

大夕張二股ダム模型実験について

正員 北海道大学 尾崎 晃

正員 北海道大学 鈴木 洋二

準員 北海道大学 小川 芳 昭

1. 概 要

本実験は、北海道開発局大夕張堰堤工事事務所の依頼によつて、工学部水理実験室において、行つたものである。

従来、多くのダム模型に関する実験が行われ、本研究
室(工学部水工学第二研究室)においても、既に幾種類か
の実験を実施してきたが、今回の実験では、ダムに関す
る水理学的な諸量、諸性状を総括的に観察、測定し、こ
れに考察を加えた。特に流量係数と偏向デフレクターを
設けたときの流況に注眼を置いた。

大夕張二股ダムの堤体および地形は図-1, 2に示すとおりで、模型縮尺は、実験室内のスペースと許容揚水量の関係から1/50を採用した。

この場合、実物と模型の関係は、開水路の流れであるからフルードの相似法則が成立するとして、表—1のごとくなる。

表一1

諸	量	実物模型
フルード数		1 : 1
長さ	と	1 : $\frac{1}{50}$
面積		1 : $\left(-\frac{1}{50}\right)^2$
体積		1 : $\left(\frac{1}{50}\right)^3$
流速		1 : $\left(-\frac{1}{50}\right)^{\frac{1}{2}}$
流量		1 : $\left(-\frac{1}{50}\right)^{\frac{3}{2}}$

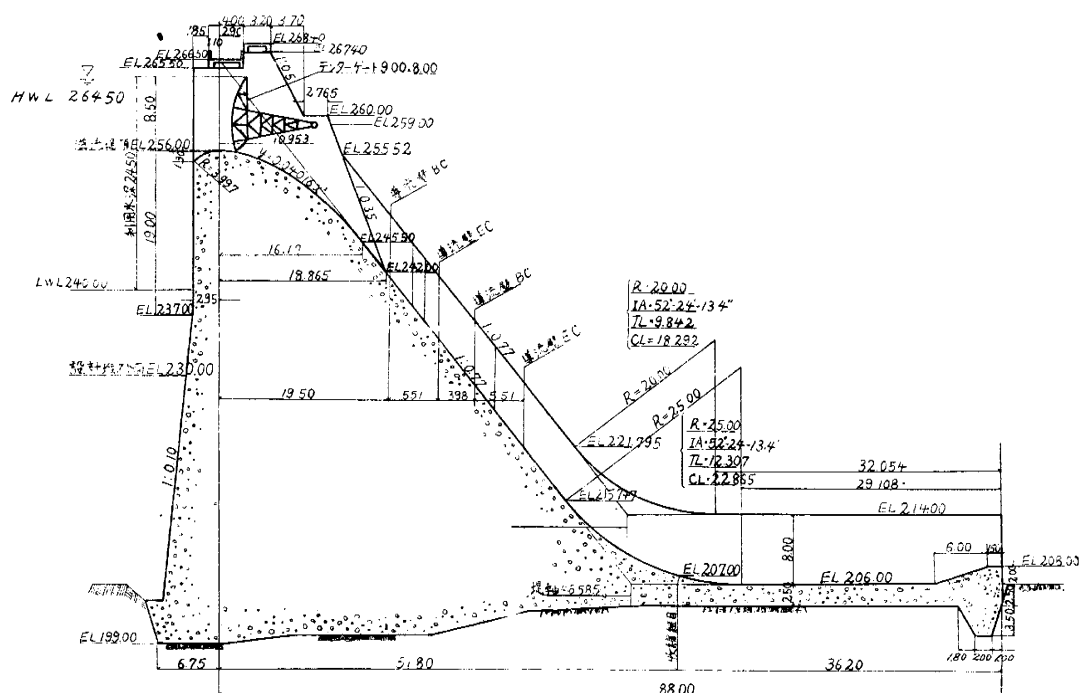


图-1

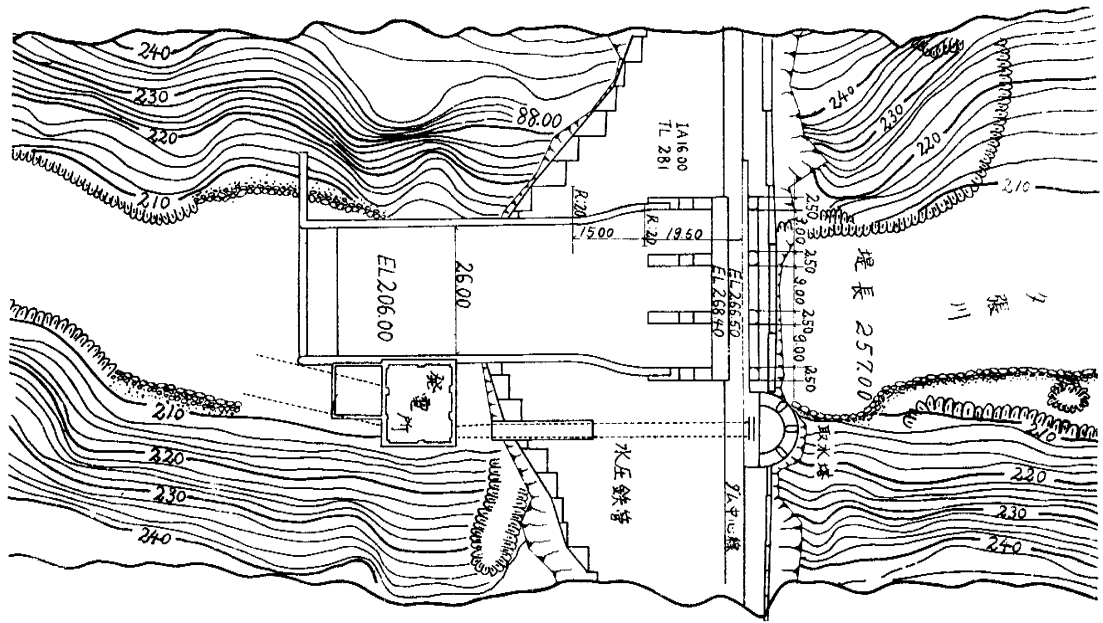


図-2

このダムは、図-2に示すように導流壁が彎曲している、これが流れに影響し、水叩上の各種水理測定は困難であった。

2. 実験の目的

模型実験によって確かめようとした主なものは、次の6項目である。

- (1) 越流部における水脈の形状 (水脈の形と圧力分布)
- (2) 流量係数
- (3) 導流壁の形状の適否 (彎曲による壁面水圧、水脈の変化)
- (4) 水叩上の流れ
- (5) 水叩下流部の洗掘
- (6) デフレクターの形状とその効果

以上についてそれぞれ実験し、なお、ストロボ (閃光時間 1/3~50,000 秒) を用いた写真判定を行つて、計画の適否を検討しようとするものである。

3. 実験結果とその考察

(1) 越流部の形状

i) ダム本体の断面形について概説すると、越流堤頂 EL 256.00 m (ダム中心線上) より EL 245.00 m (ダム中心線より水平距離 16.17 m) までの区間は、 $y=0.04016x^2$ なる曲線より成り、その下流部は 1:0.77 の直線である。また設計水頭は、H.W.L.-越流堤頂=264.50-256.60=8.5 m である。

一般に流量係数も大 (小水深で大流量を流す) するためには、ダム表面で圧力が 0 になるようにすればよい。すなわち、薄刃ぜきの自由ナップの下側の曲線に、ダムの表面を一致させる。このような形のダムを標準越流堤という。

いま、設計水頭を H_d で表わすと、米国の WES 発表資料の中、ハロルド (Harrold) は、堤頂に座標原点をとつたとき、 $x/H_d < 1.2$ の範囲では

$$(x/H_d)^{1.85} = 2(y/H_d) \quad \dots\dots\dots (1)$$

が自由ナップに殆ど一致することを示した。また $y/H_d < 1.4$ の範囲で (1) 式に最も近い放物線を作ると

$$(x/H_d)^2 = 2.10(y/H_d) \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。

大夕張二股ダムの曲線部末端までの y は

$$y = 256.00 - 245.50 = 10.50$$

$$y/H_d = 10.50/8.5 = 1.235$$

であつて、(2) 式の適用範囲と考えられる。

ここで $H_d = 8.5$ m として、 $y = 0.04016x^2$ に代入し、(2) 式の形になおすと

$$(x/H_d)^2 = 2.93(y/H_d) \quad \dots\dots\dots (3)$$

(2) 式と (3) 式を比べると、(2) より (3) の曲線のふくらみが大きく、ダム表面で負圧を生ずることはないが、8.5 m の設計水頭に対しては余裕がある。つまり自由ナップの形に一致していないから、従来用いられている流量係数

を求める諸式に設計水頭 8.5 m を適用して得られる係数は、実験で得られるものより大きいことが予想される。

また設計水頭 8.5 m の標準越流堤は、(2) 式より

$$(x/8.5)^2 = 2.10 (y/8.5) \dots\dots\dots (4)$$

$$\therefore y = 0.05602 x^2$$

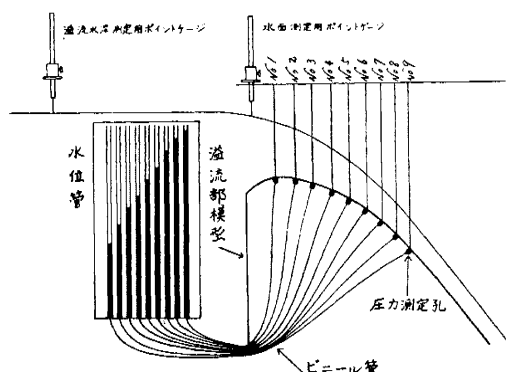
なる曲線である。

逆に $y = 0.04016 x^2$ なるナップの適当な設計水頭は

$$H_d = \frac{1}{2.10 \times 0.04016} = 11.86 \text{ m}$$

である。

ii) 各水理量測定には、図—3 に示すとおり、越流水深測定用ポイントゲージナップ測定用可動ポイントゲージ、圧力測定用小孔 (堤頂から 5 cm 毎に 9 個) を用いた。



図—3

表—2 ナップの形状測定値
(鉛直水深・ダム中心断面)

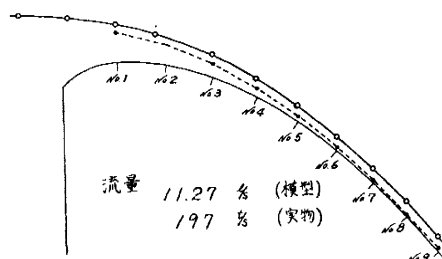
番 号	1	2	3	4	単位
流量 (模)	11.27	21.45	45.30	65.32	l/s
〃 (実)	197	375	803	1142	t/s
溢流水深	4.84	7.59	12.22	15.26	cm
水深					
位置					
-10	5.04	7.55	11.97	14.61	cm
-5	4.71	7.05	11.20	13.98	〃
No. 1	3.88	5.98	9.98	12.72	〃
No. 2-8	3.00	4.90	8.64	11.30	〃
No. 3	2.36	3.83	7.07	9.60	〃
No. 4	1.99	3.36	6.28	8.78	〃
No. 5	1.75	2.99	5.97	7.91	〃
No. 6	1.47	2.80	5.69	7.62	〃
No. 7	1.48	2.83	5.27	7.31	〃
No. 8	1.59	2.60	5.35	7.58	〃
No. 9	1.57	2.73	5.25	6.85	〃

なお、流量は貯水槽の前に三角堰を設けて測定した。

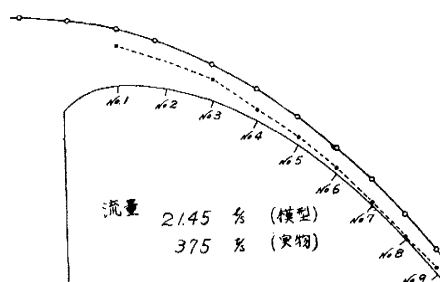
表—2, 3 は各流量に対する観測値で、図—4. 1, 2, 3, 4 はその結果を図示したものである。

表—3 圧力分布測定値 (単位 cm)

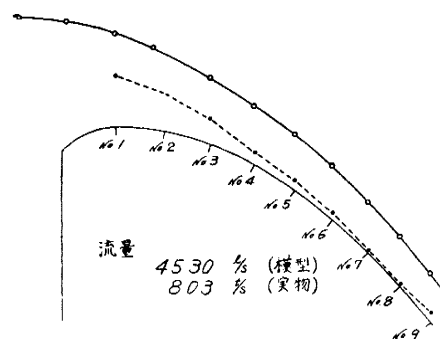
水 柱	1	2	3	4
位 置				
No. 1	3.10	4.25	5.45	6.85
No. 2				
No. 3	1.50	2.20	2.80	2.90
No. 4	1.05	1.10	1.35	1.20
No. 5	0.65	0.90	1.00	0.80
No. 6	0.45	0.65	0.65	0.50
No. 7	0.30	0.30	0.20	0.10
No. 8	0.20	0.20	0.20	0.30
No. 9	0.40	0.75	1.00	0.30



図—4.1



図—4.2



図—4.3

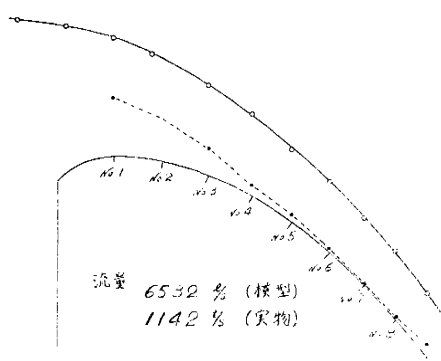


図-4.4

iii) 以上の結果から、このダムは設計水頭8.5m(流量1,300 t/s)に対し、ダム表面に負圧を生ずるなどの悪影響を及ぼさずに流下させることができる。また、単に形状だけからいえば、このダムは、2,245 t/sの流量を自由ナップの形で流し得ることがわかった。

(2) 流量係数

i) 適用公式

一般にダムの越流量は次式で示される。

$$Q = CBE^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....(5)}$$

ただし、 Q = 流 量

C = 流量係数

B = 越 流 巾

$E = h + \frac{V_a^2}{2g}$

H = 越流水深

V_a = 接近流速

$h_a = \frac{V_a^2}{2g}$ = 接近流速頭水

従つて、

$$Q = CB[(H + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}}] \quad \text{.....(6)}$$

ii) 接近流速水頭

実際のダムにおいては、接近流速水頭 $\frac{V_a^2}{2g}$ は、無視できるのであるが、模型の場合も同様に与えておかないと思われる。

例えば、流量70.00 t/sの場合、 $h_0 = 14.71$ cmであつてこの時の接近流速水頭は、水槽中1.20 m、水槽底より堤頭までの高さ1.00 mであるから

$$\begin{aligned} h_a &= \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{1.20 + (1.00 + h_a)} \right]^2 \\ &= \frac{1}{19.80} \left[\frac{0.07000}{1.20 + (1.00 + 0.1471)} \right]^2 = 0.000131 \text{ m} \end{aligned}$$

となつて無視できる大きさである。

従つて、(6)式は次のごとくなる。

$$Q = C \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....(7)}$$

iii) 測定結果は表-4に示すとおりである。

表-4

No.	流 量 (Q)	溢 流 深 (H)	流量係数 (C)	H/H_d
1	0.01998	0.0745	1.8196	0.438
2	0.02988	0.0942	1.9138	0.554
3	0.04000	0.1143	1.9169	0.672
4	0.04850	0.1291	1.9363	0.759
5	0.00822	0.0411	1.9025	0.242
6	0.01027	0.0476	1.8118	0.280
7	0.04420	0.1219	1.9208	0.716
8	0.06200	0.1490	1.9928	0.876
9	0.01103	0.0500	1.9088	0.294
10	0.02403	0.0834	1.9384	0.491
11	0.04563	0.1235	1.9423	0.726
12	0.06640	0.1555	2.0020	0.915
13	0.05500	0.1384	1.9782	0.726
14	0.06220	0.1498	2.0160	0.881
15	0.02310	0.0807	1.8571	0.475
16	0.04517	0.1224	1.9486	0.720
17	0.06250	0.1504	1.9775	0.885
18	0.00511	0.0302	1.7606	0.178
19	0.00642	0.0352	1.7694	0.207
20	0.01070	0.0490	1.8081	0.288
21	0.01615	0.0637	1.8476	0.375
22	0.02196	0.0827	1.8571	0.487
23	0.02900	0.0928	1.8925	0.546
24	0.03400	0.1022	1.8643	0.601

図-5は実験における越流水深と流量の関係を表わし、図-6は(7)式によつて算出した流量係数と設計水頭に

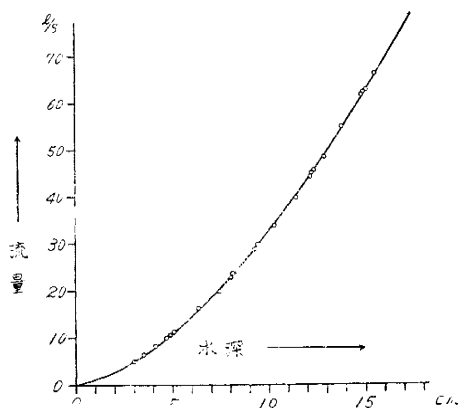


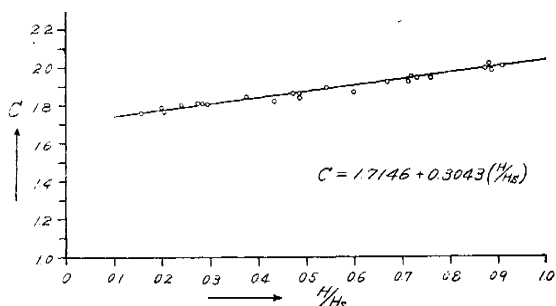
図-5 模型実験に於ける溢流水深と量の関係

対する越流水深の比との関係を示したものである。図—6中の係数式を(7)式に代入すると、流量公式は次のようになる。

$$Q = 1.7146 + 0.3043 (H/H_s) \cdot B \cdot H_s^{3/2} \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 H_s = 設計水頭

模型実験に於ける流量係数

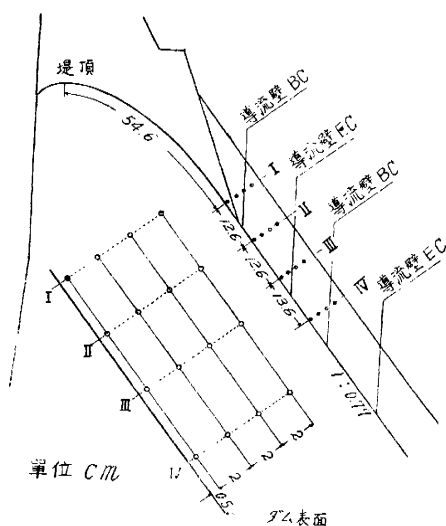


図—6 模型実験における流量係数

(3) 導流壁

導流壁は、図—2のごとく彎曲しているの、壁面への圧力がどのように働いているか、あるいは導流壁によつて生ずる捲込波の形はどうなっているか、壁高は十分であるから諸点について実験を行つた。圧力は、彎曲による影響が顕著に現われると考えられる4断面を選んで図—7のごとく各断面に4個あて計16個の圧力測定用小孔を設け測定した。

表—5は、流量 45.25 l/s (800 t/s) の場合の測定値を示す。

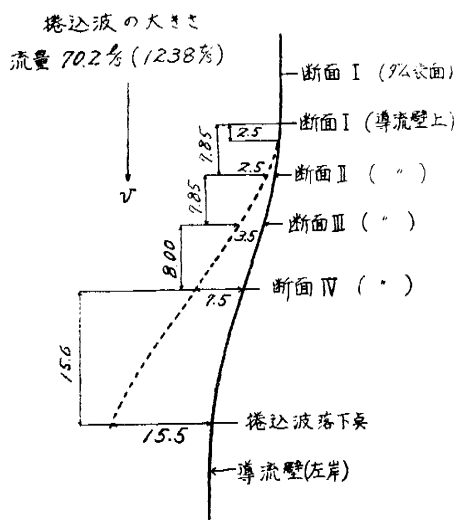


図—7

表—5

		水柱高	0 点	圧 力	静水圧	差
断面 I 4.7	1	7.5	3.4	+4.2	4.2	0
	2	6.5	4.3	+2.2	2.2	0
	3	6.7	6.0	+0.7	0.2	+0.5
	4					
断面 II 6.2	5	0.7	-6.5	+7.2	5.7	+1.5
	6	0	-5.2	+5.2	3.7	+1.5
	7	-0.4	-3.7	+3.3	1.7	+1.6
	8					
断面 III 7.7	9	-12.2	-16.0	+3.8	7.2	-3.4
	10	-14.3	-14.9	+0.6	5.2	-4.6
	11	-17.5	-13.8	-3.7	3.2	-6.7
	12	-14.5	-12.5	-1.9	1.2	-3.1
断面 IV 6.6	13	-26.7	-27.4	+0.7	6.1	-5.4
	14	-25.3	-26.1	+0.8	4.1	-3.3
	15	-28.0	-24.7	-3.3	2.1	-5.4
	16	-24.2	-23.4	-0.8	0.1	-0.9

捲込波の大きさは図—8のごとくなつている。



図—8

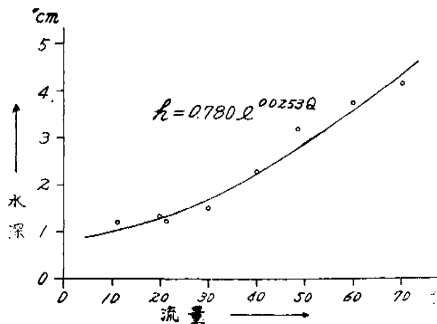
以上のことから、壁面には断面 I で静水圧、断面 II で静水圧の外若干の正圧がかかり、断面 III, IV の上部では負圧を生ずることがわかつた。また、壁高は最大流量でわずかな不足する程度であるから、充分な設計であるといえよう。なお、水門部の導流壁については、次項で述べる。

(4) 水叩上の流れ

この実験は、マジックアイを利用したインジケーターにより水叩上の水深を測定し、その結果から水叩上の流れの諸現象に考察を加えた。表—6は流量に対する水叩上の水深の測定値で、それを図示すると図—9のごとくなる。

表—6

	流 量 (l/s)	水 深 (cm)
1	11.32	1.12
2	19.98	1.21
3	22.63	1.31
4	29.88	1.49
5	40.00	2.29
6	48.50	3.00
7	60.00	3.77
8	70.20	4.15



図—9 様型実験における水叩上の水深と流量の関係

水深と流量の関係は以上のごとくなつたが、これらの式または値は実験に対するものであつて、実際とはいくぶん異なると思われる。何故なら、ピヤー、彎曲導流壁の影響で水叩上の水深は非常に測定し難く、実験における観測値には、多少の誤差が含まれているからである。

水叩部の導流壁について

水叩上の流れは上に述べたごとく、ピヤーや彎曲導流壁のため不均一な流れをしているが、平均水深で一樣に流れたと仮定して、水叩部の導流壁に関し考察しよう。

水叩部の導流壁は直線で、高さが8.0 mある。いま、しばしば起る洪水量として400 t/sを考える。模型では22.64 l/sに相当し、このときの水叩上の水深は図—9から $h=1.38$ cmである。この射流が、跳水して常流になつたとすると、それぞれの水深を h_1 および h_2 として

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^3}{4} + \frac{2q^2}{gh_1}} \quad \dots\dots\dots(9)$$

で表わされる。

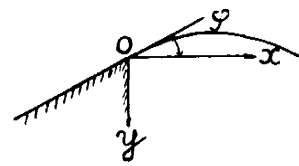
(9) 式に $h_1=1.3$ g $q=\frac{22640}{52}$ $g=980$ を代入すると $h_2=18.23$ また、洪水量1,200 t/sでは $h_2=26.0$ となる。すなわち、400 t/sでは、水叩上で跳水が起ると9.12 mであり、1,200 t/sでは13.0 mの水深となる。従つて、水叩上で跳水を起させるには、導流壁の高さが不充分である。更に下流河川の水位—流量曲線図によると、400 t/sの洪水に対し水位はEL 210.30 m、1,200 t/sに対しEL 212.65 mで、水叩上の水深はそれぞれ4.3 m、6.65 mとなり、現状のままにおいては副堰堤を用いなければ跳水させることができない。

(5) 水叩下流の洗掘について

洗掘の実験としては、デフレクターのない場合、種々のデフレクターを設けた場合、下流水位を堰上げ水叩上で跳水させた場合について行つた。400 t/s (22.64 l/s) 以下の小洪水流量に対してはいつれの場合も発電所放水口より下流に洗掘が生じ、大洪水量では、左岸にわずかに突出している岩盤付近が最も洗掘される。このとき、水叩から射流で飛出した流れが岩盤に当つて飛沫がはなはだしい。結局、4項で述べたように跳水が起きず、洗掘も放水口付近にそれ程影響しないところから、このダムではあえて副堰堤などを用い跳水させず、射流のまま流下させるのが適当と考えられる。また大流量の場合、左岸岩盤に当る水流をそらせるため、偏向デフレクターを用いることとした。次項の実験では、デフレクターによる水流の飛距離および偏向デフレクターによる水流の偏向の度合を主に考察する。

(6) デフレクターの形状とその効果

一般的には、ダムの水叩で跳水を起させ、越流水のエネルギーを減殺するのであるが、この大夕張二股ダムでは、前述のように現状のままでは自然の跳水は起きず、また、副堰堤の設置は考えていないので、水叩末端にデフレクターを設け放射水とし、その落下点を遠ざけることにした。実験はデフレクターの上流側斜面の角度を30°、40°、45°と変化させ、11.3、22.6、45.25、67.87 l/sの4流量について行つた。写真判定および実測から代表的な場合としてデフレクター45°、流量45.25 l/sについて考察を進める。いま、図—10のごとく座標をとり、放射水の水平となす角を ϕ 放射時の流速を V とすれば、自由放物体と考えてその軌道は



図—10

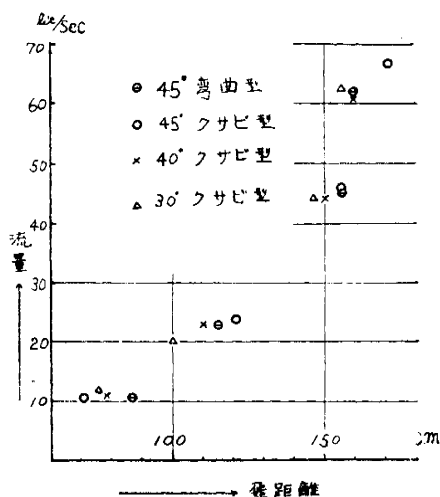
$$y = \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{V \cdot \cos \varphi} \right)^2 - x \tan \varphi \quad \dots\dots\dots(10)$$

更に放射点と落下点が同一水準にあれば、その飛距離は

$$x = \frac{V^2}{g} \sin 2\varphi \quad \dots\dots\dots(11)$$

となる。

図—11 は、各種のデフレクターを用いた場合の流量による飛距離の変化を実測した結果である。

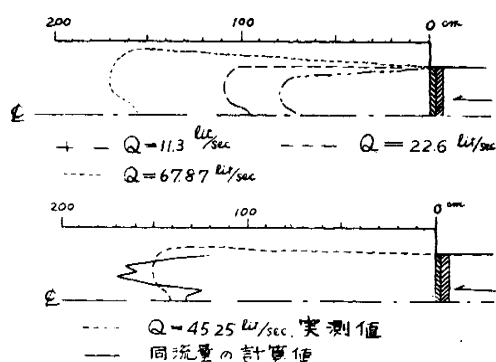


図—11 デフレクター形状による流量と飛距離の関係

表—7 は、45°デフレクターで 45.25 l/s の場合水叩の流速を定測し、(11) 式によつて算出した飛距離で、実測飛距離と比較したものが図—12 である。図から明らかに、両者はよく適合している。

表—7

断面 (cm)	流 速 (cm/sec)	飛 距 離 (cm)
2	375	133
4	373	132
6	359	122
8	400	152
10	401	160
12	413	169
14	414	162
16	409	158
18	420	166
22	374	132
24	358	121



図—12 45°クサビ型デフレクターの各流量に対する落下点

偏向デフレクター

水叩末端から約 80 m (模型で 1.80 m) 下流の左岸に岩の突出部があり、流量が 800 t/s (模型で約 45 l/s) 以上になると放射水が激突するので、これを避けるため、左岸 1/3 を 60° 偏向したデフレクター (45°) を設けた。

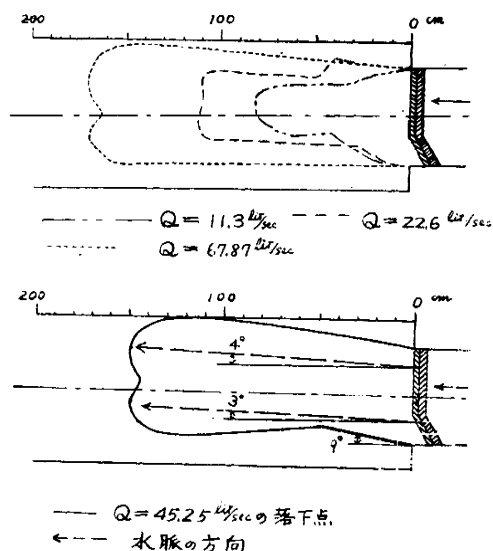
流入流線と放射流線のなす角、すなわち、偏向角 θ は

$$\tan \theta = \frac{\sin^2 \beta \cdot \tan \alpha}{1 + \cos^2 \beta \cdot \tan^2 \alpha} \quad \dots\dots\dots(12)$$

で示される。 β は水叩面とデフレクター面のなす角、 α は流入流線とデフレクターとのなす角で、この実験の場合はそれぞれ $\beta = 45^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ である。(12) 式で偏向角 θ を計算すると $\theta = 19^\circ 07'$ である。また偏向部の放射角 φ は

$$\tan \varphi = \tan \beta \cdot \sin \alpha \quad \dots\dots\dots(13)$$

で表わされ、この実験の場合は $\varphi = 40^\circ 54'$ である。図—13



図—13 偏向型デフレクターの各流量に対する落下点

は、偏向デフレクターの場合の放射水落下点と偏向の度合を示したものである。

計算上では、左岸 1/3 は約 19° 偏向するはずであるが実際には偏向した放射水と偏向されない放射水とが互に干渉して、左端で約 9° しか偏向されず、放射水全体として $3^\circ \sim 4^\circ$ 偏向する。この結果放射水の最も速い水脈は岩盤からわずかに離れて落下するので、偏向デフレクターの目的を充分果している。

(7) 結 語

以上簡単に大々張二股ダムに関する実験の容内とその結果およびそれに関する二、三の考察を述べた。実験としては、なお、数多くの資料も得ているし、二次元的な（ピヤーがなく、直線導流壁の場合）考察も行つたが紙数に制限があり今回は割愛した。今後は、特に越流部の形状および流量係数の相似関係、偏向デフレクターのさらに理論的な解析について研究を続ける予定である。今度の実験の詳細と継続実験の成果は、実験が終り

次第、適当な方法で発表したいと考えている。

参 考 文 献

- 1) R. R. Randolph: "Hydraulic Test on the Spillway of the Madden Dam". Proceedings of the American Society of Civil-Engineers. May. 1852.
- 2) 岩崎敏夫: "越流頂余水吐きの流量係数について" 土木学会論文集, 第 43 号, 昭和 32 年 2 月.
- 3) 本間 仁: "ダムの流量係数" 土木学会誌, 第 39 巻, 9 号, 昭和 29 年 9 月.
- 4) 村 幸雄, 荒木正雄: "ダムの溢流部形状に関する実験的研究" 土木研究報告, 第 93 号の 6, 昭和 30 年 3 月.
- 5) 岩崎敏夫: "デフレクターによる流れの変向機構について" 土木学会論文集, 第 33 号, 昭和 31 年 4 月.