

小渋分水工に関する実験的研究

酒井 信一・千野 敦義

信州大学農学部 農業土木学研究室

I 緒 論

現在建設中の小渋ダムより農業用水を取水するにあたり、地形的関係から農電共用トンネルの内部に分水工を設ける必要が生じた。長野県南信農業水利改良事務所において分水工の形状が決定され、これに関する水理計算が行なわれたが、この分水工はトンネル内部から直角に分岐させ、約 256m の分水トンネルを経て水槽に導き、その水槽に取付けられたゲートによつて分水量を調節し、下流の農業用水路に流下させる構造となつているため、分岐による損失水頭、分水トンネル終端水槽内の水流の乱れなどによる各種損失など理論的に不明確な要素が多く含まれている。そこでこれらの点を解明するために以下のべるような一連の水理模型実験およびその解析を行なつた。

この実験研究を行なうにあたり南信農業水利改良事務所菊沢知雄所長、小渋支所久保村初支所長、塩沢正信技師はじめ所員皆様に格別の御支援と御協力を賜つたことに対して深甚の謝意を表するとともに、実験の遂行にあたり協力をいただいた農業土木学研究室の植野晃年氏ほか専攻生の皆様に対して感謝の意を表するものである。

II 模型の製作および設置

2・1 模型の製作

模型の縮尺は 1/9.6 とした。材料は農電共用トンネルが半透明ポリエステル樹脂製、分水トンネルはエスロンパイプ、循環水路は塩化ビニールパイプ、計量ぜきは 6.4mm 鉄板、分水トンネル終端水槽（3号水槽）およびゲートは塩化ビニール板、その他の水槽は木製トタン張とした。

模型実験においては実水路と模型水路の流れの相似関係が問題となるが、この実験においては主として Froude 数によつて規正し、Reynolds 数の規正は等方性乱流の理論から導いた相似条件により粗度係数を補正することにした。すなわちその実験理論を示せばつぎのようになる。

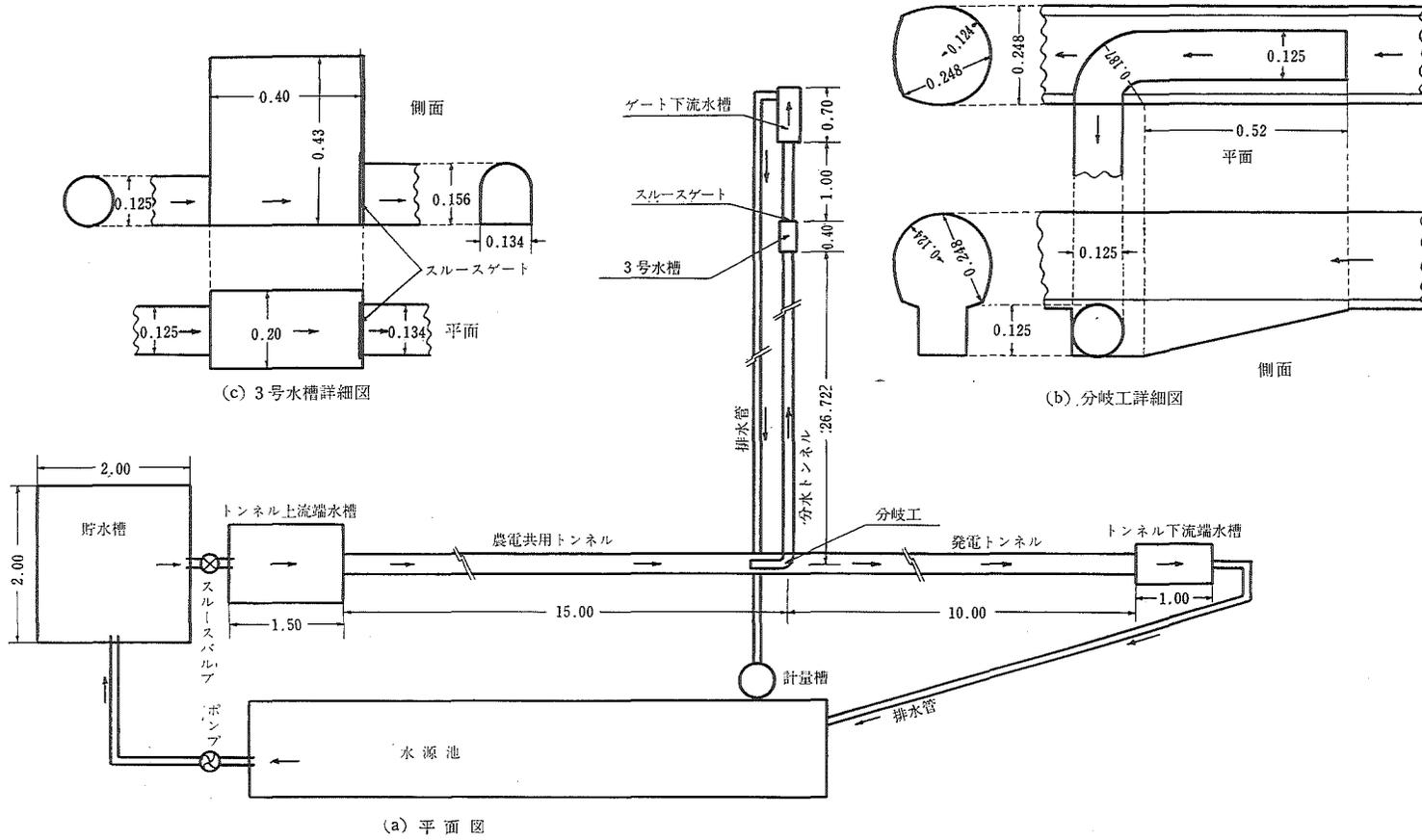
$$C=c, \quad L/R=l/r \dots\dots\dots \text{幾何学的相似条件}$$

$$R^{1/3}N^{-2}=r^{1/3}n^{-2}, \quad I=i \dots\dots\dots \text{力学的相似条件}$$

ここで C, c : 水路の断面形状係数, L, l : 水路または水路内物体の代表寸法,

R, r : 径深, N, n : マンニング公式の粗度係数, I, i : 動水コウ配

上式で大文字は実物に関するもの、小文字は模型に関するものである。この実験における相



第1図 模型実験装置

似関係を示せば第一表のとおりである。

第1表 模型相似律

	横断寸法比	動水コウ配比	粗度係数 (m~sec Unit)
実物	9.6	1	0.014 ~0.015
模型	1	1	0.0097~0.0103

2・2 模型の設置

模型は信州大学農学部水理実験所に接した林地内に第1図(a)に示すように設置した。水路底コウ配は農電共用トンネルおよ

び発電トンネルが1/1000、分水トンネルが水平である。水はまず水源池から貯水槽にポンプアップされ、そこから流量調節バルブを経て矩形ぜきに導かれ、ここで流量をチェックされ農電共用トンネルに流入する。当初、分水後流量は発電トンネル終端に矩形ぜき、分水量調節用ゲートの下流に三角ぜきを設けてチェックする予定であつたが、予備実験の結果、とくに流量が大きい場合、精度が劣ることがわかつたのでこれらを取除き分水量のみをドラム罐量水槽にて量水するよう変更した。模型水路より流出した水は循環水路により導かれ再び水源池にもどるようにした。

トンネルは流れの状況を外部より観察できるように半透明の材料で作られているが、なおトンネル内水位を測定するために全長にわたつて15ヶ所に観測孔を設け、さらに分岐点には分流状況を観察するためのぞき窓を設けている。分水トンネルには既製の125mm エスロンパイプを使用したが、温度伸縮による接続部の破損を防ぐためほぼ中央部に自動車チェーンを巻きつけた伸縮接手を取付けた。

III 実験方法

3・1 計量ぜきおよびトンネルの水理特性

トンネル上流端水槽に設けられた矩形ぜきの水位流量曲線は板谷・手島公式を用いて求めた。本実験における規定流量に対応する越流水深は第2表のようになる。

農電共用トンネルと発電トンネルは同一断面形を有し、第1図(b)に示したような寸法をもつた標準馬テイ形であり、水路底コウ配 i は1/1000であるから流量 q はマンニングの公式を用いて次式であらわされる。

$$q = \frac{0.0316228ar}{n\sqrt{r}}$$

上式で a : 通水断面積 (m²), r : 径深 (m), n : 粗度係数 である。

3・2 測定実施要領

(1) バルブおよび計量ぜき

- (a) ポンプおよびバルブ操作により規定越流水深を保つ。
- (b) (a)において水位測定はポイントゲージを使用して行なうが、通水前には必ず静水位(せき欠口部底面)を測定する。
- (c) 実験中は常に水位を一定に保つよう常時注意し、もし水位変化があつたときにはただちに全員に測定中断の指示を出す。

第2表 矩形ぜき水位・流量

越流量 (ℓ /sec)	矩形ぜき越流水深 (cm)
3.5	3.35
7.4	5.68
9.5	6.79
10.4	7.21
13.0	8.39
17.5	10.22
19.1	10.83
21.5	11.75
24.8	12.94
26.5	13.53
27.0	13.70

(2) 3号水槽およびゲート

(a) 計量ぜきの安定を確認したのちゲートを規定量開く。

(b) 3号水槽内の水位変動がなくなつたら全員に測定開始の合図を出し、同時に水槽内水位を測定する。

(c) ゲートの開きは大体10段階にわたる。

(3) 計量水槽

(a) (2)(b)の合図を受けたらただちに計量水槽に水を流入させ同時にストップウォッチを押す。

(b) 計量水槽が満水したらストップウォッチを止め流入時間(秒)をよむ。

(4) トンネル

(a) (2)(b)の合図を受けたらただちにトンネル内水位を測定する。

(b) 測点は特別の指示がないかぎり No. 5, No. 9, No. 10, No. 12, No. 14 の5ヶ所とする。

(5) その他

流れの状況その他必要と思われるものは写真撮影を行なう。

IV 実験結果と考察

4・1 用語の説明

本実験において、基準面はトンネル流入口より20cm上流の水槽底より20cmさがつた水平面としている。基準高とは基準面より当該面までの鉛直距離を、水位とは基準面から水面までの鉛直距離、全水位とは水位に速度水頭を加えたものを指す。

4・2 トンネルの粗度係数の決定

トンネルの粗度係数を決定するに当り、代表断面として測点5を採用することにする。なぜならば測点5は流入口より6.90m下流に位し、流入口と分岐工のほぼ中央にあるため流入および分岐による水位の変動の影響をうけにくいとみられるからである。粗度係数の測定に当つては、トンネルは標準馬テイ形であるから、ゲートを閉じた場合(分水量0)の各規定流量(第2表)に対応する水深を実測し、つぎの式から n を求めた。

$$n = \frac{ar}{q_0 \sqrt{1/i} \sqrt[3]{r}}$$

その結果 n は0.0104~0.0093の間にあり、平均値は0.00978となつた。この値は第1表の値を十分満足するものであるので、以後の解析では $n=0.00978$ を用いることにした。

4・3 水路底コウ配と基準高

(1) トンネル

農電共用トンネルおよび発電トンネルは始点から終点まで一様な1/1000コウ配で設置さ

れたが、実験が12月の厳寒期に当たったため凍上などの影響で各所にわずかではあるが凸凹を生じた。そこで実験完了後の水路底のレベルングの結果を最小二乗法によつて修正し、この修正値を以後の解析に使用している。基準面上にトンネルの軸線に沿つて x 軸をとり、流入口に原点をとつて鉛直方向に y 軸をとつた場合水路底は次式であらわされる。

$$y = -0.0010003x + 0.21481$$

主要点の座標 (x, y) はつぎの通りである。トンネル上流端水槽 (-0.20m, 0.2000m), トンネル始点 (0.00, 0.2148), 測点5 (6.90, 0.2079), 測点9 (13.75, 0.2010), 分岐点 (15.00, 0.1998), 測点10 (15.40, 0.1994), 測点12 (17.03, 0.1978), 測点14 (20.47, 0.1943), トンネル終点 (25.00, 0.1898)。

(2) 分水トンネルおよび3号水槽

分水トンネルは当初水平に設置されたが実験完了後レベルングしたところ終点が始点より11mm上昇しているすなわち逆コウ配となつてゐることがわかつた。主要点の水路底基準高 (m) はつぎのとおりである。

分水トンネル始点 (0.0890), 3号水槽 (0.1000)

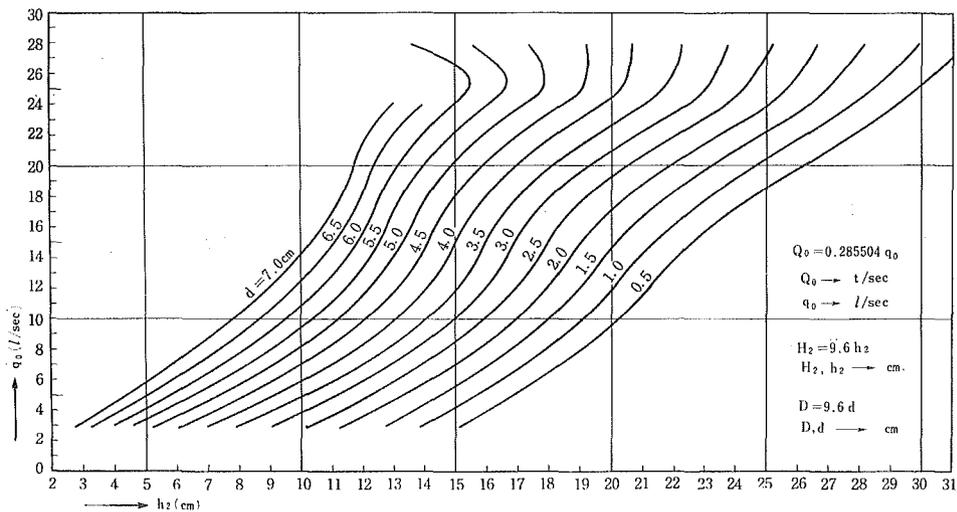
4・4 実測結果

(1) トンネル内の水深および水位

トンネル内の水深は、各規定流量各ゲートの開き毎に、さきのにべた5ヶ所の観測孔において測定したが、本論文ではそれについての観測結果および解析結果は省略する。

(2) 3号水槽内の水深

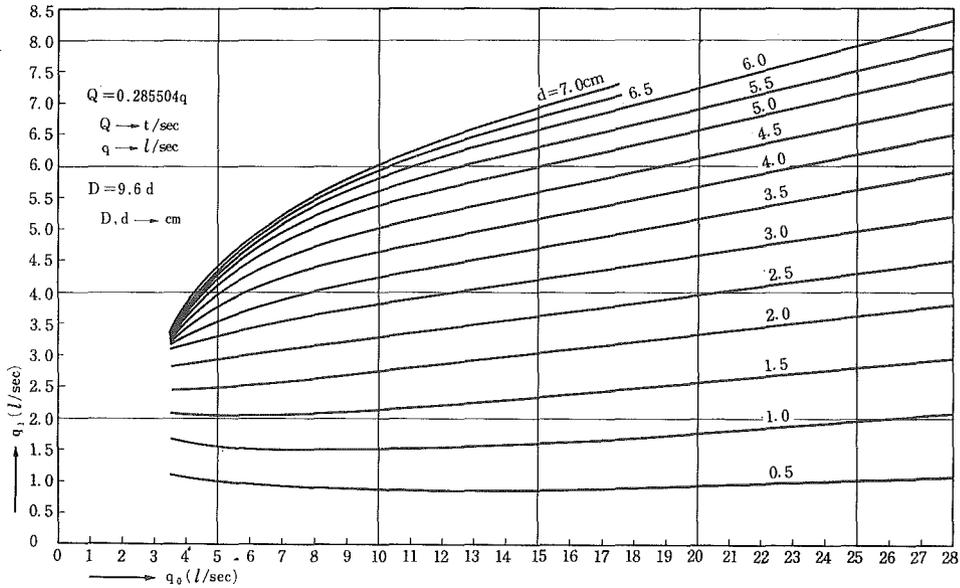
3号水槽内の水深の実測値 h_2 , 農電共用トンネル流量 q_0 およびゲートの開き d の関係を図示すれば第2図のようになる。



第2図 農電共用トンネル流量～3号水槽水深～ゲートの開き 関係曲線

(3) 分水量

分水流量的実測値 q_1 , 農電共用トンネル流量およびゲートの開きの関係を図示すれば第3図のようになる。第2図および第3図において模型と実物の間には, 模型流量および実物流量を q (l/sec) および Q (t/sec) であらわしたとき $Q=0.285504q$, 水深およびゲートの開きは $H=9.6h$, $D=9.6d$ なる関係が成立する。



第3図 農電共用トンネル流量～分水流速～ゲートの開き 関係曲線

4・5 農電共用トンネル測点5における全水位

測点5の水路底基準高は20.79cmであるから, 水位は実測水深にこの値を加えたものとなる。また流積は水深から求めることができるので流量を流積で割れば平均流速が得られる。平均流速の二乗を $2g$ で割ったものが速度水頭であるから, 測点5における全水位 h_5 は水位と速度水頭を加え合せたものとなる。

4・6 分岐点における全水位

分岐点においては水流に相当な乱れがみられるので, さきに粗度係数の決定のところでのべた理由から, 分岐点における全水位 h_1 は測点5における全水位から換算して求めることにする。すなわち,

$$\begin{aligned}
 h_1 &= h_5 - (\text{測点5の水路底基準高} - \text{分岐点水路底基準高}) \\
 &= h_5 - (20.79 - 19.98) = h_5 - 0.81 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

となる。この値を第3表に示す。

4・7 3号水槽内の全水位

3号水槽内の水の流れは非常に複雑であるが, 一応水槽内の水は動きがないと仮定して全水位を求めれば, 速度水頭が0であるから, 水深実測値 h_2 に水槽底基準高10.0cmを加え

第3表 分岐点における全水位 (h_1) cm

d q_0	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
3.5	26.17	26.03	25.95	25.93	25.92(25.92)	(25.85)	(25.85)	(25.85)	(25.93)	(25.97)	(25.97)	(25.94)	(25.92)
7.4	29.27	28.93	28.74	28.58	28.56	28.53	28.55	(28.61)	(28.57)	(28.58)	(28.60)	(28.53)	(28.47)
9.5	—	—	—	—	—	—	—	—	29.65	(29.71)	(29.69)	(29.74)	(29.66)
10.4	31.33	31.01	30.75	30.52	30.47	30.47	30.45	30.43	30.43	(30.41)	(30.39)	(30.40)	(30.43)
13.0	33.14	32.48	32.10	32.02	31.99	31.99	31.96	31.96	31.99	31.99	31.99	(31.99)	(31.99)
17.5	35.64	34.97	34.67	34.37	34.20	34.13	34.14	34.14	34.15	34.17	34.26	34.19	(34.17)
19.1	37.04	36.27	35.93	35.66	35.39	35.25	35.39	35.33	35.31	35.36	35.48	35.48	35.33
21.5	38.87	39.03	37.87	37.45	37.12	36.80	36.48	36.29	36.13	35.96	35.91	35.73	35.55
24.8	40.73	40.01	39.85	39.98	39.78	39.46	39.54	39.31	39.28	39.31	39.31	39.28	39.16
26.5	42.14	41.54	41.00	40.65	40.41	39.80	39.44	39.37	39.11	38.92	38.81	38.75	38.74
27.0	42.56	41.35	41.19	40.80	40.41	40.12	39.92	39.72	39.48	39.36	39.07	38.76	—

第4表 3号水槽における全水位 (h_3) cm

d q_0	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
3.5	26.75	25.51	24.30	23.12	21.80(21.80)	(20.70)	(19.60)	(18.47)	(17.52)	(16.60)	(15.77)	(15.03)	(14.34)
7.4	29.75	28.62	27.48	26.31	25.22	24.15	23.14	(22.18)	(21.16)	(20.22)	(19.35)	(18.50)	(17.71)
9.5	—	—	—	—	—	—	—	—	22.66	(22.72)	(20.80)	(19.97)	(19.15)
10.4	31.58	30.43	29.30	28.18	27.12	26.10	25.14	24.22	23.20	(22.26)	(22.35)	(20.53)	(19.70)
13.0	32.73	31.60	30.44	29.36	28.27	27.28	26.31	25.34	24.42	23.48	22.59	(21.80)	(21.00)
17.5	35.50	34.15	32.82	31.45	30.20	28.93	27.78	26.72	25.72	24.78	23.91	23.12	(22.43)
19.1	36.75	35.40	33.92	32.55	31.20	29.86	28.62	27.52	26.42	25.40	24.48	23.59	22.85
21.5	38.92	37.40	35.82	34.40	33.01	31.67	30.38	29.12	27.83	26.67	25.57	24.61	23.70
24.8	41.14	39.67	38.26	36.80	35.52	34.14	32.97	31.56	30.20	28.97	27.76	26.52	25.37
26.5	42.15	40.66	39.23	37.57	36.21	34.78	33.44	32.04	30.53	29.20	27.86	26.42	25.20
27.0	42.40	40.94	39.48	37.79	36.38	34.93	33.57	32.13	30.58	29.20	27.73	26.17	—

たものが全水位 h_3 となる。この値を第4表に示す。

V 分水による損失水頭の検討

5・1 全損失水頭

全損失水頭 η_0 はトンネル分岐点の全水位と3号水槽の全水位との差とみることができる。分岐点の全水位は、理論的にはトンネルの流量が一定の場合にはゲートの開きのいかんにかかわらず一定でなければならないはずであるが、第3表の h_1 の値はどのトンネル流量に対してもゲートの開きが大きくなるにしたがって減少する傾向を示している。これは測点5においても分岐の影響があり、それはゲートの開きが増大するにつれて大きくなることを示している。一方トンネル分岐点における全水位を理論的に求めれば第5表のようになるが、この値はゲートの開きが0の場合の実測値より求めた分岐点における全水位、すなわち第3表

第5表 分岐点における理論全水位

トンネル流量 (ℓ/sec)	理論水深 (cm)	平均流速 (cm/sec)	速度水頭 (cm)	分岐点全水位 (cm)
3.5	5.40	35.10	0.629	26.01
7.4	8.35	43.50	0.965	29.30
9.5	9.70	46.78	1.117	30.80
10.4	10.28	48.00	1.176	31.44
13.0	11.82	50.84	1.319	33.12
17.5	14.52	54.50	1.515	36.02
19.1	15.40	55.42	1.567	36.95
21.5	16.82	56.65	1.637	38.44
24.8	19.23	57.85	1.708	40.92
26.5	20.60	57.98	1.715	42.30
27.0	21.20	57.82	1.706	42.89

の第2列の値とよく一致している。そこで全損失水頭を求める場合の分岐点の全水位の値としては、第5表の理論値を用いることにする。

5・2 分水トンネルのマサツ損失水頭

管水路のマサツ損失水頭は次式で与えられる。

$$h_f = \frac{124.5n^2}{\phi^{1/3}} \cdot \frac{l}{\phi} \cdot \frac{v_1^2}{2g} \dots\dots\dots(5 \cdot 1)$$

上式で l : 管路の長さ(m), ϕ : 管の直径(m), v_1 : 管内平均流速(m/sec),
 g : 重力の加速度(m/sec²), n : 粗度係数

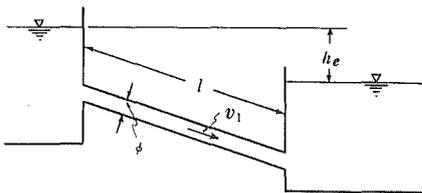
分水トンネルの粗度係数は測定していないので不明であるが、ここでは一応トンネルと同一すなわち $n=0.00978$ とすれば $l=26.66\text{m}$, $\phi=0.125\text{m}$ であるから (5・1) 式はつぎのようになる。

$$h_f = 5.0795v_1^2/2g \dots\dots\dots(5 \cdot 2)$$

なお平均流速 v_1 は実測分水量を分水トンネルの断面積で割れば得られる。

5・3 分水による損失水頭の検討

第4図に示すように2つの水槽を長さ l , 内径 ϕ なる単一直線管で連らくし、落差(水頭差) h_e を一定に保つときは管内の流速 v_1 は等速定流で q_1 なる流量が流下するから、 h_e はベルヌイの定理より



$$h_e = \frac{v_1^2}{2g} + h_f + h_m \dots\dots\dots(5 \cdot 3)$$

で示される。ここで $v_1^2/2g$ は下流水槽内の水は静止していると考えた場合の流出に伴う損失水頭である。いま $h_m = mv_1^2/2g$ とおいて、(5・2) 式を (5・3) 式に代入して式を書きなおせばつぎのようになる。

第4図 損失水頭

$$h_e = (1 + 5.0795 + m) \frac{v_1^2}{2g} \dots\dots\dots (5 \cdot 4)$$

第4図に示すような場合、上式の m はある定数で与えられるが、本実験の場合はこれを定数とおくことはできない。さらに流出損失係数も3号水槽内を静水と考えることはできないので1とはおけないはずである。そこでこの誤差も m に含めて m に関する検討を行なつてみることにする。(5・4)式において水頭差 h_e に、第4表から第5表の最終列を引いた値を代入してやれば m 以外の値はすべて既知となるから m を求めることができる。いま m に影響を及ぼす要素として分水比 $\varepsilon = q_1/q_0$ とゲートの開き d をとりあげて次の操作をする。

- (1) m の値を ε で割る。(2) m/ε の値を d^2 倍する。

ただし第4表において () を付したところは分水トンネルが満流していないので以上の考えは適用できない。

以上の操作を行なえば $d=0\sim 1.5$ で $q_0=0\sim 10.4$ の部分を除けば各値はほぼ同じ大きさとなり、その平均値は195となる。したがって m は近似的に次式であらわせる。

$$m = 195\varepsilon/d^2 \dots\dots\dots (5 \cdot 5)$$

この値を(5・4)式に代入すれば全損失水頭は近似的に次式で与えられる。

$$\eta_0 \doteq h_e = \left(6.0795 + \frac{195\varepsilon}{d^2} \right) \frac{v_1^2}{2g} \dots\dots\dots (5 \cdot 6)$$

VII 設計変更に伴う分水流量の推定

6・1 水平水路床のゲートからの流出

水平水路床のゲートからの自由流出は次式によつて与えられる。

$$q = Cdb\sqrt{2g(h - C_c d)} \dots\dots\dots (6 \cdot 1)$$

上式で C_c : 収縮係数, C : 流量係数, b : 流出幅(m), d : ゲートの開き高(m),
 h : 水槽内の全水頭(m) ここで $C_c \doteq C$

水槽内の水は静水であると考えれば、 C および C_c の値は第6表で与えられる。

本実験では $b = 0.134\text{m}$ であるから(6・1)式をかきなおせばつぎのようになる。

第6表 流量係数および収縮係数					
d/h	0	0.2	0.3	0.4	0.5
C	0.611	0.605	0.604	0.604	0.607

$$q = 0.5934Cd\sqrt{h - Cd} \dots\dots\dots (6 \cdot 2)$$

6・2 設計変更

模型実験結果よりみて、本分水工では農業用水として必要な水量 1.81t/sec を取水するのに支障がある場合があることがわかつたので、つぎのように設計変更をすることにした。

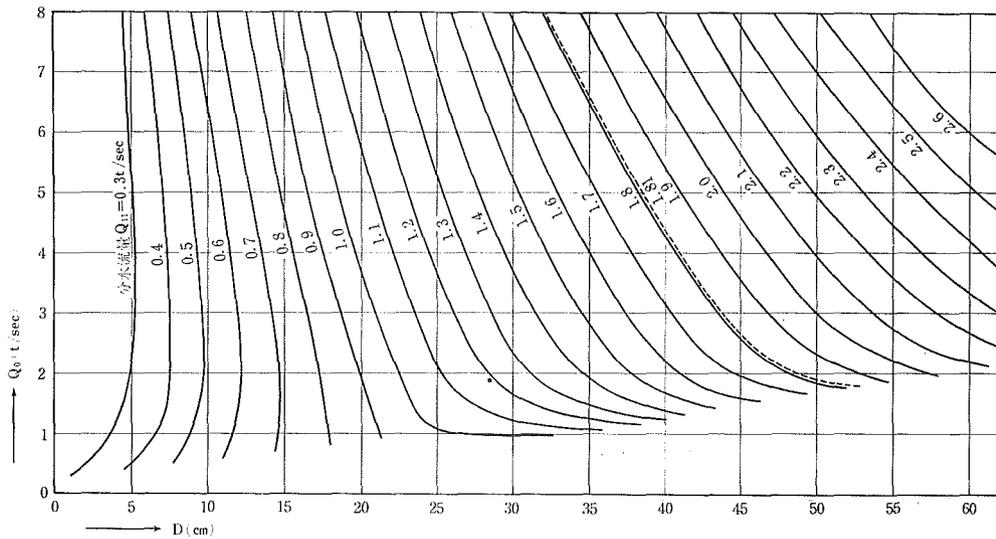
- (1) 分水トンネルの始点の管底を模型寸法で 14.4mm さげる。

(2) 分水トンネルに1/1040の下りコウ配をもたせる。

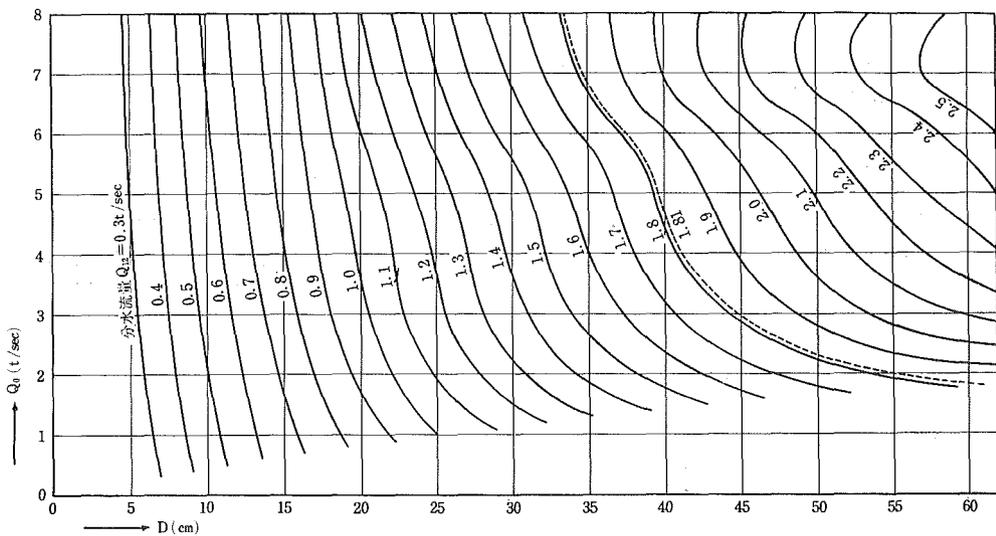
したがって模型実験において分水トンネルは始点と終点の間に11.0mmの差をもつた逆コウ配で設置されていたこともあわせ考えれば、設計変更後は3号水槽の底が51.0mm (実寸に直して48.96cm) 低下することになる。

6・3 設計変更後の分水量の推定

設計変更に伴い、改良模型に対する実験を行なう予定であつたが種々の事情により実験を行なうことができなかつたので、改良後の分水量は以下のべる二つの方法で理論的に推定することにした。



第5図 農電共用トンネル流量～ゲートの開き～分水量 関係曲線〔推定Ⅰ〕



第6図 農電共用トンネル流量～ゲートの開き～分水量 関係曲線〔推定Ⅱ〕

〔推定 I〕

- i) 実測分水量を流すに必要な 3 号水槽の理論水頭 h_{31} を (6・2) 式より求め、その値に 5.10cm を加えたものを h_{21} とする。
- ii) h_{21} の値を (6・2) 式の h のところに代入し q を求め、その値を q_{11} とする。
- iii) q_{11} の値から実分水量 Q_{11} を算出する。この結果を第 5 図に示す。

〔推定 II〕

- i) 3 号水槽の水深実測値 h_2 に 5.10cm を加えたものを h_{22} とする。
- ii) h_{22} の値を (6・2) 式の h のところに代入し q を求め、その値を q_{12} とする。
- iii) q_{12} の値から実分水量 Q_{12} を算出する。この結果を第 6 図に示す。

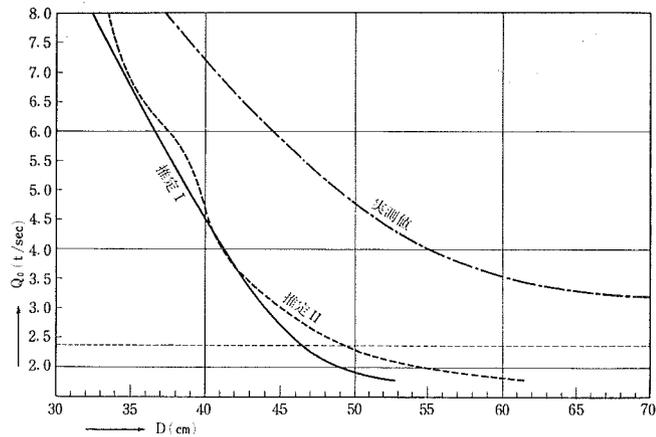
Ⅶ ま と め

本試験は小渋川に建設されるダムから最大 8.0t/sec を取水し、3,860m の農電共用トンネルで導水した地点で農業用水最大 1.81t/sec を分水するに当つて地表下面 約80m に設けられた直角分岐工から計画構造で確実に分水されるかどうかを実験的に確かめるために行なつたものである。なお、農電共用トンネルの最小流量は 2.37t/sec である。

模型実験によれば、農電共用トンネル流量、分水量、ゲートの開きの関係は第 3 図のようになり、1.81t/sec に対応する模型流量 6.34l/sec を流すには、農電共用トンネル流量は 11.20l/sec 以上なければならないことがわかる。これは実物に換算して農電共用トンネル流量が 3.2t/sec の場合に相当する。もちろん農電共用トンネルの流量がそれ以上増加すれば、ゲートの開きをだんだん小さくして行なつても規定の 1.81t/sec は流せるわけで、この関係を曲線であらわせば第 7 図の鎖線のようなになる。したがつて、模型実験結果のみから判断すれば、農電共用トンネルの流量が 3.20t/sec 以下の場合には農業用水としての必要量 1.81t/sec は取水できないことになる。

そこで前章でのべたとおり、3 号水槽の底高を 48.96cm さげた場合の分水量を水平水路床のゲートからの流出に関する理論を用いて二通りの方法で推定した。

推定 I の場合の第 5 図および推定 II の場合の第 6 図から、分水量が 1.81t/sec の曲線(点線)をぬき出して第 7 図に記入すれば、実線および点線で示した曲線となる。これから判断すれば、推



第 7 図 分水量 1.81t/sec の場合の Q_0 と D の関係

定Ⅰおよび推定Ⅱとも、農電共用トンネルの流量が $1.81t/sec$ 以上あれば確実に必要分水流量 $1.81t/sec$ が確保できると考えられる。農電共用トンネルの最小流量はさきにものべたとおり $2.37t/sec$ であるので、もちろん $1.81t/sec$ の分水は可能であり、その場合のゲートの開き高は推定Ⅰで $46.5cm$ 、推定Ⅱで $49.3cm$ となる。

ここで用いた水平水路床のゲートからの流出に関する理論式は、この模型実験に適用した場合、一部を除いては q が小さ目に出る。すなわち3号水槽内の水深の実測値とそのときのゲートの開き高を(6・2)式に代入して求めた流量 q は、実測された q より小さい値となるので、3号水槽の水深の実測値をもとにして分水流量を推定した推定Ⅱの値は一応安全側の値であると考えられる。したがって $1.81t/sec$ を分水する場合のゲートの開き高は第7図の点線で示されている曲線(推定Ⅱ)からよみとればよく、分水流量を $1.81t/sec$ より小さくするときは、第6図を使用すれば概略の値をよみとることができる。

なお本模型実験における分水による損失水頭は5章において検討したが、全損失水頭が(5・4)式のような形であらわされると仮定したところ、近似的に $m=195\varepsilon/d^2$ となり、結局(5・6)式のようになることがわかった。(5・6)式中第二項の $195\varepsilon v_1^2/2gd^2$ は主として農電共用トンネルから分水トンネルへの流入に伴う流入損失および分水トンネルから3号水槽への流出損失の一部(3号水槽内の水流の乱れなどによる損失も含む)を示したものであるが、この項が分水比に比例し、ゲートの開きの二乗に反比例していることはきわめて興味深いことである。

以上のべて来た実験結果の解析においては、非常に多くの仮定を設けているので、実物が完成したあかつきには是非現地で実測を行ない、解析結果との比較検討を行ないたいと考えている。

参 考 文 献

1. 土木学会; 水理公式集. 1963.
2. 酒井信一・千野敦義; 取水工水理模型実験報告書. 1967.
3. 沢田敏男・今尾昭夫・酒井信一; 大和平野導水幹線水理模型実験報告. 土とコンクリート. 12・13 合併号. 1958.
4. 原 漢造; 流量断面算定例解. 有明書房. 1966.
5. 高畑政信; 水路の設計と計算図表, 理工図書. 1959.

Experimental Study on Koshibu Diversion Works

By Shinichi SAKAI and Atsuyoshi CHINO

Laboratory of Agricultural engineering, Fac. Agric., Shinshu Univ.

Summary

The structure of Koshibu diversion works are as follows.

- (1) The diversion tunnel (circular tunnel with diameter of 1200mm and length of 256m) branches right angle off main driving aqueduct tunnel (standard horseshoe tunnel with 1.19m radius of the arch ring and $I=1/1000$).
- (2) The end of the diversion tunnel connects with the rectangular reservoir.
- (3) The gate diversion works has the sluice gate of underflow type in the downstream side wall of the reservoir.

This kind of diversion works cannot be solved adequately by theory alone because of the complexity of the structure. Therefore we practised the model test for the purpose of investigating the discharge of diversion tunnel and the values of loss of head corresponding to different discharges of main tunnel and different height of gate opening,

In this experiment, the scale of model is 1/9.6, and coefficient of roughness of tunnel is 0.00978.

Chapter V of this paper contains discussion of various losses of head due to branching. This experiment indicates that the total loss of head can be expressed by the following approximate equation.

$$h_e = \left(6.0795 + \frac{195\varepsilon}{d^2} \right) \frac{v_1^2}{2g}$$

in which ε is q_1/q_0 (q_0 and q_1 are the respective discharge for main tunnel and diversion tunnel), d is the height of gate opening, v_1 is the mean velocity for diversion tunnel. It is noted that the second term of the approximate equation shows mainly losses of head, being due to turnout and contraction at the entrance and it varies as ε and varies inversely as the square of d .

The discussion in Chapter VI presents some improvements, which we have tried in assistance with the results of this experiment. Hereupon the discharge for diversion tunnel is estimated in theory by formula for free flow through the sluice gate.