

灌溉系統構造物之設計與實例

渡槽設計 (Design of Flume)

臺灣大學農業工程系講師

洪 有 才

一、概 述

渠道欲橫越低地，河川，排水路等地時，可設置渡槽以輸送水量。另與渡槽有相同目的之構造物，諸如倒虹吸工及暗渠等，其與渡槽之互相間，如何選擇，則視其經濟之條件而能達到安全之目的為主要原則。一般深寬之山谷，渡槽不適為設，應作詳細之判斷與比較設計。陡峻山坡，窪地或缺乏構築堤岸材料之地區，僅在需要支撐結構甚低，或有適當之基礎可資利用之地區設置之。

渡槽依使用材料及構造可分為三種

1. 木造渡槽：木造渡槽之徑間短，耐久性在15年以內之臨時工程使用之。
2. 鋼筋混凝土渡槽：適用於長或短之徑間 (Span) 其因具耐久性且形狀自如，故為一般採用最廣之一種。
3. 鋼架渡槽：設於徑間長，谷深，橋腳設置困難處。

本篇僅談鋼筋混凝土渡槽設計，故以下所述均據此而論。

二、渡槽之水理

渡槽除非如倒虹吸工具有似壓力管之作用外，一般均為自由流，可依明渠之水理原則設計，其水理計算步驟如下：

1. 上下游渠道之水理計算
2. 渡槽本身之水理計算
3. 渡槽與上下游接連之漸變槽水理計算
4. 標高與出水高度計算

(a) 上下游渠道之水理計算

渡槽上下游渠道之水理與一般明渠水理相同。

(b) 渡槽本身之水理

渡槽本身之水理甚為簡單，其計算與一般明渠中之等速定流相同，其流速不超過 4m/sec，普通自 0.7m/sec 至 3.0m/sec 較為理想。為使渡槽斷面減小，往往使其縱坡度較上下游渠道之縱坡度為陡，但須注意過陡時其損失水頭較大，若落差允許時則可，若落差不允許過大時則不得使其縱坡度過陡。假如縱坡度較陡時，常成射流狀態 (Supercritical Flow)，此時若上下游渠道為常流 (Subcritical Flow) 時，

其控制斷面必須設於漸變槽內 (參看明渠水理設計之二)。渡槽內水流不管為常流或射流，均以等速定流水流性質處理之。一般渡槽之縱坡度以 1/300~1/400 為標準。有時為防洪水期有溢流之處，在渡槽上游設置側溢道 (Side spillway) 以排洩多餘之洪水，以保護渡槽之安全。

(c) 漸變槽之水理

上下游渠道與渡槽之間設置漸變槽以避免水流之急劇變化，漸變槽之長度，以水面變化角度為設計之依據，通常水邊線與中心線交角在 $12^{\circ}30'$ ~ $25^{\circ}00'$ 之範圍為宜，在水頭充裕之渠道漸變採用直線式，坡度在 1/2,000 以下之幹渠應用流線式 (鐘口型) 漸變段以求最小之水頭損失及消除橫坡及其他擾亂，斷面變化之水頭損失可依下表一計算：

表 一

區 別	直 線 式	流 線 式
進 口	0.2 ($h_{v_2}-h_{v_1}$)	0.1 ($h_{v_2}-h_{v_1}$)
出 口	0.3 ($h_{v_2}-h_{v_3}$)	0.2 ($h_{v_2}-h_{v_3}$)

h_{v_1} ：上游渠道流速水頭

h_{v_2} ：渡槽內流速水頭

h_{v_3} ：下游渠道流速水頭

(d) 標高與出水高度計算

渡槽之出水高度 (Freeboard) 視其上游有無側溢道之設備而異。若有側溢道足以排洩多餘之水量，渡槽之出水高度可依一般明渠出水高度之定法，否則必須預計過量水之浸入可能而增加其數值，以容納預期之最大流量。至於標高乃指渡槽及其上下游漸變槽底及其特殊部份之標高。底標高之決定完全基於能量線，比能量 (Specific Energy) 之性質，特殊部份標高乃指構造物特殊或重要部份，例如岸頂高度，或部份詳細圖為施工方便而註明之標高。

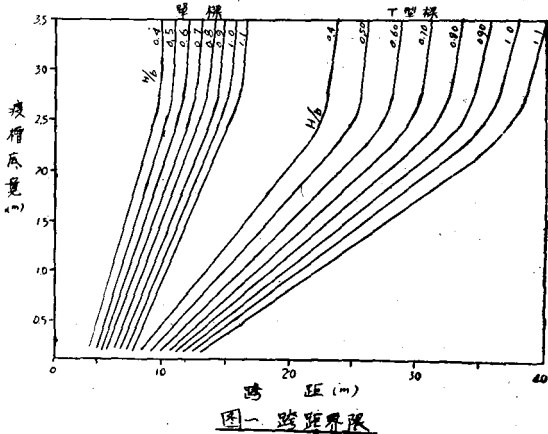
三、渡槽本身結構

鋼筋混凝土渡槽結構設計可分四個步驟，即種類之選擇，荷重計算，應力計算，細部設計等，茲分述於下：

1. 種類之選擇：

渡槽槽體一般結構有單樑 (Simple Beam) 與丁型樑 (T Beam) 兩種，茲就單樑與丁型樑作一比較。

槽體之力距 (Moment) 與剪力 (Shear Force) 隨跨距 (Span) 之增長而增加，跨距超過某一限度時，混凝土之受壓側 (Compressive Side) 需要壓縮鋼筋量隨跨距之增長而增加，故若採用丁型樑，可省去壓縮鋼筋。一般在不加壓縮鋼筋範圍內，採用單樑型槽體，超過此跨距範圍時以丁型樑設計較為經濟。惟其較為確實之經濟比較，乃視混凝土、鋼筋，其他材料價格及工作費用而不同，需要作比較設計方能決定。圖一表示單樑與丁型樑之跨距界限，在不加壓縮鋼筋範圍內圖一所示之跨距為經濟界限。



2. 荷重 (Loading) 計算：

荷重計算應考慮自重、水重、風壓、地震力以及渡槽上當通道之荷重等。

a. 自重：槽體本身之重量，鋼筋混凝土單位重量採用2,400公斤計之。

b. 水重：指渡槽內之水重，如有排洪設備時，採用最大流量時之荷重，如無排洪設備時，則以滿水時之荷重計算。

c. 風壓力：依以往觀測最大風速，由下列公式計算

$$P = 0.132V^2 \dots\dots\dots (1)$$

式中P：為與風向垂直面上所受壓力，以kg/cm計

V：風速以m/sec計

設計時受壓面取公式所得值之80%，背面取其1%。如無風速記錄時，可以表一為準。

表一 地區別，風壓與風速關係表

地區別	風壓 (kg/m ²)	風速 (m/sec) 約
靠海岸地區	300	48
平地地區	200	40
山地受風較弱地區	100	28

d. 地震力：地震力即以構造物重量乘其水平震度表示之，其作用力經過構造物重心，其方向為水平。下表二表示各種不同地盤之震度。

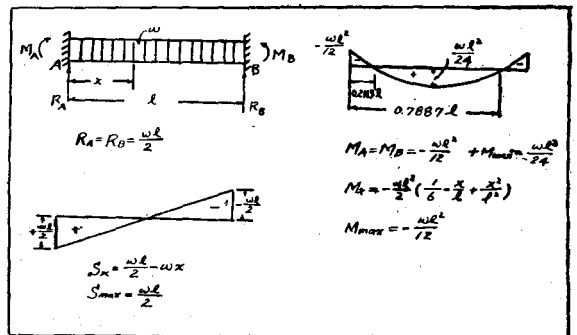
表二 地盤別與震度關係

地盤別	震度
沖積層之軟地盤	0.25~0.40
洪積層之地盤	0.15~0.25
第三紀層以前之硬地盤	0.10~0.15

如附近無地震帶時，可取上記之二分之一計算。因最大地震力與風壓力不同時發生，設計時只考慮單方面之力，取其安全者。

3. 應力計算

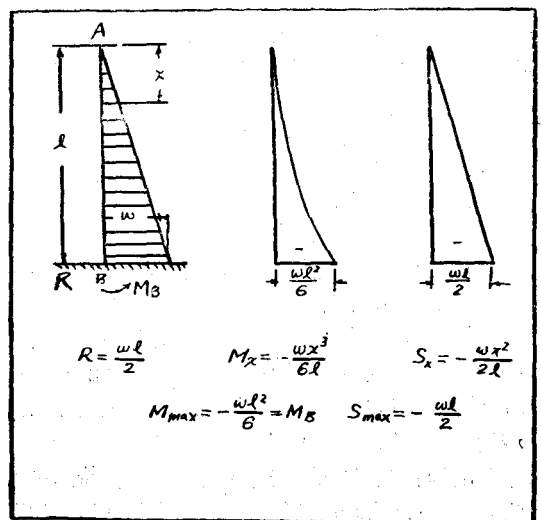
a. 底版：以兩端為固定樑計算



圖二 兩端固定樑應力圖

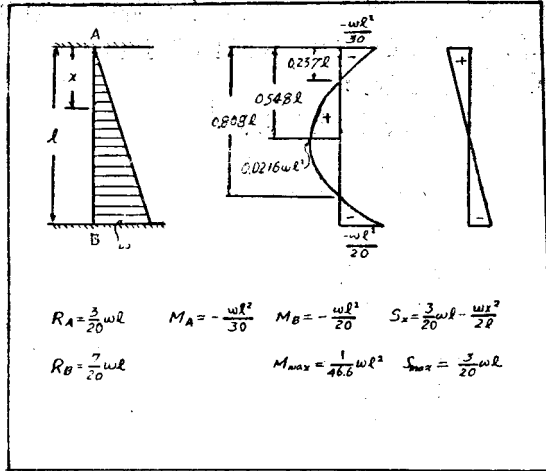
b. 側壁：有兩種算法

(i) 單梁型者以懸梁 (Cantilever Beam) 計算：



圖三 單樑以懸樑計算之應力圖

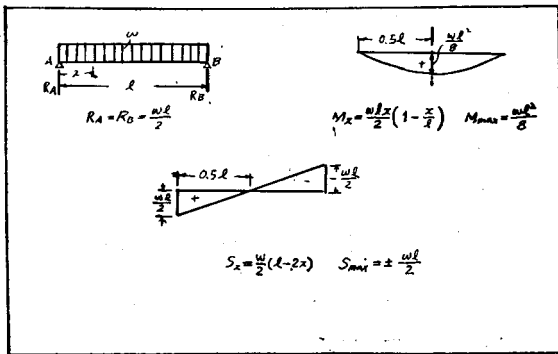
(ii) 丁型樑以兩端固定樑計算：



圖四 兩端以固定樑之應力圖

c. 主樑 (Main Beam) :

主樑設計視支承情況 (單樑或連續樑), 求最大力距及最大剪力, 然後決定斷面及鋼筋量。一般以單樑設計較為方便, 且若遇災害時, 不致於全部破壞。圖五為單樑之應力圖:



圖五 單樑應力圖

d. 細部設計

(i) 渡槽體各部份尺寸之假定

1. 側牆 (Side wall)

設鋼筋之容許應力 $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$

混凝土容許應力 $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$

$t = 0.016 L \text{ (m)} \dots\dots\dots (2)$

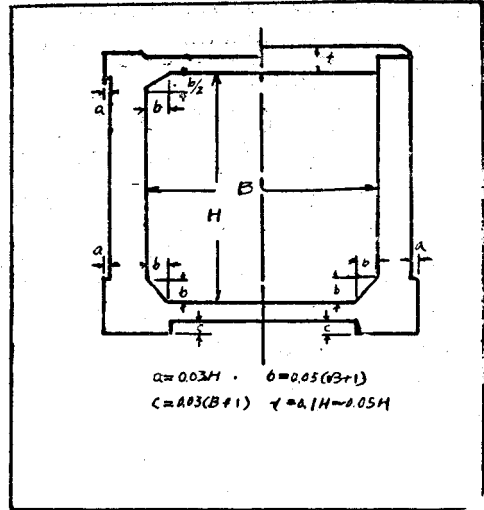
$t = H/10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (3)$

式中 t = 側壁厚度 (m)

L = 有效跨距 (m)

H = 槽體內高度 (m)

式 (2) 及 (3) 計算結果取其大者為厚度。



圖六 槽體細部尺寸

下表為一般側牆之假定厚度 (m), 但不得小於 0.08m

表三 側牆假定厚度 (cm)

渡槽跨距 (m)	<5	6	7	8	9	10	11	12	13
側牆假定厚度 (cm)	8	10	11	13	14	16	18	19	21
渡槽高度 (m)	0.70	0.90	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50
倒牆假定厚度 (cm)	8	9	10	13	15	19	20	23	25

2. 底版 (Bottom Slab)

底版厚度可由下式假定

$t = \alpha B - 0.03 > 0.08 \text{m} \dots\dots\dots (4)$

式中 t = 底版厚度 (m)

B = 槽內寬 (m)

α = 因水深/底寬而不同之係數,

α 值可由下式求之

$\alpha = (0.06 + 0.04H/B)$

表四 α 值表

H/B	α	H/B	α
1.1	0.104	0.7	0.088
1.0	0.100	0.6	0.084
0.9	0.096	0.5	0.080
0.9	0.092	0.4	0.076

表五 底版厚度 (cm)

槽內部寬 (m)	<1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	
H/B	1.1	8	12	17	23	27
	1.0	8	12	17	22	27
	0.9	8	11	16	21	26
	0.8	8	11	16	20	25
	0.7	8	10	15	19	24
	0.6	8	10	14	18	22
0.5	8	9	13	17	21	

渡槽上部床版 (Slab) 可由下式以求之

$$d_0 = 0.035B \dots \dots \dots (5)$$

式中 $B =$ 槽內寬 $< 4m$

四、橋台 (Abutment)

橋台採用混凝土，鋼筋混凝土、塊石、磚等材料，惟通常採用混凝土或鋼筋混凝土較宜。橋台上部之支承縱向寬度，取槽體主樑厚度之 2.5 倍以上，其寬度取槽體外側寬度加主樑腹板厚度之 4 倍。支承壓力亦須在許可壓縮應力之內。橋台下部縱向長度取橋台高度之 0.3~0.4 倍，其寬度與上部相同。橋台所受外力分垂直與水平力。前者包括靜荷重與動荷重，後者包括背面土壓力與地震力。

1. 垂直荷重：

靜荷重：槽體本身之重量

動荷重：渡槽設計最大流量之輸水荷重如丁型樑與通道並用時取 $200kg/m^2$ 之均勻荷重計算。

2. 水平荷重

設 h ：橋台高度 (m)

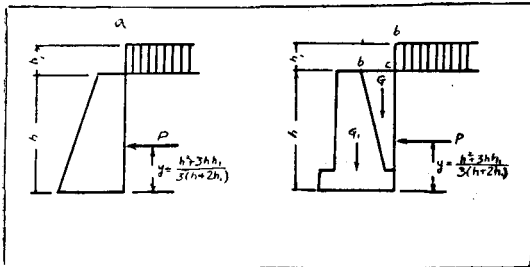
P ：土壓力 (kg)

w ：土之單位重量 (kg/m^3)

G ：摩擦角 (Angle of Repose)

h_1 ：換算為等值之過載荷重 (Surcharge) kg/m^2

y ：基底至土壓作用點之高 (m)



圖七 土壓分佈圖

(iii) 支承力檢討：

$$P_1 = \frac{W}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$P_2 = \frac{W}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$$

設計時 P_1 不要超過許可壓縮力

P_2 不要為負，即不發生張力。

3. 橋台之安定檢討

橋台設計須滿足下列三條件：

(i) 不發生顛倒

(ii) 不產生滑動

(iii) 橋台任何部份之支承壓力在許可壓縮應力之內，地耐力足於支承而不下沈 (參考表)

(i) 顛倒之檢討：

P ：作用於橋台之水平外力

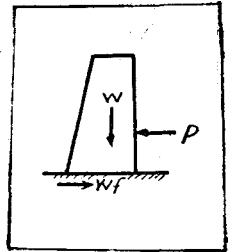
W ：作用於橋台之重心之垂直外力

y ：基底至總水平外力作用線之距離

x ：臺腳尖到 W 作用線之水平距離。

則顛倒安全率 f_0 為

$$f_0 = \frac{Wx}{Py} \geq 1.0$$



圖六 顛倒檢討圖

(ii) 滑動之檢討：

P ：同上

k ：地震之水平震度

W ：同上

f ：摩擦係數 (表六)

P_0 ：地震時之水平外力

S ：安全率

平時 $SWf \geq kW + P_0$

表 六

摩擦係數	混凝土與下記材料
0.2	濕粘土
0.3	濕土、濕沙
0.5	壓實土、塊石、乾粘土、乾砂地
0.6	礫石、卵石
0.65	混凝土

表 七

形狀	方形	長方形(長/寬>3)	圓形
k_0	1.47	1.33	0.75

作用點從河底算起在 $1/3$ 水深處

五、橋墩 (Pier)：

橋墩依構造分為動力式、空心及圓筒等較為普遍橋墩之安定條件與橋台安定條件同。

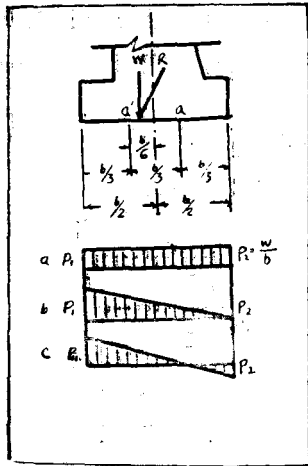
作用於橋墩之外力如下：

(1) 垂直荷重：渡槽重量，橋墩自重。

(2) 水平荷重：風壓力，流水壓力，流木壓力，地震力等。

a. 流木壓力：

$$P = k_0 w \frac{V^2}{2g}$$



圖八 支承力檢討圖

P : 作用於橋墩之水平壓力 (kg/m²)

W : 水單位重 (kg/m³)

k : 橋墩形狀係數 (表七)

V : 流速 (m/sec)

g : 重力加速度

利用藍欽 (Rankine) 公式計算土壓公式

$$P = \frac{wh}{2}(h+h_1) \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = cwh(h+2h_1) \dots\dots\dots (6)$$

$$y = \frac{h^2+3hh_1}{3(h+2h_1)} \dots\dots\dots (7)$$

b. 流木壓力 :

$$P = \frac{W}{g} \cdot \frac{V}{t}$$

P : 作用於橋墩之流木水平壓力 (kg)

W : 流木重量 (kg)

V : 流速

t : 流木衝擊橋墩至靜止時間0.5~1.0sec

表八 各種土質之地耐力 (kt/m²)

土 質	耐 耐 力		土 質	地 耐 力	
	最小	最大		最小	最大
泥土、硬泥、炭土	0	25	河底凝固砂地	20	40
細砂地	1	2	堅硬粘土	20	40
河底礫石地	2	8	乾燥粘土	30	40
真土及粘土	5	10	黃色粘土	40	65
砂壤土	8	15	凝固砂	40	65
真土及砂質粘土	10	20	青色粘土卵石礫地	55	90
普通紅壤土	10	20	凝集礫石	85	110
濕粘土	10	20	軟岩	60	120
			硬岩	160	400

(由土木日記)

五 · 設 計 例

1. 設上下游渠道及渡槽断面之水理因素如下 :

區別	構 造	側 坡	流 量	縱 坡	n	底 寬	水 深	水面寬	流 速	h _v	d ₀	E
上 游	混 凝 土	1:1.25	1.00	1:1,600	0.014	0.70	0.693	2.43	0.922	0.043	0.488	0.736
渡 槽	鋼筋混凝土	1:0	1.00	1:500	0.014	1.00	0.71	1.00	1.410	0.101	0.467	0.811
下 游	混 凝 土	1:1.25	1.00	1:1,600	0.014	0.70	0.693	2.43	0.922	0.043	0.488	0.936

2. 漸變槽長度

假設進出口漸變槽長度為 L, 渠道中心線與水面線之水平夾角, 各為 12°30', 25°, 則其長度可用下式表示

$$L = \frac{T' - T}{2 \tan \theta}$$

式中 T' 及 T 各為漸變槽起終點之水面寬, 則當

$$\text{進口: } \theta 12^\circ 30', L = \frac{2.43 - 1.0}{2 \times 0.223} = \frac{1.43}{0.446} = 3.20$$

$$\text{出口: } \theta 25^\circ, L = \frac{2.43 - 1.0}{2 \times 0.467} = 1.53$$

採用第一種 (Type 1) (流線式) 漸變槽, 進出口漸變槽長度假定相同。

3. 損失水頭 :

進口漸變槽 :

断面變化損失

$$0.2(h_{v2} - h_{v1}) = 0.2(0.101 - 0.043) = 0.012$$

摩擦損失

$$L_1(S_1 + S_2)/2 - 3(1/1,600 + 1/500)/2 = 0.004$$

渡槽摩擦損失 12 × 1/500 = 0.024

出口漸變槽

断面變化損失 0.3(h_{v2} - h_{v1}) = 0.018

摩擦損失

$$L_2(S_2 + S_3)/2 = 3(1/1,600 + 1/500) = 0.004$$

總 損 失

$$= 0.062m$$

標高計算如下圖

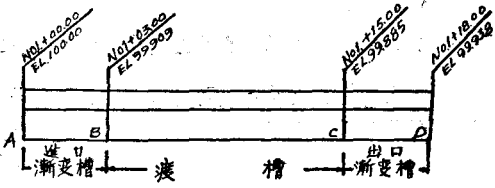
A 點 : EL = 100.00

B 點 : EL = 100.00 + 0.736 - 0.012 = 100.724

$$-0.811 = 99.909$$

$$\text{C點: EL} = 99.909 + 0.811 - 0.024 - 0.811 = 99.885$$

$$\text{D點: EL} = 99.885 + 0.811 - 0.018 - 0.004 = 0.736 = 99.938$$

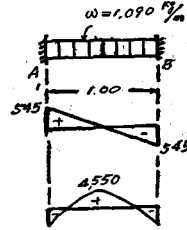


圖十 漸變槽與渡槽底標高計算圖

$$w = 1,090 \text{ kg/m}, l = 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{1}{2} wl = \frac{1,090 \times 1.00}{2} = 545 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = -\frac{1}{12} wl^2 = -\frac{1,090 \times (100)^2}{12} = 9,100 \text{ kg-cm}$$



圖十二 底版應力圖

$$\text{混凝土有效高: } d = C \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.375 \sqrt{\frac{9,100}{100}}$$

$$= 0.375 \times 9.54 = 3.6 < 7 \text{ cm}$$

採用 7cm

$$\text{所需鋼筋量: } A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{9100}{1,200 \times 0.875 \times 7} = 1.24 \text{ cm}^2$$

鋼筋排列最小間隔不能大於版厚之兩倍，故用

$$\phi = 9 \text{ mm}$$

$$@0.15 \text{ m}$$

※上式C值乃取自農業土木手冊 P.364，當 $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$ 而n等於15時之值。

$$\text{混凝土單位剪力: } V = \frac{S_{\max}}{b_j b} = \frac{545}{100 \times 0.875 \times 7} = 0.89 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

d. 側牆

$$\text{水深 } h = 0.85$$

$$P = \frac{1}{2} W_0 h^2 = \frac{1}{2} \times 1,000 \times (0.85)^2 = 362 \text{ kg}$$

$$S_A = P = 362 \text{ kg}$$

$$M_A = P \times \frac{h}{3} = 362 \times \frac{0.85}{3} = 1,025 \text{ kg-cm}$$

$$\text{混凝土有效高, } d = c \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.375 \sqrt{\frac{1,025}{100}}$$

$$= 0.12 \text{ m}$$

$$< 15 \text{ cm, 採用 } 15 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{1025}{1,200 \times 0.875 \times 15}$$

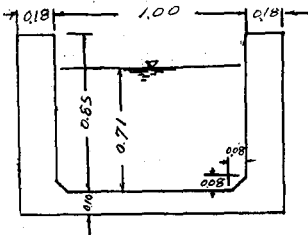
$$= 0.07 \text{ cm}$$

所需鋼筋量太少，故在計算主樑時與筋筋 (Stirrup) 同時考慮。

4. 槽體結構:

a. 斷面假定與荷重計算:

假定渡槽體斷面如下圖



圖十一 槽體斷面假定圖

b. 荷重計算

自重:

$$0.18 \times 0.95 \times 2 = 0.342$$

$$0.1 \times 1.0 = 0.100$$

$$0.08 \times 0.08 = 0.006$$

$$\text{小計} = 0.448$$

$$0.448 \times 2,400 = 1,075$$

$$\text{水重 } 0.85 \times 1.0 \times 1000 = 850$$

$$\text{計} = 1,925 \text{ kg/m}$$

$$\text{風壓力: 設 } P = 200 \text{ kg/m}^2 \quad 200 \times 0.95 = 190 \text{ kg/m}$$

$$\text{正面壓力 } 190 \times 0.8 = 152 \text{ kg/m}$$

$$\text{背面壓力 } 190 \times 0.4 = 76 \text{ kg/m}$$

計可應力:

$$\text{混凝土許可應壓力 } \sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鋼筋許可張力 } \sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{混凝土許可剪力 } V = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

c. 底版設計:

以兩端固定樑計算:

$$\text{荷重: 自重 } 0.1 \times 2,400 = 240 \text{ kg}$$

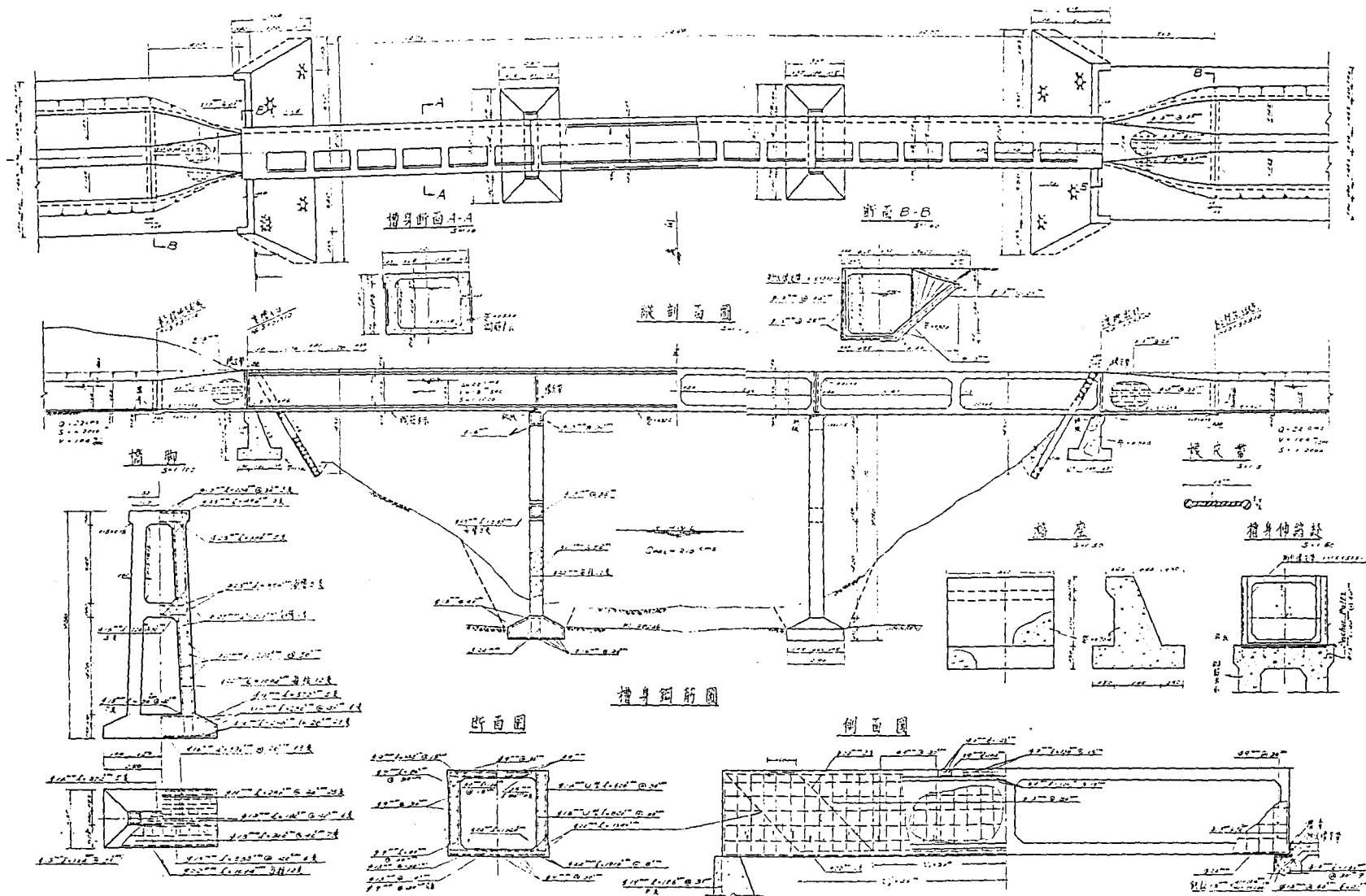
$$\text{水重 } 0.85 \times 1,000 = 850 \text{ kg}$$

$$\text{計} = 1,090 \text{ kg}$$

橋 樑 設 計 圖

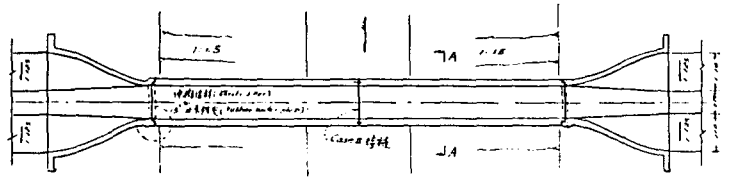
圖 二 十 二

平 面 圖

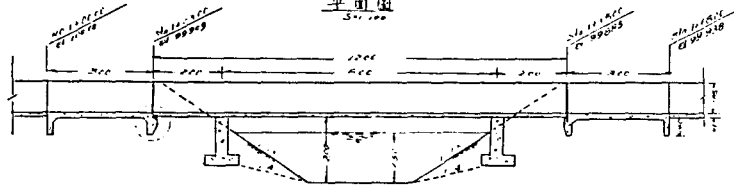


渡槽設計比較圖

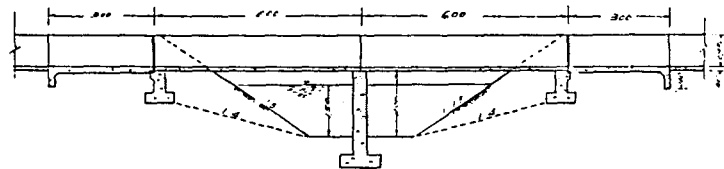
圖二十一



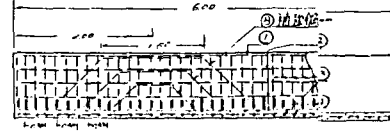
平面圖



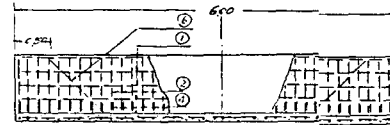
縱斷面圖 Case I



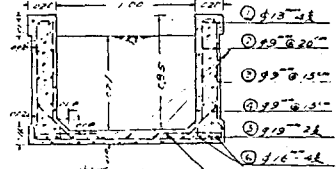
縱斷面圖 Case II



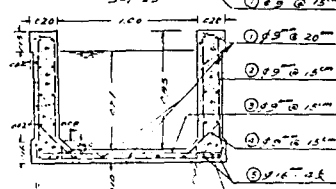
鋼筋配筋圖 (Case I)



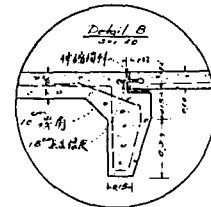
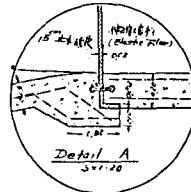
鋼筋配筋圖 (Case II)



斷面 A-A (Case I)



斷面 A-A (Case II)



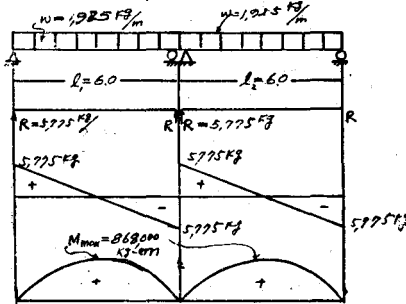
e. 主樑：

以單樑計算之

$$R = \frac{wl_1}{2} = \frac{wl_2}{2} = \frac{1,925 \times 6}{2} = 5,775 \text{ kg}$$

$$S_{\max} = R = 5,775 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = \frac{wl_1^2}{8} = \frac{wl_2^2}{8} = \frac{1,925 \times 6^2}{8} = 868,000 \text{ kg-cm}$$



圖十三 單樑應力計算圖

混凝土有效高度：

$$d = C\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.375\sqrt{\frac{863,000}{36}}$$

$$= 0.375 \times 155.2 = 58.2 < 90 \text{ cm}$$

需要鋼筋量：

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{868,000}{1,200 \times 0.875 \times 90} = 9.18 \text{ cm}^2$$

用 $\phi = 13 \sim 4$ 支, $\phi = 16 \text{ mm} \sim 2$ 支 (共 $A_s = 9.33 \text{ cm}^2$)

$$\text{單位剪力} : v = \frac{M_{\max}}{b j d} = \frac{7,750}{36 \times 0.875 \times 60} = 2.73 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{單位附着力} \mu = \frac{S_{\max}}{U j d} = \frac{7,750}{32.0 \times 0.875 \times 90} = 3.08 \text{ kg/cm}^2 < 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

u.....主筋圓周之和cm

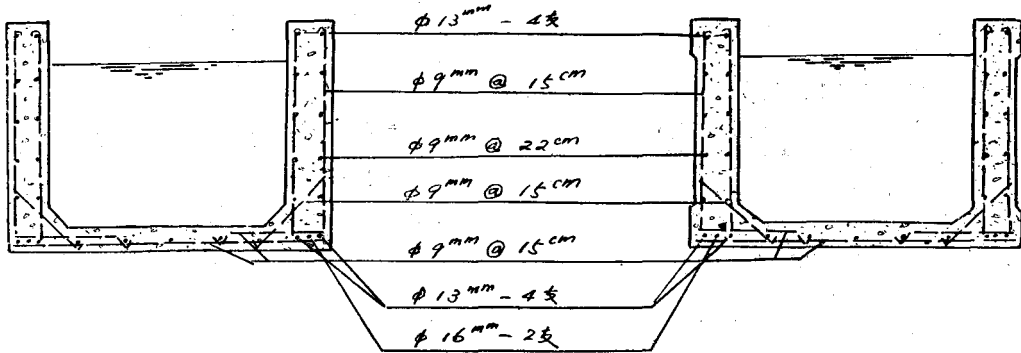
助筋 (Stirrup) 排列間隔不能大於有效高度之半或大於腹部厚度, 故用 $\phi 9 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$

剪力 $< 4.5 \text{ kg/cm}^2$, 故實際需要曲鐵筋為安全起見 13 mm^2 支施曲, 做曲筋

$$U_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{A_s} \right) U_1$$

U_2 : 由中心至曲筋之距離
 a : 曲筋之斷面積
 U_1 : 跨距

鋼筋配置圖如下：



圖十四 渡槽體鋼筋配置圖

5. 橋台結構 (Abutment)

採用重力式混凝土, 並設渡槽無通道

a. 荷重

(i) 垂直荷重

槽體重 $1,075 \times 3 = 3,225$

水重 $850 \times 3 = 2,550$

計 $5,775 \text{ kg}$

橋台 : (1) $0.5 \times 0.3 \times 2 = 0.30$

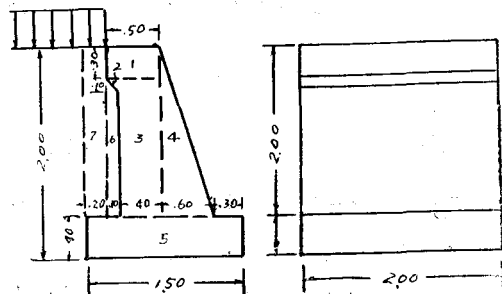
(2) $0.1 \times 0.1 \times 2 = 0.02$

(3) $1.3 \times 0.4 \times 2 = 1.04$

(4) $1.6 \times 0.6 \times \frac{1}{2} \times 2 = 0.96$

(5) $0.4 \times 1.5 \times 2 = 1.20$

計 3.52



圖十五 橋台斷面圖

$$2,400 \times 3.52 = 8,450 \text{ kg}$$

如圖, 求 O_1, O_2 重心位置

$$O_1x = \frac{0.30 \times 1.15 + 0.02 \times 1.333 + 1.04 \times 1.10 + 0.96 \times 0.7 + 1.20 \times 0.75}{3.52} = 0.878 = 87.8 \text{cm}$$

$$O_1y = \frac{0.3 \times 1.85 + 0.02 \times 1.67 \times 1.04 \times 1.05 + 0.96 \times 0.93 + 1.20 \times 0.2}{3.52} = 0.80 = 80 \text{cm}$$

$$\text{又 (6)} = \left[\frac{(1.2+1.3)}{2} \times 0.1 \right] \times 1.2 = 0.25$$

$$(7) = 0.1 \times 1.6 \times 2 = 0.32$$

$$\therefore w_2 = (6) + (7) = 1,600 \times 0.57 = 912 \text{kg}$$

同理求得 $O_2y = 1.13 \text{m} = 113 \text{cm}$

$$O_2 = 1.406 \text{m} = 140.6 \text{cm}$$

註圖中 y 為渡槽滿水時之重心至橋台頂之距離

0.46

(ii) 水平荷重：包括土壓力及地震力

將上下游漸變槽及其中滿水重視為超重 (Surcharge)，計算其載重約為 860kg (假定漸變槽厚度為 12cm)。則，

$$h_1 = \frac{860}{1,600} = 0.538 \text{m}, \text{ 設 } h_1 = 0.54 \text{m}$$

(iii) 橋台之安定：

設土單位重 $w = 1,600 \text{kg/m}^3$

$$\phi = 33^\circ 42'$$

(1) 無地震時：

$$P_2 = \frac{wh}{2} (h + 2h_1) \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$= \frac{1.6 \times 2}{2} (2 + 2 \times 0.54) \frac{(1 - 0.555)}{(1 + 0.555)}$$

$$= 3.328 \times \frac{0.445}{1.555} = 0.952 \text{T/m}$$

$$\therefore P_2 = 0.952 \times 2 = 1.904 \text{T} = 1,904 \text{kg}$$

$$h_y = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{2^2 + 3 \times 2 \times 0.54}{3(2 + 2 \times 0.54)} = \frac{7.24}{9.24}$$

$$= 0.783$$

$$f_0 = \frac{wx}{px} = \frac{8,450 \times 0.878 + 5,775 \times 1.15 + 912 \times 1.41}{845 \times 0.8 + 91.2 \times 1.13 + 578 \times 2.46 + 2,410 \times 0.783} = \frac{15,346}{4,088} = 3.75 > 1 \quad \text{O.K}$$

(2) 滑動之檢討

$$\frac{Wf}{S} = \frac{(8,450 + 5,775 + 912) \times 0.5}{2} = 3,784$$

$$k.W + Pe = 0.1 \times 8,450 + 578 + 91.2 = 1,514$$

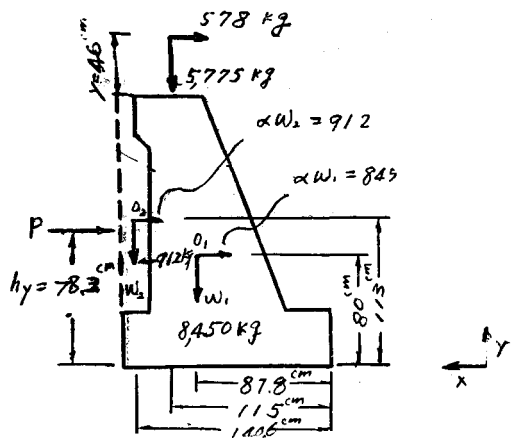
$$\frac{wf}{S} = 3,784 \text{kg} > kw + pe = 1,514 \text{kg} \quad \text{O.K}$$

(3) 支承力之檢討

設偏心為 e ，(地震時係瞬時，故平時受土壓

計算)

$$e = \frac{1,904 \times 0.783}{8,450 + 5,775 + 912} = \frac{1,491}{15,137} = 0.099$$



圖十六 橋台各部重心位置圖

(2) 地震時：設 $\alpha = 0.1 = \frac{a}{g}$

$$\tan^{-1} 0.1 = 5.7^\circ = 5^\circ 42' \sim \phi'$$

$$r P_1 = \frac{wh}{2} (h + 2h_1) \frac{1 - \sin(\phi - \phi')}{1 + \sin(\phi - \phi')}$$

$$= \frac{1.6 \times 2}{2} (2 + 0.54 \times 2) \frac{1 - \sin(33^\circ 42' - 5^\circ 42')}{1 + \sin(33^\circ 42' - 5^\circ 42')}$$

$$= 3.328 \times \frac{1 - 0.469}{1 + 0.469} = 3.328 \times \frac{0.531}{1.469}$$

$$= 1.20 \text{T/m}$$

$$\text{共 } P_1 = 1,205 \times 2 = 2,410 \text{kg} \quad \dots \dots \dots \text{地震時}$$

$$P_2 = 952 \times 2 = 1,904 \text{kg} \quad \dots \dots \dots \text{平時}$$

$P_1 P_2$ 故僅需討論地震時穩定與否即可。

(iv) 安定之檢討：

(1) 顛倒之檢討

$$p = \frac{w}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{15,137}{1.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.099}{1.5} \right)$$

$$= \frac{15,137}{1.5} (1 \pm 0.396) = 10,100 \times \frac{1.396}{0.604}$$

$$= \frac{14,100 \text{kg/m}}{6,100 \text{kg/m}}$$

最大單位壓力：

$$\frac{14,100}{2.0} = 7,050 \text{kg/m}^2 = 7.05 \text{T/m}^2 < 15 \text{T/m}^2$$

O.K

6. 橋墩結構 (Pier)

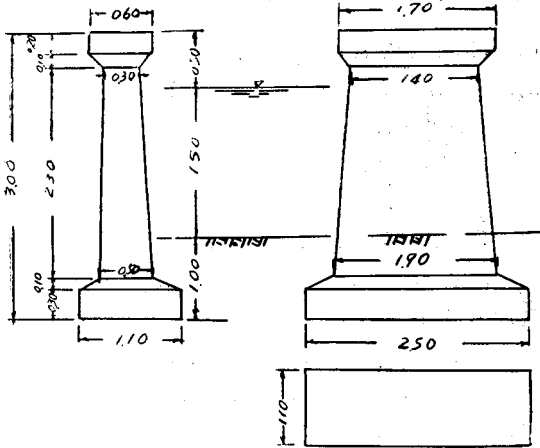
a. 垂直荷重

槽體重 $1,075 \times 6 = 6,450\text{kg}$

水重 $1,850 \times 6 = 5,100\text{kg}$

橋墩重 $2.61\text{m}^3 \times 2,400 = 6,270\text{kg}$

b. 水平荷重：



圖十七 橋墩斷面假設

(i) 風壓力：由前節正面壓力為 152kg/m

背面壓力為 76kg/m

得風壓力 = $(152 + 76) \times 6 = 1,370\text{kg}$

(ii) 流水壓力：設 $V = 2\text{m/sec}$, $k = 1.33$ 則由

公式

$$P = kw \frac{V^2}{2g} \cdot 1.33 \times 1.000 \times \frac{2^3}{19.6} = 272\text{kgm}^2$$

$$\therefore 272 \times 0.4 \times 1.5 = 163\text{kg}$$

(iii) 地震力：設 $\alpha = 0.1$

$$\alpha w_1 = 0.1 + 11,500 = 1,150$$

$$\alpha w_2 = 0.1 \times 6,270 = 627$$

c. 顛倒之檢討

(i) 風壓作用時

$$f_0 = \frac{\sum(wx)}{\sum(py)} = \frac{(11,500 + 6,270) \times 1.25}{1,370 \times 3.425 + 163 \times 1.5}$$

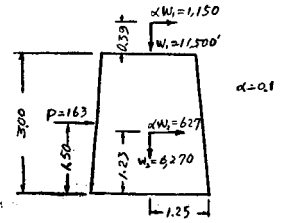
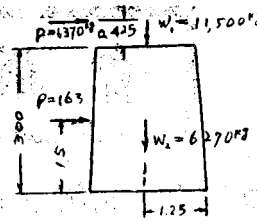
$$= \frac{22,100}{4,961} = 4.45 > 1$$

(ii) 地震發生時

$$f_0 = \frac{\sum(wx)}{\sum(py)} = \frac{(11,500 + 6,270) \times 1.25}{1,150 \times 3.39 + 163 + 1.5 + 0.27 \times 1.23}$$

註：1.23為橋重心至基底之距離

0.39為水流流時之重心至橋墩頂之距離



圖十八風壓時各力之作用圖 圖十九地震時各力之作用圖

(iii) 滑動之檢討

設 $S = 2$ $f = 0.5$ 則

$$(1) \text{平時 } Swf = 2(11,500 + 6,270)0.5 = 17,770\text{kg}$$

$$P = 1,370 + 163 = 1,533\text{kg}$$

$$\therefore Swf > P$$

O.K

(2) 地震時

$$Swf = 17,770\text{kg}$$

$$kW + Pe = 0.1 \times 6,270 + 1,150 + 163 = 1,985\text{kg}$$

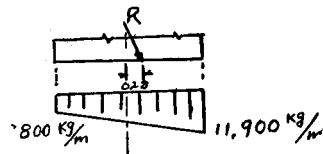
$$\therefore Swf > kW + Pe$$

(iv) 支承力之檢討

先求偏心 e (以受風壓時計算)

$$e = \frac{11,370 \times 3.425 + 163 \times 1.5}{11,500 + 6,270}$$

$$= \frac{4,964}{17,770} = 0.28\text{m}$$



圖二十 支承力檢討圖

$$P_{\max} = \frac{W}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{17,770}{2.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.28}{2.5}\right)$$

$$= 11,900\text{kg/m}$$

$$P_{\min} = \frac{W}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{17,770}{2.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.28}{2.5}\right)$$

$$= 3,800\text{kg/m}$$

$$\text{最大單位壓力} = \frac{11,900}{1.1} = 10,900\text{kg/m}^2$$

$$= 10.9\text{T/m}^2 < 15\text{T/m}^2$$

O.k

7. 設計圖參考圖廿一及廿二：

參考文獻

1. 土地改良事業設計基準第三篇第五部 水路工……日本農林省農地局
2. 農業土木ハンドブック 日本農業土木學社
3. Canal and related structures U.S.B.R
4. 灌溉工程設計講義 洪有才