

細骨三和土設計

卷五

命



鋼骨三和土設計卷五

俞子明著

中華民國二十八年九月初版

著作權所有

著作人

俞子明

上海寧波路二二二號蘇州工業學校

發行人

龍門聯合書局

上海河南路二一〇號

定價國幣整圓壹

## 弁 言

鋼骨水泥三和土應用於工程結構之歷史雖不足四十年，但因理論及實驗之研究發展，日進月異，其在工程材料中之地位，早已超越木石等不純一材料，而與鋼鐵相並馳。是以所採應力之安全率漸趨減低，而其計算方法亦不能不隨之更需精確。

鋼鐵結構通常假定為單獨構材所合成，其副應力之影響較小。故研究者，除鉅大複雜之結構外，可不必採用高深複雜之理論。惟鋼骨三和土則大都為混一之堅筍構架，各構材間之支架接筍根本上無明確之區分。故非藉高深複雜之理論，絕對不能得精確而經濟之設計。

高深複雜之計算，耗時費力，又為實地設計所特忌。故精確而經濟之設計，又必輔以簡單明晰而有系統之計算方法，方能循序而進，迅速無誤，易於校核。

本書之作，旨在使讀者對於鋼骨三和土之性質及原理先有明確之認識，其次於各種結構之彎勢、傾陷等能作詳細之分析。然後按有系統之程序，將各部構材之截面、尺度計算，而加必要之調整，以得最後之結果。

本書編著之方法，為參攷及教授便利計，與他書亦不盡同。兩卷雖分上下，而採用實須並行，無系統

之習題，僅足供記憶公式之助者，概付闕如。教授者儘可自由加入。

本書取材，注重比較。凡各國所通行之規程，習慣概行並列，以資比較。使讀者得分別計算，而審察其結果異同之實況。其他凡實地設計所必要之材料，均儘量採入。作教科用時，或可酌刪，留作參攷。一部份公式之化成，則留作讀者自行計算，然後填入。庶得明確知其來源，而不致誤用。

本書因應蘇工教科之需，先將上卷出版。草率付印，誤漏諒多。尚希海內專家不吝指教。又蒙呂保留女士代為校繕，沈衡如君代為繪圖，并誌謝。

著者謹識

中華民國八年八月，上海。

# 目次

弁言

## 卷上 設計原理

### 第一章 總綱

1. 鋼骨三和土構材
2. 水坭三和土之要素
3. 水坭
4. 砂及石子
5. 混合比例
6. 三和土之強度及特性
7. 彈性係數
8. 抗力係數
9. 鋼骨之強度及特性
10. 鋼骨與三和土之彈性係數比
11. 鋼骨三和土構材之情勢 --- 1-28

### 第二章 基本構材之原理

#### 12 構材之分類

#### 第一節 梁

13. 梁之原理之限制
14. 梁內應力之分佈
15. 假定
16. 矩形梁
17. 丁形梁
18. 兼有拉力及壓力鋼骨之梁
19. 三和土之應剪力
20. 肋形鋼骨
21. 彎折主要鋼骨
22. 縱向垂直剪力
23. 縱向水平剪力
24. 黏着
25. 鈎着
26. 肋形鋼骨之黏着及鈎着
27. 楔形梁
- 28.

丁形梁 29 直綫應力公式與實際情形之比較 . . . . . 29-75

第二節 柱

30 柱內應力之分佈 31 直立鋼骨之應力  
32 側向鋼骨 33 單環柱之抗壓力  
34 螺旋環柱之抗壓力 35 短柱與長柱  
36 長柱之抗壓力 37 直立鋼骨之黏着與鈎着  
38 柱公式之比較 . . . . . 75-89

第三節 併合應力

39 偏軸力與彎勢之關係 40 彎與壓之併合應力  
41 受彎勢之柱 42 受偏軸力之梁  
43 受拉構材及彎與拉之併合應力  
44 彎與振及壓之併合應力 . . . . . 89-99

第三章 剪力彎勢及傾陷

45 荷重剪力彎勢傾角及傾陷之關係 46 鋼骨三和土構材之傾角及傾陷  
47 固定梁連續梁及堅構架 48 傾角傾陷法 49 單梁之彎勢及傾陷  
50 彎勢分佈法  
51 傾陷構架 52 旋轉因數 53 情勢不均一之構材  
54 三彎勢定理 55 活動荷重及影響綫 56 風力影響 57 四周支架之圓形板  
58 四邊支架之長方形板

59. 傘形板 60. 直接支於柱端之板

61. 弧形梁 62. 拱 63. 拱之彎曲原理  
64. 穹 65. 受內壓力之旋轉面容器

66. 局部彎曲應力 . . . . . 100-184

第四章 設計綱要

67. 理想的設計 68. 經濟的設計 69.

規程之選定與遵守 70. 固定荷重 71.

活動荷重 72. 車輛荷重 73. 風力

74. 材料之選擇及應力之規定 75. 計算方法及其精確度

76. 圖樣及其說明 77.

規範書 78. 預算及估價 . . . . . 185-198

卷下 設計實例

第五章 房屋構架

79. 樓板 80. 梁 81. 大梁 82. 屋頂

83. 扶梯 84. 柱 85. 攤壁及基礎

第六章 平板房屋

86. 樓板 87. 柱 88. 基礎

第七章 橋梁

89. 單梁橋 90. 連續梁橋 91. 腕梁橋



92 橋臺及橋墩 93 涵洞及堅筒橋

94 鐵道高架 95 拱橋

第八章 其他結構

96 堤埧 97 水櫃及水塔 98 穀倉

99 烟突 100 電杆

# 鋼骨三和土設計原理

## 第一章 總綱

鋼骨三和土結構三和土之應用歷史已甚久。最初以石灰為膠結料，僅用於基礎之屬。繼之則用天然水坭，應用於鋪道、陰溝、圓拱等受壓構材。曾盛行於羅馬帝國。其後且曾應用於受彎及受拉構材。但因試驗之結果，知水坭之應拉力甚弱，遠不如其應壓力。雖改用人造水坭，亦無法減少此缺點。至十九世紀之末，法國有試用竹片澆入梁、板之內，以增彎曲應力者，其效大著，遂為近今所用鋼骨水坭三和土之嚆矢。二十世紀之初，即進一步而以鋼骨代竹片。試驗結果，非常美滿。於是先進各國爭相研究，採用日廣。幾於無論何種結構無不可應用。鋼骨三和土遂成為近代工程上最主要結構材料之一種。除若干在特殊情形下外，且有奪鋼鐵工程之勢。

因試驗及學理之進步，設計方法日漸精密，以節材料而合經濟。但除活動荷重之變化必須攷慮外，對於溫度之影響，三和土之收縮及壓縮變形等，亦須詳細研究。庶其最大變形不致超過可允之限度。通常設計之習慣，都以計算每一構材之最高應力

為主要目的，但同時合理之變形，亦屬設計要素之一，不可忽視。

鋼骨三和土結構之設計，係將組成該結構之單獨構材，如板、梁、柱、基礎、樁、壁等等，加以分別研究，但除分別各個澆製者外，鋼骨三和土結構均係混合澆製，故各個構材之分隔，不如木材及鋼鐵結構之明顯。在煉煤廠房之木材結構，其木樓板、木梁、木柱，或生鐵柱及磚牆等，確係分離之各個構材，在冒釘鋼鐵結構，其梁、柱等亦依分離各個構材而設計。近今採用之焊接結構，則係堅固接筍，較為經濟。惟鋼骨三和土，則均係鉅大面積，連續澆製，且鋼骨均連續通過一切結構及工作接筍，其結果為一混一結構，而有堅筍結構之優點。樓板之澆製既與梁混一，梁端亦與鄰梁及柱相混一，柱又自基礎至屋頂，連續為一。故樓板上任一荷重，對於樓板各部份及梁、承重柱等之分佈情形，非常複雜，且一部結構受有荷重時，其他各部均生影響，各部份應力及變形之分佈，必須重行調節，始得確實之結果。是以凡風力、振動、及地震等種種影響，均可計及。

水坭三和土之應拉力，遠小於其應壓力，故清三和土祇能用於僅受壓力之處。若在板、梁、長柱、拱等受彎材，則其受拉部份須置適當之鋼骨，以防止三和土之分裂而損毀。專為三和土加強用之鋼條，軋製易而價廉，各種尺度均可購得，且易於彎折，以分配於構材中，需要各部份。通常鋼骨三和土之截面，

係由三和土之受壓面積及鋼骨之受拉面積組合而成。鋼骨外面則蓋以三和土，以防火患及銹蝕。故鋼骨三和土構材，不特有充足之強度，其耐久度亦高。鋼骨除普通用以應拉力外，若有適當之側向支撐，亦可用以應壓力，其效亦高。

三和土強度與重量之比較，鋼鐵者為低。在許多結構中，基礎所載固定重量常佔全部荷重之大部分，而活動荷重之影響反大減。然依現在通常採用之應力，三和土用作受壓構材，仍較鋼鐵為遠。例如 1:2:4 水坭三和土，每立方呎之價為 \$1.20，其應壓力每方吋為 400 磅，則其指數為  $1.20/400 = 0.003$ ；又如 1:1/2:3 三和土，每立方呎之價為 \$1.30，其應壓力為 450 磅，則其指數為  $1.30/450 = 0.0029$ ；而鋼鐵每磅之價為 \$0.12，其應壓力為 11,000 磅，則其指數為  $0.12 \times 490/11,000 = 0.0053$ 。可見三和土價之指數較鋼鐵者遠低。

鋼骨三和土因有防火及耐久二特點，故在大多數地方高至十層至十二層之建築物，其建築費常較鋼鐵或磚木建築為廉。其工作之大部分，無須特殊技術。水坭、砂、石易於採購，鋼骨之採運亦較便利。其混一結構之特性，可以吸收機械之振動。其堅筍結構，可抵抗風力及地震。惟在臨時性之建築及預計將來必加更改者，則不宜採用。

鋼骨三和土可代替牆壁、填橋臺、拱及溝渠等笨重磚工、石工。又常代替蓄水池之牆、屋面、接地板及

煙囪、架塔等又可代替鋼鐵或生鐵水管在房屋中常用作接板及基礎又可代鋼鐵及碑石工而用作柱及牆其用之廣殆為各種建築材料之冠。僅如水箱、船舶之類易於滲漏者則頗不宜。

2 水坭、三和土之要素 鋼骨三和土結構之設計者務須熟稔三和土之特性庶該結構可堅強耐久、安全負載其荷重。

鋼骨三和土構材之截面通常比較狹薄故必須注意給予鋼骨以最小限度之蓋護為抵禦水凍、滲漏及鋼骨之防火、防銹起見三和土之密度須高。密度高者其強度亦高。欲得密度高之三和土應將可用砂、石之粗細比例及水量謹慎支配。庶價高之水坭可以用至最小限度。但實地澆製時足以影響三和土品質之因素甚多。故欲定其品質宜先將所擇之材料依擬定之比例按實際之混和方法作強度試驗。依較近之規程除小規模工程外大都須先作強度試驗定其成份然後於工作進行中再取包商所製之品隨時試驗以相核對。

凡耐久堅強之三和土其要素如下：

砂及石子須堅硬耐久。

砂及石子須由細至粗分級混合。

砂及石子須清潔無有機性之污質。

水坭須足供所需之強度及防水度之用。

水須清潔無有機質及有害之礦物質。

水量適足供所需之稠度，切勿過量。

混和須十分勻和，使水坭得充分發揮其作用。

運輸及澆製時勿使砂石等分離。

須搗填堅實，使充滿木型各部，並勿使三和土

內部留空隙。

在未完全堅結前，須保持溫度遠在水點以上，

以免水凍或堅結遲緩。

3 水坭 有天然及人造之別。天然水坭之性質不一，用者絕少。人造水坭，則係將粘土性及石灰性物質，依一定比例研碎混和（加水或不加水）然後燒至適將熔化時，加石膏  $\text{CaSO}_4$  約 2%，再行研成細末。若不加石膏，則使用時幾於立即凝結。

其化學性質，不得超過下表限度：

燃燒損失	4%
------	----

不溶解物質	0.85%
-------	-------

三氧化硫 $\text{SO}_3$	2%
--------------------	----

氧化鎂 $\text{MgO}$	5%
------------------	----

其物理性質，應合於下列規定：

1. 在 200 號篩孔上存留者不得過 22%，在 170 號上存留者不得過 10%，在 72 號上存留者不得過 1%。
2. 純水坭餅（厚在  $\frac{3}{8}$ " 以內）凝結後在水中浸七日後，不得有裂曲痕跡。破裂面須顏色勻淨，硬度平均，無表面剝裂痕跡。或在蒸餾試驗後，仍不得裂曲分離等痕跡。

3. 普通緩凝水坭之凝結開始，至早在混和後三十分鐘後，凝結完成，至遲在混和後十小時以前。

4. 1:3 水坭砂混合物之應拉力，在混和三日後，至少每方吋 300 磅，在七日後，至少 375 磅。純水坭之應拉力，在七日後，至少 600 磅。

礬土水坭之主要成份為礬土  $Al_2O_3$ 。在普通水坭中僅含 5-6%，而礬土水坭中則含 30-40%。其凝結開始之時間為一至三小時，而凝結完成則在三四小時以內。1:3 水坭砂之最高應力，在一日後可至 600 磅，在三五日後可至 700 磅。速凝水坭之成份與普通水坭無甚區別，惟研磨極細，在 170 號或 180 號篩上者，常不足 2%。凝結開始在三刻至二小時以內，凝結完成在二至三小時以內，其最高應力之達到，較普通水坭遠速！

\* 在濕空氣中保留四小時，再浸華氏 115 度水中二十小時。

† 參觀拙著 *R.C. Designing Tables & Diagrams*。

4 砂及石子 石子之最大尺度，不得超過鋼骨間或鋼骨與模型間最小距離之  $\frac{3}{4}$ ，或較之減小  $\frac{1}{4}$ ，以免發生空隙。

砂，鵝卵石，碎石等，若含有軟性，脆性，薄片，細條等在 3% 以上，或細屑之在 100 號以下者在 3% 以上，或坭石  $\frac{1}{2}$ % 以上者，或三者之總和在 5% 以上。

者，均不可用於三和土內。

石子浸水中24小時，其吸水量大至10%者，不可應用。

砂可分石屑、海砂、河砂三類。篩淨而無雜質之石屑係極佳之砂，但如石灰石之類，往往成為薄片，澆製時不易堅實，在三和土內形成空隙，故在暴露之結構，日久易於風化，而使其強度大減。海砂在性質上極為合用，但通常過於細小，且在潮水界限附近者，尤多粘附有機物質，極為有害。通常河砂比較最佳，但以清潔、尖銳、粗粒者為上。

石子之通用者，為花崗石、砂石、石灰石三類。泥板石之類，則過易風化，切不可用。花崗石為極為堅實之石子，惟受高熱後，易於爆裂。綠泥石雖同屬火成岩，而質極細結，惟不甚易得，價亦甚貴。

砂石為石英之澱積物，其性質視其膠結物之性質而定。石灰性者易於風化，為養化鐵者亦常易風化而分解。若全為粘土者，則一經水濕即行分解，絕不可用。

石灰石通常為其佳之三和土材料。其含鎂質者，或純粹者，性質極佳。倘含粘土過多則極不宜。石灰石多成薄片，故須注意，有時須將成片者重軋過，然後使用。

其他如變形岩，因曾經高熱、高壓，多為極佳之材料。惟須注意其是否清潔及含否有害物質。

鵝卵石為天然最佳之材料。惟表面太光滑者，則



不可用鑛渣甚堅而含空隙，并須注意其硫黃成份，不可太多，至於煤屑，碎磚等，則祇可用於不需強度，不甚重要之結構。

5. 混和比例 理想上三和土之混合比例，應使砂石混合之密度最大，所需水泥及水量最少，但實際上，因工作所需之稠度，結構所需之強度，及防止滲漏之程度而異。

選定三和土混合比例之法，普通有下列數種：

1. 依經驗及試驗所得，假定一比例，例如 1:2:4 三和土，係水泥一份，砂二份，及石子四份，而配以適宜之水量，以得所需之工作稠度。

2. 用選定之材料，按所需之強度及稠度，依試驗結果而定其混合比例，及所需水量（即水與水泥之比量）。

3. 按所需之強度及稠度，先定水與水泥之比量，然後依據各級砂石之粗細係數曲綫，定其混合比例。

4. 依所定水與水泥之比量，按選用各級砂石空隙之百分率，定其密度最高之混合比例，若空隙之百分率有變更時，再依試驗曲綫，按所需強度而調整其水與水泥之比量。

以上四法中，第一法為歷來通用之常法，水泥之成份愈多，其強度愈高，而水量則視工作所需之稠度而異，依英國倫敦市政局規程之規定，三和土之

最高應壓力，可依下式假定其最小值。

若  $U_1 =$  澆製一月後，三和土之最高應壓力，每方吋磅數。

$U_4 =$  澆製四月後，三和土之最高應壓力，每方吋磅數。

$V =$  砂石總容積與水坭容積之比量，連空隙在內。

則  $U_1 = 2,800 - 200V,$

或  $U_4 = 3,600 - 200V.$

若試驗強度不小於上述之規定時，設計時所採用之最高工作應壓力可等於  $U_4/4$ 。

以前上海工部局(公共租界)規程亦採用類似之規定，但所用水量等於水坭及砂石總重之百分之八時，其最高工作應壓力不得超過  $U_1/5$ ，而水量等於總重之百分之十四時，則不得超過  $U_1/4$ 。

第二、三、四、三法均依水與水坭之比量而定三和土之強度，為近來美國所最通行，水與水坭之比量愈少，則強度愈高。二、四兩法都賴試驗，自較精確。三法則亦屬一種假定方法，若適當之試驗不易實行，則水與水坭之比量，可參攷下表，但仍須加以調整以得適當之稠度。

水與水坭比量之選擇，又視所處之地位，所在地之天氣，結構之尺度及性質，及防止滲漏性之高下而各異。依美國材料試驗學會之標準，三和土之初期凝結應在華氏 70 度溫度下，妥為蓋護，不使水份

蒸發，至十日之久，故天氣潮濕處，水量宜少，室內建築則宜多，用於盛水之結構宜少，房屋等狹薄構材宜多；而鉅大結構如基礎，橋台及厚墻等宜更多。

表一

水與水泥比量 每袋水泥(94 磅)所用水量 美介倫數	砂石總容積 與 水泥容積之比		澆製一月後 最高應壓力 (假定值)
	恰可澆製	比較稀濕	每方吋磅數
$8\frac{1}{4}$	7	$6\frac{1}{2}$	1,500
$7\frac{1}{2}$	6	$5\frac{1}{2}$	2,000
$6\frac{3}{4}$	$5\frac{1}{4}$	$4\frac{3}{4}$	2,500
6	$4\frac{1}{2}$	4	3,000

水量選定之後，次定稠度。稠度以三和土之陷落高度<sup>#</sup>表之。各種結構之陷落高度可參攷下表。

表二<sup>†</sup>

結構種類	陷落高度吋數	
	最小	最大
鉅大截面，路面，地面等	1	4
寬厚之板，梁，牆等	3	6
薄牆，柱，及通常板，梁等	4	8

<sup>#</sup>陷落高度之計算，依美國材料試驗學會之規

定如下：先將混和之三和土裝於無底平頂圓錐形之金屬模型內，(上端直徑4"，下端8"，高12")置於平板上，次將模型向上移去，則潮濕之三和土即陷落而向旁分佈。再量三和土陷落後之最高點尺度與原高(12")之差數，即為該三和土之陷落高度。

†參觀拙著 *R. C. Designing Tables & Diagrams.*

各級砂石之百分率，依結構之性質而異。鉅大截面者可略粗，薄狹者則宜較細。砂與石子之比例可參攷下表。

表三

石子最大 尺度吋數	乾燥結實砂石總容積中砂之百分率	
	最少	最多
3/8"	55	70
3/4"	40	60
1"以上	30	50

砂及石子中，各級粗細之百分率，亦依結構性質而異。在普通情形下可參攷下表。

無論在工場中及試驗室中，所用水量比，均係包括砂及石子中所含水份在內，而砂及石子之容積則均係指乾燥結實時之容積。潮濕時，砂之容積約增百分之二十，石子約增百分之六。其確實數重則應隨時試驗決定之。若以重量為比例之標準，則砂

石之比例應約較容積增百分之十五，例如 1:2:4 三和土，若依重量比例則應為 1:2.3:4.6。

表四

各級砂之百分率			各級石子之百分率		
篩孔	最少	最多	篩孔	最少	最多
3/16" 以上	...	無	3/4" 以上	...	無
50 號以上	70	90	1/4" 以上	90	...
100 號以上	97	...	3/16" 以上	100	...
100 號以下	...	3	3/16" 以下	...	無

按上述水與水泥比量之原理，在事實上不免過於理想。每種三和土所需之理想水量，等於水泥化合凝結，濕潤乾燥砂石表面，及砂石吸收飽和所需水量之總和。不足則水泥之化合凝結不完全。太多則多餘之水使三和土內部不能完全密接，均足以減小其強度。故在一種三和土所需之理想的水量，與水泥之性質及砂石之比例，砂石之性質及其粗細各級之百分率，均有密切關係。但在實地工場上，即使所用砂石之性質，粗細，及比例等十分精確，其所含之水量則視天氣，地位等隨時變化，絕不易得精確之結果。故最高強度之確定水量，絕難求得。所得者仍不過在相當範圍之內。如首一所示為 1:2 水泥砂應拉力與水量比之關係，首二所示為 1:2:4 水泥三和土應壓力與水量比之關係。係 *Barney*

氏教授試驗之結果，在所用該種材料 1:2 水坭砂之理想水量為 15.6%，1:2:4 三和土則為 8.4%。

今試將表一各種三和土之水量計算比較如下表：

每美介倫水量 =  $8\frac{1}{3}$  磅。

每袋水坭重 94 磅 = 1 立方呎。

每一立方呎砂石之重平均 = 108 磅。

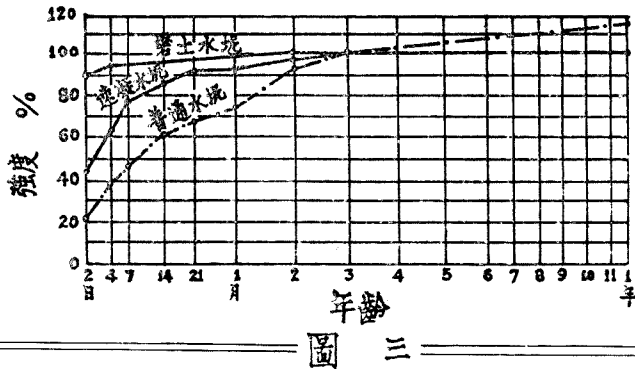
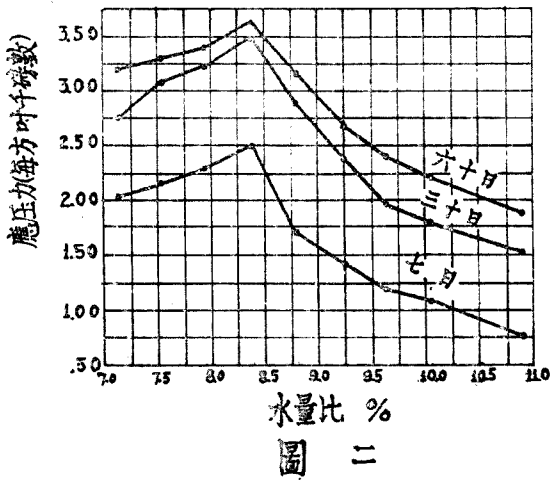
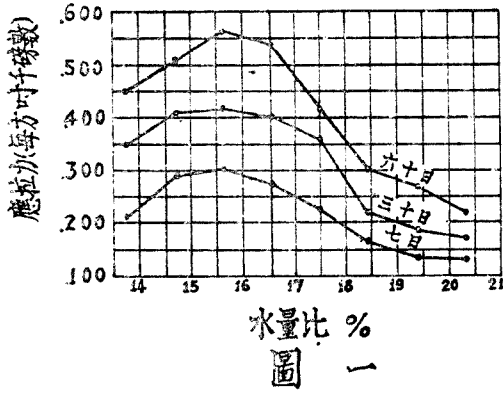
即重量比應為容積比之 1.15 倍。

水量百分率 = 水坭砂石總重量之百分比。

表五

水		恰可澆製			比較稀濕		
介倫	磅	容積比	重量比	水量比	容積比	重量比	水量比
$8\frac{1}{4}$	$68\frac{3}{4}$	1:7	1:8	8.1%	1:6 $\frac{1}{2}$	1:7 $\frac{1}{2}$	8.6%
7 $\frac{1}{2}$	62 $\frac{1}{2}$	1:6	1:7	8.4 "	1:5 $\frac{1}{2}$	1:6 $\frac{1}{4}$	9.1 "
6 $\frac{3}{4}$	56 $\frac{1}{4}$	1:5 $\frac{1}{4}$	1:6	8.5 "	1:4 $\frac{3}{4}$	1:5 $\frac{1}{2}$	9.3 "
6	50	1:4 $\frac{1}{2}$	1:5 $\frac{1}{4}$	8.6 "	1:4	1:4 $\frac{1}{2}$	9.5 "

由上表可知普通 1:4 $\frac{1}{2}$  至 1:6 等三和土，較乾者水量比均在 8.5% 左右，較濕者在 9.5% 左右，惟 1:7 者則為 8.1 及 8.6%，與番二所示極為近似。事實上三和土強度仍依水坭比量而增加，水與水坭之比量，雖似依強度之增加而反減，實則砂石減少，水量自應同減，而水量對水坭砂石等之總重量之比仍無變更。故新舊二種混合比例之原理，似異而實同。要之，凡鉅大工程自以隨試驗結果，最為經濟而穩妥。



較小之工程試驗不便者，仍以假定混合比例，而同時規定每袋水泥所需水量，最為便利。<sup>#</sup>

若干工程家於水量之決定，採用下式公式：

$$\text{水重} = \text{水泥重之} 28\% + \text{砂石總重之} 4\%$$

式內假定砂石毫無吸水性，故計算所得比上表所定者為低，但實際上砂石均略有吸水性，應將所需之吸水量加入，普通約加砂石總重之  $1$  至  $1\frac{1}{2}\%$  左右。

<sup>#</sup>參攷拙著 *P. C. Designing Tables & Diagrams*.

### 6 三和土之強度及特性

三和土之強度，除依水泥之成份而增加外，又隨其年齡而增加。對於年齡增加之速度，依所用水泥之性質而異，但與成份無關。通常三和土之強度，以圓柱對徑 6"，高 12" 在年齡一月時試驗所得為標準。普通水泥在一年後之強度，約當在一年後最高強度之 60%。如圖三。

最高應拉力約為最高應壓力之  $\frac{1}{8}$  至  $\frac{1}{12}$  平均為  $\frac{1}{10}$ 。因其過低，故設計時絕不採用。在清三和土中，如應拉力過高，立即生裂而損毀。在鋼骨三和土中，雖因有鋼骨不致損毀，但裂隙過鉅，既不美觀，更足逐漸發生危險。

應剪力為沿某傾斜面之滑移抵抗力，最高應剪力發生於與最高應壓力或應拉力平面成  $45^\circ$  交角



之平面內，而等於應壓力或應拉力之半，依試驗之結果，此交角常大於 $45^\circ$ ，而其應剪力等於應壓力之40%至90%不等。

應衝力為應剪力之一種，但因其作用複雜，同時有支載、彎曲之影響在內，常較單純應剪力高至三倍，故通常工作應衝力，可等於應剪力之二倍。

在通常構材中，俗稱所謂“剪力損毀”者，實係在傾斜截面內之拉力毀損，當某一截面內之剪力甚高時，在其相交某截面內發生甚高之拉力，但常因在該方向內並無充足之鋼骨，致應拉力超過安全度而發生損毀，故工作應剪力之規定，須即等於安全應拉力。

水坭三和土之應拉力，應剪力，應衝力等均與其應壓力為比例，故一切工作應力，均可依其最高應壓力之高低而規定之。

至於設計時工作應壓力之選定，則應視情形之不同而為增減，其可為增加之情形約如下列：

1. 據充足可靠之試驗，其最高應力超過規定時，依其比例增加。
2. 水量之採用已足供工作稠度，而其陷落高度較小於普通規定，同時採用其他方法，如振動機等，使三和土之澆製十分堅實，不生空隙，則約可增加10%。
3. 用速凝水坭時，倘依規定重量比例混合可增加20%（注意重量，因速凝水坭較普通水坭為

輕，若依容積比例，非但水坭量不足，且其比例將不確定。

4. 若彎矩與力依彈性原理精確決定，荷重之量確實預知，而鋼骨安置絕對依照計算方法，則可增加10至15%。

5. 若丁形梁支於承重，而其支點彎矩係數採用近似值者，計算支點截面時可增加10%。

6. 若彎材之受壓鋼骨截面，等於受拉鋼骨，而其抗彎並不依鋼梁原理計算者，可增加25至33%。

7. 若併合應力依直線原理計算時，其材邊應壓力可增加10%。

8. 柱材用螺旋柱箍時，其柱心應壓力可增加50%。

9. 若設計用之最大活荷重不常實施者，活荷重之應力可酌加（惟固定荷重之應力不可增加）但如已將(4)及(6)二項情形計及者，不得再增。

10. 若最大活荷重，可保證在工程完成後一年內不致實施者，可增加10%。

若過下列情形時，三和土之工作應壓力，應為減少：

1. 依試驗結果，其最高應壓力小於規定時，應依比例減小。

2. 水量過多時，或各級砂石之比例不精密時，或工作之組織不嚴密，或工人不熟練時。

3. 計算租率，僅為近似值時，或最大荷重不能確定時。

4. 柱身細長超過限度時。

5. 通常結構之受振動或衝擊者，應於活荷重中包括及之，否則至少將工作應壓力減低15%。

6. 若最大活荷重，在完工後三個月內即須實施者，應視實施時三和土之年齡而減少其工作應壓力。

7. 結構所載全為固定荷重，而在完工後三個月內無其他設備，如臨時支撐之類，防止其完全實施者。

8. 工程之進行，或三和土之澆製困難，或三和土在水內者。

總之增減之標準，全視工程之實在情形，而賴設計者個人之判斷，而一切規程，尤須絕對遵守，不能任意變更。

清三和土之重量每立方呎約為130-140磅，鋼骨者約為140-150磅。設計模型時，其水平壓力應以140磅為標準。惟高度漸增，則可漸減。至20呎以上時，其水平壓力可依每立方呎70磅計算。構材狹及稠度乾者，更可減小。

三和土之漲縮係數，平均為華氏每度0.0000066，實際上與鋼鐵相等。凝結乾燥時之收縮係數，則依年齡而增加。一月後為0.00025，三月後為0.00035，一年後則增至0.0005，二年後有增至0.0008者。

三和土之凝結堅硬，依溫度及濕度而加速，故在混和後至少一星期內，應蓋護受濕，切勿使水分散失，溫度降至華氏 $39^{\circ}$ 時，水之化合能力即大減，故三和土宜保持華氏 $50^{\circ}$ 度至72小時以上。

食鹽可減低水之冰點，每加 $1\%$ ，約可減低 $1^{\circ}$ 度，加至 $12\%$ 時，在該冰點所凝結之三和土強度尚無妨礙，過此則顯然有礙，若在正常溫度時，加以食鹽，則強度之減低與所加之百分率為比例，在鋼骨三和土，尤易使鋼骨生銹，且使凝結延緩，故通常食鹽在所禁用，鹽化鈣通常可代食鹽，但至多以 $4\%$ 為限，可以加速凝結。

水化石灰，可以增加稠度、強度及防水度，若干學者之主張，可用至水泥重量之 $15\%$ ，但須注意水泥之量不可因石灰之攪入而減少，否則強度勢必減低。

三和土之接觸含有大量鹼質之水者，因其與水泥起化合作用，可使三和土分解，宜將水泥量增加，並將鋼骨安置遠離表面。

三和土之已完全凝結者，礦油對之並無作用，植物油、動物油雖偶有減弱及分解作用，然實例甚少，普通酸類對於三和土亦無礙，惟溝渠中之大量硫酸，則其害甚著，所幸一則為水所稀導，二則溝渠表面常附有油垢，可減其作用。

\*上海工部局規定之工作應力參攷拙著 R.C.

*Designing Tables & Diagrams.*

乾燥之馬勃，常用以蓋護早期之三和土，防止水凍，其效甚佳，但須先蓋以不透水之物質，否則其中尿酸之侵蝕，易使三和土分解，尤以逐漸變濕之時為甚，對於已凝結者之強度則無害，惟易變色。

海水為混和時絕對禁用之物。三和土之接觸海水者，須用較多之水坭，得較大之密度，不使海水浸入，模型內須塗以油類，或水坭砂等保護之。在未凝結完成前，切勿暴露海水中。

7 彈性係數 三和土之變形，依應力之增加而增加，變形與應力並不依直綫比例。如圖四，在原點  $O$  處切線  $OT$  之坡度，僅足表示應力開始時之彈性係數，故謂之“原始彈性係數”。迨應力加至  $OS$  時，其變形為  $OB$ 。此時  $OA$  之坡度，表示應力  $OS$  之彈性係數，謂之“第二彈性係數”。原始係數又名“切綫係數”，第二係數又名“割綫係數”。割綫係數與切綫係數之關係，並不一定，但割綫係數常較切綫係數為小。割綫係數又依應力之增加而減小。

原始係數與三和土之最高強度，有一定之關係。

Stanton Walker 用下式表之：

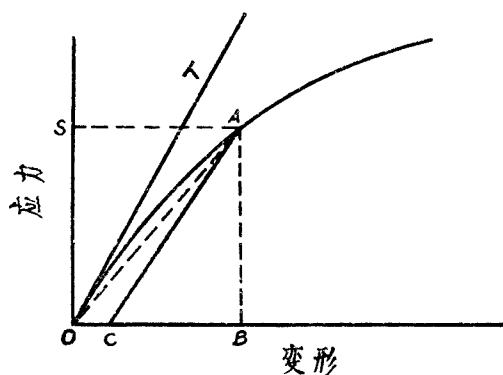
$$E = 33,000 u_1^{5/8} \dots \dots \dots (1)$$

式中， $E$  = 原始係數，

$u_1$  = 三和土之最高應壓力。

美國三和土學會則採用下式：

$$E = 1,000 u_1 \dots \dots \dots (2)$$

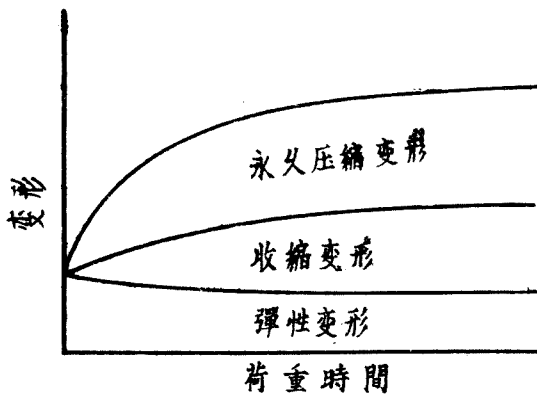


圖四

通常設計抗勢時，大都採用(2)式所得之值，但據試驗結果，由梁之彎陷或柱頭之傾移計算所得 $E$ 之數值，合於(1)式者，而其值較(2)式者為高，設計時採用(2)式，可以將略去三和土之應拉力，及假定其為完全彈性等之影響相抵消，而補救其差誤。

8 抵抗係數 三和土實際上並非彈性體，如圖四，當受一荷重而發生應力 $OS$ 時，其變形為 $OB$ ，若將荷重移除，應力雖返於零，而變形祇返至 $C$ ，以後再加再移，其應力變形之關係，幾於沿 $CA$ 直線而變，此於設計時所採應力與變形依直線比例之假定極相符合， $OC$ 變形則永久存留，不再恢復，謂之“永久壓縮變形”或“壓縮變形”，壓縮變形之值依

應力之增加而增加，而彈性變形則幾為常數，故上節所述第二係數較原始係數為小之原理，實基於此。



圖五

又若荷重所加之時間愈久，則彈性變形之恢復愈小，而壓縮變形愈增，因是其第二係數之值亦愈小。R. E. Davis 名此等包含壓縮變形之係數為“抵抗係數”以與原始係數相別，其關係可以下式表之。

若  $e$  = 單位彈性變形，

$c$  = 單位壓縮變形，

$S$  = 單位應力，

則原始彈性係數，  $E = S/e \dots \dots \dots (3)$

而抵抗係數，  $R = S/(e+c) \dots \dots \dots (4)$

此外，三和土在凝結乾燥中之收縮變形，亦依年齡而增加。此項收縮，雖可因受濕氣或水分而恢復其一部，但常留一部份不再恢復，而亦成為永久變形之一種。且大多數結構，在完成之後，常保持相當溫度，而無重受潮濕之機會。如昔五所示，為各種變形與荷重時間之關係。在完工一年後之結構內，永久變形常為彈性變形之三四倍。故此時抵抗係數祇為原始彈性係數之 $\frac{1}{3}$ 至 $\frac{1}{4}$ 。而計算變形限度時，須用抵抗係數。否則久後之永久變形，勢將超過限度數倍。

三和土既非完全彈性體，則其應力自無真確之彈性限度。但其應力在某種限度以下時，對於同一荷重之返復移加，並不使其壓縮變形有顯著之增加；而一經超過此限度，則同一荷重之返復移加，使其壓縮變形無限增加，結果使該結構毀損時之應力，遠在正常最高強度之下。此限度可假想其為彈性限度。依試驗結果，彈性限度等於最高強度之25至90%。但在通常情形，大概在最高應壓力之40至60%左右。

**9 鋼骨之強度及性質** 用作鋼骨之鋼，通常屬於軟性建築鋼。其最高應拉力自62,000至74,000磅，延伸度不超過20%，其彎折試驗，大於1"者其彎折半徑不得過其直徑之 $\frac{1}{2}$ 倍，1"以下者其彎折半徑等於其直徑，冷折180°時不得發現裂痕。脆性之鋼



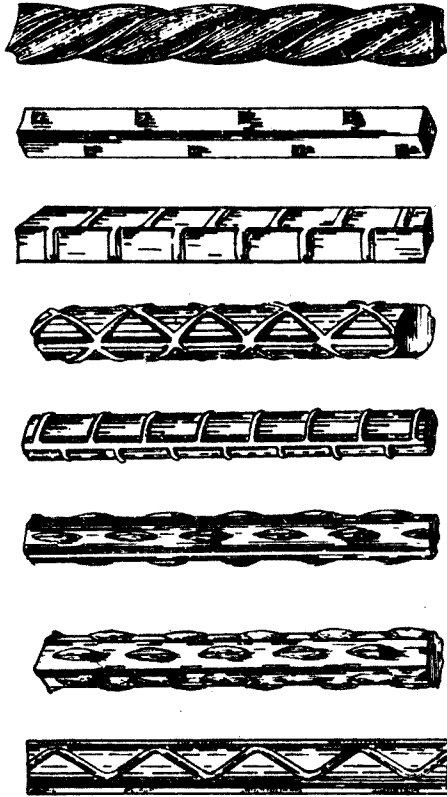
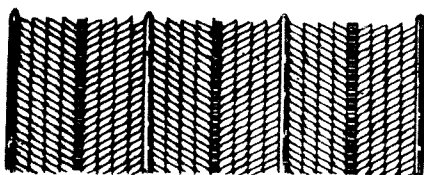
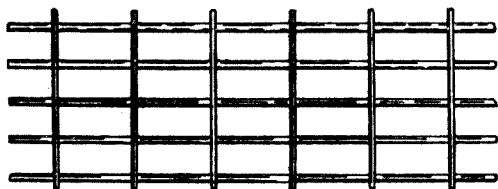
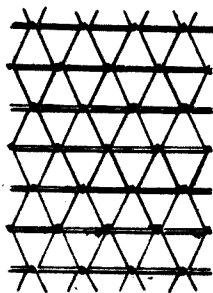
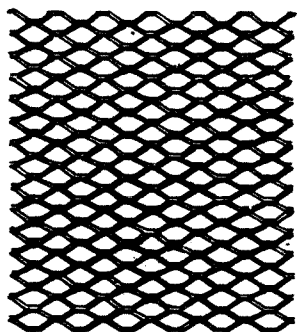


圖 六



■ 七

不勝冷折者，不得使用。表面須清潔，無剝蝕、浮銹、污垢及油漆等物。

通常所用之鋼骨，均屬軋製，為變形鋼，或平鋼，亦有冷抽鋼絲，電焊成網者。其應力可高出約30%。其彎折試驗，須依彎折半徑等於其直徑，折至90°，復反向折180°，再折至原位，不得生裂痕。

美國若干工程家多喜採用較強之中級鋼及高級鋼。其應力雖可增高，但因其性脆易裂，須隨時試驗，以免危險。

變形鋼之形式甚多，如圖六所示為其一斑。其他，如圖七所示之擴張網，電焊網等，亦廣用於接板、路面等處。惟價頗貴。此外特製之梁內鋼骨，昔年雖曾風行一時，各有專利。但設計時多受限制，故近幾淘汰絕跡。

鋼骨之漲縮係數，約為華氏每度0.0000065。其彈性係數，則平均為每方吋30,000,000磅。

鋼骨之工作應力，通常為最高應拉力之 $\frac{1}{4}$ ，或變形點之 $\frac{1}{2}$ 。但在若干特殊情形下，常特別減低。冷抽鋼絲之工作應拉力，則為變形點之 $\frac{1}{3}$ 。鋼骨之工作應壓力，在理論上應依四週三和土之應壓力與二者之彈性係數比而變更。但實際上此種假定，極不可靠。故有時採用規定之應壓力。

鋼骨與三和土之粘着力，為鋼骨三和土結構之一主要因素。若粘着力不足，則鋼骨與三和土分離，而構材即毀損無用。其粘着力與三和土之應壓力

為比例，又變形鋼，因其接觸面積較多，拉出不易，故其平均粘着力，亦較平鋼約增20%。<sup>#</sup>

<sup>#</sup>參攷拙著 *R. C. Designing Tables & Diagrams.*

10 鋼骨與三和土之彈性係數比 普通鋼骨之彈性係數平均為每方吋30,000,000磅，而三和土之彈性係數，則如第7,8節所述，相差甚鉅，故應用時，二者之彈性係數比之選定，影響於所得結果者甚鉅。下表所列為各級三和土彈性係數比之約數，計算時可供參攷：

表六

$$m = E_s / E_c$$

標準比例	1:2:4	1:1/2:3	1:1.2:2.4	1:1:2
原始係數(計筭彎勢用)	15	12	10	10
原始係數(計筭傾陷用)	10	8	6	6
抵抗係數(計筭永久傾陷用)	40	32	24	24

11 鋼骨三和土構材之情勢 鋼骨三和土構材非純質材料，而係鋼骨與三和土所混合而成。在梁中，受拉方面三和土應拉力設計時略而不計，且梁之截面又極不一致。通常樓板系內梁中央受正彎勢處，常成丁或丁形；而在支端受負彎勢處，樓板處於受拉方面，丁及丁之作用消失，且各部之鋼骨截面又不一致。故計算構材之情勢時各家所採方

法頗不一致

若干設計者都喜採用準確之值，即將三和土及鋼骨之有效截面，分別計算其情勢，而求其總和。

但事實上，情勢之計算僅用以求各構材之勁度及撓度之比較值。故許多設計者，為便利計，均將鋼骨略去，而三和土之情勢，則無論為柱為梁，均依其全面積計算。其結果之比較，當於卷下實例中詳述之。

設  $A_g$  為三和土之全面積，

$d_t$  為三和土在情勢計算方向內之全厚，

則 
$$I = \frac{A_g}{12} d_t^2 \quad \text{--- (1)}$$

又有少數設計者則採用下式，其值稍小。

$$I = \frac{A_g}{12} d_t^{1.5} \quad \text{--- (2)}$$

至於由板連結之梁，則因其混—澆製之作用，對於梁之勁度及撓度影響甚鉅，故自應一併計入。

## 第二章 鋼骨三和土結構原理

12 構材之分類 為分析便利計，各種結構之各部構材，可依應力作用之方向及位置而大別為三類。

1. 受直接力者 一直材所受外力之總力，正交於各截面，而經過其重心者，謂之受直接力。受直接力之構材，或受拉力，或受壓力。鋼骨三和土大都祇受壓力，名為柱。

2. 受彎曲者 正交應力之總力成為偶力者，該構材謂之受彎曲，而名之曰梁。梁之截面內，同時兼有剪力。梁之原理，係闡明材邊應力，彎曲偶力，及截面尺度之相互關係者。係鋼骨三和土設計中極重要之一部。

3. 受直接力兼彎曲者 若正交應力之總力，不經過截面之重心，則其作用等於一直接力作用於其重心，同時另有一偶力，使之依重心而彎曲。凡柱及拱之同時受壓力及彎曲者，均屬此類。同時亦或有剪力存在。

## 1. 梁之原理

13 梁之原理之限制 以性質言，鋼骨三和土雖非純質物體，但在未將鋼骨三和土梁之彎勢，材邊應力，及截面尺度之相互關係闡明以前，應將純質梁相當關係之由來與其限制及假定，先行研究。

然後審察其區別，而加以變更。此等關係，基於因荷重而生之彈性變形，而收縮、壓縮及溫度等變形，則並不計及。

純質物體之彎曲原理，並不適用於一切受彎構材。如拱、柱等，雖有彎曲應力，但不能視為單純彎曲之實例。凡屬於梁之一類者，應有下列五項限制：

限制一 梁之材料須純一而勻和。鋼骨三和土則不然。木材有裂、柳、嫩材、樹皮等者，亦難稱為純一而勻和。

限制二 梁應直而截面之尺度均一。就外圍尺度言，鋼骨三和土梁，通常合此限制。但若就其三和土及鋼骨之有效面積言，則各部份絕不一致。

限制三 外力互相平衡而可假想其在同一平面內。此平面謂之“荷重平面”。此可認為實在。

限制四 荷重平面與每一截面相交於對稱軸上。“截面”之意義，係指正交於中心軸者。在矩形、丁形、工形梁，此係確實無誤。

限制五 梁之長度與其截面之最大尺度之比甚大，而其厚度與最大寬度之差並不甚鉅。此需要自應符合。

14 梁內應力之分佈 純質梁內應力之分佈原則，雖不盡合用於鋼骨三和土梁。但其基本原則仍屬一致。不過在應用之時，須加相當變更。圖八示一兩端支架之單純梁內，主應力、正交應力及應剪

力等之分佈狀況，其基本原則可約述如下：

1. 任何截面內各種內應力，均可化成正交及沿切該截面之兩種分力，正交者為應壓力及應拉力，抵抗該截面之彎勢，沿切者合成抗剪力，即該截面之總應剪力。

2. 中性面經過截面之重心軸。

3. 正交應力與離中性面之距離成正比，在梁之外邊為最高，在截面內任何點之應力，可由下式表之。

$$f = \frac{By}{I} \quad \dots \dots \dots (1)$$

式中， $f$  = 離中性面  $y$  處之單位正交應力，

$B$  = 在該截面之外力彎勢，

$I$  = 該截面對於其中性面之情勢。

4. 在該截面內任何點之軸向(水平)單位應剪力，可由下式表之。

$$s = \frac{SQ}{Ib} \quad \dots \dots \dots (2)$$

式中， $S$  = 該截面內之總剪力，

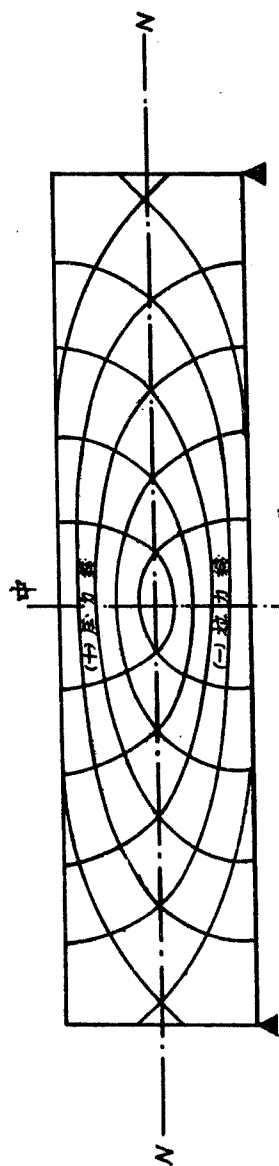
$Q$  = 在該點最近外邊(上邊或下邊)與經過該點而平行於中性面之軸間，所含截面部份對於其中性面之靜勢，

$I$  = 該截面對於其中性面之情勢，

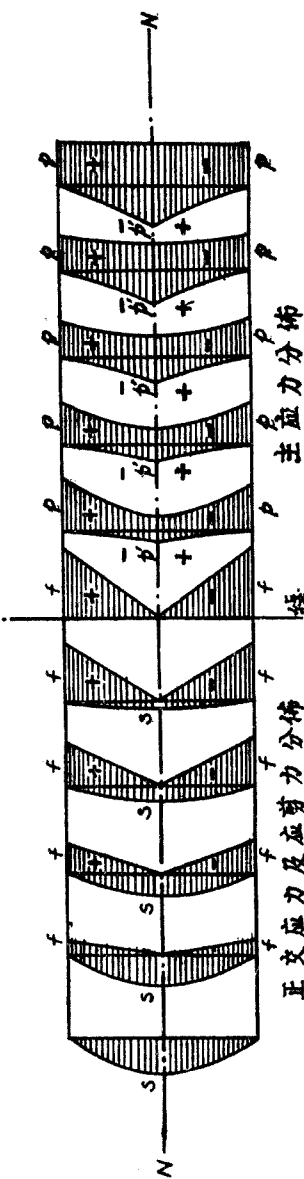
$b$  = 在該點之梁寬。

該截面部份之靜勢，等於其面積乘其重心離中性面之距離之積。





主应力分佈綫



圖八

5. 在均一截面之梁內,  $B$  最大處,  $f$  最大, 而  $S$  最大處,  $s$  最大.

6. 在梁內任何一點有軸向(水平)應剪力處, 同時有一相等之垂直應剪力.

7. 在矩形梁內, 垂直截面內之應剪力, 依拋物線之縱標而變, 在梁之上下邊等於零, 在中性面為最大, = 平均應力之  $1\frac{1}{2}$  倍或  $\frac{3}{2} \cdot \frac{S}{bd}$

8. 因水平及垂直應剪力, 與正交應壓力或應拉力之併合作用, 梁內任何一點在傾斜方向內均有應壓力及應拉力, 其最高值相交成直角, 謂之“主應力”. 此等主應力可以下式表之,

$$\begin{aligned} (p) &= \frac{f}{2} (+) \sqrt{\left(\frac{f}{2}\right)^2 + s^2} \\ (p') &= \frac{f}{2} (-) \sqrt{\left(\frac{f}{2}\right)^2 + s^2} \end{aligned} \quad (3)$$

式中,  $p$  及  $p'$  = 斜向主應力,

$f$  = 水平(正交於截面)應力,

$s$  = 該點之水平或垂直應剪力.

主應力與梁軸(水平)之交角,

$$\theta = \tan^{-1} \frac{s}{p} \quad \text{或} \quad \tan^{-1} \frac{s}{p'} \quad (4)$$

或

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2s}{f} \quad (5)$$

9. 由(3)(4)(5)三式得各項應力之分佈情形如下:

a.  $\theta = 45^\circ$  時,  $\tan \theta = 1$ , 故  $p = p' = s$ .

即在與梁軸相交  $45^\circ$  之截面內, 兩主應力相等, 其值等於該點之應剪力.

b. 在最大彎勢截面內,  $s=0$ ,  $\tan\theta=0$ ,  $\theta=0$ .  
故  $p=f$ , 而  $p'=0$ . 即正主應力等於正交應力, 而負主應力等於另。

又在中性面,  $f=0$ , 故  $p=0$ . 該處為梁之中性中心。

c. 在梁端, 即最大剪力截面內,  $f=0$ , 故  $p=p'=s$ ,  
 $\theta=45^\circ$ . 即兩主應力相等, 其值等於該截面之應  
剪力, 其與縱軸之交角為  $45^\circ$ .

d. 在任何截面之外邊,  $s=0$ ,  $\theta=0$ , 故  $p=f$ ,  
而  $p'=0$ . 即正主應力等於正交應力, 而負主應力  
等於另。

又在中性面,  $f=0$ , 故  $p=p'=s$ ,  $\theta=45^\circ$ .  
即兩主應力相等, 其值等於該點之應剪力, 其與縱  
軸之交角為  $45^\circ$ .

e. 在任何點之最大應剪力,

$$s_{\max} = \frac{p-p'}{2} = \sqrt{\left(\frac{f}{2}\right)^2 + s^2} \dots \dots (6)$$

即等於正負兩主應力之差之半, 其沿切平面與主  
應力相交  $45^\circ$ .

又正交於最大應剪力沿切平面之直接應力,

$$f_n = \frac{p+p'}{2} = \frac{f}{2} \dots \dots (7)$$

即等於該點垂直截面正交應力之半, 或正負兩主  
應力之和之半。

15 假定 通常純質梁彎曲應力之計算，根據於下列各項假定：

假定一 彎曲前之平截面，在彎曲後仍為平面，而正交於梁軸。在平常工作荷重範圍內，鋼骨三和土對於此假定之精確度在1%以內。

假定二 應力與變形相正比，在工作應力範圍內，三和土之應力與變形關係，實際上亦與直綫極相近似。

假定三 軸向內每一薄層發生應力時，猶如與其他層分離而可自由伸縮。

鋼骨三和土梁應力計算時，除上述三項假定外，又根據下列各項假定：

假定四 鋼骨與三和土均完全在彈性限度內工作，其彈性係數均為常數，故其彈性係數比  $m = E_s/E_c$  亦為常數。

假定五 鋼骨與三和土完全黏着，不因應力而分離。

假定六 三和土之應拉力略而不計。

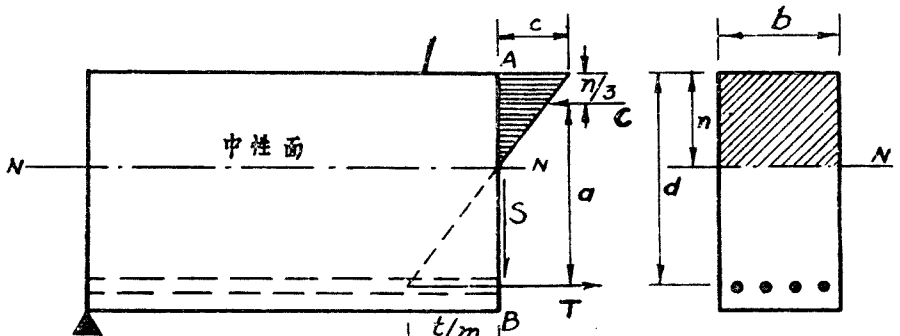
16 矩形梁 如圖九，為矩形梁之一部。假定其自  $AB$  截面切斷，則沿切該截面應有一剪力  $S$  等於截面左方外力之代數和（合力）。此剪力與外合力形成一偶力，而使梁之該部份發生  $\curvearrowright$  向偶勢。是以三和土之總應壓力  $C$  及鋼骨之總應拉力  $T$  必相反相等，而形成等於外力偶勢之  $\curvearrowleft$  向偶勢。如是該

部份完全合於垂直力之總和 = 0, 水平力之總和 = 0, 及彎勢之總和 = 0, 三項條款, 而處於平衡狀態之下。

今截面  $AB$  受彎曲後, 仍為平面, 故受壓邊(上邊)水坭之變形, 與鋼骨之變形, 應與其離中性面距離相正比。即

$$\frac{e_c}{e_s} = \frac{n}{d-n} = \frac{n_1}{1-n_1} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{但 } e_c = \frac{c}{E_c} \text{ 而 } e_s = \frac{t}{E_s}, \text{ 故 } \frac{e_c}{e_s} = \frac{c}{t} \frac{E_s}{E_c} = \frac{mc}{t} \dots \dots (2)$$



圖九

(1) 與 (2) 相等, 故得

$$n_1 = \frac{mc}{mc+t} = \frac{1}{1+\frac{t}{mc}} \dots \dots \dots (1)$$

即  $c, t,$  及  $m$  為定值時,  $n_1$  為定值。

又三和土各點之應力與其變形相正比, 故自中

性面至上邊間，三和土之應力，自 0 至  $c$  依直線變化，其平均值等於  $c/2$ ，而總應壓力，

$$C = \frac{c}{2}bn = \frac{c}{2}n_1bd \quad (3)$$

$C$  之作用點在三角形之重心，即離上邊  $n/3$  處。

故抗勢臂  $a = d - n/3$

即 
$$a_1 = 1 - \frac{n_1}{3} \quad (II)$$

鋼骨總應拉力，  $T = tA = trbd \quad (4)$

因  $C = T$ ，得 
$$\frac{t}{c} = \frac{n_1}{2r} \quad (5)$$

故 
$$r = \frac{n_1}{2} \cdot \frac{c}{t} \quad (III)$$

由 (I) 式得 
$$\frac{t}{c} = \frac{m(1-n_1)}{n_1} \quad (6)$$

(5)(6) 兩式相等，得

$$n_1 = \sqrt{2mr + (mr)^2} - mr \quad (IA)$$

三和土之抗勢， 
$$R_c = \frac{c}{2} \cdot a_1 n_1 b d^2 \quad (IVa)$$

鋼骨之抗勢， 
$$R_s = taA = tra_1 b d^2 \quad (IVb)$$

令 
$$Q = \frac{c}{2} a_1 n_1 = tra_1 \quad (7)$$

代入 (IVa) 及 (IVb) 則

$$R_c = R_s = Qbd^2 \quad (IV)$$

換算截面，鋼骨三和土雖屬二種不同材料所

構成，但計算時，可以純一材料代替之（或為三和土或為鋼骨）而使之有同樣之變形，此種代替法，謂之“換算截面”法，可適用通常純質梁之計算公式，通常以三和土代替鋼骨而計算之。

今鋼骨之變形為  $e_s = t/E_s$ ，若代替三和土之應拉力為  $c_t$ ，則其變形

$$c_t/E_c = e_s = t/E_s \quad \dots \dots \dots (8)$$

故

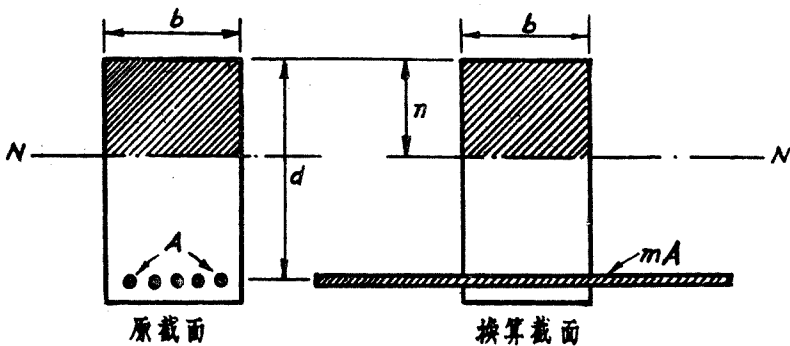
$$c_t = t/m \quad \dots \dots \dots (9)$$

今代替三和土之面積為  $A_t$ ，則  $c_t A_t = tA = T$ 。

故

$$A_t = \frac{tA}{c_t} = mA \quad \dots \dots \dots (10)$$

因是換算截面，如圖十，由二部份組成，一為矩形



圖十

受壓面積，寬為  $b$ ，高為  $n$ ，二為不相聯屬之薄條受拉面積，其重心即在距受壓邊  $d$  處，高度甚小，計算

情勢時略而不計，寬度甚大，

此換算截面之中性軸，位於二截面之重心軸，先求得該截面對於中性軸之情勢，則其正交應力可由(14)節(1)式求之，即

$$f = \frac{B}{I} y$$

故

$$c = \frac{B}{I} n \dots \dots \dots (11)$$

$$t = mc_t = \frac{B}{I} (d-n) \dots \dots \dots (12)$$

此換算截面法應用甚廣，於若干不規則之截面，不適用普通公式者，用之尤屬簡便。

17 丁形梁 在鋼骨三和土結構中，接板與梁原係一體，故計算梁之彎應力時，可將接板之一部同時計入梁之截面，遂成丁形，其接板部份，謂之“兩翅”，而梁之本身，謂之“梁身”。

丁形梁可分二類：

(a) 假丁形梁 如圖十一(a)及(b)，梁之中性面在兩翅內，或適在兩翅之底面者，因中性面以下之三和土本與梁之抗勢無關，實際上仍為一矩形梁，故計算時全與矩形梁相同。

(b) 真丁形梁 如圖十一(c)，梁之中性面在梁身內者，其受壓截面不復成為矩形，故通常矩形梁之公式不能適用，但一丁形梁可視為二部份，即梁身



與兩翅所組成。

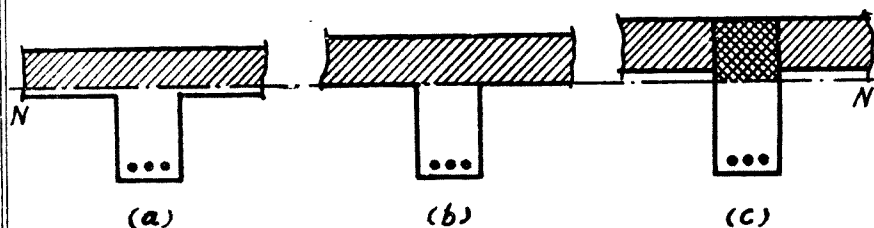


圖 十 一

1. 梁身 仍係一矩形梁，故(16)節各式均仍通用。
2. 兩翅 如圖十二，當  $c$ ,  $t$  及  $m$  為定值時， $n$  為定值，由 (I) 式求之。

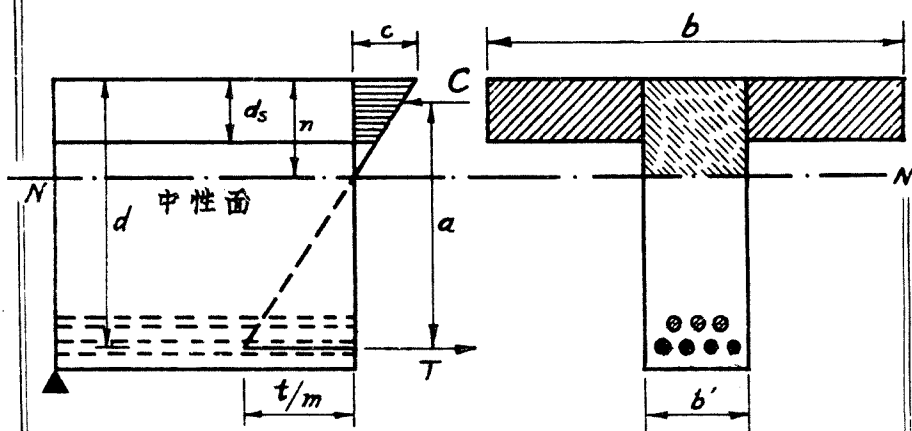


圖 十 二

翅面上邊之應壓力為  $c$ , 翅底之應壓力為  $\frac{n+d_s}{n}$   
 $\times c$ , 其平均應壓力為  $(1 + \frac{d_s}{2n}) \cdot c$ .

總應壓力, 
$$C = c(1 - \frac{d_s}{2n})(b - b')d_s \quad (1)$$

其作用點在梯形之重心, 離上邊之距離為

$$\frac{d_s}{3} \cdot \frac{3n - 2d_s}{2n - d_s}$$

故抗勢臂

$$a = d - \frac{d_s}{3} \cdot \frac{3n - 2d_s}{2n - d_s}$$

或

$$a_1 = 1 - \frac{d_s}{3d} \cdot \frac{3n - 2d_s}{2n - d_s} \quad (V)$$

鋼骨之總應拉力,  $T = tA = trd(b - b') \quad (2)$

但  $C$  與  $T$  相等, 即  $trd = cd_s(1 - \frac{d_s}{2n}) \quad (3)$

故由 (3) 式 (I) 式, 得  $r = \frac{1}{2m} \frac{d_s}{d} \cdot \frac{2n - d_s}{d - n} \quad (VI)$

三和土之抗勢,

$$R_c = \frac{c}{6n} \cdot \frac{d_s}{d} \cdot (b - b') \left[ 3(2n - \frac{d_s}{d}) - \frac{d_s}{d}(3n - 2\frac{d_s}{d}) \right] d^2 \quad (VIIa)$$

鋼骨之抗勢,  $R_s = taA = tra_1(b - b')d^2 \quad (VIIb)$

若令

$$Q = tra_1 = \frac{c}{6n} \frac{d_s}{d} \left[ 3(2n - \frac{d_s}{d}) - \frac{d_s}{d}(3n - 2\frac{d_s}{d}) \right] \quad (4)$$

則  $R_c = R_s = Q(b - b')d^2 \quad (VII)$

全丁形梁之鋼骨總面積, 應為翅與身二部份所

需鋼骨面積之和，其總抗勢應為二部份抗勢之和。

倘翅厚  $d_s$  幾與  $n$  相等，則翅底以下，梁身內三和土之應壓力極微，可略而不計，故抗勢之近似值

$$R_c = Q \& d^2 \dots \dots \dots (VIIA)$$

倘翅厚  $d_s$  遠小於  $n$ ，則翅面與翅底之應壓力幾於相等，抗勢臂之近似值，

$$a = d - \frac{d_s}{2} \dots \dots \dots (VB)$$

故三和土抗勢之近似值，

$$R_c = \frac{c}{4n} \cdot \frac{d_s}{d} (2n - \frac{d_s}{d}) (2 - \frac{d_s}{d}) (b - b') d^2 \dots \dots \dots (VII B)$$

或竟令  $C = c d_s (b - b')$ ，則

$$R_c = \frac{c}{2} \cdot \frac{d_s}{d} (2 - \frac{d_s}{d}) (b - b') d^2 \dots \dots \dots (VII B')$$

以上兩種近似公式，採用之際，應注意其精確度是否為事實所許，尤應注意者，兩種情形，互相矛盾，故絕不許同時採用。

換算截面 丁形梁亦可如第16節所述，用換算截面計算其應力及抗勢，計算簡易，而結果精確，不必採用近似值，而以翅厚不一致（或為斜線，或為兩不同厚度）者，尤為便利。

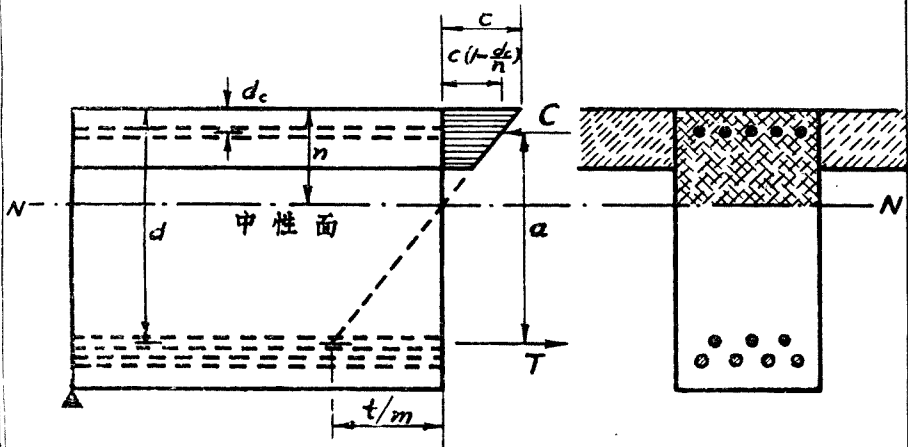
18 兼有受壓及受拉鋼骨之梁 梁之三和土截面尺度，有時受結構設計上限制，其抗勢不足，則

可於受壓部份內，加以鋼骨，以增補其抗勢。如在某建築內，梁之厚度為室內所需淨高所限，又如丁形梁之支端負彎勢極大，而受壓截面反較中央受正彎勢者遠小，其寬度及厚度均不能加增至所需尺度時，受壓鋼骨之應用，實佔結構上一重要部份。在設計原理上，受壓鋼骨抗勢之計算，可大別為二類：

a. 三和土之應壓力計算在內者如圖十三，無論為矩形梁或丁形梁，均可視為由兩部份所組成：

1. 矩形梁或丁形梁之祇有受拉鋼骨者其受拉鋼骨之應拉力，適足與三和土之應壓力相平衡，其抗勢之計算仍如16及17節所述。

2. 鋼梁之由受壓鋼骨及所需平衡之受拉鋼骨



圖十三

組成者

按三和土之最高應壓力為  $c$ ，在受壓鋼骨中心處之應壓力為  $c(1 - \frac{d_c}{n})$ 。但受壓鋼骨之變形與其四周三和土之平均變形相等。故受壓鋼骨之應壓力應為四周三和土應壓力之  $m$  倍，即

$$c_s = mc(1 - \frac{d_c}{n}) \dots \dots (1)$$

但計算三和土之截面時，已將受壓鋼骨所佔面積  $A_c$  包括在內。故受壓鋼骨之總應壓力，

$$C_s = A_c(m-1)(1 - \frac{d_c}{n})c \dots \dots (2)$$

抗勢臂，  $a = d - d_c \dots \dots (VIII)$

故受壓鋼骨之抗勢，

$$R_{cs} = cA_c(m-1)(1 - \frac{d_c}{n})(d - d_c) \dots \dots (IXa)$$

受拉鋼骨之抗勢，  $R_s = tA(d - d_c) \dots \dots (IXb)$

全梁之受拉鋼骨總面積應為二部份所需面積之和，其總抗勢應為二部份抗勢之和。

b. 三和土之應壓力不計算在內者。當三和土之抗勢過小，而受壓鋼骨之面積，依上述  $a$  類情形計算，反須超過受拉鋼骨之總面積時。此類計算太不經濟，且亦甚不合理。蓋實際上鋼骨之工作應壓力，倘有充足之側向支持，不使彎曲，可高至與工作應拉力相等。在普通建築鋼為 16,000 磅。若應用 (1) 式則至高不過 9800 磅 (1:2:4 三和土) 在梁之厚度較

小者， $d_c/n$  之值甚大， $c_s$  之計算值常不及其工作應壓力之半，且依 7, 8, 10 三節所述， $m$  之值本不一定，在工程完成後，常增大至 30-40，故若假定  $c_s = t$ ， $m$  亦不過在 18-23 之間，與理論試驗均無不合，惟此時三和土之應壓力不再計算，事實上，三和土經壓縮變形後其應壓力減至甚低，見第 節僅用以保持鋼骨在指定之位置，而傳佈外來之剪力。

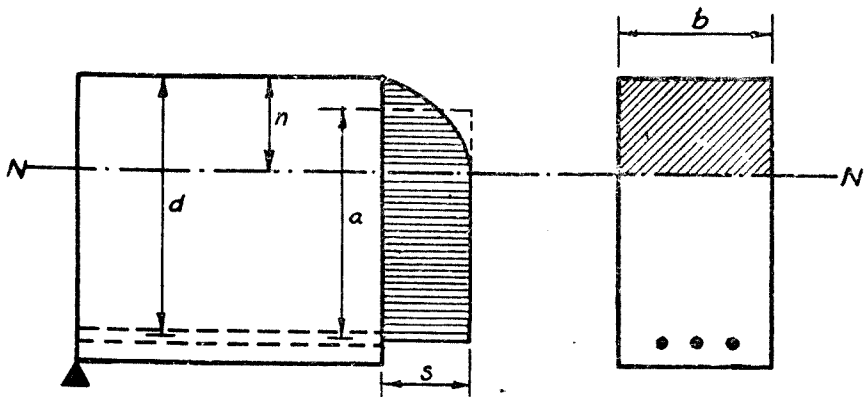
$$\text{因} \quad c_s = t, \quad A_c = A$$

$$\text{故} \quad C = T = tA = c_s A_c \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{抗勢臂,} \quad a = d - d_c \dots \dots \dots (VIII)$$

$$\text{抗勢,} \quad R_{c_s} = R_s = tA(d - d_c) = c_s A_c (d - d_c) \dots \dots (X)$$

19 三和土之應剪力 按純質梁，正交截面內，垂直應剪力等於水平應剪力，其分佈，如圖八，為對稱於中性面之拋物綫，其應剪力  $s = SQ/\delta I$ ，但在鋼



圖十四

骨三和土梁內，則在中性面以下三和土，假定其不受應拉力，而所有應拉力均集中於鋼骨上。自中性面以下至鋼骨間有效截面對於中性面之靜勢為常數，故其應剪力亦為常數，而等於最高應剪力  $s$ ，如圖十四。

$$\text{今} \quad Q = mA(d-n) \dots \dots \dots (1)$$

$$I = \frac{bn^3}{3} + mA(d-n)^2 \dots \dots \dots (2)$$

三和土截面對於中性面之靜勢為  $\frac{bn^2}{2}$ ，應與鋼骨者相等，故

$$\frac{bn^2}{2} = mA(d-n) \dots \dots \dots (3)$$

代入(1)(2)二式，則得

$$Q = \frac{bn^2}{2} \dots \dots \dots (4)$$

$$I = \frac{bn^2}{2} \left(d - \frac{n}{3}\right) = \frac{bn^2}{2} a \dots \dots \dots (5)$$

以(4)及(5)代入  $s = \frac{SQ}{bI}$ ，則得

$$s = \frac{S}{ba} \dots \dots \dots (X1a)$$

又中性面以上拋物綫應剪力之平均值為  $\frac{2}{3}s$ ，其總應剪力為  $\frac{2}{3}sbn$ 。而中性面以下之總應剪力為  $sb(d-n)$ 。故

$$\frac{2}{3}sbn + sb(d-n) = S$$

亦得  $s = \frac{S}{b(d - \frac{n}{3})} = \frac{S}{ba}$ ，與前法所求得相符。

由(X1a)得最高應剪力等於假定截面之厚度等於抗勢臂 $a$ 時之平均應剪力。

在丁形梁內，兩翅之寬度雖較梁身為大，但在通常結構中，總剪力最大截面(即支點)係受負彎勢，而在受壓部之梁寬為 $b'$ 。故

$$s = \frac{S}{b'a} \quad (X1b)$$

20 梁身鋼骨 由(X1a)或(X1b)計算所得之最高應剪力，倘在三和土工作應剪力以內，則三和土可以安全抵抗，而在理論上無特別設備之必要。否則梁將因截面內之總應剪力不足而損毀。

又鋼骨三和土梁內之拉力，雖由鋼骨擔負，但三和土既與鋼骨相黏着，則鋼骨受拉力而變形時，三和土即不能不隨之變形，事實上必同時受拉力，但其工作應拉力極小，故三和土極易在受拉方面發生裂縫。

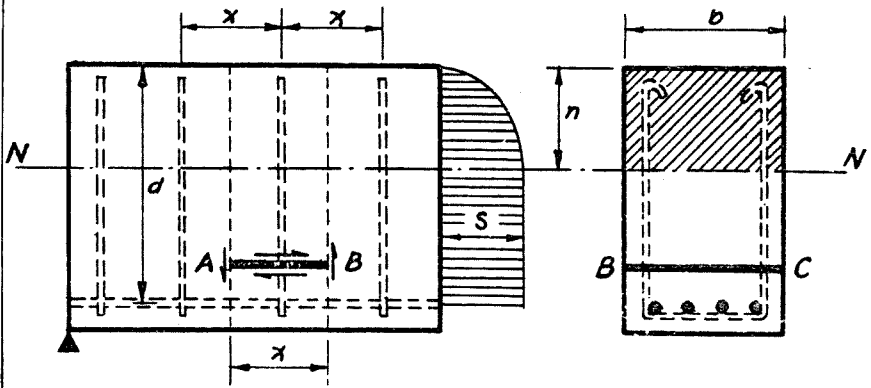
更由荷重審察主應拉力之分佈，在中央近處固與鋼骨平行，鋼骨得發生充分之效力，但漸近兩端，則逐漸向上傾斜，而與中性面相交 $45^\circ$ 。鋼骨遠在梁底附近，又不在平行方向內，實不足防止三和土因此類斜向拉力而發生裂縫。

因上述種種原由，通常在梁身內另行設備特殊之鋼骨，以防其為剪力及斜向拉力所毀損，是為“梁身鋼骨”，統稱“剪力鋼骨”。

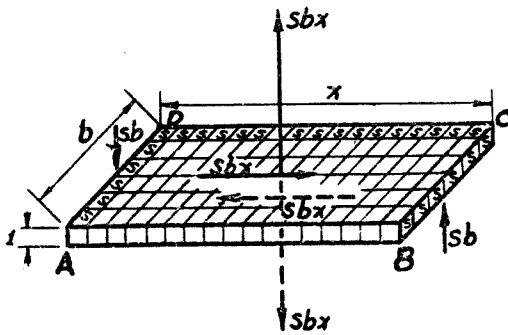


梁身鋼骨通常可分為：垂直肋鋼骨，傾斜肋鋼骨，及彎折主要鋼骨三類。

1. 垂直肋鋼骨 如圖十五。設兩肋鋼骨之距離為  $x$ ，其間各垂直截面之平均總剪力為  $S$ ，則由 (X1a) 得在中性面以下各點最高水平及垂直應剪力  $s = S/ba$ 。



圖十五



圖十五(a)

今在中性面以下兩肋鋼骨之間，任取一水平截體  $ABCD$ ，厚為單位，寬等於  $b$ ，長等於  $x$ ，則

沿切水平面之總剪力等於  $sbx = Sx/a$ 。

但該截體  $x$  方向內之垂直總剪力亦必等於  $\frac{Sx}{a}$ 。而肋鋼骨之總應拉力  $A_s t_s$ ，應等於該垂直總剪力。即

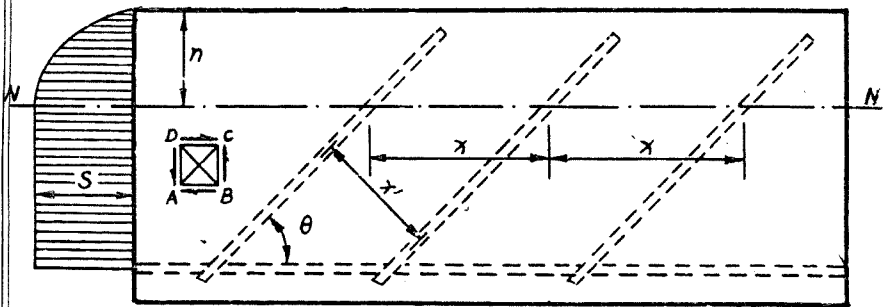
$$A_s t_s = \frac{Sx}{a}$$

或

$$a = \frac{A_s t_s a}{S} \quad \dots \dots \dots (XII)$$

在中性面以上，則  $s$  漸低，而肋鋼骨之應拉力即逐漸低。

2. 傾斜肋鋼骨 如圖十六，兩肋鋼骨之水平距離為  $x$ ，其間各垂直截面之平均總剪力為  $S$ ，則在中性面以下各點最高水平及垂直應剪力  $s = S/ba$ 。



圖十六

今在中性面以下，任取一截體  $ABCD$ ，則在肋鋼骨方向內 ( $AC$ ) 之應拉力，

$$t' = s \cdot \sin 2\theta \quad \dots \dots \dots (1)$$

其沿切而相反方向內之應剪力，

$$s' = s \cdot \cos 2\theta \quad \dots \dots \dots (2)$$

兩鋼骨間之正交距離，

$$x' = x \cdot \sin \theta \quad \dots \dots \dots (3)$$

故在肋鋼骨方向內之總拉力

$$= t'bx' = sbx \cdot \sin \theta \cdot \sin 2\theta = \frac{Sx}{a} \cdot \sin \theta \cdot \sin 2\theta.$$

其總剪力

$$= s'bx' = \frac{Sx}{a} \cdot \sin \theta \cdot \cos 2\theta.$$

而肋鋼骨之總應拉力應等於兩者之差，

即

$$A_{st} s = \frac{Sx}{a} \cdot \sin \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta),$$

或

$$x = \frac{A_{st} s a}{S \cdot \sin \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta)} \quad \dots \dots (XIII)$$

當  $\theta = 45^\circ$  時,  $\sin 2\theta = 1$ ,  $\cos 2\theta = 0$ ,  $\sin \theta = 0.707$ .

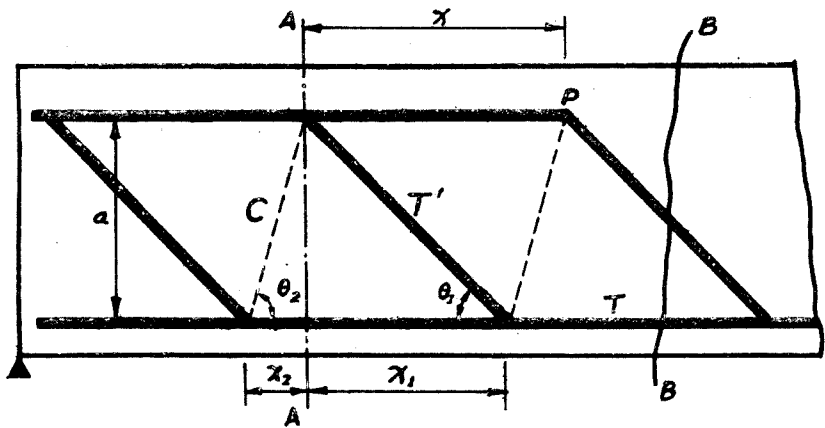
$$\therefore x = \frac{1.414 A_{st} s a}{S} \quad \dots \dots (XIII A)$$

當  $\theta = 90^\circ$  時,  $\sin 2\theta = 0$ ,  $\cos 2\theta = -1$ ,  $\sin \theta = 1$ .

$$\therefore x = \frac{A_{st} s a}{S}.$$

21 彎折主要鋼骨 主要鋼骨之計算,以最大彎勢截面為標準。在彎勢較小之截面內,鋼骨之面積可以減少,即可利用此多餘之鋼骨,斜向彎折,以

抵抗斜向拉力。一般設計者，大都即應用(2)類(XIII A)式計算彎折鋼骨之應拉力及其間距。但彎折鋼骨在其水平方向內，同時有主要應拉力，與傾斜肋鋼骨之互相分離者，絕然不同，故採用(XIII)及(XIII A)實不合理。

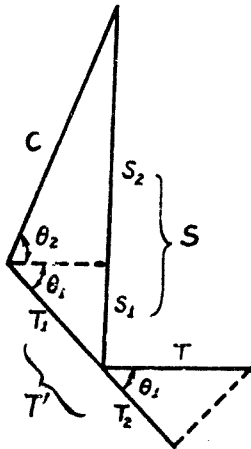


圖十七

如圖十七，假定彎折鋼骨與三和土合組成一構架梁，其高度等於 $a$ ，則任何垂直截面內之總剪力適等於三和土之有效面積乘最大應剪力之積。此時彎折鋼骨恰如構架梁內之斜向受拉構材，而三和土則宛如其斜向受壓構材。兩構材與水平主要鋼骨間之夾角各為 $\theta_1$ 及 $\theta_2$ 。

設在截面 $AA$ 之總剪力為 $S$ ，彎折鋼骨在水平部之總拉力為 $T$ ，而斜向部份之總拉力為 $T'$ ，則如圖十八，總剪力 $S$ 應與三和土之斜向壓力 $C$ 及彎

折鋼骨之斜向拉力  $T_1$  相平衡。



圖十八

$$\begin{aligned} \text{今 } T_1 &= S_1 / \sin \theta_1 = (S - S_1) / \sin \theta_1 \\ &= (S - T \cos \theta_1 \tan \theta_2) / \sin \theta_1 \end{aligned}$$

$$\therefore T_1 = S / \cos \theta_1 (\tan \theta_1 + \tan \theta_2) \dots \dots \dots (1)$$

彎折鋼骨所受水平總拉力之分力，

$$T_2 = T \cos \theta_1 \dots \dots \dots (2)$$

故彎折鋼骨之總拉力，

$$T' = T_1 + T_2 = \frac{S}{\cos \theta_1 (\tan \theta_1 + \tan \theta_2)} + T \cos \theta_1 \dots \dots (3)$$

若彎折鋼骨之面積為  $A_s$ ，而彎折部份之應拉力為  $t_s$ ，水平部份之應拉力為  $t$ ，則(3)可書成

$$t_s A_s = \frac{S}{\cos \theta_1 (\tan \theta_1 + \tan \theta_2)} + t A_s \cos \theta_1 \dots \dots (XIV)$$

而兩彎折鋼骨之水平距離或有效距離，

$$x = a(\cot \theta_1 + \cot \theta_2) \dots \dots (XV)$$

由(XIV)式可知  $t_3$  與  $t$  之值，因  $\theta$  與  $\theta_2$  而變，並不一定相等。

若  $t_3 = t$ ，則  $T' = T$ ，而(XIV)變為

$$T(1 - \cos \theta) = \frac{S}{\cos \theta_1 (\tan \theta_1 + \tan \theta_2)} \dots \dots (4)$$

但按結構原理，割一截面  $BB$ ，在  $P$  點之彎勢總和等於另。  $\therefore Sx = Ta$

即 
$$S = T / (\cot \theta_1 + \cot \theta_2) \dots \dots (5)$$

代入(4)式，得

$$(\cot \theta_1 + \cot \theta_2)(\tan \theta_1 + \tan \theta_2) - \frac{1}{\cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)} = 0$$

$$\left(\frac{1}{\tan \theta_1} + \frac{1}{\tan \theta_2}\right)(\tan \theta_1 + \tan \theta_2) - \frac{1}{\cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)} = 0$$

$$\tan^2 \theta_2 + \left[2 - \frac{1}{\cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)}\right] \tan \theta_1 \tan \theta_2 + \tan^2 \theta_1 = 0$$

$$\therefore \tan \theta_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\tan \theta_1}{\cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)} \left[1 - 2 \cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)\right]$$

$$\pm \sqrt{1 - 4 \cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)}$$

$$= \frac{1}{2} \frac{\tan \theta_1}{\cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)} \left[1 - 2 \cos \theta_1 (1 - \cos \theta_1)\right]$$

$$\pm (2 \cos \theta_1 - 1)$$

$$= \cot \frac{\theta_1}{2} \quad \text{或} \quad \tan^2 \theta_1 \tan \frac{\theta_1}{2}.$$

$$\therefore \theta = \tan^{-1}(\cot \frac{\theta_1}{2}) \quad \dots \dots (6) \quad \text{或} \quad \tan^{-1}(\tan^2 \theta_1 \tan \frac{\theta_1}{2}) \quad \dots \dots (7)$$

但(7)式所得  $\theta_2$  之值過小，使  $x$  之值過大而不合實用，故祇採用(6)式。

今由(6)式得  $t_s$  與  $t$  之關係如下：

1.  $\theta_2 < 90^\circ - \theta_1/2$  時， $t_s > t$ ，即鋼骨之面積應由  $t_s$  決定之，而水平部份之應拉力小於工作值。

2.  $\theta_2 = 90^\circ - \theta_1/2$  時，( $\theta_2$  等於彎折鋼骨水平部份與斜向部份夾角之半時)  $t_s = t$ 。

$$\therefore t_s A_s = \frac{S}{\sin \theta_1} \quad \dots \dots \dots (XIVA)$$

$$x = \frac{a}{\sin \theta_1} \quad \dots \dots \dots (XVA)$$

3.  $\theta_2 > 90^\circ - \theta_1/2$  時， $t_s < t$ 。

4.  $\theta_2 \geq 90^\circ$  時， $t_s < t \cdot \cos \theta_1$ ，即彎折鋼骨在斜向內反為應壓力，故其總應拉力反較水平應拉力之分力為小，而總拉力反由三和土任之。 $\theta_2$  大至某限度時， $t_s$  甚且變為負數而全成壓力。此種情形均不合理，故不能再應用以上構架梁之原理。

如荷十幾彎折鋼骨之距離較近者，依(XIII)式其斜向拉力為  $\frac{Sx}{a} \sin \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta)$ 。

其水平總拉力之分力為  $t A_s \cos \theta$ 。

故其總拉力

$$t_s A_s = \frac{Sx}{a} (\sin 2\theta - \cos 2\theta) \sin \theta + t A_s \cos \theta \dots (XVI)$$

若令  $t_s = t$  , 則  $x = \frac{t_s A_s a (1 - \cos \theta)}{S (\sin 2\theta - \cos 2\theta) \sin \theta}$  } (XVII)

或  $= \frac{t_s A_s a}{S} \frac{\tan \theta / 2}{\sin 2\theta - \cos 2\theta}$  }

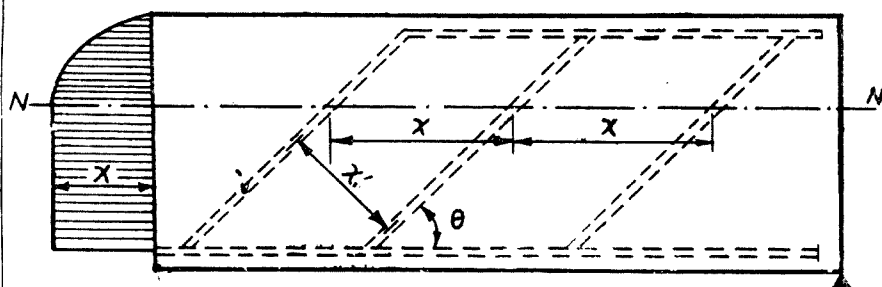
當  $\theta = 45^\circ$  時,  $\tan \theta / 2 = 0.414$ ,  $\sin 2\theta = 1$ ,  $\cos 2\theta = 0$ .

$$\therefore x = \frac{0.414 t_s A_s a}{S} \dots (XVIIA)$$

當  $\theta = 90^\circ$  時,  $\tan \theta / 2 = 1$ ,  $\sin 2\theta = 0$ ,  $\cos 2\theta = 0$ .

$$\therefore x = \frac{t_s A_s a}{S} \text{ 即 (XII) 式.}$$

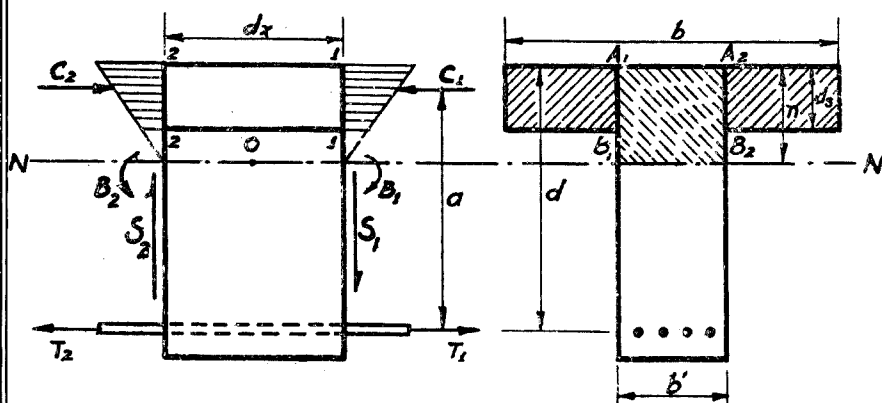
試將 (XIII) 與 (XVII) 及 (XIIIA) 與 (XVIIA) 相比較, 可知彎折鋼骨因須抵抗水平部份分力之故, 其斜向拉力較之獨立斜向鋼骨相差極鉅,  $\theta$  為  $30^\circ$  時, 約祇  $1/4$ ;  $45^\circ$  時約  $1/3$ ;  $60^\circ$  時約  $1/2$ .



圖十九



22 縱向垂直剪力 丁形梁之兩翅，在正彎勢截面內係受壓力，但在各截面內之應壓力，依正彎勢而變，至另勢點以外，且減至另此應壓力之更變值，必須由翅與梁身間交接截面傳遞至梁身，方得與鋼骨平衡而成抗勢，此傳遞由於交接截面之縱向應剪力，若應剪力超過工作值，則翅與梁身即致分離，全部壓力集中於梁身而致損毀。



圖二十

如苟二十取梁之一截體，長為  $dx$ ，在 1-1 截面兩翅所受之彎勢為  $B_1$ ，在 2-2 截面之彎勢為  $B_2$ ，而  $B_1 = B_2 + dB$ ，兩翅之抗勢，在 1-1 截面為  $C_1 a$ ，在 2-2 截面為  $C_2 a$ ，其差為  $(C_1 - C_2) a = dB$ ，故在  $A_1 B_1$  及  $A_2 B_2$  兩交接截面內之縱向總剪力應各等於  $\frac{C_1 - C_2}{2}$ 。

在 1-1 截面內之剪力為  $S_1$ ，在 2-2 截面內之剪力為  $S_2$ ；而  $S_2$  大於  $S_1$ ，故其差為  $S_2 - S_1$ 。

對於截體中性面中點  $O$ ，各力之勢之總和應等於零，即

$$C_1 a - C_2 a - S_1 \frac{dx}{2} - S_2 \frac{dx}{2} = 0$$

$$\therefore C_1 - C_2 = \frac{dx}{a} \cdot \frac{S_1 + S_2}{2} \quad (1)$$

因  $dx$  為極小， $S_1$  與  $S_2$  幾於相等，故可取其平均值  $S = (S_1 + S_2)/2$ 。

$$\therefore C_1 - C_2 = S \frac{dx}{a} \quad (2)$$

在同一正交截面內，兩翅之應壓力並不相同，而依其離中性面之距離為正比。兩截面內應壓力之變更值，又依該點之應壓力為正比，故縱向垂直應剪力亦依其離中性面之距離為正比例。

設在翅面之應剪力為  $s_h$ ，則在翅底之應剪力為  $s_h \frac{n-d_s}{n}$ ，故在  $A_1 B_1$  或  $A_2 B_2$  截面內全翅厚之總剪力為

$$\frac{1}{2} \left( s_h + s_h \frac{n-d_s}{n} \right) d_s \cdot dx = \frac{s_h d_s dx}{2} \cdot \frac{2n_1 - d_s}{n_1}$$

應等於  $\frac{C_1 - C_2}{2}$  或  $\frac{S \cdot dx}{2a}$  ..... (3)

化(3)式，得最高縱向垂直應剪力

$$s_h = \frac{S}{2a d_s} \cdot \frac{n_1}{2n_1 - d_s/d} \quad (XVIII)$$

在普通結構中， $s_x$  常甚小，而為三和土所能安全抵抗。但在跨度短而荷重大之梁內，或兩翅之寬度甚大而厚度甚薄時，常有超過工作值之虞，須加以相當設備。

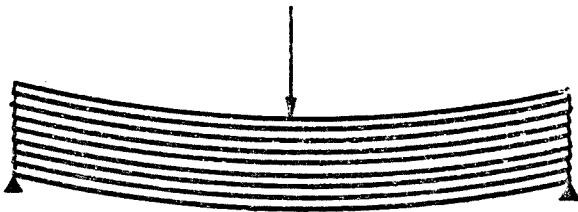
23 縱向水平剪力 由 (X1a) 及 (X1b) 得三和土在正文截面內之垂直或水平應剪力為

$$s = \frac{S}{ba} \quad \text{或} \quad \frac{S}{b'a}$$

但同時在中性面以下各水平截面內縱向之應剪力亦為

$$s = \frac{S}{ba} \quad \text{或} \quad \frac{S}{b'a}$$

當  $s$  超過三和土之工作應剪力時，在水平截面內即將分層移滑而致毀損。如圖二十一，即為其示意圖。此種情形，尤以在丁形梁翅底水平截面內為尤甚。所賴以抵抗此縱向水平剪力者，係垂直或斜向肋鋼骨，或彎折主要鋼骨之水平應剪力。通常鋼骨



圖二十一

之應剪力，約僅應拉力之 $\frac{2}{3}$ ，故計算梁身鋼骨之面積，須顧其水平應剪力是否安全，否則將使三和土及鋼骨之應剪力超過工作值。

24 黏着 鋼骨三和土梁所受荷重之彎勢，各截面均不相同，雖相距極近之兩截面，其彎勢亦逐漸變更，但所用鋼骨之面積並不隨時變更，故在相鄰兩截面間，鋼骨兩端之總拉力，並不相等，而有向較大一端移動之傾向，其所以能維持其在原有位置，而不使移動者，全賴三和土與鋼骨間有密切之磨擦力，若在變形鋼骨，則在突出部之間，三和土并有局部壓力，及沿切鋼骨面之剪力，此等磨擦力及壓力，剪力之作用甚複雜，實際設計時，總稱之謂“鋼骨與三和土之黏着力”。

如圖二十二，取梁之一截體，其長為 $dx$ ，在1-1截面之彎勢為 $B_1$ ，2-2截面之彎勢為 $B_2$ ，而 $B_1 = B_2 + dB$ ，則1-1截面之抗勢 $C_1 a = T_1 a$ 與2-2截面之抗勢 $C_2 a = T_2 a$ 之差為 $(C_1 + C_2) a = (T_1 - T_2) a = dB$ ，鋼骨兩端拉力之差為 $T_1 - T_2$ ，在1-1截面之剪力為 $S_1$ ，在2-2截面之剪力為 $S_2$ ，而 $S_2$ 大於 $S_1$ ，故其差為 $S_2 - S_1$ 。

對於截體中性面中點 $O$ ，各力之勢之總和應等於另。

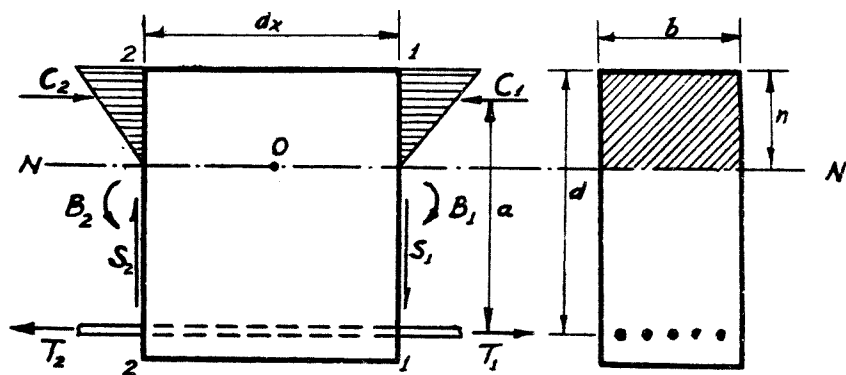
$$\text{故} \quad T_1 a - T_2 a - S_1 \frac{dx}{2} - S_2 \frac{dx}{2} = 0 \quad (1)$$

因 $dx$ 極小， $S_1$ 與 $S_2$ 幾相等，故可取其平均值 $S = (S_1$

$+S_2)/2$  代入 (1) 式, 得

$$(T_1 - T_2)a = S dx$$

$$\therefore T_1 - T_2 = \frac{S}{a} dx \quad (2)$$



圖二十二

若鋼骨周圍之總和為  $\Sigma o$ , 則在 1-1 及 2-2 兩截面間鋼骨之總面積為  $\Sigma o \cdot dx$ , 若  $u$  為其平均單位粘着力, 其總粘着力應等於總拉力之差, 即

$$u \Sigma o \cdot dx = T_1 - T_2 = \frac{S}{a} \cdot dx$$

$$\therefore u = \frac{S}{\Sigma o \cdot a} \quad (XIX)$$

$$\text{又 } (T_1 - T_2)a = dB$$

$$u \Sigma o \cdot dx = \frac{dB}{a}$$

$$u = \frac{dB}{dx} \cdot \frac{1}{\Sigma o \cdot a}$$

但  $dB/dx = S$ , 故  $u = \frac{S}{\Sigma o \cdot a}$

黏着力  $u$  因  $S$  而變, 亦即因  $B_1 - B_2 = dB$  而變。故知黏着力因剪力而變, 亦即因彎勢之變更率而變。在最大剪力截面, 即彎勢變更率最大處, 黏着力最高。故受拉鋼骨之最大黏着力截面, 在連續梁或固定梁內為支點及變勢點, 在單架梁內為支點。

受壓鋼骨之黏着力, 計算原理相同, 惟因與三和土同時合作, 其所受之抗勢僅為彎勢之一部。故其相關之剪力, 亦僅為總剪力之一部份。

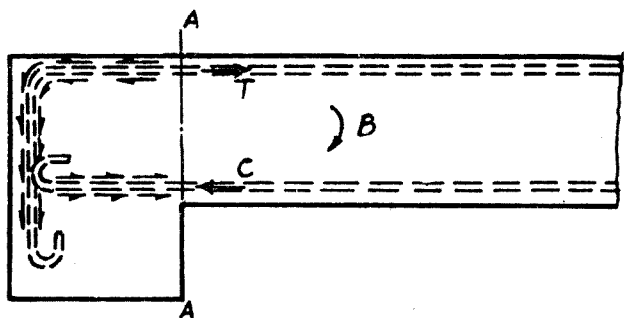
設  $B$  為其總彎勢,  $R_c$  為鋼骨之抗勢, 而  $S$  為總剪力,  $S_c$  為其相關剪力, 則  $S_c : S = R_c : B$ , 以  $S_c$  之值代入 (XIX) 式即得  $u$  之值。

若三和土之抗壓力不計, 而採用鋼梁原理時, 受壓鋼骨之面積及黏着力均與受拉鋼骨相同。

受壓鋼骨黏着力最高處, 在連續梁及固定梁之支點。至於零勢點及單架梁之支點, 則彎勢已甚小, 故已無受壓鋼骨。若在正彎勢最大點, 則視其變更率之大小而異。

25 鈎着 上節所述鋼骨與三和土間之黏着力, 足以保持鋼骨所受不均衡之應拉力或應壓力, 而免其移動。但鋼骨在最大負彎勢截面, 一向之應

力陡減至另，而使鋼骨單向受力，勢將由三和土內抽出，故須延伸該截面以外至相當長度，使該延長部份周圍之黏着力，足以與其單向應力相平衡。



圖二十三

如圖二十三，示梁之一端受一負彎勢  $B$ ，在支點  $A-A$  截面之右方彎勢最大，上方受拉鋼骨之拉力為  $T$ ，下方受壓鋼骨之壓力為  $C$ ，而在  $A-A$  截面之左方，彎勢為另，故上下鋼骨之應力均為另。

設鋼骨之直徑為  $D$ ，在  $A-A$  截面左方之埋藏長度為  $\lambda$ ，則其總黏着力在圓鋼為  $\pi D \lambda u$ ，在方鋼為  $4D \lambda u$ ，而鋼骨之總應壓力  $C$  各為  $c_s \pi D^2/4$  及  $c_s D^2$ ，其總應拉力各為  $t \cdot \pi D^2/4$  及  $t D^2$ 。

令總黏着力與總應壓力或總應拉力相等，則得

$$\pi D \lambda u = \pi c_s D^2/4 \quad \text{或} \quad \pi t D^2/4 \quad \dots\dots (1)$$

及  $4D \lambda u = c_s D^2 \quad \text{或} \quad t D^2 \quad \dots\dots (2)$

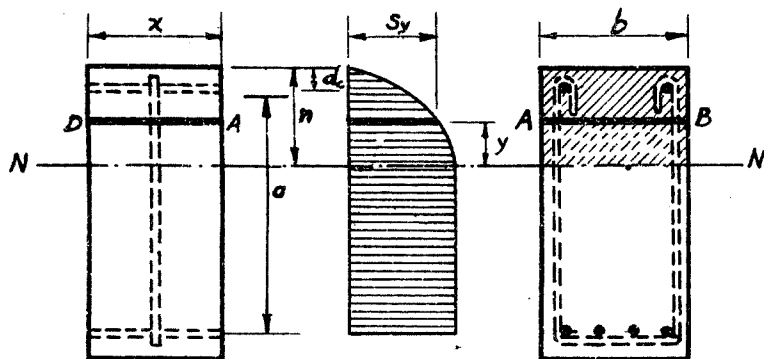
化(1)及(2)式，均得  $\lambda = \frac{c_s D}{4u} \quad \text{或} \quad \frac{t D}{4u} \quad \dots\dots (XX)$

在受正彎勢之受拉或受壓鋼骨，延伸至另勢點時，其應拉力或應壓力為另。故理論上無須埋藏長度，自能保持平衡。但通常仍延伸至另勢點以外至相當長度，約等於鋼骨受 $\frac{1}{4}$ 至 $\frac{1}{3}$ 工作應力時所需之埋藏長度。

凡鋼骨除須延伸所需之埋藏長度外，并須將其端彎成鉤狀，以增加其防止抽動之效力。

26 梁身鋼骨之黏着及鉤着 梁身鋼骨所受之應拉力，在中性面以下，並無變化，故鋼骨係在平衡狀態。但一過中性面，則應拉力逐漸減低，而鋼骨受不平衡之拉力，故其黏着力及其端之鉤着均應充足，以免與三和土分離而失其抗剪效力。

如圖二十四，為梁之一截體，其長度為 $x$ ，等於兩梁身垂直肋鋼骨間之距離，梁寬為 $b$ 。該截體各垂直截面內之平均總剪力為 $S$ 。



圖二十四



在中性面以上  $y$  處水平截面  $ABCD$  內之應剪力,

$$s_y = \frac{SQ}{Ib} = \frac{2S}{bn^2a} \cdot \frac{b(n-y)(n+y)}{2b}$$

$$= \frac{S(n^2 - y^2)}{bn^2a} \quad \dots \dots \dots (1)$$

在該截面之總水平或垂直總剪力,

$$S_y = s_y b x = \frac{Sx(n^2 - y^2)}{n^2a} \quad \dots \dots \dots (2)$$

在該點總剪力之變更率為

$$\frac{d(S_y)}{dy} = \frac{-2Sxy}{n^2a} \quad \dots \dots \dots (3)$$

鋼骨長  $dy$  時, 兩端總拉力之差為  $\frac{2Sxy}{n^2a} \cdot dy$ . 該部鋼骨與三和土間之總黏着力應與之相等.

$$u \Sigma \sigma \cdot dy = \frac{2Sxy}{n^2a} \cdot dy$$

$$u = \frac{2Sxy}{\Sigma \sigma \cdot n^2a} \quad \dots \dots \dots (4)$$

最高黏着力, 在鋼骨彎折處, 即  $y = n - d_c$  處故

$$u = \frac{2Sx(n - d_c)}{\Sigma \sigma \cdot n^2a} \quad \dots \dots \dots (XXI)$$

在中性面以上, 鋼骨之應拉力依所抗之總剪力而變.

在彎折點之應拉力為  $t_s \cdot \frac{d_c(2n - d_c)}{n^2}$ .

故在彎折點以外之埋藏長度應為

$$\lambda = \frac{Dt_s d_c (2n - d_c)}{4un^2} \dots \dots \dots (XXII)$$

依同理，可證傾斜肋鋼骨之最高黏着力及埋藏長度可由下式求之：

$$w = \frac{25x(n - d_c)}{20 \cdot n^2 a} \cdot \sin \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta) \dots (XXIII)$$

$$\lambda = \frac{Dt_s d_c (2n - d_c)}{4un^2(1 - \cos \theta)} \cdot \sin \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta) \dots (XXIV)$$

距離甚近之彎折主要鋼骨之最高黏着力及埋藏長度，與傾斜肋鋼骨相同，亦可由(XXIII)及(XXIV)式求之。其距離較大而採用構架梁原理計算者，則均應靠近上邊，水平彎折，用作負彎勢之受拉鋼骨。其黏着力及埋藏長度，依受拉鋼骨之情形，由(XIX)及(XX)式決定之。

27 楔形梁 在壩、擁壁、基礎及梁之支點等構材，梁之兩邊或一邊往往不與彎勢截面相正交而成為楔形。

如圖二十五，為一楔形梁，因抵抗彎勢之應力並不與彎勢截面相正交，三和土之應壓力與上邊相平行，鋼骨之應拉力與下邊相平行。故與截面正交之抗勢，應由總壓力及總拉力在截面正交方向內之分力所組成。

由第16, 20, 24節所述同樣原理，得：

$$n_1 = \frac{1}{1 + \frac{t}{mc}}$$

$$= \frac{\cos\beta}{\cos^2\alpha} \left[ \sqrt{2mr \frac{\cos^2\alpha}{\cos\beta} + (mr)^2} - mr \right] \dots (XXV)$$

$$a_1 = 1 - \frac{n_1}{3} \dots (XXVI)$$

$$C = \frac{c}{2} n_1 b d \cos\alpha \dots (1)$$

$$T = tA = trbd \dots (2)$$

$$r_1 = \frac{n_1}{2} \cdot \frac{c}{t} \frac{\cos^2\alpha}{\cos\beta} \dots (XXVII)$$

$$R_c = \frac{c}{2} a_1 n_1 b d^2 \cos^2\alpha \dots (XXVIIIa)$$

$$R_t = taA \cos\beta \dots (XXVIIIb)$$

$$s = \frac{S}{ba} \left[ 1 - \frac{B(\tan\alpha + \tan\beta)}{d} \right] \dots (XXIX)$$

$$u = \frac{S}{\Sigma o \cdot a} \left[ 1 - \frac{B(\tan\alpha + \tan\beta)}{d} \right] \dots (XXX)$$

若僅受壓一邊傾斜則  $\beta = 0$  得

$$n_1 = \frac{1}{\cos^2\alpha} \left[ \sqrt{2mr \cdot \cos^2\alpha + (mr)^2} - mr \right] \dots (XXVA)$$

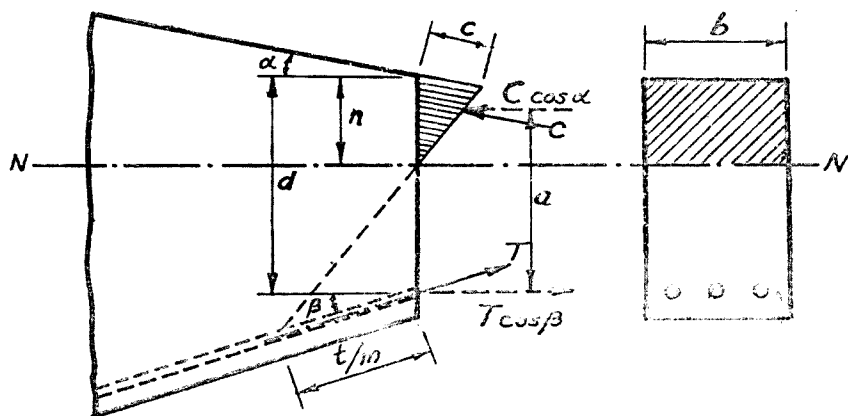
$$r = \frac{n_1}{2} \cdot \frac{c}{t} \cos^2\alpha \dots (XXVIIA)$$

$$R_c = \frac{c}{2} a n b d^2 \cos^2 \alpha \quad \dots (XXVIIIaA)$$

$$R_t = taA \quad \dots (XXVIIIbA)$$

$$s = \frac{S}{ba} \left[ 1 - \frac{B \tan \alpha}{d} \right] \quad \dots (XXIXA)$$

$$u = \frac{S}{\Sigma o \cdot a} \left[ 1 - \frac{B \tan \alpha}{d} \right] \quad \dots (XXXA)$$



圖二十五

楔形梁之斜面，傾斜角在 $10^\circ$ 以內時，可用普通公式計算之。若大於 $10^\circ$ 時，應採用上列各公式。但全屬理論上之計算，實際試驗過少，尚無相當資料可證上列各式之準確度究屬如何。

28 丁形梁 凡不對稱之丁形梁，或丁形梁，或

矩形梁之支載單邊荷重者，均因其偏軸荷重而發生扭勢。此種受扭勢之梁，計其最高應力時，均應將其抗扭勢之應剪力分別計算，而求其最高主應力。

如圖二十六，為丁形梁之一正交截面，其因樓板與梁身一體澆製而生之負彎勢為  $-B$ ，其因總剪力而生之扭勢為  $S \frac{b}{2}$ 。

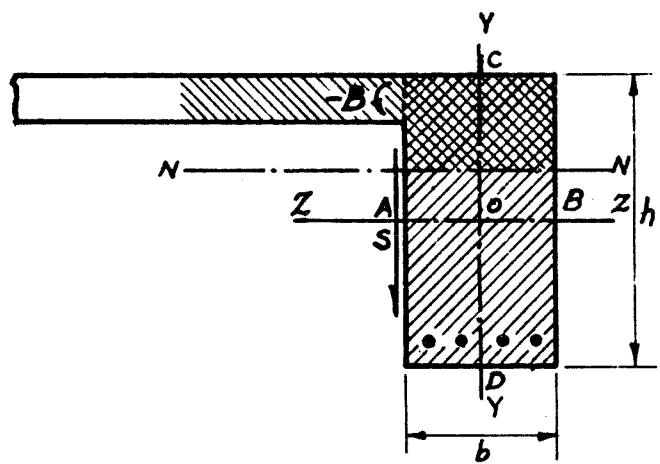


圖 二十六

故該截面所受之扭勢，

$$T_M = B + \frac{Sb}{2} \dots \dots \dots (1)$$

計算扭勢應剪力，除截面為圓形者較為簡單外，均極繁複。故兩翅部份應力較小，祇能略而不計，而以矩形梁計算。據 Saint-Venant 之公式，得矩形

梁內最高應換剪力之約數如下：

在  $x-z$  截面內，以  $A$  及  $B$  點為最高，其應換剪力，

$$s_T = \left( 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{h}{b}} \right) \frac{T_M}{b^2 h} \quad \dots \dots (XXXIa)$$

在  $x-y$  截面內， $C$  及  $D$  點為最高，其應換剪力，

$$s'_T = \left( 2.23 + \frac{1.42}{\frac{h}{b} - 0.45} \right) \frac{T_M}{b^2 h} \quad \dots \dots (XXXIb)$$

因此，若  $C$  點抗彎勢之正交應力為  $c$ ，則該點之正副主應力，由第 14 節 3 式，得

$$\frac{(p)}{(p')} = \frac{c}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2 + s_T'^2} \quad \dots \dots (XXXII)$$

在該點之最高應換剪力，

$$s_{\max} = \frac{p-p'}{2} = \sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2 + s_T'^2} \quad \dots \dots (XXXIII)$$

若在  $D$  點，或受拉鋼骨附近，則在  $y-z$  截面內同時有垂直及水平剪力  $s$ ，而三和土之應拉力為另，故正副主應力即等於應剪力及應換剪之和，即

$$p = p' = s_{\max} = s + s'_T \quad \dots \dots (XXXIVa)$$

但  $x-z$  截面，通常在中性面以下  $s$  之值不變，而  $A$  及  $B$  點之最高應換剪力為  $s_T$ ，故

$$p = p' = s_{\max} = s + s_T \quad \dots \dots (XXXIVb)$$

今  $h > b$  時， $s_T > s'_T$ ，故前式之  $p$  為大，若  $h < b$  時， $s_T < s'_T$ ，則後式之  $p$  為大，而其方向均與梁之縱軸  $x$

-x 相交  $45^\circ$

據試驗結果，梁之受振勢而損毀者，確係在與縱軸相交  $45^\circ$  之截面受拉力所損，則因三和土之應拉力較其應剪力為小之故，防止之法，須在主應拉力之方向內，圍繞連續之螺旋鋼骨，至於單獨之傾斜環形鋼骨，則易於移滑，其效不著。

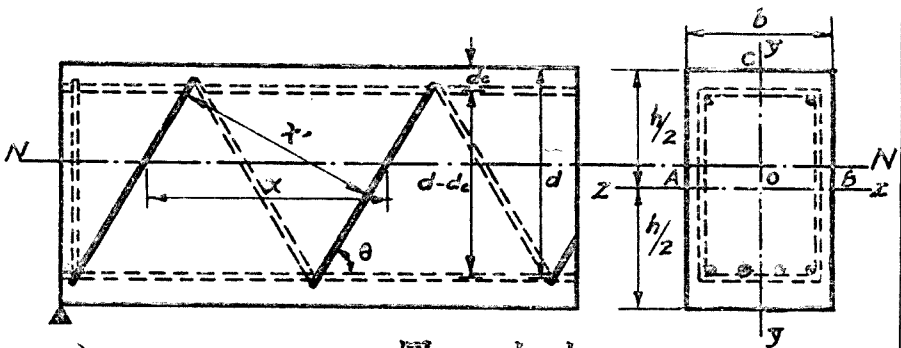
如當二十七，設螺絲形鋼骨之水平距離為  $x$ ，則其正交距離為  $x' = x \sin \theta$ ，在  $x$ - $z$  截面內  $A$  及  $B$  點之應換剪力為  $s_r$ ，而在縱軸  $x$ - $x$   $O$  點為另，故該截面內之平均應換剪力為  $\frac{s_r}{2}$ ，而平均總應換力為  $s + \frac{s_r}{2}$ 。

在鋼骨方向內之應拉力，

$$t' = (s + \frac{s_r}{2}) \sin 2\theta \quad (2)$$

其沿切反向之應剪力，

$$s' = (s + \frac{s_r}{2}) \cos 2\theta \quad (3)$$



圖二十七

故鋼骨所受之總拉力，

$$A_{st_3} = bx \left( s + \frac{s_r}{2} \right) \sin \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta)$$

但  $x = 2 \cot \theta (d - d_c)$ ，

$$\therefore A_{st_3} = 2b(d - d_c) \left( s + \frac{s_r}{2} \right) \cos \theta (\sin 2\theta - \cos 2\theta) \dots (XXXV)$$

若  $\theta = 45^\circ$ ，  $A_{st_3} = 1.414 (d - d_c) \left( s + \frac{s_r}{2} \right) \dots (XXXVA)$

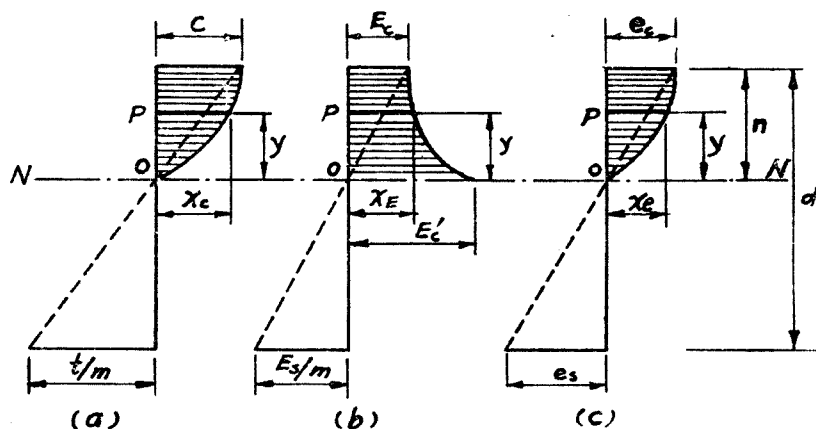
在  $x-y$  截面內， $C$  點之應挾剪力為  $s_r'$ ，其正交應壓力為  $c$ ，其最高應剪力  $s_{max}$  與  $x-y$  截面之交角  $\theta = \tan^{-1}(s_r'/p) \pm 45^\circ$ 。但此最高應剪力祇限於  $C$  點。在其兩側， $s_r'$  之值即漸減低，而自頂面以下， $c$  值漸減至另， $s$  則漸加至最高，同時  $s_r'$  又漸減至另。其計算過於複雜，且該點為最高主應壓力  $p$  所限制，倘應壓力不致超過工作值，其局部應剪力儘可由已有之鋼骨環所抵抗，不必另有特殊之設計。

以上為矩形梁受挾勢時，各部應力之研究。至於不對稱丁形梁，翅與梁身之混一影響，由 *Bach* 之實驗，其中性面不與翅面平行，而向有翅一方向上傾斜，有時或且與翅相交。三和土之最高應壓力，則在矩形之上角。至於鋼骨之應拉力，則對於偏軸荷重並無影響。Karl Hager 雖曾有理論上計算公式之建議，但實驗過少，無法證明其能否適合實情，故不為一般工程家所採用。



## 29 直線公式與實際情形之比較 第7及8

節中曾述及三和土非彈性體，其變形依應力之增加而增加，而其彈性係數則依應力之增加而減低，依實驗結果，彈性係數曲線為一極近似之拋物綫，如圖二十八，為梁內三和土各點之應力，彈性係數，



(a) 应力圖

(b) 彈性係數圖

(c) 变形圖

圖二十八

變形之示意圖， $P$  為距中性面  $y$  之任意一點，

設三和土應力等於零時，其原始彈性係數為  $E'_c$ ，應力等於  $c$  時，為  $E_c$ ，其曲綫為一拋物綫，則其方程式為

$$(n-y)^2 = \frac{n^2}{E'_c - E_c} (x_E - E_c)$$

或

$$x_E = E_c + \frac{(n-y)^2 (E'_c - E_c)}{n^2} \quad (1)$$

又設應力等於  $c$  時，變形為  $e_c$ ，應力等於另時，變形為另；而其曲線亦為一拋物綫，則其方程式為

$$(n-y)^2 = \frac{n^2}{e_c} (e_c - x)$$

或

$$x_e = e_c \left[ 1 - \frac{(n-y)^2}{n^2} \right] \dots \dots \dots (2)$$

按

$$\lambda_c = \lambda_e X_E$$

$$x_c = e_c \left[ 1 - \frac{(n-y)^2}{n^2} \right] \left[ E_c + \frac{(n-y)^2}{n^2} (E'_c - E_c) \right]$$

但  $e_c = \frac{c}{E_c}$ ，故

$$x_c = \frac{c}{E_c} \left[ 1 - \frac{(n-y)^2}{n^2} \right] \left[ E_c + \frac{(n-y)^2}{n^2} (E'_c - E_c) \right]$$

$$= c \left[ 1 + \left( \frac{E'_c}{E_c} - 2 \right) \frac{(n-y)^2}{n^2} - \left( \frac{E'_c}{E_c} - 1 \right) \frac{(n-y)^4}{n^4} \right] \dots \dots (3)$$

若梁寬為  $b$ ，則總應壓力，

$$C = \int_0^n b x_c dx_c = bc \int_0^n \left[ 1 + \left( \frac{E'_c}{E_c} - 2 \right) \frac{(n-y)^2}{n^2} - \left( \frac{E'_c}{E_c} - 1 \right) \frac{(n-y)^4}{n^4} \right] dy$$

$$= cbn \cdot \frac{8 + \frac{2E'_c}{E_c}}{15} \dots \dots \dots (XXXVI)$$

其對於中性軸之靜勢為

$$bc \int_0^n \left[ 1 + \left( \frac{E'_c}{E_c} - 2 \right) \frac{(n-y)^2}{n^2} - \left( \frac{E'_c}{E_c} - 1 \right) \frac{(n-y)^4}{n^4} \right] y \cdot dy$$

$$= cbn^2 \cdot \frac{22 + 3E'_c/E_c}{60} \dots \dots \dots (4)$$

故抗彎力

$$a_1 = d - n + n \cdot \frac{22 + 3E'_c/E_c}{60} \cdot \frac{15}{8 + 2E'_c/E_c}$$

$$= \left[ 1 - \left( \frac{10 + 5E'_c/E_c}{4 + E'_c/E_c} \right) \frac{n_1}{8} \right] d \quad \text{--- (XXXV/II)}$$

$$\left. \begin{aligned} \therefore R_c &= Ca \quad \text{---} \\ R_t &= tAa \quad \text{---} \end{aligned} \right\} \text{--- (XXXV/III)}$$

若  $E'_c = E_c$ , 則

$$x_c \equiv \frac{C}{n^2} (2ny - y^2) \quad \text{--- (5)}$$

$$C = \frac{2}{3} cbn \quad \text{--- (XXXV/IA)}$$

$$a = \left( 1 - \frac{3}{8} n_1 \right) d \quad \text{--- (XXXV/IIA)}$$

$$R_c = \frac{2}{3} cn_1 \left( 1 - \frac{3}{8} n_1 \right) bd^2 \quad \text{--- (XXXV/IIIA)}$$

設梁之彎曲半徑為  $\rho$ , 則梁上邊之彎曲半徑為  $\rho - n$ , 下邊之彎曲半徑為  $\rho + d - n$ . 彎曲後單位長度內之中心角為  $\phi$ .

梁上邊之長為  $l - e_c = \phi(\rho - n)$ .

梁下邊之長為  $l + e_s = \phi(\rho + d - n)$ .

因  $\phi\rho = l$ , 故  $e_c = \phi n$ ,

$$e_s = \phi(d - n).$$

$$\frac{e_s}{e_c} = \frac{c}{E_c} \frac{E_s}{l} = \frac{n}{d - n} \quad \text{--- (6)}$$

若  $E_1/E_2 = m$ , 代入 (6) 式, 則得

$$n_1 = mc / (mc + t)$$

仍為 (I) 式。

上述 (5), (XXXVIA), (XXXVIIA) 及 (XXXVIII A) 各式, 係假定  $E_1' = E_2$ , 而  $x_2$  依拋物綫而變, 即正交平截面彎曲後不復為平面。但若假定  $x_2$  依拋物綫而變, 而  $x_1$  則依直綫而變時, 其結果相同。此即通常所用拋物綫公式。由各該式計算之  $R_c$  較  $E_1' > E_2$  時用 (XXXVIII) 式者略小, 而較用直綫公式所得者則甚大。

今拋物綫公式及直綫公式所得  $R_c$  之比為

$$\frac{\text{拋物綫公式之 } R_c}{\text{直綫公式之 } R_c} = \frac{\frac{2}{3}cn_1(1-\frac{3}{8}n_1)bd^2}{\frac{1}{2}cn_1(1-\frac{1}{3}n_1)bd^2} = \frac{1}{2} \frac{8-3n_1}{3-n_1} \quad (7)$$

$n_1 = 1/3$  時, 拋物綫公式之  $R_c = 1.312 \times$  直綫公式之  $R_c$ 。

$n_1 = 4/10$  時, 拋物綫公式之  $R_c = 1.308 \times$  直綫公式之  $R_c$ 。

故知用直綫公式所得之抗勢, 較拋物綫公式所得者平均約小 23%。故採用直綫公式時, 三和土之工作應力之安全率較小, 而實際上並無危險。若採用拋物綫公式而亦用過高之工作應力, 則不免有發生危險之虞。此點於第三章工作應力節下當詳述之。

## 2. 柱之原理

30. 柱內應力之分佈 柱受軸向壓力時, 即總

壓力之作用點，在柱軸正交截面之重心，而同時與之正交時，其力假定為平均分佈於全截面，即全截面各點三和土之應力均相等，直立鋼骨之應力亦均相等，鋼骨與三和土間壓力之傳遞，則賴其四周接觸面之黏着力，而全柱成為一體。

31 直力鋼骨之應力 鋼骨在四圍有適宜之側向支持不致彎曲之情形下，其應壓力甚高，通常約為三和土應壓力之20至40倍。但歷來一般工程家多假定三和土之彈性係數為一常數，故  $E_s/E_c = m$  為一常數，而鋼骨與三和土之變形相等，即

$$\frac{c}{E_c} = \frac{c_s}{E_s} \quad c_s = mc,$$

即鋼骨應壓力為三和土應壓力之  $m$  倍。通常所用  $m$  之值，祇在10至15之間，故鋼骨之應壓力較諸其所能承受者常不足50%。不特鋼骨之應用太不經濟，抑且與實驗所得亦遠不符合。蓋三和土柱因受壓力而生之永久壓縮變形，依年齡而日增，變形愈增，三和土所受壓力愈減，鋼骨所受壓力愈增，即三和土之應力愈低，鋼骨之應力愈高，而以鋼骨面積之百分率較小者為尤甚。除非鋼骨之應壓力增至彈性限度以上，則其變形突然增加，三和土之應力方反再加高，鋼骨之應力亦反漸減，然已失却彈性，決非設計所許。據實驗結果，在完工一年後之工程內，其永久變形通常為原始彈性變形之3倍，而達

0.1% 鋼骨之應力確高至  $c$  之 40 倍，且有達彈性限度者，故假定  $m$  為常數，徒於計算時增加許多麻煩，而反不合實情。

最近所用合理之計算法，係將鋼骨之應壓力規定一常數，約等於彈性限度之  $\frac{1}{3}$ 。在普通建築鋼為 11,000 磅，而三和土之應壓力則視其混合成份及柱環影響（詳見 節）而定，約自 400 至 780 磅。如此  $m$  之值，最大約為 27，最小約為 14，與三和土之彈性係數依其最高應壓力而變之實驗亦相符合。

在此種設計下，當工程初完成時，彈性變形尚小， $m$  之值亦小，故三和土之應壓力實際上較設計值為高，鋼骨應壓力則較低。俟日後永久變形逐漸增高時，三和土應力漸減，鋼骨應壓力漸增，至最後鋼骨之最高應壓力仍不致超過其彈性限度之  $\frac{1}{2}$  甚鉅（詳見第三章第 節）。

32 側向鋼骨 直立鋼骨須四圍有側向支持，不致彎曲，方能發生最高應壓力。在柱之內方固有多量三和土，保持鋼骨不致彎曲，但在外方則蓋護之三和土甚少，且不免損壞或為火焚毀，故須用側向鋼骨環繞之，以防其向外彎曲。

通常柱之  $l/g$  在 50 以下者，柱之應壓力可以不因彎曲影響而減低。故側向鋼骨之距離應以不超過 50 $g$  為限。圓鋼之  $g = .25D$ ，方鋼之  $g = .289D$ ，但通用方鋼並無銳角，實際上  $g$  之值較小，故無論圓鋼

方鋼均以  $D$  之 12 倍為側向鋼骨之最大間距。  
 側向鋼骨之另一作用，為增加三和土之應壓力及全柱之抗壓力。按三和土為壓縮物體，故若將三和土之周圍用連接而密佈之鋼骨環圍繞之，則其中央所圍三和土之側向變形受環之限制而減小，同時其軸向變形亦減小，故其應壓力得以相當增高。

同時，鋼骨環因側向變形而受拉力，理論上，在其應拉力未達彈性限度前，三和土之側向變形雖逐漸增加，但為環所圍繞，不致毀損，故總壓力儘可不問三和土本身是否勝任，逐漸增加，須至鋼骨應拉力至彈性限度時，方始毀損。此與流質壓力之傳佈同一原理。鋼骨環之作用與水撞汽鍋相類似。

凡環之單獨安置，距離較大，祇足保持直立鋼骨之側向支持者，謂之“單環”。其連續密佈而成螺旋形者，謂之“螺旋環”。無論柱之外形如何，螺旋環在柱之正交截面內之投影，須為正圓。其非正圓者，因並不能以最短周圍圍繞最大面積，於三和土發生變形時，環形勢將漸變成圓形，而圍繞之面積擴大，三和土即致損毀，故不得視為螺旋環，而增加三和土之應壓力及總抗壓力。

33 單環柱之抗壓力 柱之用單環支持直立鋼骨者，其總抗壓力應為三和土抗壓力及直立鋼骨抗壓力之總和。三和土之有效面積為柱之正交

截面總面積

總抗壓力,

$$P = P_c + P_v \\ = cA_g + c_s A_v \text{ --- --- --- (XXXIX)}$$

34 螺旋環柱之抗壓力 柱之用螺旋環圍繞直立鋼骨者,其總抗壓力應為三和土,直立鋼骨,螺旋環三部份抗壓力之總和。

1. 三和土抗壓力 因螺旋環之圍繞作用,三和土柱心之應壓力得相當增高,但其有效面積亦祇能以正交截面之柱心面積為限,故

$$P_c = cA \text{ --- --- --- (1)}$$

2. 直立鋼骨抗壓力  $P_v = c_s A_v \text{ --- --- --- (2)}$

3. 螺旋環抗壓力 如前二十九,設三和土因與螺旋環應拉力相平衡而增加之應壓力為  $c_h$ ,其相當軸向變形  $e_h = c_h/E_s$ ,若三和土之 Poisson 比為  $1/4$ ,則其側向變形  $e_d = e_h/4 = c_h/4E_s$ ,其側向放射應壓力,

$$c_d = \frac{e_d}{E_s} = \frac{c_h}{4} \text{ --- --- --- (3)}$$

若螺旋環之面積為  $A_b$ ,其間距為  $P_b$ ,則假如其為一圓筒時,筒之相當厚度等於  $A_b/P_b$ 。若柱心之直徑為  $d$ ,環之應拉力應為

$$t_h = \frac{c_d d}{2} \cdot \frac{P_b}{A_b} \\ = \frac{c_h d}{8} \cdot \frac{P_b}{A_b} \text{ --- --- --- (4)}$$



或

$$c_h = \frac{3t_h A_b}{d P_b} \quad (5)$$

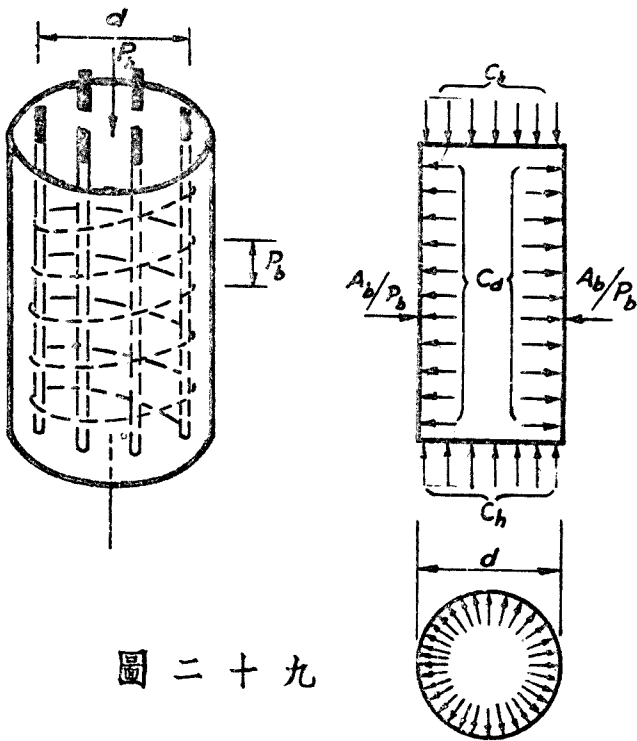
故柱心總壓力，

$$P_h = c_h \frac{\pi d^2}{4} = \frac{2\pi d t_h A_b}{P_b} \quad (6)$$

今在單位柱高內，環之總容積為  $\pi d A_b / P_b$ 。今此單位柱高內環之容積  $\pi d A_b / P_b = A_h$ ，而名之謂

“柱環之相等面積”，代入(6)式，則得

$$P_h = 2t_h A_h \quad (7)$$



圖二十九

故柱之總抗壓力,  $P = P_c + P_y + P_h$   
 $= cA + c_s A_y + 2t_h A_h \dots \dots (XL)$

35 短柱與長柱 由以上(XXXIX) 及(XL) 兩式所得之軸向總抗壓力僅柱之長度甚短, 雖經壓縮變形後, 不致發生偏軸影響時為然, 若柱之長度增加, 則受壓力後發生側向彎曲, 即同時發生彎曲應力, 故計算長柱之應壓力或總壓力時, 應將軸向壓力之彎曲影響同時計及。

36 長柱之抗壓力 長柱內軸向壓力之彎曲影響, 在理論上係依其長度與最小迴旋半徑比之二次方而變, 但據試驗結果, 冗長而複雜之公式, 在狹小之工作應力範圍內, 實所不需, 而可以簡單之直線公式代之, 即長柱應壓力與短柱應壓力之比

$$k = f - (\text{常數}) \frac{l}{g} \dots \dots (1)$$

式內  $f$  為一常數, 由試驗結果而定。

又長柱之彎曲影響, 又視柱端之固定狀況而異, 在兩端之方向及位置均屬固定者, 其影響最小, 一端之位置方向均固定, 而他端之位置及方向均不固定者, 影響為最大, 今設以一種固定狀況為標準, 則他種狀況下之彎曲影響, 可與在標準固定狀況下而長度不同時之影響相同, 此在標準固定狀況下, 發生同樣彎曲影響之理想長度, 謂之“實效長度”。

$V$  以  $V$  代入 (1) 則得長柱之一般公式

$$k = f - (\text{常数}) \frac{V}{g} \quad \dots \dots \dots (2)$$

據實驗結果，鋼骨三和土長柱公式內， $f$  為 1.5，常數約為  $1/100$  代入 (2) 式，得

$$k = 1.5 - \frac{1}{100} \frac{V}{g} \quad \dots \dots \dots (XL1a)$$

鋼骨三和土柱  $g$  之值約在  $d$  之 26 至 35% 之間，故為計算便利計，又可令  $g = .3d$  代入上式，則得

$$k = 1.5 - \frac{1}{30} \frac{V}{g} \quad \dots \dots \dots (XL1b)$$

故長柱總抗壓力，  $K = kP \quad \dots \dots \dots (XL11)$

由上兩式，得  $V/g = 50$  或  $V/d = 15$  以內時， $k = 1$ ，即作短柱論，其彎曲影響不計，過此則作長柱論。

實效長度  $V$  之值可參攷下表。

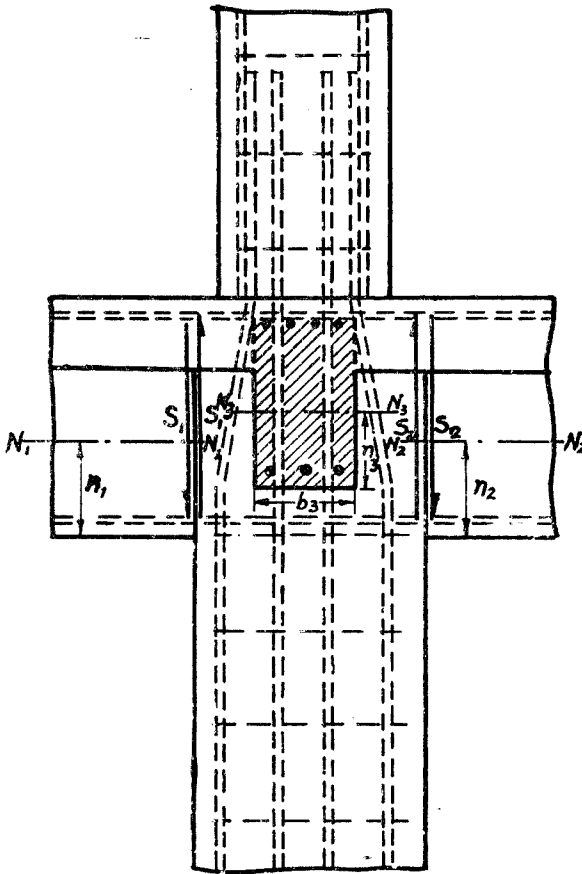
表七

柱端固定狀況	$V/l$
兩端之位置及方向均固定	1
一端之位置及方向均固定，一端位置固定，方向不固定	1.4
兩端之位置均固定，方向均不固定	2
一端之位置及方向均固定，一端之位置及方向均不固定	4

迴旋半徑之近似值公式，可參攷拙著 R. C.

# Designing Tables & Diagrams.

37 直立鋼骨之黏着及鈎着 直立鋼骨所受之壓力，各部不盡相同，故其與土接觸面之黏着力，及其埋藏長度，亦須有精密之計算，方能保持混一作用，而將逐層壓力傳遞而下以至基礎。



圖三十

如圖三十，各梁之荷重傳遞於柱身，係賴梁身截面之剪力。今設  $S_1, S_2, S_3, \dots$  為各梁在支點之總剪力， $b_1, b_2, b_3, \dots$  為各梁之寬， $n_1, n_2, n_3, \dots$  為各梁之中性軸距離， $a_1, a_2, a_3, \dots$  為各梁之抗彎臂長，則由第26節同樣理論，求得在受壓材邊之剪力變更率為  $\sum \frac{2S}{na} \cdot dy$ ，即鋼骨長  $dy$  時，兩端總壓力之差為  $\frac{P_v}{P} \sum \frac{2S}{na} \cdot dy$ 。故鋼骨之黏着力，

$$u = \frac{2}{\Sigma_0} \cdot \sum \frac{S}{na} \cdot dy \cdot \frac{P_v}{P}$$

若  $dy = 1$ ，得

$$u = \frac{2}{\Sigma_0} \cdot \sum \frac{S}{na} \cdot \frac{P_v}{P} \dots \dots (XLIII)$$

直立鋼骨上端不與上層鋼骨相接者，其鈎着可用公式 (XX) 計算之。

上層鋼骨與下層鋼骨壓力之傳遞，則賴其密切之搭接及其鈎着。其搭接之長度，理論上無適當之計算法。通常用鈎着法同樣之埋藏長度，而堅縛之。據試驗結果，已甚安全。故無特殊設計之必要。

**38 柱公式之比較** 計算柱應力之理論及公式，各國不同。大抵對於三和土之工作應壓力，直立鋼骨及側向鋼骨之百分率等，均有相當限制。故與試驗結果各相符合。除計算時互有簡繁外，實無是否合理，是否可靠之別。惟若不同時依據其所附之規程，而任意採用其他之應力或百分率，或違反其一切限制，則其結果不免遠離事實，而發生危險。茲

將各國通用之主要各公式列舉如下

1. 英國倫敦規程 亦即前上海公共租界工部局之舊規程

其一般公式為  $P = iA[1 + (m-1)r_v] \dots (1)$

無論用單環或螺旋環， $A$  為柱心之有效面積，而三和土應壓力，則因環之形式，間距，及容積比而增強，即三和土柱心之加強應壓力，

$$i = c(1 + fs\sqrt{V_b}) \dots (2)$$

式內， $f$  為環形因數，其值如下：

螺旋形環	$f = 1.0 \dots$	} (3)
圓形單環	$f = 0.75 \dots$	
直線形單環	$f = 0.5 \dots$	

$s$  為環距因數，  $s = 48 - 80P_b/d \dots (4)$

$P_b/d$  最大不得過 0.6，計算時  $P_b/d$  以 0.2 為最小值，即  $s$  不得大於 32。

$V_b$  為環與柱心之容積比，

$$V_b = 4A_b/dP_b \dots (5)$$

$V_b$  不得小於 0.5%。

加強應壓力  $i$  之值，以  $u_4/3$  為限，而  $c$  以  $u_4/4$  為標準，即  $i$  不得超過  $1/3c$ 。

此式於理論實驗均極符合，惟計算手續頗繁。

2. 德國規程 1932 年三和土委員會之修正案。

a. 單環柱  $P = cA_g(1 + 15r_v) \dots (6)$

b. 螺旋環柱  $P = cA(1 + 15r_v + 45V_b) \leq 2cA_g \dots (7)$

式內， $r_v$  不得小於 0.5%，不得大於 3%，惟  $r_v$  之最小

值依  $V/d$  而變，即

$$r_v \geq 0.06 \frac{V}{d} + 0.2 \% \dots \dots \dots (8)$$

$$V_b = \frac{4A_b}{dP_b} > r_v < 3r_v \dots \dots \dots (9)$$

$P_b$  最大不得超過  $d/5$  或  $8 \text{ cm}$ 。

此式中， $m$  為一常數 15，螺旋環之應力等於直立鋼骨相等面積之 3 倍，計算甚簡，而  $V_b$  之容積比之限制則甚高，惟最大抗壓力不得超過三和土總面積及三和土應壓力計算之 2 倍。

3. 法國規程 螺旋環柱之抗壓力，

$$P = cA[1 + (m-1)r_v + 2.4(m-1)V_b] \dots \dots \dots (10)$$

此式係依試驗所得螺旋環之應力等於直立鋼骨相等面積之 2.4 倍為標準。美國 St. Louis 及 Cleveland 均採用此式，惟 Chicago 則用 2.5

倍，故  $P = cA[1 + (m-1)r_v + 2.5(m-1)V_b] \dots \dots \dots (11)$

$V_b$  之值，規定在 0.5-1.5% 之間。

4. New York 規程 螺旋環柱之抗壓力，

$$P = cA[1 + mr_v + 2t_s V_b] \dots \dots \dots (12)$$

式內， $r_v \geq 1 < 4\%$ ， $V_b \geq 0.5 < 2\%$ ，環之間距  $< d/6$  或  $3''$ ， $t_s$  等於鋼骨彈性限度之 35%。惟不得大於 20,000 磅。

此式與 (XXXX) 式同一原理，極為相似，惟直立鋼骨之應力，依  $m$  而變，且  $t_s$  之值幾高 2 倍。(見第 節)

5. 美國聯合規程 亦即 美國三和土學會規程

歷來報告中之建議，時有變更，一般美國著作者，都以此為標準，惟實際各州自有規程，遵用者仍少，僅足代表該國工程界權威之一般意見，1916年聯合委員會報告之建議：

a. 單環柱  $P = cA[1 + (m-1)r_v] \dots \dots \dots (13)$

式內， $c = 0.225u_1$ 。

b. 螺旋環柱  $P = iA[1 + (m-1)r_v] \dots \dots \dots (14)$

式內， $i = 0.35u_1$ ，

$$r_v > 1 < 4\%$$

$$V_b > 1\%$$

1924年該委員會報告之建議：

a. 單環柱  $P = cA_2[1 + (m-1)r_v] \dots \dots \dots (15)$

式內， $c = 0.225u_1$ 。

b. 螺旋環柱

$$P = iA[1 + (m-1)r_v] \dots \dots \dots (16)$$

$$i = [300 + (0.10 + 4r_v)u_1] \dots \dots \dots (17)$$

式內， $r_v > 1 < 6\%$ ，環之容積比  $V$  不得小於  $r_v/4$ ，其間距  $P_b$  不得大於  $d/6$  或  $3"$ ， $i$  之值不因環之  $V_b$  而變，反依直立鋼骨之  $r_v$  而變，但因  $r_v$  增多時， $V_b$  亦必隨之而增，故實際仍依  $V_b$  而變，若規定  $V_b = r_v/4$ ，則上式亦可書為

$$i = [300 + (0.10 + 16V_b)u_1] \dots \dots \dots (18)$$

其最高值約自  $0.4u_1$  至  $0.5u_1$ 。

1933年三和土學會依 Illinois 及 Lehigh 大學之試驗而得之實驗公式：



a. 單環柱  $P = A_g(0.2u_c + 0.36t_y r_v) \dots \dots \dots (19)$

b. 螺旋環柱  $P = A_g(0.25u_c + 0.45t_y r_v) \dots \dots \dots (20)$

式內,  $t_y$  = 直立鋼骨之彈性限度。

1936年繼又改為: 無論單環或螺旋環

$$P = A_g(0.25u_c + t r_v) \dots \dots \dots (21)$$

式內,  $t$  = 鋼骨彈性限度之45%。

但以上(19)(20)兩式有少數委員不能同意, 另行建議之公式:

a. 單環柱

$$P = \frac{A_g}{3.5} [0.85u_c(1-r_v) + t_y r_v] \dots \dots \dots (22)$$

b. 螺旋柱

$$P = \frac{A_g}{3.5} [0.85u_c(1-r_v) + t_y r_v + \frac{2t'}{A_g/A \cdot V_b}] \dots \dots \dots (23)$$

式內,  $t'$  = 環之變形為0.005時之最高工作應力。(中級鋼約為40,000磅, 冷抽鋼絲約為60,000磅)

觀上(22)及(23)各與(XXXIX)及(XXXX)幾相同一, 惟三和土之應力略低, 而環之應力則較高。至於實例比較, 可參攷第三章第 節。

長柱應壓力之減低率, 公式繁多, 限制各異, 且在同一規程內, 用  $V/g$  及  $V/d$  所得之值亦互異, 此則由於柱之軸向壓力彎曲影響, 對於兩端固定狀況及實施工作精確度之關係過大, 遠非理論計算所

可包涵，故大抵祇能得一近似之概念，實施上總以少用長柱為唯一原則。至於短柱之限度，則大抵視建築之高低而定，建築物高者，危險性大，自應限制較嚴，反是，則限制不妨稍寬，是則賴設計者個人之判斷而定。茲將各國規程約列比較如下：

表八(a)

v/d	K				
	上海	英		德	
		方柱	圓柱	單環柱	螺旋環柱
12	-	-	1.0	-	-
13	-	-	-	-	1.0
15	1.0	1.0	.8	1.0	-
18	.9	.8	.6	-	-
20	-	-	-	.8	.59
21	.8	.6	.4	-	-
24	.7	.4	.2	-	-
25	-	-	-	.59	.37
27	.6	.2	0	-	-
30	.5	0	-	.41	-
33	.4	-	-	-	.023
35	-	-	-	.295	-
36	.3	-	-	-	.014
39	.2	-	-	-	-
40	-	-	-	.227	-
42	.1	-	-	-	-
45	0	-	-	-	-

## 3. 併合應力

39 偏軸力與彎勢之關係 任何構材同時受軸向力、偏軸力及彎勢者，均發生併合應力。三者間相互之關係，可由圖三十一說明之。

表八(b)

V/g	K				
	上海	英	德	美(联合)	
				单环柱	螺旋环柱
40	-	-	-	1.0	-
45	-	1.0	-	-	-
50	1.0	-	1.0	-	1.0
52	-	-	-	.9	-
54	-	.8	-	-	-
60	.9	-	-	-	.9
63	-	.6	-	-	-
64	-	-	-	.8	-
70	.8	-	.8	-	.8
72	-	.4	-	-	-
76	-	-	-	.7	-
80	.7	-	-	-	.7
81	-	.2	-	-	-
85	-	-	.59	-	-
88	-	-	-	.6	-
90	.6	0	-	-	.6
100	.5	-	-	.5	.5
105	-	-	.41	-	-
110	.4	-	-	-	.4
112	-	-	-	.4	-
120	.3	-	.295	-	.3
124	-	-	-	.3	-
130	.2	-	-	-	.2
136	-	-	-	.2	-
140	.1	-	.227	-	.1
148	-	-	-	.1	-
150	0	-	-	-	0
160	-	-	-	0	-

如(a1)係一柱受一軸向壓力 $P$ ，及一彎勢 $B$ ，又(a2)為同樣一柱，受一偏軸壓力 $P$ ，其偏距為 $x$ ，則在 $O$ 點之軸向抗壓力為 $P$ ，彎勢為 $Px$ 。若令 $x = B/P$ ，則 $Px = B$ ，兩者之結果全同。

又如(b1)係一腕梁，長 $l$ ，其端載一荷重 $W$ ，同時受一軸向壓力 $P$ ，則 $O$ 點之彎勢為 $Wl$ 。又(b2)為同樣一梁，受一偏軸壓力 $P$ ，其偏距為 $x$ ，則在 $O$ 點之軸向抗壓力為 $P$ ，彎勢為 $Px$ 。若 $x = Wl/P$ ，則 $Px = Wl$ ，兩者之結果全同。

又如(c1)係一攤壁，受一軸向荷重 $W$ ，及一斜向壓力 $P$ ，其水平分力為 $H$ ，垂直分力為 $V$ 。 $P$ 之作用點離 $O$ 之垂直距為 $h$ ，則 $O$ 點之總抗壓力為 $W+V$ ，彎勢為 $Hh$ 。又(c2)為同樣攤壁，受一垂直偏軸壓力 $W+V$ ，其偏距為 $x$ ，則在 $O$ 點之軸向抗壓力為 $W+V$ ，彎勢為 $(W+V)x$ 。若 $x = Hh/(W+V)$ ，則兩者之結果全同。

因是，無論何種構材，同時受軸向力，偏軸力，及彎勢時，其總軸向力等於一切外力在軸平行方向內分力之總和，其總彎勢等於一切外力彎勢之總和。同時，亦可視為一單獨總偏軸力，等於一切外力在軸平行方向內分力之總和，其偏距則等於一切外力彎勢之總和與總偏軸力之商。故任何構材之併合應力，均可由一相等之單獨總偏軸力求得之。以下各節之計算，均以此單獨偏軸力代表之。

40 彎與壓之併合應力 上節所述軸向力，偏

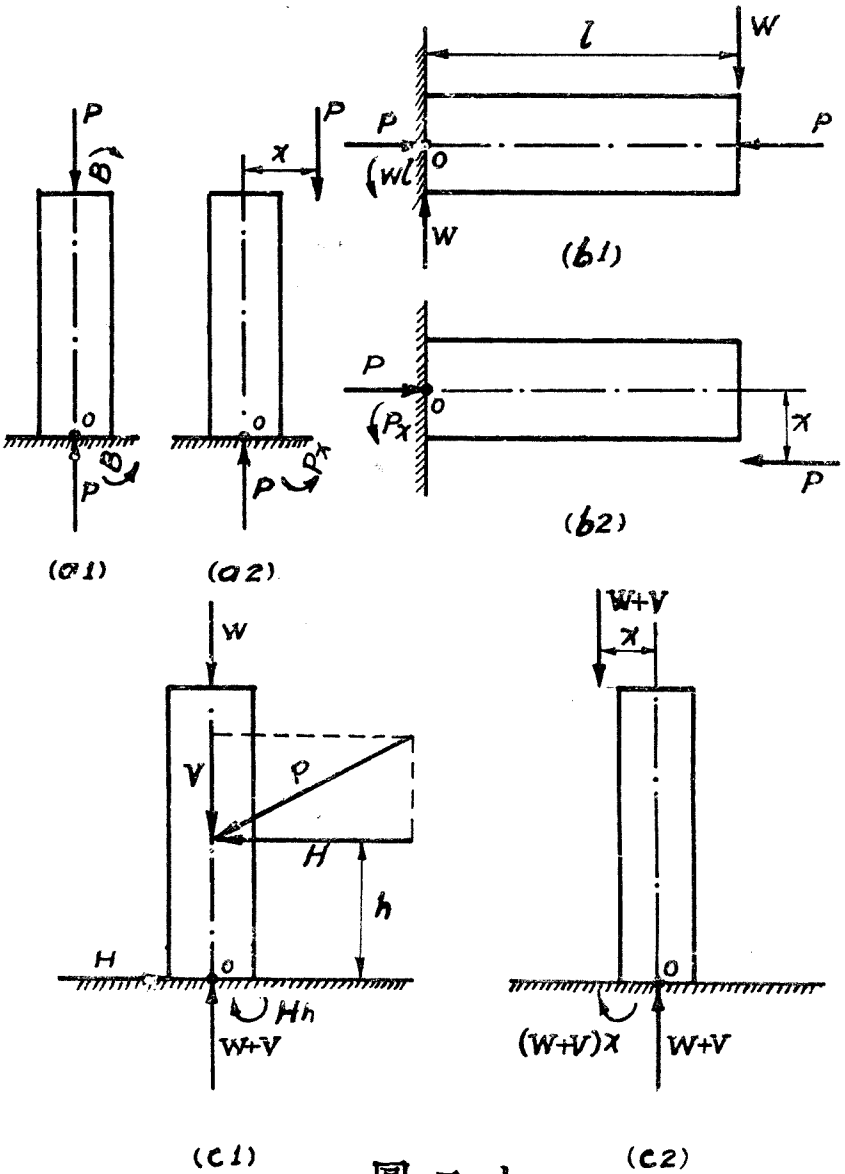


圖 三 十 一

軸力，及彎勢之關係，雖可相互交換，並無區別，但實際構材，設計時有主賓之別，如普通建築物，柱之初步設計為軸向力，而其兩端另有彎勢或另有偏軸力，梁之初步設計則為彎勢，而有時另受軸向或偏軸力，二者之計算手續不同，故為計算便利計，併合應力可依其主要設計分為二類：

1. 柱之受偏軸總壓力，或軸向總壓力及彎勢者。
2. 梁之受偏軸總壓力者。

41 受彎勢之柱 柱之受軸向總壓力及彎勢者可分兩部份設計之：

a. 柱之受軸向壓力  $\Sigma P$  者，其三和土及直立鋼骨之面積依 33 及 34 兩節 (XXXIX) 或 (XXXX) 式設計之。

b. 直立鋼骨之抗勢足與彎勢相平衡者，如尚三十二，其抗勢  $R = \frac{2tI_v}{d_i} \geq B \dots \dots (XLIV)$

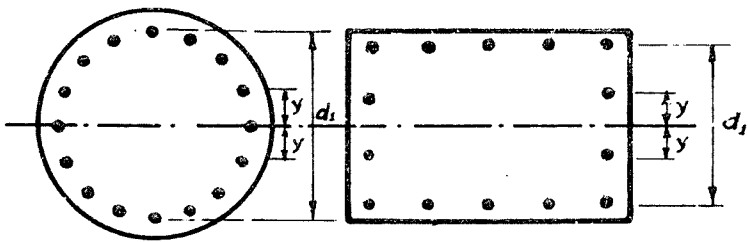


圖 三 十 二

式中,  $I_v$  為鋼骨對於正交於彎向柱軸之惰勢。若各鋼骨之尺度相同, 則

$$I_v = \frac{A_v \Sigma y^2}{\text{鋼骨數}} \quad \text{--- (XLV)}$$

所需直立鋼骨之總面積為兩者之總和, 須勻佈於全面積之四周。

但其效用並不能區分, 何者係受軸向壓力, 何者係受彎勢。故由上式所得結果, 宜再覆核鋼骨之最高併合應壓力,  $\frac{P_v}{A_v} \pm \frac{Bd_1}{2I_v} \leq t$  --- (XLV/a)

若取惰勢之近似值,

$$I_v = \frac{A_v d_1^2}{4\gamma} \quad \text{--- (XLV/a)}$$

代入上式, 則得

$$\frac{P_v}{A_v} \pm \frac{2\gamma B}{A_v d_1} \leq t \quad \text{--- (XLV/b)}$$

(XLV/a) 及 (XLV/b) 兩式中,  $\frac{2\gamma B}{A_v d_1}$  或  $\frac{Bd_1}{2I_v}$  若大於  $P_v/A_v$  時,  $t$  之最小值為負, 即一方之鋼骨受拉力。此時三和土即不復受平均壓力, 應用下列方法之一, 將全部設計改正之:

1. 將三和土截面加大, 使  $d_1$  加大, 而令  $t$  之最小值仍為應壓力。

2. 由量解法求總截面之中性軸, 而覆核其三和土之最高應壓力, 及鋼骨之最高應壓力, 及應拉力, 是否在工作值範圍以內。

3. 將三和土之抗壓力略除不計，而由鋼骨承載全部總壓力。

即 
$$\frac{P}{A_v} \pm \frac{Bd_1}{2I_v} \leq t$$

或 
$$\frac{P}{A_v} \pm \frac{2\gamma B}{A_v d_1} \leq t$$

(XLVIA)

第二法手續甚繁，第三法因  $t$  值通常可較  $C_s$  為高，實際上並不多耗鋼骨，且一方面可較第一二兩法用較少之三和土，故有時反較經濟。

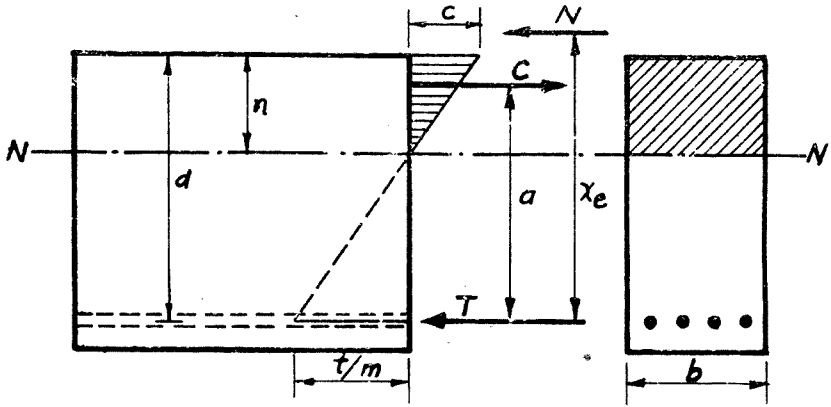
本節所列各公式，均假定鋼骨之應壓力為定值，而不依鋼骨與三和土之彈性係數比  $m$  變更者。其原理已見第 31 節。但一般著作者多假定  $C_s = mc$ ，或鋼骨之應壓力為周圍三和土應壓力之  $m$  倍，而將各種不同截面之柱，在各種不同偏軸距之情形，列成若干極繁複之公式，而另列許多圖表以助計算之便，散見各書，茲不贅列。

42 受偏軸力之梁 梁之偏軸力者，依梁內鋼骨分佈狀況，可分為三類：

1. 僅有受拉鋼骨者 如圖三十三，正交截面受一偏軸力  $N$ ，距鋼骨之距離為  $x_e$ 。若  $c$ ， $t$ ，及  $m$  為定值時， $n_1$  及  $a_1$  之值一如普通梁，可由 (I) 及 (II) 求得之。  $C$  仍為  $\frac{c}{2}bn$ ，故  $Ca$  仍等於  $\frac{c}{2}bna$ 。

\* 參攷拙著 R. C. Designing Tables & Diagrams.





圖三十三

今  $Ca \geq Nxe$ , 故

$$R_c = \frac{c}{2} n_1 a_1 b d^2 \geq Nxe \dots \dots (XLVII)$$

但  $C = T + N$ , 故  $T = C - N \dots \dots (I)$

而  $C = Nxe/a$ , 代入 (I) 式, 得

$$T = tA = N \left( \frac{xe}{a} - 1 \right) \dots \dots (XLVIII)$$

若  $xe$  小於  $a$  時,  $t$  為負數, 即亦為應壓力, 上二式均不適用, 當依柱之原理計算之。

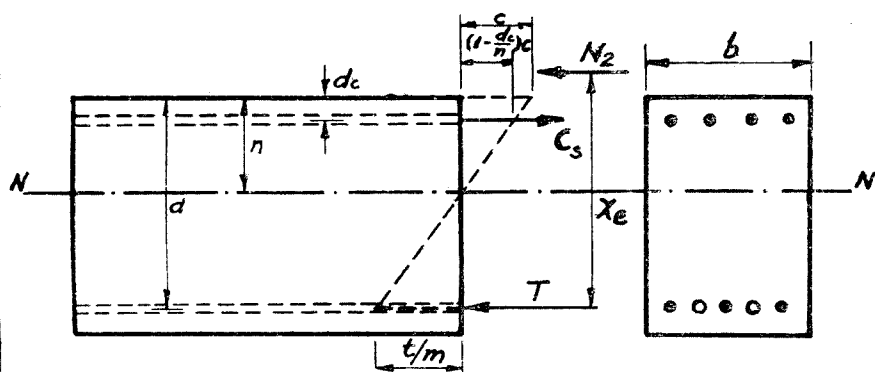
2. 有受壓鋼骨而三和土抗壓力同時計及者

如圖三十四, 可分為兩部份計算:

a. 僅有受拉鋼骨者 其所抗偏軸力之一部份  $N_1$ , 及所需鋼骨  $A$  之計算, 一如 (I) 類。

b. 受壓鋼骨及其相平衡之受拉鋼骨, 組成一梁,

以抗偏軸力之其他部份  $N_2$



圖三十四

今  $C_s = mc(1 - \frac{d_c}{n})$ , 故  $C_s = A_c(m-1)(1 - \frac{d_c}{n})c$ .

$$R_{cs} = C_s(d - d_c)$$

$$= cA_c(m-1)(1 - \frac{d_c}{n})(d - d_c) \geq N x_e \quad \text{--- (XLIX)}$$

但  $C_s = T + N_2 = \frac{N_2 x_e}{d - d_c}$ ,

$$\therefore T = tA = N_2 \left( \frac{x_e}{d - d_c} - 1 \right) \quad \text{--- (L)}$$

若  $x_e$  小於  $d - d_c$  時,  $t$  為負, 即變為應壓力, 故須用柱之原理計算之。

3. 有受壓鋼骨而三和土抗壓力並不計及者  
三和土之抗壓力不計時, 恰如一鋼梁。

故  $c_s A_c (d - d_c) = N x_e$

或

$$c_s A_c = \frac{N x_e}{d - d_c} \quad (1)$$

但

$$t A = c_s A_c - N,$$

故

$$A = \frac{N}{t} \left( \frac{x_e}{d - d_c} - 1 \right) \quad (L1)$$

又(1)式  $c_s = t$ , 故

$$A_c = \frac{N}{t} \cdot \frac{x_e}{d - d_c} \quad (L1A)$$

**43 受拉構材及彎與拉之併合應力** 在鋼骨三和土結構中,受拉構材甚少,但如拱之拉條,拱橋橋面之懸材,扶梯之懸材,及圓形水箱之壁,球形或錐形水箱之底等,均屬受拉構材,其拉力當由鋼骨或其他鋼材負擔,而外方則以三和土覆蓋之。水箱等為防止三和土隨鋼骨之鉅大變形而生裂紋起見,常令鋼骨之應拉力減低。

凡非完全垂直之受拉構材,因三和土之重量及其他荷重之影響,多發生彎曲應力,其併合應力應依41及42節同樣原理計算之。

**44 彎與拉及壓之併合應力** 如第28節所述丁形梁,係受彎與拉之併合作用,其併合應力或為壓力,或為剪力,其最高應壓力,

$$p = \frac{c}{2} + \sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2 + s_1'^2} \quad (XXXI)$$

其最高應剪力,

$$s_{max.} = \sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2 + s^2} \dots \dots \dots (XXXIII)$$

或  $s_{max.} = s + s_T \dots \dots \dots (XXXIVB)$

若同時併受軸向或偏軸壓力，則  $c$  之值當為彎與壓之併合應壓力，如第42節(1)類彎與壓之最高併合應壓力，

$$c = \frac{2N\lambda e}{sbna} \dots \dots \dots (XLVII)$$

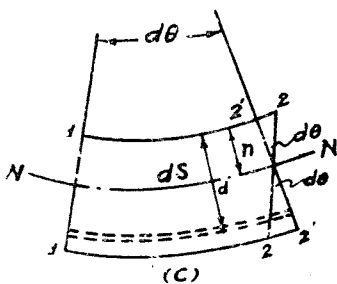
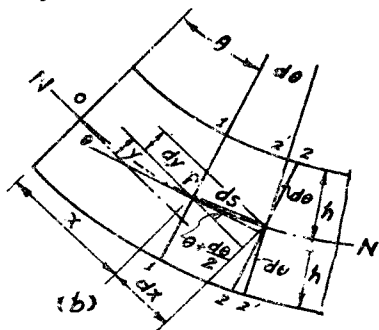
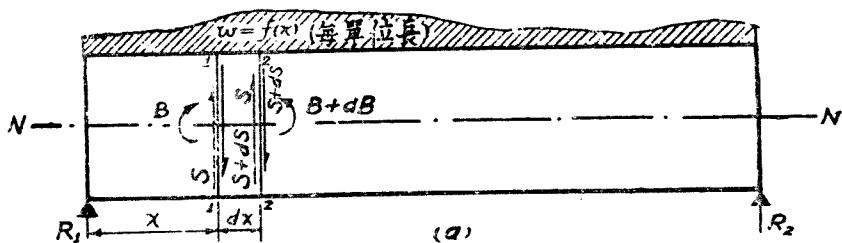
代入 (XXXII)，即得彎與撓及壓之最高併合應壓力。若彎勢不止在一向者，其併合法亦同。

第三章 剪力弯矩及傾陷

45. 荷重、剪力、彎矩、傾角及傾陷之關係 如荷重三十五(a)為一單梁其連續荷重為每單位長  $w = f(x)$ 。今取梁之一小段長  $dx$ ，則在該段之荷重為  $w \cdot dx = f(x) \cdot dx$ 。但在 1-1 截面之剪力為  $S$ ，在 2-2 截面之剪力為  $S + dS$ 。2-2 截面剪力與 1-1 截面剪力之差應為  $f(x) \cdot dx$ 。故

$$dS = f(x) \cdot dx = w \cdot dx$$

$$S = \int_0^x f(x) \cdot dx = \int_0^x w \cdot dx \dots \dots (1)$$



圖三十五

即兩截面間剪力之差為荷重之積分，或荷重備之面積。

又在截面 1-1 之彎勢為  $B$ ，在截面 2-2 之彎勢為  $B + dB$ 。其間剪力之差為  $dS$ ，而彎勢之差應為  $dS \cdot dx = f(x) \cdot dx^2 = w \cdot dx^2$ 。故

$$dB = dS \cdot dx$$

$$B = \int_0^x S \cdot dx$$

$$= \int_0^x \int_0^x f(x) \cdot dx^2 = \int_0^x \int_0^x w \cdot dx^2 \dots \dots (2)$$

即兩截面間彎勢之差為剪力之一次積分，或剪力備之面積，或荷重之二次積分。

又如備三十五(b)，將該小段之彎曲度放大之。1-1 截面內中性面  $P$  點對於支點中性面  $O$  點之坐標為  $(x, y)$ ，其彎曲度之中心角為  $\theta$ ，沿中性面之長度為  $s$ 。

今變形  $e = (2-2')/ds = h \cdot d\theta/ds$ ，而材邊應力  $c = eE = \frac{Bh}{I}$ 。

$$\therefore \frac{d\theta}{ds} = \frac{B}{EI}$$

$$\therefore d\theta = \frac{B}{EI} \cdot ds$$

但  $ds$  幾與  $dx$  相等故

$$d\theta = \frac{B}{EI} \cdot dx$$

$$\theta = \int_0^x \frac{B}{EI} dx \quad (3)$$

即兩截面間傾角之差為彎勢與  $EI$  比之一次積分，或  $B/EI$  荷之面積。

$$\text{又} \quad \frac{dy}{dx} = \tan\left(\frac{d\theta}{2} + \theta\right).$$

但  $\theta$  為極小值故  $\tan\left(\theta + \frac{d\theta}{2}\right) = \theta + \frac{d\theta}{2} = \theta.$

$$\therefore \frac{dy}{dx} = \theta \quad \text{或} \quad dy = \theta dx$$

$$\therefore y = \int_0^x \theta dx$$

$$= \int_0^x \int_0^x \frac{B}{EI} dx^2 = \int_0^x \frac{B}{EI} x dx \quad (4)$$

即兩截面間傾陷之差為傾角之一次積分，或傾角荷之面積，或  $B/EI$  之二次積分，或  $\frac{B}{EI}$  靜勢之一次積分。

今將(1)與(3)及(2)與(4)相比較，則可見若將  $\frac{B}{EI}$  代入(1)及(2)之  $w$ ，即成為(3)及(4)故為便利計，可名  $\frac{B}{EI}$  為彎勢荷重，傾角為彎勢荷重之相等剪力，而傾陷為彎勢荷重之相等彎勢。四者間相互之關係亦可由第三十六首表示之。(a)為荷重，(b)為剪力，(c)為彎勢，(d)為彎勢與  $EI$  之比，或彎勢荷重，(e)為彎勢荷重之相等剪力，或傾角，(f)為彎勢荷重之相等彎勢，或傾陷。  
\*亦稱彈性荷重

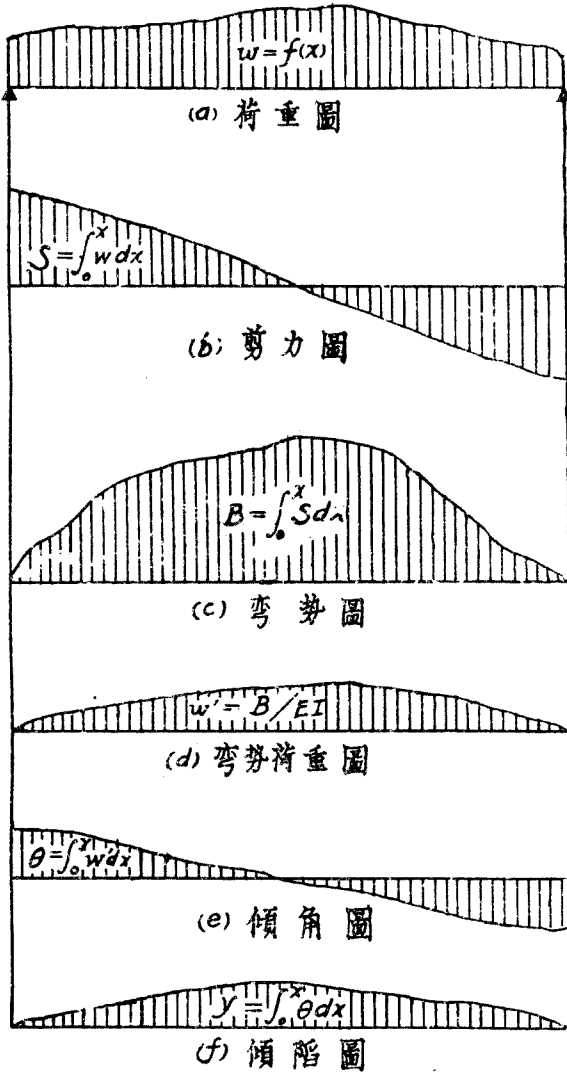


圖 三 十 六



46 鋼骨三和土構材之傾角及傾陷 上即所述彎勢荷重即  $B/EI$  之值,在通常純質梁內,  $E$  為定值,  $I$  或為定值,或為變值,均屬極易決定,但在鋼骨三和土構材,則  $E$  之值在三和土為  $E_c$ ,在鋼骨為  $E_s$ ,  $I$  之值,在單梁雖為定值,而在連續梁或柱則變化甚鉅,極難決定(見第 節)故計算傾角及傾陷時應改用下列方法為便。

如首三十五(c)為鋼骨三和土梁之一小段,其中性軸距離為  $n$ ,而有效深度為  $d$ ,則上方材邊之變形

$$e_c = \frac{2-2'}{ds} \text{ 或 } \frac{2-2'}{dx}$$

$$\therefore d\theta = \frac{2-2'}{n} = \frac{e_c}{n} dx$$

$$\text{今 } e_c = \frac{c}{E_c} = \frac{mc}{E_s}, \quad d\theta = \frac{mc}{nE_s} dx$$

$$\text{又 } n = \frac{mc}{t+mc} d, \quad d\theta = \frac{t+mc}{dE_s} dx$$

$$\therefore \theta = \int_0^x \frac{t+mc}{dE_s} dx \quad (5)$$

$$\therefore y = \int_0^x \int_0^x \frac{t+mc}{dE_s} dx^2 \quad (6)$$

與(3),(4)相比較,得  $(t+mc)/dE_s = \frac{B}{EI}$ ,即  $t$  及  $c$  依彎勢畜而變,據許多試驗之結果,証明(5),(6)二式均合事實。

又改二式,若  $d$  及  $t$  與  $c$  為定值時,  $\theta$  及  $y$  之值

依荷重及跨度而變，但與梁之形式無關。

47 固定梁連續梁及堅固構架 鋼骨三和土構材中，單獨支架之梁及單獨之柱幾於絕少遇見。大多數結構均為堅固構架，即柱與梁成為一體。一構材受有彎勢及偏軸力而發生傾角及傾陷時，其他鄰接之構材同時受有彎勢而發生傾角及傾陷。單獨梁之一端或兩端，完全或局部固定時，或若干梁連續支架於若干支點時，其彎勢之分佈及傾角與傾陷之關係，亦與在堅固構架者相同。

決定各鄰接構材間彎勢之分佈及傾角與傾陷之關係，其法甚多。在鋼骨三和土結構中，最適用而最簡捷者為下列二種：

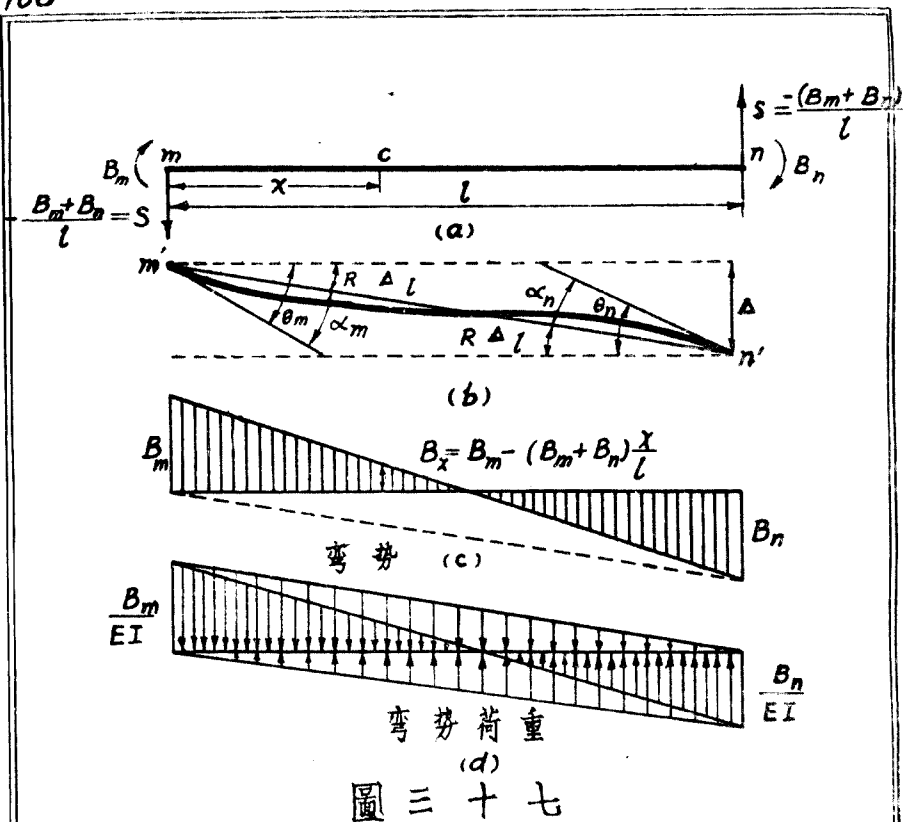
(a) 傾角傾陷法

(b) 彎勢分佈法

48 傾角傾陷法 如圖三十七(a)， $mn$  為任何結構中之一任何構材，長為  $l$ ， $m$  端受一彎勢  $B_m$ ， $n$  端受一彎勢  $B_n$ ，而移至新位置  $m'n'$ 。如圖(b)，兩端傾陷之差為  $\Delta$ 。其彎勢如圖(c)則其彎勢荷重如圖(d)。

在  $m$  及  $n$  端，與  $B_m$  及  $B_n$  相平衡之剪力為  $(B_m + B_n)/l$ 。距  $m$  端任何距離  $x$  處  $c$  點之彎勢

$$B_x = B_m - \frac{x}{l}(B_m + B_n).$$



由45節(3)式,得 $m$ 及 $n$ 兩端對於彎勢荷重之相等剪力,

$$\alpha_m = \frac{B_m \cdot 2l}{2EI \cdot 3} - \frac{B_n \cdot l}{2EI \cdot 3} = \frac{l}{6EI} (2B_m - B_n) \quad (1)$$

$$\alpha_n = \frac{B_n \cdot 2l}{2EI \cdot 3} - \frac{B_m \cdot l}{2EI \cdot 3} = \frac{l}{6EI} (2B_n - B_m) \quad (2)$$

但  $\theta_m = \alpha_m + R$  及  $\theta_n = \alpha_n + R$ ,

故

$$\theta_m = (2B_m - B_n)l / 6EI + R \dots \dots \dots (3)$$

$$\theta_n = (2B_n - B_m)l / 6EI + R \dots \dots \dots (4)$$

化(3)(4)兩式,而令  $I/l = K$ ,則得

$$B_m = 2EK(2\theta_m + \theta_n - 3R) \dots \dots \dots (5)$$

$$B_n = 2EK(2\theta_n + \theta_m - 3R) \dots \dots \dots (6)$$

又如圖三十八(a),為任何構材  $mn$ ,兩端受彎勢  $B_m$  及  $B_n$ ,同時受任何荷重  $P_1, P_2, P_3$ , 等等,而移至新位置  $m'n'$ ,如圖(b),則其彎勢荷重如圖(c)

今  $m$  及  $n$  端與  $B_m$  及  $B_n$  相平衡之剪力為  $\frac{B_m + B_n}{l}$ .

故其總剪力, 
$$S_m = -\frac{B_m + B_n}{l} + \sum P \frac{b}{l},$$

$$S_n = -\frac{B_m + B_n}{l} + \sum P \frac{a}{l}.$$

距  $m$  端任何距離  $x$  處  $c$  點之彎勢,

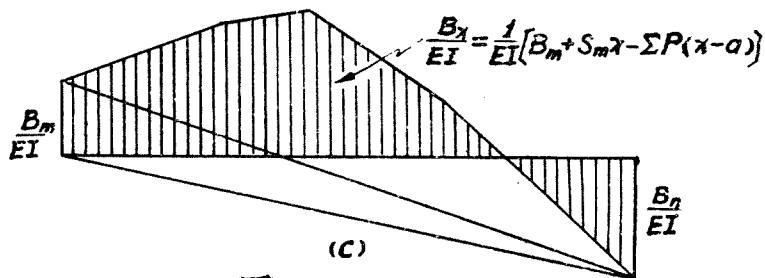
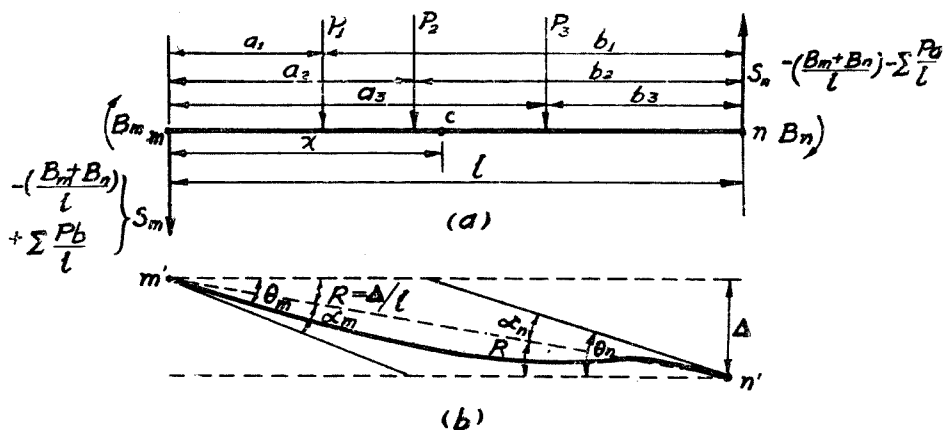
$$B_x = B_m + S_m x - \sum P(x-a)$$

$$= B_m - (B_m + B_n) \frac{x}{l} + \sum P \frac{bx}{l} - \sum P(x-a).$$

今令  $B_0 = \sum Pbx/l - \sum P(x-a)$ .  $B_0$  為假定  $m$  及  $n$  為自由支架時,任何點對於  $P_1, P_2, P_3$ , 等等之彎勢,即對於各該荷重之“自由彎勢”.  $m$  及  $n$  兩端對於彎勢荷重之相等剪力為,

$$\alpha_m = \frac{l}{6EI} (2B_m - B_n) - \frac{1}{l} \int_0^l \frac{B_0}{EI} (1-x) dx \dots \dots \dots (7)$$

$$\alpha_n = \frac{l}{6EI}(2B_n - B_m) + \frac{1}{l} \int_0^l \frac{B_0}{EI} x \cdot dx \quad (8)$$



圖三十八

故 
$$\theta_m = \frac{l}{6EI}(2B_m - B_n) + R - \frac{1}{l} \int_0^l \frac{B_0}{EI} (l-x) dx \quad (9)$$

$$\theta_m = \frac{l}{6EI}(2B_n - B_m) + R + \frac{1}{l} \int_0^l \frac{B_0}{EI} x \cdot dx \quad (10)$$

化(9)(10)兩式,則得

$$B_m = 2EK(2\theta_m + \theta_n - 3R) - \frac{2}{l^2} \int_0^l B_0(3x-2l) dx \quad (11)$$

$$B_n = 2EK(2\theta_n + \theta_m - 3R) + \frac{2}{l^2} \int_0^l B_0(l-3x) dx \quad (12)$$

令  $C_m = -\frac{2}{l^2} \int_0^l B_0(3x-2l) dx$

$$C_n = -\frac{2}{l^2} \int_0^l B_0(l-3x) dx$$

代入(11)及(12)得

$$\left. \begin{aligned} B_m &= 2EK(2\theta_m + \theta_n - 3R) + C_m \\ B_n &= 2EK(2\theta_n + \theta_m - 3R) - C_n \end{aligned} \right\} \dots\dots (11)$$

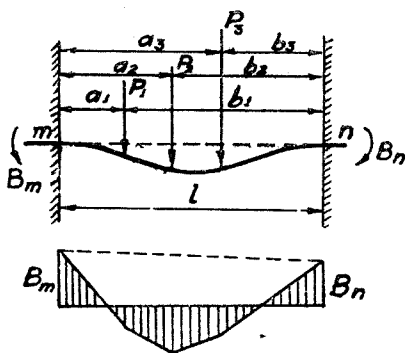
是為傾角傾陷之普通公式。

今設如圖三十九， $m$ 及 $n$ 兩端均固定於原來之位置方向，而受同樣之荷重，則  $\theta_m = \theta_n = 0$ ， $R = 0$ 。

故

$$B_m = C_m$$

$$B_n = C_n$$



圖三十九

因是知  $C_m$  及  $C_n$  為固定單梁，在  $m$  及  $n$  兩端之負彎勢，名為“定端彎勢”

若荷重為對稱時，定端彎勢相等，即  $C_m = C_n$ 。

設  $F/l$  = 自由彎勢畝之面積，則其平均彎勢為  $\frac{F}{l}$ ，即等於定端彎勢。故若荷重為對稱時，

$$\left. \begin{aligned} B_m &= 2EK(2\theta_m + \theta_n - 3R) + F/l \\ B_n &= 2EK(2\theta_n + \theta_m - 3R) - F/l \end{aligned} \right\} \dots \dots (LIIA)$$

若無荷重時，

$$\left. \begin{aligned} B_m &= 2EK(2\theta_m + \theta_n - 3R) \\ B_n &= 2EK(2\theta_n + \theta_m - 3R) \end{aligned} \right\} \dots \dots (LII B)$$

49 單梁之彎勢及傾陷 表九為通常腕梁及單梁支載各種荷重時之彎勢及傾陷。傾陷係數  $\frac{1+mc}{dE_s}$  中  $m$  之值，應為鋼骨彈性係數  $E_s$  與三和土抵抗係數  $R$  之比（見第十節表六）定端彎勢，即  $C_m$  及  $C_n$  或  $F/l$  等值，則為計算連續梁及堅固構架時所必須採用者。若兩端為局部固定時，其值當視情形而定。

50 彎勢分佈法 為一種直接計算法，並不採用任何簡接公式手續簡便，易於記憶。其原理之解釋如下：

茲假想一任何構架，其每一構材之情勢為定值，負載任何荷重，各交筭因荷重之影響而整個旋轉。

但其位置並不改變(即無傾陷)今設於每一交筭加一外勢,而使之不能旋轉,則每一構材均變為一固定梁,其定端彎勢為已知值(由表九得之)此時每一交筭四周各構材之定端彎勢通常不相平衡,即其總和不等於另,故與此定端彎勢總和相反而相等之彎勢,即為使該交筭平衡所需之外勢名為鎖勢(即將該交筭鎖住不轉之外勢)但在真固定之構架則無須此鎖勢,若再將各交筭解放,則各交筭必仍旋轉而達於平衡為止,每一構材之定端彎勢,必受一相當於此旋轉度之改正值。

此解放手續,可將二相等而相反之鎖勢加於一交筭,而完成之(即等於未平衡彎勢)在結構上可視為由兩種荷重之併合作用所組成:

- a. 實在荷重 + 鎖勢,
- b. 一鎖勢 (= 未平衡交筭彎勢) (亦名解勢)

(a) + (b) 顯然即等於實在荷重,若於各定端彎勢加以因交筭上加一與未平衡彎勢相等之獨立偶勢而生之彎勢,則其結果應為真實之材端彎勢。(b) 類之彎勢(解勢)可由下列集斂級數法得之:

假想一任何交筭  $n$ , 為  $n_1, n_2, \dots$  等構材所交集, 設以  $B_n$  表示其解勢, 而假定除  $n$  外其他四周各交筭均屬固定, 則任何構材  $n_i$  所受之彎勢為:

$$B_{n_i} = 4EK_{n_i} \cdot \theta_n \quad \text{及} \quad B_{i_n} = 2EK_{n_i} \cdot \theta_n$$

但

$$\sum B_{n_i} = -B_n = 4E \cdot \sum K_{n_i} \cdot \theta_n,$$



故 
$$\theta_n = -\frac{\bar{B}_n}{4E \cdot \Sigma K}$$

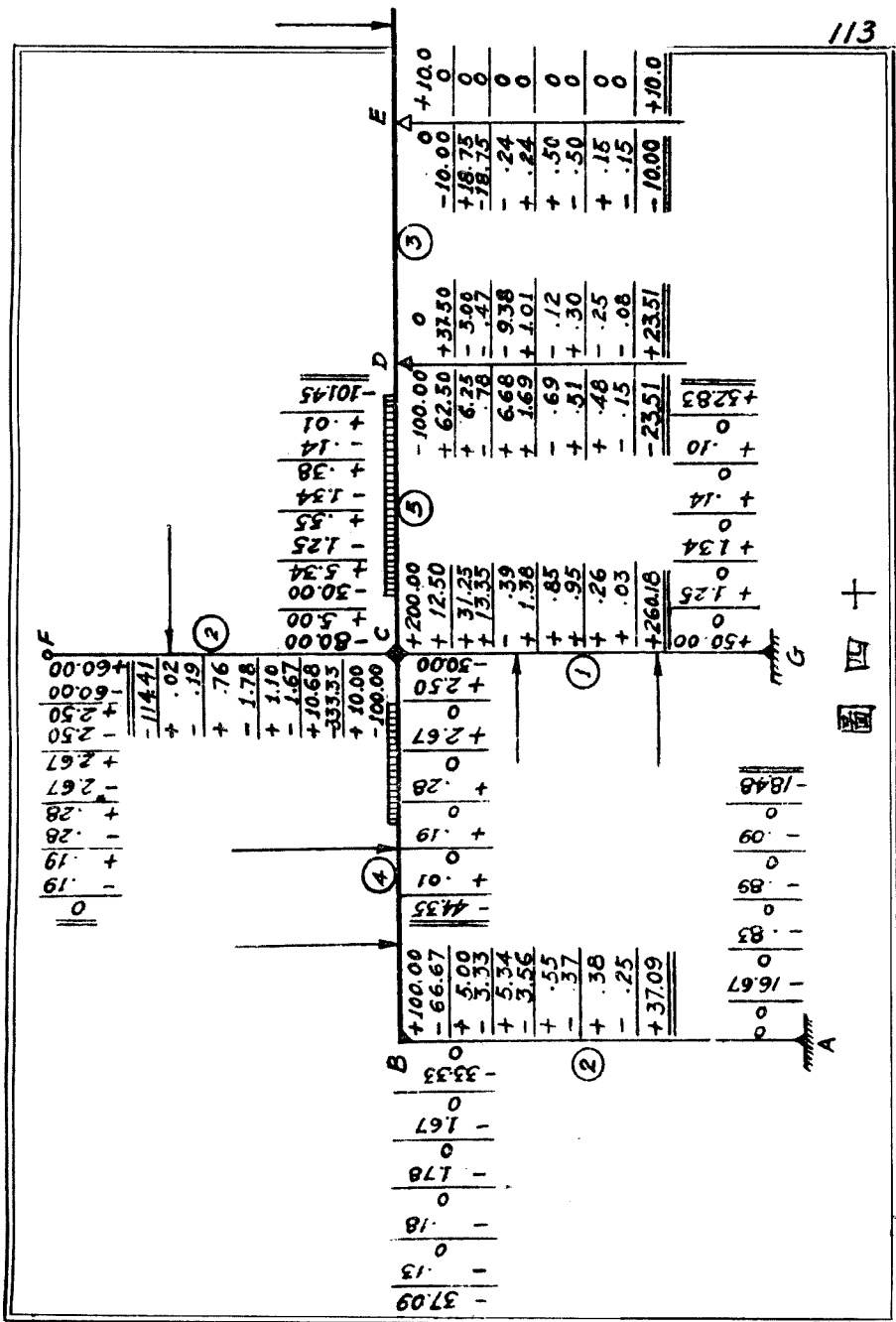
因是 
$$B_{ni} = \frac{-K_{ni}}{\Sigma K} \cdot \bar{B}_n \quad (a) \quad B_{in} = \frac{1}{2} \cdot B_{ni} \quad (b)$$

由(a)式，得每一構材對於 $\bar{B}_n$ 之抵抗，與其 $K$ 值相比例(此 $K$ 值用以表示各構材抵抗彎勢之堅勁力名之曰“勁度”)即每一交筭之解勢，依各構材之勁度而分佈於各交端。此分佈值謂之“佈勢”。又由(b)式得若各構材之他端固定時，交端佈勢之半值，傳遞至他端，此值謂之“遞勢”。

若四周交筭確無旋轉時，上式所得之 $B_{ni}$ 準確無誤。但當交端 $i$ 加一鎖勢 $\bar{B}_i$ ，而假定其四周各交端均為固定時，構材 $ni$ 之 $i$ 端所受彎勢為 $\frac{K_{ni}}{\Sigma K} \cdot \bar{B}_i$ ，而其半值則傳遞至 $n$ 端，即 $n$ 端又另受一由 $i$ 端傳來之遞勢。同樣，其他四周各交端，均有其相當之遞勢傳至 $n$ 端。故當各交端之未平衡彎勢初次分佈之後，各交端雖已在平衡狀態之下，但一經他交端之遞勢傳來時，此等遞勢通常不能自相平衡，即其總和不等於另。故平衡狀態即被擾亂。

此時各交筭之新未平衡彎勢，顯然與各遞勢之總和相等而相反。其分佈及傳遞之法，一如以前。如此層續為之，直至達所需之精確度為止。

首四，為彎勢分佈法發明者 Hardy Cross 最初發表之原首，足以代表一標準構架其計算說明如下：



113

A, G 為固定端, B, C 為堅固交筍, D, E 為自由支架之連續梁, F 為活支端。各構材之比較勁度,  $K$ , 表示於  $O$  內。各構材所負荷重祇表示其方向。其定端彎勢則記於各構之端。所有計算式均列於材端平行方向。

彎勢之記號凡使材端之旋轉與時針動向相同者為正; 與時針動向相反者為負。

今先按各交筍攷其未平衡彎勢, 而分佈之。

A 點及 G 點為真固定端, 故無解勢亦無佈勢。

B 點之解勢  $B_B$  為  $-100$ , 其  $\Sigma K = 2 + 4 = 6$ 。故佈勢

$$B_{BA} = \frac{2}{6} \times 100 = -33.37; \quad B_{BC} = \frac{4}{6} \times 100 = -66.67.$$

C 點之解勢  $C_C = -200 + 50 + 100 + 80 = +30$ ,  $\Sigma K = 5 + 1$

$$+ 4 + 2 = 12. \quad \text{故佈勢 } B_{CD} = \frac{5}{12} \times 30 = +12.5; \quad B_{CB} = \frac{4}{12} \times 30$$

$$= +10; \quad B_{CF} = \frac{2}{12} \times 30 = +5; \quad B_{CG} = \frac{1}{12} \times 30 = +2.5.$$

D 點之解勢  $D_D = +100$ ,  $\Sigma K = 3 + 5 = 8$ 。故佈勢

$$B_{DE} = \frac{3}{8} \times 100 = 37.5; \quad B_{DC} = \frac{5}{8} \times 100 = 62.5.$$

E 點之解勢  $E_E = -10$ , 脫梁部份無佈勢, 故佈勢

$$B_{ED} = -10.$$

F 點之解勢  $F_F = -60$ , 故佈勢  $B_{FC} = -60$ 。

此時各交筍之彎勢已平衡, 但各材端均另受他端傳來之遞勢, 其值等於他端佈勢之半。惟 A, G 為真固定端, 故無遞勢傳至 B 及 C 端。

此時, 各交筍之新解勢顯然與各遞勢之總和相等而相反, 仍依  $K$  值之比而分佈於各構材, 而再平衡之。

51 傾陷構架 上節所述彎勢分佈法，祇適用於構架之交筭並不因荷重而發生傾側或下陷者，如高屋受風力時，鐵道高架受火車拖力時，房屋或橋梁基礎發生沉陷時，及任何構架受不對稱荷重時，交筭傾陷之影響均應計及，則上述彎勢分佈法須畧加變化，其計算手續舉例如下：

如圖四十一為一構架， $BC$  受不對稱垂直荷重， $DE$  受水平荷重，其定端彎勢極易計算，載於各端全構架於  $B$  交筭受一水平荷重  $P=100$ 。

通常桁梁之勁度較柱為鉅，對於水平荷重  $P$  之傾陷，可先假定其各交筭並不旋轉，而柱端水平側移。故柱之另勢點（即彎曲換向點）可假定其在中央，而上下兩端所受之剪力相等（其不對稱水平荷重之剪力，當另行計算）

兩端固定之柱，其傾陷  $\Delta \propto \frac{Bl}{EK}$  或  $\frac{Sl^2}{EK}$ 。令  $Q = \frac{l^3}{k} = \frac{l^3}{I}$  表示其對於撓曲之任受能力，謂之“撓度”則  $\Delta \propto \frac{S}{1/Q}$ ，而  $S \propto \Delta \frac{1}{Q}$ 。

故各柱平行時，其傾陷相同。兩端之剪力與其撓度之逆數相比，是為“剪力之平行分佈”。若各柱連續時，其總傾陷等於上下柱傾陷之和，其剪力與其撓度逆數之和相比，是為“剪力之連續分佈”。

$$\text{今 } \Delta_{DE} \propto \frac{S_{DE}}{\frac{1}{Q_{DE}}}, \quad \Delta_{FG} \propto \frac{S_{FG}}{\frac{1}{Q_{FG}}}$$

$$\text{而 } S_{DE} + S_{FG} = S_{DE} = S_{CD}$$

故 
$$S_{DE} = S_{CD} \frac{\frac{1}{Q_{DE}}}{\frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_{FG} = S_{CD} \frac{\frac{1}{Q_{FG}}}{\frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}} \dots \dots \dots (2)$$

又 
$$\Delta_{CE} = \Delta_{CD} + \Delta_{DE} \propto \frac{S_{CD}}{Q_{CD}} + \frac{S_{DC}}{\frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}}$$

$$\propto S_{CD} \left[ \frac{1}{Q_{CD}} + \frac{1}{\frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}} \right]$$

又 
$$\Delta_{AB} = \Delta_{CE} \propto \frac{S_{AB}}{Q_{AB}}$$

而 
$$S_{AB} + S_{CD} = P.$$

故 
$$S_{AB} = P \frac{\frac{1}{Q_{AB}}}{\frac{1}{Q_{AB}} + \frac{1}{\frac{1}{Q_{CD}} + \frac{1}{\frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}}}} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_{CD} = P \frac{\frac{1}{Q_{CD}} + \frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}}{\frac{1}{Q_{AB}} + \frac{1}{Q_{CD}} + \frac{1}{Q_{DE}} + \frac{1}{Q_{FG}}} \quad (4)$$

各柱端之定端彎勢  $B_{AB} = B_{BA} = \frac{l_{AB}}{2} \cdot S_{AB} \quad (c)$

$$B_{CD} = B_{DC} = \frac{l_{CD}}{2} \cdot S \quad (d)$$

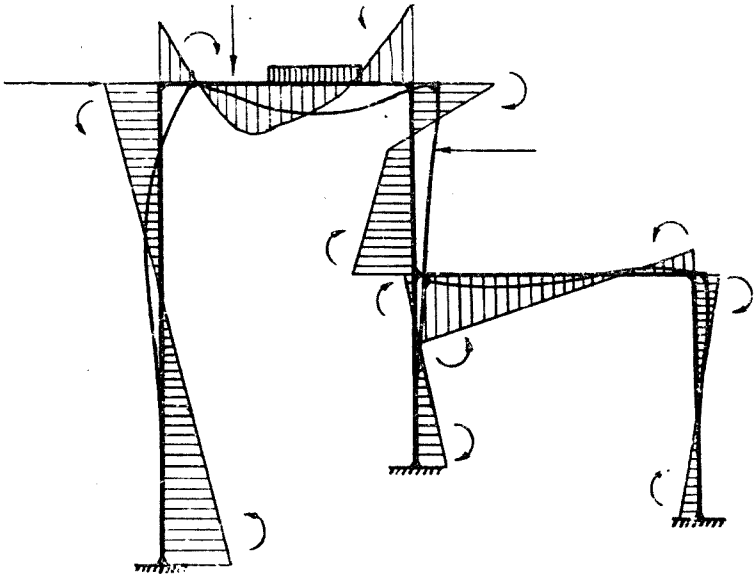
$$B_{DE} = B_{ED} = \frac{l_{DE}}{2} \cdot S_{DE} \quad (e)$$

$$B_{FG} = B_{GF} = \frac{l_{FG}}{2} \cdot S_{FG} \quad (f)$$

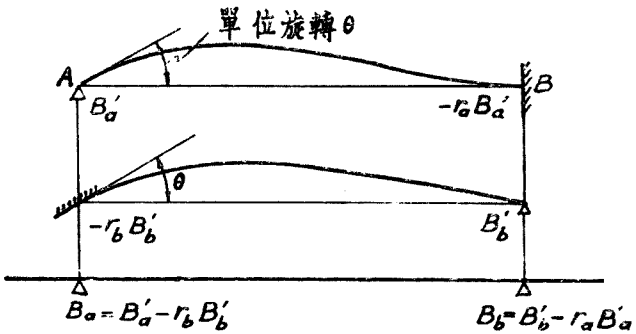
各交筭定端彎勢既得之後，再將各交筭解放其解勢之分佈及傳遞，一如前法。此時柱端彎勢之總和與原來之總和不等，故全構架不在平衡狀態之下。（全構架平衡時，柱端彎勢之總和不變）故須假定於相反水平方向加鎖力  $P'$ ，使之平衡。其對於各柱端之定端彎勢，與因  $P$  而生者相比，其總和則與柱端不平衡彎勢之總和相等而相反。此時各交筭又不平衡，再行分佈傳遞調整之，如是循環為之，最後即得各交筭及全構架同時平衡之彎勢。其循環之次數，則視所需之精確度而定。此為 *D. M. Wilson* 之直接分佈法，不用其他假定荷重，茲再綜合其手續：

Ia. 計算各構材端之定端彎勢。

Ib. 在各交筭未假定旋轉之先，依各柱之撓度



圖四十二



圖四十三

計算由傾陷而發生之柱端彎勢。

Ic 將(Ia)及(IIb)所得之和定為所求之定端彎勢。

II 將各交筒之未平衡彎勢，分佈於相交各構材之端，使各交筒之彎勢總和等於另(此時假定交筒開始旋轉)

III 將各構材一端之佈勢，傳遞至彼端。

IV 將各柱端彎勢加以調整，即將與不平衡彎勢總和相等而相反之總彎勢，依(IIb)之分佈比例分佈各柱端。

V 將(II)(III)(IV)循環之，以達所需精確度。

圖四十二表示彎勢分佈及該構架傾陷示意圖。表十為定端彎勢之計算。

其他彎勢分佈之法不一，繁簡不同，應用各異，茲不詳述。<sup>\*</sup>

\* 參攷下列各書：

52 旋轉因數 在上述彎勢分佈法中，若由直接觀察或其他方法，已知梁之一端由固定狀態解放時彎勢變更與他端解放時彎勢變更之比例，則不平衡彎勢可不依勁度比例而依勁度與旋轉因數乘積比例分佈之。旋轉因數依兩端彎勢變更率之比而變，通常以 $\%$ 表之。

旋轉因數 $\%$ 之普通公式，可由下法求得之：

如圖四十三，當B端鎖住不動時，而A端生一單



位旋轉，則若 A 端之彎勢為  $B'_a$ ；B 端之彎勢應為  $B'_b$  乘 A 端之傳遞因數  $r_a$ ，或  $r_a B'_a$ 。

若再將 A 端鎖住不使再轉，而於 B 端加一彎勢  $B'_b$ ，使一單位旋轉，則同時傳遞一彎勢  $r_b B'_b$  至 A 端。今此等旋轉所生之總彎勢為  $B_a$  及  $B_b$ 。

$$B'_b = B_b - r_a B'_a$$

$$\begin{aligned} B_a &= B'_a + r_b B'_b = B'_a + r_b B_b - r_a r_b B'_a \\ &= B'_a + r_b \frac{B_b}{B_a} \cdot B_a - r_a r_b B'_a \end{aligned}$$

$$\frac{B_a}{B'_a} = \frac{1 - r_a r_b}{1 - r_b \frac{B_b}{B_a}}$$

但  $B_a$  為 B 端解放時，A 端發生單位旋轉之彎勢，而  $B'_a$  則為 B 端固定時，A 端發生單位旋轉之彎勢。今命一端固定時他端發生單位旋轉之彎勢為該端之“勁度”，而

$$C = \frac{1 - r_a r_b}{1 - r_b \frac{B_b}{B_a}}$$

為該端之旋轉因數。

因是若  $B_a$  為所考慮一端之彎勢變更率，  
 $B_b$  為他端之彎勢變更率。

則

$$B_a \propto \frac{S}{C} \propto S \frac{1 - r_a r_b}{1 - r_b \frac{B_b}{B_a}}$$

或  $B_a(1 - r_b \frac{B_b}{B_a}) = (B_a - r_b B_b) \propto K(1 - r_a r_b)^{\#} \dots (LIII)$

此處應注意  $B_a$  及  $B_b$  為對於定端彎勢之變更值，而非總彎勢，切不可誤解。

表十一為若干種特殊情形下之旋轉因數，以供參攷。表中傳遞因數  $r_a$  及  $r_b$  之值，詳載第53節中。

藉旋轉因數  $1/C$  之助，以覆核彎勢分佈，或直接將解勢分佈，均極簡便。例見卷下實例。

\* 當  $I$  為定值時， $K = \frac{I}{L}$  為定值。由48節公式(LIIB)

$$B_m = 2EK(2\theta_m + \theta_n - 3R)$$

$$B_n = 2EK(2\theta_n + \theta_m - 3R)$$

得  $K \propto B_m$  或  $B_n$ ，故  $K$  為  $I$  定值時之“比較勁度”。

53 情勢不均一之構材 以前各節所述之傾角傾陷法及彎勢分佈法中，皆假定每一構材之截面均一，其情勢亦均一不變。故  $K$  及  $Q$  等值均為定值，計算便易。

但在大多數結構中，梁之兩端深度較中央為鉅，有時且形成拱式，各部截面不同，其情勢自不均一。以前所用  $I$  為常數之公式均不適用。當用下列方法決定之。



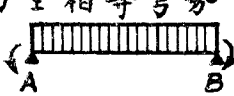

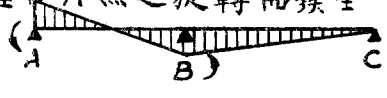
如首四十四，在  $m$  及  $n$  兩點間  $\frac{B}{I}$  者之面積，

$$\theta_n - \theta_m = \int_n^m \frac{B}{EI} \cdot dx \dots \dots (1)$$

表十一

$$\frac{1}{C} = \frac{1 - r_a r_b}{1 - r_b \frac{B_b}{B_a}}$$

$\left\{ \begin{array}{l} A \text{ 為攷慮一端} \\ B \text{ 為他端} \end{array} \right.$

梁端狀況	不對稱牛腿梁 $r_a \neq r_b$	對稱牛腿梁 $r_a = r_b = r$	均一截面 $r_a = r_b = -1/2$
彼端固定 $B_b = r_b B_a$ $\theta_b = 0$ 	1	1	1
彼端活支* $B_b = 0$ 	$1 - r_a r_b$	$1 - r^2$	$3/4$
因旋轉而生相等彎勢 $B_a = -B_b$ $\theta_a = -\theta_b$ (對稱) 	$\frac{1 - r_a r_b}{1 - r_b}$	$1 + r$	$1/2$
因旋轉而生相等相反彎勢 $B_b = +B_a$ $\theta_a = \theta_b$ (不對稱) 	$\frac{1 - r_a r_b}{1 + r_b}$	$1 - r$	$3/2$
在B點與他梁連續，B點之旋轉全由A點之旋轉而發生 	$1 - r_a r_b$ 至 1	$1 - r^2$ 至 1	$3/4$ 至 1

\* A點之定端彎勢由假定B點為活支時求得

$n$  及  $m$  兩點間  $B/l$  荷之靜勢,

$$\Delta - \theta_m = \int_n^m \frac{B}{EI} \cdot x \cdot dx \quad \dots \dots (2)$$

設  $F_m =$  對於  $B_{mn}$  之  $B/l$  荷面積,

$F_n =$  對於  $B_{nm}$  之  $B/l$  荷面積,

$m = F_m / B_{mn} \cdot l = B_{mn}$  及  $l$  均為 1 時  $B_{mn}$  之  $B/l$  荷面積,

$n = F_n / B_{nm} \cdot l = B_{nm}$  及  $l$  均為 1 時  $B_{nm}$  之  $B/l$  荷面積,

$u =$   $m$  面積重心與  $m$  端間之距離,

$v =$   $n$  面積重心與  $n$  端間之距離,

$F =$  荷重之  $B/l$  荷面積,

$\bar{x} =$   $F$  面積重心與  $n$  端間之距離

則 (1) 及 (2) 式, 可書為:

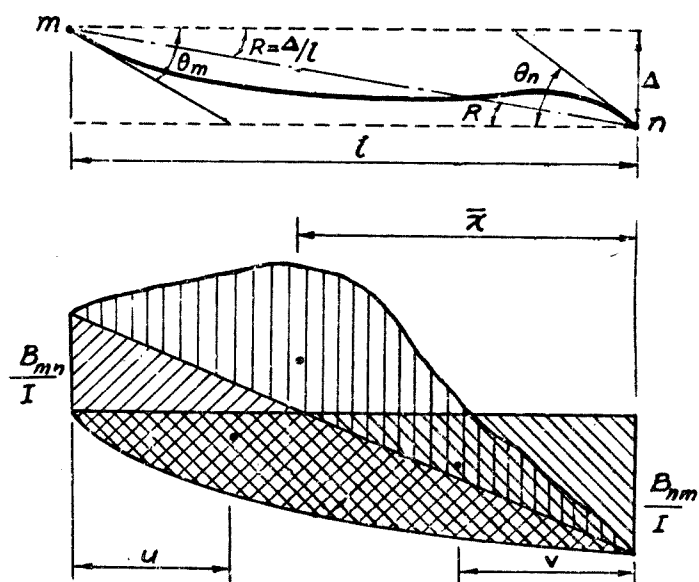
$$\theta_n - \theta_m = [-B_{mn}m + B_{nm}n(-F)]/E \quad \dots \dots (3)$$

$$\Delta - \theta_m = [-B_{mn}m(1-u)l^2 + B_{nm}nv(l^2 - F\bar{x})]/E \quad \dots \dots (4)$$

化 (3), (4) 兩式, 而以  $mu$  及  $nv$  互代則得

$$B_{mn} = \frac{E}{m(1-u-v)} \left[ \theta_m(1-v) + \theta_n v - \frac{\Delta}{l} \right] - F \frac{\bar{x} - (1-v)}{m^2(1-u-v)} \quad \dots \dots (LIVA)$$

$$B_{nm} = \frac{E}{n(1-u-v)} \left[ \theta_m u + \theta_n(1-u) - \frac{\Delta}{l} \right] - F \frac{\bar{x} - (1-u)}{n^2(1-u-v)} \quad \dots \dots (LIVB)$$



圖四十四

當梁支於無傾陷之支架，而兩端固定時， $\theta_m = 0$ ， $\theta_n = 0$ ， $\Delta/l = 0$ 。故定端彎勢：

$$B_{Fm} = F \frac{\bar{x} - lv}{m l^2 (1 - u - v)} \quad \text{--- (LVA)}$$

$$B_{Fn} = F \frac{\bar{x} - l(1 - u)}{n l^2 (1 - u - v)} \quad \text{(LVB)}$$

上式之符號係對於下向荷重者通常定端彎勢之符號，與該端之荷重彎勢相反，與時針動向相同者為正，相反者為負。

勁度之定義(如上節)為當構材之他端固定時使

所考慮一端發生單位旋轉所需之彎勢(兩支點均無傾陷)是以:

$m$  端勁度可由 (LIVA) 式, 令  $\theta_m = 1$ ,  $\theta_n = 0$ , 及  $\Delta/l = 0$ .

$n$  端勁度可由 (LIVB) 式, 令  $\theta_m = 0$ ,  $\theta_n = 1$ , 及  $\Delta/l = 0$

得之:

$$S_m = \frac{E(1-\nu)}{m(1-u-\nu)} \dots \dots \dots (LVIA)$$

$$S_n = \frac{E(1-u)}{n(1-u-\nu)} \dots \dots \dots (LVI B)$$

若  $E$  為定值時, 因計算時, 勁度僅為比較值, 故可令  $E = 1$ .

傳遞因數之定義(如上節)為當一端固定而他端旋轉時, 固定端之定端彎勢與旋轉端使之發生旋轉之彎勢之比(支點均無傾陷)是以:  $m$  端之傳遞因數可由 (LIVA 及 (LIVB), 令  $\theta_m = 0$ ,  $\Delta/l = 0$ , 及  $F = 0$ , 而求其  $B_{mn}$  與  $B_{nm}$  之比; 同樣,  $n$  端之傳遞因數可由 (LIVA) 及 (LIVB), 令  $\theta_n = 0$ ,  $\Delta/l = 0$ , 及  $F = 0$  而求其  $B_{nm}$  與  $B_{mn}$  之比.

$$\Gamma_m = \frac{\nu}{1-u} \dots \dots \dots (LVIIA)$$

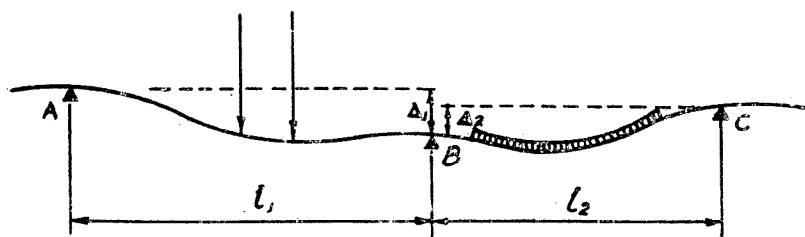
$$\Gamma_n = \frac{u}{1-\nu} \dots \dots \dots (LVII B)$$

此為 A. W. Eral 之普通公式, 於傾角傾陷法及彎勢分佈法, 同樣適用. 關於不規則截面構材之各種常數, 均可直接計算, 或由圖解法得之.

若截面之變更，有簡易規則時，則各項常數可由  
圖表求得，茲不贅列。<sup>\*</sup>

<sup>\*</sup>參攷下列各書：

54 三彎勢定理 連續梁支點之負彎勢，通常  
均用所謂三彎勢定理計算。此係 1857 法人 Clapey-  
ron 所發明。利用相鄰三支點彎勢之相互關係，成  
立若干聯立方程式，而求其各點彎勢之值。但自傾  
角傾陷法及彎勢分佈法發明之後，此定理應用之  
範圍，已漸狹小，遠不如後二者之簡捷。三彎勢定理  
之證明法不一，茲由傾角傾陷法證之，最為簡明。



圖四十五

如圖四十五，為連續梁中任何兩鄰接跨度  $AB$ ，  
及  $BC$ 。由 48 節 (9)(10) 兩式，得：

$$\theta_{BA} = \frac{l_1}{6EI_1}(2B_{BA} - B_{AB}) + \frac{\Delta_1}{l_1} + \frac{1}{EI_1 l_1} \int_0^{l_1} B_{01} \cdot x \, dx \quad (1)$$

$$\theta_{BC} = \frac{l_2}{6EI_2}(2B_{BC} - B_{CB}) + \frac{\Delta_2}{l_2} + \frac{1}{EI_2 l_2} \int_0^{l_2} B_{02}(l_2 - x) \, dx \quad (2)$$

今  $B_{BC} = -B_{BA}$ , 並將  $B_{AB}, B_{BA}$ , 或  $B_{BC}, B_{CB} \dots \dots$

簡書為  $B_A B_B B_C \dots \dots$ , 則得:

$$\frac{B_A l_1}{I_1} + 2B_B \left( \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right) + \frac{B_C l_2}{I_2} + 6E \left( \frac{\Delta_1}{l_1} + \frac{\Delta_2}{l_2} \right) \\ + \frac{6}{I_1 l_1} \int_0^{l_1} B_{01} x dx + \frac{6}{I_2 l_2} \int_0^{l_2} B_{02} (l-x) dx = 0 \\ \dots \dots \dots (LVIII)$$

但  $\frac{1}{I_1} \int_0^{l_1} B_{01} x dx =$  荷重活支  $B/I$  面面積對於  $A$  點之靜勢  $= F_1 (l_1 - \bar{x}_1)$ ,

$\frac{1}{I_2} \int_0^{l_2} B_{02} (l-x) dx =$  荷重活支  $B/I$  面面積對於  $C$  點之靜勢  $= F_2 \bar{x}_2$ .

$$\therefore \frac{B_A l_1}{I_1} + 2B_B \left( \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right) + \frac{B_C l_2}{I_2} + 6E \left( \frac{\Delta_1}{l_1} + \frac{\Delta_2}{l_2} \right) \\ + \frac{6}{l_1} F_1 (l_1 - \bar{x}_1) + \frac{6}{l_2} F_2 \bar{x}_2 = 0 \dots \dots (LVIIIa)$$

若  $l_1 = l_2 = \dots \dots = l$ ;  $I_1 = I_2 = \dots \dots = I$ , 則得:

$$B_A + 4B_B + B_C + \frac{6EI}{l^2} (\Delta_1 + \Delta_2) \\ + \frac{6}{l^2} [F_1 (l - \bar{x}_1) + F_2 \bar{x}_2] = 0 \dots (LVIIIb)$$

又若荷重為對稱時,  $\bar{x}_1 = \bar{x}_2 = l/2$ , 則得:

$$B_A + 4B_B + B_C + \frac{6EI}{l^2} (\Delta_1 + \Delta_2) + \frac{3}{l} (F_1 + F_2) = 0 \\ \dots \dots \dots (LVIIIc)$$



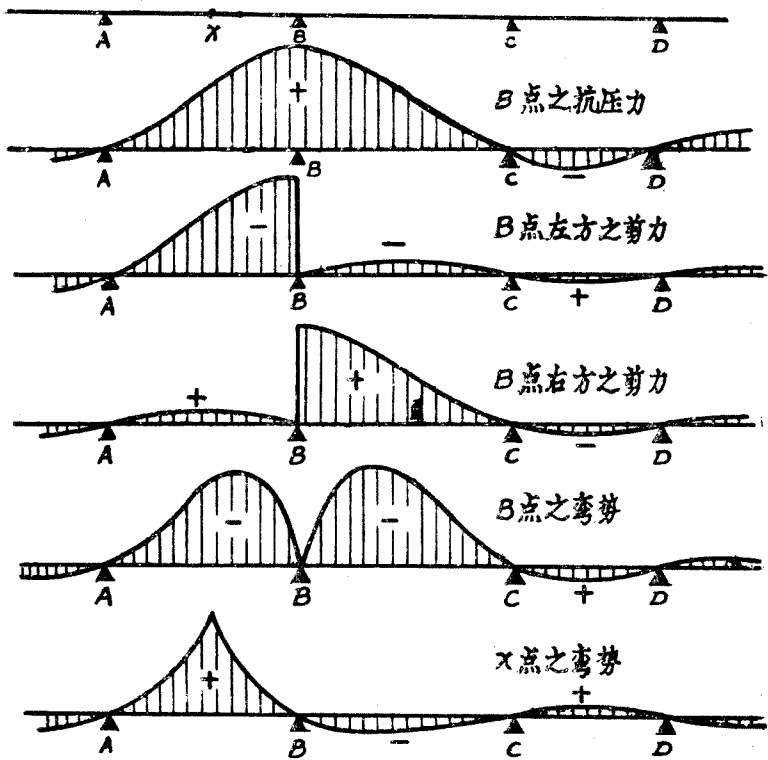
若  $I$  為不均一時，可由第 53 節同樣方法得，三彎勢普通公式如下：

$$B_A m_1 u_1 l_1 + B_2 [n_1 (1-u_1) l_1 + m_2 (1-u_2) l_2] + B_C n_2 v_2 l_2$$

$$+ F \left( \frac{A_1}{l_1} + \frac{A_2}{l_2} \right) + \frac{F_1}{l_1} (l_1 - \bar{x}_1) + \frac{F_2}{l_2} \bar{x}_2 = 0 \dots (LIX)$$

由上列三彎勢定理，可得若干聯立方程式而求其各點之彎勢，惟實用時，除簡單連續梁外，遠不如傾角傾陷法及彎勢分佈法之簡捷。

**55 活動荷重及影響綫** 凡活動荷重對於構架各部份剪力、彎勢等之影響，視所處地位而異，故各部份所受之最大活荷重、剪力及彎勢，並非在滿佈之情形下，而在某部份有荷重某部份無荷重之情形下。假定一單位荷重在各不同地位時，對於某點發生剪力或彎勢之影響，可繪成曲綫，即謂之“某點之剪力或彎勢之影響綫”。由影響綫可得各點之最大活荷重、剪力或彎勢之活荷重分佈情形。其傾陷影響則可由彎曲荷重同樣決定之。



圖四十六

如圖四十六，為連續梁一部份之各點剪力或彎勢之影響綫，由此可得下列各準度：

1. 支點最大抗壓力 相鄰兩跨度有荷重，向外每間一跨度有荷重。
2. 支點兩側最大剪力 荷重情形同上。
3. 支點最大負彎勢 荷重情形同上。
4. 跨度中央最大正彎勢 自該跨度起每間一跨度有荷重。

5. 跨度中央最大負彎勢 自鄰跨度起每間  
一跨度有荷重。

在連續橋梁之與支柱或橋台澆為一體者，梁端負彎勢之一部份由柱或橋台分擔，故較假定活支者為小，其各部彎勢及剪力之準度，與連續梁相同。

在房屋構架，除梁之連續支於他梁者，可假定其為活支外，凡與柱澆為一體者，其梁端負彎勢應分佈於上下柱端，其各部最大剪力之準度與連續梁相同，其彎勢之準度則可列舉如下：

1. 梁之中央最大正彎勢 如圖四十七(a1)自本跨度起。

2. 梁之中央最大負彎勢 如圖四十七(a2)自鄰跨度起。

3. 梁端最大負彎勢 如圖四十七(b)。

4. 內柱最大柱端彎勢 如圖四十七(c1)(c2)(c3)。

5. 外柱最大柱端彎勢 如圖四十七(d1)(d2)(d3)。

但較遠跨度內荷重對於所攷慮各點之影響甚微，故為便利計，常假定在若干跨度以外之交筭為固定，以省計算手續，其結果並無大誤。

56. 風力影響 高房屋構架之風力影響，可由傾角傾陷法，或第51節之彎勢分佈法求之，但通常層數甚多，開間不同之構架，其計算甚繁複，耗費時間，下列各近似法為一般工程家所採用者。

1. 腕梁法 係假定全構架宛如一腕梁，在此

法中假定下列數點：

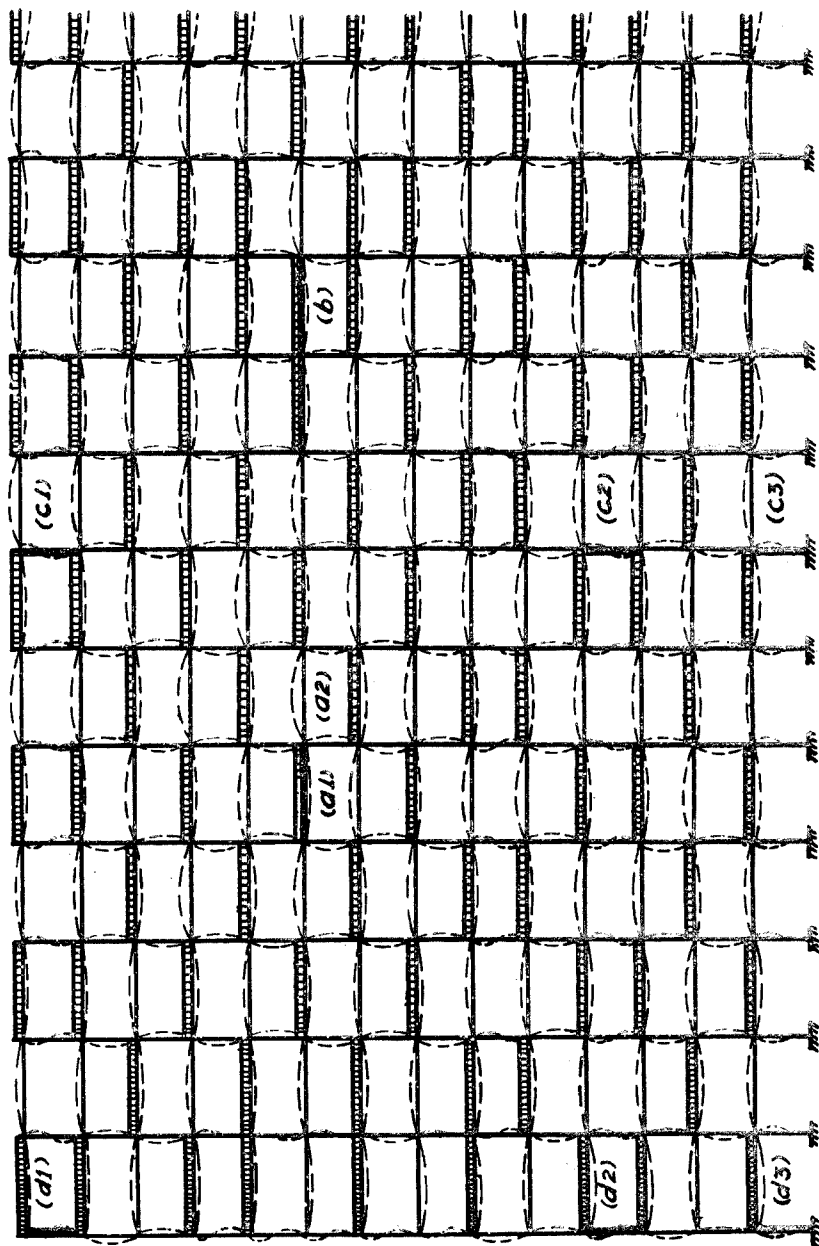
1. 梁之彎曲換向點(另勢點)在跨度中央。
2. 柱之彎曲換向點(另勢點)在高度中央。
3. 各柱之直接應力與對於全構架重心之距離為比例。
4. 有時並假定每層各柱之面積相等,即各柱所受軸向力與對於全構架重心之距離為比例。

2. 框架法 係假定全構架宛如一框架,其假定如下:

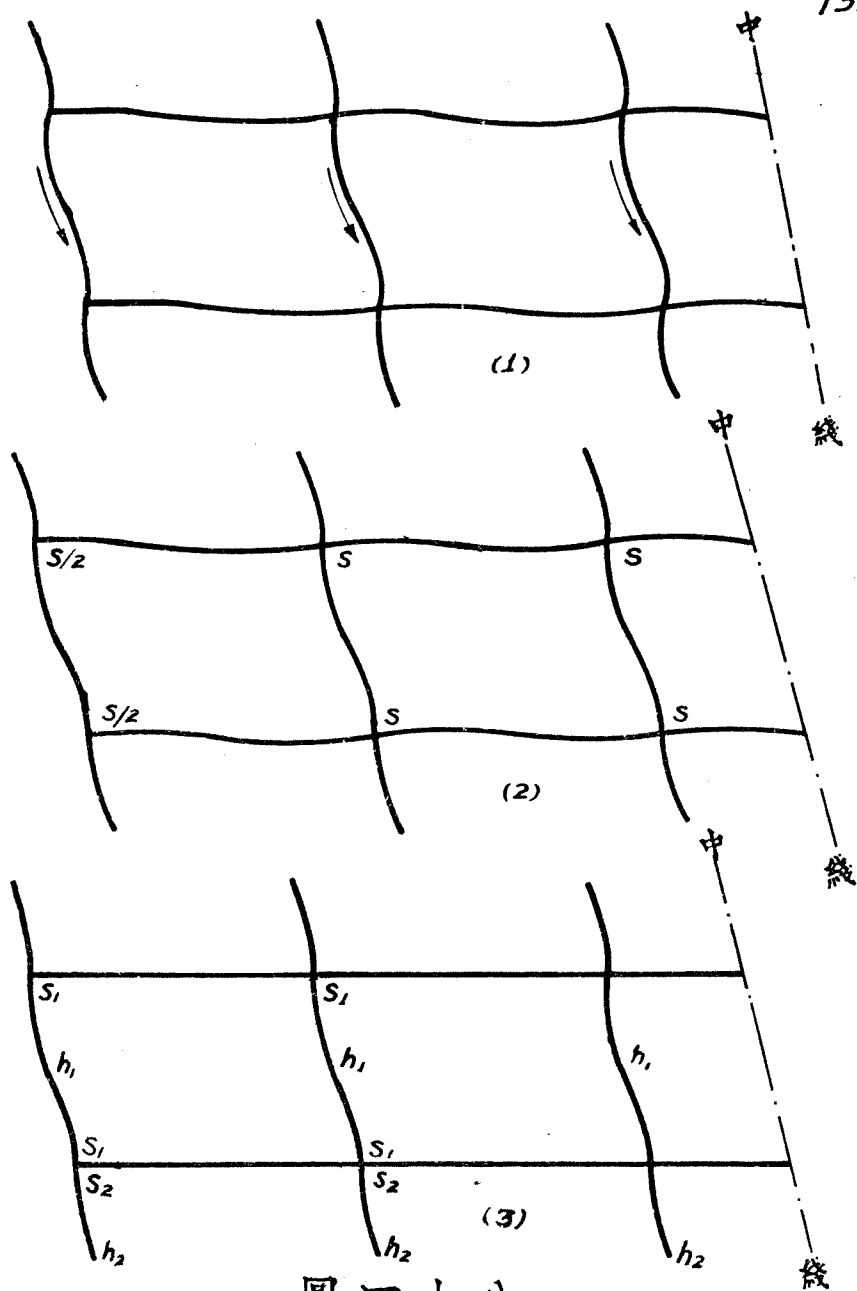
1. 梁之彎曲換向點在中央。
2. 柱之彎曲換向點在中央。
3. 外柱之剪力為內柱之剪力之半,同層各梁之彎勢相等。

3. 堅固樓板法 依實地觀察所得,樓板在事實上係一整個堅固單一構材,其勁度較柱之勁度遠勝,各交筍之傾角幾等於另。故每層構架之整個傾角,可視為全由於剪力,而柱上下端之彎勢相等。各柱彎勢之和,與其勁度為比例,而每層各柱彎勢之總和,等於該層之總彎勢。因此各柱之剪力亦與其勁度為比例,而每層各柱剪力之總和等於該層之總剪力。在此假定情形下,梁之最大彎勢係在與外柱之交筍。若該梁端上下柱之剪力為  $S_1$  及  $S_2$ , 而柱高為  $h_1$  及  $h_2$ , 則其彎勢為  $\frac{1}{2}(S_1 h_1 + S_2 h_2)$ 。

焉四十八,為三近似法之示意圖

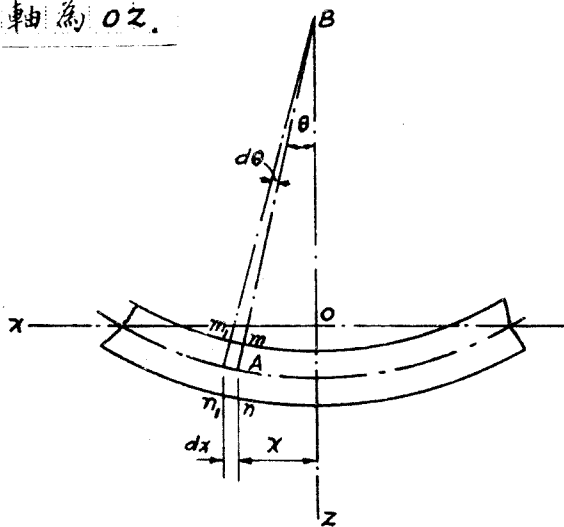


圖四十七



圖四十八

57 四周支架之圓形板 當所載荷重對稱於圓心時，其傾陷曲面亦對稱於正交而經過圓心之軸。故祇須考慮經過此軸之一直徑截面，即足以計算其傾陷及應力。如圖四十九為板之一直徑截面，其對稱軸為  $OZ$ 。



圖四十九

設  $z$  為距對稱軸  $x$  處任何點  $A$  之傾陷則設此傾陷值為甚小時， $A$  點之傾角，

$$\theta = -\frac{dz}{dx} \quad (1)$$

在  $xz$  截面內之彎曲度，

$$\frac{1}{r_1} = -\frac{d^2z}{dx^2} = \frac{d\theta}{dx} \quad (2)$$

當板已傾陷時，在與  $xz$  截面正交方向內之截面，如  $mn$ ，形成一錐體面，其尖頂為  $mn$  與  $OZ$  軸之

交點  $B$  故在  $xz$  截面正交方向內之彎曲半徑，

$$r_2 = AB.$$

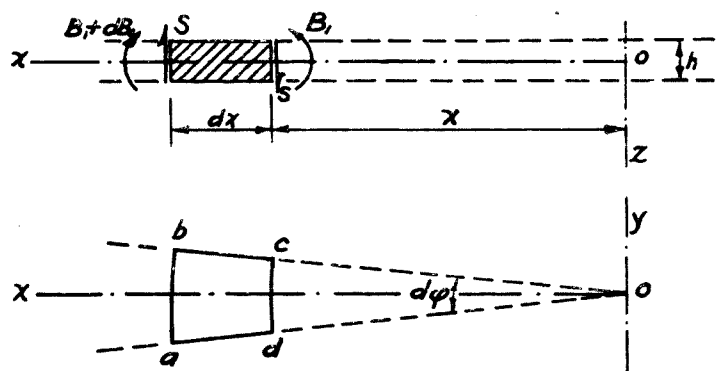
$$\therefore \frac{1}{r_2} = \frac{\theta}{r} \quad \dots \dots (3)$$

若  $D$  為板之“抗撓堅度”， $\mu$  為 Poisson 比數，則：  
在圓周截面內，如  $mn$  等，每單位長度之彎勢，

$$B_1 = D \left( \frac{1}{r_1} + \mu \frac{1}{r_2} \right) = D \left( \frac{d\theta}{dx} + \mu \frac{\theta}{r} \right) \dots \dots (LXA)$$

在直徑截面內，如  $xz$  等，每單位長度之彎勢，

$$B_2 = D \left( \frac{1}{r_2} + \mu \frac{1}{r_1} \right) = D \left( \frac{\theta}{r} + \mu \frac{d\theta}{dx} \right) \dots \dots (LXB)$$



圖五十

又如看五十， $abcd$  為板之任何一小部份，則  
沿  $cd$  圓錐面之偶勢為

$$B_1 x d\phi \dots \dots (4)$$

沿  $ab$  圓錐面之偶勢為



$$(B_1 + dB_1)(x + dx)d\varphi = (B_1 + \frac{dB_1}{dx} \cdot dx)(x + dx)d\varphi \quad (5)$$

沿直徑截面  $ad$  及  $bc$  各為  $B_2 dx$  其在  $xz$  截面內之總和為  $B_2 dx d\varphi \dots \dots \dots (6)$

此外沿  $ab$  及  $cd$  更有剪力作用(沿  $ad$  及  $bc$  則因對稱關係並無剪力)設  $S$  為每單位長度之剪力, 則

沿  $cd$  之總剪力為  $Sx \cdot d\varphi$ .

沿  $ab$  之總剪力為  $S(x + dx)d\varphi$ . 若將高級微分值畧去, 則亦為  $Sx \cdot d\varphi$ .

此兩剪力在  $xz$  截面內形成一偶勢

$$Sx d\varphi \cdot dx \dots \dots \dots (7)$$

但(4),(5),(6)及(7)之總和應為另, 即

$$(B_1 + \frac{dB_1}{dx} \cdot dx)(x + dx)d\varphi - B_1 x \cdot d\varphi - B_2 dx d\varphi + Sx \cdot dx \cdot d\varphi = 0$$

若將高級微分值畧去, 則為

$$B_1 + \frac{dB_1}{dx} \cdot x - B_2 + Sx = 0 \dots \dots \dots (8)$$

以(8)式代入  $(LXA)$  及  $(LXB)$ , 則得

$$\frac{d^2\theta}{dx^2} + \frac{1}{x} \cdot \frac{d\theta}{dx} - \frac{\theta}{x^2} = -\frac{S}{D} \dots \dots \dots (LXC)$$

在任何特種對稱荷重之圓形板,  $S$  之值可由靜力學求得, 而由  $(LXC)$  求其傾角  $\theta$  及傾陷  $z$ .

\*  $D = \frac{EI}{1-\mu^2}$  在純質材料,  $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$  (式內,  $h$  為板之厚度)

今若一圓形板，在圓心有一單獨集中荷重  $P$ ，及均佈荷重每平方面積  $w$ ，則在距對稱軸  $x$  處，圓柱截面內之總剪力為

$$P + \pi x^2 w = 2\pi x S$$

$$\therefore S = \frac{wx}{2} + \frac{P}{2\pi x} \quad \dots \dots \dots (LXIA)$$

代入 (LXC)，而積分之得

$$\theta = \frac{-wx^3}{16D} - \frac{Px}{8\pi D} (2 \log_e x - 1) + \frac{C_1 x}{2} + \frac{C_2}{x}$$

$$\dots \dots \dots (LXIB)$$

再以  $\theta$  代入 (I) 式，而積分之，則得

$$z = \frac{wx^4}{64D} + \frac{Px^2}{8\pi D} (\log_e x - 1)$$

$$- \frac{C_1 x^2}{4} - C_2 \log_e x + C_3 \quad \dots \dots \dots (LXIC)$$

式中，常數  $C_1, C_2$ ，及  $C_3$  均可由四周支架狀況而決定之。

以上討論均假定板之中央平面為中性面，此種假定，僅於板之四周之中央平面不受任何應力，及傾陷與板厚相較為甚小時為然。

表十二為各種不同荷重及不同支架狀況下彎勢及傾陷之值。

\* 式中  $c$  為集中荷重實佔地位之半徑。

表十二

 $r =$  圓板半徑

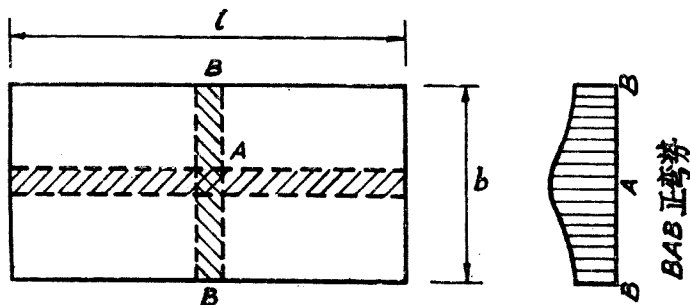
荷重	支架	中央正彎勢	四周負彎勢	中央傾陷
均佈	固定	$B_1 = B_2 = \frac{1+\mu}{16} wr^2$	$B_1 = \frac{-wr^2}{8}$ $B_2 = -\mu \frac{wr^2}{8}$	$\Delta = \frac{wr^4}{64D}$
	活支	$B_1 = B_2 = \frac{3+\mu}{16} wr^2$	—	$\Delta = \frac{(5+\mu)wr^4}{(1+\mu)64D}$
集中	固定	$B_1 = B_2 = \frac{(1+\mu)P}{4\pi} (\log_e \frac{r}{c} + \frac{c^2}{4r^2})^{\#}$	$B_1 = \frac{-P}{4\pi}$ $B_2 = -\mu \frac{P}{4\pi}$	$\Delta = \frac{Pr^2}{16\pi D}$
	活支	$B_1 = B_2 = \frac{(1+\mu)P}{4\pi} (\log_e \frac{r}{c} + \frac{c^2}{4r^2} + 1)^{\#}$	—	$\Delta = \frac{3+\mu}{1+\mu} \frac{Pr^2}{16\pi D}$
局部均佈 (半徑 $c$ )	固定	$B_1 = B_2 = \frac{(1+\mu)wc^2}{4} (\log_e \frac{r}{c} + \frac{c^2}{4r^2})$	$B_1 = \frac{-wc^2}{2} (\log_e \frac{r}{c} + \frac{c^2}{4r^2})$ $B_2 = \frac{-\mu wc^2}{2} (\log_e \frac{r}{c} + \frac{c^2}{4r^2})$	$\Delta = \frac{w}{4D} (\frac{-c^4}{4} \log_e \frac{r}{c} - \frac{3}{16} c^4 + \frac{r^2 c^2}{4})$
	活支	$B_1 = B_2 = \frac{(3+\mu)wc^2}{4} (\log_e \frac{r}{c} + \frac{c^2}{4r^2})$	—	$\Delta = \frac{5+\mu}{1+\mu} \frac{w}{4D} (\frac{-c^4}{4} \log_e \frac{r}{c} - \frac{3}{16} c^4 + \frac{r^2 c^2}{4})$

58 四邊支架之長方形板 長方形板彎勢之

計算原理較諸圓形板遠為複雜，依圓形板同樣之假定，計算所得之結果，可列舉如下：

如圖五十一，為一長方形樓板，其跨度為  $b$  及  $l$ ，

其荷重為每平方單位面積  $w$ ，其彎勢及傾陷公式可分為三類：



圖五十一

I. 四邊活支

跨度中心最大傾陷,  $\Delta = \alpha_A \frac{wb^4}{Eh^3} = \frac{\alpha_A b^2}{12\beta_{BA}} \left( \frac{t+mc}{dE_s} \right) \dots (LXIIA)$

式中,  $h$  = 板厚.

跨度  $b$  內最大正彎勢,

$$B_{bA} = \beta_{bA} w b^2 \dots \dots \dots$$

跨度  $l$  內最大正彎勢,

$$B_{lA} = \beta_{lA} w l^2 \dots \dots \dots$$

} (LXIIIA)

II. 四邊固定

跨度中心最大傾陷,  $\Delta = \alpha_A \frac{wb^4}{Eh^3} = \frac{\alpha_A b^2}{12\beta_{BA}} \left( \frac{t+mc}{dE_s} \right) \dots (LXIIIB)$

跨度  $b$  支點最大負彎勢,

$$-B_b = \beta_{bB} w b^2 \dots \dots \dots$$

跨度中心最大正彎勢,

$$+B_{bA} = \beta_{bA} w b^2 \dots \dots \dots$$

} (LXIIIB)

或約  $\dots\dots\dots$  或約 =  $0.65\beta_{BB}Wb^2$

III 一邊固定，一邊懸空，兩端活支

A 點最大傾陷，

$$\Delta = \alpha_A \frac{Wb^4}{Eh^3} = \frac{\alpha_A l^2}{12\beta_{1A}} \left( \frac{t+mc}{dE_s} \right) \frac{b^4}{l^4} \dots\dots\dots (LXIII C)$$

A 點最大正彎勢，

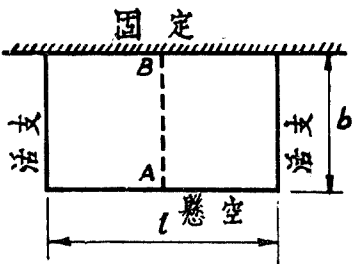
$$+B_{1A} = \beta_{1A} W l^2 \dots\dots\dots$$

B 點最大負彎勢，

$$-B_B = \beta_{BB} W b^2 \dots\dots\dots$$

} (LXIII C)

各式中，假定  $\mu = 0.3$  時， $\alpha$  及  $\beta$  等值見表十三。



圖五十二

四周支架板在正交兩跨度內，荷重之分佈公式，為各國所通用者甚多，茲列舉如下，以茲比較：

1. 美國聯合規程

若  $w$  = 每平方呎之總荷重，

$w_b$  = 在跨度  $b$  內每平方呎之分荷重，

$w_l$  = 在跨度  $l$  內每平方呎之分荷重，

則

$$w_b = w \left( \frac{l}{b} - 0.5 \right) \dots\dots\dots (1a)$$

$$w_c = w \left(1.5 - \frac{l}{b}\right) \quad (1b)$$

此係最簡單之分佈公式，當  $l/b$  達 1.5 時，全部荷重均假定在跨度  $b$  內。

## 2. Grashof 及 Rankine 公式 亦稱傾陷公式

係根據板之傾陷原理而得按板之傾陷。

在  $b$  跨度內，  $\Delta \propto w_b b^4$

在  $l$  跨度內，  $\Delta \propto w_l l^4$

但在兩跨度內之傾陷為定值，故

$$\frac{w_b}{w_l} = \frac{l^4}{b^4}$$

但  $w_b + w_l = w$ ,

$$\begin{aligned} \therefore w_b &= w \frac{l^4}{b^4 + l^4} \\ w_l &= w \frac{b^4}{b^4 + l^4} \end{aligned} \quad (2)$$

通常  $l/b$  達 2 時，全部荷重假定其均在跨度  $b$  內。

## 3. 法國政府規程

$$\begin{aligned} w_b &= w \frac{l^4}{l^4 + 2b^4} \\ w_c &= w \frac{b^4}{b^4 + 2l^4} \end{aligned} \quad (3)$$

通常  $l/b$  亦以 2 為限，逾此則以單向計算。

4. M. Pigeaud 公式 此亦依理論計算而得，與由 (LXIII A) 所得者略異。

1/b	四邊活支		四邊固定				一邊固定一邊懸空兩邊活支		
	$\alpha_A$	$\beta_{bA}$	$\beta_{1A}$	$\alpha_A$	$\beta_{bB}$	$\beta_{bA}$	$\alpha_A$	$\beta_{1A}$	$\beta_{bB}$
1.0	.0443	.0479	.0479	.0138	.0513	.0333	.1230	.0972	.1190
1.1	.0530	.0553	.0494	-	-	-	-	-	-
1.2	.0616	.0626	.0501	-	-	-	-	-	-
1.25	-	-	-	.0199	.0665	.0432	-	-	-
1.3	.0697	.0693	.0504	-	-	-	-	-	-
1.4	.0770	.0753	.0506	-	-	-	-	-	-
1.5	.0843	.0812	.0500	.0240	.0757	.0492	.3660	.0558	.2270
1.6	.0906	.0862	.0493	-	-	-	-	-	-
1.7	.0964	.0908	.0486	-	-	-	-	-	-
1.75	-	-	-	.0264	.0817	.0531	-	-	-
1.8	.1017	.0948	.0479	-	-	-	-	-	-
1.9	.1064	.0985	.0471	-	-	-	-	-	-
2.0	.1106	.1017	.0464	.0277	.0829	.0539	.6350	.0293	.3190
3.0	.1336	.1189	.0404	-	-	-	1.0300	.0078	.4280
4.0	.1400	.1235	.0384	-	-	-	-	-	-
5.0	.1416	.1246	.0375	-	-	-	-	-	-
$\infty$	.1422	.1250	.0375	.0284	.0833	.0541	1.370	0	.5000





表十五

l/b	四邊活支四角中央正彎勢		四邊活支四角不易振舉		四邊連續或固定		四邊連續或固定	
	W <sub>b</sub>	W <sub>l</sub>	W <sub>b</sub>	W <sub>l</sub>	W <sub>b</sub>	W <sub>l</sub>	W <sub>b</sub>	W <sub>l</sub>
1.0	0.500	0.500	0.295	0.295	0.236	0.236	0.236	0.236
1.1	0.594	0.406	0.358	0.237	0.286	0.237	0.286	0.190
1.2	0.675	0.325	0.419	0.191	0.335	0.191	0.335	0.153
1.3	0.741	0.259	0.477	0.154	0.382	0.154	0.382	0.123
1.4	0.794	0.206	0.532	0.127	0.426	0.127	0.426	0.102
1.5	0.835	0.165	0.581	0.107	0.465	0.107	0.465	0.086
1.75	0.904	0.096	0.681	0.071	0.553	0.071	0.553	0.057
2.0	0.941	0.059	0.757	0.051	0.606	0.051	0.606	0.041
2.5	0.975	<u>0.032</u>	0.869	<u>0.032</u>	0.695	<u>0.032</u>	0.695	<u>0.032</u>
3.0	0.988	<u>0.022</u>	0.940	<u>0.022</u>	0.752	<u>0.022</u>	0.752	<u>0.022</u>

表十四為(1),(2),(3),(4)及(LXIIIA)所得 $w_b/w$ 值之比較。

採用(1),(2),(3),(4)各公式時,對於支架狀況之關係,可由下式決定之:

$$\text{實效跨度} = f \times \text{實量跨度}$$

兩端均活支時,  $f = 1.00$

一端固定,一端活支時,  $f = 0.80$

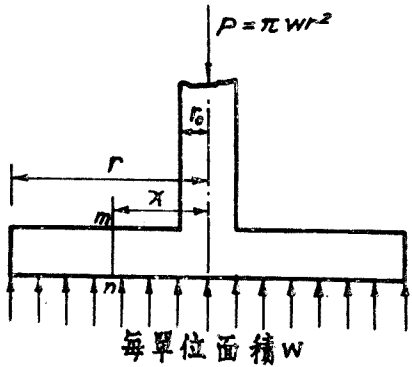
兩端均固定時,  $f = 0.67$

一端固定一端懸空時(即腕梁)  $f = 3.00$

表十五為上海工部局規程所定,應用甚便。

59 傘形板 如圖五十三,為一傘形板係圓形板之一方受均佈荷重,而一方支載於一圓柱者。在距中心軸 $x$ 處,圓筒截面 $mn$ 之應剪力,

$$S = \frac{wx}{2} - \frac{P}{2\pi x} \dots \dots \dots (LXIVA)$$



圖五十三

代入 (4X4) 得

$$\frac{d^2\theta}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{d\theta}{dx} - \frac{\theta}{x^2} = \frac{1}{D} \left( \frac{P}{2\pi x} - \frac{Wx}{2} \right)$$

積分之得

$$\theta = \frac{-Wx^3}{16D} + \frac{Px}{8\pi D} (2 \log_e x - 1) + \frac{C_1 x}{2} + \frac{C_2}{x} \quad \text{(LXIVB)}$$

$$z = \frac{Wx^4}{64D} - \frac{Px^2}{8\pi D} (\log_e x - 1) - \frac{C_1 x^2}{4} - C_2 \log_e x + C_3 \quad \text{(LXIVC)}$$

代入 (4XA) 及 (4XB), 得

$$B_1 = -(3+\mu) \frac{Wx^2}{16} + (1+\mu) \left( \frac{P}{4\pi} \log_e x + \frac{C_1 D}{2} \right) + (1-\mu) \left( \frac{P}{8\pi} - \frac{C_2 D}{x^2} \right) \quad \text{(LXVA)}$$

$$B_2 = -(1+3\mu) \frac{Wx^2}{16} + (1+\mu) \left( \frac{P}{4\pi} \log_e x + \frac{C_1 D}{2} \right) - (1-\mu) \left( \frac{P}{8\pi} - \frac{C_2 D}{x^2} \right) \quad \text{(LXVB)}$$

今  $x = r_0$  時,  $\theta = 0$ ,  $z = 0$ ; 又  $x = r$  時,  $B_1 = 0$ . 由 (LXIVB), (LXIVC) 及 (LXVA), 得

$$C_1 = \frac{1}{(1+\mu)r^2 + (1-\mu)r_0^2} \left[ \frac{Pr^2}{8\pi D} (1+3\mu - 1+\mu \cdot 4 \log_e r) + (1-\mu) \frac{Wr_0^4}{8D} - (1-\mu) \frac{Pr_0^2}{4\pi D} (2 \log_e r_0 - 1) \right] \quad \text{(a)}$$

$$C_2 = \frac{Wr_0^4}{16D} - \frac{Pr_0^2}{8\pi D} (2 \log_e r_0 - 1) - \frac{C_1 r_0^2}{2} \quad \text{(b)}$$

$$C_3 = -\frac{Wr_0^4}{64D} + \frac{Pr_0^2}{8\pi D} (\log_e r_0 - 1) + \frac{C_1 r_0^2}{4} + C_2 \log_e r_0 \quad \text{(c)}$$

當  $r_0$  與  $r$  相較為甚小時, 式內  $r_0^2$  各項可略去之, 則得

$$C_1 = \frac{w r^2}{8D} \left( \frac{1+3\mu}{1+\mu} - 4 \log_e r \right) \quad \dots \dots \dots (a1)$$

$$C_2 = 0 \quad \dots \dots \dots (b1)$$

$$C_3 = 0 \quad \dots \dots \dots (c1)$$

$$B_1 = \frac{w}{16} \left[ (3+\mu)(r^2 - x^2) - 4(1+\mu)r^2 \log_e \frac{r}{x} \right] \quad \dots \dots \dots (LXVA')$$

$$B_2 = \frac{w}{16} \left[ (5\mu-1)r^2 - (1+3\mu)x^2 - 4(1+\mu)r^2 \log_e \frac{r}{x} \right] \quad \dots \dots \dots (LXVB')$$

$$z = \frac{w x^4}{64D} + \frac{w r^2 x^2}{8D} \left[ \frac{3+\mu}{4(1+\mu)} + \log_e \frac{r}{x} \right] \quad \dots \dots \dots (LXIVC')$$

故  $x = r_0$  處之最大彎勢，

$$B_1 = \frac{w}{16} \left[ (3+\mu)(r^2 - r_0^2) - 4(1+\mu)r^2 \log_e \frac{r}{r_0} \right] \quad \dots \dots \dots (LXVIA)$$

$$B_2 = \frac{w}{16} \left[ (5\mu-1)r^2 - (1+3\mu)r_0^2 - 4(1+\mu)r^2 \log_e \frac{r}{r_0} \right] \quad \dots \dots \dots (LXVIB)$$

$x=r$  處之最大傾陷,

$$\Delta = \frac{7+3\mu}{64(1+\mu)D} W r^4 \quad \dots \dots \dots (LXVIC)$$

60 直接支於柱端之板 亦稱平板結構,或稱無梁結構,其理論計算,最為複雜,如前五十四,為方板之中央一部,其柱心跨度為 $l$ ,其所載均佈荷重為每平方單位面積 $w$ ,故柱所載總荷重 $W=w l^2$ ,前中同高綫表示各部之傾陷狀況,其彎曲反向綫,據試驗所得,略帶方形,故全部結構可分為二部份:(一)為傘形板,其中心固定於柱頂,(二)為網形板,支於傘形板之四周。

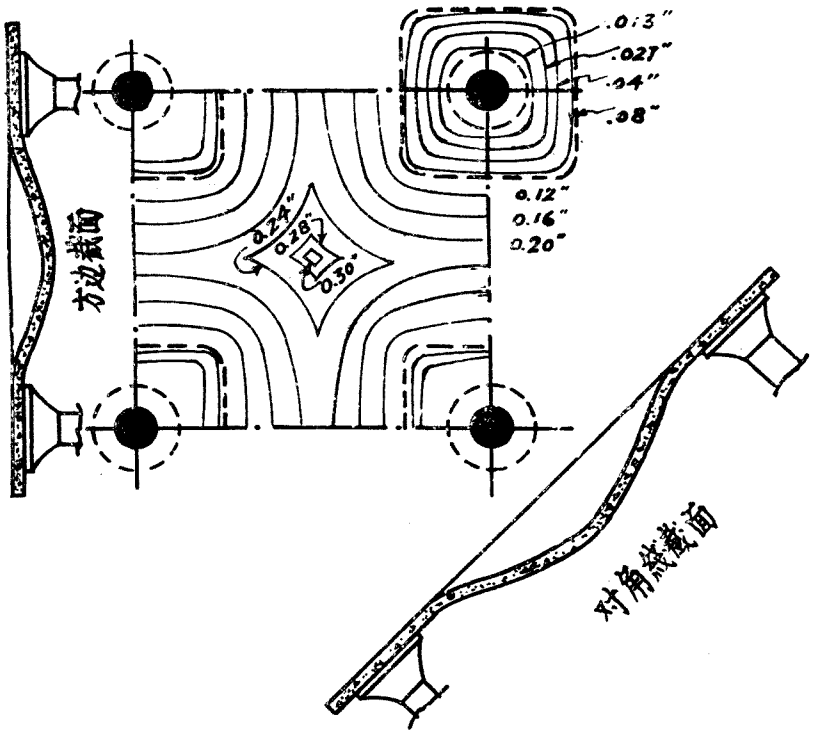
今設傘形部之平均半徑為 $r$ ,而柱頂之半徑為 $r_0$ ,則由59節同樣之方法,在距柱心 $x$ 處,得

$$S = \frac{wx}{2} - \frac{W}{2\pi x} \quad \dots \dots \dots (LXVIIA)$$

$$z = \frac{wx^4}{64D} - \frac{Wx^2}{8\pi D} (\log_e x - 1) - \frac{C_1 x^2}{4} - C_2 \log_e x + C_3 \dots (LXVII B)$$

$$B_1 = -(3+\mu) \frac{wx^2}{16} + (1+\mu) \left( \frac{W}{4\pi} \log_e x + \frac{C_1 D}{2} \right) + (1-\mu) \left( \frac{W}{8\pi} - \frac{C_2 D}{x^2} \right) \dots \dots (LXVIII A)$$

$$B_2 = -(3+\mu) \frac{wx^2}{16} + (1+\mu) \left( \frac{W}{4\pi} \log_e x + \frac{C_1 D}{2} \right) - (1-\mu) \left( \frac{W}{8\pi} - \frac{C_2 D}{x^2} \right) \dots \dots (LXVIII B)$$



圖五十四

式中,  $C_1 = \frac{1}{(1+\mu)r^2 + (1-\mu)r_0^2} \left[ \frac{Wr^2}{8\pi D} (\sqrt{1+3\mu} - \sqrt{1+\mu} \cdot 4 \log_e r) \right.$   
 $\left. + (1-\mu) \frac{Wl_0^4}{8D} - (1-\mu) \frac{Wl_0^2}{4\pi D} (2 \log_e r - 1) \right] \dots \dots (a)$

$$C_2 = \frac{W r_0^4}{16D} - \frac{W r_0^2}{8\pi D} (2 \log_e r_0 - 1) - \frac{C_1 r_0^2}{2} \quad (b)$$

$$C_3 = \frac{W r_0^4}{64D} + \frac{W r_0^2}{8\pi D} (\log_e r_0 - 1) + \frac{C_1 r_0^2}{4} + C_2 \log_e r_0 \quad (c)$$

當  $r_0 = 0$  時,

$$C_1 = \frac{W}{8\pi D} \left[ \frac{1+3\mu}{1+\mu} - 4 \log_e r \right] \quad (a1)$$

$$C_2 = 0 \quad (b1)$$

$$C_3 = 0 \quad (c1)$$

$$\therefore B_1 = (3+\mu) \left( \frac{W}{16\pi} - \frac{W x^2}{16} \right) - (1+\mu) \frac{W}{4\pi} \log_e \frac{r}{x} \quad \text{--- (LXIXA)}$$

$$B_2 = (5\mu-1) \frac{W}{16\pi} - (3+\mu) \frac{W x^2}{16} - (1+\mu) \frac{W}{4\pi} \log_e \frac{r}{x} \quad \text{--- (LXIXB)}$$

$$z = \frac{W x^4}{64D} + \frac{W x^2}{8\pi D} \left[ \frac{3+\mu}{4(1+\mu)} + \log_e \frac{r}{x} \right] \quad \text{--- (LXIXC)}$$

$\therefore x = r_0$  處之最大彎矩,

$$B_1 = (3+\mu) \left( \frac{W}{16\pi} - \frac{W r_0^2}{16} \right) - (1+\mu) \frac{W}{4\pi} \log_e \frac{r}{r_0} \quad \text{--- (LXXA)}$$

$$B_2 = (5\mu - 1) \frac{W}{16\pi} - (3 + \mu) \frac{Wr_0^2}{16} - (1 + \mu) \frac{W}{4\pi} \log_e \frac{r}{r_0} \quad \dots \dots \dots (LXXB)$$

∴  $x+r$  處之最大傾陷,

$$\Delta = \frac{wr^4}{64D} - \frac{3 + \mu}{32(1 + \mu)} \frac{Wr^2}{\pi D} \quad \dots \dots \dots (LXXC)$$

其次網形板部份,係懸支於傘形部之四周,其總剪力為  $W_1 = W - \pi r^2 w = w(l^2 - \pi r^2)$ .

今假定其平均佈於傘形部之四周,則沿 EF 及 GH 之剪力各等於  $\frac{W}{4}(l^2 - \pi r^2)$ ,其重心在  $xx$  截面內距離  $a = \frac{2r}{\pi} \quad \dots \dots \dots (d)$

如前五十五,取依  $yy$  軸平分之半板而考慮之,因截面 BC 兩方之荷重係對稱, J 部及 K 部之傾陷相等,故在 BC 截面內並無側向移滑之傾向,即無剪力.同樣,在 HC 截面,兩方之荷重對稱,故在該截面內無剪力.在 FG 截面內亦同.

半板上總荷重為  $W/2$ ,其重心在  $xx$  截面內而距離  $x_0 = \frac{3l^3 - 16r^3}{12(l^2 - \pi r^2)} \quad \dots \dots \dots (e)$

在與  $xx$  軸正交方向內之外力彎勢為沿 FG 截面之  $B_n$ ,及沿 BC 截面之  $B_p$ ,其數值總和,



$$B = B_n + B_p = \frac{W_l}{2} (x_0 - a)$$

$$= \frac{W_l}{8} \left( 1 - \frac{8}{\pi} \frac{r}{l} + \frac{8}{3} \frac{r^3}{l^3} \right) \quad \dots (LXXI)$$

$B_n$  及  $B_p$  之分配視情形而定，依試驗結果，可假定如下：

$$B_n = \frac{3}{10} B$$

$$B_p = \frac{7}{10} B$$

而  $B_p$  在  $BC$  截面內之分佈，又可假定如下：

中央  $\frac{1}{2}$  寬，  $B_{pm} = \frac{4}{10} B_p = \frac{28}{100} B$

兩邊各  $\frac{1}{4}$  寬，  $B_{ps} = \frac{6}{10} B_p = \frac{42}{100} B$

今再取依對角綫平分之半板而考慮之得

$$a' = \frac{\pi \sqrt{2} l - 8(\sqrt{2} - 1)r}{4\pi} \quad \dots (d')$$

$$x'_0 = \frac{2\pi l^3 - \pi r^2 (3\pi \sqrt{2} l + 16 \cdot \sqrt{2} - 1 \cdot r)}{12\pi (l^2 - \pi r^2)} \quad \dots (e')$$

設在對角綫截面內之正彎勢為  $B'_p$ ，則在對角綫方向內外力彎勢之總和，

$$B' = \frac{\sqrt{2}}{2} B_n + B'_p = \frac{W_l}{2} (a' - x'_0)$$

$$= \frac{W_l}{8} \left[ \frac{\sqrt{2}}{3} - \frac{8}{\pi} (\sqrt{2} - 1) \frac{r}{l} + \frac{40}{3} (\sqrt{2} - 1) \frac{r^3}{l^3} \right] \quad \dots (LXXIIA)$$

$$B_n = \frac{3}{10} B = \frac{Wl}{8} \left[ \frac{3}{10} \frac{3}{10} \frac{8}{\pi} \frac{r}{l} + \frac{3}{10} \frac{8}{3} \frac{r^3}{l^3} \right]$$

代入上式則

$$B_p' = \frac{Wl}{8} \left[ \frac{11}{60} \sqrt{2} - \left( \frac{17}{20} \sqrt{2} - 1 \right) \frac{8}{\pi} \frac{r}{l} + \left( \frac{97}{20} \sqrt{2} - 5 \right) \frac{8}{3} \frac{r^3}{l^3} \right]$$

----- (LXXIIA)

但  $B_p'$  在全截面內並不平均分佈，在靠柱部份并為負彎勢，其分佈可假定如下：

中央半寬，  $B_{pm}' = \frac{7}{10} B_p'$

兩側各  $\frac{1}{4}$  寬  $B_{ps}' = \frac{3}{10} B_p'$

加厚傘形板 平板結構之傘形部，常因受較大之負彎勢而將其厚度增大為工作利便計，又都成方形，如圖五十六，其彎勢分析可較簡便。

今  $a = \frac{3}{4} r$  ----- (d2)

$$x_0 = \frac{l^3 - 8r^3}{4(l^2 - 4r^2)} \quad \text{--- (e2)}$$

$$B = B_n + B_p = \frac{Wl}{2} (x_0 - a)$$

$$= \frac{Wl}{8} \left( 1 - 3 \frac{r}{l} + \frac{r^3}{l^3} \right) \quad \text{--- (LXXIII)}$$

其支配如下： $B_n = \frac{3}{10} B$ ；  $B_p = \frac{7}{10} B$

$$B_{pm} = \frac{4}{10} B_p = \frac{2B}{100} B, \quad B_{ps} = \frac{6}{10} B_p = \frac{42}{100} B$$

又 
$$a' = \frac{\sqrt{2}}{4} (1-r) \quad \dots \dots \dots (d3)$$

$$x'_0 = \frac{\sqrt{2} (l^3 - 6r^2 l + 4r^3)}{6(l^2 - 4r^2)}$$

$$\begin{aligned} B' &= \frac{\sqrt{2}}{2} B_n + B'_p = \frac{Wl}{2} (a' - x'_0) \\ &= \frac{Wl}{8} \sqrt{2} \left( \frac{1}{3} - \frac{r}{l} + \frac{4}{3} \cdot \frac{r^3}{l^3} \right) \quad \dots \dots \dots (LXXIVA) \end{aligned}$$

以 
$$B_n = \frac{3}{10} B = \frac{Wl}{8} \left( \frac{3}{10} - \frac{9}{10} \cdot \frac{r}{l} + \frac{12}{10} \cdot \frac{r^3}{l^3} \right)$$

代入上式，則得

$$B'_p = \frac{Wl}{8} \sqrt{2} \left( \frac{11}{60} - \frac{11}{20} \cdot \frac{r}{l} + \frac{22}{30} \cdot \frac{r^3}{l^3} \right) \quad (LXXIVA)$$

在傘形部份，沿柱頂 LK 及 MN 直徑向之負彎勢，及沿 LE, KF, MG 及 NH 圓周向之負彎勢，可用 (LXI'n) 及 (LXX) 求之。惟其半徑  $r'$  之值應為

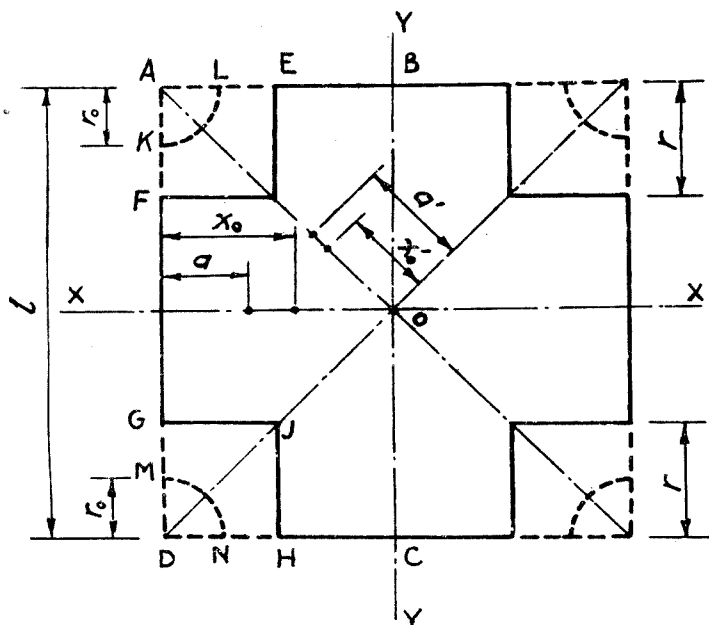
$$r' = \frac{4r}{\pi}$$

但為計算便利計，及採用正交兩向之鋼骨時，可計算其沿 LKF 及 GMN 在 YY 平行方向內之分彎勢。

今 LKF 及 GMN 適合成半傘形部，故其總負彎勢，

$$B_{hc} = \frac{-W}{2} \frac{2r_0}{\pi} + \frac{W_i}{2} \frac{3r}{4} + \frac{W}{2} \frac{(4r^2 - \pi r_0^2)}{12(4r^2 - \pi r_0^2)} \frac{24r^3 - 16r_0^3}{12(4r^2 - \pi r_0^2)}$$

$$= \frac{Wl}{8} \left[ \frac{3r}{l} - 4 \frac{r^3}{l^3} - \frac{8}{\pi} \frac{r_0}{l} - \frac{16}{3} \frac{r_0^3}{l^3} \right] \quad (LXXV)$$



圖五十六

表十六為美國三和土學會規定彎勢分佈係數  
實際設計時可供參攷。

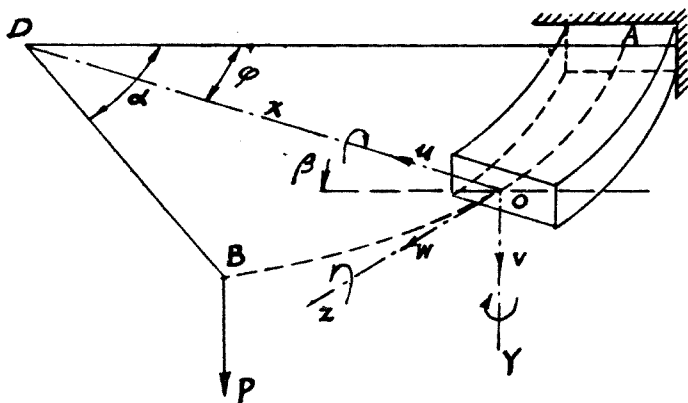
表十六  
 $B_0$  之係數<sup>\*</sup>

彎勢	兩向鋼骨		四向鋼骨	
	平板	柱端板加厚	平板	柱端板加厚
$B_{nc}$	-0.46	-0.50	-0.50	-0.54
$B_n$	-0.16	-0.15	-0.10	-0.08
$B_{ps}$	+0.22	+0.20	+0.20	+0.19
$B_{pm}$	+0.16	+0.15	+0.20	+0.19

\*  $B_0 =$  正負彎勢之數值總和  $= 0.09Wl \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{I_c}{I}\right)^2$

61 弧形梁 在許多結構中,梁在水平面內為曲線或弧形,而其荷重及彎勢則在垂直面內,如圖五十七為一簡例,  $AB$  為一弧形腕梁,其中綫在  $D$   $AB$  水平面內,  $A$  端固定,  $B$  端載一荷重  $P$ , 其  $B0$  一部份, 圖中略去未繪。

若傾陷之值為甚小時，梁之變形可完全由每一截面中心之移位，及在中心綫之切綫方向內之旋轉決定之。今取一任何截面 $O$ ，而定其中心 $O$ 為直綫坐標之中心點，令 $x$ 軸及 $y$ 軸與截面之兩主軸相合，而 $z$ 軸與該 $O$ 點之切綫相合。



圖五十七

假定 $xz$ 平面與梁軸之彎曲平面相合， $x$ 之值向彎曲中心者為正， $z$ 之值背固定端者為正， $y$ 之值向下者為正。中心綫之弧 $s$ ，由固定端 $A$ 量起。中心 $O$ 因彎曲而生之移位，依 $x, y, z$ 軸而化為 $u, v, w$ 三部份。截面依 $z$ 軸之旋轉角為 $\beta$ ，其依逆時針向而旋轉者為正。

弧形梁在相鄰兩截面間一小段之變形，通常由三種變形所組成：(一)在 $xz$ 主截面內之彎曲變形，(二)在 $yz$ 主截面內之彎曲變形，及(三)依 $z$ 軸之撓

曲變形，設  $1/R_1$  及  $1/R_2$  為梁在  $yz$  及  $xz$  平面內變形之後  $O$  點之彎曲度，又設  $\theta$  為在同一截面梁單位長之撓角，則如  $1/R$  為梁中心綫之原來彎曲度時，計算彎曲及撓曲之變更率之公式為：

$$EI_x \frac{1}{R_1} = B_x$$

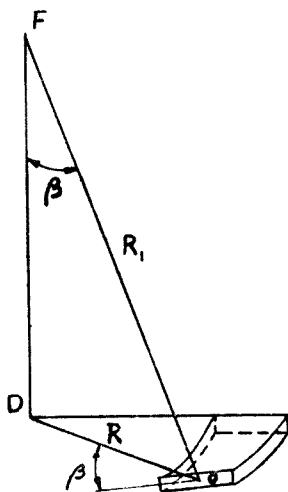
$$EI_y \left( \frac{1}{R_2} - \frac{1}{R} \right) = B_y \quad \dots \dots \dots (LXXVI)$$

$$C\theta = B_z \quad \dots \dots \dots$$

式中  $B_x, B_y, B_z$  為截面內  $O$  點對於  $x, y, z$  軸之彎勢及撓勢。

$EI_x, EI_y$  為對於  $x$  及  $y$  軸之抗撓堅度。

$C$  為對於  $z$  軸之抗撓堅度！



圖五十八

由圖五十七, 五十八, 及五十九, 可將變形之各部份分別考慮, 而綜合之以得最後之結果。

$$\text{今} \quad \frac{1}{R_2} = \frac{1}{R} + \frac{u}{R^2} + \frac{d^2 v}{ds^2} \quad \dots \dots \dots (a)$$

$$\theta = \frac{d\beta}{ds} \quad \dots \dots \dots (b)$$

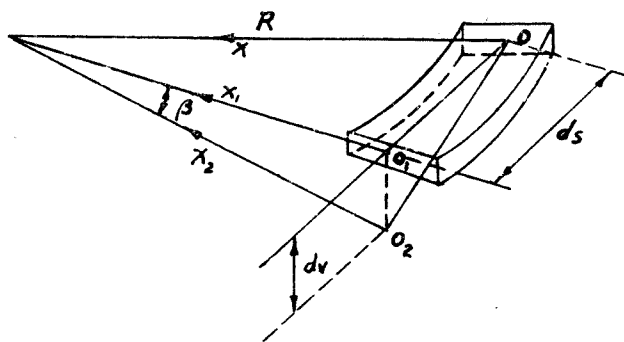
$$\frac{1}{R_1} = \frac{\sin\beta}{R} \approx \frac{\beta}{R} \quad \dots \dots \dots (c)$$

$$\frac{1}{R_1} = -\frac{d^2 v}{ds^2} \quad \dots \dots \dots (d)$$

$$\theta = \frac{1}{R} \frac{dv}{ds} \quad \dots \dots \dots (e)$$

$$\frac{u}{R} = \frac{dw}{ds} \quad \dots \dots \dots (f)$$

†  $C = \beta h b^3 G$ . 式中,  $\beta$  為一係數, 依  $h/b$  而變,  $h$  為梁高,  $b$  為梁寬,  $G$  為剪力彈性係數。



圖五十九



併合之，則得：

$$\frac{1}{R_1} = \frac{\beta}{R} - \frac{d^2v}{ds^2}$$

$$\frac{1}{R_2} = \frac{1}{R} + \frac{u}{R^2} + \frac{d^2u}{ds^2}$$

$$\theta = \frac{d\beta}{ds} + \frac{1}{R} \frac{dv}{ds}$$

$$\frac{u}{R} = \frac{dw}{ds}$$

(LXXVII)

由 (LXXVI) 及 (LXXVII)，可決定  $u, v, w$  及  $\beta$  之值。

茲再研究荷五十七中之腕梁，設梁中心綫之半徑為  $R$ ，全梁之中心角為  $\alpha$ ，而  $\varphi$  角自固定端垂直面內  $AD$  半徑量起，則  $P$  荷重對於  $x, y, z$  軸之彎勢為：

$$\left. \begin{aligned} B_x &= -PR \sin(\alpha - \varphi) \dots \dots \dots \\ B_y &= 0 \dots \dots \dots \\ B_z &= PR [1 - \cos(\alpha - \varphi)] \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (9)$$

由 (LXXVII) 及 (LXXVI)，得：

$$v = \frac{PR^3}{C} \left[ \varphi - \sin \varphi - \sin \alpha (1 - \cos \varphi) \right] \\ + \frac{PR^3}{2} \left[ \frac{1}{EI_x} + \frac{1}{C} \right] \left[ \varphi \cos(\alpha - \varphi) - \sin \varphi \cos \alpha \right]$$

(LXXVIII)

$$\beta = -\frac{v}{R} + \frac{PR^2}{C} \left[ \varphi - \sin\alpha + \sin(\alpha - \varphi) \right] \quad \text{--- (LXXIX)}$$

而  $u$  及  $w$  均為高次微小值, 可略而不計。

設  $\varphi = \alpha = \pi/2$ , 梁端之最大傾陷,

$$\Delta = PR^3 \left[ \frac{\pi}{4EI_x} + \frac{1}{C} \left( \frac{3\pi}{4} - 2 \right) \right] \quad \text{--- (LXXVIIIa)}$$

其最大撓角,

$$\beta_{\max} = \frac{-P\pi R^2}{4} \left[ \frac{1}{EI_x} + \frac{1}{C} \left( 1 - \frac{4}{\pi} \right) \right] \quad \text{--- (LXXIXa)}$$

其次, 如圖六十, 為一兩端固定之弧形梁, 中心綫之半徑為  $R$ , 全梁之中心角為  $2\alpha$ , 則得:

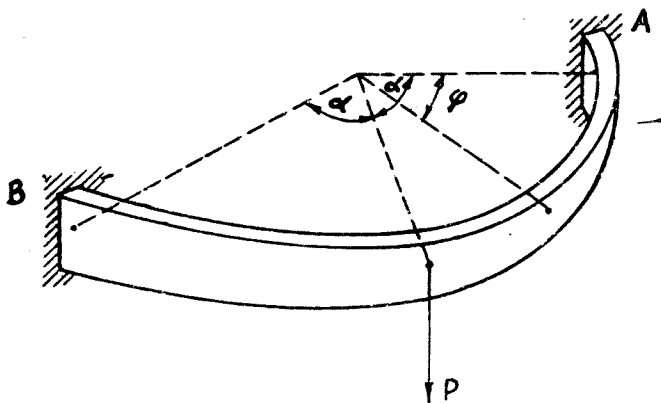
$$\left. \begin{aligned} B_x &= \frac{PR}{4} (2\sin\varphi - \sin\alpha \cdot \cos\varphi) \quad \text{---} \\ B_y &= 0 \quad \text{---} \\ B_z &= \frac{PR}{4} (2 - 2\cos\varphi - \sin\alpha \cdot \cos\varphi) \quad \text{---} \end{aligned} \right\} (h)$$

同樣由 (LXXVI) 及 (LXXVII), 得:

$$v = \frac{PR^3}{4C} \left( \frac{\varphi^3}{3} - \varphi + \sin\varphi \right) + \frac{PR^3}{4} \left( \frac{1}{EI_x} + \frac{1}{C} \right) \times \left[ -2\varphi + 2\sin\varphi + \sin\alpha(1 - \cos\varphi) \right] \quad \text{--- (LXXX)}$$

$$\beta = \frac{-PR^2}{4C} \left( \frac{\varphi^3}{3} - \varphi + \sin \varphi \right) + \frac{PR^2}{4} \left( \frac{1}{EI_x} + \frac{2}{C} \right)$$

$$\times \left[ 2\varphi - 2\sin \varphi - \sin \alpha (1 - \cos \varphi) \right] \dots (LXXXI)$$



圖六十

當  $\varphi = \alpha$  時,

$$\Delta = \frac{PR^3}{4C} \left( \frac{\alpha^3}{3} - \alpha + \sin \alpha \right) + \frac{PR^3}{4} \left( \frac{1}{EI_x} + \frac{1}{C} \right)$$

$$\times (-2\alpha + 3\sin \alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \dots (LXXXII)$$

$$\beta = \frac{-PR^2}{4C} \left( \frac{\alpha^3}{3} - \alpha + \sin \alpha \right) + \frac{PR^2}{4} \left( \frac{1}{EI_x} + \frac{2}{C} \right)$$

$$\times (2\alpha - 3\sin \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \dots (LXXXIIa)$$

當  $\varphi = \alpha = \frac{\pi}{2}$  時,

$$\Delta = \frac{PR^3}{4C} \left( \frac{\pi^3}{24} - \frac{3\pi}{2} + 4 \right) - \frac{PR^3}{4EI_x} (\pi - 3) \dots\dots (LXXXb)$$

$$\beta = \frac{-PR^2}{4C} \left( \frac{\pi^3}{24} - \frac{5\pi}{2} + 7 \right) + \frac{PR^2}{4EI_x} (\pi - 3) \dots\dots (LXXX1b)$$

62 拱 第六十一為一拱，其兩端  $m$   $n$  固定於支座，在中性軸任何點  $P$  處，其正交截面內所受外力之作用，可分為三部份：(1) 因荷重並不全與中性軸正交，故與徑向截面正交之總擠力不等於另，而在截面重心  $P$  點，有一正交擠力  $N$ ；(2) 沿該截面有一沿切剪力  $S$ ；(3) 一彎勢  $B$ ，此三項作用，在靜力學上，即等於在  $Q$  點有一總擠力  $T$ ， $T$  為  $N$  及  $S$  之合力，其正交距離  $PQ = B/N$ 。

求任何  $P$  點之彎勢  $B$  之前，須先知兩端之固定彎勢  $B_m$  及  $B_n$  及水平擠力  $H$ 。

設  $B_0$  為假定該拱為一兩端活支之水平直綫梁時，對於垂直力之彎勢，則依第48節第38同樣原理，而令  $B_n$  與  $B_m$  用相同符號，則得

$$B = B_0 + B_m + (B_n - B_m) \frac{x}{y} - Hy \dots\dots (LXXX11)$$

式中， $B_m$ ， $B_n$  及  $H$  三未知值可由下列三種情形決定之。

1. 假定  $m$  及  $n$  兩端在受外力後，仍保持其原來位置，則由  $m$  至  $n$  之總水平傾陷應等於另。

今設  $P$  點部份之長為  $ds$ ， $mP$  部份假定為固定不動，當  $ds$  部份受彎勢而旋轉  $d\theta$  時， $n$  端將移至  $n'$  處。

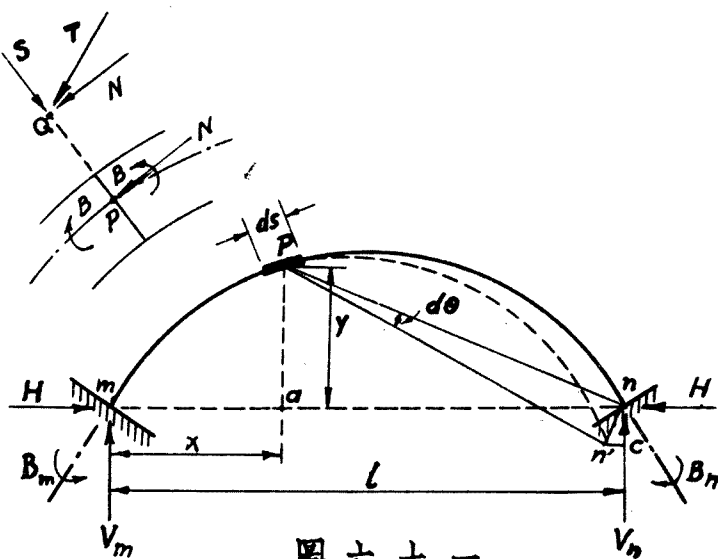
其水平方向之移動，

$$n'c = nn' \cos n'nc = Pn \cdot d\theta \cdot \cos n'nc = d\theta \cdot Pn \cdot \cos n'nc$$

$$= Pa \cdot d\theta,$$

即  $n'c = y \cdot d\theta$ 。

但  $d\theta = \frac{B}{EI} ds$ ， 故  $n'c = \frac{B}{EI} y \cdot ds$ 。



自  $m$  至  $n$  之總水平傾陷為

$$\int \frac{By}{EI} \cdot ds = \int \frac{B_0 y}{EI} \cdot ds + B_m \int \frac{y}{EI} \cdot ds + \frac{B_n - B_m}{l} \int \frac{xy}{EI} \cdot ds$$

$$- H \int \frac{y^2}{EI} \cdot ds = 0 \dots \dots (a)$$

2. 同樣由  $m$  至  $n$  之總垂直傾陷應等於另, 即

$$\int \frac{Bx}{EI} \cdot ds = \int \frac{B_0 x}{EI} \cdot ds + B_m \int \frac{x}{EI} \cdot ds + \frac{B_n - B_m}{l} \int \frac{x^2}{EI} \cdot ds$$

$$- H \int \frac{xy}{EI} \cdot ds = 0 \dots \dots (b)$$

3. 假定  $m$  及  $n$  兩端, 在受外力後, 其中性軸之方向不變, 則由  $m$  至  $n$  之總傾角應等於另, 即

$$\int \frac{B}{EI} \cdot ds = \int \frac{B_0}{EI} \cdot ds + B_m \int \frac{ds}{EI} + \frac{B_n - B_m}{l} \int \frac{x}{EI} \cdot ds$$

$$- H \int \frac{y}{EI} \cdot ds = 0 \dots \dots (c)$$

若荷重為對稱時,  $B_m = B_n$ , (b) 式為不必要, 而 (a) 及 (c) 化為:

$$\int \frac{B_0 y}{EI} \cdot ds + B_m \int \frac{y}{EI} \cdot ds - H \int \frac{y^2}{EI} \cdot ds = 0 \dots \dots (d)$$

$$\int \frac{B_0}{EI} \cdot ds + B_m \int \frac{ds}{EI} - H \int \frac{y}{EI} \cdot ds = 0 \dots \dots (e)$$

漲縮應力 若拱之兩端完全活動，則受溫度之變化而漲縮時，其中心軸之形狀不變。但若兩端固定，則在水平方向內兩端受相等而相反之水平擠力，在垂直方向內亦受相等而相反之兩垂直擠力。

設  $\alpha$  為材料之漲縮係數， $t$  為溫度之昇降，則在水平方向內之總漲縮為  $\pm \alpha t l$ 。

若  $B$  為任何點  $P$  正交截面內，因漲縮而生之彎勢， $H$  為  $m$  及  $n$  點之水平擠力， $V$  為  $m$  及  $n$  點之垂直擠力，則得

$$\int \frac{By}{EI} ds \pm \alpha t l = 0 \quad \dots \dots \dots (a)$$

同樣，

$$\int \frac{Bx}{EI} ds = 0 \quad \dots \dots \dots (b)$$

$$\int \frac{B}{EI} ds = 0 \quad \dots \dots \dots (c)$$

而

$$B = B_m \pm Vx \mp Hy \quad \dots \dots \dots (LXXXIII)$$

代入 (a), (b) 及 (c)，即求得  $B_m$ ,  $V$  及  $H$  之值。

若拱之中心綫對稱於跨度中央之垂直軸時， $V = 0$  而

$$B = B_m \mp Hy \quad \dots \dots \dots (LXXXIIIa)$$

代入 (a) 及 (b) 則得：

$$B_m \int \frac{y}{EI} ds \mp H \int \frac{y^2}{EI} ds \pm \alpha t l = 0 \quad \dots \dots \dots (d)$$

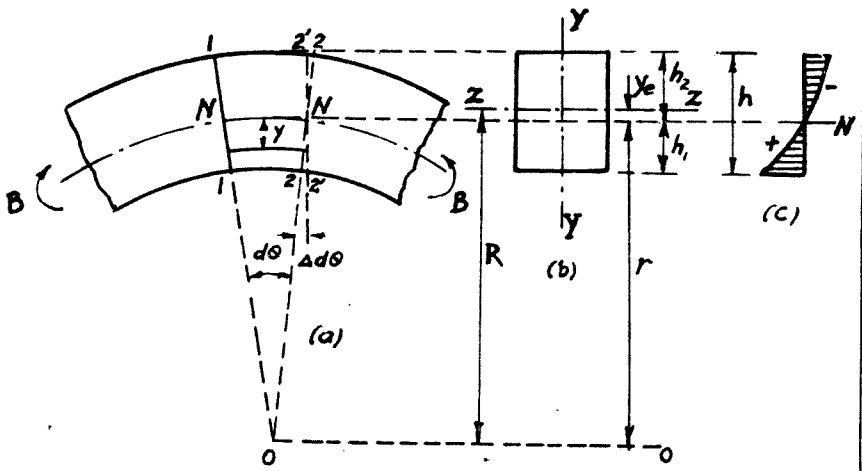
$$B_m \int \frac{ds}{EI} = H \int \frac{y}{EI} ds = 0 \quad (e1)$$

擠力綫為一直綫，其距  $m$  及  $n$  各為  $B_m/T$  及  $B_n/T$ 。  
 在對稱拱，則為一水平直綫，距離  $mn$  為  $B_m/T$ 。

**63 拱之彎曲原理**

由 61 及 62 節，已知  $H, V$  及  $B$  之後，其最大應力之計算，若拱之彎曲度甚小時，可採用直綫梁之各公式，結果並無大誤。惟彎曲度較大，而欲得精確之結果時，應用下列方法決定之。

如圖六十二，為一彎曲梁之一小段，假定其中心綫為一平面曲綫，其截面之對稱軸即在該平面內，外力之作用綫亦在該對稱平面內。設如該梁之截面均一，而受一偶勢  $B$ ，并假定各截面在彎曲前為平面，而正交於中心軸者，受彎曲後仍為平面，而正



圖六十二



交於中心軸。

設 1-1 及 2-2 為其相鄰兩截面，其中心角為  $d\theta$ ，則受彎曲後 2-2 截面將旋轉一角  $\Delta d\theta$ ，而至 2'-2' 新位置，則距中性面  $N-N$  離  $y$  處之伸長為  $y\Delta d\theta$ ，而其單位變形

$$e = \frac{y\Delta d\theta}{(r-y)d\theta} \quad (a)$$

式中， $r$  為中性面之半徑。

當梁為純質材料，而側向壓力不計時，

$$f_x = \frac{E y \Delta d\theta}{(r-y) d\theta} \quad (b)$$

由上式，可知此時應力之分佈，已不復為一直線，而為一雙曲綫，如圖(c)所示。依每一截面內正交應力之總和必等於另一定理，中性面應自中心軸向彎曲中心方面移動，而最高應拉力在梁之凹邊。若欲令最高應拉力與最高應壓力相等，則須採用中心軸靠近凹邊之其他形式材料。

(b)式中之未知值為  $r$  及  $\Delta d\theta$ ，可由下列兩種靜力定理而決定之。

1. 截面內正交應力之總和等於另，即

$$\int f_x dA = \frac{E \Delta d\theta}{d\theta} \int \frac{y dA}{r-y} = 0 \quad (c)$$

2. 截面內正交應力對於中性面靜勢之總和，即截面應力之抗勢，等於彎勢，即

$$\int f_x y dA = \frac{E \Delta d\theta}{d\theta} \int \frac{y^2 dA}{r-y} = B \quad (d)$$

而(d)式可化為

$$\int \frac{y^2 dA}{r-y} = - \int \left( y - \frac{ry}{r-y} \right) dA$$

$$= - \int y \cdot dA + r \int \frac{y}{r-y} \cdot dA \quad \text{--- (e)}$$

其第一項為截面面積對於中性軸之靜勢，第二項則由(c)式知其為另故

$$\int \frac{y^2 dA}{r-y} = A y_e \quad \text{--- (f)}$$

式中， $y_e$  為中性軸與中心軸間之距離，故(d)式化為

$$\frac{E \Delta d\theta}{d\theta} = \frac{B}{A y_e} \quad \text{--- (LXXXIV)}$$

故(b)式化為

$$f_x = \frac{3y}{A y_e (r-y)} \quad \text{--- (g)}$$

材邊之最高應力為

$$\left. \begin{aligned} f_{x \cdot \max} &= \frac{B h_1}{A y_e (r-h_1)} \\ f_{x \cdot \min} &= \frac{-B h_2}{A y_e (r+h_2)} \end{aligned} \right\} \text{--- (LXXXV)}$$

式中， $h_1$  及  $h_2$  為材邊距中性軸之距離，

梁之截面為矩形時，

$$r = \frac{h}{\log_e \frac{R+h/2}{R-h/2}} \quad \text{--- (h)}$$

$$y_e = R - r$$

$$= R \left[ 1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{1}{5} \left( \frac{h}{2R} \right)^4 + \dots} \right] \dots (LXXXVI)$$

或取其近似值,

$$y_e = R \left[ 1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^2} \right] = \frac{h^2}{12R} \dots (LXXXV(a))$$

當  $h$  與  $R$  相較為甚小時, (c) 及 (d) 式中之  $y$  可略去, 而令  $R = r$ . 故得

$$\int y \cdot dA = 0 \quad \text{及} \quad \frac{E \Delta d\theta}{d\theta} \cdot \frac{I_2}{R} = B$$

代入 (b) 式, 則得

$$f_r = \frac{By}{I_2}$$

及

$$\Delta d\theta = \frac{BR d\theta}{EI_2} = \frac{B ds}{EI_2}$$

恰與直線形梁之公式相符合,

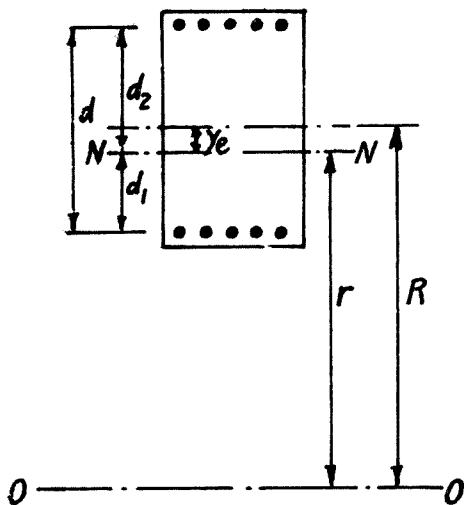
當截面為矩形時,  $R/h$  達 10 時, 雙曲線分佈公式之最高應力與直線分佈公式之最高應力相差約僅 3.2%, 故在  $R/h > 10$  時, 普通為簡便計, 可採用直線分佈公式。

擠力之應力, 平均分佈於截面, 極易求得, 因此即可得最高併合應力。

至於應剪力之分佈, 一如普通直線形梁, 其最高應剪力亦易求得, 倘欲求其正副主應力時, 亦與直

綫形梁相同。

鋼骨三和土拱之構造，大都採用對稱鋼骨，而以三和土及鋼骨之一部份抵抗正交擠力，一如柱之設計，其彎勢則以鋼骨之另一部份抵抗之。



圖六十三

如圖六十三， $d$  為鋼骨間之心距， $d_1$  及  $d_2$  為受拉及受壓鋼骨距中性面之距離，其面積各為  $A_t$  及  $A_c$ ，則 (LXXXV) 化為

$$\left. \begin{aligned} t &= \frac{Bd_1}{2A_t y_e (r - d_1)} \\ c_s &= \frac{Bd_2}{2A_c y_e (r + d_2)} \end{aligned} \right\} \text{(LXXXVII)}$$

由 (c) 式，

$$\frac{d_1}{r-d_1} - \frac{d_2}{r+d_2} = 0$$

但  $d_1 = d/2 - y_e$ ,  $d_2 = d/2 + y_e$ ,  $r = R - y_e$ , 代入上式, 得

$$y_e = \frac{d^2}{4R} \quad \text{--- (LXXXVIII)}$$

$$\left. \begin{aligned} t &= \frac{B}{A_t d} \\ c_s &= \frac{B}{A_c d} \end{aligned} \right\} \text{(LXXXVIIII)}$$

若  $A_t = A_c = A$ , 則  $t = c_s$ , 而  $d_1 = d_2 = d/2$ , 即  $y_e = 0$ .  
故  $t = c_s = B/Ad$  仍為直線分佈公式。

64 穹 一名圓頂屋係球形之屋頂大別為無梁及有梁二種。

a. 無梁穹 其厚度或均一, 或自頂而下逐漸增厚, 中央頂部或有氣接孔, 或無氣接孔, 其應力之準確作用係由圓板及拱併合而成, 分析計算過於複雜, 非尋常篇幅所可包括, 但實際上, 可假定其作用綫即在穹之中心面, 結果已足應用。

穹之構成, 可視為由若干半徑不同之水平圓環堆積而成, 每上一環之半徑較鄰接下一環之半徑為小, 上環常有下落之趨勢, 故穹之上部各環受收縮, 而下部各環受伸張, 即上部受壓力, 而下部受拉力, 上下兩部份相界處, 即上下兩部相平衡之環形截面, 謂之“分離圈”, 分離圈與穹軸所成之角, 謂之“危

險角。

如圖六十四為一有氣樓之穹。

設  $r$  = 中性面之半徑，

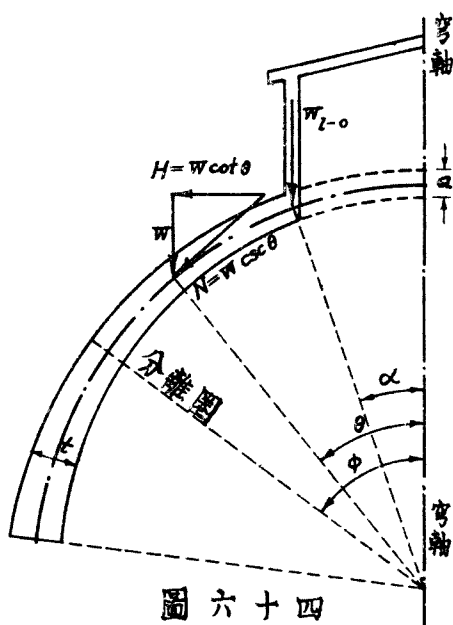
$a$  = 穹頂之厚度，

$t$  = 任何點之厚度，

$\alpha$  = 氣樓環與穹軸所成之角，

$\theta$  = 中心面任何點與穹軸所成之角，

$\phi$  = 危險角，



圖六十四

$W_d$  = 在任何環上方穹之總荷重(連氣樓孔之穹重在內)

$W_{l-0}$  = 氣樓總荷重減去氣樓孔穹重之差(為正,為負視情形而異)

$N$  = 任何環內軸向正交壓力之總和,

$H$  = 任何環內徑向水平壓力之總和,

$T$  = 任何環內周向拉力或周向壓力.

由靜力學分析, 得下列各設計公式:

$$\frac{t}{a} = 1 + \frac{cr}{a} \theta \quad \dots \dots \dots (a)$$

式內,

$$\frac{cr}{a} = \frac{n \csc^2 \theta - \frac{\cos \theta - \sin^2 \theta}{1 + \cos \theta}}{\theta \cdot \cos \theta - \frac{1 - \theta \cdot \cot \theta}{\sin \theta}} \quad \dots \dots \dots (b)$$

式內,

$$n = \frac{W_{l_0}}{2\pi W r^2 a} \quad \dots \dots \dots (c)$$

式內,  $w$  = 穹面每立方單位之重量,

$$N = W \cdot \csc \theta$$

$$= (W_d + W_{l_0}) \csc \theta$$

$$= 2\pi W r^2 a \left[ (n+1 - \cos \theta) \csc \theta + \frac{cr}{a} (1 - \theta \cdot \cot \theta) \right] \quad \dots \dots \dots (LXXXIX)$$

環單位長之總壓力,

$$U = \frac{N}{2\pi r \cdot \sin \theta}$$

$$= w r a \left[ \frac{n+1 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} + \frac{cr}{a} (1 - \theta \cdot \cot \theta) \frac{1}{\sin \theta} \right] \quad \dots \dots \dots (XC)$$

$$H = W \cot \theta$$

$$= 2\pi w r^2 a \left[ (n+1 - \cos \theta) \cot \theta + \frac{cr}{a} (\sin \theta - \theta \cos \theta) \cot \theta \right] \quad \dots \dots \dots (XCI)$$

$$T = H/2\pi$$

$$= wr^2a \left[ (n+1 - \cos\theta) \cot\theta + \frac{cr}{a} (\sin\theta - \theta \cdot \cos\theta) \cot\theta \right]$$

----- (XCII)

當穹厚均一，而無氣接時， $n=0$ ， $c=0$ 。故

$$N = 2\pi wr^2a (\csc\theta - \cot\theta) \cdots \cdots (LXXXIXa)$$

$$U = wra \left( \frac{1 - \cos\theta}{\sin^2\theta} \right) \cdots \cdots (XCa)$$

$$H = 2\pi wr^2a (1 - \cos\theta) \cot\theta \cdots \cdots (XC/a)$$

$$T = wr^2a (1 - \cos\theta) \cot\theta \cdots \cdots (XCIIa)$$

b. 有梁穹 穹之頂板之計算，恰如無梁穹，惟其厚度均一，經綫向梁之作用一如拱，謂之“拱梁”，緯綫向梁之作用如環，謂之“環梁”。據 W. Schwedler 之簡單計算，則假定其為直綫梁所構成之多面體。

如圖六十五，為一有氣接之穹，由若干拱梁及環梁所構成。

設  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \cdots \cdots$  = 拱梁與水平綫之交角，

$P_1, P_2, P_3 \cdots \cdots$  = 梁端之固定荷重，

$L_1, L_2, L_3 \cdots \cdots$  = 梁端之活動荷重，

$D_1, D_2, D_3 \cdots \cdots$  = 拱梁之經綫向壓力，

$T_1, T_2, T_3 \cdots \cdots$  = 環梁之緯綫向壓力或拉力，

$n$  = 拱梁之數。

則

$$D_1 = \frac{P_1 + L_1}{\sin\alpha_1}$$



$$D_2 = \frac{(P_1 + L_1) + (P_2 + L_2)}{\sin \alpha_2}$$

$$D_3 = \frac{(P_1 + L_1) + (P_2 + L_2) + (P_3 + L_3)}{\sin \alpha_3}$$

(XCIII)

$$T_1 = \frac{-(P_1 + L_1) \cot \alpha_1}{2 \sin \pi/n}$$

$$T_2(\max.) = \frac{(P_1 + L_1) \cot \alpha_1 - (P_1 + P_2 + L_1) \cot \alpha_2}{2 \sin \pi/n}$$

$$T_2(\min.) = \frac{P_1 \cot \alpha_1 - (P_1 + P_2 + L_2) \cot \alpha_2}{2 \sin \pi/n}$$

$$T_3(\max.) = \frac{(P_1 + P_2 + L_1 + L_2) \cot \alpha_2}{2 \sin \pi/n}$$

$$- \frac{(P_1 + P_2 + P_3 + L_1 + L_2) \cot \alpha_3}{2 \sin \pi/n}$$

(XCIV)

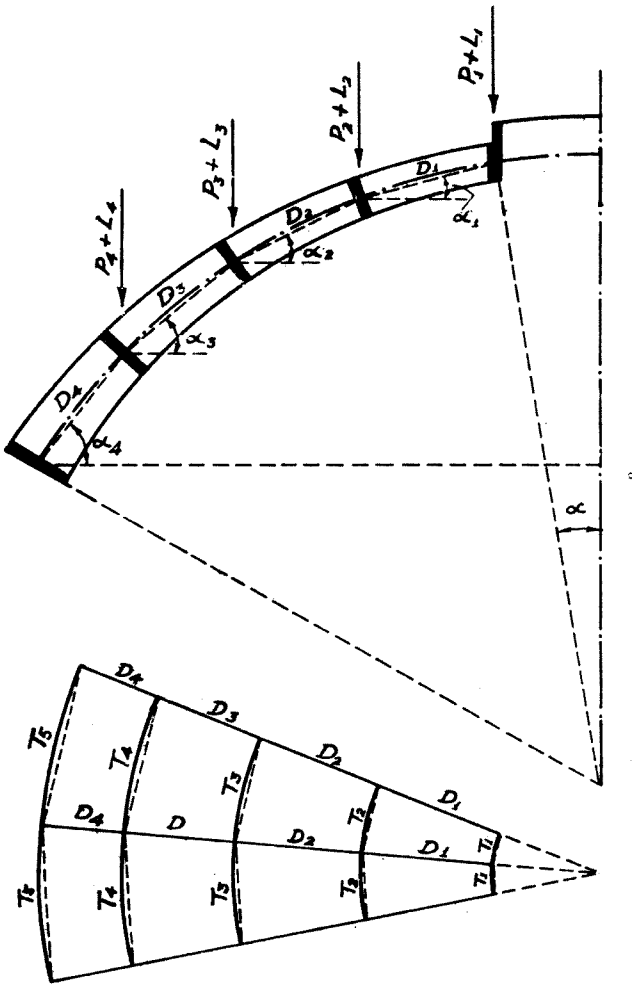
$$T_3(\min.) = \frac{(P_1 + P_2) \cot \alpha_2}{2 \sin \pi/n}$$

$$- \frac{(P_1 + P_2 + P_3 + L_3) \cot \alpha_3}{2 \sin \pi/n} \dots$$

若拱梁及環梁為弧形時，應計算其偏心距，而求其彎勢，以得併合應力。

此外，梁之荷重彎勢亦須計及。

若穹之頂板為平面時，其計算一如樓板而支架



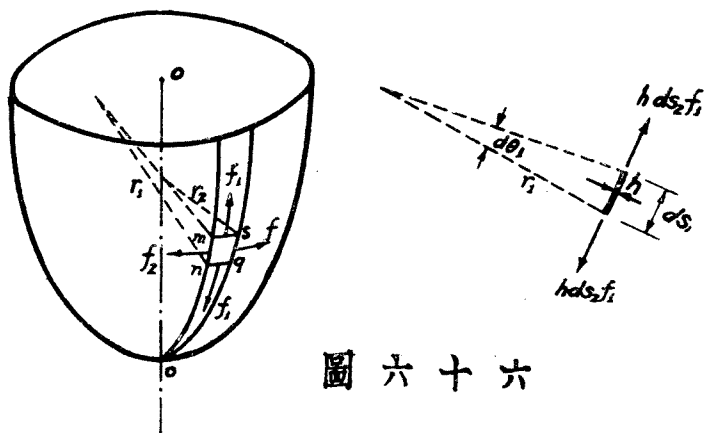
圖六十五

於拱梁及環梁

65 受內壓力之旋轉面容器 如圖六十六，為

一旋轉面容器，內部受連續壓力  $p$ 。 $p$  之值不必均一。惟其分佈對稱於旋轉軸  $O-O$ 。若壁之厚度與彎曲半徑相較為甚小，而經綫向內並無尖銳彎曲或陡然變向時，可假定壁正交截面內之拉力為平均分佈，而其彎勢可以不計。則其應力可由靜力學決定之。

設  $mnsq$  為壁之一小片， $mn$  及  $sq$  為二經綫截面， $ms$  及  $nq$  為二正交於經綫之截面。由對稱壓力之情形，可知在此小片之四邊祇有正交應力。



圖六十六

設  $f_1$  = 經綫向應拉力，  
 $f_2$  = 緯綫向應拉力，  
 $p$  = 正交內壓力(單位面積)，  
 $h$  = 壁之厚度，  
 $ds_1$  = 經綫向之長度，

$ds_2$  = 緯綫向之長度,

$r_1$  = 經綫之彎曲半徑,

$r_2$  = 正交於經綫之彎曲半徑,

則作用於四邊之總拉力為  $hf_1 ds_2$  及  $hf_2 ds_1$ , 而  $ms$  及  $nq$  兩邊之拉力  $h ds_2 f_1$ , 在與此小片正交方向內之分力為

$$h ds_2 f_1 d\theta_1 = \frac{hf_1 ds_1 ds_2}{r_1}$$

同樣,  $mn$  及  $sq$  兩邊之拉力  $h ds_1 f_2$ , 在與此小片方向內之分力為

$$h ds_1 f_2 d\theta_2 = \frac{hf_2 ds_1 ds_2}{r_2}$$

但此正交分力之總和, 應與該小片上之正交壓力相平衡, 故

$$\frac{hf_1 ds_1 ds_2}{r_1} + \frac{hf_2 ds_1 ds_2}{r_2} = p ds_1 ds_2$$

或

$$\frac{f_1}{r_1} + \frac{f_2}{r_2} = \frac{p}{h} \quad \text{--- (XCV)}$$

球底水塔 如圖六十七

球底部任何緯綫截面  $b-b$  處,

$$r_1 = r_2 = r$$

由 (XCV) 得

$$\frac{f_1 + f_2}{r} = \frac{p}{h} \quad \text{--- (a)}$$

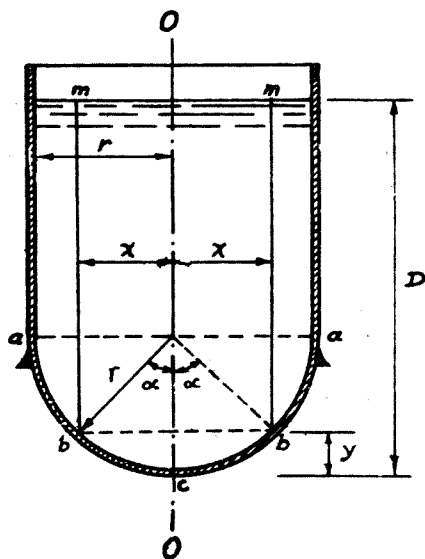
若  $\gamma$  為單位容量之重量, 則

$$f_1 + f_2 = \gamma r (D-y) / h \quad \text{--- (b)}$$

今  $f_1$  在垂直方向之分力, 應與容量  $m b c b m$  之重量相平衡, 即

$$2\pi x f_1 h \sin\alpha = \gamma \pi x^2 (D-y) + \frac{\gamma}{6} \pi y (3x^2 + y^2)$$

$$f_1 = \frac{\gamma}{2xh} \left[ x^2 \left( D - \frac{y}{2} \right) + \frac{y^3}{6} \right] \frac{1}{\sin \alpha} \quad \text{--- (XCVIa)}$$



圖六十七

式內,  $x = r \cdot \sin \alpha$ ,

$y = r(1 - \cos \alpha)$ .

$$f_2 = \frac{\gamma r (D - y)}{h} - f_1 \quad \text{--- (XCVIb)}$$

在球底底部,  $\alpha = 0, x = 0, y = 0$ .

$$\therefore f_1 = 0$$

$$f_2 = 0$$

在球底與圓筒交界處, 即 a-a 截面,  $\alpha = \pi/2$ ,

$$x = r, y = r.$$

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{\gamma r}{2h} \left( D - \frac{1}{3}r \right) \dots \dots \dots \\ f_2 &= \frac{\gamma r}{2h} \left( D - \frac{5}{3}r \right) \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \text{(XCVII)}$$

圓筒部任何點,  $r_2 = r$ ,  $r_1 = \infty$ .

$$\therefore f_1 = 0$$

$$f_2 = \frac{pr}{h} = \frac{\gamma r(D-y)}{h} \dots \dots \text{(XCVIII)}$$

錐底水塔 如圖六十八。

錐底部任何緯線截面  $b-b$  處,

$$r_1 = \infty, \quad r_2 = x / \cos \alpha.$$

$$\therefore f_2 = \frac{r_2 p}{h} = \frac{p}{h} \cdot \frac{x}{\cos \alpha}$$

$$= \frac{\gamma(D-y)}{h} \cdot \frac{x}{\cos \alpha} \dots \dots \text{(XCIXa)}$$

$$2\pi x f_2 h \cos \alpha = \gamma \pi x^2 (D-y) + \frac{\gamma \pi x^2 y}{3}$$

$$\therefore f_1 = \frac{\gamma}{2h \cos \alpha} x \left( D - \frac{2}{3}y \right) \dots \dots \text{(XCIXb)}$$

式內,  $x = y \cdot \tan \alpha$ .

在錐底底部,  $x=0$ ,  $y=0$ ,  $\therefore f_1=0$ ,  $f_2=0$ .

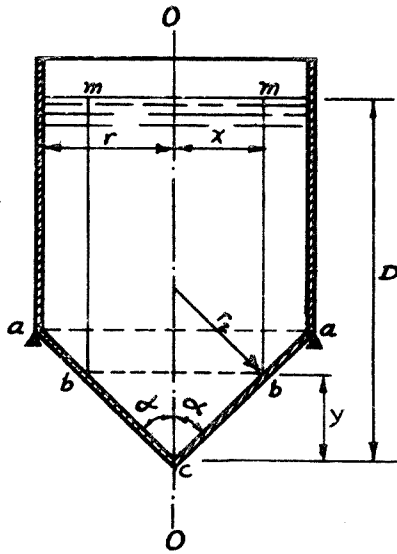
在錐底與圓筒交界處, 即  $a-a$  截面,

$$y = r \cdot \cot \alpha.$$

$$f_2 = \frac{\gamma r}{h} (D - r \cdot \cot \alpha) \frac{1}{\cos \alpha} \quad \dots \dots \dots \quad \left. \vphantom{f_2} \right\} (C)$$

$$f_1 = \frac{\gamma r}{2h \cdot \cos \alpha} (D - \frac{2}{3} r \cdot \cot \alpha) \quad \dots \dots \dots$$

圓筒部之應力與球底者相同。



圖六十八

穹底水塔 如圖六十九由兩部合成中央為穹形，外周為錐形，支點在兩部之交點，所以減低底部之應力，且變拉力為壓力，故在鋼骨水泥水塔用之尤便。

在穹底任何緯線截面 c-c 之力及  $f_2$  求法與球底同， $f_1$  之垂直分力應與  $n'cecn'$  容量之重量相平。

衡

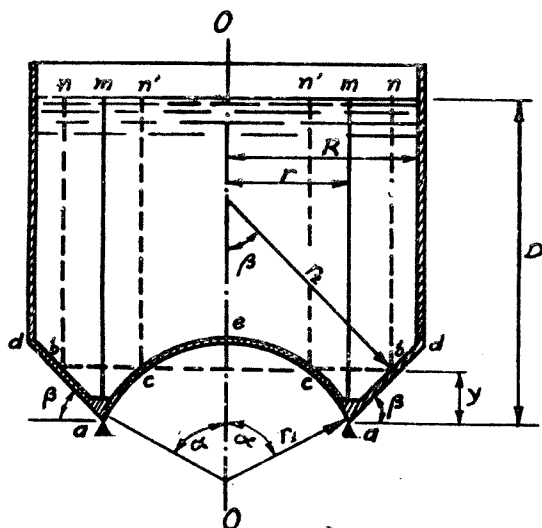
在錐底任何緯綫截面  $b-b$  之力及  $f_2$ , 求法與全錐底同,  $f_1$  之垂直分力應與外圍與  $nbbn$  間容量之重量相平衡。

在錐底與穹底交界處, 即  $a-a$  截面, 兩方之應力並不相等, 其計算如下式:

錐底方面

$$f_2 = \frac{\gamma D r}{h \cdot \sin \beta}$$

$$f_1 = \frac{\gamma(R-r)}{2h \cdot \sin \beta} \left[ D(R+r) - \frac{1}{3}(R-r)(R+2r)\tan \beta \right] \quad (c1)$$



圖六十九



穹底方面:

$$f_1 = \frac{\gamma}{2rh} \left[ r^2 D - \frac{r_1}{6} (1 - \cos \alpha) (3r^2 + r_1^2 \frac{1 - \cos \alpha}{2}) \right] \dots \dots \dots \quad (C11)$$

$$f_2 = \frac{\gamma D r_1}{h} - f_1$$

若令  $\alpha = \beta = \pi/4$ , 則可令穹底部之向外水平擠力與錐底部之向內水平擠力相平衡, 而求得其  $R$  與  $r$  之比例。

在鋼骨三和土結構中, 以上各式中之  $f_1$  及  $f_2$  為截面每單位長之總拉力, 或總壓力, 即以之決定三和土及鋼骨之應力。

66 局部彎曲應力 在上節中, 容器壁之彎曲影響略而不計, 此項直接應拉力或應壓力謂之“膜壁應力”, 但因膜壁應力所生之移動, 足使膜壁發生彎曲而另生彎曲應力, 此彎曲應力之影響, 在鋼骨三和土水塔中極為重要, 而尤以經綫向曲綫折向處為甚, 例如球底或錐底與圓筒交界處, 及穹底與錐底交界處, 在交界綫兩方之應力不同, 其變形亦不同, 故在該截面之一方必另有一剪力及彎勢以保持其相同之變形, 此項彎曲應力謂之“折斷應力”, 須與膜壁應力併合計算, 其計算實例見卷下設計各章中。

## 第四章 設計綱要

67 理想的設計 普通結構所構成之材料，不外磚、石、木材、鋼材、鋼骨三和土等數種。磚石應用之範圍甚狹，材料之性質不勻，設計多偏於經驗結果。木材之性質，為建築材料中之最不均一者，其腐毀又易，故祇限於保持年齡較短及不甚重要之工程。且構造簡單而所取安全率又大，設計時無精密計算之必要。鋼鐵材料性質均勻，截面劃一，配製便利，計算應力比較確定。雖結構之副應力普通並不計及，實際結果並無大誤。故設計時有一定之規範，成例可以遵循。惟鋼骨三和土結構，所包涵之材料，計有水坭、砂、石及鋼骨四種，其選擇配合全憑設計者之意旨。至於各構材之配製，又不如鋼材結構係由單獨構材所構成，全體結構均係連續澆製，除少數特設之漲縮縫外，整個構架並無分離接筭。其應力之分佈，較諸鋼材結構遠為複雜。且在工作進行中，所能影響全部結構應力之因數又甚多，故一鋼骨三和土結構之是否足以安全支載其可能之荷重，不僅須有慎密之計算，且須顧及工作時能否將理想之設計完全實施，方能得滿足之結果。

理想的設計，不僅須為有效的，且須為經濟的。有效與經濟，互相聯繫，而並不完全一致。一理想的鋼骨三和土設計者，必同時為一靈巧之工程師。自觀

察場地及初步單計劃開始經過全部結構之詳細設計，工程估價，材料準備，施工規範等，以達最後工程進行之視察驗收，及因不可預測之困難而發生必要之修改等等，彼必須繼續不斷運用其對於材料上，設計上，工作上，以及價格上之種種學識與經驗。

是以鋼骨三和土工程師，一方面須為一優良之計算家，能就假定之荷重而精密計算各部份之應力及變形，同時副以充足之經驗，能決定其理想之計劃，是否可以實施，及如何實施之方法，在另一方面又須為一實驗家，能熟知材料之處置，工具之運用，及工場之管理等，使其理想的計劃可以順利進行，在第三方面，更須熟悉材料及工人之市況，使其計劃合於經濟原理，而迅速實施，不生阻碍。故一理想的工程師，實須技術家，工程家，及法律家，商業家，管理家，數者兼備，方能稱職。

68 經濟的設計 所包括之因數甚多，(一)結構之性質，(二)所擬保持之期限，(三)可能的荷重之變遷，(四)可能之更改或擴充，(五)各種材料之採辦及運輸狀況與其價值，(六)各種不同混合比例三和土之應力與價值之比較，(七)各種模型價值之比較，(八)各種工作法之效能，及價值之比較等等，均有密切聯屬之關係。所謂最經濟的設計，並不即為總價最低廉之設計，而當為能以最低廉之代價，在預擬之保持

期限內，得最大之效能之設計，在鋼鐵工程，更改拆除較易者，偶有不合，尚易補救。惟鋼骨三和土工程，則永久性最大，更改拆除，耗工極鉅，而廢料幾全屬無用，故設計之先，尤不能不審慎周詳，以期盡善。

至於各種構材佈置情形之不同，及所用材料尺度之互異，所影響於整個設計之總價者，尤為重大。當憑以往經驗，妥為支配，在鉅大工程，尤宜分別研究，細為比較，方能得最經濟之結果。

**69 規程之選定與遵守** 凡設計進行之前，對於荷重之假定，應力之計算，及材料之選擇，工作之方法等，均須先有一定標準。在城市建築，或鐵道及公路工程，大都國家或地方政府有頒定之法規，或由法定學會擬定公佈之規範，為一般工程師設計之標準。此等規程，除依最新之學理及實驗，得作特殊之申請外，均應絕對遵守，不得違反，以資統一而保安全。

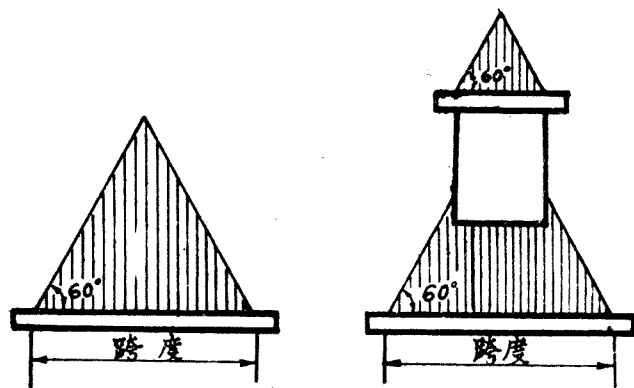
各種不同之規程，對於荷重之大小，應力之高低，計算之精粗，以及種種材料與尺度之限制，極不一致，而實際設計之結果，並不如其形式相差之甚，且均視地方狀況及結構性質而定。故一種規程之審定，自有其特殊之價值，絕不容任意增損。

在若干地方，或若干特殊工程，並無規程可資遵循之時，主持設計者，應自定設計規範，其選定之標準，當擇地方狀況相同，結構性質相類者，參酌擬定。

惟切不可將不同規程之條款，任意參雜，規範較大之工程，應先作實地試驗，則設計時自有相當把握，既不致發生意外，亦不致空耗物力。

**70 固定荷重** 為結構本體之永久重量，及所載之一切永久附屬物之重量，此項固定荷重，當結構本體完成後，立即存在，不再移除，倘本體及其附屬物有增加之可能時，亦應一併計入。

水坭窗楣，承載磚牆時，不必將全部牆重計入，而可如圖七十計算其三角形部份。



圖七十

**71 活動荷重** 凡任何外來之荷重，有加於一構材之可能者，謂之活動荷重，如人，風，雪，車輛，存儲物，及一切活動之器具，機械等，均屬此類，其確實之重量，全視各部結構預擬之需要而定。

人、物、機械等，普通以均佈荷重計算。凡城市房屋所載之均佈活動荷重，大都地方政府均有規定。惟設計樓板及梁時，應假定於無均佈荷重時，能承載一規定集中荷重，其實佔之地位為2呎6吋見方。棧房等存儲物之重量，應視需用之情形而定。設計時之最高荷重，應明白規定，標誌於入口之處，俾以後使用者知所限制。

水櫃、穀倉、煤倉等，存儲特殊物質者，應計算其實在重量。倘有存積水之可能者，應連水計算。又如油類等，比重較水為輕者，應以水之重量為設計標準。機械等活動荷重，在運用時發生震動者，應於實重之外，加25至50%之衝擊力。

72 車輛荷重 鐵道及公路橋梁、涵洞所載之車輛荷重，除有政府規定外，選定之時，不僅須擇可能之最大荷重，且應視將來發展之情形而預為準備。

車輛荷重，除依假定之輪重計算外，為簡便計，常採用其“相當之均佈荷重”，結果相差甚微。

車輛荷重之衝擊力，佔橋梁設計之一重要部份。衝擊因數之公式，各國所採略有不同，列舉如下：

1. 英國標準規程規定板梁公路橋之衝擊力因數如下式，

$$I = \frac{80}{90 + \frac{nl}{2}} \dots \dots (C111a)$$

式中,  $I$  = 衝擊因數,

$L$  = 使該梁或構材發生最高應力之載重長度, 呎數,

$n$  = 該梁或構材所支載之車輛道數,

鐵道橋之衝擊因數應依上式加 50%.

2. 美國公路學會規定公路橋梁之衝擊因數為

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad \dots \dots \dots (CIIIb)$$

美國鐵道學會規定鐵道橋梁之衝擊因數為

$$I = \frac{300}{300 + \frac{L^2}{100}} \quad \dots \dots \dots (CIIIc)$$

3. 中國交通部規定鐵道橋梁之衝擊因數亦為 (CIIIc) 式, 公路橋梁則並無規定.

計算橋面板時, 單獨輪重之有效分佈面積如下:

1. 理論公式 如圖七十一.

設  $a$  及  $b$  = 車輪與路面相接之寬度及長度,

$h$  = 路面厚度,

$d$  = 板之厚度,

有效寬度  $A = a + 2(h + d) \dots \dots \dots$  } (CIVa)

有效長度  $B = b + 2(h + d) \dots \dots \dots$  }



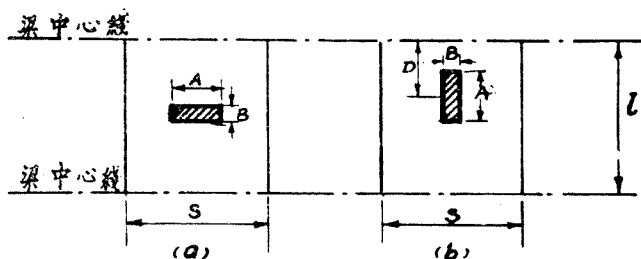


$$A = \text{枕木心距} + \text{枕木寬度} + 2(h+d) \quad \left. \vphantom{A} \right\} (CIVc)$$

$$B = \text{枕木長度} \quad \dots \dots \dots$$

若板之全寬超過其跨度  $L$  之兩倍，則輪重之有效分佈寬度  $s$ ，在理論等於  $A$  或  $B$ ，但因鋼骨係縱橫交置，實際有效寬度遠大於  $A$  或  $B$ ，其計算公式，可列舉如下：

1. *M. S. Kitchum* 公式，為美國所通用，如圖七十三。



圖七十三

輪向與梁向正交時， $s = \frac{2}{3}(l-B) + A \quad \dots \dots \dots$

輪向與梁向平行時， $s = \frac{2}{3}(2D+A) \quad \dots \dots \dots$

} (CVa)

或約略計算為  $s = 0.7l \quad \dots \dots \dots (CVb)$

2. *E. A. Scott* 公式

$$s = \frac{l}{4} + A \quad \dots \dots \dots (CVc)$$

3. *W. L. Scott* 則主張直接由四邊支架板原理

計算，而不用有效寬度，英國交通部之規定，即依此理：

4. E. O. Williams 之近似公式

$$s = \frac{2}{3} l + 6'' \dots \dots \dots (CVd)$$

以上各式之採用，視所用橫向鋼骨之多寡而定，若橫向鋼骨之面積達主要鋼骨之半時，Hitchum 公式實最經濟而安全。

73 風力 風力之影響，視結構之性質地位而

異，體積小而高出四周者，其有效風力大，體積大而为四周其他建築物所圍繞者，其有效風力小，但四周之狀況，時有改變，故凡體積小而受其他荷重之應力甚小者，對於風力應特別注意，以免發生危險。

風力之計算，依速度之平方而變，其計算公式不一，最通用者為  $P = 0.003V^2 \dots \dots \dots (CVIa)$

式中， $P$  = 風力每平方呎磅數

$V$  = 速度每小時哩數

風力在傾斜屋面上之正交分力，各家計算不同，約列如下：

1. Hutton 公式  $P_n = P(\sin A)^{1.84 \cos A - 1} \dots \dots \dots (CVIIa)$

2. Duchemin 公式

$$P_n = P \frac{2 \sin A}{1 + \sin^2 A} \dots \dots \dots (CVIIb)$$

式中， $P_n$  = 正交風力，

$A$  = 斜面與水平之交角。

在房屋建築之屋面、屋架等，往往因門、窗不及完全緊閉之故，發生風力向上向外之影響。此種外托風力，應假定等於內壓風力之  $2/3$ 。

各種特殊結構之風力計算，當於實例中詳述之。

74 材料之選擇及應力之規定 荷重規定之後，設計進行之先，當規定所用之材料及其最高應力。

鋼骨之採選，大都無甚困難。蓋在一地方所易於採運而價值相宜之鋼料，甚易決定，而無須精密之比較。

水泥、三和土之材料及混合比例，則極為複雜，當作精細之比較及實地之試驗。

砂石之採用都屬大量，運輸困難而費鉅，故宜就近採取，視其性質而定。三和土之應力，不得已時或竟加增水泥之成份，以得所需之強度。

水泥則凡普通結構，祇須採用普通人造水泥，惟如水中結構，利於速凝，以防沖刷，及結構完成後立即承載十足之荷重者，宜用速凝或礮土水泥，使在短時期內可得較高之強度。

至於石子之大小，水泥之成份，以及水量之多寡，則視結構之性質而定。體積鉅大者，石子可較大，或竟將石塊埋藏其中，水泥可較少，水量亦可較少，體

積薄小者，石子宜小，水坭宜較多，水量亦宜較多。須防水之滲透者，砂石混合之密度宜大，水坭宜較多，水量則不宜過多，祇以能工作為度。

每種三和土之應力，最佳宜作實地試驗，而後決定。若工程不大者，祇能就以往經驗，審慎選定。

**75 計算方法及其精確度** 設計時對於計算剪力、彎勢等之詳細分析，應視所採之荷重及最高應力而分精粗之別。

若所採之荷重為極約略之近似值，較實際可能荷重為遠大，而所採最高應力之安全率又甚高者，精密之彎勢分析，實無必要。至於近頃設計之傾響，為經濟計，荷重之選定，極與事實相符，應力規定時，所採安全率較低，每一構材各部份之彎勢、應力等，自須精密分析，使各部份均有相當強度，不致發生意外。

每一結構，各部份之強度，務必相稱，一弱點發生意外，即足使全結構毀損。故一部份之疎忽簡略，足令其他部份之審慎精確，全部失其價值。此點尤不可不時加注意。

對於構材尺度之支配，設計時切不可僅以其應力充足為滿足，過度之傾陷，不僅不適應用，不合觀瞻，且因重複荷重，足使應力增加，而漸致損毀。故每一構材，或每一交筍，必須有其相當之抗撓及抗拔堅度。

至於計算進行中，每一數值之精確度，當視其結果之需要而定。過略之計算，固足使結果不確，而過詳之計算，亦徒耗時間，與實際無補。同時，並須顧及所採材料之商用尺度，及工作時所可得之精確度，庶每一尺度均有實施之可能。

總之，設計時之計算，與純粹數學之計算不同。設計者當儘量採用簡易明晰之計算方法，以期耗最少之時間，得最切實用之結果。其排列務必整齊，說明務必清晰，使校核者及製圖者不生疑問。

凡有圖表可資利用者，當儘量採用，不特節省時間，且可減少錯誤。惟當注意所用圖表之精確度，是否適宜。若工程鉅大，計算繁多時，尤宜視其需要，自製圖表，以利計算。

76 圖樣及其說明 依據計算而繪製圖樣，尺度、數量均須清晰、準確，使工作者一目瞭然，不致錯誤。一種尺度或數量重見數處者，務必符合，不可互歧。

凡在同時工作之工程，須儘量置於同一或圖號連續之圖樣。每一構材之每一鋼骨，均須詳示其彎折及排置方法。構材截面須儘量繪於其立面或平面之附近。每一構材，須有一有系統之符號。

各構材三和土之成份，須明白註明。倘每一圖樣所載各構材之成份相同者，可載明於附註之中。

在重要工程中，每日工作停止時之工作面，應詳

細規定於圖樣中。

重要工程之模型、支撐等，均應妥為設計，另繪詳圖。

**77 規範書** 規範書，亦為全部設計中之一重要部份。凡各種材料之尺度、性質、一切工作方法等，均須詳細規定，俾實施之工程得如設計之預期。其分項條目，應有系統，文字宜淺顯明瞭，不易誤解。所列條文，務須有確實施行之可能性。倘事實上有所阻礙，而不克實施者，均不應列入，以免發生困難，而多爭執。

**78 預算及估價** 凡一工程正式設計之前，必先有預算，以視所需之經費是否為事實所許可。

若工程範圍不大，而有已成之工程可相比擬者，自可視材料及工作市價之昇降，及運輸等情形，而得一可靠之預算。

至於工程之性質特殊，或範圍較大者，草擬預算之先，應作一草設計，庶材料工作之數量，相當準確。作草設計時，所擇之標準構材，及未定費用之相當準備，均須憑以往之經驗而定。

設計完成後，須將整個計劃作一詳細精密之估價，以稽核與原來之預算是否符合，而再斟酌修正。若相差過鉅，則應自結構上重加支配佈置，重行設計，以期適合預算。

預算及估價，固須相符，尤須注意市價之可能的變動，及實施時之一切困難，務使與實施工程之實在價值，互相脗合，否則實施時，因經濟不足，進行發生阻礙，全部設計即無價值可言。

至於預算及估價過於超出事實，則足使計劃進行中，因不必要之經濟問題，而發生阻礙，亦屬設計者之大忌。

卷上終

