

講 座

コンクリート・ダム特論Ⅵ

ダムの溢流について

正 員 村 幸 雄*

第1章 ダム溢流頂の形状

1. 溢流水脈 溢流する水脈は堰高 H_d , 水頭 H , 下

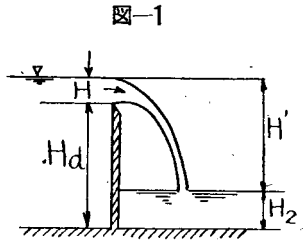


図-1

流の水位等によつて種々の形状をとる。(図-1参照)

(1) $H < 0.4H_d$ 即ち $H_d > 2.5H$ は自由溢流 (Free overflow) と云いこの時の水脈を完全水脈 (Complete nappe) と云う。

(2) $H \leq 0.4H_d$ 附着水脈 (Adhering nappe) 溢流量は(1)の場合より甚しい時は 30% 位大となる。

(3) $H \geq 0.4H_d$ 即ち $H_d \leq 2.5H$ は不完全溢流水脈 (Incomplete nappe) となる。

(4) 堰の上下流面の落差 H_1 が小さくなるにつれ不完全の程度は著しく $H_1 \leq 0.75H_d$ では下流面にも渦を生じ溢流量は (1) の場合より大きい。

(5) 完全水脈の形状については Rehbock 教授の小規模ではあるが精密な実験があり上部の形状は水頭の如何にかかわらず大体図-2のような形状を示している。

AA'=0.01H
BB'=0.04H, CC'=0.15H, DD'=0.23H,
EF'=0.25H, CE=0.85H, EI=1.40H,
DF=0.66H, FF'=0.11H, EG=0.7H

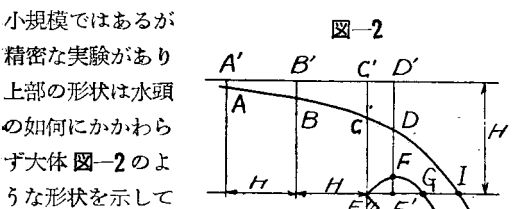


図-2

尙イタリ人 Scimemi 氏 (1930) の溢流水脈に関する実験がありその結果溢流深 H を長さの単位に採ると水頭の如何にかかわらず水脈の形は全く同一の曲線で表わされる事を確めている。

2. Creager 曲線 (表-1 参照) 現在広く用いられているもので Creager が Hydro-electric Hand-

book に述べている上流面鉛直及び 45° の傾斜のある場合について鋭縁堰水脈の下面線の形状に多少の余裕を与えた実用形状を定めたものである。尙 Creager 氏の曲線を Morrison-Brodie の表面線や Scimemi

氏の実験の水脈下流面線と比べて見ると大体適当であるが施工上、上流端部形状は一般に円弧又は楕円弧を用いるのが普通になつてい

上流面垂直			上流面 45°		
堤頂上の水頭 $H=1$			堤頂上の水頭 $H=1$		
X	下流面	上流面	X	下流面	上流面
0.0	0.126	-0.831	0.0	0.043	-0.781
0.1	0.036	-0.803	0.1	0.010	-0.756
0.2	0.007	-0.772	0.2	0.000	-0.728
0.3	0.000	-0.740	0.3	0.005	-0.689
0.4	0.007	-0.702	0.4	0.023	-0.648
0.6	0.063	-0.620	0.6	0.070	-0.552
0.8	0.153	-0.511	0.8	0.173	-0.435
1.0	0.267	-0.380	1.0	0.333	-0.293
1.2	0.410	-0.229	1.2	0.500	-0.120
1.4	0.570	-0.030	1.4	0.700	0.075
1.7	0.720	0.305	1.7	1.05	0.438
2.0	1.31	0.673	2.0	1.47	0.860
2.5	2.10	1.50	2.5	2.34	1.71
3.0	3.11	2.50	3.0	3.37	2.76
3.5	4.26	3.66	3.5	4.01	4.00
4.0	5.61	5.00	4.0	6.04	5.42
4.5	7.15	6.54	4.5	7.61	7.07

註: 実際の Nappe は本表の値に堤頂上の水頭を乗ればよい。下流部も普通

拋物線を用いるからこの部分も多少の修正を要する。Creager も便宜上多数の円弧の集合線で表わし各部分の半径を与えている。但し堤体の安定に必要な勾配線 m の円側に入つた時は m に採るべきである。

尙 Creager 曲線は数値として与えられているが面積を求めたり断面の重心位置や切線の条件を見出す場合には曲線式が無いと不便であるのでその近似曲線式を求める高畑氏の方法がある。これは上流部を楕円又は円、下流部の形状に精密に合致するものとして $y = 1.5165x^{0.562}$, 近似曲線として $y^2 = 4mx$ を用いる事を推奨している。

3. 堤体の安定条件からの溢流部の形状

(1) 物部博士の方法 (図-3): 溢流頂から水脈の頂点 o 点の水深を h_0 とすると x 軸の下流側に於て安定上必要な頂面の形は Rehbock が導いた $\frac{d^2y}{dx^2} \left\{ \frac{3}{\gamma} (x^2 - h_0^2) - y^2 \right\} + by \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 - \frac{6}{\gamma} x \frac{dy}{dx} = 0$ の解でありその近似値として第1近似値 $y_1^2 = m^2 (x^2 - h_0^2)$, 第2近似値

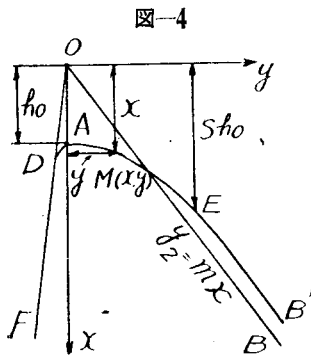
* 建設技官, 建設省土木研究所

$y^2 = y_1^2 + \frac{2}{3} m^2 h_0^2 \log e \frac{x}{h_0}$ を求めておられる。

【(2) 伊藤剛氏の方法は各断面の反力が middle third の条件を満足するとして $\left[\frac{x^2 - 4.00}{2} + 0.48xy - 0.4y^2 \right] \frac{d^2y}{dx^2} + (2.4y - 0.48x) \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 - (x + 0.48y) \frac{dy}{dx} = 0$ を Differenzen の方法によつてその解を求めてある。

(3) 有坂氏の方法は溢流堰堤では設置する橋梁門扉等の重量は削り取つた堤体重量より小であり滑動係数が大となるばかりでなく middle third の条件も満足する事が出来なくなる。従つて各断面共 middle third の条件を満足するにはその溢流水深に応じて適当な頂巾を有する梯形を基本断面とする必要があるとしている。

4. 現在最も普通に用いられている方法(図-4)基本三角形を基準としている我国では普通この方法を用いている。



M: 直角座標 (ox, oy) から計つた曲線 AE 上の任意の点 (x, y), h_0 : 溢流水深, c: 常数, m: 基本三角形の下流面勾配 = $\tan \alpha$, Sh_0 : 下流面曲線部の最下端の深さとするれば

$$\left. \begin{aligned} y^2 &= ch_0(x - h_0) \\ c &= \frac{(mS)^2}{S-1} \text{ 又は } c \geq 2.5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

c は理論上 1.5 より大なればよいか安全のため 2.5 以上とするがよい。S の値は h_0 が大なる時は 2~3, h_0 が小なる時は 3~5 に採る。採用した S に対し下流面曲線 ($c=2.5$ とする) が基本三角形と交わらざるときは c の値は公式によつて定めればよい。溢流堰堤の下流面は先づ公式 (1) によつて曲線 AE を定め次に E 点から基本三角形の F 流面 OB に平行に EB' を作つて定める。EB' は OB に一致するか又は OB から下流側になければならない。

第2章 溢流係数

堰堤の溢流量は鋭縁堰の場合と同じく $Q = c_1 B H^{\frac{3}{2}}$ で表わされるが、この場合の c_1 は溢流深と共に堰堤の形状即ち堤頂部の形状、堰堤上下流面の傾斜、堰柱の形状及び位置、堰堤上流側の水深等の影響を受けて変化するものである。溢流量の表わし方としては次の如き種々の形が用いられているが、極めて略算的に溢流量の日安をつける時は $Q = 2.0 B H^{\frac{3}{2}}$ として大差ない。

$$\left. \begin{aligned} Q &= \sqrt{2g} m B H^{\frac{3}{2}}, \quad Q = c_1 B H^{\frac{3}{2}} \\ Q &= c_2 B \left(H + \frac{v_a^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \\ Q &= c_3 B \left\{ \left(H + \frac{v_a^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{v_a}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots(2)$$

5. 溢流水深と溢流係数 最大計画水頭に対して最も適した堤頂形を決定した場合でも或る水頭に対する水脈下面の線形は唯一つであるからそれ以下の水頭に対しては堤面の摩擦抵抗が効いて係数は小となり反対に水頭が大となれば水脈下面と堤頂面の間に低圧を生じ c は増大するが、更に水頭が大となれば堤頂部を剝奪する危険を生ずる許りでなく激しい渦を生じ却つて c は減少するものと思われる。建設省土木研究所に於て山本弘之氏が

$$Q = cnB \left\{ \left(H + h_a \right)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

但し Q: 全流出量 (m³/sec), B: 純径間 (m),
H: 溢流深 (m), h_a : 接近流速水頭 = $\frac{v^2}{2g}$ (m)
n: 径間数

なる式で c と H の関係を実験によつて測定した結果実験の範囲内では殆んど直線的と考へて差支えない事が知られ $c_n = Y_n + X_n \cdot H$ と置いた。

6. 絞り度と溢流係数 前述の (3) 式に於て実験の結果から $Y_n = \text{const} = 1.63897$ と考えられ X_n が絞り度によつて変化する事が判明した。依つて $X_n = M + N \left(\frac{B}{B+b} \right)$ として $M = 0.0069$, $N = 0.0519$ を実験によつて求めた結果次の値を得ている。

$$c = 1.64 + \left[0.007 + 0.052 \left(\frac{B}{B+b} \right) \right] \frac{H}{H_s} \dots\dots(4)$$

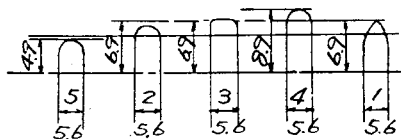
但し b: 堰柱巾 (m), B: 溢流巾 (m)
 H_s : 計画溢流水深 (m)

7. 堰柱の形状及び位置と溢流係数

(a) 橋脚の形による c の変化

佐藤一山本氏 (土木研究所報告第 66 号) は 図-5

図-5



の如く堰柱の形を半円にした場合及び短形にして隅角を落した場合について c の値の変化を調べ

尖円 (型-1) $c=1.644+0.0485H$

半円 (型-2) $c=1.645+0.0480H$

なお型-3 即ち隅角を落した短型橋脚については溢流水深の小さい間は却つて前2者より溢流状態良く溢流水深の大きくなるに及んで悪くなる傾向がある。この場合 $c=1.680+0.0425H$

いずれにしても計画溢流深に対する溢流係数の違いは 1% 以内である。又 Macphail-Boucher (Civil Eng. 1940, 592 頁) は堰柱の形状を尖円, 長楕円, 短楕円の 3 種類について実験した結果同様に計画溢流深に対しての溢流係数の違いは 1% 以内であつたと述べている。

(b) 橋脚の先端の形状を半円形とし その位置を変更した場合を佐藤一山本氏が調べた結果は橋脚の先端が上流に出れば出る程標準溢流水深の約 $3/4$ の溢流水深をほぼ限界としてこれより小なる溢流水深に対しては c は増加し, 大なる溢流水深に対しては減少する。なおその違いは 2~3% 程度である。

8. 上下流面の傾斜と溢流係数 Offitzeroff は彼の提案している堤頂部の形状について上下流面の傾斜を変えた場合の c_2-H に及ぼす影響を求めた結果計画溢流深に対する c_2 の観測

表-2

d/H	78°	75°	60°	45°	30°	15°
90°	222	221	221	220	216	208
75	221	221	220	219	215	208
60	219	219	219	218	214	204
45	216	216	215	214	211	202
30	212	212	211	210	206	199
15	208	208	208	207	201	195

値は表-2 のようになる。

9. 堰堤の高さと溢流係数 Macphail-Boucher は堰堤の上流側での高さ H_a を 5 種類に変えて c_2-H_1 の関係を求めた。但し $H_1=H+\frac{v_a^2}{2g}$ である。溢流深に比べて堰堤の高さの大きい場合には接近流速は無視出来るが H/H_a がある値を越えると c_2-H_2 の関係は堰堤の高さによつてそれぞれ異なる形をとり接近流速に対する補正項を加えても一つの形で表わすことが出来ないと云つている。

第3章 減勢の方法

数種の浸蝕防止工法の中最も普通に用いられるものは次の一つ又はその組合せである。即ち跳水現象, 跳水を安定させるための工法, 拡散原理或いは抛射法 (trajectory) である。

各浸蝕防止工法は射流状態の高速度を流水が水承或いは水叩を離れる前に curved toe の中で激しい渦流を生ぜしめて減少させんとするもので経済的条件からダムからある限定された距離の範囲内で流速条件が下

流側水深と一致させる事が必要である。

10. 跳水法 (Hydraulic Jump Method)

跳水現象は高速流水の運動エネルギーを吸収する最も有効な方法の一つである。然し乍らこれは変動する下流側水位に非常に敏感であつてこの跳水現象の形成のための適当な条件を維持するために種々の装置を作る事が必要になる。噴射する流水の与えられた水深及び流速に対して跳水現象を形成するためには, 或る特定の下流側水深が必要なのである。従つてこの点については諸外国及び我国に於てもかなりの研究がなされている今土木研究報告第72号に佐藤清一氏が実験した結果を基として書かれた要点を略記すれば次の如くである。

(1) 射流の流体抵抗: 研究資料が極めて少く本間仁氏の "射流現象特に射流の流体抵抗について" 土木学会誌 昭・17・5 があるに過ぎない。Ludirs は堤頂を溢流して水叩上に於て生ずる流速の有効落差は自由落下の落差の m 倍として $m=0.8\sim0.85$ としている。

損失なしに落下する時に生ずべき流速 V と実際の流速 v との比は Ludirs によれば $v=\alpha V$ として $\alpha=0.900\sim0.922$ としている。

R. R. Raudolph は Maddeu Dam の模型実験から次の実験式を求めた。

$$h_f = c \frac{H_a}{H} (H_a + H) \dots\dots\dots(5)$$

ここに h_f : 溢流水脈の摩擦損失水頭, c : 或る常数, H_a : 堰堤の高さ, H : 溢流水深

実物の堰堤にピトー管を取付けて測定した結果は $c=0.02$ 緩勾配乃至水平な射流

通常流体抵抗は $i = \frac{\lambda}{r} \frac{v^2}{2g}$ の λ で表わされる。

ここに i : 水面又は底勾配 (等流の場合),

r : 径深, v : 流速

Jegorow 及び本間教授の実験によれば Reynolds 数 R の増加と共に減少する性質を有し Reynolds 数が一定するならば λ は Froude 数 1 がを超えてからは (即ち射流では) 多少の変化が認められるが明確な事は判つていない。とにかく射流の流体抵抗は非常に小さく Chezy の C にして 60 以上にも達する様である。

水平射流水深の変化: 射流が水平底面上を流れ流体抵抗によつて水深が変化する場合を考えるのに λ の変化は極めて小さいと考えられるから, この λ を一定とすれば 2 次元的不等流の式

$$i - \frac{dh}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{\lambda}{2g} \frac{v^2}{h} \dots\dots\dots(6)$$

ここに h : 原点 o より x なる水平距離を流れた点の水深

- v : x なる場所の平均流速
- h_0 : 原点に於ける水深
- v_0 : 原点に於ける平均流速
- I : 水面勾配 i : 底勾配

から水深の変化を調べる事が出来る。詳しくは本間仁著水理学、及び土木研究所報告を参照されたい。

又跳水の前後に於ける運動量の変化を与える力は、圧力だけであり圧力分布は静止状態と同じとして

$$\rho v_2^2 h_2 - \rho v_1^2 h_1 = \frac{1}{2} \rho g h_1^2 - \frac{1}{2} \rho g h_2^2$$

と連続の条件 $v_1 h_1 = v_2 h_2$ から

$$h_1 = -\frac{h_2}{2} + \sqrt{\frac{h_2^2}{4} + \frac{2v_2^2 h_2}{g}}$$

$$\text{同様に } h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 h_1}{g}} \quad \dots\dots\dots(7)$$

を得て跳水の前の値 h_1 及び v_1 から跳水後の h_2 及び v_2 或いは下流の h_2 及び v_2 を規制して潜流, 完全跳水或いは露出射流になるかを調べる方法は多くの教科書に述べられている処である。

露出射流の長さ (l_s): 上記の (7) 式により完全跳水前後の h_1 と h_2 の関係は判明しても実際にはかかる不連続変化は点としては存在せず一つの過渡的地帯が存在する事になり従つて常流水深 h_2 に対応する射流水深 h_1 の所から跳水現象の表面渦が起るものと考えなければならない。従つて h_1 より上流には一般に射流が露出し射流の水深 h_0 が流体抵抗のために徐々に水深を増加してこれが h_2 に対応する h_1 に等しくなつた所から跳水が始まる事となる。この場合の露出射流の長さは (6) 式を積分して $(h)_x=0=h_0$ なる境界条件から求めた式

$$x = \frac{2}{\lambda} (h - h_0) \left[1 - \frac{g}{4g^2} (h + h_0) (h^2 + h_0^2) \right]$$

$h = h_1$ と置けば求められる筈である。

表面渦の長さ (l_w): 跳水現象を水深に関して研究したものが多いのに表面渦の長さについて調査した資料は少い。

Sofranez の研究は l_w は h_1 と水深 h_1 なる場所の Froude 数 $F_{r,1} = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}}$ の積に比例する事を知り $l_w = 6h_1 F_{r,1}$ とし更に半実験的關係式

$$h_2 = 0.435 v_1 \sqrt{h_1} \text{ から } l_w = 4.5h_2 \text{ を得た。Ludin}$$

は Sofranez の実験を別な角度から見直して

$$l_w = \frac{h_2 - h_1}{4.5 \frac{1}{6F_{r,1}}} \text{ なる式を得た。}$$

Einwaechter は勢力損失は表面渦の長さの全体に亘つて行われるものであるからその長さは Borda-

Carnot の勢力損失 $\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$ と実際の勢力損失 ($H_1 - H_2$) の差によつて起るものと考えて

$$l_w = \phi [Ah_1 - Bv_1^2]$$

$$A = \frac{h_2}{h_1} - 1 \quad B = \frac{A}{\left(\frac{h_2}{h_1}\right)^2 g}$$

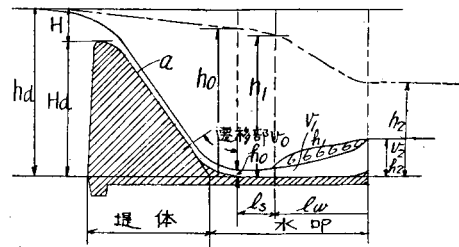
更に ϕ 曲線は $\frac{h_2}{h_1} \geq 3$ 以上で殆んど直線となる事から

近似的に $\phi = \left(15.2 - 0.241 \frac{h_2}{h_1}\right)$ を得ている。

11. 水叩の使命 一般に水叩の使命は急勾配を下流する射流水脈をして足が堤体の直下部を洗掘しない様堤体の下流部を被覆すると共に射流の勢力をしてこの部分において出来るだけ消費させ更にこれより下流の洗掘を軽減させ且つその洗掘をなるべく遠くに導く役目をするものである。

今 図-6 の如き標準水叩について射流水脈の深さ及び流速と下流部常流水深との関係によつて跳水の起る場合と起らない場合とを生じこれに従つて水叩の働きが異つて来る。前者の場合には、水叩部は方向を変えられた射流と跳水による表面渦の終端迄を少くとも、この上に存在せしめる事が望ましい。処が後者の場合には急勾配にて下流する射流水脈による堤体脚部の洗掘を防止するだけの役割は果すけれども、水叩の上にはなお射流として存在する為、流水の勢力を消費せしめる事は極く僅少である。従つてこの場合には先端部に適当な角度を有する deflector を設けて射流水脈を遠くへ放飛せしめ、その落水水によつて生ずる洗掘が堤体に対し最も安全な様に水平部の長さ及び先端部の形状、大きさを決定する事が望ましい。

図-6



12. 水平水叩長さの決定方針 一般に水平水叩上には露出射流と跳水の表面渦が出来る。この場合我々が注目するのは溢流による特別な勢力即ち余剰勢力を如何に河床の洗掘なしに消費させるかにある。下流水路に特有な水深 h_2 が生ずる様なになれば自然平衡河川である限り特別な保護工は必要ない筈であるから少くもそこ迄、従つて前述の式で l_s 及び l_w を求め ($l_s + l_w$) 迄被覆すればよいわけである。処が l_s なる長さ

は下流常流水深 h_2 の僅かの変化によつて極めて大きく変化する事になり l_s の僅かの変化によつて表面渦の始端が大きく移動する。

従つて下流水深としては、これを少しく深める事によつて l_s なる被覆長を大きく節約する事が出来るので $l_s=0$ なるように h_2 を保持する事が望ましい。その為には $h_2 = \sqrt{\frac{h_0^2}{4} + \frac{2v_0^2 h_0}{g}} - \frac{h_0}{2}$ である事が必要である。その結果河床の水叩長さ l は水平水叩上にて跳水を生ずる限り $l=l_w$ で充分となる。

一方跳水といつても不完全な波状跳水では特別な余剰勢力は充分消滅せしめられず波状となつて下流長距離に迄亘るのであるから、跳水は波状とならぬ事が必要であり、その限界は Einwachter の実験的研究によれば大体に於て $h_2 \geq \frac{4}{3} h_c$, ここに h_c : 限界水深

13. 跳水現象の安定化 跳水現象を安定させる為に種々の補助工作物が用いられている。その効果は噴射水の流速、水深及びこれに伴う下流側流水の状態によつて決定され経験並びに模型試験の結果によつて慎重に研究する必要がある。

今その方針大綱を Reclamation Bureau の方針に基いて述べると、

(1) 阻柱, 齒閘 (Baffle piers, Dentates) 経験によれば高速流路中に設けた阻柱, 齒閘その他種々の形の障碍物は下流側水位が変動する場合に跳水の位置を定めるのに有利である。かかる障碍物の大きさ及び形状の設計は模型実験から決定するより手段がないと云うのは形状, 大きさの僅かの変化も潜流状態 (Submerged flow conditions) を形成して水叩の下部をえぐられるおそれがある。高堰堤に於ては射流の流速が齒閘に破壊的な空洞現象 (Cavitation) を生成して使用が不可能になる。

(2) 静水池 (Stilling pools) 下流側水深が跳水に必要な水深より浅い場合, 河床を掘さくし水叩を低く下げて下流側水深を増加し, 跳水するために必要な水深を得る。これを静水池と云う。或いはダム下流の水路を横断して副堰堤 (auxiliary dam) を築造して静水池を造つても良い。この高さは跳水所要の下流側水深を得る如きものである。

静水池の長さは通例最大下流側水深の4倍から6倍迄変化する。この最大下流側水深は池床の勾配及び齒閘とか阻柱のような勢力減殺装置の使用によつて決定される。水叩の厚さは最大下流水深による静水圧水頭に等しい揚圧力に抵抗する如きものでなければなら

い。又もし基礎が幾分でも多孔質であれば水叩下の地盤の排水を計らなければならない。

(3) 傾斜水叩 (Sloping Apron) 流量が多くなると跳水現象が水叩上更に下流速くで起る原因となる傾向がある。溢流路の下流側の処で水叩を高くして下流側へ傾斜させると流量が変化しても概ね同じ位置で跳水現象が起る傾向があり, それによつて水叩の長さを減ずることが出来る。然し長さを減ずることによつて節約されるコンクリートの量は堤趾部に於ける厚さの増加によつて相殺されるかも知れない。流量と下流側水深が変化する場合の有効な侵蝕防止工は傾斜水叩と静水池を併用する事によつて得られるであろう。

(4) 転流式水承 (Roller Bucket) 大きな流量と深い下流側水深を持つ高堰堤の場合必要な水叩は非常に大きなものとなつて非常に高価なものとなるであろう。かかる条件の下では水承を下流側水中深く設置し噴射水が上方に向くように曲面を延ばして, この水承の唇部 (lip) 上に激しい攪乱 (high boil) 及び水承中に大きな転流 (roller) を形成せしめると満足な結果が得られるであろう。この場合注意を払わねばならぬ点は水承直下流底に破壊的な潜行転流 (Submerged ground roller) を形成せしめないようにすることである。

14. 拡散法 (Diffusion Method) 拡散式水承 (Diffusion Bucket) は下流側水の状態が変化する中庸高のダムの場合に用いて満足な結果を得た。この設計の特徴は流れの方向に平行及び上向き方向に傾斜面を持つた切欠 (notch) を包含する唇壁 (lip) をもつことである。切欠の比較的狭い上流側開孔部に入つた水は頂部の出口及び下流の出口の処でより広い面積は拡散させられてその速度の大部を失う。

15. 抛射法 (Trajectory Method) これは水承を下流側水位上に設け, その形状を噴射水が堤趾から安全な距離で下流水面を打つように投げ上げられて堤体下流側から隔離するように定めた水承を用いるのである。本法では深い下流側水深を必要としその水承の唇部が下流水位上方にある限り安全かも知れないが, そうでないと大きな転流が水承唇部に発達し堤趾の下部の洗掘を惹き起すであろう。

追記 最近洪水調節池の建設から conduit による排水の必要性が唱えられ高圧水門の研究と共に conduit による排水の研究がなされている。又 Arch dam の研究と共にこれが溢流方法も問題になりつつあるが, この点は又改めて述べる事としたい。