

側溝式餘水吐

朴 基 丞

一. 餘水吐

(1) 概說

餘水吐는 Dam越流에 의한 決壊를 防止하기 爲하여 貯水池內 計劃水位以上の 물을 可及的 速히 放流하는 施設이다. 따라서 그設計와 施工에 있어서는 特히 周到綿密치 않으면 안될것이다. 餘水吐에 對하여는 多大한 工費가 必要하다는 것은 普通常識이지만 一面 餘水吐設計의 良否는 特히 事業全體의 經濟的 效果를 左右하는 때도 있으므로 安全性과 經濟性的의 兩面에 있어서 第一妥當한 設計를 하지 않으면 안될것이다. 또 이에 必要한 工事期間도 Dam工事의 進展과 步調를 같이하여 萬一 Dam竣工 直後에 洪水가 오더라도 Dam에 아무런 影響이 없도록 措置하지 않으면 안될것이다.

(2) 種類

餘水吐의 種類는 學者와 各國에 있어서의 貯水池 使用目的에 따라 多少 差異는 있지만 大略 다음과 같은 種類로 區分할 수 있다.

- (a) Free Overfall (straight drop) Spillways
- (b) Ogee (overflow) Spillways
- (c) Side Channel Spillways
- (d) Chute (open channel or trough) Spillways
- (e) Conduit and Tunnel Spillways
- (f) Drop inlet (Shaft or Morning glory) Spillways
- (g) Culvert Spillways
- (h) Siphon Spillways

以上 8種類로 區分할 수 있으나 現在 우리나라에 있어서는 Side channel spillway와 Chute Spillway가 第一 많이 設計 施工되어 있으므로 爲先 이 두가지에 對하여 略記하면 다음과 같다.

(a) Side Channel Spillway(側溝式 餘水吐)

control weir(溢流堰)가 餘水吐 放水路 上流部에 거이 並行되게 設置되어 堰頂을 溢流하는 물

을 放水路中心線에 直角으로 流入시켜 水路內에서 그 方向을 放水路中心線方向으로 變更 流下시키는 形式인 것이다. 이런 形式의 餘水吐는 放水路上流部에서 水理作用이 相反될 때 考慮될 것임으로 水理學上 다른 餘水吐에 비해 獨立的인 것이다. 그러므로 流下方向의 急激한 變化 堰側으로부터 側水路에 流入等으로 水脈의 混亂 衝擊에 依하여 큰 水頭損失이 있으나 溢流堰이 急한 水腹에 接하여 있어 Chute Spillway로 設計치 못할때 經濟的인 것이다.

(b) Chute (open channel or trough) Spillways control weir (溢流堰)가 餘水吐放水路에 直角으로 設置되어 餘水吐放水路中心線에 並行하게 流下시키는 形式이다. 이 形式은 水理學的으로나 經濟的으로 有利한 것으로 地形 地質 其他條件이 許容한 限 採用될 것이다. 貯水池周邊 어디든지 滿水位에 가깝게 自然凹部 下流 舊河川에 近距離에 있을때 有利하다.

二. 側溝式 餘水吐의 計算方法

(1) 本計算法의 特徵

本計算方法으로서 側水路를 設計하면 前에 使用한 梶山氏 公式보다 相當한 掘鑿量 土砂 岩石이 減少되어 工事費를 節減시킬 수 있다.

(a) 水深을 一定하게 하고 水路幅을 擴張시키는 梶山氏 公式에 있어서는 側水路末端에서 가장 깊은 掘鑿과 가장 넓은 水路幅을 保有하며 掘鑿한 堰頂以下の 全斷面을 有効하게 利用치 못하는 것과 反對로 本方法은 一定한 最少의 水路幅과 溢流量에 支障이 없는 範圍內에서 最大로 水深을 變化시켜 利用할 수 있으므로 全掘鑿斷面을 가장 有効하게 利用하여 側水路의 設置點이 急한 山腹과 같은 條件에서는 가장 最少의 掘鑿量을 가져오게 한다.

(b) 前에 使用한 梶山氏 公式에 있어서는 側水路末端에 急勾配水路를 直結시키므로써 急勾配水

路의 始點 水路底 標高와 水表面 標高는 自然 側水路 末端의 그것과 同一하여야 함으로 掘鑿量의 多少에 不關하고 此點부터 以下水路의 計算을 樹立함에 反하여 本方法은 側水路 末端에 Transition section 即 control point를 地形에 適合한 急勾配水路를 計劃하여 掘鑿量을 最少로 할수있다. 即 側水路 末端水路 底標高보다 높게 control point의 底標高를 만들수 있다.

(c) control section의 限界流를 利用하여 最少의 斷面으로 最大의 流量을 放流시킴으로서 掘鑿量을 節減할수 있다.

(d) 本法은 側水路 末端에 transition section을 됨으로서 tunnel 暗渠 開渠等 여러 形態의 急流放水에 連結할수 있다.

(2) 使用公式

$$\Delta y_1 = \frac{V_1 + V_2}{g(Q_1 + Q_2)} \left\{ \Delta V + \frac{V_2 q \Delta X}{Q_1} \right\} \dots\dots (1)$$

$$\Delta y_2 = \frac{Q_2(V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left\{ \Delta V + \frac{V_1 q \Delta X}{Q_2} \right\} \dots\dots (2)$$

記號說明

ΔX = 考察하는 堰의 細分한 極少區間의 距離(L)

Δy_1 = control point (調節點)로 부터 上流側의 極少區間인 ΔX 의 上下端에 있어서의 水表面差(L)

Δy_2 = control Point (調節點)로 부터 下流側의 極少區間인 ΔX 의 上下端에 있어서의 水表面差(L)

Q_1, V_1 = ΔX 區間의 上端에 있어서의 溢流量 (L^3/T) 및 流速(L/T)

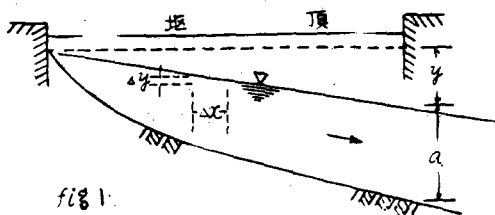
Q_2, V_2 = ΔX 區間의 下端에 있어서의 溢流量 (L^3/T) 및 流速(L/T)

g = 重力 加速度 { L/T^2 . 呎인 경우 $g = 32.2 ft/sec^2$
m인 경우 $g = 9.8 m/sec^2$ }

ΔV = ΔX 區間의 上下端에 있어서의 流速의 差 (L/T) 即 $V_2 - V_1$ 의 值

q = 堰單位長에 對한 溢流量(L^3/T)

(第一圖 參照)



(3) 計算方法

아래와 같은 a. b. c. d.의 條件이 決定되었을때 l의 勾配를 水理學的 또는 經濟面에서 有利하게 假定하여 다음 計算順序로 進行한다.

(A) 設計條件

(a) 餘水吐의 總延長 = l

(b) 最大溢流量 = $Q (L^3/T)$

(c) 堰單位長에 對한 最大溢流量 = q

$$q = \frac{Q}{l} (L^2/T)$$

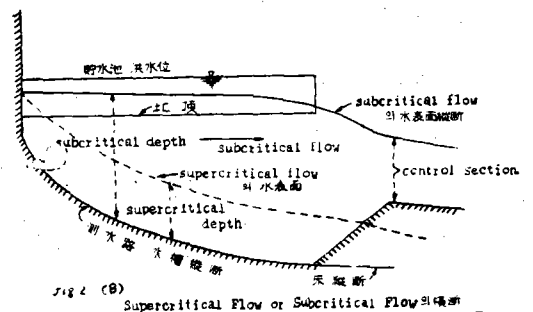
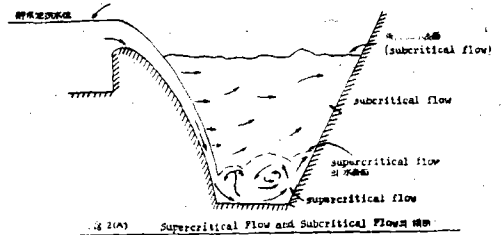
(d) 堰頂係數 c 와 溢流計劃水深 H_0

$$H_0 = \left(\frac{q}{c} \right)^{2/3} (L)$$

(B) 計算順序

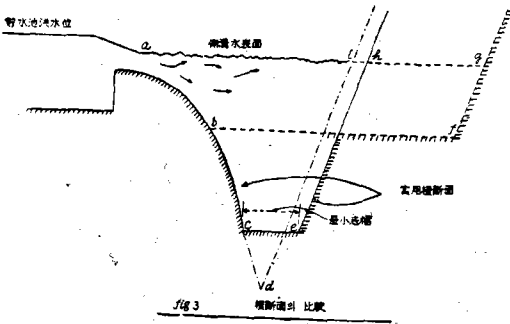
(a) control point의 決定

水路內의 어떤點에서 水流가 限界流가 되는點을 決定해야 한다. 公式(1)에 依해 全水流가 限界流가 되는 側水路의 水表面曲線과 底面曲線을 만들어 此底面曲線과 接하는點을 control point(調節點)로 決定하여 上流는 (1)式으로 下流는 (2)式으로 計算하는 方法과 側水路 末端과 急勾配急流工間에 transition(變遷工, 第六圖 參照)을 만들어 그의 末端을 急勾配水路의 計劃을 考慮하여 側水路 末端 底標高보다 높게 또는 同一하게 하여 이點을 限界流가 이러나는 control point(調節點)로 하는 方法이 있다. 前者는 側水路內에 control point가 存在하므로 그點以下의 水流는 super critical flow(過限界流)가 發生하고 後者는 側水路內에서는 全部 subcritical flow(亞限界流)뿐만 아니라 掘



整量を 적게하는 有利한 點이 있으므로 本計算法에서는 後者를 擇하였음 (第二圖 參照)

(b) 側水路의 底幅과 側法의 決定(第三圖 參照)



側水路의 形은 梯形斷面이 가장 有利하다. 側水路의 底幅은 施工에 支障이 없는 範圍內에서 可及的 좁은것이 有利하며 側法은 工法의 安定範圍內에서 急한것이 좋다. 底幅 B와 側法 S가 決定되면 水深 d의 變化에 따르는 斷面積 A는 다음과 같다. (第四圖 參照)

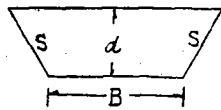


Fig 4 橫斷面型

$$A = (B + Sd)d \quad \dots\dots\dots(3)$$

(c) control point에 있어서의 限界水深 d_c . 限界流速 V_c . 限界速度水頭 h_{oc} 의 計算

(가) control section (調節斷面)이 梯形일 때

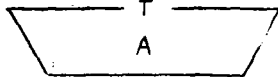


Fig 5 水路上巾

(第五圖參照)

$$h_{oc} = \frac{A}{2T} \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$V_c = \sqrt{2gh_{oc}} \quad \dots\dots\dots(5)$$

여기서

A = 水路斷面積

T = 水路斷面の 上巾 = $B + 2sd_c$(6)

$$Q = \text{control point에 있어서의 所要水量} \\ = \sqrt{g \frac{(B + sd_c)d_c^3}{(B + 2sd_c)}} \quad \dots\dots\dots(7)$$

(7)式에 依해 control point에 있어서의 所要Q가 滿足하는 d_c 를 發見하고 (3)式에 依해 A를 (6)式에 依해 T를 (4)式에 依해 h_{oc} 를 (5)式에 依해 V_c 를 計算한다.

(나) control section이 矩形일 때.

$$d_c = \frac{\sqrt[3]{gQ^2}}{\sqrt{q}} \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$V_c = \frac{q_1}{d_c} \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$h_{oc} = \frac{V_c^2}{2g} \quad \dots\dots\dots(10)$$

여기서

q_1 = control section의 單位底巾에 對한 流出量

(d) 溢流堰長의 細分

溢流堰의 全長을 5m~10m로 細分하여 各側點番號를 만든다음 各區間의 距離 ΔX 를 算出함

(e) 側水路 末端 水路底의 假標高를 適當히 假定함

(f) 各側點의 溢流量을 算出함

$$Q = qx \quad \dots\dots\dots(11)$$

x = 餘水吐 溢流堰 基點부터의 距離(L)

(g) 側水路末端에 있어서의 水深 d 및 流速 V. 斷面積 A의 算出

Bernouilli의 定理를 利用하여 control point (調節點)과 側水路末端의 Energy線 關係는

$$d + h_o = d_c + h_{oc} + 0.2(h_{oc} - h_o) + z \quad \dots\dots\dots(12)$$

d = 側水路末端에 있어서의 水深

h_o = 側水路末端에 있어서의 流速水頭

z = 側水路底標高와 control section

水路底 標高差

처음 d를 假定한다. d가 假定되면 (3)式에서 A를 $V = \frac{Q}{A}$ 에서 V를, $h_o = \frac{V^2}{2g}$ 에서 h_o 를, 各各 算出하여 (12)式에 代入한 後 左右項이 一致하면 그假定은 成立되고 萬一 差가 생기면 同一值가 될 때까지 試算을 反復한다. 同一值가 算出되었을 때의 d, A, V의 値는 곧 側水路末端點에 있어서의 算出值가 된다.

(h) 側水路末端에 있어서의 水表面 假標高의 決定.

(e)에서 假定한 側水路末端底假標高에 (g)項에서 算出한 水深 d를 加하여 側水路末端의 水表面 假標高로 한다.

(i) 側水路各側點의 水路底 假標高 計算.

(e)項에서 假定한 側水路末端의 假底標高를 基準으로하여 附與된 勾配로 各側點의 水路底假標高를 計算한다.

(j) 側水路末端에 隣接한 上流測點의 水表面

增加高 Δy 의 算出

처음 Δy 를 假定하여 (h)의 水表面 假定標高에 Δy 를 加算하여 此點의 水表面 假標高로 하고 이 水表面 假標高에서 此測點의 水路底 假標高를 差引한 d 는 이點의 水深이 됨으로 (3)式에서 A 를 $Q/A=V$ 에서 V 를 算出한다음. 公式(1)에 依해 右項을 計算한다. 이때 算出值가 假定한 Δy 와 同一할때는 그假定은 適當한 것이며 萬一 $\pm 0.01m$ 以上 일때는 同一值가 나올때까지 計算을 反復한다. 同一值가 計算되면 그때의 水表面 假標高는 決定된다.

(k) 各測點에 對한 計算

(j)項의 方法을 反復하여 Δy 의 值를 發見 하면 各各 水表面 假標高值는 알수있다.

(l) 餘水吐 側水路基點에 있어서의 水表面標高 側水路基點에 있어서의 水表面 假標高는 隣接한 下流測點의 水表面 假標高이다. $hw = \frac{V^2}{2g}$ 의 2倍라 假定하여 加算한다.

(m) 側水路의 水表面 및 水路底縱斷의 作成 以上과 같이 各側點의 水表面 및 水路底의 假標高가 決定되면 各水表面 및 各水路底를 連結하므로 縱斷이 作成된다.

(n) 水面縱斷 및 水路底縱斷의 實標高 決定.

(m)項에서 各各 水表面 및 水路底의 縱斷이 決定되면 溢流計劃水深 H_0 인 堰에서 最大 $\frac{3}{2} H_0$ 以上 submergence(潛流) 되지 안도록 그以下로 平行하게 各縱斷을 移動하여 實標高로 各測點의 假標高를 置換한다.

(o) 溢流하는 水深과 側水路의 水流의 混入으로 因한 水泡과 渦를 考慮하여 實施計劃에 있어서의 4~10%의 餘裕를 보아 設計한다.

(q) 本計算은 control section 底巾 水路勾配等의 變化에 따라 그結果가 달라짐으로 實地設計者는 가장 水理學上으로 有利하고 經濟上으로 效果의인 設計를 企圖해야 한다.

(4) 計算例

1. 設計條件

- a. $l=100$ feet.
- b. $Q=2000$ ft^3/sec
- c. $q=2000/100=20$ ft^3/sec
- d. $C=3.6$ $H_0=3.15$ feet.
- e. $S=1/100$

2. 設計順序

a. transition을 側水路末端에서 부터 control section 까지 20 feet, control section 은 同一巾인 矩形斷面이며 水路底는 同一標高로 한다 即 $Z=0$.

b. 底巾 $B=10$ feet, 側法 $1:1/2$ $S=0.5$

c. control point에 있어서의 control section 을 矩形으로 하였음으로

$$d_c = \frac{\sqrt[3]{q_1^2}}{\sqrt{g}} = \frac{\sqrt[3]{2000^2}}{32.2} = 10.75 \text{ feet}$$

$$V_c = \frac{q_1}{d_c} = \frac{200}{10.75} = 18.6 \text{ feet/sec}$$

$$h_c = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{18.6^2}{64.4} = 5.37 \text{ feet}$$

d. 堰長을 表1과 같이 區分함.

e. 側水路末端測點 (1+00)의 水路底 假標高를 100 feet로함. 表 測點(1+00).....4

f. 各點의 溢流量을 表1 (8)項과 같이 計算함.

g. 側水路末端의 水深 $d_{(1+00)}$ 를 16.34feet로 假定함. (3)式에서

$$A_{(1+00)} = (B + Sd)d =$$

$$(10 + 0.5 \times 16.34) \times 16.34 = 297 \text{ feet}^2$$

$$V_{(1+00)} = Q/A = \frac{2000}{297} = 6.73 \text{ feet/sec}$$

$$h_{o(1+00)} = \frac{V^2}{2g} = \frac{45.2929}{64.4} = 0.70 \text{ feet}$$

∴ (12)式에 代入하면

$$16.34 + 0.70 = 10.75 + 5.37 + 0.2(5.37 - 0.70)$$

$$17.04 = 17.05 \text{ 이고 前記假定은 適合함}$$

$$\therefore A = 297 \text{ feet}^2 \quad V = 6.73 \text{ feet/sec}$$

$$d = 16.34 \text{ feet 表 測點(1+00).....67.8}$$

h. 水路底 假標高를 側點 (1+00)의 底面를 基準(100 feet)으로 하여 1/100로算出함表1. (3)項

i. 側水路末端에서의 水表面假標高의 決定 $100 + 16.34 = 116.34$ 表 (1+00).....(5)項

j. 測點 (0+75)의 水表面 增加高 Δy 의 算出 처음 Δy 를 1.00 feet로 假定하면 水表面 假標高는 $116.34 + 1.00 = 117.34$ feet

{表測點(0+75).....5}이된다. 117.34 feet에서 水路底 假標高 110.25feet를 差引한 $117.34 - 110.25 = 7.09$ (feet) 이것이 이點의 假水深이 된다. 表測點 (0+75).....d 水深이 假定되면

$$A_{(0+75)} = (10 + 0.5 \times 17.09) \times 17.09 = 317$$

$$V_{(0+75)} = \frac{Q}{A} = \frac{1500}{317} = 4.73$$

側溝式餘水吐

$Q_1 + Q_2 = 1500 + 2000 = 3500$

$\frac{Q_1}{g(Q_1 + Q_2)} = \frac{1500}{32.2(3500)} = 0.1332$

$V_1 + V_2 = 4.73 + 6.73 = 11.46$

$\Delta V = 6.73 - 4.73 = 2.00$

$q\Delta X = 25 \times 20 = 500 \quad \frac{q\Delta X}{Q_1} = \frac{500}{1500} = 0.333$

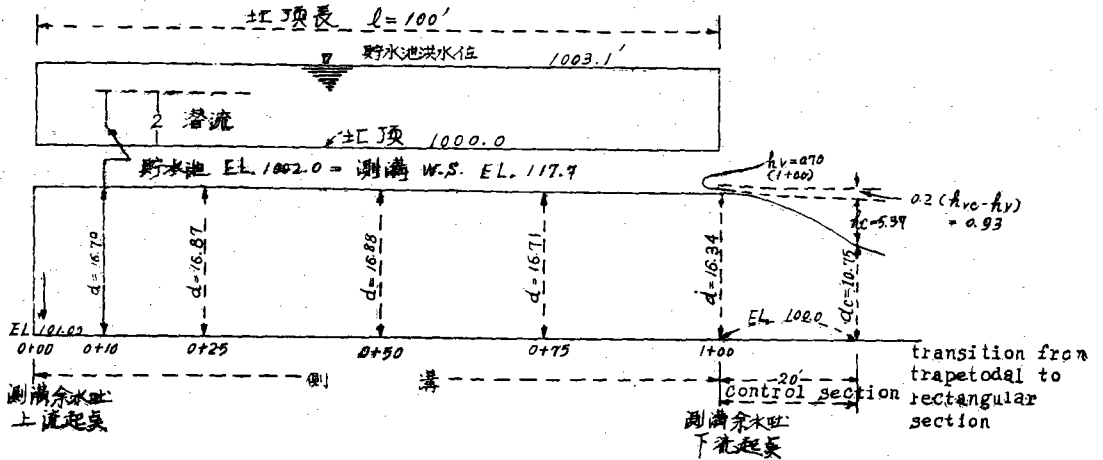
$\frac{V_2 q \Delta X}{Q_1} = 0.333 \times 6.73 = 2.24$

$\therefore \Delta y = 0.1332 \times 11.46 \times (2.00 + 2.24) = 0.64$

前記 假定値 1.00과 計算値 $\Delta y = 0.64$ 과는 差
가름으로 Δy 를 0.62로 假定하여 表 測點 (0+75)
와 같이 計算한 結果 $\Delta y = 0.63$ 故로 其의 假定値
와 一致함으로 採用함.

(k) 各點에 對해 計算한 結果 表1과 如함
(第6圖 參照)

Fig 6 側水路計算圖



(表 1) 側水路計算表

測點	ΔX	底面 標高	試算 Δy	水表面 標高	α	A	Q	V	$Q_1 + Q_2$	$\frac{Q_1}{g(Q_1 + Q_2)}$	$V_1 + V_2$	ΔV	$q\Delta X$	$\frac{q\Delta X}{Q_1}$	$V = \frac{q\Delta X}{Q_1} \times 13 \times 16$	$\frac{(11) \times (12)}{(17)}$	Remarks	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
1+00		100.0		116.34	16.34	297	2.000	6.73										
0+75	25	100.25	1.00	117.34	17.09	317	1.500	4.73	3.500	0.1332	11.46	2.00	500	0.333	2.24	4.24	0.64	
			0.62	116.96	16.71	307			4.89				11.62	1.84			4.08	0.63
0+50	25	100.50	0.59	117.46	16.96	313	1.000	3.19	2.500	0.1244	8.08	1.70	500	0.50	2.44	4.14	0.42	
			0.42	117.38	16.88	311			3.22				8.11	1.67			4.11	0.41
0+25	25	100.75	0.30	117.68	16.93	313	500	1.60	1.500	0.1036	4.82	1.62	500	1.00	3.22	4.84	0.24	
			0.24	117.62	16.87	311			1.61				4.83	1.61			4.83	0.24
0+10	15	100.90	0.10	117.72	16.82	310	200	0.64	700	0.088	2.25	0.97	300	1.50	2.41	3.38	0.07	
			0.07	117.69	16.79	309			0.65				2.26	0.96			3.37	0.07

(筆者; 農林部農地課長)