

# 灌溉系統構造物之設計與實例

## 明渠水理與設計之二(變速定流渠道)

### (Hydraulics of Open Channel and Its Design)

#### Steady Varied flow Channel

洪 有 才

#### 一、概 述

等速定流渠道之水理與設計已在本學報前期刊出，本文所談之內容乃屬變速定流渠道。變速定流在灌溉渠道中常發生之現象，從事設計者必能將其與等速定流渠道有所辨別。等速定流與變速定流最大不同之處，即前者乃水流經過渠道某一時間領域時不變其水深，流速及斷面，而後者則不然，故等速定流公式在等速渠道中可應用於整個渠道中，蓋因其能量線，水面線及渠底縱坡均互相平行。然在變速定流渠道，等速公式僅能應用於各斷面點，蓋因其能坡線，水面線及渠底縱坡均不相互平行之故。

變速定流可分緩慢變速流及突變變速流，本文所述僅限於緩慢變速流，至於突變變速流則俟述及各種有關構造物時隨時提出說明。變速定流者係指定流中等速定流以外之總稱，其水流在渠道中之水深沿渠道緩慢變化者稱為緩慢變速流(Gradually Varied Flow)，諸如水流經過渠道縱坡變換點，漸變段或背水(Back Water)等均屬之，其水流具有以下兩種特性：(1)緩慢變速流為一定流(Steady Flow)，其在某時間領域(Time Interval)中之水力性(Hydraulic Characteristics)保持不變。(2)實際流線(Streamlines)互相保持平行，其斷面內靜水壓力之分佈與等速定流相同。

#### 二、緩慢變速定流之幾種假設

緩慢變速定流之計算，不管在理論上或實驗上均未曾得到精密之結果，但利用等速定流公式計算其水流現象，已證明其誤差甚小，故在實際設計上之應用，已被認為有相當之可靠性，惟等速定流公式應用於變速定流渠道時，須注意如何安排，切勿隨意應用於整個變速定流渠道中。

從事設計者尚須注意緩慢變速定流計算之幾點基

本觀念，茲列述於下：

A. 緩慢變速定流渠道某一斷面上水頭損失相當於該斷面具有同流速，同水力半徑(Hydraulic Radius)之等速定流之損失水頭，由此假定等速定流公式可應用以計算已知斷面緩慢變速定流之能量坡度(Energy Slope)，同時等速定流公式中之糙率亦可應用於此。

B. 渠坡度小時，可假定(1)鉛垂水深(Vertical Depth)與水深(指與渠道底垂直之水深)相同。(2)壓力校正因子(Pressure Correction Factor)  $\text{Cos}\theta=1$ 。(3)假定水流中無空氣滲入。

C. 假定渠道為柱體形(Prismatic)，亦即為定線與定形(Constant Alignment and Constant Shape)。

D. 渠中流速分佈與等速定流相同。

E. 糙率與水深各自獨立無關，在全渠中均假定不變。

#### 三、緩慢變速定流之水理公式與計算法

緩慢變速流之基本公式有運動方程與連續方程，因其均須利用微積分法解之，對基層設計人員不適用，故僅列於下作為參考：(看圖一)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_r}{1 + \alpha d \left( \frac{V^2}{2g} \right) / dy} \dots\dots\dots (1)$$

$$V \frac{dA}{dx} + A \frac{dV}{dx} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

式中  $\frac{dy}{dx}$  = 在微小距離中水面坡度之變化，

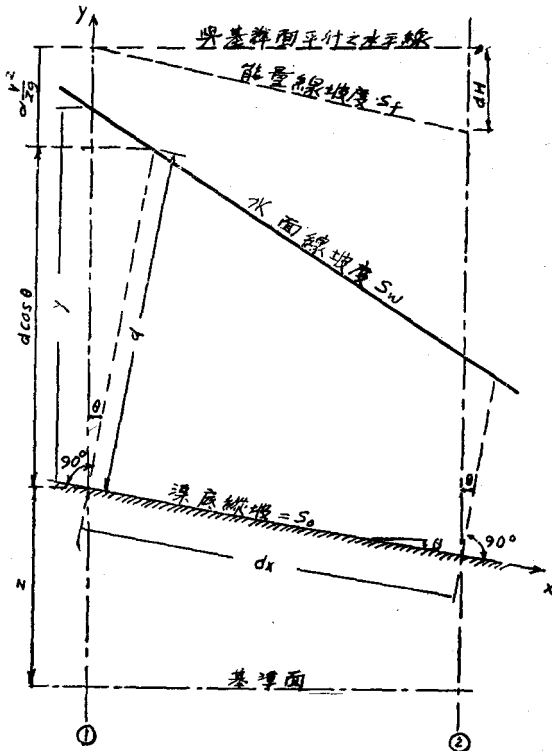
$S_0$  = 渠道底縱坡

$S_r$  = 能坡度

$\alpha$  = 能量係數

$V$  = 流速

$A$  = 斷面積



圖一：緩變流速定流公式誘導圖

$\frac{dA}{dx}, \frac{dV}{dx}$  = 在微小距離內通水斷面積及流速之變化。

決定流水剖面 (Flow profile) 有以下四法：

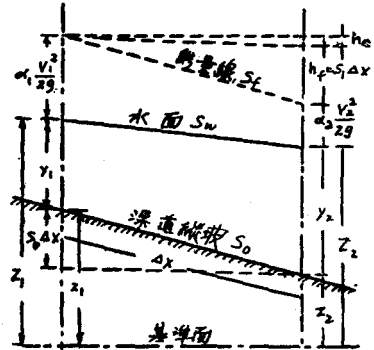
A. 圖解積分法 (Graphical-integration method)：此法乃以圖解法解運動方程式，此法可應用於任何形狀及縱坡之人工渠道或自然河川，應用甚廣，但非為本文所討論之對象。

B. 直接積分法 (Direct-integration Method)：由公式(1)吾人知道該微分運動方程式，在所有任何渠道斷面，不能以  $y$  為穩函數來表示，故以直接純粹之積分法求之實為不可能之事，因此以往有許多水力學家，曾對於某些特殊情形假設一些因子使能用數學積分法以求之，此在河川應用較多，在一般人工渠道應用較少，且非一般基層設計者所能活用，故亦不擬討論。

C. 逐步法 (Step Method)：逐步法乃將一渠道分成幾段，由一斷面逐步計算至另一斷面之方法。逐步法大致可分為二種，一即直接逐步法 (The Direct Step Method)，二即標準逐步法 (The Standard Step Method)。茲二法應用於渠道中較便且易，故以下所要討論說明之對象，乃以此為主。

1. 直接逐步法：(The Direct Step Method)：直接逐步法為一最簡單之方法，適合於定線定形之柱體形渠道 (Prismatic Channel)，亦即適合於一般人工渠道。以下即說明其原理：

設圖二為渠道中某一短距離等於  $\Delta X$  之一段，利用柏努利定理 (Bernoulli Theory)，使斷面 I 及 II 之總水頭相等則得如下之關係：



圖二：逐步法公式誘導圖

$$S_0 \Delta x + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + S_f \Delta x \quad (3)$$

設  $E$  為比能量 (Specific Energy)

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha \text{ 則得}$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_f} \quad (4)$$

式中  $y$  = 水深 (m)

$V$  = 平均流速 (m/sec)

$\alpha$  = 能量係數

$S_0$  = 渠道底縱坡

$S_f$  = 摩擦坡度 (或能坡)

在一短距離之渠道中，等速流公式可以應用之，如以曼寧公式應用於此，並假定平均能坡  $S_f$  為  $\bar{S}_f$ ，則能坡 (或摩擦坡度) 可用下式表示之

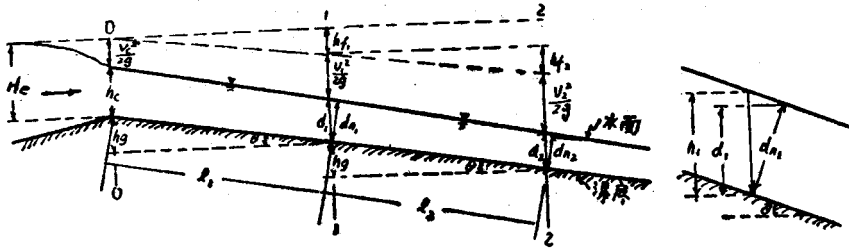
$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (5)$$

式中  $V, R$  均為公制單位  $V = \text{m/sec}, R = \text{m}$ 。

2. 標準逐步法 (The Standard Step Method)

此法亦可應用於自然河川或非柱體形渠道 (Non-prismatic Channel)。在非柱體形渠道中，其水力因素 (Hydraulic Elements) 不復如前與整條渠道無關。若屬自然河川，須先將河川測量，收集有關計算站所要之資料，並根據此等已知資料之計算站，用試誤法由一計算站算至另一計算站。茲將其原理說明於下：

如圖二假設兩斷面水面至基準面之高度



圖三：渠底縫坡變換試求變速流與等速流交界點之說明圖

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + z_2 \dots \dots \dots (6)$$

$$\text{及 } Z_2 = y_2 + z_2 \dots \dots \dots (7)$$

摩擦損失水頭為

$$h_f = S_f \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \dots \dots \dots (8)$$

此時 \$S\_f\$ 乃兩斷面能坡之平均坡度或等於 \$\bar{S}\_f\$

將式(6), (7), (8)代入(8)則得

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \dots \dots \dots (9)$$

式中 \$h\_e\$ 係因旋渦而產生之損失水頭，在非柱體渠道中相當可觀，但尚無理論方法探求它。因旋渦而產生之水頭損失，要主乃由於流速變化而來，可用流速水頭之變化乘以係數表示之。如 \$K(\Delta \alpha \frac{V^2}{2g})\$，式中 \$K\$ 為係數。當渠道為一緩慢收縮或擴大時，\$K\$ 值大約各自 0 至 0.1 和 0.2。至於突然擴大或收縮時其 \$K\$ 值可達 0.5。柱體形渠道之旋渦損失水頭，在實用上可當為零。(或 \$K=0\$)。為計算方便計 \$h\_e\$ 可以計入摩擦損失水頭中。而將等速流公式中之糙率 (\$n\$) 值適當增加。設 \$h\_e\$ 為零，則兩斷面之總水頭即為：

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \dots \dots \dots (10)$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \dots \dots \dots (11)$$

則式(9)變為

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \dots \dots \dots (12)$$

式(12)乃為標準逐步法之基本公式。此法可用於人工渠道及自然河川。

#### 四、漸變段之水力

此處所要談者係一般渠道中因渠道縱坡變化或因斷面變化而致水位變化及其控制之方法，故對於背水現象及自然河川之不規則斷面之水力不擬論及。一般渠道除各種附屬構造物有其各種不同水力變化由後章討論外，本文乃對一般渠道因縱坡及斷面變化所致之水利論之，故主要乃注重於漸變段之水力設計。

A. 試求因渠道縱坡變化所致變速定流與等速定流之交界點：

如圖三，若渠道縱坡由緩於臨界坡度（指產生臨界流之坡度）變化為陡於臨界坡度，而渠道斷面不變時，水流即自常流變為射流，其中必經過一臨界流，過臨界流下游之水流必經過一距離之變速流而後才變為等速流。吾人必須將其求出以決定其能量線之變化及出水高度 (Freeboard)。

如圖三，設斷面 0 為一控制斷面（即產生臨界水深之斷面），設渠道流量為 \$Q\$，臨界水深為 \$d\_c\$，臨界流速為 \$V\_c\$，渠道底寬為 \$b\$，比能量為 \$E\$，則該斷面之比能量 (Specific Energy) 為 \$d\_c + \frac{V\_c^2}{2g}\$，\$l\$ 為斷面 0-1，1-2 之斜距離，\$\theta\$ 為陡坡之傾斜角，\$h\_g\$ 為每斷面間落差 \$= l \sin \theta\$；\$d\_{n1}\$，\$d\_{n2}\$，為斷面 1，2 上與渠底垂直方向之水深 \$= h \cos \theta\$；\$d\_1\$，\$d\_2\$，為斷面 1，2 之壓力水頭等於 \$d\_n \cos \theta\$；或 \$h \cos^2 \theta\$，\$h\_1\$，\$h\_2\$ 為斷面 1，2 上鉛垂水深，\$R\_0\$ 為水力半徑，\$R\_m\$ 為斷面 0，1 及 1，2 之水力半徑，\$h\_r\$ 為斷面 0-1，1-2 間之摩擦損失水頭，則在斷面 0-1 間利用拍努利 (Bernoulli) 定理得，

$$d_c + \frac{V_c^2}{2g} + h_g = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{r1} = d_{n1} \cos \theta + \frac{Q^3}{2g(bd_{n1})^2} - h_r \dots \dots \dots (13)$$

若設 \$V\_m = (V\_0 + V\_1)/2\$，則由曼寧公式得

$$V_m = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} R_m^{2/3} (h_r/l)^{1/2} \dots \dots \dots (14)$$

$$\therefore h_r = (V_m^2 n^2 l) / R^{4/3} \dots \dots \dots (15)$$

計算時先假定 \$d\_{n1}\$ 小於 \$d\_c\$，而算 \$V\_1\$，\$V\_m\$，\$R\_m\$ 及 \$d\_{n1}\$，\$h\_{r1}\$，\$\frac{V\_1^2}{2g}\$ 並代入(13)式之右邊，使等於其左邊以尋求 \$d\_{n1}\$，同理試算斷面 1-2，試算 \$d\_{n2}\$，最後算至 \$x-(x+1)\$ 斷面，若 \$d\_x = d\_{x+1}\$，\$d\_{nx} = d\_{nx+1}\$，\$V\_x = V\_{x+1}\$，\$h\_g = h\_r\$ 則其下游即為等速定流。在陡坡渠道

中，若渠道縱坡  $\tan\theta \leq \frac{1}{10}$  時，可設  $\cos\theta \doteq 1$ ，如此則  $h_1 \doteq d_{n_1} \doteq d_1$ ， $h_2 \doteq d_{n_2} \doteq d_2$ ，此時渠道若屬混一  
 凝土則求其流速或  $h_r$  之糙率時應取 0.008，但求其出水高時其糙率  $n$  值仍取 0.014。

B. 因渠道縱坡及斷面變化而致之水位變化及其水理：

通水斷面積或斷面形變異之渠道漸變段，其水流必成變速流。其水面縱坡及渠底縱坡視摩擦損失水頭，斷面變化損失水頭或流速變化損失水頭而定。一渠道因縱坡度或斷面變化所致水位之變化有四種，1. 常流→常流，2. 射流→射流，3. 常流→射流，4. 射流→常流，故計算漸變段時須注意其漸變段上下游之水位狀態。若上下游水流均為常流或均為射流時，其上下游渠底高差可由②式再表示如下：

$$Z = (H_{e_2} + h_r) - H_{e_1} \dots\dots\dots (15)$$

式中  $Z$  = 漸變段上下游渠底高差 (+) 時下游點向下降 (-) 時下游點向上昇

$H_{e_2}$  = 漸變段下游斷面之比能量 (Specific Energy)

即為該點之水深加流速水頭  $H_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g}$   
 $\alpha = 1.0 \sim 1.1$

$H_{e_1}$  = 漸變段上游斷面之比能量即為該點之水

深加流速水頭  $H_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g}$ ,  $\alpha = 1.0 \sim 1.1$

$h_r$  = 漸變段間之損失水頭

損失水頭 ( $h_r$ ) = 摩擦損失水頭 ( $h_f$ ) + 斷面變化損失水頭 ( $h_s$ )。設漸變段間之平均斷面積，流速，水力半徑各為  $A_m$ ， $V_m$  及  $R_m$  則摩擦損失水頭為

$$h_f = \frac{nV_m^2}{R_m^{4/3}} \ell \dots\dots\dots (16)$$

式中  $\ell$  = 漸變段斜邊長 (若  $\tan\theta \leq \frac{1}{10}$ ，可假定其長度等於水平距離)

斷面變化損失水頭  $h_s$ ，則因其斷面之增減及縱坡度之緩急而異。

$$h_s = f \cdot \Delta h_v = f \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (17)$$

$h_s$  值均取正值， $f$  為係數， $f$  值大約如下：

- 直線式漸變段入口或漸縮段  $f=0.2$
- 直線式漸變段出口或漸擴段  $f=0.3$
- 流線式漸變段入口或漸縮段  $f=0.1$
- 流線式漸變段出口或漸擴段  $f=0.2$

$V_1$  及  $V_2$  各為漸變段兩端之流速

若漸變段上下游水位由射流變為常流則漸變段中必產生水躍現象以消去多餘之能量。若由常流變為射流則在漸變段中必產生一臨界水深，該處吾人亦可稱為控制斷面。吾人對此二問題必須計算，以求合理之設計。試求臨界水深可參考前期等速定流之設計。茲將計算水躍有關資料列述於次：

設水躍前之比能量為  $H_{e_1}$ ，水躍後之比能量為  $H_{e_2}$ ，則因  $H_{e_1} > H_{e_2}$

$$\therefore H_{e_1} - H_{e_2} = h_{se} \dots\dots\dots (17)$$

式中  $H_{se}$  = 因水躍而產生之損失水頭

又設水躍前後之水深為  $H_1$ ， $H_2$ ，則若渠道係矩形斷面時有如下之關係：

$$\left. \begin{aligned} \text{射流水深 } H_1 &= \frac{-H_2}{2} + \sqrt{\frac{H_2^2}{4} + \frac{2\alpha Q^2}{gb^2 H_2}} \\ \text{常流水深 } H_2 &= \frac{-H_1}{2} + \sqrt{\frac{H_1^2}{4} + \frac{2\alpha Q^2}{gb^2 H_1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots (18)$$

矩形斷面渠道因水躍而產生之水頭損失為

$$H_{se} = \frac{(H_2 - H_1)^3}{4H_2 H_1} \dots\dots\dots (19)$$

水躍後之段坡長度為

$$\ell \geq 5(H_2 - H_1) \dots\dots\dots (20)$$

上式中  $\alpha = 1.0 \sim 1.1$   $b$  為底寬， $Q$  為流量

C. 精密漸變段或鐘口式 (Bell mouth) 漸變段之水理：

一般漸變段之功用乃連結兩不同斷面或不同坡度之渠道及構造物，其式有如圖三中之所述之直線式及流線式之簡單者，此二式應用最廣，計算簡單，裝置方便，惟損失水頭較大，故在水頭有限之處，為減少損失水頭起見，可利用鐘口式漸變段，鐘口式漸變段計算極繁，施工亦難，故除非不得已，最好不要使用。

其水理計算之步驟如下：

1. 符號：

- $V$  = 流速 (m/sec)
- $h_v$  = 流速水頭 (m)
- $\Delta h_v$  = 流速水頭變化 (m)
- $S$  = 水面降坡
- $h_f$  = 摩擦損失水頭 (m)
- $h$  = 水深 (m)
- $W_B$  = 水面線之變化 (m)

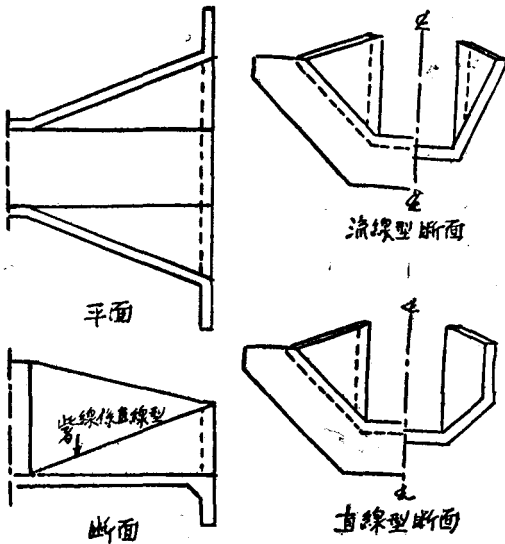
$\Delta W_s$  = 各小段區間水面變化 (m)

B = 漸變段底寬 (m)

H = 漸變段側壁高 (m)

T = 漸變段之水面寬

W = 漸變段頂寬 (m)



圖四：直線型及流線型漸變槽說明圖

2. 漸變段長度：與已知之上下游渠道水面寬相連之直線與渠道中心線所成之角度在  $12^{\circ}30'$  -  $25^{\circ}$  之間適當選定長度。

3. 損失水頭

漸縮漸變之損失水頭  $= 0.1\Delta h_v$

漸擴漸變之損失水頭  $= 0.2\Delta h_v$

設漸變段起點與終點之水面差為 F 則

入口漸變段 (緩流 → 急流)  $F = 1.1\Delta h_v$

出口漸變段 (急流 → 緩流)  $F = 0.8\Delta h_v$

4. 水面曲線

水面以漸變段中點起成反曲之拋物線

設其水面在漸變段二分之一距離處降下  $\frac{F}{2}$ ，

其水面曲線可從下式算得

$$y = ax^2 \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

式中 y = 從漸變段起點至 x 距離水面之降下高差 (m)

x = 從漸變段起點之距離

a = 常數  $= 2F/L^2$ ，L 為漸變段之總長。

將漸變段分為數段，計算各段點之水面下降，以  $\Delta W$  除 1.1 求  $\Delta h_v$ ，以  $\Delta h_v$  + 入口之流速水頭，可計算流速與斷面積。

5. 各部尺寸之決定：

先假定漸變段中水面與側壁之交線及底寬邊緣為拋物線，由上所得 A (斷面積) 計算 h，從此計算摩擦損失水頭，將之減去得底標高，如果此等底標高所連者非為均勻之曲線時，將假定之底寬，側壁等尺寸加減之，使底坡線成爲一均勻之曲線爲止。

### 五、設計計算例

A. 試求因渠道縱坡變化所致變速定流與等速定流之交界點

(例)：設某一混凝土內面工渠道之流量爲 3.00 c.m.s.，其上下游渠道斷面相同，僅縱坡度改變。其上下游條件如下：

	縱坡度 (I)	側坡	糙率
上游	$\frac{1}{2000}$	1:0	0.014
下游	$\frac{1}{200}$	1:0	0.014

試求自坡度變換點至下游何處開始爲等速流。

解：∴ 因坡度變換點上下游渠道縱坡均小於  $\frac{1}{10}$ ，

故  $\cos\theta \doteq 1$

$h \doteq d$

由四. A.

1. 先求上下游渠道之水力要素

i. 上游：設底寬  $b = 2.0\text{m}$ ， $n = 0.014$

$$\therefore \frac{Qn}{b^{5/3}S^{1/2}} = \frac{3.00 \times 0.014}{(2.0)^{5/3} (0.0005)^{1/2}} = 0.295$$

查前表二，當  $Z = 0$  時

$$d/b = 0.679$$

$$\therefore d = 0.679 \times 2.0 = 1.358(\text{m})$$

ii. 下游：底寬  $b = 2.0\text{m}$ ， $n = 0.008$

$$\therefore \frac{Qn}{b^{5/3}S^{1/2}} = \frac{3.00 \times 0.008}{(2.0)^{5/3} (0.005)^{1/2}} = 0.0535$$

查前期表二，當  $Z = 0$  則

$$d/b = 0.197$$

$$\therefore d = 0.197 \times 2 = 0.394$$

2. 計算臨界水深：

$$d_c = \sqrt{\frac{Q^3}{b^3g}} = 3\sqrt{\frac{3^3}{2^3 \times 9.8}} = 0.613(\text{m})$$

3. 由 1, 2 求得在坡度變換點

上游水深  $d = 1.258\text{m} > d_c = 0.613\text{m}$  ∴ 屬常流

下游水深  $d = 0.394\text{m} < d_c = 0.613\text{m}$  ∴ 屬射流

4. 由公式 (15)

$$d_c + \frac{V_c^2}{2g} + h_g = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{r1}$$

$$\therefore d_c = 0.613\text{m}, b_c = 2\text{m}$$

$$A_c = d_c \cdot b_c = 0.613 \times 2 = 1.226\text{m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{3.00}{1.226} = 2.45\text{m/sec}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{(2.45)^2}{2 \times 9.8} = 0.306\text{m}$$

第一次假設  $d_1 = 0.50\text{m}$ , 則

$$A_1 = 0.5 \times 2 = 1.00$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{3.00}{1.00} = 3.00$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{(3.00)^2}{2 \times 9.8} = 0.459$$

$$V_m = \frac{V_c + V_1}{2} = \frac{2.45 + 3.00}{2} = 2.725$$

$$A_m = \frac{Q}{V_m} = \frac{3.00}{2.725} = 1.10$$

$$R_m = \frac{A_m}{P} = \frac{1.10}{3.10} = 0.355$$

$$h_{r1} = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \times L_1 = \frac{(2.725)(0.008)^2}{(0.355)^{4/3}} \times L_1 = 0.0019L_1$$

$$\text{若 } d_c + \frac{V_c^2}{2g} + h_{g1} = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{r1} \text{ 則}$$

$$0.613 + 0.306 + 0.005L_1 = 0.50 + 0.459 + 0.0019L_1$$

$$\therefore 0.0031L_1 = 0.04$$

$$\therefore L_1 = 12.9 \div 13\text{m}$$

第二次假  $d_2 = 0.394$  則

$$A_2 = 0.394 \times 2 = 0.788$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{3.00}{0.788} = 3.81$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P} = \frac{0.788}{2.788} = 0.283$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{(3.81)^2}{2 \times 9.8} = 0.740$$

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{2.725 + 3.81}{2} = 3.268$$

$$A_m = \frac{Q}{V_m} = \frac{3.00}{3.268} = 0.918$$

$$R_m = \frac{A_m}{P} = \frac{0.918}{3.918} = 0.235$$

$$h_{r2} = \frac{(3.268)^2 (0.008)^2}{(0.235)^{4/3}} \times L_2 = 0.00468L_2$$

$$\text{若 } d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{g1} = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_{r2} \text{ 則}$$

$$0.50 + 0.459 + 0.005L_2 = 0.394 + 0.740 + 0.00468L_2$$

$$0.00032L_2 = 0.175$$

$$\therefore L_2 = 547\text{m}$$

第三次假設  $d_3 = d_2 = 0.394$  則

$$\therefore d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = d_3 + \frac{V_3^2}{2g}$$

∴若能證明  $h_{g2} = h_{r3}$  即可

$$\therefore h_{r3} = \frac{V_3^2 n^2}{R^4/3} = \frac{(3.81)^2 (0.008)^2}{(0.283)^{4/3}} = 0.00506$$

設  $L_3 = 1\text{m}$ , 則  $h_{g2} = 0.005 \times 1 = 0.005\text{m}$

$$h_{r3} = 0.00506 \times 1 = 0.0051$$

$$\therefore h_{g2} = 0.005 \div h_{r3} = 0.0051$$

$$L_1 + L_2 = 13 + 547 = 560\text{m}$$

故知自坡度變換點至下游約560m處即為等速定流。

B. 渠道縱坡及斷面變化時漸變段之水力設計例

[例1]: 設有一混凝土內面工渠道流量為  $4.0\text{m}^3/\text{sec}$  糙率  $n = 0.015$ , 其上下游之條件如下

	底寬	側坡	水深	縱坡
上游	1.50m	1:05	1.50m	1/1950
下游	1.50m	1:0	1.00m	1/200

解: 先判別漸變段上下游水深屬於常流或射流,

$$\text{上游: } \therefore \frac{\alpha Q^2}{b^5} = \frac{1.1 \times (4.0)^2}{(1.5)^5} = 2.3$$

查前期圖四當  $Z = 0.5$  時

$$\frac{d_c}{b} = 0.56$$

$$\therefore d_c = 0.56 \times b = 0.56 \times 1.5 = 0.84$$

$$0.84\text{m} < 1.50\text{m}$$

∴屬常流

下游: 因下游為矩形斷面可由公式求之

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1.1 \times (4.0)^2}{9.8 \times (1.5)^2}} = 0.927$$

$$0.927\text{m} < 1.00\text{m}$$

∴屬常流

上游及下游水深均大於臨界水深, 故上下游水流均屬常流。設漸變段長度為  $7.5\text{m}$ , 計算上下游渠道之斷面積, 潤週, 水力半徑及流速如下:

	d	A	P	R	V
上游:	1.5	3.375	4.854	0.696	1.185
下游:	1.00	1.500	3.500	0.429	2.666
	n	$\alpha \frac{V^2}{2g}$	He	S	
上游:	0.015	0.079	1.579	1:1950	
下游:	0.015	0.399	1.399	1:200	

設  $V, R$  之平均值為  $V_m$  及  $R_m$  則

$$V_m = (1.185 + 2.666) / 2 = 1.926$$

$$R_m = (0.696 + 0.429) / 2 = 0.563$$

$$\therefore h_f = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \times L = \frac{(1.926)^2 (0.015)^2}{(0.563)^{4/3}}$$

$$\times 7.5 = 0.014 \dots \dots \text{摩擦損失水頭}$$

$$\therefore h_s = \alpha \Delta h_v = 0.1 \left( \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) = 0.1$$

$$\times (0.399 - 0.079) = 0.032$$

$$\therefore h_r = h_f + h_s = 0.046$$

$$\text{渠底高差 } Z = (H_{e2} + h_r) - H_{e1}$$

$$= (1.399 + 0.046) - 1.579 = -0.134$$

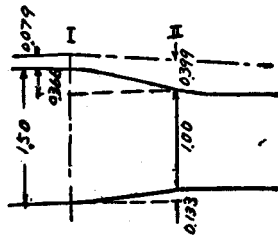
亦即下游端渠底昇

高0.134m如圖五所示

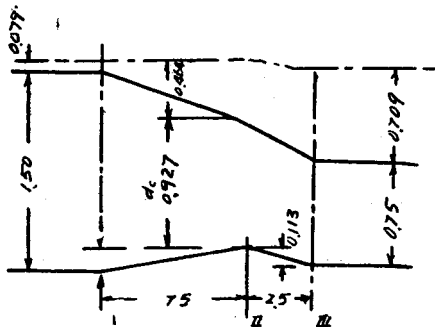
【例2】如例1，漸變段下游之水深變為0.75m則因斷面無變化，其臨界水深不變仍為0.927m，因此下游變

為射流狀態。設漸變段

長度為10m，而其前段之7.5m為漸縮斷面，其下游段之斷面乃與下游渠道相同之矩形斷面，並從漸變段起點7.5處設臨界斷面，如圖六所示，斷面II處設為



圖五：設計例圖



圖六：設計例圖

臨界斷面，並分別計算斷面I~II及II~III。斷面I，II，III之斷面積，潤週，水力半徑等計算如次：

斷面	水流	d	A	P	R
I	常流	1.50	3.375	4.854	0.696
II	臨界流	0.927	1.391	3.354	0.415
III	射流	0.750	1.125	3.000	0.375

斷面	水流	V	u	$\alpha \frac{V^2}{2g}$	H <sub>0</sub>
I	常流	1.185	0.015	0.079	1.579
II	臨界流	2.876	0.015	0.464	1.391
III	射流	3.556	0.015	0.709	1.459

求I~II間之平均流速，水力半徑如下：

$$V_m = (1.185 + 2.876) / 2 = 2.031$$

$$R_m = (0.696 + 0.415) / 2 = 0.556$$

$$h_f = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \times L = \frac{(2.031)^2 (0.015)^2}{(0.556)^{4/3}}$$

$$\times 7.5 = 0.016$$

$$h_s = 0.1 \Delta h_v = 0.1 \left( \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) = 0.1$$

$$(0.464 - 0.079) = 0.039$$

$$\therefore h_r = h_f + h_s = 0.016 + 0.039 = 0.055$$

$$Z_1 = (H_{e2} + h_r) - H_{e1}$$

$$= (1.391 + 0.055) - 1.579 = -0.133$$

II~III斷面為

$$V_m = (2.876 + 3.556) / 2 = 3.216$$

$$R_m = (0.415 + 0.375) / 2 = 0.395$$

$$h_f = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \times L = \frac{(3.216)^2 (0.015)^2}{(0.395)^{4/3}}$$

$$\times 2.5 = 0.020$$

$$h_s = 0.1 \Delta h_v = \left( \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right) = 0.1$$

$$(0.709 - 0.464) = 0.025$$

$$\therefore h_r = h_f + h_s = 0.045$$

$$Z_1 + Z_2 = -0.133 + 0.113 = -0.020$$

由計算結果I-II間渠底上昇0.133m，而II-III間則降下0.113m，亦即I-III間共上昇0.02，如圖五所示。

【例3】如將例2之上下游情況變換，則漸變段上游成為射流而下游則為常流，渠道斷面如同例2而漸變段之前段取其斷面與上游渠道相同並設其長度為2.5m，其後段漸變擴大部份取為7.5m，漸變段共長為10m。

解：為減少水頭損失減短射流部份，並設從漸變假起點2.5m處產生水躍。對上游水深0.75m，其常流之共軛水深 (Conjugate Depth) 為

$$H_2 = \frac{-H_1}{2} \sqrt{\frac{H_1^2}{4} + \frac{2 \times \alpha^2}{g b^2 H_1}}$$

$$= \frac{-0.75}{2} \sqrt{\frac{(0.75)^2}{4} + \frac{2 \times 1.1 \times (4.0)^2}{9.8 \times (1.5)^2 \times 0.75}}$$

$$= 1.132$$

I-II之間以等流之射流計算之，並設其坡度 =  $\frac{1}{200}$ ，與上游之坡度相同。II-III斷面則以水躍後之常流與III斷面之常流而計算之，II，III斷面之水理計算如下：

断面	水流	H	A	P	R
II	常流	1.132	1.698	3.764	0.452
III	常流	1.50	3.375	4.854	0.696
断面	水流	V	n	$\alpha \frac{V^2}{2g}$	$H_0$
II	常流	2.357	0.015	0.312	1.444
III	常流	1.185	0.015	0.079	1.579

求V, R之平均值如次:

$$V_m = (2.357 + 1.185) / 2 = 1.771$$

$$R_m = (0.452 + 0.696) / 2 = 0.574$$

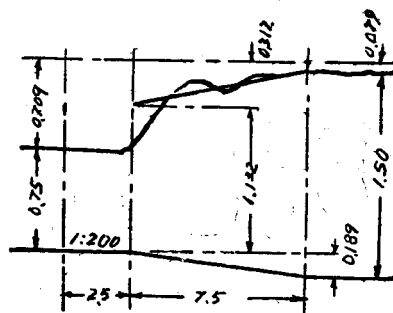
$$h_r = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \times L = \frac{(1.771)^2 (0.015)^2}{(0.574)^{4/3}} \times 7.5 = 0.011$$

$$h_s = 0.2 \left( \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right) = 0.2 \left( \frac{2.357^2 - 1.185^2}{19.6} \right) = 0.043$$

$$h_r = h_r + h_s = 0.011 + 0.043 = 0.054$$

$$Z = (H_0 + h_r) - H_0 = (1.579 + 0.054) - 1.444 = +0.189$$

其断面如图七所示



圖七設計例圖

C.鐘口式(Bell mouth)漸變段之設計計算例  
茲舉一廢槽之鐘口式漸變段之設計例列如下:  
設計條件如下:

區分	構造	側坡 I:m	底寬 B(m)	水深 h(m)	水面寬 T(m)	糙率 n	縱坡	流速 V(m/sec)	流量 Q(m³/sec)	流速水頭 $h_v = \frac{V^2}{2g}$	長度 m
上游渠道	土渠	1:2	6.0	1.25	11.0	0.018	0.00025	0.829	8.800	0.0350	—
渡槽	混凝土	1:0	3.5	1.45	3.5	0.014	0.008	1.734	8.800	0.1533	125
下游渠道	土渠	1:2	6.0	1.10	10.4	0.018	0.004	0.976	8.800	0.0486	—

解:

(i) 漸變段長度

$$L = \left( \frac{T' - T}{2} \right) / \tan \phi = \left( \frac{11.0 - 3.5}{2} \right) / 0.2217 = 16.90$$

$$\phi = 12^\circ 30', \tan \phi = 0.2217$$

$$\text{或} = \left( \frac{11.0 - 3.5}{2} \right) / 0.4663 = 8.45$$

$$\phi = 23^\circ, \tan \phi = 0.4663$$

漸變段長度  $L = 8.45 \sim 16.9m$ , 並設入口漸變段長度 = 13m

(ii) 水面曲線

設入口漸變段損失水頭為  $0.1 \Delta h_v$ , 其水面落差為F則

$$F = 1.1 \Delta h_v = 1.1(0.153 - 0.035) = 0.13$$

將漸變段為分10等分並在6.5m處為反曲之拋物線則其水面曲線可列之如次:

$$a = 2 \times 0.13 / 13^2 = 0.00154$$

X (m)	0	1.3	2.6	3.9	5.2	6.5	7.8	9.1	10.4	11.7	13.0
y (m)		1.69a	6.76a	15.21a	27.04a	42.25a	0.130	0.130	0.130	0.130	0.130
y (m)	0	0.0026	0.0104	0.0234	0.046	0.065	0.0416	0.0234	0.0104	0.0026	0
							0.0884	0.1066	0.1196	0.1274	0.1300

計算步驟列如次:

- (1) 將10等分每断面與漸變段起M之水面落差以  $\Delta W_s$  記入。
- (2)  $\Delta W_s$  除以11, 計算摩擦損頭以外之損失水頭  $\Delta h_v$ 。
- (3)  $\Delta h_v$  + 入口流速水頭, 求出流速水頭  $h_v$ 。

(4) 從  $h_v$  求V (流速)。

(5) 以  $\frac{Q}{V}$  求斷面積A。

(6) 先假定底寬, 如求水面曲線同樣方法, 以拋物線形求水面寬之一半  $\left( \frac{T}{2} \right)$  及底寬之一半  $\left( \frac{B}{2} \right)$ 。所假定之底寬可為直線或拋物線形。



(8)求平均寬 $(T+B)/2$

(9)以斷面積除以平均寬求得水深。此水深在中間較淺愈至下游則愈深。以此法進行計算求漸變段最末點之高度，此時發現中間之底高愈高，應順次將寬度縮小使高度降下。如(6)–(8)欄之上段之數修正之。

(10)由修正後之底寬求得  $d$  之 2 倍加上  $(B+T)/2$ ，除  $A$  得潤週，再求  $R(R=A/(2d+\frac{B+T}{2}))$

(11)，(12)，(13)，計算水面降坡  $S$ ， $SL$  = 摩擦損失水頭  $h_f$ ，再計算  $\Sigma h_f$ 。

(14)假定漸變段起點  $M$  之水位，從而減(1)所算得水面低下  $\Delta W_s$ ，及摩擦損失水頭之累積  $\Sigma h_f$  求

水面標高。

(15)水面標高減各點之水深得渠底標高。

(16)，(17)以  $\frac{T}{2} - \frac{B}{2}$  求側坡之水面距離，以此

除以水深  $d$ ，可得側坡。

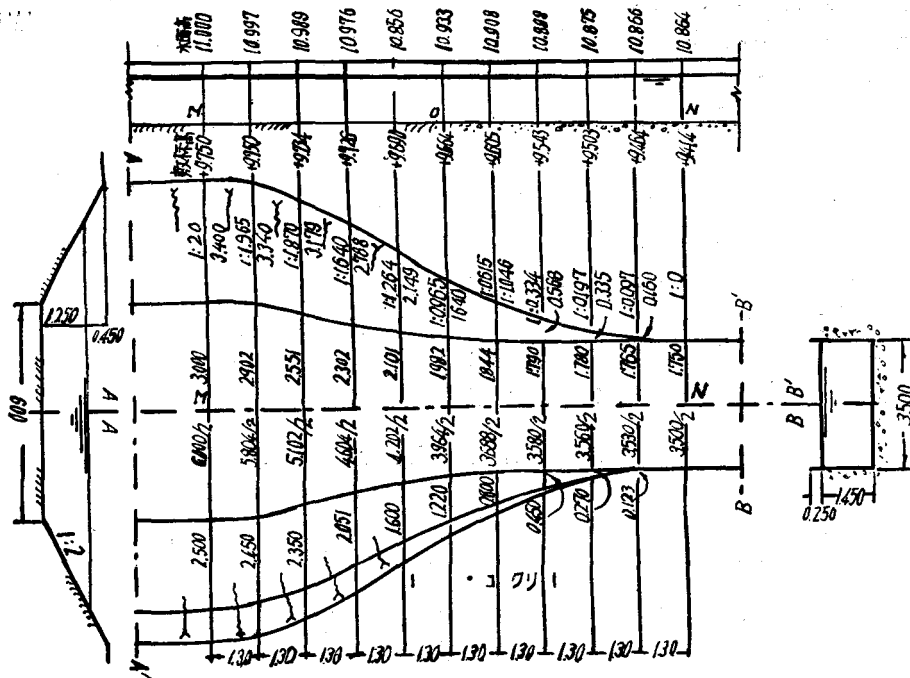
(18)，(19)決定底至渠牆頂高，從而求出底與側壁交點至岸頂之水平距離如圖(七a)。

以同樣方法設計出口漸變段，此時水面之上昇以  $0.8\Delta h_v$  計之，流速水頭  $+h_v$  以  $-h_v$  代之， $-\Delta W_s$  以  $+\Delta W_s$  代之，並將出口漸變段長度取 15.00m (比入口漸變段長些)。如圖(七b)

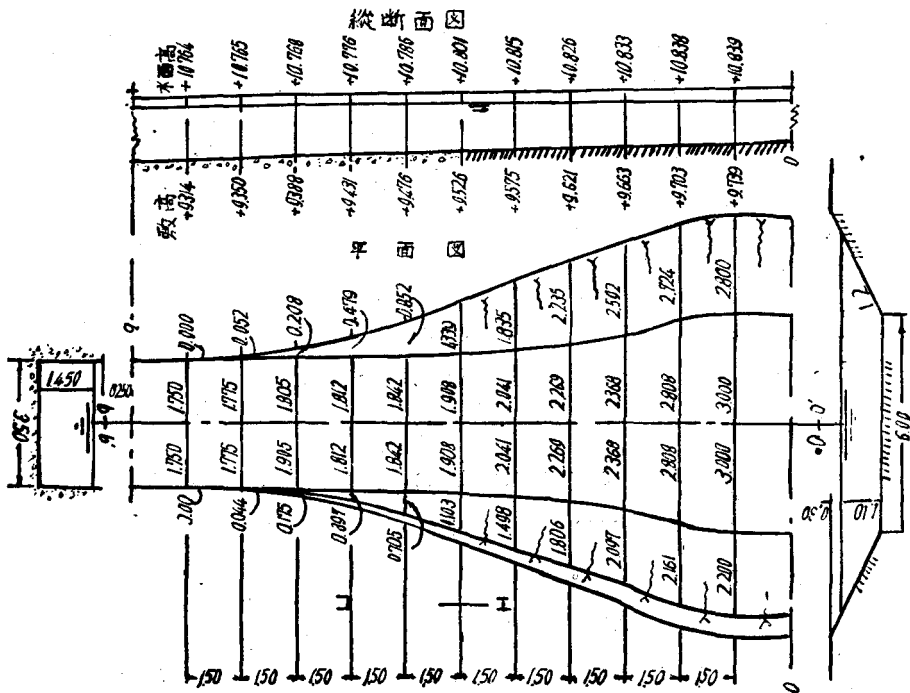
下表為入口及出口漸變設計計算表

入口漸變段計算表

記 號	0	+1.30	+2.60	+3.90	+5.20	+9.50	+7.80	+9.10	+10.40	+11.70	+13.0
①水面降下 $\Delta W_s$	0	0.0026	0.0104	0.0234	0.0416	0.0650	0.0884	0.1066	0.1196	0.1274	0.1300
②含有損失之水頭 $\Delta h_v = \Delta W_s / 1.1$	0	0.0024	0.0094	0.0213	0.0379	0.0592	0.0804	0.0930	0.1088	0.1159	0.1183
③流速水頭 $h_v = \Delta h_v + 0.035$	0.035	0.0374	0.0445	0.0563	0.0729	0.0942	0.1154	0.1320	0.1438	0.1509	0.1533
④流速 $V = \sqrt{2gh_v}$	0.828	0.855	0.941	1.055	1.196	1.352	1.506	1.608	1.679	1.719	1.733
⑤斷面積 $A = Q/V$	10.62	10.29	9.36	8.33	7.35	6.51	5.85	5.43	5.25	5.12	5.08
⑥水面寬之 $1/2 = T/2$	5.500	5.352	4.901	4.353	3.701	3.202	2.644	2.240	2.050	1.888	1.750
	5.500	5.425	5.200	4.825	4.300	3.625	2.950	2.425	2.050	1.825	1.750(假定)
⑦底寬之 $1/2 = B/2$	3.000	2.902	2.551	2.302	2.101	1.982	1.844	1.790	1.780	1.765	1.750
	3.000	2.975	2.850	2.775	2.600	2.375	2.150	1.975	1.850	1.775	1.750(假定)
⑧平均寬 $= (T+B)/2$	8.500	8.254	7.452	6.655	5.802	5.154	4.488	4.030	3.838	3.653	3.500
	8.500	8.400	8.050	7.600	6.900	6.000	5.100	4.400	3.900	3.600	3.500(假定)
⑨水深 $d = 2A/(T+B)$	1.250	1.247	1.255	1.250	1.266	1.268	1.303	1.347	1.372	1.402	1.440
	1.250	1.225	1.161	1.096	1.065	1.082	1.145	1.234	1.345	1.424	1.450
⑩徑深 $R = A/(2d + \frac{B+T}{2})$	0.966	0.956	0.940	0.920	0.882	0.849	0.825	0.808	0.800	0.793	0.795
⑪水面降坡 $S = (\frac{h_v}{R^{2/3}})^2$	0.00024	0.00025	0.00031	0.00040	0.00054	0.00073	0.00058	0.00068	0.00074	0.00080	0.00080
⑫摩擦損失水頭 $h_f = SL$	—	0.00032	0.00036	0.00046	0.00061	0.00082	0.00085	0.00082	0.00092	0.0010	0.0010
⑬ $\Sigma h_f$	—	0.0003	0.0007	0.0011	0.0018	0.0026	0.0034	0.0042	0.0052	0.0062	0.0072
⑭水面標高 $= 11.0 - W_s - \Sigma h_f$	11.000	10.997	10.989	10.976	10.956	10.933	10.908	10.889	10.875	10.866	10.864
⑮水路底高 $=$ 水面高 $- d$	9.750	9.75	9.734	9.726	9.690	9.664	9.605	9.547	9.503	9.464	9.414
⑯ $(T-B)/2$	2.500	2.450	2.350	2.051	1.600	1.220	0.800	0.450	0.270	0.123	0
⑰側坡 垂直 $Z$ 水平 $1$	2.000	1.965	1.870	1.640	1.264	0.965	0.615	0.334	0.197	0.094	0
⑱側壁高 $H$	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700
⑲側壁之擴大 $\frac{W-B}{2}$	3.400	3.340	3.179	2.788	2.149	1.640	1.046	0.568	0.335	0.160	0



图一a 入口渐变水路



图一b 出口渐变水路

图八：鐘口式渐变槽设计例圖

出口漸變段計算表

記 號	0	+1.50	+3.0	+4.50	+6.50	+7.50	+9.00	+10.50	+12.00	+23.50	+15.00
①水面底下 $\Delta W_s$	0	0.0017	0.0067	0.0151	0.0268	0.0419	0.0569	0.0687	0.0771	0.0821	0.0838
②含有損失之水頭 $\Delta h_v = \Delta W_s / 0.8$	0	0.0021	0.0084	0.0189	0.0335	0.0524	0.0711	0.0859	0.0964	0.1026	0.1047
③流速水頭 $h_v =$ $0.1533 - \Delta h$	0.1533	0.1512	0.1449	0.1344	0.1198	0.1009	0.0822	0.0674	0.0569	0.0507	0.0486
④流速 $V = \sqrt{2ghv}$	1.734	1.727	1.638	1.626	1.533	1.404	1.271	1.151	1.103	0.997	0.976
⑤斷面積 $A = Q/V$	5.075	5.080	5.220	5.410	5.750	6.270	9.920	7.650	7.970	8.830	9.020
⑥水面寬之 $1/2 = T/2$	1.750 1.750	1.819 1.819	1.980 2.026	2.209 2.372	2.547 2.855	3.011 3.477	3.539 4.099	4.075 4.582	4.445 4.927	4.969 5.135	5.200 5.200(假定)
⑦底寬之 $1/2 = B/2$	1.750 1.750	1.775 1.775	1.805 1.850	1.812 1.975	1.842 2.150	1.908 2.375	2.641 2.600	2.269 2.775	2.368 2.850	2.808 2.975	3.000 3.000(假定)
⑧平均寬 $= (B+T)/2$	3.500 3.500	3.594 3.594	3.785 3.876	4.021 4.347	4.389 5.005	4.919 5.852	5.580 6.639	6.344 7.357	9.813 7.777	7.777 8.110	8.200 8.200(假定)
⑨水深 $d = 2A/(T+B)$	1.450 1.450	1.415 1.415	1.380 1.348	1.345 1.231	1.310 1.150	1.275 1.070	1.249 1.032	1.205 1.040	1.170 1.025	1.135 1.690	1.100 1.100(假定)
⑩徑深 $R = A/(2d + \frac{B+T}{2})$	0.794	0.792	0.798	0.806	0.822	0.840	0.859	0.865	0.871	0.882	0.865
⑪水面降坡 $S = (\frac{hV}{R^{2/3}})^2$	0.00081	0.00080	0.00076	0.00070	0.00060	0.00048	0.00056	0.00052	0.00048	0.00038	0.00046
⑫摩擦損失水頭 $h_f = SF$	0	0.0012	0.0012	0.0011	0.0010	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
⑬摩擦損失水頭 $\Sigma h_f$	0	0.0012	0.0024	0.0035	0.0045	0.0053	0.0061	0.0069	0.0077	0.0084	0.0091
⑭水路標高 $= 10.764 + \Delta W_s - \Sigma h_f$	10.764	10.7645	10.7683	10.7756	10.7863	10.8006	10.8148	10.8258	10.8334	10.8377	10.8337
⑮水路底高 $=$ 水面高 $-d$	9.314	9.3495	9.3883	9.4306	9.4763	9.5256	9.5748	9.6208	9.6634	9.027	9.739
⑯ $(T-B)/2$	0	0.044	0.175	0.397	0.705	1.103	1.498	1.306	2.097	2.161	2.200
⑰側坡 垂直:水平 $\frac{1}{Z}$	0	0.031	0.127	0.266	0.539	0.864	1.207	1.500	1.775	1.905	2.000
⑱側壁高 H	1.700	1.670	1.640	1.610	1.580	1.550	1.520	1.490	1.460	1.430	1.40
⑲側壁之擴大 $\frac{W-B}{2}$	0	0.052	0.208	0.479	0.852	1.339	1.835	2.235	2.592	2.724	2.800

其設計計算結果如圖八 a 及 b 所示。

參 考 文 獻

1. Open Channel Hydraulics Ven Te Chow

2. 農業土木ハンドブック 日本農業土木學社

3. 土地改良事業計劃設計基準第三部第五編。日本農林省農地局。

4. 灌溉工程設計講義 (未出版) 洪有才

歡 迎 投 稿 !

歡 迎 批 評 !