勾配変換点には総て $R=20$ mの円弧を挿入する。静水池は（測点自188.02 m至204.02 m）の間勾配は水平で敷巾は5.00 m側法は今迄と同様に0.5 mで、途中三箇所に歯型堰を設ける。又（測点自204.02 m至212.02 m）の間で逆勾配に2.03 m上昇し、敷巾も5.00~8.00 mに拡大、側法は1:0.5から1:0.3に漸次変化する。測点212.02 m以降は在来河川で側壁は左右に巻込むものとする。

水流の計算公式は総て「農林省土地改良事業計画設計基準」（以下設計基準とよぶ）に準拠した。即ち側水路部に対しては次に示すヒンズ氏の近以公式を適用した。

$$\Delta y_t = \Delta y_m + h_f$$

$$= \frac{Q_1(V_1+V_2)}{g(Q_1+Q_2)} \left\{ \Delta V + \frac{q V_2 \Delta x}{Q_1} \right\} + h_f$$



但し $\Delta y_t = 2$ 断面間の水位差

$\Delta y_m = 2$ 断面間の水位差のうち流れの純運動に必要な落差

$g =$ 重力の加速度 9.8 m/s²

$Q_1 =$ 上流側断面の流量

$Q_2 =$ 下流側断面の流量

$q =$ 越流堤単位長当りの越流量

$h_f =$ 摩擦損失水頭

$\Delta x = 2$ 断面間の距離

$V_1 =$ 上流側断面の流速

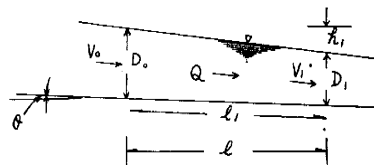
$V_2 =$ 下流側断面の流速

$\Delta V =$ 上下流速の差、 $= V_2 - V_1$

又接続放水路に対してはベルヌーイの定理を応用した次式を使用した。

$$h_1 = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_0^2}{2g} + \frac{1}{C_m R_m} \left(\frac{V_0 + V_1}{2} \right) l_1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{この2式を} \\ \text{満足する } D_1 \\ \text{を求める} \end{array} \right.$$

$$h_1 = D_0 + l \tan \theta - D_1$$



但し D_0 =任意区間の上流端の水深
 D_1 =任意区間の下流端の水深
 V_0 =同上の流速
 V_1 =同上の流速
 θ =水路の傾斜角
 l_1 =区間の斜距離
 l =区間の水平距離
 h_1 =2断面間の水位差

C_m, R_m =マンニング氏又はクッター氏公式により
 与えられる各断面の流量係数並びに径深
 の平均値

水路は総て混凝土で装工されるので、粗度係数は $n=0.02$ を採つた。又コントロールポイントの位置を側水路部の末端(測点 40 m)において、これより上流に向つてヒンズ氏公式で又下流に向つてはベルヌーイの定理でその水面曲線を追跡した(第 8 図参照)。以上の水理計算を終つて直ちに模型実験に入り種々検討の後、構造物の設計を行つた次第である。

§ 2. 実験の段取

先づ模型の縮尺であるが、長さの縮尺で $1/40$ を採用した。これは最大流量($Q=246 \text{ m}^3/\text{s}$)を流す為には、現場で調達し得たポンプの揚水量に制約されてこれ以上大なる縮尺を採り得なかつたからである。一般に水理模型実験においては、相似性の問題で或る程度迄縮尺は大なる程有利であり、更にその全きを期す為には異なる縮尺のものを何種か実施して、それらの結果の相関々係を求め実験の精度を見極めると共に、これを修正していく必要があるとされている。この点本実験は比較的少なる $1/40$ の縮尺を一種しかなかつたので遺憾に存じている。今実流量及び流速を Q, V 、模型流量及び流速を q, v 、縮尺を λ とするならば次の関係が成立する。

$$q = \lambda^{2.5} Q$$

$$v = \lambda^{\frac{1}{2}} V$$

本実験では $\lambda = \frac{1}{40}$ であるから

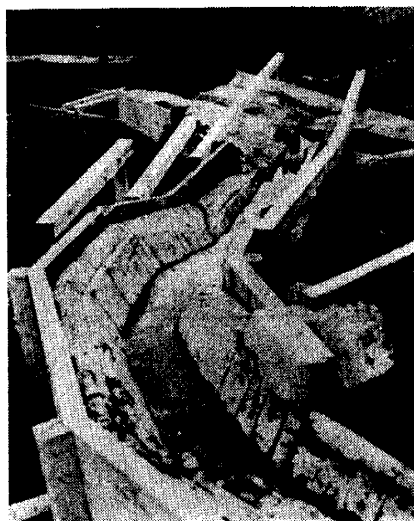
$$q(\text{l/s}) = \left(\frac{1}{40}\right)^{2.5} Q = 0.099 Q (\text{m}^3/\text{s})$$

$$v(\text{m/s}) = \left(\frac{1}{40}\right)^{\frac{1}{2}} V = 0.158 V (\text{m/s})$$

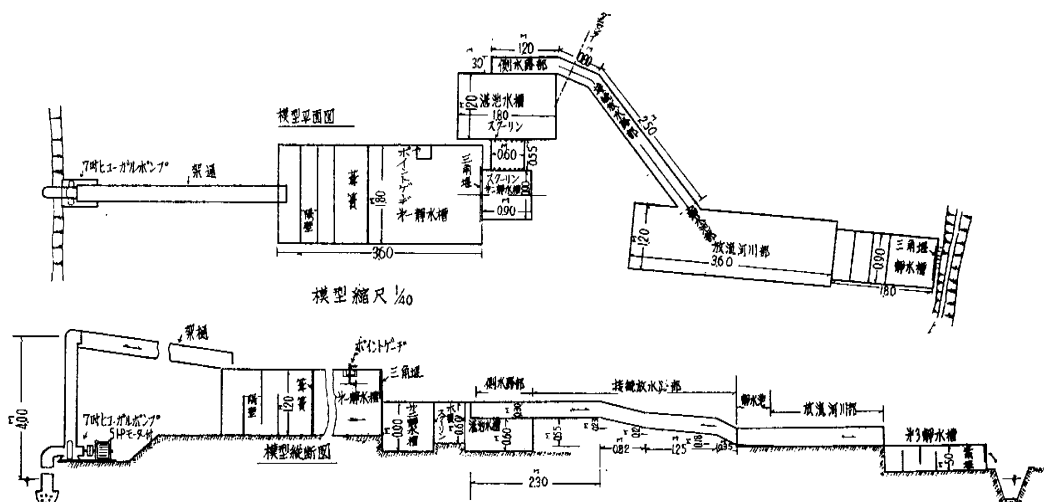
となる。而して本文では観測結果を総て実数値に換算して現わすものとする。

実験の場所は前述堰堤工事現場内で仮排水隧道吐口附近の広場を利用し、隧道から流出する川水を口径 7 吋(5 HP モーター付) ヒューガルポンプ 1 台にて約 4.00 m 揚水した。

これを第 1 図の如く第 1 静水槽に流入させ、三角堰を



写真—1 模型製作状況



図—1

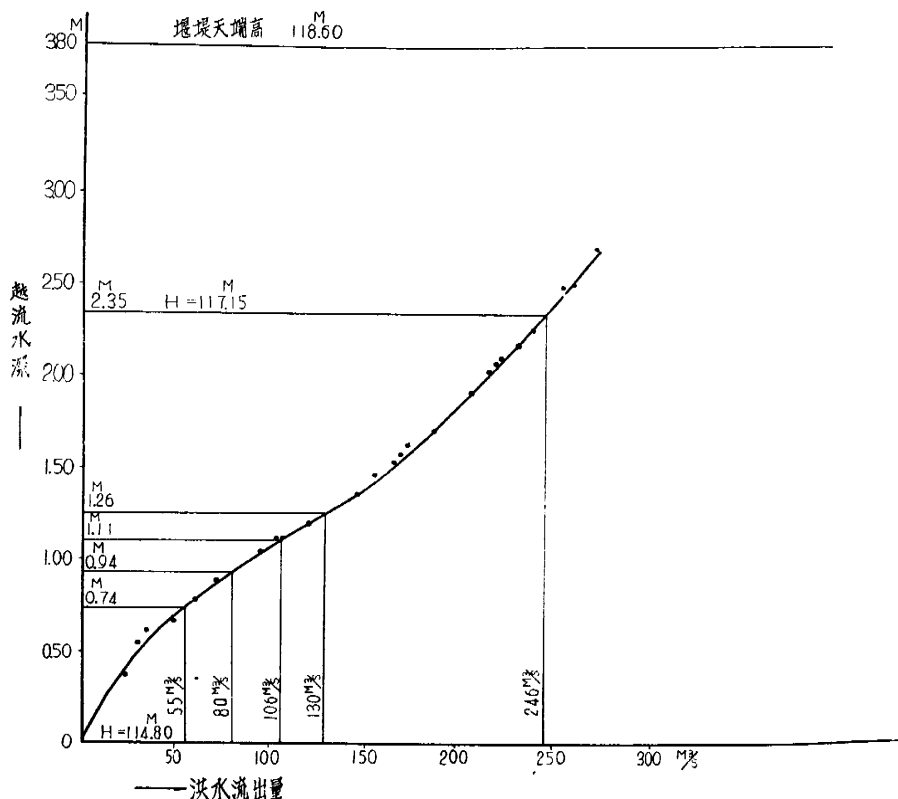
経て第2静水槽に入り、湛池水槽～側水路部～接続放水路部～静水池～放流河川部を通過し、再び三角堰を有する第3静水槽を経て放流する様にした。最後に三角堰を設けたのは流水が模型を通過中滲透漏水等により損失する事が無いかを確かめる為であるが、模型完成後は全くその要が無い事を確かめた。第1静水槽では3枚の隔壁を設けて流勢を削ぐ他葦簀を立てて静水化する事が出来た。更に屋外である為風が吹くと表面波が生じ水位の確認が困難となるので蓋をし内部に電灯を付けて測定に便ならしめた。三角堰は直角を使用し中央部越流水深を最大50cm迄可能とした。この越流曲線は第1静水槽を完成後現地で直接測定を行ない $VQ(m^3) = -0.0201 + 0.9388 H$ (m) なる式を得た。水量の調節はポンプに装置したスルースバルブで近似的に制し、微細な調節は第1静水槽の側面に制水扉を有する余水吐を開口して、ポイントゲージを睨み作る作動出来る様にした。以上は総て木造であるが側水路～放流河川の間は木造の上に粘土で整形し表面に約3cmのセメントモルタルを置いた。曲線部は模型が小さい丈に特に入念に仕上げた。又放流河川も現場実測の上、静水池より上流に40m、下流に60mの間は正確に製作した。これは静水池の実験に不可欠であるばかりでなく河川護岸工の設計に資する為である。土

堰堤々体並びに導流壁等も極力実物に近く製作した。実験は $55 m^3/s$ (10年確率雨量に相当), $80 m^3/s$ (50年確率雨量), $106 m^3/s$ (200年確率雨量), $130 m^3/s$ (200年確率雨量の1.2倍, 極限排水量), $246 m^3/s$ (日雨量450mmに相当, 超極限排水量) の5種の洪水に対して行ない。各流量別に断面変化のある総ての測点に就いて水面の横断形状を測定した。又代表的断面に対しては流速を直接測定した。本文では主として $55 m^3/s$ と $106 m^3/s$ の2種について報告するものとする。水面横断の測定にはポイントゲージを使用し流速の測定は口径1mmの鉄製ピトー管を使用した。

§3. 各種洪水量に対する湛池内水位

湛池満水状態から徐々に貯水池水量を増し、 $Q = 260 m^3/s$ に至る迄側水路を越流させ、この間流量を第1静水槽の三角堰で、越流水深を湛池水槽にて刻々に同時観測して得た関係が第2図に示すカーブとなつた。

これによれば $Q = 130 m^3/s$ 附近を境界としてカーブは反曲しており側水路の相当区間が完全越流から不完全越流化して行く事を示している。観測結果では、 $130 m^3/s$ の場合側水路の上流部20mの区間に亘つて越流堤直下流の水面が同堤頂と略同じ標高にあるが、左岸の水面降



図—2

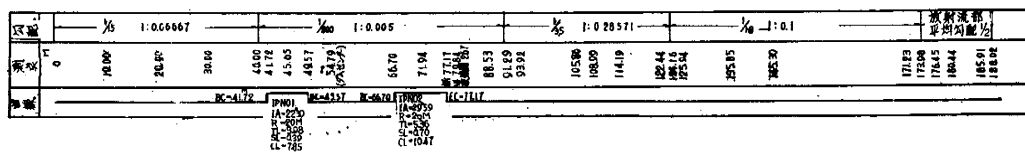


Figure 10-10 consists of four cross-sectional diagrams of a river channel, each showing a different method for measuring water level. The diagrams are labeled with various dimensions and slopes.

- Top Left Diagram:** Shows a channel with a bottom width of 400m and a water level measurement point M at a height of 21.4m. The channel slopes are 1:0.5 on the left and 1:0.7 on the right. The water level is indicated by a dashed line at 108.2m.
- Top Right Diagram:** Shows a channel with a bottom width of 550m and a water level measurement point M at a height of 33.35m. The channel slopes are 1:0.5 on the left and 1:0.7 on the right. The water level is indicated by a dashed line at 106.2m.
- Bottom Left Diagram:** Shows a channel with a bottom width of 5.00m and a water level measurement point M at a height of 3.00m. The channel slopes are 1:0.5 on the left and 1:0.7 on the right. The water level is indicated by a dashed line at 106.2m.
- Bottom Right Diagram:** Shows a channel with a bottom width of 600m and a water level measurement point M at a height of 28.7m. The channel slopes are 1:0.5 on the left and 1:0.7 on the right. The water level is indicated by a dashed line at 106.2m.

— 79 —

表-1 各測点別流況表 (上段は計算値, 下段は模型による観測値)

測点	工 基面高	$Q = 55 \text{ m}^3/\text{s}$				$Q = 106 \text{ m}^3/\text{s}$				敷巾	流 勾 配		摘	要
		平均水深	断面積	流 速	水面標高	平均水深	断面積	流 速	水面標高		左	右		
0.	112.27	1.15 0.99	5.894 4.548	0 0	113.42 113.26	2.49 2.14	13.680 11.308	0 0	114.76 114.41	4.0	0.5	0.7	$Q=55 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q=0$	$Q=106 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q=0$
10.00	111.60	1.64 1.55	8.994 8.417	1.529 1.634	113.24 113.15	3.01 2.79	18.981 17.225	1.396 1.593	114.61 114.39	4.5	0.5	0.7	$Q=13.75$	$Q=26.50$
20.00	110.94	1.83 1.89	11.159 11.593	2.464 2.372	112.77 112.83	3.24 3.09	22.499 21.179	2.356 2.502	114.18 114.03	5.0	0.5	0.7	$Q=27.50$	$Q=53.00$
30.00	110.27	1.97 2.03	13.164 13.639	3.134 3.025	112.24 112.30	3.35 3.56	25.159 27.184	3.160 2.925	113.62 113.83	5.5	0.5	0.7	$Q=41.25$	$Q=79.50$
40.00	109.60	1.91 2.25	13.649 16.593	4.030 3.326	111.51 111.85	2.87 3.66	22.182 29.997	4.783 3.534	112.47 113.26	6.0	0.5	0.7	$Q=55.00$	$Q=106$
41.72	109.59	1.90 2.38	13.205 17.112	4.165 3.214	111.49 111.97	2.86 3.52	21.250 27.315	4.988 3.881	112.45 113.11	6.0	0.5	0.5	以下 $Q=55.00$	以下 $Q=106.00$
45.65	109.57	1.87 2.57	12.963 18.722	4.241 2.388	111.44 112.14	2.83 3.59	20.984 27.984	5.051 3.783	112.40 113.16	6.0	0.5	0.5		
49.57	109.55	1.85 2.57	12.811 18.722	4.293 2.398	111.40 112.12	2.80 3.64	20.720 28.470	5.116 3.723	112.35 113.19	6.0	0.5	0.5		
54.79	109.53	1.81 2.34	12.498 16.778	4.401 3.278	111.34 111.87	2.76 3.56	20.369 27.697	5.204 3.827	112.29 113.09	6.0	0.5	0.5		
66.70	109.47	1.73 2.33	11.876 16.694	4.631 3.295	111.20 111.80	2.67 3.45	19.584 26.651	5.413 3.977	112.14 112.92	6.0	0.5	0.5		
71.94	109.44	1.69 2.34	11.568 16.778	4.754 3.278	111.13 111.78	2.63 3.40	19.238 26.180	5.510 4.049	112.07 112.84	6.0	0.5	0.5		
77.17 (H79.84)	109.41	1.66 1.85	11.338 12.811	4.851 4.293	111.07 111.26	2.59 2.86	18.904 21.250	5.637 4.988	112.00 112.27	6.0	0.5	0.5	破鎖短縮 2.67	破鎖短縮 2.67
88.53	109.37	1.60 1.50	10.880 10.125	5.055 5.452	110.97 110.87	2.52 2.48	18.235 17.955	5.794 5.904	111.89 111.85	6.0	0.5	0.5		
91.28	109.16	1.58 1.16	10.728 7.633	5.127 7.206	110.74 110.32	2.50 2.33	18.125 16.694	5.848 6.350	111.66 111.49	6.0	0.5	0.5		

93.92	108.61	1.52 1.40	10.082 9.156	5.482 6.007	110.13 110.01	2.42 2.01	17.061 13.758	6.213 7.705	111.03 110.62	5.84	0.5	0.5
105.86	105.19	1.25 1.08	7.169 6.102	7.672 9.013	106.44 106.27	2.04 1.66	12.505 9.861	8.477 10.749	107.23 106.85	5.11	0.5	0.5
108.99	104.31	1.18 0.91	6.502 4.891	8.459 11.245	105.49 105.22	1.94 1.74	11.427 10.075	9.276 10.521	106.25 106.05	4.92	0.5	0.5
114.19	102.82	1.06 0.92	5.449 4.664	10.094 11.792	103.88 103.74	1.73 1.66	9.790 9.031	10.827 11.737	104.60 104.48	4.61	0.5	0.5
122.44	100.46	0.88 0.95	3.995 4.346	13.767 12.655	101.34 101.41	1.51 1.60	7.331 7.840	14.459 13.520	101.97 102.06	4.10	0.5	0.5
124.16	100.05	0.84 0.96	3.713 4.301	14.813 12.788	100.89 101.01	1.46 1.59	6.906 7.624	15.349 13.903	101.51 101.64	4.0	0.5	0.5
125.94	99.79	0.84 1.00	3.713 4.500	14.813 12.222	100.63 100.79	1.45 1.66	6.851 8.018	15.472 13.220	101.24 101.45	4.0	0.5	0.5
135.85	98.80	0.81 0.91	3.563 4.054	15.415 13.567	99.61 99.71	1.41 1.55	6.634 7.401	15.973 14.322	100.21 100.36	4.0	0.5	0.5
145.30	97.86	0.79 1.08	3.472 4.903	15.841 11.218	98.65 98.94	1.38 1.49	6.472 7.070	16.373 14.993	99.24 99.35	4.0	0.5	0.5
171.23	95.26	0.73 0.94	3.186 4.202	17.263 13.089	95.99 96.20	1.27 1.49	5.886 7.070	18.009 14.993	96.53 96.75	4.0	0.5	0.5
173.98	94.73	0.72 0.94	3.139 4.202	17.522 13.089	95.45 96.67	1.26 1.47	5.834 6.960	18.169 15.280	95.99 96.20	4.0	0.5	0.5
176.45	93.76	0.68 0.89	3.073 4.116	17.898 13.362	94.44 94.65	1.20 1.57	5.736 7.795	18.480 13.698	94.96 95.33	4.13	0.5	0.5
180.44	91.76	0.62 1.04	2.957 5.179	18.600 10.620	92.38 92.80	1.09 1.49	5.455 7.755	19.432 13.669	92.85 93.25	4.46	0.5	0.5
185.91	89.03	0.53 0.86	2.711 4.541	20.288 12.112	89.56 89.89	0.95 1.33	5.511 7.335	19.234 14.451	89.98 90.36	4.85	0.5	0.5
188.02	88.25	0.50 1.02	2.625 5.620	20.952 9.786	88.75 89.27	0.90 1.34	4.905 7.598	21.611 13.951	89.15 89.59	5.0	0.5	0.5

起はそれ以上に高くなっており、平均水位としては不完全越流をなしている。246 m³/sに至つては側水路全域が不完全越流と化し、測点 40 m に於いて始めて越流堤直下流水面が同堤頂標高迄下つていた。又左岸擁壁天端も勿論潜没していた。

越流係数について検討してみるに、 $Q=C \cdot b \cdot H^{\frac{3}{2}}$ において b (越流堤長) は 40 m であるから C の値は次の如くなる。

Q	55 m³/s	80	109	130
C	2.15	2.19	2.26	2.29

これに対し計画に際しては $C=1.838$ を採用しているから何れに対しても充分安全な値である。

堰堤余裕高を検討する一要素として設計基準では「如何なる異状洪水でも貯水池内水位は、堤頂標高一波高 (スチーブソン氏の公式) $\times 3/4 - 0.50$ m より低くなければならない」と規定している。そこで本地区の場合堤頂標高は 118.60 m であるから

$$X(m) = 0.75 + \frac{1}{3} \sqrt{F} - \frac{1}{4} \sqrt[3]{F}$$

……スチーブソン氏公式

X ……波高

F ……洪水面上の対岸距離 (km)

本地区では 2.7 km

$$= 0.75 + \frac{1}{3} \sqrt{2.7} - \frac{1}{4} \sqrt[3]{2.7} = 0.98 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{故に 危険水位} &= 118.60 \text{ m} - 0.98 \times 3/4 - 0.50 \\ &= 117.37 \text{ m} \text{ となる。} \end{aligned}$$

第2図によれば $Q=246 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させた時の湛池内水位は 117.15 m であるから、この点についても充分安全である。又 55 m³/s では湛池内の接近流速は殆んど見られず静水面をなしていたが、106 m³/s 以上ではかなりの表面波が見受けられた。

§4. 側水路内の流況

一般に側水路内の流れは甚だ複雑な流況を示すものである。即ち横からの越流水が落下して生ずる運動のエネルギーは水路底を横断的に這う水脈をして反射的に左右両岸に水面隆起を生じさせ、縦断方向の流勢と混合しつつ流下する。又湛池水位が上昇し越流水が不完全越流をなすに至ると、単位堤長当りの越流量は場所により変化する処となり、流れは益々複雑化する。本実験において各測点毎に水流の横断形状を測定し、平均水深並びに平均流速を算出したものと、公式により計算して得たそれらとを比較対称したのが第1表である。

これに就いていうならば、側水路部において、平均流速は上流より下流に行くに従い増大している事は、ヒン

ズ氏の公式理論からしても当然の事である。又第4図に就いてみると、55 m³/s と 106 m³/s とでは水流の横断形状に違いがある。即ち 55 m³/s では横越流の落下エネルギーが 106 m³/s より大である丈に拡乱度も大きく左岸水面の盛り上りも激しい。そして 106 m³/s の場合には水位の最低点即ち谷底の位置が概ね断面の中央にあるのに対して 55 m³/s では谷状を示さず跳水現象に見られる様な盛り上りを生じている。但し測点 40 m については、106 m³/s においても落差が大きくなる為 55 m³/s の形に近づいている。これらの水面隆起が各測点を通じて最少の状態を示す様な流量は発見出来なかつた。又計算水位と模型実験水位との比較では 55 m³/s は測点 15 m から、106 m³/s では測点 22 m より上流で実験水位の方が下位にあり、流速も大となつている事は、ヒンズ氏公式が安全側の誤差を生じたものと云える。(但しこれは本実験についてのみのものであるが) 構造物設計の立場からは、同一水流断面積を要するにしても極力水面が水平に近づいて



写真-2 $Q = 106 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

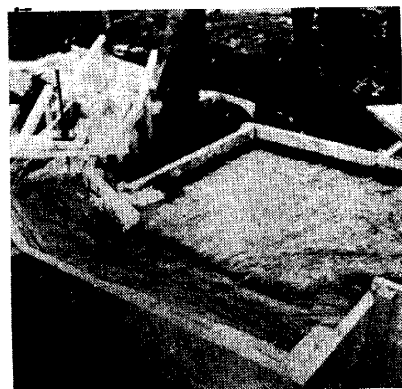


写真-3 $Q = 246 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

いる程護岸擁壁を低くし得るから有利であり、構造物耐久度の点でも揺乱波の少なる程好ましい訳であるが、あらゆる洪水量に対し常に理想的な水面形状を望む事は無理であると思う。又本地区の場合の様に異状洪水量が設計洪水量に比し2倍以上になるという特殊状況下では、水路断面も自らこれに規制される事多く、更に余水吐設置箇所の地形や、他の構造物との位置的關係（例えば付替道路との併行）からの構造上の制約もあるので、余水吐の経済的設計は水理学的立場からのみでは決定し難いと思う。

§ 5. 接続放水路内の流況

測点 40 m で側水路部は終り、横越流水はなくなる。計算に当つては $55 \text{ m}^3/\text{s}$ 及び $106 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し常にこの点で限界水深を示すものと仮定して運算したのであるが、第 3 図を一見して解る様に実験では、コントロールポイントの位置が測点の 1.28 m 附近近移っている。 $55 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する限界勾配が設計勾配 (1/200) より少 (勿論 $106 \text{ m}^3/\text{s}$ に対してはより少となる) であるにも不拘、この様な流況を示した理由は 2 箇所に亘る曲線部の彎曲損失水頭を無視して運算していた事や、模型縮尺の過少と関連して模型水路の粗度が緩勾配において特に相対性に影響した事等であろう。実際に工事施工後洪水が流出した場合、これらの中間的な流況を呈するものと筆者は信じている。何れにせよこの区間は地形上の理由で水路は充分な断面が与えられているので、排水能力に支障はない。以下 (測点 自 91.28 至 124.16) の間では実験値が概ね計算値より速い流速を示しており、124.16 m 以降では逆の現象を呈しているが、大差はなく水路断面としては充分な余裕を有している。尚設計洪水量 $106 \text{ m}^3/\text{s}$ に対してはフリーボード過大と考えられるが、異状洪水量 $246 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 124.16 m 以降の断面では呑み切れなくなり越流水が土堰堤々体の地山取付部を洗う状況になるので、主たる勢力を放水路が負担し得る様この程度の断面を与えたものである。ダムセンターを挟む 2 箇所のカーブは、 $106 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水に対してかなりの蛇行性を与えるが、測点 91.28 m に至つて概ね水面偏倚はなくなり、特に $55 \text{ m}^3/\text{s}$ において下流静水池の減勢効果に悪影響を及ぼす様な事は見受けられなかつた。測点 自 173.98 至 188.2 m の間は静水池に取付く拋射流部であるが、1/2 という急勾配である為高速射流による水面の膨らみが見られ、流量/断面積で得た平均流速では計算値に対し第 1 表の如き大きな差が見られた。この点ビーター管で流速を実測した結果は計算値に近い値を得た。水面の膨らみは勾配の急変により、多くの空気が混入するものと思われるが、この膨らみを軽減し、且つ水路底と水流の間に生ずる負圧の悪影響をなくする為に、この区間の勾配を拋物

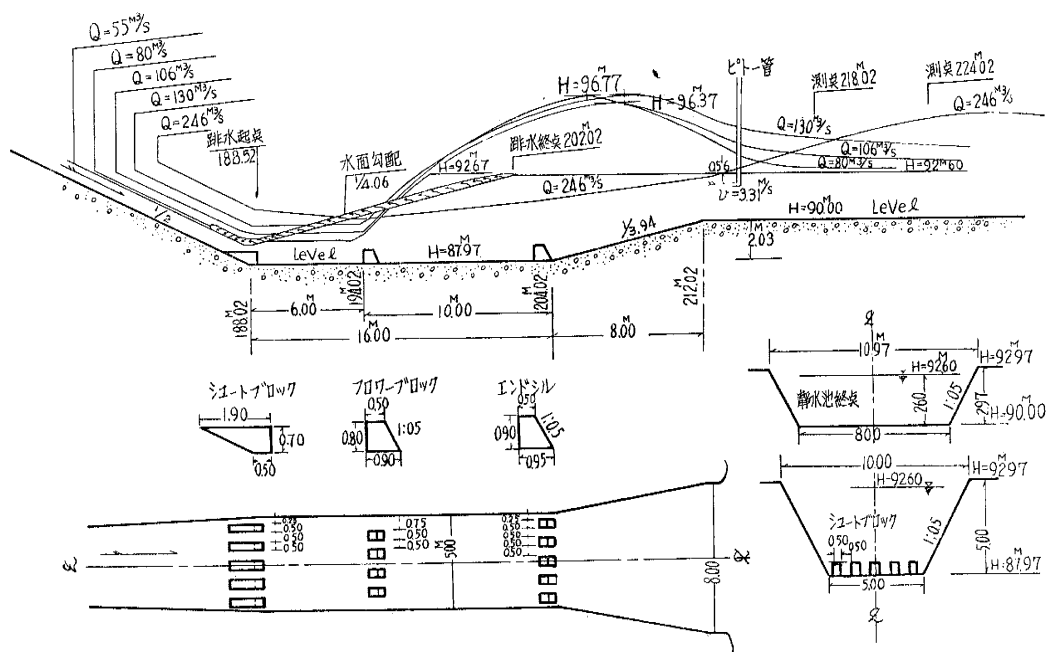
線に変更する事にした。即ち測点 173.98 m で半径 20 m、交角 $16^\circ 48'$ の円弧を挿入し、引続き $y = 0.41455x + 0.009339x^2$ なる拋物線を以て静水池に取付けるものとする。この変更後の勾配での模型実験は冬期積雪の為実施出来なかつたが、流れの状態は必ず改善されるものと思ふ。

§ 6. 静水池の効果

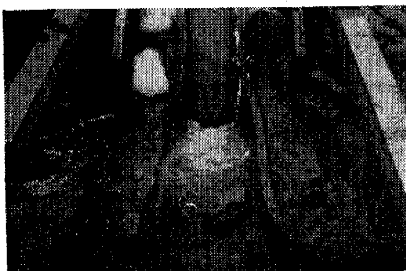
高速射流 (この場合約 21 m/s) で拋出された水流のエネルギーはその儘では河床や対岸を洗掘し、治水上莫大な被害を及ぼすので一般に拋射流の末端には静水池を設けてこれを減勢する。本地区の場合前述の如く余水吐の経済性並びに放流河川の洪水による被害度等から静水池の最大減勢能力を 10 年確率雨量に相当する $55 \text{ m}^3/\text{s}$ に採つた。当初の模型製作に際し静水池の施工基面のみを § 1. に示す設計通りとして実験した処減勢能力は甚だ不足であつた。これは河川水位に対し充分な跳水高がない為で、余剰勢力が波動となつて水面を攪乱するものである。これが解決としては河川水位は固有のものであるから、静水池敷高を下げて充分な跳水高を与えるか、ブロックを置いて流勢を削ぐのが一般に行なわれる方法である。本地区の場合経済的な有利性から後者を探り、種々のブロック配置をして比較検討した訳であるが、本文ではその詳細を割愛し結論のみ記載するものとする。

第 5 図並びに写真—4 はその流況であるが、 $55 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には完全に跳水現象を呈し静水池末端に立てたビーター管では $v = 3.31 \text{ m/s}$ となつて在来河川の $55 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下の場合の流速と近以している。そこで $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水を流して見た処 $246 \text{ m}^3/\text{s}$ を除いて他は皆フローブロックの位置から飛沫化して上方に跳上り、静水池末端で落下した。この場合飛沫は真直ぐに走り決して静水池外 (横断的に) 之は出なかつた。又落下エネルギーの水平分力は対岸に衝当り河川自身の急勾配であることと相俟つて (平均水面勾配 1/140) 相当の乱流を呈したが、模型の長さが不充分な為 (放流河川の下流部分は 60 m であるから模型では 1.50 m) これを数値的にとらえられなかつた。概括的に云える事は $55 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して最も良好な減勢を示すブロックの配置が $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水に対しても最良であつた事である。

又シコート、フロー、エンドの 3 種のブロックの中跳水起終点の位置に最も関係深いのがフローブロックで構造上も非常に大きな水衝作用を受けるものである。これらの点は水理学的に大変興味のある問題で未だ充分解析されていない分野であり、筆者の実験からはブロックの高さ、形状、位置等が跳水に及ぼす影響につき、定性的な傾向すら掴み得なかつた。本実験の場合 $55 \text{ m}^3/\text{s}$ の流下する際の河川水位は、代表的な河川横断面から洪



図—5



写真—4 $Q=55 \text{ m}^3/\text{s}$ の減勢状況

水時の水面勾配を仮定してマンニング氏公式により求めたものと、模型実験により得た水位では後者が若干高かったのであるが、この水位 ($H=92.60 \text{ m}$) と静水池敷高 ($H=87.97 \text{ m}$) の差は 4.63 m で設計基準にある公式により算出された理論跳水深 6.44 m の 7 割 2 分に相当している事を附記するものである。

ま と め

以上実験の経過を述べた次第であるが、水理実験に全く素人の筆者が、構造物設計の立場から直接現場で模型を製作し、詳かに流れの様子を観察し得た事は、非常に参考になったと思う。そして越流堤起終点に配置する導流壁や、側水路部と接続放水水路部との取付法の設計に微細な修正を行なった。実験に要する日数の不足と模型縮尺の過少は誠に残念な事であつたが山間僻地の現場としては止むを得なかつたと思う。

本実験実施の為に要した費用は $150,000$ 円である。

ここに終始御指導を賜つた開発局土木試験所古谷水工研究室長、同本局土地改良課長技官、北海道大学山本助教授、並びに先輩各位に対し厚く感謝の意を表すものである。

以 上