

円弧越流頂の放流機能と水理設計について

誌名	農業工学研究所報告 = Bulletin of the National Research Institute of Agricultural Engineering
ISSN	09153306
著者名	常住,直人 桐,博英 中,達雄
発行元	農林水産省農業工学研究所
巻/号	34号
掲載ページ	p. 1-37
発行年月	1995年3月

農林水産省 農林水産技術会議事務局筑波産学連携支援センター
Tsukuba Business-Academia Cooperation Support Center, Agriculture, Forestry and Fisheries Research Council
Secretariat



円弧越流頂の放流機能と水理設計について

常住直人*・桐 博英*・中 達雄*

目 次

I 緒 言	1	3 上流円弧上の圧力について	25
II 各越流頂形状の比較	3	4 下流円弧上の圧力について	27
III 検討事項	4	VIII 円弧越流頂の施工性、構造安定性	28
IV 検討形状	5	1 円弧越流頂の施工性、構造安定性について	28
V 円弧越流頂の放流能力	9	2 二次放流線型越流頂と円弧越流の施工性、 構造安定性の比較	30
1 放流能力(流量係数)に対するピアの影響	9	IX 円弧越流頂と二次放物線型越流頂の比較	31
2 円弧越流頂と他形状の放流能力の比較	12	X 円弧越流頂の水理設計について	33
3 円弧越流頂の流量係数式	13	1 円弧越流頂の水理設計において考慮 すべき事項	33
VI 円弧越流頂の越流水面形の検討	21	2 円弧越流頂の水理設計法	33
1 二次放物線型越流頂との越流水面形の比較	21	XI 結 語	34
2 円弧越流頂の越流水面形の推定	22	参考文献	35
VII 円弧越流頂の表面圧力	23		
1 ピアによる表面圧力への影響	23		
2 円弧越流頂の表面圧力分布	25		

I 緒 言

近年、ダム適地の不足から集水域の狭いダム計画、建設事例が増えている。集水域の狭小化により、ダム地点への出水は早くなる。このためダム洪水吐では、従来にも増して、洪水時放流における安全性・確実性が求められている。加えて農業用ダムでは維持管理コストの節減、省力化も強く要求されており、したがって、ダム洪水吐には天端ゲートの無い型式が採用される場合が多い。

このような洪水吐では、貯水容量を確保するためその越流頂標高を常時満水位と一致させる。越流頂標高はこれより下げられない。しかし、その一方でダム築造コスト節減のため、ダム堤高(ダム非越流部高さ)を抑える必要もある。これらのことから洪水吐越流部は越流水深を低くした設計、すなわち、越流頂長さの長大な形状となる。このため、コンクリートダムの場合、その洪水吐型式はいきおい全面越流式(Fig. 1)とならざるをえな

い。

しかるに近年、設計洪水流量の算定に際し、クリーガー式を適用するケースが多々ある。クリーガー式は、中小集水域では過大な比流量($m^3/s/km^2$)を与えることがかねてより指摘されている¹⁾。設計洪水流量は従来よりも増大される傾向がある。このような設計洪水流量の増大と、先に述べた、全面越流式洪水吐の採用から、ダム越

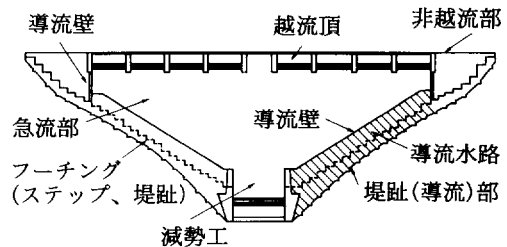


Fig. 1 全面越流式洪水吐の一事例

* 水工部

平成6年9月19日受理

キーワード：洪水吐(ダム)、全面越流式洪水吐、重力ダム、越流ゼキ、台形越流頂、水理特性、流量係数

流頂はさらに長大化する傾向がある。最近では、コンクリートダムでも全長300 (m) にもおよぶ長大越流頂が出現している。コンクリートダムでは洪水吐を堤体と一体化できるため、洪水吐施工が低コストであることが大きな利点であった。越流頂の長大化は、その利点を著しく損なうことになる。

すなわち、コンクリートダム洪水吐では、越流頂をダム本体（堤体基本三角形）にすり付けて施工せねばならず、そのため、標準型、二次放物線型など、従来の越流頂横断形状（堤軸に直交方向の断面形状）では、越流頂部にかなりの曲面施工を要する。この設計条件の基で、越流頂が長大化することは、越流部全体の施工性を著しく低下させる。越流部の施工精度の確保も困難となる。

越流頂横断形状は、洪水吐の所定放流能力確保、過大な表面負圧の防止、等から設計される。施工性の低下は、この設計形状と施工形状間の整合性確保の面からみても問題である。

以上の背景から近年、従来とは異なった簡易な越流頂横断形状への要望が高まっている。すなわち、越流頂の長大化がやむを得ない以上、ダム越流頂横断形状を簡易にして、その施工性を高める必要が生じている。

越流頂長大化に伴い、これまで考案された簡易形状としては台形越流頂²⁾ (Fig. 2) がある。

この形状は、曲面施工部が短く、その放流能力は、堤頂水平床長 (ℓ) と上下流円弧径 (R_1, R_2) の変更により比較的容易に調整し得る等、既存形状に比べ有利な点も多い。

しかし、台形越流頂は、基本的に越流頂上流面を堤体基本三角形上流面に一致させた幅厚の形状である。ある程度の放流能力（流量係数）が要求される設計条件、すなわち越流頂長（もしくは越流水深）を出来るだけ抑え、経済的な設計をする場合には、この形状では対応できない。実際には越流頂をやせさせた形状、すなわち越流頂上流面に傾斜をつけて、越流頂を堤体基本三角形上流面より引き込ませた形状とする必要がある。

また、台形越流頂では、流量係数を下流円弧上の表面圧力も見込んで算定し、それを基に形状設計を行なう。

この流量係数式（水公団式、後述）は、実用範囲を越える、相対圧力 (P/H , P : 越流面上の圧力水頭, H : 越流水頭) がかなり小さい領域（負圧化）まで含めて回帰されたものである。越流面圧力の負圧化は流量係数の増加につながる。このため、本式は、実用範囲も含め全般に現地より過大な流量係数を与える傾向がある。したがって、この式で設計した場合、越流水頭（貯水位）が実際より過小に見積もられ危険となる。この点からも台

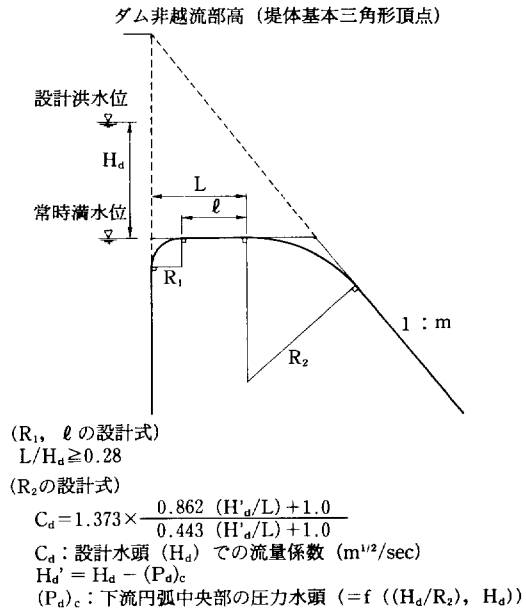


Fig. 2 台形越流頂

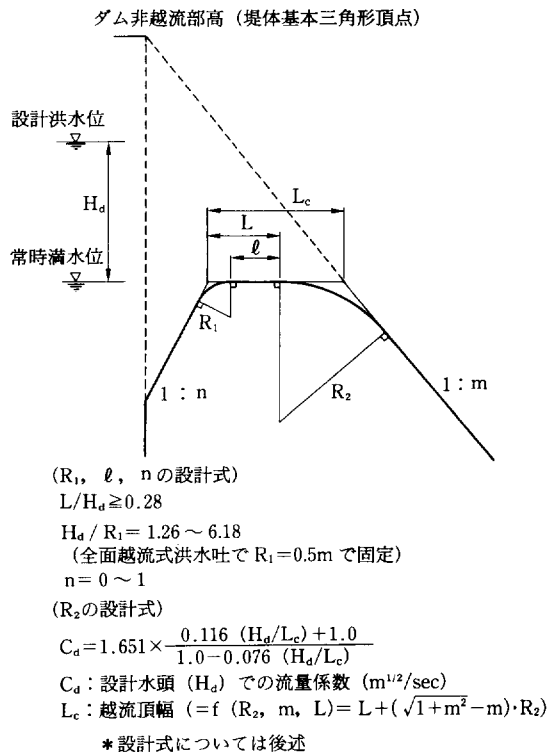


Fig. 3 円弧越流頂

形越流頂には実用上の問題がある。

そこで、本報文では、越流頂上流に傾斜(1:0~1:1程度)の付いた形状も含め、下流面での負圧が過大とならない実用諸元を中心に検討を行った。ここでは、この形状を円弧越流頂 (Fig. 3) とする。

円弧越流頂は、単円と水平床を包含している点は台形越流頂と同様だが、下流円弧 (R_2) の設計式が異なる。

本報文では、円弧越流頂の放流特性、越流水面形、表面圧力など、放流機能全般と施工性、構造安定性について検討した。また、これらの検討を通じて得られた成果を基に、既存の二次放物線型越流頂との比較、円弧越流頂の水理設計法の提示も行った。

なお、本報文はプロジェクト研究「水保安全管理」の一環としてとりまとめられたものである。実験データには従前、当研究室で依頼研究として行なわれた水理模型実験の結果を用いている。実験に当たっては、現地事業所諸氏、実験模型製作においては当研究所機械技術係の方々が大変お世話になった。記して深謝の意を表す。

注記) これまで、農業用ダムでは、コンクリートダムの施工はフィルダムと比べあまり多くはなかった。しかし、RCD工法等、合理化施工法の実用化に伴い、コンクリートダムがコスト的に有利となるケースも増えている。農業用ダムでも、コンクリートダムに関連した経済性の検討が必要な状況にある。

注記) ダム越流頂の放流特性は、主として越流頂頂点(支配断面位置)の下流曲面形状に左右される。このため、標準型、二次放物線型、複合円弧型等、従来の越流頂は、全てこの部分の形状から名づけられている。このことから今回の検討形状を「円弧越流頂」とした。

II 各越流頂形状の比較

現在、ダム洪水吐の越流頂形状として主に用いられているのは、ハロルドの標準型越流頂 (Fig. 4) と二次放物線型越流頂 (Fig. 5) である³⁾。

前者は、周知のように設計水頭 (H_d) での刃形セキ放流水脈の下縁形状と同一である。越流頂形状は設計水頭 (H_d) のみから定まる。設計水頭時には越流頂による放流阻害がなく、かつ越流頂下流面での負圧も生じない。放流阻害がないので越流水面形も全体に低く抑えられる。

しかしその反面、越流頂形状が設計水頭により一意に決まってしまうので堤体とのすり付けに問題を生じる。このため、越流頂が堤体よりはみ出す場合にはオフセット (Fig. 6)、堤体より引き込む場合には押入円弧 (Fig. 7) を入れて施工することになる。概して設計水頭 (H_d)

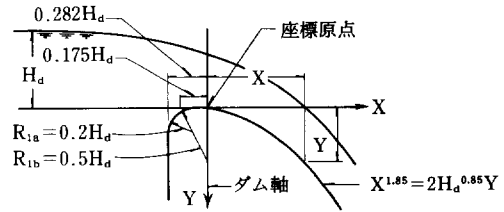


Fig. 4 ハロルド標準型越流頂

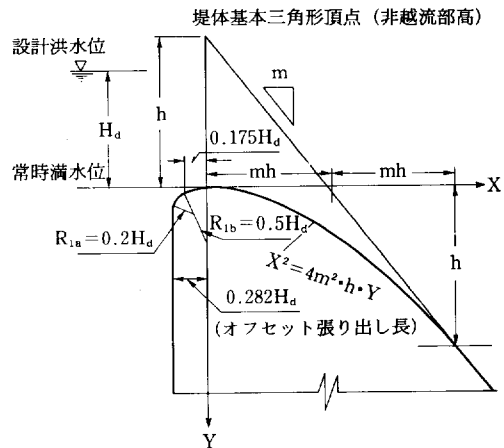


Fig. 5 二次放物線型越流頂

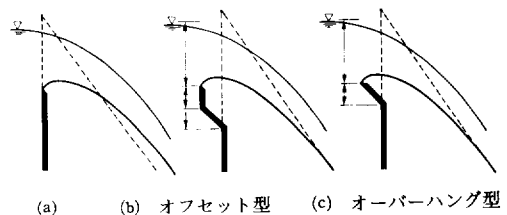


Fig. 6 オフセット等による越流頂の堤体へのすり付け事例

が小さい場合にはかなり引き込むこととなり、すり付けが困難となる。曲面施工長も一般に長くなる。

一方、後者は堤体へのすり付けに重点をおいた形状である。越流頂形状は、上流面は設計水頭 (H_d)、下流面は堤体基本三角形頂点と越流頂頂点の標高差 (h) 及び堤体下流面勾配 (1:m) から定まる。頂点より上流面はハロルド標準型と同一の複合円弧で若干オフセットさせ、下流面は h と堤体下流面勾配 (1:m) から決まる二次放物線 ($X^2 = 4m^2 \cdot h \cdot Y$) で堤体下流面にスムーズにすり付けている。だが、この形状では越流頂下流面がハロ

ルド標準型のそれよりかなり膨らむ。したがって、放流能力は劣り越流水面形も高くなる欠点がある。曲面施工長も h, m に応じて長くなる。

上記二者に対し、円弧越流頂(前出, Fig. 3)は施工性に特化した形状である。農業用コンクリートダムでは、従来より二次放物線型越流頂が、放流能力は劣るものの、堤体基本三角形へのすり付けの容易さ、施工性(大規模なオフセット、挿入円弧が不要)から多用されている。

円弧越流頂は、この点をさらに押し進めたものと言える。その形状は水平床(ℓ)、上下流円弧(半径 R_1, R_2)、越流頂上流傾斜部(1:n)から成る。曲面施工長は概して短く、堤体へのすり付けも容易である。また、ハロルド標準型、二次放物線型越流頂のように H_d, h, m により形状が一意に定まるわけでないので設計を柔軟に行える利点もある。

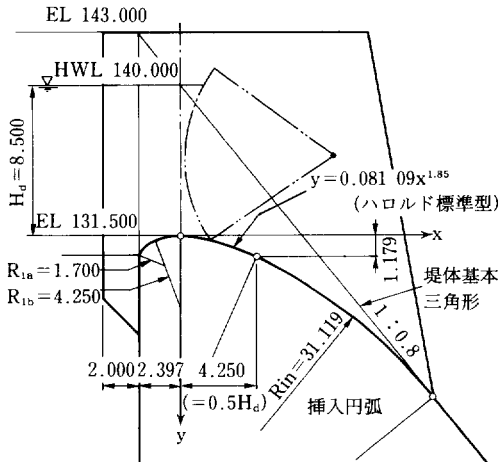


Fig. 7 挿入円弧による越流頂の堤体へのすり付け事例(単位:m)

ただ、天端に水平床部を持った形状なので二次放物線型と同様、放流能力は劣り、越流水面形も高い。また下流円弧上の負圧の検討を要す。

これら3者の比較をとりまとめるとTable 1 のようになる。付言すると、越流水面形は全面越流式洪水吐のようなゲート無しの洪水吐では実際上、さほど問題とならない。

現状では、農業用ダムの場合、フィルダムでハロルド標準型、コンクリートダムで二次放物線型を用いることが多いようである。これはフィルダムでは洪水吐が堤体と別個に設けられるので、越流頂の堤体へのすり付けが問題とならないからである。本報文ではコンクリートダムの全面越流式洪水吐を中心に検討しているの、二次放物線型が円弧越流頂の主な比較対象となる。

III 検討事項

ダム越流頂横断形状が満たすべき基本的事項は次の6点である。

- 1) 所定の放流能力を持った形状であること
 ……設計洪水位で所定の流量係数となる形状、すなわち設計洪水流量相当の単位幅当たり流量を放流できる形状であること
- 2) 越流面上に過度の負圧を発生しない形状であること
 ……キャビテーションに対し安全な形状であること。
- 3) 管理橋など、上部構造物との間に十分な余裕のある越流水面となる形状であること(クリアランスの確保)
- 4) 堤体へのすり付けや上部構造物の据え付けに支障のない形状であること
- 5) 施工性の良好な形状であること⁴⁾⁵⁾⁶⁾
 ……施工が容易であること。施工精度の確保が図れること。このためには曲面施工長の短い形状が

Table 1 各越流頂形状の比較

	放流能力 (流量係数)	表面圧力 (過大負圧 の防止)	越流水面形 (上部構造物との クリアランス確保)	堤体への すり付け	施工性 (曲面施工長, オフセット 有無等)
ハロルド型	A	A	A	C	C
2次放物線型	B	A	B	A	C
円弧型	B	C	B~C (天端ゲートのない 洪水吐ではB)	A	A

注) ・最も優れたものをAとしてそれを基準にA~Cで相対評価。
 ・ハロルド型は、とりわけ低水頭の重力式ダム洪水吐(全面越流式など)では、すり付け、施工性共、非常に悪化する。

有利である。

6) 構造上問題のない形状であること^{7)~10)}

……ミドルサードの条件を満たすこと。このためには越流頂部の横断面積を過小としない。

実際の設計では、以上の諸事項を満たすように越流頂横断形状が決められる。したがって、設計のためには横断形状、越流水頭 (H) と放流能力 (流量係数)、越流面圧力、越流水面形との関係を明らかにする必要がある。かつまた、その形状が4)~6)の事項をより良く満たすものでなければならない。特に放流能力 (流量係数) は越流頂長 (越流幅) を規定するので重要である。

なお、流量係数 (C) は越流水頭 (H) により変化するので、具体的には形状毎の放流特性 ($C\sim H$ カーブ) を明らかにする必要がある。

本報文では円弧越流頂について上述の検討を行った。

IV 検討形状

本報文では、円弧越流頂のほか、比較のため、同一ダムで計画されたハロルド標準型、二次放物線型も取り上げた。本報文での検討形状をFig. 8, Table 2¹¹⁾¹²⁾¹³⁾に示す。これらの越流頂形状は、いずれも本研究室で従前、

水理模型実験を行った現地ダムのものである。実験は全てフルード相似に基づいており、粘性力等の影響がほとんど無視しうる越流水頭 $H > 3$ (cm) で行った。よって、以下では実用を鑑みて、数値は全て現地換算値で示す。なお、流量係数は有次元値であるが、その単位が $m^{1/2}/sec$ (m-sec) であるのでフルード相似の基では模型、現地間と同値となる。

本報文で用いる各越流頂形状の記号はFig. 9及びTable 2に示すとおりである。

検討形状のうち円弧越流頂については、上流円弧径 R_1 を全て0.5 (m) で固定した。上流円弧径 R_1 は小さいほど、施工性、構造の面で有利となる。反面、 R_1 が小さすぎ放流水脈 (ナップ) 下縁形状以下になると剝離が生じ、この部分に過大な負圧が発生する危険がある。今回、採用した $R_1=0.5$ (m) は、負圧防止、設計での利便を考え設定したものであり (後述, VII, 3 参照)、全面越流式洪水吐で円弧越流頂を計画する場合には実用上、 $R_1=0.5$ (m) でほぼ固定できると思われる。

円弧越流頂に関するその他の実験諸元及びその設定事由は、各々、次に記すとおりである (Fig. 10参照)。上流勾配 n ……越流頂の堤体基本三角形へのすり付けの

Table 2 検討形状一覧 (現地換算, 単位: m)*1

	円 弧 型						2次放物線型	ハロルド型
	S ダ ム			O ダ ム		Yダ ム	Sダ ム	Sダ ム
ケース	S-1	S-2	S-3	O-1	O-2	Y-1	ST-1	SW-1
S_m	1/18.8917			1/19.5		1/17	1/18.8917	1/18.8917
n	0	1	0.5	0.5	0.5	0	0	0
m	0.83	0.83	0.83	0.8	0.8	0.73	0.83	0.83
L_c	2.739	1.739	1.739	2.251	2.49	2.847	3.162	2.739
R_1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.3 ; 0.75	0.3 ; 0.75
R_2	4	2	2	3	3.5	2	$Y=0.10997X^2$ ($h=3.3$)	$Y=0.3542X^{1.85}$; $Rin=16.627$
h_F	—	1	2	3.093	2.550	—	—	—
l	0.361	0.593	0.491	0.5	0.5	1.331	—	—
L	0.861	0.8	0.8	0.809	0.809	1.831	0.423	0.423
L_c	3.938	2.339	2.339	3.152	3.542	3.446	5.901	6.376
r	1.6*2	1.6*2	1.6*2	1.6*2	1.6*2	0.8*3	1.6*2	1.6*2
l_p	2.5	2.5	2.5	1.886	1.886	2.5	2.5	2.5
h_p	1.25	1.25	1.25	1.645	1.069	2.6	1.25	1.25
H	0.74~1.69	0.75~1.68	0.74~1.65	0.88~2.68	0.63~2.63	0.79~3.09	0.73~1.7	0.66~1.58
B	15	15	15	15.6	15.6	13.6 ; 6.85	15	15
B_p	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6

*1 設計水頭-Sダム1.5m, Oダム2.5m, Yダム2.7m *2 先鋭端形状 *3 半円形状

注) S_m : 模型スケール, h : 堤体基本三角形頂点と越流クレスト頂との標高差, r : ピア先端半径,

B : 実験水路幅, B_p : Bのうちピア幅, 他の記号についてはFig. 9を参照。

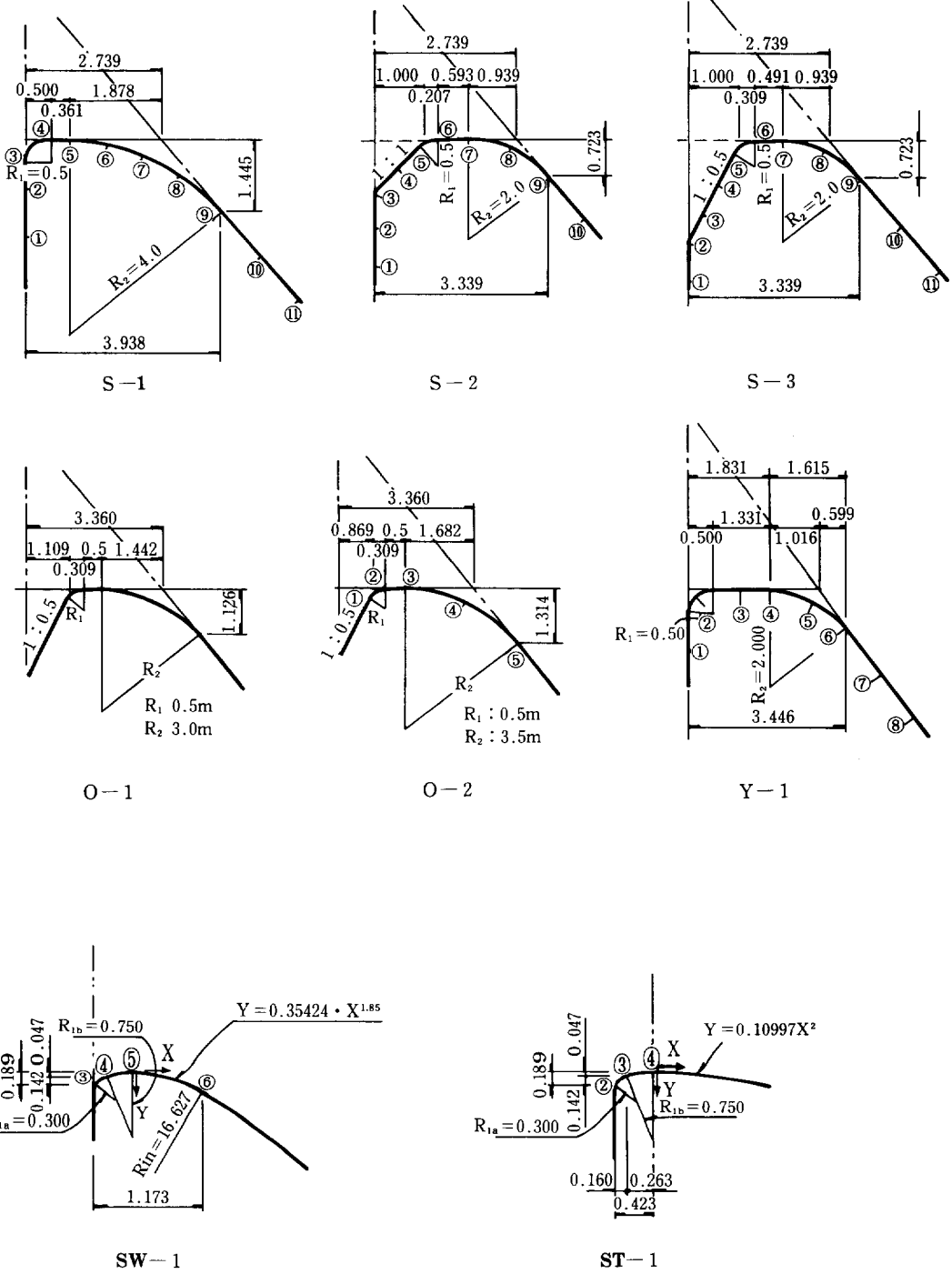
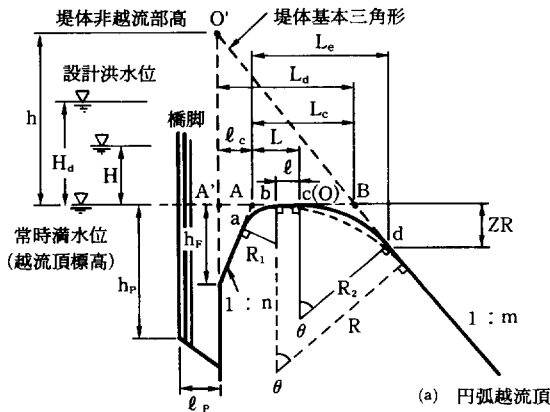
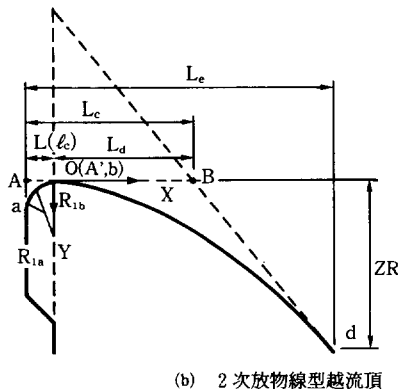


Fig. 8 検討形状一覧 (現地換算値, 単位: m)

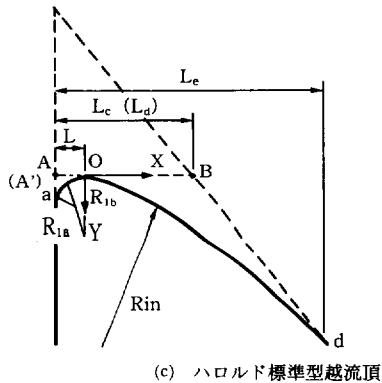


- a : 越流頂の上流側曲面の上流端点
- b : 越流頂の上流側曲面の下流端点
- c : 越流頂の下流側曲面の上流端点
- d : 越流頂の下流側曲面の下流端点
- O' : 堤体基本三角形頂点
- O : 越流頂頂点
- A : 越流頂上流端点
- B : 越流頂下流端点
- A' : 堤体基本三角形上流面と越流頂標高の交点

- H_d : 設計水頭
- H : 越流水頭



- l : 水平床長 (点 b ~ c の水平長)
- L : 越流頂上流幅 (点 A ~ O の水平長)
- L_c : 越流頂幅 (点 A ~ B の水平長)
- L_d : 越流頂標高での基本三角形の幅 (点 A' ~ B の水平長)
- L_e : 点 A ~ d の水平長
- l_c : 越流頂の引き込み、もしくはオフセット張り出し長 (点 A' ~ A の水平長)
- ZR : 越流頂下流曲面の施工高 (点 O ~ d の標高差)



- n : 越流頂上流勾配
- m : 堤体下流面勾配
- R_{in} : 挿入円半径
- l_p : ピア張り出し長
- h_p : ピア突っ込み深

Fig. 9 各越流頂形状の記号一覧

ためには様々な勾配がとれることが望ましい。しかし、あまり勾配が緩いと放流能力が著しく低下するので、ここでは $n = 1 : 0 \sim 1 : 1$ の範囲とした。
 下流勾配 m ……重力式コンクリートダムの場合、構造上 $m = 0.75 \sim 0.85$ 程度になる。今回の検討

形状もその範囲となっている。この範囲では、放流能力、表面圧力、越流水面形など本報の検討事項に下流勾配 (m) はほとんど影響しない。

基本三角形幅 L_d ……全面越流式の洪水吐では設計水頭 H_d は 3 (m) 以下 (後述) にとられる。

また、堤体の非越流部高（基本三角形頂点の標高）はTable 3¹⁴⁾から算定される。ここで風波高 h_w は通常1.5~2 (m)以下であり、地震波浪高 h_e は貯水深100 (m)としても1 (m)程度なので、全面越流式洪水吐のように洪水吐ゲートを有しないコンクリートダムの場合、非越流部高は（設計洪水位 H_h ）+（風波高 h_w ）となると見られる。したがって堤体基本三角形頂点と越流頂の標高差 h は（設計水頭 H_d ）+（風速高 h_w ）となり、これより $h \leq (4.5 \sim 5)$ (m)程度となる。この h と堤体下流勾配 $m = 0.75 \sim 0.85$ から、上流勾配 $n = 0$ として

も、基本三角形幅 L_d は最大4 (m)程度と見込まれる。
水平床長 ℓ 、下流円弧径 R_2 ……水平床長 ℓ 、下流円弧 R_2 は越流頂幅 L_c から上流円弧径 $R_1 (= 0.5 (m))$ の部分差し引いた区間に配置される。

設計水頭 H_d ……全面越流式の洪水吐では、設計水頭 H_d は通常、3(m)以下で計画される。従来、当研究室で扱った現地事例や他文献¹⁵⁾¹⁶⁾からも全面越流式洪水吐で $H_d > 3 (m)$ で設計されることはまずないと見られる。これは先にも記したように堤高の低減、すなわち築堤コストの節減のためである。

なお、検討形状は、いずれも現地ダムのものなので、ピア（橋脚）を含んだ形となっている。しかしピアは上流側に十分張出しており、突っ込み深 h_p も十分にとられている。かつ、ピア先端形状は先鋭もしくは半円形状となっている。したがってピアによる縮流はほとんど生じず、放流能力、越流面圧力に対するピアの影響は無視できると考えられる。これについての詳細は以下の各節において記す。

注記) Table 3 に記した、風波高、地震波高から定まる堤体非越流部高の余裕の他、堤頂構造物（管理橋、ゲートなど）と越流水面形との余裕の規程もある¹⁷⁾。この規程では、橋梁底面もしくはゲート下端（巻き上げ時）と越流水面形との余裕を1~1.5 (m)としている。ゲート無しで設計水頭 $H_d = 3 (m)$ とす

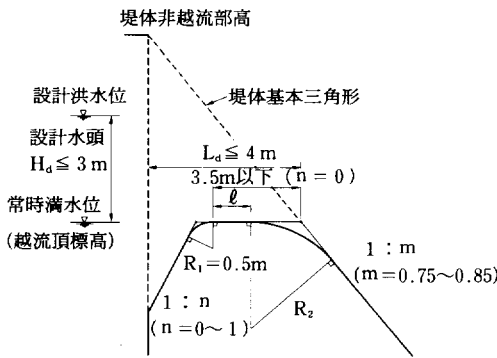


Fig. 10 全面越流式洪水吐に付設される円弧越流頂の現地設計諸元

Table 3 堤体の非越流部の高さ

(単位: m)

ダムの種類 洪水吐 ゲートの有無 Hd	コンクリートダム		フィルダム	
	—		$H_d > 2.5m$	$H_d \leq 2.5m$
洪水吐ゲートを有しないダム	$H_f + h_w + h_e$ ($h_w + h_e < 2$ のときは $H_f + 2$)	$H_f + h_w + h_e + 1$ ($h_w + h_e < 2$ のときは $H_f + 3$)	$H_f + h_w + h_e + 1$ ($h_w + h_e < 1$ のときは $H_f + 2$)	$H_f + h_w + h_e + 1$ ($h_w + h_e < 1$ のときは $H_f + 2$)
	$H_s + h_w + \frac{h_e}{2}$ ($h_w + \frac{h_e}{2} < 2$ のときは $H_s + 2$)	$H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 1$ ($h_w + \frac{h_e}{2} < 2$ のときは $H_s + 3$)	$H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 1$	$H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 1$ ($h_w + \frac{h_e}{2} < 1$ のときは $H_s + 2$)
	$H_h + h_w$ ($h_w < 1$ のときは $H_h + 1$)	$H_h + h_w + 1$ ($h_w < 1$ のときは $H_h + 2$)	$H_h + h_w + 1$	$H_h + h_w + 1$ ($h_w < 1$ のときは $H_h + 2$)

注) 記号の説明

- H_r : 常時満水位 (EL. m)
- H_s : サーチャージ水位 (EL. m)
- H_h : 設計洪水位 (EL. m)
- h_w : 風による波浪の貯水池の水面からの高さ (m)
- h_e : 地震による波浪の貯水池の水面からの高さ (m)
- H_d : 設計水頭 (m)

れば、この規定より $h \leq H_d + (1 \sim 1.5(\text{m})) + (\text{橋梁厚})$ となり、この場合も $h \leq (4.5 \sim 5)(\text{m})$ と見込まれる。

V 円弧越流頂の放流能力

1 放流能力（流量係数）に対するピアの影響

本報文では現地ダムの模型実験データを用いているため、検討形状は全て実験水路中央にピア（橋脚）1本を含んだもの（1径間）となっている。このため、今回実験の流量係数データにピアの影響がどの程度加わっているのか、まず確認する必要がある。

確認はピア有、無での実験の流量係数を比較すること（Sダム形状のみ）、及び今回の実験のピア諸元を、ピア縮流に関する既往成果に当てはめてピアの影響を推定することにより行った。

a 既往成果からの検討

ーピア縮流のパラメータ値よりー

一般に、越流量は堤頂に設置されるピアやアバットの縮流の影響を受ける。縮流の度合いを越流幅（越流頂長）の縮小として表したものととして次式¹⁸⁾がある。

$$B_w' = B_w - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$Q = C \cdot B_w' \cdot H^{3/2} \quad \dots\dots\dots(2)$$

B_w' : 縮流を見込んだ越流幅（ピア幅含まず）(m)

B_w : 越流幅（同上）(m)

N : ピア本数

K_p : ピアによる収縮係数

K_a : アバットによる収縮係数

H : 越流水頭 (m)

Q : 越流量 (m³/s)

C : 流量係数 (m^{1/2}/s)

今回の実験データは全て実験水路内での計測でありアバットは付設されていないのでアバットの収縮係数 $K_a = 0$ となる。ピア縮流の度合いを流量係数の低下として、(1)、(2)式を書き変えると次のようになる。この式により流量係数へのピアの影響が表示される。

$$C'/C = 1 - \Delta \quad C'/C = 1 - 2 \cdot K_p \cdot (H/B_w) \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$Q = C' \cdot B_w \cdot H^{3/2} \quad \dots\dots\dots(4)$$

C' : 縮流を見込んだ流量係数 (m^{1/2}/s)

ΔC : 縮流による流量係数の低下 (m^{1/2}/s)

他の記号は前式と同。

(3)式よりピアの縮流は、ピア収縮係数 K_p と H/B_w で

表されることがわかる。

K_p は、ピア幅 (B_p)、ピアの張り出し長 (ℓ_p , Fig. 9 参照)、ピアの突込み深さ (h_p , Fig. 9 参照)、ピア先端形状、越流頂形状（標準型越流頂では設計水頭 H_d により一意に定まる）、越流水頭 (H) により変化¹⁸⁾するので、結局、これらと H/B_w がピア縮流のパラメータとなる。これらに加えて接近流速 (H_d/W を指標とする (H_d : 設計水頭, W : ダム高)), 径間数を考慮にいたれた報告もある¹⁹⁾。

以上のピア縮流のパラメータと流量係数の関係は複雑で一概には言えない。しかし、大まかには次の傾向となる¹⁸⁾²⁰⁾ (Table 4 参照)。

H/B_w (B_w : ピア幅を除いた越流幅): (3)式より収縮係数 K_p , H/B_w が大きいほど、縮流が大きく流量係数は低下する。

今回の検討形状では $(H/B_w)_{\max} = \text{約}0.59$ である。Y-1 形状を除けば $(H/B_w)_{\max} = \text{約}0.2$ となる。円弧越流頂と標準型越流頂では収縮係数 (K_p) が異なるので一概には言えないが、今回の検討形状に関して、 $(H/B_w)_{\max}$ と Fig. 11 から求まる K_p を(3)式に代入するとピア縮流による流量係数の低下はほとんど無視しうることになることが分かる。なお、Fig. 11中、 $H/H_d = 1.0$ は越流頂形状がナップ形状と一致する状態である。

ピア幅 (B_p): $B_w/(2 B_p) > 1$ で収縮係数 K_p に対する絞り度 (= $B_w/(B_w + B_p)$)、ピア幅に関するパラメータ)の影響はなくなる²¹⁾。

今回の検討形状では $B_w/(2 B_p) > 1.6$ である。Y-1 形状を除けば $B_w/(2 B_p) > 4.1$ となる。

ピアの張り出し長 (ℓ_p): ℓ_p が大きければ、縮流は一般に小さくなる。越流頂形状が標準型の場合には、 $\ell_p/H_d \geq 0.3$ (H_d : 設計水頭) で ℓ_p による収縮係数 K_p への影響がかなり小さくなる。

今回の検討形状では $(\ell_p/H_d)_{\min} > 0.75$ である。また $(\ell_p/H)_{\min} > 0.68$ (H : 越流水頭) となる。円弧越流頂は標準型より膨んだ形状なので標準型の H_d に相等する越流水頭、すなわち越流面とナップが一致する越流水頭は標準型のそれより大きくなる。したがって、 $(\ell_p/H_d)_{\min}$ は実質的に0.75より下がるが、それでも0.3に対してある程度余裕があると見られる。

ピアの突込み深さ (h_p): 越流頂形状が標準型の場合、 $0.5 < h_p/H_d \leq 1.0$ (H_d : 設計水頭) で h_p による収縮係数 K_p への影響が小さくなる。

Table 4 今回の検討形状におけるピア縮流のパラメータ値^{18) 19) 21)}

検討形状		ピア縮流のパラメータ					H/H _d
		H/B _w	B _w /(2B _p)	ℓ _p /H _d	h _p /H _d	H _d /(2B _p)	
Sダム H _d =1.5m B _w =13.4m	S-1	0.055 ~0.126	4.19	(1.67)	(0.83)	(0.47)	(0.49 ~1.13)
	S-2	0.056 ~0.125	4.19	(1.67)	(0.83)	(0.47)	(上記範囲 でほぼ同一)
	S-3	0.055 ~0.123	4.19	(1.67)	(0.83)	(0.47)	(上記範囲 でほぼ同一)
	SW-1	0.049 ~0.118	4.19	1.67	0.83	0.47	0.44 ~1.05
	ST-1	0.054 ~0.127	4.19	(1.67)	(0.83)	(0.47)	(0.49 ~1.13)
Oダム H _d =2.5m B _w =14m	O-1	0.063 ~0.191	4.38	(0.75)	(0.66)	(0.78)	(0.35 ~1.07)
	O-2	0.045 ~0.188	4.38	(0.75)	(0.43)	(0.78)	(0.25 ~1.05)
Yダム H _d =2.7m B _w =12m ; 5.25m	Y-1	0.066 ~0.258 (B _w =12m) ; 0.150 ~0.589 (B _w =5.25m)	3.75 ; 1.64	(0.93)	(0.96)	(0.84)	(0.29 ~1.14)
Fig. 11の2-C形状		—	—	約0.52	1.0	1.87	0.3~ 1.3付近
ピア縮流を無視しうる 範囲		小さいほど 無視可	1より大	0.3 以上	0.5 ~1.0	—	

ここで H : 越流水頭, H_d : 設計水頭, B_w : ピア幅を除いた越流幅, B_p : ピア幅,
ℓ_p : ピアの張り出し長, h_p : ピアの突込み深さ

今回の検討形状では、 $h_p/H_d = 0.43 \sim 0.96$ である。また、 h_p/H (H: 越流水頭) は、SW-1 形状で $0.79 \sim 1.88$ 、他の Sダムの検討形状で $0.73 \sim 1.72$ 、Oダムの検討形状で $0.41 \sim 1.88$ 、Y-1 形状で $0.84 \sim 3.30$ となる。前述したように標準型以外では H_d が実質的に大きくなる、すなわち h_p/H_d は低下するので、Y-1 形状を除けば h_p の収縮係数 K_p への影響はさほどないと思われる。

ピア先端形状：越流頂が標準型の場合、 $H_d/(2B_p) > 1$ (H_d: 設計水頭, B_p: ピア幅) では半円形 (先端半径 $r = B_p/2$) の先端形状とすると縮流が小さくなる。 $H_d/(2B_p) < 1$ では先鋭端 (先端半径 $r = B_p$) とすると良い。

今回の検討形状では、 $H_d/(2B_p) = 0.47 \sim 0.84$ でほとんどが先鋭端である。Y-1 形状のみ $H_d/(2B_p) \approx 0.84$ で半円形としている。なお、 $H/(2B_p)$ (H: 越流水頭) は、SW-1 形状で $H/(2B_p) = 0.21 \sim 0.49$ 、他の Sダムの検討形状で $H/(2B_p) = 0.23 \sim 0.53$ 、Oダム

の検討形状で $H/(2B_p) = 0.20 \sim 0.86$ 、Y-1 形状で $H/(2B_p) = 0.25 \sim 0.97$ となる。したがって、収縮係数 K_p に対するピア先端形状の影響は無視しうると考える。

以上、ピア縮流のパラメータ値から見る限り、今回実験の流量係数に対するピアの影響はさほどないと思われる。注記) 表面圧力は設計水頭 (H_d) を基準にいくつかの越流水頭 (H) で計測している。したがって Table 4 では、各形状の計測越流水頭を設計水頭 (H_d) で代表させている。

なお、ハロルド標準型の越流頂形状は設計水頭 (H_d) のみで代表 (表現) される。しかし、円弧越流頂では、その形状と設計水頭 (H_d) は一意に対応していない。したがって、円弧越流頂では、ピア縮流に対する越流頂形状の効果をどのようなパラメータで代表させるかが問題となる。これについては越流頂幅 (L_c) や後述の水利的曲率半径 (R, Fig. 9 参照) などで代表させる事も考えられる。いずれにしても、円弧越流頂におけるピア縮流と越流頂形状の関係は、今後の検討事項である。

b 既往成果からの検討 —ピア縮流公式より—

次に今回、検討したハロルド標準型越流頂 (SW-1 形状) を中心に既存の図表より、ピア縮流の放流能力への影響を調べる。ハロルド標準型越流頂では、ピア縮流による収縮係数 (K_p) は Fig. 11 で示される。

標準型 SW-1 形状では今回、 $H/H_d = 0.44 \sim 1.05$ (H : 越流水頭, H_d : 設計水頭) で検討した。これを Fig. 11 中で最も SW-1 形状に近い 2-C 形状にあてはめるとピア縮流係数 $K_p \leq 0.01$ となる。一方、図中の 2-C 形状と今回の SW-1 形状のピア縮流の各パラメータ値 ($\ell_p/H_d, h_p/H_d, H_d/(2B_p)$) を比較すると Table 4 となる。これから SW-1 形状が 2-C 形状よりピア縮流に対し安全側であることが分かる。したがって、SW-1 形状のピア縮流係数 (K_p) は実際には $K_p \ll 0.01$ と見込まれる。

SW-1 形状では $(H/B_w)_{\max} \leq 0.12$ (B_w : ピア幅を除いた越流幅) であるので、これと $K_p = 0.01$ を先の (3) 式に代入すると $(\Delta C/C)_{\max} = 2 \cdot K_p / (H/B_w)_{\max} = 0.0024 = 0.24\%$ となる。さらに $K_p \ll 0.01$ とすれば $(\Delta C/C)_{\max} \ll 0.24\%$ となる。

これより SW-1 形状では、流量係数 (C) に対するピア縮流の影響は無視しうることがわかる。また、他の検討形状についてもピア縮流のパラメータ値が SW-1 形状と同程度ならば、ピア縮流の影響は十分無視できると考える。

c 既往成果からの検討

—ピア縮流に関する石井・藤本式より—

ピアによる流量係数への影響を評価したものとしては、その他、次式がある²²⁾。

ピアの影響に関する石井・藤本式
(標準型越流頂について)

$$C'/C = 1 - \Delta C/C = 1 - M_d / (H/H_d)^{1.5} \dots\dots\dots(5)$$

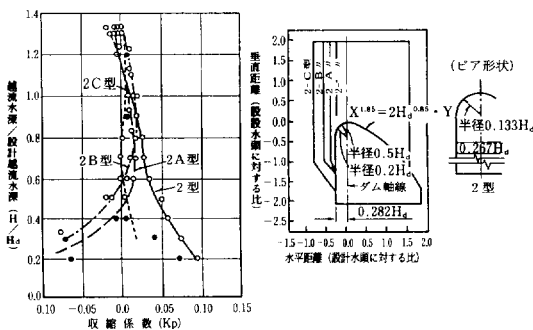


Fig. 11 ハロルド標準型越流頂におけるピア収縮係数¹⁹⁾

$$M_d = 0.0756 (H_d/B_{w1})^{0.5} \dots\dots\dots(6)$$

$$Q = C' \cdot B_w \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(7)$$

$C', C, \Delta C, Q$: 既出, (3), (4) 式参照

M_d : ピアの影響を流量係数の減少率で示した値

H_d : 設計水頭 (m)

B_{w1} : 1 径間での純徑間幅 (m)

B_p : ピア幅 (m)

他の記号は(1)~(4)式と同じ

上式は 1 径間での式。2 径間以上では $B_p/\ell_{po} \leq 0.8$ (ℓ_{po} : 越流頂頂点からピア先端までの水平長) で適用。

本式によると今回の SW-1 形状の場合、 $\Delta C/C = 0.0074 \sim 0.0272 = 0.74 \sim 2.72\%$ と流量係数に対しピアの影響が若干生じる。

但し、本式は、 C' については $\pm 5\%$ の推定精度であることが確認されている。その際、 C 値は後述の流量係数に関する石井・藤本式で与えている。石井・藤本式の流量係数自体が誤差を含んでいるので、 C'/C 及びそれから求まる $\Delta C/C$ の推定精度は不明である。したがって、 $\Delta C/C = 2.72\%$ 程度では、ピアの影響は無視しうると考える。

d 実験結果からの検討

S ダムの検討形状についてはピア有り とピア無し の相方で比較実験を行った。この結果を示すと Fig. 12~16 となる。

いずれの形状でもピア縮流の流量係数 (C) への影響は見られない。

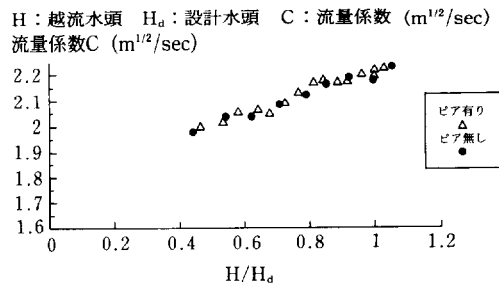


Fig. 12 ピア縮流の放流能力 (流量係数 C) への影響 (形状 SW-1)

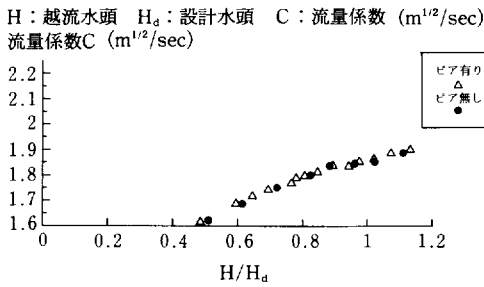


Fig. 13 ピア縮流の放流能力 (流量係数C) への影響 (形状ST-1)

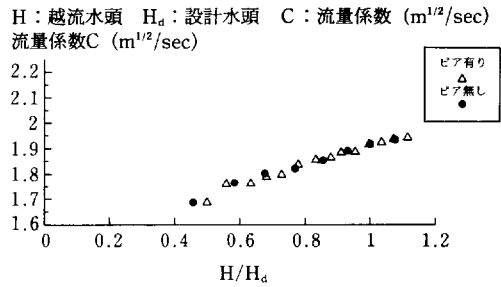


Fig. 15 ピア縮流の放流能力 (流量係数C) への影響 (形状S-2)

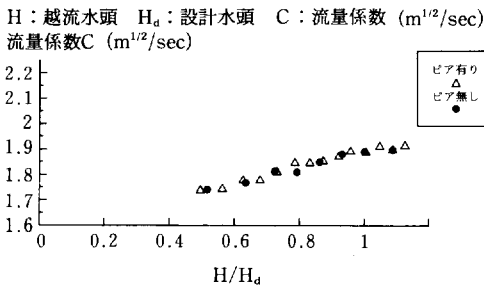


Fig. 14 ピア縮流の放流能力 (流量係数C) への影響 (形状S-1)

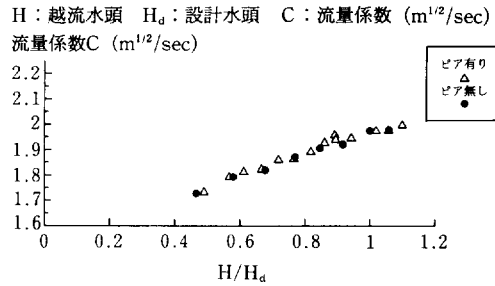


Fig. 16 ピア縮流の放流能力 (流量係数C) への影響 (形状S-3)

e ピア縮流の放流能力 (流量係数) への影響
一 総 括

前節 a ~ d の結果より, Sダム形状については, 今回の流量係数の実験データにおいてピア縮流の影響が無視しうることが明かである。

一方, 他形状については, 先の a 節, Table 4 で見ると, Sダム形状と比べてピア縮流のパラメータがさほど悪化してはいるわけではない。したがって, これらについてもピア縮流の影響は無視できるとと思われる。

2 円弧越流頂と他形状の放流能力の比較
(実験データより)

Sダムの設計条件 (設計水頭 $H_d = 1.5$ (m), 堤体基本三角形頂点と越流頂頂点の標高差 $h = 3.3$ (m)) の基で設計された 5 形状 (S-1~3, ST-1, SW-1, Fig. 8 参照) の放流能力を比較すると Fig. 17 とする。

Harold標準型越流頂 (SW-1) はナップ下縁に合わせた形状なので放流能力は最も大きい。一方, 二次放物線型越流頂 (ST-1) は, 越流頂頂点から下流側の曲面がナッ

* H: 越流水頭 H_d : 設計水頭
h: 基本三角形頂点と越流頂との標高差
流量係数C ($m^{1/2}/sec$)

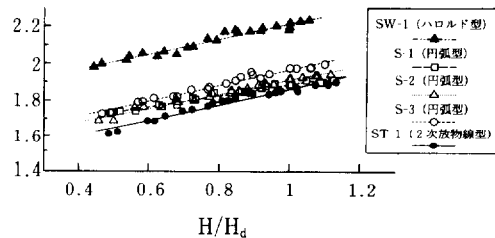


Fig. 17 各越流頂形状の放流特性の比較 (Sダム: $H_d = 1.5$ m, $h = 3.3$ m)

プ下縁より張り出した形状なので放流能力 (流量係数) が15~20%ほど小さくなっている。

これに対し, 円弧越流頂 (S-1~3) の放流能力 (流量係数) はいずれも二次放物線型越流頂より大きくなっている。円弧越流頂は, 放流能力の点で, 必ずしも二次

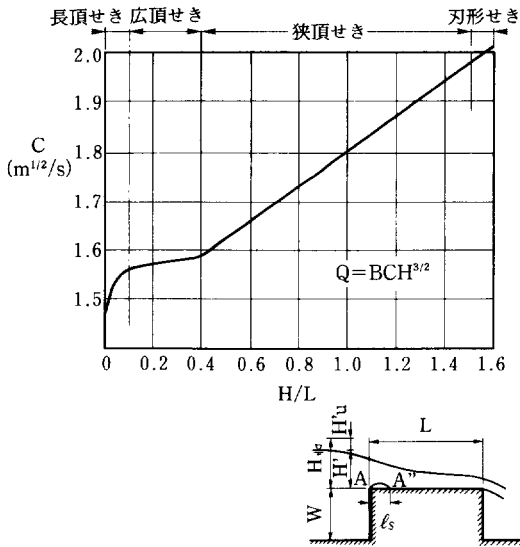


Fig. 18 長方形断面せきの流量係数^{23),26)}
(Govinda Raoの実験式)

放物線型越流頂と比べ不利とならないことがわかる。この原因としては次のことが挙げられる。

- 1) 円弧越流頂の水平床長 (l) が過大でなかった。
 …… l が過大であると越流頂上の流れが広頂～長頂ゼキ的 (Fig. 18 参照) になり、流量係数が大きく低下する²³⁾。Sダムのケースでは $H/H_d = 0.4 \sim 1.2$ (H : 越流水頭, H_d : 設計水頭) の全範囲に亘って狭頂ゼキ的流況で支配断面は水平床下流端付近～下流円弧上に発生していた。
- 2) 円弧越流頂の下流円弧径 (R_2) が過大でなかった。
 …… 水平床のある越流頂形状で、その上流端に丸味がついている場合、支配断面が水平床下流端となり流量係数が大きくなること、上流端円弧径が変化しても流量係数の値がほとんど変わらないこと、が既報文²⁴⁾ で確認されている。また、二次元ポテンシャル理論による解析から、流量係数に支配的なのは、支配断面での底面曲率半径とする報告²⁵⁾ もある。したがって、円弧越流頂では下流円弧径が流量係数に大きく影響する

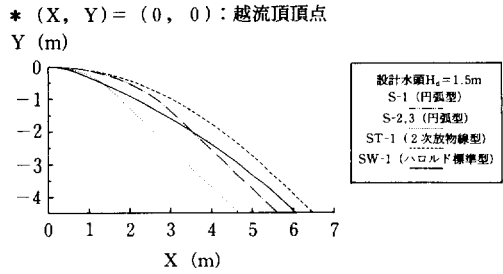


Fig. 19 各越流頂形状の越流頂下流曲面の比較 (Sダム)

と考えられる。

円弧越流頂 (S-1～3) の下流円弧曲面を Harold標準型 (SW-1)、二次放物線型 (ST-1) のそれと比較すると Fig. 19 となる。ここでは S-1 形状は下流円弧径 $R_2 = 4$ (m)、S-2～3 は下流円弧径 $R_2 = 2$ (m) である。S-1～3 共、Harold標準型 (SW-1、ナップ下縁形状) よりも下流面が膨らんでいるが、二次放物線型 (ST-1) よりはうすい形状である。これにより円弧越流頂 (S-1～3) の流量係数が大きくなったと推測される。

なおSダムの円弧越流頂 (S-1～3) は、後述するように負圧、クリアランス共、問題のない形状であり、実用からかけ離れた形状なので流量係数が大きくなった、というわけではない。

重力式コンクリートダムでは、越流頂を堤体上にすり付けることから越流頂型として Harold標準型より二次放物線型や円弧越流頂の方が有利である。全面越流式洪水吐は、概して設計水頭 (H_d) が小さくナップ下縁形状がかなり垂れる設計条件で用いるが、この条件では、この傾向が一層顕著となる。したがって、実用的には、二次放物線型か円弧越流頂のいずれかを採用することになる。

両者を比較した場合、今回、Sダムのケースで確認されたように、円弧越流頂の方が、二次放物線型越流頂より放流能力が高くなることもある。さらに施工性など総合的に見れば、円弧越流頂は、二次放物線型に替わって十分検討に値する形状といえる。

その際、円弧越流頂の放流能力は下流円弧径 (R_2) に大きく左右されることを考慮する必要がある。

3 円弧越流頂の流量係数式

越流頂横断形状は現地ダムの設計条件 (設計水頭 H_d ,

設計洪水量 Q_d)に合わせて設計される。この際、設計水頭 (H_d) と設計洪水量 (Q_d) から所要の流量係数 (C_d) が決まる ($C_d = Q_d / (B \cdot H_d^{3/2})$, B : 越流頂長 (越流総幅)) から、結局、この C_d に合致する越流頂横断形状とされる。

逆に越流頂横断形状を変えることにより設計の流量係数値 C_d を大きくできれば、越流総幅 (B) の短縮、もしくは設計水頭 (H_d) の低減が図れる。前者の場合は越流頂以下の減勢処理が容易となり、後者の場合は、堤高節減のメリットがある。

したがって、越流頂横断形状の設計においては、その形状と流量係数の関係性を予め抽出することが重要となる。以下では円弧越流頂の流量係数式について検討する。

なお、ここでの流量係数式は、実用範囲の越流水頭 (H) を対象とする。越流頂下流面に過大負圧 (堤頂部でキャビテーション損壊の危険がある) を生じる、越流水頭 (H) の大きい範囲、もしくは粘性、表面張力 (現地では生じえない) や広頂~長頂ゼキ的水理特性 (越流頂で平行流化)²³⁾²⁶⁾ により過少な流量係数となる、越流水頭 (H) の小さい範囲は、実際の設計では用いないので、ここでは対象としない (Fig. 18 参照)。狭頂ゼキ的水理特性で粘性、負圧が顕著とならない範囲を対象とする。

a 既存の流量係数公式について

円弧越流頂の流量係数式として適用しうるものとして

は、標準型岩崎式 (以下「岩崎式」)、石井・藤本式、本間式、ベレシンスキイ式、水資源開発公団試験所の公式 (以下「水公団式」) の5つがある。いずれの式も式中のパラメータは無次元値であるが定数は $m^{1/2}/sec$ ($m-sec$) の有次元値である。以下、各々の特徴を簡単に記す (Table 5 参照)。

(1) 岩崎式²⁷⁾

式形は次のとおり (Fig. 20参照)。

$$H_d = \ell_1 / 0.282 \dots\dots\dots(8)$$

(ハロルド標準型では $\ell_1 = 0.282 H_d$ となる。)

$$C_d = 1.971 + 0.498 \xi + 6.63 \xi^2 \dots\dots\dots(9)$$

$$\xi = (y/H_d)_{0.5} : x = 0.5 H_d \text{ 地点の } (y/H_d)$$

$$A = (C_d - 1.60) / (1.60 - 0.5 C_d) \dots\dots\dots(10)$$

$$C = 1.60 (1 + A (H/H_d)) / (1 + 0.5 A (H/H_d)) \dots\dots\dots(11)$$

H_d : 設計水頭

ℓ_1 : 越流頂頂点より上流側の張り出し長。

越流頂上流側に勾配がある形状では、勾配部分下流端を張り出し長 (ℓ_1) の始点 (文献²⁷⁾ 中、図-9 土試-66計算例より) とする。

C_d : 設計水頭 H_d での流量係数

H : 越流水頭

C : 越流水頭 H での流量係数

Table 5 流量係数公式の比較

	対象形状 (Fig. 21参照)	式の抽出法	式 形	対 象 領 域		
				越 流 水 頭(H)		
				小		大
				粘性	広頂ゼキ的水理特性	負圧
岩崎式(標準型)	標準型	実験式	$C = f(H, a, (\ell), R_2)$	有	無	?
石井・藤本式	2次放物線 ($Y = KX^2$)形状	理論式 (水理曲率半径 R_n は実験より導出)	$C = f(H, R_n)$ $= f(H, R_1, (\ell), R_2)$	無	無	無
ベレシンスキイ式	上流円弧付き 長方形ゼキ	実験式	$C = f(H, L)$ $= f(H, R_1, \ell)$	有?	有	無?
水公団式	台形越流頂	実験式	$C = f(H', L)$ $\approx f(H, R_2, R_1, \ell)$	無*1	有*2	有

C: 流量係数

H: 越流水頭 a: 上流張り出し長 (Fig. 20参照) ℓ : 水平床長

R_1 : 上流円弧径 R_2 : 下流円弧径 R_n : 水理的曲率半径

H' : 下流円弧中央の圧力水頭を加えた越流水頭

L: 越流頂上流端点から水平床下流端までの距離

*1 実験データは全て実験模型上で越流水頭 $H \geq 5cm$ である。

*2 式中、ベレシンスキイ式と同様 $H \rightarrow 0$ で $C \rightarrow 1.373$ としているので、これにより広頂ゼキ的水理特性の影響が含まれる。

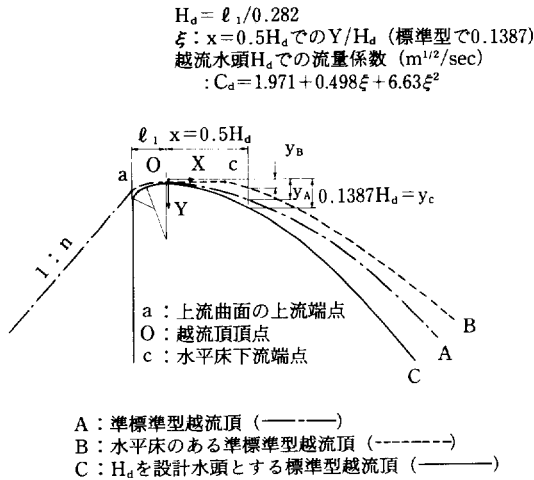


Fig. 20 岩崎式 (標準型) の記号説明

岩崎式は越流頂頂点(ここでは上流曲面部下流端の点)より上流側の張り出し長 (ℓ_1) からハロルド標準型越流頂に相等する設計水頭 (H_d) を求め(8式), 越流頂頂点より下流側 $0.5 \cdot H_d$ (水平長) 地点の越流頂下流面の膨らみ (ξ) により, 設計水頭での流量係数 (C_d) を求める(9式)。任意越流水頭 (H) での流量係数 (C) は, この C_d から標準型越流頂の流量係数式(10), (11式) を用いて算出される。

本式のベースとなるのは(11式)で, これはハロルド標準型における岩崎式と同形である。したがって, 本式は, 越流頂下流曲線の膨らみ度合いに応じて, (9式)により標準型公式(11式)中の A を補正したものということになる。

なお, 本式は, 各地の現地模型実験データから抽出されており, 式中にピアによる縮流の影響が含まれている。本式の特徴は次のとおり。

- 1) $C_d = 2.0 \sim 2.18$ のデータから抽出された実験式である。
- 2) 式抽出に用いた越流頂形状は, 標準型に類似(標準型), かつ, 上流側の勾配が1:0でピアを含んだ形状である。
- 3) 越流頂上流曲線形状自体は考慮していない。上流側は越流頂張り出し長 (ℓ_1) のみを考慮している。
- 4) 越流頂頂点下流側に水平床のある形状も本式抽出に際し含まれている (2事例)。
- 5) 全般に狭頂ゼキの水理特性での式である。
- 6) $H \rightarrow 0$ で $C \rightarrow 1.60$ と小さくなることから若干, 模型上の粘性が含まれていると見られる²⁸⁾。
- 7) (9式)において $\xi \rightarrow 0$ で $C_d \rightarrow 1.971$ と高めに推移す

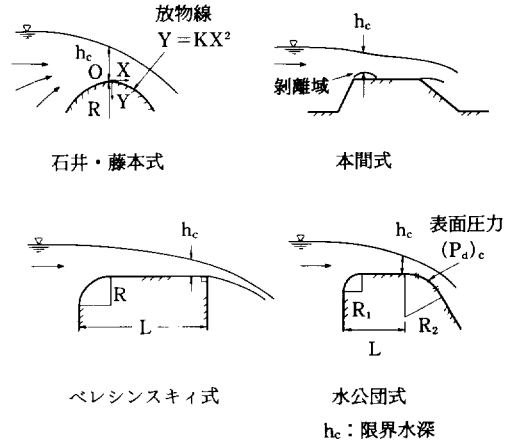


Fig. 21 各式の対象とする越流頂形状

る。(9式)抽出に際し, 負圧の影響により C が増大したデータを含んでいる可能性がある。

(2) 石井・藤本式²⁵⁾²⁸⁾

石井・藤本式は, 放物線形状の越流頂について, 水面勾配の効果を検討した, 二次元ポテンシャル運動の理論を適用して導かれたものである。

全ての越流頂形状は, その放流特性(越流水頭 (H) に対する流量係数 (C) の変化特性) が合致する放物線形状 $Y = K \cdot X^2$ に近似でき, 放流特性自体はこの近似放物線の支配断面(越流頂頂点)における底面曲率半径 (R_h : 水理的な底面曲率半径) で整理できるとしている (Fig. 21参照)。したがって, 各越流頂形状について水理的な底面曲率半径 (R_h) を求めれば, それと越流水頭 (H) により流量係数 (C) が導出されることになる。 R_h は標準型越流頂については実験的に, 放物線横断形状については理論的に次のように与えられる。

$$R_h = 0.9191 H_d \text{ (ハロルド標準型)} \dots\dots\dots(12)$$

$$R_h = 0.9173 H_d \text{ (ランドルフ標準型)} \dots\dots\dots(13)$$

$$R_h = 1/(2K) \text{ (越流頂形状が } Y = K \cdot X^2 \text{ で表示される放物線横断形状)} \dots\dots\dots(14)$$

H_d : 標準型越流頂の設計水頭

R_h より流量係数 (C) は下式とされる。

$$C = 1.704 (1 + 0.648 \cdot H/R_h)^{1/2} \dots\dots\dots(15)$$

本式の特徴は次のとおり。

- 1) 流量係数 (C) 式は理論的に導出されている。
- 2) 狭頂ゼキを対象とした式である。越流水頭の増加に伴ない支配断面位置が動く場合は適用不可。

3) 粘性, 負圧, 広頂～長頂ゼキ的水理特性の効果を含まない。

4) 水理的な底面曲率半径 (R_b) が確定できれば, 越流頂形状に拘らず, 本式で流量係数 (C) を求める。

(3) 本間式²⁹⁾

台形セキ (Fig. 21参照) を対象とした流量係数 (C) 式である。隅角部が曲面でないこと, 式抽出の実験でのセキ高が0.15 (m) と低いこと, からここでの検討には用いない。

なお, 越流頂上流側隅角部が角ばっていると, そこで流線が剥離し, 剥離流線の最高位置が支配断面となる³⁰⁾。したがって, 越流流況は, 下流円弧上流端付近に支配断面が発生する円弧越流頂と本質的に異なる。

(4) ベレシンスキイ式³¹⁾

上流端に円弧が付いた長方形セキ (Fig. 21参照) を対象とした流量係数 (C) 式である。この形状では, 支配断面はセキ下流端付近に生じるので²⁴⁾, 越流流況は円弧越流頂に近い。しかし, 円弧越流頂では末端の放流水脈が下流円弧により規制されるのに対し, 自由放流となっている点が異なる。なお, この形状では上流側円弧径は流量係数にほとんど影響しないことが知られている²⁴⁾。

式形は次のとおり。

$$C = 1.373 \cdot \{0.984 + (L/H)\} / \{0.500 + (L/H)\} \quad \dots\dots(16)$$

L : 越流頂上流端点 (越流頂上流面と水平床の延長線の交点) からセキ末端までの長さ (Fig. 21参照)

H : 越流水頭。原式では速度水頭を除いた越流水深をとっているが, ここでは重力ダムのように上流水深が十分深い条件を対象としているので越流水頭 (H) を用いる。

本式の特徴は次のとおり。

1) 越流頂上流勾配, 下流円弧のない形状を対象とした実験式である。この点で円弧越流頂と異なる。

2) 適用条件は $0.3 < L/H < 2.5$ かつ $W/H > (2 \sim 2.5)$ (L : 前出, Fig. 21参照), H : 越流水頭, W : セキ高)

3) 広頂～長頂ゼキ的水理特性 (もしくは粘性) が顕著となる, 低越流水頭の範囲も含んだ式と見られる (越流水頭 $H \rightarrow 0$ で流量係数 $C \rightarrow 1.373$)。

(5) 水公団式²⁾

台形越流頂 (Fig. 21参照) を対象とした実験式である。式形は次のとおり。

$$C = 1.373 \times \frac{0.862 (H'/L) + 1.0}{0.443 (H'/L) + 1.0} \quad \dots\dots(17)$$

$$H' = H - (P_a)_c \quad \dots\dots(18)$$

H' : 下流円弧上の圧力により補正された越流水頭

H : 越流水頭

$(P_a)_c$: 下流円弧中央部の圧力水頭

L : 越流頂上流幅。越流頂上流端点 (越流頂上流面と水平床の延長線の交点) から水平床下流端までの水平長 (Fig. 21参照)

本式の特徴は次のとおりである。

1) 台形越流頂を対象とした実験式である。

ベレシンスキイ式の式形を基にしているが, 係数は, 台形越流頂の実験データからの回帰値に修正している。

下流円弧の効果は, ベレシンスキイ式での越流水頭 (H) の代わりに H' (下流円弧中央の圧力水頭により補正された越流水頭) を用いることにより考慮している。

2) 実験での検討範囲は, $H/L < 4.0$ ($H'/L < 8.0$), $H/R_2 = 0.625 \sim 2.5$ (H, H', L : 前出, R_2 : 下流円弧径)

3) 越流水頭 $H \rightarrow 0$ での流量係数 (C_0) はベレシンスキイ式と同様, $C_0 = 1.373$ としていることから広頂～長頂ゼキ的水理特性も含んだ式とみなせる。

4) 下流円弧上の負圧の影響がかなり大きい範囲まで含んだ式である。すなわち, 下流円弧中央の相対圧力 ($(P_a)_c/H, (P_a)_c$: 下流円弧中央の圧力水頭, H : 越流水頭) が -1.5 近くとなる範囲まで含んで抽出された式である。この条件では, 通常, 設計水頭 (H_d) が 3 (m) 以下で設計される全面越流式洪水吐であっても $(P_a)_c \rightarrow -4.5$ (mH₂O) となり, 設計基準の許容限界負圧 -3 (mH₂O)³²⁾ を大きく越える。

b 円弧越流頂の流量係数式の抽出

以下では, 前節に示した既存流量係数公式の適用の可否を, Fig. 8の円弧越流頂の実験データより検討した。また, 既存流量係数公式を修正した式についても検討した。

式の適否の判断は, 流量係数 (C) の推定精度, 放流特性 (越流水頭 (H) ~ 流量係数 (C) 曲線) の一致度から行った。流量係数 (C) の推定精度に関しては, 実用上重要な設計水頭 (H_d) 規模, すなわち越流水頭 (H) の大きい範囲での精度を特に重視した。

なお, ここでの実験データは, 粘性の影響を排除するため, 模型上の越流水深を 3 (cm) 以上と十分³³⁾ にとって

ある。実験での越流水頭 (H) は、全般に、粘性、広頂～長頂ゼキの水理特性、過大負圧の効果をほとんど含まない实用範囲とした。但し、 $Y-1$ 形状でのデータのうち、越流水頭の大きい6点のデータでは、下流円弧上に -0.5 (mH₂O) 程度の負圧が見られた。これらのデータは流量係数式抽出に際し省いてある。

(1) 既存の流量係数公式を中心とした検討

(i) 各流量係数公式の比較

既存の流量係数公式のうち、円弧越流頂に適用しうるものとして、先の4式とそれらを修正した2式を検討した。検討式は次のとおり。

- 1) 岩崎氏 (標準標準型)
- 2) 石井・藤本式……円弧越流頂では下流円弧上流端付近に支配断面が生じることから水理的な底面曲率半径 (R_n) として下流円弧径 (R_2) を用いた。
- 3) 石井・藤本修正式……円弧越流頂の水理的な底面曲率半径 (R_n) として、水平床長 (ℓ) の効果も考慮した曲率半径 (R , Fig.9参照) を用いた。本式は従前よ

り当研究室で水理模型実験の際に用いてきた式である¹¹⁾。

$$R = (z \cdot R_2 + \ell) / z \dots\dots\dots(19)$$

$$z = (1 + m^2)^{1/2} - m$$

R_2 : 下流円弧径

ℓ : 水平床長

- 4) ベレシンスキイ式……円弧越流頂からの放流は下流円弧により規制されるが、ここでは原式どおり L (越流頂幅, Fig.9参照) により流量係数 (C) を算出した。
- 5) ベレシンスキイ修正式……下流円弧径 (R_2) の効果を考慮して、 L の代わりに越流頂幅 (L_c , Fig.9参照) を用いた。
- 6) 水公団式

検討結果をFig.22～27に示す。また、各式の比較一覧をTable 6に示す。

放流特性が円弧越流頂に適合する式はない。推定精度に関しては、石井・藤本修正式、ベレシンスキイ式、水公団式が比較的、良好である。

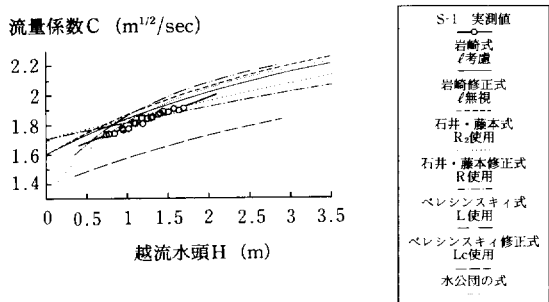


Fig. 22 円弧越流頂 越流水頭と流量係数 実測 (S-1) と推定値の比較

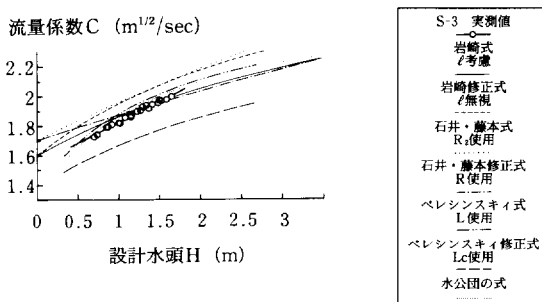


Fig. 24 円弧越流頂 越流水頭と流量係数 実測 (S-3) と推定値の比較

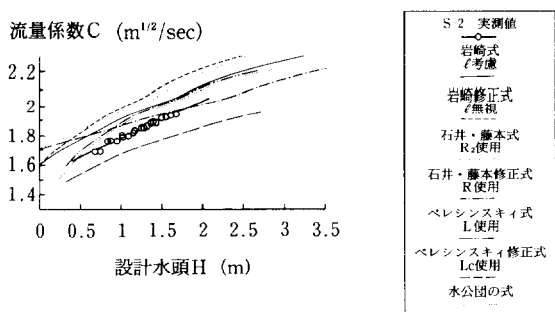


Fig. 23 円弧越流頂 越流水頭と流量係数 実測 (S-2) と推定値の比較

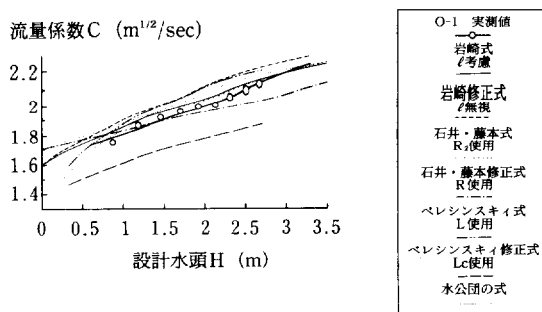


Fig. 25 円弧越流頂 越流水頭と流量係数 実測 (O-1) と推定値の比較

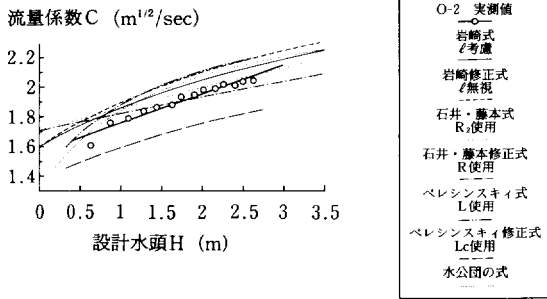


Fig. 26 円弧越流頂 越流水頭と流量係数 実測 (O-2) と推定値の比較

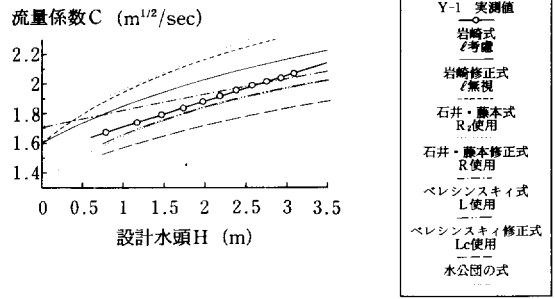


Fig. 27 円弧越流頂 越流水頭と流量係数 実測 (Y-1) と推定値の比較

Table 6 各式の比較

	推定精度	放流特性の 一致度
	越流水頭H 小~大	
岩崎式 (標準型)	B	B
石井・藤本式	C	C
石井・藤本修正式	C~A	C
ベレシンスキイ式	A~C	C
ベレシンスキイ修正式	C	B
水公団の式	A~C	C

注)・表中,比較的良好なものをAとしている。

岩崎式は,放流特性はある程度一致しているものの,水平床長(ℓ)が大きい形状では,越流頂下流面の膨らみ ξ (Fig. 20参照)が $\xi \rightarrow 0$ となってしまう。形状Y-1がこれに相当するが,このケースでは誤差が大きい(Fig. 27参照)。

一方,水公団式は精度,放流特性の一致共,ベレシンスキイ式とほとんど変わらない。しかし,越流頂下流円弧中央の表面圧力($(P_s)_c$)の図表を用いて計算するので繁雑である。

以上のことから,円弧越流頂の流量係数推定には,越流水頭(H)の大きい範囲では石井・藤本修正式,小さい範囲ではベレシンスキイ式(もしくは水公団式)を用いるのが良いと思われる。これらの式では,放流特性までは一致しないものの,実用範囲の越流水頭(H)での流量係数推定は十分可能である。

なお各式と今回の実験データの比較の詳細は次のとおり。
岩崎式(標準型)……岩崎式は,基本的には水平床のない形状についての実験式である。よって実験値より過大な流量係数(C)となる。但し,粘性領域の越流水頭まで含んだ式と見られ,低越

流水頭では流量係数(C)がかなり小さくなる。
石井・藤本式……石井・藤本式は下流円弧径(R_2)と越流水頭(H)から流量係数(C)を求める。水平床の効果を含まぬので全体に流量係数が大きく算出される。水平床長(ℓ)が下流円弧径(R_2)に対し相対的に小さい形状(S-1, O-1, O-2, Fig. 22, 25, 26参照)では実験値に近くなる。逆の場合(Y-1, Fig. 27参照)は過大な流量係数(C)となる。理論式で粘性効果を全く含まないこと,純粋に狭頂ゼキでの式であることから,特に低越流水頭では,実験データや他式よりも大きな流量係数を与える。

石井・藤本修正式……下流円弧径(R_2)の代わりに水平床部も考慮した R (Fig. 9参照)を用いているので,石井・藤本式より流量係数(C)が小さく算出される。全体に石井・藤本式より精度は良い。

但し,越流水頭 $H \rightarrow 0$ での流量係数(C_0)を石井・藤本式と同じ1.704としているため,低越流水頭では実験値よりも大きい流量係数となる。
ベレシンスキイ式……下流円弧のない形状での実験式であるため,大きめの流量係数となる。また,下流円弧の効果を含まないで下流円弧径(R_2)に拘らず流量係数(C)が一定となってしまう。水平床長(ℓ)が下流円弧径(R_2)に対し,相対的に大きい形状(Y-1, Fig. 27参照)では実験値に近くなる。また,式中に広頂~長頂ゼキの水理特性の影響を含むと見られ($H \rightarrow 0$ で $C \rightarrow 1.373$ より),低越流水頭では流量係数(C)がかなり低下する。

ベレシンスキイ修正式……越流頂幅(L_c)を用いているのでベレシンスキイ式よりかなり低目の流量係数(C)となる。放流特性は実験データに近

いが、精度は劣る。

水公団式……水公団式は、ベレンスキ式の式形を基本とした、台形越流頂の流量係数式(実験式)である。下流円弧のある台形越流頂を対象としているので、ベレンスキ式より小さい流量係数(C)を与える。しかし、放流特性はベレンスキ式とほぼ一致している。

水公団式は、円弧越流頂と類似形状の台形越流頂における流量係数公式であるにもかかわらず、今回の検討では、精度、放流特性の一致の点でさほど良好でない。この理由として次の事が挙げられる。

- 1) 水公団式中の係数は、回帰により定められているが、越流水頭 $H \rightarrow 0$ での流量係数 (C_0) はベレンスキ式と同様、 $C_0 = 1.373$ としている。この値は低越流水頭での広頂～長頂ゼキ的水理特性の影響(もしくは粘性効果)を含んだものと見られる。したがって越流水頭の小さい範囲では過小な流量係数(C)を与える。
- 2) 水公団式は、ベレンスキ式と異なり下流円弧が付いた越流頂形状を対象とした式である。しかし、相対圧力(P_a) c/H , (P_a) c : 下流円弧中央の圧力水頭, H : 越流水頭) がかなり小さいデータ(負圧化)も含んで抽出されている。したがって、実用範囲の越流水頭では、ベレンスキ式と同程度に過大な流量係数となる。但し、下流円弧径(R_2)に比べ水平床長(ℓ)が大きい形状(Y-1, Fig.27)では、式(17)式中の H' の効果より越流頂上流幅(L)の効果が卓越するので流量係数が低下する。

(ii) 推定精度の検討

石井・藤本修正式の精度を確認するため、全てのデータを H/R (H : 越流水頭, R : 水理的曲率半径, Fig. 9 参照) で整理するとFig. 28のようになる。なお、比較のためFig. 29, 30にはベレンスキ式、水公団式での結果を示した。石井・藤本修正式では、 $H/R = 0.3$ (~0.67)の範囲で、ほぼ±3%以下と十分な精度で流量係数を推定できる。ここでのデータは、越流頂上流側勾配(1:n)が1:0~1:1, $\ell/R_2 = 0.09 \sim 0.67$ (ℓ : 水平床長, R_2 : 下流円弧径)と、設計上十分な形状諸元をほぼ網羅している。したがって、石井・藤本修正式は実用上、問題のないものと言える。

なお、前述のとおり、ここでの上流円弧径 R_1 は0.5(m)で固定($H/R_1 = 1.26 \sim 6.18$)だが、これについては、流量係数にほとんど影響しない²⁴⁾とされている。

また、越流頂切り欠き深(h_F , Fig. 9参照)は、 $h_F/H = 0.60 \sim 1.33$ (上流勾配1:1), $0.97 \sim 4.05$ (1:0.5)だが、越流頂切り欠き深がこれより浅いと水平床の延長

と同じ効果となり流量係数が低下する。石井・藤本修正式の推定流量係数が過大となる可能性がある(推定流量係数が過大となると、越流水頭(貯水位)が過小に見積もられ危険である)。基本的に h_F/H が上記範囲より小さくなる設計は避けるべきである。

石井・藤本修正式は $H/R < 0.3$ の範囲では誤差が大き

C: 流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H: 越流水頭
R: 水理的曲率半径

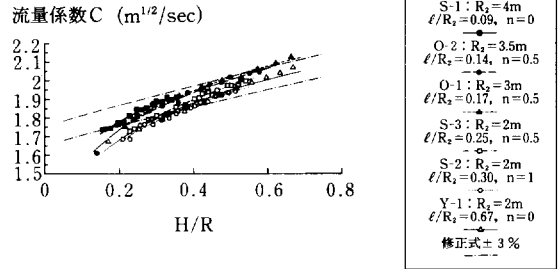


Fig. 28 円弧越流頂流量係数 実験値と推定値 (石井・藤本修正式)

*ベレンスキ式の適用範囲は $0.4 < H/L < 4.0$

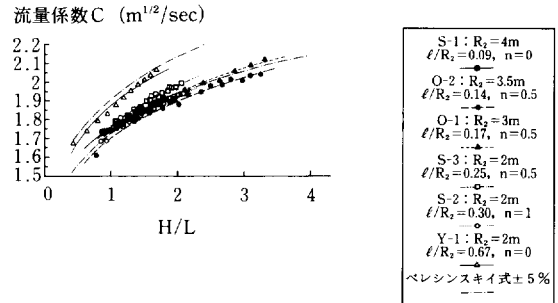


Fig. 29 円弧越流頂流量係数 実験値と推定値 (ベレンスキ式)

* H' : 下流円弧上の圧力補正を加えた越流水頭

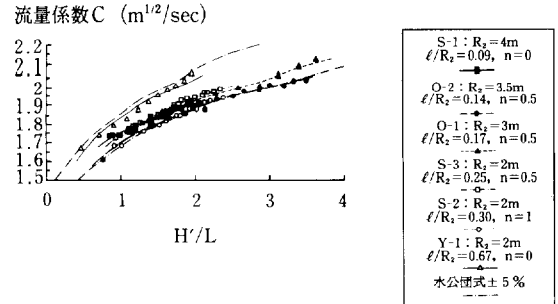


Fig. 30 円弧越流頂流量係数 実験値と推定値 (水公団の式)

くなるので、この範囲ではベレンスキイ式、水公団式を検討する。検討結果をFig. 31, 32 ($H/R < 0.3$) に示す。両式共、実際より若干過大(危険側)な流量係数 (C) となるが、推定精度はほぼ±5%程度に収まる。検討諸元は、ベレンスキイ式で $H/L = 0.43 \sim 1.63$ 、水公団式で $H'/L = 0.47 \sim 1.68$ (H : 越流水頭、 L : 越流頂上流幅、 H' : 下流円弧上の圧力水頭を見込んだ越流水頭)である。

(2) 回帰式の検討

先の検討の結果、岩崎式(準標準型)、ベレンスキイ修正式が、実験データに対し比較的良好な放流特性の一致を見た。岩崎式は、水平床のある形状では ξ (ξ : 越流頂下流面の膨らみ) の設定の点で難がある。そこで、ここではベレンスキイ修正式の式形を基に、放流特性も考慮した流量係数式の導出を図る。

ベレンスキイ修正式は、ベレンスキイ式と同様、越流水頭 $H \rightarrow 0$ で流量係数 $C \rightarrow 1.373$ ($= C_0$: 最小流量係数) としたため、放流特性は実験データに一致するものの全体に過少な流量係数 (C) 値となっている。ベレンスキイ式の C_0 は、越流水頭のかかなり小さいケース、すなわち実験模型上の粘性効果、もしくは広頂~長頂ゼキ的水理特性の顕著となるケースも含んで求められた実験値と見られる。これらのケースは現地ダムでは生じ得ない。

したがって以下では C_0 も含めて、今回の実験データより回帰式を導出した。

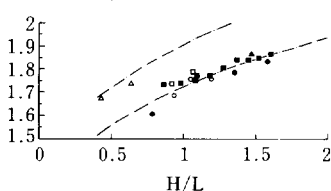
ここでは次の式形で実験データに回帰させた。なお、この際、負圧の大きい (-0.5 (mH₂O) 以下) データは除外した。

$$C = C_0 (A \cdot H/L_c + 1) / (B \cdot H/L_c + 1)$$

H : 越流水頭 (m)

- * L : 越流頂上流端点~水平床下流端の距離、
 H : 越流水頭
- * ベレンスキイ式の適用範囲は $0.4 < H/L < 4.0$

流量係数 C (m^{1/2}/sec)



S-1: $R_2=4m$ $\ell/R_2=0.09, n=0$	■
O-2: $R_2=3.5m$ $\ell/R_2=0.14, n=0.5$	●
O-1: $R_2=3m$ $\ell/R_2=0.17, n=0.5$	○
S-3: $R_2=2m$ $\ell/R_2=0.25, n=0.5$	▲
S-2: $R_2=2m$ $\ell/R_2=0.30, n=1$	□
Y-1: $R_2=2m$ $\ell/R_2=0.67, n=0$	○
ベレンスキイ式 ±5%	△

Fig. 31 円弧越流頂流量係数 実験値と推定値 (ベレンスキイ式, $H/R < 0.3$)

C_0 : $H \rightarrow 0$ での流量係数 (m^{1/2}/s)

L_c : 越流頂幅 (m) (Fig. 9 参照)

A, B : 定数

この結果、

$$C = 1.651 \cdot (0.116 \cdot H/L_c + 1) / (1 - 0.076 \cdot H/L_c) \dots \dots \dots (20)$$

記号は同上

全ての実験データを H/L_c で整理すると Fig. 33 となる。回帰式は、 H/L_c が小さい範囲 (模型上越流水深 $H_m \rightarrow 3$ (cm)) では、粘性効果が表れ始めるためか、若干、誤差が大きくなる。しかし、 $H_m \leq 4$ (cm) のデータ (形状 O-2, S-2 の H/L_c の小さい 1~2 番目のデータ) を除けば、本式の精度は $H/L_c > 0.25$ で ±3% である。全般に石井・藤本式より精度が向上している。

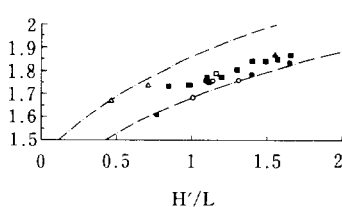
なお本式では、流量係数に関わる全ての形状要素を越流頂幅 (L_c) で代表させている。他の形状要素 (上流勾配 n , 上流円弧半径 R_1 , 水平床長 ℓ , 下流円弧半径 R_2) の影響は一切含まれていない。

しかし、上流円弧半径 (R_1) は、流量係数にほとんど影響しない²⁴⁾ とされる。また、上流勾配は 1:0 ~ 1:1 の範囲に限られており、勾配区間自体も堤体内に内挿させるため極く短く、越流頂の上流水深に比べ微々たるものである。上流水深が十分深い条件では、流量係数は上流勾配そのものより上流勾配によって変化する越流頂幅 (L_c) の影響を強く受けると考えられる。さらに、水平床長 ℓ が比較的短く、常に支配断面が下流円弧上流端付近で、狭頂ゼキ的水理特性が維持される越流流況では、水平床長・下流円弧半径比 ℓ/R_2 も流量係数にさほど影響しないと見られる。

したがって、今回の実験諸元の範囲 ($R_1 = 0.5$ (m))

- * H' : 下流円弧上の圧力補正を加えた越流水頭
 L : 越流頂上流端点~水平床下流端の距離

流量係数 C (m^{1/2}/sec)



S-1: $R_2=4m$ $\ell/R_2=0.09, n=0$	■
O-2: $R_2=3.5m$ $\ell/R_2=0.14, n=0.5$	●
O-1: $R_2=3m$ $\ell/R_2=0.17, n=0.5$	○
S-3: $R_2=2m$ $\ell/R_2=0.25, n=0.5$	▲
S-2: $R_2=2m$ $\ell/R_2=0.30, n=1$	□
Y-1: $R_2=2m$ $\ell/R_2=0.67, n=0$	○
水公団式 ±5%	△

Fig. 32 円弧越流頂流量係数 実験値と推定値 (水公団の式, $H/R < 0.3$)

*C: 流量係数(m^{1/2}/sec) H: 越流水頭 L_c: 越流頂幅

流量係数 C(m^{1/2}/sec)

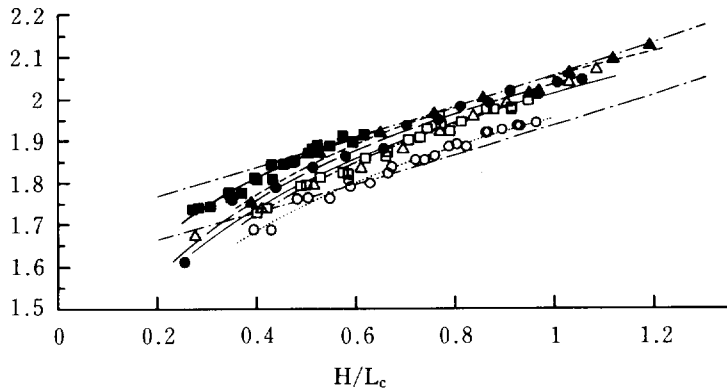


Fig. 33 円弧越流頂流量係数 実験値と推定値 (回帰式)

($H/R_1 = 1.26 \sim 6.18$), 越流頂上流勾配 (n) 1 : 0 ~ 1 : 1, 水平床長・下流円弧径比 $l/R_2 = 0.09 \sim 0.67$) では, 形状要素を越流頂幅 (L_c) で代表させても実用上問題ないと思われる。なお, 本式の適用にあたっては, 先の石井・藤本式と同様, $h_F/H \geq 0.6$ (上流勾配 1 : 1), 0.97 (1 : 0.5) (h_F : 越流頂切り欠き深, Fig. 9 参照, H : 越流水頭) に限ったほうが良い。

VI 円弧越流頂の越流水面形の検討

1 二次放物線型越流頂との越流水面形の比較

円弧越流頂(S-1形状)と二次放物線型越流頂(ST-1形状)の同一越流水頭(設計水頭)での越流水面形(径間中央)の比較をFig. 34に示す。ここで取り上げたS-1(円弧), ST-1(二次)形状は同一ダムで設計されたものである。設計水頭時の放流能力(流量係数(C))はほぼ等しく, 同等機能の越流頂形状といえる。

全面越流式洪水吐では堤頂にゲートを設けないので, クリアランス確保の点からは, 堤体上流側の水位のみが問題となる。したがって, 一事例のみの比較であるが, Fig. 34で見ると, 円弧越流頂の越流水面形は, 二次放物線型越流頂と比べて十分な低さといえる。

なお, 円弧越流頂で上流勾配の緩い形状では越流水面が下がり, クリアランスの点でさらに改善されると推測される。

他方, 円弧越流頂では, 堤頂より下流側での水面低下が小さいので, オフセット施工をする場合や堤頂ゲート

* $H = 1.502\text{m}$; $C = 1.887$ (円弧 S-1), 1.857 (二次 ST-1)
 * $n = 0$; $m = 0.83$; $L_d = 2.739\text{m}$; $H_d = 1.5\text{m}$
 * $(X, Y') = (0, 0)$: 堤体上流端点

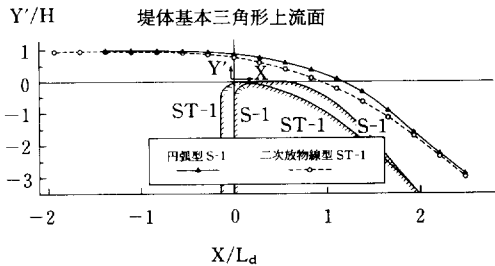


Fig. 34 他形状との越流水面形の比較 (径間中央)

* $(X, Y') = (0, 0)$: 越流頂上流端点
 * X: 下流向きを正とする座標
 Y': 鉛直上方を正とする座標

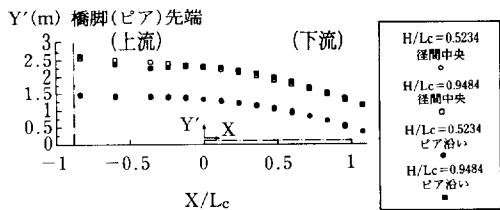


Fig. 35 円弧越流頂の越流水面 径間中央とピア沿い (Y-1; $H/L_c = 0.52 \sim 0.95$)

を付ける場合には二次放物線型越流頂より不利となる。伯し、このような設計は、全面越流式洪水吐では通常行わないので、実用上の問題はない。

2 円弧越流頂の越流水面形の推定

a 円弧越流頂の越流水面形

円弧越流頂の越流水面形の一事例をFig. 35に示す。

越流水面は、ピア先端ではピア沿い水面が高いが、それ以下では、かなりの範囲で径間中央の水面の方が高い。

b ピア付設の越流頂における越流水面形の推定

台形越流頂の越流水面形推定式(実験式)としては、藤田等により次式³⁴⁾が提案されている。

ピアがない場合の越流水面形 (YC')

$$YC' / L_c = A' / L_c + B' \cdot (X / L_c) + C' \cdot L_c \cdot (X / L_c)^2 \dots\dots(21)$$

$$A' / L_c = 0.860 (H / L_c)^{0.953} \dots\dots(22)$$

$$B' = -0.214 (H / L_c)^{0.564} \dots\dots(23)$$

$$C' \cdot L_c = -0.169 (H / L_c)^{0.444} \dots\dots(24)$$

ピア沿いの越流水面形 (YP')

$$YP' / L_c = (21)式の YC' / L_c + (+0.1 \sim -0.15) \cdot (H / L_c) \dots\dots(25)$$

- * Ye' : 越流水位(実測:ピア沿及び径間中央)
- YPu' : ピア沿い越流水位の上限值(計算値)
- (Ye'/YPu')max : 越流水面上の Ye'/YPu' の最大値

(Ye'/YPu')max

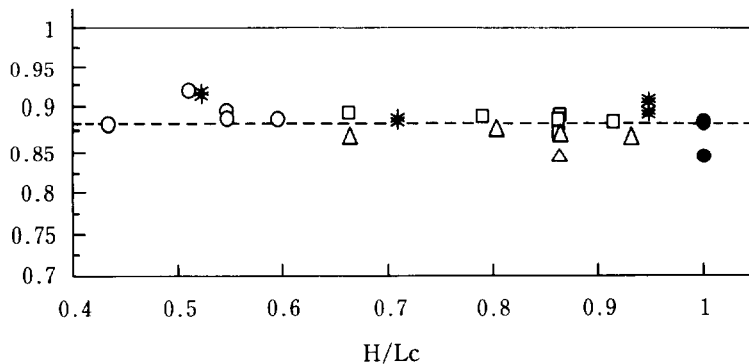


Fig. 37 円弧越流頂の越流水面形 (実測とピア沿い推定上限値の比較)

(21)~(25)式の適用条件

$$-0.5 \leq X / L_c \leq 0.7 \text{ かつ } X \leq L$$

$$0.4 \leq H / L_c \leq 1.0$$

ここで、YC' : ピアのない場合 (径間中央) の越流水位 (越流頂上流端点 (A) を原点として鉛直上向きを正とする)

YP' : ピア沿いの越流水位 (同上)

X : 越流頂上流端点 (A) を原点として水平下流方向を正とする座標

Lc : 越流頂幅 (Fig. 9 参照)

L : 越流頂上流幅 (Fig. 9 参照)

H : 越流水頭

(25)式では、ピア沿いの越流水面形 (YP') は径間中央

- * (X, Y') = (0, 0) : 越流頂上流端点
- * X : 下流向きを正とする座標
- Y' : 鉛直方向を正とする座標

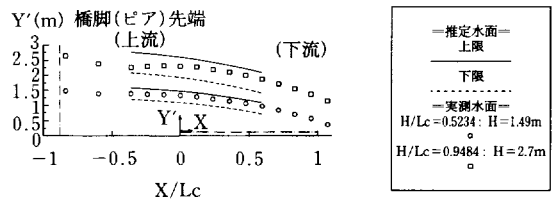


Fig. 36 円弧越流頂の越流水面形 (ピア沿いの推定 (Y-1: H/Lc=0.52~0.95))

- S-1 ○
- S-2 △
- S-3 □
- O-2 ●
- Y-1 *
- 全体の平均値 (0.881) -----

の水面 (2)式の YC' から $(+0.1 \sim -0.15) \times H$ (H :越流水頭)の範囲に包絡される。これを $Y-1$ 形状に適用すると Fig. 36 となる。(2)式は円弧越流頂に十分、適用可能である。

そこで全ての実測の越流水面データ (ピア沿い及び径間中央, Ye') と(2)式 (ピア沿い) の推定水面の上限 (YP_u') を比較整理したのが Fig. 37 である。

(2)式により、円弧越流頂のピア沿い、径間中央の越流水面形は、その形状 (越流頂幅 L_c)、越流水頭 (H) に関わらず、ほぼ 1 割増し程度の余裕で推測出来ることが分かる。

(2)式は、ピア先端 (半円形状) を堤体上流面に一致させたケースも含んだ実験式である。今回のようにピア先端が先鋭端形状で、かつピアが張り出した条件では十分な余裕をもつことが分かる。

以上から円弧越流頂でピア付設の場合、その越流水面

- * $(X, Y') = (0, 0)$: 越流頂上流端点
- * X : 下流向きを正とする座標
- Y' : 鉛直上方を正とする座標

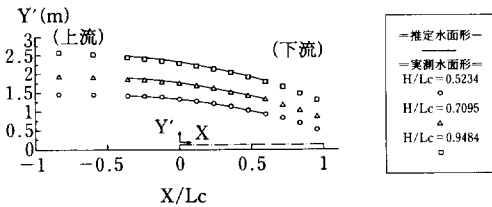


Fig. 38 円弧越流頂の越流水面形 (径間中央) の推定 ($Y-1$; $H/L_c = 0.52 \sim 0.95$)

- * Ye' : 越流水位 (実測、径間中央)
- YC' : ピア無しでの越流水位 (計算値)
- (Ye'/YC') max: 越流水面上の Ye'/YC' の最大値
- (Ye'/YC') max

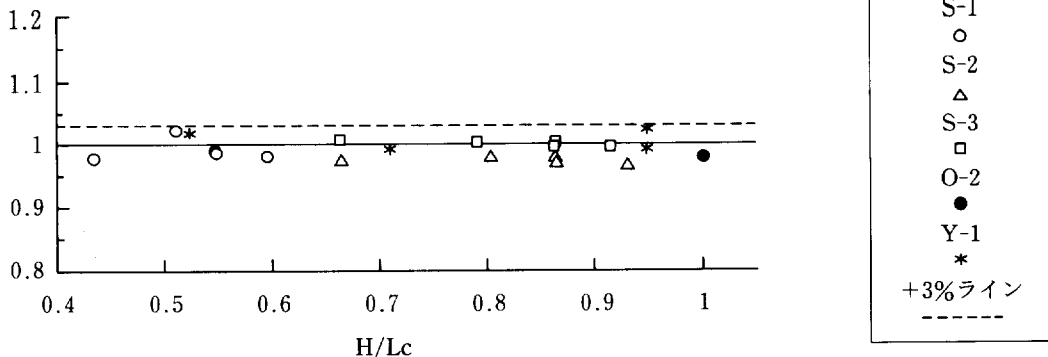


Fig. 39 円弧越流頂の越流水面形 (径間中央の実測値とピア無しでの推定値の比較)

形は、(2)式の上限值を用いることにより十分安全側 (現地の越流水面形より高め) かつ高すぎない程度で推定可能といえる。

なお、ここでの検討諸元は、 $H/L_c = 0.44 \sim 1.0$ (H :越流水頭, L_c :越流頂幅, Fig. 9 参照), 上流勾配 (n) 1:0 ~ 1:1, $B_p/H = 0.52 \sim 2.50$ (B_p :ピア幅), $l_p/H > 0.68$ (l_p :堤体上流面からのピア張り出し長) である。

c ピア無し (径間中央) での越流水面形の推定

先と同様に、(2)式 (ピア無しでの越流水面形推定式) を径間中央の水面形に適用すると Fig. 38, 39 となる。

(2)式により、円弧越流頂の径間中央の水面形は、その形状 (越流頂幅 L_c)、越流水頭 (H) に関わらず、ほぼ正確に推定しうることが分かる。

したがって、円弧越流頂でピア無しの場合、その越流水面形は(2)式により十分、推測可能と思われる。その際の誤差は、最も危険側、つまり現地の越流水面形より低めに推定したとしても少数%程度である。

なおここでの検討諸元は前節 b と同様である。

VII 円弧越流頂の表面圧力

1 ピアによる表面圧力への影響

円弧越流頂各形状の表面圧力分布を Fig. 40~44 に示す。形状 S-1 ~ 3 — 各形状共、同一越流水頭 (H) では、ピア有無に関わらず、圧力分布、圧力の大きさが変わらない。S-1 ~ 3 形状ではピアによる表面圧力への影響は見られない。

形状 O-2 — O-2 は、S-1 ~ 3 と比べ、今回の実験での越流水頭のほぼ中央値である、設計水頭

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
 e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭
 (Fig. 9 参照)
 * 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

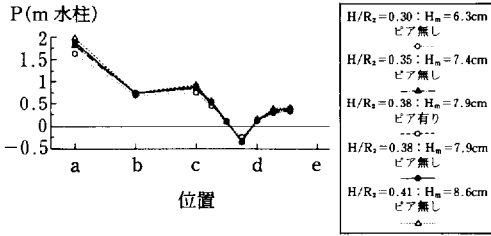


Fig. 40 円弧越流頂上の圧力分布 (S-1: 径間中央)

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
 e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭
 (Fig. 9 参照)
 * 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

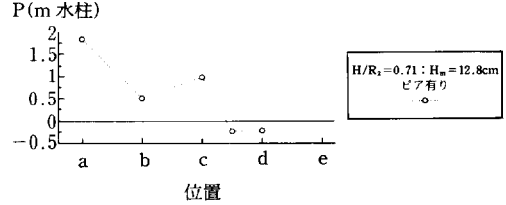


Fig. 43 円弧越流頂上の圧力分布 (O-2: 径間中央)

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
 e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭
 (Fig. 9 参照)
 * 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

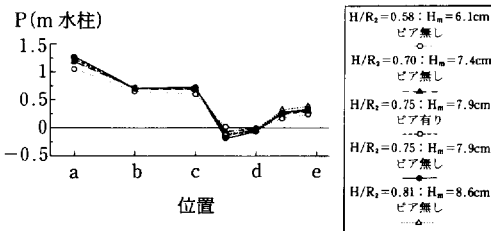


Fig. 41 円弧越流頂上の圧力分布 (S-2: 径間中央)

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
 e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭
 (Fig. 9 参照)
 * 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

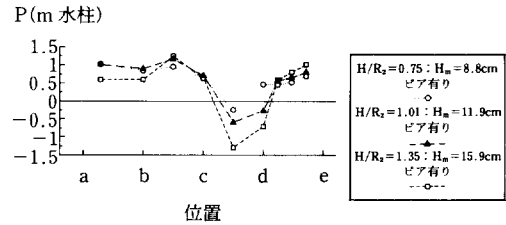


Fig. 44 円弧越流頂上の圧力分布 (Y-1, 径間13.6m: 径間中央)

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
 e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭
 (Fig. 9 参照)
 * 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

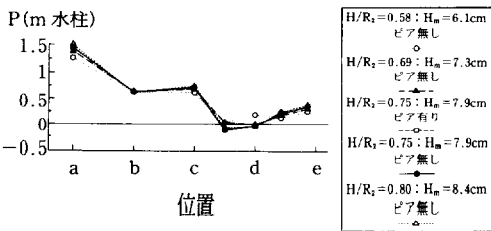


Fig. 42 円弧越流頂上の圧力分布 (S-3: 径間中央)

Table 7 円弧越流頂検形形状の諸元一覧

	Sダム			Oダム	Yダム
	S-1	S-2	S-3	O-2	Y-1
H_d	1.5			2.5	2.7
ℓ_p/H_d	1.67			0.75	0.93
B/H_d	10.0			6.2	5.0
B_p/H_d	1.07			0.64	0.59
$(B-B_p)/B$	0.893			0.897	0.882
ℓ/R_2	0.090	0.297	0.246	0.143	0.666
H_d/R_2	0.375	0.750	0.750	0.714	1.35
ℓ/R_1	0.722	1.186	0.982	1.000	2.662
H_d/R_1	3.0	3.0	3.0	5.0	5.4
ℓ/H_d	0.241	0.395	0.327	0.2	0.493
L/H_d	0.574	0.533	0.533	0.324	0.678

H_d : 設計水頭 (m) ℓ_p : ピア張り出し長 B: 径間幅 (実験水路幅) B_p : Bのうちピア幅 ℓ : 水平床長 R_1 : 上流円弧径 R_2 : 下流円弧径 L: 越流頂上流端点~水平床下流端までの水平長

注) 各形状での計測越流水頭 (H) は, 設計水頭 (H_d) (計測越流水頭設定の基準) に代表させている。

(H_d) に対してピア張り出し長 (l_p) が短い (Table 7 参照)。同様に径間幅 (B) も狭い。しかし、設計水頭 (H_d) に比しピア幅 (B_p) は細く、絞り ($= (B - B_p) / B$) もやや緩い。また、下流円弧上の圧力も、後述するように、ピア無しでの既往回帰線に良く一致している (Fig. 49 参照)。したがって O-2 についてもピアの影響は無視しようとする。

形状 Y-1 — Y-1 は、S-1~3 と比べて、設計水頭 (H_d) に対するピア張り出し長 (l_p) が短く、径間幅 (B) も狭い (Table 7 参照)。また、絞り ($= (B - B_p) / B$) もややきつい。設計水頭 (H_d) に対するピア幅 (B_p) は、O-2 より小さいもののピアの影響が若干生じる可能性がある。

Y-1 形状については若干、ピアの影響の懸念があるが、表面圧力の計測線は、ピア付設のものも含め、どの形状についても径間中央である。したがって、ここでの表面圧力データについては、総じてピアの影響は無視しようと思われる。

2 円弧越流頂の表面圧力分布

a 表面圧力分布の比較

今回の実験諸元では、圧力分布は越流水頭によらず殆ど変わらない (Fig. 40~44 参照)。

Fig. 45 は各形状の設計水頭 (H_d) 時の圧力分布を束ねたものである。Fig. 45 より越流水頭のみならず、越流頂形状によっても圧力分布が変わらないことが分かる。すなわち、円弧越流頂の圧力分布は、上流円弧中央~下流端 (b 点) にかけて圧力が低下し、水平床 (b~c 点) でやや上昇、下流円弧 (c~d 点) 上で再び低下し、下流円弧終端 (d 点) から回復するパターンとなっている。

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭 (Fig. 9 参照)
* 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

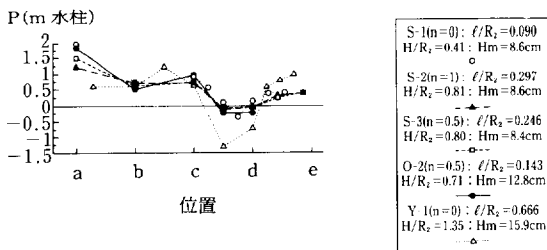


Fig. 45 円弧越流頂上の圧力分布の比較 (径間中央)

上流円弧中央~終端 (b 点), 下流円弧中央~終端 (d 点) で圧力低下が著しい。この 2 カ所で水脈剝離や過大負圧が生じ易い。

b 他形状との比較

ハロルド標準型越流頂は設計水頭 (H_d) 時のナップ下縁に合致させた形状である。設計水頭 (H_d) 以上では越流面に負圧が発生し始めるもののそれ以下では常に正圧が保たれる。一方、二次放物線型越流頂は越流頂下流曲線をハロルド標準型より膨らませた形状である。越流面の曲率のきつくなる、下流曲面中間以下で若干の負圧を生じることもあるが、それより上流ではハロルド標準型より高い圧力が保たれる。

以上の既存越流頂形状に対し、円弧越流頂では、かなり低い越流水頭から下流円弧 (c~d 点) 上に負圧が発生している (Fig. 40~44 参照)。負圧の大きさは、Y-1 形状で -1.5 (mH₂O)、他形状では -0.5 (mH₂O) 程度である。但し、いずれも設計基準の許容限界 -3 (mH₂O) に対しては十分な余裕がある³²⁾。

c 上流勾配の表面圧力分布への影響

Fig. 46 は、S-1~3 形状でほぼ同一越流水頭のデータを束ねたものである。形状 S-1~3 では、越流頂上流勾配が $1:0 \sim 1:1$ と異なるにも関わらず、圧力分布、圧力値はほぼ一致している。上流勾配の緩い形状では、上流円弧始端で圧力は低下するが水脈剝離を生じるほどではない。上流勾配は、 $1:0 \sim 1:1$ の範囲では、表面圧力にほとんど影響しないと言える。したがって、表面圧力に関する限り、既往の台形越流頂の研究結果が円弧越流頂 (上流勾配 $1:0 \sim 1:1$) に適用可能と考えられる。

注記) 上流勾配の緩勾配化に伴い越流頂切り欠き深 (h_f ,

* a, b: 上流円弧始・終端 c, d: 下流円弧始・終端
e: d から距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭 (Fig. 9 参照)
* 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

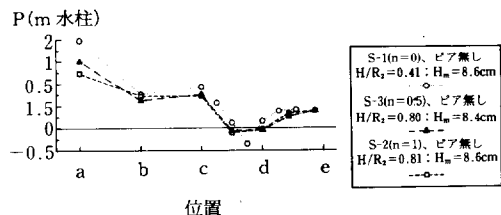


Fig. 46 円弧越流頂上の圧力分布 (S-1~3: 径間中央)

Fig. 9参照)が浅くなった場合、堤体上流面とのすり付け点(隅角部)で負圧が発生する危険がある。今回の検討では1:0.5で $h_F/H \geq 0.97$, 1:1で $h_F/H \geq 0.6$ で、特に問題がなかった。したがって、これ以上の越流頂切り欠き深(h_F)とすれば安全といえる。

3 上流円弧上の圧力について

台形越流頂の既報文²⁾では、上流勾配 $n = 1 : 0$ の場合、 $L/H \geq 0.28$ (L :越流頂上流幅, Fig. 9参照, H :越流水頭)で上流円弧上に負圧が発生しない実験結果が報告されている。この $L/H = 0.28$ はハロルド標準型越流頂(上流勾配1:0)における L と“設計水頭 H_d ”の比に等しい。標準型越流頂では上流勾配 $n = 1 : 0 \sim 1 : 1$ でこの値が $0.28 \sim 0.119^{35)}$ となる。

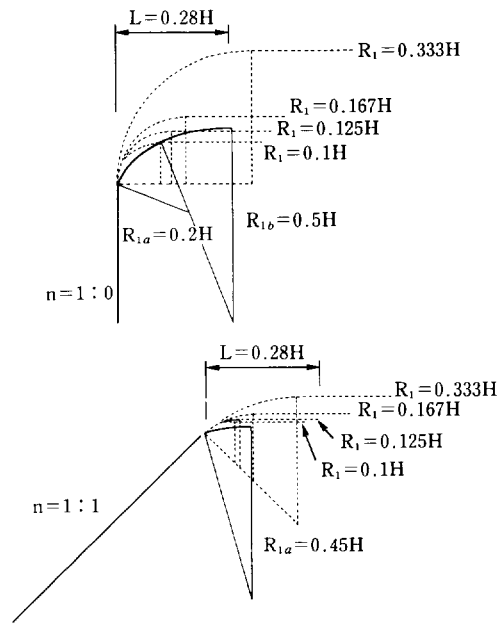
全面越流式の洪水吐では、設計水頭 H_d は通常、3(m)以下で計画されるので、先の $L/H \geq 0.28$ の条件から、円弧越流頂の上流円弧上で負圧を発生させないためには、設計水頭 H_d を3(m)としても $L \geq 0.84$ (m)で十分といえる(上流円弧径 $R_1 = 0.5$ (m)として上流勾配1:0で水平床長 $l \geq 0.34$ (m))。さらに設計水頭 $H_d \leq 1.8$ (m)では、同様にして、負圧防止に必要な L は0.5(m)以下となる。

したがって既報文に従えば、全面越流式洪水吐(設計水頭 $H_d \leq 3$ (m))で上流勾配1:0の場合、上流円弧径 $R_1 = 0.5$ (m)程度で上流円弧上の過大負圧を防げることになる。事実、 $R_1 = 0.5$ (m)で固定した今回の実験結果(Fig. 40~44)でも上流円弧上に負圧は見られなかった。

なお、上流円弧径 $R_1 = 0.5$ (m)の円弧越流頂と標準型越流頂(放流水脈下縁形状と同一)の上流曲線を比較するとFig. 47となる。越流水頭 $H \leq 3$ (m)では、前者は後者より全体に張り出していることがわかる。このことから $R_1 = 0.5$ (m)とした円弧越流頂では、上流円弧上に負圧が発生しにくいことがわかる。

ただし、上流勾配 $n = 1 : 0$ では円弧越流頂の上流円弧中央より下流の曲線は、ハロルド標準型の上流曲線より水平に近くなる。 $R_1 = 0.5$ mの円弧越流頂であっても、 L の長さが不足すると上流円弧下流端付近で若干の水脈剥離(負圧)を生じる懸念がある。一方、 $n = 1 : 1$ では、1:0より全体的に水脈剥離は起きにくいと見られる。上流勾配の付いた形状は、上流勾配のない形状($n = 1 : 0$)より上流円弧上の負圧に対し安全性が高いと言える。

参考までに、上流円弧 R_1 を0.5(m)とした場合に $L/$



点線：円弧越流頂上流曲線
実線：ハロルド標準型越流頂上流曲線(水頭Hの越流水脈下縁形状と一致)

上流円弧径 R_1	0.5mで固定			
越流水頭 H	1.5m	3m	4m	5m
R_1/H	0.333	0.167	0.125	0.1

Fig. 47 円弧越流頂とハロルド標準型越流頂の上流曲線の比較

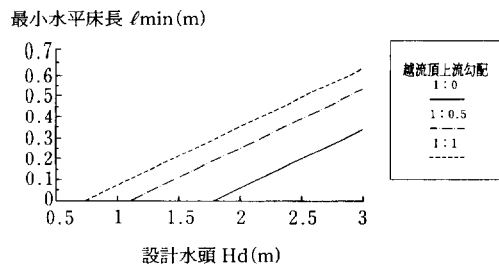


Fig. 48 上流円弧上の負圧防止からの水平床長の最小値
 $l_{min} \sim H_d$ (上流円弧径 $R_1 = 0.5$ m)

$H_d \geq 0.28$ とするための水平床長 l の最小値 (l_{min}) を図示するとFig. 48となる。上流円弧上で負圧を生じさせぬためには水平床長 l はこれ以上とすることが望ましい。但し上流勾配が緩い場合は、標準型越流頂で $L/H_d < 0.28$ となるので、 l_{min} はFig. 48中の値より若干短くしても問題ない。

4 下流円弧上の圧力について

a 下流円弧上の圧力に影響する因子

台形越流頂では、下流円弧中央部の圧力は H/R_2 (H : 越流水頭, R_2 : 下流円弧径) に大きく影響されることが報告されている²⁾。Fig. 49は、今回の円弧越流頂のデータを既報告と比較したものである。

これより、今回のデータも既往回帰線に良く一致してることが分かる。上流に勾配が付いた円弧越流頂でも、

* $(P_d)_c$: 下流円弧中央の圧力(径間中央)
 R_2 : 下流円弧径 H : 越流水頭 n : 越流頂上流勾配

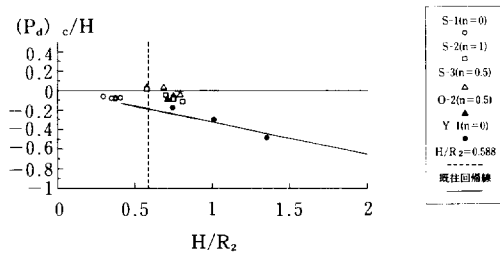


Fig. 49 円弧越流頂の下流円弧上の圧力 $H/R_2 \sim (P_d)_c/H$

H/R_2 が下流円弧上圧力に支配的と言える。

なお、実用上、問題となるのは下流円弧中央部の圧力ではなく下流円弧上に発生する最低圧力である。Fig. 49を下流円弧上の最低圧力 ($(P_d)_{min}$) について整理し直すとFig. 50となる。この場合も既往回帰線にほぼ一致する。これは、円弧越流頂では円弧中央から下流にかけて越流水脈が剥離すると見られ、最低圧力の発生位置もこの付近になるためである (Fig. 40~44参照)。

次に下流円弧上の最低圧力 ($(P_d)_{min}$) と l/H , L/H (l : 水平床長, L : 越流頂上流幅, Fig. 9参照, H : 越流水頭) との関係を図示するとFig. 51, 52となる。

Fig. 51, 52中に特定の傾向は認められない。 l/H , L/H 共に、下流円弧上最低圧力 ($(P_d)_{min}$) にほとんど影響しないと見える。

b 下流円弧上の過大負圧防止の条件

負圧は、水脈の剥離に伴う現象である。したがって、厳密には模型表面の粗度等が影響すると考えられ、模型実寸の差が負圧の値に反映する可能性がある。

Fig. 53は、下流円弧上圧力の支配因子である、 H/R_2 (H : 越流水頭, R_2 : 下流円弧径) を一致させたデータである。この図から、今回の実験模型レベルでは模型上越流水頭 (H_m) の差異による負圧への影響はほとんど見られない。

また、模型実寸がある程度影響するとしても、今回の実験では模型スケールが $1/17 \sim 1/20$ と比較的大きく、模型と現地との負圧の差はそれほど大きくないと思われる。

* $(P_d)_{min}$: 下流円弧上の圧力の最低値(径間中央)
 R_2 : 下流円弧径 H : 越流水頭 n : 越流頂上流勾配
 * グラフ内数値は模型越流水頭 (cm)

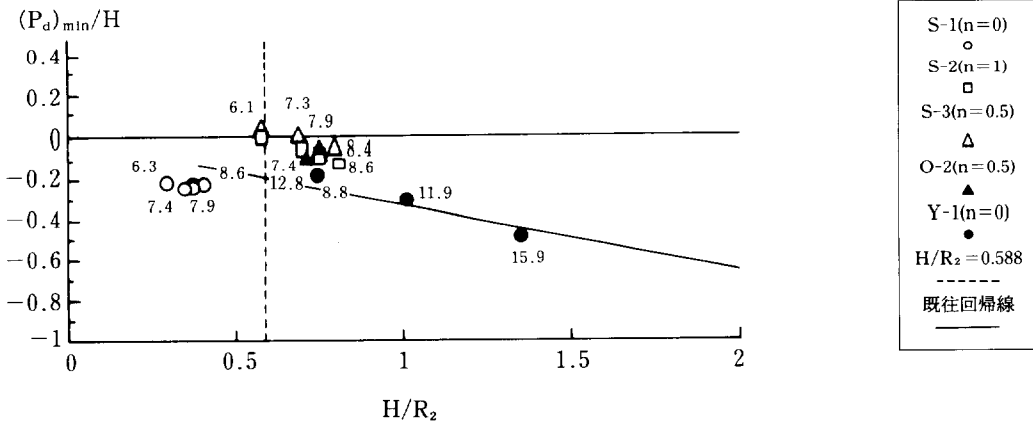


Fig. 50 円弧越流頂の下流円弧上の圧力 $H/R_2 \sim (P_d)_{min}/H$

* $(P_d)_{min}$: 下流円弧上の圧力の最低値(径間中央)
 ℓ : 水平床長 H : 越流水頭 R_2 : 下流円弧径

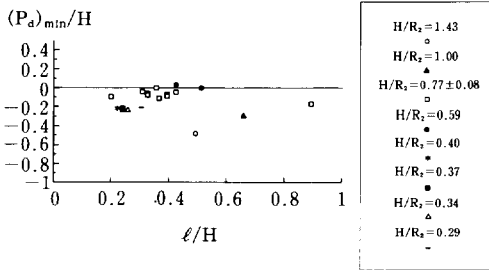


Fig. 51 円弧越流頂の下流円弧上の圧力 $\ell/H \sim (P_d)_{min}/H$

* $(P_d)_{min}$: 下流円弧上の圧力の最低値(径間中央)
 L : 越流頂上流端点から下流円弧始端までの水平距離
 H : 越流水頭 R_2 : 下流円弧径

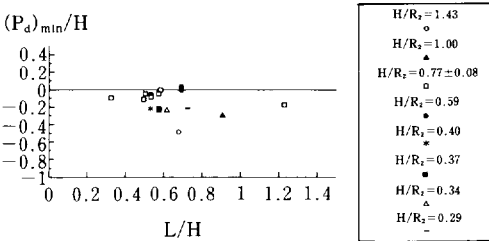


Fig. 52 円弧越流頂の下流円弧上の圧力 $L/H \sim (P_d)_{min}/H$

る。さらに全面越流式洪水吐では、設計水頭 $H_d = 1 \sim 2$ (m) の低水頭越流頂がほとんどである。このため、負圧は、現地規模でもさほど大きくならないと見られる。

以上より Fig. 50から最低圧力 $(P_d)_{min} \geq -1.0$ (mH₂O)となること、つまり $(P_d)_{min}/H \geq -0.33 (H \geq 3(m))$ を目安とすれば、 $H/R_2 \leq 1.0$ で過大負圧を十分防止しうると思われる。既報文²⁾では下流円弧上の負圧非発生条件を $R_2/H \geq 1.7 (H/R_2 \leq 0.588)$ としているので、 $R_2/H \geq (1.0 \sim 1.7)$ が下流円弧上の過大負圧防止の目安となる。

注記) 設計での負圧の許容限界は -3 (mH₂O)³²⁾ である。但し、この値はキャビテーション発生限界に対しかなり余裕を持たせたものである。

VIII 円弧越流頂の施工性、構造安定性

1 円弧越流頂の施工性、構造安定性について

越流頂部は流量係数を大きく、かつ過大負圧を生じぬようにできるだけ滑らかな施工が要求される。また、耐

* a, b: 上流円弧始、終端 c, d: 下流円弧始、終端
 e: dから距離 L_c の位置 H_m : 模型上越流水頭 (Fig. 9 参照)

* 位置は全て水平距離、各地点間の位置は比例配分

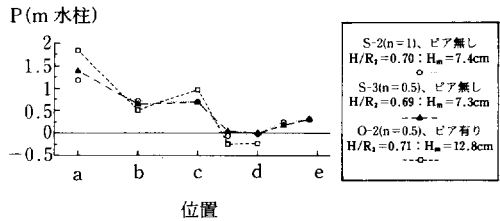


Fig. 53 円弧越流頂の圧力分布 (H/R_2 固定: 径間中央)

摩耗性の強いコンクリートが要求される。反面、越流頂部付近は幅も狭く、勾配も緩やかとなって型枠設置が困難である上、耐摩耗コンクリートは施工性が劣る難点がある。したがって越流頂付近は総じて施工効率が悪くなる。全面越流式洪水吐のような越流頂の長大な型式では、この施工性の悪化が殊に顕著となる。

越流頂の施工は通常、i) 定規をあててコテ仕上げとする、ii) 越流頂形状に合わせたパタ材を固定し、その下にメタルフォームをコンクリート打設に応じてはめ込んでいく、の2つの方法で成される⁶⁾。このことから施工性の改善には越流頂下流曲面施工高 (ZR , Fig. 9 参照)、越流頂下流曲面長 (ℓR_2)、の縮少が重要となる。また、円弧越流頂のような水平床のある形状では、水平床長 (ℓ) が長い方が施工上有利となる。

一方、構造安定の点からは、ミドルサードの条件より越流部があまりやせた形状となるのは好ましくない。したがって、円弧越流頂のような堤体上流面より引き込んだ形状では、越流頂ボリューム、すなわち越流頂横断面積 (S_c) をできるだけ確保することが重要となる。

以上のことからここでは円弧越流頂について $\ell R_2 / H_d$, ZR / H_d , ℓ_c / H_d , S_c / S (H_d : 設計水頭, ℓ_c : 越流頂引き込み長, Fig. 9参照, S : 堤体基本三角形の横断面積) と設計流量係数 (C_d : 設計水頭 H_d における流量係数) の関係を整理した。その結果を Fig. 54~58 に示す。

図中、堤体下流勾配 m は $0.75 \sim 0.85$ とほぼ一定なので $m = 0.8$ で代表させた。また、Fig. 54, 55中の L / H_d (L : 越流頂上流幅, Fig. 9参照) は上流円弧上の負圧防止条件より $L / H_d \geq 0.28$ とした。Fig. 56~58中の h / H_d (h : 堤体基本三角形頂点と越流頂頂点の標高差, Fig. 9参照) は、全面越流式洪水吐では $H_d = 0.5 \sim 3$ (m), $h = H_d + (1 \sim 2)$ (m)¹⁴⁾ から $1.33 \sim 5$ 程度とした。現

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 ℓR_2 ：下流円弧の曲面長
 L ：越流頂上流端～水平床末端の距離

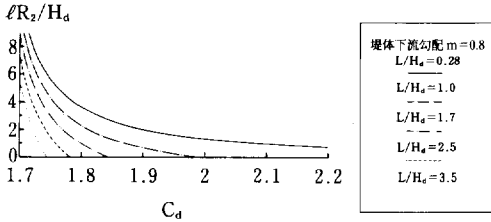


Fig. 54 円弧越流頂の施工性 $C_d \sim \ell R_2/H_d$

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 ZR ：下流円弧施工高(鉛直方向)
 L ：越流頂上流端～水平床末端の距離

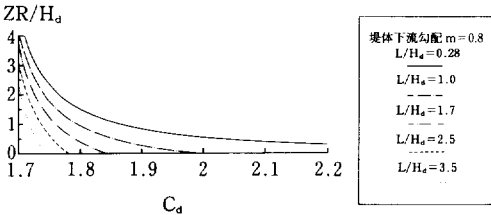


Fig. 55 円弧越流頂の施工性 $C_d \sim ZR/H_d$

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 h ：堤頂と越流頂との標高差 m ：堤体下流勾配
 ℓ_c ：越流頂上流端の位置(オフセットで負の値)

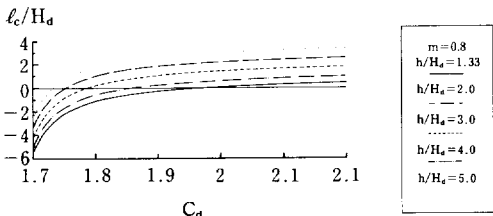


Fig. 56 円弧越流頂の施工性 $C_d \sim \ell_c/H_d$

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 h ：堤頂と越流頂との標高差 m ：堤体下流勾配
 L ：越流頂上流端～水平床末端の距離 n ：上流勾配
 S_c ：越流頂から $8 \cdot H_d$ の深さまでの越流頂横断面積(堤軸直交断面)
 S ：越流頂から同上的堤体基本三角形横断面積(堤軸直交断面)

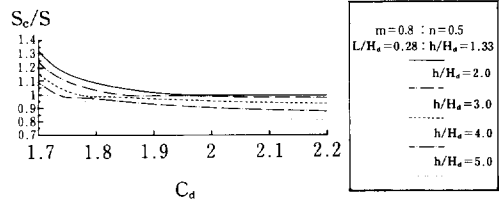


Fig. 57 円弧越流頂の安定性 $C_d \sim S_c/S$

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 h ：堤頂と越流頂との標高差 m ：堤体下流勾配
 L ：越流頂上流端～水平床末端の距離 n ：上流勾配
 S_c ：越流頂から $8 \cdot H_d$ の深さまでの越流頂横断面積(堤軸直交断面)
 S ：越流頂から同上的堤体基本三角形横断面積(堤軸直交断面)

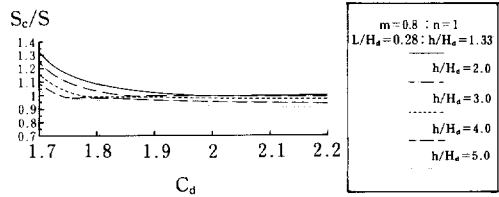


Fig. 58 円弧越流頂の安定性 $C_d \sim S_c/S$

地では大体1.5～2.5になる。 S_c/S は L/H_d によりほとんど変化しないのでFig. 57～58では S_c/S が最小となる $L/H_d = 0.28$ に固定した。

これらの図より設計条件 H_d , C_d に対応する ℓR_2 , ZR , ℓ_c , S_c/S が分かる。

Fig. 54～55から円弧越流頂では C_d の大きい横断形状、即ち越流頂長 B の短い設計とする程、下流曲面長 ℓR_2 、下流曲面施工高 ZR も大きく縮小されることが分かる。この点から円弧越流頂は施工上、有利な形状といえる。但し、 C_d を余り大きくすると越流頂引き込み長 ℓ_c が増

大 (Fig. 56) し、越流頂が相対的にやせた形状となって、施工性が悪化する。両者のバランスをとることが設計上重要である。

一方、Fig. 57～58より C_d の増加に対し、越流頂面積比 S_c/S は減少する。構造安定性の点では円弧越流頂は好ましくない傾向を示す。但し、 S_c/S はほとんど0.9以上であり、實際上、問題とならないと思われる。

なお、Fig. 54～58の元式は次のとおり。図中のグラフは、回帰式(20式)を基にしているのでその誤差 ($H_d/L_c \geq 0.25$ で $\pm 3\%$) が含まれている事を付記する。

$$C_d = f(H_d/L_c) \text{ (回帰式, (20式))}$$

$$L/H_d = L_c/H_d - \{ (1+m^2)^{1/2} - m \} \cdot (R_2/H_d) \dots \dots \dots (20)$$

$$\ell R_2/H_d = 2 (R_2/H_d) \cdot \tan^{-1} \{ (1+m^2)^{1/2} - m \}$$

$$\dots\dots\dots(27)$$

$$Z R/H_d = \{1 - m/(1 + m^2)^{0.5}\} \times (R_2/H_d) \dots\dots\dots(28)$$

($L_c < h \cdot m \sim$ 越流頂引き込み形状で)

$$S_c/S = 1 - (A_s + C_s) \dots\dots\dots(29)$$

$$A_s = \frac{m^2 \cdot (h/H_d)^2 - 2m(h/H_d)(L_c/H_d) + (L_c/H_d)^2}{n \cdot m \cdot (t/H_d) \{2(h/H_d) + (t/H_d)\}} \dots\dots\dots(30)$$

$$C_s = (R_2/H_d)^2 \times \frac{(1 + m^2)^{0.5} - m - \tan^{-1} \{ (1 + m^2)^{0.5} - m \}}{0.5m(t/H_d) \{2(h/H_d) + (t/H_d)\}} \dots\dots\dots(31)$$

($L_c \geq h \cdot m \sim$ 越流頂オフセットで)

$$S_c/S = (A_1 + A_2 + A_3 - A_4)/A_5 \dots\dots\dots(32)$$

$$A_1 = (L/H_d)(t'/H_d) \dots\dots\dots(33)$$

$$A_2 = \{ (t/H_d) - (t'/H_d) \} \cdot \{ (L/H_d) - (\ell_c/H_d) \} \dots\dots\dots(34)$$

$$A_3 = 0.5m(t/H_d)^2 + (t/H_d) \cdot (R_2/H_d) \{ (1 + m^2)^{0.5} - m \} \dots\dots\dots(35)$$

$$A_4 = (R_2/H_d)^2 \times [(1 + m^2)^{0.5} - m - \tan^{-1} \{ (1 + m^2)^{0.5} - m \}] \dots\dots\dots(36)$$

$$A_5 = 0.5m(t/H_d) \{ 2(h/H_d) + (t/H_d) \} \dots\dots\dots(37)$$

$$\ell_c/H_d = m \cdot (h/H_d) - (L_c/H_d) \dots\dots\dots(38)$$

上式中、

t : 越流頂から越流曲面下端までの標高差。ここでは全て $8 \cdot H_d$ (H_d : 設計水頭) で固定。

t' : 越流頂頂点からオフセット下端までの標高差。ここでは全て $3 \cdot H_d$ で固定。

その他の記号はFig. 9を参照

2 二次放物線型越流頂と円弧流頂の施工性、構造安定性の比較

現在、重力式コンクリートダムの洪水吐越流頂として二次放物線型越流頂が多用されている。

そこで、二次放物線型越流頂と円弧越流頂の施工性、構造安定性を比較した。なお、二次放物線型越流頂の流量係数式としては岩崎式(標準型)と石井・藤本式があるが、岩崎式は $\xi \rightarrow 0$ (ξ : 越流頂下流面の膨らみ, Fig. 20参照), すなわち堤頂が水平床化してもその水平床長に拘らず $C_d > 1.971$ となる矛盾があること、 $C_d \approx 2.0 \sim 2.18$ と標準型越流頂の C_d の上限 (=2.2) に近い、極く狭い領域で抽出された実験式であること²⁷⁾、したがってFig. 59に示すようにそこからはずれる形状では誤差が大きいこと、同様にFig. 59から設計水頭 (H_d) 付

近では石井・藤本式の精度が高いこと、などからここでは石井・藤本式を基に二次放物線型越流頂の下流曲面長 (ℓR_2), 下流曲面施工高 (ZR), 越流頂面積比 (S_c/S) を求めた。

検討結果をFig. 60~63に示す。円弧越流頂は、同一設計条件 (H_d, C_d) のもとで下流曲面長 (ℓR_2), 下流曲

H: 越流水頭 H_d : 設計水頭 C: 流量係数 ($m^{1/2}/sec$)

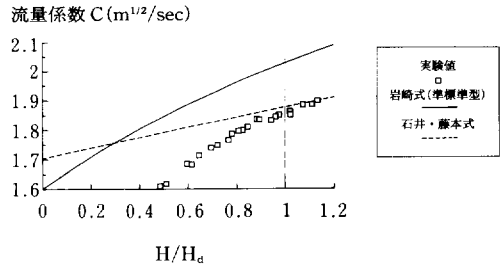


Fig. 59 二次放物線型越流頂 (形状ST-1) の流量係数

C_d : 設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d : 設計水頭
 ℓR_2 : 下流円弧の曲面長
 L : 越流頂上流端~水平床末端の距離
 $* (\ell R_2/H_d)_r = (\text{円弧型 } \ell R_2/H_d) / (\text{二次放物線型 } \ell R_2/H_d)$

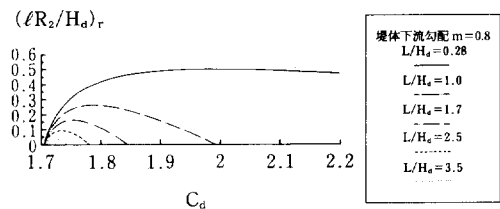


Fig. 60 円弧型と二次放物線型の施工性比較 $C_d \sim (\ell R_2/H_d)_r$

C_d : 設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d : 設計水頭
 ZR : 下流曲面施工高 (鉛直方向)
 L : 越流頂上流端~水平床末端の距離
 $* (ZR/H_d)_r = (\text{円弧型 } ZR/H_d) / (\text{二次放物線型 } ZR/H_d)$

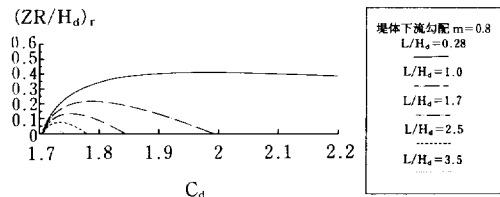


Fig. 61 円弧型と二次放物線型の施工性比較 $C_d \sim (ZR/H_d)_r$

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 h ：堤頂と越流頂の標高差 m ：堤体下流勾配
 L ：越流頂上流端～水平床末端の距離 n ：上流勾配
 * $(S_c/S)_r$ ：(円弧型)/(二次放物線型)の S_c/S の比

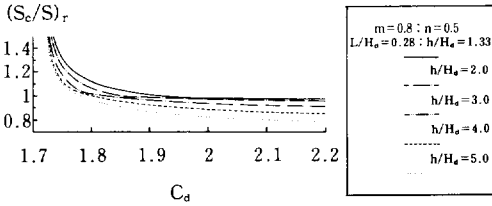


Fig. 62 円弧型と二次放物線型の安定性比較 $C_d \sim (S_c/S)_r$

C_d ：設計水頭時の流量係数 ($m^{1/2}/sec$) H_d ：設計水頭
 h ：堤頂と越流頂の標高差 m ：堤体下流勾配
 L ：越流頂上流端～水平床末端の距離 n ：上流勾配
 * $(S_c/S)_r$ ：(円弧型)/(二次放物線型)の S_c/S の比

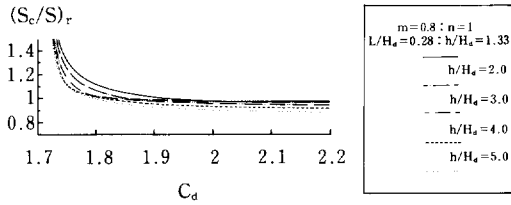


Fig. 63 円弧型と二次放物線型の安定性比較 $C_d \sim (S_c/S)_r$

面施工高 (ZR) 共、全般に二次放物線型越流頂の 4 割以下となり施工性が著しく改善されることが分かる。一方、面積比 (S_c/S) は、 h/H_d の過大なケースを除けば、最低で二次放物線型越流頂の 9 割程度で、實際上、ほとんど問題とならない。

なお、Fig. 60～63 中、二次放物線型越流頂の ℓR_2 、 ZR 、 S_c/S は次式より求めた。

$$C_d = f(H/R), R = 2m^2 \cdot h \text{ (石井・藤本式, (15)式)}$$

$$ZR = h \text{(39)}$$

$$\ell R_2 = h \cdot \left\{ (1+m^2)^{0.5} + m^2 \cdot \ln \frac{1+(1+m^2)^{0.5}}{m} \right\} \text{(40)}$$

$$S_c/S = A_u/A_D \text{(41)}$$

$$A_u = 0.669 + 0.282(t' - 0.5) + 0.5m \times \{ (3h/H_d) + (t/H_d) \} \cdot (t/H_d - h/H_d) - (4/3) \cdot m \cdot (h/H_d)^2$$

$$\text{.....(42)}$$

$$A_D = 0.5m \cdot (t/H_d) \cdot \{ 2(h/H_d) + t/H_d \} \text{(43)}$$

IX 円弧越流頂と二次放物線型越流頂の比較

前節までに記したように円弧越流頂の放流特性は回帰式 (20) 式で十分、推定可能である。また、上下流円弧部の過大負圧は、それぞれ $L/H \geq 0.28$, $R_2/H \geq (1.0 \sim 1.7)$ (L ：越流頂上流幅, Fig. 9 参照, H ：越流水頭, R_2 ：下流円弧径) の条件を満たすことで防止できる。

これらのことから、円弧越流頂において過大負圧が生じない形状諸元の範囲内で、円弧越流頂と従来、重力式コンクリートダムで多用されてきた二次放物線型越流頂の放流能力を比較すると Fig. 64 となる。

Fig. 64 は、各々の越流頂について、 H_d/h と C_d (H_d ：設計水頭, h ：堤体基本三角形頂点と越流頂頂点の標高差, Fig. 9 参照, C_d ：設計水頭 H_d での流量係数) の関係を示している。図中、堤体下流勾配 m は構造上 0.75～0.85 とほぼ一定になるので 0.80 で固定した。

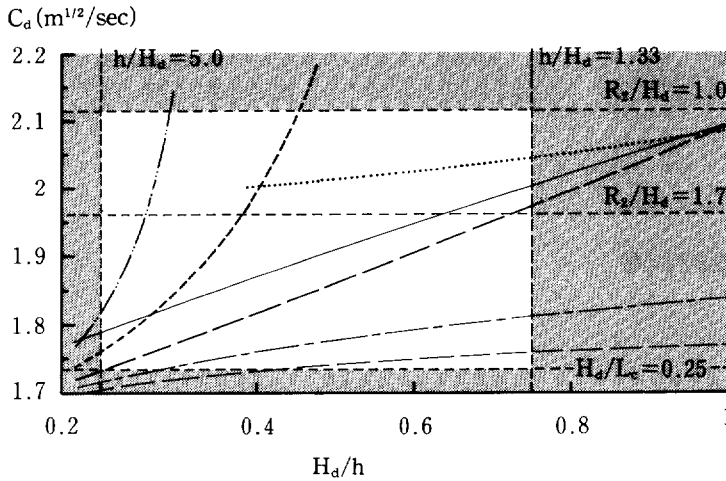
H_d/h と堤体下流勾配 m は、構造設計より定まる堤体基本三角形及び常時満水位、設計洪水位から既定される越流頂横断形状の設計条件である。これらにより二次放物線型越流頂の形状は一意に定まる。したがって、 H_d/h , m に応じて、二次放物線型越流頂の放流能力 (C_d) も一意に定まる。ここではこの二次放物線型越流頂の放流能力を岩崎式 (標準型, (9)式), 石井・藤本式 ((15)式) の 2 つで並記した。しかし、前節 (Fig. 59) で示したように、岩崎式は C_d 以下の放流特性に対する追従性は良好なもの C_d 付近での精度は石井・藤本式よりも劣る。また、岩崎式の C_d 式 ((9) 式) 自体がそもそも標準型越流頂の上限 C_d 値 (=2.2, 岩崎式 (標準型) より) に近い $C_d = 2.0 \sim 2.18$ の限られた範囲で抽出された実験式であること、 $\xi \rightarrow 0$ (ξ ：越流頂下流面の膨らみ, Fig. 20 参照) と水平床に近い越流頂形状であっても、その天端水平床長によらず $C_d \rightarrow 1.971$ と過大な値を与えること等、問題が多い。

他方、石井・藤本式は、放物線形状 (Fig. 21 参照) に対応しており、式中の水理的曲率半径 R_h を $1/(2K)$ (K ：越流頂下流曲線 ($Y=KX^2$) の係数) とすれば、越流頂上流形状の C_d への影響が無視される問題がある。但し、二次放物線型越流頂の上流形状は設計水頭 H_d により一意に定まるので、これより C_d に上流形状の影響が反映されていると見なすこともできる。

以上の諸点から、二次放物線型越流頂の放流能力 (C_d) 推定に関しては石井・藤本式 ((15)式) の方がより信頼で

* H_d : 設計水頭 h : 堤頂と越流頂の標高差
 C_d : H_d での流量係数 ($m^{1/2}/sec$) R_2 : 下流円弧半径
 L_c : 越流頂幅 l_c : 越流頂引込長(オフセットで負の値)

堤体下流勾配 $m=0.8$



＝円弧越流頂(回帰式)＝
 $l_c/H_d=2.0$
 $l_c/H_d=1.0$
 $l_c/H_d=0$
 $l_c/H_d=-1.0$
 $l_c/H_d=-2.0$
 ＝二次放物線型越流頂＝
 岩崎式(準標準型)
 石井・藤本式

Fig. 64 円弧, 二次放物線型の放流能力比較 (推定式より)

きるとされる。

一方, 円弧越流頂の放流能力は H_d/h , m により一意に定まらない。円弧越流頂では, 堤体基本三角形により越流部の外枠 (h , m) が定まっても, その中の越流頂引き込み長 (l_c , Fig. 9 参照), もしくは越流頂幅 (L_c , Fig. 9 参照) の設定によって放流能力が変わる。

したがって, 図中では $l_c/H_d = -2.0 \sim +2.0$ で, 先の回帰式 (20式) を基に, 円弧越流頂の放流能力を示した。

Fig. 64中, $h/H_d = 1.33, 5.0$ の線は全面越流式洪水吐の現地設計諸元, $h/H_d = 1.33 \sim 5.0$ から定まる H_d/h の上, 下限線である。また, $R_2/H_d = 1.0, 1.7$ (R_2 : 下流円弧半径, H_d : 設計水頭) の線は, 円弧越流頂で, 上, 下流円弧上の過大負圧防止条件 $L/H_d \geq 0.28, R_2/H_d \geq (1.0 \sim 1.7)$ (L : 越流頂上流幅, Fig. 9 参照) を満たす極限形状での C_d 値を示す。すなわち, $R_2/H_d = 1.0$ で $C_d \approx 2.11$, $R_2/H_d = 1.7$ で $C_d \approx 1.96$ となる。この線より上では過大負圧が生じる危険がある。 $H_d/L_c = 0.25$ の線は回帰式の適用下限 ($H_d/L_c > 0.25$) である。この C_d 値 (≈ 1.73) 以下では回帰式の誤差が大きくなる。 $R_2/H_d = 1.0$ (もしくは 1.7) ラインと $H_d/L_c = 0.25$ ラインが円弧越流頂の設計流量係数 (C_d) の上下限を規定する。

以上より Fig. 64から次のことが言える。

- 1) 円弧越流頂は負圧の十分小さい (許容範囲内の) 形状で設計しても, 二次放物線型越流頂より放流能力

(C_d) を大きくできる。

- 2) 円弧越流頂で二次放物線型越流頂より放流能力を高める場合, 越流頂を堤体基本三角形上流面より引き込ませた形状 ($l_c/H_d > 0$) とする必要がある。
- 3) 円弧越流頂では任意の H_d/h に対し C_d にかんがりの幅をもたせることができる。すなわち, 現地の様々な設計条件 (H_d, C_d) に対応できる。 C_d の調節は l_c/H_d の調整により行う。すなわち, 曲面部の形状を変えることなく, 水平床長 (l) の変更により, 設計上, 施工上の繁雑さを伴わずに容易に調節できる。上記の結果と前節までの結果から円弧越流頂と二次放物線型越流頂を総合的に比較すると,

- 1) 放流能力……円弧越流頂の方が放流能力を高くできる。また, 放流能力を容易にかつ広範囲に調節できる。
- 2) 過大負圧防止……円弧越流頂は, 1) の放流能力を満たした上で負圧を許容範囲内にできる。したがって, 過大負圧防止に関して二次放物線型越流頂と実用上の差はない。
- 3) クリアランス確保……クレストゲートがない洪水吐 (全面越流式洪水吐等) では相方とも実用上の相違はない。クレストゲートがある場合は, 越流頂以下の水面低下

が小さい円弧越流頂の方が不利である。

- 4) 施工性……円弧越流頂の方が優れている。
- 5) 構造安定性……円弧越流頂では放流能力確保の点から引き込み施工とならざるを得ない。構造設計の段階で、この形状でのミドルサードを確認する必要がある。

但し、越流頂ボリュームはさほど小さくならぬので、構造安定の面で支障が出ることは実際上ないと思われる。

以上より円弧越流頂は十分、実用性の高い形状であると言える。

X 円弧越流頂の水理設計について

1 円弧越流頂の水理設計において考慮すべき事項

円弧越流頂の形状要素は上流勾配 (n)、上下流円弧径 (R_1, R_2)、水平床長 (ℓ)、下流勾配 (m) の5つである。

このうち、 m は堤体下流面勾配と同一で、構造設計より $m = 0.75 \sim 0.85$ とほぼ一定になる。また、 R_1 は放流能力にほとんど影響しないと見られるので²⁴⁾、上流円弧上の負圧防止の点だけ考慮して0.5 (m) で固定とする(ただし、設計水頭 $H_d \leq 3$ (m))。実質的に n, R_2, ℓ の3つが形状要素となる。したがって、水理設計では、これらを現地ダムに合うように定めていけば良い。その際、考慮すべきは、次の6点である。

- 1) 所定放流能力 (流量係数 C_d) の確保
- 2) 上流円弧上の過大負圧防止
- 3) 下流円弧上の過大負圧防止
- 4) クリアランスの確保
- 5) 施工性
- 6) 構造安定

前出の成果より各々を詳述すると次のとおり。

- 1) 所定放流能力 (流量係数 C_d) の確保 — これより回帰式 ((20) 式) から越流頂幅 L_c が決まる。 L_c より上流勾配 n が決まり、上流円弧径 R_1 、水平床長 ℓ 、下流円弧径 R_2 が制約される。

なお、一般に円弧越流頂では設計流量係数 (C_d) 確保のため、 $L_c < L_d$ (L_d : 基本三角形幅, Fig. 9参照) となり堤体基本三角形上流面より引き込んだ形状 (上流勾配の付いた形状) となる。

注記) 実際の設計では、流量係数 C_d が過小となるので、 $H_d/L_c \leq 0.25$ のような低越流水頭に設計水頭 (H_d) を設定することはない。したがって、流量係数の推定は回帰式のみで十分行える。

- 2) 上流円弧上の過大負圧防止 — これより $L/H_d \geq 0.28$ (L : 越流頂上流幅, Fig. 9 参照, H_d : 設計水頭) とする。

$L/H_d \geq 0.28$ から水平床長 ℓ 、上流円弧径 R_1 が制約される。しかし、全面越流式洪水吐は $H_d \leq 3$ (m) で計画されるので、上流円弧 $R_1 = 0.5$ (m) としておけば $L/H_d \geq 0.28$ は大抵満たされる。したがって、 $R_1 = 0.5$ (m) と1) より既定の n から ℓ の下限が定まる。

- 3) 下流円弧上の過大負圧防止 — これより $R_2/H_d \geq (1.0 \sim 1.7)$ (H_d : 設計水頭, R_2 : 下流円弧径) とする。これにより R_2 の下限が定まる。

- 4) クリアランス確保 — 越流水面形はピア付設の場合、(25)式の上限值により、ピアなしの場合、(21)式により推測できる。これらの式によれば、越流水面形は越流水頭と越流頂幅 L_c により推定される。

したがって、この推定水面形に対しクリアランスが十分確保し得ない場合は越流頂幅 L_c 、すなわち n, ℓ, R_2 の修正が必要となる。

- 5) 施工性 — 曲面長が短く、すなわち R_2 が小さく水平床長 (ℓ) が長い方が施工上有利である。
- 6) 構造安定 — ミドルサードの条件から越流頂のボリュームが過少になることは好ましくない。すなわち、上流勾配 n がきつく (ℓ が長く)、 R_2 が小さい方が良い。

2 円弧越流頂の水理設計法

本報文の結果から円弧越流頂の水理設計手順は次のようにまとめられる (Fig. 65参照)。設計はあくまで全面越流式洪水吐 ($H_d \leq 3$ (m)) を対象としている。なおここでは設計要素を減じる意味で上流円弧径は負圧防止からの最小値 $R_1 = 0.5$ (m) で固定する。

- 1. 設計の流量係数 (C_d)、設計水頭 ($H_d \leq 3$ (m)) から回帰式 ((20) 式) より越流頂幅 L_c を求める。
(参考)・回帰式は $H_d/L_c > 0.25$ で $\pm 3\%$ の精度となる。
- 2. クリアランスの検討
前出(21)式 (ピア無し)、もしくは(25)式 (ピア付設) の上限値により越流水面形を推定し、クリアランスが確保されているか確認する。クリアランスが十分確保されなければ越流頂幅 L_c を修正する。
- 3. 越流頂上流勾配 (1 : n) を越流頂上流端点 (A点) から堤体上流面にすり付ける。 n を設定する際の留意点は次のとおり。
 - 1) $n = 0 \sim 1$ とする。(回帰式抽出諸元より)
 - 2) 放流能力

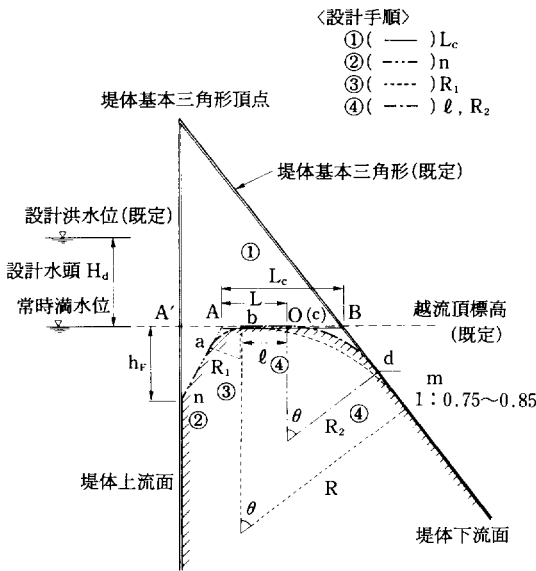


Fig. 65 円弧越流頂の設計手順

越流頂切り欠き深 (h_F , Fig. 9 参照) が浅すぎると水平床が長いと同様の効果となり放流能力 (流量係数) が低下する。1. の流量係数推定式の推定値が実際より過大 (危険側) となるので, 上流勾配 1 : 0.5 で $h_F/H_d \geq 0.97$ (H_d : 設計水頭), 1 : 1 で $h_F/H_d \geq 0.60$ とする。

- 3) 堤体とのすり付け点での過大負圧防止
上流勾配 n をあまり緩勾配とすると越流頂切り欠き深 (h_F) も浅くなりすぎ, 堤体とのすり付け点 (隅角部) で水脈剝離 (過大負圧) が発生する危険がある。上記 2) と同様, h_F を十分深くとする。
- 4) 構造安定 越流頂幅 (L_c) が過少となり構造安定上問題が生じ得る場合は緩勾配とする。
- 5) 経済性 堤体容積節減の点からは急勾配とする方が望ましい。
- 4. 上流円弧 $R_1 = 0.5$ (m) とする。
- 5. L_c に収まるように下式より水平床長 ℓ , 下流円弧径 R_2 を定める。下流円弧上で過大負圧が発生しない程度に R_2 を小さくとり, ℓ をできるだけ長くする。

$$L_c = \ell + z \cdot R_2 + z' \cdot R_1 \dots\dots\dots(44)$$

$$z = (1 + m^2)^{0.5} - m$$

$$z' = (1 + n^2)^{0.5} - n$$

$R_1 = 0.5$ (m): 上流円弧径
 m : 堤体下流面勾配 (構造設計より $m =$

0.75~0.85)
 $n = 0 \sim 1$: 越流頂上流側勾配
水平床長 ℓ , 下流円弧径 R_2 の設定の詳細は次のとおり。

- 1) 下流円弧上の過大負圧の防止
下流円弧 R_2 を過小にしない。 $R_2/H_d \geq (1.0 \sim 1.7)$ (H_d : 設計水頭, R_2 : 下流円弧径) とする。
- 2) 上流円弧上の負圧防止
次式を満たすよう水平床長 ℓ を十分にとる (Fig. 48 参照)。

$$L/H_d = (\ell + z' \cdot R_1)/H_d \geq 0.28 \dots\dots\dots(45)$$

L : 越流頂上流幅 (Fig. 9 参照)
 H_d : 設計水頭
 $z' = (1 + n^2)^{0.5} - n$
 $n = 0 \sim 1$: 越流頂上流側勾配
 $R_1 = 0.5$ (m): 上流円弧径

- 3) 施工性
1) を満たしたうえで ℓ を出来るだけ長く (R_2 をできるだけ小さく) する。施工性については Fig. 54~56 もしくは (27), (28), (30) 式を参照。
- 4) 構造安定
構造安定上, 問題が生じ得る場合は, 1) を満たしたうえで R_2 を出来るだけ小さくする。構造安定性については Fig. 57, 58 もしくは (29)~(37) 式を参照。
- 5) 流量係数推定式 (回帰式) は $\ell/R_2 = 0.09 \sim 0.67$ の実験諸元で抽出された式なので, これからあまりはずれた形状で設計しないことが望ましい。

X 結 言

本報文の内容を要約すると次のとおり (記号は Fig. 9 参照)。

- 1) ダム洪水吐越流頂横断形状として円弧越流頂を呈示した (Fig. 3)。円弧越流頂は全面越流式洪水吐に対応して施工性を重視した形状である。
- 2) 円弧越流頂の水理設計に必要な基本的事項を検討した。
 - i) 流量係数式 (二次元) — 回帰式 ((20) 式) の導出及び石井・藤本修正式 ((15), (19) 式) の検証を行った。
 - 回帰式の精度は $H/L_c > 0.25$ で $\pm 3\%$ である (Fig. 33)。石井・藤本修正式の精度は $H/R > 0.3$ (H : 越流水頭, R : 水理的曲率半径, (19) 式) で $\pm 3\%$ である (Fig. 28)。

なお、式導出の実験諸元は次のとおり。

$$H/L_c = 0.25 \sim 1.2 \text{ (回帰式)}$$

$$H/R = 0.3 \sim 0.67$$

(石井・藤本修正式)

$$n = 0 \sim 1$$

$$\ell / R_2 = 0.09 \sim 0.67$$

$$H / R_1 = 1.26 \sim 6.18$$

$$h_F / H = 0.6 \sim 1.33 \text{ (} n = 1 \text{)}$$

$$= 0.97 \sim 4.05 \text{ (} n = 0.5 \text{)}$$

また、 $H/R < 0.3$ では石井・藤本修正式よりベレシンスキイ式(16式)、水公団式(17、18式)の方が適用性が高いことを示した。精度は約±5% (Fig. 31~32)となる。各々の実験諸元は次のとおり。

$$H/L = 0.43 \sim 1.63 \text{ (ベレシンスキイ式)}$$

$$H'/L = 0.47 \sim 1.68$$

(水公団式、 H' :下流円弧中央の圧力を加えた越流水頭。(18式より))

ii) 越流水面形 — 台形越流頂に関する既往式(21、25式)は円弧越流頂にも十分な精度で適用できる (Fig. 36~39)。

iii) 表面圧力 — 円弧越流頂では上下流の円弧上(特に下流円弧上)で負圧が発生しやすい。設計水頭 $H_d \leq 3$ (m) では、 $R_1 = 0.5$ (m) とすれば上流円弧上で負圧が発生しない条件 ($L/H \geq 0.28$) をほぼ満たす (Fig. 47)。この条件 ($L/H \geq 0.28$) を満たすための最小水平長 (l_{min}) は Fig. 48 ようになる。一方、下流円弧上の負圧は $R_2/H \geq (1.0 \sim 1.7)$ で十分許容範囲内になる (Fig. 50より $H_d \leq 3$ (m) として)。

3) 円弧越流頂の施工性の目安となる曲面長 (ℓ / R_2)、曲面施工高 (Z/R)、越流頂引き込み長 (ℓ_c) と放流能力 (C_d) の関係を Fig. 54~56 に示した。また構造安定性の目安となる面積比 (S_c / S) と放流能力 (C_d) の関係を Fig. 57~58 に示した。

4) 全面越流式洪水吐は、通常、設計水頭 $H_d \leq 3$ (m) で計画される。この条件で、円弧越流頂は、従来の二次放物線型越流頂と比べ、放流能力、施工性に優れており、かつ過大負圧防止、クリアランス確保、構造安定性の点でも遜色がない (Fig. 34, 60~64)。また、放流能力を容易に幅広く調整できる利点もある (Fig. 64)。

5) 1) ~ 3) から回帰式 (20式) に基づく円弧越流頂の水理設計法を呈示した (X節, 2項参照)。

なお、本報文では、通常、設計水頭 $H_d \leq 3$ (m) で計画される全面越流式洪水吐を念頭におき $R_1 = 0.5$ (m) で検討したが、 $H_d > 3$ (m)、 $R_1 \neq 0.5$ (m) であっても、現地設

計諸元が今回の実験諸元の範囲内であれば、今回の検討結果が十分適用できる。

但し、本報文では、ピアの影響の検討が不十分であったので、今後は、円弧越流頂でのピア縮流係数 K_p についてさらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) 農林水産省構造改善局(1981): 洪水比流量曲線、土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 83
- 2) 佐藤嘉正ほか(1989): 台形越流頂の水理機能に関する一考察, ダム技術30
- 3) 農林水産省構造改善局(1981): 越流堰, 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 299
- 4) ダム技術センター(1987): 越流頂の設計, 多目的ダムの建設 第4巻, 258
- 5) 佐藤嘉正ほか(1989): 台形越流頂の水理機能に関する一考察, ダム技術30, 45
- 6) 日本ダム協会(1987): 型枠, ダム施工の手引き 2巻 コンクリートダム本体施工, 103~110, 136
- 7) 太田信介(1989): 堤体および基礎地盤の安定, 農業土木ハンドブック 改訂5版, 農業土木学会, 184
- 8) 農林水産省構造改善局(1981): 堤体及び基礎地盤の安定の検討, 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 126
- 9) 中村靖治(1990): 越流部の形を決める, ダムのできるまでII, 44, 山海堂
- 10) ダム技術センター(1987): 重力ダムの設計, 多目的ダムの建設 第3巻, 109~123
- 11) 農業工学研究所(1988): ダム越流部基礎水理模型実験報告書, 昭和63年度水源施設水理研究室依頼研究報告
- 12) 農業工学研究所(1989): Oダム水理模型実験報告書, 平成元年度水源施設水理研究室依頼研究報告
- 13) 農業工学研究所(1990): Yダム水理実験(抽出)報告書, 平成元年度水源施設水理研究室依頼研究報告
- 14) 農林水産省構造改善局(1981): 堤体の非越流部の高さ、堤頂の高さ, 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 101~104
- 15) 4) と同
- 16) 中村靖治(1990): 非常用洪水吐を設計する, ダムのできるまで II, 40, 山海堂
- 17) 農林水産省構造改善局(1981): 洪水吐ゲートと堤頂構造物, 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 292~293
- 18) Corps of Engineers, U. S. Army (1950): Hydraulic Design Spillways, Engineering Manual, Civil Works, Construction
- 19) 村, 伊集院(1961): 標準型越流ゼキの自由越流量, 土木技術資料Vol. 30, No. 2
- 20) 農林水産省構造改善局(1981): 堰の有効長, 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 307~308

- 21) 佐藤, 山本(1942): 堰堤の越流係数に関する模型実験(追報), 内務省土木試験所報告, No66
- 22) 石井文雄ほか(1967): 越流型余水吐の水理機能に関する研究(2), 土研報告第130号, 58
- 23) Govinda Rao, N. S. and Muralidhar, D. (1963): Discharge characteristics of weirs of finite width, La Houille Blanche, No. 5, Aout / Sept, 537
- 24) Woodburn, J. G (1932): Tests of broad crested weirs, Trans. ASCE, Vol. 96, 387
- 25) 石井文雄ほか(1965): 越流型余水吐の水理機能に関する研究(1), 土研報告第127号, 58
- 26) 椿東一郎(1973): 幅厚せき, 水理学 I, 195~196, 森北出版
- 27) 岩崎敏夫(1957): 越流頂余水吐の流量係数について, 土木学会論文集43, 29
- 28) 石井文雄ほか(1967): 越流型余水吐の水理機能に関する研究(2), 土研報告第130号, 38
- 29) 本間 仁(1940): 低越流堰堤の流量係数, 土木学会誌26, 6号635~645及び9号849~862
- 30) 吉川秀夫ほか(1959): 幅厚せきの流量係数に関する研究, 土研報告103, 123~137
- 31) Mostkow, M. A. (1956): Handbuch der Hydraulik, 189~190, V. V. T. Berlin
- 32) 農林水産省構造改善局(1981): 越流式流入部の空洞現象, 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 308~309
- 33) 村ほか(1956): ダム越流部形状に関する実験的研究, 土木研究所報告93
- 34) 藤田乾一ほか(1990): 台形越流頂の水面形に関する実験的考察, 水資公団試験所報告 8
- 35) Brown, F. R (1981): Hydraulic models as an aid to the development of design criteria, WES, Bull No. 37

Performance and Hydraulic Design of Circular Crest

by Naoto TSUNESUMI, Hirohide KIRI and Tatsuo NAKA

Summary

In this paper, we examined performance of circular crest. And we led the hydraulic design method of circular crest from the results of experiments.

The results of this paper are summarized in the following (see Fig. 9 about symbols).

- 1) We proposed circular crest (see Fig. 3) in this paper. This crest has advantages over the former crests especially with constructivity. So it will be effectively used mainly on a dam spillway of which crest length is very long (see Fig. 1). This type spillway generally has low design head on the crest, ordinarily lower than 3 (m). Therefore we experimented in this range.
- 2) Performance of circular crest
 - i) Weir coefficient (C)-Weir coefficient of circular crest is given equation (20). The error of this equation is between $\pm 3\%$ on the condition that $H/L_c > 0.25$ (see Fig. 33).
 - ii) Overflow water profile -Overflow water profile on circular crest with no pier is able to be assumed accurately by equation (21). And highest water profile on circular crest with piers can be assumed by equation (25).
 - iii) Pressure on a crest -Negative pressure often occurs on the circular parts of circular crest. Excessive negative pressure causes cavitation on a crest. But, with circular crest, excessive negative pressure can be prevented provided that $L/H \geq 0.28$ on the upstream circular part, $R_2/H \geq (1.0 \sim 1.7)$ on the downstream circular part (see Fig. 50).
On these condition, pressure is higher than $-1.0(\text{mH}_2\text{O})$ which can afford the aritical pressure, $-3(\text{mH}_2\text{O})$.
- 3) Constructivity
Constructivity of circular crest is mainly decided by length of circular part (ℓR_2), height of circular part (ZR), dent length of crest (ℓ_c). Relation between these and design weir coefficient (C_d) are indicated in Fig. 54~56 from equation (20).
On the other hand, structural stability of circular crest in determined by the area ratio between crest and non-overflow section (S_c/S). Relation between this and C_d is indicated in Fig. 57~58 from equation (20).
- 4) Hydraulic design method of circular crest is led from the former results 1)~3). The rough routine is following (see Fig. 65).
 - i) Estimation of crest width (L_c) from design condition-design head on the crest (H_d), design weir coefficient (C_d)- by equation (20).
 - ii) Check of clearance - L_c should be modified by equation (21) or (25), if clearance between an operation bridge and overflow water surface isn't enough.
 - iii) Decision of upstream slope (n) -n should be fixed between the range of $0 \sim 1$.
 - iv) Decision of radii of upstream circle (R_1) -Excessive negative pressure is usually prevented provided that $R_1 = 0.5$ (m).
 - v) Estimation of radii of downstream circle (R_2) and width of level part (ℓ) by equation (44) and (45).