

越流頂余水吐きの流量係数について

正員 岩崎敏夫*

要旨 越流頂余水吐き (Creast Spillways) の流量係数の公式の形を理論的に誘導し、常数を在來の実験値を利用して定めることをおこなつて、標準越流頂 (Standard Crests) およびこれに似た放物線、複合円弧などの曲線形の越流頂の流量公式を提案した。

1. 緒言

ダムを越流させる余水吐き (Crest Spillways) を越流頂余水吐きとよぶことにする。この余水吐きの流量係数について Lauffer¹⁾ や Jaeger²⁾ は流線軌道を同心円と仮定した簡単な 2 次元ポテンシャル運動の理論を用い、前者は堤頂での水深と堤頂の曲率半径の比、後者は越流水頭と堤頂の曲率半径の比を函数として流量係数をえている。しかし通常ダムの堤頂はその点においてその前後の堤頂曲線の接合点となつていて曲率半径が不連続に変化するし、あるいはまた堤頂曲線が 2 次より低い次数の曲線式であると、曲率半径は堤頂で 0 となつてしまう。

堤頂曲線が刃形ゼキの自由ナップに一致させてあるいわゆる標準越流頂 (Standard Crests) の時にはこうした理論式よりも在來発表せられた実験値の図表³⁾⁴⁾⁵⁾ を用いるのがよいし、また放物線やその他の形の越流頂の場合には個々に模型実験を行なつてゐるのが現状である。近時本間博士によつて、放物線やその他の形の越流頂はこれに最もよく近似した標準越流頂の越流水頭 H_d をもとめて、これをその Crest の設計水頭とし、任意の水頭 H_0 との比 H_0/H_d と流量係数 C の実測値との関係をしめす図表をつくつて、これによつてそのような越流頂の流量係数をしろうとする試みがなされた⁶⁾。

流量係数に影響する因子のうちで、橋脚や橋台によるものは Francis⁷⁾ に従つて収縮係数として別に考慮するものとし、本論文では 2 次元流れの場合について、越流頂の形状による流量係数の変化を公式の形で求めることを目的とし、堤頂の形としては標準越流頂およびこれに類似した放物線その他の場合を扱つた。

2. 流量公式の誘導

1. にのべた流線軌道を同心円と仮定した簡単なポテンシャル流れの理論によれば、図-1 のように記号をとつた場合堤頂上の任意の 1 点 y_I において、越流水頭 H_d = 一定の場合に流すことのできる単位幅当たりの最大の流量 q_{\max} は、

$$q_{\max} = r(1+\alpha)\ln(1+\alpha) \sqrt{gr \cos \theta \frac{(1+\alpha)\ln(1+\alpha)}{1+\ln(1+\alpha)}} \dots (1)$$

ここで $\alpha = h/r$ であつて、 $H_0 + y_I = H_d$ とおけば、

$$\frac{H_d}{r \cos \theta} = \frac{1 + \frac{1}{2} \left(3 + \frac{1}{\alpha} \right) \ln(1+\alpha)}{1 + \ln(1+\alpha)} \cdot \alpha \dots (2)$$

なる関係が成立する⁸⁾。

q_{\max} と H_d とは α を媒介変数として (1) (2) によつて関係づけられる。しかしこれでは取扱いに不便なので、変形を試ることにする。

いま (2) の右辺の α 以外の項を $f(\alpha)$ とおくと、

$$f(\alpha) = \frac{1 + \frac{1}{2} \left(3 + \frac{1}{\alpha} \right) \ln(1+\alpha)}{1 + \ln(1+\alpha)} \dots (3)$$

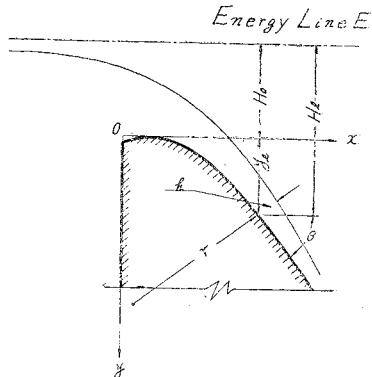
かつ、(2) より、

$$\frac{H_d}{r \cos \theta} = f(\alpha) \cdot \alpha \dots (4)$$

(3) の $f(\alpha)$ の値を、 α の 0 より 1 までの間で計算すると、表-1 に示すようになつて、その値はかなり一定値に近いことがわかる。

しかるに (3) より、

図-1 越流頂の曲った流れ
Fig. 1 Curved Flow over the Spillway Crest



* 東北大学助教授、工学部土木教室

$$f(\alpha) = \frac{3}{2} + \frac{\ln(1+\alpha) - \alpha}{2\alpha \{1 + \ln(1+\alpha)\}} \quad \dots \dots \dots (5)$$

とかくことができる。右辺第2項を常数 K でおきかえたとすると、その誤差の自乗の総和が、 α の 0 より 1 までの範囲で最小となるような K の値は、

$$\frac{\partial E}{\partial K} = \frac{\partial}{\partial K} \left[\int_0^1 \left\{ K - \frac{\ln(1+\alpha) - \alpha}{2\alpha \{1 + \ln(1+\alpha)\}} \right\}^2 d\alpha \right] = 0 \quad \dots \dots \dots (6)$$

を満足せねばならない。その計算の結果は、 $K = -0.060$ となるので、(5) より、

$$f(\alpha) = 1.440 = \kappa \quad \dots \dots \dots (7)$$

となる。(3)(4) で $f(\alpha)$ の代りに κ とおけば、

$$\alpha = \frac{H_t}{\kappa r \cos \theta} = \frac{H_t/H_d}{\kappa r \cos \theta / H_d} = A \cdot \frac{H_d}{H_t} \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$A = \frac{H_d}{\kappa r \cos \theta} \quad \dots \dots \dots (9)$$

$$\ln(1+\alpha) = \frac{2\alpha(\kappa+1)}{1+3\alpha-2\alpha\kappa} \quad \dots \dots \dots (10)$$

たゞし (8) で設計水頭 H_d を用いて無次元化した。

(8), (10) よりえられる α , $\ln(1+\alpha)$ を (1) に代入すれば、 q_{\max} と H_t/H_d の関係がえられる。すなわち、

$$q_{\max} = \frac{Q}{B} = C H_t^{3/2} \quad \dots \dots \dots (11)$$

$$C = \frac{2\sqrt{2}g \{1+A(H_t/H_d)\}}{\cos \theta \{1+(3-2\kappa)A(H_t/H_d)\}} \cdot \left(\frac{\kappa-1}{\kappa} \right)^{3/2} \quad \dots \dots \dots (12)$$

たゞし (11) で Q は流量、 B は越流幅である。

さて (1) と (2) 又は (11) と (12) は、さきに述べたように H_o = 一定の場合に流しうる最大流量を各点ごとにあたえるわけであるが、越流頂での自由越流の場合にはこの q_{\max} を最小に与える断面が支配断面であつて、この点の q_{\max} と H_o の関係が越流公式を定めるものである⁹⁾。

堤頂 $y_t=0$ が支配断面であるための条件は、(11) の q_{\max} が、 y_t の小さい範囲で $dq_{\max}/dy_t > 0$ を満足することである。堤頂曲線が $y = ax^n$ であたえられたとして上の条件を吟味すると、 $n \geq 2$ および $n < 1/2$ の時には堤頂が支配断面であることは容易に導かれる。また $1/2 \leq n < 2$ では個々の吟味を必要とするが、次節に述べる標準越流頂の場合の $n = 1.85$ ではやはり堤頂が支配断面であることが証明できる。

堤頂が支配断面であるときは、 $y_t=0$, $\cos \theta=0$ とおいて (11), (12) より次式をうる。

$$Q = C B H_o^{3/2} \\ C = \frac{2\sqrt{2}g \{1+A_o(H_o/H_d)\}}{1+(3-2\kappa)A_o(H_o/H_d)} = 1.496 \frac{1+A_o(H_o/H_d)}{1+0.12 A_o(H_o/H_d)} \quad \dots \dots \dots (13)$$

たゞし $\kappa = 1.440$, $A_o = \frac{H_d}{1.44 r_o}$ (r_o は堤頂の曲率半径) である。

3. 標準越流頂の流量係数

刃形ゼキの下側ナップにあわせた標準越流頂の形状はすでに本間博士が紹介されたように¹⁰⁾ 接近流速のヘッド h_a と刃形ゼキ頂よりはかつた越流水頭 H_s との比 h_a/H_s が 0.002 の場合には、Harrold によつて 図-2 のように与えられている。

(13)式はそのよつて立つ假定である同心円の流線軌道が堤頂で成り立たないから当然実際に適用できないし、また式の計算を無理に行なおうとしても、 $x=0$ で $r=0$, $A_o = \infty$ となつてその極限値は $c=12.46$ となり全然無意味な数字を与える。また堤頂より前の値、 $r=0.5 H_d$ を用いても実際とかなりかけ離れた値を与えるから、実際の使用に耐えない。

しかし流量係数に対する H_o/H_d の影響の仕方、いふかえると流量係数の式の H_o/H_d についての函数形は式(13)

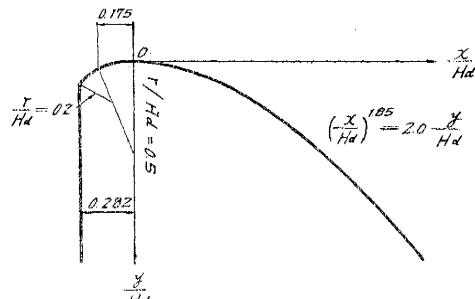
表-1 $f(\alpha)$ の値

Table-1 Values of $f(\alpha)$

α	$f(\alpha)$	α	$f(\alpha)$
0.1	1.479	0.6	1.427
0.2	1.463	0.7	1.421
0.3	1.450	0.8	1.416
0.4	1.441	0.9	1.413
0.5	1.433	1.0	1.409

図-2 ハロルドの標準越流頂

Fig. 2 Harrold's Standard Crest



によつて与えられたものと大差ないと考へるのがごく自然であろう。そこでつぎに(13)を一般化した次の式

$$c = a \frac{1 + A(H_0/H_d)}{1 + B(H_0/H_d)} \quad \dots \dots \dots \quad (14)$$

を考え、その係数 a , A , B を実験値よりもとめることを試みた。

標準越流頂として従来発表された流量係数の実験値と著者の行なつた実験の結果を図示すると、図-3のようになる。

上にのべた Horrold の形状についての米国 Waterways Experiment Station の実験値³⁾を WES と記し、点線および 1 点鎖線でしめした。このうち設計水頭 H_d とセキ高 W の比 $H_d/W=0$ の曲線は、ダムが高くて接近流速が無視できる場合であつて、その他に $H_d/W=1.5$, 3, 4.5 の場合がのせてある。

つぎに Davis と記した実線は Lane と Borland の実験実測資料にもとづいて Davis が集録しよものであり⁴⁾、また Creager と記した破線は彼の著書に出ている曲線⁵⁾、さらに “Studies of Crests for Overfall Dams” 所載の値を USBR と記した白丸で示した¹¹⁾。

著者の実験値は $H_d=20.066 \text{ cm}$, $H_s=22.646 \text{ cm}$, $h_a/H_s=0.002$ の場合のダム前面垂直な場合について、上記米国開拓局の文献¹²⁾所載のデータを用いて形状を設計した模型での実験値で、越流幅 $B=38.08 \text{ cm}$, 高さ $W=64 \text{ cm}$ であつた。この値は図中黒丸で示した。

図-3 によると実験値は H_0/H_d の小さい附近では互いに一致しないが、 $H_0/H_d=1$ の附近では WES の実験曲線をのぞき他はいずれもかなりよく一致している。

さてこれらの実験値より式(14)の常数を定めると表-2 のようになる。

しかしこれによつて係数に何等の特性も見出されない。たゞごく概略的には $B/A=0.5$ とおくことができる。そこでつぎに式(14)を、

$$c = a \frac{1 + A(H_0/H_d)}{1 + 0.5A(H_0/H_d)} \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$

とおいて、常数 a , A を次の 2 つの特別な C の値を用いて定めることにする。

① $H_0/H_d=0$ の時の C を曲線より推定する。

② $H_0/H_d=1$ の時の C を C_d とおいて曲線よりよみとる。

このようにして常数 a , A をあらためて求めると表-3 のようになる。

表-3 によると WES の data では $a=$ 一定で A は H_d/W が大きくなるほど小さくなつてゐる。

このような式の定め方が実験値をよくあらわすことになるのであると、図表を利用する場合にくらべてかなり実用に便利である。そこで表-3 の常数値を用いた式(15)の計算値と図-3 の実験値とを比較すると表-4 のようになる。

上の表より明らかに式(15)およびこれにつづく係数の定め方は、実

図-3 図標準越流頂の流量係数

Fig. 3 Discharge Coefficients of the Standard Crests

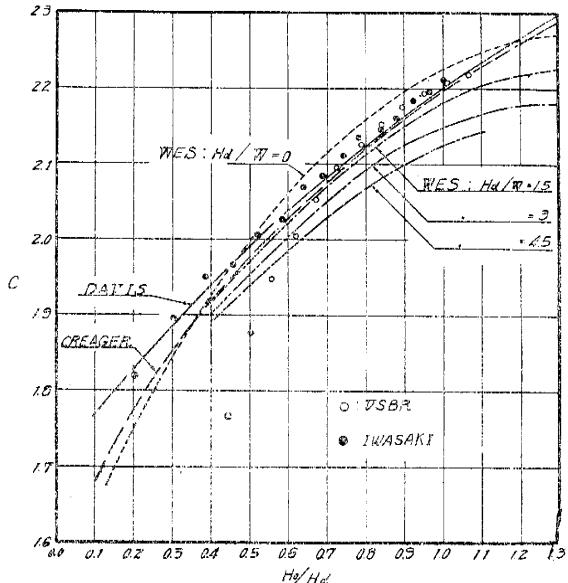


表-2 式(14)の常数値

Table 2 Constants in Eq. (14)

	a	A	B
著者	1.689	0.848	0.411
WES $H_d/W=0$	1.432	2.973	1.552
$H_d/W=1.5$	1.544	1.829	1.000
$H_d/W=3.0$	1.442	2.992	1.681
$H_d/W=4.5$	1.548	1.890	1.103

表-3 式(15)の常数値

Table 3 Constants in Eq. (15)

	a	A
Davis	1.71	0.803
Creager	1.58	1.292
WES, $H_d/W=0$	1.62	1.192
$H_d/W=1.5$	1.62	1.058
$H_d/W=3.0$	1.62	0.982
$H_d/W=4.5$	1.62	0.908

表-4 標準越流頂の流量係数
Table 4 Discharge Coefficients of the Standard crests

H_0/H_d	Creager			Davis			WES, $H_d/W=0$		
	実験値	計算値	誤差(%)	実験値	計算値	誤差(%)	実験値	計算値	誤差(%)
0.1	1.679	1.679	0.0	1.767	1.775	+0.5			
0.2	1.772	1.760	-0.7	1.826	1.838	+0.7			
0.3	1.848	1.836	-0.7	1.884	1.895	+0.6			
0.4	1.917	1.905	-0.6	1.938	1.948	+0.5	1.925	1.933	+0.4
0.5	1.974	1.966	-0.4	1.989	1.997	+0.4	1.997	1.993	-0.2
0.6	2.028	2.021	-0.3	2.038	2.042	+0.2	2.064	2.046	-0.8
0.7	2.078	2.071	-0.3	2.082	2.084	+0.1	2.115	2.096	-0.8
0.8	2.120	2.119	0.0	2.124	2.126	+0.1	2.159	2.143	-0.7
0.9	2.159	2.161	+0.1	2.164	2.163	-0.1	2.196	2.187	-0.4
1.0	2.200	2.198	+0.1	2.200	2.202	-0.1	2.225	2.224	-0.1
1.1	2.229	2.236	+0.4	2.232	2.233	0.0			
1.2	2.260	2.270	+0.4	2.269	2.266	-0.1			

	WES, $H_d/W=1.5$			WES, $H_d/W=3.0$			WES, $H_d/W=4.5$		
	実験値	計算値	誤差(%)	実験値	計算値	誤差(%)	実験値	計算値	誤差(%)
0.4	1.916	1.902	-0.6	1.900	1.887	-0.7	1.890	1.868	-1.1
0.5	1.967	1.959	-0.4	1.952	1.939	-0.7	1.939	1.920	-1.0
0.6	2.023	2.010	-0.6	2.001	1.988	-0.6	1.984	1.967	-0.9
0.7	2.070	2.059	-0.5	2.048	2.033	-0.7	2.027	2.010	-0.8
0.8	2.114	2.101	-0.6	2.092	2.077	-0.7	2.069	2.051	-0.9
0.9	2.150	2.142	-0.4	2.129	2.117	-0.6	2.104	2.090	-0.7
1.0	2.184	2.181	-0.1	2.148	2.153	-0.2	2.127	2.125	-0.1

献¹³⁾に詳細に記されている。)

標準越流頂による実験値が図-3で示されるように H_0/H_d の小さいところで実験者によつて多少の差異を示すのは、上の係数の定め方に用いた $H_0/H_d \rightarrow 0$ の時の C の値の推定を困難ならしめる。しかしこの差異は流量測定とか堤頂の零点の検定とかの誤差に起因するものと思われる。かなり正確を期している実験室の測定ですらこの程度の差が生じるのであるから、標準越流頂の時には表-3より $\alpha=1.60$ としておけば十分実地の使用に耐えられる精度が保てると思われる。すなわち、標準越流頂の流量係数の公式は

$$C = \frac{Q}{BH_0^{3/2}} = 1.60 \frac{1 + A(H_0/H_d)}{1 + 0.5A(H_0/H_d)} \quad \dots \dots \dots (16)$$

であたえられ、常数 A は $H_0=H_d$ の時の刃形ゼキの流量係数によつて $C=C_d$ を与えて決定するものである。

4. 放物線その他の形状の越流頂の流量係数

放物線の越流頂の場合にこれに最もよく近似した標準越流頂の越流水頭 H_d をもとめる試みにおいて、本間博士は堤頂より後の曲線部分について考慮を払つておられる。

その後、Kirkpatrick は堤頂より前の山線部分について、図-4のように標準越流頂をあわせて設計水頭を求めるこを提案し、TVA の 9ヶのダムについての流量係数の実測値を整理して本間博士と同様な図表を求めた¹⁴⁾。この論文で Kirkpatrick は曲線のふくらみ方を指す値として $x/H_d=0.5$ における曲線の無次元縦座標 (y/H_d) を計算し、この値が小さい程流量係数が小さくなることを指摘している。

周知のよう堤頂曲線が刃形ゼキの自由ナップよりふくらんでいれば流量係数は標準越流頂の場合より小さくなり、やせていれば反対に大きくなるのであるから、Kirkpatrick の H_d の算定の仕方は合理的な結果をもたらしたものといえる。

図-5に Kirkpatrick の紹介した TVA の 9ヶのダムの堤頂曲線をしめした。また表-5に算出された H_d , (y/H_d) および実験値よりえられた各 H_0/H_d と $C(m$ 単位に換算) の関

駿式をつくる上にごく正しい結果を与えることがわかる。このような係数の定め方が特に有利なのは、 $H_0/H_d=1$ の時の C 、すなわち C_d が刃形ゼキの流量係数に一致することにある。だから、 H_d/W によって、あるいはまたゼキの前面が垂直であるとか、突き出し(overhang, offset)があるとか、前面が傾斜しているとかといったゼキ前面の形状の違いによつてことなる C_d の影響を公式 C の中におりこむことができる事になる。(このような刃物ゼキの流量係数は前掲米国開拓局の文

図-4 問題の越流頂と標準越流頂の関係

Fig. 4 Relation between the Crest Stoodied and the Standard Crest

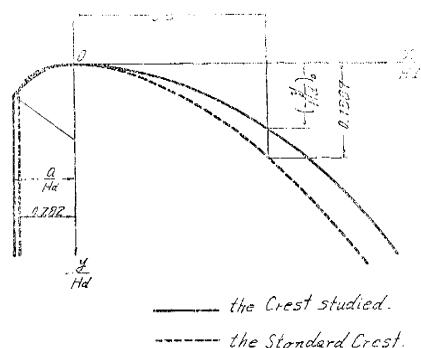
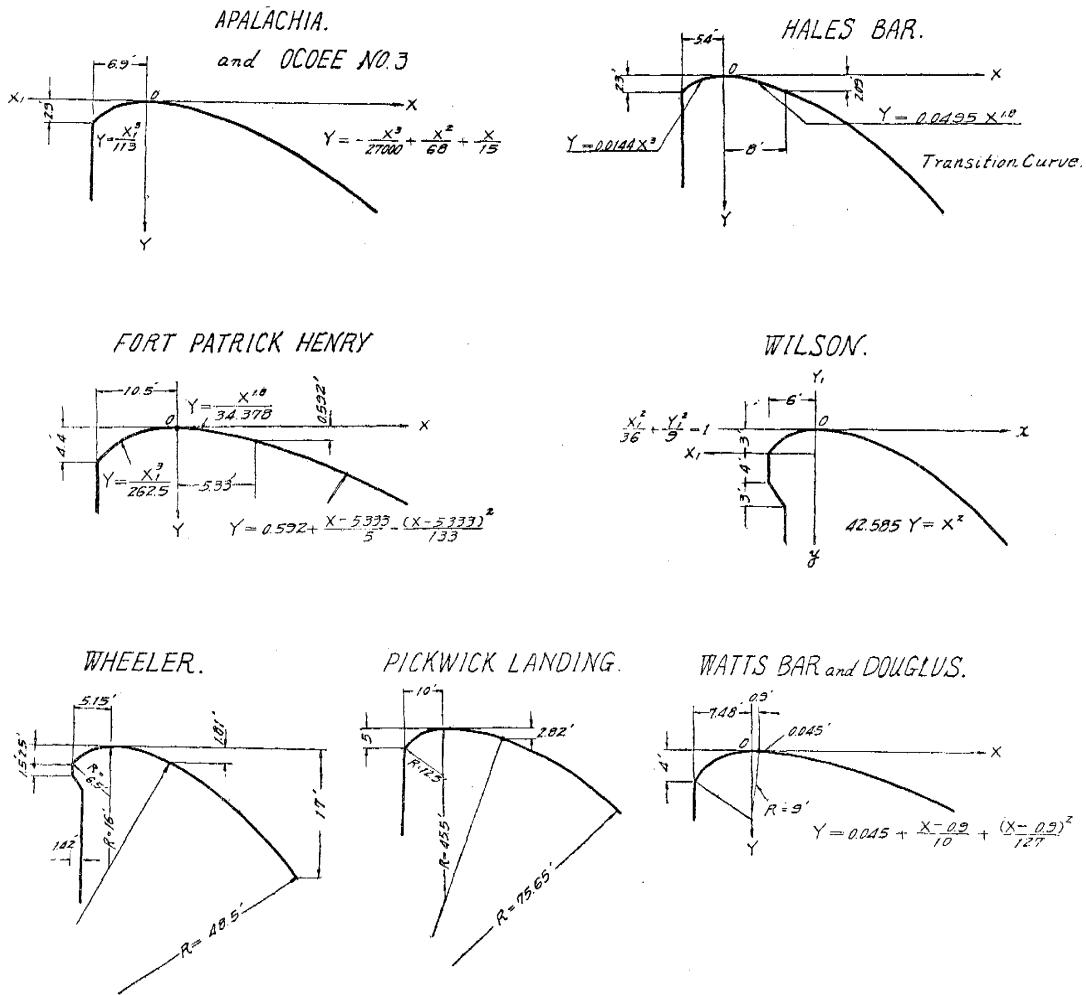


図-5 TVA のダムの堤頂曲線

Fig. 5 Crest Curves of TVA Dams.



係を示した。

さてさきに標準越流頂の場合には流量公式として式(16)を提案した。常数は C_d さえわかれればよいのであるから、放物線その他の曲線の場合でも C_d が推定できると好都合である。

そこで Kirkpatrick の与えた表-5 のデータより、 C_d をもとめ、横軸に $(y/H_d)_0$ 、縦軸に C_d をとつて図示すると 図-6 のようになる。

さらにこの図には竹内俊雄氏の水豊ダムに關聯した模型実験の結果も加えてある¹⁵⁾。この模型は 図-7 に示すような 3 種の型である。この場合簡単に H_d をもとめるには、図-4 のように堤頂を通る垂直軸とダム前面壁の距離を a とするとき、図-1 の Harrold の形状によって、

$$H_d = a/0.282 \dots \dots \dots (17)$$

とすればよい。そこでこの模型では、 $H_d = 0.0345/0.282 = 0.122 \text{ m}$ で、 $x = 0.5 H_d = 0.061 \text{ m}$ における $(y/H_d)_0$ は型-I で 0.0723、型-II、III で 0.0309 と計算できる。図-6 に土試 73-I, II, III と示したのはこの結果による実験の整理値である。

図-6 によつて $(y/H_d)_0$ と C_d とはほぼ 1 本の曲線関係にあることが大体いえる。この曲線式は

$$C_d = 1.971 + 0.498 \xi + 6.63 \xi^2 \dots \dots \dots (18)$$

たゞし $\xi = (y/H_d)_0$ 。

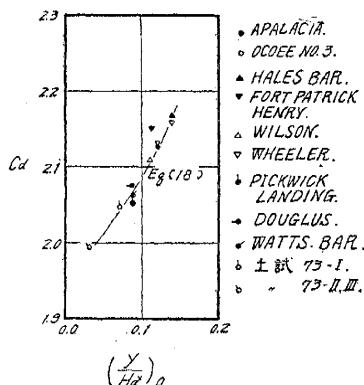
表-5 TVA のダムの流量係数
Table 5 Discharge Coefficients of TVA Dams

	Apalacia		Ocoee No.3		Hales Bar		Fort Patrick Henry		Wilson	
H_d (ft)	23.0		23.0		18.0		35.0		19.0	
H_d/W	0.24		0.35		0.56		0.81		0.25	
$(y/H_d)_o$	0.120		0.120		0.141		0.118		0.250	
	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C
	0.171	1.741	0.261	1.850	0.444	1.920	0.400	1.907	0.421	1.881
	0.348	1.844	0.435	1.922	0.667	2.031	0.514	1.963	0.632	1.969
	0.522	1.926	0.609	1.991	0.889	2.126	0.629	2.014	0.842	2.051
	0.696	2.002	0.783	2.056	1.111	2.211	0.743	2.059	1.053	2.131
	0.870	2.076	0.957	2.117	1.333	2.286	0.857	2.098	1.263	2.207
	1.044	2.145	1.130	2.176	1.556	2.343	0.971	2.140	--	--
	--	--	--	--	1.778	2.376	1.086	2.180	--	--

	Wheeler		Pickwick Landing		Douglas		Watts Bar	
H_d (ft)	16.5		31.5		23.5		23.5	
H_d/W	0.38		0.98		0.18		0.45	
$(y/H_d)_o$	0.138		0.089		0.088		0.088	
	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C	H_o/H_d	C
	0.421	1.881	0.063	1.647	0.596	1.962	0.170	1.822
	0.632	1.969	0.188	1.732	0.766	2.012	0.340	1.883
	0.842	2.051	0.313	1.795	0.936	2.058	0.511	1.935
	1.053	2.131	0.438	1.844	1.106	2.102	0.681	1.982
	1.263	2.207	0.563	1.891	1.277	2.145	0.851	2.028
	--	--	0.688	1.935	1.447	2.190	1.021	2.069
	--	--	0.813	1.983	--	--	1.191	2.105
	--	--	0.938	2.031	--	--	1.362	2.139
	--	--	1.063	2.078	--	--	1.532	2.173
	--	--	1.188	2.122	--	--	1.702	2.206

図-6 $(y/H_d)_o$ と C_d の関係

Fig. 6 Relation between

 $(y/H_d)_o$ and C_d 

によって正確にあらわすことができる。

これで C_d がもとめられたから式 (16) における A は

$$A = \frac{C_d - 1.60}{1.60 - 0.5 C_d} \quad \dots (19)$$

によつてもとめる。すると流量係数 C は式 (16) の係数がきまつたから、任意に計算できる。

図-8 はこうして計算した値と表-5 の実験値との比較である。

図-7 (a) 竹内氏の模型の堤頂曲

線型 I;

Fig. 7 (a) CrestCurve; TAKEU-

CHI's Model Type I

土試-73-I

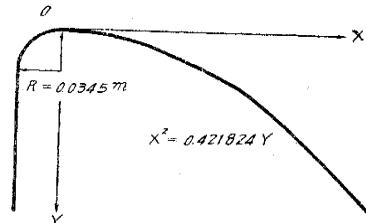


図-8 では H_o/H_d の小さいところでやく計算値に従わない実験値の例が 2, 3 ある以外はきわめてよく一致している。

さらに図-9 は佐藤清一、山本弘之両氏の実験に用いられたダムの原型を示す¹⁶⁾。この図より、 $H_d=2.3/0.282=8.156$ m, $x=0.5 H_d=4.078$ m における y は、 $y=x^2/20.48=4.078^2/20.48=0.812$, $\therefore (y/H_d)_o=0.0995$ となる。式 (18) に入れると、

$$C_d=1.971+0.489 \times 0.10+6.63 \times 0.10^2=2.087 \quad \therefore (19) \text{ より } A=0.881$$

図-7 (b) 竹内氏の模型の堤頂曲線型Ⅱ

Fig. 7 (b) Crest Curve; TAKEUCHI's Model Type II

土試 - 73 - II

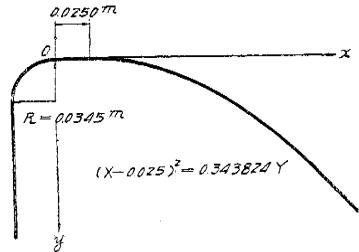


図-7 (c) 竹内氏の模型の堤頂曲線型Ⅲ

Fig. 7 (c) Crest Curve; TAKEUCHI's Model Type III

土試 - 73 - III

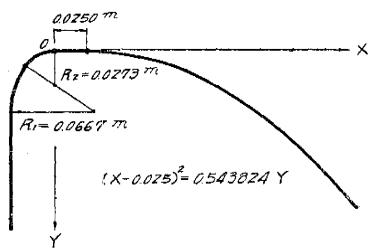
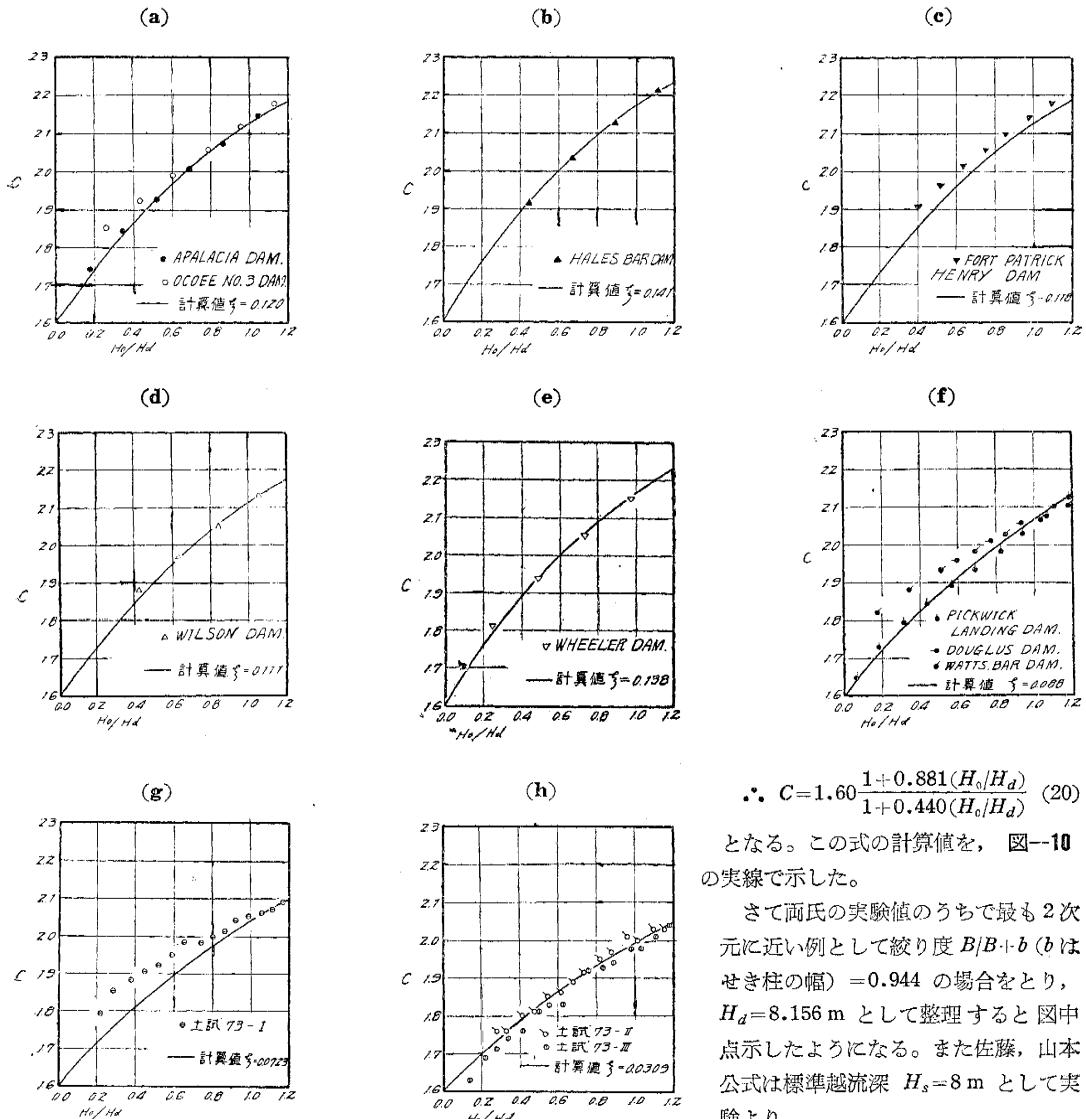


図-8 実験値と計算値の比較その 1

Fig. 8 Comparison between Experimental and Calculated Values. No.1



となる。この式の計算値を、図-10の実線で示した。

さて両氏の実験値のうちで最も2次元に近い例として絞り度 $B/B+1 \cdot b$ (b はせき柱の幅) = 0.944 の場合をとり、 $H_d = 8.156 \text{ m}$ として整理すると図中点示したようになる。また佐藤、山本公式は標準越流深 $H_s = 8 \text{ m}$ として実験より

$$C = 1.64 + \left[0.056 + 0.416 \left(\frac{B}{B+b} \right) \right] \frac{H_0}{H_d} \quad \dots \dots \dots (21)$$

をえている。もし本項の結果を用いると、 $H_d = 8.156$ m であるから、この公式は

$$C = 1.64 + \left[0.057 + 0.424 \left(\frac{B}{B+b} \right) \right] \frac{H_0}{H_d} \quad \dots \dots \dots (22)$$

とかくのが妥当である。 $B/B+b=0.944$ としてこの式を計算すると図-10の破線で示したようになる。明らかに佐藤、山本公式はこの場合まことにすぐれた公式であることがわかる。ただ著者の計算法でも実験値がよくあらわしてあり、しかも堤頂曲線のふくらみ方を加味できる点に利点があると思われる。

堤頂曲線のふくらみ方を考慮に入れた極端な一例として祖山ダムを計算してみよう。図-11は祖山ダムの堤頂曲線を示す。この場合は $H_d = 4.502/0.282 = 15.96$ m, $x/H_d = 0.5$ で $(y/H_d)_0 = 0.194$ となり、式(18)より $C_d = 2.318$ 式(19)より $A = 1.628$ 。よつて、

$$C = 1.60 \frac{1 - 1.628 (H_0/H_d)}{1 + 0.814 (H_0/H_d)} \quad \dots \dots \dots (23)$$

図-10 実験値と計算値との比較

その2

Fig. 10 Comparison between Experimental and Calculated Values--No.2

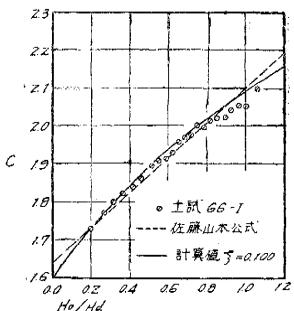


図-11 祖山ダムの堤頂曲線

Fig. 11 Crest Curve; Soyama Dam

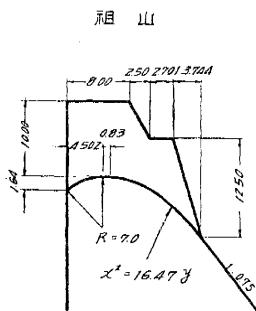
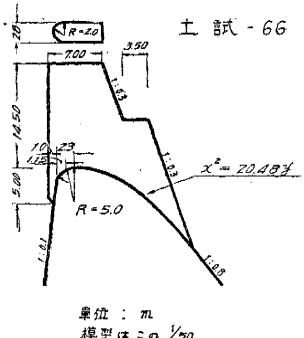


図-9 佐藤、山本両氏の模型の堤頂曲線

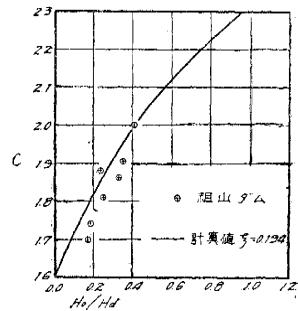
Fig. 9 Crest Curves; SATO and YAMAMOTO's Model



単位: m
模型はこの1/20

図-12 祖山ダムの流量係数

Fig. 12 Discharge Coefficients of Soyama Dam



となる。これに対し祖山ダムでは稻葉重治氏の実測値が発表せられている¹⁷⁾。これは我が国のダムの実測値としてまことに数少ないもの一つできわめて価値の高いものというべきであろう。その値を上にえた $H_d = 15.96$ m で整理し式(23)の計算値と比較すると図-12 のようになる。この $(y/H_d)_0$ の例は 0.194 で図-6 の場合を補外したことになるにもかかわらず、実測値との一致はやはり満足すべきものがある。

5. むすび

越流頂の流量係数の公式について上のようによく提案した。ここで述べておかねばならぬものに、標準越流頂の C_d の問題がある。Brown は¹⁸⁾ 刃形ゼキのナップの下側の空気をその代りにコンクリートでみたした時には C_d は刃形ゼキの場合より若干増加すると述べている。この傾向は著者の実験によればそれほど著しいものではなく、増加しないと考えておいてよいことがわかつた。(図-3 で WES, $H_d/W=0$ の曲線が、他の曲線よりやや大きい C_d を与えていることがこのことを物語っている。)

つぎに、標準越流頂では $\xi = (y/H_d)_0 = 0.1387$ である。この値を用いて(18)を計算すると、図-3 の値よりも小さな C_d を与える。このことは、図-6 のデータが、完全な2次元模型でのデータでないことに起因している。すなわち、これにはやはりせき柱による流れの収縮の影響が含まれていると見るべきであろう。したがつて、図-6 の曲線はなお今後の検討を必要とすると思われるが、実用上は、図-8, 10, 12 の示すごとく、十分満足できる結果を与えていている。

また、堤頂曲線が Madden Dam¹⁹⁾ の例のように標準形状と著しくかけ離れていると、このような取り扱いが

できないことは注意する必要がある。

おわりにあたつて、本研究について貴重な示唆を賜わり、なお終始変わぬ御指導をいただいた東京大学教授、本間仁博士に深厚なる感謝の意をあらわすものである。

参考文献

- (1) Lauffer, H., "Strömung in Kanälen mit gekrümmter Sohle", W.u.W., Jg. 31, Heft 19, 1936
- (2) Jäeger, C., "Remarques sur quelques écoulements le long de lits à pente variant graduellement", Schw. Bauz.Band 114, Nr. 20, 1939.
- (3) Frederick R. Brown, "Hydraulic Models as an Aid to the Development of Design Criteria", Waterways Experiment Station, Bull.No.37 p.5
- (4) Davis C.V., "Handbook of Applied Hydraulics", p.271, McGraw-Hill, New York, 1952.
- (5) Creager, Justin and Hinds, "Engineering for Dams", Vol.II, p.367, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1950. p.459
- (6) 本間仁「ダムの流量係数について」土木学会誌 39-9 昭.29., p.459.
- (7) 例えば Creager, Justin and Hinds, 前出 p.365.
- (8) Lauffer, 前出, (37) 式。
- (9) 井田至春「ダムを越流する流れの解析的研究」土木学会論文集 32 卷 昭 31. p.2.
- (10) 本間, 前出 図-2 又は Brown, 前出, Fig.1
- (11) "Studies of Crests for Overfall Dams", Boulder Canyon Project, Final Report, Part VI, Bulletin 3. p.145.
- (12) "Studies of Crests.....", 前出 p.63.
- (13) "Studies of crests.....", 前出 p.38, p.83, p.130.
- (14) Kirkpatrick, K.W., "Discharge Coefficients for Spillways at TVA Dams", Proc. A.S.C.E., Vol. 81, Sep. No.626, 1955, p.4
- (15) 竹内俊雄「溢流堰堤頂部縦断形状の溢流係数に及ぼす影響に関する水理実験」土木試験所報告 第 73 号, p.19, 昭-18
- (16) 山本弘之「堰堤の溢流係数に関する模型実験」土木試験所報告第 66 号, p.75, 昭-17
および、佐藤清一、山本弘之「同上(追報)」土木試験所報告第 66 号, p.113, 昭-17
- (17) 稲葉重治「庄川祖山堰堤に於ける水理実験報告」水利と土木, 第 9 卷 3 号, p.75.
- (18) Brown, 前出, p.6.
- (19) Rondolph, R.R., "Hydraulic Tests on Spillway of Madden Dam", Trans. A.S.C.E., Vol.103, p.1080, 1938.

(昭.31.6.14)