

新 中 學 文 庫

工

坊

下 冊

馮 雄 著

商 務 印 書 館 發 行



中華民國二十三年一月初版  
中華民國三十六年一月八版

(911016)

工學  
小叢書坊

工 一 册

每部定價國幣伍元伍角

印刷地點外另加運費

\*\*\*\*\*  
版 印 權 所 有  
翻 印 必 究  
\*\*\*\*\*

著 者 馮 雄

發 行 人 朱 經 農  
上海河南中路

印 刷 所 商 務 印 書 館  
印刷書廠

發 行 所 商 務 印 書 館  
各地

# 坊工

## 目次

緒論	一
第一章 坊工材料	二
第一節 石	二
第二節 磚	六
第三節 石灰	八
第四節 水泥	一〇
第五節 沙卵石及碎石	一三
目次	一

第一章	石灰膠沙及水泥膠沙	一七
第一節	石灰膠沙	一七
第二節	水泥膠沙	二〇
第二章	無骨三和土	二五
第一節	原料	二五
第二節	配料法	二五
第三節	三和土之板型	二八
第四節	三和土之混和及放置	二九
第五節	三和土之強度	三五
第四章	鋼骨三和土	二九
第一節	鋼骨三和土梁	三九
第二節	鋼骨三和土柱	五三

第三節	鋼骨三和土構造法	五六
第五章	琢治石料法	五八
第一節	工具	五八
第二節	石面製作法	六三
第三節	石面修成法	六五
第六章	石工	七〇
第一節	總論	七〇
第二節	琢石工	七四
第三節	方石工	七九
第四節	未琢石工	八〇
第五節	石工之強度	八一
第七章	磚工	八四

第八章 普通基礎……………九一

第一節 基礎之底……………九二

第二節 基礎之計畫……………九九

第三節 基礎底面之整理……………一三

第九章 樁基礎……………一一五

第一節 樁……………一一五

第二節 打樁法……………一二〇

第三節 樁之支承力……………一二四

第四節 基礎之布置……………一三〇

第十章 水下基礎……………一二五

第一節 圍堰法……………一三六

第二節 敞口木箱法……………一四四

第三節	井筒開掘法	一四八
第四節	氣力法	一四九
第十一章	坊工壩	一五七
第一節	重力壩之安定性	一五八
第二節	壩之計畫	一七八
第十二章	擋土牆	一八三
第一節	擋土牆安定性之理論	一八三
第二節	構造法	一九三
第十三章	橋臺	二一一
第一節	總論	二一一
第二節	直面橋臺	二一六
第三節	曲面橋臺	二一六



第四節	凹字式橋臺	二二七
第五節	凸字式橋臺	二三一
第十四章	橋柱	二二二
第十五章	涵洞	二二八
第一節	總論	二三八
第二節	管式涵洞	二三一
第三節	箱式涵洞	二三四
第四節	拱式涵洞	二三九
第十六章	分塊拱	二四三
第一節	總論	二四三
第二節	圻工拱安定性之學說	二四四
第三節	實驗規律	二四七

第四節	拱架·····	二五一
第五節	拱之施工法·····	二五七
第十七章	彈性拱·····	二六〇
第一節	兩端固定之無骨三和土拱·····	二六〇
第二節	鋼骨三和土無鉸鏈拱·····	二九五
第三節	有鉸鏈拱·····	三〇二

## 第十一章 圻工壩

研究範圍 壩者所以阻水之構造物，自來水廠用之，水力廠用之，整理河道用之，農田灌溉工程亦用之。築壩材料有泥土，木料，鋼鐵，散堆石塊，及圻工構造物之別。今單就圻工壩論之，且僅限於構造物安定之問題，至於壩之附屬構造物，如水門室，溢水道，滾水道，洩泥門，節水門，魚行道等，當視壩之用途，求之於專書，今亦不旁涉。壩身安全之原理，並適用於擋土牆，橋臺，橋柱，及拱也。

圻工壩分類 圻工壩抵抗水壓力之法有二：（一）憑藉圻工構造物之惰性，即以圻工構造物對於向前滑動或顛覆之抵抗力，與水之水平推力對抗而得平衡。此種壩名曰重力壩。（二）憑藉拱之作用。即將水之水平推力，經圻工構造物以旁傳至與壩端相接之側山。此種壩名曰拱壩。普通之壩全為重力壩，本章所述即以重力壩為主。拱壩用者極少，乃因關於圻工拱安定性之定律，尙未完全明悉之故。以後第十六章及第十七章當論拱也。

## 第一節 重力壩之安定性

破壞情形 重力壩之破壞，可有三種情形：（一）沿一水平接縫面而滑動，或沿任何剖面因不勝剪割力而破壞。（二）依一水平接縫面之前邊而顛覆。（三）坊工構造物被壓碎，其情形又有二種：（甲）當壩後水滿時，在一水平剖面之下游邊線處壓碎；（乙）當壩後水涸時，在一水平剖面之上游邊線處壓碎。

上述壩之破壞情形，俱指壩身而言，而與壩之基礎無關。顧坊工壩實常因基礎惡劣而破壞。但穩實基礎之造法，前數章業已論述，故今不復敘。

研究之單位 在研究壩之安定性時，僅須取其一段，具有單位長度，而介在與壩面成垂直之二直立中間者而討論之。段之長度，若取一英尺，頗為適宜。

符號說明 本章所用各種符號，代表之事物，具列如下。

b 為壩面斜度，即壩面每升高一英尺之傾斜度，今以  $b_1$  表示上游壩面之斜度， $b_2$  表示下游壩

面之斜度

d 爲壓力中心點與壩底中心點間之偏斜距離。

f 爲安全率。

h 爲水面出於壩底上之高度。

H 爲水對於上游壩面之水平壓力磅數，壩長一英尺，水面高 h 英尺。

k 爲水流過壩頂時水面出於壩頂上之高度。

l 爲壩底之長度，在第五十二圖中，l 等於 AB。

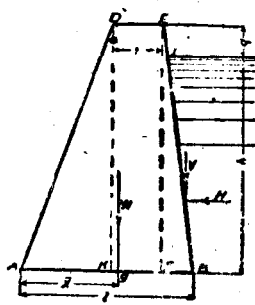
q 爲水不流過壩頂時壩頂出於水面上之高度。在第五十二圖中，q 與 h 之和，即壩之高度。

u 爲摩擦係數。

V 爲水對於上游壩面之垂直壓力磅數，壩長一英尺，

水面高 h 英尺。（此所謂垂直，指與水平方向成正

水面高 h 英尺。）



影情力受壩工坊 圖二十五第

交而言，非指與壩面成直角。）

W 為壩長一英尺段之重量磅數。

w 為一立方英尺圻工構造物之重量磅數。

x 為自下游壩面之底邊起，至經過壩之重心之垂直線穿過壩底處一點間之距離，在第五十

二圖中  $AB = x$ 。

### 第一項 抵抗滑動之安定性

水之水平壓力，有使壩身向前滑動之勢，此係由壩身重量引起之摩擦力抵抗之。

滑動力 今先考究滑動力之量。當水不漫過壩頂時，水加於壩長一英尺段之水平壓力為：

$$H = d \times 1 \times \frac{1}{2} d \times 62.5 = 31.25 d^2 \dots\dots\dots (110)$$

如水漫過壩頂，則水平壓力為：

$$H = 31.25 (d^2 - h^2) \dots\dots\dots (111)$$

抵抗力 再就壩身抵抗力研究之。此抵抗力可分為二項。一為壩之重力；一為水對於壩之斜

面之壓力之垂直分力。

在第五十二圖中，壩長一英尺段之重量為：

$$W = w \left[ t (h + q) + \frac{1}{2} b' (h + q)^2 + \frac{1}{2} b_1 (h + q)^2 \right] \dots\dots\dots (III11)$$

在第五十二圖中，水對於壩長一英尺段斜面  $EB$  之壓力之垂直分力為：

$$V = 31.25 h^2 b' \dots\dots\dots (III12)$$

如下游水面恆高於壩之基礎，則水有反壓力，應於上所求得  $H$  值中減去之。

平衡條件 欲求壩身無滑動之危險，則應使壩身重力與水之垂直壓力（即與水平成直角

之壓力）二者之和與摩擦係數相乘之積，大於水之水平壓力。以方程式表示之如下。

$$H \wedge (W + V) \dots\dots\dots (III4)$$

即  $f H = u (W + V) \dots\dots\dots (III5)$

圬工摩擦係數之值，見第十一表。

第十一表 圬工之摩擦係數

坊 工 種 類	摩 擦 係 數
軟質石灰石在軟質石灰石上兩者俱琢治整齊	○・七五
磚工在磚工上膠沙略溼	○・七五
硬磚工在硬磚工上膠沙略溼	○・七〇
錐琢花崗石在錐琢花崗石上	○・七〇
錐琢花崗石在琢治整齊之花崗石上	○・六五
普通磚在普通磚上	○・六五
普通磚在硬質石灰石上	○・六五
硬質石灰石在硬質石灰石上膠沙潤溼	○・六五
三和土塊在相同三和土塊上	○・六五
精琢花崗石在壓成三和土塊上	○・六〇



磨光石灰石在磨光石灰石上	○・六〇
琢治整齊之花崗石在琢治整齊之花崗石上膠沙新鮮	○・五〇
普通磚在普通磚上膠沙潤溼	○・五〇
磨光雲石在普通磚上	○・四五
錐琢花崗石在卵石上	○・六〇
錐琢花崗石在乾粘土上	○・五〇
錐琢花崗石在沙上	○・四〇
錐琢花崗石在溼粘土上	○・三三
琢治整齊之石灰石在鍛鐵上	○・五〇
琢治整齊之石灰石在鍛鐵上中間水溼	○・二五
石灰石在橡木上石面與木紋平行	○・六五

石灰石在橡木上石面與木紋垂直

○·四○

壩之上游面，常作成垂直，或近於垂直，以期節省材料，故水對於此面之垂直壓力（即與水平成直角之壓力）甚小，常略去不計，此種算法，足使壩身益加安全。

上述算法，祇假定壩身之破壞，係由於接縫處上下面之滑動，然有數事足以增加壩身之安定性者，並未計及。一為壩身石塊係用膠沙嵌砌，此於摩擦力外更有巨大之凝聚力。二為圻工壩多係不分層未琢石工，其石塊互相聯鎖，故不僅以摩擦力抵抗滑動力，且以各個石塊之剪割應力抵抗之。三為在三和土壩，亦係以三和土之剪割應力及摩擦力以抵抗滑動力。四為壩下之泥土略增加對於滑動力之抵抗力。此四項俱足以增加壩身之安定性，而在公式（三五）中並未計及，故依此公式以計畫之壩身，當不至有因滑動而破壞之慮。倘若有之，當在其與基礎相接處也。

增加壩身抵抗力法 低壩可造在土壤上，高壩應造在岩牀上。如必須於土壤上造壩，可依下述方法增加對於壩身在基礎上滑動之抵抗力。（一）在壩前打下一排傾斜之樁，（二）將壩身

一部分加深，作成較窄之牆，深入基礎本體以下。如此則抵抗滑動之力，在壩身重量與摩擦係數（此為坊工構造物在泥土上之摩擦係數）相乘之積以外，復有壩身滑動時所推動泥土之重量與摩擦係數（此為泥土在其本身上之摩擦係數）相乘之積，而泥土被推時之滑動面，究在何處，則視壩下原來地面之形式而異，可為水平面或向上之斜面，擇其抵抗力最小者用之。此際未計及泥土之凝聚性，故計算結果，實亦增加壩之安定性也。

如壩係造在岩牀上，岩牀整確不平，足令壩身安定性大為增加。倘岩牀天然平坦，可於基礎底面上開鑿縱溝一道或數道，然後填造坊工構造物。

## 第二項 抵抗顛覆之安定性

解法分類 水之水平壓力有使壩身依任何接縫面之前邊而顛覆之勢，係以壩身重量之力幾抵抗之。今可假定壩身係擱在堅固之底面上，而僅可因全部顛覆而破壞。決定壩身抵抗顛覆之安定性，可由研究數項力幾而得之，或憑合力之原理而得之。前者為代數學解法，後者為作圖解法。分述如後。

代數學解法 (一) 顛覆力幾 先求顛覆力之力幾。考水之壓力係與被壓之表面成垂直。如水壓於斜面，則壓力與水平方向間之角，即等於斜面與垂直方向（即與水平成直角之方向）間之角。但因求此力之臂較難，故宜就此力之水平與垂直兩分力研究之。水壓力之顛覆效果，即等於水平分力之力幾，減去其垂直分力之力幾所得之值。

水壓力之水平分力，可用公式 (三〇) 求之。此力之臂為  $\frac{1}{3}H$ 。故其使壩身顛覆之力幾為：

$$\frac{1}{3} H h = \frac{1}{3} \times 31.25 h^2 = 10.42 h^2 \dots\dots\dots (三六)$$

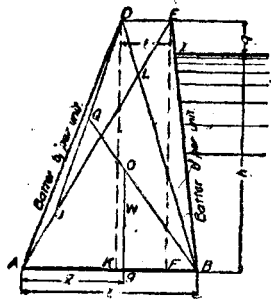
今以  $M_1$  代表之。

水壓力對於上游壩面之垂直壓力（即與水平成直角之壓力）可用公式 (三三) 求之。其施力點在 I 與 B 之間，與 B 點之距離為  $\frac{1}{3} I B$ 。此力之臂為  $\frac{1}{3} H$ 。故在斜面上此垂直壓力之力幾為：

$$31.25 I b^2 h^2 - 10.42 b^2 h^2 \dots\dots\dots (三七)$$

令以  $M_1$  代表之。如壩面成垂直，則  $M_1$  之值爲零。

實有之顛覆力幾，爲公式 (三六) 與 (三七) 之和，即  $M_1 + M_2$  也。



第五十三圖 壩工剖面圖

(二) 抵抗力幾 次求抵抗力之力幾。此乃壩身重量之力幾。壩身重量可用公式 (三二) 求之。其施力線乃經過壩身重心之垂直線。壩身重心以圖解法求之甚便。如第五十三圖，作對角線 DB 及 AE，且截取 AJ = EL，又作 DJ 線，而平分之，得其中點 Q。則 ABED 剖面之重心 O，乃在 Q 點線上與 Q 點相距  $\frac{1}{3}$  QB 之處。此法適用於任何四邊形。

壩身重力之力臂爲  $AE \parallel X_1$ ，故重力之力幾爲：

$$W \times AE = W(h + q) \left[ t + \frac{1}{2}(h + q)(b' + b_1) \right] \bar{x} \dots \dots \dots (三八)$$

令以  $M_2$  代表之。

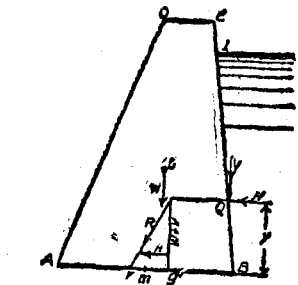
(三) 安全率 欲使壩身不繞其一接縫面之前邊而顛覆，則須令顛覆力幾  $M_1 + M_2$  小於抵

抗力幾  $M_1$ ，易言之，即抵抗顛覆之安全率為

$$f = \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots (119)$$

也。  
 在計算壩身抵抗顛覆之安全性時，常不計壩面所受水之垂直壓力，此足以提高壩之安全性也。

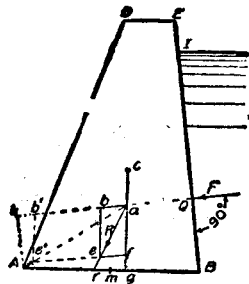
圖解法 (一) 方法 如已知壩之實在剖面形式尺度，或已將擬造壩之剖面形式尺度假定，則可用圖解法以定其抵抗顛覆之安定性。其法有二。



圖四十五第

法解圖之性定安覆顛抗抵身壩定

(甲) 在第五十四圖中，Q 點為水對於壩背壓力之中心點。O 為 I、B、E 點為壩身剖面之重心，係以前述方法求得。m 為  $\Delta BDE$  之中心點。H 為水壓力之水平分力。V 為水壓力之垂直分力。W 為壩身單位長度段之重量。依力幾原理，知 V 與 W 之合力，在 g 點穿過壩底  $\Delta BCE$  依力三角形，知 H 與  $\Delta V + \Delta W$  之合力，在 r 點穿過壩底  $\Delta BCE$ 。當 r 點未



第五十五圖  
 定壩身抵抗顛覆之安定性圖解法

出壩底時，壩身無顛覆之慮。

(乙)以圖解法求壩身抵抗顛覆之安定性，亦可選用正面壓力F而不須分解為分力。在第五十五圖中，經過O點作OO'線，與AD線成垂直。又經過O點，即壩身剖面之重心，作垂直線OO''。依任何適宜之比例尺，截取OO'段，等於水對於AB面之總壓力，又依同一比例尺，截取OO''段，

等於壩身單位長度段之重量。完成平行四邊形abef。作對角線ae。此線與壩底AB在r點相交。當r點未出壩底時，壩身無顛覆之慮。

(二)安全率 以圖解法決定壩身抵抗顛覆之安定性時，有數種求安全率之方法，所得結果不同，蓋所用安全率之意義不同也。

(甲)如以安全率論抵抗力幾與顛覆力幾之比率，則在第五十四圖中，依A點計算力幾，得

$$\text{安全率} = \frac{(W + V) AS'}{H \cdot Y} \dots\dots\dots (四〇)$$

因  $(W+V) : H = Y : r_g'$  即  $\frac{W+V}{H \cdot Y} = \frac{1}{r_g'}$  故公式 (四〇) 變為

$$\text{安全率} = \frac{A_g'}{r_g'} \dots\dots\dots (四一)$$

如用第五十五圖之圖解法，則

$$\text{安全率} = \frac{W \cdot A_g'}{F \cdot A_k} \dots\dots\dots (四二)$$

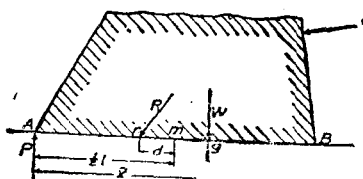
用公式 (四二) 求得安全率之值與用公式 (四一) 求得者不符，因在公式 (四二) 中，水壓力之垂直分力包括在顛覆力內，而在公式 (四一) 中，則此力乃作為抵抗力故也。

(乙) 如以安全率為剛使壩身顛覆之力與勢令壩身顛覆之力之比率，則由第五十五圖，得安全率為  $F' : F = a \cdot b' : a \cdot b$ ，即

$$\text{安全率} = \frac{a \cdot b'}{a \cdot b} \dots\dots\dots (四三)$$

此值與用公式 (四二) 求得者相合，但不與用公式 (四一) 求得者相合。





圖六十五 壩身剖面

### 第三項 抵抗壓碎之安定性

今再進而研究壩身抵抗壓碎之安定性。當壩背水滿時，水之推力使所有壓力集於水平接縫面之下游邊線上，故須將任何水平剖面上壓力之分布加以研究。當壩背水涸時，雖無外力足以影響到水平剖面上壓力之分布，然因壩身之垂直剖面，乃不對稱者，高壩尤甚，大都與直角三角形相似，其垂直之面為臨水之面，經過壩身重心之垂直線不穿過壩底之中心點，故此剖面之壓力分布不均勻，在壩之背面下最大，而在壩之正面下最小。是以關於壩身抵抗壓碎之安定性，有兩種情形，應當辨明，即（一）壩背水滿時，及（二）壩背水涸時是也。

壩背水滿時 在第五十六圖中， $\Delta B$ 為壩身之一垂直剖面之底邊。

$M$ 為水壓力對於 $A$ 點之力幾，等於 $W \cdot l - P \cdot d$ 。（參閱前述之公式（三六）及（三七））。

W 爲壩身一英尺長段之重量。

V 爲水壓力之垂直分力。

P 爲 A 處單位面積上之最大壓力。

p 爲自 A 向 B，單位距離上，單位壓力之變化量。

x 爲自 A 向 B 之任何距離。

$P - p \times$  爲自 A 向 B 量得距離爲 x 處之單位面積上壓力。

Y 爲垂直力之符號。

l 爲垂直剖面底邊長度，等於 AB。

d 爲壓力中心點對於底邊中心點之偏斜距離，等於  $\frac{1}{3}l$ 。

x 爲自任何水平剖面之下游邊線至經過壩身重心之垂直線穿過此剖面之點之距離，等於

AB。

A 點以計算力幾得

$$M - W\bar{x} + \int_0^1 (P - Px) dx \cdot x = 0$$

$$M - W\bar{x} + \frac{1}{2}P l^2 - \frac{1}{3}P l^3 = 0 \dots\dots\dots (甲)$$

AB面上諸正面力之和，亦必等於零方能保持平衡，故

$$MY = -W - V + \int_0^1 (P - Px) dx = 0$$

由此得

$$P l^2 = 2 P l - 2 W - 2 V \dots\dots\dots (乙)$$

合併方程式(甲)及(乙)得

$$P = \frac{4(W+V)}{l} - \frac{6W\bar{x}}{l^2} + \frac{6M}{l} \dots\dots\dots (四四)$$

令壩身顛覆之力幾，如係用公式(三六)及(三七)算出則M為已知量，故P可以公式(四四)算出。如壩身對於顛覆之安定性，係用圖解法決定，則M為未知量，故不能運用公式(四四)以算出P，而須將公式(四四)依下述方法改變其形式。

依 A 點以計算力幾，得

$$M = W \cdot A_x - (W + V) A_r$$

由第五十六圖， $A_x = x$  而  $A_r = \frac{1}{2} l - p$ 。以此  $x$  及  $M$  之值代入公式 (四四) 得

$$P = \frac{W + V}{1} + \frac{6(W + V)d}{l^2} \dots\dots\dots (四五)$$

如壩身為對稱式， $x_1 = \frac{1}{2} l$ ，且如  $V$  為零，則公式 (四四) 變為

$$P = \frac{W}{1} + \frac{6M}{l^2} \dots\dots\dots (四六)$$

如無外方顛覆力，則  $V = 0$  而  $M = 0$ ，而公式 (四四) 變為

$$P = \frac{4W}{1} - \frac{6Wx}{l^2} \dots\dots\dots (四七)$$

在公式 (四七) 中，如  $x = \frac{1}{2} l$ ，即垂直合力經過底邊之中心點，則  $P = \frac{1}{2} W$ ，易言之，即底邊上

之壓力為均勻壓力，此乃理所宜然。如  $x_1 = \frac{1}{3}l$ ，則  $P = \frac{2}{3}W$ ，易言之，即直角三角形剖面底邊上之最大單位壓力，為平均壓力之兩倍。如  $x_1 = \frac{2}{3}l$ ，則  $P = 0$ ，此乃壩之剖面在 B 處成直角者之情形，A 處之單位壓力必為零也。

在公式（四五）中，如  $r = 0$ ，則載重對稱，而壓力之分布均勻，此為理所宜然。當  $r$  與 A 同在中心點之一邊時，則  $d$  為正數； $r$  在中心點之別一邊時，則  $d$  為負數。例如壩為直角三角形而其直角在 B 處，在壩背水澗時， $x_B = \frac{1}{3}l$ ， $d = -\frac{1}{3}l$ ，而 A 處之壓力為  $P = \frac{W}{1} - \frac{W}{1} = 0$ ，此為理所宜然。又在 B 處， $d = \frac{1}{3}l$ ，而壓力為

$$P = \frac{W}{1} + \frac{6Wd}{l^2} = \frac{W}{1} + \frac{W}{1} = \frac{2W}{1}$$

即  $P$  為平均壓力之二倍，此亦理所宜然。

此項關係即所謂中央三分之一段原理，易言之，即當壓力中心未出接縫之中央三分之一段

時，最大壓力不逾平均壓力之二倍，而在接縫面上任何一點處無牽引力也。

公式（四五）右邊之第一項，表示壩底因壩身重量及水壓力垂直分力而生之均勻壓力；其第二項表示任何令壓力中心點離開壩底中心點之力系（即令壓力合力與壩底在與其中心點相距  $d$  處相交之力系）對於壩底最大壓力之影響，易言之，即此  $\frac{6Wd}{l^2}$  一項乃壩底因壓力中心點  $r$  偏斜而增加之壓力量，此種偏斜有由於壩身垂直剖面之不對稱者，有由於外力之傾覆趨勢者，亦有由於兩種作用者也。

是以公式（四五）乃任何二距形平面被任何力系加壓相合時之最普通公式。

故公式（四五）亦可書為：

$$P = \frac{W + V}{l} + \frac{6Wd}{l^2} \dots \dots \dots (四八)$$

用式中之 + 號時，所得為當壓力中心點  $r$  離開壩底中心點  $m$  而有某定量偏斜  $d$  時，第五十六圖中 A 處之最大壓力；用式中之 - 號時，所得為當壓力中心點  $r$  離開壩底中心點  $m$  而有某定量偏斜  $d$  時，第五十六圖中 B 處之最小壓力  $d$  僅計其數值，而不問其代數符號之正負。公式（四八）

表示壩底兩極限處之最大壓力及最小壓力，無論偏斜量  $d$  爲由於壩身形式，或由於勢令壩身傾覆之力，或由於兩者，俱適用之。

壩背水洄時 壩身之垂直剖面如爲對稱者，則壩底之壓力分布均勻，而等於  $\frac{1}{2}H$ 。但此剖面如爲不對稱者，則壓力厚集於壩底之一邊，而在他邊減小。前所求得壩背水滿時之公式今俱適用，惟須將式中  $M$  之值作爲零而已。

在決定壩身對於壓碎之安定性時，不宜計算其安全率，因算出之安全率將隨坊工之擠壓強度而異，而此擠壓強度，固亦假定之數值故也。

計劃坊工壩時，須先將坊工單位面積所能勝之最大壓力決定。在計算時，恆忽略壩身內面之垂直壓力不計。此種算法，常屬穩妥，因算出壩身正面底邊最大壓力，常較實有者爲大故也。依此算法，世界上數處最大之未琢石工壩，所受最大壓力爲每平方英尺十一噸至十五噸，即每平方英寸一百五十磅至二百磅。

風與冰亦足以影響到壩之安定性，此當就造壩處之氣候，及壩內水面情形等而於計畫時加

以注意。

## 第二節 壩之計畫

今將壩之計畫法，述其大略如下：

壩頂寬度 壩頂普通造路一條，故壩頂寬度，即以路寬為準。

壩之垂直剖面 計畫重力壩之垂直剖面時，應使其合於三種條件，即（一）合於公式（三五）以防向前滑動；（二）合於公式（三九）以防顛覆；（三）當壩背水滿及水涸時，用公式（四八）求得之最大壓力不逾安全界限，以防壓碎；而當壩背水滿或水涸時，其最小壓力仍為正量，即壩中無牽引力發生。令公式（四八）求得之值恆為正量，即等於令  $d$  小於  $1$  之六分之一，亦即等於令壓力中心點恆在任何水平接縫面之中央三分之一段以內。因此三種條件之方程式，僅含有變量三項，即  $h$ ， $b_1$ ，及  $b'$ ，故可以求得其實數值。因壩身倘已安定而不致顛覆及壓碎，則可無因滑動而破壞之危險，故所應符合之條件，實又減為二項。且重力壩之上游壩面，儘可作成垂直面，是以變量

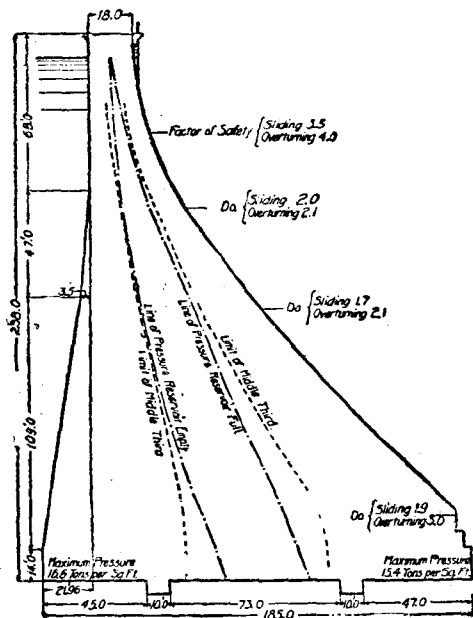


乃祇餘二項，即  $h$  及  $b_1$  也。

計畫壩身時，應自上而下，將壩身分爲若干較薄之水平層，而次第定其尺度，使能符合上述條件，用上部壩身之尺度，以求下一層之尺度。係用直接計算法或嘗試法以求之。

(一) 直接計算法又可分爲代數學解法及圖解法兩種。(甲) 用代數學解法時，係以接縫面之長度 ( $l$ )，壩頂寬度 ( $t$ )，壩身高度 ( $r + p$ )，水之深度 ( $h$ )，上游壩面斜度 ( $b'$ )，下游壩面斜度 ( $b_1$ )，水每立方英尺之重量，及圬工每立方英尺之重量，代入壩身對於顛覆之安定性之公式 (即公式 (三九))，而解此公式以求  $l$  之值。再用公式 (四八) 以考驗此接縫面。此法須解一甚繁之二次方程式。(乙) 用圖解法時，係畫出剖面，決定壓力中心點，然後以公式 (四八) 考驗之。

(二) 用嘗試法時，係先就已知之壩頂寬度，假定第一水平層，而用公式 (三九) 及公式 (四八) 以試驗壩身之安定性。用公式 (四八) 時，須將壩背水滿及水涸兩種情形，一齊考驗。如假定之尺度，不與規定條件相合，須另定尺度，而再試之。



美國新洛克吞壩剖面圖 第七十五圖

計畫壩身時，所假定剖面尺度，與諸公式符合之程度，不須極密，緣關於壩身之事項，未能確定者原屬甚多也。大概祇須參照他處現有之壩身剖面，而假定一種剖面，然後擇取數點，以諸公式試

驗之，察其相符與否，斟量改定，實較前述逐層計畫之法為便捷也。又壩身剖面形式，歷經研究，知倘由下述兩四邊形合成，當可與前述諸公式之條件相合。兩四邊形上下相疊。在下者較大，乃一三角形之下部。此三角形之底邊，在壩之基礎上，其頂點在水面上。在上之四邊形，頂邊為壩頂之寬度，兩側邊為

近於垂直之線，而與在下之四邊形之兩側邊相交。壩底之寬度，係用公式求得。上下游壩面斜度視對於壓碎及顛覆之安全率之相對數值而異。上述之剖面形式，其安全率則自下向上而增加也。

第五十七圖所示爲美國新克洛吞壩 (New Croton Dam) 之最大剖面。此壩在紐約城北三十英里，一八九二年開工，一九〇七年竣工。壩之主體直而不曲，長約六百英尺。

重力壩與拱壩比較 重力式之壩，全恃壩身重量以求安定。拱式之壩，全恃所具拱之形式，以求安定。拱壩將水壓力沿水平方向傳遞，以抵側山。因壩身頗薄，水之水平壓力與圻工重力之合力，實出於壩前底邊以外，故拱壩如當作重力壩視之，則不安定矣。然拱壩需用圻工之量遠少於重力壩，故實爲最佳之式。惜吾人於圻工拱之定律，所知不完備，祇能多憑經驗，以察其安定性耳。惟吾人對於建築大拱之經驗尙未豐富，是以尋常情形中，未宜卽造完全利用拱之作用之圻工壩。但在造重力壩時，如於垂直剖面之計畫，仍依照重力壩之條件，而於平面上，則改照拱壩布置，當可使壩身益加安全，且使上游壩面受擠壓力，而一切垂直縫隙得以擠緊。壩身雖加長，然爲量甚微，故增加工料有限。尤有進者，彎曲之壩，對於溫度變化之抵抗性，遠較直壩爲大。是以世界諸大壩中，彎曲之

重力式壩，乃較正直之重力式壩爲多，而拱壩則甚少也。

壩身兼受水之水平壓力及垂直壓力，故其垂直接縫及水平接縫決不可有聯續不斷者。是以所用坊工，應爲不連續分層琢石工，或不分層方石工，或不分層未琢石工，或三和土，亦有以石工作壩面，而中填三和土者。

## 第十二章 擋土牆

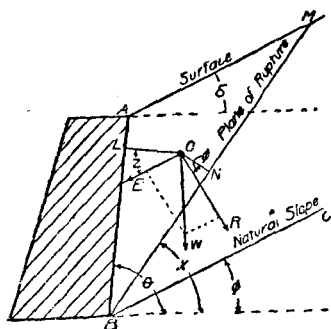
擋土牆乃圻工牆，在造成後於其一面填土，而土之壓力須由此牆承受者也。鐵路、運河、及海港工程中常用之。擋土牆計畫之原理，並可應用於造拱、開礦、築隧道、掘深溝等。

### 第一節 擋土牆安定性之理論

破壞情形 擋土牆本身之破壞，可有三種情形：（一）沿任何水平接縫面而滑動；（二）繞任何水平接縫面之前邊而顛覆；（三）在任何水平接縫面之前邊破壓碎。

研究擋土牆之難題 研究擋土牆之安定性，定土之推力對於牆身之影響時，須知（一）壓力之量，（二）施力點，（三）施力線。顧在今日，關於此三事之知識尚不充足，故此種問題之研究頗屬不易。

泥土側壓力之理論 關於泥土之側壓力，學者根據力學原理與經驗，立有各種理論。此可分為兩類，第一類理論，假定當擋土牆破壞時，牆後有一部分之土沿一平面滑動而下，此平面即所謂崩裂面。此種理論為庫隆（Coulomb）氏所擬議，故名曰庫隆氏理論，有時則稱為最大壓力斜楔理論。第二類理論，係以所謂卍字壓力原理為根據，先作成微分方程式，以表示擋土牆所支持泥土中泥土分子之平衡情形，然後用積分法，以推算土壓力之合力。此種理論係郎肯（Rankine）氏所擬議，故名曰郎肯氏理論，有時則稱為卍字應力理論。今將泥土側壓力理論，依其所研究之事項，分為三類論之。



第五十八圖 擋土牆

(一) 關於泥土側壓力之量之理論 在第五十八圖中， $\Delta B$  為擋土牆之背面，與水平方向成  $\theta$  角，牆之高度為  $h$ ； $BQ$  為天然斜坡，與水平方向成  $\phi$  角； $BM$  為崩裂面，與水平方向成  $\alpha$  角，此角乃未知量； $O$  為泥土中任一點； $W$  為擋土牆單位長度後泥土斜楔  $ABM$  之重量； $OL$  與  $AB$

成垂直，而  $OZ$  與  $BZ$  成垂直。 $W$  力分為分力  $E$  及  $R$ ； $E$  為牆背所受土壓力，與牆背上垂直線成  $z$  角，此角乃未知量； $R$  與崩裂面上垂直線成  $\phi$  角。設泥土單位體積之重量為  $w$ 。

在第五十八圖中，假定泥土斜楔  $ABM$  受下述三力之作用而成平衡：（一）此斜楔之重量；（二）牆之反應力，與  $E$  相等而相反；（三）崩裂面之反應力，與  $R$  相等而相反。依此種假定，

$$E = W \frac{\sin WOR}{\sin WRO} \dots\dots\dots (四九)$$

按  $W = \frac{1}{2} w \cdot AB \cdot \sin ABM \cdot BM$

$$= \frac{1}{2} w h^2 \frac{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta - \alpha)}{\sin^2 \theta \sin(\alpha - \delta)}$$

$$\angle WOR = \alpha - \phi$$

$$\angle WRO = \theta + z - \alpha + \phi$$

代入（四九）式得

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \frac{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta - x) \sin(x - \phi)}{\sin^2 \theta \sin(x - \delta) \sin(\theta + z - x + \phi)} \dots \dots \dots (五〇)$$

欲求泥土對於牆背之最大壓力，須取方程式（五〇）對於E及x，行微分法，而求E之最大值。其算式頗繁，今僅將求得結果列式如下。

$$E \text{ 之最大值} = \frac{\frac{1}{2} w h^2 \sin^2(\theta - \phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta + z) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + z)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + z)}}\right)^2} \dots \dots \dots (五一)$$

公式（五一）為依z角（即土壓力與牆背上垂直線間之角）以計算牆背所受最大土壓力之普通公式。諸家所定公式，雖各有不同，然可由假定公式（五一）中數項之值而變化得之。

（甲）庫隆氏公式 在公式（五一）中，如假定δ為零，θ為九十度，而z為零，則得庫隆氏公式：

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \tan^2(45^\circ - \frac{1}{2}\phi) \dots \dots \dots (五二)$$

（乙）郎肯氏公式 在公式（五一）中，如假定z等於φ，則得郎肯氏所擬斜背擋土牆公式：



$$E = \frac{1}{2} w h^2 \sin^2 (\theta - \phi) \dots \dots \dots (五三)$$

$$\sin^2 \theta \sin (\theta + \phi) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \sin 2 \phi}{\sin (\theta - \delta) \sin (\theta + \phi)}} \right)$$

如再假定  $\theta$  爲九十度，而  $z$  等於  $\delta$ ，則得郎肯氏所擬當地面與水平成  $\delta$  角時垂直背擋土牆之土壓力公式：

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \cos^2 \phi \dots \dots \dots (五四)$$

$$\cos \delta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \delta)}{\cos^2 \delta}} \right)^2$$

如  $\delta$  等於  $\phi$ ，則得郎肯氏所擬當地面與水平成安息角時垂直背擋土牆之土壓力公式：

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \cos \phi \dots \dots \dots (五五)$$

(丙) 衛牢胡氏公式 如在公式 (五一) 中，假定  $z$  等於零，則得衛牢胡 (Weyrauch) 氏所

擬公式：

$$E = \frac{1}{2} w h^3 \sin^2(\theta - \delta) \dots\dots\dots (五六)$$

$$\sin^2 \theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta - \delta) \sin \delta}{\sin(\theta - \delta) \sin \theta}} \right)^2$$

(丁) 蓬塞雷氏公式 如在公式(五一)中, 假定  $z$  等於  $\delta$ ,  $\delta$  爲零,  $\theta$  爲九十度, 則得蓬塞雷

(Poncelet) 氏公式:

$$E = \frac{1}{2} w h^3 \cos \delta (1 + \sqrt{2 \sin \delta})^2$$

(二) 關於泥土側壓力施力點之理論 諸家理論中, 所定土壓力公式, 均以爲土壓力隨牆高之平方而變化, 此與水壓力相同, 故諸家假定土壓力適用水壓力定律, 而以施力點爲在牆底上相距等於牆高三分之一處。

(三) 關於泥土側壓力方向之理論 公式(五一)係依  $z$  角之值以計算最大土壓力, 而  $z$  角即土壓力與牆背垂直線間之角則爲未知量,  $z$  之真值不能決定, 故諸家理論各擇不同之值用

之。大概主張最大壓力斜楔理論者，以壓力為與牆背成垂直，即  $z$  等於零，而主張  $\beta$  字應力理論者，則以壓力為與牆後地面平行，即  $z$  等於  $90^\circ - \theta + \alpha$  也。

土壓力理論之研究 土壓力理論之是否可恃，學者之議論不一。或謂其無甚實際價值，或謂其與建築工程中別種理論同樣可信。要之欲判斷理論公式之可信程度，當以經驗與實驗為根據。按諸家所立土壓力理論，俱有三種假定，第一種假定為崩裂面乃平面；第二種假定為施力點乃在牆底上相距牆高三分之一處；第三種假定則為施力線與牆背間之角。今當依據經驗與實驗，次第研究之。

(一) 崩裂面 假定崩裂面為平面之理論，等於假定土壤毫無凝聚性。此僅在土壤為乾燥清潔之沙時為然。實則擋土牆所支持者常有各種土壤，且縱即是沙土，亦非乾燥潔淨之沙，故此種假定實以不合實際之時為多。又當土壤坍塌時，其崩裂面常成凹面，在頂部近於垂直，而在底部則成弧形。足證崩裂面成平面之假定遠於事實。大概在牆背填土之時，土壤之凝聚性最小，而與土壓力理論相近。故此理論僅表示極危險之情形，一俟土已穩實，則凝聚性加厚，而與理論所假定者，大不

相同矣。

(二) 施力點 以施力點爲在牆底上相距牆高三分之一處之假定，乃據土壓力與牆高之平方成正比一項關係而推得者，顧此項關係尙非完全確實，故所得假定亦不盡可信。按在立推求土壓力分量之公式時，曾假定在崩裂面與牆背間之泥土斜楔，在崩裂面上成爲固體而滑動，故亦可推測土壓力乃均勻分布於牆背，而以合力之施力點爲在牆高之中點。然土壤既非液體，亦非固體，故上述兩種假定俱不合實際，而土壓力之真正施力點殆在上鉸兩極限之間也。

(三) 施力方向 諸家理論之差異，多由於所假定施力方向之不同。顧如肯氏理論以土壓力恆與地面斜度平行，似不合理，以壓力應與運動之方向相同，卽與崩裂面平行，而此則幾與地面斜面無關也。又依郎肯氏及庫隆氏兩種理論，當牆背垂直而地面成水平時，土壓力之合力與牆背成垂直，此實又與土壤斜楔在牆背滑動之理論相違矣。

要之，諸種理論，俱有自相矛盾之處，或與尋常經驗及精密實驗殊異，由此可知其所據之假定事項，必有錯誤耳。

理論公式所算出之土壓力，蓋遠較實在壓力為大，而所假定之施力點則較實在施力點為低，兩種錯誤乃有一部分互相抵消。但第一種錯誤甚大，是以求出之顛覆力幾，必大於實在之力幾數倍。

今可斷言曰：理論公式於計畫擋土牆時，無甚價值。擋牆土問題，實未能有精確之算學解法。欲用理論公式，則必有若干假定事項，以為公式之根據，假定之根據既不能正確，何如逕行假定擋土牆之厚度，反較簡便也。

定擋土牆厚度之實驗規律 計畫擋土牆，既不宜用理論公式，如上所述。則有三條實驗規律，可據以定牆之厚度。此種規律並適用於無骨三和土牆也。

(一)芬湖氏律 依芬湖 (Fenshawe) 氏所定規律，用磚造兩面平行之牆，以擋尋常土壤，其厚度隨牆面斜度而異：斜度為五分之一者，厚度為牆高之百分之二十四；斜度為六分之一者，厚度為牆高之百分之二十五；斜度為八分之一者，厚度為牆高之百分之二十六；斜度為十分之一者，厚度為牆高之百分之二十七；斜度為十二分之一者，厚度為牆高之百分之二十八；斜度為二十四分

之一者，厚度爲牆高之百分之三十；牆面垂直者，厚度爲牆高之百分之三十二。

(二)培克耳氏律 [培克耳「便雅憫」(Benjamin Baker)] 氏於建築擋土牆富有經驗，謂在表面成水平之地旁造擋土牆，如厚度有高度之一半，而牆面斜度爲每英尺一英寸或二英寸但須牆之基礎穩實而牆背土壤情形良好，則牆身可有充足之安定性。倘牆背地面斜向上升而土壤壓力甚大，則在堅實基礎上時，牆之厚度可稍增加，但無需加至逾越雙倍，即在牆高一半以上。大概牆厚得牆高之三分之一，乃普通情形也。

(三)特啦廷氏律 [特啦廷 (Trautvino)] 氏謂造垂直或近於垂直之牆以擋泥沙、卵石，如地面成水平，而土壤係鬆散填積者，牆之底部之頂部，厚度應不較下列者爲小。

(甲) 琢石牆或用膠沙砌成之最佳之分層未琢石牆 牆高之三五%；

(乙) 用膠沙砌成且以石片填嵌之良好未琢石牆或磚牆 牆高之四〇%；

(丙) 不用膠沙僅用石片填嵌之良好未琢石牆 牆高之五〇%。

安全率 擋土牆之安全率，無從精密計算，因所受之力未甚明悉故也。

(一)關於顛覆之安全率 計畫擋土牆者有時以為如用上章所列公式(四一)以算出理論上之安全率，而其值為三或大於三者，則此牆可無顛覆之慮。然常有擋土牆，倘依尋常理論推測之，當有顛覆之危險，而實際上頗安穩者，則因理論原有錯誤，無異於提高安全率耳。

(二)關於滑動之安全率 磚石擋土牆因牆身上下滑動而破壞之危險甚小，三和土擋土牆更可無慮，惟牆身與基礎間之滑動，則仍須注意耳。

(三)關於壓碎之安全率 擋土牆之壓力中心，常保持在其底部中央三分之一段以內，故牆之前邊，可無壓碎之危險。惟基礎下土壤之最大壓力，是否為土壤所勝任，卻不可不注意也。

## 第二節 構造法

基礎 擋土牆之破壞，多由於基礎之下陷不均勻。擋土牆之高度為其寬度之數倍，故牆底下陷時兩面高低之差雖微，而牆頂之前後移動已大。是以若非土壤極堅實或牆身擱在優良樁基礎上，則基礎上壓力之分布，須求均勻，此實極重要事項也。

擋土牆底脚之伸出尺度應以土壤之支承力為準。如土質鬆軟，則底脚當遠較牆身為寬。擋土牆造成後向前傾斜，不一定為牆身過輕，而有顛覆之勢，乃多由於底脚過窄，與計算時所用土壓力公式不準，算出基礎上最大壓力較低，以致底脚有下陷不均勻之弊。是以在計畫時，於底脚之布置，應使底脚下土壤所受壓力之中心點，在底脚之中心點以內，於是牆背底邊之壓力最大而牆頂有向內偏倚之勢，較為穩妥。

有時因地位所限，不便將擋土牆底脚伸出牆之前面以外，則可擇用下列方法（一）在牆底前面下打樁；（二）於牆背造減力拱；（三）將牆背斜度作成甚和緩，俾壓力中心點在牆之前面底邊以後相離頗遠，此則須造空心牆或鋼骨三和土有扶壁擋土牆矣。

洩水。擋土牆之破壞，除由於基礎不良外，牆背土壤蓄水不洩，以增加土壓力或結冰膨脹，亦為其一原因。預防此弊，須於牆中造洩水孔。在石牆，於四平方碼或五平方碼牆面上，可開一孔，寬兩三英寸，深與一石塊等。在三和土牆，可沿牆底每隔十英尺至十五英尺，用三英寸或四英寸瓦管嵌入牆中。如土壤富有蓄水性，並須於擋土牆背置碎石，或卵石，或煤灰，以便瀉水入洩水孔，或於土壤



中安置垂直瓦管，以滲水入洩水孔。

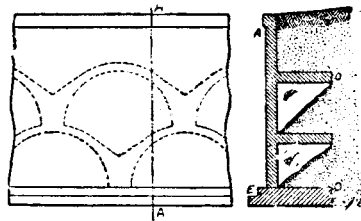
收縮縫 擋土牆須有收縮縫，其造法前在第三章第四節論三和土時業已述及，茲不贅。

填土 擋土牆造成後，宜俟圻工膠沙或牆身三和土凝結堅硬，方可填土。填土時勿使土壤有向牆背滑動之勢。應分層填土，或使土壤係自牆背起向後滑動。如在牆中膠沙或三和土未完全堅實時填土，尤須格外謹慎。否則牆身受過量土壓力，或竟破壞也。

碇板 擋土牆之安定性，可以設法增加，即於牆後稍遠處之穩實土壤中，埋入三和土碇板，而以鐵桿聯於牆身是也。矩形垂直碇板之支持力，可以下列公式示之。

$$H = w \frac{x_2^2 - x_1^2}{2} \frac{4 \sin \phi}{\cos 2\phi} \dots\dots\dots (57)$$

式中H為碇板之支持力，以對於寬度每英尺之磅數計之，w為土壤每立方英尺重量磅數， $x_1$ 為碇板上邊在地面下英尺數， $x_2$ 為碇板下邊在地面下英尺數，而 $\phi$ 為土壤之安息角。碇板之壓力中心點在其上邊以下等於高度三分之二處，鐵桿之一端，應繫於此處。如擋土牆全恃碇板以防滑動，則應於牆之外面，在牆底以上等於高度三分之一處，裝置鐵板，而將鐵桿之他端聯於板上。如擋土牆



圖面剖 A A 圖面前

拱力減 圖九十五第

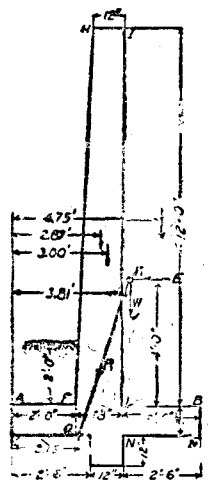
係兼恃基礎及碇板以防滑動，則牆面鐵板宜安置稍高。

減力拱 減力拱亦所以支持土壓力。其布置如第五十九圖所示。決定此種構造物全體之安定性，係先定垂直面  $OC$  所受水平壓力，而以此與牆身及土壤  $ODEC$  之重量相合，以求基礎上之總壓力。

鋼骨三和土擋土牆 鋼骨三和土擋土牆，式有二種。一為伸臂式，其作用如伸臂梁，藉以抵抗土壓力。一為有扶壁式，牆身較薄，每隔適當尺度，有扶壁以支持之。較矮之牆宜用伸臂式，高者宜用有扶壁式。今將兩式之計畫法次第述之。

伸臂式鋼骨三和土擋土牆計畫法 假定所計畫之牆，係擋十英尺高之土岸，又假定基礎係在地面下三英尺。假定牆頂之寬度，為十二英寸，而牆面斜度為每英尺半英寸。則牆底寬度為十八英寸。底脚之厚度須俟牆身計畫決定後，方能決定，然今當假定為十二英寸。故牆身在底脚以上，高

十二英尺。底脚之長度亦不能先行決定，但可假定為六英尺。牆背在底脚上之位置，除嘗試外，不能決定其應在何處，方為最省工料。要之牆背愈近底脚前邊，則牆身重量之抵抗幾減小，而底脚下土



式臂伸 圖十六第  
牆土擋土和三骨鋼

壤上之最大壓力增加。顧有時因地位所限，仍須使牆面貼近基地界線，而不能使底脚前邊外伸。在本例中，可假定底脚外伸二·五英尺。如此計畫之牆，如第六十圖所示，今先定其安定性，再考究其結構

之堅實與否。

(一)對於顛覆之安定性 先求土壤之側壓力。可用庫隆氏公式。假定填土之表面成水平，天然地面坡度為平一·五比高一， $\alpha \parallel 34^\circ$ ， $w$ 為每立方英尺一〇〇磅， $h$ 為一二英尺，而三和土重量為每立方英尺一五〇磅。則

$$E = \frac{1}{2} w h^2 \tan^2 (45^\circ - \alpha) = 2040 \text{磅}$$

牆身 FLIH 三和土重量為  $\frac{1}{4} \times 12 \times 150 = 2250$  磅。此力之垂直施力線，在 F 右 10 英寸，即 0·八七英尺，即在 A 右 2·八七英寸。LB 上土之重量為  $\frac{1}{2} \times 1200 = 3600$  磅，其垂直施力線，在 L 右 1·二五英尺，即在 A 右 4·七五英尺。底脚三和土之重量為  $6 \times 1 \times 150 = 900$  磅，其垂直施力線在 A 右 3 英尺。依 C 點計算力幾，而以重量之和除之，得垂直合力之施力線，在 C 右 3·八一英尺。

合併土壓力與各項重量，所得合力，其施力綫與垂直線間之角之正切，為  $2040 \div (2250 + 3600 + 900) = 0.33$ ；而自 K 點至此合力穿過 CD 線處之水平距離為  $(4.00 + 1.00) \times 0.33 = 1.66$  英尺，即自 C 點至其處之水平距離為  $3.81 - 1.66 = 2.15$  英尺。此較六英尺之三分之一即二英尺為大，故合力穿過底脚底面之處，在中央三分之一段以內。是以此牆對於抵抗顛覆，有充足之安定性。

(二) 土壤上壓力 依第十一章公式 (四八)

$$P = \frac{W}{1} \pm \frac{6Wd}{l^2}$$

今W爲六一五〇磅，l爲六英尺，d爲1.155即〇·八五英尺。代入上式，得O處之壓力最大，爲每平方英尺一八九七磅，B處之壓力最小，爲每平方英尺一五三磅。土壤是否能勝此最大壓力，視土質而異，然土壤殆無不能支持每平方英尺一噸之壓力者，故在本例中，底腳下壓力非過大也。鋼骨三和土擋土牆薄而輕，故其下土壤所受壓力不及石牆下者之大，此乃鋼骨三和土擋土牆之優點也。

(三)對於滑動之安定性 土壤之水平推力爲二〇四〇磅。如土壤爲乾粘土，其摩擦係數可作爲〇·五〇，而對於滑動之阻力爲 $(2250 + 3000 + 900) \times 0.50 = 3075$ 磅。依此觀之，牆身當無滑動之慮。牆底前面有二英尺深土壤，並可增加牆身安定性也。然如此粘土受水潤溼，則摩擦係數當減爲〇·三一，而對於滑動之阻力，僅有一九〇六磅。如此牆身未爲安定，則宜於底腳下面造有突起部分，如第六十圖所示，以增加牆前土壤之支承力。三和土牆身頗輕，故其對於滑動之安定性

較低，是其優點。

(四) 牆身中鋼骨 今取一英尺長之牆身研究之。此段牆身所受壓力，對於  $\Delta B$  平面上任何一點，計算撓幾，得  $M = 2040 \times 4 \times 12 = 97920$  英寸磅。鋼骨中牽引力  $T$  之力幾為  $F \cdot j \cdot d$  亦即  $M = F \cdot j \cdot d$ 。今  $j$  之值可作為八分之七，而  $d$  為  $18 - 2 = 16$  英寸。以  $M, j, d$  代入上式，得  $T$  為對於牆身長每英尺有七〇〇〇磅。如  $t_s$  為每平方英寸一二、〇〇〇磅，則對於牆身長每英尺需鋼料  $7000 \div 12000 = 0.58$  平方英寸。可排列八分之五英寸徑圓鋼條，兩條間中心距離六英寸，或排列二分之一英寸徑圓鋼條，兩條間中心距離四英寸。

三和土之最外纖維應力，為

$$f_c = \frac{2M}{k j b d^2} = \frac{2 \times 97920}{3 \times \frac{8}{7} \times 12 \times 16^2} = 194 \text{ 磅/(英寸)}^2$$

此數未逾三和土之安全擠壓強度。

牆身中鋼骨之量，不須自下至上，全體如一。蓋所需鋼骨量隨土壓力之力幾而異，而此力幾則

與其施力線在地面下深度之立方成正比，故牆身所需鋼料之量，愈在上方則愈少也。用鋼骨愈細愈多，則其排列法愈可與所需之量相合。如用八分之五英寸徑圓鋼條，可分二組，一組相距十二英寸，直至牆頂，別一組亦相距十二英寸，則僅至牆高之中點為止。如用半英寸徑鋼條，可分三組，各組中鋼條相距俱為十二英寸。第一組直至牆頂，第二組至牆高三分之二處，第三組則僅至牆高三分之一處也。

依上列計畫所用之值，應將鋼條藏在牆身底面以下深至鋼條直徑四十倍處，方能得所需之附着應力。如用半英寸徑鋼條，須深藏至二十英寸。在第六十圖所示之剖面，固可將其藏入底腳下面突起部分，然如無此突起部分，而底腳之厚又不及二十英寸者，則可將鋼條下端曲成圓環，繞過底腳內水平鋼骨。最佳之法，莫如於底腳內置一水平窄鋼板或角鐵，於其上穿孔，而將鋼條插入其中，在鋼板或角鐵兩面，俱用螺絲套將鋼條固定也。

(五) 底腳前部之鋼骨 第六十圖中  $\triangle F$ 、 $\bigcirc C$  部分之底腳，可視作伸臂梁而計畫之。C 處之單位壓力為每平方英尺一八九七磅，而 D 處者為一五三磅，故 Q 處之壓力為

$$153 + (1897 - 153) \times \frac{4}{6} = 1.3 + 1102 = 1315 \text{磅/英尺}。$$

Q 上壓力之重心，離 Q 為一〇六英尺，而對於 Q 點之力幾為

$$M = 1606 \times 2 \times 1. (6 \times 12 = 40860 \text{英寸磅})。$$

依公式  $F = M + j \cdot d \cdot \bar{d}$ ，今  $d$  為 12 - 2 = 10 英寸， $j$  為八分之三，故  $F = 40860 + (\frac{3}{8} \times 10)$

= 4670 磅。每英尺長底脚中所需鋼骨為 4670 ÷ 1200 = 0.39 平方英寸。可用半英寸徑圓鋼條，中心相距六英寸。此項鋼條可伸至 Q 右二十英寸，以使有充足之附着力。

三和土之最外纖維應力  $f_c$  為每平方英寸二〇八磅。

為防沿牆脚縱向之土壤，有支承力不齊之弊，常於底脚之底面，排列縱向鋼骨，與牆面平行。其疏密全由計畫者斟酌定之。大概其數可為橫向鋼骨之三分之一至二分之一。

(六) 底脚後部之鋼骨 第六十圖中 B D N 部分之底脚，亦可視作伸臂梁而計畫之。此伸臂梁除支持其本身重量外，又於其上面受有均勻分布之向下壓力，於其下面受有整齊變化之向



上壓力。向下壓力對於L處之力幾為  $3000 \times 1\frac{1}{4} \times 12 = 45000$  英寸磅。底脚本身重量對於L處

之力幾為  $1 \times 2\frac{1}{2} \times 150 \times 1\frac{1}{4} \times 12 = 5628$  英寸磅。合計向下力幾為  $45000 + 5628 = 50628$  英寸磅。

D處之向上壓力為每平方英尺一五三磅，而N處之向上壓力為  $155 + (1897 - 153) \times \frac{2.5}{6.0}$

$= 153 + 728 = 881$  磅/英尺<sup>2</sup>。此壓力之中心點離N為  $0.96$  英尺。故向上之力幾為  $517 \times 2$

$\frac{1}{2} \times 0.50 \times 12 = 14908$  英寸磅。前求得向下力幾為五〇六二八英寸磅。上下兩抵，淨存向下力幾

三五八二〇英寸磅。

底脚每英尺長段中，所需鋼骨為  $M \cdot \frac{1}{4} (j d \times 12000) = 35820 \div \left(\frac{3}{8} \times 10 \times 12000\right) = 0.34$

平方英寸。可用半英寸徑圓鋼條，中心相距六英寸。此項鋼條可伸至L左十英寸，以使有充足之附着力。

(七)對於剪割之抵抗力 牆身橫剖面積為  $12 \times 18 = 216$  平方英寸。三和土之安全單位剪

割應力，至少有每平方英寸二十五磅，故牆身每英尺長段對於剪割之抵抗力有  $216 \times 25 = 5400$  磅。此在算出之滑動力之兩倍半以上，故牆身決無滑動之慮。

底脚前部每英尺長段對於剪割之抵抗力為  $15 \times 15 \times 25 = 3375$  磅，而實在剪割力為  $3212$  磅，

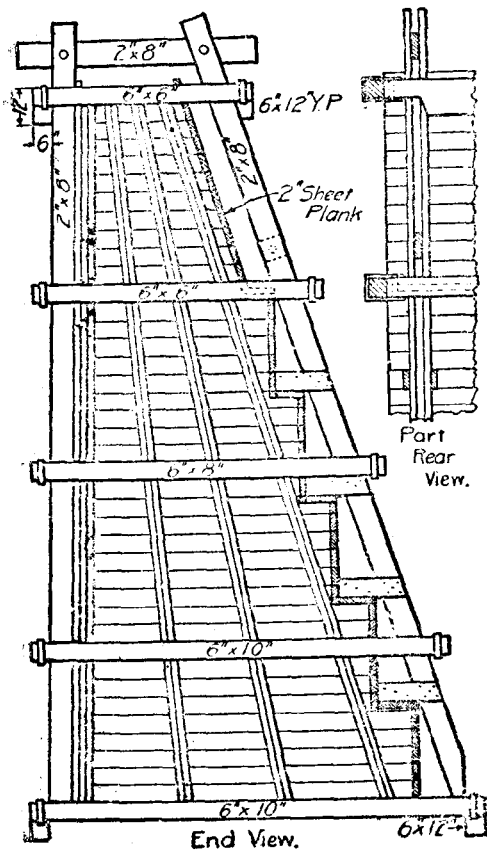
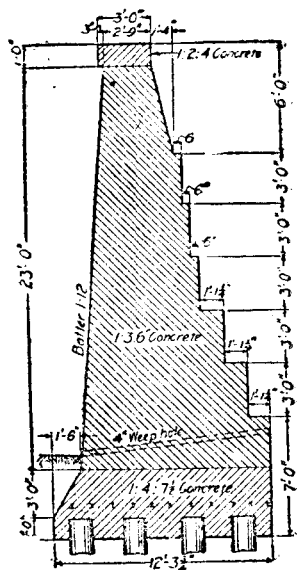


圖 一 十 六 第



實體擋土牆

故無破壞之危險。底脚後部亦無此種危險。

(八) 脹縮鋼骨 欲免牆身因

脹縮而生裂縫，可造收縮縫，或用縱向鋼骨，使足以抵抗因溫度變化而起之應力，藉使牆身縱向上之脹縮

平均，而無破壞大概如用彈限為每平方英寸六萬磅之鋼則對於華氏溫度一百度之變化，可用等於三和土剖面之〇・五%之鋼條，以防三和土發生裂縫。脹縮鋼骨應置在接近顯露表面處。在水平方向上及垂直方向上，須用同量鋼料。

鋼骨三和土有扶壁式擋土牆之計畫 此式擋土牆頗薄，每隔適當長度，以垂直之扶壁支持之。薄牆及扶壁之下，有底脚以承之。牆頂常僅厚六英寸至八英寸，牆底厚十英寸至十二英寸。扶壁厚與牆相同。扶壁中心距離自五英尺至十英尺。大凡高逾二十英尺之擋土牆，用此式頗為相宜，低

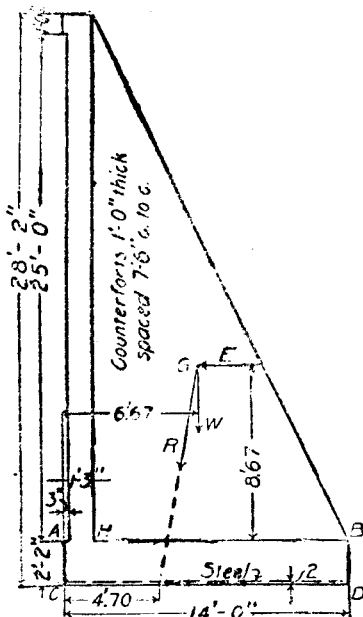


FIG. 115.

圖二十六第

牆土擋式壁扶有土和三骨鋼

則所省材料價值不抵所增  
造板型工費也。

今假定：(一)所計畫  
之牆高三十八英尺，(二)  
牆面接近地界，(三)牆之  
安定性與第六十一圖所示  
標準實體擋土牆相等，(四)

擬造之牆支持在樁基礎上，蓋如土壤非極堅實而底脚又不能伸出牆面以前者則常須如此布置也。第六十二圖所示為擬造擋土牆之假定形式。

第六十一圖之牆，每英尺長段中，有三和土二〇五·七立方英尺，每立方英尺重一五〇磅，總重三〇八五〇磅。牆背上泥土重量為七八九〇磅。此兩項重力，對於牆底中央三分之一段左端之力幾為八〇九六九英寸磅，可假定為土壓力之力幾。如視土壓力為由於每立方英尺重 $w$ 磅之液

體之壓力，則上列力幾等於  $\frac{1}{2} \times 22 \times 26 \times 7.5 = 55770$  磅。解此方程式，得  $w$  為每立方英尺二二·二磅。即第六十一圖之實體擋土牆，能支持每立方英尺重二二·二磅之液體之壓力，而其對於顛覆之近似安全率仍為三。故本問題實即計畫一鋼骨三和土有扶壁之擋土牆，以支持每立方英尺重二二磅之液體之壓力也。

(一) 擬定牆身之安定性 每段牆中泥土及三和土總重量為三〇六五九〇磅，其重心離  $O$  處六·六七英尺。作一垂直平面，經過  $D, E$ ，在  $B$  處以上，此平面所受之總水平壓力為  $\frac{1}{2} \times 22 \times 26 \times 7.5 = 55770$  磅。諸力之合力與垂直線間之角之正切為  $55770 \div 306590 = 0.182$ 。合力穿過底脚底面之點，在  $G$  處之左，相距為  $10.83 \times 0.182 = 1.97$  英尺。即其與  $C$  處相距為  $6.67 - 1.97 = 4.70$  英尺，而其與底脚中心點相距為  $7.00 - 4.70 = 2.30$  英尺。由此可知壓力中心點殆恰在中央三分之一段之界限上，而對於顛覆之近似安全率乃三也。

倘此牆不以樁為基礎，卻支持在土壤上，則每段牆下土壤所受之最大壓力為

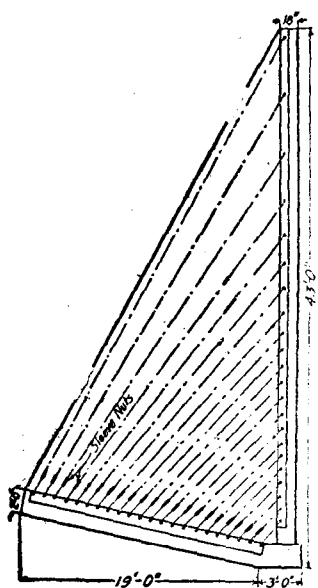
$$P = \frac{W}{1} + \frac{6Wd}{1^2} = 42,485 \text{磅}$$

即每英尺牆下土壤所受之最大壓力，為  $42485 \div 7.5 = 5665 \text{磅/英尺}$ 。至於最小壓力，則為每平方英尺四二磅。

令牆滑動之力為五五、七七〇磅，而對於滑動之阻力，如以摩擦係數為  $0.50$  計之，乃等於  $306590 \times 0.50 = 153,295$  磅。是以此牆可無因滑動而破壞之危險。

(二)鋼骨 有扶壁式擋土牆之薄牆，可視作若干條橫梁組成，各梁獨立，而兩端固定。牆中鋼骨依此布置。在一段牆之中部，置鋼骨於近牆前面處，在一段牆近扶壁處，則置鋼骨於近牆背面處。牆前鋼骨，常作成連續不斷，牆背鋼骨則可用較短者。有時係用單根鋼骨，加以彎曲，兼作兩種之用。在近扶壁處，與牆背相近，而在兩壁扶中間，則與牆前面相近也。

有扶壁式擋土牆底板，亦可視作由若干橫梁組成，梁之兩端固定，梁之上面受土壤之向下壓力，而梁之下面則受土壤之反應力。底板下土壤之反應力自D向C而增加。底板中鋼骨之布置，即依此計畫之。



圖三十六 第三種土和扶壁擋土牆之一式

後式聯合牆與底板，其中鋼骨之排列方向，有成垂直及水平者，亦有依對角線者。前式最普通，用前式時，可視扶壁為固定於底板上之伸臂式梁，亦為以牆作邊部之丁字式梁。依此種假定，則水平鋼骨聯合牆與扶壁，而垂直鋼骨聯合底板與扶壁，而與扶壁長邊平行之鋼骨，則抵抗扶壁之撓幾。在伸臂梁上不固定邊上任何一點應需鋼骨之量，估計之法，為於此點作一垂直線，就此線與牆之中心線相交之點，計算力幾，而據此以定鋼骨用量。

後式係視扶壁為由若干對角線梁所組成，每一梁中有縱向鋼骨一條或數條，以將垂直牆與底脚相聯繫。各梁與垂直牆相接處，較其與底脚相接處為寬。在各梁與垂直牆相接

處牆面所受相當液體壓力，甚易計算，既知此壓力，則梁中鋼骨應有面積，即可算出。鋼骨與垂直牆及底板相聯，可完全依照對角線方向，亦可在起點處與垂直牆成垂直，繼此彎作弧形，其半徑為鋼骨半徑之二十倍，至與扶壁斜邊成平行，乃斜向下伸，再依同一半徑彎作弧形，然後依垂直方向，與底板相聯。鋼骨兩端須彎成環形，繞在垂直牆及底板中鋼骨上。能用長鋼板或角鐵以便插入鋼骨，用螺絲套扣住，尤佳。第六十三圖所示擋土牆，屬於此式。

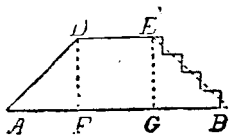
在垂直牆之前面，應布置水平及垂直之脹縮鋼骨，俾當溫度變化時不生裂縫。



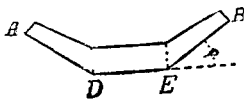
# 第十三章 橋臺

## 第一節 總論

式樣分類 橋臺之式有四種。第一種爲直面橋臺，如第六十四圖所示。其與水流平行之面，乃一平面牆，間或附有翼牆  $ADFE$  及  $BEFG$ 。翼牆之上面有爲斜坡如  $\triangle AD$  者，三和土橋臺常作此式；



圖四十六第 直面橋臺



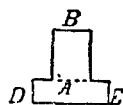
圖五十六第 曲面橋臺

有成階級如  $\triangle BE$  者，石橋臺常作此式。第二種爲曲面橋臺，如第六十五圖所示。圖中  $\phi$  角常約爲三十度。第三種爲凹字式橋臺，如第六十六圖所示。第四種爲凸字式橋臺，如第六十七圖所示。

式樣比較 橋臺應用何式，隨其所在地而異，即跨水造



圖六十六第  
壘橋式字四



圖七十六第  
壘橋式字凸

橋抑或在街道或鐵路上造橋是也。如跨水造橋，則須審察河岸是沙灘或岩石，平坦或高峻，水流迂緩或湍急，及土工石工之價值高下等比較而決定之。

(一) 直面橋臺 第六十四圖之直面橋臺，宜用於跨越街道或鐵路之橋，而不合用於水道橋，以有水流沖刷橋臺背之慮故也。

(二) 曲面橋臺 第六十五圖之曲面橋臺，為水道橋常用之式，因上下游翼牆曲折，足以略令流量加大也。

(三) 凹字式橋臺 第六十六圖之凹字式橋臺，其牆內土壤側壓力減小，因兩面之崩裂面相交，無異於移去最大推力斜楔之一部分故也。如河岸陡峻，則翼牆之底可作成階級，以求合於地形，減省材料。

(四) 凸字式橋臺 第六十七圖之凸字式橋臺，用圬工材料最多，惟其用料量多，則工價可省。此式橋臺之重心，離橋臺正面線較遠。因橋臺之顛覆須以此線為旋轉軸，而橋臺之壓碎亦必起於

此線，故此式橋臺頗安定也。

橋臺安定性理論 橋臺之功用有二：（一）支承橋之一端，（二）使岸上泥土不至坍塌入水。橋臺本身之破壞，可有三種情形：（一）向前滑動，（二）顛覆，（三）壓碎。

橋臺頂部之尺度，須足以支承橋座，又須在其後邊，留有餘地，造垂直牆，以支承路身。以理論言之，橋臺本身之底部尺度，似但須考量泥土側壓力，已可決定。然在實際上，則在土壓力外，尚有動載重，故不能僅以土壓力為計畫之根據。在鐵路橋，車輛之動載重，影響尤大。橋身重量之足以增加橋臺抵抗顛覆之力，在高橋臺不及低橋臺之著，而短跨度橋不及長跨度橋之著。

橋身在兩橋臺之間，多少足以防止橋臺之滑動或顛覆，其效力視橋身重量與橋身一端是擺在滑動板上抑膨脹滾軸上而異。除在直面橋臺外，翼牆亦足以防止橋臺本身之顛覆也。

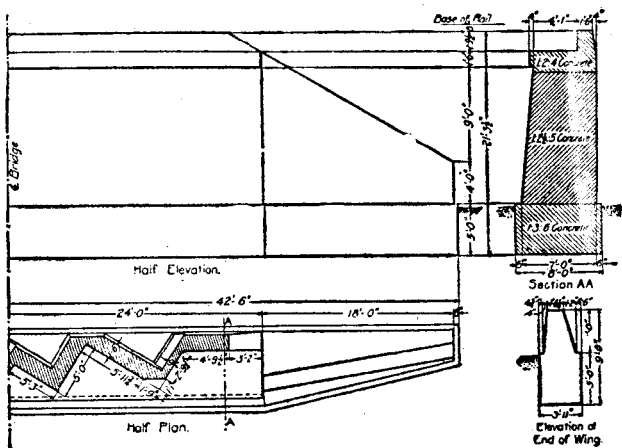
土壓力之理論，不能正確，前已述及，故計畫橋臺時，恆不計算其安定性，但定橋臺本身在底腳頂面處之厚度，為臺後填土高度之 $0.4$ 或 $0.45$ 倍。照此計畫，即不用辨別公路橋與鐵路橋不用計及動載重，不用計及橋身重量，亦不用計及橋身抵撐橋臺之作用。翼牆之厚度，可定為其

處填土高度之○·三倍。

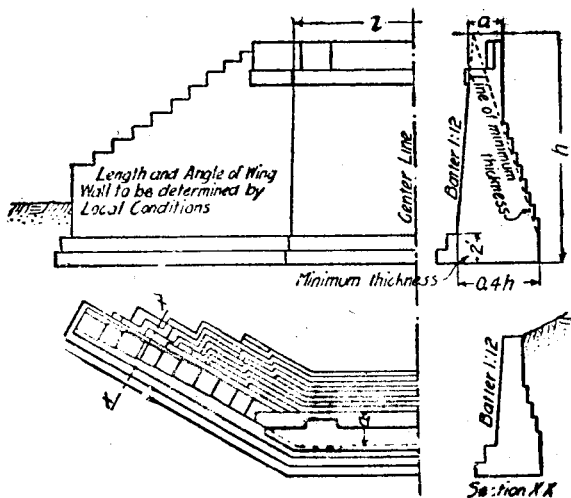
造橋臺基礎，常不甚難。在河水低落時開工，往往可不用圍堰。然如土質融軟，或易受流水冲刷，則須用樁基礎及格牀，其造法前已述之。

橋臺在底脚上之厚度，依據經驗，已可確定；惟底脚之寬度，則須視土壤之支承力而定，故其變化頗大。今橋臺顛覆之力幾，既未能確實算出，而底脚下土壤所受壓力，分布情形，及最大壓力之量，亦不克明白估計，故如土壤略有融軟性質，則決定底脚之尺度，便須極為審慎。須斟酌當地情形，參照已有經驗，纔可決定底脚應有如何寬度，方為安全而又不嫌過大也。

昔時造橋臺，常用長層琢石工或方石工，隨其構造物之重要程度而定，今則常用三和土，因其造價較廉，且橋臺作成一體，不易受冰凍與震動之影響故也。三和土橋臺，多不用鋼骨，或僅於橋座下，及凹角處，並易起裂縫處，略用鋼骨。橋臺各部分所用三和土之配料比量，可依其處受力大小而異。



橋面直 圖八十六第



臺橋面曲 圖九十六第



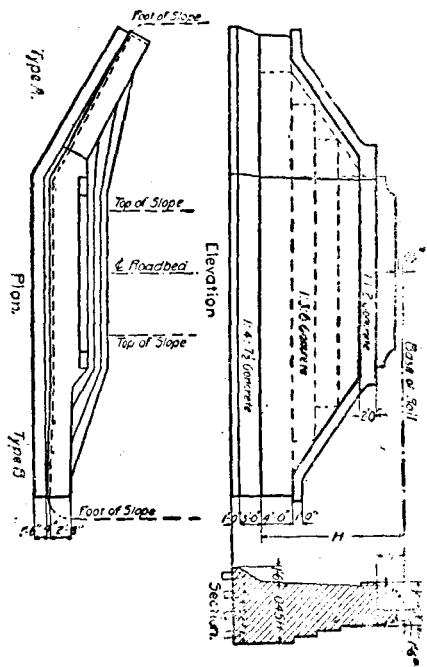
一〇〇英尺	二英尺八英寸	較路面加寬五英尺
一五〇英尺	三英尺	較路面加寬五英尺九英寸
二〇〇英尺	三英尺四英寸	較路面加寬六英尺六英寸
二五〇英尺	三英尺六英寸	較路面加寬七英尺

第七十圖所示為美國紐約中央鐵路所用直面橋臺及曲面橋臺之標準式樣。

#### 第四節 凹字式橋臺

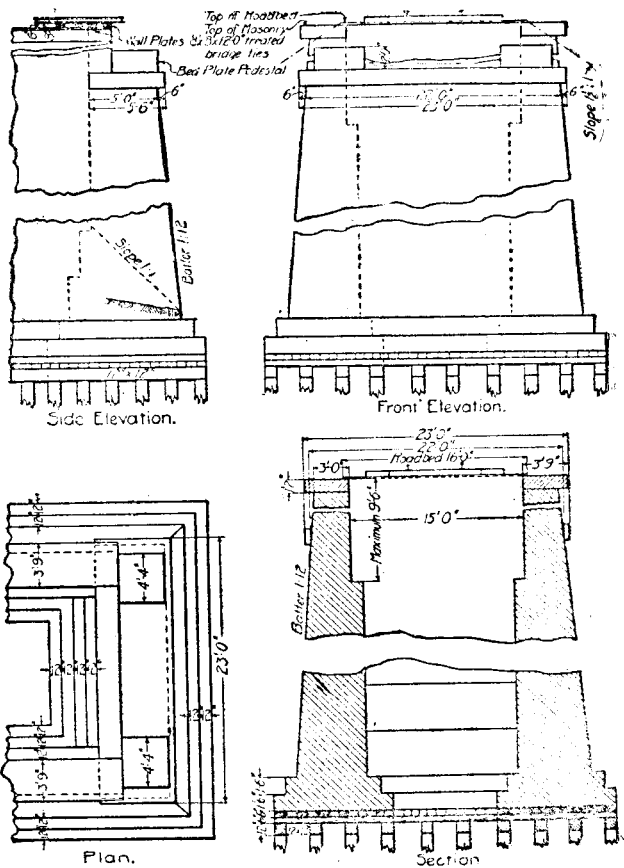
凹字式橋臺 第七十一圖所示，為凹字式橋臺之一式。適用於石工及無骨三和土。

凹字式橋臺兩翼牆間之土壤，應使其洩水便利。可用垂直瓦管或有孔鐵管，插入翼牆之後，而引水經翼牆中排水孔流出，或通於臺底水平水管，而於牆端流出。翼牆間地位，有時填入煤灰或沙或卵石，以求瀉水便利，而減少橋臺所受側壓力。

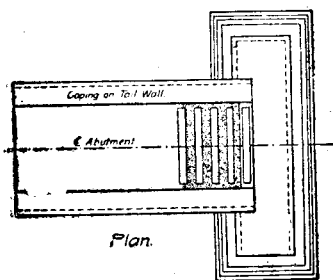
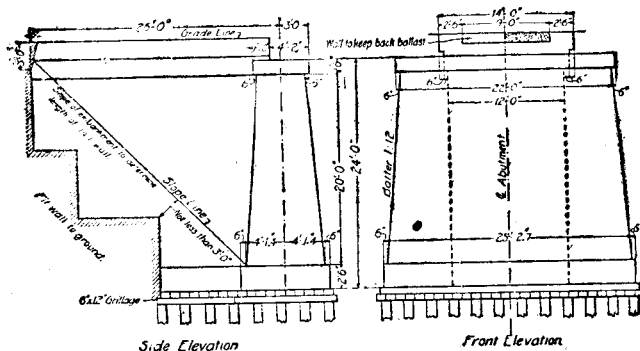


橋式鋼架橋面曲及梁橋面直之皆鐵夾中約和國美 圖十七第





第七十一圖 凹字式橋臺



臺橋式字凸 圖二十七第

## 第五節 凸字式橋臺

凸字式橋臺 第七十二圖所示爲鐵路橋所用凸字式橋臺之一式。尾牆常寬十英尺或十二英尺。其長度則以河岸斜坡之底，恰抵頭牆之背面爲準。頭牆之斜度以一比十二至一比二十四爲準。尾牆之側面及後端（卽與路隄土壤相接之端）常成垂直。惟前端頂部仍有斜度，因如用方角則在冬季結凍時方角或不免剝落也。

## 第十四章 橋柱

橋柱之功用 橋柱之功用有二：(一) 支承橋身；(二) 容水在柱旁流過而不擾亂水流。前一事有關於橋柱之安全性，亦即有關於橋柱之垂直剖面。後一事有關於橋柱之水平剖面。

橋柱安定性之理論 橋柱之破壞有兩種情形：(一) 沿河道之縱向，被推向下游滑動或顛覆；(二) 在河道橫向上滑動或顛覆。

令橋柱向河道下游滑動或顛覆之力，為風力、水力及浮冰之力。據研究結果，任何橋柱，祇須柱頂有充分地位以安置橋座，而其表面斜度為一比十二或一比二十四者，即足以抵抗沿河道縱向之破壞力也。

令橋柱沿河道橫向（即與橋身平行方向）而滑動或顛覆之力有三：(一) 動載重之衝擊力；(二) 橋身之膨脹力；(三) 風對於橋柱側面之壓力。前一項僅鐵路橋有之，後二項則鐵路橋

及公路橋俱有之。橋柱沿河道橫向而破壞之機會，遠較沿河道縱向者爲多。

機車拖帶列車過橋時，所有拉力，終必以橋柱對於與車行方向相反之滑動力或顛覆力之抵抗力，與之平衡。倘在橋上忽然停車，則橋柱又受與車行方向相同之滑動力或顛覆力，而須抵抗之。此際橋柱所受之力較前者爲大，因可大至任一節橋身上列車全部重量之五分之一也。此力之施力線係在軌道平面上。其對於任何水平面之力幾，係以橋身列車及橋柱三者重量總和之力幾抵抗之。橋身之伸縮對於橋柱，可有拉力。如橋身活動端之滾軸或滑板，情形良好，此力尙無關重要。如已因煤灰膠粘或生鏽而不靈，則此力每未可忽視。其力之量，等於橋身之重量與摩擦係數相乘之積。其力之方向，與列車衝擊力相同或相反。計算時自當以相同者爲準。橋身滾軸或滑板之摩擦係數，隨其情形而異。如情形良好，摩擦係數自屬較小，如已失效或生鏽，則摩擦係數可大至 $0.1$ 至 $0.2$ 。風力對於圓柱之壓力，常作爲等於其垂直投影面所受壓力之三分之二，而垂直面所受風壓力則爲每平方英尺五十磅。風之壓力中心，係在橋柱顯露部分之中點。

橋柱受縱向橫向諸力而有滑動之趨勢，其合力即等於縱向合力之平方與橫向合力之平方

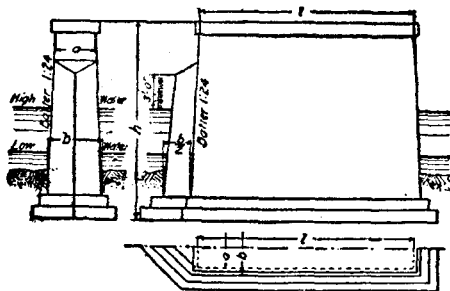
二者之和之平方根。同理，令橋柱顛覆之合力，亦等於縱向合力之平方與橫向合力之平方二者之和之平方根也。

橋柱之尺度 橋柱頂部之尺度，隨橋柱橫剖面形式及橋身形式跨度而定。以理論言之，橋柱

底部之尺度，當準橋柱安定性以計畫之，但在實際上，則視橋座大小，以定橋柱頂部尺度，再將橋柱側面予以適當斜度，以求美觀。如此所得橋柱，當有充分之安定性也。

在水流和緩之處，橋柱之水平橫剖面，尚不關重要；但在水流急速之處，則須謹慎決定之。

橋柱向上游一面，應作成圓面或尖面，以使水流分向柱之兩邊，而不至發生漩渦，洗刷橋柱基礎周圍之河底，且可免受浮冰、漂木及船舶之衝撞。橋柱向下游一面，亦可如此計畫。大概半橢圓形，最為合宜，然造價較昂，可以相交之兩圓弧或半圓形代



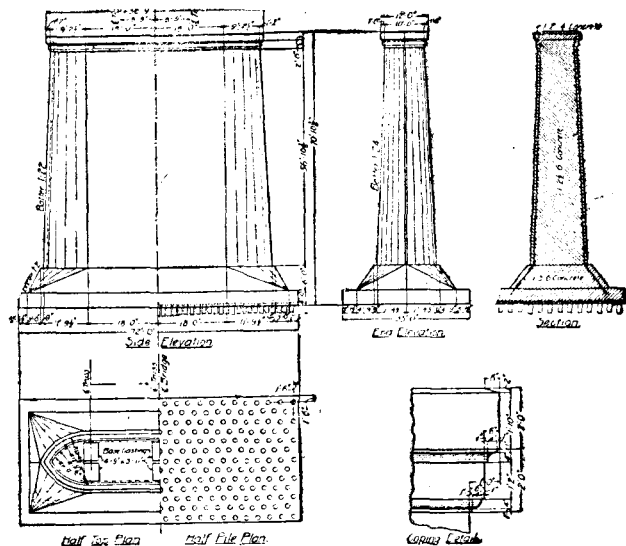
式一之柱橋橋路公 圖三十七第

之。若在高水位以上，則用矩形亦無妨，惜不美觀耳。較省費之造法，為於橋柱向上游及向下游之兩面，各用斜面合成，而在平面圖上所見斜面，係與橋柱側面成四十五度之角。尙有更省費之法，為於向上游面，在高水位以下，用兩斜面合成，兩斜面相交於一線，此線之斜度為每英尺三英寸或四英寸，橋柱之餘三面及上游面在高水位以上部分，則用一比十二或一比二十四之斜度。

第七十三圖為公路橋橋柱之一式，適合於石工或無骨三和土構造，其尺度如下表所示。

第十三表 第七十三圖橋柱尺度表

跨	度	距	離	a	距	離
五〇英尺			二英尺八英寸			較路面加寬四英尺
一〇〇英尺			三英尺二英寸			較路面加寬五英尺
一五〇英尺			三英尺八英寸			較路面加寬五英尺九英寸
二〇〇英尺			四英尺四英寸			較路面加寬六英尺六英寸
二五〇英尺			四英尺十英寸			較路面加寬七英尺
三〇〇英尺			五英尺四英寸			較路面加寬七英尺六英寸



式一之柱橋土和三角骨鋼 圖四十七第

第七十四圖所示為鋼骨三和土橋柱之一式。此為雙線鐵路橋之橋柱。其鋼骨全用四分之三英寸方鋼條。基礎中鋼條縱橫排列，各高出底面六英寸，而置在相鄰樁線之中間。橋柱本身有水平圓環鋼骨，離柱面六英寸。上下兩環相距二英尺。柱頭有鋼骨三圓環，上環在柱面下六英寸，而環與環上下相距二英尺。柱身周圍又有垂直鋼骨，排列相距二英尺，在底脚及基礎中者則相距較寬。鋼骨中聯接處與鄰線上鋼骨聯接處相距至少五英尺。鋼骨聯



接處兩鋼骨重疊繫合，至少長十八英寸；用第十六號鍍錫鐵線結繫，至少二道。鋼骨交叉處結繫，亦如此式。

## 第十五章 涵洞

### 第一節 總論

涵洞開於鐵路或公路之路堤下，所以容水流過者也。涵洞之跨度常不逾十五英尺，至多不逾二十英尺。常係依照預定標準計畫建築，非每一涵洞有一特別計畫也。

涵洞應留水道大小 涵洞應留水道大小，不能精密計算。足以影響於所需水道大小之事項甚多，如集水區域內降雨遲速，土壤性質，地面開墾種植狀況，地面斜度，集水區域大小，河流溪澗是否通利並其分布情形，涵洞口之形式及涵洞底之斜度，涵洞上口是否沒入水中等，在理論上，計畫涵洞大小，應取作根據。但此種種事項，殊難確定。故計畫涵洞，祇能依照實驗公式，參以經驗。惟須周詳謹慎，勿使過小過大。過小則易於沖毀，或不免傷害人命財產，且耗修理重建之費；過大則虛耗建

築費也

實驗公式 計畫涵洞通用之實驗公式有下列兩種。

(一)邁爾士氏公式 此為邁爾士 (E. T. D. Myers) 氏所擬定。其式如下：

$$\text{水道面積平方英尺數} = 0.7 \sqrt{\text{集水面積英畝數}}$$

式中C為一係數。在陂陀起伏之草原，其值為一；在邱陵地，其值為一·五；在山地，其值為四。就經驗論之，用此公式算出涵洞面積，在集水區域小者，其值過大，在集水區域大者，其值却嫌過小。

(二)塔爾波特氏公式 此為塔爾波特 (A. N. Talbot) 氏所定。其式如下：

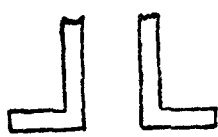
$$\text{水道面積平方英尺數} = C^4 \sqrt{\text{集水面積英畝數}}$$

式中C為一係數。在峻急山地，其值自三分之一至一。在陂陀起伏之田野，當春融時被水浸沒，而流域之長三四倍於其寬者，其值為三分之一；倘流域較長，則其值當酌減；在春融時不受水浸之地，流域之長數倍於寬者，其值為五分之一或六分之一。用此公式所得結果，尚與實際所需者相合。上列兩公式中，各有一係數C，其值須由計畫者決定，此即計畫者發揮其學識經驗之處也。

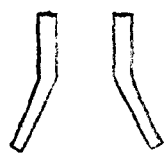
洞身及翼牆 任何涵洞可分二部，一為洞身，一為其兩端之翼牆。故涵洞之計畫，分為兩事。一為布置翼牆以保護路隄且使水便於流入涵洞，二為決定洞身之橫剖面。

涵洞式樣 涵洞之式有三，即管式、箱式及拱式是也，後當分節述之。

箱式及拱式涵洞之末端，造



圖五十七第 直牆涵洞口



圖六十七第 斜牆涵洞口



圖七十七第 直牆涵洞口

法有三種。一為作成直牆，與洞身軸線成垂直，如第七十五圖。二為作成翼牆，與洞身軸線成三十度之角，如第七十六圖。三為作成與

洞身軸線平行之翼牆，僅將其外端處改薄，以擴大水道，如第七十七圖。三式所需材料，相差不多。第七十五圖所示之式，最為普通，實較優良。翼牆頂面當作成階級或斜坡，求與路隄兩邊斜坡相合。涵洞兩端當作成同樣形式。間有於進水端作成第七十六圖之式，而於出水端作成第七十七圖之式者，此法頗佳。

## 第二節 管式涵洞

總論 管式涵洞爲最簡單之式，係用粘土燒成之瓦管，或三和土管，間有用水波紋鋼管者。路隄下不宜多開孔穴，故遇涓涓細流，恆不卽在路隄下開小孔容其經過，却沿路隄引至別處，俟與他水相會，乃作較大之涵洞放洩之。此所以尺度較小之瓦管，不作爲涵洞用也。

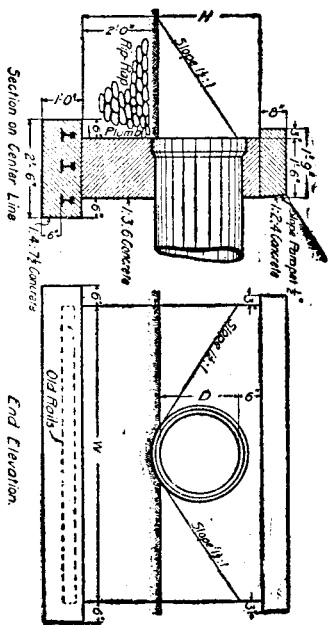
管式涵洞頗結實經用。內面光滑，瀉水通暢，價值不高，安置便利，是其優點。

瓦管涵洞 瓦管涵洞適用於公路隄下。其直徑可至三十六英寸。安裝瓦管時，所開溝之底面，應與管之下半面形式相合，在兩管接頭擴大處，溝底亦應挖深。管之下半面周圍泥土，應加捶實。管上所蓋泥土至少應厚十八英寸，且須捶實。倘管中有時滿水，則兩管之接縫，應用水泥膠沙填嵌，以防漏水損壞路隄。

涵洞末端應造石工牆或三和土牆以保護之。牆之基礎須深，俾不至結冰破壞。在涵洞進水口，須防管中水滿時，有水滲入路隄，沿管之外面流過。在冬季，倘管內水深逾管之半徑，一旦結冰，足使

管迸裂，故應使管之出水口外有足量之落水高度，以便將水瀉盡。

第七十八圖爲瓦管涵洞之一式。各種管徑之洞口牆尺度如下表所列。



洞 涵 管 瓦 圖 八 十 七 第

第十四表 管式涵洞各種管徑之洞口牆尺度表

管之直徑英寸	H 之 尺 度	W 之 尺 度	每座涵洞口牆之 寬方英尺
一〇	三英尺 四英寸	三英尺 八英寸	一・二二
一二	三英尺 六英寸	四英尺 〇英寸	一・三四
一六	三英尺 一〇英寸	五英尺 四英寸	一・八三
一八	四英尺 〇英寸	六英尺 〇英寸	二・〇九
二〇	四英尺 二英寸	六英尺 六英寸	二・三一
二四	四英尺 六英寸	七英尺 六英寸	二・七五
三〇	五英尺 〇英寸	九英尺 二英寸	三・五三
三六	五英尺 六英寸	一〇英尺 一〇英寸	四・三八

此種涵洞瓦管之坡度，至少應在十二英尺中有三英寸。

三和土管涵洞 無骨三和土管宜作較小之涵洞，而鋼骨三和土管則宜於較大者。鋼骨三和

土管係用鋼條之環作骨，在管頂管底處，鋼環接近管之內面，在管之兩側，鋼環接近管之外面。四十八英寸直徑管，厚四英寸，其鋼環相距三英寸，又有縱向鋼骨，相距八英寸，俱用四分之一英寸方鋼條。較細之管，則用鋼絲網以代鋼條。管長為八英尺。安置三和土管時，須使管之下面處有均勻支承，管之兩側，均受壓力，管之上面，有均勻壓力，則其管所能支承之載重，可以增加也。

### 第二節 箱式涵洞

箱式涵洞式樣 箱式涵洞，有石造者，今日通用之式為三和土造。

箱式涵洞有兩種。一為僅有頂板及側牆者，一為頂板側牆及底板俱全者。

在易得石料之處，箱式涵洞可用石料造成，石蓋板之跨度自二英尺至四英尺，其厚自十英寸至十六英寸。但在易得水泥之處，則以用三和土造箱式涵洞為宜。其三和土須為鋼骨三和土，蓋無骨三和土不合於抵抗涵洞中發生之牽引力也。

鋼骨三和土箱式涵洞，多屬有底板式，偶於基礎堅實不慮受水沖刷之處，亦可作無底板者。



剖面尺度計畫法 箱式涵洞剖面尺度之計畫，不能有精確之算法。各學者於計畫時所假定之事項不同，故結果往往差異。今取一法舉例說明如下。

設於鐵路路隄下造一鋼骨三和土箱式涵洞，可就在軌道中線下一英尺長段之涵洞研究之。假定機車之動載重，由枕木向軌道兩側共八英尺寬度間平均分布，但在軌道之縱向上則不生變化。設機車與涵洞跨度同長之一段，重量為每英尺一萬磅，則依上項假定，涵洞頂部之單位動載重為每平方英尺一二五〇磅。

設  $d$  為涵洞頂板之厚度 [英寸數]

$E$  為泥土載重，每平方英尺之磅數，

$H$  為路隄在水道頂部以上之高度 [英尺數]，

$h$  為水道淨高度 [英尺數]，

$L$  為動載重每平方英尺之磅數，

$M$  為最大撓幾之英寸磅數，

S 爲涵洞淨跨度英尺數，

w 爲泥土單位體積之重量，即每立方英尺一〇〇磅，

W 爲三和土單位體積之重量，即每立方英尺一五〇磅。

(二) 涵洞之頂板 視涵洞頂板爲兩端固定之梁，則最大撓幾，在頂板上面與側牆內面相對之處，其值等於總載重與跨度之乘積之十二分之一，即

$$M = \frac{1}{12} S (W + L) 12 S + \frac{1}{12} (W - w) \frac{d}{12} S (12 S)$$

$$= S^2 (100 H + L) + \frac{1}{12} (W - w) d S^2$$

$$= S^2 (100 H + L) + 50 \frac{d}{12} S^2$$

$$= S^2 \left( 100 H + L + 50 \frac{d}{12} \right) \dots \dots \dots (五八)$$

用此式時，可先略去含頂板厚度 d 之一項，以計算頂板之約略厚度。再用此約略厚度之值，以重行

計算厚度。然即將此公式中之含  $d$  一項略去用之，所得結果，亦無大差也。

用鋼骨之量，可為軟鋼百分之一至一·五，或硬鋼百分之〇·七五至一。軟鋼之實用工作應力可作為每平方英寸一二〇〇〇磅至一六〇〇〇磅。三和士之實用應力可作為每平方英寸六五〇磅。

涵洞頂板厚度可用第四章公式（一一）或（一二）求之，視用鋼之量較此章公式（一〇）所示之量為少為多而定。假定較少，則頂板厚度可用公式（一一）算出，即：

$$t^2 = \frac{M}{b f_s p j} \dots \dots \dots (五九)$$

式中  $p$  之值為一，因僅就一英尺長段之涵洞研究之故也； $M$  為由前公式（五八）所得之最大撓幾； $f_s$  為鋼之實用單位應力； $p$  為鋼之比率； $j$  為八分之七。由公式（五九）算出之厚度，應加一英寸或二英寸，為鋼骨外三和士護層之厚度。

因涵洞頂板非真正兩端固定之梁，故常須假定其最大撓幾較兩端固定之梁為高，可照兩端活動之梁，計算最大撓幾，而取其十分之八用之。此與兩端固定之梁之最大撓幾，約為十二與十之

比也。

(二)涵洞之底板 涵洞底板常與頂板同，因二者之載重相同，故不須另行計畫也。

(三)涵洞之側牆 泥土壓力之水平分力可假定為泥土重量之三分之一，即在側牆頂部之水平壓力為  $\frac{1}{3} w H$ ，在其底部者為  $\frac{1}{3} w (H+h)$ ，平均為  $\frac{1}{6} w (2H+h)$ 。在側牆中點之撓幾，可作為

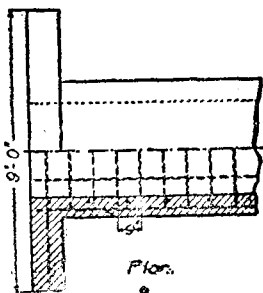
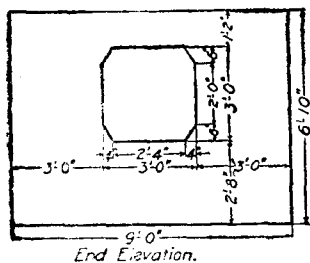
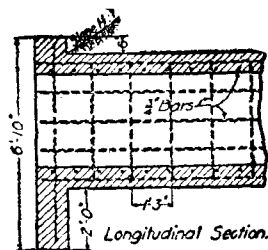
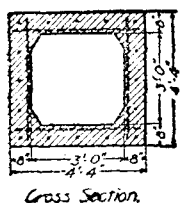
$$M = \frac{1}{72} w (2H+h) h^2$$

$$= 1.4 (2HN^2 + h^2) \dots\dots\dots (六〇)$$

當無大差。既知撓幾，則可算出側牆厚度。

(四)三和土中剪割力 因涵洞之跨度並不大，故其剪割力頗小，祇須將主要鋼骨之一部分向上彎曲，不用特別布置以抵抗剪割力也。

(五)附着強度 鋼骨藏在三和土中，應越最大撓幾點而經過長度與其直徑五十倍相等之遠。



鋼骨三和土箱式涵洞 圖九十七第

(六)縱向鋼骨 箱式涵洞中用縱向鋼骨,可使其在縱向上之強度增高,足以防止泥土支承力不均勻之弊害,故為有益。縱向鋼骨並能阻三和土因收縮而生裂縫也。

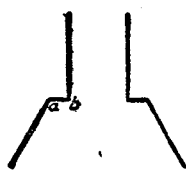
第七十九圖所示為鐵路路堤下鋼骨三和土箱式涵洞之一式。

#### 第四節 拱式涵洞

拱式涵洞計畫法 拱式涵洞計畫時所當注意者,為使其洩水流量增至最大限,涵洞不致被漂流草木阻塞,又

涵洞須有充分強度。但此種涵洞常依標準圖樣構造，而不問路隄之高度如何。倘路隄甚高，須有特別計畫者，則當依後第十六章及第十七章之坊工拱原理研究之。

翼牆 拱式涵洞末端之翼牆，安置方法有三種，前已述及。但其最通用者，則為翼牆與涵洞軸



圖一十八第  
法合聯身洞與牆翼洞涵

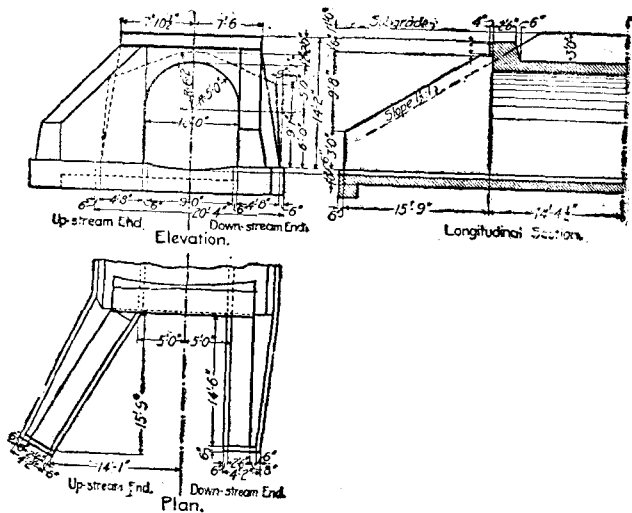


圖一十八第  
法合聯身洞與牆翼洞涵

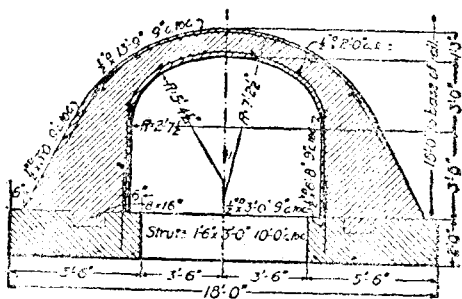
線成三十度斜交之式。此際翼牆與洞身聯合之法，有第八十圖及第八十一圖所示兩種。石工拱式涵洞，用第八十圖之式者甚多。其翼牆在洞中水道邊緣之後，藉免拱圈妨礙翼牆與頭牆之聯合。顧在 a 及 b 兩處之

角，既減小涵洞洩水量，又增加其造價，實有妨礙。不似第八十一圖所示者能增加涵洞洩水量也。如第八十一圖式之涵洞，翼牆擴張之度愈小，則洩水愈便利，且洞身被漂浮草木阻塞之機會愈少。三和土拱式涵洞，多依此式。

涵洞剖面形式 造石工拱式涵洞時，半圓形剖面與弧形剖面，孰為合宜，頗有研究價值。以一



洞涵式拱土和三骨無 圖二十八第



洞涵式拱土和三骨無 圖二十八第

定分量之石工材料，作拱式涵洞，則以弧形者爲能有最寬之水道；易言之，卽造同一水道寬度之拱式涵洞，則以弧形者所需石工材料爲最少。

造三和土拱式涵洞時，拱中三和土之單價，與涵洞他部無異，故半圓形者與弧形者無分軒輊。

第八十二圖所示爲鐵路路隄下無骨三和土拱式涵洞之一式。

第八十三圖所示爲公路路隄下鋼骨三和土拱式涵洞之一式。



## 第十六章 分塊拱

### 第一節 總論

拱者，受載重之作用，而對於其兩端之支承物（即拱臺）加以向外推力之構造物也。

圻工拱之分類 圻工拱有兩種：一為分塊拱，其拱環係由若干塊圻工材料砌合而成；一為整體拱，其拱環係由三和土澆成一體。分塊拱之拱塊，有為石塊者，有為三和土塊者，亦有為磚塊者，俱作成適宜形式，以便砌合。

拱又可分為無鉸鏈拱及有鉸鏈拱兩種。無鉸鏈拱之末端乃固定者。有鉸鏈拱在拱環中有鉸鏈一處或數處，以作關節。有於拱頂置一鉸鏈者，有於拱臺各置一鉸鏈者，亦有於拱臺各置一鉸鏈又於拱頂置一鉸鏈者。大概以用兩鉸鏈或三鉸鏈者為多。分塊拱與整體拱俱可作無鉸鏈式或有

鉸鏈式，惟須在大拱始用有鉸鏈式耳。用鉸鏈之利益在使拱中應力可精確計算，且可節省材料；其缺點在鉸鏈本身造價頗昂，而有鉸鏈拱不及無鉸鏈拱之安定牢固也。

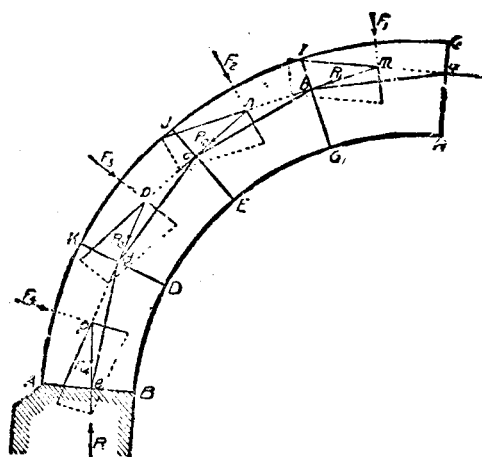
拱之形式 拱之下面與垂直面相交所成之曲線，名曰拱內環線。依此線之形式，拱又可別為圓拱，橢圓拱，雜弧拱及尖拱之數種。如內環線為一半圓，則得半圓拱。如內環線不及一半圓，則得圓弧拱。如內環線由數段圓弧相切而成，則得雜弧拱。如內環線由兩圓弧在跨度中點上相交而成，則得尖拱。

## 第二節 坊工拱安定性之學說

坊工拱安定性之兩種學說 關於坊工拱之安定性，有兩種學說：一為推力線學說，一為彈性變形學說。推力線學說，以拱環之安定性為繫於各拱塊間之摩擦力與反應力。彈性變形學說，視拱為彎曲之梁，其安定性乃繫於作拱材料中之內部應力。雖壓力線學說常用於分塊拱，而彈性變形學說常用於整體拱，然兩種學說俱可用於分塊拱及整體拱。彈性變形學說稍覺複雜而精密，但兩

種學說實無大殊異耳

推功線學說 今請略論推力線學說之大概。設將各對相鄰拱塊之間，所有原力及反力，俱作



線力壓之拱塊分 圖四十八第

爲單一力，使其全與均勻分布之力相等，則連接諸單一之力之施力點之線，即爲拱之推力線。如以第八十四圖言之，假定圖中半拱，係由水平推力  $T$ （右半拱之反力）施於接縫  $O$  上  $a$  點者保持平衡。又假定各拱塊接合緊密，而嵌縫膠沙並無附着力  $F_1, F_2, F_3, F_4$ ，諸力各代表相當拱塊所受一切力（包括拱塊本身重量）之合力。拱塊  $OTGH$  係由  $T, F_1$  及拱塊  $TJEG$  之反力三者保持平衡。故此三力必交於一點，而  $R_1$ （即拱塊  $OTGH$  與  $TJEG$  間壓力之合力）之

方向可以用圖解法求得，如圖所示。 $R_1$ 之施力點在 $b$ ，即 $R_1$ 與接縫 $QI$ 相交之處。拱塊 $ICD$ 係由 $R_1$ 、 $F_2$ 及 $R_2$ （即拱塊 $eICd$ 及 $dID$ 間壓力之合力）三者保持平衡，故 $R_2$ 之方向，分量及施力點（ $C$ ）俱可如圖求得。求 $R_3$ 及 $R_4$ 法與 $R_1$ 及 $R_2$ 相同。 $a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $d$ 、 $e$ 諸點，名曰壓力中心點，乃諸接縫所受均勻分布壓力之合力之施力點，亦可視為諸接縫之抵抗力中心點。就前一項言之， $eIC$ 線當稱為壓力線，就後一項言之，則此線當稱為抵抗力線。若細加辨析，則抵抗力線實為外切於 $eIC$ 。多角形邊線之連續曲線。接縫之數愈多，則此多角形邊線愈與外切曲線相近也。

分塊拱之破壞，可有三種情形：一為拱塊壓碎。二為相鄰拱塊間滑動。三為拱塊沿接縫邊翻轉。欲免拱塊壓碎，則抵抗力線與各接縫之交點，應離拱之內邊線與外邊線頗遠，庶最大壓力小於圻工之壓碎強度。欲免滑動，則抵抗力線與任何接縫上之正交線間所包之角，應較拱塊間摩擦角為大。欲免拱塊顛覆，則抵抗力線應恆不出拱內邊線與拱外邊線之範圍。

欲定拱之三項安定性，必先知其抵抗力線之位置，或其位置之範圍。如此則必先知拱所受一切外力以及拱頂推力。但各拱塊所受外力之分量，施力點，與其方向，既不能精密決定，而拱頂推力

亦然，故須加以假定。是以學者關於分塊拱之學說頗多，其所據假定原理，往往殊異。要之憑藉此種學說所得結果，祇可謂爲近似正確，而不能完全精密，蓋此種學說未確定外力之量與分布，未確定抵抗力線之直正位置，未顧及膠沙之附着性與圬工材料之彈性，而圬工之強度究屬如何，亦尙無充分考驗，且因作拱材料質地之變化，工人製作拱塊之粗疏，拱架之作用，拱臺之擴張，及基礎之下陷等，分塊拱之應力遂不能決定，凡此種種事物無法用算式正確表示也。關於分塊拱之學說，重要者爲所謂合理學說，最爲通用，今因限於篇幅，姑從闕略。

### 第二節 實驗規律

前已述及，拱之學說，俱有假定之事項，而所得結果，不能精密。且此種學說，不能計及動載重，故在動載重較靜載重爲大之處，根據學說所作計畫，即難適用。顧在實際上，因有種種實在構造物可作爲研究分塊拱安定性之根據，且有種種因安定性不足而破壞之拱，尤可爲前車之鑒，故分塊拱之計畫，尙非極難。惟根據經驗，以作計畫，仍須用學說以考核之耳。

實驗規律 關於拱之實驗公式頗多。但有當注意者，即此種公式祇表示合於公式之構造物可稱安全，至於其安全程度，究屬如何，則無能測知。此種公式常僅表明拱之主要尺度間之關係，惟拱之安定性，實不能單就尺度察出，蓋如載重之情形，工料之美惡，拱架構造拆卸情形，拱臺之擴張，基礎之下陷等，咸足以發生影響也。今將數種重要之實驗規律，分述如下：

在拱頂處拱之厚度 在計畫分塊拱時，第一步為決定拱頂之厚度。

設  $d$  為拱頂厚度，以英尺計；

$\rho$  為拱內邊緣彎度之半徑，以英尺計。

$r$  為拱之高度，以英尺計；

$s$  為拱之跨度，以英尺計。

(一) 美國習慣 特刺廷 (Trautvime) 氏第一等琢石圓拱或橢圓拱拱頂厚度公式如下：

$$d = \frac{1}{4} \sqrt{\rho + \frac{1}{2} s + 0.2} \dots \dots \dots (六六)$$

第二等石工拱，厚度可增加八分之一。磚拱或普通琢石拱，厚度可增加三分之一。

(二)英國習慣 郎肯 (Rankine) 氏單拱拱頂厚度公式如下：

$$d = \sqrt{0.12p} \dots\dots\dots (六三)$$

其成列拱拱頂厚度公式如下：

$$d = \sqrt{0.17p} \dots\dots\dots (六四)$$

其隧道拱拱頂厚度之公式如下：

$$d = \sqrt{0.12 \frac{T^2}{s}} \dots\dots\dots (六五)$$

公式 (六四) 用於地質堅實之處。如土壤鬆軟，則當取二倍公式 (六四) 之值。

(三)法國習慣 貝龍訥 (Perrouet) 氏於所著書中，立有拱之公式，其形式如下所示者，

人常引用之。

$$d = 1 + 0.35 s \dots\dots\dots (六六)$$

說者謂此公式適用各種形式之拱。

在起拱線處拱之厚度 分塊拱諸接縫中，有在拱外邊線處發生開張趨勢者，此名曰危險接

縫，拱之有危險接縫，正如梁之有危險剖面。在實際上，危險接縫無異於起拱線，因此接縫以下之材料，可作為拱臺之一部分故也。決定危險接縫，當用拱之學說，今不具述。惟有當知者，即危險接縫與拱頂垂直線間之角，常在四十五度至六十度之間。在拱頂與危險接縫面間各接縫之垂直投影長度，應與拱頂厚度相等，以公式表示之，即

$$l = d \sec a \dots\dots\dots (166)$$

式中  $l$  為接縫之長度， $d$  為拱頂厚度， $a$  為接縫與垂直線間之角度。

拱臺之厚度 特刺廷氏之公式如下：

$$t = 0.2\rho + 0.1r + 2.0 \dots\dots\dots (167)$$

式中  $t$  為起拱線處拱臺之厚度， $l$  為拱內邊線彎度之半徑， $r$  為拱之高度，俱以英尺計。此公式對於最小涵洞以至最大橋梁，均屬適用，且不問高度與跨度之關係以及拱臺之高度。無論拱環上方係用圻工接造，至與拱頂齊平，抑或加泥土填平，此公式俱可用。如在小橋或在鐵路上大涵洞，有急行重車經過者，可將拱臺厚度較上式所示者加大四分之一。如拱臺係用未琢粗石造成，可較上式



所示者加厚六英寸。

求拱臺底部之厚度可依第八十五圖，作  $on$  線與上式所示之  $t$  相等。在穿過  $n$  之垂直線上，取

$an$  等於拱之高度之半，在穿過  $n$  之水平線上，取  $ab$  等於跨度

之四十八分之一。延長  $bn$  線，至與拱臺底線  $sp$  相交於  $p$ ，如  $sp$

不小於拱臺高度  $os$  之三分之二，則  $bp$  線即拱臺之背面線。僅

拱之跨度甚高時， $sp$  間或不及此限。如拱臺甚高，則依上法求

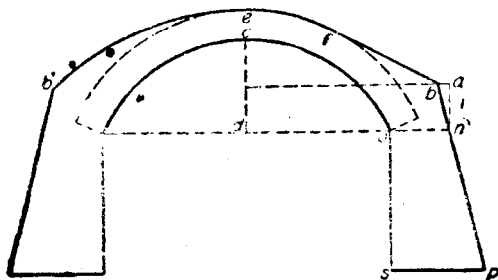
得之拱臺，始嫌薄弱耳。

求拱之全部厚度，係先求出  $oo$  之厚度，次作一曲線，與拱

內邊線平行。復次，作  $bf$  線，與拱外邊線相切，則  $bf$  表示拱

環上圻工之頂面也。

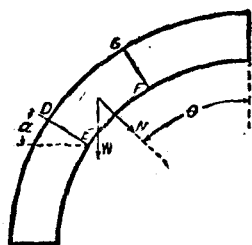
### 第四節 拱架



圖五十八第 求拱臺底部厚度法

總論 拱架爲造拱時暫時支承拱身之構造物。拱架常由若干肋條框合成，此種框之平面與拱之軸線成垂直，各框相距數英尺。框上蓋以窄木板，與拱之軸線平行。諸拱塊即支承在拱架木板上。拱架常用木料造成。拱架可分爲兩種。一種爲在拱下留有舟車通過之路者，一種則否。

拱架之構造 拱架之構造裝置與拆卸，乃造拱工程中之重要部分。拱架之工料須求節省，且須求其拆卸後之作廢料者無多。然拱架裝置須結實堅固，形式毫無改移，庶拱內邊線與抵抗力線不致變易而危及拱身。又拱架在拆卸時，須能隨意移動，而不令拱身震動也。



圖六十八第 拱架所受壓力

拱架上之載重 計畫拱架時，當先求拱架上之載重。設在第八十六圖， $\alpha$  爲接縫 DE 與水平線間之角， $\mu$  爲摩擦係數，即安息角之正切， $\theta$  爲任何一點至拱頂間之角距離， $W$  爲拱塊 DEFG 之重量， $N$  爲拱架所受依徑壓力，即拱塊重量所生者，因 D 爲接縫上有摩擦力，故

$$N = W (\sin \alpha - \mu \cos \alpha) \dots\dots\dots (六十八)$$

公式(六八)所示  $N$  之值較實際之值爲大，因拱環與拱架間之摩擦力足以減小  $H$  之接縫之壓力故也。

由起拱線起，沿拱環上行，各拱塊間壓力逐漸減少，至近拱頂處，則壓力之減小極速，而拱塊間摩擦力乃可忽略不計。此際拱架所受壓力，當以下式表示：

$$N = W \cos \theta \dots\dots\dots (六九)$$

公式(六九)中摩擦係數之值，如不計及膠沙之附着力，可自  $0.4$  至  $0.8$ ，如計及之，則可大逾一。平均可作爲  $0.58$ ，易言之，即安息角爲三十度。

在公式(六八)如  $\tan a = \frac{1}{2}$ ，則  $N = 0$ 。易言之，即如  $a = 30^\circ$ ，則  $N = 0$ 。由此可知，如拱塊自起拱線處向上加砌，在拱塊下面與水平相交之角未及三十度時，拱塊對於拱架並無壓力。在拱塊下面與水平相交之角成三十度之處起，至此角成六十度之處止，常用公式(六八)以計算拱架所受壓力。迨此角過六十度，以抵拱頂，則當改用公式(六九)以計算拱架所受壓力也。

拱框造法 拱架由拱樞及蓋板合成。拱框造法有數種：



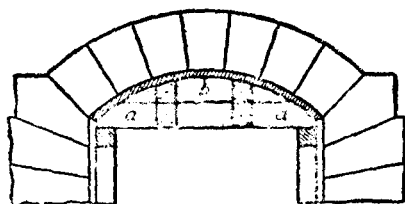
圖九十八第  
置裝條撐框拱



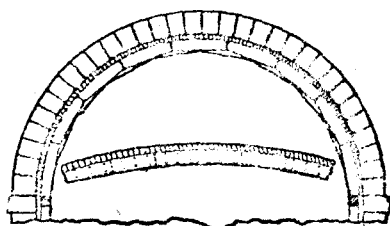
圖十九第  
置裝條撐框拱



圖一十九第  
置裝條撐框拱



框拱板木 圖七十八第

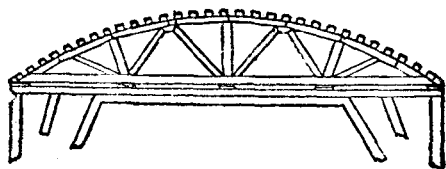


框拱合拼板木 圖八十八第

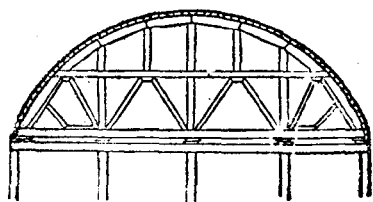
(一)木板拱框，如第八十七圖所示，適用於跨度在十英尺以下之圓弧拱。係以十英寸或十二英寸寬，一英寸半或二英寸厚木板兩塊，上下相疊，作成拱內邊線形式，以短木板夾住釘實。各肋條間相距二英尺或三英尺。

(二)木板拚合拱框，為第八十八圖所示，適用於跨度十英尺至三十英尺之半圓拱或圓弧拱。係以二英寸厚短木板兩層或三層聯接而成。各框相距可有一英尺半。

(三)木板撐條拱框，適用於跨度



框拱架構 圖二十九第



框拱架構 圖三十九第

便砌置拱塊後，拱架受壓下彎，得保持所需形式。通常凸起之量係以半徑之四分之一為準。但此量在堅實拱架實嫌過大。另法係依照實在應有形式構造拱架，務求剛勁，以免下彎，倘有下彎，則將拆架木楔敲緊。此法似較優也。

十五英尺至三十英尺之半圓拱，係用一英寸或二英寸厚木板兩層作成弧板，聯結而成，而以水平及垂直撐條支撐之。撐條裝置法可如第八十九圖至第九十一圖所示，以增加拱框之剛強不撓之性。

(四) 構架拱框，如第九十二圖及第九十三圖所示，適用於跨度過長不使用前數種拱框之處。

拱架之凸起 拱架應向上凸起，以

拆卸拱架法 拆卸拱架之法有數種。各拱樞之末端，通常攔在一木條上，此木條與起拱線成平行，而以拆架木楔支承之。此木楔係以硬木作成，攔在又一木條上，此木條則以木柱支承之。通常在每一拱樞之兩端，各有木柱一根。木楔係由一對拼合而成，長一英尺至二英尺，寬六英寸，其斜度爲一比五至一比十。各拱樞之兩端，各有木楔。將木楔之一對向後打擊，則拱樞下陷。木楔之打擊須緩，庶拱樞之下陷亦緩。各木楔須在同時敲擊，移動相同距離，可於木楔上作記號以爲移動距離之標準。此種拆架木楔，用者最多。此外拆卸拱架之法有聯合木楔法，沙筒支柱法，軟質木料壓碎塊法等。茲姑從略。

拆卸拱架之遲速 拆卸拱架之遲速，學者議論不一。有謂拱環砌成，拱上填滿土石，即可拆卸者；有謂須待膠沙凝結堅固者。大概拱頂塊一經砌置，即將拱架放鬆，可使各接縫俱受壓力，最爲良法。惟在磚拱及未琢石拱，多用膠沙砌縫，則拆卸拱架不宜過早，以免膠沙被擠出，而拱環有變形之弊，須待膠沙凝結堅固，且強度已高時，始可行之。通常橋梁拱架，在橋身造成後三四月方拆去，而隧道，穢水管，涵洞之拱架，則可於拱環砌成，上面填置土石及半時，即拆去之。

## 第五節 拱之施工法

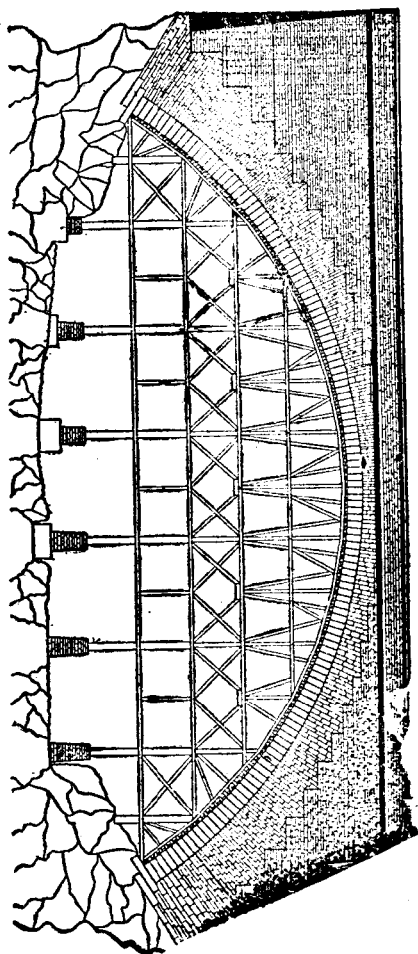
今就拱之施工方法，略述數事於下。

填背 拱環本身之上方及外方，須用次等石工填滿，以增加堅固之性。此名曰填背。常為分層或不分層未琢石工，有時用三和土。拱塊之上端，有時琢成水平面，則填背亦可分層砌置，深度與此種拱塊階級相同，接合緊密。有時填背之分層，方向係沿拱之半徑。但不如成水平層者之較為普通。有時填背在拱頂處分層極薄，愈下愈厚。有時在拱頂處分層已厚，而在起拱線處則更厚也。

拱上路面須略成水平，而不可過陡，故在拱背上尚須加填材料甚多，以使路面平坦，此種材料，可用泥土、卵石、碎石、煤灰等。有時則於拱背上造成小拱，留出中空地位，以減少材料，并減少拱上載重。

分塊拱之例 第九十四圖之分塊拱橋，為美國華盛頓附近之寇賓約翰拱橋 (Cabin John Arch)。上有九英尺徑之水溝管及二十英尺寬之馬車路。此拱乃半圓拱。其跨度為二二〇英尺，高

五七・三英尺，拱環在拱頂處厚四・二英尺，在起拱線處厚六・二英尺。拱環半徑為一三四・三英尺。拱環用花剛石。拱背則用沙石。



橋拱輪約量額價盛華國美圖四十九第



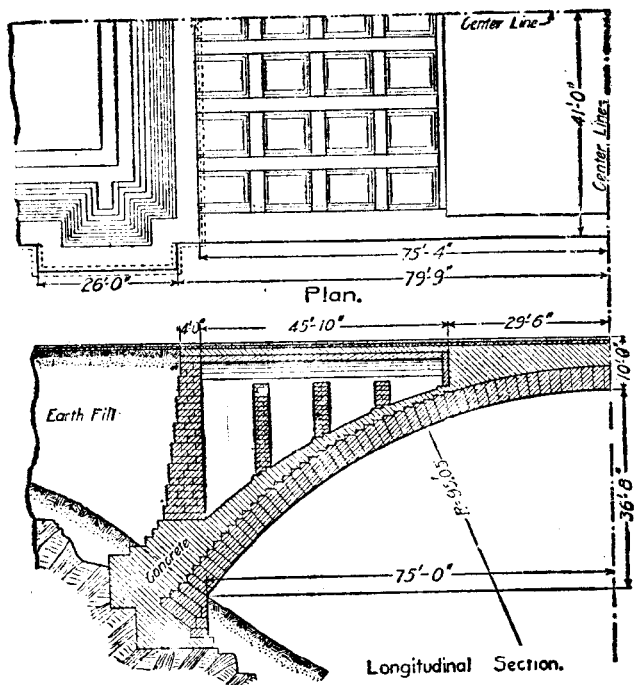


圖 五 十 九 第

第九十五圖之拱橋為  
 美國匹茲堡 (Pittsbury)  
 城斯刻雷公園 (Schenley  
 Park) 門前之貝耳飛爾德  
 橋 (Bellefield Bridge)。此  
 拱乃半圓拱。其跨度為一五  
 〇英尺，高三六·六英尺，拱  
 環在拱頂處厚四英尺，在起  
 拱線處厚六英尺。拱環半徑  
 為九五英尺。

## 第十七章 彈性拱

彈性拱係以作拱材料之內部應力支持所受載重者。凡分塊拱之抵抗力線未出其中中央三分之一段以外者，即未發生牽引力者，其作用即與彈性拱相同。無論分塊拱或整體拱，其最大牽引力未逾膠沙之安全牽引強度或三和土之彈限者，其作用亦即與彈性拱相同。前章所論之拱，其得以保持平衡，係恃其抵抗擠壓之力與摩擦力。本章所論之拱，其得以保持平衡，則恃其抵抗擠壓與撓曲合併作用之力，易言之，即視拱環為彎曲梁也。

今請先研究兩端固定無骨三和土拱之計畫法，再就計畫鋼骨三和土拱及有鉸鏈時應加變通之處論之。

### 第一節 兩端固定之無骨三和土拱

彈性拱之計畫法，與分塊拱相似，亦係先參酌現有之拱，或據實驗公式，假定拱環之尺度，然後依理論以計算應力。倘應力較安全應力為大，則更改尺度而再試之，至不逾限為度。

外力 計畫彈性拱時，其所受外力，恆假定全為垂直力。如此略去水平力不計，不僅使計畫法簡單，且可提高拱之安定性。

兩端固定拱之條件 拱之兩端固定，則符合於下述三事：（一）拱環中性軸線兩端之切線之傾斜度，不因受載重而變化；（二）兩拱臺之相對高度不變化；（三）拱環中性軸線之跨度不變化。

依彈性理論以攷驗拱，即係求出拱環之抵抗力線（即線拱）能合於上述三條件者，而同時據此線以定拱環應力是否不逾安全應力範圍也。

以算式表示條件 上述三項條件，欲求其能攷驗拱環之用，須用算式表示之。設 A 及 B 為拱環之兩端，M 為此拱環上任何剖面至 A 端間所有外力對於此剖面與中性軸線交點之撓幾， $\delta$  為拱環中性軸線之長度，E 為材料之彈性係數，I 為拱環橫剖面對於中性軸線之惰幾， $\alpha$  為此剖

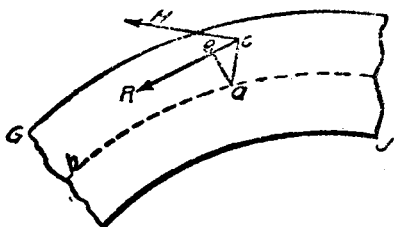
面與中性軸線交點對於拱環跨度中點之水平距離， $y$  爲此剖面與中性軸線交點在穿過兩拱臺間水平線以上之垂直距離。則上述三條件可改書爲：

$$\int_A^B \frac{M d s}{E I} = 0 \dots\dots\dots (70)$$

$$\int_A^B \frac{M x d s}{E I} = 0 \dots\dots\dots (71)$$

$$\int_A^B \frac{M y d s}{E I} = 0 \dots\dots\dots (72)$$

條件方程式之由繁化簡 據彈性理論攷驗拱環以用圖解法爲便利故上列三公式尙須加以變通，方便於應用。此三式中俱有  $\rho$ 、 $s$ 、 $I$  一項，其  $\rho$ 、 $s$  及  $I$  俱隨在拱環中位置而變化。爲將拱環之中性軸線分爲若干短段  $\Delta s$ ，恰使  $\Delta s$ 、 $s$ 、 $I$  爲定值者，則可將有定值之  $\Delta s$ 、 $s$ 、 $I$  納入三式中，置於積分符號之外，以代無定值之  $\rho$ 、 $s$ 、 $I$ 。三和土之彈性係數  $E$  隨單位載重而變化，但在尋常安全應力範圍內，其變化尙不大，故亦可作爲定值，而移置於三式積分符號之外。於是三式可改書爲：



第九十六圖之拱圖解研究

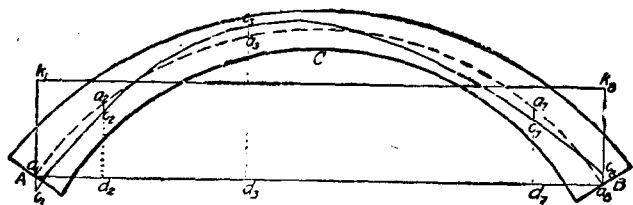
以圖解法表明條件方程式 欲以此三式用於拱之圖解研究法，須將  $M$  以圖解法表明。在第九十六圖中，設  $GJ$  為拱環之一段， $ab$  為中性軸線， $ac$  為一垂直線， $ce$  為平衡多邊形與此段中性軸線相鄰之一邊， $ae$  為由  $a$  起對於  $ce$  線之垂直線。設  $R$  表示沿  $ce$  線作用之力之量， $R$  即在力圖中與平衡多邊形  $ce$  線平行之力線之長度。設  $H$  為  $R$  之水平分力，即  $H$  為力圖中之真正極點距離。

$$MM = 0 \dots\dots\dots (七三)$$

$$MM \cdot x = 0 \dots\dots\dots (七四)$$

$$MM \cdot y = 0 \dots\dots\dots (七五)$$

$R$  力有使拱環撓曲之勢，而其對於  $a$  點之撓幾  $M$  則為  $R \cdot ae$ 。照但依相似三角形定理， $d \cdot ce \parallel H \cdot ce$ ，易言之，即在拱環中任何剖面由垂直載重而生之撓幾，等於真正極點距離乘以真正平



圖七十九第 拱之圖解研究

衡多邊形與拱環中性軸線間垂直距離之積。以上述  $M$  之值，代入公式 (七三)、(七四)、(七五) 中，則得下列三式：

$$\sum B a c = 0 \dots\dots\dots (七六)$$

$$\sum B a c \cdot x = 0 \dots\dots\dots (七七)$$

$$\sum B a c \cdot y = 0 \dots\dots\dots (七八)$$

式中無  $H$  者，以對於任何一組特別載重， $H$  之值不生變化故也。式中  $ac$  表示真正平衡多邊形與拱環中性軸線間垂直距離， $x$  表示自跨度中點起至拱環上任何點之水平距離， $y$  表示任何點在穿過兩拱臺間水平線以上之垂直距離。

條件方程式之應合法 在第九十七圖中，令  $a_1 \dots a_2 \dots a_3 \dots a_4$  表示拱環之中性軸線， $c_1 \dots c_2 \dots c_3 \dots c_4$  表示真正平衡多邊形，而

$k_1, \dots, k_n$  表示準則軸線。則在任何點

$$a_0 = c_k - a_k \dots \dots \dots \text{(甲)}$$

以(甲)式積分, 并注意  $M_{a_0} = 0$ , 得

$$M_{a_0} = M_{c_k} - M_{a_k} = 0, \text{即 } M_{c_k} = M_{a_k} \dots \dots \dots \text{(七九)}$$

以  $x$  乘(甲)式, 并積分, 得

$$M_{a_0} \cdot x = M_{c_k} \cdot x - M_{a_k} \cdot x = 0, \text{即 } M_{c_k} \cdot x = M_{a_k} \cdot x \dots \dots \dots \text{(八〇)}$$

仿此, 得

$$M_{a_0} \cdot y = M_{c_k} \cdot y - M_{a_k} \cdot y = 0, \text{即 } M_{c_k} \cdot y = M_{a_k} \cdot y \dots \dots \dots \text{(八一)}$$

是以如拱環能合於方程式(七九), (八〇)及(八一), 則能合於方程式(七六), (七

七)及(七八), 即能合於彈性拱之三條件。又如軸線  $k_1, \dots, k_n$  之位置恰使

$$M_{a_k} = 0 \dots \dots \dots \text{(八二)}$$

$$M_{c_k} = 0 \dots \dots \dots \text{(八三)}$$

$$M a k \cdot x = 0 \dots\dots\dots (八四)$$

$$M c k \cdot x = 0 \dots\dots\dots (八五)$$

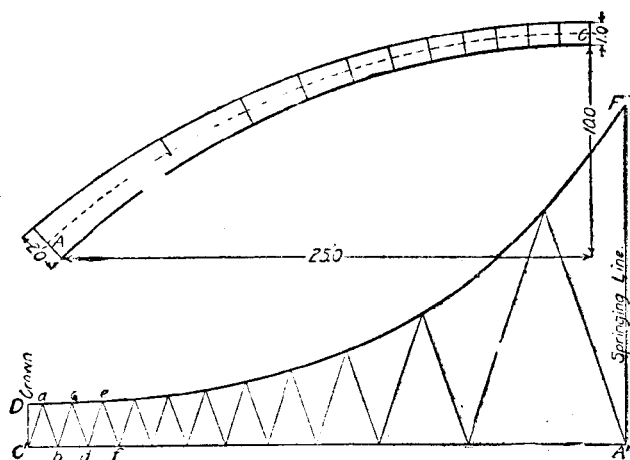
則拱環可與方程式(七九)及(八〇)相合。

是以欲決定一平衡多邊形使符合(七六)(七七)(七八)三式，可依下述程序爲之：(一)將拱環分成若干短段，恰令  $\Delta s \cdot I$  具有定值。(二)求一準則軸線，恰令  $M a k \parallel 0$  及  $M a k \cdot x = 0$ 。

(二)作一平衡多邊形，恰令  $M c k = 0$ ,  $M c k \cdot x = 0$  及  $M c k \cdot y = M a k \cdot y$ 。

(一)將拱環分成若干短段，恰令  $\Delta s \cdot I$  具有定值，其法不一。下述圖解法乃最簡單者。先將拱環之半之中性軸線分爲相等之五段或十段。次將此線依照比例尺，改作直線，如第九十八圖之  $A' C'$  直線。將此直線亦分爲相等之五段或十段。在  $A' C'$  線上各分段點，作垂直線，其長度表示  $A C$  拱環上相當分段點之情幾。作整齊曲線  $D E$  連接各垂直線之頂點。則可假定此曲線之任何縱距線，即與拱環上相當點之情幾成比例。由  $C'$  點起，依任何傾斜度，作  $C' a$  線，與曲線相交於  $a$ ；繼自  $a$  點起，依同一傾斜度，作  $a b$  線，與  $C' a$  線相交於  $b$ 。如是繼續作諸等邊三角形，其兩邊之傾





第九十八圖 拱環分段法

斜度與前相同於是  $\Delta V \cdot O$  線（即改成直線之拱環線）乃分爲  $O, b, b, d, d, t, t$  等若干段。各段之長度，除以其中心點之傾幾，乃一常數，即  $\Delta \cdot I = 2 \tan d$  而爲一常數，蓋  $a$  乃各等邊三角形兩邊與垂直線間之角，其值有定也。若欲將拱環中性軸線依照預定之數，分爲若干段，則可繼續試分，每次酌改等邊三角形邊線之傾斜度，至恰得所需段數爲止。

(二) 定第九十七圖中準則軸線  $\bar{K}_1, \bar{K}_2$  以令  $M a k = 0$  及  $M a k \cdot x = 0$ ，法如下述。因聯接兩拱臺之線  $\Delta B$  爲水平線，故如在此  $\Delta B$  線上作水平線  $K_1, K_2$ ，其高度爲中性軸線縱距之

平均值，則  $M_{a k} \parallel 0$ ；易言之，即如以  $n$  表示拱環分段之數，而  $a, k, l \parallel M_{a k l} + (n+2)$ ，則此  $k, l, k$  線與公式 (八二)，即  $M_{a k} \parallel 0$  相符合。

依經過拱頂之垂直線言之，拱環乃對稱者，又依拱頂言之，拱環上分段諸點亦屬對稱者。因此之故， $k, k$  線亦與公式 (八四)，即  $M_{a k} \cdot x \parallel 0$  相符合。

方程式 (七八)，(八三)，及 (八五) 均涉及平衡多邊形，故須先定平衡多邊形，始能得與三方程式相符合之情形。

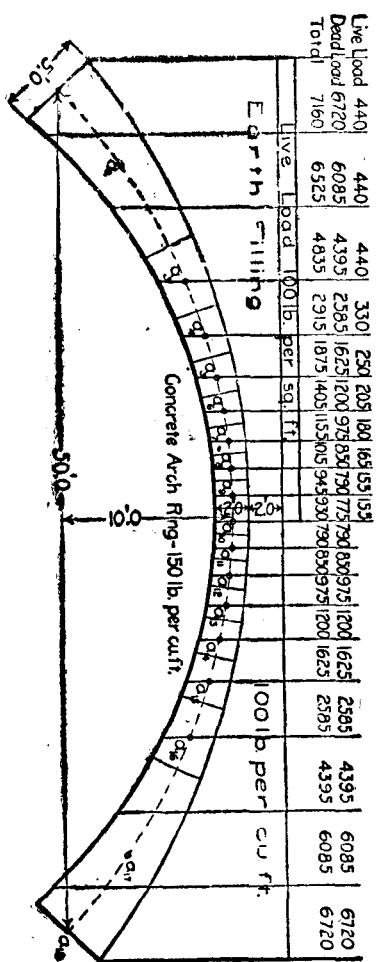
(二) 於第九十七圖中  $k, k$  線上，作一平衡多邊形，使與  $M_{o k} \parallel 0, M_{o k} \cdot x \parallel 0, M_{o k} \cdot y = M_{a k} \cdot y$  三式相合。其法可舉例以說明之。

設欲造一弧形無骨三和土拱，其假定之尺度如第九十九圖所示。今就一英尺寬之拱環研究之。

第一步為將拱環之中性軸線分為十七段，恰使各段長度除以橫剖面惰變所得之商為定值。次依此將拱環分段，而計算各段之靜載重及動載重。以後須在圖上量出平衡多邊形與拱環中性

軸線間之垂直距離，而平衡多邊形愈與抵抗力線相合，則計量之結果愈正確。按抵抗力線乃平衡多邊形之內容曲線，故繪平衡多邊形時，使其各邊與抵抗力線在計量垂直距離之處相切，即可得正確結果。

是以在第九十九圖中，如作諸垂直線穿過  $a_1, a_2, a_3$  等點（即拱環各段之中心點）而求出各



段之靜載重與動載重，則依此作成之平衡多邊形，其各邊殆可在穿過  $a_1, a_2$  等點諸垂直線上，恰與抵抗力線相切，而此穿過  $a_1, a_2$  等點諸垂直線，即計量平衡多邊形與中性軸線垂直距離時所用之線也。

繪製真正平衡多邊形時，第一步為作一試用平衡多邊形。拱環之載重如第九十九圖所示。今重繪放大，如第一百圖所示。

作試用平衡多邊形之法，為先繪載重線  $1 \dots 19$ ，以表示諸載重。次選定一試用極點，宜使極點距離為一整數，如一萬，二萬之類，而略與載重線上分成兩反力之點相對。真正極點距離，可以納維厄氏原理 (Navier's principle) 即線拱上任何正面受壓點之推力，等於彎度半徑與此點單位壓力之積之原理，施於拱頂，而算出之。此際算出之推力為  $(2 \times 150 + 2 \times 100 + 100) \times 36.25 = 21719$  磅，是以試用極點距離，宜為二萬磅，而極點宜位於載重線中心點  $P$  之下少許。復次，繪諸力線。復次，作試用平衡多邊形  $b_1 \dots b_2 \dots b_3 \dots b_{18}$ 。復次，作一線自  $v_1$  (即  $b_1$ ) 至  $v_{18}$  (即  $b_{18}$ )，又自  $b_1, b_2$  等點作垂直於  $v_1, v_{18}$  之線，而將諸交點用  $v_2 \dots v_9 \dots v_{17}$  等表示之。

如拱之兩端 A 及 B 有鉸鏈，或其支承法甚簡單，則在此兩點無撓幾，故平衡多邊形之閉合線當與 AB 線平行，而真正平衡多邊形甚易求出。但今則不然，拱之兩端固定，故在各拱臺處有撓幾，而閉合線之位置乃屬未明，於是真正平衡多邊形不能用常法求出。

(四) 試用平衡多邊形 求真正平衡多邊形之第一步方法，為求出試用平衡多邊形  $b_1 \dots b_n \dots b_{18}$  之閉合線  $m_1 \dots m_{18}$ 。因在兩端固定之拱環上各點之力幾之總量為零，又因平衡多邊形之縱距與力幾成比例，故閉合線之位置，係恰合此線與平衡多邊形間之距離為零，亦即閉合線應符合之條件為  $\sum M = 0$ ，或其相等式

$$M(b_1 m_1 + b_2 m_2 \dots b_{17} m_{17} + b_{18} m_{18}) = 0$$

但上列條件尚不足以決定閉合線之位置，因原有無數之線合於此條件故也。別求一條條件，以決定閉合線之位置，則有前述方程式 (七四) 之條件，即  $\sum M \cdot x = 0$  或其相等式

$$M(b_1 m_1 \cdot x_1 + b_2 m_2 \cdot x_2 \dots b_{17} m_{17} \cdot x_{17} + b_{18} m_{18} \cdot x_{18}) = 0$$

欲明如何利用此兩條件以定閉合線之位置，可將此問題重述如下：如單就試用平衡多邊形

研究之，而不問其與拱環之關係，則  $b_1 V_1 \dots b_g V_g \dots b_{1g} V_{1g}$  諸距離，可當作力看待。於是於閉合線位置之問題可視為須加如何一組負力於正力  $b_1 V_1 \dots b_g V_g \dots b_{1g} V_{1g}$  等，方能符合  $M = 0$  及  $M \cdot x = 0$  之條件，即  $M_{bm} = 0$   $M_{bm} \cdot x = 0$  之條件。因力變之總量須等於零，即  $M_{bm} = 0$ ，故負力總量必等於正力總量，又因  $M_{bm} \cdot x = 0$ ，故負力之合力必與正力之合力在同一直線上。依據上述原理，乃能求出正力之合力，再求出試用平衡多邊形之閉合線。

第十五表載有拱環中性軸線與諸載重施力線相交點之橫距  $x$  及縱距  $y$  之值，以及各種距離及乘積之值。橫距及縱距之原點在跨度之中點，所以便於計算也。

(五) 求合力法 求諸正力之合力  $R'$  之量，即  $b_1 V_1 \dots b_{1g} V_{1g}$  之總和，可自表中求之，其值為一六四·七一。

求合力之位置，係先算出諸  $b \cdot v \cdot x$  之總和之值，後以諸  $b \cdot v$  之總和之值除之。檢表，諸  $b \cdot v \cdot x$  之總和之值為負一九·四，除以一六四·七一，得負  $0 \cdot 12$  英尺。是以  $R'$  在  $C$  之左，即在載重較大之一邊，與拱環中線相距  $0 \cdot 12$  英尺，易言之，即  $x = -0 \cdot 12$  英尺也。

求試用平衡多邊形之閉合線 繼此當求一閉合線，使由此線至  $V_1 \dots V_9 \dots V_{18}$  間諸縱距如視作諸力，其合力恰等於  $R'$ ，而與之在同一直線上。今先作一試用閉合線  $n_1 n_{18}$  與  $V_1 V_{18}$  成平行，恰使  $V_1 n_1$  與諸縱距  $b \dots b$  之平均值相等，即  $V_1 n_1 = V_{18} n_{18} = R' + (16 + 2) = +9.15$  英尺。

前已言及，諸縱距  $V_1 n_1 \dots V_{18} n_{18}$  可視作表示加於諸正力則得閉合線  $n_1 n_{18}$  之諸負力。如作  $n_1 V_1$ ， $n_1 V_{18}$  及  $n_{18} V_{18}$  三線，則負力總量可視為由三角形  $n_1 V_{18} V_1$  及三角形  $n_1 n_{18} V_{18}$  中諸縱距表示之。茲將三角形所表示諸力之合力，以試用  $T_1$  表示之，又將三角形  $n_1 n_{18} V_{18}$  所表示諸力之合力，以試用  $T_r$  表示之。（ $T$  下所附  $1$  字，表示合力在拱環中心線  $O$ 、 $D$  之左， $r$  字表示在其右。）此際當求出  $T_1$  及  $T_r$  之分量與其位置。

試用  $T_1$  之量，為三角形  $n_1 n_{18} V_1$  中諸縱距之和。因  $n_1 n_{18}$  線與  $V_1 V_{18}$  線平行，故三角形  $n_1 V_{18} V_1$  與三角形  $n_1 n_{18} V_{18}$  相等。是以試用  $T_r$  等於試用  $T_1$ ，等於  $R'$  之二分之一，即八二·三五英尺。而  $T_r$  在  $C'$  右之距離，與  $T_1$  在  $C'$  左之距離相等。如以  $x_r$  表示  $T_r$  在  $C'$  右之距離，而以  $x_1$  表示  $T_1$  在

C' 左之距離，則  $x_1 = \bar{x}_1$ 。

求 T<sub>1</sub> 之位置甚便，蓋依 C' 點以計算諸縱距之力幾，而以諸縱距之和除之，所得即  $\bar{x}_1$  之值。如自 V<sub>1</sub> 作一線至 F' (此為 n<sub>1</sub> V<sub>1</sub>s 與經過 C' 點垂直線相交之點) 則三角形 F' V<sub>1</sub> D' 之力幾與 F' V<sub>1</sub> D' 者相等，是以依 F' 點計量 n<sub>1</sub> V<sub>1</sub>s V<sub>1</sub> 之力幾，其值與依 F' 點計量 n<sub>1</sub> F' V<sub>1</sub> 之力幾相等。三角中 n<sub>1</sub> F' V<sub>1</sub> 中諸縱距，見於第十五表。此表中又載有依 F' 點計算諸縱距之力幾之值，前者以 f 表示之，後者以 f · x 表示之。作成力幾方程式而解之，則得  $x_1 = \frac{M f \cdot x}{1 R'} = 0.44$  英尺。是以

$\bar{x}_1 = 0.44$  英尺。

依試用 T<sub>1</sub> 上一點以計算力幾，則得

$$\text{真正 } T_1 \cdot (x_1 + \bar{x}_1) = R' (x_1 - \bar{x}_1)$$

$$= 2 \text{ 試用 } T (x_1 - \bar{x}_1)$$

是以



$$\frac{\text{真正 } T_r}{\text{試用 } T} = \frac{2(x_1 - x_r)}{x_1 + x_r} = \frac{x_r - x}{x_r}$$

同理，依試用  $T_r$  上一點，以計算力幾，則得

$$\frac{\text{真正 } T_1}{\text{試用 } T} = \frac{2(x_r + x_1)}{x_1 + x_r} = \frac{x_r + x}{x_r}$$

如  $n_1$  點沿垂直直線向上提高，則試用  $T_1$  之量增加，如  $n_1$  點沿垂直直線向下降低，則試用  $T_1$  之量減少。但如  $n_1$  點沿垂直直線移動，試用  $T_1$  之位置却無變化，因所有縱距隨其長度而依比例增加，則力幾之總和，除以力之總和，所得之商不變，故也。  $n_1$  點之移動，毫不影響於試用  $T_r$  之位置與分量，因諸縱距之分量及其在水平線上之位置均未變化故也。同理，  $n_1$  之移動，祇使試用  $T_r$  之分量增減，但不改易其位置。

是以如  $m_1, m_2$  為真正閉合線，則得下列比例式：

$$\text{試用 } T_1 : \text{真正 } T_1 = v_1 n_1 : v_1 m_1$$

$$\therefore v_1 m_1 = \frac{\text{真正 } T_1}{\text{試用 } T} v_1 n_1$$

以前所求得

真正 $T_r$  及  $V_1 n_1$  之值, 代入上式得

$$V_1 n_1 = \frac{\text{真正 } T_r}{\text{試用 } T} \cdot \frac{x_r + \bar{x}}{x_r} \cdot V_1 n_1 = 1.02 V_1 n_1$$

$$= 9.83 \text{ 英尺}$$

試用 $T_r$ : 真正 $T_r = V_{1s} n_{1s} \cdot V_{1s} m_s$

$$V_1 n_1 = \frac{\text{真正 } T_r}{\text{試用 } T} \cdot V_{1s} n_{1s} = \frac{x_1 - \bar{x}}{x_1} \cdot V_{1s} n_{1s} = 0.98 V_{1s} n_{1s}$$

$$= 8.97 \text{ 英尺}$$

既求得  $V_1 n_1$  及  $V_{1s} n_{1s}$  之值, 則作一線自  $m_1$  至  $m_{1s}$ , 即真正閉合線也。  $n_1 n_{1s}$  線與  $m_1 m_{1s}$  線, 應在跨度中點下相交, 此乃作圖時藉以校勘之一事。

$m_1 m_{1s}$  線之位置, 恰使由  $V_1 V_{1s}$  至  $m_1 m_{1s}$  間諸縱距之和, 等於由  $V_1 V_{1s}$  至  $b_1 b_{1s}$  間諸縱距之和, 易言之, 即  $M \cdot V \cdot b = M \cdot V \cdot m$ 。又因諸負力 (即諸縱距  $V \cdot b$  所表示之力) 之力幾等於諸正

力（即諸縱距  $b_v$  所表示之力）之力幾，故  $m_1, m_2$  線之位置，恰使  $M b_v \cdot x \parallel m v \cdot x$ 。是以  $M b_v - M m v = 0$ ，而  $M b_v \cdot x - M m v \cdot x = 0$ 。但  $b_v - m v = b_m$ ，故  $M b_v - M m v \parallel M b_m = 0$ ，而  $M b_v \cdot x - M m v \cdot x \parallel M b_m \cdot x = 0$ 。

因諸縱距  $b_m$  與諸力幾成比例，故  $M b_m \parallel 0$  即等於  $M M \parallel 0$ 。同理， $M b_m \cdot x = 0$  即等於  $M M \cdot x \parallel 0$ 。是以真正平衡多邊形所應符合之三條件，有二條件為試用平衡多邊形  $b_1, b_2, b_3, m_1, b_1$  所能符合也。

如在力圖中自試用極點  $P'$  作一線以至載重線而與閉合線  $m_1, m_2$  成平行，則其交點  $Q$  將載重線分為兩段，表示左右兩拱臺處之反力。真正極點之位置尙未決定，但必在穿過點之水平線上。

因試用平衡多邊形之跨度，與拱環跨度相同，又因在水平線上移動極點並不令試用平衡多邊形內諸縱距對於水平線之地位變化，故如穿過  $q_r$  及  $q_l$  兩點作兩垂直線， $q_r$  及  $q_l$  兩點即閉合線與試用平衡多邊形相交之點，則此兩垂直線與準則軸線  $F_1, F_2$  相交之點  $k_1, k_2$  及  $k_1$  乃在作於  $F_1, F_2$ 。

線上之真正平衡多邊形上之兩點也。

真正極點距離 今可進而求真正極點距離。考任何點之力幾，等於平衡多邊形中諸縱距與極點距離相乘之積。是以增加極點距離，則使平衡多邊形中諸縱距減小；反是，減小極點距離，則使諸縱距加長。真正平衡多邊形必合於  $M \cdot k \cdot y \parallel M \cdot a \cdot k \cdot y$ ；是以試用極點亦必依此移動。如將試用極點沿垂直線上提高，至在穿過 Q 之水平線上，則閉合線乃水平線；如由此復將試用極點沿穿過 Q 之水平線移動，以將  $M \cdot b \cdot m \cdot y$  變為  $M \cdot a \cdot k \cdot y$ ，則極點之新位置即為對於題中載重之真正極點。是以

$$\text{真正極點距離} \parallel \text{試用極點距離} \times \frac{M \cdot b \cdot m \cdot y}{M \cdot a \cdot k \cdot y} \dots \dots \dots (八六)$$

解方程式 (八六) 方法如下述：在試用平衡多邊形中，量出諸縱距  $b \cdot b$ ，又量出諸縱距  $a \cdot d$  (即  $y$ )，即自中性軸線至跨度線 AB 之距離，而計算

$$M \cdot b \cdot m \cdot y = M (b_1 \cdot m_1 \cdot y + b_2 \cdot m_2 \cdot y + \dots \dots b_{1s} \cdot m_{1s} \cdot y_{1s})$$

$b \cdot b$  及  $y$  之值，載在第十五表中。如是算出  $M \cdot b \cdot m \cdot y = -229.78$ ，在各載重之施力線上，量出自

中性軸線至準則軸線  $k_{1g}$  間諸縱距  $a_k$  之長度而計算

$$\sum a_k \cdot y = \sum (a_1 k_1 \cdot y_1 + a_2 k_2 \cdot y_2 + \dots + a_{1g} k_{1g} \cdot y_{1g})$$

$a_k$  及  $y$  之值，載在第十五表中，如是算出  $\sum a_k \cdot y = 192.72$ 。於是方程式（八六）變為：

$$\text{真正極點距離} = 20,000 \times \frac{220.78}{192.72}$$

$$= 20,000 \times 1.192 = 23,840 \text{ 磅。}$$

真正平衡多邊形 此際可求真正平衡多邊形矣。由  $Q$  點沿水平線，量出真正極點距離，而得真正極點。作諸力線。於是從  $k_r$  點起，作平衡多邊形  $c_1 c_2 \dots c_{1g}$ 。此平衡多邊形必通過  $k_l$ 。

如此作成之平衡多邊形，乃對於題中所定載重之真正平衡多邊形，其證明如下：

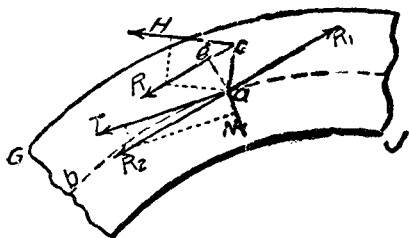
依作圖法， $M \circ k \cdot y = \sum a_k \cdot y$ 。此與方程式（八一）相符。

依作圖法，各  $\circ k$  等於相當  $b_H$  除以一定比率所得之商，前已證明  $M_{DE} \parallel O$ ，是以  $M \circ k$

$\parallel O$ 。此與方程式（八三）相符。

各縱距  $\circ k$  係在相當縱距  $b_H$  上而同一垂直線內，而各  $\circ k$  之量則等於相當  $b_H$  除以

一定比例所得之商，前已證明  $M \cdot D \cdot E \cdot K \parallel O$ ，是以  $M \cdot K \cdot H \parallel O$ ，此與方程式（八五）相合。是故  $O_1 \dots O_2 \dots O_3 \dots O_n$  為對於題中所定載重之真正平衡多邊形，而  $K_1, K_2$  線則真正閉合線也。



第一一〇圖 拱環應力之圖解

由靜載重及動載重引起之應力 既定真正平衡多邊形，乃可進而計算由靜載重及動載重引起之應力。其法如下述。在第一百一圖中，設  $O_1$  表示拱環之一段， $o_1$  為中性軸線， $o_2$  為在  $a$  點左方真正平衡多邊形之一邊， $o_3$  為中性軸線與平衡多邊形間之垂直距離， $o_4$  為自  $a$  至  $o_3$  之垂直線。於是  $o_5$  為  $o_6$  橫剖面以左一切外力之合力  $R$ （即左拱臺之反力與左拱臺與  $o_7$  橫剖面間一切外力之合力）之施力線。  $R$  之量及其方向，由力圖中相當力線表示之。假設有相反之二力  $R_1$  及  $R_2$  施於  $a$  點，二力各與  $R$  相等且與  $R$  成平行。此二力當不擾亂拱環之平衡狀態。於是  $o_8$  點之單力  $R$ ，可視

爲由偶力  $\overline{R_1 R_2}$  及施於 a 點之  $R_2$  力代之。  $R_1$  可分爲二分力，其一爲 T，切於中性軸線  $\sigma\sigma$  上，其一爲 N，則與中性軸線成垂直。偶力  $R_1 R_2$  發生撓曲作用，T 力壓拱環使縮短，N 力則在通過 a 而與中性軸線成垂直之剖面上發生剪割作用。此種撓曲，壓縮與剪割作用，約略與分塊拱之傾覆，壓碎及滑動作用相類。

設 b 爲拱環單位剖面之寬度，即 b 爲一英尺； $\nu$  爲自拱環中性軸線至最遠纖維之距離；d 爲拱環之深度；f 爲單位纖維應力；H 爲真正極點距離； $\nu$  爲單位剪割應力。

在第一百一圖中，偶力之力幾爲  $R \cdot a$ 。但 H 爲 R 之水平分力，即真正極點距離，而由相似三角形原理， $R \cdot a \approx H \cdot a$ 。H 之值前已算出。a 之值可在第一百圖中量出。是以拱環上任何一點之撓幾可以算出。在 a 剖面上由撓幾而引起之最大單位纖維應力爲：

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{H \cdot a \cdot \frac{1}{2} d}{\frac{1}{12} b d^3} = \frac{6H \cdot a \cdot a}{b d^2} = \frac{6H \cdot a \cdot a}{d^2} \dots\dots\dots (八七)$$

$f_b$  在 R 一面為擠壓力，在對面則為牽引力。

求 T 之值，可將力圖中與平衡多邊形中近 a 點處一邊成平行之力線，分為與 a 處切線平行之分力而得之。由壓拱環使短之力所引起之單位擠壓應力為

$$f_s = T \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{\sin \theta} \quad T \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{\sin \theta} = T \cdot \frac{1}{r} \quad \dots \dots \dots (八八)$$

N 力為與 a 處拱環半徑成平行之力，而單位剪割應力  $v$  為

$$v = N \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{\sin \theta} = N \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{\sin \theta} = N \cdot \frac{1}{r} \quad \dots \dots \dots (八九)$$

由撓曲及縮短兩種作用聯合而生之最大纖維應力為

$$f = f_s + f_b = \frac{T}{r} + \frac{GH \cdot a}{r^2} \quad \dots \dots \dots (九〇)$$

方程式右邊之第一項，恆為擠壓應力。其第二項，在拱外邊線一方，當平衡多邊形在拱環中性軸線以外時，為正量，即擠壓應力；當平衡多邊形在拱環中性軸線以內時，為負量，即牽引應力。在拱內邊線一方，則適與此相反。用方程式（九〇）所得應力，尚當與由拱環溫度變化而生之應力合併，以得最大應力。



用方程式(九〇)時，須在穿過 $a_1, a_2, a_3$ 等點(即 $\Delta$ 之 $\sigma_1$ 為常數之點)之垂直線上計量。之值，以合於拱環應有條件之方程式，且得最精密之結果。

第十六表所載為第九十九圖拱環各點之各項應力。以後當與溫度應力合併而考察之。

第十六表 拱環之靜載重及動載重應力

(表中應力為每平方英寸之磅數，+表示擠壓應力，-表示牽引應力)

點	應力			最大應力			剪力	
	撓曲	壓	縮	內邊線	外邊線	割		
$a_1$	± 10.3	+	63.1	+	74.4	+	52.8	5.8
$a_2$	± 21.3	+	63.3	+	42.0	+	84.6	0.9
$a_4$	± 27.9	+	69.8	+	41.9	+	97.1	1.8
$a_5$	± 26.9	+	74.0	+	47.1	+	100.9	2.4

$a_{10}$	±	24.6	+	82.5	+	107.1	+	57.9	+	1.7
$a_{11}$	±	29.2	+	82.2	+	111.4	+	53.0	+	0.9
$a_{15}$	±	3.3	+	69.5	+	72.8	+	66.2	+	1.6
$a_{18}$	±	1.6	+	49.1	+	47.5	+	50.7	+	3.5

發生最大應力時動載重之位置 拱環上任何一點發生最大應力時，動載重之位置如何，尚

無定律可據。依方程式（九〇），拱環上任何一點之應力，隨下列各項而異：（一）沿切線方向之

推力  $T$ ；（二）真正極點距離  $H$ ；（三）縱距  $a_0$ ；（四）拱環深度。此各項之變化，定律不同，是以

欲求任何點發生最大應力時動載重之位置，實屬極難。工程家考驗拱環安定性時所定動載重之位置，習慣不齊。稍疏之法為僅考驗動載重在兩種位置時之拱環，即動載重分布於跨度半部時及分布於跨度全部時；稍精密者則考驗四種位置，即分布於跨度之四分之一，二分之一，四分之三，及其全部時。又有考驗別四種位置，即跨度五分之二，二分之一，五分之三，及其全部者，或謂宜考驗下

四種位置，即跨度十分之三，二分之一，十分之六，及全部者。考驗拱環之計畫是否得宜，應依第十六表之式，將靜載重在各種位置時拱環上各點之最大應力求出，列表以資比較。

溫度變化之影響 拱環中溫度應力可以甚高，故須詳慎考慮。計算時可設想拱環無重量，且在某種平均溫度時，此拱環恰與環之兩端斜面相合，而拱環中毫無應力發生。設  $t$  為中性軸線之跨度，為溫度升高華氏溫度計一度時三和土每單位長度膨脹之量，而  $\bar{t}$  為拱環平均溫度與其實在溫度相差之華氏溫度計度數。則中性軸線跨度之長度變化總量為  $\bar{t} \cdot \Delta t$ 。因拱環抵抗此種變化，故在各拱臺處發生一水平力及一撓幾。假想此撓幾由水平力  $Q$  抵抗之，而此  $Q$  力之施力線係在各起拱線上距離  $q$  處，當溫度升高時其方向內，當溫度降低時其方向外。又假設在兩起拱線處，各有二水平力，方向相反，而各等於  $Q$ 。第一水平力  $Q$  與後二水平力中之一，成為偶力，其依拱臺以計算之撓幾為  $\frac{1}{2} Q q$ 。餘一水平力則抵抗拱臺處之水平推力或拉力。今可假定拱環無重量，而受偶力及水平推力之作用。茲所欲求者，為拱環中因此發生之應力。因拱環之兩端固定，故必符合（七三），（七四），（七五）三方程式之條件。

如視拱環兩端在上之 $Q$ 力之施力線為沿第一百圖中 $k_1 k_2$ 線，即 $q \parallel r k$ ，則拱環中任何一點因溫度變化而生之撓變為 $o \cdot a k$ 。在拱環中任何一點因載重而生之撓變為 $h \cdot a o$ 。以相類之故，知方程式（七三）（七四）（七五）中 $h \cdot a o$ 俱可代以 $o \cdot a k$ ，於是溫度變化之條件方程式，可書為：

$$M a k = 0 \dots\dots\dots (九一)$$

$$M a k \cdot x = 0 \dots\dots\dots (九二)$$

$$M a k \cdot y = 0 \dots\dots\dots (九三)$$

按 $k_1 k_2$ 之位置恰使 $M a k = 0$ ，又使 $a k \cdot x = 0$ ；是以如未知之 $Q$ 力之施力線係沿 $k_1 k_2$ 線，則符合於方程式（九一）及（九二），即符合於條件方程式三式之前二式也。

為求符合第三條件，當注意於溫度升高則有增加跨度之勢，而溫度降低則有減小跨度之勢。是以在各拱臺處之 $Q$ 力必剛足以抵抗此趨勢，且必於抵抗溫度升高時，向跨度中心施力，而於抵抗溫度降低時，由跨度中心向外施力。前已述及跨度之變化為 $r \cdot s$ 。按跨度之微分變化為

$\frac{M y d s}{E I}$  是以

$$I \theta = \int_A^B \frac{M y d s}{E I} = \frac{M y s}{E I} \dots \dots \dots (九四)$$

以前求M之值代入上式，而就拱環之半以行積分得：

$$I \theta = Q \frac{\Delta s}{I} - \frac{I}{E} \frac{B}{A} a k \cdot y \dots \dots \dots (九五)$$

$$Q = \frac{E I \theta}{E A a k \cdot y} \cdot \frac{I}{\Delta s} \dots \dots \dots (九六)$$

方程式(九六)中E之值，隨三和土品質而異，在本題中，可假定為一比二比四三和土，其值作為每平方英寸，五〇〇，〇〇〇磅。I為中性軸線跨度，在本題中為五〇英尺。之值為華氏溫度每度自〇〇〇〇〇〇〇四三至〇〇〇〇〇〇八〇，今可酌定為〇〇〇〇〇〇〇五四。  
I之值為 $\Delta s$ 之倒數。當計算由載重引起之應力時，須算出 $\Delta s$ 之值。在本題中， $\Delta s$

十<sub>1</sub>之平均值爲二·三二七五。故 I<sub>1</sub> 之值爲 1<sub>1</sub> · 2.3275 M a k · y 之值爲一九二·七  
 二。t 之值殊不易決定。在本題中，可假定平均溫度爲華氏六〇度，t 在其上二〇度，在其下三〇度。  
 以上列各值代入方程式（九六），得溫度增至最高時，

$$Q = \frac{(1,500,000 \times 144) \times 50 \times 0.0000034 \times 20}{192.72 \times 2.3275} = 2550 \text{磅。}$$

即在一英尺寬之拱環中，當溫度升高華氏二〇度時，對於拱臺有向外推力二，五五〇磅。同理，當  
 溫度降低華氏三〇度時，則有向內拉力，加於拱臺，其量爲三，八二五磅。

溫度應力 由溫度變化而生之纖維應力，爲：

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{Q \cdot a k \cdot c \cdot o}{\frac{1}{12} b d^3} = \frac{6 Q \cdot a k}{d^2} \dots\dots\dots (九七)$$

由 Q 力之切線方向分力所引起之應力，爲：

$$f_s = \frac{T_t}{d} \dots\dots\dots (九八)$$

式中  $T_t$  爲  $Q$  之分力，此分力與在計算應力點與中性軸線相切之線平行。由溫度變化生撓曲力與推力，引起纖維應力，其總量如下：

$$T_t = T_s + T_b = \pm \frac{T_t}{d} \pm \frac{6Q \cdot a \cdot k}{d^2} \dots \dots \dots (九九)$$

式中右邊第一項之 + 號用於溫度升高時，- 號用於溫度降低時。欲明式中右邊第二項所示應力之性質，可僅就拱環左半研究之。設想右半移去，而其效用則由  $Q$  力替代之， $Q$  力沿  $k_1, k_2$  線，當溫度升高時，此力向左，當溫度降低時，此力向右。是以如所研究之點在  $\pi, \pi$  線以下，例如  $a$  點，則當溫度升高時，方程式（九九）右邊之第二項，在拱內邊線上爲牽引力，在拱外邊線上則爲擠壓力，當溫度降低時，在拱內邊線生擠壓力，在拱外邊線則生牽引力。如所研究之點在  $\pi_1, \pi_2$  線以上，則應力與上述者相反。第十七表表示在本題拱環中之溫度應力。

第十七表 拱環之溫度應力

（表中應力爲每英寸之磅數，+ 表示擠壓應力，- 表示牽引應力）

點	溫度升高華氏二〇度			溫度降低華氏三〇度		
	撓曲推	力	最大應力	撓曲引	力	最大應力
a <sub>1</sub>	± 32.1 +	2.5 -	29.6 + 34.6 2.5	± 48.1 -	3.8 +	44.3 - 51.9 3.6
a <sub>2</sub>	± 2.3 +	5.9 +	3.6 + 8.2 2.4	± 3.4 -	8.9 -	5.5 - 12.3 3.5
a <sub>3</sub>	± 17.0 +	6.9 +	23.9 - 10.1 2.0	± 25.3 -	10.3 -	35.8 + 15.2 3.1
a <sub>4</sub>	± 33.1 +	7.6 +	40.7 - 25.5 1.7	± 49.5 -	11.4 -	60.9 + 38.1 2.5
a <sub>5</sub>	± 63.8 +	8.8 +	79.6 - 55.0 0.2	± 65.7 -	13.2 -	108.9 + 82.5 0.3
a <sub>10</sub>	± 61.5 +	8.7 +	70.2 - 52.8 0.6	± 92.2 -	13.1 -	105.3 + 70.1 0.8
a <sub>15</sub>	± 17.0 +	6.9 +	23.9 - 10.1 2.0	± 25.5 -	10.3 -	35.8 + 15.2 3.1
a <sub>18</sub>	± 32.1 +	2.5 -	29.6 + 34.6 2.5	± 48.1 -	3.8 +	44.3 - 51.9 3.6



拱環縮短所生應力 前於計算動靜載重所生應力時，曾言及切線分力  $T$  有使拱環縮短之作用。此力均勻分布於拱環之橫剖面上，故對於由  $E \cdot e$  或  $H \cdot e$  而生之撓曲作用，不生影響。但拱環縮短亦生撓曲作用，今當研究之。

如由推力  $T$  而生之單位擠壓應力，在所有橫剖面中，俱屬相等，則其作用與溫度降低之作用相同。設  $T + A$  表示平均單位擠壓應力，則跨度縮短之量為  $\frac{T}{E} + \frac{T}{E}$ 。以上二者列為相等式得

$$f' = \frac{T}{AE} \dots \dots \dots (100)$$

在上式中  $E + A$  之值，頗不易決定，因拱環中單位推力，各點不同，且在拱環之兩半部分中完全殊異，故也。就本例言之，則可取  $a_1, a_2$  及  $a_{10}$  三點單位推力之平均值，（見第十六表）即每平方英寸七一·八磅。以此值及  $E$  與  $e$  之值代入公式（100）中，得：

$$f' = \frac{1,500,000 \times 0.0000054}{71.8} = 8.9$$

是故拱環受推力  $T$ （即動靜載重之切線分力）之作用時，其縮短之量，與由溫度降低華氏溫度

計八・九度時縮短之量相等；易言之，即由切線分力引起縮短之最大應力，相當於由溫度降低華氏計三〇度時引起縮短之最大應力之二九・五%。此種切線分力引起縮短之最大應力之值，載在第十八表中第四行及第五行。

**合併應力** 第十八表所載為由動靜載重及溫度變化而生之最大合併應力。係由第十六表及第十七表彙集而成。攷核拱環計畫時所用應力，推算之法，與第十八表所載者相同，惟須用動載重在各種位置時之最大應力，而非如第十六表所載動載重在一種位置時之應力。第十八表中未列入剪割應力，以省篇幅。在第十六表中列有由動靜載重而生之剪割應力；在第十七表中列有由溫度變化而生之剪割應力。由溫度變化而生之剪割應力甚小，故攷核拱環計畫時用第十六表所列剪割應力已足。

第十九表用以表明一百英尺長三和土拱在各種情形中之應力。兩半拱環各分為十四段，恰令  $\Delta$  之  $\frac{1}{4}$  為定值。表中第一點為拱環末端分段之中點；第六點約在此點與拱頂之中心點。欲研究由動靜載重而生之應力變化情形，祇須細閱此表中註明動靜載重各直行。欲研究由動靜載重

及溫度而生之應力變化情形，祇須細閱此表中最上四橫行之數字。此表中其餘各項，可於研究本章第二節時參閱之。

放置三和土法 在小拱，可將三和土一次放置，自拱臺起以至拱頂，俾拱環成爲整體；但在大拱則不能如此。大拱之放置三和土法有兩種：（一）將拱環分段造成，每段寬度與拱環寬度完全相等。（二）將拱環分爲若干平行之條，每條一次造成，自此拱臺以至彼拱臺，而每條寬度則僅得拱環寬度之一部分，兩法各有優劣。用第一法時，先放置兩起拱線處之三和土塊。次在兩起拱線與拱頂間之中點，各放置一塊。復次，在拱頂三和土塊地位之左右，各放置一塊。復次，放置其餘中間各塊。最後乃放置拱頂之一塊。第一百二圖表示大泥橋（Big Muddy Bridge）建築時三和土之放置次序。用此法時，重量均勻分布於拱架上，故拱架不至因受壓不齊而變形。用第二法時，每條三和土之寬度應使一日之工，恰將兩拱臺間之三和土放置完畢。每條中無接縫，故抵抗撓曲應力之效用較優；但如壓力線不出中央三分之一段以外，則拱環中無牽引力，而此種優點實不關重要耳。

無骨三和土拱舉例 第一百二圖所示爲美國伊里諾斯中央鐵路（Illinois Central



Railroad) 大泥河 (Big Muddy River) 上之無骨三和土拱橋。橋上敷設雙軌鐵路。係由橢圓式拱三段連成，每段淨跨度爲一百四十英尺，高三十英尺。拱頂處半徑爲一百四十七英尺。拱環在拱頂處厚度爲七英尺；在起拱線處厚度爲二十英尺。圖中所示爲一主拱之縱剖面。拱環分塊造成，各塊在拱內邊線處約長八英尺。相鄰拱塊間有四英寸厚一英尺寬之凸凹部分以爲接合。在放置三和土時，於先成之拱塊上釘木料，即成凹槽也。

## 第二節 鋼骨三和土無鉸鏈拱

鋼骨三和土之優點 如拱上載重俱係固定載重，則可計畫拱環，使壓力之合力，穿過各橫剖面之中心點，而使全部拱環，悉受擠壓。但如載重之一部分爲動載重，或如壓力線不恰穿過拱環各橫剖面之中心點，則於直接擠壓應力外，又生撓曲應力。當拱壁受撓曲力時，用鋼骨三和土以代無骨三和土，常極合算。然以全部之拱言之，則採用鋼骨，所省費用，尙非甚顯。如壓力未出拱環中央三分之一段以外，則不生牽引力。是以鋼骨之效僅爲增加抵抗擠壓之力，就抵抗擠壓之功用言之，鋼

骨尚不及三和土之合算也。又如壓力線已出拱環中央三分之一段以外，則因直接擠壓應力比較甚高之故，所生牽引力乃甚小，而鋼骨中單位牽引應力遂甚低。雖用少量之鋼，可使鋼骨中單位應力提高，然如用鋼比量過小，欲使其分配均勻，則須用極小橫剖面鋼骨，殊不易辨耳。

願拱中採用鋼骨，雖非最省費，然用之實甚有益。三和土抵抗擠壓之性，遠較其抵抗牽引之性為可恃，故採用鋼骨，足使構造物全部益覺堅固可恃。又在計畫拱時，凡採用資料之粗疏，計算之錯誤，在建築時，發生之收縮應力，基礎下陷之不均勻，以及工料之不良，種種缺陷，皆可由採用鋼骨以彌縫之也。

鋼骨三和土拱之分析研究 鋼骨三和土拱，兩端固定者，其分析研究法，與無骨三和土拱實際相同，但須將無骨三和土拱之全部材料一致之橫剖面，易以鋼骨三和土由兩種材料合成之橫剖面耳。今將兩種拱分析研究法不同之點，依次述之如下：

條件方程式 鋼骨三和土拱中鋼骨，常係對於拱環之中性面，對稱排列。前曾述及無骨三和土拱之條件方程式。鋼骨對稱排列之鋼骨三和土拱，其條件方程式，形式與之相似，如下所列：

$$\int_A^B \frac{M x d s}{E_c(I_c + n I_s)} = 0 \dots\dots\dots (101)$$

$$\int_A^B \frac{M x d s}{E_c(I_c + n I_s)} = 0 \dots\dots\dots (101)$$

$$\int_A^B \frac{M y d s}{E_c(I_c + n I_s)} = 0 \dots\dots\dots (102)$$

令  $\Delta x$  十  $(I_c + n I_s)$  爲定值法 拱環之中性軸線，必須劃分爲適宜之段，令  $\Delta x$  十  $(I_c +$

$n I_s)$  成爲定值。其法與無骨三和土拱環之分段法相同。今借第九十八圖論之作一線與  $D_3$  相

似，以表示  $I_c + n I_s$ 。按  $I_c = \frac{1}{12} b (2 d_c)^2$ ，而  $I_s = \frac{1}{12} b d_1^2 + A_s d_2^2$ 。式中  $d_c$  爲三和土自中性

軸線量起之深度， $d_1$  爲沿拱之半徑量得鋼之厚度， $d_2$  爲自中性軸線至鋼之中心之距離，而  $A_s$  爲在

中性軸線兩側之鋼骨之橫剖面積總和。因通常研究拱環係取其一單位長度之段，故可令  $\Delta x = 1$

(20) 且常可令  $\Delta x = 1$ 。既得表示惰幾之線，則進而分畫中性軸線爲預定數目之部分。

定  $\nabla$  線之位置法 定鋼骨三和土拱之  $\nabla$  線法，與前述用於無骨三和土拱者完全相同。  
 定真正平衡多邊形法 定鋼骨三和土拱之真正平衡多邊形法，與前述用於無骨三和土者完全相同。

靜載重及動載重之應力 在鋼骨三和土拱中，三和土內因撓曲引起之最大纖維應力為：

$$f_c = \frac{H \cdot a \cdot c \cdot d_c}{I + n I_s} \dots\dots\dots (104)$$

而鋼骨內因撓曲引起之最大纖維應力為：

$$f_s = \frac{H \cdot a \cdot c \cdot d_s}{I_c + n I_s} \dots\dots\dots (105)$$

再求因推力  $T$  (即  $R$  之切線分力) 而生之單位應力。按拱之橫剖面成對稱式，而鋼中應力為同大橫剖面積三和土者之九倍。是以由  $T$  而生之單位擠壓應力為：

$$f_c = \frac{T}{A_c + n A_s} \dots\dots\dots (106)$$



又因  $I_s \parallel n$  是以

$$f_s = \frac{n \cdot T}{A_c + n A_s} \dots\dots\dots (107)$$

以 (104) 及 (106) 兩式相加，又將  $I_c \parallel \frac{1}{12} (2 d_c)^3$  及  $I_s \parallel A_s d_s^2$  之值代入式中，則得：

$$f_c = \frac{T}{A_c + n A_s} + \frac{H \cdot a \cdot c \cdot d_c}{8 (d_c^3 + n A_s d_s^2)} \dots\dots\dots (108)$$

同理，以 (105) 與 (107) 相加，得：

$$f_s = \frac{n \cdot T}{A_c + n A_s} + \frac{n \cdot H \cdot a \cdot c \cdot d_s}{8 (d_c^3 + n A_s d_s^2)} \dots\dots\dots (109)$$

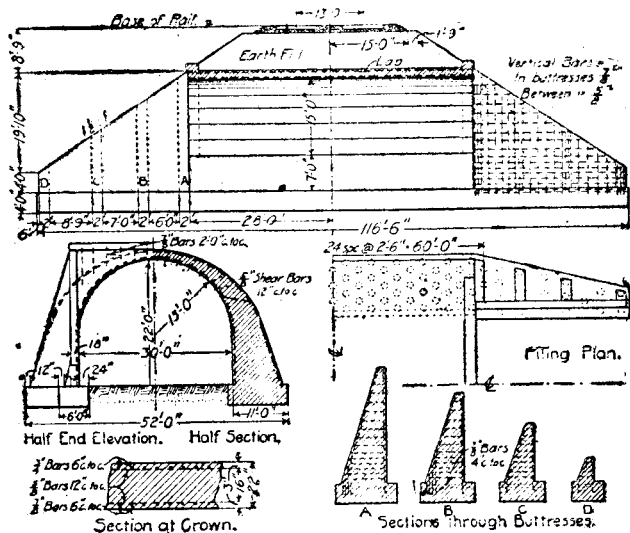
鋼骨三和土拱構造法 鋼骨三和土拱構造法有多種，多為取得專利權者。今取其較著者數種述之。

(一) 摩尼厄氏法 法國巴黎人摩尼厄 (Jean Monier) 氏首於一八七五年造鋼骨三和土拱，初於拱內邊處安置鋼絲網。後改用鋼絲網兩層，一在近拱內邊處，一在近拱外邊處。此種構造法，有數種弊病：一為鋼絲網柔軟，不易安置適當；二為橫向鋼絲無益於支承重量，故徒耗材料，增加造價；三為網孔細密，所用碎石過細，亦提高三和土造價。顧摩尼厄式拱雖有此種弊病，然建築者不少，尤以在歐洲為多，且其拱環之薄與強度之高，頗可注意。如一八九一年瑞士所造之三拱，跨度各為一二八英尺，高一英尺，在拱頂處厚僅六、六七英寸，在起拱線處厚僅一〇英寸，其一例也。

(二) 溫須式拱 匈牙利國布達倍斯特 (Budapest) 人溫須「羅伯」 (Robert Winkler) 氏，於一八八四年發明一種拱，係用軋成之直鋼料平置於拱頂上，長度與拱之跨度相等；又以彎曲之鋼料安置與拱內邊線成平行，而在兩者之間配以直立鋼料，用鉚釘聯接之。

(三) 梅倫式拱 奧大利匈牙利國梅倫約瑟 (Joseph Melan) 氏，於一八九二年發明一種拱，係以鋼骨安置於三和土拱環之內。其鋼骨在小拱係用軋成之鋼料；在大拱則用拼成之鋼料。

(四) 痕涅比式拱 痕涅比 (Hennebique) 氏於一八九三年發明一種拱，安置軋成鋼料，與



橋拱土和三骨鋼之路鐵洋平太合聯國美 圖三百一第

拱內邊線及拱外邊線平行，另以鋼骨  
 聯接之。用此式拱造小橋時，係以平行  
 拱條排列，至與拱頂平面齊平，而於其  
 上逕置鋼骨三和土橋板，如構造大橋  
 則係於鋼骨拱條之拱外邊一面上，加  
 柱式拱，以支承橋面板。

(五) 撒喬式拱 美國紐約城人

撒喬「愛德文」(Edwin Thacher)

氏於一八九九年發明一種拱，係用成  
 對之平鋼條，一與拱內邊線平行，一與  
 拱外邊線平行。兩鋼條除藉三和土外，  
 別無所以聯接之者。

(六)普通式拱 除上述諸式拱外，普通造鋼骨三和土拱之法，係用一列鋼骨，安排在近拱外邊線處而與之平行，別一列鋼骨，近安排在拱內邊線處而與之平行。兩者間更以腹條聯接之。

鋼骨三和土拱舉例 今舉一例以說明鋼骨三和土拱之構造。第一百三圖所示為美國聯合太平洋鐵路 (Union Pacific Railroad) 所造鋼骨三和土拱，用作跨過公路之橋者。其鋼骨係竹節鋼骨，兩條鋼骨相聯處，重疊二英寸。

### 第三節 有鉸鏈拱

鉸鏈 圬工拱之鉸鏈係由兩塊石料或鑄鐵或鋼合成。其一塊之接觸面為平面，別一塊之接觸面為圓筒式。而有鉸鏈拱之式有三種：第一種有鉸鏈一件，置在拱頂；第二種有鉸鏈二件，分置在各起拱線處；第三種有鉸鏈三件，以一件置在拱頂，餘二件分置在各起拱線處；但圬工拱所用者僅為第三種式樣。

圬工拱之用鉸鏈，乃一八八〇年德國德萊斯頓 (Dresden) 市柯普克 (Koeplke) 氏所倡。歐

洲所造有鉸鏈拱頗爲不少，有爲分塊拱者，有爲整體拱者，有爲無骨三和土者，有爲鋼骨三和土者。三鉸鏈拱之分析研究，無鉸鏈拱乃在靜力學上不能決定應力之構造物，因若不考慮拱環材料之彈性方面之性質，則不能求出其應力故也。三鉸鏈拱則不然，乃在靜力學上能決定應力者。其拱環之兩半，各爲一獨立之構造物，而外部反力及內部應力可用研究構造物之常法以求出之，並非難事。易言之，卽拱環之兩半可各視作彎曲梁，而計算其應力也。計畫有鉸鏈圻拱之法，係先假設拱環在鉸鏈處之橫剖面積，及拱環之內外邊線，然後計畫若干處橫剖面之最大應力。如所得之應力過大，則改定拱環之尺度，而再計算之。

有鉸鏈拱與無鉸鏈拱之比較 有鉸鏈拱之優點如下：

- (一) 拱環中用鉸鏈，在分析研究時，可免困難，且不似無鉸鏈拱應力之不易確定。
- (二) 拱環中用鉸鏈，可免因拱臺沈陷不均而起之意外應力。
- (三) 拱環中用鉸鏈，所受溫度變化之影響，較不用鉸鏈者爲小。
- (四) 拱環中用鉸鏈，拱環之重量較不用鉸鏈者爲小。

有鉸鏈坊工拱之缺點如下：

- (一) 拱環中用鉸鏈，既增加價值，又使構造複雜，且平時保養亦須特別注意。
- (二) 鉸鏈因積壓生銹之故，作用不能完全自如，則拱環中發生不能計算之應力。
- (三) 鉸鏈移動則壓力線移動，而應力亦變化。
- (四) 拱橋之牆及橋面板妨礙鉸鏈之作用。
- (五) 拱環中坊工材料之量僅為全部構造物之一小部分，是以節省少量材料，並無多大利益，而不關重要。

(六) 有鉸鏈拱之彎曲度較大，故不如無鉸鏈拱之剛勁。

(七) 鉸鏈不能經用多年，而坊工拱之重要特色却在能經用多年，兩者恰相反。要之拱環愈大愈平，則用鉸鏈為愈覺合宜。