

高級工業職業學校教科書

材料強弱學

王壽寶編

商務印書館發行

高級工業職業學校教科書

材 料 強 弱 學

王 壽 寶 編

國
立
北
平
圖
書
館
藏

商 務 印 書 館 發 行

序

言工程莫先於改進技術，介紹新知，夫人而知之矣。然學理深奧，精進不易，而教材缺乏，尤感困難，欲求一良好之課本，殊不易得，而關於工程之課本，尤寥若晨星。我友王君壽賓赴德留學，專攻土木工程，任教有年，學識經驗，卓絕羣倫，茲於同濟大學授課之暇，本平日精研之所得，編有材料強弱學一書，以爲工程各課之基礎；展而讀之，內容完備，引證詳明，不特研究土木工程者宜人手一編，卽學機械或電機工程者，亦甚足以資參考。蓋職業學校課本，取材須切近事實，過於簡單，則無從探求，過於廣泛，則不合日用，是編應有盡有，凡足資參考之材料，逐一編列，網羅無遺。其間設有應用習題八十餘問，均有詳確之解釋。圖二百六十件，表八件，既足瞭解，尤易檢查，洵稱研究工程學者所不可少之善本。是編出而海內工程學子得有指導之南鍼，與良好之考鏡，其有功於工業界，豈淺鮮哉？爰綴數言，誌諸篇端。

中華民國二十四年十一月二十三日王繩善。



100207

王君壽寶積學之士也。畢業吾校後，復赴德留學，入工業大學專攻土木工程，造詣頗深，學成歸來，歷任各工程機關高級技師及之江大學教授有年，學識經驗，與日俱增。其於教學也，釋疑解難，循循善誘，誠為吾國不可多得之良師。余長同濟，特聘其來任教授，兼附設高級工業職業學校土木科主任，已三年於茲矣。王君平時教學之餘，仍從事於研究工作，孜孜不倦，殊為欽敬。近年來有鑒於吾國職業學校教本之缺乏，立志集合同志編著高級工業職業學校各課教本，以助職業教育之推進。頃已將材料強弱學一書完成，出示於予，並囑為序。是書內容完備，不獨適合於職業學校教本之用，即大學暨工程界以之為參考書，亦無不可。王君之精研學術，熱心教學，於此更可見矣，故余樂為之序。並希王君本其夙願，將高級工業職業學校應用之各課教本次第編竣，刊印發行，俾全國各職業學校均有所採用，則幸甚矣！

翁之龍，十月十八日。

自序

我國學者之提倡職業教育也，亦幾二十餘年，第以未得朝野人士之重視，卒至規模粗具，進步絕鮮。根據教育部最近統計，我國普通中學與職業學校學生人數爲十一與一之比，易言之，即職業學校學生人數，僅佔中等教育學生人數十二之一。於是知我國教育之發達不平均；我國職業教育之成績尙幼稚。試觀歐美各國，則大相徑庭，其職業學校與普通中學學生人數之比較，比佔七之六，瑞士佔六之五，蘇俄佔五之四，荷德捷克瑞典各佔四之三，英奧則佔三之二，彼全國職業學校學生數，實遠在普通中學之上。國有生產之衆，民多才藝之士，上下一心，此先進國之所以日臻富強，而我國之亟應則效者也。

雖然，辦理教育，在形式上，固貴有確定之方針，而內容上，更不可不有適當之教材，庶目的與方法，不致背道而馳，良以選擇教材，實爲教學上之重要工作，同時亦爲我國擔任職業教科者，所視爲最感困難之一問題。查今日出版界，對於各級學校之用書，果然琳瑯滿目，俯拾即是，而於職業學校之各科教本，則比較完善者，尙付闕如，是不得不有待於熱心斯業者之另闢蹊徑，從事撰述。按材料強弱學，爲工程各課之基本，如橋樑也，建築

也，鋼筋混凝土也，種種功課，均以此爲起點。故職業教育無工料則已，有則，斯項教本，殆難或缺，此本書之編，有刻不容緩之勢。深願海內學者，巨著蔚起，而集職業教育各科叢書之大成，庶職業教育，蒸蒸日上，廣植國家實用人才，以造福社會，不禁企余望之。

嘗謂職業學校教本，取材須切事實，徒示淵博，則失之離日用；過蹈廣淺，則失之難應付。尤宜旁採博引日常應用問題，作充暢之練習，務使學者解決疑難，得心應手，絕無間隔之弊，本書之作，悉從斯旨。其間應用習題八十餘問，均經詳解，可以供學生自習之用。圖二百六十件，可增益學生之悟解力。書末另附八表，藉備檢查參考之需。至於編制及內容，則大體參照德國職業學校科本，而加以損益，紕累之處，在所不免，尙祈閱者指教是幸！

民國二十四年十月 王壽寶識於國立同濟大學附設高級工業職業學校。

目 錄

第一章	緒論	1
第一節	引言	1
第二節	各種內力	2
第二章	拉及壓	8
第一節	引言	8
第二節	拉	16
第三節	壓	23
第三章	剪	36
第一節	引言	36
第二節	帽釘及螺旋計算	42
第四章	撓曲	58
第一節	引言	58
第二節	惰率計算法	69
第三節	惰率圖解法	93
第四節	受撓曲力距構造物計算	97
第五章	壓折	158

第一節 啞氏壓折公式	158
第二節 泰氏壓折公式	164
第三節 應用問題	167
第六章 材料受各種外力作用	187
第一節 撓曲與壓	187
第二節 撓曲與拉	190
第三節 雙面撓曲	194
第四節 偏心壓力	198
第五節 斷面心核	203
附 錄	217
(一) 樑受各種荷重後之撓曲力距彎曲度及其他	222
(二) 中德英名稱對照表	223
(三) 應用符號表	229
(四) 比重表	231
(五) 安全應力表	234
(六) 荷重表	237
(七) 單位換算表	240
(八) 德制定形鋼表	243

材料強弱學

第一章 緒論

第一節 引言

任何建築物，受力之作用，不外兩種，即外力與內力是也。

所謂外力 (äußere Kräfte) 如荷重，土壓力，水壓力，風力，雪重等皆屬之，至建築物下之支力，亦係外力之一種，任何建築物，其所受各種外力，恆相平衡 (Gleichgewicht)。

所謂內力 (Innere Kräfte) 者，即建築物受外力之作用，藉建築材料各分子間之傳達，因得平衡，而此各分子間所發生之力，是為內力。

任何建築物在靜止狀態時，其外力與內力之抗持，恆相平衡，故欲一建築物之平衡焉，其內部必須有相當之抵抗力，如取材既定，則該物體之大小與形式亦自有定。

材料強弱學 (Festigkeitslehre) 者，即從一建築物，所受外力之大小，而研究其應有之內力，材料尺寸與形式，因以決定。此外尚有二點，須加注意者：(一)各建築部份之不得破壞。(二)各建

築物不得有過甚之變形 (Formänderung)。

任何物件，受外力之作用，其分子間之相互地位，必有移動，此種變形，常視其力之強弱與受力地點及建築物之材料而定。

如所受外力之作用一經停止，則其既變之形，即可還原若干，此種性質，謂之彈性 (Elastizität)。其還原之程度，各種材料，雖互有不同，然無完全還原之可能，亦無絕對不還原者，因無完全彈性體，亦無絕對不彈性體。

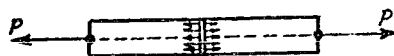
一物體在外力停止之後，其變形部分之還原者，謂之彈性變形 (Elastische Formänderung)，其他極小部份之不還原者，謂之永久變形 (Bleibende Formänderung)。

一建築物之尺度，所得永久變形之數極小，實際上無重視之必要，如外力漸增，則其所生之永久變形亦漸大，至某種不可忽視程度而止，是謂此材料之彈性限界 (Elastizitätsgrenze)，如某物體所受之外力，一旦超越彈性限界，則其變形極速，結果其各分子間之關係頓失，而物體即告斷折矣。在一物體斷折時，其單位斷面積間之內力，謂之斷應力 (Festigkeit)。物體以受力情形之不同，而分子間之變形亦異，其應力乃有多種。

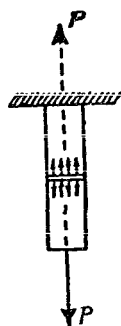
第二節 各種內力

(一) 拉 (Zug) 以外力施於棍軸，即與棍斷面相垂直時，使

棍之各鄰接面，呈分離之勢，將棍續漸拉長（第 1 圖及第 2 圖）如外力次第增大，終至拉斷，在每平方公分間之應力，謂之拉斷應力 (Zugfestigkeit)。

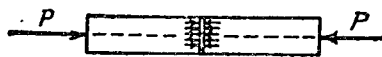


第 1 圖

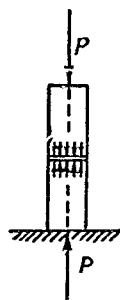


第 2 圖

(二) 壓 (Druck) 以外力施於棍軸而使棍之各鄰接面，呈接近之勢，將棍續漸壓短（第 3 圖及第 4 圖）。（惟棍之長度與其最小斷面之比，不得超越某定值，否則將向旁折斷。）如外力次第增大，終至壓斷，在每平方公分間之應力，謂之壓斷應力 (Druckfestigkeit)。

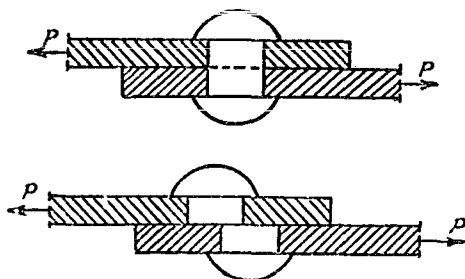


第 3 圖

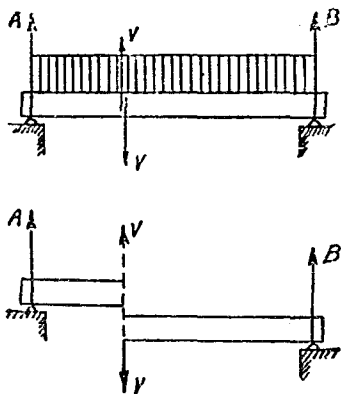


第 4 圖

(三)剪(Schub) 一物體受外力之作用，使鄰接兩面呈反向移動之勢（第5圖及第6圖）。如外力次第增大，兩面終至分離，在每平方公分間之應力，謂之剪斷應力 (Schubfestigkeit)。

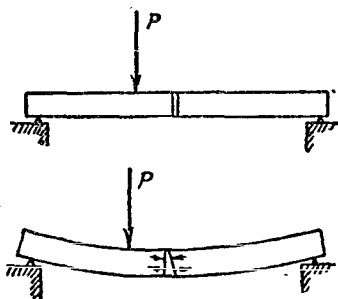


第 5 圖

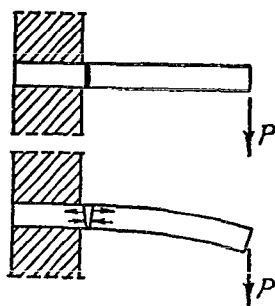


第 6 圖

(四) 撓曲(Biegung) 當外力作用垂直於棍軸時，棍必彎曲，在棍彎之凹面，其材料各分子，互相擠壓，在凸面則互相牽引，故於一斷面間同時發生壓應力與拉應力(第7圖及第8圖)。至達破斷時，在每平方公分間之應力，謂之撓曲斷應力(Biegungs-festigkeit)。

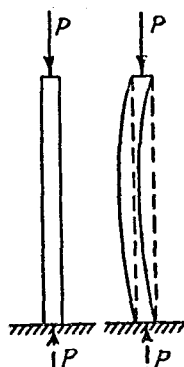


第 7 圖



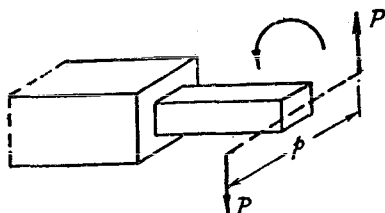
第 8 圖

(五) 壓折(Knick) 施外力於棍軸，如該棍之長度與其最小斷面之比甚大，則該棍除受擠壓外，尚有向旁彎曲之勢(第9圖)，至破斷時，在每平方公分間之應力，謂之壓折斷應力(Knickfestigkeit)。棍之各斷面間內力分佈，並不均勻，以其有彎曲應力故也。



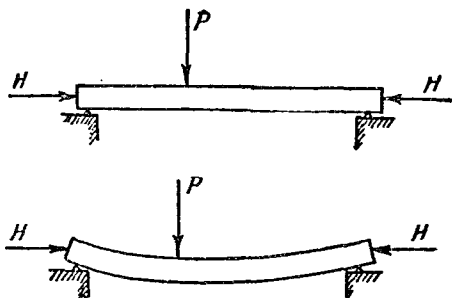
第 9 圖

(六) 扭轉 (Drehung) 設外力作用雖垂直於棍軸，而與之不相交，則使棍之鄰接各斷面，有扭轉之勢 (第10圖)，至破斷時，在每平方公分間之應力，謂之扭轉斷應力 (Drehungsfestigkeit)。

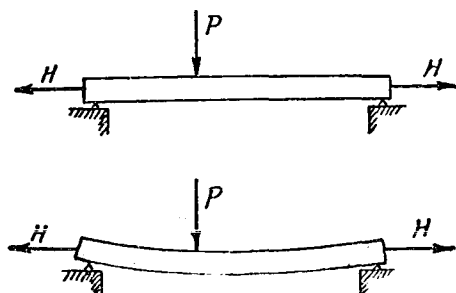


第 10 圖

(七) 各種外力作用 一物體受多種外力之作用，同時引起各種內力，通常為壓與撓曲之混合 (第11圖) 暨拉與撓曲之混合 (第12圖)，就中以前者較屬不宜，因 H 力而增撓曲，則物體受折斷之險，益形顯著矣。



第 11 圖



第 12 圖

第二章 拉及壓

第一節 引言

設有外力 P 作用於棍軸，則在棍座或其支點必有反向等強之力與相抵住，方得平衡，按諸實驗，可將施於沿棍軸之外力 P ，均分於全斷面 F ，設該棍由一束細棍合併而成，每細棍之斷面積為一平方公分，則每細棍之受力為 $\frac{P}{F}$ 。

今以 σ 為棍每平方公分斷面間所受之力，謂之應力 (Spannung)，則應力當適於下列之規定：

- (甲) 應力恆垂直於斷面。
- (乙) 應力在斷面上任何處，其值均為

$$\sigma = \frac{P}{F} \dots\dots\dots (1)$$

因外力作用方向之不同，使物體拉長或壓短，棍之各斷面垂直於棍軸者互相平行，受外力 P 作用後，仍相平行，受拉力，則兩面相離較遠，受壓力則兩面相離較近，其應力之最大值，在物體破壞時始發生，此種最大應力，名該材料之斷應力 (Bruch spannung)。此項斷應力，以各分子間黏合力之不同而異，故各材料各有其固有之斷應力，在同一材料，其拉斷應力 K_2 ，與壓斷應

力 K_s ，得互異或相等，例如鑄鐵 $K_s=1250$ kg 及 $K_a=7500$ kg，而鍛鐵 $K_s=K_a=4000$ kg 是。可知鑄鐵宜於受壓之用，不宜於受拉，而鍛鐵則既宜受拉，亦宜受壓也。

同一材料，以其來源及製造之不同，斷應力亦互有參次，實際上，僅能取其由多次試驗所得之平均值應用之，在規定一建築物尺寸時，當然不能使其有傾倒之危，且抵抗外力，有長期安全之性，但於建築物完成後，每受氣候之剝蝕生銹，用損以及種種初未及料之損傷，使材料之強度減低，故在建築物內之應力，僅得為其斷應力之一部份，而所載荷重情形，亦宜顧到。

棍之應力有安全性者，謂之安全應力(Zulässige spannung)。

今以

K_s = 拉斷應力， k_s = 安全拉應力，

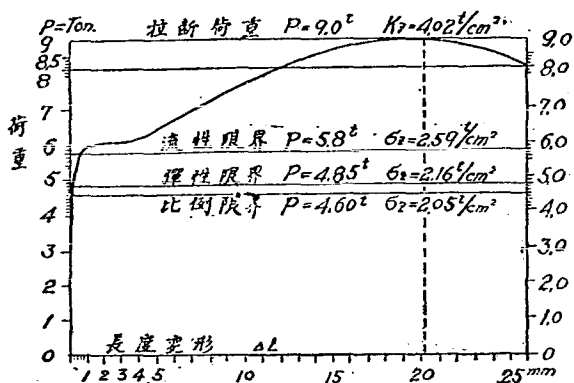
K_a = 壓斷應力， k_a = 安全壓應力，

σ_s = 拉應力，

σ_a = 壓應力。

安全應力之值，得視材料之用途，荷重及建築物之性質而定，如固定荷重，在房屋建築常有之，及臨時建築物等，其安全應力，應取之較高，如建築物之多受震動及永久者，其值應取之較低。就普通而論，須以地方當局之規範為依據，並參酌個人經驗而決定之，但安全應力之值，不得超出該材料之彈性限界（第 18

圖)。由試驗得知，如一物體受力，旋有旋無，相繼更迭，其應力



第 13 圖

之值，雖在彈性限度以上，斷應力以下，亦得破壞，例如在房屋建築所用之鍛鐵 $K_2=1200 \sim 1400 \text{ kg/cm}^2$ ，而為鐵路橋樑所用者，以其震動過甚， $k_2=700 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ ，而斷應力則相等， $K_2=4000 \text{ kg/cm}^2$ 是也。

斷應力與安全應力之比，謂之安全率 (Sicherheitsgrad)，以 n 表之，則

$$\frac{K_2}{k_2} = n ; \quad \frac{K_d}{k_d} = n ,$$

即稱之該建築物有 n 倍之安全性。

以上述之例在房屋建築，其安全率為

$$n = \frac{4000}{1200} \text{ 至 } n = \frac{4000}{1400},$$

即有 $3\frac{1}{2}$ 至 3 倍之安全性，在鐵路橋樑，則

$$n = \frac{4000}{700} \sim \frac{4000}{900} = 5\frac{1}{2} \sim 4\frac{1}{2} \text{ 即有 } 5\frac{1}{2} \text{ 至 } 4\frac{1}{2} \text{ 倍之安全性，普通}$$

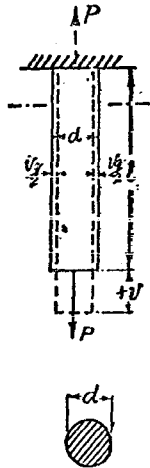
先定安全率之大小，然後計算其安全應力，即

$$k_s = \frac{K_s}{n} = \frac{4000}{4} = 1000 \text{ kg/cm}^2 \text{ 是。茲將 } n \text{ 之值，約定}$$

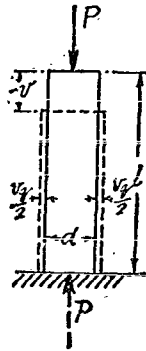
於下：

鍛鐵	3 至 5，
鑄鐵	6 至 8，
木石	10。

建築物各部之裝配及保養，於其受力後之變形，至有關係，在較大之建築物對於溫度之變遷，尤為重要，如前述之例，外力 P 作用於棍軸時，其每單位斷面間所生之應力為 $\sigma = \frac{P}{F}$ ，并知非將該棍拉長即壓短，當視其所受外力之方向而定，除此而外，當有極小斷面積之變化，即拉長之棍，則收縮其斷面積，壓短之棍，則放寬其斷面積是也（第 14 圖及第 15 圖）。今設 $+\Delta l$ 為棍受拉力後拉長之部份， $-\Delta l$ 為受壓力後壓短之部份，此等拉長壓短，按諸實際，得在棍之全長平均分佈，故在棍單位長度間之變化為 $\frac{\Delta l}{l}$ 。



第 14 圖



第 15 圖

棍因內力 σ kg/cm² 之作用，在其單位長度內長短之變化，謂之長度伸縮 (Dehnung)，以 Σ 表之，即

$$\Sigma = \frac{\Delta l}{l} \dots \dots \dots (2)$$

物體受拉力後，其斷面 d 恆收縮，謂之斷面收縮 (Kontraktion)。一受壓力，則 d 恆放寬，謂之斷面漲寬 (Stauchung)。今以 Δd 為斷面變形， Σq 為其單位寬度變形，則

$$\Sigma q = \frac{\Delta d}{d} \text{。}$$

惟斷面變形與長度變形，各種材料恆有一定關係，如鎢鐵之平均值，可示之如下：

$$\Sigma q = \frac{\Sigma}{3\frac{1}{2}} = \frac{3}{10} \Sigma。$$

其於受拉或壓均相同。

設棍之長度伸縮僅因內力 1 kg/cm^2 之作用，則其變形亦相當前者 σ 分之一，即 $\frac{\Sigma}{\sigma}$ ，今名

$$\frac{\Sigma}{\sigma} = a \dots\dots\dots (3)$$

則 a 爲長度伸縮係數 (Dehnungsziffer)，故長度伸縮係數，即於一公分長一平方公分斷面之棍，受外力一公斤作用後，所得之伸縮也。 a 值因材料之不同及內力之大小而異，今名其反值爲 E ，則

$$\frac{1}{a} = E \dots\dots\dots (4)$$

E 爲彈性係數，則

$$a = \frac{\Sigma}{\sigma} \quad , \quad \frac{1}{a} = \frac{\sigma}{\Sigma} \quad ,$$

$$E = \frac{\sigma}{\Sigma} \dots\dots\dots (5)$$

物體內力 σ 愈增，則其長度伸縮 Σ 亦增，由實驗結果，知大都材料，其伸縮之增減，常與內力之增減成正比，如內力增加三倍，則其伸縮亦較前增加三倍，故 $\frac{\sigma}{\Sigma}$ 之值，恆爲定數，在同一材料， E 卽有一定之值，以 kg/cm^2 表之。

定 E 之值，其法甚簡，今以棍長為 l ，斷面積為 F ，受外力 P 之作用，而得之長度伸縮為 Δl ，則

$$\sigma = \frac{P}{F}, \quad \Sigma = \frac{\Delta l}{l}。$$

因得 $\frac{\sigma}{\Sigma} = E$ 之值。

材料不同，則其 E 值亦異，如

$$\text{鎔鐵} \quad E = 2,150,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鑄鐵} \quad E = 1,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

E 值，亦因所受外力之為拉力或壓力之不同而異， E 值既定，則在普通應力時，其伸縮尺寸，均可求得，即

$$\sigma = E \cdot \Sigma,$$

$$\Sigma = \frac{\sigma}{E}。$$

此種重要關係，謂之彈性定律 (Elastizitätsgesetz) 或稱呼克定律 (Hookesche Gesetz)。茲再加以說明如下：

一物體之伸縮與其應力成比例。

但呼克定律適用範圍，亦殊有限，其有效範圍，謂之比例限界 (Proportionalitätsgrenze)，普通不與彈性限界混於一處，因比例限界在較低應力時已發現矣。

大部分金屬及木料，雖適於呼克定律，然亦有不合於此定律

者，例如天然石，人造石，黃砂，水泥，灰泥，混凝土及鑄鐵等。上項材料，乃適合於指數定律，即 $\Sigma = \frac{\sigma^m}{E}$ 。

$$\text{鑄鐵} \quad m=1.07,$$

$$\text{混凝土} \quad m=1.11 \text{ 至 } 1.16。$$

今將 $\Sigma = \frac{\Delta l}{l}$ 代入 (5) 式，則得

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E} \dots\dots\dots(6)$$

伸縮尺寸與長度之比，等於應力與彈性係數之比，故彈性係數 E ，得作下觀：物體拉長或壓短之部份，適與其原有長度相等時，則其應力與 E 值相等，但按諸實際，呼克定律為用有限，且應力在未及 E 之前，物體早經破斷，此乃僅屬理想而已。

$$\text{由公式 (6) 得} \quad \Delta l = \frac{l \cdot \sigma}{E} \quad \sigma = \frac{P}{F}$$

$$\Delta l = \frac{l}{F} \cdot \frac{P}{E} \dots\dots\dots(7)$$

各種物體之伸縮，在比例限界內任何時間，均得依此公式計算之。

第 1 題 今有鍛鐵圓棍一，長二百五十公分，直徑為三十公釐，拉力 P 為一萬四千公斤，求其伸縮 Δl 。

$$\text{解：} \quad l=250 \text{ cm} \quad d=3.0 \text{ cm} \quad P=14000 \text{ kg}$$

$$E=2150000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{棍之面積} \quad F = \frac{d^2\pi}{4} = \frac{3.0^2\pi}{4} = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$\Delta l = \frac{l \cdot P}{F \cdot E} = \frac{250 \cdot 14000}{7.07 \cdot 2150000} = 0.23 \text{ cm}$$

答棍之伸縮爲 0.23 公分。

第二節 拉

棍受拉力作用時，則棍應有之斷面積，務使其應力不超出安全應力之外，而外力 P 應平均分配於其斷面間，再外力與內力互相平衡，故

$$P = F \cdot k_z \dots\dots\dots (8)$$

式中 P 爲外力，以公斤計， F 爲斷面積，以平方公分計， k_z 爲安全拉應力，以公斤平方公分計。

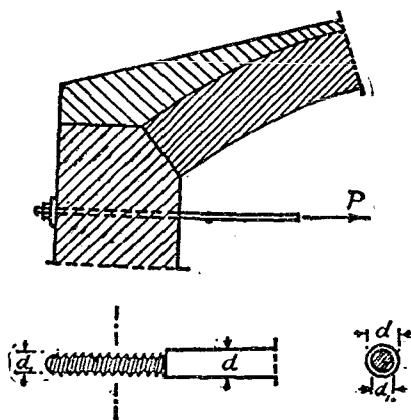
F 應以有效斷面積爲準，即除去一切受損受弱之部份所剩餘者，或爲應力最強大處，故稱之曰危險斷面 (gefährdeter Querschnitt)。此危險斷面之所在地，於決定建築物尺寸前，不得不預爲明瞭，在公式(8)共有三值，即 P 、 F 、 k_z 是，三者之間，若定其二，則第三者可以求得。普通以 P 及 k_z 爲定值，從而求其斷面積 F ，則

$$F = \frac{P}{k_z} \dots\dots\dots (8a)$$

然在他種情形，如查驗已有之建築物，則以 P 及 F 爲已定之值，從而求其應力，此求得之應力，在安全應力之內，或在其外，

即知該建築物之尺度過大，過小，或方適於用，建築物各部之本身重量，謂之自重 (Eigengewicht)。普通計算拉力時常得忽視，但在極長垂直之建築部份，則其自重非加入計算不可。

第2題 有一圓形鑄鐵拉桿，用作拱拉 (Gewölbeanker)，受拉力 $P=14400$ 公斤，按第 16 圖所示之情形，求該拉桿應有直徑。



第 16 圖

解： $P=14400$ kg, $k_z=800$ kg/cm² (見附錄 5, c, 6),

$$\text{故 } F = \frac{P}{k_z} = \frac{14400}{800} = 18.0 \text{ cm}^2,$$

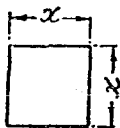
$$F = \frac{d_1^2 \sigma}{4} = 18.0, \quad d_1 = 4.79 \text{ cm}.$$

螺旋柄之直徑 $d = \frac{d_1 + 0.13}{0.9} = \frac{4.79 + 0.13}{0.9} = 5.46 \text{ cm},$

按維得伏表 (Withworth Skala) 用 18 號螺旋, 有

$$d=5.8 \text{ cm} \quad \text{及} \quad d_1=4.91 \text{ cm}.$$

第 3 題 如第 2 題, (甲) 以方形之鎢鐵拱拉 (第 17 圖); (乙) 以矩形之鎢鐵拱拉, 其邊長之比 $a:b=1:5$ (第 18 圖), 求其尺寸。



第 17 圖



第 18 圖

解: (甲) 應有之斷面 $F=18 \text{ cm}^2$,

以 x 為方形每邊之長, 則其面積

$$F=x^2=18.0,$$

$$x=\sqrt{18}=4.25 \text{ cm}.$$

選用方鐵, 其邊長 $x=4.3 \text{ cm}$ 。

(乙) 應有之斷面積 $F=18.0=a \cdot b$,

$$a:b=1:5, \quad a=\frac{1}{5}b,$$

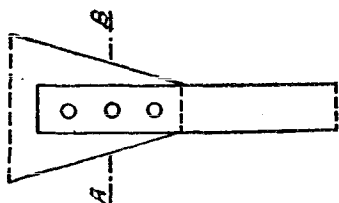
$$\frac{1}{5} \cdot b=18.0, \quad b^2=5 \cdot 18.0,$$

$$b=\sqrt{90}=9.49 \text{ cm}.$$

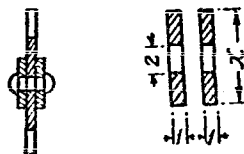
選用矩形鐵 $a \cdot b=2 \cdot 10=20 \text{ cm}^2$,

$$\sigma_s = \frac{14400}{20} = 720 \text{ kg/cm}^2.$$

第4題 有拉桿一，受拉力 $P=12000$ 公斤，今以鐵板二，用二十公釐直徑之帽釘，與節板 (Knotenblech) 相連接(第19圖及第20圖)，求鐵板尺寸。



第 19 圖



第 20 圖

解： $P=12000$ kg, $k_z=1200$ kg/cm²(鑄鐵)。

其危險斷面在經一帽釘受弱處(第20圖)，

$$\text{故 } F = \frac{P}{k_z} = \frac{12000}{1200} = 10 \text{ cm}^2$$

今以帽釘直徑 d 與角節板厚度 ϑ 之比為 2:1 再以 $\vartheta=1$ cm。

得

$$F = (x-2) \cdot 1.0 \cdot 2,$$

$$(x-2) \cdot 1.0 \cdot 2 = 10,$$

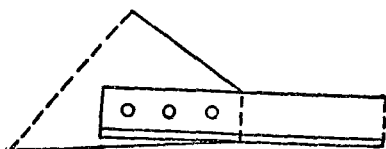
$$x-2 = \frac{10}{2},$$

$$x = 5 + 2 = 7 \text{ 公分。}$$

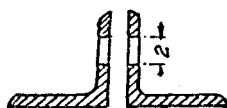
取用二根鐵板 $\frac{7}{2}$ 公分，

有面積 $F = 14$ cm²。

第5題 有屋架之下桁受拉力 $U=20000$ 公斤，今以二等腰角鐵合組而成，用二十公釐直徑帽釘，求角鐵尺寸(第21及第22圖)。



第 21 圖



第 22 圖

解： $P = U = 20000 \text{ kg}$,

如風力亦計及(見附錄 5, c, 4), 則 $k_2 = 1400 \text{ kg/cm}^2$,

$$F = \frac{U}{k_2} = \frac{20000}{1400} = 14.3 \text{ cm}^2,$$

每角鐵應有之斷面積,

$$\frac{F}{2} = \frac{14.3}{2} = 7.15 \text{ cm}^2.$$

故角鐵之斷面積 = 應有之斷面積 + 帽孔所佔之面積 (第 22 圖)。

設角鐵厚度為 1 cm, 則其斷面積為

$$F_{10} = 7.15 + 2.0 \cdot 1.0 = 9.15 \text{ cm}^2.$$

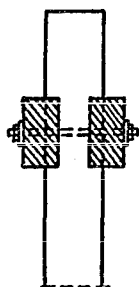
檢定形鋼表得 L 60·60·10 有

$$F_w = 11.07 \text{ cm}^2,$$

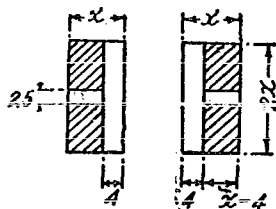
其實有面積為 $11.07 - 2.0 \cdot 1.0 = 9.7 \text{ cm}^2$ 。較小之角鐵, 在屋架結構, 非所宜也。

第 6 題 有大廳屋架之雙拉木, 受拉力 $P = 18000$ 公斤, 今

以松木為材，其斷面邊長之比為 1 : 2 (第 23 圖及第 24 圖)，求其尺寸。



第 23 圖



第 24 圖

解： $P = 18000 \text{ kg}$,

$k_s = 100 \text{ kg/cm}^2$,

應有斷面積 $F = \frac{P}{k_s} = \frac{18000}{100} = 180 \text{ cm}^2$ 。

其危險斷面當在連結處 (見第 23 及第 24 圖)。設拉木之闊為 x ，厚為 $2x$ ，斷面應為

$$F = (x - 4)(2x - 2.5) \cdot 2 = 180,$$

$$2x^2 - 8x - 2.5x + 10 = 90,$$

$$2x^2 - 10.5x = 80,$$

$$x^2 - 5.25x = 40,$$

$$x = 10, \quad 2x = 20。$$

取用雙木 10/20 公分，有最小斷面積 $6 \cdot 17.5 \cdot 2 = 210 \text{ cm}^2$ ，

應力 $\sigma_s = \frac{18000}{210} = 86 \text{ kg/cm}^2$, 故合於用。

第 7 題 有鉛鐵絲一，其直徑為五公釐，斷應力為 7000 kg/cm^2 ，問其荷重若干公斤始得拉斷？

解： $d = 0.5 \text{ cm}$, $k_s = 7000 \text{ kg/cm}^2$,

拉斷荷重 $P = F \cdot K_s = \frac{0.5^2 \cdot \pi}{4} \cdot 7000 = 1124 \text{ kg}$ 。

第 8 題 有一松木，長 8 公尺，斷面為 30/36 公分，用一蔴繩拉之上升；設蔴繩之安全應力 $k_s = 100 \text{ kg/cm}^2$ ，求該繩應有直徑。

解： 松木之重 $G = 0.3 \cdot 0.36 \cdot 8 \cdot 700 = 604.8 \text{ kg}$,

蔴繩應有之斷面積 $F = \frac{604.8}{100} = 6.048 \text{ cm}^2$,

蔴繩最小直徑 $d = \sqrt{\frac{4 \cdot 6.048}{\pi}} = 2.78 \text{ cm}$ 。

第 9 題 有試驗體，由一份水泥及三份黃沙凝合而成，需用 94.8 公斤，方得拉斷，其最小斷面為 22.2·22.4 公釐，求斷應力并較其標準高百份之若干（其標準規定為 16 kg/cm^2 ）。

解： $F = 22.2 \cdot 22.4 = 497.3 \text{ mm}^2$,

$P = 94.8 \text{ kg}$,

斷應力 $K_s = \frac{P}{F} = \frac{94.8}{4.973} = 19.6 \text{ kg/cm}^2$,

較標準斷應力高 $\frac{19.6 - 16}{16} = \frac{3.6}{16} = 0.225 = 22.5\%$ 。

第三節 壓

(一)建築物之受壓力者，其計算方法，與受拉力者相似，要亦為內外兩力之平衡耳。

$$P = F \cdot k_a, \dots\dots\dots (9)$$

$$F = \frac{P}{k_a} \dots\dots\dots (9a)$$

式中 P 為載重以公斤計， F 為斷面積以平方公分計， k_a 為安全壓應力，以在一平方公分內公斤計。

受壓之棍，亦以其危險斷面為計算之標準，惟因有帽釘而致受損者，在此可勿顧慮，蓋帽孔 (Nietloch) 藉帽釘之充實，仍有傳力之效也。安全壓應力 k_a ，在鉛鐵及鋼，與其安全拉應力 k_z 等值，在鑄鐵，石，混凝土等，其安全壓應力，較拉者為大，惟木料則反是， $k_z > k_a$ 。

此外更應注意者，在一建築物有二種不同之材料，以傳達壓力時，其連接處應擇其安全應力較小者為計算之標準，如鉛鐵樑支於黃沙水泥砌之硬磚上，則不以鉛鐵之安全應力 $k_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$ 為計算標準，而以磚牆之安全應力 $k_a = 14 \text{ kg/cm}^2$ 為標準，且磚石本身受壓之安全應力尚高，而其所用之膠質灰漿則低，故恆以後者為其標準也。木料安全壓應力，垂直與平行於木紋之兩方向，各不相同，就中以平行於木紋者為較大，且其值無

定數，視各種木料而異（見附錄 5, a）。

受壓之建築物，其建築物之自重，在計算時，應行顧及，蓋與所得結果，極有關係，如在高牆煙囪橋座等工程，愈低部份，其尺寸亦愈大，為便於施工計，其寬放部份，大致多取階梯式。

第 10 題 今有一杉木方柱，長 1.6 公尺，載重 18000 公斤，其斷面每邊之長為 18 公分，求壓應力，（因其尺度不廣，自重可勿計入。）

$$\text{解：} \quad P=18000 \text{ kg}, \quad F=18 \cdot 18=324 \text{ cm}^2,$$

$$\text{壓應力 } \sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{18000}{324} = 55.5 \text{ kg/cm}^2.$$

杉木之安全壓應力 $k_d=65 \text{ kg/cm}^2$ ，故此方柱尺寸，已足應用。

第 11 題 今有本松圓柱一，載重 24000 公斤，求該柱之直徑。

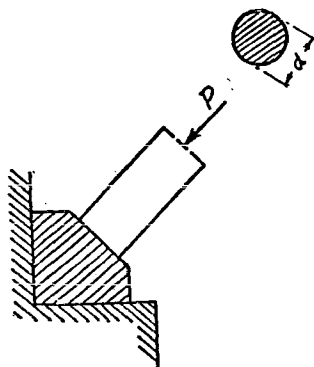
$$\text{解：} \quad \frac{\pi d^2}{4} \cdot k_d = 24000 \text{ kg},$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{24000}{65} = 369.2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{本松應有直徑} \quad d=21.7 \text{ 公分}$$

第 12 題 今有本杉撐一，長 1.5 公尺，支於黃松檣上，撐之載重為 10600 公斤（第 25 圖），設其斷面為圓形，求直徑（以黃松

逆木紋之斷應力為 120 kg/cm^2 ，安全率為 4 計算之。



第 25 圖

解：黃松逆木紋之安全壓應力 $k_a = \frac{120}{4} = 30 \text{ kg/cm}^2$ ，

本松之安全壓應力 $k_a = 65 \text{ kg/cm}^2$

上項壓應力，前者為較小，當以之為計算標準，

$$\text{故 } F = \frac{P}{k_a} = \frac{10600}{30} = 354 \text{ cm}^2。$$

設 d 為木撐斷面之直徑，則

$$\frac{\pi d^2}{4} = F = 354，$$

$$d = 21.2 \text{ cm}，$$

取用本松圓木 $d = 22 \text{ cm}。$

第 13 題 今有 5 公尺高之碎石柱，無荷重，其斷面積為 1.5×1.0 公尺，求其基礎之應力。

解：碎石用灰沙水泥砌，其自重為 2500 公斤/立方公尺。

今設柱重為 G ，則

$$G = 1.50 \cdot 1.0 \cdot 5.0 \cdot 2500 = 18750 \text{ kg,}$$

柱底面積 F 為

$$F = 150 \cdot 100 = 15000 \text{ cm}^2,$$

底面受壓應力

$$\sigma_d = \frac{G}{F} = \frac{18750}{15000} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

第 14 題 如第 13 題設碎石柱之安全應力 $k_d = 5 \text{ kg}$ ，則該碎石柱能荷益重若干？

解：斷面積 $F = 15000 \text{ cm}^2$ ， 安全應力 $k_d = 5 \text{ kg/cm}^2$ ，

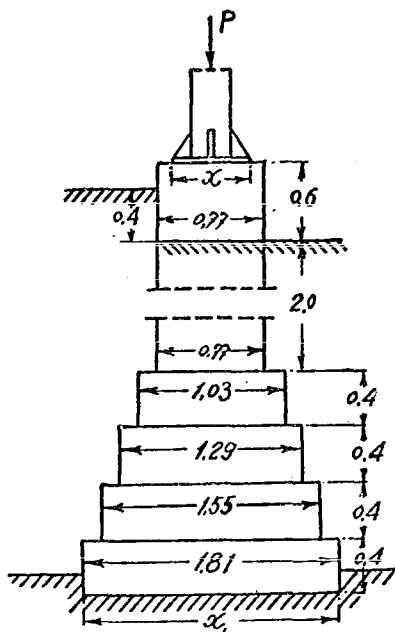
自重 $G = 18750 \text{ kg}$ ，

碎石柱能承受之總重 $Q = F \cdot k_d = 15000 \cdot 5 = 75000 \text{ kg}$ ，

故其能荷益重為 $P = Q - G = 75000 - 18750 = 56250 \text{ kg}$ 。

第 15 題 有圓形空心短鑄鐵柱，其益重及自重為 70000 kg，支於黃沙水泥石灰砌之硬磚座上，柱腳板直接支於座石，求下列各項尺寸(第 26 圖)。

1. 鑄鐵柱。
2. 柱腳板。
3. 座石(石灰石安全應力為 $k_d = 30 \text{ kg}$)。
4. 磚礎最下層尺寸。



第 26 圖

解： 1. 鑄鐵柱

$$P = 70000 \text{ kg,}$$

$$k_d = 500 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F = \frac{P}{k_d} = \frac{70000}{500} = 140 \text{ cm}^2.$$

按第 27 圖

$$F = \frac{D^2\pi}{4} - \frac{d^2\pi}{4} = 140 \text{ cm}^2.$$

設柱厚 $\vartheta = \frac{D}{10}$ 及 $d = \frac{4}{5}D$ 代入上式,得

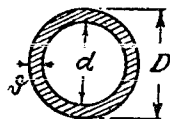
$$\frac{\pi}{4} \left(D^2 - \frac{16}{25} D^2 \right) = 140, \quad \frac{9}{25} D^2 = \frac{140 \cdot 4}{\pi},$$

$$D = \sqrt{\frac{140 \cdot 4 \cdot 25}{\pi \cdot 9}} = 22.3 \text{ cm.}$$

今取 $D = 23 \text{ cm}, \quad \vartheta = 2.25 \text{ cm},$

$d = 19.5 \text{ cm},$ 其斷面積

$$F = 147 \text{ cm}^2.$$



第 27 圖

2. 柱腳板

柱腳板尺寸,應依其下部座石安全應力之強弱為準,故在此

$$P = 70000 \text{ kg}, \quad k_d = 30 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F = \frac{P}{k_d} = \frac{70000}{30} = 2333 \text{ cm}^2.$$

按第 28 圖,板為方形,

$$F = a^2 = 2333$$

$$a = \sqrt{2333} = \sim 48 \text{ cm.}$$



第 28 圖

3. 座石

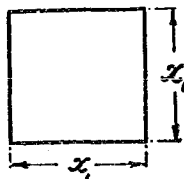
座石之自重,估計之約為 800 kg,而座石尺寸,應以在其下磚基之安全應力為準。

$$P_1 = 70000 + 800 = 70800 \text{ kg},$$

$$k_d = 14 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F_1 = \frac{P_1}{k_d} = \frac{70800}{14} = 5050 \text{ cm}^2.$$

按第 29 圖,座石為方形,



第 29 圖

$$F_1 = x_1^2 = 5050,$$

$$x_1 = \sqrt{5050} = 71.5 \text{ cm.}$$

取用 $x_1 = 77 \text{ cm}$ (磚牆尺寸)。

按磚砌物之尺寸，應以磚之尺寸加灰縫為準。我國常用之磚，為 $2'' \times 5'' \times 10''$ 磚及新三號二類，其磚牆之厚度如下：

	2'' × 5'' × 10'' 磚	新三號磚 (1½ × 4½ × 8½ 吋)
½ 磚牆	12 公分 5 吋	10.5 公分
1 " "	25 " 10 "	22.5 " "
1½ " "	38 " 15 "	34 " "
2 " "	51 " 20 "	46 " "
2½ " "	64 " 25 "	57.5 " "
3 " "	77 " 30 "	70.5 " "

座石之高度 h ，普通為其斷面最長邊 $\frac{1}{4}$ 至 $\frac{1}{3}$ 。

$$\text{故 } h = \frac{1}{3} \cdot 77 = \sim 60 \text{ cm}$$

$$\text{座石自重 } G_1 = 0.77^2 \cdot 0.6 \cdot 2700 = 956 \text{ kg} = \sim 1000 \text{ kg}$$

4. 磚基

按第 26 圖所示，得磚基自重為

$$\begin{aligned} G_2 &= [0.77^2 \cdot 2.00 + 0.4(1.03^2 + 1.29^2 + 1.55^2 + 1.81^2)] \cdot 1800 \\ &= 8180 \text{ kg} = \sim 8200 \text{ kg}, \end{aligned}$$

$$\text{總重 } P_2 = P + G_1 + G_2 = 70000 + 1000 + 8200 = 79200 \text{ kg.}$$

設地基安全壓應力 $k_d = 2.5 \text{ kg/cm}^2$

$$F_2 = \frac{P_2}{k_d} = \frac{79200}{2.5} = 31680 \text{ cm}^2$$

以方形基礎之長爲 x_2 , 則

$$F_2 = x_2^2 = 31680,$$

$$x_2 = \sqrt{31680} = 178 \text{ cm}.$$

取用 $x_2 = 181 \text{ cm}$ (磚牆尺寸)。

第 16 題 有 $1\frac{1}{2}$ 磚厚之拱在一公尺深內, 有一水平力 $P = 18000 \text{ kg}$, 求拱頂磚壓應力。

解: $P = 18000 \text{ kg}$, $F = 38 \cdot 100 = 3800 \text{ cm}^2$,

$$\sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{18000}{3800} = 4.7 \text{ kg/cm}^2.$$

第 17 題 有兩磚厚牆一座, 長 5.6 公尺, 高 5.8 公尺, 今因下部改建, 暫以五根圓木柱支之, 求圓木柱之直徑。

解: 設圓柱爲本松, 用於臨時建築, 故按附錄表 5, 2 應再增四份之一安全應力, 即

$$k_d = 65 + \frac{1}{4} \cdot 65 = 81 \text{ kg/cm}^2,$$

每柱荷重 $G = \frac{1}{4} \cdot 5.6 \cdot 5.8 \cdot 0.5 \cdot 1800 = 7320 \text{ kg}$,

每柱斷面積 $F = \frac{G}{k_d} = \frac{7320}{81} = 91 \text{ cm}^2$,

$$F = \frac{\pi d^2}{4} = 91, \quad \therefore d = \sim 11 \text{ cm}.$$

此解法僅適用於短柱，否則另起向旁壓折，後當詳論之。

第 18 題 有硬磚砌磚柱一座，長 4 公尺，斷面為方形，邊長為 1.44 公尺，其上載重 $P=54000$ kg。今擬在柱之下部 2.2 公尺長之一段，以空心鑄鐵柱代之，求鑄鐵柱尺寸。

解：益重 $P=54000$ kg，

磚柱重 $G=1.44^2 \cdot (4-2.2) \cdot 1800=6720$ kg，

總重 $P+G=54000+6720=60720$ kg，

鑄鐵柱之壓應力 $k_a=500$ kg/cm² (見附錄 5, c, 8)，

鑄鐵柱之斷面積 $F=\frac{P+G}{k_a}=\frac{60720}{500}=121.44$ cm²。

設柱厚度 $\vartheta=2$ cm， D 為外圓直徑， d 為內圓直徑，則

$$F=\frac{D^2\pi}{4}-\frac{d^2\pi}{4}=121.44$$
 cm²，

解之 $D \approx 22$ cm， $d=18$ cm。

第 19 題 有高 66 公尺之工廠煙囪，其尺寸如下：頂部磚厚為 20 公分，底部磚厚為 90 公分，頂部內徑為 2.2 公尺，底部內徑為 4 公尺。今以磚之比重為 1800 kg/m³，求其底部磚應力。

解：高度 $h=66$ m，頂部外半徑 $\rho_o=1.3$ m，

底部外半徑 $r_o=2.9$ m，頂部內半徑 $\rho_i=1.1$ m，

底部內半徑 $r_i=2.0$ m。

今煙囪為一平截空心圓錐體，以 V 為其體積，則

$$V = \frac{1}{3}\pi h(\rho_a^2 + \rho_a \cdot r_a + r_a^2) - \frac{1}{3}\pi h(\rho_i^2 + \rho_i r_i + r_i^2)$$

$$= 968.2 - 511.94 = 456.2 \text{ m}^3,$$

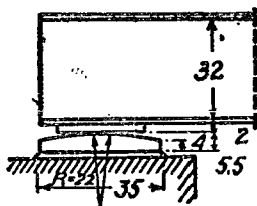
$$\text{自重 } G = V \cdot 1800 = 456.2 \cdot 1800 = 821160 \text{ kg},$$

$$\text{煙囪底部斷面積 } F = \frac{\pi \cdot 5.8^2}{4} - \frac{\pi \cdot 4^2}{4} = 26.4 - 12.56$$

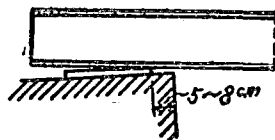
$$= 13.84 \text{ m}^2 = 138400 \text{ cm}^2,$$

$$\text{壓應力 } \sigma_d = \frac{G}{F} = \frac{821160}{138400} = 5.92 \text{ kg/cm}^2.$$

(二)建築物之擱置於座石上，其載重中心應在座石之重心上，方為適當。尤宜注意者，即樑之擱置，因受重而彎曲，往往對於座石之隅，起一種極大之邊隅應力(Kantenpressung)使壓石損傷，故建築物之擱置，應十分準確，而使壓力之平均分佈於全底面也。小樑擱置於磚牆上，則座石得以黃沙水泥層(Zementmörtel)造成之。座石之前面，應略向內收進約三至五公分；大樑則另加鑄鐵之座板於其上，鑄鐵或鑄鋼亦間用之。其形式之最合宜者，面部係屬弧形，如第30圖，在樑受彎曲時，其接觸面得於座板之弧面上移動，但常在座板之中部（比較第31圖）。座板前



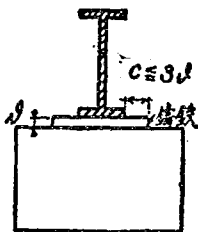
第 30 圖



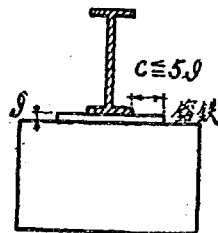
第 31 圖

隅，應較座石之前隅退後約 5 至 8 公分。座石大概取天然石，如花崗石，玄武石等。如不用座石，僅用座板，則力不均分，殊非所宜。按德國部定，樑之跨度，以座心間距離為準，而鑄鐵樑安全應力較大，其彎度 (Durchbiegungen) 亦甚，故得發生極大之邊隅應力。至彎度雖無規定，然在特殊情形，如樑長於 7 公尺及以樑荷牆之性質者，則應具相當固結，勿使有過甚之變形；在此情形，其彎度不得超過跨度五百份之一。是以為建築物之安全計，不得不實踐上項規定。座石座板，其尺寸之選擇，又應注意下列各項：

鑄鐵座板之厚度，至少在三公分以上，鑄鐵座板至少在二公分以上 (第 32 圖及第 33 圖)，其旁餘 C 不得過寬，以免過甚之彎曲。座石厚度，至少在 20 公分以上，普通擇其厚度，在座石而



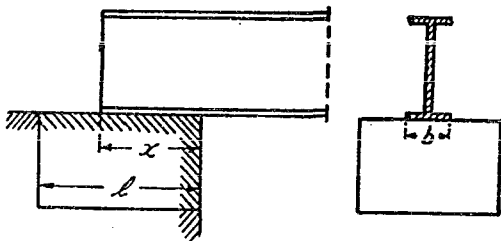
第 32 圖



第 33 圖

最長邊四分之三至五分之四之間，其旁餘則不得超過厚度三分之二。樑之擱置，不必及其座之全長，但為壓力均勻分佈計，至少

應為座長四分之三，即 $x \cong \frac{3}{4}l$ (第 34 圖)，小於 15 公分之工字樑，其擱置長度不得短於 15 公分，較大之工字樑，則其長度等於樑之高度，凡樑在 25 公分以上者，其長度則較短，但不得少於樑高四分之三也。



第 34 圖

如同時有多樑之擱置，則宜應用公同座板，樑不得直接擱置於牆上，至少須有 8 至 12 公釐厚之黃沙水泥層，其在較大荷重時，則當應用 3 至 5 公釐厚之鉛板。

第 20 題 有 40 公分高之工字樑擱於黃沙水泥砌之煉磚上，荷重為 14000 公斤，求其擱置處之尺寸。

解：今在樑下六皮磚層，用煉磚黃沙水泥砌，按附錄 5, b,

$$k_d = 35 \text{ kg/cm}^2, \quad P = 14000 \text{ kg}.$$

設 x 為擱置長度， F 為擱置面積，

$$F = \frac{P}{k_d} = \frac{14000}{35} = 400 \text{ cm}^2,$$

$$15.5 \cdot x = 400,$$

$$x = \frac{400}{15.5} = 26 \text{ 公分}.$$

第 21 題 前題,今應用鑄鐵座板,及黃沙水泥石灰砌之硬磚牆,求在擱置處之尺寸。

解: 按表 $k_d = 14 \text{ kg/cm}^2$,

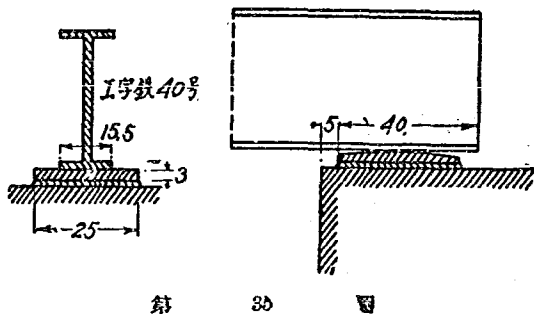
$$F = \frac{P}{k_d} = \frac{14000}{14} = 1000 \text{ cm}^2,$$

設座板之寬為 25 公分, 則

$$25 \cdot x = 1000,$$

$$x = \frac{1000}{25} = 40 \text{ cm}.$$

其擱置情形,如第 35 圖所示。



第三章 剪

第一節 引言

物體受外力作用，使其沿鄰接兩面，呈反向移動之勢，而兩面之距恆不變，各該物體所受之力謂剪 (Schub)，其作用之外力，可合之為二，於鄰接之兩面上，其強度及方向均相等，惟作用則反是。此等外力，作用於斷面之平行方向，常異於拉力壓力之垂直於斷面者，但內外兩力，應相平衡，此其材料所起應力，恆在斷面之方向也。

計算應力時，得視剪力平均分佈於斷面間，故在每單位斷面間所有之剪應力 (Schubspannung) 恆相等，斷面積愈大，其受剪之阻力亦愈大。今設 P 為外力以公斤計， F 為受剪之斷面積，以平方公分計， k_s 為安全剪應力，以公斤平方公分計，則得下式：

$$P = F \cdot k_s \dots\dots\dots (10)$$

$$F = \frac{P}{k_s} \dots\dots\dots (10a)$$

k_s 值應由試驗得之。

剪斷應力 k_s 恆小於拉或壓斷應力，然亦有材料與其方向有關係者，如木之剪斷應力，垂直於木紋者，恆大於其平行者，在

金屬之剪斷應力，約為其拉或壓五分之四，針樹木料約為其壓或拉八分之一至十分之一，石料約為其壓之十三分之一，黃砂水泥塊約為其壓之六分之一，各料受剪之安全應力 k_s ，得由上值除以適宜之安全率定之。

試驗剪力之強度，在各種構造上常遇之。就中尤以金屬為多，如螺旋，帽釘，尖劈 (Keile) 等，以連合各件之用，此種連結物，與其他建築物之各部，應有相同之安全率。在實際上常遇之情形，物料發生不僅一種內力，受剪而外，同時亦常受壓作用也。

第 22 題 有樑 18×24 公分，擱置於杉木臂樑上(第36圖)，荷重 $P=4800$ kg，求杉木臂樑之尺寸。

解： $P=4800$ kg,

$$k_s = 65 \text{ kg/cm}^2,$$

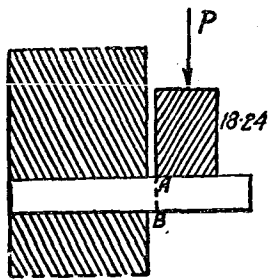
$$F = \frac{P}{k_s} = \frac{4800}{65} = 74 \text{ cm}^2,$$

$$F = b \cdot h = 74.$$

設 $b = 8$ cm,

則 $h = \frac{74}{8} = 9.25$ cm,

今取用杉木 8×10 cm。



第 36 圖

第 23 題 有重 4500 公斤，以平鐵懸於樑下 (第 37 圖)，求

螺旋之直徑。

解： $P=4500 \text{ kg}$,

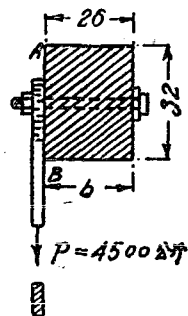
$k_s=750 \text{ kg/cm}^2$ (見附錄 5, c),

螺旋沿 AB 面受剪作用,

$$P = F \cdot k_s, \quad F = \frac{P}{k_s} = \frac{4500}{750} = 6 \text{ cm}^2,$$

$$F = \frac{d^2 \pi}{4} = 6,$$

$$d = 2.8 \text{ cm}.$$



第 37 圖

第 24 題 如前題,因在樑之一邊荷重,有起其他內力作用,

今改爲對稱形裝置(第 38 圖),求螺旋之直徑。

解: 由前題得螺旋斷面積,應有 6 cm^2 ,

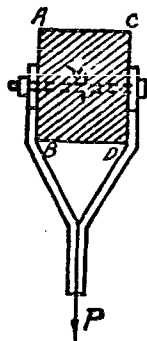
按現在裝置,其受剪之面有二,沿

AB 及 CD 是,

故 $2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} = 6,$

$$\frac{d^2 \pi}{4} = 3,$$

$$d = \sim 2 \text{ cm}.$$



第 38 圖

第 25 題 有本松接筘,如第 39 圖所示,其荷重 $P=2000 \text{ kg}$,
求接筘應有之尺寸。

解: (1) 剪力計算。

$$P = 2000 \text{ kg},$$

$$k_s = 65 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F = \frac{2000}{65} = 31 \text{ cm}^2.$$

按第 39 圖

$$F = d \cdot h, \quad d \cdot h = 31,$$

$$d = \frac{31}{h}, \quad h = 20 \text{ cm}.$$

$$d = \frac{31}{20} = 1.6 = \sim 2 \text{ cm},$$

(2) 壓力計算。

沿 CB 面, 木筒尚需計算壓力,

$$P = 2000 \text{ kg}, \quad k_d = 12 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{應有面積 } F_1 = \frac{P}{k_d} = \frac{2000}{12} = 167 \text{ cm}^2.$$

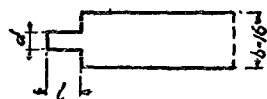
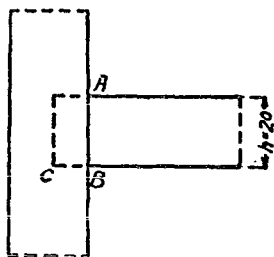
按第 39 圖 $F_1 = d \cdot l, \quad d = 2 \text{ cm},$

$$2.0 \cdot l = 167, \quad l = \frac{167}{2} = 83.5 \text{ cm}.$$

因木筒過長, 故將其寬度放闊。

$$\text{設 } d = 10 \text{ cm} \quad l \cdot d = 167$$

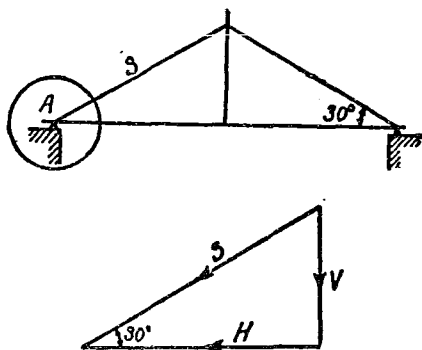
$$l = \frac{167}{10} = \sim 17 \text{ cm} \quad \text{取用 } d = 10, \quad l = 17 \text{ 公分}.$$



第 39 圖

第 26 題 有屋架一，其上桁對於水平之傾斜為 30° 度，上桁之荷力 $S=6000$ kg (第 40 圖)，其受剪受壓之部份 l 及 h 應各長若干 (第 41 圖)?

$$\begin{aligned} \text{解: } \quad \frac{H}{S} &= \cos 30^\circ, \\ H &= S \cdot \cos 30^\circ, \\ H &= 6000 \cdot 0.866 = 5196 \text{ kg}, \\ k_s &= 6 \text{ kg/cm}^2, \\ H &= F \cdot k_s, \\ F &= \frac{H}{k_s} = \frac{5196}{6} = 866 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$



第 40 圖

(1) 剪力計算。

今應用最簡種接筍，上下桁為等寬。

$$F = b \cdot l_1 = 866,$$

今 $b = 25 \text{ cm},$

$$l_1 = \frac{866}{25} = \sim 35 \text{ cm}。$$

(2) 壓力計算。

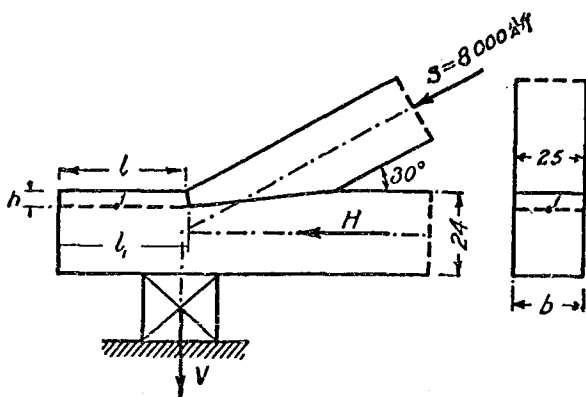
$$H = 5196, \quad k_d = 65 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F_1 = \frac{H}{k_d} = \frac{5196}{65} = 80 \text{ cm}^2,$$

$$F_1 = h_1 \cdot b, \quad b = 25 \text{ cm},$$

$$h_1 = \frac{80}{25} = 3.2 \text{ cm}。$$

取用 $h_1 = 3.5 \text{ 公分}。$



第二節 帽釘及螺旋計算

引言 鋼鐵建築物，其力之傳達，有賴於鐵板，而各鐵板之連接，有賴於帽釘或螺旋，故帽釘及螺旋，亦名曰連結物。帽釘冷後，即起收縮，使相疊之兩鐵板，發生磨擦阻力。但在計算時，此類阻力，恆遭忽略，故計算帽釘與螺旋之法相同。

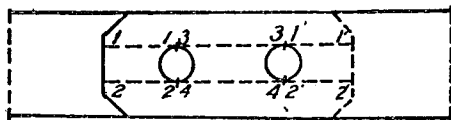
連結物有受單剪受雙剪及受多剪之分，視其受剪面之數目而定。其破壞原因有下列五種：

(一) 帽釘受過甚之剪力。

(二) 帽孔受側面過甚之壓力。

(三) 鐵板在其受力之方向，於兩帽釘間，受過甚之剪力，其斷面為 33 及 44 (見第 42 圖)。

(四) 鐵板在其受力方向，於兩帽釘外，受過甚之剪力，其斷面為 11 及 22, 1'1' 及 2'2' (見第 42 圖)。



第 42 圖

(五) 鐵板在其受力垂直方向，於帽釘之側，受過甚拉力而使斷落。

(一), (二) 兩點為決定尺寸之標準, 而 (三), (四), (五) 三點, 同時亦當顧到, 勿使有所忽略。其應行決定各項如下:

1. 帽釘直徑 d 。
2. 帽釘隻數 n 。
3. 帽釘間相距及其排列。

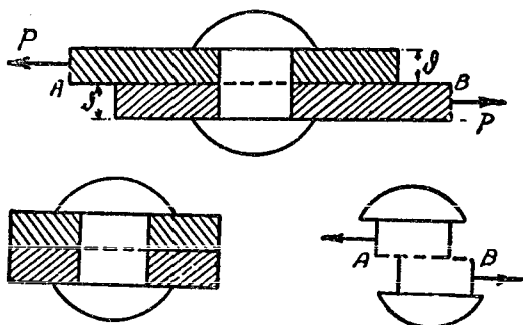
普通以帽釘直徑 a 為較薄鐵板厚度 ϑ 之兩倍, 故

$$a = 2\vartheta。$$

泰脫馬 (Tetmayer) 氏, 以應用於鐵板樑 (Vollwandige Träger) 之帽釘, 其鐵板厚 $\vartheta < 1.2$ 公分者, 則以 $a = \vartheta + 1.0$ 公分, 其鐵板厚度 $\vartheta > 1.2$ 公分者, 則以 $a = 0.5\vartheta + 1.6$ 公分, ϑ 係較薄鐵板之厚度。

在桁樑, 其帽釘直徑, 依受力之大小, 而定其值, 帽釘直徑在德國應取下列業經部定諸值 $a = 12, 16, 20, 23, 26$ 公釐。至鐵板間之連接, 至少應用帽釘兩隻, 雖非在計算上所必需, 蓋恐其工作或材料稍有疏忽也。

單剪帽釘結構——(甲) 剪力——欲將該帽釘結構之鬆落, 需在 AB 平面內將帽釘剪斷(第43圖)。今設帽釘所受剪力為 Na , 則此剪力得視為受剪斷面間平均分佈之, 以 k 為帽釘安全剪應力, 則在單剪帽釘結構, 應有下式:

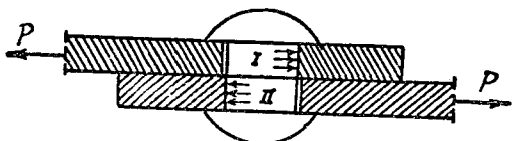


第 43 圖

$$N_c = F \cdot k_s,$$

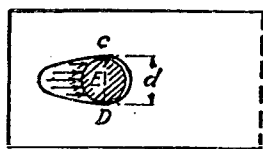
$$N_a = \frac{d^2 \pi}{4} k_s \dots \dots \dots (11)$$

(乙) 帽孔側面壓力——帽釘在 I 在 II 施壓於上下兩鐵板之帽外側面(第 44 圖)，亦得壓碎而破壞，此等側面壓力，並不

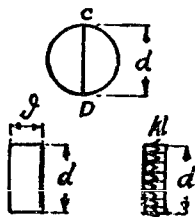


第 44 圖

均分於帽釘之半側面，其施壓於 B 處為最大，於 C, D 兩處為零(第 45 圖)，但為易於計算計，恆設此側面壓力，均佈於 CD 平面間(第 46 圖)。今以孔側安全壓應力為 k_t ，在單剪帽釘所受孔側之壓力為



第 45 圖



第 46 圖

$$N_1 = F \cdot k_1,$$

$$F = d \cdot \vartheta,$$

$$N_1 = d \cdot \vartheta \cdot k_1 \dots \dots \dots (12)$$

通常以 $k_1 = 2k_2$, 按諸德國部定用於房屋建築, (其他用途, 應參閱附錄 5, c) 之帽釘及上等螺旋, 其安全應力如下:

安全剪應力 $k_2 = 1000$ 公斤/平方公分,

安全孔側壓應力 $k_1 = 2000$ 公斤/平方公分。

而普通螺旋及尖劈等之安全應力如下:

安全剪應力 $k_2 = 750$ 公斤/平方公分。

安全孔側壓應力 $k_1 = 1500$ 公斤/平方公分。

此處應以帽孔之直徑及螺旋柄之直徑為準。

如帽釘能荷之剪力, 小於其帽孔側面壓力時, 則應以前者為計算之準, 故在單剪帽釘, 以能荷剪力為標準時, 即在

$$N_s < N_1,$$

$$\text{或 } k_s \frac{d^2 \pi}{4} < d \cdot \vartheta \cdot k_t, \quad k_s = 1000 \text{ 公斤/平方公分,}$$

$$k_t = 2000 \text{ 公斤/平方公分,}$$

$$\text{故 } \frac{d^2 \pi}{4} \cdot 1000 < d \cdot \vartheta \cdot 2000$$

$$d < \frac{4\vartheta}{\pi} \cdot 2$$

$$d < 2.55 \vartheta$$

$$\frac{d}{2.55} < \vartheta$$

$$\vartheta > 0.4 d$$

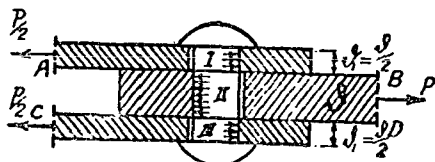
故在單剪帽釘結構，以能荷側面壓力為計算標準者，當於
 $\vartheta < 0.4 d$ 。

或 $d > 2.55 \vartheta$ 時

雙剪帽釘結構——(甲) 剪力——欲將該帽釘結構之鬆落，
需在 $A-B$ 及 $C-D$ 兩平面內，將帽釘剪斷，此一帽釘而受雙
剪也(第 47 圖)。雙剪帽釘所荷剪力，應如下式：

$$N_s = 2 \cdot F \cdot k_s$$

$$N_s = 2 \frac{d^2 \pi}{4} k_s \dots \dots \dots (13)$$



第 47 圖

(乙)帽孔側面壓力——雙剪帽釘之帽孔側面受壓與單剪帽釘相似，帽釘上部在 I，下部在 III，中部在 II，施壓於上下中三鐵板之帽孔側面。

雙剪帽釘之荷帽孔側面壓力，其式如下：

$$N_0 = d \cdot \vartheta \cdot k_1 \dots \dots \dots (14)$$

鐵板厚度 ϑ ，應與其上下兩鐵板厚度之和 $2 \cdot \vartheta_1$ 相較，孰厚孰薄，以其值之較薄者應用之，如兩者相等，即 $\vartheta = 2\vartheta_1$ ，則較簡矣。再若 N_0 小於 N_1 值時，應以 N_0 為計算之標準。故在

$$N_0 < N_1 \text{ 時,}$$

即
$$2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} < d \cdot \vartheta \cdot k_1,$$

$$d < \vartheta \cdot k_1 \cdot \frac{2}{\pi},$$

$$d < 1.25 \cdot \vartheta,$$

$$\vartheta > 0.8 d.$$

式中之 ϑ ，取其間較薄之鐵板厚度應用之（一塊厚鐵板之厚度與兩塊薄鐵板厚度之和相較孰薄）。

雙剪帽釘結構，如以帽孔側面壓力為計算標準者，當在

$$\vartheta < 0.8 d \text{ 時,}$$

$$\text{即 } d > 1.25 \vartheta$$

但通常取帽釘之直徑 $= 2\vartheta$ ，若是則在單剪帽釘應以剪力，

在雙剪帽釘應以帽孔側面壓力之計算為標準也。

帽釘隻數之核定——設鐵板傳力為 S ，則帽釘隻數 n 得自下式計算之：

$$n = \frac{S}{N}$$

N 值，係就 N_a 及 N_t 兩值間之較小者任之，而各帽釘間距離及帽釘離鐵板緣邊之尺寸，均應一一規定，俾各處皆含等量之安全性也。

計算帽釘與緣邊之距離 a (第 48 圖)——鐵板之 $EFHI$ 部分，以受帽釘過甚之壓力，可視忽略，僅將 $FGIK$ 矩形面，作供發生抵抗力之用。今按第 48 圖得下式：

$$2\vartheta \cdot x \cdot k_s = N,$$

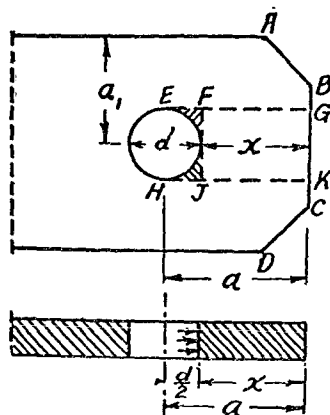
$$x = \frac{N}{2\vartheta \cdot k_s}.$$

在單剪帽釘結構，大都

$\vartheta > 0.4d$ ，故得以

$$N = N_a = \frac{d^2 \pi}{4} k_s,$$

代入之，使成帽釘與鐵板之受剪，有等強之安全性。現以其極限 $\vartheta = 0.4d$ 論之，藉定 x 值，



第 48 圖

$$x = \frac{\frac{d^2 \pi k_s}{4}}{2 \cdot 0.4 d k_s}, \quad x \sim d。$$

在雙剪帽釘結構，大都 $\vartheta < 0.8d$ (以帽孔受壓計)。故得以 $N = N_c = d \cdot \vartheta \cdot k_1$ 代入之，方成帽孔受壓與鐵板受剪，有等強之安全性。 x 值定之如下：

$$x = \frac{N}{2\vartheta \cdot k_s},$$

$$x = \frac{d \cdot \vartheta \cdot k_1}{2\vartheta \cdot k_s}$$

$$k_1 = 2 k_s, \quad \text{則} \quad x = \frac{d\vartheta 2 k_s}{2\vartheta \cdot k_s}, \quad x \sim d。$$

由是而得帽釘與邊緣之距離

$$a = x + \frac{d}{2}, \quad x = d,$$

$$a = d + \frac{d}{2}, \quad a = 1.5d。$$

惟此尺寸在實用上，均升為 $a = 2d$ ，他如斜緣 AB 及 CD 亦得選擇相同尺寸可也。

帽釘結構上其他事項——(甲)傳力帽釘。

傳力帽釘 (Kraftniete)，係藉帽釘之結構，傳達力量，如第 43 圖所示，其帽釘應距兩旁之邊緣 a_1 至少為 $a_1 = 1.5d$ ，能使 $a_1 = 2d$ ，則更屬妥當。帽釘間距離 l ，普通以 $e = 3d (l > 2.5d)$ ，但在傳力帽釘，其距離得延長至 $e = 5d$ 。

潛頭帽釘，應將帽釘距離加長，普通應有 $e > 3.3d$ 。

(乙) 結合帽釘 (Heftniete) —— 結合帽釘，係藉帽釘之結構，合數塊鐵板成一整塊，其主要作用，並非傳力，帽釘間距離，在受壓部分，普通 $e = 6d$ 至 $8d$ ；在受拉部分 $e = 8d$ 至 $10d$ 。

如僅需二或三隻帽釘，則其排列恆成一直線，如需釘數較多，則其排列應與鐵板之重心線成對稱，在受拉部份，因帽孔有減斷面積故，應以其淨餘斷面積為計算之準，排列式之最良者即在第一項僅一帽釘，以後逐項增一（第 51 圖），若是則鐵板之寬度，得為應需斷面之寬度，加一帽釘直徑 d 已足矣。

第 27 題 如第 23 題，計算木孔側面壓應力。

解：為簡單計算計，得將木孔壓力均佈於矩形面上觀（第 37 圖及第 46 圖）。

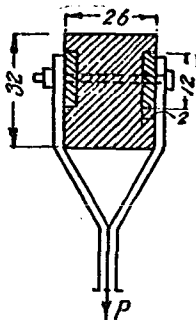
$$F = b \cdot d, \quad \sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{P}{b \cdot d}$$

今 $P = 4500 \text{ kg}$, $b = 26 \text{ cm}$, $d = 2.8 \text{ cm}$ '

木孔壓應力 $\sigma_d = \frac{4500}{26 \cdot 2.8} = 62 \text{ kg/cm}^2$ 。

第 28 題 如第 24 題，求木孔側面壓應力，若嫌過大，則改良之如第 49 圖，求兩旁鐵板之尺寸。

解：木孔壓應力 $\sigma_d = \frac{P}{b \cdot d}$



第 49 圖

$$P=4500 \text{ kg}, \quad b=26.0 \text{ cm},$$

$$d=2.0 \text{ cm},$$

$$\sigma_s = \frac{4500}{26.2} \approx 89 \text{ kg/cm}^2.$$

已超過安全壓應力 $k_s=60 \text{ kg/cm}^2$ 。現應用二塊鐵板，其下部與木接觸處之壓應力，當不超出後者安全應力，故應需面積 F 爲

$$F = \frac{P}{k_s} = \frac{4500}{60} = 75 \text{ cm}^2.$$

每塊鐵板之斷面積

$$F_1 = \frac{F}{2} = \frac{75}{2} = 38 \text{ cm}^2.$$

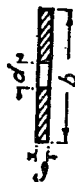
取用二塊鐵板，每塊斷面爲 20×2 公分。

第 29 題 有受拉之平鐵板，受拉力 $s=24000$ 公斤，因長度不足，故用兩根相接，相接處前後均用鐵板各一（第 50 圖至第 53 圖），求其各項尺寸。

解：（甲）鐵板拉力計算。

$$P=24000 \text{ kg}, \quad k_s=1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{應需斷面積 } F = \frac{P}{k_s} = \frac{24000}{1200} = 20 \text{ cm}^2.$$



第 50 圖

設帽釘分佈，在第一項僅一隻，以後逐項增一，如此則在鐵板斷面間僅減去一帽釘之地位已足（第 50 圖），故

$$F = (b-d)\phi$$

$$(b-d)\phi = 20$$

$$b = \frac{20}{\phi} + d$$

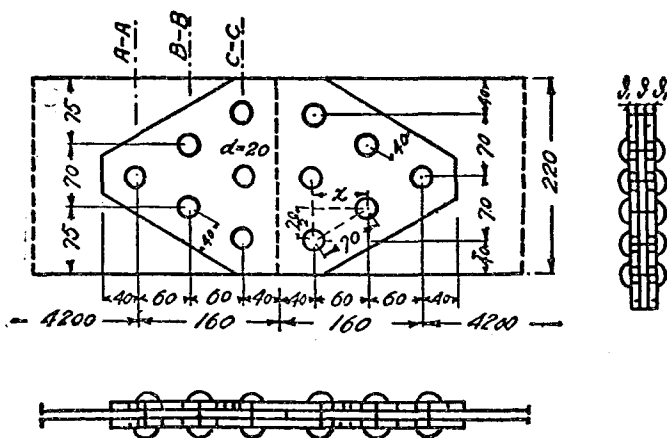
設鐵板厚度 $\phi = 1$ cm 及帽釘直徑 $d = 2$ cm, 則

$$b = \frac{20}{1.0} + 2.0 = 22 \text{ cm.}$$

取用鐵板 22×1.0 公分。

(乙) 帽釘計算。

按第 51 圖, 帽釘為雙剪, 兩旁接板之厚度 $\phi_1 \cong 6$ 公釐, 故在此應以鐵板之厚度為計算標準(因 $\phi < 2\phi_1$)。



設帽釘直徑 $d=2\phi$, 即 $d>1.25\phi$, 故應以帽孔側面壓力計算之。

$$N_1 = d \cdot \phi \cdot k_1 = 2 \cdot 1.0 \cdot 2000 = 4000 \text{ kg},$$

$$\text{應需帽釘隻數} \quad n = \frac{S}{N_1} = \frac{24000}{4000} = 6。$$

故於接線之兩邊, 各需帽釘 6 隻 (第 51 圖), 帽釘排列, 如前擬定, 即 $1+2+3=6$ 是, 第一項 A 僅一帽釘, 傳力至接板 $N=4000$ 公斤, 第二項 B 尚有拉力 $S_1=24000-4000=20000$ 公斤, 其應需斷面為 $F_1 = \frac{S_1}{k_s} = \frac{20000}{1200} = 16.7 \text{ cm}^2$ 。

今因在 B 項, 多一帽釘, 其斷面積尚有

$$(22-2d)\phi = (22-2 \cdot 2) \cdot 1.0 = 18 \text{ cm}^2,$$

$$\text{在該斷面內應力} \quad \sigma_s = \frac{20000}{18} = 1111 \text{ kg/cm}^2,$$

第三項 C 尚有拉力 $S_2=24000-3 \cdot 4000=12000 \text{ kg}$,

$$\text{其應需斷面積} \quad F_2 = \frac{S_2}{k_s} = \frac{12000}{1200} = 10 \text{ cm}^2。$$

今在 C 項, 共有帽釘 3 隻, 其斷面積當有

$$(22-3d)\phi = (22-3 \cdot 2) \cdot 1.0 = 16 \text{ cm}^2,$$

$$\text{在該斷面內應力} \quad \sigma_s = \frac{12000}{16} = 750 \text{ kg/cm}^2。$$

帽釘距接板端及鐵板端之尺寸

$$a = 2d = 2 \cdot 2.0 = 40 \text{ 公釐}, \quad a_1 = 40 \text{ 公釐}$$

C 項帽釘間距離為 $\frac{220-2 \cdot 40}{2} = 70$ 公釐 $> 3d$ ，即將該尺寸，作為各帽釘間之距離，其投影距 x 之尺寸。

$$x^2 + \left(\frac{70}{2}\right)^2 = 70^2$$

$$x = \sqrt{70^2 - 35^2} = \sim 60 \text{ 公釐}$$

(丙)接板尺寸。

接板在 C 項，應荷全體重量，故當有 20 cm^2 ，按諸第 52 圖

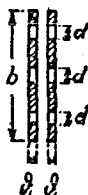
$$F = 2(b - 3d) \vartheta_1$$

即 $2(b - 3d) \vartheta_1 = 20$ ， $b = 22 \text{ cm}$ ， $d = 2 \text{ cm}$ ，

$$2(22 - 3 \cdot 2) \vartheta_1 = 20$$

$$\vartheta_1 = \frac{20}{2(22 - 3 \cdot 2)} = \frac{20}{2 \cdot 16} = 0.63 = \sim 0.7 \text{ 公釐}。$$

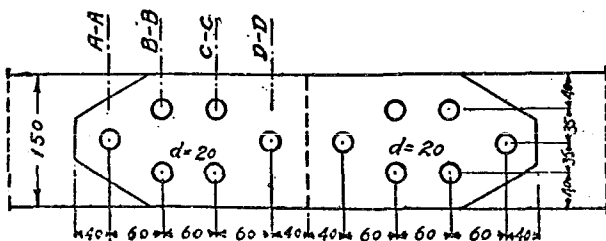
取用接板為 20×0.7 公釐。



第 52 圖

如接板尺寸，須為 $\frac{\vartheta}{2}$ ，則其排列法，可按第 53 圖所示，在 D 項僅須除去一帽孔已足。

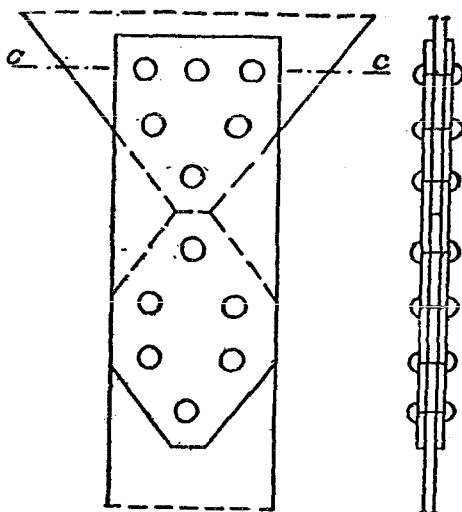
註：接板厚度普通規定如下：



第 53 圖

在房屋 $\theta_1 \geq 6$ 公釐， 在橋樑 $\theta_1 \geq 8$ 公釐。

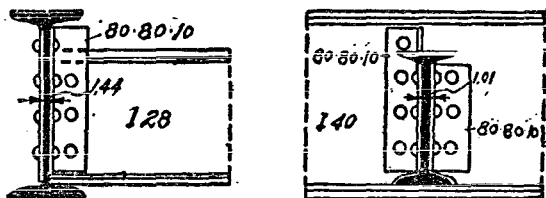
設有受拉之鐵，與角接板相連，則前述各項，均適用之。以角接板之尺度較廣，故減去帽孔之斷面積，雖在一隻以上，亦不十分重要，如另用其他平鐵板與角接板相連，則其結構應如第 54 圖，使兩旁平鐵板不致受力過甚，其角接板在 C—C 處得允以有



第 54 圖

減少三帽孔之斷面積，而在鐵板亦可不必僅由一帽釘始，總以各帽釘均受均力為原則，因鐵板在力之方向，愈上受力愈小，尺度亦得遞減，即帽釘之數，由下而上，得成級數漸增，或竟減小鐵板之斷面積也。

第 30 題 定形鋼工字第 40 號及工字第 28 號直角相接，其交接處，應用角鐵，設帽釘直徑為 20 公釐，傳力 $P=12000$ 公斤，計算其帽釘數及示其連接法(第 55 圖)。



第 55 圖

解：兩工字鐵相接連，選用連接角鐵第 8 號 ($<80 \times 80 \times 10$ 公釐)。

(甲) 連接角鐵之帽釘，對於第 28 號工字鐵為雙剪，工字鐵之腹厚 $\delta=1.01$ cm，而兩角鐵之腹厚 $2\delta_1=2 \cdot 1.0=2$ cm，故以前者為較薄。

在雙剪帽釘，如 $d > 1.25\delta$ ，當以帽孔側面壓力為計算標準，

$$\text{今 } 2.0 > 1.25 \cdot 1.01, \text{ 即 } 2.0 > 1.26,$$

故在此應以側面壓力計算之；

$$N_1 = d \cdot \delta \cdot k_1,$$

$$N_1 = 2.0 \cdot 1.01 \cdot 2000 = 4040 \text{ kg},$$

$$\text{需雙剪帽釘隻數 } n = \frac{12000}{4040} = \sim 3.$$

(乙)連接角鐵，對於第 40 號工字鐵爲單剪，後者壁厚

$$\vartheta = 1.44 \text{ cm.}$$

在單剪帽釘，如 $\vartheta > 0.4d$ 當以剪力爲計算標準。

$$\text{今 } 1.44 > 0.4 \cdot 2.0 = 0.8, \quad \text{即 } 1.44 > 0.8$$

故在此應以剪力計算：

$$N_a = \frac{d^2 \pi}{4} k_s,$$

$$N_a = \frac{2^2 \pi}{4} \cdot 1000 = 3140 \text{ kg},$$

$$\text{需單剪帽釘隻數 } n = \frac{P}{N_a} = \frac{12000}{3140} = \sim 4.$$

在樑之兩側，各需帽釘兩隻，與角鐵相接連，今因構造上關係，共用七隻。

爲求樑之穩固及力之均佈於全斷面計，在兩樑直角相交，其交接處所用角鐵，應達樑之全高，帽釘至少應用三隻，選擇角鐵，不得較帽釘直徑應須者爲大，否則發生較大之撓曲力距，使帽釘受拉作用，釘帽得爲拉落也。

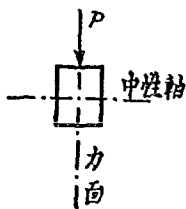
第四章 撓曲

第一節 引言

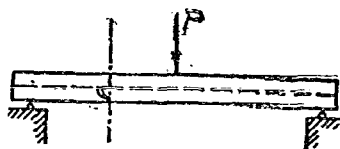
設有外力垂直作用於棍軸時，則此棍必因而彎曲，在此應行假定者，即外力皆垂直，且在一平面上是，其所作用之平面，謂之力面 (Kraftebene)，故棍之支點，亦在力面間。建築物之荷此等載重者，謂之樑 (Träger)。

樑之種類甚多，最普通者，在力面間。樑之各斷面，左右互成對稱。樑之彎曲，亦在此力面間，故力面亦得謂之撓曲面 (Biegeebene)。樑之材料，以木鐵為主要。

樑得視為由一羣細棍銲合而成，荷重後即變形而成彎曲，如第 56 圖至第 58 圖所示。設在中性層及其上下兩部，刻取水平定長各一，此定長，當樑受撓曲後，在凹處之細棍，較原長為短，而

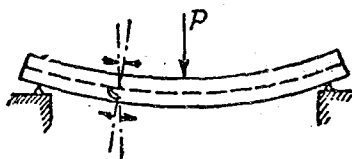


第 56 圖



第 57 圖

在凸處者，較原長為長，在中性層者，則等於定長，此即於樑之一部起延長，他部起收縮作用。由前得知，物體受拉則引長，受壓則



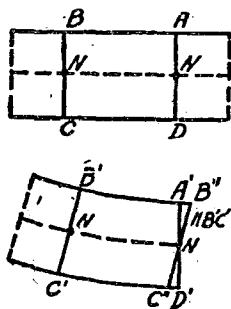
第 58 圖

收縮，故於樑之凹處為受壓，樑之凸處為受拉，受壓受拉，同時兼有，因各細棍，鐸合而成，故棍與棍間，不得自由移動，上下受制，其受拉情形，由緣邊最大處，向內遞減，再達受拉部份，故其緣邊材料，非引長最大，即收縮最甚；內部材料，變形則較少，且其間必有一受拉受壓過度處。即既不起受壓，又不起受拉之應力，故該處長度，既不引長，又不收縮，恆保持其原有，此層稱之為中性層 (Neutrale Faserschichte)。此中性層所示之曲線，謂彈性線 (Elastische linie)。中性層與樑之各斷面相切，恆在一水平線上，此水平線，謂之該直線之中性軸 (第 56 圖)。中性層與中性軸皆垂直於力面。在昔材料之僅受拉力壓力及剪力者，其於斷面各處，起等強之應力。今受撓曲則不然，在緣邊材料，所起之應力為最強，愈近中性層，則愈弱，及至中性層上則其應力為零。故在材料之受撓曲時，不得將所有各部分用盡其能也。

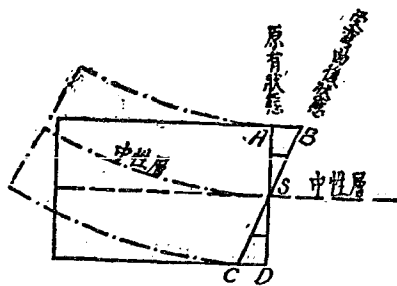
設樑之負重增加，則其彎度亦較大，即於收縮及引長之部份，所起變化亦更劇，其應力亦較高，但在中性層上則恆為零。再

樑之內外兩力，應得平衡，且當合應有之安全性，今將其內外兩力間關係，定之如下：

樑在未受撓曲前所定與樑軸垂直之平直斷面，在既受撓曲後，得視之仍為平直，但前者兩斷面互相平行，而後者兩斷面互相傾斜（第 59 圖）。受彎曲之前後，所起兩斷面間距離之差數，即得收縮及引長之尺度矣。由 SAB 及 SGD 兩三角形相似關係（第 60 圖），得：



第 59 圖



第 60 圖

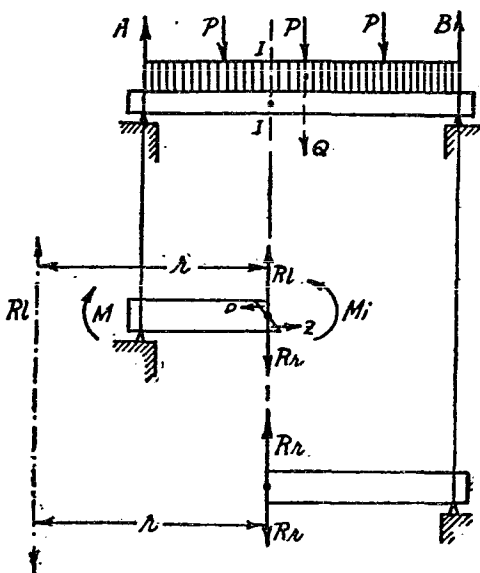
各層之引長或收縮與距中性層成正比，按諸呼克定律變形與應力成比，因知：

各層應力之大小，與距中性層之長短成正比。

故各處與中性層有等距者，即起等強之應力，受荷重之樑，其外力之作用，得於任何斷面間歸納為撓曲力距及剪力，如在

第 61 圖。由觀察點 I，將樑分爲左右二部，現姑留意其左部之樑，則得剪力 $V=R_L$ ，撓曲力距 $M=R_L \cdot r$ ，但亦可僅注意其右部之樑，所得結果，與此相等。

茲定各應力之值，設 S 爲離中性層一公分處之應力，則離中性層 x_1 處之應力 σ_{x_1} 值，定之如下：

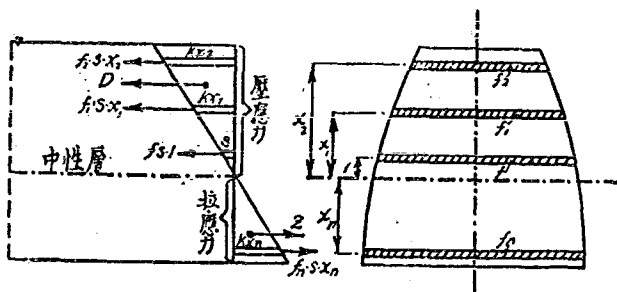


第 61 圖

$$1 : x_1 = S : \sigma_{x_1}, \quad \sigma_{x_1} = S \cdot x_1.$$

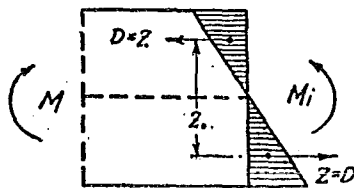
同理，離中性線 x_2 處之應力 $\sigma_{x_2} = S \cdot x_2$ 及離中性層 σ_n 處之應力 $\sigma_{x_n} = S \cdot x_n$ ，斷面間應力分佈，成兩三角形，其一爲壓力，

他—為拉力(第 62 圖), f_1 之斷面積, 離中性層為 x_1 , 則在該斷面上各處之應力, 均為 $S \cdot x_1$, 故其發生之內力為 $f_1 \cdot S \cdot x_1$ 在 f_n 之斷面間, 距離為 x_2 發生之內力為 $f_2 \cdot S \cdot x_2$, 故在 f_n 之斷面間所發生之內力為 $f_n \cdot S \cdot x_n$ 也。因樑之彎度極小, 如其擱置為水



第 62 圖

平, 斷面為矩形, 則應力方向亦為水平。今以 D 為壓力, z 為拉力, 兩合力點各在三角形之重心(第 63 圖), 應用三條平衡定律, 知在一斷面間, 其內外兩力恆相等, 即



第 63 圖

$$R_l = F \cdot k; \quad (\Sigma V = 0) \dots \dots \dots (I)$$

以 F 表斷面積, σ_s 為剪應力。

今僅受垂直力作用，故其所生之水平力，當互為平衡，即

$$D - z = 0; \quad (\Sigma H = 0), \dots\dots\dots (II)$$

$$\therefore D = z_0.$$

再外力之力距 M ，應與內力所生之力距 M_i 相平衡，即

$$M - M_i = 0; \quad (\Sigma M = 0), \dots\dots\dots (III)$$

$$\therefore M = M_i.$$

因 $D = z$ ，故 $M = D \cdot z_0$ ，或 $M = z \cdot z_0$ (第 63 圖)。

木樑及定形鋼樑，在普通實用上，對於剪力抵抗，已有充分尺度，故在定樑之大小時，剪力方面，得不必顧到，但於特種荷重時，仍應留意及之(平衡定律第一條)。

由各水平應力之和當為零，即所生之壓力與拉力相等，得下式：

$$s \cdot f_1 \cdot x_1 + s \cdot f_2 \cdot x_2 + s \cdot f_3 \cdot x_3 + s \cdot f_4 \cdot x_4 + \dots - s \cdot f_n \cdot x_n \\ - s f_{n+1} \cdot x_{n+1} - \dots = 0,$$

$$s(f_1 x_1 + f_2 x_2 + f_3 x_3 + f_4 x_4 + \dots - f_n x_n - f_{n+1} x_{n+1} - \dots) = 0,$$

$$f_1 x_1 + f_2 x_2 + f_3 x_3 + f_4 x_4 + \dots - f_n x_n - f_{n+1} x_{n+1} - \dots = 0.$$

此式僅為對於中性軸面積力距之和，其和應為零，但按諸各圖形，其面積力距之和為零者，僅對於重心軸為然，故受純粹彎曲力距之中性軸，必經該斷面之重心也(平衡定律第二條)。

平衡定律第一第二兩條，在不使樑位置之遷移，其第三定律，

使樑不得有所旋轉也。今外力對於斷面之重心，有向右之力距 M ，則內力對於該重心，應有等量向左之力距與之平衡。此內力力距，計算如下：

$$M = f_1 \cdot s x_1 \cdot x_1 + f_2 \cdot s x_2 \cdot x_2 + f_3 \cdot s x_3 \cdot x_3 + \dots + f_n s \cdot x_n \cdot x_n + f_{n+1} s x_{n+1} \cdot x_{n+1} + \dots,$$

$$M = s (f_1 x_1^2 + f_2 x_2^2 + f_3 x_3^2 + \dots + f_n x_n^2 + f_{n+1} x_{n+1}^2 + \dots).$$

在括弧中之值，係由各斷面積與各該斷面重心對於中性線距離平方之積，故

$$f \cdot x^2 = \Sigma f \cdot x^2,$$

$$M = s \cdot \Sigma f \cdot x^2.$$

$\Sigma f \cdot x^2$ 在撓曲問題中所必需，故有專辭名之，謂之惰率 (Trägheitsmoment)，通常以 J 表之，故

$$J = \Sigma f \cdot x^2;$$

平衡第三定律，則變成

$$M = s \cdot J \cdot \dots \dots \dots (IIIa)$$

定 s 值 在受有撓曲力距之樑，其應力最大處，定在緣邊之材料，故樑之破壞，由凸面緣邊拉斷始，或由凹面緣邊壓碎始，緣邊材料，一經斷碎，則近於中性層者，其應力更形緊張，無從平衡，樑即斷矣。故樑之應有斷面積，切勿使緣邊材料，有所拉斷或壓碎，即緣邊之應力不得超過安全應力 k_t 及 k_c 也。

緣邊之應力，依前說，與其中心軸距，為一直線之關係，故按

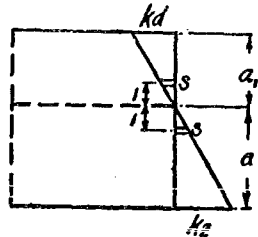
第 64 圖，得

$$S:k_z=1:a, \quad S=\frac{k_z}{a}。$$

以 S 值代入公式 IIIa, 則

$$M=\frac{k_z}{a} \cdot J$$

$$M=k_z \cdot \frac{J}{a} \dots \dots \dots (15)$$



第 64 圖

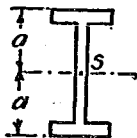
此式名曰撓曲公式 (Biegungsgleichung), 但亦得因

$$S:k_d=1:a_1,$$

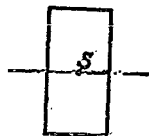
$$S=\frac{k_d}{a_1} \quad M=\frac{k_d}{a_1} \cdot J,$$

故 $M=k_d \cdot \frac{J}{a_1} \dots \dots \dots (15a)$

此撓曲公式之有二種也，如 $\frac{k_d}{a_1}$ 及 $\frac{k_z}{a}$ 之值互異，則應取其小者在公式中應用之，蓋較薄之緣邊，易於破斷。惟最善之策，莫如將 $\frac{k_d}{a_1} = \frac{k_z}{a}$ ，方使材料應力，對拉對壓，得各盡其能。物料之壓及拉斷應力約略相同者，如木，鋁鐵，鋼等，以 $a=a_1$ ，其重心適位於中央，中性軸兩旁斷面積之分佈，亦自均勻(第 65 圖及第 66 圖)。



第 65 圖



第 66 圖

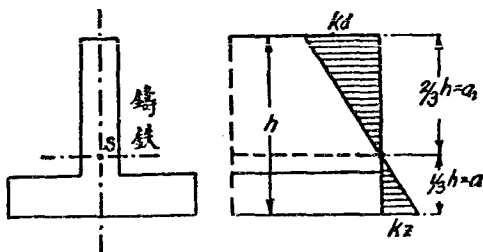
物料壓及拉斷應力，如屬不同者，其重心之規定，應依下法，
使

$$\frac{k_z}{k_d} = \frac{a}{a_1},$$

如在鑄鐵 $k_z = \frac{k_d}{2},$

則 $\frac{\frac{k_d}{2}}{k_d} = \frac{a}{a_1}, \quad \frac{1}{2} = \frac{a}{a_1}, \quad a_1 = 2a.$

即緣邊對於中性層之距離，亦即緣邊對於重心之距離，在壓面為拉面之二倍，故其重心地位，在高度 $\frac{1}{3}$ 處，即 2 : 1 也（第 67 圖）。



第 67 圖

通常使 $k_z = k_d = k_b$ 及 $a = a_1$ 。

k_b 為材料安全彎曲應力，則撓曲公式如下：

$$M = k_b \frac{J}{a} \dots \dots \dots (16)$$

故撓曲公式，得以言語表示之：

在任何斷面間，因外力而起之力矩 M ，至大等於其安全撓曲應力 k_b 與斷面惰率 J 之相乘積，再除以中性層與緣邊之距離 a 。

以上試驗，知物料之應力，距中性層愈遠則愈高，距中性層最遠處之物料，方得盡用其所能，而距中性層最近處之物料，亦最少用其所能，因於物料斷面之形式，有下列之結論：

斷面間材料之大部份，應置於距中性層之可能至遠處。

惰率 J 值，依斷面之大小，及其形式而定，各部面積距中性層愈遠，則惰率亦愈大，因 $J = \sum f \cdot x^2$ ，此惰率與各斷面積距中性層成平方成正比。故欲增惰率之值，應增加其斷面積，如能增加各斷面與中性層之距離，則更屬得策。

定形鋼樑之選擇，以 I 及 C 形為宜，蓋其材料之分佈，大多集於緣邊，支配適當，在撓曲公式中 $\frac{J}{a}$ 之值，亦依斷面積之大小及形狀而定此，比亦具專名，曰抵率 (Widerstandsmoment) = W 。
故

$$\frac{J}{a} = W \dots \dots \dots (17)$$

撓曲公式之最普通者，應如下式：

$$M = k_d \cdot W \dots \dots \dots (18)$$

亦得以言語示之如下：

在任何斷面間，因外力而起之力距 M ，至大等於其安全撓曲應力 k_b 與斷面抵率 W 之相乘積。

在此撓曲公式中，以 M 表荷重之情形， k_a 表材料之強弱， W 表斷面積之大小及其形式也。

設計樑之受撓曲力距者，在工程上為常遇之問題，外力及取材，均先行規定，然後求其尺度，即 M 及 k_a 為已知值，而定 W 是也。

$$W = \frac{M}{k_b} \dots\dots\dots (18a)$$

在受拉力壓力及剪力各問題間，其能勝任之荷重，僅與斷面積之大小有關，而受撓曲力距之問題，除與斷面積之大小有關外，尚與斷面之形式，有至重要之關係焉。

關於樑之計算，除上述之法，定其尺度外，有以荷重及抵率為已知，求其應力 k_b 者，有以抵率及安全應力為已知，而求其安全撓曲力距者，此三值之輪換決定，以各種情形之需要為依歸。

欲定一斷面之抵率，當先定該斷面之惰率，一斷面對於某一軸之惰率，自有定值，但欲得一定之惰率，可應用若干斷面，合組而成。至斷面之形式，當以適合就地之情況為原則，撓曲力距之大小應視荷重之性質大小及樑之擱置情形而定。就大概言之，沿樑各斷面間之撓曲力距互異，故得將各斷面尺度互為不同，但於許多設施，如在房屋構造，所用之樑，各斷面恆相等，蓋使之成不

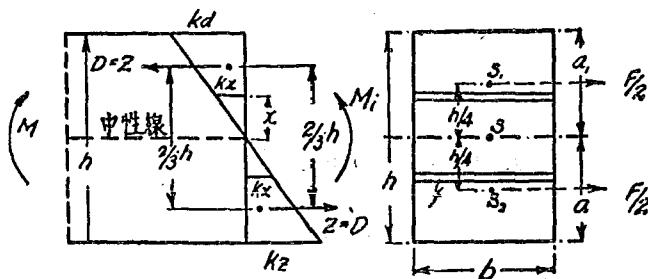
同之斷面，其所費之價值，恆較貴於因而所省材料之價值。故設計樑之尺度，當以在該樑所受最大撓曲力距為準繩，而最大撓曲力距所在地，即為該樑最危險之斷面。他如較大之工程，如鋼筋混凝土結構，及橋樑等項，樑之各部斷面大小，恆不一律，常以當地至大力距為根據也。

第二節 惰率計算法

計算一斷面之惰率，須應用高等數學，但亦得以淺易方法求之，惟手續較煩耳。

(一) 矩形斷面惰率

甲法：今設撓曲應力 $k_d = k_z = k_b$ ，則該面積之水平重心軸，即為該面積之中性線，在離中性線 x 處，其應力為 $k_x = s \cdot x$ (s 為在離中心線 1 處之應力)。如第 68 圖所示，距中性線 x 處之面積



第 68 圖

爲 f ，則在該面積上能起之抵抗力爲 $f \cdot k_x$ 。因在中性線上部之壓力及下部之拉力相等，故

$$z = \Sigma(f \cdot k_x) = D,$$

$$k_x : k_z = x : a,$$

$$k_x = \frac{x \cdot k_z}{a}, \quad a = \frac{h}{2},$$

$$f \cdot k_x = f \cdot x \cdot \frac{k_z}{a},$$

$$\Sigma f \cdot k_x = \Sigma f \cdot x \cdot \frac{k_z}{a},$$

$$z = \frac{k_z}{a} \Sigma f \cdot x.$$

因 $\Sigma f \cdot x = \frac{F}{2} \cdot \frac{h}{4},$

$$z = \frac{k_z}{a} \cdot \frac{F}{2} \cdot \frac{h}{4}, \quad F = b \cdot h,$$

$$z = \frac{k_z}{a} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{h}{4},$$

$$z = \frac{k_z}{a} \cdot \frac{bh^2}{8}.$$

因內力之力距與外力之力距等強，故

$$M = z \cdot z_0, \quad z_0 = \frac{2}{3} h$$

$$M = \frac{k_z}{a} \cdot \frac{bh^2}{8} \cdot \frac{2}{3} h,$$

$$M = \frac{k_s}{a} \cdot \frac{bh^3}{12} \dots\dots\dots (a)$$

按公式(16)得

$$M = k_b \frac{J}{a} \dots\dots\dots (b)$$

今 $k_b = k_s$, 再以 (a), (b) 兩公式比較之, 得

$$J = \frac{bh^3}{12} \dots\dots\dots (19)$$

矩形斷面惰率, 爲寬乘高之三方, 再以 12 除之。

抵率 $W = \frac{J}{a}, \quad a = \frac{h}{2},$

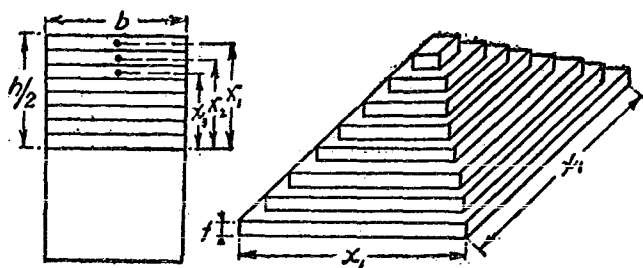
$$W = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6},$$

$$W = \frac{bh^2}{6} \dots\dots\dots (20)$$

矩形斷面之抵率, 爲寬乘高之三方, 再以 6 除之。

乙法: 惰率之數學式爲 $J = \Sigma fx^2$, 茲將一矩形之斷面積, 等分爲若干極小份, 每小份各乘以距中性線長度之平方, 如此所得各積之和, 如第 69 圖所示, 則

$$\frac{J}{2} = fx_1^2 + fx_2^2 + fx_3^2 + fx_4^2 + \dots\dots\dots$$



第 69 圖

但各積得作一立體着想，即以 x^2 為底面，以 f 為高，因 x 值不等，且按直線性遞變，故各積之和，合成一角錐體，即該角錐體之體積表 $\frac{J}{2}$ 。其體積如下：

$$\frac{J}{2} = x_1^2 \cdot \frac{1}{3} \Sigma f,$$

$$x_1 = \frac{h}{2}, \quad \Sigma f = \frac{bh}{2},$$

$$\frac{J}{2} = \left(\frac{h}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{bh}{2},$$

$$J = 2 \cdot \frac{h^2}{4} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{bh}{2},$$

$$J = \frac{bh^3}{12},$$

$$W = \frac{bh^2}{6}。$$

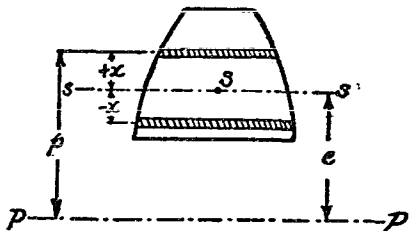
因惰率由面積及距離平方之相乘積，故為四次之值。若以公

分爲長度之單位，則成 cm^4 ，而抵率則爲 cm^8 也。

(二) 任意軸惰率

一斷面對於重心軸之惰率，前已論之，按第70圖爲

$$J_s = \Sigma f \cdot x^2.$$



第 70 圖

此斷面對於距重心軸 e 之 $P-P$ 軸，其惰率應爲

$$J_P = \Sigma f \cdot P^2,$$

在重心軸兩邊之面積，今成，

$$P = e \pm x,$$

故

$$J_P = \Sigma f (e \pm x)^2,$$

$$J_P = \Sigma f (e^2 \pm 2ex + x^2),$$

$$J_P = \Sigma f e^2 \pm \Sigma f \cdot 2ex + \Sigma f x^2,$$

$$J_P = e^2 \Sigma f \pm 2e \Sigma f x + \Sigma f x^2.$$

Σf 係全體斷面積，故 $\Sigma f = F$ 。

$\Sigma f \cdot x$ 係全面積對於重心軸之力矩應爲零，故 $\Sigma f x = 0$ 。

Σfx^2 值，係 J_s ，故 $\Sigma fx^2 = J_s$ 。以上諸值代入前式，得

$$J_P = e^2 F \pm 0 + J_s,$$

$$J_P = J_s + F \cdot e^2。 \dots\dots\dots(21)$$

上式亦得以語言表之：

一斷面對於任意軸之惰率，等於該斷面積對於重心軸之惰率，加以該斷面積與兩軸間距離之平方相乘積（按此定則，甚屬重要，計算上常應用之）。

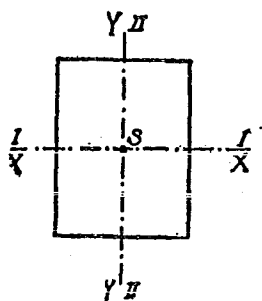
(三) 主軸惰率 (Hauptträgheitsmomente)

經過一重心點，得引無窮多直線，每一經過重心點之直線，得稱為重心軸。每一重心軸得有一惰率，在此等無窮數惰率中，有二惰率係屬重要，即最大惰率 J_{max} 及最小惰率 J_{min} 是，此二惰率謂之主軸惰率，其重心軸謂之主軸 (Hauptachse)。

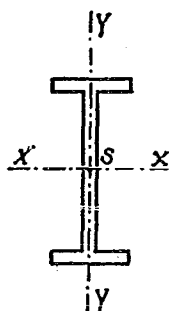
兩主軸恆互為垂直，其有最大惰率之主軸，謂之第一主軸，其有最小惰率者，謂之第二主軸。第一主軸以 $x-x$ 表之，故稱最大惰率為 J_x ，同理最小惰率為 J_y 也。

第 71 圖至第 74 圖，示常用諸斷面之主軸。由前而知，一斷面得有無窮多種惰率，而對於一定軸，其惰率之值，恆以斷面之形態為依歸。

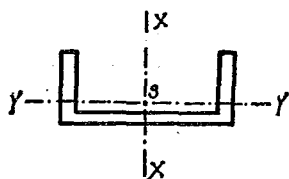
按惰率之數學式 $J = \Sigma f \cdot x^2$ ，乃指一斷面對於一軸之惰率，係由各小面對於此軸惰率之和，故由定形鋼合組之斷面，對於一



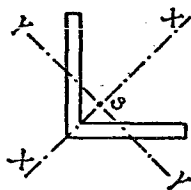
第 71 圖



第 72 圖



第 73 圖



第 74 圖

定軸之惰率，係由各定形鋼之斷面，對於此軸惰率之和，他如空心或成對稱之旁缺斷面。求惰率最簡之法，莫若先將此空缺補實，成一完全面，然後計其惰率，再減空缺面積之惰率即得。但其情形得分下列二項：

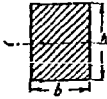
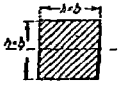

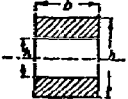
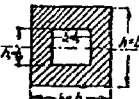


(甲)如各分面之重心軸，與完全面之重心軸相疊合，則對於此重心軸兩種斷面（完全面與補實面）惰率之差，即為該實有斷面之惰率（第 33 題）。

(乙)如各分面之重心軸與完全面之重心軸，不相疊合，則先計其對於完全面重心軸平行之各分面重心軸惰率，然後算其對於完全面重心軸惰率（應用公式 $J_p = J_c + F \cdot e^2$ ）。此兩種斷面（完全與補實面）惰率之差，即為該實有斷面之惰率（第 34 題）。

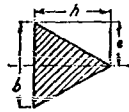
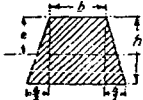
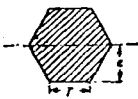
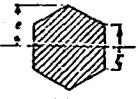
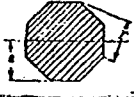
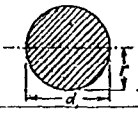
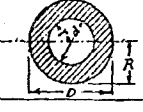
關於(乙)項惰率之求法，除將斷面補實而成完全面積外，得將該實有面積分為若干分面，各分面對於實有面重心軸惰率之和，即為該實有面之惰率（第 35 題）。此外尚有應用圖解法者，後當詳論之。

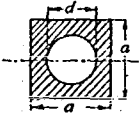
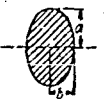
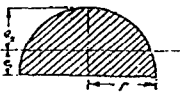
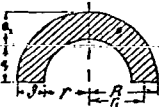
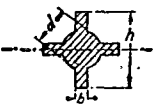
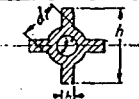

為便利決定樑之斷面積，或一斷面之惰率暨抵率計，各國均訂有各種定形鋼（Normal profile）及標準木樑，列成圖表，各形之惰率，抵率，斷面積，重量等項，一檢便得（德制定形鋼表見附錄 8）。

茲將各種常用斷面，其主軸惰率及主軸抵率之公式列表如下（第 75 圖至第 97 圖）。

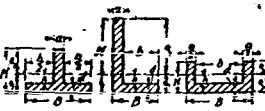
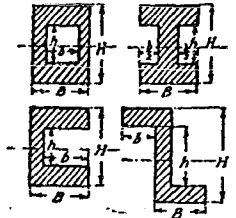
主軸惰率表				
斷面	面積 F	距離 e	慣性 J	撓率 w
	bh	$\frac{h}{2}$	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^3}{6}$
	h^2 或 b^2	$\frac{h}{2}$ 或 $\frac{b}{2}$	$\frac{h^4}{12}$ 或 $\frac{b^4}{12}$	$\frac{h^5}{5}$ 或 $\frac{b^5}{5}$
	h^2 或 b^2	$\frac{h\sqrt{2}}{2}$ 或 $\frac{b\sqrt{2}}{2}$	$\frac{h^4}{12}$ 或 $\frac{b^4}{12}$	$0.179h^5 \frac{\sqrt{2}}{12}$ 或 $0.179b^5 \frac{\sqrt{2}}{12}$
	$b(h-h')$	$\frac{h}{2}$	$\frac{b}{12}(h^3-h'^3)$	$\frac{b}{6h}(h^4-h'^4)$
	$h^2-h'^2$ 或 $b^2-b'^2$	$\frac{h}{2}$ 或 $\frac{b}{2}$	$\frac{h^4-h'^4}{12}$ 或 $\frac{b^4-b'^4}{12}$	$\frac{h^5-h'^5}{6h}$ 或 $\frac{b^5-b'^5}{6b}$
	$b^2-b'^2$	$\frac{b\sqrt{2}}{2}$	$\frac{b^4-b'^4}{12}$	$\frac{b^5-b'^5}{12b\sqrt{2}}$ 或 $0.179 \frac{b^5-b'^5}{b}$
	$\frac{bh}{2}$	$\frac{2}{3}h$	$\frac{bh^3}{36}$	$\frac{bh^3}{24}$

第 75 圖 至 第 81 圖

主 軸 慣 率 表				
斷 面	面積 F	距 離 e	慣 率 J	抗 率 W
	$\frac{bh}{2}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{hb^3}{48}$	$\frac{hb^2}{24}$
	$(2b+b')\frac{h}{2}$	$\frac{1}{3}h\frac{2b+2b'+b'}{2b+b'}$	$\frac{6b^3+6bb'b'+b'^3}{36(2b+b')^2}h^3$	$\frac{6b^2+6bb'+b'^2}{12(2b+b')}h^2$
	$\frac{3\sqrt{3}}{2}r^2$ $=2958r^2$	$\frac{\sqrt{3}}{4}r$ $=0.866r$	$\frac{5\sqrt{3}}{16}r^4$ $=0.5413r^4$	$\frac{5}{8}r^3$
	$\frac{3\sqrt{3}}{2}r^2$ $=2958r^2$	r	$\frac{5\sqrt{3}}{16}r^4$ $=0.5413r^4$	$\frac{5\sqrt{3}}{16}r^3$ $=0.5413r^3$
	$2828r^2$	$0.924r$	$\frac{11\sqrt{2}}{6}r^4$ $=0.6381r^4$	$0.6906r^3$
	$\pi r^2 - \frac{\pi d'^2}{4}$	$r - \frac{d'}{2}$	$\frac{\pi d^4}{64} - \frac{\pi d'^4}{64}$ $=0.0937d^4 - 0.0391d'^4$ $=0.7854r^4$	$\frac{\pi d^3}{32} - \frac{\pi d'^3}{32}$ $=0.3927d^3 - 0.1571d'^3$ $=0.7854r^3$
	$\frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)$	$R - \frac{D}{2}$	$\frac{\pi}{64}(D^4 - d^4)$ $=\frac{\pi}{4}(R^2 - r^2)$	$\frac{\pi D^3}{32} - \frac{\pi d^3}{32}$ $=\frac{\pi}{4}R^2r - \frac{\pi}{4}r^2R$

主軸惰率表				
斷面	面積 F	距靜 e	惰率 J	截率 W
	$a^2 - \frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{a}{2}$	$\frac{1}{12}(a^2 - \frac{\pi d^2}{16})$	$\frac{1}{6a}(a^2 - \frac{\pi d^2}{16})$
	πab	a	$\frac{\pi b a^3}{4}$	$\frac{\pi b a^2}{4}$
	$\frac{\pi r^2}{2}$	$e_1 = 0.4244r$ $e_2 = 0.5756r$	$r^4(\frac{1}{8} - \frac{3}{8}e_1)$ $= 0.1028r^4$	$w_1 = 0.2587r^3$ $w_2 = 0.1308r^3$
	$\frac{\pi}{2}(R^2 - r^2)$	$e_1 = \frac{4}{3\pi} \frac{R^2 + Rr + r^2}{R+r}$ $e_2 = R - e_1$	$\frac{0.1028(R^4 - r^4)}{0.2587R^2 + 0.1308r^2}$ $(\text{或取 } \frac{1}{2} - 0.3Jr^2)$	$w_1 = \frac{J}{e_1}$ $w_2 = \frac{J}{e_2}$
	$2b(h-d) + \frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{h}{2}$	$\frac{1}{2}(\frac{3}{8}d^2 h^2 - d)$ $+ b(h-d)$	$\frac{1}{2}(\frac{3}{8}d^2(h^2 - d))$ $+ b(h-d)$
	$2b(h-d) + \frac{\pi}{4}(d^2 - d)$	$\frac{h}{2}$	$\frac{1}{2}(\frac{3}{8}d^2(d-d))$ $+ b(b^2 - d^2)$ $+ b^2(h-d)$	$\frac{1}{2}(\frac{3}{8}d^2(d-d))$ $+ b(b^2 - d^2)$ $+ b^2(h-d)$
	$HB + hb$	$\frac{H}{2}$	$\frac{1}{12}(BH^3 + bh^3)$	$\frac{1}{6H}(BH^2 + bh^2)$

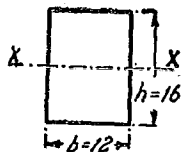
第 89 圖 至 第 95 圖

主軸惰率表				
斷面	面積 F	距離 e	惰率 J	抵率 W
	$HB - h(e_1 + h)$	$e = \frac{1}{2} \frac{aH^2 + bd^2}{aH + bd}$ $e = H - e_1$	$\frac{1}{2} (B\epsilon_1^2 + b\epsilon_1^2)$ $+ a\epsilon_1^2$	$W_1 = \frac{J}{e_1}$ $W_2 = \frac{J}{e_1}$
	$HB - hb$	$\frac{H}{2}$	$\frac{1}{12} (BH^2 + bh^2)$	$\frac{1}{6H} (BH^2 + bh^2)$

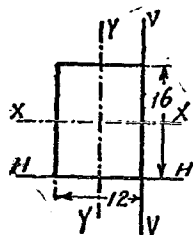
第 96 圖 及 第 97 圖

(四) 應用問題

第 31 題 有矩形斷面 12/16 公分，求其下列各值（第 98 圖及第 99 圖）。(1) 主軸惰率。(2) 主軸抵率。(3) 對於矩形面兩邊線之惰率。(4) 關於(3)之抵率。



第 98 圖



第 99 圖

解：(1) 主軸惰率。

$$J_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \cdot 16^3}{12} = 4096 \text{ cm}^4$$

$$J_y = \frac{hb^3}{12} = \frac{16 \cdot 12^3}{12} = 2304 \text{ cm}^4$$

(2) 主軸抵率。

$$W_x = \frac{J_x}{h/2} = \frac{4096}{8} = 512 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{J_y}{b/2} = \frac{2304}{6} = 384 \text{ cm}^3$$

(3) 對於矩形面兩邊緣之惰率(第 99 圖)。

按公式 (20) 得 $J_P = J_S + F \cdot e^2$

對於水平軸 $H-H$ ，則 $J_P = J_H$ ， $J_S = J_x$ ， $F = b \cdot h$ ，

$$e = \frac{h}{2}。$$

$$J_H = J_x + bh \left(\frac{h}{2} \right)^2 = 4096 + 12 \cdot 16 \cdot 8^2 = 16384 \text{ cm}^4。$$

對於垂直軸 $V-V$ ，則 $J_P = J_V$ ， $J_S = J_y$ ， $F = b \cdot h$ ，

$$e = \frac{b}{2}$$

$$J_V = J_y + bh \left(\frac{b}{2} \right)^2 = 2304 + 12 \cdot 16 \cdot 6^2 = 9216 \text{ cm}^4。$$

其通常應用之公式如下：

$$J_H = \frac{bh^3}{12} + bh\frac{h^2}{4} = \frac{bh^3}{3},$$

$$J_V = \frac{hb^3}{12} + bh\frac{b^2}{4} = \frac{hb^3}{3}.$$

(4) 關於(3)之抵率。

$$W_H = \frac{JH}{h} = \frac{16384}{16} = 1024 \text{ cm}^3,$$

$$W_V = \frac{J_V}{b} = \frac{9216}{12} = 768 \text{ cm}^3.$$

其通常應用之公式如下：

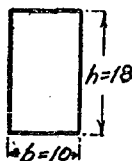
$$W_H = \frac{bh^3}{3 \cdot h} = \frac{bh^2}{3},$$

$$W_V = \frac{hb^3}{3 \cdot b} = \frac{hb^2}{3}.$$

第 32 題 有一樑 10/18 公分 (第 100 圖), 其惰率 J_x 及面積 F 與前題相較若何?

$$\text{解: } J_Y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 18^3}{12} = 4860 \text{ cm}^4,$$

其面積 $F = 18 \cdot 10 = 180 \text{ cm}^2$ 較前題面積為小(前題 $F = 12 \cdot 16 = 192 \text{ cm}^2$), 而惰率反較大, 可知斷面形態於惰率之關係矣。



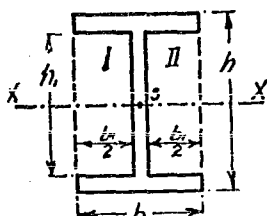
第 100 圖

第 33 題 有工字形斷面(第 101 圖),求其主軸惰率 J_x 及主軸抵率 W_x 。

解: 先將該斷面充實而成矩形之完全面,其惰率 $J = \frac{bh^3}{12}$ 補實面 I 及 II, 其惰率

$$J_I = J_{II} = \frac{b_1}{2} \cdot \frac{h_1^3}{12} = \frac{b_1 h_1^3}{24},$$

$$J_I + J_{II} = \frac{b_1 h_1^3}{12}。$$



第 101 圖

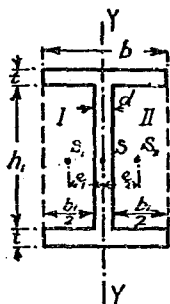
故工字形斷面惰率

$$J_x = J - 2J_I = \frac{bh^3}{12} - \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{1}{12} (bh^3 - b_1 h_1^3),$$

$$\text{其抵率 } W_x = \frac{J_x}{a} = \frac{J_x}{h/2} = \frac{1}{12} (bh^3 - b_1 h_1^3) \frac{2}{h} = \frac{bh^3 - b_1 h_1^3}{6h}。$$

第 34 題 前題, 求主軸惰率 J_y 及主軸抵率 W_y (第 102 圖)。

解: 如前法先將該工字形斷面充實而成矩形, 其惰率 $J = \frac{hb^3}{12}$ 補實面 I, II 兩塊, 其重心點 S_1, S_2 不與完全面重心點相疊合, 對於各面自身重心軸惰率為



第 102 圖

$$J_{s1} = \frac{h_1 (b_1)^3}{12 \left(\frac{2}{2}\right)},$$

$$J_{s2} = \frac{h_1 (b_1)^3}{12 \left(\frac{2}{2}\right)} = J_{s1}.$$

補實面對於 $Y-Y$ 軸慣率爲

$$J_I = J_{s1} + F_1 \cdot e_1^2,$$

$$J_{II} = J_{s2} + F_2 \cdot e_2^2.$$

$$\text{今 } J_{s1} = J_{s2}, F_1 = F_2 = \frac{h_1 b_1}{2}, e_1 = e_2 = \frac{b_1}{4} + \frac{d}{2}, J_I = J_{II}.$$

$$\text{故 } J_I = \frac{h_1 (b_1)^3}{12 \left(\frac{2}{2}\right)} + \frac{b_1 h_1}{2} \left(\frac{b_1}{4} + \frac{d}{2}\right)^2 = \frac{h_1 b_1}{24} (b_1^2 + 3bd).$$

$$\begin{aligned} \text{故 } J_Y = J - 2J_I &= \frac{1}{12} h b^3 - \frac{h_1 b_1}{12} (b_1^2 + 3bd) \\ &= \frac{1}{12} \{ h b^3 - h_1 b_1 (b_1^2 + 3bd) \}, \end{aligned}$$

$$W_Y = \frac{1}{6} \left\{ h^3 - h_1 b_1 \left(\frac{b_1^2}{b} + 3d \right) \right\}.$$

今設 $b = 30 \text{ cm}$, $t = 4 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$,

$b_1 = 28 \text{ cm}$, $h_1 = 42 \text{ cm}$, 則

$$J_Y = \frac{1}{12} \{ 50 \cdot 30^3 - 42 \cdot 28 (28^2 + 3 \cdot 30 \cdot 2) \}$$

$$= \frac{1}{12} (1350000 - 1130000) = 18028 \text{ cm}^4,$$

$$W_Y = \frac{J_Y}{b/2} = \frac{18028}{15} = 1202 \text{ cm}^3.$$

第 35 題 前題,求法以分若干分面為準 (第 103 圖)。

解: 分原面積為三矩形 I, II, III ,

其各重心點均在 $Y-Y$ 軸上。

$$\text{故 } J_Y = J_I + J_{II} + J_{III},$$

$$\text{而 } J_I = J_{II}, \quad J_Y = 2J_I + J_{III},$$

$$J_I = \frac{tb^3}{12} = J_{II},$$

$$J_{III} = \frac{h_1 d^3}{12},$$

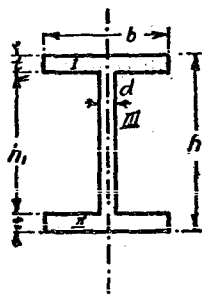
$$J_Y = 2 \frac{tb^3}{12} + \frac{h_1 d^3}{12} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 30^3}{12} + \frac{42 \cdot 2^3}{12}$$

$$= 18000 + 28 = 18058 \text{ cm}^4,$$

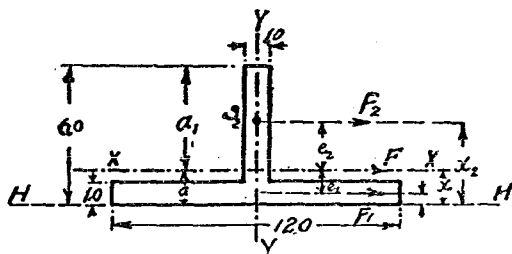
$$W_Y = \frac{18058}{15} = 1202 \text{ cm}^3.$$

(按此法解該問題,較為省事。)

第 36 題 有 Γ 形断面(第 104 圖),求主軸惰率及主軸抵率。



第 103 圖



第 104 圖

解：此面之重心點，位在 $Y-Y$ 軸與 $X-X$ 軸之交點，因形對稱，故 $Y-Y$ 軸即該面之中心線，不求可得。而 $X-X$ 係軸，當應用力距定律計算之。

分其面為 F_1 及 F_2 依 $H-H$ 軸計其面積力距：

$$(F_1 + F_2) \cdot x = F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2。$$

$$\text{今 } F_1 = 12 \cdot 1.0 = 12 \text{ cm}^2, \quad F_2 = 5 \cdot 1.0 = 5.0 \text{ cm}^2,$$

$$x_1 = 0.5 \text{ cm}, \quad x_2 = 3.5 \text{ cm},$$

$$\text{故 } 17 \cdot x = 12 \cdot 0.5 + 5 \cdot 3.5,$$

$$x = \frac{23.5}{17} = 1.38 \text{ cm}。$$

$$F_1 \text{ 之主軸惰率 } J_{s_1} = \frac{12 \cdot 1.0^3}{12} = 1 \text{ cm}^4,$$

$$F_2 \text{ 之主軸惰率 } J_{s_2} = \frac{1.5^3}{12} = 10.4 \text{ cm}^4。$$

故全面積之主軸惰率

$$J_x = J_{s_1} + F_1 e_1^2 + J_{s_2} + F_2 e_2^2,$$

$$J_x = 1 + 12(1.38 - 0.5)^2 + 10.4 + 5(3.5 - 1.38)^2,$$

$$J_x = 1 + 9.3 + 10.4 + 22.5 = 43.2 \text{ cm}^4,$$

$$a = 1.38 \text{ cm}, \quad a_1 = 4.62 \text{ cm}。$$

對於上層緣邊之抵率

$$W_{z_0} = \frac{J_x}{a_1} = \frac{43.2}{4.02} = 9.32 \text{ cm}^2;$$

對於下層緣邊之抵率

$$W_{x_u} = \frac{J_x}{a} = \frac{43.2}{1.38} = 31.2 \text{ cm}^3;$$

對於 $Y-Y$ 軸惰率及抵率

$$J_Y = \frac{1 \cdot 12^3}{12} + \frac{5 \cdot 1^3}{12} = 144 + 0.42 = 144.4 \text{ cm}^4,$$

$$W_Y = \frac{J_Y}{\frac{b}{2}} = \frac{144.4}{\frac{12}{2}} = \frac{144.4}{6} = 24.1 \text{ cm}^3.$$

在定形鋼表所示之值略小，以上項計算，未將形內各圓角所增損部份計入也。

第 37 題 求合組樑主軸 $X-X$ 之惰率(第 105 圖)。

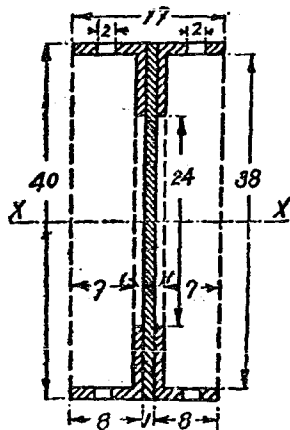
解：將該斷面充實而成矩形，

但其寬度應將兩帽釘所佔之空隙除

去 $d = 20 \text{ mm}$ ，則

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{1}{12} (17 - 2 \cdot 2) 40^3 \\ &\quad - \frac{1}{12} 2 \cdot 5 \cdot 38^3 \\ &\quad - \frac{1}{12} 2 \cdot 1 \cdot 24^3 \\ &= 69333 - 45727 - 2306 \\ &= 21300 \text{ cm}^4, \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{21300}{20} = 1065 \text{ cm}^3.$$



第 105 圖

第 38 題 求合組面之主軸惰率及主軸抵率 (第 106 圖)。

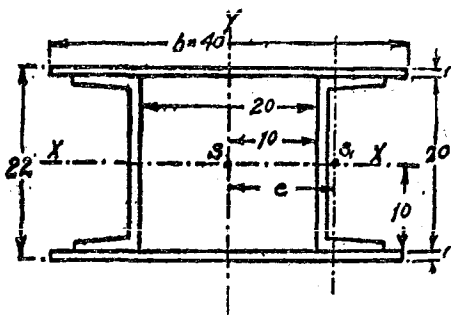
解：查表得定形鋼口 20 號之惰率

$$J_{Y_1} = 1911 \text{ cm}^4,$$

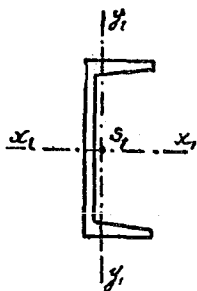
$$J_{X_1} = 148 \text{ cm}^4,$$

$$F = 32.2 \text{ cm}^2.$$

重心距 $S = 2.01 \text{ cm}$ (第 107 圖), 則合組面之惰率如下:



第 106 圖



第 107 圖

$$J_x = 2 \cdot 1911 + \frac{40 \cdot 22^3}{12} - \frac{40 \cdot 20^3}{12} = 3822 + \frac{40}{12}(22^3 - 20^3)$$

$$= 3822 + 8827 = 12649 \text{ cm}^4,$$

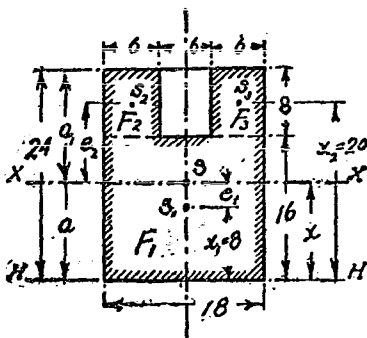
$$W_x = \frac{J_x}{a} \cdot \frac{J_x}{h/2} = \frac{12649}{11} = 1149 \text{ cm}^3,$$

$$J_y = 2(J_{Y_1} + F \cdot e^2) + \frac{2 \cdot 1 \cdot 40^3}{12} = 2(148 + 32.2 \cdot 12.01^2)$$

$$+ \frac{2 \cdot 1 \cdot 40^3}{12} = 4793 + 10666 = 15459 \text{ cm}^4,$$

$$W = y \frac{15459}{20} = 773 \text{ cm}^3$$

第 39 題 在 18/24 公分木樑上立一柱，用筭相接，求在此斷面之主軸惰率及主軸抵率（第 108 圖）。



第 108 圖

解：(甲) 求重心點。

分面為三份，即 F_1 、 F_2 及 F_3 并

$$F_1 = 16 \cdot 18 = 288 \text{ cm}^2,$$

$$F_2 = F_3 = 6 \cdot 8 = 48 \text{ cm}^2.$$

因該面為對稱形，故其重心點必在 $Y-Y$ 軸。再依力距定律

以 $H-H$ 為旋軸，得

$$F \cdot x = F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2 + F_3 \cdot x_3,$$

$$x_1 = 8 \text{ cm}, \quad x_2 = 20 \text{ cm},$$

$$384 \cdot x = 288 \cdot 8 + 48 \cdot 20 + 48 \cdot 20,$$

$$384 \cdot x = 4224,$$

$$x = \frac{4224}{384} = 10.98 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm}.$$

(乙) 定惰率

F_1 對於 $X-X$ 軸之惰率:

$$J_{X_1} = J_{S_1} + F_1 \cdot e_1^2,$$

$$e_1 = x - x_1 = 11 - 8 = 3 \text{ cm},$$

$$J_{X_1} = \frac{18 \cdot 16^3}{12} + 288 \cdot 3^2,$$

$$J_{X_1} = 6144 + 2592 = 8736 \text{ cm}^4.$$

F_2 及 F_3 對於 $X-X$ 軸之惰率

$$J_{X_2} = 2(J_{S_2} + F_2 \cdot e_2^2),$$

$$e_2 = 24 - x - \frac{8}{2} = 24 - 11 - 4 = 9,$$

$$J_{X_2} = 2\left(\frac{6 \cdot 8^3}{12} + 48 \cdot 9^2\right),$$

$$J_{X_2} = 2(256 + 3888) = 8288 \text{ cm}^4.$$

故全面積對於 $X-X$ 軸之惰率:

$$J_X = J_{X_1} + J_{X_2},$$

$$J_X = 8736 + 8288 = 17024 \text{ cm}^4.$$

(丙) 定抵率

依斷面之下部,其抵率 $W_{x_u} = \frac{J_x}{a}$,

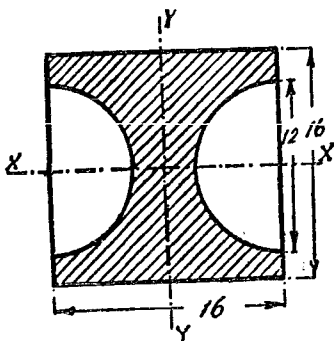
依斷面之上部,其抵率 $W_{x_o} = \frac{J_x}{a_1}$,

$$a = x = 11 \text{ cm}, \quad a_1 = 24 - x = 13 \text{ cm}。$$

故 $W_{x_u} = \frac{17024}{11} = 1548 \text{ cm}^3,$

$$W_{x_o} = \frac{17024}{13} = 1310 \text{ cm}^3。$$

第 40 題 有正方面,邊長為 160 公釐,兩側各截去半圓,圓之直徑為 120 公釐,求該面二主軸惰率及抵率(第 109 圖)。



第 109 圖

解: (甲)對於 $X-X$ 軸之惰率及抵率。

設正方面對於 $X-X$ 軸之惰率為 J_{x_1} ,

兩半圓面對於 $X-X$ 軸之惰率為 J_{x_2} ,

實有面對於 $X-X$ 軸之惰率為 J_x ,

故 $J_X = J_{X_1} - J_{X_2}$ 。

今 $J_{X_1} = \frac{a^4}{12} = \frac{16^4}{12} = 5461.3 \text{ cm}^4$,

$$J_{X_2} = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \cdot 12^4}{64} = 1017.9 \text{ cm}^4,$$

$$J_X = J_{X_1} - J_{X_2} = 5461.3 - 1017.9 = 4443.4 \text{ cm}^4,$$

$$W_X = \frac{J}{\frac{16}{2}} = \frac{4443.4}{8} = 555.4 \text{ cm}^3.$$

(乙)對於 $Y-Y$ 軸之惰率及抵率。

設正方面對於 $Y-Y$ 軸之惰率為 J_{Y_1} ,

兩半圓面對於 $Y-Y$ 軸之惰率為 J_{Y_2}

實有面對於 $Y-Y$ 軸之惰率為 J_Y ,

故 $J_Y = J_{Y_1} - J_{Y_2}$ 。

今 $J_{Y_1} = \frac{a^4}{12} = \frac{16^4}{12} = 5461.3 \text{ cm}^4$,

$$J_{Y_2} = J_S + e^2 \cdot F \quad (\text{按第 21 公式})。$$

按第 91 圖得：

$$J_S = 2 \cdot 0.1098 \cdot r^4 = 2 \cdot 0.1098 \cdot 6^4 = 285 \text{ cm}^4,$$

$$e = e_2 + \frac{16-12}{2} = 0.5756 \cdot r + 2 = 0.5756 \cdot 6 + 2 = 5.45 \text{ cm},$$

$$F = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113.1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{故 } J_{Y_2} = 285 + 5.45^2 \cdot 113.1 = 285 + 3355 = 3640 \text{ cm}^4,$$

$$J_Y = J_{Y_1} - J_{Y_2} = 5461.3 - 3640 = 1821.3 \text{ cm}^4,$$

$$W_Y = \frac{J_Y}{8} = \frac{1821.3}{8} = 227.7 \text{ cm}^3.$$

第三節 惰率圖解法

(一)簡易面之惰率計算法,前已詳言,而對於一切不規則面之惰率,則圖解法尙矣。今依柯爾滿(Culmaun)法如次:

將欲求惰率之面,分成等寬之若干平行分面,各分面之重心點,在各分面中心線之半高,或依梯形面求重心法,則更爲準確,而得 $S_1, S_2, S_3, S_4, \dots$, 等點。因惰率

$$J = \Sigma f \cdot x^2.$$

$$\text{即 } J = f_1 x_1^2 + f_2 x_2^2 + f_3 x_3^2 + f_4 x_4^2 + \dots + f_n x_n^2.$$

上式亦得書爲

$$J = f_1 \cdot x_1 \cdot x_1 + f_2 \cdot x_2 \cdot x_2 + f_3 \cdot x_3 \cdot x_3 + f_4 \cdot x_4 \cdot x_4 + \dots + f_n \cdot x_n \cdot x_n$$

而 $f \cdot x$ 係對於某軸之靜力距,今設 $f_1 \cdot x_1 = M_1$; $f_2 \cdot x_2 = M_2$;

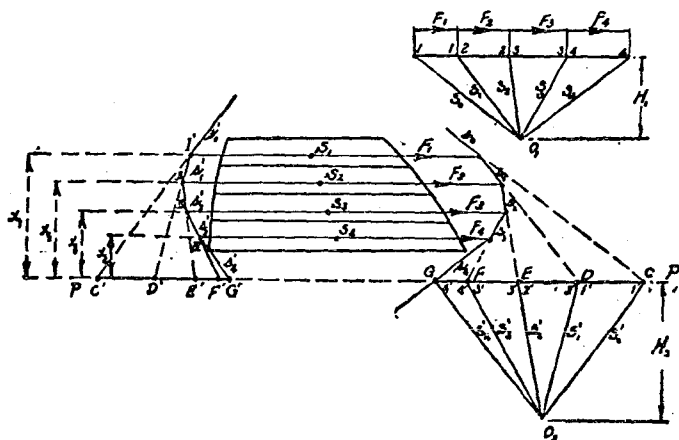
$f_3 \cdot x_3 = M_3$; $f_4 \cdot x_4 = M_4, \dots, f_n \cdot x_n = M_n$, 即

$$J = M_1 \cdot x_1 + M_2 \cdot x_2 + M_3 \cdot x_3 + M_4 \cdot x_4 + \dots + M_n \cdot x_n$$

今以 $M = f \cdot x$ 值,視若爲力,各作用於其所屬分面之重心點,如是則 $M \cdot x = f \cdot x \cdot x$ 值,後得視爲一力距,故各分面

$M \cdot x = f \cdot x \cdot x = f \cdot x^2$ 值，既表各分面對於某軸之惰率，則各分面對於某軸惰率之和，即係該全面積對於某軸之惰率也。

(二)今按第 110 圖，取一長度比例尺（在此 1 : 10）定 F_1, F_2, F_3, F_4 四分面之面積，而視各分面面積，為各作用於重心點之力，各平行於 PP 軸，而依次排列之，規定一力比例尺（在此 1 cm = 200 cm²），再取極距 H ，（在此 $H_1 = 15$ cm），繪極圖，作與極圖相關之多角線圖，即 \overline{GD} 為 $F_1 \cdot x_1$ 之關係值， DE 為 $F_2 \cdot x_2$ 之關係值， EF 為 $F_3 \cdot x_3$ 之關係值， FG 為 $F_4 \cdot x_4$ 之關係值，而 $CG \cdot H_1$ 為總面積 F 對於 PP 軸之力距也。（ CG 應以力比例尺量之，得 cm²， H_1 應以長度比例尺量之得 cm，故上值為 cm²。）



第 110 圖

次又將與各分面有關之值， CD, DE, EF 及 FG 等，視之若力，作用於各分面之重心點，更擇一極距 H_2 (在此 $H_2 = 25$ cm) 及長度比例尺 (在此仍為 $1:10$) 作極圖，以 O_2 示其極繪多角線圖，延長其邊線，交 PP 軸於 C', D', E', F', G' 等點。

若是，則由 CD, DE, EF 及 FG 各值為力而得 $C'D', D'E', E'F'$ 及 $F'G'$ 。故

$$C'D' = F_1 \cdot x_1 \cdot x_1 = F_1 \cdot x_1^2 \quad D'E' = F_2 \cdot x_2 \cdot x_2 = F_2 \cdot x_2^2$$

$$E'F' = F_3 \cdot x_3 \cdot x_3 = F_3 \cdot x_3^2 \quad F'G' = F_4 \cdot x_4 \cdot x_4 = F_4 \cdot x_4^2$$

各面積之總情率為 $C'G'$ 也。

$$\text{今} \quad \triangle CDO_2 \sim \triangle C'D'O_2,$$

$$\text{故} \quad \frac{C'D'}{x_1} = \frac{CD}{H_2},$$

$$C'D' = \frac{CD \cdot x_1}{H_2},$$

$$CD \cdot H_1 = F_1 \cdot x_1$$

$$CD = \frac{F_1 \cdot x_1}{H_1},$$

$$C'D' = \frac{F_1 \cdot x_1 \cdot x_1}{H_1 \cdot H_2},$$

$$F_1 \cdot x_1^2 = C'D' \cdot H_1 \cdot H_2.$$

$$\text{同理，得} \quad F_2 \cdot x_2^2 = D'E' \cdot H_1 \cdot H_2,$$

$$F_3 \cdot x_3^2 = E'F' \cdot H_1 \cdot H_2,$$

$$F_4 \cdot x_4^2 = F'G' \cdot H_1 \cdot H_2.$$

$$\text{故 } J = \sum fx^2 = F_1 \cdot x_1^2 + F_2 \cdot x_2^2 + F_3 \cdot x_3^2 + F_4 \cdot x_4^2,$$

$$J = H_1 \cdot H_2 (C' D' + D' E' + E' F' + F' G'),$$

$$J = H_1 \cdot H_2 \cdot C' G'.$$

故 F 面對於 PP 軸之惰率，為其所屬多角線圖 $I II' III' IV'$ 之最外二邊截軸之部份 $C' G'$ 與二極距 H_1 及 H_2 之相乘積也。

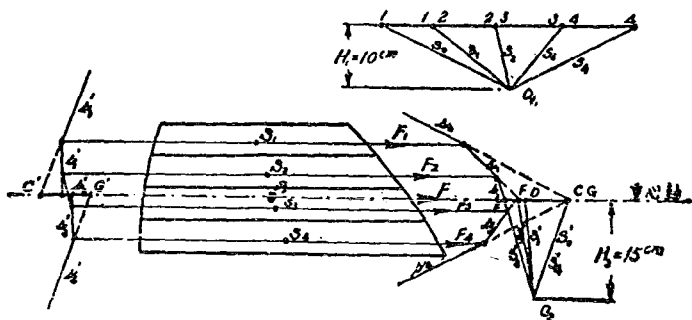
極距 H_1 及 H_2 以長度比例尺計， $C' G'$ 以面積比例尺計，故

$$J = H_1 \text{ cm} \cdot 10 \cdot H_2 \text{ cm} \cdot 10 \cdot C' G' \text{ cm}^2 \cdot 200,$$

即 J 為 cm^4 也。

極距 H_1 及 H_2 以用整數為原則，通常在 $H_1 H_2$ 及 $C' G'$ 三值中，其間二值用長度比例尺，他一值則用面積比例尺也。

(三)面之對於其重心軸惰率，其法則仍不變，因面之對於重心軸之靜力距 $\sum f \cdot x = 0$ 故 C 與 G 二點應相疊合 (第 111 圖)，繼取第二極為 O_2 ，在極圖中， S_4 與 S'_4 為疊合，即其所屬之多角線圖二最外邊 s' 及 s'_4 相平行，故 $J = C' G' \cdot H_1 \cdot H_2$ 也。



第 111 圖

第四節 受撓曲力距構造物計算

(一) 概言 樑為受撓曲力距最重要之物體，其應注意各點及計算步驟如下：

- (a) 定樑之跨度及臂之長度。
- (b) 定荷重之大小性質及其地點。
- (c) 求擱置點之受力。
- (d) 求危險斷面。
- (e) 求最大撓曲力距。
- (f) 求應有抵率(假定材料之安全應力)。
- (g) 求樑之尺寸(查表方得最後決定)。

由計算所得樑之尺寸，與表中規定者，恆不能盡符，故仍應計算其實有之應力，此外當需求者，擱置面之大小是，甚或需用座板或座石等物。

對於上項各條應行說明之處列后：

關於 (a) 之跨度 淨寬度與跨度之關係，其計算如下：

$$\text{跨度} = \text{淨寬度} + \text{擱置之長度}$$

至擱置之長度約為淨寬度十之一，如以 l_1 為淨寬度， l 為跨度，擱置於磚牆之樑，亦得應用下式：

$$l = 1.04 l_1 + 0.1 \text{ m.}$$

按諸德國部定，凡樑直接擱置於磚牆上，其式如下：

$$l \geq 1.05 l_1。$$

關於 (b) 之荷重 樑如荷有磚牆重，為便利計，得視為僅在樑之跨度間，受有磚牆之重，而計算之，惟其所得之值，較實有者略大。

如於樑上之牆，開有門孔，孔頂架拱，則在門孔上部之重得將其半數，均佈於門孔左邊之樑上，他半則均佈於其右邊之樑，對於窗孔亦然，惟窗下之磚牆重量，由其下部之樑直接承受。

如門孔或窗孔，跨度廣寬，孔頂架以橫樑，則應求其支力之所在，將如是所得之集力，作用於直接下部之樑上。

如樑之自重，較諸其荷重有相當重量時，則其自重，亦應計入。

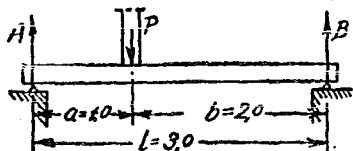
關於 (f) 之選材 在半磚厚之牆，其下部僅需一樑支之，在較厚之牆，則需應用二樑以上，故在厚牆之下，往往應用等強之三樑支之，并能使其荷力均佈為妥。

如受樑支持之牆，高達數層，則得於其最下層，受支於樑，亦得於每層或每二層受支之，以後法為較優，因得免過高之樑身及應用座石也。惟前法得減少自重，各樑均以應用定形鋼及標準木材為準繩，惟因特殊情形，亦得應用合組鐵及其他尺度之木材也。

(二) 應用問題

(甲)集力作用於單孔樑問題(第 41 題至第 49 題)。

第 41 題 單孔松木樑之跨度為三公尺，樑上受木撐一，支
力 $P=1500$ kg，求其應有抵率(第 112 圖)。



第 112 圖

解: $P=1500$ kg, $l=3.0$ m, $a=1.0$ m, $b=2.0$ m,
 $k_b=100$ kg/cm² (預知)

1. 求攔置力

$$A = \frac{P \cdot b}{l} = \frac{1500 \cdot 200}{300} = 1000 \text{ kg},$$

$$B = \frac{P \cdot a}{l} = \frac{1500 \cdot 100}{300} = 500 \text{ kg}.$$

驗 $A+B=1000+500=1500 \text{ kg}=P$ 。

2. 求危險斷面

在 P 之下其橫力 Q 由正而負，經過零點，故該處為最大
力距，即危險斷面所在處。

3. 求最大撓曲力距

$$M_{max} = A \cdot a = \frac{P \cdot b}{l} \cdot a = 1000 \cdot 100 = 100000 \text{ kgcm}.$$

4. 應有抵率

$$W = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{100000}{100} = 1000 \text{ cm}^3.$$

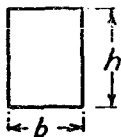
按第 113 圖，得 $\frac{bh^2}{6} = 1000$ 。今設 $b:l=3:4$ 則，

$$\frac{3}{4} h \frac{h^2}{6} = 1000, \quad h^3 = 8000, \quad h = \sqrt[3]{8000} = 20 \text{ cm},$$

$$b = \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} 20 = 15 \text{ cm}.$$

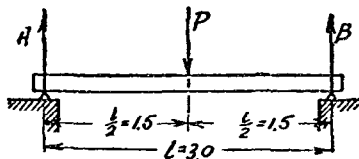
選擇標準木材 15/20 公分。

(在此題中，得直接查表，以求木材尺寸，較為迅速)。



第 113 圖

第 42 題 有工作架以砌牆垣，上載磚重 50 kg，及工匠一名重 100 kg，架之跨度為 3 公尺，設松板之寬 $b=25 \text{ cm}$ ，問其厚度應若干（第 114 圖）？



第 114 圖

解：如工匠及磚置之松板之中央，則發生最大撓曲力距。因

$$P = 100 + 50 = 150 \text{ kg}, \quad l = 300 \text{ cm},$$

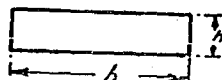
$$k_b = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (預知)}, \quad \text{則 } A = B = \frac{1}{2}P = 75 \text{ kg},$$

$$M_{max} = A \frac{l}{2} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{Pl}{4} = \frac{150 \cdot 300}{4} = 112500 \text{ kgcm},$$

$$W = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{112500}{100} = 112.5 \text{ cm}^3,$$

按第 115 圖得 $W = \frac{bh^2}{6} = 112.5 \text{ cm}^3,$

$$h^2 = \frac{6 \cdot 112.5}{25} = 27, \quad h = 5.2 \text{ cm}.$$



第 115 圖

選用松板 6/25 公分。

第 43 題 一樑承二柱之荷重(第 116 圖), 求此樑尺寸。

解: 1. 求擱置力

$$A = \frac{P_1 \cdot b_1}{l} + \frac{P_2 \cdot b_2}{l}$$

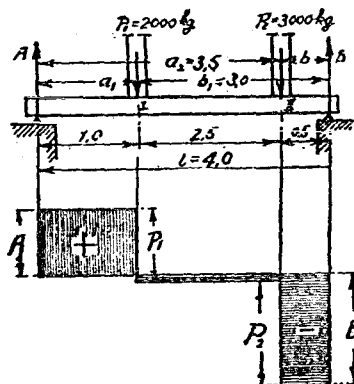
$$= \frac{2000 \cdot 300}{400} + \frac{3000 \cdot 50}{400}$$

$$= 1875 \text{ kg},$$

$$B = \frac{P_1 \cdot a_1}{l} + \frac{P_2 \cdot a_2}{l}$$

$$= \frac{2000 \cdot 100}{400} + \frac{3000 \cdot 350}{400}$$

$$= 3125 \text{ kg}.$$



第 116 圖

驗: $A + B = 1875 + 3125 = 5000 = P_1 + P_2.$

2. 定危險斷面

定樑之危險斷面所在地, 得用圖解及計算二法。圖解者, 即

繪橫力 (Querkräft) 圖以求之。計算法則，在樑之各處切若干斷面，求各該面之橫力，二法所得之結果，以何處橫力由正而負，即經過零點，是處即樑之危險斷面。今按第 116 圖，知在 P_1 之下為危險斷面也。

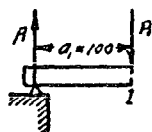
3. 最大撓曲力距 (第 117 圖)

$$M_{max} = A \cdot a = 1875 \cdot 100 = 187500 \text{ kgcm}$$

4. 應有抵率

$$W = \frac{M_{max}}{k_b}, \quad k_b = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木材)},$$

$$W = \frac{187500}{100} = 1875 \text{ cm}^3.$$



第 117 圖

選用松木樑 20/24 公分，有 $W = 1920 \text{ cm}^3$

$$k_b = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (工字樑)}$$

$$W_x = \frac{187500}{1200} = 157 \text{ cm}^3$$

選用工字樑第 18 號有 $W_x = 161 \text{ cm}^3$ ，每公尺長重

$$G = 21.9 \text{ kg/m}$$

第 44 題 樑上承有二力，與樑之中心線為對稱 (第 118 圖)。

(一) 設該樑為松木，其尺寸應若何？($k_b = 100 \text{ kg/cm}^2$)。

(二) 設該樑為 [形鋼，其號數應若何？($k_b = 1200 \text{ kg/cm}^2$)。

解：樑兩端擱置力為相等 $A = B = 2000 \text{ kg}$ 。

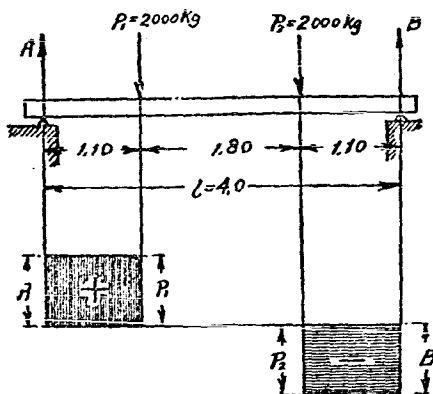
在 I-II 斷面間之橫力為零，故其最大撓曲力距，亦在

I-II 斷面間，即

$$M_{max} = A \cdot a,$$

$$M_{max} = 2000 \cdot 1.10 = 220000 \text{ kgcm.}$$

抵率 $W_x = \frac{M_{max}}{k_b}。$



第 118 圖

(甲) 設應用 [形鐵：

$$k_b = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$W_x = \frac{220000}{1200} = 184 \text{ cm}^3.$$

取用 [形鐵第 20 號，有 $W_x = 191 \text{ cm}^3$ ，

及自重 $G = 25.28 \text{ kg/m}$ ，

其實有應力 $\sigma_b = \frac{220000}{191} = 1152 \text{ kg/cm}^2。$

(乙) 設應用上等松木：

$$k_b = 100 \text{ kg/cm}^2,$$

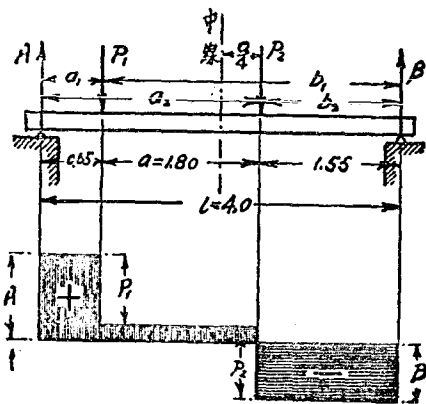
$$W_x = \frac{220000}{100} = 2200 \text{ cm}^3.$$

取用上等松木 20/26 cm，有 $W_x = 2253 \text{ cm}^3$ 及面積

$$F = 520 \text{ cm}^2$$

第 45 題 前題，如 P_1, P_2 為在樑上移動之二力，試求該樑尺寸，但 P_1, P_2 之距不變(第 119 圖)。

解：設 P_1, P_2 之距為 1.8 公尺，二力能發生最大撓曲力距時，當其間一力與樑中心線相距為 $a/4$ ，以之繪成第 119 圖)。



第 119 圖

(註) 樑受移動之多力作用，而力與力之距，恆為不變時，則取在樑上多力之合力，與其最近旁力之等分處，置樑之中心線於是處，若得如此佈置，於樑起有最大撓曲力距也。

(1) 擱置力:

$$A = \frac{P_1 b_1}{l} + \frac{P_2 b_2}{l} = \frac{2000 \cdot 155}{400} + \frac{2000 \cdot 335}{400}$$

$$= 775 + 1675 = 2450 \text{ kg,}$$

$$B = \frac{P_1 a_1}{l} + \frac{P_2 a_2}{l} = \frac{2000 \cdot 65}{400} + \frac{2000 \cdot 245}{400}$$

$$= 325 + 1225 = 1550 \text{ kg.}$$

驗: $A + B = \Sigma P,$

$$2450 + 1550 = 2000 + 2000, \text{ 即 } 4000 = 4000,$$

因知計算無誤。

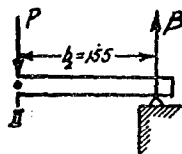
(2) 撓曲力距:

最大撓曲力距在 II 處 (第 120 圖), 即

$$M_{max} = B \cdot b_2$$

$$= 1550 \cdot 155$$

$$= 234750 \text{ kgcm.}$$



第 120 圖

較之前者, 當知此力距為大。

(3) 抵率:

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b}.$$

(甲) 設用 [應形鋼, 則

$$W_x = \frac{234750}{1200} = 195 \text{ cm}^3.$$

取用〔形鐵第 22 號，有 $W_x = 245 \text{ cm}^3$ ，及自重

$$G = 29.36 \text{ kg/m}。$$

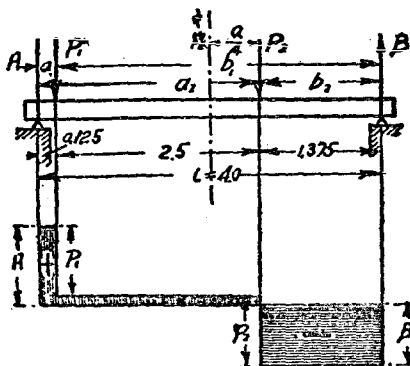
(乙)設用上等松木

$$W_x = \frac{234750}{100} = 2347 \text{ cm}^3。$$

取用上等松木樑 18/26 cm，有 $W_x = 2352 \text{ cm}^3$ 。

第 46 題 前題，如 P_1, P_2 之距，大於樑跨度之半者，則其能發生最大力距為若何？(第 121 圖)

解：設 $a \geq \frac{l}{2}$ 時，則上述法則，已不適用，其最大撓曲力距，當在一重力，作用於樑中心線時也(第 121 圖)。



第 121 圖

$$\text{故 } M_{\max} = \frac{P_1 l}{4} = \frac{2000 \cdot 400}{4} = 200000 \text{ kgcm}$$

今用前題所取之法則，驗之如次：

擱置力：

$$A = \frac{P_1 b_1}{l} + \frac{P_2 b_2}{l} = \frac{2000 \cdot 387.5}{400} + \frac{2000 \cdot 137.5}{400} = 2625 \text{ kg},$$

$$B = \frac{P_1 a_1}{l} + \frac{P_2 a_2}{l} = \frac{2000 \cdot 12.5}{400} + \frac{2000 \cdot 262.5}{400} = 1375 \text{ kg}.$$

驗： $A + B = \Sigma P,$

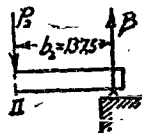
$$2625 + 1375 = 2000 + 2000$$

$$4000 = 4000.$$

因知無誤。

最大撓曲力距在 II (第 122 圖)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= B \cdot b_2 \\ &= 1375 \cdot 137.5 \\ &= 179063 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$



第 122 圖

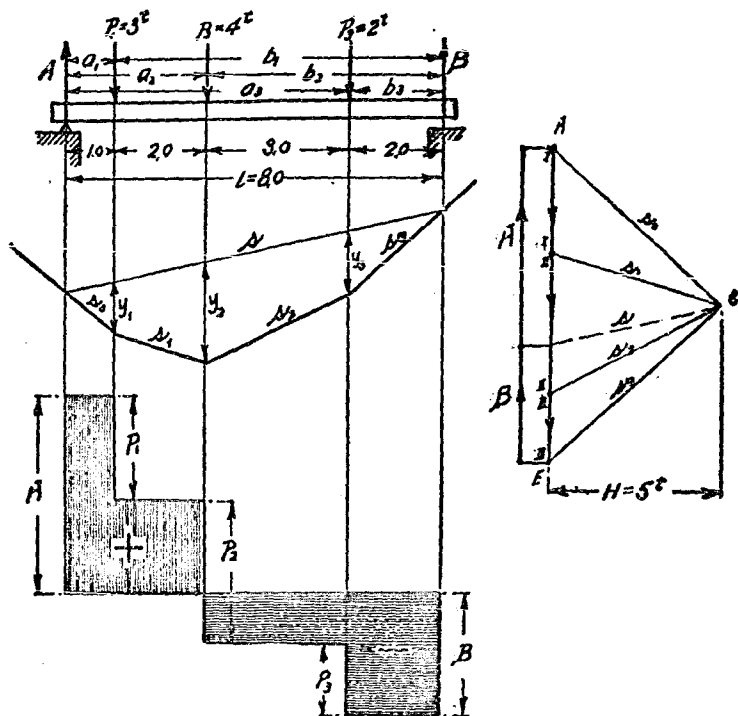
此值較之上項計算，僅置一重力於梁之中心線上者為小，故此法合理。

第 47 題 鎔鐵樑跨度為 8 公尺，上承三力 (第 123 圖)，問樑之尺寸應若何？

解：(1) 樑擱置力之求法，得應用圖解或計算法。

(甲) 圖解法：按第 123 圖，將 P_1, P_2, P_3 三力，上下排列，成一垂直線，取比例尺 $1 \text{ cm} = 2000 \text{ kg}$ ，任意選極距，此處 $H = 5000 \text{ kg}$ ，由極點 O 至 P_1, P_2, P_3 之連接線為 s_0, s_1

$s_2 s_3$ 再作 $s_0 s_1 s_2 s_3$ 之平行線於 $P_1 P_2 P_3$ 之下，而得 s 線，此線即分 P_1, P_2, P_3 三力為二擱置力 A 及 B ，而 y_1, y_2, y_3 為 I, II, III 三處力距之值，就中尤以 y_2 值為最大，由橫力圖得樑之危險斷面亦在 II ，因是處橫力之值曾為零，其最大力距如次：



$$y_2 = y_{max} = 1.45 \cdot 150 = 218 \text{ cm},$$

$$M_{max} = H \cdot y_{max} = 5000 \cdot 218 = 1080000 \text{ kgcm}.$$

(乙) 計算法：樑擱置力：

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3}{l} = \frac{3000 \cdot 700 + 4000 \cdot 500 + 2000 \cdot 200}{800}$$

$$= 5625 \text{ kg},$$

$$B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2 + P_3 a_3}{l} = \frac{3000 \cdot 100 + 4000 \cdot 300 + 2000 \cdot 600}{800}$$

$$= 3375 \text{ kg}.$$

$$\text{驗：} \quad 5625 + 3375 = 3000 + 4000 + 2000$$

$$9000 = 9000$$

故無誤。

(2) 橫力求法：

$$A \text{ 與 } P_1 \text{ 間之橫力} \quad A = 5625 \text{ kg},$$

$$P_1 \text{ 與 } P_2 \text{ 間之橫力} \quad 5625 - 3000 = 2625 \text{ kg},$$

$$P_2 \text{ 與 } P_3 \text{ 間之橫力} \quad 2625 - 4000 = 1375 \text{ kg},$$

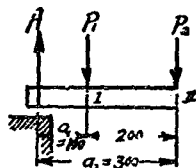
$$P_3 \text{ 與 } B \text{ 間之橫力} \quad -1375 - 2000 = -3375 \text{ kg}.$$

故其危險斷面當在 II。

(3) 力距求法：

按第 124 圖，僅視斷面 II 之左邊，在左邊各力對於 II 所起之力距，即該樑之最大力距，其值如下：

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= A \cdot a_2 - P_1(a_2 - a_1) \\
 &= 5625 \cdot 300 - 3000 \cdot 200 \\
 &= 1087500 \text{ kgcm.}
 \end{aligned}$$



(4) 樑應有尺寸：

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{1087500}{1200} = 906 \text{ cm}^3. \quad \text{第 124 圖}$$

選用工字樑第 34 號，有 $W_x = 923 \text{ cm}^3$ ，每公尺重 $G = 68 \text{ kg/m}$ ，或選闊工字樑第 25 號，有 $W_x = 965 \text{ cm}^3$ ，每公尺重 $G = 82.5 \text{ kg/m}$ 。

第 48 題 某商店有 7.2 公尺，跨度之大樑（第 125 圖），其上擱置小樑，小樑距為 0.8 公尺。設其樓上載重為 500 kg/m^2 及樓面之自重為 250 kg/m^2 ，求工字鐵大樑應有尺寸。

解：	樓板上益重為	500 kg/m ²
	樓板之自重為	250 kg/m ²
	共重	750 kg/m ² 。

每一小樑受力為：

$$Q = 0.80 \cdot 8.0 \cdot 750 = 4800 \text{ kg,}$$

小樑擱置點有三，其於大樑之擱置力為：

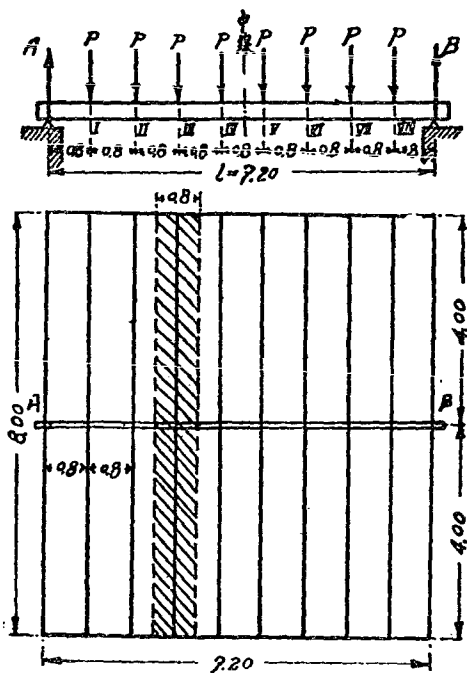
$$G = \frac{10}{16} Q = \frac{10}{16} \cdot 4800 = 3000 \text{ kg} = P_0.$$

按第 125 圖，大樑受力係對稱，故於其兩端之擱置力為等

強，即

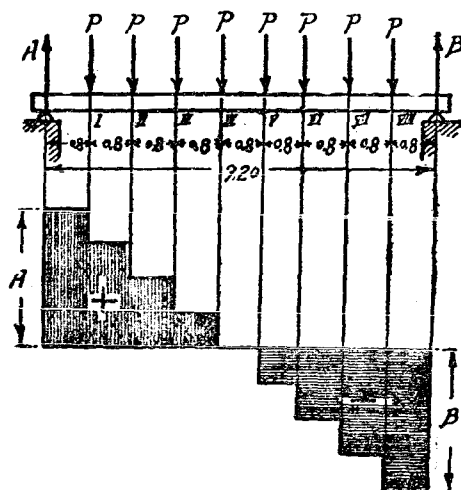
$$A = B = \frac{\Sigma P}{2} = \frac{8 \cdot P}{2} = 4P = 4 \cdot 3000$$

$$= 12000 \text{ kg}, \quad = 12000 \text{ kg}.$$



第 125 圖

按第 126 圖，大樑之危險斷面，當在 IV 及 V 間，因其間橫力為零也。



第 126 圖

按第 127 圖，求 IV 處最大撓曲力距，即以 IV 為旋點，得

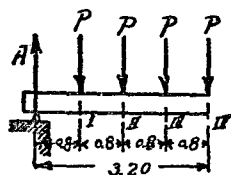
$$M_{max} = P \cdot 80(16 - 3 - 2 - 1)$$

$$= 3000 \cdot 80 \cdot 10$$

$$= 2400000 \text{ kgcm}$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{kb} = \frac{2400000}{1200}$$

$$= 2000 \text{ cm}^3$$

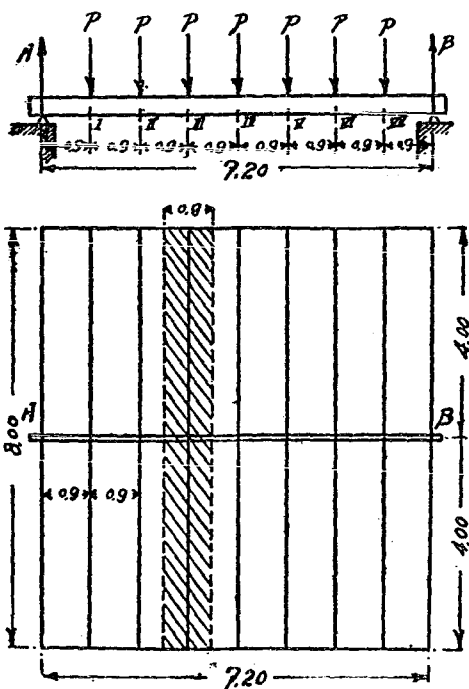


第 127 圖

取用第 45 號工字樑，有 $W_x = 2040 \text{ cm}^3$ 及自重

$G = 116 \text{ kg/m}$ 。

第49題 前題,如小樑之距爲 0.9 公尺 (第128圖),則工字鐵大樑之尺寸應如何?



第 128 圖

解: 在每一小樑受力爲:

$$Q = 0.90 \cdot 8.00 \cdot 750 = 5400 \text{ kg},$$

每一小樑在大樑上之擱置力:

$$C = \frac{10}{16} Q = \frac{5400 \cdot 10}{16} = 3375 = P.$$

按第 129 圖，大樑危險斷面，當在 IV 處。

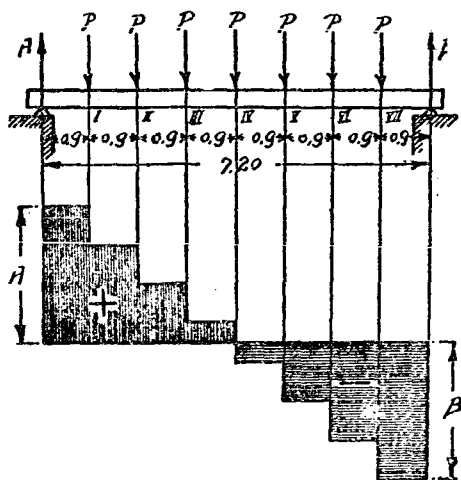
再按第 130 圖，計其最大撓曲力距

$$M_{max} = P \cdot 90(3.5 \cdot 4 - 3 - 2 - 1) = 3315 \cdot 90 \cdot 8$$

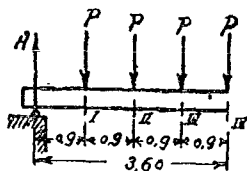
$$= 2430000 \text{ kgcm}$$

$$W_x = \frac{2430000}{1200} = 2022 \text{ cm}^3$$

因知與前題無甚區別，所擬大樑尺寸，在此仍適於用。



第 129 圖



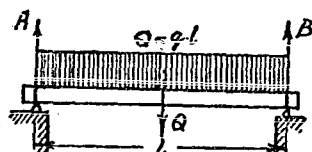
第 130 圖

(乙)均佈力作用於單孔樑問題 (第 50 題至第 55 題), 設於樑上作用均佈力, 其總值為 Q (第 131 圖), 則於每公分長樑之受力為:

$$q = \frac{Q}{l},$$

$$\text{但 } A = B = \frac{Q}{2} = \frac{ql}{2}$$

$$M_{max} = \frac{Ql}{8} = \frac{ql^2}{8}$$



第 131 圖

第 50 題 有 7 m 跨度之二工字樑, 用以承支磚牆一座 (第 132 圖), 設磚重為 1800 kg/m³ 求工字樑尺寸。

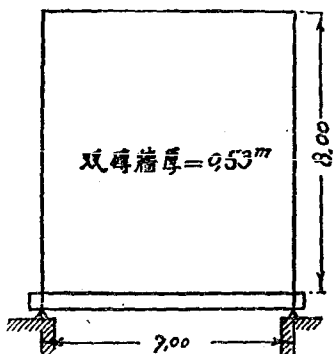
解: 在樑之全長, 受有均佈力, 其總重為:

$$\begin{aligned} Q &= 0.53 \cdot 8.00 \cdot 7.00 \cdot 1800 \\ &= 53440 \text{ kg,} \end{aligned}$$

危險斷面在樑之中央

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{57440 \cdot 700}{8} = 4683500 \text{ kgom,}$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{4683500}{1200} = 3900 \text{ cm}^3,$$



第 132 圖

在每樑有 $\frac{W_x}{2} = 1950 \text{ cm}^3$

取用二根工字樑第 45 號，有 $W_x = 2 \cdot 2037 = 4070 \text{ cm}^3$ 及
 $G = 2 \cdot 115.4 = 230.8 \text{ kg/m}$ 或用二根闊工字樑第 34 號，有
 $W_x = 2 \cdot 2073 = 4146 \text{ cm}^3$ 及 $G = 2 \cdot 131.4 = 262.8 \text{ kg.m}$ 。

再因工字樑之自重，有增樑荷重，故

$$Q_1 = 7.0 \cdot 262.8 = 1840 \text{ kg.}$$

最大撓曲力距：

$$M_{max} = \frac{1840 \cdot 700}{8} = 161000 \text{ kgcm,}$$

$$W_x = \frac{161000}{1200} = 134 \text{ cm}^3$$

應有抵率 $W = W_x + W'_x = 3900 + 134 = 4034 \text{ cm}^3$ ，

故上項所取用工字樑尺寸，仍能適用。

第 51 題 某室一邊之淨寬度為 5.2 m，安置 0.8 m 距之
 樓板樑。設該樑高寬之比為 4 : 3，求樑尺寸(第 133 圖)。

解：(1) 荷重計算 (以每平方公尺樓板計)。

(a) 自重.....250 kg

(b) 活重.....200 kg

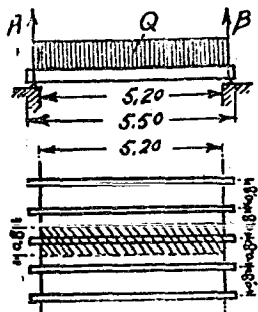
總重.....450 kg。

按第 133 圖，每樑所荷之重為：

$$Q = 5.5 \cdot 0.8 \cdot 450 = 1980 \text{ kg.}$$

(2) 危險斷面及最大撓曲力距在此為均佈力，其危險斷面當在樑之中央，該處最大撓曲力距為：

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{Ql}{8} = \frac{1980 \cdot 5.50}{8} \\ &= 136130 \text{ kgcm}。 \end{aligned}$$



第 133 圖

(3) 樑之尺度。

應用上等松木樑 $k_b = 100 \text{ kg/cm}^2$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{136130}{100} = 1361 \text{ cm}^3。$$

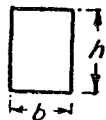
按第 134 圖，採用矩形斷面樑，

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = 1361 \text{ cm}^3，$$

$$b = \frac{3}{4} h，$$

$$W_x = \frac{3h}{4} \cdot \frac{h^2}{6} = 1361 \text{ cm}^3，$$

$$h = \sqrt{1361 \cdot 8} = 23 \text{ cm}。$$



第 134 圖

今擇 $h = 24 \text{ cm}$ ， $b = \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} \cdot 24 = 18 \text{ cm}$ ，

故樑之斷面為 $18/24 \text{ cm}$ 。

第 52 題 前題，計算樓面板尺寸，設板寬為 15 cm ，求其厚

度(算得之結果,再加 2 cm 作損耗)。

解: 樓面板擱置於多樑上, 爲安全計, 仍視作單孔擱置樑計算之(第 135 圖)。

今設盆重爲 200 kg/m^2 , 故在每塊樓板每孔之總重爲

$$Q = 0.8 \cdot 0.15 \cdot 200 = 24 \text{ kg},$$

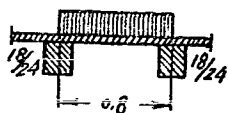
$$M_{max} = \frac{Ql}{8} = \frac{24 \cdot 80}{8} = 240 \text{ kgcm},$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{240}{100} = 2.4 \text{ cm}^3.$$

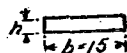
按第 136 圖 $\frac{bh^2}{6} = 2.4,$

$$b = 15 \text{ cm},$$

$$h = \sqrt{\frac{2.4 \cdot 6}{15}} = 1.0 \text{ cm}.$$



第 135 圖



第 136 圖

再加損耗 2 cm, 合計樓面板尺寸爲 $15/3 \text{ cm}$ 。

第 53 題 前題, 在樓面板上作用之力, 如係一集力

$P = 150 \text{ kg}$, 則樓板之厚, 不加損耗, 應有若干?

解: 集力作用於樓板兩樑之中央, 則可得最大撓曲力距(閱第 114 圖)。

$$M_{max} = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{150 \cdot 80}{4} = 3000 \text{ kgcm},$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{3000}{100} = 30 \text{ cm}^3,$$

$$h = \sqrt{\frac{30 \cdot 6}{15}} = 3.46 \sim 3.5 \text{ cm}.$$

如此計算，應有斷面為 15/3.5 cm

第 54 題 設在第 48 題及第 49 題，大樑荷重，係屬均佈力，則其最大撓曲力距為若干，較之前果又若何？

解：樓板面積 $F = 8 \cdot 7.2 = 57.6 \text{ m}^2,$

其上總荷重為 $57.6 \cdot 750 = 53200 \text{ kg},$

在大樑上荷力 $G = \frac{10}{16} \cdot 53200 = 27000 \text{ kg},$

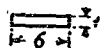
最大撓曲力距 $M_{max} = \frac{G \cdot l}{8} = \frac{27000 \cdot 720}{8},$
 $= 2430000 \text{ kgcm}.$

其結果與第 49 題完全相符，而較第 48 題為大，原以在大樑之中心線處有無荷力為斷也。

第 55 題 有風桁構之對角桁長 4.0 m，以 6/1 cm 平鐵條所成，其由自重而起之撓曲應力為若干？(第 137 圖)。

解：6/1 cm 平鐵條重為 4.68 kg/m,

總重 $Q = 4 \cdot 4.68 = 18.72 \text{ kg},$



第 137 圖

最大撓曲力距 $M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{18.72 \cdot 400}{8} = 936 \text{ kgcm},$

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{6 \cdot 1^2}{6} = 1 \text{ cm}^3,$$

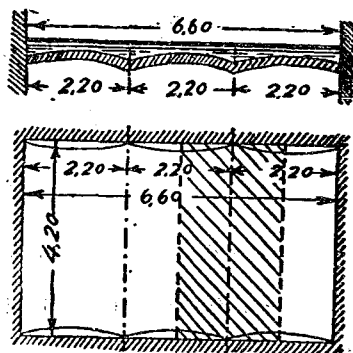
$$k_b = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{936}{1} = 936 \text{ kg/cm}^2.$$

(丙) 樑受拱壓問題 (第 56 題)。

受拱作用之樑，有水平力，樑受兩旁拱壓，設兩拱為等寬等高及受相等之荷重，則兩水平力等強而相消，樑僅受垂直力；否則須裝置拉桿以承斯力。拱墩尺寸，以能安置拉桿或能承受水平力為準，在下計算，樑僅荷垂直力也。

第 56 題 有地窖用工字樑及半磚砌拱為天面，樑距為 2.2 m，求工字樑應有尺寸 (第 138 圖)。

解：(1) 重量計算 (每平方公尺)。

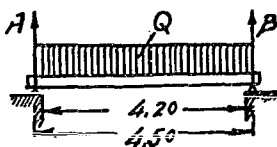


第 138 圖

拱重 ($\frac{1}{3}$ 拱高, 2 至 2.5 m 拱寬).....	370 kg
益重.....	500 kg
<hr/>	
總重.....	870 kg

樑之跨度為 4.50 m，則在每樑之重為

$$Q = 4.50 \cdot 2.20 \cdot 870 = 8600 \text{ kg (第 139 圖)}.$$



第 139 圖

(2) 最大撓曲力距及樑之尺寸。

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{8600 \cdot 450}{8} = 483450 \text{ kgem},$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{483450}{1200} = 404 \text{ cm}^3.$$

選用工字樑第 26 號，有 $W_x = 441 \text{ cm}^3$ 及 $G = 41.9 \text{ kg/m}$ ，

此樑全重為 $41.9 \cdot 4.50 = 190 \text{ kg}$ ， $Q_1 = 8600 + 190 = 8800 \text{ kg}$ 。

$$M_{max} = \frac{8800 \cdot 450}{8} = 495000 \text{ kgem},$$

$$W_x = \frac{495000}{1200} = 412 \text{ cm}^3.$$

在上所取樑之尺度，以其自重計入，亦仍適用。

(3) 樑之擱置尺寸。

$$\text{擱置力 } A = B = \frac{Q_1}{2} = \frac{8800}{2} = 4400 \text{ kg},$$

硬磚用黃沙水泥石灰砌 $k_d = 14 \text{ kg/cm}^2$ ；所需壓面：

$$F = \frac{A}{k_d} = \frac{4400}{14} = 314 \text{ cm}^2;$$

樑闊 $b=11.3$ cm; 壓面應有長度爲:

$$x = \frac{314}{11.3} = 28 \text{ cm.}$$

對於 4.50 m 跨度之樑, 此尺寸尚適於用。

(丁)瓦楞鐵計算(第 57 題)。

遇特殊情形, 有以瓦楞鐵爲兩樑間遮蓋之料者。在瓦楞鐵表得查其抵率, 大概以寬 1 m 及 cm^2 爲單位, 間亦有用 mm^2 者, 但換算極易, 後者用 $10^3=1000$ 除之可也。瓦楞鐵之裝置, 應將其波之長軸, 與撓曲面相平行。

第 57 題 前題, 在工字樑間, 以瓦楞鐵易拱, 設其總荷重爲 400 kg/m^2 , 求瓦楞鐵尺寸。

解: 因楞之長軸, 與工字樑相垂直, 故其跨度爲 2.20 m

$$Q = 2.2 \cdot 1.0 \cdot 400 = 800 \text{ kg,}$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{800 \cdot 2.20}{8} = 24200 \text{ kgcm,}$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{24200}{1000} = 24.2 \text{ cm}^3.$$

選用瓦楞鐵 $100 \times 60 \times 1$ 有 $W_x = 25.6 \text{ cm}^3$, 及 $G = 14.16 \text{ kg/m}^2$

(戊)臂樑計算。

樑僅受支於一端, 而他端懸空者, 謂之臂樑 (Kragträger),

其受支之端，或係緊砌牆中（第 140 圖），或係受支於鄰近二支點（第 145 圖）。此樑大都為建造且眺臺等用，其亦應適於平衡定律，固無疑也。因無水平力，故外力之平衡，僅有下列二式已足，即

$$\Sigma V=0 \quad \text{及} \quad \Sigma M=0。$$

所謂外力者，係樑之荷重，及受支端之支力是，如荷重為垂直力，則其支力，亦必垂直（第 140 圖）。故

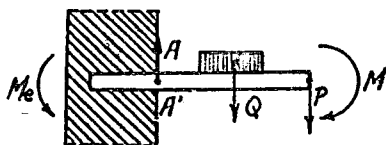
$$A - \Sigma P = 0,$$

$$A = \Sigma P。$$

對於任何點，外力力距應為零，於 A 點亦然。設 M 為因荷重而生之力距，則定有一等強反向之力距 M_e 與之平衡，而 M_e 必發生於樑之受支端。故

$$M - M_e = 0,$$

$$M = M_e,$$



第 140 圖

至 M_e 之來也，可有多種，就大概言之，則因樑砌於牆間，受後者之緊壓，一受外力作用，即起相反之抵抗力距，通常名曰鉗

制力距 (Einspannungsmoment)。鉗制力距所持者，在於樑上下之磚重，樑之上部磚重如嫌不足，則應利用拉桿，連結其下部，使下部之磚重亦為所用。在臂樑受支部份，應用黃沙水泥層及座板，妥為排砌，俾適其需要也。

(一)緊砌牆中之臂樑。

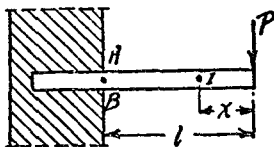
(a) 受樑端集力作用 (第 141 圖)。

設於斷面 I ，受 P 力之力距為

$$M = P \cdot x,$$

如 I 愈向左移動，則其力距亦愈大，俟 I 在 A 點，其值為最大。故

$$M_{max} = P \cdot l_0$$



第 141 圖

此樑上緣為拉，下緣為壓，適與普通單孔樑相反，以其變形時彎背在上也。

(b) 受多集力作用 (第 142 圖)。

其最大撓曲力距，當以各集力對於鉗制點力距之和。故

$$M_{max} = P_1 l_1 + P_2 l_2 + P_3 l_3$$

(c) 受均佈力作用 (第 143 圖)。

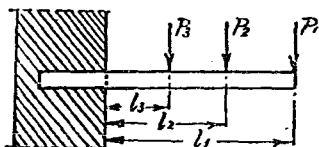
設其荷重之總量為 Q ，則在單位長度間荷重為 $q = \frac{Q}{l}$

在斷面 I 之力矩 $M_x = qx \cdot \frac{x}{2} = \frac{qx^2}{2}$ ，

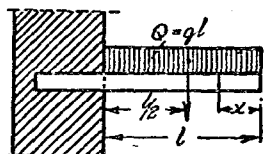
其最大值在 $x=l$ ，即在受鉗制點之斷面也。

$$M_{max} = ql \cdot \frac{l}{2} = \frac{ql^2}{2}$$

$$M_{max} = Q \frac{l}{2}$$



第 142 圖



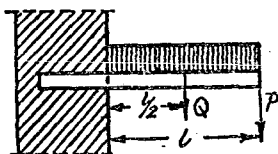
第 143 圖

(d) 受均佈力及梁端集力作用 (第 144 圖)。

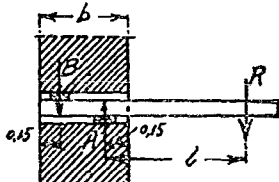
一斷面所受之撓曲力矩，為各作用力力距之和，其最大值當如下：

$$M_{max} = P \cdot l + \frac{Ql}{2}$$

(二) 受支於二點之臂樑 (第 145 圖)。



第 144 圖



第 145 圖

在牆中之支點離牆面應距 15 cm，支點須應用拱形座板，以期準確。設 R 為荷重之合力，按平衡定律得下式：

$$A = B + R。$$

再以 A 為旋點，則

$$R \cdot l = B(b - 2 \cdot 0.15)$$

$$R \cdot l = M_{max}$$

$$B = \frac{R \cdot l}{b - 0.30} = \frac{M_{max}}{b - 0.30}$$

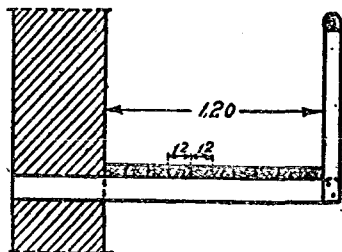
$$A = R + \frac{M_{max}}{b - 0.30}$$

在樑上部之磚牆重，至少應有 B kg，但為安全計，應有 B 之二倍至四倍，即鉗制力距能有最大荷重之力距二倍至四倍也。再座板下磚之壓力，不得超過其安全應力，座板尺度，應依之而定。

第 58 題 木質長廊之寬為 1.2 m，用木質臂樑向牆外伸出，樑距為 1.4 m，求樓板及臂樑之尺寸。

解：1. 樓板尺寸（第 146 圖及第 147 圖）。

設樓板寬度為 1.2 cm，荷重為 400 kg/m^2 ，則



第 146 圖

在 1.4 m 跨度間，每塊樓板之荷重為

$$Q = 0.12 \cdot 1.40 \cdot 400 = 68 \text{ kg},$$

其最大撓曲力距

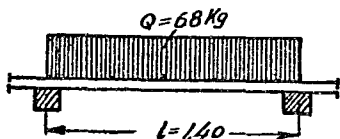
$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{68 \cdot 140}{8} = 1190 \text{ kgcm}。$$

設木之安全應力為 $k_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ ，則

$$\text{應有抵率為} \quad W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{1190}{100} = 12 \text{ cm}^2,$$

$$\text{應用矩形斷面樓板} \quad W_x = \frac{bh^2}{6} = 12$$

$$h = \sqrt{\frac{12 \cdot 6}{12}} = 2.5 \text{ cm}。$$



第 147 圖

如受集力 $P = 150 \text{ kg}$ 作用，則

$$M_{max} = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{150 \cdot 140}{4} = 5250 \text{ kgcm},$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{5250}{100} = 53 \text{ cm}^2,$$

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = 53, \quad 12 \cdot \frac{h^2}{b} = 53,$$

$$h = \sqrt{\frac{53 \cdot 6}{12}} = 5.15 \text{ cm.}$$

樓板厚度，5 cm 已足安全，故其尺寸為 5/12 cm 也
(第 148 圖)。

2. 臂樑尺寸。

臂樑受有均佈力 (第 149 圖)，

$$Q_1 = 1.40 \cdot 1.20 \cdot 400 = 672 \text{ kg,}$$

最大撓曲力距

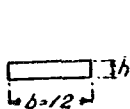
$$M_{max} = \frac{Q_1 \cdot l}{2} = \frac{672 \cdot 120}{2} = 40320 \text{ kg} \cdot \text{cm,}$$

應有抵率

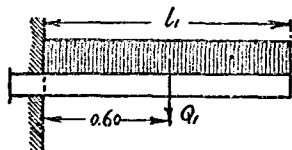
$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{40320}{100} = 403 \text{ cm}^3.$$

矩形斷面樑 $\frac{hb^2}{6} = 403$ ，可取用 14/14 cm，有

$$W_x = 457 \text{ cm}^3 \text{ (第 150 圖)}。$$



第 148 圖



第 149 圖

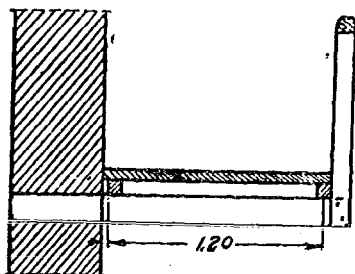


第 150 圖

第 59 題 前題，如樓板裝置，與臂樑成平行 (第 151 圖及第 152 圖)，求尺寸如前。

解：1. 樓板尺寸。

樓板尺寸，在第58題，業經求得，因兩者跨度相差不遠，故不必重行計算，逕即取用可也。



第 151 圖

2. 橫樑尺寸。

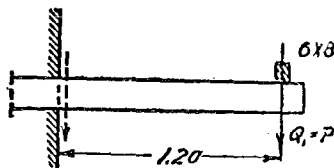
橫樑跨度為

$$l_1 = 1.40 \text{ m},$$

受荷重為

$$Q_1 = \frac{1.20 \cdot 1.40 \cdot 400}{2},$$

$$= 330 \text{ kg},$$



第 152 圖

最大撓曲力距

$$M_{max} = \frac{Q_1 l}{8} = \frac{336 \cdot 140}{8} = 5680 \text{ kgcm}.$$

設 $k_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ ，則應有抵率為

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{5680}{100} = 57 \text{ cm}^3.$$

設樑為矩形 $b : 4 = 3 : 4$ ， $b = \frac{3}{4} h$ ，

$$\frac{bh^2}{6} = 57$$

$$h = \sqrt[3]{8 \cdot 57} = 8 \text{ cm},$$

$$b = \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} \cdot 8 = 6 \text{ cm}.$$

取用木樑 6/8 cm。

3. 臂樑計算

臂樑受力有二處，一在樑端，一在樑末，在樑端者，於撓曲力距無關。今計樑端作用力之力距（第 152 圖）：

$$M_{max} = P \cdot l = 330 \cdot 120 = 40320 \text{ kgcm}$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{40320}{100} = 403 \text{ cm}^3.$$

取用木樑 14/14 cm 有 $W_x = 457 \text{ cm}^3$ （與第 58 題同）。

第 60 題 有伸出牆外 1.6 m 之眺臺，長為 5.3 m，今以三根工字樑為臂，再於伸出之三端，以橫樑連結之，眺臺三面，砌有一磚厚 0.9 m 高之短牆，樓板構造緊實，總荷重為 700 kg/m^2 ，求各項尺寸（第 153 圖至第 156 圖）。

解：1. 求橫樑 d 尺寸。

橫樑跨度為 1.6 m，其荷重為均佈之磚牆（第 154 圖）。

$$Q = 1.60 \cdot 0.90 \cdot 0.27 \cdot 1800 = 700 \text{ kg},$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{700 \cdot 160}{8} = 14000 \text{ kgcm},$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{14000}{1200} = 16.5 \text{ cm}^3.$$

爲構造上合式計，取 [形樑第 10 號，有 $W_x=41.1 \text{ cm}^3$ 及 $G=10.6 \text{ kg/m}$ 。

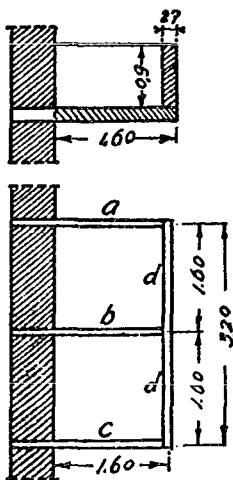
2. 求邊樑 a 或 c 尺寸。

樑伸出牆外之部爲 1.6 m ，荷重爲樑上磚牆，橫樑之支力及載重，其值如下（第 155 圖）：

(a) 橫樑支力 $P = \frac{Q}{2} = \frac{700}{2} \dots\dots\dots = 350 \text{ kg};$

(b) 樑上磚牆重 $Q_1 = 1.6 \cdot 0.27 \cdot 0.9 \cdot 1800 = 700 \text{ kg};$

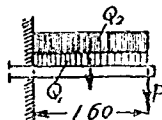
(c) 樓板自重及益重 $Q_2 = \frac{1.6 \cdot 1.6}{2} \cdot 700 \dots\dots\dots = 896 \text{ kg}.$



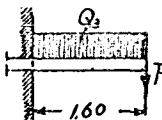
第 153 圖



第 154 圖



第 155 圖



第 156 圖

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= P \cdot 160 + (Q_1 + Q_2) \frac{160}{2} \\
 &= 350 \cdot 160 + (700 + 896) \cdot 80 \\
 &= 56000 + 127680 \\
 &= 183680 \text{ kgcm},
 \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{183680}{1200} = 135 \text{ cm}^3.$$

選用工字樑第 18 號，有 $W_x = 161 \text{ cm}^3$ ，及自重 $G = 21.9 \text{ kg/m}$ 。

求中樑 b 尺寸。中樑荷重如下：

(a) 橫樑支力 $P = 2 \cdot \frac{Q}{2} = 2 \cdot 350 = 700 \text{ kg}$;

(b) 地樓自重及盆重 $Q_3 = 1.60 \cdot 1.60 \cdot 700 = 1792 \text{ kg}$ 。

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= P \cdot 160 + Q_3 \frac{160}{2} \\
 &= 700 \cdot 160 + 1792 \cdot 80 \\
 &= 112000 + 143360 \\
 &= 255360 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{255360}{1200} = 212 \text{ cm}^3.$$

選用工字樑第 20 號，有 $W_x = 214 \text{ cm}^3$ ，及自重 $G = 26.3 \text{ kg/m}$ 。但為結構關係，用 a, b, c 三臂樑相等尺寸，故均取工字鐵第 20 號。

第 61 題 前題,今臂樑並不緊砌牆中,而僅受支於二點,求樑尺寸。

解: 1. 橫樑 d 尺寸。

橫樑計算,如第 60 題,在此不贅。

2. 臂樑 a 或 e 尺寸。

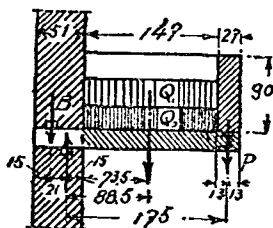
爲求準確擱置點計,各種荷重,計之如下:

(a) 集力 $P=350$ kg (作用於橫樑如前),

(b) 樑上磚牆重 $Q_1=1.47 \cdot 0.27 \cdot 0.90 \cdot 1800=645$ kg;

(c) 樓板自重及益重 $Q_2=1.47 \cdot \frac{1.47}{4} \cdot 700=755$ kg。

按第 157 圖,計其最大撓曲力距:



第 157 圖

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= P \cdot 1.75 + (Q_1 + Q_2) \cdot 0.885 \\
 &= 350 \cdot 1.75 + (645 + 755) \cdot 0.885 \\
 &= 61250 + 123900 \\
 &= 185150 \text{ kgcm,}
 \end{aligned}$$

$$\text{應需抵率 } W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{185150}{1200} = 154 \text{ cm}^3。$$

查表得工字樑第 18 號，有 $W_x = 169 \text{ cm}^3$ ，已足應用。

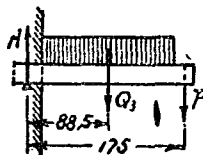
3. 臂樑 b 尺寸，計其荷重如次：

(a) 集力 $P = 700 \text{ kg}$ ；

(b) 樓板自重及益重 $Q_s = 1.47 \cdot 1.47 \cdot 700 = 1510 \text{ kg}$ 。

按第 158 圖，計其最大撓曲力距：

$$\begin{aligned} M_{max} &= P \cdot 175 + Q_s \cdot 88.5 \\ &= 700 \cdot 175 + 1510 \cdot 88.5 \\ &= 122500 + 133635 \\ &= 256135 \text{ kgem,} \end{aligned}$$



第 158 圖

應需抵率

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{256135}{1200} = 218 \text{ cm}^3。$$

取用工字樑第 21 號，有 $W_x = 244 \text{ cm}^3$ 及 $G = 28.6 \text{ kg/m}$ 。

以上三臂樑，爲一律計，均取用工字樑第 21 號。

4. 臂樑擱置力 A 及 B 。

按第 157 圖，以 A 爲旋點，求 B 。

$$\begin{aligned} B \cdot 21 &= 700 \cdot 175 + 1510 \cdot 88.5 \\ &= 256135 \\ B &= \frac{256135}{21} = 12197 \text{ kg.} \end{aligned}$$

再以 B 為旋點，求 A 。

$$A \cdot 21 = 700 \cdot 196 + 1510 \cdot 109.5 = 302545,$$

$$A = \frac{302545}{21} = 14407 \text{ kg},$$

$$A - B = \Sigma P,$$

$$14407 - 12197 = 700 + 1510$$

$$2210 = 2210$$

因知無誤。

5. 座板尺寸。

設於座板下磚牆為硬磚，用黃砂水泥石灰砌，查表

$$k_d = 14 \text{ kg/cm}^2.$$

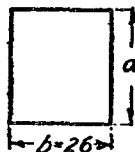
應需面積 $F = \frac{A}{k_d} = \frac{14407}{14} = 1030 \text{ cm}^2.$

取用矩形座板，如第 159 圖所示，

$$b \cdot a = 1030,$$

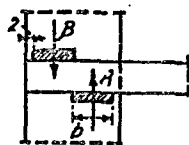
取 $b = 26 \text{ cm},$

$$a = \frac{1030}{26} = 40 \text{ cm}.$$



第 159 圖

今取上下兩座板為等大，座板沿牆面收進二公分，如第 160 圖所示。

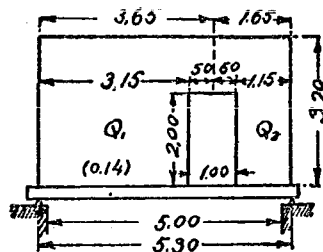


第 160 圖

(己)局部均佈力作用於單孔樑問題

(第 62 題至第 66 題)。

第 62 題 木樑荷半磚厚牆一座，牆高為 3.2 公尺，樑之淨寬度為 5.0 公尺，牆中有門孔一，一公尺寬，二公尺高，求矩形斷面木樑尺寸 (第 161 圖)。



第 161 圖

解：1. 樑之跨度。

$$l = 1.04l_1 + 0.10 = 1.04 \cdot 5.0 + 0.10 = 5.30 \text{ m.}$$

2. 樑之荷重。

在門孔之左邊，

$$Q_1 = (3.65 \cdot 3.20 - 0.5 \cdot 2.0) \cdot 0.14 \cdot 1800 = 2700 \text{ kg,}$$

$$q_1 = \frac{2700}{315} = 8.57 \text{ kg/cm,}$$

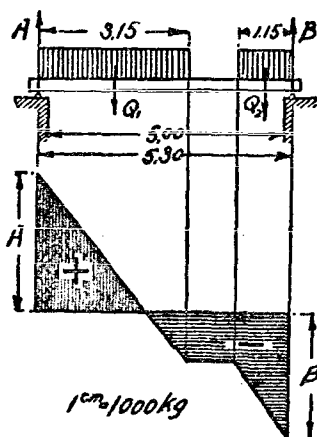
在門孔之右邊，

$$Q_2 = (1.65 \cdot 3.20 - 0.5 \cdot 2.00) \cdot 0.14 \cdot 1800 = 1080 \text{ kg,}$$

$$q_2 = \frac{1080}{115} = 9.38 \text{ kg/cm.}$$

3. 樑之支力。

求 A 之支力，應以 B 為旋點（第 162 圖）。



第 162 圖

$$A \cdot 530 - Q_1 \cdot 372.5 - Q_2 \cdot 57.5 = 0,$$

$$A = \frac{Q_1 \cdot 372.5 + Q_2 \cdot 57.5}{530} = \frac{2700 \cdot 372.5 + 1080 \cdot 57.5}{530}$$

$$= 2016 \text{ kg.}$$

求 B 之支力，應以 A 為旋點。

$$B \cdot 530 - Q_2 \cdot 472.5 - Q_1 \cdot 157.5 = 0,$$

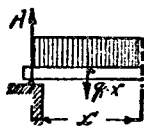
$$B = \frac{Q_2 \cdot 472.5 + Q_1 \cdot 157.5}{530} = \frac{1080 \cdot 472.5 + 2700 \cdot 157.5}{530}$$

$$= 1764 \text{ kg.}$$

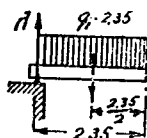
驗： $A+B=\Sigma P$, $2016+1764=2700+1080$,
 $3780=3780$, 因知計算無誤。

4. 決定危險斷面。

決定危險斷面，得用計算法，或圖解法，尤以後法較為醒目，所謂圖解法者，即用橫力圖，圖中何處橫力之值為零，即最大撓曲力距所在地也。按第 162 圖，知危險斷面在距 A 點 235 公分處。如應用計算法，亦得同值，其法如下（第 163 圖及第 164 圖）。



第 163 圖



第 164 圖

$$A - q_1 \cdot x = 0,$$

$$A = q_1 \cdot x,$$

$$x = \frac{A}{q_1} = \frac{2016}{8.76} = 235 \text{ cm}.$$

5. 最大撓曲力距。

$$M_{max} = A \cdot 235 - q_1 \cdot 235 \cdot \frac{235}{2} = 2016 \cdot 235 - 8.57 \cdot \frac{235^2}{2}$$

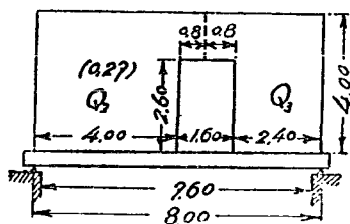
$$= 473760 - 236639 = 237121 \text{ kgcm}$$

6. 應需抵率。

$$W_s = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{237121}{100} = 2371 \text{ cm}^3.$$

查表得 22/26 公分樑，有 $W_x = 2479 \text{ cm}^3$ 。

第 63 題 樓板木樑之跨度為 6 公尺，兩樑相距為 0.8 公尺，一端支於牆上，他端支於鐵樑上，鐵樑跨度為 8.0 公尺，除受支木樑外，尙載有一磚厚 4.0 公尺高之牆重，牆中開有門孔，如第 165 圖，求木樑與鐵樑各應有尺寸。



第 165 圖

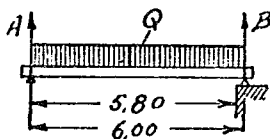
解：設樓板自重.....340 kg/m²

 益 重.....500 kg/m²

 總荷重.....840 kg/m²

磚重經試驗得 1600 kg/m³

(1) 求木樑尺寸 (第 166 圖)。



第 166 圖

$$Q = 6.0 \cdot 0.80 \cdot 840 = 4032 \text{ kg},$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{4032 \cdot 600}{8} = 302400 \text{ kgcm},$$

$$W_X = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{302400}{100} = 3024 \text{ cm}^3.$$

選用木樑 24/28 公分，有 $W_X = 3136 \text{ cm}^3$ 。

(2) 求鐵樑尺寸。

由第 54 題得知，該鐵樑承受木樑之支力，可視作均佈荷重觀。故

$$Q_1 = \frac{6.00 \cdot 8.00}{2} \cdot 840 = 20160 \text{ kg},$$

$$q_1 = \frac{Q_1}{l} = \frac{20160}{800} = 25.2 \text{ kg/cm}.$$

樑受牆重，在門孔左側者：

$$\begin{aligned} Q_2 &= \left[\left(4.00 + \frac{1.60}{2} \right) \cdot 400 - \frac{1.60}{2} \cdot 2.60 \right] \cdot 0.27 \cdot 1600 \\ &= 7400 \text{ kg}, \end{aligned}$$

$$q_2 = \frac{Q_2}{400} = \frac{7400}{400} = 18.5 \text{ kg/cm}.$$

其在門孔右側者：

$$\begin{aligned} Q_3 &= \left[\left(2.40 + \frac{1.60}{2} \right) \cdot 400 - \frac{1.60}{2} \cdot 2.60 \right] \cdot 0.27 \cdot 1600 \\ &= 4640 \text{ kg}, \end{aligned}$$

$$q_3 = \frac{Q_3}{240} = \frac{4640}{240} = 19.2 \text{ kg/cm}.$$

(b) 鐵樑兩端之支力 (第 167 圖)。

$$A = \frac{1}{800} \cdot (7400 \cdot 600 + 20160 \cdot 400 + 4640 \cdot 120)$$

$$= 16326 \text{ kg,}$$

$$B = \frac{1}{800} \cdot (4640 \cdot 680 + 20160 \cdot 400 + 7400 \cdot 200)$$

$$= 15874 \text{ kg.}$$

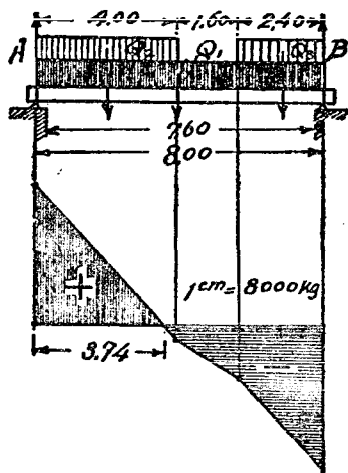
驗: $A + B = \Sigma(P) = Q_1 + Q_2 + Q_3,$

$$16326 + 15874 = 20160 + 7400 + 4640$$

$$32200 = 32200$$

知計算無誤。

(c) 危險斷面求法 (第 168 圖)。



第 167 圖及 第 168 圖

圖解法：繪法如前，由圖中量出危險斷面在距 A 點 374 公分處。

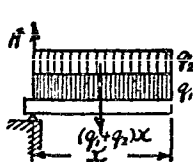
計算法：
$$A = (q_1 + q_2) \cdot x,$$

$$x = \frac{16326}{25.2 + 18.5} = 374 \text{ cm.}$$

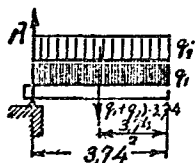
即距 A 點為 374 公分也（第 169 圖）。

(d) 最大撓曲力矩（第 170 圖）。

$$\begin{aligned} M_{max} &= A \cdot 374 - 43.7 \cdot 374 \cdot \frac{374}{2} = 16326 \cdot 374 - 43.7 \cdot \frac{374^2}{2}, \\ &= 6105924 - 3056291 = 3049633 \text{ kgcm.} \end{aligned}$$



第 169 圖



第 170 圖

(e) 應有抵率。

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{3049633}{1200} = 2541 \text{ cm}^3.$$

選用工字樑第 50 號，有 $W_x = 2750 \text{ cm}^3$ 及 $G = 141 \text{ kg/m}$ ，
 或用二根工字樑第 40 號，有 $W_x = 2 \cdot 1461 = 2922 \text{ cm}^3$ ，
 及 $G = 2 \cdot 92.4 = 184.8 \text{ kg/m}$ ，或用闊工字樑第 38 號，有
 $W_x = 2605 \text{ cm}^3$ 及 $G = 190 \text{ kg/m}$ 。

第 64 題 有鐵樑荷磚牆一座，尺寸如第 171 圖所示，磚重為 1600 kg/m^3 ，求樑之尺寸。

解：1. 定樑跨度。

$$l = 1.04 l_1 + 0.10 = 1.04 \cdot 5.68 + 0.10 = 6.0 \text{ 公尺}^{\circ}$$

2. 定荷重。

(a) 在門孔左側之均佈重 (第 171 圖)。

$$Q_1 = \left[\left(1.00 + \frac{1.20}{2} \right) 4.00 - \left(\frac{1.20}{1} \cdot 2.20 \right) \right] \cdot 0.27 \cdot 1600$$

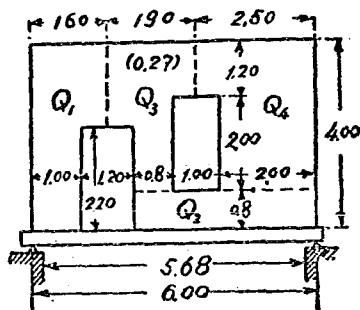
$$= 2072 \text{ 公斤,}$$

$$q_1 = \frac{2072}{100} = 20.72 \text{ 公斤/公分長。}$$

(b) 在窗檻高牆重。

$$Q_2 = 0.80 \cdot 3.80 \cdot 0.27 \cdot 1600 = 1314 \text{ 公斤,}$$

$$q_2 = \frac{1314}{380} = 3.45 \text{ 公斤/公分長}$$



第 171 圖

(c) 中部磚牆重。

$$Q_3 = \left[\left(\frac{1.20}{2} + 0.80 + \frac{1.00}{2} \right) \cdot 3.20 - \left(\frac{1.20}{2} \cdot 1.40 + \frac{1.0}{2} \cdot 3 \right) \right]$$

$$\cdot 0.27 \cdot 1600 = 1832 \text{ 公斤,}$$

$$q_3 = \frac{1832}{80} = 22.9 \text{ 公斤/公分長。}$$

(d) 右側牆重。

$$Q_4 = \left[\left(2.00 + \frac{1.00}{2} \right) \cdot 3.20 - \frac{1.0 \cdot 2.0}{2} \right] \cdot 0.27 \cdot 1600$$

$$= 3024 \text{ 公斤,}$$

$$q_4 = \frac{3024}{200} = 15.12 \text{ 公斤/公分長。}$$

3. 定攔置力。

按第 172 圖, 定 B 力時, 應以 A 為旋點。

$$B \cdot 600 - Q_1 \cdot 50 - Q_3 \cdot 260 - Q_2 \cdot 410 - Q_4 \cdot 500 = 0,$$

$$B = \frac{1}{600} (Q_1 \cdot 50 + Q_3 \cdot 260 + Q_2 \cdot 410 + Q_4 \cdot 500),$$

$$B = \frac{1}{600} (2072 \cdot 50 + 1832 \cdot 260 + 1314 \cdot 410 + 3024 \cdot 500),$$

$$B = 4360 \text{ 公斤。}$$

同法, $A = 3882$ 公斤。

驗: $A + B = \Sigma(P),$

$$3882 + 4360 = 2072 + 1832 + 1314 + 3024,$$

$$8242 = 8242。$$

知計算無誤。

4. 定危險斷面。

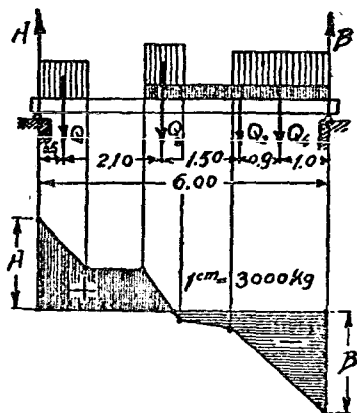
圖解法：第 172 圖，繪法同前，按之即得危險斷面之所在地。

計算法：在 Q_1 之末，

$$V_1 = A - Q_1 = 3882 - 2072 = 1819 \text{ 公斤；}$$

在 Q_3 之末，

$$\begin{aligned} V_3 &= A - Q_1 - Q_3 - q_2 \cdot 80 \\ &= 3882 - 2072 - 1832 - 3.42 \cdot 80 \\ &= -296 \text{ 公斤。} \end{aligned}$$



第 172 圖

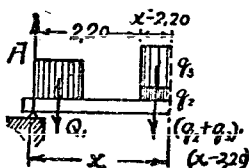
因知危險斷面在 Q_3 間。設其距 A 為 x (第 173 圖)，則

$$\begin{aligned} V_x &= A - Q_1 - (q_2 + q_3)(x - 220) = 0, \\ 3882 - 2072 - (3.45 + 22.9)(x - 220) &= 0, \end{aligned}$$

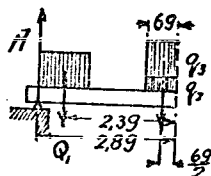
$$1810 - 26.35(x - 220) = 0,$$

$$x - 220 = \frac{1810}{26.35},$$

$$x = 69 + 220 = 289 \text{ 公分 (第 174 圖)}。$$



第 173 圖



第 174 圖

5. 定最大撓曲力距。

$$\begin{aligned} M_{max} &= 3882 \cdot 289 - 2072 \cdot 239 - 26.35 \cdot 69 \cdot \frac{69}{2} \\ &= 1121898 - 495208 - 22160 \\ &= 604530 \text{ 公斤} \cdot \text{公分}。 \end{aligned}$$

6. 定抵率。

定形鋼 $k_b = 1200$ 公斤/平方公分, 故其應有抵率為

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{604530}{1200} = 503 \text{ 公分}^3$$

取用二根第 22 號工字樑, 有 $W_x = 2 \cdot 278 = 556 \text{ cm}^3$ 及 $G = 2 \cdot 31.01 = 62.02 \text{ kg/m}$ 。

如將樑之自重, 一併計入, 則自重為均佈力。

$$q = \frac{G}{100} = 0.62 \text{ kg/cm}, \text{ 在 } x \text{ 處之力距,}$$

$$M_x = q \frac{x}{2} (l-x) = 0.62 \cdot \frac{289}{2} (600-289) \\ = 0.31 \cdot 289 \cdot 311 = 27862 \text{ 公斤} \cdot \text{公分}。$$

此力距應有抵率

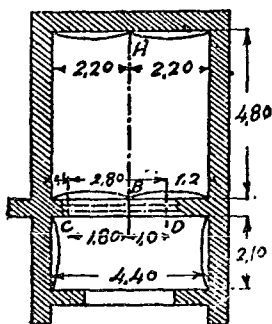
$$W_p = \frac{27862}{1200} = 23.2 \text{ cm}^3,$$

抵率總數當為

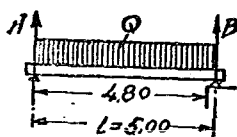
$W = W_x + W_p = 503 + 23.2 = 526.2$ 公分，上所取用工字
 樑號數，仍足應用，其計算結果，相差極微，故可忽視。

第 65 題 有地層屋，以工字樑及拱為頂面，如第 175 圖所
 示，求 $A-B$ 及 $C-D$ 二大樑尺寸，在 $C-D$ 樑上，載有達三
 層高之磚牆，上二層為一磚厚，下一層為半磚厚。

解：1. 定 $A-B$ 樑尺寸（第 176 圖）。



第 175 圖



第 176 圖

樑受拱力，其跨度得定為 5.0 公尺，荷重如下：

自重..... 370 kg/m²

益重..... 500 kg/m²

總重..... 870 kg/m²。

$$Q = \frac{1}{2}(2.20 \cdot 500) \cdot 870 = 4800 \text{ kg},$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{4800 \cdot 500}{8} = 300000 \text{ kgcm},$$

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{300000}{1200} = 250 \text{ cm}^3.$$

選用工字樑第 22 號，有 $W_x = 278 \text{ cm}^3$ 及 $G = 31 \text{ kg/m}$

A-B 樑擱於 C-D 樑上，其擱置力為

$$B = \frac{Q}{2} = \frac{4800}{2} = 2400 \text{ kg}.$$

2. 定 C-D 樑尺寸。

(a) 定跨度：

$$l = 1.04 l_1 + 0.10 = 1.04 \cdot 2.80 + 0.10 = 3.00 \text{ m}$$

(b) 定荷重：

在樑上作用之力有下列數種：

(一) 2.1 公尺跨度之拱力

$$Q_1 = 3.00 \frac{2.10}{2} \cdot 870 = 2470 \text{ kg}$$

$$q_1 = \frac{2470}{300} = 9.1 \text{ kg/cm}$$

$$D = \frac{Q_1 + Q_2}{2} + \frac{P \cdot 190}{300} = \frac{2740 + 17010}{2} + \frac{2400 \cdot 190}{300}$$

$$= 11395 \text{ kg.}$$

驗： $G + D = \Sigma P,$

$$10755 + 11395 = 2740 + 17010 + 2400,$$

$$22150 = 22150, \text{ 因知計算無誤。}$$

(d) 定危險斷面地點 (第 178 圖及第 179 圖)。

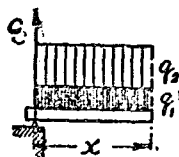
$$G = (q_1 + q_2)x,$$

$$x = \frac{G}{q_1 + q_2} = \frac{10755}{65.8} = 163 \text{ cm.}$$

知危險斷面距 G 點為 163 公分, 按第

158 圖知 $163 < 190$, 故在 x 之左邊,

除 q_1, q_2 及 G 作用外, 無其他外力, 上項計算因適於用。



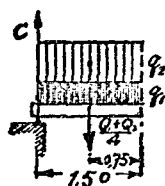
第 179 圖

(c) 最大撓曲力距 (第 180 圖)。

$$M_{max} = 10755 \cdot 163 - 65.8 \cdot 163 \cdot \frac{163}{2}$$

$$= 1753065 - 874120$$

$$= 878945 \text{ kgcm}$$



第 180 圖

(f) 應需抵率。

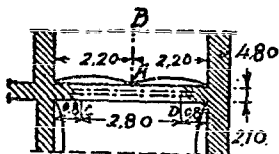
$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{878945}{1200} = 732 \text{ cm}^2.$$

選用工字樑第 32 號, 有 $W_x = 781 \text{ cm}^3$ 及 $G = 61 \text{ kg/m}$,

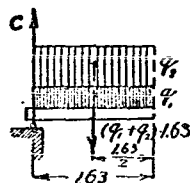
或用二根工字樑第 25 號, 有 $W_x = 2 \cdot 397 = 794 \text{ cm}^3$ 及

$$G = 2 \cdot 39.01 = 78.02 \text{ kg/m.}$$

第 66 題 前題, 如 CD 樑所跨之門孔, 在牆之中央, 求該樑尺寸 (第 181 圖及第 182 圖)。



第 181 圖



第 182 圖

解: 兩端擱置力為相等, 故

$$G = D = \frac{Q_1}{2} + \frac{Q_2}{2} + \frac{P}{2}$$

$$G = D = \frac{2740}{2} + \frac{17010}{2} + \frac{2400}{2}$$

$$G = D = 11075 \text{ 公斤}$$

最大撓曲力距, 在樑之中央 (第 182 圖)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (Q_1 + Q_2) \frac{l}{8} + P \frac{l}{4} \\ &= (2740 + 17010) \frac{300}{8} + \frac{2400 \cdot 300}{4} \\ &= 740625 + 180000 \\ &= 920625 \text{ 公斤公分} \end{aligned}$$

應有抵率

$$W_x = \frac{M_{max}}{k_b} = \frac{920695}{1200} = 766 \text{ 公分}^3$$

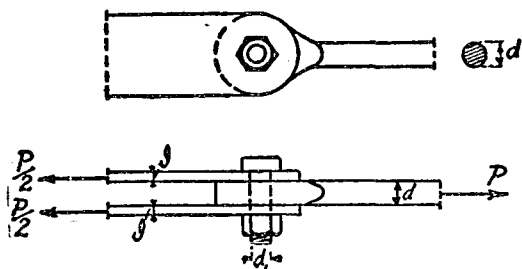
取用二根工字樑第 25 號，有 $W_x = 2.397 = 794 \text{ cm}^3$ 及

$G = 2.39.01 = 78.02$ 公斤/公尺長，與第 64 題相仿。

(庚)螺旋柄計算。

扁鐵或圓鐵，應用螺旋柄相連接，而螺旋柄之斷面，得為圓形或橢圓形，其接連結構，亦有單剪及雙剪之分。但以雙剪為較優，因力之傳達，在兩鐵間不起撓曲作用，於定尺寸時，應使材料各處，均受有等強之安全性也。

此間僅以雙剪螺旋柄為標準，如第 183 圖所示，圓鐵直徑為 d ， P 力應均分於二扁鐵，其計算如下：



第 183 圖

圓棍直徑。

$$\text{應需斷面積} \quad F = \frac{P}{k_s}, \quad F = \frac{d^2\pi}{4},$$

$$\frac{d^2\pi}{4} = \frac{P}{k_s},$$

$$d = \sqrt{\frac{4P}{\pi k_s}} = \sqrt{\frac{4P}{1200 \cdot \pi}}$$

2. 螺旋柄直徑。

螺旋柄受有剪力，洞孔側面壓力及撓曲等作用，故應分別計算之。

(a) 受剪力作用。

設雙剪螺旋柄直徑為 d_1 ，則

$$2F = \frac{P}{k_s}, \quad P = \frac{d_1^2\pi}{4}, \quad \frac{P}{k_s} = \frac{2d_1^2\pi}{4},$$

$$k_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{2P}{k_s\pi}} = \sqrt{\frac{2P}{1000\pi}}$$

(b) 受洞孔側面壓力作用 (第 184 圖)。

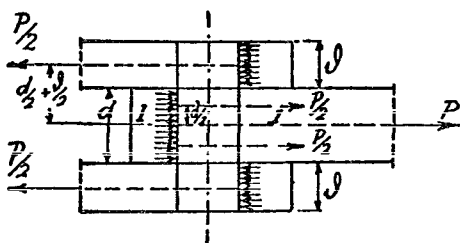
$$d \cdot d_1 k_l = P, \quad d_1 = \frac{P}{d k_l}, \quad k_l = 2000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$d_1 = \frac{P}{d \cdot 2000}$$

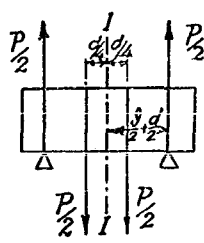
(c) 受撓曲作用 (第 184 圖)。

螺旋柄得視作擱置於二點之單孔樑，其擱置點在扁鐵之中

央，計算法按第 185 圖所示。



第 184 圖



第 185 圖

$$M_{max} = \frac{P}{2} \left(\frac{\vartheta}{2} + \frac{d}{2} \right) - \frac{P}{2} \cdot \frac{d}{2} = \frac{P \cdot \vartheta}{4} + \frac{P \cdot d}{4} - \frac{P \cdot d}{8}$$

$$= \frac{P}{8} (2\vartheta + d)$$

其抵率 $W = \frac{d^3 \pi}{32}$, $M_{max} = k_b \cdot W$;

$$k_b = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$1200 \frac{d_1^3 \pi}{32} = \frac{P}{8} (d + 2\vartheta)$$

$$d_1 = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot P \cdot (d + 2\vartheta)}{1200 \cdot \pi \cdot 3}} = \sqrt[3]{\frac{P \cdot (d + 2\vartheta)}{\pi \cdot 300}}$$

由上計算 a-c 所得之三值中，取其最大者應用之。

8. 棍眼計算。

在第 186 圖所示之部份，謂之棍眼，其計算應分下列二項。

(a) 拉力作用。

斷面 II-II 受有拉力，
其面積為

$$F = 2x \cdot d$$

而此面積，應與棍之斷面
等，俾有同一安全率。

$$2xd = \frac{d^2\pi}{4},$$

$$x = \frac{d^2\pi}{4d} = \frac{d\pi}{8} = \sim 0.4d$$

故棍眼之外徑 $D = 2x + d_1 = 0.8d + d_1$

(b) 剪力作用。

如螺旋柄將棍眼完全充實時，其切斷面在 III-III 及 IV-IV (第 186 圖)。

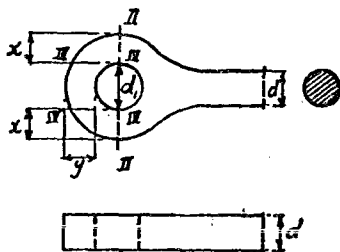
$$2yd k_s = P \quad ; \quad P = \frac{d^2\pi}{4} \cdot k_s,$$

$$2yd k_s = \frac{d^2\pi}{4} k_s,$$

$$y = \frac{d^2\pi}{4 \cdot 2d} \cdot \frac{k_s}{k_s} = \frac{d\pi}{8} \cdot \frac{1200}{1000} = \frac{3}{20}d\pi = \sim 0.5d。$$

故棍眼外徑 $D = 2y + d_1 = d + d_1。$

按諸實際，螺旋柄並不將棍眼完全充滿，為安全計，得設螺旋柄與棍眼側面，僅相觸於中間部份，斷面 III, IV 間，如一單

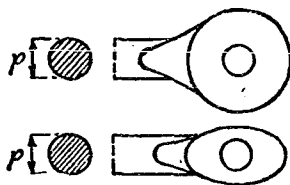


第 186 圖

孔樑作用，跨度為 d_1 ，而兩端均受鉗制，其計算，在此雖行從略，但知其結果當為最大也。

實用上，取 $y=0.8d=2x$ 眼形得取橢圓，其兩軸為 $2x+d_1$ 及 $2y+d_1$ 即 $0.8d+d_1$ 及 $1.6d+d_1$ 或取圓形，其外徑為 $D=1.6d+d_1$ (第 187 圖)。

第 67 題 有一圓形斷面拉棍，受力 $P=8000$ 公斤，用二扁鐵與角節板相連接，求螺旋柄與棍眼之直徑。



第 187 圖

解：設螺旋柄為雙剪。

(a) 由剪力計算，得

$$d_1 = \sqrt{\frac{2P}{1000\pi}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 8000}{1000 \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{16}{\pi}} = 2.26 \text{ 公分}$$

(b) 由孔側壓力計算，并設 $\phi=0.8$ 公分，則圓棍直徑為：

$$d = \sqrt{\frac{4P}{1200 \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 8000}{1200 \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{320}{12 \cdot \pi}} = 2.90 \text{ 公分。}$$

棍眼直徑為：

$$d_1 = \frac{P}{d \cdot 2000} = \frac{8000}{2.9 \cdot 2000} = 1.3 \text{ 公分，}$$

$$\text{或 } d_1 = \frac{P}{2 \cdot \phi \cdot 2000} = \frac{8000}{2 \cdot 0.8 \cdot 2000} = 2.5 \text{ 公分。}$$

(c) 由撓曲計算，得棍眼直徑為：

$$\begin{aligned}d_1 &= \sqrt[3]{\frac{P(d+2\delta)}{\pi \cdot 300}} = \sqrt[3]{\frac{8000 \cdot (2.9+1.6)}{\pi \cdot 300}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{360}{\pi \cdot 3}} = \sqrt[3]{38.5} = 3.35 \text{ 公分}\end{aligned}$$

上三值中，以 $d_2 = 3.35$ 公分為最大，故取用之，棍眼如用橢圓，其兩軸之長度為 $0.8d + d_1 = 5.6$ 公分及 $1.6 + d_1 = 3.0$ 公分，若為圓形，則其外徑為 $1.6d + d_1 = 8.0$ 公分也。

第五章 壓折

第一節 啞氏壓折公式

今有受壓力之棍，其長度與粗細之比，超過其定值時，則按諸日常觀察，知棍必向旁彎曲，終為曲折而斷，且任何受壓之棍，均有向旁彎曲之趨勢，一因無絕對直之棍軸，再因棍軸受力無絕對之準確，三因無各處均等組織之材料，故所受之壓力小，其彎曲亦小，因彎曲而生之應力（撓曲應力），恆阻其彎曲之擴大，而成平衡狀態，但一經壓力增加至某值時，內力不足與外力相抗衡，於是彎度驟增，棍即失其荷能，遂向旁折斷矣。

荷力而能使棍折斷者，是為棍之壓折荷重(Knickbelastung)，壓折公式，須應用高等數學，方能求得，故在此從略，但為易於了解計，略舉其要如下：

(a) 壓折荷重 P_k ，以材料之強度為依歸，所用材料愈強，則壓折荷重愈高，但材料強度與彈性係數 E 有關，故壓折荷重直接比例於彈性係數也。

(b) 棍之彎曲度，應以其斷面之惰率為準繩，故棍之彎曲方向，恆向其最小阻處，即垂直於最小惰率軸 J_{min} 之方向，故與最小惰率有關係矣。

(c) 棍愈長，則壓折之危險亦愈大，而壓折荷重愈小，按之經驗，知壓折荷重，為棍長平方之反比，如棍長加倍，則壓折荷重僅及原有者四之一也。

(d) 壓折荷重，與棍端之固定情形，至有關係，兩端固定愈安全，則壓折荷重愈大，其影響以 m 表之，謂之鉗制係數 (Einspannungszahl)。

(e) 壓折荷重，當為安全荷重之若干倍，蓋任何工程部份，均有相當安全性，今設其安全率為 s ，則安全荷為壓折荷重 $\frac{1}{s}$ 也。

綜上所述各點，集合之得下式：

$$P = \frac{1}{s} \cdot \frac{m \cdot E \cdot J_{min}}{l^2} = \frac{m \cdot E \cdot J_{mn}}{s \cdot l^2}, \dots\dots\dots (22)$$

是謂啞愛爾氏壓折公式 (Eulersche Knickungsformel)，其原式如次：

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{min}}{s \cdot l^2},$$

式中： P 為棍之安全荷重，以公斤計 (kg)。

m 為鉗制係數 (見下)。

J_{min} 為棍斷面最小主軸惰率 (cm⁴)。

l 為棍之長度，以公分計 (cm)。

s 為安全率，因材料不同而異其值。

E 為彈性係數，以公斤每平方公分計 (kg/cm²)。

棍端之固定，其主要者，得分爲下列數種：

1. 棍之兩端，得向任何方，依棍軸自由旋轉，其固定類如關節，故棍軸有定向，危險斷面在棍長之中央(第 188 圖)，在此：

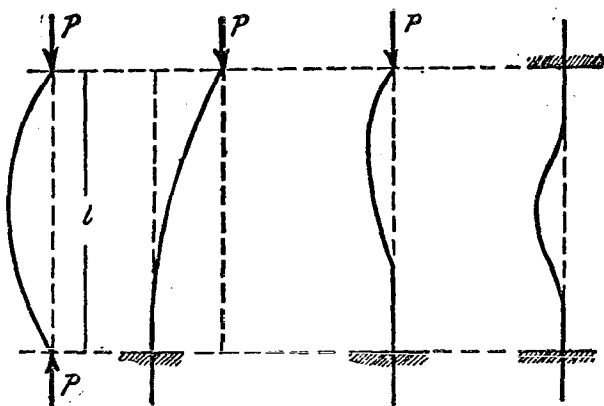
$$m = 10。$$

(按此類固定在結構上最常用之。)

2. 棍之一端受鉗制，他端則自由無所羈着，故棍軸無定向，其危險斷面在受鉗制處(第 189 圖)。在此

$$m = 2.5。$$

(按此類固定，在結構上不多觀，僅於特殊情形遇之，如打入土中之樁等類。)



第 188 圖 至 第 191 圖

3. 棍之一端受鉗制，他端則受關節之固定，故棍軸因亦有

定向，其危險斷面近於關節固定而遠於受鉗制之端（第 190 圖）。

在此

$$m=20。$$

4. 棍之二端，均受鉗制，故棍軸有定向，其危險斷面在棍長之中央（第 191 圖）。在此

$$m=40。$$

（3, 4 兩類結構，在實用上，竟極少用之，故以後從略，不再提矣。）

安全率 s 之值，在鍛鐵為 5，在鑄鐵為 6 至 8，在木料為 10。

啞氏壓折公式中，以 E 表材料強度， J_{min} 表斷面大小及形態，故於受 P 力之棍，其應有斷面，得應用下式定之：

$$J_{min} = \frac{s \cdot P \cdot l^3}{m \cdot E} \dots \dots \dots (23)$$

因彎曲恆取其阻力最小方向，故壓折棍（Knichstab）之斷面，應以向各方均等為上，即向各方彎曲之阻力為等強，此類斷面，首推圓形，次為正多角形，再次為正方形，其他不規則斷面，均屬有耗材料，無補實際。

任何壓折棍，其所受壓力，當有安全性，故亦應計算其壓應力

$$\sigma = \frac{P}{F},$$

而 $\sigma \leq k_d$ ，即壓應力至高與安全壓應力為等值，棍之最小惰率 J_{min} 與其斷面積 F 之比，其值愈大，則斷面之取形愈宜，蓋 F 愈近其最小值 $\frac{P}{k_d}$ 也。

如 $\sigma > k_d$ ，則其斷面積應以壓力為計算之標準，上述斷面積係指在危險斷面應有之面積也。

通常日用公式，較前式為簡，內 P 以公噸 (t)， l 以公尺 (m) 計，將 (23) 式化之如下：

$$\begin{aligned}
 \text{(a) 鋸鐵: } s=5; \quad J_{min} &= \frac{s \cdot P \cdot l^2}{m \cdot E} \\
 &= \frac{5 \cdot 1000 \cdot P \cdot l^2 \cdot 180 \cdot 100}{10 \cdot 2,100,000} \\
 &= 2.38Pl^2 \dots\dots\dots(24) \\
 &= \sim 2.5Pl^2 \dots\dots\dots(24a)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(b) 鑄鐵: } s=8; \quad J_{min} &= \frac{8 \cdot 1000 \cdot P \cdot l^2 \cdot 100 \cdot 100}{10 \cdot 1,000,000} \\
 &= 8Pl^2 \dots\dots\dots(25)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(c) 木料: } s=10; \quad J_{min} &= \frac{10 \cdot 1000 \cdot P \cdot l^2 \cdot 100 \cdot 100}{10 \cdot 100000} \\
 &= 100Pl^2 \dots\dots\dots(26)
 \end{aligned}$$

在 24, 24a, 25, 26 四公式中， P 以公噸 l 以公尺及 J_{min} 以公分四方 (cm⁴) 計。

在練習時，當以基本公式 23 為標準，得應用實有材料之彈性係數，而計算各值之大小。

德國於一九一九年十二月二十四日，曾公佈對於房屋建築，規定柱之安全應力，錄之如下：

1. 鑄鐵

(a) 鑄鐵柱之安全應力為 1200 kg/cm^2 。

(b) 如經準確之計算（即風力，偏心荷重等影響，均包括在內），而得極大緣邊壓力（Kantenpressung）者，其安全應力，得增為 1400 kg/cm^2 。

(c) 應用啞氏壓折公式，其安全率為 5 ($J_{min} = 2.38Pl^2$ 或為 $2.5Pl^2$)。

(d) 壓折長度 l 應以其在系統內之理論長度為準，如桁構壓棍，以該棍在線網中之長，為其壓折長度，而忽其兩端若干鉗制性。

(e) 高屋上下層柱相連接者，應使每層柱樑固結，以其所在層之高度，為柱之壓折長度。

(f) 計算樑之壓折安全性時，應以其所有各種荷重情形，逐項計算（取其所需斷面最大者為標準），惟不得超過上述之規定為原則。

(g) 屋架及桁構牆等之受壓部份，應用啞氏公式計算，其安

全率不得小於 4 ($J_{min}=1.90Pl^2$ 或 $2.0Pl^2$)。

2. 鑄鐵

鑄鐵柱應用啞氏公式計算，其安全率爲 6 至 8，即 $J_{min}=6Pl^2$ 至 $8Pl^2$ 。

3. 木料

木柱應用啞氏公式計算，以 $E=100,000 \text{ kg/cm}^2$ ，安全率爲 7 至 10，即 $J_{min}=70Pl^2$ 至 $100Pl^2$ 。

式中之最低限度，爲臨時建築應用之。

第二節 泰氏壓折公式

啞氏壓折公式，僅適用於棍在折斷時之壓折應力，當在比例限界以內，一經超出此限，則彈性係數 E 之值，非爲定數而起變化，若於此仍應用啞氏公式，即不能得一與實際相符之數值矣。泰脫馬氏 (Tetmajer) 根據學理，并佐以實驗，證明啞氏公式之適用範圍如下：

$$\text{木 料} \quad \frac{l}{d} \leq 100$$

$$\text{鑄 鐵} \quad \frac{l}{d} \leq 80$$

$$\text{鍊 鐵} \quad \frac{l}{d} \leq 112$$

$$\text{鎢 鐵} \quad \frac{l}{d} \leq 105$$

半硬性鋼 $\frac{l}{i} \leq 90$

l 爲壓折長度 $i = \sqrt{\frac{J_{min}}{F}}$ 爲惰率半徑。

$\frac{l}{i}$ 爲壓折根之細長度 (Schlankhlikgrad)。

棍之細長度，如小於上列之數值者，當應用泰氏公式，錄之如下：

$$\left. \begin{aligned} \text{木料} : P_K &= F \left(0.293 - 0.00194 \frac{l}{i} \right); \\ \text{鑄鐵} : P_K &= F \left(7.76 - 0.120 \frac{l}{i} \right) + 0.00053 \left(\frac{l}{i} \right)^2; \\ \text{鍊鐵} : P_K &= F \left(3.03 - 0.0129 \frac{l}{i} \right); \\ \text{鋁鐵} : P_K &= F \left(3.10 - 0.0114 \frac{l}{i} \right); \\ \text{鋁鋼} : P_K &= F \left(3.35 - 0.0062 \frac{l}{i} \right). \end{aligned} \right\} (27)$$

式中 P_K 爲壓折荷重，以 t/cm^2 計。

爲便利計算計，以材料壓折斷應力 K_k ，與壓斷應力 K_d 之比爲 α ，即 $\alpha = \frac{K_k}{K_d}$ ，如取相同之安全率，

$$\text{則} \quad k_k = \frac{k_k}{s}, \quad k_d = \frac{k_d}{s},$$

$$\alpha = \frac{k_k}{k_d}, \quad k_k = \alpha \cdot k_d.$$

α 之值，依 $\frac{l}{i}$ 而異，今列表如下：

l/i	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120
針木 $\alpha =$	0.943	0.907	0.839	0.771	0.700	0.632	0.581	0.493	0.421	0.353	0.246
鑄鐵 $\alpha =$	0.760	0.697	0.580	0.476	0.380	0.309	0.245	0.194	0.152	0.123	0.086
鍊鐵 $\alpha =$	0.810	0.791	0.754	0.717	0.680	0.643	0.606	0.569	0.531	0.494	0.457
鑄鐵 $\alpha =$	0.771	0.756	0.726	0.696	0.666	0.636	0.606	0.576	0.546	0.516	0.388
鑄鋼 $\alpha =$	0.543	0.538	0.527	0.517	0.507	0.496	0.486	0.476	0.457	0.370	0.257

材料壓斷應力 K_d ，得取用下列諸值：

$$\text{木料 } K_d = 0.28 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{鑄鐵 } K_d = 8.0 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{鍊鐵 } K_d = 3.5 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{鑄鐵 } K_d = 3.8 \text{ t/cm}^2$$

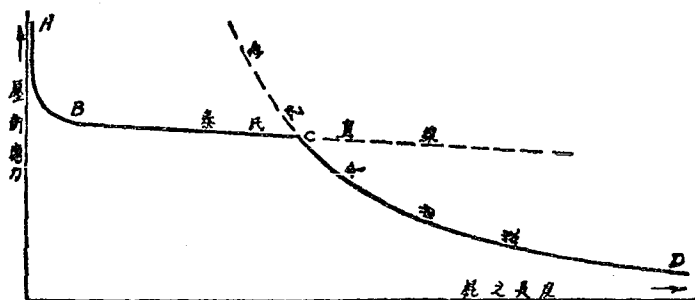
$$\text{鑄鋼 } K_d = 6.0 \text{ t/cm}^2$$

綜上所述，將兩氏之公式，得大概歸納之如次：

棍之長而細者當應用啞氏公式計算，棍之短而粗者，當應用泰氏公式計算，如斷面之形態及其大小為已定，則短棍適用泰氏公式，長棍適用啞氏公式，而其間兩公式均適用之某一定長度，謂之棍之中材長度 (grug länga) 以 l_0 表之，因材料而異其值也。

木料	$l_0 = 100 i$
鑄鐵	$l_0 = 80 i$
鍊鐵	$l_0 = 112 i$
鍛鐵	$l_0 = 105 i$
半硬性鋼	$l_0 = 90 i$

拔赫氏 (C. Bach) 曾以相等斷面各種長度之混凝土柱，試驗壓折，得第 192 圖所示結果，BC 段與泰氏公式相符，而 CD 段則合於啞氏公式，如由 C 點將兩段順勢延長，知誤用公式，其結果均屬太優，故不可不慎也 (見第 68 題)。



第 192 圖

段則合於啞氏公式，如由 C 點將兩段順勢延長，知誤用公式，其結果均屬太優，故不可不慎也 (見第 68 題)。

第三節 應用問題

第 68 題 有 3 公尺長短形松木柱，其斷面 $h = 16 \text{ cm}$ ， $b = 18 \text{ cm}$ ，問能載重若干？(第 193 圖。)

解：(甲)應用壓氏公式。

$$b = 16 \text{ cm},$$

$$h = 18 \text{ cm},$$

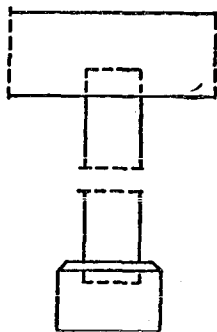
$$s = 10,$$

$$E = 120,000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 300 \text{ cm},$$

$$F = 16 \cdot 18 = 288 \text{ cm}^2,$$

$$m = 10.$$



第 193 圖

1. 壓折計算。

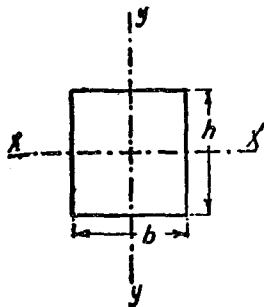
按第 194 圖，其最小惰率爲

$$J_y, \text{ 故 } J_y = J_{min}.$$

$$J_{min} = \frac{hb^3}{12} = \frac{18 \cdot 16^3}{12} = 6144 \text{ cm}^4.$$

其安全荷重爲

$$P = \frac{m \cdot E J_{min}}{s \cdot l^2} = \frac{10 \cdot 120000 \cdot 6144}{10 \cdot 300 \cdot 300} \\ = 81922 \text{ kg}.$$



第 194 圖

2. 壓力計算。

$$\text{柱之壓應力 } \sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{8192}{288} = 28.1 \text{ kg/cm}^2,$$

其安全應力設爲 80 kg/cm^2 ，故未超過。

(乙)應用泰氏公式。

$$\text{解: } J=6144 \text{ cm}^4, \quad F=288 \text{ cm}^2,$$

$$\frac{J}{F} = \frac{6144}{288} = 21.25 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{21.25} = 4.57 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{300}{4.57} = 65.7 < 100.$$

知啞氏公式，於此已不適用，當取泰氏公式計算。

$$\text{查表得 } \alpha = 0.592, \quad k_d = 280 \text{ kg/cm}^2,$$

$$k_d = \frac{280}{s} = \frac{280}{10} = 28 \text{ kg/cm}^2,$$

$$k_k = \alpha \cdot k_d = 0.592 \cdot 28 = 16.58 \text{ kg/cm}^2,$$

$$P = F \cdot k_k = 288 \cdot 16.58 = 4773 \text{ kg}.$$

故按泰氏公式計算，僅得荷載安全重量為 4773 kg，如取用安全率 $s < 10$ ，則 P 尚得增高。

第 69 題 四公尺長之松木柱受壓力 $P = 6000 \text{ kg}$ ，問其應有尺寸。

(a) 四方斷面；

(b) 圓形斷面；

(c) 矩形斷面 ($h : b = 4 : 3$)。

解：(甲)應用啞氏公式：

$$P=6000 \text{ kg}, \quad l=400 \text{ cm}, \quad E=120000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$m=10, \quad s=10。$$

1. 壓力計算。

$$\text{應有面積} \quad F = \frac{P}{k_d} = \frac{6000}{80} = 75 \text{ cm}^2。$$

2. 壓折計算。

$$J_{min} = \frac{s \cdot P \cdot l^2}{m \cdot E} = \frac{10 \cdot 6000 \cdot 400 \cdot 400}{10 \cdot 120000} = 8000 \text{ cm}^2。$$

(a) 四方斷面 (第195圖)。

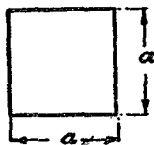
$$J_{min} = \frac{a^4}{12} = 8000,$$

$$a = \sqrt[4]{8000 \cdot 12} = \sim 18 \text{ cm}。$$

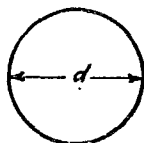
選定木柱 18/18 cm, 有斷面積

$$F = 324 \text{ cm}^2。$$

(b) 圓形斷面 (第196圖)。



第 195 圖



第 196 圖

$$J_{min} = \frac{d^4 \pi}{64} = 8000,$$

$$d = \sqrt[4]{\frac{8000 \cdot 64}{\pi}} = \sim 20 \text{ cm}。$$

選定圓木柱之直徑為 20 cm，有斷面積 $F=314\text{ cm}^2$ 。

(c) 矩形斷面 (第 197 圖)。

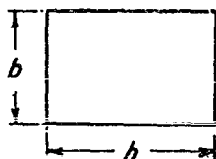
$$J_{min} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 8000,$$

設 $b : h = 3 : 4$, $h = \frac{4b}{3}$,

$$\frac{4b}{3} \cdot \frac{b^3}{12} = 8000,$$

$$\frac{b^4}{9} = 8000, \quad b = \sqrt[4]{8000 \cdot 9} = \sim 17 \text{ cm},$$

$$h = \frac{4}{3} b = \frac{4}{3} \cdot 17 = 23 \text{ cm},$$



第 197 圖

選定木柱 $16/24$ cm，有 $J_Y = 8192\text{ cm}^4$ ，及 $F = 16 \cdot 24 = 384\text{ cm}^2$ 。

2. 應用泰氏公式。

(a) 四方斷面。

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{8748}{324}} = \sqrt{27} = 5.19 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{400}{5.19} = 77 < 100.$$

故當應用泰氏公式計算。

查表得 $a = 0.5$,

$$k_d = 280 \text{ kg/cm}^2,$$

$$k_d = \frac{280}{10} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_t = 28 \cdot 0.5 = 14 \text{ kg/cm}^2,$$

$$P = 324 \cdot 14 = 4536 \text{ kg}.$$

故其安全荷重僅 4520 公斤，斷面尚嫌不足。

今試用松木 20/20 公分，則

$$J = \frac{a^4}{12} = \frac{20^4}{12} = 13333 \text{ cm}^4,$$

$$\frac{J}{F} = \frac{13333}{400} = 33.3 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{33.3} = 5.77 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{400}{5.77} = 69.6 < 100.$$

仍當應用泰氏公式計算。

查表 $\alpha = 0.562$

$$k_t = 28 \cdot 0.562 = 15.75 \text{ kg/cm}^2,$$

$$P = 400 \cdot 15.75 = 6300 \text{ 公斤},$$

故前所假定之尺寸合於應用。

(b) 圓形斷面。

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{7854}{314.2}} = \sqrt{25} = 5 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{400}{5} = 80 < 100,$$

故當應用泰氏公式計算。但誤用公式，其結果必太優；今預

增其尺寸爲 $P=22$ cm, 則

$$J=11499 \text{ cm}^4,$$

$$F=380 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{11499}{380}} = \sqrt{30.5} = 5.5 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{400}{5.5} = 72.6 < 100,$$

仍當應用泰氏公式計算。

查表 $a=0.54,$

$$k_t = k_d \cdot a = 28 \cdot 0.54 = 15.20 \text{ kg/cm}^2,$$

$$P = F \cdot k_t = 380 \cdot 15.20 = 5777 \sim 6000 \text{ 公斤},$$

故知所擬者尙合於用。

(c) 矩形斷面。

前由啞氏公式選定木柱 16/24 cm, 其細長度亦超過該公式適用範圍, 故預增爲 18/24 cm 而試之。

$$J=11664 \text{ cm}^4,$$

$$F=432 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{11664}{432}} = \sqrt{27} = 5.19 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{400}{5.19} = 77 < 100,$$

故泰氏公式適用之。

查表

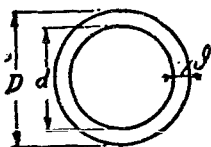
$$\alpha = 0.513,$$

$$k_k = \alpha \cdot k_d = 0.513 \cdot 28 = 14.36 \text{ kg/cm}^2,$$

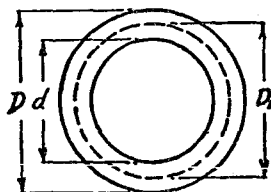
$$P = 14.36 \cdot 432 = 6205 \text{ kg} = \sim 6000 \text{ kg},$$

上所假定之尺寸尚合於用。

第 70 題 有鑄鐵空中圓柱，其長為 4.5 m，受壓力 $P=30000 \text{ kg}$ ，厚度 ϑ 為 1.75 cm；問其內外直徑應有若干？（第 198 圖及第 199 圖。）



第 198 圖



第 199 圖

解： $P=30000$ 公斤， $l=450$ 公釐，

$E=1000000$ 公斤/平方公分， $m=10$ ， $s=8$ ，

$k_d=500$ 公斤/平方公分， $\vartheta=1.75$ 公分。

(甲) 壓力計算。

應需面積
$$F = \frac{P}{k_d} = \frac{30000}{500} = 60 \text{ cm}^2.$$

(乙) 壓折計算。

應用啞氏公式應有至小情率

$$J_{min} = \frac{s \cdot P \cdot l^2}{mE} = \frac{8 \cdot 30000 \cdot 450 \cdot 450}{10 \cdot 1000000} = 4860 \text{ cm}^4。$$

設 $D=21 \text{ cm}$, $d=17.5 \text{ cm}$, 則

$$(D^4 - d^4) \frac{\pi}{64} = (21^4 - 17.5^4) \frac{\pi}{64} = 4943 \text{ cm}^4,$$

$$4943 > 4860,$$

因知上所擬者尚適於用。

今再以泰氏公式驗之如次：

$$F = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4} (21^2 - 17.5^2) = 105.83 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{4943}{105.83}} = \sqrt{46.75} = 6.84 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{450}{6.84} = 65.8 < 80,$$

故當用泰氏公式計之。

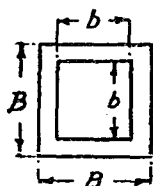
$$\alpha = 0.271, \quad k_d = 1000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$k_k = \alpha \cdot k_d = 0.271 \cdot 1000 = 271 \text{ kg/cm}^2$$

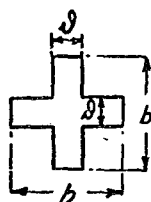
$$P = F \cdot k_k = 105.83 \cdot 271 = 28600 \text{ kg} \sim 30000 \text{ kg},$$

相去尚不過甚，故亦適用。

第71題 前題，設其斷面為空心方柱（第200圖）及十字形斷面（第201圖），求其尺寸應各若干。



第 200 圖



第 201 圖

解：(甲)空心方柱 (第 200 圖)。

$$l=450 \text{ 公分}, \quad P=30000 \text{ 公斤},$$

$$\text{設 } B=20 \text{ 公分}, \quad b=17.5 \text{ 公分}.$$

$$J = \frac{B^4 - b^4}{12} = \frac{20^4 - 17.5^4}{12} = 5500 \text{ cm}^4,$$

$$F = B^2 - b^2 = 20^2 - 17.5^2 = 94 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{5500}{94}} = \sqrt{58.6} = 7.65 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{450}{7.65} = 58.8 < 80,$$

應用泰氏公式。

$$\text{查表得} \quad \alpha = 0.382$$

$$k_k = \alpha \cdot k_g = 0.382 \cdot 1000 = 382 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{能荷重力 } P = F \cdot k_k = 94 \cdot 382 = 35800 \text{ 公斤},$$

較原有者 $P = 30000 \text{ kg}$ 略高,故適用之。

(乙)十字形柱 (第 201 圖)。

$$\text{設 } b=24 \text{ cm, } \vartheta=4 \text{ cm,}$$

$$J = \frac{1}{12} \{ (b-\vartheta)\vartheta^3 + \vartheta \cdot b^3 \} = \frac{1}{12} (20 \cdot 4^3 + 4 \cdot 24^3) = 4720 \text{ cm}^4,$$

$$F = b \cdot \vartheta + (b-\vartheta)\vartheta = 24 \cdot 4 + 20 \cdot 4 = 176 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{4720}{176}} = \sqrt{26.8} = 5.18 \text{ cm,}$$

$$\frac{l}{i} = \frac{450}{5.18} = 87 > 80.$$

當應用歐氏公式

$$P = \frac{m \cdot E \cdot J}{s \cdot l^2} = \frac{10 \cdot 1000000 \cdot 4720}{8 \cdot 450^2} = 29200 \text{ 公斤}$$

$$= \sim 30000 \text{ 公斤,}$$

因知所擬尙合於用。

第 72 題 有以工字鐵第 18 號爲柱，其長度係五公尺，求安全載重（第 202 圖）。

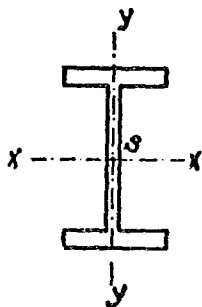
$$\text{解： } J_{min} = 81.3 \text{ cm}^4,$$

$$F = 27.9 \text{ cm}^2,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{81.3}{27.9}} = \sqrt{2.92} = 1.71 \text{ cm,}$$

$$\frac{l}{i} = \frac{500}{1.71} = 292 > 105.$$

故適用歐氏公式，



第 202 圖

$$J = \frac{m \cdot E \cdot J_{min}}{s \cdot l^2} = \frac{5 \cdot 2100000 \cdot 81.3}{5 \cdot 250000} = 1365 \text{ kg},$$

其安全荷重為 1365 公斤。

按第 18 號工字鐵最大惰率 $J_{max} = J_x = 1446 \text{ cm}^4$ 其二種主軸惰率，相差過距，故以單個工字鐵為柱，甚不合算，用者極少（見第 74 題）。

第 73 題 有馬丁鋼 (Martin stahl) 棍一，長度 $l = 925 \text{ cm}$ ，斷面 $1.82/3.01 \text{ cm}$ ，兩端受關節之固定為第 188 圖所示，求其壓折荷重為若干。

$$\text{解： } E = 2,170,000 \text{ kg/cm}^2, \quad l = 92.5 \text{ cm},$$

$$F = 1.82 \cdot 3.01 = 5.47 \text{ cm}^2,$$

$$J_{min} = \frac{1}{12} 3.01 \cdot 1.82^3 = 1.51 \text{ cm}^4,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{1.51}{5.49}} = \sqrt{0.276} = 0.526 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{92.5}{0.526} = 176 > 90,$$

當應用啞氏公式計算之，

$$P_K = 10 \frac{E \cdot J}{l^2} = \frac{10 \cdot 2170000 \cdot 151}{92.5} = 3780 \text{ kg},$$

其壓折荷重為 3780 公斤。

(按此問題，曾由材料試驗機證明該棍之壓折荷重

$P_K = 3770$ 公斤，與計算結果，極相符合。)

第74題 題如前， $l=52.8$ cm，

$$F=2.51 \cdot 400 \text{ cm},$$

$$F=2.51 \cdot 400=10.04 \text{ cm}^2,$$

$$J=\frac{1}{12}4.00 \cdot 2.51^3=5.27 \text{ cm}^4,$$

$$i=\sqrt{\frac{J}{F}}=\sqrt{\frac{5.27}{10.04}}=0.725 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i}=\frac{52.8}{0.725}=73 < 90。$$

當取泰氏公式計算，

$$P_K = F \left(335 - 0.0062 \frac{l}{i} \right) = 10.04 (335 - 0.0062 \cdot 73) \\ = 10.04 \cdot 2.897 = 29.1 \text{ t} = 29100 \text{ kg},$$

壓折荷重為 29100 公斤。

(按經實驗結果 $P_K=29600$ kg，雙方亦甚相符，因知公式之合於應用也。)

第75題 用二根工字鐵合組一柱，長度為 5 公尺，其二主軸惰率相等，安全載重 $P=40000$ kg，求工字鐵尺寸，并其聯合結構。

解：(1) 選定工字鐵號數。

$$P=40000 \text{ kg}, \quad l=500 \text{ cm}, \quad k_d=1200 \text{ kg/cm}^2。$$

今設應用工字鐵第 19 號，有 $F=30.6$

$$J_x = 1763 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 97.4 \text{ cm}^4,$$

$$i = \sqrt{\frac{2 \cdot 1763}{2 \cdot 306}} = 7.6 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{500}{7.6} = 65.7 < 105.$$

應以泰氏公式計算，

$$\alpha = 0.622,$$

$$k_k = \alpha \cdot k_d = 0.622 \cdot 1200 = 745 \text{ kg/cm}^2,$$

$$P = F \cdot k_k = 2 \cdot 30.6 \cdot 745 = 45500 \text{ kg},$$

故知上所擬者，尚適用於。

(2) 兩工字鐵相距之尺寸。

按第 203 圖，兩工字鐵合組柱之主軸惰率相等，即

$$J_I = J_{II};$$

$$\text{而 } J_I = 2J_x = 2 \cdot 1763 = 3526 \text{ cm}^4,$$

$$J_{II} = 2J_y + 2F \cdot l^2 = 2 \cdot 97.4 + 2 \cdot$$

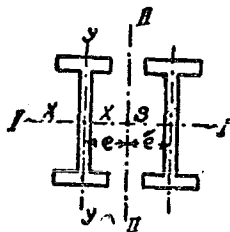
$$30.6 \cdot l^2 = 194.8 + 61.2l^2.$$

$$\text{故 } 3526 = 194.8 + 61.2l^2,$$

$$3331.2 = 61.2l^2,$$

$$l^2 = \frac{3331.2}{61.2} = 54.5,$$

$$l = 7.4 \text{ cm}.$$

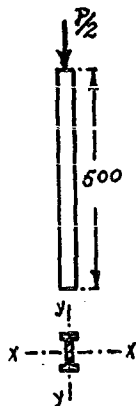


第 203 圖

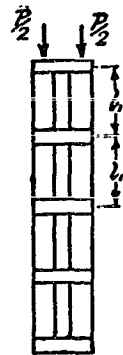
故兩工字鐵相距為 $2 \cdot 7.4 = 14.5 \text{ cm}$ 。

(3) 兩工字鐵聯合結構。

按第 204 圖，如兩工字鐵不相聯合，則每工字鐵之壓折長度為 5 公尺，受壓力為 $\frac{1}{2}P = 20000 \text{ kg}$ ，定垂直於 $Y-Y$ 軸而起壓折，果無疑也。今設應用扁鐵五條，安置如第 205 圖所示，則其壓折長度減為：



第 204 圖



第 205 圖

$$l_1 = \frac{500}{4} = 125 \text{ cm},$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{97.4}{30.6}} = \sqrt{3.2} = 1.8 \text{ cm},$$

$$\frac{l_1}{i} = \frac{125}{1.8} = 69.5 < 105.$$

應以泰氏公式計算，

$$a = 0.610, \quad k_k = 0.610 \cdot 1200 = 732 \text{ kg},$$

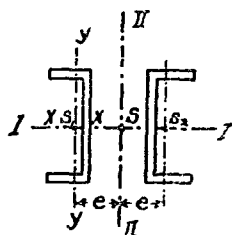
$$\frac{P}{2} = 732 \cdot 30.6 = 22369 \text{ kg},$$

$$P = 44738 \text{ kg},$$

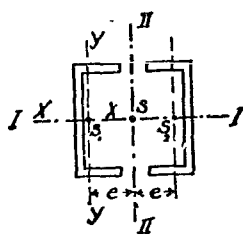
故其結構，亦合於用。

(按此題之計算，如應用工字鐵詳表，得省事許多。如第 19 號工字鐵之中材長度 $l_0=188$ cm，即較 $l_1=125$ cm 為長，當應用泰氏公式計算，可預知之，此其一也。兩工字鐵之距離 $2l=14.8$ cm，表中一檢便得，毋容計算，此其二也。第 19 號工字鐵合組柱之中材長度 $l_0=793$ cm，即較柱之壓板長度 500 cm 為長，亦預知其當應用泰氏公式計算之，此其三也。)

第 76 題 前題，如應用 [形鐵合組之，定其尺寸及相聯之結構 (第 206 圖及第 207 圖)。



第 206 圖



第 207 圖

解：1. 選定 [形鐵號數。

$$P=40000 \text{ 公斤}, l=500 \text{ 公分}, k_b=1200 \text{ 公斤/平方公分}$$

設應用 [形鐵第 18 號，查表得

$$J_x=2 \cdot 1354=2708 \text{ 公分}^4,$$

$$F=2 \cdot 28=56 \text{ 公分}^2$$

$$i_x = 6.95 \text{ 公分,}$$

$$\frac{l}{i_x} = \frac{500}{6.95} = 72.0 < 105.$$

應以泰氏公式計算，

$$\alpha = 0.6, \quad k_k = \alpha \cdot k_d = 0.6 \cdot 1200 = 720 \text{ 公斤/平方公分,}$$

$$\text{能荷重力} \quad P = F \cdot k_k = 56 \cdot 720 = 40350 \text{ 公斤。}$$

上值較 40000 公斤為大，故適用之。

2. 兩 [形鐵相距尺寸。

按第 206 圖及第 207 圖及 [形鐵表得

$$a_1 = 9.47 \text{ 公分,} \quad a_2 = 17.15 \text{ 公分。}$$

3. 兩 [形鐵聯合結構。

設應用扁鐵五條如前，將兩 [形鐵相聯結，則其壓折長度減為

$$l_1 = \frac{500}{4} = 125 \text{ 公分,}$$

$$i_x = 2.02 \text{ 公分,}$$

$$\frac{l_1}{i_x} = \frac{125}{2.02} = 62 < 105.$$

應以泰氏公式計算，

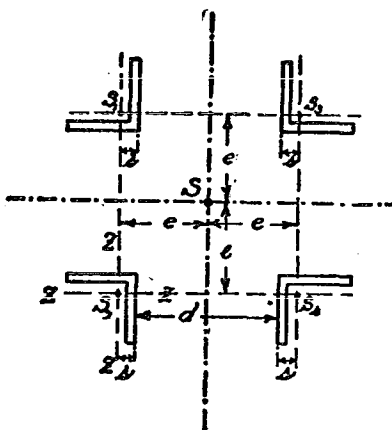
$$\alpha = 0.63, \quad k_k = \alpha \cdot k_d = 0.63 \cdot 1200 = 755 \text{ 公斤/平方公分,}$$

每根 [形鐵能荷重力

$$P = F \cdot k_k = 28 \cdot 755 = 21100 \text{ 公斤。}$$

上值較 $\frac{40000}{2} = 20000$ 公斤為大，故適用之。

第 77 題 有用四根角鐵合組柱，長度 $l=6$ 公尺，在其中央荷重 $P=48000$ 公斤，求角鐵之尺寸及其結構情形（第 208 圖至第 210 圖）。



第 208 圖

解：1. 定角鐵尺寸。

$$P=32000 \text{ 公斤}, \quad l=6006 \text{ 公分}。$$

設應用鐵角第 $6\frac{1}{2}$ 號其尺度為 $65 \times 65 \times 9$ 公釐，斷面積共有 $F=4 \cdot 109.8=43.92 \text{ cm}^2$ 。

角鐵對於重心軸之情率（第 209 圖）。

$$J_s=4 \cdot 41.3=165.2 \text{ cm}^4。$$

今設角鐵之距離為 $d=15.5$ cm, 按第 208 圖, 四個角鐵合組後對於重心軸之惰率:

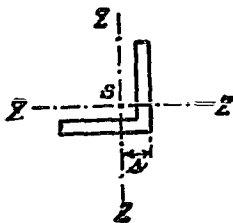
$$J = J_s + F \left(\frac{d}{2} + s \right)^2 = 165.2 + 43.92 \left(\frac{15.5}{2} + 1.93 \right)^2$$

$$= 165.2 + 43.92 \cdot 94 = 4285.2 \text{ cm}^4,$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{4285.2}{43.92}} = \sqrt{97.7} = 9.88 \text{ cm},$$

$$\frac{l}{i} = \frac{600}{9.88} = 60.6 < 105.$$

當應用泰氏公式計算,



第 209 圖

查表 $\alpha=0.63$, $k_k=0.63 \cdot 1200=756 \text{ kg/cm}^2$,

能荷重力 $P=F \cdot k_k=43.92 \cdot 756=33200$ 公斤
 > 32000 公斤。

2. 角鐵間之結合

角鐵四根合組成柱, 每角鐵之荷重為

$$\frac{P}{4} = \frac{32000}{4} = 8000 \text{ 公斤}.$$

有鐵之最小惰率 $J_{min} = 17.2 \text{ cm}^4$ 。

今若等分柱為 8 份，則每份之長度為

$$\frac{600}{8} = 75 \text{ cm}。$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F'}} = \sqrt{\frac{17.2}{10.98}} = \sqrt{1.56} = 1.25 \text{ cm}，$$

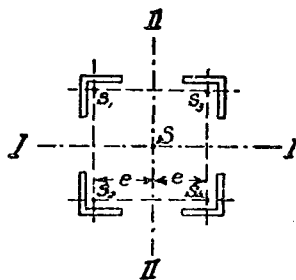
$$\frac{l}{i} = \frac{75}{1.25} = 60 < 105。$$

應以泰氏公式計算之，

$$\alpha = 0.636 \quad k_k = \alpha \cdot k_d = 0.636 \cdot 1200 = 763 \text{ kg/cm}^2$$

能荷重力 $P_1 = F_1 \cdot k_k = 10.98 \cdot 763 = 8400 \text{ 公斤} > 8000 \text{ 公斤}$ 。

所擬各項均合於用，如取第 210 圖所示式樣，計算法相似。

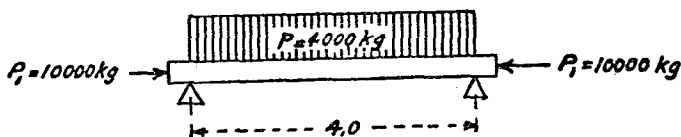


第 210 圖

第六章 材料受各種外力作用

第一節 撓曲與壓

按第 211 圖，樑受均佈力 P 及沿樑集力 P_1 作用，起撓曲應力及壓應力，二者之和，當不得超過該材料之安全應力也。



第 211 圖

壓應力均佈於全面積為 $\sigma_d = \frac{P_1}{F}$,

最大撓曲應力為 $\sigma_b = \frac{M}{W}$,

其應力之總量，當為 $\sigma = \sigma_d + \sigma_b = \frac{P_1}{F} + \frac{M}{W}$ 。

在木樑，最簡之法，先計撓曲，而定其高度，後應用下公式，以計其闊：

$$\sigma = \frac{P_1}{F} + \frac{M}{W},$$

以 $F = b \cdot h$, $W = \frac{bh^2}{6}$,

故
$$\sigma = \frac{P_1}{b \cdot h} + \frac{6M}{bh^2},$$

$$b = \frac{P_1}{\sigma \cdot h} + \frac{6M}{\sigma h^2}.$$

以木料之安全應力為 k ，則

$$b = \frac{P_1}{k \cdot h} + \frac{6M}{k \cdot h^2} \dots\dots\dots(28)$$

第78題 木樑有均佈力，總重 $P=4000$ kg，跨度 $l=4$ m，安全應力 $k_b=100$ kg/cm²，沿樑壓力 $P_1=10000$ kg，求其尺寸。

解：
$$M = \frac{Pl}{8} = \frac{4000 \cdot 400}{8} = 200000 \text{ kgcm},$$

$$W = \frac{M}{k_b} = \frac{200000}{100} = 2000 \text{ cm}^3.$$

可取木樑 20/25 cm 有 $W_x=2215$ cm³ 因尚有壓力 $P_1=10000$ kg 之作用。故豫升其高度為 28 cm。設安全拉及撓曲應力為 80 kg/cm²，則

$$b = \frac{10000}{80 \cdot 28} + \frac{6 \cdot 200000}{80 \cdot 28 \cdot 28} = 4.5 + 19.2 = \sim 24 \text{ cm}.$$

如嫌木樑高寬之比 (28 : 24) 為不適宜，則儘可任取其他高度，再計其寬可也。

上得木樑尺寸，對於壓折，當應計算。按啞愛勒公式如次：

應需惰率
$$J = 100 P \cdot l^2 = 100 \cdot 10 \cdot 4^2 = 16000 \text{ cm}^4,$$

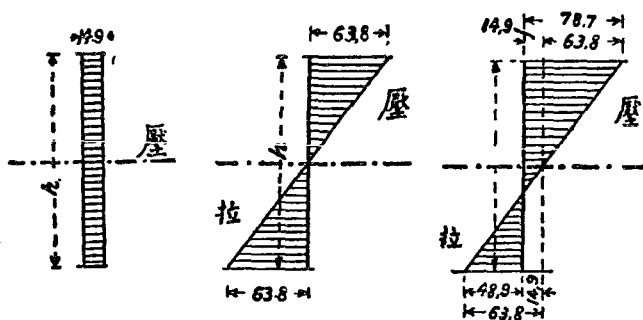
現有惰率
$$J = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{28 \cdot 24^3}{12} = 32256 \text{ cm}^4.$$

故該樑在壓折方面，已足抵持。樑之危險斷面，在中央，該處壓應力為

$$\sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{16000}{24 \cdot 28} = 14.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (第 212 圖),}$$

$$\text{撓曲應力為 } \sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot 200000}{24 \cdot 28 \cdot 28} = 63.8 \text{ kg/cm}^2.$$

在樑之上緣為壓，在下緣為拉(第 212a 圖)，二者相合，即得總應力(第 213 圖)，壓力 P_1 使樑之上部壓應力增加，下部拉力減少。



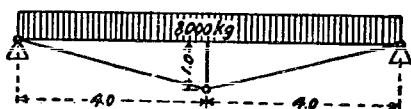
第 212 圖

第 212a 圖

第 213 圖

撓曲與壓在加固樑 (Verstärkter Balken) 同時有之，第 214 圖示加固樑荷均佈力 8000 kg，中央支柱負力為 $\frac{1}{2} \cdot 8000 = 4000$ kg，但因樑為獨根統長者，尚應增加其荷力四之一，故為 $4000 + \frac{1}{4} \cdot 4000 = 5000$ kg，此力有賴拉桿承受，如第 215 圖，依拉桿方向分之為等強二分力，每桿應受 10300 kg，其斷面當可計

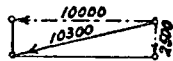
得，如第 216 圖；再分此力於攔支處為水平與垂直二分力，水平分力為 10000 kg，即樑之壓力，一切計算如前節，此外尚有雙加固樑，如第 217 圖所示。



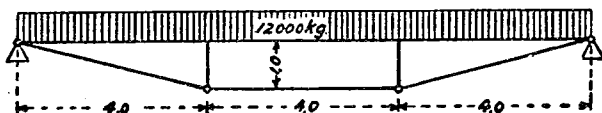
第 214 圖



第 215 圖



第 216 圖

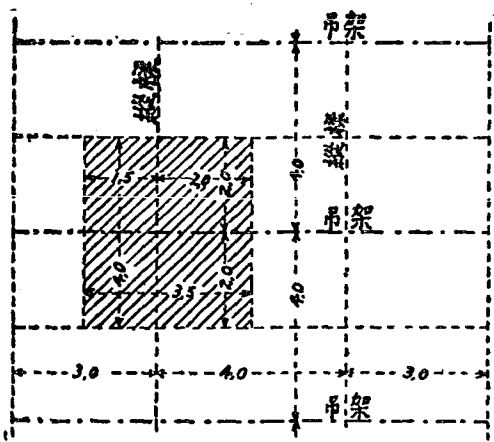
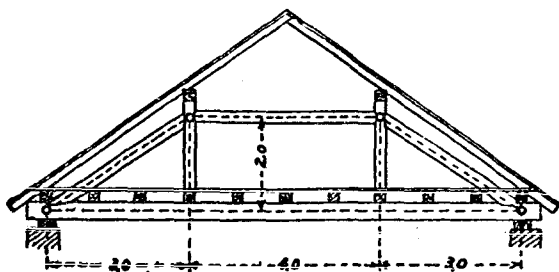


第 217 圖

第二節 撓曲與拉

撓曲與拉，在吊架 (Hängewerke) 同時有之。

第 79 題 第 218 圖示雙吊架，跨度為 10 m，下有大廳，樓板樑支於大樑，縱樑支於吊架柱，吊架相距為 4 m，樓板荷重 400 kg/m²，屋頂荷重連風雪等為 300 kg/m²，求各項尺寸。



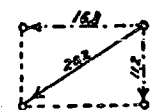
第 218 圖

解：在每吊架柱樓板荷重為 $3.5 \cdot 4 \cdot 400 = 5600 \text{ kg}$ ，
 因大樑為獨根統長，有增中間支力 $\frac{1}{2} \cdot 5600 = \frac{1400 \text{ kg}}{7000 \text{ kg}}$ ，
 在每吊架柱屋頂荷重為 $3.5 \cdot 4 \cdot 300 = \frac{4200}{11200 \text{ kg}}^{\circ}$

按第 219 圖，分吊架柱荷重為水平及傾斜兩力，各依吊架柱兩桁之方向，得水平桁受 16.8t，及傾斜桁 20.2t，按第 220 圖，又分傾斜桁受力為水平及垂直二向，水平者為 16.8t，即大樑之拉力，垂直為 11.2t，即大樑在牆上之攔支力，其各部計算如次：



第 219 圖



第 220 圖

一、傾斜桁

$P=20.2t$ 壓力，應用啞氏壓折公式計算。

$$J=100 \cdot 20.2 \cdot 3.6^2 = 26180 \text{ cm}^4,$$

取用木樑 24/24 cm 有 $J=27648 \text{ cm}^4$ 。

二、水平桁

$P=16.8t$ 壓力，應用啞氏壓折公式計算。

$$J=100 \cdot 16.8 \cdot 4.0^2 = 26880 \text{ cm}^4,$$

取用木樑 24/24 cm 有 $J=27648 \text{ cm}^4$ 。

三、吊架柱

$P=7000 \text{ kg}$ 拉力。

設 $\sigma_s = 100 \text{ kg/cm}^2$ ，則應需斷面積為 $\frac{7000}{100} = 70 \text{ cm}^2$ ，但因

與他樑結合關係，當取較大斷面積，故用 20/24 cm。

四、大樑

大樑之中段 4 m 間，荷重為 $4 \cdot 4 \cdot 400 = 6400$ kg，其撓曲力距為

$$M = \frac{6400 \cdot 400}{8} = 320000 \text{ kgcm},$$

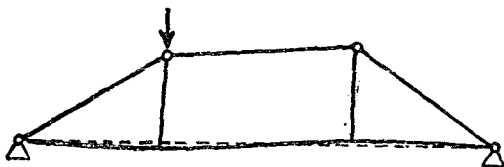
$$\text{應需抵率 } W = \frac{320000}{100} = 3200 \text{ cm}^3.$$

如取木樑 22/30 cm，已足應用，有 $W = 3300 \text{ cm}^3$ ，但此外尚有拉力 $P = 16.8t$ 作用，故預將樑之高度昇為 34 cm，其寬度依下式計之：

$$b = \frac{P}{k_2 \cdot h} + \frac{6M}{k \cdot h^2}, \quad \text{設 } k_2 = 80 \text{ kg/cm}^2,$$

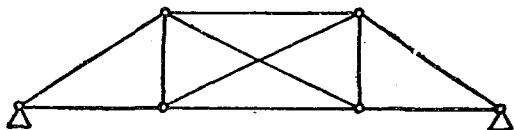
$$b = \frac{16800}{80 \cdot 34} + \frac{6 \cdot 320000}{80 \cdot 34 \cdot 34} = 6.2 + 20.8 = 27 \text{ cm}.$$

〔註〕 因單面荷重，可使雙吊架變形，如第 221 圖所示，大樑遂起有撓曲應力，為當初所未及料，準確計算，耗時非易，



第 221 圖

故通常仍取雙面荷重以計之，僅降低其安全壓及撓曲應力為 80 kg/cm^2 ，而使有較大之安全性也。在單吊架，則無此情形，故取其安全應力為 100 kg/cm^2 ，如於雙吊架，設對角桁，如第 222 圖所示，則上頂變形，亦得免除，在橋樑結構，對角桁常遇之，但在房屋結構，則鮮有應用者，以後者除極小荷重外，對於吊架，均係對稱。

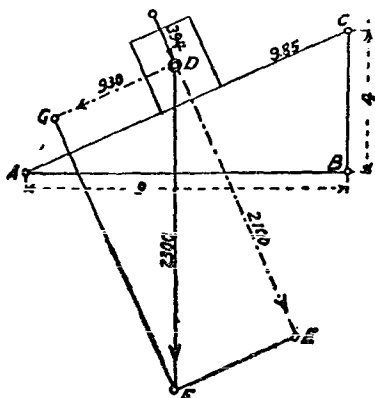


第 222 圖

第三節 雙面撓曲

承受撓曲力距之樑，通常以其最大抵率方向，置於彎曲面，設後者之位置，不能與最大抵率方向相合，則依斷面二主軸，分其受力為二分力，各計其撓曲應力，但二者之和，不得超過該材料之安全應力也。

第 80 題 如第 223 圖所示，屋頂縱樑之位置為傾斜，並受自重及雪重 2300 kg ，此外垂直於屋面者，尚有風力 894 kg ，縱樑跨度為 4.0 m ，計其尺寸。



第 223 圖

解：按第 223 圖，將 2300 kg 分爲垂直與平行於屋面者二
分力，計前者爲 2100 kg，後者爲 930 kg，故縱梁之撓曲
力距，垂直及平行於屋面者爲：

$$M_1 = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{(2100 + 930) \cdot 400}{8} = 125000 \text{ kgcm},$$

$$M_2 = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{930 \cdot 400}{8} = 46500 \text{ kgcm}。$$

設縱梁爲木料，其尺寸爲 20/24 cm，則其二主軸抵率爲

$$W_1 = \frac{20 \cdot 24^2}{6} = 1920 \text{ cm}^3,$$

$$W_2 = \frac{24 \cdot 20^2}{6} = 1600 \text{ cm}^3。$$

其二主軸應力當爲

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{125000}{1920} = 65.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W_2} = \frac{46500}{1600} = 29.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 94.3 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2。$$

設應用工字樑為縱樑，取第 26 號有 $W_1 = W_2 = 442 \text{ cm}^3$ ，

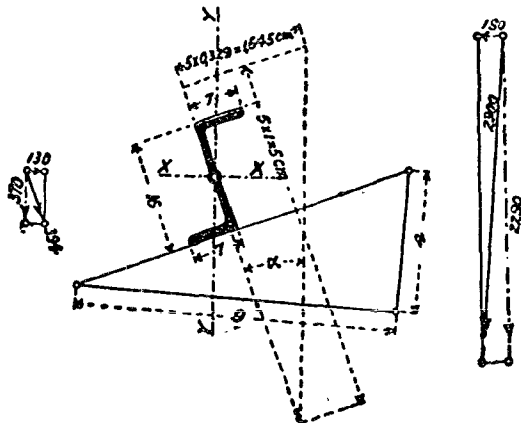
$W_y = W_z = 51.0 \text{ cm}^3$ ，則其主軸應力當為

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{125000}{442} = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W_2} = \frac{46500}{51} = 912 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 1194 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2。$$

第 224 圖取用 I 形鐵第 18 號為縱樑，定其主軸之傾斜



第 224 圖

度 $tg \alpha$, (查附錄 8S 形鐵) 爲準確計, 將表中之值五倍之, 得 $5 \cdot 1 = 5 \text{ cm}$, $5 \cdot 0.329 = 1.645 \text{ cm}$, 以決定其主軸方向, 縱分荷重 2300 kg 及風力 394 kg , 各依主軸方向爲二分力於 X 軸者爲 $2290 + 370 = 2660 \text{ kg}$, 於 Y 軸者爲 $180 - 130 = 50 \text{ kg}$ 。按此得撓曲力距

$$M_1 = \frac{2660 \cdot 400}{8} = 133000 \text{ kgcm},$$

$$M_2 = \frac{50 \cdot 400}{8} = 2500 \text{ kgcm}。$$

其主軸抵率爲 $W_x = 164 \text{ cm}^3$, $W_y = 27.0 \text{ cm}^3$;

主軸應力如次

$$\sigma_1 = \frac{133000}{164} = 810 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_2 = \frac{2500}{27.0} = 93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 903 \text{ kg/cm}^2。$$

如無風力, 則

$$M_1 = \frac{2290 \cdot 400}{8} = 114500 \text{ kgcm}$$

$$M_2 = \frac{180 \cdot 400}{8} = 9000 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_1 = \frac{114500}{164} = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{9000}{27} = 333 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 1033 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

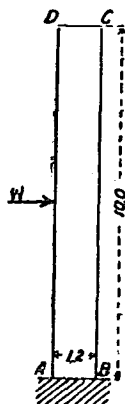
風力有減其總應力之值，初非意料所及，J形鐵第18號斷面積為 33.3 cm^2 ，而工字鐵第26號有斷面積為 53.4 cm^2 ，且前者應力又較小。故 J形鐵以其主軸方向之特殊，在此應用，可稱適宜。

第四節 偏心壓力

磚牆受有風力，如第225圖所示，對於AB層應力計算，當由磚牆自重及風力所起各應力之和。

第81題 有磚牆厚 1.2 m ，高 10.0 m ，風力為 50 kg/m^2 ，問 AB 斷面間應力為若何（第225圖）？

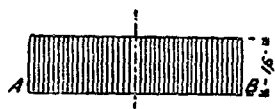
解：計算 AB 層應力時，可取牆寬 1 m 計之，故 ABCD 磚牆之體積為 $1.2 \cdot 10 \cdot 1.0 = 12 \text{ m}^3$ ，其重量為 $12 \cdot 1600 = 19200 \text{ kg}$ ，此重係均佈於 AB 斷面間，其應力為



第225圖

$$\sigma_d = \frac{19200}{120 \cdot 100} = 1.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (第226圖)}.$$

再因牆面受有風力作用，其強度為 50 kg/m^2 ，於 1 m 寬 10 m 高牆面，受力為 $50 \cdot 1 \cdot 10 = 500 \text{ kg}$ ，其着力點當在離 AB 層



第 226 圖

5 m 高處風力之撓曲力距 $500 \cdot 500 = 250000 \text{ kg/cm}$ ，故其撓曲應力依公式計之如次：

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{250000 \cdot 6}{100 \cdot 120 \cdot 120} = 1.04 \text{ kg/cm}^2.$$

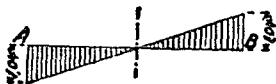
在 B 處為壓， A 處為拉（第 227 圖）。

總應力在 B 處當為

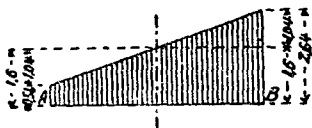
$$1.6 + 1.04 = 2.64 \text{ kg/cm}^2 \text{ (壓)},$$

總應力在 A 處當為

$$1.6 - 1.04 = 0.56 \text{ kg/cm}^2 \text{ (壓)} \text{ (第 228 圖)}.$$



第 227 圖



第 228 圖

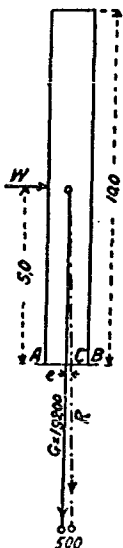
計算拱及柱應力所用之法則，在此亦得採用，結果恆相等，其法詳下。

第 229 圖示風力與磚牆自重之合力為 R ，後者交 AB 層於

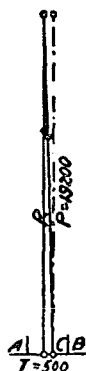
G 點，偏心距為 l 。由比例 $\frac{W}{G} = \frac{l}{5.0}$ 得

$$l = 5.0 \frac{W}{G} = \frac{5.00 \cdot 500}{19200} = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}.$$

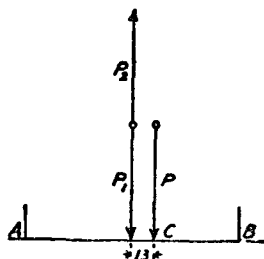
將 R 在 C 點，復分為垂直力 P 及水平力 T (第 230 圖)，而 $T = W$ ，起剪應力，但較壓應力為甚小， P 為磚牆之重(19200 kg)，設其着力點於牆斷面 AB 之中央，則各處應力為等強。今偏於右，則右邊壓應力，當大於左邊也。設於 AB 層之中點，有 $P_1 P_2$ 反向等強之二力，其值仍為零，無損平衡之勢 (第 231 圖)。由 P_1 力作用，在 AB 層為均佈應力。



第 229 圖



第 230 圖



第 231 圖

$$\sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{P}{b \cdot h} = \frac{19200}{100 \cdot 120} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

(參閱第 226 圖)

由 P 及 P_2 合成偶力, 其力距當爲

$$M = P \cdot l \text{ 使磚牆 } ABCD \text{ 向右旋轉。}$$

$$\text{因 } l = \frac{W}{G} \cdot 500, \text{ 故 } M = \frac{P \cdot 500}{G} \cdot W;$$

$$\text{因 } P = G, \text{ 故 } M = W \cdot 500 = 500 \cdot 500 = 250000 \text{ kgcm。}$$

此撓曲力距與前相同, 故其應力, 當亦與前無異 (參閱第 227 圖)。

總應力應亦如前, 爲壓與撓曲二應力之和 (參閱第 228 圖)。

$$\text{因 } M = P \cdot l \text{ 及抵率 } W = \frac{bh^2}{6}, \text{ 故撓曲應力}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{P \cdot l \cdot 6}{b \cdot h^2} = \frac{P \cdot l \cdot 6}{F \cdot h}。$$

最大應力爲

$$\sigma_1 = \sigma_d + \sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{P}{F} \cdot \frac{6 \cdot l}{h} = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{6l}{h} \right) \dots\dots (29),$$

最小應力爲

$$\sigma_2 = \sigma_d - \sigma_b = \frac{P}{F} - \frac{P}{F} \cdot \frac{6 \cdot l}{h} = \frac{P}{F} \left(1 - \frac{6l}{h} \right) \dots\dots (30)。$$

應用以上二式在本題當爲

$$\sigma = \frac{19200}{12000} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 13}{120} \right) = 2.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.56 \text{ kg/cm}^2$$

與以前所得之結果，均相符合。

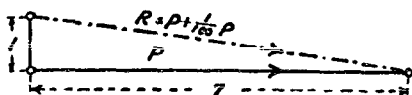
作用力有時向斷面為傾斜，設其垂直之分力為 P ，作用力為 R ，在傾斜度甚小時，則 P 與 R 幾不相差，為第 232 圖所示，力之傾斜度為 $1/7$ ，

而 R 大於 P 僅

$1/100$ ，故傾斜度較

小者， P 或 R 當可

擇一而用其結果恆無所異。



第 232 圖

第 82 題 某拱之厚為 0.6 m ，在 1 m 深度間，有偏心拱壓 30000 kg ，偏心距為 4 cm ，求其應力（第 233 圖）。

解：拱壓方向與拱斷面，幾成垂直，其計算因得簡易。按公式第 29 及 30 得

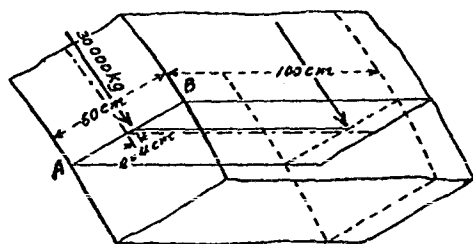
$$\sigma_d = \frac{30000}{100 \cdot 60} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 4}{60} \right) = \begin{matrix} 7.0 \text{ kg/cm}^2 \\ 3.0 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

第 83 題 磚柱座腳為 $1.20 \cdot 1.50\text{ m}$ ，受偏心傾斜力 80000 kg 作用，其偏心距為 10 cm ，求應力（第 234 圖）。

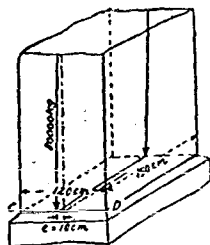
解：因作用力之傾斜度尚小，故可忽視，其最大應力當偏於 G ，

$$\sigma_d = \frac{80000}{150 \cdot 120} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 10}{120} \right) = \begin{matrix} 6.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (在 } G \text{)} \\ 2.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (在 } D \text{)} \end{matrix}$$

第 84 題 有以閩工字鐵第 20 號為柱，荷偏心力 30000 kg ，其偏心距為 5 cm ，偏於最大主軸，求應力。



第 233 圖



第 234 圖

解：關工字鐵第 20 號有 $F=82.7 \text{ cm}^2$,

$$W_y = 214 \text{ cm}^3,$$

$$\text{壓應力} \quad \sigma_d = \frac{30000}{82.7} = 363 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{撓曲力距} \quad 30000 \cdot 5 = 150000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{撓曲應力} \quad \sigma_b = \frac{150000}{214} = 701 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{故} \quad \sigma_1 = \sigma_d + \sigma_b = 1064 \text{ kg/cm}^2 \text{ (壓)},$$

$$\sigma_2 = \sigma_d - \sigma_b = -338 \text{ kg/cm}^2 \text{ (拉)}.$$

因知作用力不在正中，稍有偏依，即起甚大應力也。

第五節 斷面心核

設作用力 P 之着力點，距中線為 $l = \frac{h}{6}$ ，按公式第 29，其最

大壓應力爲

$$\sigma_d = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{6l}{h}\right) = \frac{P}{F} (1+1) = 2 \frac{P}{F},$$

按公式第 30, 其最小壓應力爲

$$\sigma_d = \frac{P}{F} \left(1 - \frac{6l}{h}\right) = \frac{P}{F} (1-1) = 0,$$

在 AB 層壓應力之分佈如第 59 圖所示, 爲 $l > \frac{h}{6}$, 則 $\frac{6l}{h} > 1$,

而 $\sigma_d = \frac{P}{F} \left(1 - \frac{6l}{h}\right)$ 爲負, 即起有拉應力也。

第 85 題 如第 79 題, 設風力爲 125 kg/m^2 , 求 AB 層之應力。

解: 風力之總數當爲 $W = 125 \cdot 10 = 1250 \text{ kg}$, 合力 R 在 AB 層之偏心距爲

$$l = 500 \frac{W}{G} = \frac{500 \cdot 1250}{19200} = 32.6 \text{ cm}.$$

在 B 緣應力

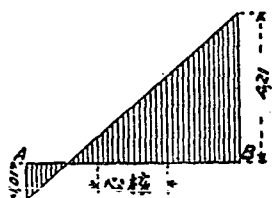
$$\sigma = \frac{19200}{100 \cdot 120} \left(1 + \frac{6 \cdot 32.6}{120}\right) = 4.21 \text{ kg/cm}^2 \text{ (壓)};$$

在 A 緣之應力

$$\sigma = \frac{19200}{100 \cdot 120} \left(1 - \frac{6 \cdot 32.6}{120}\right) = -1.01 \text{ kg/cm}^2 \text{ (拉)}.$$

AB 面應力分佈, 如第 235 圖所示, 磚牆抗拉能力極弱, 故當盡力避免之, 即作用力之着力點, 應在斷面中部三份之一以

內，即於其心核之內，(第235圖，第238圖及第239圖)，否則應預為假定，即受拉處黏泥開裂成隙，毫不荷力。由最大壓應力緣邊起，向內漸減，至零為止(第236圖)，而應



力分佈，由 B 至 C ，係一直線，故 P 之着力點，當在 BC 面心核緣邊，即 $BC=3BD=3f$ ，壓應力之總量為 $3f \cdot \frac{\sigma_d}{2} b = P$ ，即

$$\sigma_d = \frac{2P}{3f \cdot b} \dots\dots\dots (31).$$

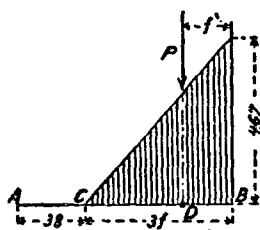
第 86 題 前題，設磚牆不能承受拉力，則 B 緣壓應力為若何 (第 236 圖)?

解：按公式第 31，得

$$f = 60 - 32.6 = 27.4 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_d = \frac{2 \cdot 192000}{3 \cdot 27.4 \cdot 100} = 4.67 \text{ kg/cm}^2.$$

按第 85 題，得 B 緣壓應力為 4.21 kg/cm^2 ，實較此處為小。



磚牆受心核外偏心壓力時，拉處開裂，在實驗得證明之，為易於明瞭計，可將橡皮一塊，置之案上，以指壓其半面，則他半面必掀起，橡皮然，他料亦然，第前者變形較為顯著耳。總上各節，得歸納 P 之地位，為下列四種：

一、力之着力點在牆垣之正中央，

$$\sigma_d = \frac{P}{F} = \frac{P}{b \cdot h} \quad (\text{第 237 圖})。$$

二、偏心力，位於心核內，

$$l < \frac{h}{6},$$

$$\sigma_d = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{6l}{h} \right) \quad (\text{第 238 圖})。$$

三、偏心力，位於心核緣邊，

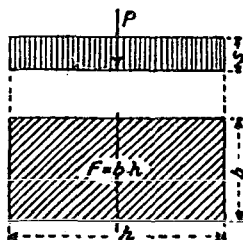
$$l = \frac{h}{6}$$

$$\begin{cases} \sigma_d = \frac{2P}{bh} = 2 \frac{P}{F}, \\ \sigma_d = 0 \end{cases} \quad (\text{第 239 圖})。$$

四、偏心力，位於心核外，

$$l > \frac{h}{6},$$

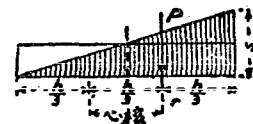
$$\begin{cases} \sigma_d = \frac{2P}{3b \cdot f}, \\ \sigma_d = 0 \end{cases} \quad (\text{第 240 圖})。$$



第 237 圖



第 238 圖



第 239 圖



第 240 圖

作用力 P ，當在各應力合力之地位，且二者為等強，蓋內外兩力應相平衡也。由第 237 圖至第 240 圖示偏心荷力，使材料不能盡用其能，至不經濟。

如斷面非為方形或矩形，乃係任意形，其心核之計算如次：

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad M = P \cdot l;$$

故 $\sigma = P \left(\frac{1}{F} \pm \frac{l}{W} \right)$ 。今設 $l = l_k$ (偏心距 = 心核距),

$$\text{則 } \sigma = P \left(\frac{1}{F} \pm \frac{l_k}{W} \right)$$

力之着力點,適於心核之邊界,則其一端緣邊之應力適為零,
故

$$\sigma = P \left(\frac{1}{F} - \frac{l_k}{W} \right) = 0$$

$$\text{即 } \frac{1}{F} = \frac{l_k}{W}$$

$$l_k = \frac{W}{F} \dots \dots \dots (32)$$

任何斷面形之心核邊界與其重心線距 l_k , 為該面對於力之
偏心方向之抵率 W , 以面積 F 除之即得 (第 241 圖至第
250 圖)。

第 87 題 應用公式 (32), 求矩形面之心核邊界。

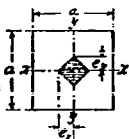
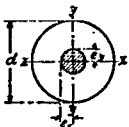
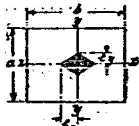
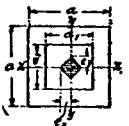
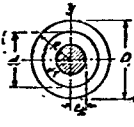
解: 設 h 及 b 為矩形之二邊長, 則

$$W_x = \frac{bh^2}{6} \quad \text{及} \quad W_y = \frac{hb^2}{6}, \quad F = b \cdot h;$$

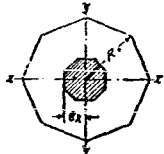
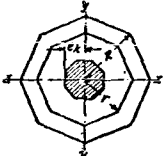
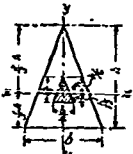
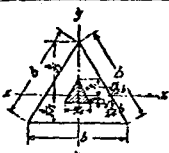
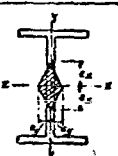
$$\text{依公式 } l_y = \frac{W_x}{F} = \frac{bh^2}{6F} = \frac{bh^2}{6bh} = \frac{h}{6},$$

$$l_x = \frac{W_y}{F} = \frac{hb^2}{6F} = \frac{hb^2}{6bh} = \frac{b}{6},$$

此結果與以前所得者相符。

心核表		
斷面形狀	心核	備註
	$e_x = e_y = \frac{a}{2}$	心核 為方形
	$e_x = e_y = \frac{d}{4}$	心核 為圓形
	$e_x = \frac{b}{6} = \frac{a b^2}{6 a b} = \frac{b}{6}$ $e_y = \frac{a}{6} = \frac{b a^2}{6 a b} = \frac{a}{6}$	心核 為菱形
	$e_x = e_y = \frac{a}{2} - W$ $W = \frac{a_1^2}{4a}$ $e_x = e_y = \frac{a}{2} - \frac{a_1^2}{4a}$ $= \frac{a^2 + a_1^2}{4a}$	心核 為方形
	$e_x = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{2(D^2 + d^2)}$ $= \frac{D^2 d^2}{8D}$	心核 為圓形

第241圖至第245圖

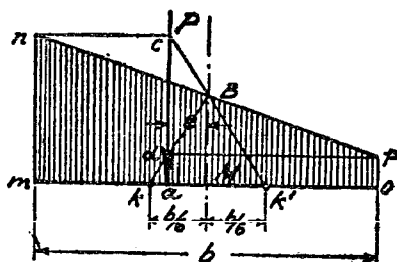
心 核 表		
斷面形狀	心 核	備 註
	$e_A = \frac{r}{2} = 0.2256 R.$	心核為 正八角形
	$e_A = \frac{r}{2} = 0.2256 \frac{\sqrt{2} r}{2}$	心核為 正八角形
	$e_y = \frac{h}{3} = \frac{1}{3} \frac{\sqrt{3}}{2} a = \frac{a}{2\sqrt{3}}$ $e_x = \frac{a}{3} = \frac{1}{3} \frac{2}{\sqrt{3}} h = \frac{2h}{3\sqrt{3}}$	心核為 相似三角形 (底邊為 a 高為 h)
	$e_y = \frac{b}{2\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{3}}{6} b$ $e_x = \frac{b}{3} = \frac{\sqrt{3}}{3} b$	心核為 正三角形 (邊長為 b)
	$e_x = \frac{a_1}{2}$ $e_y = \frac{b_1}{2}$	心核為 矩形

第 246 圖 至 第 250 圖

心核求應力之圖解法 短形斷面其應力之分佈，應用心核以圖解之，至為簡易，其法詳次：

(一)力之着力點在心核內 (第 251 圖)。

以 M 為斷面之重心點，平均應力 $\sigma_d = \frac{P}{F} = MB$ ，以 k 及 k' 為心核邊界，連結 Bk 與 Bk' 兩線，引長 Bk' 線與 P 相交於 C 點，則 Ca 為 σ_1 及 da 為 σ_2 ，即所求之最大最小應力是也。



第 251 圖

證：因 $\triangle k'BM \sim \triangle k'Ca$ ，

故 $k'M : k'a = BM : Ca$ 。

但 $k'M = \frac{b}{6}$ ； $k'a = \frac{b}{6} + l$ ；

$$BM = \frac{P}{F}；$$

故 $\frac{b}{6} : \left(\frac{b}{6} + l\right) = \frac{P}{F} : Ca$

$$\frac{b}{6} \cdot Ca = \frac{P}{F} \left(\frac{b}{6} + l\right)；$$

$$Ca = \frac{P}{F} \cdot \frac{\frac{b}{6} + l}{\frac{b}{6}} = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{6l}{b} \right).$$

按公式 (29), 則 $Ca = \sigma_1$ 。

同理 $\triangle kda \sim \triangle kBM$

$$\left(\frac{b}{6} - l \right) : da = \frac{b}{6} : \frac{P}{F} ;$$

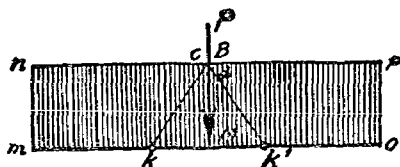
$$da = \frac{P}{F} \cdot \frac{\left(\frac{b}{6} - l \right)}{\frac{b}{6}} = \frac{P}{F} \left(1 - \frac{6l}{b} \right)$$

按公式 (30), 則 $da = \sigma_2$

故於作圖時, 僅將 Ca 值, 向左水平移動成 mn 及 da 值, 向右水平移動成 op , 即 $mn = \sigma_1$ 及 $op = \sigma_2$, 連結 np , 則成 $nmop$ 之應力分佈圖, 而 np 線恆經 B 點, 以 BM 爲 σ_{a1} 及 σ_{a2} 之平均值也 (參閱第 227 圖及第 288 圖)。

(二) 着力點在重心上 (第 252 圖)。

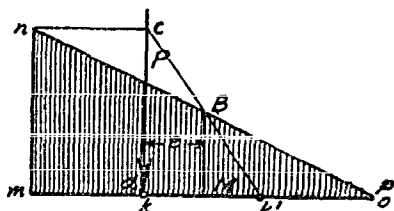
如力之着力點, 適位於斷面之重心上, 則其應力分佈之圖解法, 與前相同, 且較簡單, 即 $\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{P}{F}$ 是, 故無容多述, 閱圖當自解矣。



第 252 圖

(三)着力點在心核邊界(第 253 圖)。

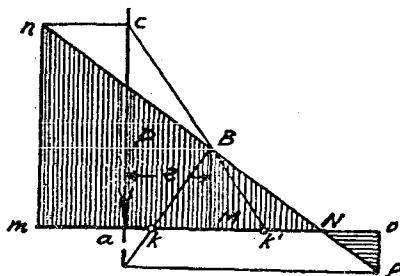
設力之着力點，適位於心核之邊界，其圖解法，則與前同。此間 a, d 兩點與 k 相疊合，應力遂成一三角形之分佈，故 $\sigma_1 = 2\frac{P}{F}$ 及 $\sigma_2 = 0$ 是也。



第 253 圖

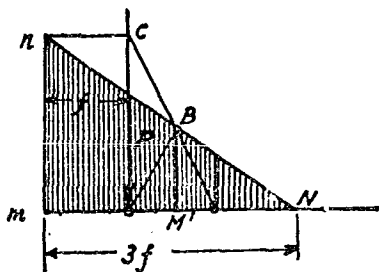
(四)着力點在心核外，允有拉應力者(第 254 圖)。

如力之着力點，位於心核之外，而所用之材料，得發生拉應力者，則其圖解法亦如前。在此 op 在下方，即亦 σ_2 為拉應力也。



第 254 圖

(五)着力點在心核外，不允有拉應力者(第 255 圖)。



第 255 圖

如力之着力點，位於心核之外，而所用之材料，不足以發生拉應力者，在此以 f 當作斷面寬度之 $\frac{1}{3}$ ，其斷面寬度當為 $3f$ ，至 N 點止，如是以 mN 之中央 $\frac{1}{3}$ 寬度為心核，取 $B'M = \frac{P}{3f \cdot d}$ ，餘法同(三)。

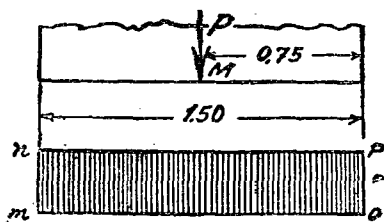
第 88 題 牆之厚為 1.5 公尺，於每公尺長度間。

牆腳受垂直力 $P=25$ 噸。

1. 着力點在重心上；
2. 着力點距重心 15 公分；
3. 着力點在心核邊界；
4. 着力點在心核外 ($l=35$ 公分)。

求各應力。

解：1. 着力點在重心上，故其應力為均佈式(第 256 圖)。



第 256 圖

$$mn = op = \frac{P}{F} = \frac{25000}{150 \cdot 100} = \frac{25000}{15000} = 1.66 \text{ kg/cm}^2.$$

2. 着力點距重心爲 15 公分, 依公式 (29) 及 (30) 得

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{6l}{b} \right) = 1.66 \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 15}{150} \right) = 1.66(1 \pm 0.6) \\ &= \frac{2.66 \text{ kg/cm}^2}{0.66 \text{ kg/cm}^2}.\end{aligned}$$

若用圖解 (第 257 圖)。則取 $MB = \frac{P}{F} = 1.66$, 以 B 點

與兩心核邊界相連

結, 即得 ac 及 ad 。

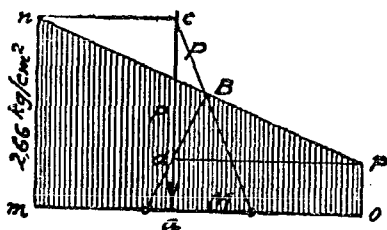
取其平行距 nm 及

po , 量得 $nm = 2.66$

kg/cm^2 及 $po = 0$ 。

66 kg/cm^2 , 與經計

算所得者相符合。



第 257 圖

3. 着力點適位在心核之邊界, 在此

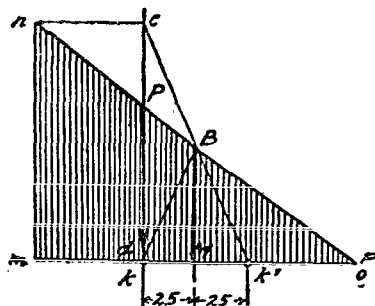
$$l_k = \frac{150}{6} = 25 \text{ 公分, 依前公式得}$$

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{6l}{b} \right) = 1.66 \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 25}{150} \right) = 1.66(1 \pm 1) \\ &= \frac{3.32 \text{ kg/cm}^2}{0 \text{ kg/cm}^2}.\end{aligned}$$

若用圖解 (第 258 圖),

則依圖量得

$$mn = 3.32 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{及} \quad op = 0 \text{ kg/cm}^2.$$



第 258 圖

4. 着力點在心核之外，其偏心距

$l=35$ 公分，依前公式得

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{6l}{b} \right) = 1.66 \left(1 \pm \frac{6 \cdot 35}{150} \right) = 1.66 (1 \pm 1.4) \\ &= 3.98 \text{ kg/cm}^2 \\ &= -0.66 \text{ kg/cm}^2 \text{ (拉)}.\end{aligned}$$

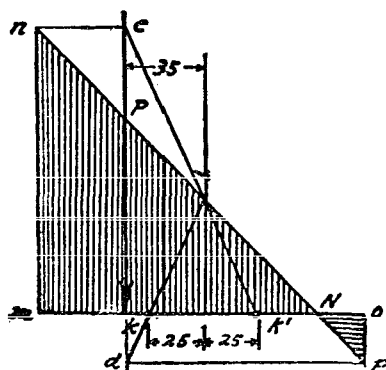
如用圖解（第 259 圖），則按圖量得 $mn=3.98 \text{ kg/cm}^2$ ，及 $op=-0.66 \text{ kg/cm}^2$ ，設牆垣不能承受拉應力，則其解法如下：

以 x 為力與牆邊之距，

則 $x=75-35=40$ 公分。

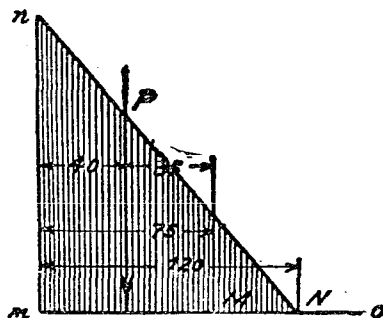
依公式 (31) 得

$$\sigma = \frac{2P}{3f \cdot d} = \frac{2 \cdot 25000}{3 \cdot 40 \cdot 100} = \frac{50000}{12000} = 4.17 \text{ kg/cm}^2$$




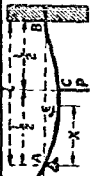
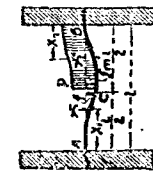
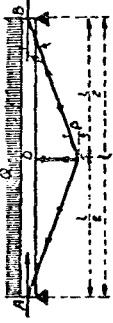
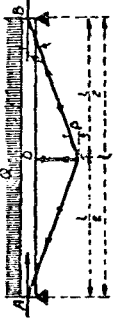
第 259 圖

其圖解法，可按第 260 圖，量得 $nm = 4.17 \text{ kg/cm}^2$ ，因牆垣不足發生拉應力，故其最大壓應力由 3.98 增至 4.17 kg/cm^2 。綜上所得各應力，按諸附錄 5-b，牆垣應用水泥膠質砌，而所用之磚類，可任意選擇，均適於用。



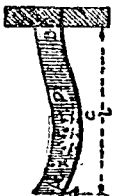



第 260 圖

附 錄


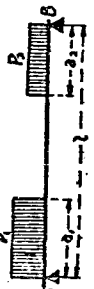
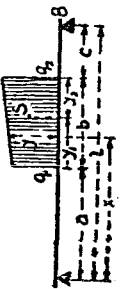
荷重及綫型情形	綫型力	彎曲力矩	彈球公式	彎曲度	危險斷面
	$A-B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{Px}{2} \left(\frac{x}{2} - \frac{1}{4} \right)$ $M_A = M_B = -\frac{Pl}{8}$ $M_C \rightarrow \frac{Pl}{8}$	$y = \frac{Pl^3}{192EI} \left(\frac{x^2}{l^2} - \frac{4x}{3l} \right)$	$f = \frac{Pl^3}{192EI}$	在 A, D, C
	$A = \frac{5P}{16}$ $B = \frac{11P}{16}$	$M_C = \frac{5Pl}{32}$ $M_{max} = M_B = -\frac{5Pl}{16}$	$y = \frac{Pl^3}{32EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{5x^2}{32l} \right)$	$f_{max} = \frac{Pl^3}{15 \cdot 48EI}$ $\Delta x = l/\sqrt{5}$	在 B
	$A = \frac{P}{4}$ $B = \frac{5P}{4}$	<p>由 A 至 C:</p> $M_x = \frac{1}{16} Px - \frac{9}{16} Pl$ $M_B = \frac{11}{16} Pl$ $M_A = \frac{5}{16} Pl$ $M_D = \frac{11}{16} Pl$	<p>由 A 至 C:</p> $y = \frac{Pl^3}{32EI} \left(\frac{5x^2}{16} - \frac{2x^3}{3} \right)$ <p>由 B 至 C:</p> $y = \frac{Pl^3}{192EI} \left(11\frac{x^2}{l^2} - 26\frac{x^3}{l^3} + 16\frac{x^4}{l^4} \right)$	$f_{max} = \frac{Pl^3}{3552EI}$ 在 $x = 0.44l$ $f_{\phi} = \frac{Pl^3}{384EI}$	在 $x = \frac{15}{32}l = 0.467l$
	$A'-B' = \frac{5P}{16}$ $C-O = -\frac{9P}{8}$ $A-C = C-B = \frac{5P}{16}$ $A-B = \frac{5P}{16}$	<p>雙圓錐</p>	<p>雙圓錐</p>	$A'-B' = \frac{48}{30}$ $C-D = \frac{110}{30}$ $AD = BD = \frac{50 \sin \theta}{110}$ $AB = \frac{110}{50 \sin \theta}$ $DD = \frac{110}{50 \sin \theta}$	
	$A-B = \frac{5P}{16}$ $C-O = -\frac{9P}{8}$ $A-C = C-B = \frac{5P}{16}$ $A-B = \frac{5P}{16}$	<p>單圓錐</p>	<p>單圓錐</p>	<p>上相要有壓及撓曲作用:</p> $\sigma = \frac{110}{30} \sin \theta$ $\sigma = \frac{30}{10} \sin \theta$	上相要有壓及撓曲作用: $\sigma = \frac{110}{30} \sin \theta$ $\sigma = \frac{30}{10} \sin \theta$

A-B = 雙圓錐之彈力

A'及B' 係上桁之壓力

荷重及圖示情形	欄置力	撓曲力矩	彈線公式	彎曲度	危險斷面
	$A = \frac{2}{3}P$ $B = \frac{5}{8}P$	$M_x = \frac{Px}{2} \left(\frac{3}{4} - \frac{x}{l} \right)$ $M_{max} = M_B = \frac{Pl}{8}$ $M_C = \frac{9}{128}Pl$	$y = \frac{Pl^2}{48EJ} \left[\frac{x^3}{l} - 3\frac{x^3}{l^2} + 2\frac{x^4}{l^3} \right]$	$f = \frac{Pl^3}{152EJ}$ f_{max} 在 $x = \frac{l}{76} (1 + \sqrt{53})$	在 B
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{Pl}{2} \left(\frac{l}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^3}{l^3} \right)$ $M_A = M_B = -\frac{Pl}{12}$ $M_C = -\frac{Pl}{24}$	$y = \frac{Pl^2}{24EJ} \left[\frac{x^2}{l^2} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right]$	$f = \frac{Pl^3}{580EJ}$	在 A 及 B
	$A = \frac{P}{3}$ $B = \frac{2}{3}P$	$M_x = \frac{Pl}{30} \left[10\frac{x^3}{l^3} - 9\frac{x^2}{l^2} + 2 \right]$ $M_A = -\frac{1}{15}Pl$ $M_B = \frac{1}{10}Pl$	$y = \frac{Pl^2}{60EJ} \left[2\frac{x^2}{l^2} - 3\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right]$	$f_{max} = \frac{Pl^3}{384EJ}$ 在 $x = 0.525l$	在 $x = l\sqrt[3]{\frac{5}{10}} = 0.548l$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = -Pl \left(\frac{5}{48} - \frac{x}{2l} + \frac{2x^2}{3l^2} \right)$ $M_A = M_B = -\frac{5}{48}Pl$ $M_C = +\frac{Pl}{16}$	$y = \frac{Pl^2}{6EJ} \left[\frac{5x^2}{16l^2} - \frac{x^3}{2l^3} + \frac{2x^3}{3l^3} \right]$	$f = \frac{7Pl^3}{1920EJ}$	在 A, Q, B

	A-B=P A B: M=Pc	$y = -\frac{P^2 c}{8EJ} \left[\frac{c^2}{3} + \frac{c^2 l}{2} \right]$ 在 A, B 間	
	$M_A = \frac{P l}{2} \left(1 - \frac{x}{l} \right)$ $M_{max} = \frac{P l}{8}$	$y = \frac{P l^3}{24 E J} \left[\frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right]$ 在 C	
	$M_A = \frac{P x}{3} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)$ $M_{max} = \frac{2}{9} P l$	$y = \frac{P l^3}{100 E J} \left[\frac{x}{l} - 10 \frac{x^3}{l^3} + 3 \frac{x^5}{l^5} \right]$ A $x = \frac{1}{3} l \sqrt{0.57742}$	
	$M_A = P x \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} + \frac{2x^2}{3l} \right)$ $M_{max} = \frac{P l}{12}$	$y = \frac{P^3}{12 E J} \left[\frac{3x}{8l} - \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{4l^4} - \frac{2x^5}{5l^5} \right]$ 在 C	
	$M_A = P x \left(\frac{1}{2} - \frac{2x^2}{3l} \right)$ $M_{max} = \frac{P}{6}$	$y = \frac{P l^3}{12 E J} \left[\frac{3x}{8l} - \frac{x^3}{l^3} + \frac{2x^4}{5l^4} \right]$ 在 C	
	$M_A = -\frac{P x}{2} \left(\frac{x}{l} - 1 + \frac{c}{x} \right)$ $M_C = M_B = -\frac{P c^2}{2l}$ $M_D = -\frac{P l}{4} \left(-\frac{1}{2} + \frac{2c}{l} \right)$	$y = \frac{P l^3}{24 E J} \left[\frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} + \frac{6c x^2}{l^2} - \frac{6c x}{l^2} \left(\frac{c}{l} + 6 \frac{c^2}{l^2} - 4 \frac{c^3}{l^3} - \frac{c^4}{l^4} \right) \right]$ 在 A, B 或 C	

荷重及擱置情形	擱置力	撓曲力距
	$A = \frac{P(c+b)}{2l}$ $B = \frac{P(2a+b)}{2l}$ <p>∴ $a=c$</p> $A = B = \frac{P}{2}$	$M \cdot x = A \cdot x - \frac{P(x-a)^2}{2b}$ $M_{\max} \text{ 在 } x = a + \frac{A \cdot b}{P}$ <p>∴ $a=c$: $M_{\max} = M_m = \frac{A \cdot l}{2} - \frac{P^2}{4} = \frac{P(l-b)}{4}$</p>
	$A = \frac{P_1(2l-a_1) + P_2 a_2}{2l}$ $B = \frac{P_1(2l-a_1) + P_2 a_2}{2l}$	<p>∴ $A < P_1$ $M = \frac{A^2 \cdot a_1}{2P_1}$</p> <p>∴ $B < P_2$ $M = \frac{B^2 \cdot a_2}{2P_2}$</p>
	<p>重心距離</p> $y_1 = \frac{b}{3} \frac{q_1 + 2q_2}{q_1 + q_2}$ $y_2 = \frac{a}{3} \frac{2q_1 + q_2}{q_1 + q_2}$ $A = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot b \cdot \frac{c + y_2}{l}$ $B = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot b \cdot \frac{a + y_1}{l}$	$y = q_1 + \frac{(x-a)(q_1 - q_2)}{b}$ <p>∴ $x > a$</p> $M_x = A \cdot x - \frac{(x-a)^2(2q_1 + y)}{6}$

荷重及欄置情形	欄置力	抗曲力距	彈線公式	彎曲度	危險剖面
	<p>在每端處之反力 $Q=1/2$</p>	$M_{max} = \frac{Ql}{8}$	<p>由 0 至 $\frac{l}{2}$</p> $y_1 = \frac{Qx}{54 EJ} (2l^2 - 3x^2)$ <p>由 $\frac{l}{2}$ 至 $\frac{2l}{3}$</p> $y_2 = \frac{Ql}{48 EJ} (-l^2 + 27lx - 27x^2)$	$f = \frac{23 Q l^3}{1944 EJ}$	在中央
		$M_{max} = \frac{Ql}{8}$	—	$f = \frac{19 Q l^3}{15564 EJ}$	在中央
		$M_{max} = \frac{3Ql}{25}$	—	$f = \frac{65 Q l^3}{50004 EJ}$	在中央
	$A-B = \frac{Q}{2}$	$M = \frac{Ql}{6}$	<p>由 0 至 $\frac{l}{3}$</p> $y_1 = \frac{Qx}{56 EJ} (2l^2 - 3x^2)$ <p>由 $\frac{l}{3}$ 至 $\frac{2l}{3}$</p> $y_2 = \frac{Ql}{324 EJ} (-l^2 + 27lx - 27x^2)$	$f = \frac{25 Q l^3}{1296 EJ}$	在中央
	$A-B = \frac{Q}{2}$	$M = \frac{Ql}{6}$	—	$f = \frac{19 Q l^3}{1524 EJ}$	在中央
	$A-B = \frac{Q}{2}$	$M = \frac{3Ql}{20}$	—	$f = \frac{63 Q l^3}{4000 EJ}$	在中央

1. 承受各種荷重後之撓曲力距彎曲度及其他

荷重及攔置情形	攔置力	撓曲力距	彈線公式	彎曲度	危險斷面
	$B = P$	$M_x = \frac{Px}{l}$ $M_{max} = Pl$	$y = \frac{Pl^2}{2EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{3} \frac{x^3}{l^3} \right)$	$f = \frac{Pl^3}{3EI}$	在 B
	$B = P$	$M_x = \frac{Px^2}{2l}$ $M_{max} = \frac{Pl}{2}$	$y = \frac{Pl^2}{6EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{4} \frac{x^4}{l^4} \right)$	$f = \frac{Pl^3}{8EI}$	在 B
	$B = P$	$M_x = \frac{Px^3}{3l^2}$ $M_{max} = \frac{Pl}{3}$	$y = \frac{Pl^2}{12EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{5} \frac{x^5}{l^5} \right)$	$f = \frac{Pl^3}{15EI}$	在 B
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_x = \frac{Px}{2}$ $M_{max} = \frac{Pl}{4}$	$y = \frac{Pl^2}{16EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{4}{3} \frac{x^3}{l^3} \right)$	$f = \frac{Pl^3}{48EI}$	在 C
	$A = \frac{Pc}{l}$ $B = \frac{Pc}{l}$	在 AC: $M_x = \frac{Pcx}{l}$ 在 BC: $M_x = \frac{Pc(l-x)}{l}$ $M_{max} = \frac{Pc^2}{l}$	$y = \frac{P}{6EI} \frac{c^2 x^3}{l} \left(\frac{x}{c} + \frac{x}{l} - \frac{x^3}{c^2 l} \right)$ $y_1 = \frac{P}{6EI} \frac{c^2 x^3}{l} \left(\frac{x_1}{c} + \frac{x_1}{l} - \frac{x_1^3}{c^2 l} \right)$	$f = \frac{P}{3} \frac{c^3}{EI} \frac{1}{l}$ $f_{max} = \frac{P}{3} \frac{c^3}{EI}$ $x = c \sqrt{\frac{l}{3} + \frac{2c}{3}}$	在 C

2. 中 德 英 名 稱 對 照 表

中 名	德 名	英 名
材料強弱學	Festigkeitslehre	Strength of Material
力	Kraft	force
應力	Spannung	unit stress
安全應力	Zulässige Spannung	allowable stress
拉應力	Zugspannung	tensile stress
壓應力	Druckspannung	compressive stress
撓曲應力	Biegungs spannung	bending stress
剪應力	Schub spannung	shearing stress
壓折應力	Knick spannung	flexural stress
扭轉應力	Verdrehungs spannung	twisting stress
安全拉應力	Zul. Sp. für Zug.	all. tensile stress
安全壓應力	Zul. Sp. für Druck	all. compressive stress
安全剪應力	Zul. Sp. für Schub	all. shearing stress
安全撓曲應力	Zul. Sp. für Biegung	all. bending stress
安全壓折應力	Zul. Sp. für Knickung	all. flexural stress
安全扭轉應力	Zul. Sp. für Torsion	all. twisting stress
斷應力	Bruch festigkeit	breaking strength
拉斷應力	Zug festigkeit	ult. tensile strength
壓斷應力	Druck festigkeit	ult. compressive strength
剪斷應力	Schubfestigkeit	ult. shearing strength
撓曲斷應力	Biegungs festigkeit	ult. bending strength

中 名	德 名	英 名
壓折斷應力	Knick festigkeit	ult. flexural strength
扭轉斷應力	Torsions festigkeit	ult. twisting strength
外力	Äussere Kraft	external force
內力	innere Kraft	internal force
橫力	Querkraft	transversal force
綱置力	Auflager Kraft	reaction of support
釘孔側面壓應力	Lochleibungs druck	
荷重	Belastung	load
自重	Eigengewicht	dead load
活重	Nutzlast	live load
均佈荷重	gleichm. verteilte last	uniform distributed load
集中荷重	einzelne last	concentrated load
向心荷重	zentrische Belastung	concentric load
偏心荷重	extentrische Belastung	eccentric load
安全荷重	zulässige Belastung	
折斷荷重	Knickbelastung	
拉	Zug	tension
壓	Druck	compression
剪	Schub	shear
撓曲	Biegung	bending
壓折	Knickung	
扭轉	Verdrehung	torsion
力距	Moment	moment
撓曲力距	Biegungs moment	bending moment
旋轉力距	Dreh moment	turning moment

中 名	德 名	英 名
鉗制力距	Einspannungs moment	restrained moment
極距	Polweite	
惰率	Trägheits moment	moment of inertia
極惰率	Polar Trägheits moment	polar moment of inertia
軸惰率	Axial Trägheits moment	axial moment of inertia
抵率	Widerstands moment	section modulus
安全率	Sicherheitsgrad	factor of safety
主軸惰率	Haupt Trägheits moment	principal moment of inertia
極抵率	polar widerstands moment	
軸抵率	axial widerstands moment	
跨度	Stützweite	span
淨寬度	Lichtweite	clear span
彎度	Durchbiegung	deflection
細長度	Schlankheitsgrad	slenderness ratio
中材長度	Grenzlänge	
壓折長度	Knicklänge	
鑄鐵	Gusseisen	cast iron
鑄鋼	Gusstahl	cast steel
鍛鐵	Schmiedeseisen	malleable iron
煉鐵	Schweisseisen	wrought iron
煉鋼	Schweisstahl	wrought steel
鑄鐵	Flusseisen	ingot iron
鑄鋼	Flusstahl	ingot steel
斷面	Schnitt fläche	sectional area
危險斷面	gefährdeter Querschnitt	dangerous section

中 名	德 名	英 名
合組斷面	zusammengesetzter Quer.	built up section
樑	Balken	beam
臂樑	Kragarm	cantilever beam
板樑	vollwandiger Träger	plate girder
桁構樑	Fachwerkträger	truss
工字樑	I Träger	I beam
翼工字樑	Differdinger Träger	H beam
擺置樑	Einfach Balken	supported beam
鉗制樑	ingesparnter Balken	fixed beam
啞愛勒公式	Eulersche Formel	Euler's formula
泰得馬公式	Tetmajersche Formel	Tetmajer's formula
撓曲公式	Biegungsgleichung	Bending formula
彈性定律	Elastizitäts gesetz	theory of elasticity
呼克定律	Hookesche Gesetz	Hooke's law
平衡定律	Gleichgewichts bedingung	Law of equilibrium
鉗制係數	Einspannungszahl	
伸縮係數	Dehnungsziffer	
彈性係數	Elastizitäts modul	modulus of elasticity
扁鐵	Flacheisen	
螺旋	Schraube	screw
銷釘	Bolzen	bolt
定形鋼	Profileisen	standard section
角節板	Knoten blech	gusset plate
帽釘	Niete	rivet
單剪帽釘	einschnittige Niete	single shear rivet

中 名	德 名	英 名
雙剪帽釘	Zweischmittige Niete	double shear rivet
帽釘孔	Nietloch	rivet hole
傳力帽釘	Kraft niete	
結合帽釘	Heft niete	
波紋鐵	Weilenblech	corrugated iron
關節	Gelenk	hinge
棍	Stab	bar
尖劈	Keil	wedge
柱	Säule	column
腳板	Fussplatte	footing
座石	Auflagerstein	bearing stone
座板	Auflagerplatte	bearing plate
旋點	Drehpunkt	turning point
關置點	Auflagerpunkt	support
重心點	Schwerpunkt	center of gravity
重心軸	Schwerachse	
主軸	Hauptachse	principal axis
平衡	Gleichgewicht	equilibrium
惰率半徑	Trägheits radius	radius of gyration
變形	Formänderung	deformation
彈性變形	elastische Formänderung	temporary deformation
永久變形	bleibende Formänderung	permanent deformation
彈性	Elastizität	elasticity
彈性限界	Elastizitätsgrenze	limit of elasticity
流性限界	Fliessgrenze	yield point

中 名	德 名	英 名
比例限界	Proportionalitätsgrenze	limit of proportionality
中性層	neutrale Faserschicht	neutral layer
中性軸	neutrale achse	neutral axis
彈性線	elastische linie	elastic curve
力面	Kraft ebene	force plane
撓曲面	Biegungsebene	
長度伸縮	Längsdehnung	elongation
寬度伸縮	Querdehnung	contraction
極限	Polfgur	
多角線圈	Seileck	

3. 應用符號表

A	橢圓力	公斤 (kg)	I_z	任意軸慣率	公分 ⁴ (cm ⁴)
a	距離	公分 (cm)	I_{max}	最大慣率	公分 ⁴ (cm ⁴)
B	橢圓力	公斤 (kg)	I_{min}	最小慣率	公分 ⁴ (cm ⁴)
b	闊	公分 (cm)	k	安全應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
D	壓力	公斤 (kg)	k_x	安全拉應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
d	外圓直徑	公分 (cm)	k_d	安全壓應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
d_i	內圓直徑	公分 (cm)	k_b	安全撓曲應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
d_n	平均直徑	公分 (cm)	k_s	安全剪應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
e	距離	公分 (cm)	k_k	安全壓折應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
E	彈性係數	公斤/公分 ² (kg/cm ²)	k_t	安全扭轉應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
F	面積	公分 ² (cm ²)	k_1	釘孔側面壓應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
f	小面積	公分 ² (cm ²)	K	斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
f	彎度	公分 (cm)	K_x	拉斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
G	自重	公斤 (kg)	K_d	壓斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
h	高	公分 (cm)	K_b	撓曲斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
H	水平力	公斤 (kg)	K_s	剪斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
i	惰率半徑	公分 (cm)	K_k	壓折斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
I	惰率	公分 ⁴ (cm ⁴)	K_t	扭轉斷應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
I_p	極惰率	公分 ⁴ (cm ⁴)	l	跨度, 長度	公分 (cm)
I_a	軸惰率	公分 ⁴ (cm ⁴)	l_i	淨寬度	公分 (cm)
I_{x-x}	主軸惰率	公分 ⁴ (cm ⁴)	l_o	中材長度	公分 (cm)
I_{y-y}	主軸惰率	公分 ⁴ (cm ⁴)	Δl	拉長或縮短部份	公厘 (mm)
I_o	重心軸惰率	公分 ⁴ (cm ⁴)	m	齒制係數	

M	外力力距	公斤公分 (kg cm)	W	抵率	公分 ³ (cm ³)
M _{max}	最大力距	公斤公分 (kg cm)	W _p	極抵率	公分 ³ (cm ³)
M _c	鉗制力距	公斤公分 (kg cm)	W _a	軸抵率	公分 ³ (cm ³)
M _i	內力力距	公斤公分 (kg cm)	x	坐標距	公分 (cm)
M _z	在 x 處力距	公斤公分 (kg cm)	y	坐標距	公分 (cm)
N _i	鉗孔安全壓力	公斤 (kg)	Z	拉力	公斤 (kg)
N _a	鉗釘安全剪力	公斤 (kg)	α	伸縮係數	公分 ² /公斤 (cm ² /kg)
N	面之垂直力	公斤 (kg)	α	安全壓折應力與壓應力之比	
P	集中荷重	公斤 (kg)	β	綫長係數	
P _k	斷荷重	公斤 (kg)	θ	厚度	公分 (cm)
Q	集中荷重	公斤 (kg)	ε	長度伸縮	
Q	橫力	公斤 (kg)	ε _q	寬度伸縮	
q	均佈荷重	公斤/公分 (kg/cm)	π	3.14159	
r	外圓半徑	公分 (cm)	σ	應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
r _i	內圓半徑	公分 (cm)	σ _z	拉應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
r _m	平均半徑	公分 (cm)	σ _d	壓應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
S	安全率		σ _b	撓曲應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
s	角鐵重心離邊距	公分 (cm)	σ _s	剪應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
S	剪力	公斤 (kg)	σ _k	壓折應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
V	垂直力	公斤 (kg)	σ _t	扭轉應力	公斤/公分 ² (kg/cm ²)
V	體積	公分 ³ (cm ³)	Σ	各值之和	

4. 比重表

次 序	名 稱	重 量 公斤/立方公尺	平 均 重
(1) 金 屬			
1	鑄 鐵		7250
2	練 鐵		7800
3	鑄 鐵		7850
4	鑄 鋼		7880
5	鉛	11300—11450	1140
6	紅 銅(軋)	8800—9000	8900
7	黃 銅	7500—8900	8800
8	鋅 (鑄)	6850—7000	8900
9	鋅 (軋)	7150—7200	8900
10	錫 (軋)	7200—7600	7400
11	白 銅	8400—8700	8600
(2) 木 材			
12	松 木	600—800	700
13	硬 木	800—900	850
(3) 混 凝 土			
14	碎石混凝土		2250
15	鋼筋混凝土		2400
16	煤屑混凝土	1200—1600	1600
17	磚礫混凝土	1500—2000	1800
(4) 膠 泥			
18	黃 沙 水 泥	2000—2300	2100

19	灰 沙 水 泥	1800—2000	1000
20	灰 沙	1650—1800	1700
21	石 膏 (鑄)	900—1000	1000
(5) 人 造 石			
22	特 硬 磚	1800—2000	1900
23	硬 磚	1700—1900	1800
24	牆 磚	1500—1900	1800
25	空 心 磚	1250—1300	1300
(6) 天 然 石			
26	花 崗 石	2700—3000	2800
27	玄 武 石	2700—3300	3000
28	大 理 石	2600—2900	2700
29	石 灰 石(堅)	1900—2700	2500
30	石 灰 石(鬆)	1500—2200	2000
31	砂 石(堅)	2500—2800	2700
32	砂 石(鬆)	2000—2600	2400
(7) 填 實 料			
33	泥 沙(溼)	1700—2500	2100
34	泥 沙(乾)	1400—1800	1600
35	磚 礫(溼)	1900—2100	2000
36	磚 礫(乾)	1500—1900	1700
37	煤 屑	600—850	750
(8) 堆 棧 物			
38	烟 煤	700—800	750

39	白 煤	800—900	900
40	焦 煤	300—530	450
41	木 板	330—420	400
42	山 芋		750
43	水 果		350
44	小 麥	700—800	750
45	大 麥		690
46	水 泥(藍)		1400
47	水 泥(寶)		2000
48	糖		750
49	鹽		1250
50	紙		1100
51	咖 啡		700
52	羊 毛		1800
53	灰		900
54	香		800
55	冰		910
56	粉 (藍)		500
57	枯 草		70
58	枯 草(壓實)		280
59	稻 草		45
60	蘿 蔔		650

5. 安全應力表 公斤/平方公分

(a) 木料

1. 木料應力之大小，與其所含溼度至有關係，溼度愈增，則其應力愈小。
2. 為臨時建築所用木料之應力，得按下值增高百份之二十五。
3. 下表所定各值，悉依木料之毫無損傷，及其組織均勻者為準，如有未能盡符者，應用時當降其值。
4. 木料之安全率，依其受力作用之不同而異，約言之，在壓其值為4，在拉為8，在剪及彎曲均為5。

木 料	壓		拉	剪		撓 曲
	順木紋	逆木紋	順木紋	順木紋	逆木紋	
杉 木 本 松 白 松	65	12	75	6	65	70
黃 松	80	25	100	8	80	100
紅 松	75	23	85	7	75	85
竹	150		500			250

(b) 磚石

1. 牆之安全應力，應以其所用之膠質為準繩。

2 石料之安全應力，因層次及產地大有不同，在此僅以其普通值，固未能到處盡合也。

3. 座石之安全率為 10 至 15，柱或拱為 15 至 20，細長柱為 25 至 30。

4. 柱之最細部份尺寸，尙未及其長度十分之一者，謂之細長柱。

材 料	說 明	應 力	材 料	說 明	應 力
土 築 磚	灰 砂 砌	3	花 崗 石	座 石	60
	黃砂水泥石灰砌	5		柱 或 拱	40
機 製 磚	灰 砂 砌	3	砂 石	細 長 柱	25
	黃砂水泥石灰砌	8		座 石	20
硬 磚	黃砂水泥石灰砌	14	大 理 石	柱 或 拱	15
煉 磚	黃砂水泥石灰砌	35		細 長 柱	10
亂 石	灰 砂 砌	4	花 崗 石	座 石	30
	黃砂水泥砌	5		柱 或 拱	20
整方塊石	黃砂水泥砌	20—40		細 長 柱	15
混 凝 土	1 : 1 : 2	59	斑 岩	座 石	40
	1 : 2 : 4	40		柱 或 拱	30
	1 : 3 : 6	30		細 長 柱	20
玄 武 石	座 石	65			
	柱 或 拱	45			
	細 長 柱	30			

(c) 鋼鐵

項數	用 途	拉	壓	撓曲	剪	孔側壓
	(1) 鑄鐵					
1.	樓及梯之梁	1200	1200	1200	1000	2000
2.	柱	1200	1200	1200	1000	2000
3.	經準確計算之柱 (如受風力及各種集力之最大應響等) 其最大邊際壓力為	1400	1400	1400	1000	2000
4.	屋架, 桁構檁, 支橋之柱, 起重機軌梁等, (a) 由自重, 益重, 及雪重等所定之斷面積	1200	1200	1200	1000	2000
	(b) 由自重, 益重, 雪重及風力 (160kg/m ²) 等所定之斷面積	1400	1400	1400	1000	2000
5.	屋架在特種情形時 (如在計算及構造上特別周詳, 可保充分安全, 且為省料減重者) 則 4.6 項之壓力可增至	1600	1600	1600	—	—
6.	拉 桿	800	—	—	—	—
	(2) 鍊鐵					
7.	在 1 至 3 各項內均應減少 10%, 如舊鐵重用, 則尤宜下降其值					
	(3) 鑄鐵					
8.	座 鐵	—	1000	—	—	—
9.	柱及其他	—	500	250	200	—
	(4) 其他					
10.	鑄 鋼	—	—	1200	—	—
11.	鍛 鋼	1400	1400	1400	—	—

(*) 帽釘, 普通螺旋柄及螺旋, 其剪壓力不得超過 750 kg/cm² 孔側壓力不得超過 1500 kg/cm²

(d) 材料斷應力之平均值 公斤/平方公分

次序	金 屬	彈性係數 = $E \frac{1}{\alpha}$	比例限界	斷 應 力		
				拉 力	壓 力	剪 力
1	鍊 鐵 (a) 順磁向 (b) 橫磁向	2,000,000	1800—1800 —	3300—4000 2800—3500	流限在 1800—2000 —	2600—3500 小於(a)
2	鑄 鐵	2,150,000	1800—2200	3400—4400	2000—2400	2900—3800
3	鑄 鋼	2,200,000	2500—5000	4500—10000	≅2800	≅4000
4	鑄 鋼	2,150,000	≅2000	3500—7000	≅2100	—
5	鍊 鋼	2,100,000	3400	5000—7000	—	—
6	鑄 鐵	1,000,000	—	1200—2400	7000—8500	1800—2600

次序	天 然 石 及 磚	壓斷應力	次序	水 泥 及 灰 泥 膠 質	壓斷應力
1	玄 武 石	1000—3200	8	純 粹 水 泥(無沙)	250—270
2	斑 岩	1000—2600			
3	花 崗 石	800—2000	9	黃沙水泥(二十八日後)	200
4	石 灰 石	400—2000			
5	上 等 沙 石	600—1800			
6	煉 磚	300—900	10	上 等 灰 泥	40
7	牆 磚 (a) 中等 (b) 次等	200—300 150—200			

6. 荷重表

(甲) 益重

1. 重性工廠及堆棧等,其益重應按實際情形量得之。
2. 板牆及鐵網牆等,其重量得毋需詳細計算,可在樓板上

酌加均佈荷重。此項酌加之均佈荷重，在牆厚 6.5 公分，應有 75 kg/m² 在 13 公分應有 150 kg/m²。

3. 下表 1 至 3，僅示室以內普通荷重，如人，傢具 及輕件物品，若堆有貨物，機件等或隔牆則應另計之。

次序	類 別	荷 重
1	住宅屋頂層。	125
2	住宅，辦公室及小商店。	200
3	普通住宅中之木扶梯，梯臺，及學校教室。	350
4	大商店，貨房，戲院，會議廳，跳舞廳，拳廳，輕性工廠，屠場，烘場，書坊，汽車庫，豬牛肉場，觀賽，運重物梯。	500
5	在計算經過多層之柱，牆墩，基牆等時，其總荷重得酌減如次：在屋頂層及最高二層。應以其全荷重計算，不得削減，自上而下第三層起，得減各層荷重由百分之二十起至百分之八十止。即僅以第三層之荷重百分之八十，第四層之荷重百分之六十，第五層之荷重百分之四十，第六層之荷重百分之二十等計算之，但對於穀倉及重性工廠等不在此例。	
6	樓面行駛車輛者。	800
7	重性工場或樓面行駛車輛多震動者應增其原有荷重百分之五十至百分之一百。	
8	扶梯及觀賽之欄桿上，得有水平力之作用，其着力點在欄桿扶木， $P=40$ kg/m 但在戲院及集合場所 $P=100$ kg/m。	

(乙) 雪重

1. 在水平屋面上，雪重應有 50 kg/m² (上海附近)。
2. 屋面傾斜大於 45° 者，則雪重可勿計及。
3. 傾斜屋面之在水平面投影，其每平方公尺應有之雪重，

規定如次：

(α 爲屋面與水平所成之角)

$$\alpha = 20^\circ \quad 25^\circ \quad 30^\circ \quad 35^\circ \quad 40^\circ \quad 45^\circ > 45^\circ$$

$$S = 50 \quad 45 \quad 40 \quad 35 \quad 30 \quad 25 \quad 0 \text{ kg/m}^2$$

4. 雪在屋面之作用，得爲單面荷重或雙面荷重，其最大應響尤宜注意。

5. 山地建築物，其雪重應按當地情形而增益之。

(丙) 風力

1. 風之方向方得視爲水平。

2. 以 W_0 爲垂直於風向每平方公尺面積間之風力。 α 爲傾斜面之傾斜角，則在傾斜面上所荷之風力 $W = W_0 \cdot F \cdot \sin^2 \alpha$ (式中 F 爲在傾斜面上實有之面積)。

3. 山地或海濱風力特強，應按普通情形，增高百份之二十五至五十。

4. W_0 之值，應依下表之規定。

次序	說 明	W_0 kg/m ²	備 註
1.	由地面起至 15 公尺高止	75	如四周均得避風其風力可酌減但不得小於 50 kg/m ²
2.	由 15 公尺高起至 25 公尺高止	100	
3.	高於 25 公尺之建築部份	125	
4.	鋼鐵架，木架，及高架樺等	125	

5. 房屋經牆及隔層充份固實者，在普通可毋容計算其風力。

6. 大廳之屋頂及牆有由內向外之風力，空架屋頂有由下向上之風力，其強度在每平方公尺面應有 50 公斤。

7. 單位換算表

(甲)公制

1 公里 = 10 公引 = 100 公丈 = 1000 公尺

1 公尺 = 100 公分 = 1000 公釐 = 0.001 公里

1 平方公里 = 100 平方公引(公頃) = 10000 平方公丈(公畝)
= 100000 平方公尺

1 平方公尺 = 100 平方公寸 = 10000 平方公分

1 立方公尺 = 1000 立方公寸(公升) = 1000000 立方公分

1 公斤 = 10 公兩 = 100 公錢 = 1000 公分

1 公噸 = 10 公擔 = 100 公衡 = 1000 公斤

(乙)英制

1 碼 = 3 呎 = 36 吋

1 呎 = 12 吋

1 平方碼 = 9 平方呎 = 1296 平方吋

1 平方呎 = 144 平方吋

1 立方碼 = 27 立方呎 = 40656 立方吋

1 立方呎 = 1728 立方吋

1 英噸(大噸) = 2240 磅

1 船噸(小噸) = 2000 磅

(丙) 由公制化英制

1 公分 = 0.393708 吋

1 公尺 = 3.2809 呎 = 1.09363 碼

1 平方公分 = 0.15501 平方吋

1 平方公尺 = 10.7643 平方呎 = 1.196 平方碼

1 立方公分 = 0.06103 立方吋

1 立方公尺 = 35.3166 立方呎 = 1.3080 立方碼

1 公斤 = 2.20462 磅

1 公噸 = 0.984206 英噸 = 1.10231 船噸

1 公斤/公尺 = 0.6719 磅/呎

1 公斤/平方公尺 = 0.2048 磅/平方呎

1 公斤/平方公分 = 14.223 磅/平方吋

1 公斤/立方公尺 = 0.06242 磅/立方呎

1000 公斤/平方公分 = 6.35 英噸/平方吋

1000 公斤/平方公尺 = 0.091 英噸/平方呎

(丁) 由英制化公制

1 吋 = 2.5400 公分

1 呎 = 0.304794 公尺

1 碼 = 0.914383 公尺

1 平方吋 = 6.4514 平方公分

1 平方呎 = 0.0929 平方公尺

1 平方碼 = 0.8361 平方公尺

1 立方吋 = 16.386 立方公分

1 立方呎 = 0.028315 立方公尺

1 立方碼 = 0.7645 立方公尺

1 磅 = 0.453593 公斤

1 英噸 = 1016.0475 公斤

1 船噸 = 907.1853 公斤

1 磅/呎 = 1.4882 公斤/公尺

1 磅/平方呎 = 4.8826 公斤/平方公尺

1 磅/立方呎 = 16.0196 公斤/立方公尺

1 磅/平方吋 = 0.0703 公斤/平方公分

1 英噸/平方吋 = 157.5 公斤/平方公分

1 英噸/平方呎 = 10.937 公噸/平方公尺

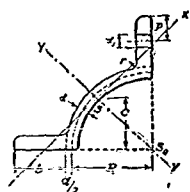
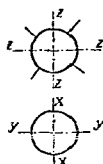
8. 德制定形鋼表

∟形鐵表

最大長 = 12~16 公尺

標准長 = 4~8 公尺

$r=0.12 R$



號	尺 度 以 公 釐 計					斷面積 F 公分 ² 每個	重 量 G 公斤/公尺 形鐵	重 心 距 C 公分	情 率 I _x 公分 ⁴	斷 面 積 F 公分 ² 每組	重 量 G 公斤/公尺 形鐵	每 組 情 率 I 公分 ⁴	ZZ 軸 之 核 率 W _Z 公分 ³	XX 軸 之 核 率 W _X 公分 ³
	R	b	d	t	r									
5 最小	60	35	4	6	6	7.45	5.81	3.46	144	29.6	23.30	576	89.6	66.2
5 最大	60	35	8	8	8	12.00	9.42	3.47	227	45.0	37.68	968	133.0	102.0
7½ 最小	75	40	6	8	9	13.73	10.75	4.85	517	54.9	43.00	2068	237.0	175.0
7½ 最大	75	40	10	10	9	20.05	15.70	4.97	745	80.0	62.89	2890	331.0	248.0
10 最小	100	45	8	10	12	22.03	17.27	6.43	1363	83.0	69.03	3764	437.0	331.0
10 最大	100	45	12	12	12	30.00	23.55	6.49	1870	120.0	94.20	7450	664.0	495.0
12½ 最小	125	50	10	12	15	32.20	25.20	8.02	3639	123.8	101.12	12159	917.0	675.0
12½ 最大	125	50	14	14	15	42.20	33.13	8.00	3945	163.8	132.52	13789	1163.0	887.0
15 最小	150	55	12	14	18	44.60	35.01	9.51	6909	178.4	140.04	25659	1622.0	1120.0
15 最大	150	55	18	17	18	62.15	49.14	9.54	8079	250.4	196.66	32316	2029.0	1510.0

註 每組∟形鐵乃指由四個鐵組成者也。

∟形鐵帽釘法表

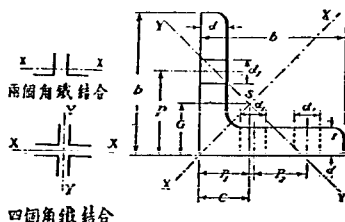
號	I _x 公分 ⁴	I _y 公分 ⁴	釘 距 P 公釐	帽釘直徑 d _r 公釐	號	I _x 公分 ⁴	I _y 公分 ⁴	釘 距 P 公釐	帽釘直徑 d _r 公釐
5	8.69	110	20	13	10	25.1	1144	24	16
6	6.37	159	20	13	12½	37.6	1578	25	16
7½	7.69	260	20	13	12½	49.2	2358	25	16
10	13.8	479	20	13	15	73.2	3549	28	20
10	18.6	669	24	16	15	104	4633	28	20

L 形鐵表

(角鐵)

標準長 = 4~8 公尺

最大長 = 12~16 公尺

半徑 $R = d$ 半徑 $r = \frac{1}{2}R$ 重心點 $C = \frac{1}{2}b + 0.33d$ 

號數	尺 度		斷面積 F 公分 ²	重 (公斤) 公斤/公尺	重 (磅) 公斤/公尺	重心點 距離 C 公分	XX 軸		YY 軸		兩個角鐵結合 XX 軸		四個角鐵結合 XX 軸及 YY 軸	
	b 公分	d 公分					I_x 公分 ⁴	W_x 公分 ³	I_y 公分 ⁴	W_y 公分 ³	I_x 公分 ⁴	W_x 公分 ³	I_y 公分 ⁴	W_y 公分 ³
1½	3	0.82	0.64	0.64	4.8	0.24	0.23	0.06	0.08	0.30	0.29	1.33	0.99	
	4	1.05	0.82	0.83	5.1	0.29	0.28	0.06	0.10	0.37	0.37	1.84	1.23	
2	3	1.12	0.87	0.88	6.0	0.62	0.44	0.15	0.17	0.77	0.55	3.14	1.67	
	4	1.45	1.13	1.14	6.4	0.77	0.65	0.19	0.21	0.96	0.71	4.29	2.15	
2½	3	1.42	1.11	1.12	7.3	1.27	0.72	0.31	0.30	1.68	0.89	6.14	2.45	
	4	1.65	1.44	1.45	7.6	1.61	0.91	0.40	0.37	2.01	1.15	8.32	3.53	
3	4	2.27	1.77	1.78	8.9	2.85	1.35	0.67	0.61	3.61	1.71	14.2	4.74	
	6	3.27	2.65	2.57	9.6	3.91	1.84	1.06	0.78	4.98	2.43	21.9	7.31	
3½	4	2.67	2.08	2.09	10.0	4.68	1.90	1.24	0.88	5.92	2.37	22.5	6.44	
	6	3.87	3.02	3.04	10.8	6.50	2.63	1.77	1.15	8.26	3.41	34.6	9.88	
4	4	3.08	2.40	2.42	11.2	7.09	2.50	1.56	1.17	9.94	3.11	33.3	8.33	
	6	4.48	3.49	3.51	12.0	9.88	3.62	2.67	1.67	12.7	4.52	51.1	12.8	
4½	6	5.60	4.52	4.55	12.8	13.4	4.88	3.38	1.81	15.8	5.80	69.6	17.4	
	6	4.30	3.38	3.38	12.8	12.4	3.91	3.25	1.60	15.7	4.87	69.6	13.2	
5	7	5.88	4.67	4.69	13.6	16.4	5.16	4.39	2.28	20.8	6.63	85.0	18.9	
	9	7.34	5.73	5.76	14.4	19.8	6.24	5.40	2.65	25.2	8.25	111.2	24.7	
5½	7	4.60	3.75	3.77	14.0	17.4	4.91	4.69	2.32	22.0	6.10	81.7	16.3	
	9	6.56	5.12	5.15	14.9	23.1	6.63	6.02	2.85	29.1	8.30	116.6	23.3	
6	9	8.24	6.43	6.47	15.6	28.1	7.94	7.67	3.47	35.8	10.39	162.0	30.4	
	6	6.31	4.92	4.95	15.6	27.4	7.04	7.24	3.27	34.6	8.79	131.1	23.8	
6½	8	8.23	6.42	6.46	16.4	34.3	8.26	9.35	4.03	44.2	11.6	17.7	32.2	
	10	10.07	7.85	7.90	17.2	41.4	10.64	11.27	4.64	62.7	13.9	22.4	40.8	
7	6	6.91	5.39	5.42	16.9	36.1	8.51	9.43	3.95	45.5	10.6	17.0	28.3	
	8	9.63	7.04	7.09	17.7	46.1	10.9	12.1	4.55	58.3	13.8	23.0	38.3	
8	10	11.07	8.63	8.69	18.5	55.1	13.0	14.6	5.66	69.7	16.8	29.1	48.4	

L 形 鐵 表

(角 鐵)

號	尺 度		斷面 積 F 公分 ²	重 量 W 公斤/公尺	重 心 距 C 公分	XX 軸		YY 軸		兩個角鐵結合 XX 軸		四個角鐵結合 XX 軸及 YY 軸		
	b 公分	d 公分				I _x 公分 ⁴	W _x 公分 ³	I _y 公分 ⁴	W _y 公分 ³	I ₂ 公分 ⁴	W ₂ 公分 ³	I ₄ 公分 ⁴	W ₄ 公分 ³	
61	65	7	6.76	2.79	5.83	18.5	63.0	11.5	13.8	6.25	66.6	14.4	232	33.4
		9	10.98	5.66	8.62	19.3	65.4	14.2	17.2	6.81	82.6	18.1	329	60.6
		11	15.17	10.55	12.24	22.0	78.2	16.7	20.7	7.36	97.5	21.7	406	62.8
7	70	7	9.4	7.33	7.33	19.7	67.1	13.6	17.6	6.29	84.6	16.8	315	45.0
		9	11.9	9.28	9.34	20.5	83.1	16.8	22.0	7.67	105	21.2	410	53.6
		11	14.8	11.18	11.23	21.3	97.6	19.7	26.0	8.65	124	25.4	506	72.3
7	78	8	11.6	8.94	9.55	21.3	93.3	17.6	24.4	8.11	118	21.9	444	59.2
		10	14.1	11.00	11.07	22.1	113	21.8	29.8	9.54	142	26.9	591	74.8
		11	16.7	13.00	13.11	22.9	130	24.6	34.7	10.71	165	31.7	679	90.6
8	80	8	12.3	9.67	9.63	22.0	115	22.3	29.6	9.25	144	23.1	539	67.3
		10	15.1	11.73	11.66	23.4	139	24.5	35.9	10.8	175	30.9	680	85.0
		12	17.9	13.94	14.05	24.1	161	28.4	43.0	12.6	204	38.4	823	102.9
9	90	9	15.6	12.1	12.17	25.4	184	23.9	47.8	13.9	232	35.9	883	95.9
		11	18.7	14.6	14.63	26.2	218	31.3	57.1	15.4	275	43.1	1064	118
		13	21.8	17.0	17.11	27.0	250	33.8	65.9	17.3	316	50.1	1283	141
10	100	10	19.2	14.9	15.07	28.2	289	35.7	73.2	18.4	354	49.8	1317	132
		12	22.7	17.7	17.82	29.	328	40.3	86.2	21.0	414	58.3	1593	159
		14	26.2	20.4	20.57	29.8	372	42.6	95.3	23.4	470	67.0	1871	187
11	110	10	21.2	16.5	16.64	29.7	379	48.7	98.6	22.7	478	60.2	1753	159
		12	25.1	19.6	19.70	31.5	444	57.1	116	26.1	560	71.4	2118	193
		14	29.0	22.6	22.75	32.1	505	64.8	133	29.2	638	81.9	2489	228
12	120	11	23.4	19.8	19.94	33.6	541	63.5	140	29.4	630	78.8	2505	209
		13	29.7	23.2	23.31	34.4	625	73.7	162	33.4	787	92.1	2979	243
		15	33.9	26.5	26.61	35.1	705	83.2	186	37.5	891	105	3456	283
13	130	12	30.0	23.4	23.55	36.4	750	81.6	194	37.8	944	101	3476	287
		14	34.7	27.0	27.24	37.2	857	93.3	223	42.4	1060	116	4079	314
		16	39.3	30.6	30.65	33.0	933	104	231	46.7	1209	131	4685	367
14	140	13	35.0	27.3	27.48	39.2	1014	102	262	47.3	1276	127	4702	338
		15	40.0	31.2	31.40	40.0	1148	116	273	52.6	1448	145	5554	390
		17	45.0	35.1	35.23	40.8	1276	123	334	53.0	1616	162	6215	444
16	150	14	40.3	31.4	31.64	42	1343	127	347	53.3	1693	157	6235	418
		16	45.7	35.7	35.67	43	1507	142	391	64.4	1893	177	7160	477
		18	51.0	39.9	40.04	44	1665	157	435	71.1	2103	193	8391	539
16	160	15	46.1	35.9	36.19	45	1745	154	453	71.3	2158	191	8110	507
		17	51.8	40.4	40.68	45	1945	172	506	78.4	2451	214	9232	577
		19	57.5	44.9	45.14	47	2137	189	553	84.8	2695	237	10332	643

一形 鐵 表

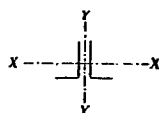
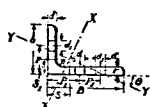
W=抵率

標準長 = 4~8 公尺

最大長 = 12~16 公尺

半徑 $R=d$ 半徑 $r=\frac{1}{2}R$

I=慣率



號 數	尺度以公釐計			斷 面 積 F 公分 ²	重 量 (斷鐵) G 公斤/公尺	重 量 (鑄鐵) G 公斤/公尺	重心點距		主 軸 y-y 角度 tan θ	XX 軸		YY 軸		兩個結合時 YY 軸	
	b	B	d				S	S ₁		慣 率 I _x 公分 ⁴	抵 率 W _x 公分 ³	慣 率 I _y 公分 ⁴	抵 率 W _y 公分 ³	I ₂	W ₂

一形 鐵 長 厚 比 短 厚 B:A=1:1

2/3	20	30	3	1.42	1.11	1.12	0.99	0.49	0.4216	1.42	0.70	0.28	0.28	1.58	0.79
2/3	20	30	4	1.85	1.44	1.45	1.03	0.54	0.4214	1.82	0.90	0.33	0.32	2.19	1.09
3/4	30	45	4	2.87	2.24	2.25	1.45	0.74	0.4331	6.63	2.17	1.19	0.75	7.25	2.42
3/4	30	45	5	3.53	2.75	2.77	1.52	0.78	0.4288	8.01	2.63	1.44	0.91	9.21	3.07
4/6	40	60	5	4.79	3.74	3.76	1.95	0.97	0.4319	19.8	4.82	3.66	1.73	21.4	5.28
4/6	40	60	7	6.55	5.11	5.14	2.04	1.05	0.4275	29.3	6.47	4.63	2.29	30.6	7.64
5/7	50	75	7	8.33	6.50	6.54	2.47	1.24	0.4304	53.1	10.4	9.56	3.66	58.4	11.7
5/7	50	75	9	10.5	8.29	8.32	2.55	1.33	0.4272	55.4	12.3	11.9	4.56	73.3	15.4
6/10	60	100	9	14.2	11.0	11.1	3.31	1.59	0.4101	160	23.6	26.8	7.73	165	26.4
6/10	65	100	11	17.1	13.3	13.4	3.40	1.67	0.4074	189	29.1	32.9	2.54	206	31.6
8/12	80	120	10	19.1	14.9	15.0	3.92	1.95	0.4348	317	38.7	56.8	13.4	341	42.7
8/12	80	120	12	23.7	17.7	17.8	4.09	2.02	0.4331	370	45.4	67.5	16.0	415	51.9
10/15	100	150	12	28.7	22.4	22.5	4.89	2.42	0.4391	747	73.0	134	25.4	800	80.2
10/15	100	150	14	33.2	25.9	26.1	4.97	2.50	0.4339	854	83.8	153	29.0	942	94.0

一形 鐵 長 厚 比 短 厚 B:A=2:1

2/4	20	40	8	1.72	1.34	1.35	1.45	0.44	0.2375	2.96	1.14	0.31	0.26	7.61	0.80
2/4	20	40	4	2.25	1.76	1.77	1.47	0.49	0.2325	3.78	1.47	1.40	0.34	2.23	1.12
3/6	30	60	6	4.2*	3.35	3.37	2.15	0.68	0.2344	15.5	4.22	1.71	0.96	9.18	3.06
3/6	30	60	7	5.85	4.56	4.59	2.24	0.76	0.2419	21.8	5.69	2.28	1.31	13.6	4.63
4/8	40	80	6	6.8*	5.37	5.40	2.85	0.88	0.2568	47.6	9.14	4.99	2.10	28.0	6.49
4/8	40	80	8	9.01	7.03	7.03	2.94	0.46	0.2518	60.8	11.8	6.41	2.73	56.0	8.99
5/10	50	100	8	11.5	8.93	9.03	3.59	1.12	0.2365	123	18.9	12.8	4.31	63.0	13.6
5/10	60	109	10	14.1	11.0	11.1	3.67	1.20	0.2638	150	23.3	14.6	4.93	87.7	17.5
6/12	65	130	10	18.6	14.5	14.6	4.65	1.45	0.2569	330	40.2	35.4	9.16	187	28.7
6/12	65	130	12	22.1	17.2	17.3	4.75	1.59	0.2549	385	47.2	41.3	10.8	229	35.2
8/16	80	160	12	27.5	21.5	21.6	5.72	1.77	0.2389	762	73.4	79.4	16.7	417	62.1
8/16	80	160	14	31.8	24.8	25.0	5.81	1.85	0.2679	875	81.8	86.0	18.5	495	62.4
10/20	100	200	14	40.3	31.4	31.6	7.12	2.18	0.2668	1794	135	182	30.6	947	94.7
10/20	100	200	16	45.7	35.6	35.9	7.29	2.26	0.2686	1973	152	205	34.5	1037	110

L形鐵釘釘法表

號 數	釘 距 P 公釐	最大 釘徑 d ₁ 公釐	除去樁孔之 淨餘斷面積 F ₁ 公分 ²		號 數	釘 距 P 公釐	最大 釘徑 d ₁ 公釐	除去樁孔之 淨餘斷面積 F ₁ 公分 ²		號 數	釘 距 P ₁ 公釐	釘 距 P ₂ 公釐	最大 釘徑 d ₁ 公釐	除去樁孔之 淨餘斷面積 F ₁ 公分 ²	
			0.64	0.61				5.95	7.75					20	19.20
1½	8	6	0.64	0.61	6	35	16	5.95	7.75	11	45	25	20	19.20	
			0.94	1.21				9.47	23					22.34	
2	12	6	0.94	1.21	6½	35	20	7.39	9.18	12	50	30	23	22.87	
			1.18	1.53				10.97	26					26.32	
2½	14	8	1.18	1.53	7	40	20	8.00	11.00	13	50	40	23	27.24	
			1.95	2.79				12.10	26					31.06	
3	16	8	1.95	2.79	7½	45	20	12.10	9.90	14	55	45	26	31.62	
			2.27	3.27				12.10	26					36.10	
3½	20	10	2.27	3.27	8	45	20	13.94	10.70	15	55	55	28	40.58	
			2.68	3.88				13.10	26					36.65	
4	22	10	3.88	5.00	8½	50	20	15.14	13.70	16	60	55	28	41.54	
			5.00	6.17				15.14	26					46.32	
4½	25	13	3.65	4.95	9	50	20	18.70	16.50	16	60	55	28	42.20	
			6.17	8.15				18.81	26					47.38	
5	28	13	4.15	5.65	10	55	20	17.20	19.94	17	65	55	28	52.66	
			7.07	6.55				22.93	26						
5½	30	16	6.55	8.47											

L形鐵釘釘法表

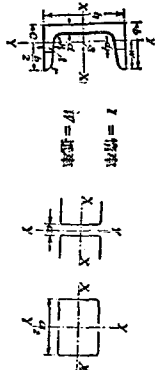
號 數	釘 距 尺度以公釐計			最大 釘徑 d ₁ 公釐	除去樁孔 之淨餘斷 面積 F ₁ 公分 ²	號 數	釘 距 尺度以公釐計			最大 釘徑 d ₁ 公釐	除去樁孔 之淨餘斷 面積 F ₁ 公分 ²
	P	P ₁	P ₂				P	P ₁	P ₂		
2/3	•	18	•	10	1.12 1.45	6½/10	35	35		30	12.40 14.90
3/4	•	25	•	13	2.35 2.83	8/12	45	50	30	20 23	17.10 19.94
4/6	•	35	•	16	3.99 5.43	10/15	55	60	60	23 26	25.91 29.66
5/7½	•	45	•	20	6.93 8.70						
2/4	•	22	•	13	1.33 1.73	6½/13	35	50	40	20 20	16.0 19.7
3/6	•	35	•	16	3.49 4.73	8/16	45	60	55	23 26	24.7 28.2
4/8	•	45	•	20	5.63 7.41	10/20	55	60	65	25	33.7 41.5
5/10	•	55	•	20	9.9 12.1						

□形鐵表
(附形圖)

標準式 = 4~8 公尺
最大式 = 12~18 公尺
總之總度 = 8 度

總度 = $b/2$ 度
中徑 = r
中徑 = $r = d/2$

a_1 及 a_2 為兩個 C 形鐵
組合時之距離其標準
相若為 2 r



號	尺 度 (mm)				斷 面 積 F 公分 ²	重 量 G 公斤/公尺	燈 距 C 公尺	桌 大 距 d_1 公尺	除 法 板 打 孔 之 淨 距 斷 面 積 F_1 公分 ²	重 心 點 距 離 $B-W^2$ 公分	W 公分	W ² 公分 ²	特 性 中 徑 r 公分	中 材 度 公分	XX 軸		YY 軸		兩個 C 形鐵組合 $I_p = 2I_x$	
	a	b	d	t											I_x^2 公分 ⁴	W_x^2 公分 ⁴	I_y^2 公分 ⁴	W_y^2 公分 ⁴	a_1 公分	a_2 公分
10	100	80	6.0	8.5	13.5	10.00	12	11.5	1.65	3.45	3.01	1.47	0.90	105	6.89	4.28	5.83	8.40	4.14	10.34
11	100	80	7.0	10.0	20.4	10.01	16	17.5	1.75	4.15	6.45	1.75	1.04	115	14.1	7.05	6.09	11.1	6.43	11.89
14	140	90	7.5	10.5	24.0	10.84	20	20.0	1.84	4.60	6.21	1.89	1.04	125	26.4	10.6	9.12	14.8	8.81	13.81
16	160	95	8.0	11.0	28.0	11.58	20	23.8	1.92	5.08	6.95	2.02	1.25	136	37.5	14.1	11.57	17.8	10.81	17.01
18	180	100	8.0	11.0	32.2	12.60	20	27.6	1.92	5.08	6.95	2.02	1.38	147	100	20.5	10.4	8.36	9.47	17.10
20	200	100	8.5	11.5	37.4	13.85	20	31.8	2.01	5.49	7.70	2.14	1.47	157	298	41.2	29.3	8.40	4.14	10.34
22	220	100	9.0	12.0	41.4	15.20	20	35.9	2.14	6.00	8.48	2.26	1.57	167	384	46.7	43.2	11.1	6.43	11.89
24	240	100	9.5	12.5	45.4	16.65	20	40.0	2.26	6.51	9.15	2.42	1.67	178	482	52.2	48.2	11.8	8.40	13.81
26	260	100	10.0	13.0	49.4	18.20	20	44.1	2.42	7.02	9.82	2.58	1.78	189	592	58.4	64.7	12.6	10.81	15.84
28	280	100	10.5	13.5	53.4	19.85	20	48.2	2.58	7.53	10.50	2.76	1.88	200	715	64.7	71.5	13.5	12.6	17.89
30	300	100	11.0	14.0	57.4	21.60	20	52.4	2.76	8.04	11.18	2.94	1.99	210	854	71.5	78.4	14.4	14.8	19.84

I 形 鐵 表

(工 字 鐵)

標 準 長 = 4~12 公 尺

l_0 = 中 材 長 度

誌 之 斜 度 = 9 度

半 徑 $R = d$

$h = 80 \sim 250$ 公 釐 則 $b = 0.4h + 10$ 公 釐

半 徑 $r = 0.8d$

$h > 250$ 公 釐 $d = 0.03h + 1.5$ 公 釐

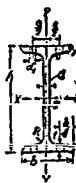
誌 厚 $t = \cos 1.6d$ (r 指 在 t 處)

W = 磅 率 則 $b = 0.3h + 25$ 公 釐

i_x ; i_y = 磅 率 中 徑

l = 磅 率

$d = 0.038h$

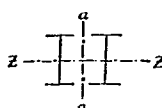


號	尺 度 均 公 釐 (mm)				斷 面 積 F 公 分 ²	重 量 G 公 斤 / 公 尺	釘 距 C 公 釐	樞 釘 直 徑 d_1 公 釐	除 去 樞 孔 之 淨 面 積 F_1 公 分 ²	磅 率 半 徑		中 材 長 度 l_0 公 分
	h	b	d	t						i_x 公 分	i_y 公 分	
8	80	48	3.9	5.9	7.58	5.65	22	8	5.7	3.20	0.91	95
9	90	46	4.2	6.3	9.00	7.07	24	8	7.0	3.61	1.00	105
10	100	50	4.5	6.8	10.6	8.32	26	8	8.5	4.01	1.07	116
11	110	54	4.8	7.2	12.3	9.66	28	8	10.0	4.41	1.16	121
12	120	58	5.1	7.7	14.2	11.15	30	10	11.1	4.31	1.23	129
13	130	62	5.4	8.1	16.1	12.64	32	10	12.9	5.20	1.31	137
14	140	66	5.7	8.6	18.2	14.27	34	10	14.9	5.61	1.40	146
15	150	70	6.0	9.0	20.4	16.03	36	12	15.2	6.00	1.47	156
16	160	74	6.3	9.5	22.6	17.90	40	12	18.0	6.40	1.55	168
17	170	78	6.6	9.9	25.2	19.78	42	13	20.3	6.80	1.63	171
18	180	82	6.9	10.4	27.9	21.60	44	13	22.6	7.20	1.71	180
19	190	86	7.2	10.8	30.6	23.48	48	13	25.1	7.60	1.80	188
20	200	90	7.5	11.3	33.5	25.20	50	16	26.5	8.00	1.87	200
21	210	94	7.8	11.7	36.4	26.87	52	16	29.1	8.40	1.95	205
22	220	98	8.1	12.2	39.6	31.09	54	16	32.0	8.80	2.02	219
23	230	102	8.4	12.6	42.7	33.62	56	16	34.8	9.21	2.10	220
24	240	106	8.7	13.1	46.1	36.19	58	18	37.9	9.59	2.20	230
25	250	110	9.0	13.6	49.7	39.01	60	18	38.9	10.00	2.27	238
26	260	113	9.4	14.1	53.4	41.62	60	20	42.2	10.33	2.32	244
27	270	116	9.7	14.7	57.2	44.60	62	20	45.7	10.77	2.40	251
28	280	119	10.1	15.2	61.1	47.66	64	20	49.2	11.14	2.45	253
29	290	122	10.4	15.7	64.9	50.85	66	20	52.6	11.55	2.50	263
30	300	125	10.8	16.2	69.1	54.24	68	20	56.5	11.91	2.56	275
32	320	131	11.5	17.3	77.8	61.07	70	20	64.2	12.70	2.67	284
34	340	137	12.2	18.3	86.8	68.14	74	20	72.5	13.45	2.80	294
35	350	143	13.0	19.5	97.1	76.22	78	23	79.6	14.21	2.90	304
36	360	149	13.7	20.5	107	84.00	80	23	88.5	15.00	3.02	317
38	400	155	14.4	21.6	118	92.63	84	23	98.6	15.78	3.13	329
40	425	163	15.3	23.0	132	103.62	88	23	108.6	16.78	3.30	347
42	450	170	16.2	24.3	147	116.40	92	23	122.3	17.65	3.43	360
44	475	178	17.1	25.6	163	127.96	98	26	137.0	18.60	3.60	373
46	500	185	18.0	27.0	180	141.80	100	26	152.5	19.60	3.72	391
48	550	200	19.0	30.0	213	167.21	110	26	182.5	21.42	4.02	422
50	600	215	21.6	32.4	254	199.40	120	26	221.2	23.40	4.30	452

工形鋼結合表

 l = 慣率 W = 抗率 δ_z = 斷面積之半之靜力距 l = 中材長度

結合圖



號	XX 軸			斷面積 力距 公分	YY 軸		工形鋼結合 $W_x < W_y$; $W_x = 2W_y$ 慣率半徑 $l_2 = l_x$			
	I_x 公分 ⁴	W_x 公分 ³	δ_x 公分		I_y 公分 ⁴	W_y 公分 ³	a 公分	$I_z = I_x = 2I_y$ 公分 ⁴	中材長度 l 公分	W_z 公分 ³
8	77.8	19.5	11.4	6.84	6.29	3.00	6.2	155.6	230	30.3
9	117	29.0	15.2	7.71	8.78	3.82	7.0	234	378	43.3
10	171	34.2	19.9	8.57	12.2	4.88	7.8	342	420	53.3
11	239	43.5	25.3	9.43	16.2	6.00	8.5	478	462	63.8
12	328	54.7	31.6	10.3	21.6	7.41	9.4	658	501	80.3
13	438	67.1	39.1	11.2	27.6	8.37	10.0	872	549	107.7
14	573	81.9	47.7	12.0	35.2	10.7	10.8	1148	588	131.7
15	735	98.0	57.1	12.9	43.9	12.5	11.6	1470	630	158
16	935	117	68.0	13.7	54.7	14.8	12.4	1870	672	189
17	1168	137	79.8	14.6	66.6	17.1	13.2	2332	714	222
18	1448	161	93.4	15.5	81.2	19.9	14.0	2992	756	261
19	1763	186	108	16.3	97.4	22.7	14.8	3828	798	301
20	2142	214	125	17.2	117	26.0	15.6	4284	840	348
21	2563	244	142	18.1	133	29.4	16.4	5128	882	397
22	3060	278	162	18.9	162	33.1	17.0	6120	924	460
23	3607	314	182	19.8	189	37.1	18.0	7214	966	512
24	4246	354	206	20.6	221	41.7	18.8	8432	1008	578
25	4968	397	231	21.5	256	46.5	19.6	9632	1050	651
26	5744	442	257	22.3	283	51.0	20.2	11453	1092	729
27	6628	491	283	21.7	328	56.2	21.0	13252	1134	813
28	7587	542	316	24.0	364	61.1	21.8	15174	1165	900
29	8638	596	347	24.9	406	66.6	22.5	17272	1218	985
30	9800	653	381	25.7	451	72.2	23.4	19600	1250	1092
32	12310	752	457	27.4	555	84.7	24.6	25020	1333	1320
34	15653	923	540	29.1	674	98.4	26.4	31890	1417	1568
36	19655	1059	633	30.7	818	114	27.8	39210	1491	1863
38	24012	1264	741	32.4	975	131	29.5	48024	1575	2163
40	29213	1461	857	34.1	1158	149	30.8	58426	1648	2524
42	36773	1740	1022	36.2	1437	176	32.8	70946	1753	3012
45	45352	2037	1158	38.3	1725	203	34.8	91704	1853	3541
47	56451	2378	1490	40.4	2083	235	36.5	112602	1933	4161
50	63763	2750	1620	42.4	2478	263	38.5	137476	2068	4824
55	89184	3607	2120	46.3	3188	349	42.5	183368	2247	6348
60	136557	4632	2732	50.9	4683	434	45.2	277914	2457	6333

上形鐵表

標準高 = 4~8 公尺

最大長 = 12~16 公尺

半徑 $r = d$

半徑 $r_1 = \frac{1}{2}d$

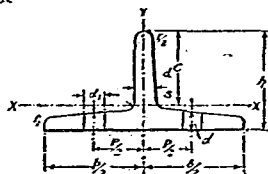
半徑 $r_2 = \frac{1}{2}d$

$d = \begin{cases} \text{在徑爲 } 1h \text{ 處} & I = \text{桁車} \\ \text{在徑爲 } 2h \text{ 處} & W = \text{搖車} \end{cases}$

斜度 翼部 4 度

斜度 腿部 2 度

$P = \text{釘距}$



號	尺 度 以公釐計			斷 面 積 F 公分 ²	重 量 (縱鐵) G 公斤/公尺	重 量 (橫鐵) G 公斤/公尺	重 心 點 距 c 公分	XX 軸		YY 軸		I_{xy} 兩個軸合時 XX軸及YY軸
	b	h	d					I_x 公分 ⁴	W_x 公分 ³	I_y 公分 ⁴	W_y 公分 ³	

丁形鐵 $b:h=2:1$

6/3	60	30	5.5	4.64	3.62	3.64	2.33	2.58	1.11	8.62	2.87	9.39	3.13
7/3 1	70	35	6	5.94	4.63	4.66	2.73	4.49	1.65	15.1	4.32	16.0	4.57
8/4	80	40	7	7.91	6.17	6.21	3.12	7.81	2.50	23.5	7.13	27.9	6.99
9/4 1	90	45	8	10.2	7.93	7.98	3.50	12.7	3.64	46.1	10.2	45.9	10.2
10/5	100	50	8.5	12.0	9.38	9.42	3.91	18.7	4.78	67.7	13.5	66.1	13.2
12/6	120	60	10	17.0	13.2	13.3	4.70	38.0	8.09	137	22.8	135	22.2
14/7	140	70	11.5	22.8	17.5	17.9	5.49	66.9	12.0	235	38.9	242	34.6
16/8	160	80	13	29.5	23.0	23.2	6.28	111.7	16.0	422	52.8	493	51.0
18/9	180	90	14.5	37.0	28.8	29.0	7.07	183	23.1	670	74.4	646	71.8
20/10	200	100	16	45.4	35.4	35.6	7.89	277	33.3	1000	100	972	97.2

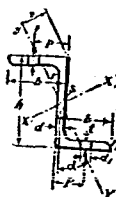
丁形鐵 $b:h=1:1$

2/2	20	20	3	1.12	0.67	0.68	1.42	0.39	0.27	0.20	0.20	0.39	0.39
2 1/2 1	25	25	3.5	1.64	1.28	1.29	1.77	0.67	0.49	0.43	0.34	0.85	0.63
3/3	30	30	4	2.25	1.76	1.77	2.15	1.22	0.80	0.87	0.58	1.73	1.16
3 1/3 1	35	35	4.5	2.97	2.32	2.33	2.51	3.10	1.23	1.57	0.90	3.14	1.80
4/4	40	40	5	3.77	2.94	2.93	2.88	5.28	1.84	2.58	1.29	5.16	2.58
4 1/4 1	45	45	5.5	4.67	3.64	3.66	3.24	8.12	2.51	4.01	1.78	8.03	3.57
5/5	50	50	6	5.66	4.42	4.45	3.61	12.1	3.36	6.66	2.42	12.1	4.85
6/6	60	60	7	7.94	6.19	6.23	4.34	23.8	5.48	12.2	4.05	24.3	8.11
7/7	70	70	8	10.6	8.27	8.32	5.09	44.5	8.79	22.1	6.92	44.3	12.6
8/8	80	80	9	13.6	10.6	10.7	5.78	73.7	12.8	37.0	9.25	74.0	18.5
9/9	90	90	10	17.1	13.3	13.4	6.62	119	18.2	58.5	13.0	117	26.0
10/10	100	100	11	20.9	16.3	16.4	7.26	179	24.6	88.3	17.7	177	35.2
12/12	120	120	13	29.6	23.1	23.2	8.72	286	42.0	178	29.7	256	59.4
14/14	140	140	15	39.9	31.1	31.3	10.2	460	64.7	330	47.2	460	94.3

上形鐵釘釘法表

號	釘距 P 公釐	最大釘徑 d_1 公釐	斷面積 F 公分 ²	號	釘距 P 公釐	最大釘徑 d_1 公釐	斷面積 F 公分 ²	號	釘距 P 公釐	最大釘徑 d_1 公釐	斷面積 F 公分 ²
6/3	32	10	3.54	10/5	52	16	9.25	18/9	90	23	30.3
7/3 1	36	13	4.58	12/6	60	16	13.8	20/10	100	26	37.1
8/4	40	13	6.09	14/7	70	20	18.2	-	-	-	-
9/4 1	46	13	8.12	16/8	80	23	23.5	-	-	-	-
4/4	24	6	3.17	7/7	40	10	9.0	12/12	70	16	25.4
4 1/4 1	26	6	4.01	8/8	48	13	11.2	14/14	80	20	33.5
5/5	30	6	4.94	9/9	50	13	14.5	-	-	-	-
6/6	34	8	6.82	10/10	54	16	17.4	-	-	-	-

L 形螺絲


 l = 梢率

樣厚長 = 4~6 公尺

 W = 抵率

最大長 = 12~16 公尺

 P = 螺釘距

 半徑 $r = r$

 半徑 $r_1 = \frac{1}{2}t$

號	尺 度 計					斷面積 公分 ²	重 量 (純鐵) G 公斤/公尺	重 量 (鉛鐵) G 公斤/公尺	角 度 $\tan \alpha$	XX 軸		YY 軸	
	h	b	d	t	r_1					I_x 公分 ⁴	W_x 公分 ³	I_y 公分 ⁴	$W_y = \frac{I_y}{P}$ 公分 ³
3	30	38	4	4.0	2.5	4.32	3.37	3.39	1.655	13.1	4.60	1.54	1.11
4	40	40	4.5	5	2.5	5.43	4.23	4.26	1.181	28.0	6.72	2.03	1.83
5	50	43	5	5.5	3	6.77	5.23	5.31	0.930	44.9	9.70	5.23	2.70
6	60	45	5	6	3	7.91	6.17	6.21	0.779	67.2	13.5	7.60	3.73
8	90	50	6	7	3.5	11.1	8.07	8.73	0.588	142	24.4	14.7	6.44
10	100	55	6.5	8	4	14.5	11.3	11.4	0.402	270	39.8	24.6	9.26
12	120	60	7	9	4.5	18.2	14.2	14.3	0.433	470	60.6	37.7	12.5
14	140	65	8	10	5	22.9	17.9	18.0	0.385	768	88.0	60.4	18.6
16	160	70	8.5	11	5.5	27.5	21.5	21.6	0.367	1184	121	79.5	21.4
18	180	75	9.5	12	6	33.3	26.0	26.1	0.320	1759	164	110	27.0
20	200	80	10	13	6.5	38.7	30.2	30.4	0.319	2509	213	147	33.4

L 形螺絲釘法表

號	釘 距 P 公釐	螺釘直徑 d_1 公釐	號	釘 距 P 公釐	螺釘直徑 d_1 公釐	號	釘 距 P 公釐	螺釘直徑 d_1 公釐
3	20	10	8	30	13	16	40	20
4	25	10	10	30	16	18	40	20
5	25	13	12	35	16	20	45	20
6	25	13	14	35	20			

工形鐵表

(國工字號)

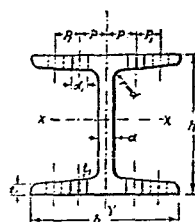
最大長=20公尺

65號以後之工形鐵表其長至17公尺

重量G指鉅鐵製造者(其比重為7.85)

翅之斜度為9度

各圖面之半徑與膜壁均厚



號 A 公釐	斷面 積 F 公分 ²	重 量 G 公斤/公尺	慣 性 率 I _x 公分 ⁴	慣 性 率 I _y 公分 ⁴	極 慣 性 率 W _x 公分 ³	極 慣 性 率 W _y 公分 ³	腹 壁 厚 t 公釐	寬 b 公釐	腹 中 間 厚 t ₂ 公釐	最大荷 重 (指均佈荷重) 公斤	間 距 長 公尺
14 B	33.1	28.3	4283	892	183	56	6.5	14	10.035	•	•
16 B	42.8	33.6	2017	597	252	75	6.6	16	10.035	•	•
18 B	59.9	47.0	3512	1073	350	119	8.5	18	12.9	26040	1.44
20 B	70.4	55.3	6171	1568	517	157	8.5	20	13.8	29100	1.71
22 B	82.6	64.8	7379	2216	671	201	9.0	22	14.8	33990	1.99
24 B	96.8	76.0	10260	3048	835	254	10.0	24	15.7	41150	1.99
25 B	103.1	82.5	14065	3575	965	268	10.5	25	16.3	45020	2.66
26 B	115.6	90.7	14832	4261	1104	326	11.0	26	17.3	48990	2.16
27 B	123.2	96.7	16529	4920	1224	385	11.25	27	17.8	52050	2.24
28 B	131.8	103.4	18032	5671	1361	405	11.5	28	18.4	55230	2.37
29 B	141.1	110.6	21686	6417	1508	448	12.0	29	19.0	59600	2.43
30 B	152.1	119.4	25201	7494	1689	500	12.5	30	19.8	64290	2.81
32 B	160.7	120.2	30119	7867	1862	524	13.0	30	20.6	71250	2.54
34 B	167.4	131.4	35241	8097	2073	549	13.4	30	21.2	77990	2.55
36 B	181.5	142.5	42479	8753	2360	558	14.2	30	22.6	87310	2.60
38 B	191.2	150.1	49496	9175	2605	612	14.8	30	23.4	95820	2.62
40 B	203.6	159.8	57834	9721	2892	648	15.6	30	24.6	105240	2.64
42 B	218.9	167.3	66249	10078	3212	672	16.0	30	25.4	115520	2.67
45 B	229.3	180.0	80387	10668	3595	711	17.0	30	26.7	129130	2.67
47 B	242.0	190.0	94811	11142	3992	743	17.6	30	27.7	141520	2.70
50 B	261.8	205.5	111263	11718	4451	781	19.4	30	28.9	163040	2.62
55 B	268.0	226.1	145937	12582	5508	839	20.6	30	30.8	188660	2.70
60 B	300.6	236.0	178303	12672	5977	845	20.8	30	31.0	206690	2.74
65 B	314.5	246.9	217402	12814	6690	854	21.1	30	31.3	229650	2.60
70 B	325.2	255.3	255106	12918	7374	854	21.1	30	31.3	245760	2.88
75 B	335.7	263.4	302560	15223	8068	855	21.1	30	31.3	262870	2.93
80 B	351.9	278.6	360456	13269	9012	885	21.5	30	32.3	284930	3.01
85 B	365.6	287.0	414587	13274	9762	885	21.5	30	32.3	301825	3.11
90 B	376.4	295.5	478964	13279	10533	885	21.5	30	32.3	318720	3.17
95 B	386.2	311.0	550974	13727	11000	915	21.9	30	33.3	341760	3.28
100 B	407.2	319.7	621237	13732	12425	915	21.9	30	33.3	358350	3.32

瓦 形 鐵

(圖形)



1 公尺長底面之斷面積

$$B = 100b \cdot \frac{1}{6} \left(\frac{b}{3} + 2h \right) \text{cm}^2$$

1 公尺長底面之積率

$$J = 25b \cdot \frac{1}{6} \left(\frac{b}{10} b^2 + b^2 h + \frac{\pi}{2} b h^2 + \frac{2}{3} h^3 \right) \text{cm}^4$$

1 公尺長底面之抵率

$$W = \frac{2J}{h+d} \text{cm}^3$$

1 公尺長底面之重量 $G = 0.8F$ 公斤

$$H = h - \frac{1}{2}b$$

號	闊 度 b 公 分	高 度 h 公 分	厚 度 d 公 分	淨 面 積 F 公 分	基 座 面 積 B 公 分	1 公尺長 底面之 斷面積 G 公 分	1 公尺長 底面之 重量 G 公 斤/公 尺	1 公尺長底面之 抵 率 W 公 分 ³	底 全 均 佈 荷 重 (公 斤/公 尺) 應 用 $\lambda b = 1400$ 公 斤/公 尺						
									1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
U NP	50-70-1	50	1	60	450	21.25	17.00	34.774	3890	1720	074	0.20	428	318	243
	50-70-1 1/2		15.70			12.56	19.298	5158	660	540	316	210	170	135	
	50-70-2		13.70			10.56	17.298	4370	560	450	267	190	150	115	
U NP	100-50-1	100	1	60	600	31.40	25.12	57.778	6230	1880	1007	0.77	470	346	261
	100-50-1 1/2		15.70			12.56	19.298	5158	660	540	316	210	170	135	
	100-50-2		13.70			10.56	17.298	4370	560	450	267	190	150	115	
U NP	100-80-1	100	1	60	500	17.70	14.16	25.623	2872	1270	718	4.50	319	234	179
	100-80-1 1/2		15.70			12.56	19.298	5158	660	540	316	210	170	135	
	100-80-2		13.70			10.56	17.298	4370	560	450	267	190	150	115	
U NP	100-80-1 1/2	100	1	80	400	27.12	21.08	40.440	5448	2511	1412	6.14	628	461	353
	100-80-1		15.70			12.56	19.298	5158	660	540	316	210	170	135	
	100-80-2		13.70			10.56	17.298	4370	560	450	267	190	150	115	
U NP	100-100-1	100	1	100	400	32.11	25.08	72.369	8102	3072	2026	12.97	901	602	456
	100-100-1 1/2		15.70			12.56	19.298	5158	660	540	316	210	170	135	
	100-100-2		13.70			10.56	17.298	4370	560	450	267	190	150	115	

國立北平圖書館藏

中華民國二十五年八月初版

高級工業職業
學校教科書材料強弱學一冊

(C4913.1)

每冊實價國幣捌角

外埠酌加運費匯費

編纂者 王 壽 寶

發行人 王 雲 五
上海河南路

印刷所 商務印書館
上海河南路

發行所 商務印書館
上海及各埠

版 翻
權 印
所 必
有 究

(本書校對者胡達聰)

四二九六上陸

